



# ESPE

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS  
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

## **Análisis de vulnerabilidad sísmica y propuesta de reforzamiento estructural del “Hospital San Luis de Otavalo”**

Lara Almeida, Alexander Mauricio y Martínez Lara, Kevin Rodrigo

Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Trabajo de titulación, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

Ing. Caiza Sánchez, Pablo Enrique, PhD.

28 de julio del 2020



### Document Information

---

**Analyzed document** LARA\_MARTÍNEZ\_TRABAJO DE TITULACIÓN\_URKUND\_2.docx (D77174496)  
**Submitted** 7/26/2020 3:07:00 AM  
**Submitted by** Caiza Sánchez Pablo Enrique  
**Submitter email** pecaiza1@espe.edu.ec  
**Similarity** 6%  
**Analysis address** pecaiza1.espe@analysis.arkund.com

A handwritten signature in blue ink, reading "Pablo Caiza S.", written over a horizontal line.

Ing. Caiza Sánchez, Pablo Enrique PhD.

C.C.: 1707597272



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA  
CONSTRUCCIÓN  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**CERTIFICACIÓN**

Certifico que el trabajo de titulación, **“Análisis de vulnerabilidad sísmica y propuesta de reforzamiento estructural del Hospital San Luis de Otavalo”**, fue realizado por los señores **Lara Almeida, Alexander Mauricio y Martínez Lara, Kevin Rodrigo**, el cual ha sido revisado y analizado en su totalidad por la herramienta de verificación de similitud de contenido; por lo tanto cumple con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustenten públicamente.

Sangolquí, 28 de julio del 2020

---

Ing. Caiza Sánchez, Pablo Enrique PhD.

C.C.: 1707597272



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA  
CONSTRUCCIÓN  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**RESPONSABILIDAD DE AUTORÍA**

Nosotros, **Lara Almeida, Alexander Mauricio y Martínez Lara, Kevin Rodrigo**, con cédulas de ciudadanía n° 1004015309 y 1004015234 respectivamente, declaramos que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: **“Análisis de vulnerabilidad sísmica y propuesta de reforzamiento estructural del Hospital San Luis de Otavalo”**, es de nuestra autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Sangolquí, 28 de julio del 2020

Lara Almeida, Alexander Mauricio

C.C.: 1004015309

Martínez Lara, Kevin Rodrigo

C.C.: 1004015234





**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA  
CONSTRUCCIÓN  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN**

Nosotros, **Lara Almeida, Alexander Mauricio y Martínez Lara, Kevin Rodrigo**, con cédulas de ciudadanía n° 1004015309 y 1004015234 respectivamente, autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación: **“Análisis de vulnerabilidad sísmica y propuesta de reforzamiento estructural del Hospital San Luis de Otavalo”**, en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra responsabilidad.

Sangolquí, 28 de julio del 2020

Lara Almeida, Alexander Mauricio

C.C.: 1004015309

Martínez Lara, Kevin Rodrigo

C.C.: 1004015234



### **Dedicatoria**

A Dios por guiar mi camino y haberme dado la fortaleza para saber sobrellevar de mejor manera las circunstancias que se han presentado durante el transcurso de este trabajo de titulación.

A mis padres Mauricio y Elsita, que me han apoyado en mi vida universitaria, con su consejo, aliento, sabiduría y sobretodo dándome fuerzas para cumplir este anhelado objetivo. Ellos son mi fuente de inspiración constante para no rendirme y ser una persona de bien.

A mi hermano Carlitos, familiares y en especial a Karen, quienes me brindaron apoyo y cariño en el transcurso de mi formación como profesional.

**Alexander Mauricio, Lara Almeida**

Dedico el presente trabajo de titulación a Dios por guiar mi camino y acompañarme cada día para ser una mejor persona y dar lo mejor de mí.

A mis padres, quienes a pesar de las adversidades han estado conmigo en todo momento, apoyándome constantemente y brindándome su amor incondicional, a ustedes, les dedico este logro, los amo mucho.

A mi hermana, por ser un ejemplo a seguir en muchas situaciones de la vida, gracias por sembrar en mi la semilla de superación diaria.

A todas las personas que formaron parte del desarrollo académico del presente trabajo de titulación.

**Kevin Rodrigo, Martínez Lara**



## Agradecimiento

A la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, por las enseñanzas y conocimientos brindados, la cual fue el hogar a lo largo de nuestra carrera universitaria.

A los docentes que conforman la carrera de Ingeniería Civil por compartir su experiencia, conocimiento y valores los cuales aportaron a nuestra formación como profesionales.

De manera especial a nuestro tutor Ingeniero Pablo Caiza quien, con su predisposición y constante apoyo en los conocimientos científicos, ha hecho posible que logremos concluir este trabajo de titulación colaborándonos con toda su experiencia y sabiduría.

Finalmente, sobran las palabras para agradecer a todas las personas que apoyaron de manera directa o indirecta con la contribución de este trabajo de titulación.

**Alexander Mauricio, Lara Almeida**

Agradezco a Dios, por darme la fuerza y sabiduría para culminar esta etapa de mi vida y a mis padres por sus consejos y apoyo absoluto en cada momento de dificultad sin dejarme desmayar. A mi hermana por su paciencia y frases de aliento.

A la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE a sus autoridades y docentes por permitirme formarme en esta prestigiosa institución; en especial a nuestro tutor Ingeniero Pablo Caiza, por todos sus conocimientos, paciencia, voluntad y supervisión constante durante todo el proyecto.

A mis amigos y compañeros por ser parte de esta experiencia universitaria llena de grandes momentos, en especial a quienes fueron parte del proyecto de investigación.

**Kevin Rodrigo, Martínez Lara**

## Índice de Contenido

Certificación.....	3
Responsabilidad de Autoría.....	4
Autorización de Publicación.....	5
Dedicatoria .....	6
Agradecimiento .....	7
Índice de Contenido.....	8
Índice de Tablas .....	16
Índice de Figuras.....	23
Resumen.....	32
Abstract .....	33
Capítulo I.....	34
Aspectos Generales .....	34
Introducción.....	34
Antecedentes.....	35
Planteamiento del Problema.....	36
Macro .....	37
Meso.....	37
Micro.....	38
Área de Influencia.....	38
Justificación.....	39
Objetivos .....	40
Objetivo General.....	40
Objetivos Específicos .....	40
Capítulo II.....	41
Marco Teórico .....	41
Peligrosidad Sísmica .....	42
Zonificación Sísmica NEC – 15.....	47
Peligrosidad Sísmica – Imbabura .....	53
Fallas Locales.....	56
Vulnerabilidad Sísmica .....	57
Tipos de Vulnerabilidad Sísmica.....	58

Vulnerabilidad Funcional.....	58
Vulnerabilidad No Estructural.....	60
Vulnerabilidad Estructural .....	61
Sistema Estructural.....	64
Estructuras Macizas o de Mampostería .....	64
Propiedades Mecánicas de la Mampostería.....	65
Vulnerabilidad Sísmica de la Mampostería .....	67
Factores que Influyen en la Vulnerabilidad Sísmica .....	68
Fuerzas Sísmicas .....	70
Tipos de Fallas .....	72
El Ladrillo.....	73
Historia del Ladrillo .....	73
Composición del Ladrillo.....	74
Partes de un Ladrillo.....	74
Clasificación del Ladrillo .....	75
Propiedades Mecánicas del Ladrillo.....	75
Fabricación del Ladrillo.....	76
Uso del Ladrillo y sus Aplicaciones.....	76
El Ladrillo Como Material de Construcción .....	77
Mortero .....	77
Tipos de Aparejo.....	78
Cimentación en Estructuras de Mampostería.....	81
La Madera .....	82
Características de la Madera .....	82
Propiedades Mecánicas de la Madera.....	83
La Madera Como Material de Construcción .....	85
Vulnerabilidad Sísmica de la Madera.....	85
Hormigón Armado .....	86
Requisitos de Resistencia.....	86
Factores de Reducción de Resistencia .....	87
Propiedades Mecánicas del Hormigón.....	88
Resistencia a la Compresión .....	88
Módulo de Elasticidad del Hormigón.....	88

	10
Módulo de Corte del Hormigón .....	88
Propiedades Mecánicas del Acero de Refuerzo .....	89
Resistencia a la Fluencia del Acero .....	89
Inercia de Secciones .....	90
Acero Estructural .....	91
Propiedades Mecánicas del Acero Estructural .....	91
Módulo de Corte del Acero .....	91
Esfuerzo de Fluencia Probable .....	92
Resistencia a la Tensión Probable .....	92
Ensayos e Instrumentación .....	93
Estudio Geotécnico .....	94
Ensayo de Refracción Sísmica .....	95
Ensayo de Penetración Estándar (SPT) .....	98
Ensayo de Contenido de Humedad .....	109
Ensayo de Granulometría .....	111
Ensayo de Límites de Consistencia .....	114
Clasificación de Suelos .....	118
Ensayo de Gravedad Específica .....	119
Ensayo de Densidad Aparente .....	121
Estudio de Materiales .....	123
Esclerómetro .....	123
Pachómetro .....	124
Ensayo de Compresión de Ladrillos .....	125
Propiedades Dinámicas .....	127
Acelerómetros .....	129
Capítulo III .....	133
Evaluación de la Edificación .....	133
Historia del “Hospital San Luis de Otavalo” .....	134
Construcción .....	134
Rehabilitación .....	136
Características de la Edificación .....	137
Ubicación Geográfica .....	137
Estructura Patrimonial .....	139

Generalidades .....	139
Características del Bien Inmueble Patrimonial .....	139
Valoración del Bien Inmueble Patrimonial .....	141
Descripción Arquitectónica .....	143
Descripción Estructural .....	145
Resultados del Ensayo de Refracción Sísmica .....	151
Resultados del Ensayo de Penetración Estándar (SPT) .....	160
Resultados del Ensayo de Humedad .....	168
Resultados del Ensayo de Granulometría .....	169
Resultados del Ensayo de Límites de Consistencia .....	170
Resultados de la Clasificación Granulométrica .....	172
Resultados del Ensayo de Gravedad Específica .....	173
Resultados del Ensayo de Densidad Aparente .....	175
Resultados del Ensayo Esclerométrico .....	176
Resultados del Ensayo del Pachómetro .....	179
Resultados del Ensayo de Compresión de Ladrillos .....	181
Resultados de las Propiedades Dinámicas con Acelerómetros .....	183
Capítulo IV .....	190
Diagnóstico de Vulnerabilidad Sísmica .....	190
Descripción del Método FEMA P – 154 .....	190
Análisis de la Vulnerabilidad Mediante el Método FEMA P – 154 .....	193
Síntesis de los Resultados Mediante el Método FEMA P – 154 .....	195
Descripción del Método Benedetti y Petrini (Método Italiano) .....	196
Parámetros Para Determinar el Índice de Vulnerabilidad .....	196
Cuantificación del índice de vulnerabilidad .....	206
Análisis de la Vulnerabilidad Mediante el Método Benedetti y Petrini .....	208
Síntesis de los Resultados Mediante el Método Benedetti y Petrini .....	222
Capítulo V .....	223
Modelamiento y Análisis de la Edificación Actual .....	223
Modelamiento .....	223
Materiales .....	224
Mampostería .....	225
Madera .....	226



Hormigón .....	227
Acero de Refuerzo .....	229
Acero Estructural .....	230
Definición de Secciones.....	231
Cimentación.....	232
Muros de Mampostería .....	233
Vigas de Hormigón Armado .....	240
Viguetas de Madera.....	244
Cerchas .....	246
Tubos de Acero .....	248
Correas.....	250
Entablado .....	251
Losa Alivianada Unidireccional .....	252
Análisis de Cargas.....	255
Carga Muerta.....	255
Peso Propio .....	256
Peso Adicional .....	257
Carga Viva.....	260
Carga de Granizo .....	263
Carga de Viento.....	266
Análisis Sísmico .....	270
Zonificación Sísmica y Factor de Zona “Z” .....	271
Coeficientes de Perfil de Suelo .....	272
Coeficiente de Amplificación del Suelo “Fa” .....	272
Coeficiente de Amplificación del Espectro Elástico “Fd” .....	272
Coeficiente de Comportamiento No Lineal de los Suelos “Fs” .....	273
Periodo de Vibración “T” de la Estructura .....	274
Espectro Elástico Horizontal de Diseño en Aceleraciones “Sa” .....	278
Límites Para el Periodo de Vibración .....	279
Coeficiente de Importancia Estructural “I” .....	280
Factor de Reducción de Resistencia Sísmica “R” .....	280
Irregularidad en Planta y Elevación .....	281
Irregularidad en Planta.....	281

Coeficiente de Irregularidad en Planta " $\emptyset_P$ " .....	288
Irregularidad en Elevación .....	289
Coeficiente de Irregularidad en Elevación " $\emptyset_E$ " .....	292
Carga Sísmica Reactiva "W" .....	293
Sismo Estático .....	294
Cortante Basal de Diseño "V" .....	294
Sismo Dinámico.....	297
Análisis Modal .....	301
Combinaciones de Carga .....	302
Síntesis de Resultados de la Estructura Actual.....	305
Calibración Modelo Analítico .....	305
Calibración del Corte Basal .....	306
Periodos de Vibración de la Estructura .....	310
Control de Derivas de la Estructura .....	312
Derivas de Piso en el Sentido "X" .....	312
Derivas de Piso en el Sentido "Y" .....	313
Control de Torsión de la Estructura .....	314
Torsión en Planta en el Sentido "X" .....	314
Torsión en Planta en el Sentido "Y" .....	314
Control de Esfuerzos y Deflexiones .....	315
Esfuerzos en Muros de Mampostería.....	315
Esfuerzos en Muros de Mampostería en Sentido "X" .....	318
Esfuerzos en Muros de Mampostería en Sentido "Y" .....	322
Deflexiones y Esfuerzos en Viguetas de Madera .....	327
Esfuerzos en Vigas de Hormigón Armado .....	334
Deflexiones en Entrepisos de Hormigón y Madera.....	336
Capítulo VI .....	339
Reforzamiento Estructural .....	339
Rehabilitación Estructural .....	339
Alternativas de Rehabilitación Estructural.....	339
Selección de la Alternativa de Reforzamiento.....	341
Primera Disposición de Reforzamiento en el Modelo Estructural .....	344
Materiales.....	345

Hormigón .....	345
Acero Refuerzo.....	346
Definición de Secciones.....	347
Vigas de Hormigón .....	347
Losa Alivianada Unidireccional .....	349
Segunda Disposición de Reforzamiento en el Modelo Estructural .....	350
Materiales.....	351
Muros de Mampostería Enchapados.....	351
Acero de Refuerzo.....	354
Definición de Secciones.....	355
Muros de Mampostería Reforzados .....	355
Asignación de Etiquetas “Pier” .....	356
Asignación de Etiquetas “Spandrel” .....	356
Asignación de Secciones “Pier” .....	357
Diseño del Reforzamiento.....	358
Losa de Entrepiso.....	358
Pre – dimensionamiento .....	358
Diseño de la Losa de Entrepiso .....	358
Vigas de Hormigón Armado.....	372
Pre – dimensionamiento .....	372
Diseño de las Vigas de Hormigón Armado.....	372
Enchapado de Muros de Mampostería .....	390
Diseño del Enchapado de Muros de Mampostería.....	393
Síntesis del Diseño del Enchapado de Muros .....	402
Descripción del Proceso de Reforzamiento .....	403
Vigas y Losas de Hormigón Armado.....	403
Proceso Constructivo.....	403
Enchapado de Muros.....	404
Consideraciones Adicionales .....	404
Proceso Constructivo.....	406
Síntesis de Resultados Estructura Reforzada.....	408
Calibración del Corte Basal .....	408
Periodos de Vibración de la Estructura .....	409

Control de Derivas de la Estructura .....	412
Derivas de Piso en el Sentido "X" .....	412
Derivas de Piso en el Sentido "Y" .....	413
Control de Torsión de la Estructura .....	414
Torsión en Planta en el Sentido "X" .....	414
Torsión en Planta en el Sentido "Y" .....	414
Control de Esfuerzos y Deflexiones .....	415
Deflexiones en Entrepisos de Hormigón .....	415
Presupuesto del Reforzamiento Estructural .....	417
Salarios de la Mano de Obra .....	417
Costo de Materiales .....	418
Volúmenes de Obra .....	419
Síntesis del Presupuesto Referencial .....	420
Capítulo VII .....	422
Conclusiones y Recomendaciones .....	422
Conclusiones .....	422
Recomendaciones .....	424
Bibliografía .....	426
Anexos .....	434

## Índice de Tablas

Tabla 1 <i>Escala de Mercalli modificada</i> .....	42
Tabla 2 <i>Escala de Richter</i> .....	44
Tabla 3 <i>Valores de factor “Z” en función de la zona sísmica adoptada</i> .....	47
Tabla 4 <i>Tasa de deslizamiento de fallas tectónicas</i> .....	50
Tabla 5 <i>Fallas y pliegues cuaternarios de Imbabura</i> .....	57
Tabla 6 <i>Propiedades mecánicas de mampostería en edificios históricos</i> .....	65
Tabla 7 <i>Principales factores que aumentan la vulnerabilidad en estructuras</i> .....	68
Tabla 8 <i>Fuerzas sísmicas en construcciones de mampostería</i> .....	71
Tabla 9 <i>Principales tipos de fallas en mampostería</i> .....	72
Tabla 10 <i>Clasificación de ladrillos</i> .....	75
Tabla 11 <i>Tipos de mortero</i> .....	78
Tabla 12 <i>Tipos comunes de aparejo</i> .....	79
Tabla 13 <i>Esfuerzos admisibles de la madera</i> .....	84
Tabla 14 <i>Módulo de elasticidad de la madera</i> .....	84
Tabla 15 <i>Maderas estructurales – Ecuador</i> .....	85
Tabla 16 <i>Factores de reducción de resistencia</i> .....	87
Tabla 17 <i>Especificaciones mecánicas de varillas lisas y corrugadas</i> .....	89
Tabla 18 <i>Especificaciones mecánicas de alambres lisos y corrugados</i> .....	89
Tabla 19 <i>Inercias agrietadas y área agrietada</i> .....	90
Tabla 20 <i>Propiedades a tensión del acero estructural (Norma ASTM)</i> .....	91
Tabla 21 <i>Factores de fluencia y tensión probables</i> .....	93
Tabla 22 <i>Clasificación de los perfiles de suelo</i> .....	97
Tabla 23 <i>Clasificación de las unidades de construcción por categorías</i> .....	99
Tabla 24 <i>Número de sondeos y profundidad por unidad de construcción</i> .....	99
Tabla 25 <i>Factores de corrección para el ensayo de penetración estándar (SPT)</i> .....	103
Tabla 26 <i>Factor de corrección de sobrecarga “C<sub>N</sub>”</i> .....	104
Tabla 27 <i>Correlaciones para obtener el ángulo de fricción efectivo del suelo</i> .....	106
Tabla 28 <i>Fórmulas para el cálculo de carga admisible en cimentaciones</i> .....	107
Tabla 29 <i>Compacidad del suelo granular</i> .....	109
Tabla 30 <i>Compacidad del suelo cohesivo</i> .....	109
Tabla 31 <i>Masa mínima de material húmedo</i> .....	110

Tabla 32 <i>Tamaño de granos según la (Norma SUCS)</i> .....	113
Tabla 33 <i>Dimensiones de ladrillos cerámicos (cm)</i> .....	126
Tabla 34 <i>Resistencia mínima de ladrillos a compresión</i> .....	126
Tabla 35 <i>Clasificación de los filtros de señal</i> .....	130
Tabla 36 <i>Ubicación en coordenadas UTM–WGS84 Z: 17N del “Hospital San Luis”</i> .....	138
Tabla 37 <i>Grado de protección patrimonial del “Hospital San Luis de Otavalo”</i> .....	141
Tabla 38 <i>Ubicación del tendido de líneas de refracción sísmica</i> .....	153
Tabla 39 <i>Resumen de los resultados del ensayo de refracción sísmica</i> .....	159
Tabla 40 <i>Ubicación de las perforaciones del ensayo de penetración estándar (SPT)</i> ..	161
Tabla 41 <i>Datos obtenidos del ensayo de penetración estándar (SPT)</i> .....	163
Tabla 42 <i>Correcciones del ensayo de penetración estándar (SPT)</i> .....	164
Tabla 43 <i>Resultados del ángulo de fricción del suelo (<math>\phi</math>)</i> .....	165
Tabla 44 <i>Resultados del ensayo de penetración estándar (SPT)</i> .....	166
Tabla 45 <i>Capacidad de carga admisible del ensayo de penetración estándar (SPT)</i> ...	167
Tabla 46 <i>Resumen de los resultados del ensayo de contenido de humedad</i> .....	168
Tabla 47 <i>Resumen de los resultados del ensayo de granulometría del sondeo 3</i> .....	169
Tabla 48 <i>Resumen de los resultados del ensayo de límites de consistencia</i> .....	171
Tabla 49 <i>Resumen de los resultados de la clasificación del suelo</i> .....	173
Tabla 50 <i>Resumen de los resultados del ensayo de gravedad específica</i> .....	174
Tabla 51 <i>Resumen de los resultados del ensayo de densidad aparente</i> .....	175
Tabla 52 <i>Resumen de los resultados del ensayo de esclerometría de vigas</i> .....	177
Tabla 53 <i>Resumen de los resultados del ensayo de esclerometría del mortero</i> .....	178
Tabla 54 <i>Resumen de los resultados del ensayo del pachómetro en vigas</i> .....	180
Tabla 55 <i>Resumen de los resultados del ensayo de compresión de ladrillos</i> .....	182
Tabla 56 <i>Resumen de las propiedades dinámicas de la estructura</i> .....	187
Tabla 57 <i>Resultados normalizados de las propiedades dinámicas de la estructura</i> .....	189
Tabla 58 <i>Resumen de los resultados del método FEMA P – 154</i> .....	195
Tabla 59 <i>Tipo y organización del sistema resistente</i> .....	197
Tabla 60 <i>Calidad del sistema resistente</i> .....	198
Tabla 61 <i>Resistencia a esfuerzos cortantes de varios materiales</i> .....	199
Tabla 62 <i>Resistencia convencional</i> .....	199
Tabla 63 <i>Posición del edificio y de la cimentación</i> .....	200
Tabla 64 <i>Diafragmas horizontales</i> .....	201

Tabla 65 <i>Configuración en planta</i> .....	201
Tabla 66 <i>Configuración en elevación</i> .....	203
Tabla 67 <i>Espaciamiento máximo entre muros</i> .....	204
Tabla 68 <i>Tipo de cubierta</i> .....	204
Tabla 69 <i>Elementos no estructurales</i> .....	205
Tabla 70 <i>Estado de conservación</i> .....	206
Tabla 71 <i>Escala numérica del índice de vulnerabilidad</i> .....	207
Tabla 72 <i>Cuantificación cualitativa del índice de vulnerabilidad</i> .....	208
Tabla 73 <i>Coefficiente sísmico: con incidencia de la planta baja</i> .....	211
Tabla 74 <i>Deformaciones máximas admisibles en entrepisos de hormigón armado</i> .....	213
Tabla 75 <i>Deformaciones máximas admisibles en entrepisos de madera</i> .....	214
Tabla 76 <i>Deformaciones calculadas vs deformaciones admisibles en entrepisos</i> .....	215
Tabla 77 <i>Parámetros de la configuración en planta de la edificación</i> .....	216
Tabla 78 <i>Masas por planta del “Hospital San Luis de Otavalo”</i> .....	217
Tabla 79 <i>Parámetros de la configuración en elevación de la edificación</i> .....	218
Tabla 80 <i>Parámetros del espaciamiento máximo entre muros</i> .....	219
Tabla 81 <i>Resumen de los resultados del método Benedetti y Petrini</i> .....	222
Tabla 82 <i>Resistencia a la compresión de la mampostería</i> .....	225
Tabla 83 <i>Propiedades mecánicas de la mampostería</i> .....	225
Tabla 84 <i>Propiedades mecánicas de la madera – Eucalipto</i> .....	227
Tabla 85 <i>Propiedades mecánicas del hormigón para vigas</i> .....	228
Tabla 86 <i>Propiedades mecánicas del hormigón para losas</i> .....	229
Tabla 87 <i>Propiedades mecánicas del acero de refuerzo</i> .....	230
Tabla 88 <i>Propiedades mecánicas del acero estructural</i> .....	231
Tabla 89 <i>Muros de mampostería definidos para el programa ETABS®</i> .....	234
Tabla 90 <i>Inercias de secciones agrietadas de muros de mampostería</i> .....	237
Tabla 91 <i>Muros de mampostería definidos con agrietamiento</i> .....	239
Tabla 92 <i>Vigas de hormigón definidas para el programa ETABS®</i> .....	240
Tabla 93 <i>Viguetas de madera definidas para el programa ETABS®</i> .....	244
Tabla 94 <i>Elementos de acero de la cercha</i> .....	246
Tabla 95 <i>Tubos de acero – Cubierta</i> .....	248
Tabla 96 <i>Losas unidireccionales aliviadas del entrepiso</i> .....	252
Tabla 97 <i>Peso específico de los materiales que conforman la estructura</i> .....	256



Tabla 98 Carga adicional en pisos y tumbados .....	257
Tabla 99 Descripción de material tipo galvalume (Panel AR-2) .....	259
Tabla 100 Carga adicional en cubierta .....	259
Tabla 101 Carga viva según la ocupación o uso de la estructura .....	260
Tabla 102 Carga viva en cubierta.....	262
Tabla 103 Descripción de las cargas normalizadas .....	264
Tabla 104 Carga de granizo en cubierta.....	265
Tabla 105 Tipo de rugosidad de las superficies de las estructuras.....	268
Tabla 106 Tipo de exposición con respecto a la presión del viento .....	268
Tabla 107 Factor de direccionalidad del viento.....	269
Tabla 108 Coeficientes de la carga de viento .....	269
Tabla 109 Factor de zona sísmica “Z” del “Hospital San Luis de Otavalo” .....	271
Tabla 110 Tipo de suelo y factores de sitio “Fa” .....	272
Tabla 111 Tipo de suelo y factores de sitio “Fd” .....	273
Tabla 112 Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo “Fs” ..	273
Tabla 113 Cálculo del factor “C <sub>w</sub> ” en sentido “X”.....	275
Tabla 114 Cálculo del factor “C <sub>w</sub> ” en sentido “Y”.....	276
Tabla 115 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	280
Tabla 116 Factor de reducción de resistencia sísmica .....	281
Tabla 117 Coeficientes de irregularidad en planta.....	282
Tabla 118 Coeficientes de irregularidad en elevación.....	289
Tabla 119 Rigidez por nivel del “Hospital San Luis de Otavalo”.....	290
Tabla 120 Distribución de masa en el “Hospital San Luis de Otavalo” .....	292
Tabla 121 Parámetros del cortante basal “V” .....	295
Tabla 122 Coeficiente “k” .....	295
Tabla 123 Espectro de aceleraciones del “Hospital San Luis de Otavalo” .....	297
Tabla 124 Porcentajes de participación modal para cada sentido y tipo de análisis ....	302
Tabla 125 Combinaciones de carga para diseño por resistencia.....	302
Tabla 126 Combinaciones de carga para diseño por esfuerzos.....	303
Tabla 127 Periodos fundamentales de la estructura analítica inicial y experimental ....	305
Tabla 128 Propiedades mecánicas reducidas de la mampostería .....	306
Tabla 129 Periodos fundamentales de la estructura analítica final y experimental .....	306
Tabla 130 Distribución del cortante basal (estático y dinámico).....	307

Tabla 131 <i>Distribución del cortante basal corregido (estático y dinámico)</i> .....	309
Tabla 132 <i>Modos de vibración y periodos de la estructura</i> .....	311
Tabla 133 <i>Límites permisibles de derivas de piso</i> .....	312
Tabla 134 <i>Derivas de piso en sentido “X”</i> .....	312
Tabla 135 <i>Derivas de piso en sentido “Y”</i> .....	313
Tabla 136 <i>Torsión en planta en sentido “X”</i> .....	314
Tabla 137 <i>Torsión en planta en sentido “Y”</i> .....	314
Tabla 138 <i>Esfuerzos admisibles de la mampostería de ladrillo</i> .....	315
Tabla 139 <i>Esfuerzos en los muros portantes del “Eje 1”</i> .....	318
Tabla 140 <i>Esfuerzos en los muros portantes del “Eje 2”</i> .....	319
Tabla 141 <i>Esfuerzos en los muros portantes del “Eje 5”</i> .....	320
Tabla 142 <i>Esfuerzos en los muros portantes del “Eje 16”</i> .....	321
Tabla 143 <i>Esfuerzos en los muros portantes del “Eje A”</i> .....	322
Tabla 144 <i>Esfuerzos en los muros portantes del “Eje D”</i> .....	323
Tabla 145 <i>Esfuerzos en los muros portantes del “Eje H”</i> .....	324
Tabla 146 <i>Esfuerzos en los muros portantes del “Eje U”</i> .....	325
Tabla 147 <i>Esfuerzos en los muros portantes del “Eje X”</i> .....	326
Tabla 148 <i>Deformaciones admisibles de madera – Eucalipto</i> .....	327
Tabla 149 <i>Deformaciones calculadas vs admisibles en viguetas de madera</i> .....	329
Tabla 150 <i>Esfuerzos admisibles de madera – Eucalipto</i> .....	331
Tabla 151 <i>Esfuerzos calculados vs admisibles de corte en viguetas de madera</i> .....	332
Tabla 152 <i>Esfuerzos calculados vs admisibles de flexión en viguetas de madera</i> .....	333
Tabla 153 <i>Deformaciones admisibles en diafragmas</i> .....	336
Tabla 154 <i>Deformaciones calculadas vs admisibles en entrepiso</i> .....	337
Tabla 155 <i>Descripción de resultados obtenidos del estado actual de la estructura</i> .....	342
Tabla 156 <i>Justificación del reforzamiento seleccionado</i> .....	343
Tabla 157 <i>Propiedades mecánicas del hormigón para vigas – Reforzamiento</i> .....	345
Tabla 158 <i>Propiedades mecánicas del hormigón para losas – Reforzamiento</i> .....	346
Tabla 159 <i>Propiedades mecánicas del acero de refuerzo – Reforzamiento</i> .....	347
Tabla 160 <i>Vigas de hormigón definidas para el programa ETABS® – Reforzamiento</i> .....	348
Tabla 161 <i>Losas unidireccionales alivianadas del entrepiso – Reforzamiento</i> .....	349
Tabla 162 <i>Propiedades mecánicas de los materiales para el enchapado</i> .....	351
Tabla 163 <i>Parámetros generales para el cálculo del muro enchapado</i> .....	352

Tabla 164	<i>Cálculo de los parámetros del muro enchapado</i> .....	352
Tabla 165	<i>Propiedades mecánicas de la mampostería equivalente del enchapado</i> ....	353
Tabla 166	<i>Propiedades mecánicas del acero de refuerzo – Enchapado</i> .....	354
Tabla 167	<i>Espesor mínimo de losas alivianadas en una dirección no preesforzadas</i> ..	358
Tabla 168	<i>Altura mínima de losa de análisis</i> .....	358
Tabla 169	<i>Materiales para el diseño de las losas y vigas de hormigón armado</i> .....	359
Tabla 170	<i>Recubrimiento especificado para losas</i> .....	360
Tabla 171	<i>Análisis de cargas para un m<sup>2</sup> de losa</i> .....	361
Tabla 172	<i>Resumen de armado del nervio – Tipo 1</i> .....	366
Tabla 173	<i>Resumen de armado del nervio – Tipo 2</i> .....	367
Tabla 174	<i>Resumen de armado del nervio – Tipo 3</i> .....	367
Tabla 175	<i>Resumen de armado del nervio – Tipo 4</i> .....	368
Tabla 176	<i>Resumen de armado del nervio – Tipo 5</i> .....	368
Tabla 177	<i>Resumen de armado del nervio – Tipo 6</i> .....	369
Tabla 178	<i>Resumen de armado del nervio – Tipo 7</i> .....	369
Tabla 179	<i>Resumen de armado del nervio – Tipo 8</i> .....	370
Tabla 180	<i>Resumen de armado del nervio – Tipo 9</i> .....	371
Tabla 181	<i>Resumen de armado del nervio – Tipo 10</i> .....	371
Tabla 182	<i>Recubrimiento especificado para vigas</i> .....	373
Tabla 183	<i>Datos geométricos de las vigas – Tipo 1</i> .....	374
Tabla 184	<i>Resumen del armado a flexión de las vigas – Tipo 1</i> .....	375
Tabla 185	<i>Resumen del armado a cortante de las vigas – Tipo 1</i> .....	378
Tabla 186	<i>Datos geométricos de las vigas – Tipo 2</i> .....	379
Tabla 187	<i>Resumen del armado a flexión de las vigas – Tipo 2</i> .....	379
Tabla 188	<i>Resumen del armado a cortante de las vigas – Tipo 2</i> .....	380
Tabla 189	<i>Datos geométricos de las vigas – Tipo 3</i> .....	380
Tabla 190	<i>Resumen del armado a flexión de las vigas – Tipo 3</i> .....	381
Tabla 191	<i>Resumen del armado a cortante de las vigas – Tipo 3</i> .....	382
Tabla 192	<i>Datos geométricos de las vigas – Tipo 4</i> .....	383
Tabla 193	<i>Resumen del armado a flexión de las vigas – Tipo 4</i> .....	384
Tabla 194	<i>Resumen del armado a cortante de las vigas – Tipo 4</i> .....	385
Tabla 195	<i>Datos geométricos de las vigas – Tipo 5</i> .....	385
Tabla 196	<i>Resumen del armado a flexión de las vigas – Tipo 5</i> .....	386

Tabla 197 <i>Resumen del armado a cortante de las vigas – Tipo 5</i> .....	387
Tabla 198 <i>Datos geométricos de las vigas – Tipo 6</i> .....	388
Tabla 199 <i>Resumen del armado a flexión de las vigas – Tipo 6</i> .....	389
Tabla 200 <i>Resumen del armado a cortante de las vigas – Tipo 6</i> .....	389
Tabla 201 <i>Relación de aspecto para muros</i> .....	392
Tabla 202 <i>Materiales para el diseño del enchapado de muros</i> .....	393
Tabla 203 <i>Recubrimiento especificado para muros</i> .....	395
Tabla 204 <i>Datos geométricos del enchapado de muros del Eje 1</i> .....	396
Tabla 205 <i>Parámetros para diseño a flexo compresión del muro del Eje 1</i> .....	400
Tabla 206 <i>Diseño por corte del enchapado de muros</i> .....	402
Tabla 207 <i>Resumen del diseño del enchapado de muros</i> .....	403
Tabla 208 <i>Proceso constructivo del enchapado de muros</i> .....	407
Tabla 209 <i>Distribución del cortante basal (estático y dinámico) – Reforzamiento</i> .....	408
Tabla 210 <i>Modos de vibración y periodos de la estructura – Reforzamiento</i> .....	410
Tabla 211 <i>Rigidez por nivel del “Hospital San Luis de Otavalo” – Reforzamiento</i> .....	411
Tabla 212 <i>Rigidez de la estructura actual vs estructura reforzada</i> .....	411
Tabla 213 <i>Derivas de piso en sentido “X” – Reforzamiento</i> .....	412
Tabla 214 <i>Derivas de piso en sentido “Y” – Reforzamiento</i> .....	413
Tabla 215 <i>Torsión en planta en sentido “X” – Reforzamiento</i> .....	414
Tabla 216 <i>Torsión en planta en sentido “Y” – Reforzamiento</i> .....	414
Tabla 217 <i>Deformaciones calculadas vs admisibles en entrepiso – Reforzamiento</i> .....	416
Tabla 218 <i>Salarios mínimos por Ley – Enero 2020 (salarios en dólares americanos)</i> .	417
Tabla 219 <i>Costo de materiales</i> .....	418
Tabla 220 <i>Volúmenes de obra</i> .....	419
Tabla 221 <i>Síntesis del presupuesto referencial</i> .....	420

## Índice de Figuras

Figura 1	<i>Terremotos superiores a VIII (escala Mercalli) en Ecuador (1541 – 1998)</i> .....	45
Figura 2	<i>Terremotos superiores a 7.0 (escala Richter) en Ecuador (1900 – 2018)</i> .....	46
Figura 3	<i>Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de zona “Z”</i> .....	47
Figura 4	<i>Sistema de posicionamiento global y fallas principales</i> .....	49
Figura 5	<i>Árbol de modelo lógico de los modelos de fuente alternativa</i> .....	51
Figura 6	<i>Mapa de riesgo sísmico – Periodo de retorno de 475 años</i> .....	52
Figura 7	<i>Centro de Ibarra después del terremoto de 16 de agosto de 1868</i> .....	53
Figura 8	<i>Ruinas de la Catedral de Ibarra, según Edouard André (1875 – 1882)</i> .....	55
Figura 9	<i>Mapa de fallas y pliegues cuaternarios de Imbabura</i> .....	56
Figura 10	<i>Relación demanda – capacidad de prestación de servicios hospitalarios</i> .....	60
Figura 11	<i>Principios sísmicos en muros de mampostería</i> .....	67
Figura 12	<i>Ladrillos del “Hospital San Luis de Otavalo”</i> .....	73
Figura 13	<i>Catedral Inmaculada de Cuenca</i> .....	74
Figura 14	<i>Partes de un ladrillo</i> .....	74
Figura 15	<i>Cimentación en “L” a) y en “T” invertida b)</i> .....	81
Figura 16	<i>Tipos de macizos madereros</i> .....	82
Figura 17	<i>Estructura de la madera</i> .....	82
Figura 18	<i>Direcciones ortogonales de la madera</i> .....	83
Figura 19	<i>Ensayo de refracción sísmica</i> .....	96
Figura 20	<i>Dimensiones del muestreador o tubo partido</i> .....	98
Figura 21	<i>Ensayo de penetración estándar (SPT)</i> .....	100
Figura 22	<i>Factor de reducción según las condiciones de NF</i> .....	108
Figura 23	<i>Curva de distribución del tamaño de partículas</i> .....	114
Figura 24	<i>Límites de Atterberg</i> .....	115
Figura 25	<i>Carta de plasticidad</i> .....	117
Figura 26	<i>Registros de espectros e instrumentos de vibraciones</i> .....	128
Figura 27	<i>Fotografía panorámica del “Hospital San Luis de Otavalo” año 1978</i> .....	135
Figura 28	<i>Fotografía panorámica del “Hospital San Luis de Otavalo” año 2019</i> .....	136
Figura 29	<i>Macro localización del “Hospital San Luis de Otavalo”</i> .....	137
Figura 30	<i>Micro localización del “Hospital San Luis de Otavalo”</i> .....	138
Figura 31	<i>Fotografía parcial de la fachada del “Hospital San Luis de Otavalo”</i> .....	142

Figura 32 Dimensiones de: puertas a) y antepechos b).....	143
Figura 33 Vista frontal de la estructura – 2D.....	144
Figura 34 Vista frontal de la estructura – 3D.....	144
Figura 35 Vista posterior de la estructura – 2D.....	144
Figura 36 Vista posterior de la estructura – 3D.....	145
Figura 37 Distribución de muros y ejes – Planta baja .....	145
Figura 38 Distribución de muros y ejes – Planta alta .....	146
Figura 39 Entrepiso del “Hospital San Luis de Otavalo”.....	146
Figura 40 Entrepiso de madera del “Hospital San Luis de Otavalo”.....	147
Figura 41 Entrepiso de hormigón del “Hospital San Luis de Otavalo” .....	148
Figura 42 Elementos estructurales del “Hospital San Luis de Otavalo” – Planta alta ...	149
Figura 43 Cercha metálica de la cubierta – Tipo 1.....	150
Figura 44 Cercha metálica de la cubierta – Tipo 2.....	150
Figura 45 Techo tipo galvalume .....	150
Figura 46 Cubierta del “Hospital San Luis de Otavalo” .....	151
Figura 47 Ubicación del tendido de líneas de refracción sísmica.....	152
Figura 48 Tendido de la línea “Ls1” de refracción sísmica.....	153
Figura 49 Conexión de geófonos a) y martillo generador de fuente b).....	153
Figura 50 Geometría de los geófonos y fuentes de energía .....	155
Figura 51 Curvas de dispersión – Método activo.....	155
Figura 52 Perfil de velocidad de onda de corte – Método activo.....	156
Figura 53 Curvas de dispersión – Método pasivo.....	157
Figura 54 Perfil de velocidad de onda de corte – Método pasivo.....	157
Figura 55 Curvas de dispersión – Método combinado.....	158
Figura 56 Perfil de velocidad de onda de corte – Método combinado.....	158
Figura 57 Estratigrafía de velocidades de onda de corte – Método combinado.....	159
Figura 58 Interpolación de las líneas de refracción sísmica.....	160
Figura 59 Ubicación – Perforaciones del ensayo de penetración estándar (SPT).....	161
Figura 60 Sitios de sondeo del ensayo de penetración estándar (SPT).....	162
Figura 61 Equipo utilizado para el ensayo de penetración estándar (SPT).....	162
Figura 62 Horno de secado a) y peso de muestras b) .....	168
Figura 63 Lavado de muestra a) y tamices con material b).....	169
Figura 64 Curva granulométrica del sondeo 3, prof. 1.00m .....	170

Figura 65 <i>Copa de Casagrande a) y rollitos de muestra b)</i> .....	171
Figura 66 <i>Picnómetro a), extracción de aire b) y toma de temperatura c)</i> .....	174
Figura 67 <i>Recipiente con agua a) y recipiente con muestra b)</i> .....	175
Figura 68 <i>Empleo del esclerómetro a) y esclerómetro b)</i> .....	176
Figura 69 <i>Curva de interpretación de esclerometría en vigas</i> .....	177
Figura 70 <i>Curva de interpretación de esclerometría en el mortero</i> .....	178
Figura 71 <i>Guía del pachómetro a), pantalla del equipo b) y uso del equipo c)</i> .....	180
Figura 72 <i>Ladrillos a), recubrimiento con mortero b) y máquina de compresión c)</i> .....	181
Figura 73 <i>Ubicación de los acelerómetros en el “Hospital San Luis de Otavalo”</i> .....	183
Figura 74 <i>Ejes del acelerómetro a) y toma de registro de aceleraciones b)</i> .....	184
Figura 75 <i>Parámetros iniciales para el archivo de datos en SeismoSignal®</i> .....	185
Figura 76 <i>Configuración de filtro a) y corrección de línea base b)</i> .....	186
Figura 77 <i>Monitoreo M1 – A sentido “X”: espectro de Fourier a) y de potencia b)</i> .....	187
Figura 78 <i>Formulario: Evaluación visual de vulnerabilidad sísmica de edificaciones</i> ...	192
Figura 79 <i>Formulario FEMA P – 154 del “Hospital San Luis de Otavalo”</i> .....	194
Figura 80 <i>Tipos de configuración en planta</i> .....	202
Figura 81 <i>Tipos de configuración en elevación</i> .....	203
Figura 82 <i>Tipos de configuración de cubiertas</i> .....	205
Figura 83 <i>Tipo y organización del sistema resistente: fachada a) y pasillos b)</i> .....	208
Figura 84 <i>Calidad del sistema resistente: cubierta a) y fachada lateral b)</i> .....	209
Figura 85 <i>Resistencia convencional: planta baja a) y planta alta b)</i> .....	210
Figura 86 <i>Posición del edificio y cimentación</i> .....	212
Figura 87 <i>Deformabilidad en el diafragma del nivel +4.20 en (mm)</i> .....	213
Figura 88 <i>Conexión óptima de diafragma y panel: madera a) y hormigón b)</i> .....	215
Figura 89 <i>Ausencia de planos a desnivel: esquema real a) y técnico b)</i> .....	216
Figura 90 <i>Configuración en planta de la edificación</i> .....	217
Figura 91 <i>Configuración en elevación de la edificación</i> .....	217
Figura 92 <i>Espaciamiento máximo entre muros</i> .....	219
Figura 93 <i>Tipo de cubierta del “Hospital San Luis de Otavalo”</i> .....	220
Figura 94 <i>Elementos no estructurales del “Hospital San Luis de Otavalo”</i> .....	220
Figura 95 <i>Conservación: viguetas de madera a), capilaridad b) y escasa limpieza c)</i> ..	221
Figura 96 <i>Edificación actual a), modelo en AutoCAD® b) y estructural ETABS® c)</i> ....	224
Figura 97 <i>Propiedades mecánicas de la mampostería – Planta baja</i> .....	226



Figura 98 <i>Propiedades mecánicas de la mampostería – Planta alta</i> .....	226
Figura 99 <i>Propiedades mecánicas de la madera – Eucalipto</i> .....	227
Figura 100 <i>Propiedades mecánicas del hormigón para vigas</i> .....	228
Figura 101 <i>Propiedades mecánicas del hormigón para losas</i> .....	229
Figura 102 <i>Propiedades mecánicas del acero de refuerzo</i> .....	230
Figura 103 <i>Propiedades mecánicas del acero estructural</i> .....	231
Figura 104 <i>Restricción de apoyos de los muros de mampostería</i> .....	232
Figura 105 <i>Ubicación de la restricción de apoyos – Vista en planta</i> .....	232
Figura 106 <i>Muros de mampostería (40 – 60cm) – Vista 3D</i> .....	234
Figura 107 <i>Muros de mampostería (40 – 60cm) – Planta baja</i> .....	234
Figura 108 <i>Muros de mampostería (40 – 60cm) – Planta alta</i> .....	235
Figura 109 <i>Asignación de auto restricciones de borde</i> .....	235
Figura 110 <i>Definición de muros en la planta baja: 40cm a) y 60cm b)</i> .....	236
Figura 111 <i>Definición de muros en la planta alta: 40cm a) y 60cm b)</i> .....	236
Figura 112 <i>Definición de la sección agrietada: Eje 3, 4 a) y Eje 11, 13 y 15 b)</i> .....	237
Figura 113 <i>Definición de la sección agrietada para muros</i> .....	237
Figura 114 <i>Muros de mampostería con inercia agrietada – Planta baja</i> .....	239
Figura 115 <i>Muros de mampostería con inercia agrietada – Planta alta</i> .....	240
Figura 116 <i>Ubicación de vigas de hormigón – Planta baja</i> .....	241
Figura 117 <i>Ubicación de vigas de hormigón – Planta alta</i> .....	241
Figura 118 <i>Viga (20x40cm): sección transversal a) y acero de refuerzo b)</i> .....	242
Figura 119 <i>Viga (30x60cm): sección transversal a) y acero de refuerzo b)</i> .....	242
Figura 120 <i>Viga (40x70cm): sección transversal a) y acero de refuerzo b)</i> .....	242
Figura 121 <i>Viga (45x60cm): sección transversal a) y acero de refuerzo b)</i> .....	243
Figura 122 <i>Viga (20x20cm): sección transversal a) y acero de refuerzo b)</i> .....	243
Figura 123 <i>Viga (40x20cm): sección transversal a) y acero de refuerzo b)</i> .....	243
Figura 124 <i>Definición de la sección agrietada para vigas</i> .....	244
Figura 125 <i>Ubicación de viguetas de madera – Planta baja</i> .....	245
Figura 126 <i>Ubicación de viguetas de madera – Planta alta</i> .....	245
Figura 127 <i>Secciones transversales: vigueta (13x18cm) a) y vigueta (18x13cm) b)</i> ....	246
Figura 128 <i>Definición de la sección agrietada para viguetas de madera</i> .....	246
Figura 129 <i>Cerchas metálicas en el programa estructural: vista 2D a) y vista 3D b)</i> ....	247
Figura 130 <i>Sección transversal de perfiles tipo C (150x150x3mm)</i> .....	247

Figura 131 Sección transversal de ángulos (25x3mm) .....	248
Figura 132 Definición de la sección agrietada para cercha de acero .....	248
Figura 133 Tubos de los tubos de acero – Vista 3D .....	249
Figura 134 Sección transversal de tubos: (150x100x3mm) a) y (100x100x3mm) b)....	249
Figura 135 Definición de la sección agrietada para tubos de acero .....	249
Figura 136 Correas tipo G (100x50x15x2mm) – Vista 3D.....	250
Figura 137 Sección transversal de perfil tipo G (100x50x15x2mm) .....	250
Figura 138 Definición de la sección agrietada para correas de acero.....	251
Figura 139 Ubicación del entrepiso de madera.....	251
Figura 140 Definición de propiedades del entablado de madera .....	252
Figura 141 Definición de la sección agrietada para entablado de madera .....	252
Figura 142 Ubicación de las losas unidireccionales alivianadas .....	253
Figura 143 Secciones de las losas en sentido “Y” a) y “X” b).....	253
Figura 144 Definición de la sección agrietada para las losas.....	254
Figura 145 Definición de diafragma en: planta baja a) y planta alta b).....	254
Figura 146 Diafragma horizontal – Planta baja .....	255
Figura 147 Diafragma horizontal – Planta alta.....	255
Figura 148 Definición del patrón de carga para el cálculo del peso propio .....	256
Figura 149 Definición del patrón de carga adicional .....	258
Figura 150 Cargas adicionales en (kgf/m <sup>2</sup> ) del nivel +4.20 .....	258
Figura 151 Cargas adicionales en (kgf/m <sup>2</sup> ) del nivel +8.40 .....	259
Figura 152 Cargas adicionales en (kgf/m) de la cubierta nivel +11.40 .....	260
Figura 153 Definición del patrón de carga viva .....	261
Figura 154 Carga viva en (kgf/m <sup>2</sup> ) del nivel +4.20 .....	261
Figura 155 Definición del patrón de carga viva de cubierta.....	262
Figura 156 Carga viva en (kgf/m) de la cubierta nivel +11.40 .....	263
Figura 157 Pendientes de la cubierta del “Hospital San Luis de Otavalo” .....	264
Figura 158 Definición del patrón de carga de granizo.....	264
Figura 159 Carga de granizo en (kgf/m) de la cubierta nivel +11.40 .....	265
Figura 160 Velocidad del viento anual en Otavalo.....	267
Figura 161 Definición del patrón de carga de viento.....	267
Figura 162 Coeficientes de la carga de viento (Norma ASCE/SEI 7-10).....	270
Figura 163 Espectro sísmico elástico de aceleraciones.....	278

Figura 164 Estructura deformada por sismo dinámico sentido "X".....	283
Figura 165 Muro crítico analizado en el sentido "X".....	283
Figura 166 Deriva sentido "X": "P1" a) y "P2" b).....	284
Figura 167 Estructura deformada por sismo dinámico sentido "Y".....	285
Figura 168 Muro crítico analizado en el sentido "Y".....	285
Figura 169 Deriva sentido "Y": "P1" a) y "P2" b).....	285
Figura 170 Verificación de las discontinuidades en el sistema de piso.....	287
Figura 171 Carga sísmica reactiva definida en el modelo estructural.....	294
Figura 172 Definición del patrón de carga sísmica estática sentido "X" a) y factor b) ..	296
Figura 173 Definición del patrón de carga sísmica estática sentido "Y" a) y factor b) ..	297
Figura 174 Espectro sísmico elástico vs espectro inelástico de aceleraciones.....	298
Figura 175 Espectro inelástico de aceleraciones.....	299
Figura 176 Definición del patrón de carga sísmica dinámica en sentido "X" e "Y".....	299
Figura 177 Definición del caso de carga con espectro reducido sentido "X".....	300
Figura 178 Definición del caso de carga con espectro reducido sentido "Y".....	300
Figura 179 Análisis modal y número de modos de vibración.....	301
Figura 180 Combinaciones de carga para diseño por: resistencia a) y esfuerzos b)....	304
Figura 181 Envoltentes para diseño por: resistencia a) y esfuerzos b).....	304
Figura 182 Definición del caso de carga con factor de escala sentido "X".....	308
Figura 183 Definición del caso de carga con factor de escala sentido "Y".....	309
Figura 184 Deriva elástica máxima por sismo dinámico sentido "X".....	312
Figura 185 Deriva elástica máxima por sismo dinámico sentido "Y".....	313
Figura 186 Ejes de material inicial y principal.....	316
Figura 187 Definición de componentes en el sistema de coordenadas locales.....	316
Figura 188 Muros de mampostería críticos de análisis.....	317
Figura 189 Escala de colores para identificar los esfuerzos admisibles.....	317
Figura 190 Muros "Eje 1" – esfuerzos a compresión, tracción y cortante.....	318
Figura 191 Muros "Eje 2" – esfuerzos a compresión, tracción y cortante.....	319
Figura 192 Muros "Eje 5" – esfuerzos a compresión, tracción y cortante.....	320
Figura 193 Muros "Eje 16" – esfuerzos a compresión, tracción y cortante.....	321
Figura 194 Muros "Eje A" – esfuerzos a compresión, tracción y cortante.....	322
Figura 195 Muros "Eje D" – esfuerzos a compresión, tracción y cortante.....	323
Figura 196 Muros "Eje H" – esfuerzos a compresión, tracción y cortante.....	324

Figura 197 Muros “Eje U” – esfuerzos a compresión, tracción y cortante .....	325
Figura 198 Muros “Eje X” – esfuerzos a compresión, tracción y cortante .....	326
Figura 199 Combinaciones de carga de servicio .....	327
Figura 200 Paneles de análisis de viguetas de madera .....	328
Figura 201 Viguetas de madera que exceden la deformación admisible .....	330
Figura 202 Parámetros de diseño de vigas de hormigón armado .....	334
Figura 203 Chequeo de vigas de hormigón armado nivel +4.20 .....	335
Figura 204 Chequeo de vigas de hormigón armado nivel +8.40 .....	335
Figura 205 Paneles de análisis del entrepiso nivel +4.20 .....	336
Figura 206 Deformaciones críticas del entrepiso (mm) nivel +4.20 .....	338
Figura 207 Edificación no rehabilitada – Edificación rehabilitada .....	340
Figura 208 Primera disposición de reforzamiento – Vista 3D .....	344
Figura 209 Propiedades mecánicas del hormigón para vigas – Reforzamiento .....	345
Figura 210 Propiedades mecánicas del hormigón para losas – Reforzamiento .....	346
Figura 211 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo – Reforzamiento .....	347
Figura 212 Ubicación de vigas de hormigón – Reforzamiento .....	348
Figura 213 Sección transversal: viga (20x40cm) a) y viga (30x50cm) b) .....	348
Figura 214 Definición de la sección agrietada para vigas – Reforzamiento .....	349
Figura 215 Ubicación de las losas unidireccionales alivianadas – Reforzamiento .....	349
Figura 216 Secciones de las losas en sentido: “Y” a) y “X” b) – Reforzamiento .....	350
Figura 217 Definición de la sección agrietada para las losas – Reforzamiento .....	350
Figura 218 Segunda disposición de reforzamiento – Vista 3D .....	351
Figura 219 Dimensiones de muro enchapado en (cm): real a) y equivalente b) .....	352
Figura 220 Propiedades mecánicas de la mampostería equivalente del enchapado .....	353
Figura 221 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo – Enchape .....	354
Figura 222 Muros de mampostería enchapados (verde) .....	355
Figura 223 Definición de muros enchapados a) y relación de inercias b) .....	355
Figura 224 Asignación de etiquetas “pier” a) y asignación (Eje – 1) b) .....	356
Figura 225 Asignación de etiquetas “spandrel” a) y asignación (Eje – 1) b) .....	357
Figura 226 Asignación de armado uniforme .....	357
Figura 227 Detalle de la losa nueva: vista en corte a) y vista en planta b) .....	361
Figura 228 Nervios tipos de la losa de entrepiso .....	362
Figura 229 Ancho cooperante por nervio de análisis .....	362

Figura 230 Nervio tipo 1 a), diagrama de cortantes b) y diagrama de momentos c) ....	363
Figura 231 Cortante crítico del nervio – Tipo 1 .....	364
Figura 232 Diagrama de momentos y armadura de acero del nervio – Tipo 1.....	366
Figura 233 Diagrama de momentos y armadura de acero del nervio – Tipo 2.....	366
Figura 234 Diagrama de momentos y armadura de acero del nervio – Tipo 3.....	367
Figura 235 Diagrama de momentos y armadura de acero del nervio – Tipo 4.....	367
Figura 236 Diagrama de momentos y armadura de acero del nervio – Tipo 5.....	368
Figura 237 Diagrama de momentos y armadura de acero del nervio – Tipo 6.....	369
Figura 238 Diagrama de momentos y armadura de acero del nervio – Tipo 7.....	369
Figura 239 Diagrama de momentos y armadura de acero del nervio – Tipo 8.....	370
Figura 240 Diagrama de momentos y armadura de acero del nervio – Tipo 9.....	370
Figura 241 Diagrama de momentos y armadura de acero del nervio – Tipo 10.....	371
Figura 242 Nuevas vigas para el diseño nivel +4.20m.....	373
Figura 243 Diagrama de cortantes y momentos de la viga – Tipo 1 .....	374
Figura 244 Área de acero longitudinal ( $\text{cm}^2$ ) de la viga – Tipo 1.....	375
Figura 245 Área de acero transversal ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) de la viga – Tipo 1.....	378
Figura 246 Diagrama de cortantes y momentos de la viga – Tipo 2 .....	379
Figura 247 Área de acero longitudinal ( $\text{cm}^2$ ) de la viga – Tipo 2.....	380
Figura 248 Área de acero transversal ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) de la viga – Tipo 2.....	380
Figura 249 Diagrama de cortantes y momentos de la viga – Tipo 3 .....	381
Figura 250 Área de acero longitudinal ( $\text{cm}^2$ ) de la viga – Tipo 3.....	382
Figura 251 Área de acero transversal ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) de la viga – Tipo 3.....	382
Figura 252 Diagrama de cortantes y momentos de la viga – Tipo 4 .....	383
Figura 253 Área de acero longitudinal ( $\text{cm}^2$ ) de la viga – Tipo 4.....	384
Figura 254 Área de acero transversal ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) de la viga – Tipo 4.....	385
Figura 255 Diagrama de cortantes y momentos de la viga – Tipo 5 .....	386
Figura 256 Área de acero longitudinal ( $\text{cm}^2$ ) de la viga – Tipo 5.....	387
Figura 257 Área de acero transversal ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) de la viga – Tipo 5.....	388
Figura 258 Diagrama de cortantes y momentos de la viga – Tipo 6 .....	388
Figura 259 Área de acero longitudinal ( $\text{cm}^2$ ) de la viga – Tipo 6.....	389
Figura 260 Área de acero transversal ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) de la viga – Tipo 6.....	389
Figura 261 Muros enchapados – Planta Baja .....	390
Figura 262 Tipos de muros por relación de aspecto: bajo a), intermedio b) y alto c)....	391

Figura 263 <i>Fuerzas dentro y fuera del plano</i> .....	392
Figura 264 <i>Sección crítica del Eje 1 – Sentido “X”: “pier” a) y “spandrel” b)</i> .....	396
Figura 265 <i>Diagrama de cortante “pier” crítico del Eje 1 – Sentido “X”</i> .....	398
Figura 266 <i>Diagrama de cortante “spandrel” crítico del Eje 1 – Sentido “X”</i> .....	399
Figura 267 <i>Diagrama de axial y momento “pier” crítico del Eje 1 – Sentido “X”</i> .....	400
Figura 268 <i>Diagrama de interacción del “pier” crítico del Eje 1 – Sentido “X”</i> .....	401
Figura 269 <i>Relación demanda sobre capacidad para elementos “pier”</i> .....	401
Figura 270 <i>Longitud de traslape – malla electrosoldada</i> .....	404
Figura 271 <i>Refuerzo en ventanas y puertas</i> .....	406
Figura 272 <i>Deriva elástica máxima por sismo dinámico sentido “X” – Reforzamiento</i> .	412
Figura 273 <i>Deriva elástica máxima por sismo dinámico sentido “Y” – Reforzamiento</i> .	413
Figura 274 <i>Paneles de análisis del entrepiso nivel +4.20 – Reforzamiento</i> .....	415
Figura 275 <i>Deformaciones críticas del entrepiso (mm) nivel +4.20 – Reforzamiento</i> ...	416

## Resumen

El presente trabajo de titulación está dirigido a determinar la vulnerabilidad sísmica y a diseñar el reforzamiento estructural del “Hospital San Luis de Otavalo”, perteneciente a la parroquia “Jordán” en la ciudad de Otavalo; para su desarrollo se consideran dos etapas. La primera inicia con el levantamiento de información general de la estructura, es decir, proceso constructivo, intervenciones estructurales, ubicación geográfica, descripción arquitectónica y estructural. Para el modelamiento estructural fue necesario conocer la geometría y las propiedades mecánicas de los materiales, mediante la aplicación de ensayos de campo y laboratorio; posteriormente en base a la aplicación de los métodos: FEMA P – 154 y Benedetti y Petrini (método italiano), se determina el grado de vulnerabilidad sísmica de la edificación analizada. La segunda etapa consiste en realizar un modelo analítico de la estructura en el software computacional ETABS®, en cuyos resultados se identificó problemas en: derivas de piso, torsiones en planta, sobreesfuerzos a tracción y corte en muros y deflexiones en elementos de madera superiores a las admisibles. Finalmente se proponen dos alternativas de reforzamiento estructural, que son: incorporación de elementos de hormigón armado y enchapado de muros de mampostería, con las cuales se pretende disminuir la vulnerabilidad sísmica para garantizar la seguridad, funcionalidad y operabilidad de la edificación. Una vez implementadas las alternativas de reforzamiento se elabora un presupuesto referencial.

### Palabras Clave:

- **MAMPOSTERÍA**
- **PATRIMONIAL**
- **VULNERABILIDAD SÍSMICA**
- **REFORZAMIENTO**



### **Abstract**

The present degree work is aimed at determining the seismic modification and designing the structural reinforcement of the "Hospital San Luis de Otavalo", belonging to the parish "Jordán" in the city of Otavalo; two stages are considered for its development. The first begins with the gathering of general information on the structure, that is, the construction process, structural interventions, geographic location, architectural and structural description. For the structural modeling it was necessary to know the geometry and the mechanical properties of the materials, through the application of field and laboratory tests; later, based on the application of the methods: FEMA P – 154 and Benedetti and Petrini (Italian method), the degree of seismic vulnerability of the analyzed building is determined. The second stage consists of carrying out an analytical model of the structure in the ETABS® computer software, the results of which identified problems in: floor drifts, plan torsions, tensile overstress and shear in walls and deflections in wooden elements superior to admissible. Finally, two alternatives for structural reinforcement are proposed, which are: incorporation of reinforced concrete elements and plating of masonry walls, with which the aim is to reduce seismic vulnerability to guarantee the safety, functionality and operability of the building. Once the reinforcement alternatives have been implemented, a reference budget is prepared.

#### **Key Words:**

- **MASONRY**
- **HERITAGE**
- **SEISMIC VULNERABILITY**
- **REINFORCEMENT**

## **Capítulo I**

### **Aspectos Generales**

#### **Introducción**

Ecuador es catalogado como un país altamente vulnerable a la recurrencia de eventos sísmicos y esto se debe a que está situado en la zona norte de la Cordillera de los Andes, la misma que se encuentra sobre la zona de subducción activa de la placa de Nazca, bajo el continente Sudamericano, por tal motivo está sujeto a la ocurrencia de movimientos telúricos los cuales suceden con mucha o poca frecuencia debido a esto es imposible saber cuándo será el próximo evento sísmico (Rivadeneira, y otros, 2007).

La actividad sísmica en Ecuador es alta, debido a que se encuentra dentro del denominado “Cinturón de Fuego del Pacífico”, por tal motivo existe una larga historia de la actividad sísmica en el país, dejado ejemplos tales como el terremoto de Esmeraldas de 1906, que presentó una magnitud de 8.8 (escala Richter), siendo uno de los terremotos de mayor magnitud en la historia y el sismo de Bahía de Caráquez de 1997 que presentó una magnitud de 7.1 (escala Richter), que dejó expuestos varios problemas estructurales en la construcción (Quinde & Reinoso, 2016).

En territorio ecuatoriano el último evento sísmico significativo fue el 16 de abril de 2016 con epicentro en el cantón Pedernales, en la provincia de Manabí, con una magnitud de 7.8 (escala Richter) donde nuevamente quedó en evidencia los graves problemas que presenta el país con la deficiencia de una construcción sismo resistente y una escasa supervisión de las construcciones por parte de las autoridades competentes (Instituto Geofísico Militar (IGM), 2016).

Mediante el presente trabajo de titulación se busca como meta evaluar y diseñar un sistema de reforzamiento con el cual permita mejorar el desempeño sísmico de la estructura, realizando un estudio técnico y minucioso de cada uno de los factores que

interviene en el análisis estructural, con el objeto de dar cumplimiento a normas nacionales e internacionales y disminuir la vulnerabilidad de la edificación de estudio, para de esta manera garantizar la vida y seguridad de sus ocupantes.

### **Antecedentes**

Durante los últimos años, varios estudios de peligrosidad sísmica han llegado a la conclusión de que Ecuador es un país que presenta un elevado riesgo sísmico, lo dice tanto la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15), así como estudios internacionales sobre riesgo y vulnerabilidad sísmica SARA (South American Risk Assessment), por tal motivo es de vital importancia que un proyecto de evaluación estructural sustente sus acciones de acuerdo a la normativa de construcción vigente, normas internacionales y estudios relacionados, con el objetivo de conocer el comportamiento sísmico resistente de las estructuras y de ser necesario proponer alternativas de reforzamiento.

Las estructuras de mampostería portante elaboradas principalmente de ladrillo artesanal son ampliamente utilizadas en la región interandina del Ecuador, debido a la disponibilidad del material y la mano de obra, cabe mencionar que hace más de cincuenta años no se contaba con una estricta supervisión técnica y constructiva, por tal razón presenta una desventaja estructural importante frente a otros sistemas constructivos actuales. El bajo comportamiento sísmico de la mampostería portante, se debe a que su principal material de resistencia sísmica son los mampuestos, dichos elementos son frágiles e incapaces de soportar esfuerzos a tracción y corte en altas proporciones (Manitio & Vásquez, 2013).

En el cantón Otavalo perteneciente a la provincia de Imbabura se encuentra, el “Hospital San Luis de Otavalo”, emblemática estructura mixta de mampostería portante, madera y hormigón; inaugurada el 22 de mayo de 1953 por el presidente de la

República de Ecuador el señor Velasco Ibarra y el cardenal Carlos de la Torre, la cual presenta significativos inconvenientes estructurales, de manera que requiere de una evaluación estructural para comprobar la capacidad de respuesta de la estructura ante un evento sísmico de magnitudes considerables.

### **Planteamiento del Problema**

En la actualidad las construcciones patrimoniales de mampostería no confinada poseen determinadas características constructivas que aumentan su vulnerabilidad sísmica, las cuales son: deterioro debido al paso del tiempo y disminución de sus propiedades físicas y mecánicas de los materiales estructurales, las cuales afecta a la estructura en su capacidad sismo resistente.

Por tal motivo en el presente trabajo se realizará el análisis de la vulnerabilidad sísmica del “Hospital San Luis de Otavalo” perteneciente a la Administración del “Distrito de Salud 10D02, Zona 1: Antonio Ante – Otavalo”, ubicado en la parroquia “Jordán” del cantón de Otavalo, que permita evidenciar el grado de impacto frente a un evento sísmico y evaluar su comportamiento, de ser el caso necesario proponer un sistema de reforzamiento que garantice la funcionalidad y operabilidad del mismo, ya que el hospital es catalogado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15) como una edificación esencial, donde su funcionamiento debe ser permanente, muestre un excelente comportamiento y se mantenga operativo antes y después de una catástrofe.

La ejecución de un estudio detallado, llevando a cabo un análisis basto y completo de la tipología estructural de edificaciones patrimoniales mixtas de mampostería portante, madera y hormigón, contribuirá a estudios futuros para reducir el grado de vulnerabilidad de este tipo de estructuras ante eventos sísmicos y de esta manera preservar la integridad física de sus ocupantes y disminuir el nivel de daño de los elementos estructurales y no estructurales que la conforman.

**Macro**

El Ecuador por su ubicación geográfica se encuentra en el denominado “Cinturón de Fuego del Pacífico”, por tal motivo es evidente que exista una alta actividad sísmica especialmente en la zona costera y región interandina. “La principal fuente de generación de sismos tectónicos en el Ecuador son debido a la subducción de la placa de Nazca en la placa Sudamericana. A esto se suman los sismos que ocurren por la activación de fallas geológicas locales del país” (Catota & Morales, 2016).

Las estructuras de mampostería tienen un proceso constructivo tradicional, conservador y por lo general no están involucrados profesionales calificados, como consecuencia de aquello dichas estructuras son vulnerables a efectos de fenómenos naturales, como pueden ser un sismo de gran magnitud que proporciona fuerzas sísmicas que someten a las estructuras de manera abrupta y pueden colapsar provocando pérdidas humanas y materiales (Blondet, Gladys, & Svetlana, 2003).

**Meso**

En Imbabura específicamente en la ciudad de Ibarra sucedió uno de los 10 eventos sísmicos de mayor magnitud en Ecuador, más conocido como “Terremoto de Ibarra” un 16 de agosto de 1868, en el cual hubo varias estructuras afectadas en la provincia de Imbabura y en aledaños como las provincias del Carchi y Pichincha. La magnitud probable fue de 7.2 (escala Richter).

Las edificaciones de mampostería portante principalmente en esa época fueron afectadas e incluso unas devastadas por tal motivo en la actualidad requieren un análisis estructural detallado para identificar su comportamiento y comprobar su resistencia útil, por lo que al ser edificaciones que han sobrellevado fenómenos naturales durante los años es necesario saber su estado de vulnerabilidad (Escuela Politécnica Nacional, 2017).

**Micro**

Los eventos sísmicos ocurridos en Ecuador han provocado que las autoridades competentes elaboren códigos de construcción más cercanos a la realidad ya que se conoce la importancia de construir estructuras sismo resistentes, para de esta manera evitar que las edificaciones colapsen y especialmente salvaguarden vidas humanas.

El “Hospital San Luis de Otavalo” una estructura inicialmente conformada de mampostería portante de ladrillo, entrepiso de madera y cubierta mixta de madera y teja; con el pasar de los años se realizaron adecuaciones en el sistema de entrepiso con elementos de hormigón armado (vigas y losas unidireccionales) y cambio de cubierta con elementos de acero estructural. La edificación presenta diversos problemas estructurales como la pérdida de homogeneidad del sistema de entrepiso, deflexiones críticas en elementos de madera y derivas de piso excesivas, las cuales han debilitado el sistema resistente del hospital, por tal motivo es de suma importancia determinar la vulnerabilidad de la estructura y posteriormente proponer alternativas de reforzamiento que aumenten la resistencia de la estructura.

**Área de Influencia**

El trabajo de titulación se desarrollará en el “Hospital San Luis de Otavalo”, perteneciente a la parroquia “Jordán” en la ciudad de Otavalo. Los productos generados con el mencionado proyecto tendrán influencia directa en las instalaciones del “Hospital San Luis de Otavalo”, perteneciente a la Administración del “Distrito de Salud 10D02, Zona 1: Antonio Ante – Otavalo”, también serán beneficiados indirectamente usuarios y servidores públicos del “Hospital San Luis de Otavalo”, así como toda la población otavaleña de alrededor de 104.874 habitantes según el Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC, 2010) y entidades públicas como: Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Otavalo y Ministerio de Salud Pública (MSP).

## **Justificación**

En octubre de 2018, La Superintendencia de Ordenamiento Territorial, Uso y Gestión del Suelo – SOT, en el marco de sus atribuciones solicitó al Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda quien a su vez, informa y exige a los GAD municipales y metropolitanos, den cumplimiento a la Disposición Transitoria Décimo Primera de la Ley Orgánica de Ordenamiento Territorial, Uso y Gestión de Suelo – LOTUS la cual dispone que los Gobiernos Autónomos Descentralizados Municipales y Metropolitanos realizarán una evaluación de las infraestructuras, edificaciones y construcciones existentes en su jurisdicción, en especial las de alta concurrencia de personas, según los parámetros establecidos por el Consejo Técnico, con la finalidad de determinar aquellas que incumplan con las normas de construcción y riesgos.

El presente trabajo de titulación tiene como finalidad garantizar la seguridad estructural del “Hospital San Luis de Otavalo”, es decir que muestre un excelente comportamiento y se mantenga operativo antes y después de un terremoto, ya que debe estar en óptimas condiciones para atender a los afectados por dicha catástrofe.

Además, las edificaciones antiguas o de larga y continua trayectoria funcional como lo es el “Hospital San Luis de Otavalo”, que continúa prestando sus servicios hospitalarios desde su inauguración el 22 de mayo de 1953, requieren un análisis estructural minucioso para identificar su comportamiento y verificar su estabilidad estructural.

Por estas razones es de singular importancia desarrollar una investigación para evaluar el estado actual y el comportamiento de la edificación mixta de mampostería de ladrillo y madera del hospital de la urbe otavaleña y proponer un sistema de reforzamiento estructural dado que es de suponer su deterioro con el paso del tiempo y la importancia que conlleva el mantenerlo útil y en excelentes condiciones.

## **Objetivos**

### ***Objetivo General***

Analizar la vulnerabilidad sísmica y proponer un sistema de reforzamiento estructural, mediante el modelamiento analítico validado con resultados experimentales, con el fin de mejorar las condiciones sismo resistentes del “Hospital San Luis de Otavalo”.

### ***Objetivos Específicos***

- Determinar la vulnerabilidad sísmica del “Hospital San Luis de Otavalo”.
- Realizar el modelamiento de la edificación, a través de un software de análisis estructural.
- Proponer el reforzamiento estructural de acuerdo con la vulnerabilidad que presente la estructura.
- Evaluar el comportamiento sísmico de la estructura considerando el diseño del reforzamiento propuesto.
- Establecer el presupuesto referencial de la alternativa de reforzamiento del “Hospital San Luis de Otavalo”.



## Capítulo II

### Marco Teórico

En Ecuador la rehabilitación de edificaciones representa un reto para el sector de la construcción, debido a que es cuestionable la decisión de restaurar o derrocar a las estructuras y lo más frecuente en nuestro medio es destruir de forma parcial o completa al inmueble en el margen de la ley.

En los últimos años a partir de la publicación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción del año 2011, se exhiben las primeras pautas para la inspección y evaluación estructural, para una gestión efectiva del riesgo sísmico a través del capítulo denominado “Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación de Estructuras”, pero en el año 2015, bajo la publicación de la “Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras”, es cuando las autoridades competentes presentan ideas claras acerca del mantenimiento y rehabilitación de estructuras, fundamentales para sustentar proyectos de ingeniería civil (Burbano & Cevallos, 2019).

El camino trazado hacia la evaluación, rehabilitación y conservación de estructuras, ha motivado al desarrollo de proyectos de investigación enfocados en el análisis de estructuras existentes, sean patrimoniales, públicas o residenciales y construidas con diversos materiales como: adobe, ladrillo, madera, hormigón armado y acero, que luego de un estudio técnico especializado se pueda proponer medidas de reforzamiento o mantenimiento que permitan solventar deficiencias o deterioros evidenciados con el pasar del tiempo.

En este capítulo se presenta el fundamento teórico sobre el cual se desarrolla el presente trabajo de titulación, el mismo que detalla temas como: peligrosidad y vulnerabilidad sísmica, sistemas estructurales, materiales constructivos presentes en la estructura de análisis y descripción de ensayos e instrumentación.

## Peligrosidad Sísmica

“Amenaza o peligro sísmico, es la probabilidad que se presente un sismo potencialmente desastroso durante cierto periodo de tiempo en un sitio” (Safina, 2002).

Ecuador por su ubicación geográfica se ve afectado por eventos sísmicos, principalmente causados por la subducción de la placa de Nazca y algunos otros eventos producidos por el “Cinturón de Fuego del Pacífico” y todo esto asociado al sistema de falla locales presentes en el país, para poder identificar y clasificar a los eventos sísmicos de acuerdo a su magnitud y daño que ocasiona, existen dos tipos de escalas que son:

- **Escala de Mercalli**

Creada en 1902 por el geólogo Guissepe Mercalli “la (escala Mercalli) mide cualitativamente la intensidad o violencia de un sismo, mediante la percepción de un observador entrenado para establecer los efectos del movimiento telúrico en un punto determinado de la superficie terrestre” (SIGWEB, 2011), la escala anteriormente mencionada se muestra en la Tabla 1.

**Tabla 1**

*Escala de Mercalli modificada*

Grado	Descripción
I. Muy débil	Imperceptible para la mayoría de personas excepto en condiciones favorables. Aceleración menor a 0.5Gal
II. Débil	Perceptible por algunas personas en reposo, particularmente aquellas que se encuentran ubicadas en los pisos superiores de los edificios. Aceleración entre 0.5 y 2.5Gal.
III. Leve	Perceptible por algunas personas dentro de los edificios, especialmente en pisos altos. Muchos no lo reconocen como terremoto. Aceleración entre 2.5 y 6.0Gal.
IV. Moderado	Perceptible por la mayoría de personas dentro de los edificios, por pocas personas en el exterior durante el día. Aceleración entre 6.0 y 10Gal.

Grado	Descripción
V. Poco Fuerte	La mayoría de los objetos se caen, caminar es dificultoso, las ventanas suelen hacer ruido. Aceleración entre 10 y 20Gal.
VI. Fuerte	Lo perciben todas las personas, muchas personas asustadas suelen correr al exterior, paso insostenible. Daños leves a estructuras. Aceleración entre 20 y 35Gal.
VII. Muy fuerte	Pararse es dificultoso. Muebles dañados. Daños insignificantes en estructuras de buen diseño y construcción. Mampostería dañada. Aceleración entre 35 y 60Gal.
VIII. Destructivo	Daños leves en estructuras. Mampostería seriamente dañada o destruida. Aceleración entre 60 y 100Gal.
IX. Ruinoso	Pánico generalizado. Daños considerables en estructuras, paredes fuera de plomo, grandes daños en importantes edificios, con colapsos parciales y edificios desplazados fuera de las bases. Aceleración entre 100 y 250Gal.
X. Desastroso	Algunas estructuras de madera bien construida destruidas. La mayoría de las estructuras de mampostería y el marco destruido con sus bases. Rieles doblados. Aceleración entre 250 y 500Gal.
XI. Muy desastroso	Pocas, si las hubiera, estructuras de mampostería permanecen en pie. Puentes destruidos. Rieles curvados en gran medida. Aceleración mayor a 500Gal.
XII. Catastrófico	Destrucción total con pocos sobrevivientes. Los objetos caen. Los niveles y perspectivas quedan distorsionados.

*Nota:* Esta tabla es tomada de (SIGWEB, 2011).

- **Escala de Richter**

Creada en 1935 por el sismólogo Charles Richter, “La (escala Richter) mide cuantitativamente la energía liberada (magnitud) en el hipocentro o foco de un movimiento telúrico, es decir, en la zona al interior de la tierra donde se inicia la fractura o ruptura de las rocas” (SIGWEB, 2011), la escala anteriormente mencionada se muestra en la Tabla 2.

**Tabla 2***Escala de Richter*

<b>Magnitud</b>	<b>Efectos del terremoto</b>
Menos a 3.5	Generalmente no se siente, pero es registrado.
3.5 – 5.4	A menudo se siente, pero solo causa daños menores.
5.5 – 6.0	Ocasiona daños ligeros a edificios.
6.1 – 6.9	Puede ocasionar daños severos en áreas muy pobladas.
7.0 – 7.9	Terremoto mayor. Causa graves daños
8 o mayor	Gran terremoto. Destrucción total a comunidades cercanas.

*Nota:* Esta tabla es tomada de (BIO&GEO).

Ecuador presenta un territorio con un alto índice de ocurrencia de sismos, lo cual ha permitido que las autoridades tomen medidas necesarias para que las normas de construcción brinden seguridad antes dichos eventos catastróficos.

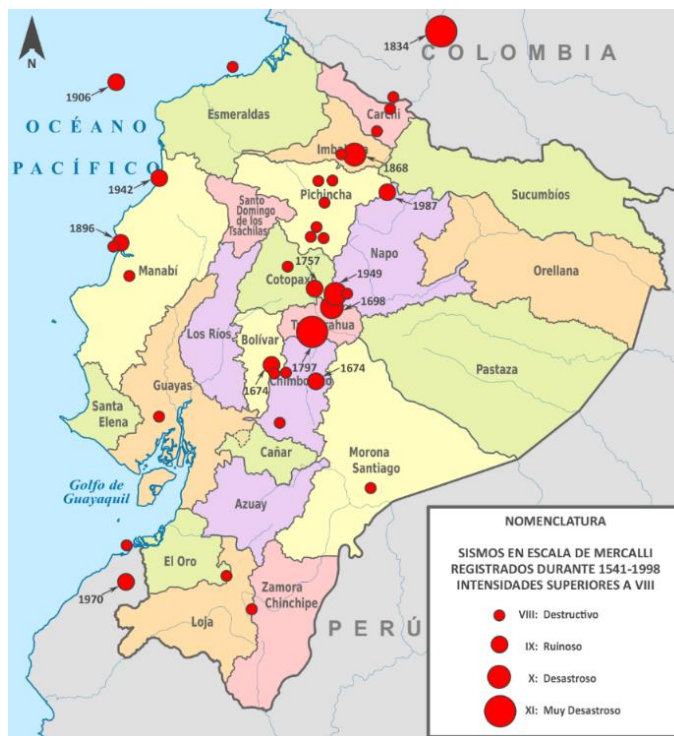
Los sismos registrados en el territorio insular y continental del Ecuador son producto de interacción de diversas placas tectónicas como lo son:

- La placa oceánica de Nazca: “la cual tiene una tendencia de desplazamiento hacia el este, en dirección al Ecuador continental y se mueve a una velocidad entre los 60 y 80 mm por año” (Chunga, 2016).
- La placa oceánica de Cocos: “que está separada de la placa de Nazca por el dorsal o rift Galápagos, en este sitio se está formando nueva corteza basáltica, es considerada en esta sección por encontrarse en los límites de la plataforma jurídica de Ecuador” (Chunga, 2016).
- La placa Sudamericana: “con tendencia de desplazamiento hacia el oeste, esta placa se la divide en la parte septentrional o denominado el Bloque Norandino y la parte meridional de la placa sudamericana” (Chunga, 2016).

En la Figura 1 se exhiben los sismos más catastróficos registrados en Ecuador (1541 – 1998) en escala de Mercalli.

### Figura 1

*Terremotos superiores a VIII (escala Mercalli) en Ecuador (1541 – 1998)*



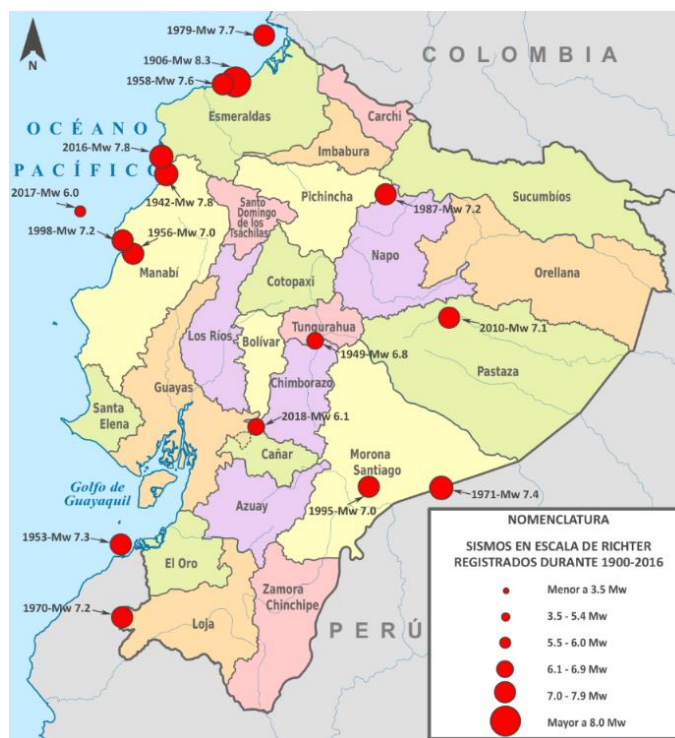
*Nota:* Esta figura es extraída de (D'Ercole & Trujillo, 2003) y editada por los autores.

- En 1698 sucedió un sismo con una intensidad de X (escala Mercalli) que afectó a las ciudades de Ambato, Latacunga y Riobamba.
- En 1797 un movimiento telúrico de intensidad XI (escala Mercalli) provocó daños en las provincias de Tungurahua, Chimborazo y Cotopaxi.
- En 1868 ocurrió un evento telúrico devastador de intensidad X (escala Mercalli) se lo denominó como “Terremoto de Ibarra”, que tuvo repercusiones considerables en las ciudades del norte del país, como lo son: Ibarra, Cotacachi y Otavalo.
- En 1949 un sismo de intensidad X (escala Mercalli) provocó daños a las provincias de Tungurahua, Cotopaxi y Chimborazo (la ciudad más afectada fue Pelileo).

En la Figura 2, se presentan los sismos más catastróficos registrados en Ecuador (1900 – 2018) en escala de Richter.

## Figura 2

*Terremotos superiores a 7.0 (escala Richter) en Ecuador (1900 – 2018)*



*Nota:* Esta figura es extraída de (Senplades, 2016) y editada por los autores.

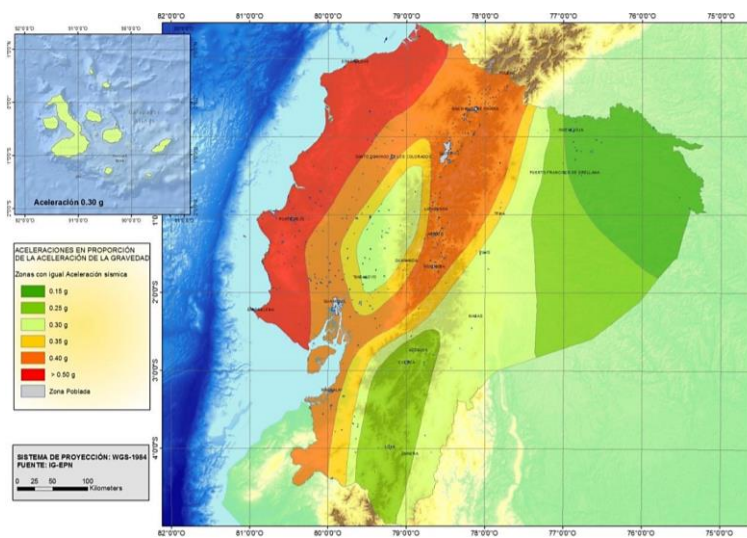
- El más grande sismo hasta el momento con una magnitud 8.3 (escala Richter), se produjo en Esmeraldas el 31 de enero de 1906, este sismo sucedió por el desplazamiento entre la placa de Nazca y Sudamericana (D'Ercole & Trujillo, 2003).
- Ecuador el 4 de agosto de 1998, en la ciudad de Bahía de Caráquez de la provincia de Manabí con una magnitud de 7.2 (escala Richter) registrado por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IGEPN).
- El evento sísmico más reciente es el sucedido el 16 de abril de 2016 en el cantón Pedernales de la provincia de Manabí con una magnitud de 7.8 (escala Richter).

### Zonificación Sísmica NEC – 15

“El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años, ver Figura 3), que incluye una saturación a 0.50g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona IV” (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

### Figura 3

*Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de zona “Z”*



*Nota:* Esta figura es extraída de (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

La (NEC – 15) nos impone un valor de “Z”, “que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.” (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015), ver Tabla 3.

### Tabla 3

*Valores de factor “Z” en función de la zona sísmica adoptada*

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

Nuevos estudios a raíz de los recientes acontecimientos sísmicos registrados en el Ecuador proponen un nuevo modelo de riesgo sísmico que permitirá redefinir el mapa de zonificación sísmica nacional y proporcionar una aceleración máxima del suelo (PGA) y los valores de incertidumbre asociados para los espectros de respuesta de diseño. Este modelo es un estudio de riesgo sísmico probabilístico, en el cual se desarrolló un prototipo alternativo de falla y antecedentes. Incluyen fallas tectónicas con modelos de recurrencia de terremotos inferidos a partir de estimaciones de tasas de deslizamiento geológicos y geodésicas. Las tasas de deslizamiento geodésicas para un conjunto de fallas se estiman a partir de un campo de velocidad horizontal del sistema de posicionamiento global (GPS) (Beauval, y otros, 2018).

Los investigadores necesitaron tres diferentes catálogos sísmicos, para discernir la incertidumbre en magnitud y distribución de frecuencias, dichas bases de datos son:

- **BSSA2013**

Publicado por el “Boletín de la Sociedad Sismológica de América” en 2013; es un catálogo homogéneo y unificado de terremotos registrados desde (1541 – 2009), incluye datos históricos e instrumentales de sismos locales y globales.

- **The Internacional Seismological Centre (ISC)**

Este registro publicado por el “Centro Sismológico Internacional – ISC” aplica para los años (1901 – 2014), es un catálogo más homogéneo en términos de magnitud el cual se respalda en los catálogos Global Centroid Moment Tensor (CMEI T) y ISC– Global Earthquake Model (GEM).

- **The National Earthquake Information Center (NEIC)**

Este catálogo expuesto por el “Centro Nacional de Información sobre Terremotos (NEIC), que forma parte del Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS)”; evidencia los registros sísmicos de los años (1900 – 2017), los registros

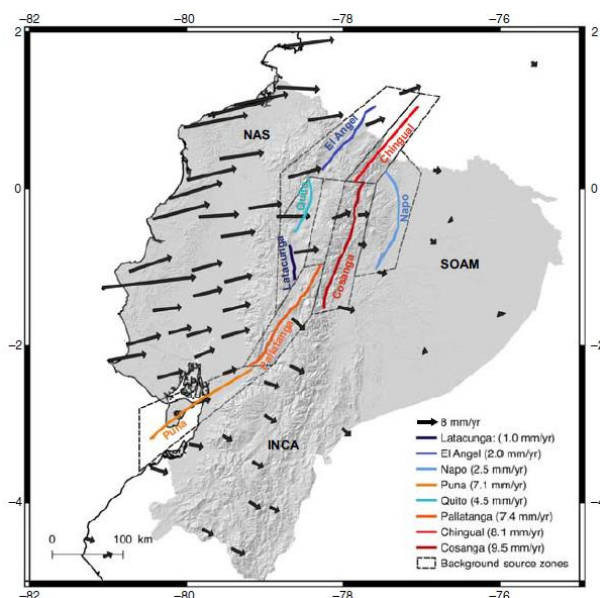


propuestos por dicha entidad utilizan menos estaciones que el (ISC), pero incluye terremotos fuertes y catastróficos. Los catálogos disponibles y mencionados anteriormente fueron utilizados para realizar un árbol de modelo lógico. Por lo tanto, al utilizar estos tres catálogos sísmicos alternativos, cada uno con sus propias ventajas y desventajas (Beauval, y otros, 2018).

Esta investigación propone un análisis de un evento sísmico que puede romper toda el área de falla, por tal motivo se define las longitudes a partir de la segmentación basada en la falla de la superficie y se utiliza una profundidad máxima de 18km (falla por deslizamiento) y 25km (falla inversa). Se propone un modelo de fuente que engloba un sistema de fallas (Latacunga, El Ángel, Napo, Puna, Quito, Pallatanga, Chingual y Cosagua) Figura 4 y Tabla 4, son fallas que se han definido mediante un análisis de datos geológicos, epicentros de terremotos y datos de GPS (Beauval, y otros, 2018).

#### Figura 4

##### *Sistema de posicionamiento global y fallas principales*



*Nota:* Esta figura es extraída de (Beauval, y otros, 2018).

**Tabla 4***Tasa de deslizamiento de fallas tectónicas*

<b>Falla</b>	<b>Tasa de deslizamiento (mm/año)</b>	<b>Presencia en Provincias</b>
Chigual	7.7 – 11.9	Sucumbíos
Cosagua	9.0 – 10.0	Sucumbíos, Napo, Tungurahua
Quito	2.9 – 4.6	Pichincha
Latacunga	1.0 – 2.1	Cotopaxi
Pallatanga	7.1 – 9.5	Chimborazo, Tungurahua
Puna	5.0 – 7.0	Guayas, Cañar
El Ángel	1.0 – 2.1	Carchi, Imbabura
Napo	2.0 – 3.5	Sucumbíos, Orellana, Napo

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Beauval, y otros, 2018) y editada por los autores.

En el árbol de modelo lógico se efectuó varias combinaciones entre ramas, dando como resultado 12 modelos de fuentes alternativas Figura 5. Con estos datos se planteó dos modelos: de área y de falla los cuales constituyen el árbol de modelo lógico.

- El modelo de área, se basa en un conjunto de fuentes sísmicas que sirve para modelar las ocurrencias de terremotos a lo largo de las fallas superficiales de la corteza: interfaz y subducción, además a este modelo agrega información de acoplamiento sísmico derivada de los datos del (GPS) con un historial de grandes terremotos de subducción (Beauval, y otros, 2018).
- El modelo de falla, se basa en dos principales hipótesis que son: la suposición de que las estructuras tienen una deformación distribuida y el porcentaje de deslizamiento geodésico.

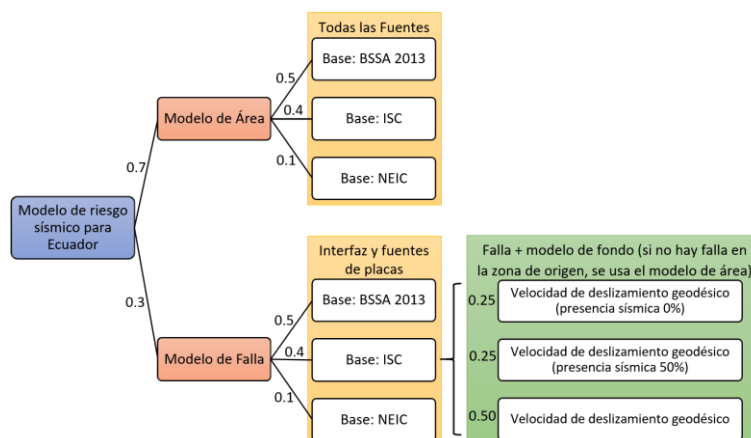
De acuerdo a lo expresado en los párrafos anteriores, los investigadores llegan a la conclusión de que en el árbol de modelo lógico se da más peso al modelo de área (70%), que al modelo de falla (30%). En el árbol de modelo lógico en cuanto a las bases de datos, por experticia de los autores se les pondera un peso diferente: la base

(BSSA2013) un peso de 0.5 porque es considerado el más completo en términos de terremotos tanto instrumentales como históricos; la base (ISC) se le atribuye un peso de 0.4 debido a que contiene ubicaciones y magnitudes mejoradas para eventos telúricos de  $M_w \geq 5.5$ ; y por último la base (NEIC) posee un peso de 0.1, ya que para modelar la recurrencia de terremotos en las zonas de origen carece de una vasta información requerida (Beauval, y otros, 2018).

En cuanto al modelo de fondo Figura 5 se basa en la velocidad de deslizamiento geodésico con presencia sísmica del 0 y 50% el riesgo obtenido es mucho menor, por tal motivo el autor asume un valor de 0.25 obtenido de un tratamiento estadístico, mientras que cuando el deslizamiento geológico está cerca de la tasa de deslizamiento geodésico los valores de riesgo obtenidos son comparables y se asigna un valor de 0.5.

### Figura 5

*Árbol de modelo lógico de los modelos de fuente alternativa*



*Nota:* Esta figura es extraída de (Beauval, y otros, 2018) y editada por los autores.

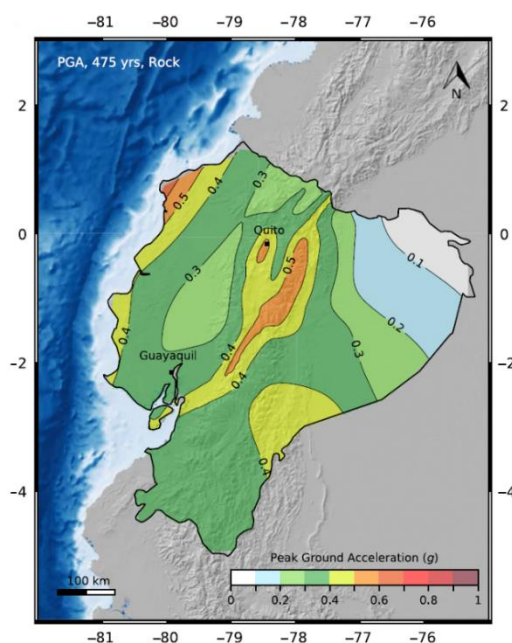
Basado en las investigaciones realizadas durante la última década en Ecuador y la propuesta de un “Nuevo Modelo de Riesgo Sísmico para el Ecuador” (A New Seismic Hazard Model for Ecuador), proponen un modelo de árbol lógico fuente para estimar las probabilidades de ocurrencia de terremotos de subducción de la corteza terrestre y que

representan una amenaza para los sitios en Ecuador. Este árbol de modelo lógico fuente, está hecho de modelos alternativos: el modelo de zona, así como los modelos de sismicidad de fuente de falla y basándose en diferentes tipos de datos y representación, tanto como sea posible el modelamiento expuesto se aproxima a los sucesos de terremotos registrados en el país (Beauval, y otros, 2018).

Explorando el árbol lógico completo Figura 5, significan mapas de riesgo que evidencian que la mayor parte de Ecuador se caracteriza por un nivel de riesgo alto, con valores de (PGA) en periodo de retorno de 475 años mayores Figura 6, es decir que se estima una aceleración en sitio de 0.3g en casi todo el país continental, excepto en algunas regiones de la llanura costera y la amazonia. Regiones que presentan valores iguales o superiores a 0.4g, se encuentran a lo largo del perfil costanero y en el interior de la cordillera de los Andes (Beauval, y otros, 2018).

### Figura 6

*Mapa de riesgo sísmico – Periodo de retorno de 475 años*



*Nota: Esta figura es extraída de (Beauval, y otros, 2018).b*

### ***Peligrosidad Sísmica – Imbabura***

En la provincia de Imbabura el Instituto Geográfico Militar ha registrado poca actividad sísmica, pero una de las principales fue el evento sísmico del 16 de agosto de 1868, uno de los más grandes provocado por fallas tectónicas en Ecuador, ver Figura 7. A este sismo también se lo conoce como el “Terremoto de Ibarra” dejando alrededor de 15 a 20.000 fallecidos, la magnitud estimada del sismo fue de X (escala de Mercalli) y de 7.1 – 7.7 (escala Richter) (Escuela Politécnica Nacional, 2017).

#### **Figura 7**

*Centro de Ibarra después del terremoto de 16 de agosto de 1868*



*Nota:* Esta figura es extraída de (Gómez, 2018).

- **Terremoto de Ibarra de 1868**

Cuando se produjo el terremoto de 1868 o más conocido como el “Terremoto de Ibarra”, la ciudad de Otavalo para esa época constaba con un número estimado de 18 a 20.000 habitantes, en su distribución urbanística constaba con una plaza principal donde se hallaba en su totalidad casas de dos pisos, el templo San Luis de una sola nave, construido de cal y ladrillo y de igual manera la iglesia de San Francisco que era destinado al servicio del culto de los religiosos Franciscanos (San Félix, 1988).

En la tarde del 15 de agosto de 1868 tuvo lugar un temblor de magnitud estimada 6.6 (escala Richter) con epicentro en la ciudad de El Ángel perteneciente a la provincia del Carchi, que ocasionó docenas de víctimas, colapso de viviendas e iglesias en los cantones de El Ángel y Mira; pero el evento telúrico principal no sucedería hasta la madrugada del siguiente día 16 de agosto, hora registrada del suceso 1h20m. comenzó el terremoto con epicentro en la ciudad de Ibarra con una magnitud de distribución de intensidades entre 7.1 – 7.7 (escala Richter), fueron dos eventos sísmicos grandes separados por pocos segundos, todas las casas colapsaron, desaparecieron todos los edificios públicos y particulares, la ciudad quedó sumida en los escombros (Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos (SNGR), s.f.). Se rasgó la tierra y se abrieron grietas en la plaza y calles de la ciudad, destrucción de acequias, las aguas se desbordaron por entre las calles y escombros. Las réplicas se ocurrieron simultáneamente lo que provocó una destrucción total del lugar (San Félix, 1988).

A continuación (San Félix, 1988), menciona una carta del padre franciscano Fr. Darío Martínez Orbe dirigida al señor Jefe Político, mencionando las pérdidas humanas y materiales causadas por terremoto de 1868:

En contestación a la nota que se me dirigió de orden de S. Sría. el Jefe Civil y Militar de la Provincia, digo a Ud. que he recorrido con la prolijidad posible la enumeración de los que han fallecido en el terremoto del 16 del pasado, y asciendo al número de 377 en el centro de la parroquia, y por fuera en el sitio denominado Quichinche 32, en la hacienda de Perugache 7, en Santiaguillo 7, en Imbabuela 11, en Calpaquí 11, ascendiendo el número total de los fallecidos a 618, esto es sólo blancos. Ahora los naturales en el sitio de Quichinche 25, de Asama 3, en San Juan 31, en Caracalla 8, en Santiaguillo, inclusive la Rinconada 65, en Peguche 11, en Imbabuela 21, en Calpaquí y Guajindro 65,

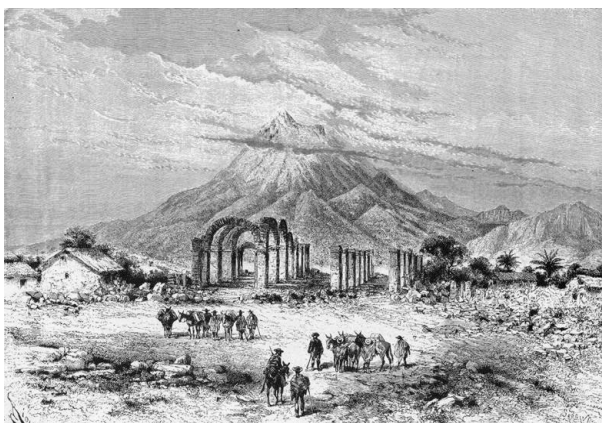
desde Pivarinsig hasta la caída de la ciudad 41, en la Perugache 8, en Gualsaquí 8, en San Miguel 105, en San Roque 59, cuyo número es 460, y total entre blancos e indios es de 1108.

Tal se, Señor, el número de los que han perecido entre adultos y párvulos de ambos sexos en esta terrible catástrofe, acontecida por la ira de Dios. Catástrofe cuyo origen se ignora, sus ruinas ocasionadas son incalculables, los cerros y las lomas parecen que se disputan en ostentar sus derrumbes y fracciones, los planos han cambiado de su posesión, los templos y habitaciones todos no son sino un montón de escombros. Este es, Señor, el estado en que se halla nuestra querida ciudad, nuestro suelo venerado. Más por lo que hace al número de vivientes por un cálculo aproximado, pueden ascender a 6000. Esto es cuanto puedo informar a Ud. en virtud de las indagaciones que he hecho, y lo que tengo el honor de comunicar a Ud., para que haga el uso que le convenga.

(San Félix, 1988)

### **Figura 8**

*Ruinas de la Catedral de Ibarra, según Edouard André (1875 – 1882)*



*Nota:* Esta figura es extraída de la (Escuela Politécnica Nacional, 2017).

Los lugares que hace referencia la carta escrita por Fr. Darío Martínez Orbe como: haciendas y parroquias no cuentan de un registro actual para evidenciar su ubicación, en la actualidad algunas han cambiado sus nombres y su distribución territorial, de acuerdo a las ordenanzas del Gobierno Autónomo Descentralizado de Otavalo. La ciudad de Otavalo no fue la única afectada por este movimiento telúrico, sino que también las ciudades de Cotacachi, Atuntaqui, Ibarra ver Figura 8 y Urcuquí.

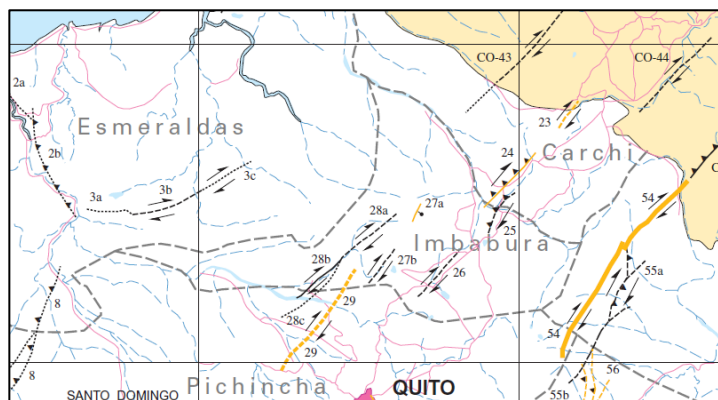
Debido a los grandes daños que pueden ocurrir producto de eventos catastróficos como se evidenció en 1868 por el “Terremoto de Ibarra”, “el IGM mantiene la vigilancia y el estudio sísmico de la provincia de Imbabura con una red de diez estaciones sísmicas, incluyendo una estación de la red mundial y cinco acelerógrafos instalados en los principales centros urbanos” (Escuela Politécnica Nacional, 2017).

### Fallas Locales

En Ecuador existen varios tipos de fallas tectónicas que son: falla inversa o corrimiento, falla de rumbo dextral, falla de rumbo sinistral y falla normal. La provincia de Imbabura de acuerdo a su ubicación geográfica presenta diversas fallas tectónicas las mismas que se pueden observar en la Figura 9 y su descripción en la Tabla 5.

### Figura 9

*Mapa de fallas y pliegues cuaternarios de Imbabura*



*Nota:* Esta figura es extraída de (U.S. Geological Survey y la Escuela Politécnica Nacional, 2003)



**Tabla 5***Fallas y pliegues cuaternarios de Imbabura*

Número	Nombre de la falla	Sentido de movimiento	Edad del último movimiento	Tasa de movimiento (mm/año)
<b>EC – 25</b>	Río Ambi	Falla inversa dextral	<1.6 Ma	<1
<b>EC – 26</b>	Otavalo	Falla dextral	<1.6 Ma	<1
<b>EC – 27</b>	Billecocha – Huyrapungo			
<b>EC – 27a</b>	Sección Billecocha	Falla normal	<15 ka	<1
<b>EC – 27b</b>	Sección Huyrapungo	Falla dextral	<1.6 Ma	<1
<b>EC – 28</b>	Apuela			
<b>EC – 28a</b>	Sección Norte	Falla dextral	<1.6 Ma	<1
<b>EC – 28b</b>	Sección Central	Falla dextral	<1.6 Ma	<1
<b>EC – 28c</b>	Sección Sur	Desconocida	<1.6 Ma	<1

*Nota:* Esta tabla es tomada de (U.S. Geological Survey y la Escuela Politécnica Nacional, 2003).

**Vulnerabilidad Sísmica**

“La vulnerabilidad sísmica de una estructura o grupo de estructuras, se define como su predisposición intrínseca a sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico y está asociado directamente con sus características físicas y estructurales” (Barbat, 1998).

Un estudio de vulnerabilidad busca, entre otras cosas, determinar la susceptibilidad o el nivel de daño esperado en la infraestructura, equipamiento y funcionalidad de un establecimiento frente a un desastre determinado (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

La mayoría de estructuras de mampostería en Ecuador son altamente vulnerables ante una amenaza sísmica, debido a que la gran mayoría no fueron diseñadas con el uso de normativas de construcción amparadas por la ley nacional y aquellas que si lo fueron, probablemente no tuvieron una supervisión durante su

ejecución que garantice que la edificación pueda resistir las sollicitaciones para las cuales fue diseñada; por lo tanto es necesario realizar en estas estructuras una evaluación de vulnerabilidad sísmica mediante un estudio detallado que permita conocer la susceptibilidad de la edificación de sufrir un determinado nivel de daño para un movimiento sísmico específico, para de esta manera optar por medidas necesarias de prevención o reforzamiento.

### ***Tipos de Vulnerabilidad Sísmica***

En los últimos años en base a los registros sísmicos se ha podido evidenciar ciertas edificaciones que, incluso manteniendo similares condiciones de tipología estructurales, sufren un daño más considerable que otras, pese a estar ubicadas en la misma zona geográfica.

El nivel de daño que presenta una edificación producto de un evento sísmico de ciertas características se lo denomina vulnerabilidad y es un indicador que permite diferenciar entre una estructura “más vulnerable” o “menos vulnerable”. Por tal motivo es de suma importancia catalogar a los edificios mediante un análisis de vulnerabilidad ante la presencia de una actividad sísmica, a continuación, se detallan los diversos tipos de vulnerabilidad a los cuales se enfrenta una estructura (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

#### **Vulnerabilidad Funcional**

La vulnerabilidad funcional es la susceptibilidad de una estructura al colapso funcional y se evalúa si es operable o no, en condiciones emergentes o de riesgo sísmico, las edificaciones esenciales se caracterizan por presentar un incremento abrupto en la demanda de sus servicios, mientras que la capacidad de prestar dichos servicios puede haber decrecido como consecuencia de las afectaciones del sismo,

provocando una situación crítica caracterizada por un incremento del riesgo asociado que puede llevar a un colapso funcional (Safina, 2002).

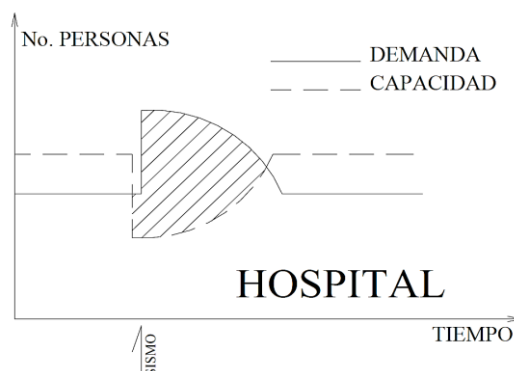
En realidad, la filosofía de diseño de las edificaciones esenciales exige que, ante una crisis sísmica, el inmueble y sus dependencias debe mantenerse operativo para atender las consecuencias inherentes del evento y la situación de emergencia planteada. Por esta razón existe un incremento exponencial de la demanda de sus servicios respecto a los niveles de demanda en condiciones ordinarias, dicho de otra forma, una estructura esencial debe estar en capacidad de prestar la mayoría de sus servicios independientemente de los daños físicos (estructurales y no estructurales) de los cuales puede ser objeto la edificación y que provocaran una reducción de su capacidad operativa y funcional.

En caso de desastre, un hospital debe continuar con el tratamiento de los pacientes alojados en sus instalaciones y debe atender a las personas lesionadas por el evento, además de salvaguardar la vida y salud de sus ocupantes. Para realizar esto, el personal debe estar en el sitio y conocer cómo responder ante la situación. Tanto el edificio como su equipamiento y sus insumos deben permanecer en condiciones de servicio. La mayoría de las autoridades de los hospitales reconocen estos hechos, razón por la cual han elaborado planes formales para la mitigación de desastres (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

La Figura 10, muestra la relación demanda – capacidad de la prestación de servicios típica de un hospital, antes y después de la ocurrencia de un sismo, donde se evidencia una situación crítica inmediatamente después de la ocurrencia del evento sísmico, que tiende a reducirse con el tiempo, una vez superada la situación de emergencia.

**Figura 10**

*Relación demanda – capacidad de prestación de servicios hospitalarios*



*Nota:* Esta figura es extraída de (Safina, 2002).

### **Vulnerabilidad No Estructural**

“La vulnerabilidad no estructural está asociada a la susceptibilidad de los elementos o componentes no estructurales de sufrir daño debido a un sismo, también denominado daño sísmico no estructural” (Cardona, 1999). El mismo comprende el deterioro físico de aquellos elementos o componentes que no forman parte fundamental del sistema resistente o estructura de la edificación y que, pueden clasificarse en componentes arquitectónicos (tabiquerías, puertas, ventanas, etc.) y componentes electromecánicos (ductos, canalizaciones, conexiones, equipos, etc.) que cumplen funciones importantes dentro de las instalaciones de la edificación (Safina, 2002).

La experiencia nacional e internacional de sismos ocurridos a lo largo del tiempo ha puesto en manifiesto una notoria importancia de la vulnerabilidad no estructural de las edificaciones y en caso especial de los inmuebles hospitalarios, ya que existe una gran cantidad de edificios diseñados y construidos de acuerdo a los códigos de construcción vigente y se comportan satisfactoriamente visto desde un punto de vista estructural, pero sufrieron importantes niveles de daños en componentes no estructurales que acarrearón pérdidas cuantiosas e incluso interrumpieron parcial o

totalmente el funcionamiento de diversas edificaciones esenciales, entre las principales los hospitales, que lamentablemente tuvieron que limitar sus servicios y evacuar a los pacientes hacia otras inmediaciones.

La (Organización Panamericana de la Salud, 1993) menciona que:

Es determinante en instalaciones de la salud el impacto del fallo del equipamiento y contenido hospitalario. Por lo tanto, la preservación durante un sismo de los componentes no estructurales en las edificaciones esenciales es un aspecto vital, ya que ellos se relacionan directamente con el propósito y función de la instalación, definiendo de alguna manera su razón de ser.

Paradójicamente, estos componentes o elementos tienden a ser los que más fácilmente se ven afectados por los terremotos e igualmente los de más fácil y menos costosa readaptación y prevención de destrucción o afectación.

(Organización Panamericana de la Salud, 1993)

### **Vulnerabilidad Estructural**

La vulnerabilidad estructural está asociada a la susceptibilidad de que los elementos estructurales puedan colapsar debido a un sismo, también conocido como daño sísmico estructural. El mismo comprende el daño físico de aquellos elementos que forman parte fundamental del sistema resistente de la edificación (Safina, 2002).

El nivel de daño estructural que presentará una estructura luego de la ocurrencia de un sismo depende tanto del comportamiento global como local de la estructura, dicho detrimento está relacionado con la calidad de los materiales empleados, las condiciones de los elementos estructurales, su configuración, esquema resistente bajo cargas actuantes, entre otras. El grado de vulnerabilidad pueden ser descritos en términos cualitativos o cuantitativos y constituye un factor de valiosa importancia para verificar el nivel de deterioro de una edificación, así como su situación relativa ante un probable

colapso parcial o global de la misma. Para realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica de una construcción, existen varias metodologías que pueden clasificarse en los siguientes grupos:

- **Métodos cualitativos**

Los métodos cualitativos son empleados para evaluar vertiginosamente la vulnerabilidad sísmica de una edificación, se caracteriza por la facilidad y eficiencia al aplicar dicha metodología en un número considerable de estructuras. Mediante la aplicación de métodos cualitativos, normalmente se establecen diferentes niveles o descripciones de daño, cuya localización se fundamenta en la observación e identificación de deterioros característicos de los diversos elementos estructurales verificados después de la ocurrencia de un sismo.

En términos generales, puede decirse que son métodos eminentemente cualitativos, en los que la estructura recibe una calificación determinada de acuerdo a aspectos, tales como: su estado de conservación, su irregularidad en planta y en altura, su relación con el suelo, entre otros, calificación que en general no precisa de cálculos rigurosos de oficina (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

Existen varios métodos cualitativos que permiten determinar la vulnerabilidad de una cantidad considerable de edificaciones, estos métodos permiten realizar una evaluación masiva y rápida, pero condicionada a un nivel de investigación más subjetiva; algunos de los métodos que utilizan dicho procedimiento son: método japonés (nivel 1), método NSR – 98, FEMA P – 154, entre otros.

En el desarrollo del presente trabajo de titulación a la estructura de estudio se la analizará con la metodología propuesta por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15) que basa sus teorías en FEMA P – 154.

- **Métodos cuantitativos**

Los métodos cuantitativos o analíticos se fundamentan en relacionar parámetros que producen o determinan el comportamiento de la edificación durante un sismo, por ejemplo: las características propias del sismo, configuración sísmica, nivel de daño, propiedades del suelo donde gravita la estructura, cimentación de la edificación, entre otras (Flores, 2017).

Para la recuperación post – sísmica de edificios esenciales, resulta deseable la realización de un análisis más riguroso; para lo cual se dispone de los métodos cuantitativos, dichos métodos sirven para profundizar en los resultados obtenidos de los métodos cualitativos, cuando estos últimos no entreguen resultados determinantes sobre la seguridad de la estructura.

La metodología anteriormente descrita determina la vulnerabilidad con mayor detalle y objetividad, se realiza de forma analítica donde se analiza el comportamiento sísmico resistente y evalúa su desempeño ante la ocurrencia de un evento sísmico, utilizando normas técnicas, manuales autorizados o reglamentos vigentes del país donde se ubique la estructura de análisis.

Desde el punto de vista cuantitativo existen modelos que permiten evaluar el daño estructural utilizando parámetros que representan la respuesta estructural tales como, distorsiones de piso, deformaciones de elementos constructivos, demanda de ductilidad, energía disipada, entre otros. A continuación, se mencionan varios métodos cuantitativos: método de energía de Akiyama, FEMA P – 310, método Benedetti y Petrini o italiano, entre otros.

En el desarrollo del presente trabajo de titulación a la estructura de estudio se la analizará con la metodología Benedetti y Petrini o metodología italiana.

## **Sistema Estructural**

Un sistema estructural es el ensamblaje de miembros o elementos independientes para conformar un cuerpo único y cuya meta es proporcionar una solución viable a una problemática de ingeniería civil (Rodas, 2014).

Los sistemas estructurales poseen un comportamiento diferente de acuerdo a las exigencias que se sometan, por esta razón es de suma importancia realizar un previo análisis del sistema que se va seleccionar teniendo en cuenta el tipo de estructura, características del terreno y material a utilizar. Algunos tipos de sistemas estructurales son: estructuras macizas, reticulares, laminares y mixtas.

### ***Estructuras Macizas o de Mampostería***

Las estructuras macizas o de mampostería se componen básicamente de dos elementos, por una parte, de mampuestos (elementos prismáticos como ladrillos, adobe, etc.) y por otra parte de un mortero que se utiliza como ligante para juntar dichas piezas (Arosteguí & Erazo, 2018).

En el área de la construcción existe una gran variedad de mampuestos debido a la accesibilidad de materia prima o a los distintos procesos que existen de manufactura y por dicho motivo se puede encontrar varios tipos de estructuras de mampostería, de igual forma en el caso de los morteros se cuenta con una gran diversidad, debido a que se utilizan diferentes proporciones de los agregados (cemento de albañilería, tierra, cal, arena, agua, etc.), los cuales varían dependiendo de cada sitio o región. En el caso de los morteros de unión se utilizan diferentes espesores de junta en la unión de las piezas, que dependen del tipo y características del mampuesto utilizado y en algunas ocasiones del conocimiento y experticia del constructor (Arosteguí & Erazo, 2018).



Se puede dividir a las estructuras macizas o de mampostería de la siguiente manera: mampostería reforzada, de cavidad reforzada, no reforzada, de muros confinados, de muros diafragma y reforzada externamente.

La edificación de análisis del presente trabajo contempla una estructura maciza o de mampostería no reforzada, debido a que su componente principal de resistencia son los muros de arcilla cocida (ladrillo) sin elementos de refuerzo, además el inmueble cuenta con una cubierta cerchada de acero y pliegues de lámina delgada.

### **Propiedades Mecánicas de la Mampostería**

Las estructuras de mamposterías tienen una gran variedad de materiales utilizados y métodos de construcción. Las propiedades mecánicas de la mampostería varían o dependen de la interacción o comportamiento interno del mampuesto y el mortero, teniendo en cuenta la forma de aparejo y las propiedades afectadas por el deterioro, por tal motivo (Meli, 1999) propone una tabla de propiedades mecánicas de mampostería en edificios históricos Tabla 6.

**Tabla 6**

*Propiedades mecánicas de mampostería en edificios históricos*

<b>Material (s.u.)</b>	<b>Peso Volumétrico (tonf/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Resistencia compresión (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Resistencia cortante (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Módulo de elasticidad (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>
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
Piedra regular con mortero de cal	2.0	10 – 15	0.5	5000
Piedra de buena calidad	2.0	30	2.0	20000

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Meli, 1999).

Para el cálculo de la resistencia a la compresión de la mampostería, se basó en la calidad de los materiales, expuesto en (NSR-10 (Título D-Mampostería estructural), 2010), véase la Ecuación 1 y Ecuación 2.

$$R_m = \left(\frac{2h}{75 + 3h}\right)f'_{cu} + \left(\frac{50K_p}{75 + 3h}\right)f'_{cp} \leq 0.8f'_{cu} \quad \text{Ecuación 1}$$

$$f'_m = 0.75R_m \quad \text{Ecuación 2}$$

Donde:

$f'_m$  = resistencia nominal a la compresión de la mampostería,

$R_m$  = parámetro definido por ecuación,

$h$  = altura de la unidad de mampostería,

$f'_{cu}$  = resistencia específica a la compresión de la unidad de mampostería,

$f'_{cp}$  = resistencia específica a la compresión del mortero y

$K_p = 0.8$  factor de corrección por absorción, para arcillas y  $K_p = 1.4$  para concreto.

La (NEC-SE-MP (Mampostería estructural), 2015) menciona que “el valor para el módulo de elasticidad y módulo de corte de la mampostería se debe establecer por medio de ensayos de laboratorio de muretes fabricados y ensayados”, pero en ausencia de ensayos de laboratorio, véase la Ecuación 3 y Ecuación 4.

$$E_m = \begin{cases} \text{de ladrillo} = 750 f'_m \leq 20000MPa \\ \text{de concreto} = 900 f'_m \leq 20000MPa \end{cases} \quad \text{Ecuación 3}$$

$$G_m = 0.4E_m \quad \text{Ecuación 4}$$

Donde:

$E_m$  = módulo de elasticidad de la mampostería,

$f'_m$  = resistencia a la compresión de la mampostería y

$G_m$  = módulo de cortante de la mampostería.

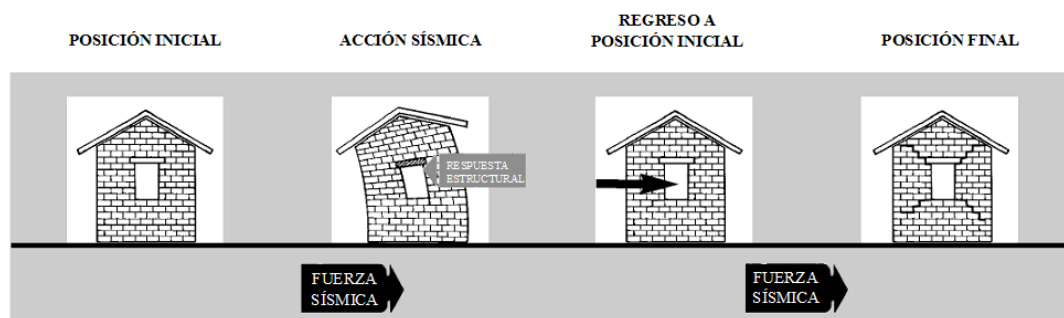
### ***Vulnerabilidad Sísmica de la Mampostería***

Las construcciones de mampostería poseen una alta vulnerabilidad sísmica, debido a su concepción de diseño para soportar cargas gravitacionales y no cargas laterales que actúan dentro del plano de los muros generando fuerzas cortantes que a su vez producen grietas, por tal motivo frente a la presencia de un evento sísmico se ha evidenciado daños y derrumbes de viviendas debido a la mala calidad del material, baja resistencia a tensión de la mampostería, falta de control y supervisión (diseño y construcción) y efectos de amplificación sísmica (Carazas, 2016).

El comportamiento de muros de mampostería frente a un sismo es secuencial, ver la Figura 11, primero comienza a fallar las esquinas de las puertas y las ventanas generándose grietas diagonales, de continuar el sismo el muro se rompe en pedazos para su posterior colapso.

### **Figura 11**

#### *Principios sísmicos en muros de mampostería*



*Nota:* Esta figura es extraída de (Carazas, 2016).

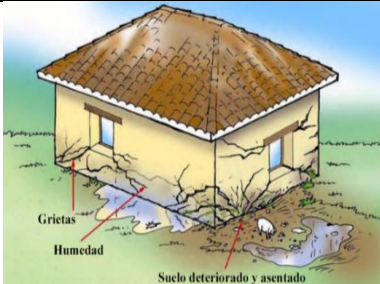
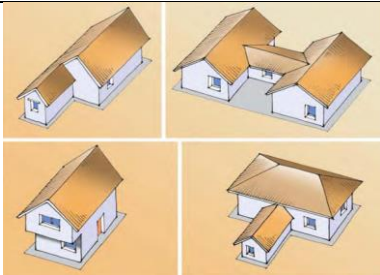
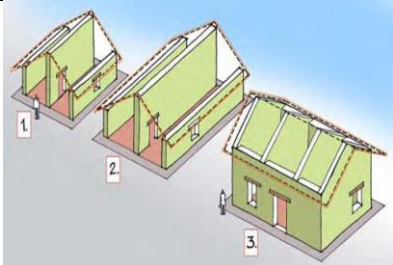
Un movimiento sísmico tiene repercusiones considerables en las edificaciones de mampostería por tal motivo dichos bienes deben cumplir los requisitos técnicos avalados por las normas de construcción nacionales e internacionales, utilizando correctamente los materiales y optimizando el diseño, de esta forma se logra reducir el impacto que ocasionan los eventos telúricos en la fase de diseño.

## Factores que Influyen en la Vulnerabilidad Sísmica

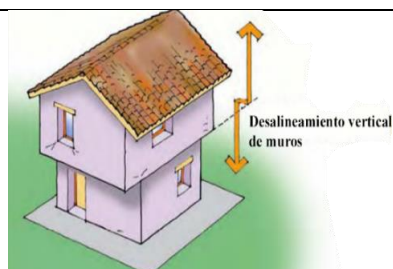
Las edificaciones de mampostería de ladrillo presentan usualmente una serie de características constructivas que amplifican su vulnerabilidad sísmica, comúnmente la edad de estos inmuebles y el deterioro de las propiedades mecánicas de sus materiales hacen que bajo la ocurrencia de un sismo su capacidad de soportarlo sea mínima; por esta razón es necesario intervenir estas edificaciones de tal forma que se puedan reducir los efectos nocivos de los sismos a estas estructuras. En la Tabla 7, se presentan los principales factores que aumentan la vulnerabilidad de las edificaciones.

**Tabla 7**

*Principales factores que aumentan la vulnerabilidad en estructuras*

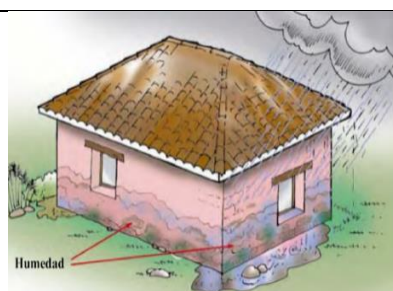
<b>Ausencia de cimentación</b>	
	<p>Una edificación sin un adecuado sistema de cimentación, facilita la presencia de asentamientos diferenciales que debilitan los muros principales y disminuyen la capacidad de la estructura ante las diferentes fuerzas que debe soportar.</p>
<b>Irregularidades en planta y en altura</b>	
	<p>Las edificaciones con irregularidades geométricas tanto en planta como en altura, usualmente presentan efectos de torsión y sobreesfuerzos en los elementos estructurales y no estructurales cuando ocurre un sismo.</p>
<b>Distribución de los muros en planta</b>	
	<p>Las edificaciones con muros portantes distribuidos en una sola dirección son susceptibles de presentar un colapso cuando la componente principal del sismo se presenta en dirección perpendicular a la orientación de los muros.</p>

### Pérdida de la verticalidad de los muros



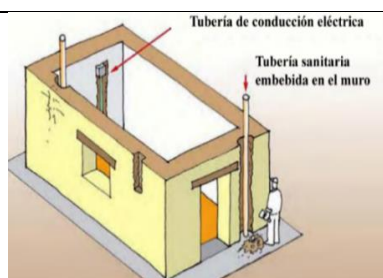
La falta de plomo de los muros aumenta la posibilidad de desequilibrio de los mismos por la acción de las fuerzas inerciales inducidas por el sismo o incluso por fuerzas horizontales generadas por el viento y verticales por la mala transferencia de las cargas verticales.

### Protección contra la humedad



La falta de sobrecimientos en los muros provoca la presencia de humedades en la zona inferior por capilaridad, esta humedad tiende a deteriorar los materiales con el paso del tiempo.

### Instalaciones eléctricas e hidrosanitarias



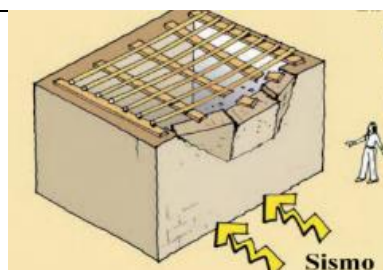
Las aberturas realizadas en los muros para la instalación de las tuberías eléctricas e hidrosanitarias se reparan en general con materiales poco compatibles, lo cual genera agrietamientos y desprendimientos del material.

### Recubrimiento de muros



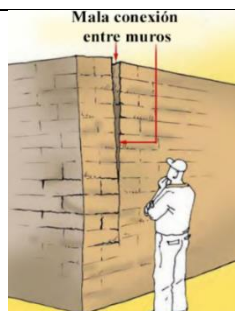
El uso de recubrimientos con baja adherencia al material o de espesores delgados, tienden a desmoronarse, lo cual los hace susceptibles a deteriorarse por los factores climáticos.

### Entrepisos y ausencia de diafragmas



La falta de un entrepiso que cumpla la función de diafragma rígido en su propio plano hace que la distribución de las cargas laterales provocadas por el sismo sea usualmente muy perjudicial, facilitando la acción de fuerzas perpendiculares excesivas contra los muros.

### Conexión entre muros



La falta de una adecuada conexión entre muros, reduce la restricción lateral de los mismos, induciendo una elevada inestabilidad de los elementos verticales ante cargas perpendiculares al plano

### Apoyo y anclaje de elementos de entrepiso y cubiertas sobre muros



La carencia de una adecuada longitud de apoyo de los elementos principales del sistema de entrepiso o la cubierta facilita que se presente la pérdida del apoyo y el consecuente colapso de la estructura por los desplazamientos inducidos en los muros.

### Entrepisos muy flexibles o luces muy grandes



En estructuras con sistemas de entrepiso muy flexibles (ligeros) o con luces muy grandes se presentan deflexiones verticales importantes las cuales pueden generar daños en el sistema de entrepiso lo cual puede inducir colapso parcial o global en la estructura.

### Estructuración de cubierta



Cuando se presenta una inadecuada estructuración de la cubierta (muy pocos elementos o configuraciones inestables) se presentan deflexiones y sobreesfuerzos en los elementos que la componen.

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica-AIS, 2001).

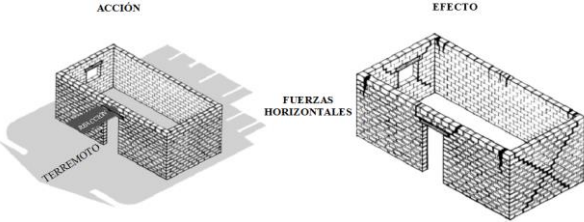
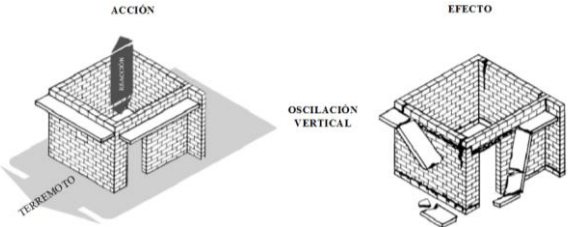
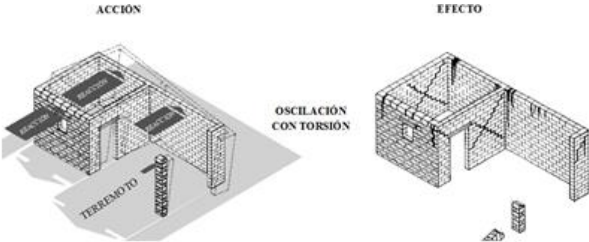
### Fuerzas Sísmicas

Las construcciones de mampostería ante la presencia de un terremoto son sacudidas por fuerzas horizontales, movimientos oscilantes verticales y de torsión, todas al mismo tiempo. La estructura responderá según sus características de forma y

material de construcción, para esto hay que entender el comportamiento de los movimientos mencionados en la Tabla 8 (Carazas, 2016).

**Tabla 8**

*Fuerzas sísmicas en construcciones de mampostería*

<b>Fuerzas horizontales</b>	
	<p>Las ondas sísmicas provocadas por los movimientos telúricos hacen que el suelo vibre creando fuerzas horizontales que repercuten en las estructuras haciendo que vibren, tabaleen, se deformen y posteriormente se derrumben o desmoronen parcial o totalmente, dependiendo la intensidad del sismo y vulnerabilidad de la construcción.</p>
<b>Oscilación vertical</b>	
	<p>Este movimiento oscilatorio que se presenta durante el terremoto, sus repercusiones son mínimas solo afecta a algunas partes de la construcción como son: arcos, columnas, gradas, estructuras de techo y también se evidencia en los voladizos como los balcones.</p>
<b>Oscilación con torsión</b>	
	<p>La oscilación con torsión no es más que la combinación del movimiento horizontal del suelo con las fuerzas laterales. Los efectos de la torsión dependen de la concepción arquitectónica, las edificaciones de forma irregular donde su centro de gravedad no coincide con el centro de rigidez se verán más expuestas a daños estructurales.</p>

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Carazas, 2016).

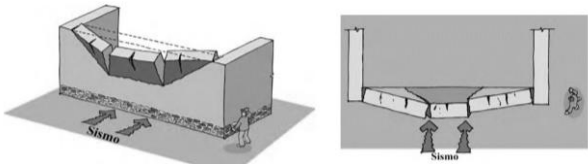
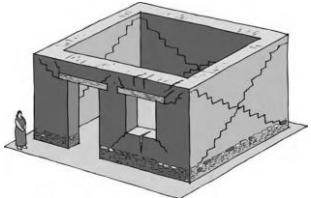
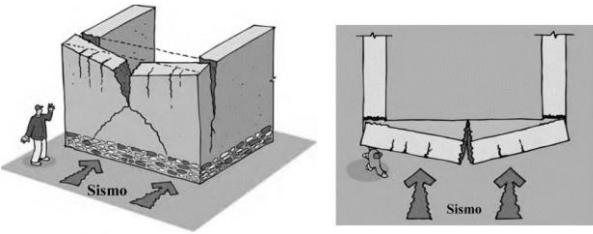


## Tipos de Fallas

Las estructuras de mampostería cuando se ven afectadas por un evento sísmico presentan tres principales fallas que son: falla por flexión, corte y volteo; ver Tabla 9.

**Tabla 9**

*Principales tipos de fallas en mampostería*

<b>Falla por flexión</b>	
	<p>Los muros frente a la presencia de un sismo producen esfuerzos de tracción con los muros transversales y a su vez en la esquina superior del mismo empiezan a crear grietas lo que ocasiona la separación de los muros, debido a la poca resistencia a tracción.</p>
<b>Falla por corte</b>	
	<p>El comportamiento del muro producto de un sismo es la generación de grietas por esfuerzo cortante debido a que estas fuerzas actúan paralelas al plano del muro, siendo su orientación diagonal con dirección de las juntas verticales y horizontales de los mampuestos.</p>
<b>Falla por volteo</b>	
	<p>El comportamiento del muro de mampostería después de haberse separado del muro transversal tiene un comportamiento como sólidos rígidos independientes y ante la presencia de un sismo las fuerzas que actúan sobre el mismo producen momentos actuantes que serán contrarrestados por el peso de los muros, pero si el momento actuante es superior al resistente el muro colapsa.</p>

*Nota:* Extraída de (Jaguaco, 2007) y (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica-AIS, 2001).



## El Ladrillo

“Es una pieza de arcilla moldeada y cocida, en forma de paralelepípedo o prisma regular, que se emplea en albañilería” (NTE INEN 293, 1997). Existen diversas formas y tamaños de ladrillos depende del uso, pero los más comunes en nuestro medio son (39x19x9cm), ver Figura 12.

### Figura 12

*Ladrillos del “Hospital San Luis de Otavalo”*



### **Historia del Ladrillo**

“El ladrillo a lo largo de la historia se encuentra en Palestina, donde elaboraban ladrillos de adobe, secados al sol, hace más de 9.000 años. En Mesopotamia aparecen los primeros ladrillos cocidos los cuales se usan como elementos decorativos” (López P., 2012). En América el uso del ladrillo fue incorporado por la llegada de los colonos, pero por la economía, facilidad y experiencia se continuó utilizando el adobe. Por tal motivo la presencia de ladrillo en los países de América, no tuvo un surgimiento cronológico sino apareció de forma desordenada y con diferentes utilidades de acuerdo a los conocimientos de los colonos (Rosas & Torres, 2014).

En el Ecuador la utilización del ladrillo se centró en varias ciudades una de ellas es Cuenca, por poseer viviendas y edificios realizados con este tipo de material, una de las construcciones más relevante es la Catedral Inmaculada de Cuenca, como se observa en la Figura 13.

### Figura 13

#### *Catedral Inmaculada de Cuenca*



*Nota:* Esta figura es extraída de (El Telégrafo, 2014).

#### **Composición del Ladrillo**

El ladrillo está compuesto principalmente de arcilla, “roca que procede de la desintegración de otras que contienen principalmente feldspatos (grupo de minerales compuestos por aluminio – silicatos de potasio, sodio, calcio y bario)” (Zea, 2005).

- **Arcilla**

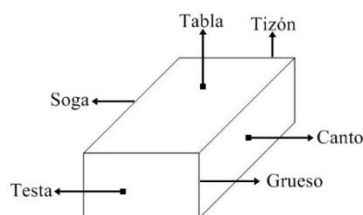
La arcilla “es responsable en gran medida de características como plasticidad, adherencia, contracción, retención de humedad, conductividad hidráulica y térmica, succión de agua y temperatura” (Carnevale, Rakotomamonjy, Gutiérrez, & Abad, 2015).

#### **Partes de un Ladrillo**

Las aristas y las caras de un ladrillo se denominan: soga (arista mayor), tizón (arista media), grueso (arista menor), tabla (cara mayor), canto (cara media) y testa (cara menor); ver Figura 14.

### Figura 14

#### *Partes de un ladrillo*



### **Clasificación del Ladrillo**

Según la norma NTE INEN 297 los ladrillos se clasifican en macizos y huecos con las características descritas en la Tabla 10.

**Tabla 10**

#### *Clasificación de ladrillos*

<b>Ladrillos macizos se clasifican de acuerdo a su calidad:</b>	
<b>Tipo A</b>	“Ladrillo prensado, de color rojizo uniforme, con ángulos rectos y aristas rectas. No tendrá manchas, eflorescencias, quemados ni desconchados aparentes en caras y aristas”
<b>Tipo B</b>	“Ladrillo de máquina, de color rojizo, con ángulos rectos y aristas rectas, diferenciándose del tipo A en que puede tener pequeñas imperfecciones en sus caras exteriores, así como variaciones de rectitud en sus aristas hasta de 5mm”
<b>Tipo C</b>	“Semejante al tipo B, diferenciándose de el en que puede, además, ser fabricado a mano y tener imperfecciones en sus caras exteriores, así como variaciones de rectitud en sus aristas hasta de 8mm”
<b>Ladrillos huecos se clasifican de acuerdo a su uso:</b>	
<b>Tipo D</b>	“Sirve para la construcción de muros soportantes, tabiques divisorios no soportantes y relleno de losas alivianadas de hormigón armado”
<b>Tipo E</b>	“Sirve únicamente en la construcción de tabiques divisorios no soportantes y relleno de losas alivianadas de hormigón armado”
<b>Tipo F</b>	“Sirve únicamente en el relleno de losas alivianadas de hormigón armado”

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (NTE INEN 297, 1977).

### **Propiedades Mecánicas del Ladrillo**

El ladrillo a pesar de su antigüedad se lo sigue utilizando por sus cualidades como; color, propiedades estéticas, propiedades estructurales, térmicas, acústicas y nobleza lo convierte en un material excelente para la construcción.

Las propiedades relacionadas a la resistencia estructural son: resistencia a la compresión, alta variabilidad dimensional con relación a la unidad nominal y homogeneidad de unidades; mientras que las propiedades relacionadas con la durabilidad son: resistencia a la congelación, al fuego y al aislamiento térmico.

### ***Fabricación del Ladrillo***

Para la elaboración de un ladrillo depende de algunos factores principalmente de la arcilla seleccionada, proceso de fabricación y equipos utilizados, dependiendo de estos factores la fabricación de ladrillos se puede realizar de dos formas:

- **Artesanal**

“Es el ladrillo fabricado con procedimientos predominantemente manuales. El amasado o moldeado es hecho a mano o con maquinaria elemental que en ciertos casos extruye, a baja presión, la pasta de arcilla. El ladrillo producido artesanalmente se caracteriza por variaciones de unidad a unidad” (ITINTEC, 1978).

- **Industrial**

“Es el ladrillo fabricado con maquinaria que amasa, moldea y prensa o extruye la pasta de arcilla. El ladrillo producido industrialmente se caracteriza por su uniformidad y su rápida elaboración” (ITINTEC, 1978).

### ***Uso del Ladrillo y sus Aplicaciones***

El uso del ladrillo con el transcurso de los años las técnicas del manejo del ladrillo se depuró y se perfeccionó, se pensó mejorar sus debilidades ante eventos naturales comunes, siendo uno de los principales los eventos telúricos sino una mejora estética; el desempeño del ladrillo como material de construcción es deficiente y peor aún si este es usado en zonas de alta actividad sísmica, como es el caso del territorio ecuatoriano. Una de las consideraciones que se debe tomar al realizar un análisis de las construcciones de ladrillo es la “autoconstrucción” no técnica, presente en sistemas de vivienda unifamiliares de uno o dos pisos, aviva el temor ante eventos sísmicos moderados o intensos.

El ladrillo se encuentra presente en las distintas construcciones como lo son: viviendas unifamiliares de uno y dos pisos, bodegas, templos, hospitales, museos, es

decir en la gran mayoría de los inmuebles patrimoniales existentes en Ecuador, y estructuralmente conforman parte de los elementos como son: muros, columnas, cimentaciones, mampostería, dinteles, entre otros.

### ***El Ladrillo Como Material de Construcción***

El comportamiento del ladrillo frente a problemas estructurales viene enfocado a su vulnerabilidad durante la acción de un sismo, debido a su concepción original solo fue diseñada para soportar cargas gravitacionales. Para garantizar la utilización de ladrillos en la construcción deben satisfacer las siguientes condiciones:

- Homogeneidad y regularidad en las dimensiones del ladrillo.
- Dureza suficiente para poder resistir cargas a compresión.
- Formas regulares de los ladrillos.

### **Mortero**

Según la (NEC-SE-MP (Mampostería estructural), 2015), afirma que el mortero “es una mezcla de conglomerantes inorgánicos, áridos y agua y en algunos casos adiciones y aditivos”.

Las edificaciones antiguas de mamposterías generalmente sus mampuestos son unidos con morteros de cal y arena. “La cal adquiere resistencia por un proceso de carbonatación que se da por el contacto con el aire. Este proceso ocurre lentamente y progresa de las caras exteriores hacia el interior del elemento estructural” (Meli, 1999).

El mortero en sus inicios utilizaba barro para ligar a los mampuestos, posteriormente surgió el mortero de cal y arena con el cual la mampostería mejoro su capacidad y durabilidad. En el siglo XIX surgió el cemento Portland, con lo cual los morteros aumentaron sustancialmente su resistencia lo cual era perfecto para la construcción.

Los morteros deben poseer una buena plasticidad, consistencia y ser capaces de garantizar su adherencia con los mampuestos, pueden ser clasificados por su dosificación y su resistencia a compresión como se muestra en la Tabla 11.

**Tabla 11**

*Tipos de mortero*

Tipo de mortero	Resistencia mínima a compresión 28 días (MPa)	Composición en partes por volumen		
		Cemento	Cal	Arena
<b>M20</b>	20	1	-	2.5
<b>M15</b>	15	1	-	3.0
	15	1	0.5	4.0
<b>M10</b>	10	1	-	4.0
	10	1	0.5	5.0
<b>M5</b>	5	1	-	6.0
	5	1	1.0	7.0
<b>M2.5</b>	2.5	1	-	7.0
	2.5	1	2.0	9.0

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (NEC-SE-MP (Mampostería estructural), 2015).

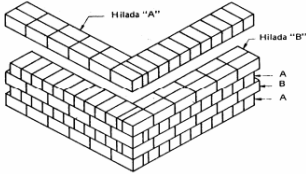
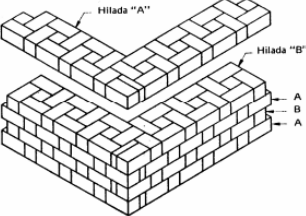
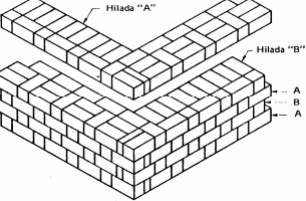
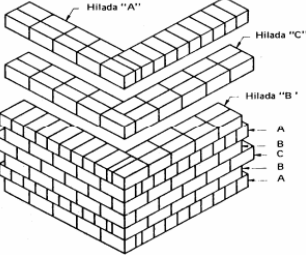
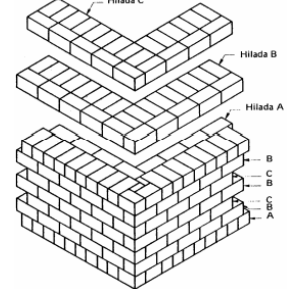
### **Tipos de Aparejo**

Un aparejo es la disposición de los ladrillos para constituir un muro y poder conformar una mampostería estructural y conseguir un efecto estético agradable. En un aparejo se tiene algunos elementos fundamentales que forman parte del aparejo de mampostería como son: hilada, rosca y hoja.

Existen algunos tipos de aparejo o arreglos de mampuestos, como se puede observar en la Tabla 12 dependiendo del tipo de construcción o criterio de diseño que aporte a la estructura en su rigidez y resistencia.

Tabla 12

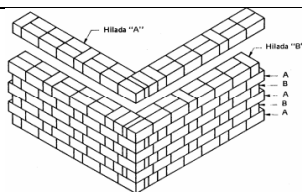
## Tipos comunes de aparejo

	<p style="text-align: center;"><b>Aparejo inglés</b></p> <p>“Los ladrillos de la cara exterior se colocan en hiladas alternas a tizón y a soga. La hilada a tizón se inicia con un bloque angular a tizón seguido por un ajuste de reina y continuado a tizón. La hilada a soga se forma a ladrillos que tienen una superposición mínima de cuarto de su longitud sobre el ladrillo a tizón”.</p>
	<p style="text-align: center;"><b>Aparejo flamenco doble</b></p> <p>“Las hiladas en las caras exterior e interior están formadas por ladrillos a soga y a tizón alternos. Se introduce un ajuste de reina junto al bloque angular en hiladas alternas comenzando las hiladas contiguas con un ladrillo a soga”</p>
	<p style="text-align: center;"><b>Aparejo flamenco simple</b></p> <p>“Este facilita el acabado exterior del muro en aparejo flamenco y el interior en aparejo inglés. Lo que implica el uso de medio ladrillo a tizón”.</p>
	<p style="text-align: center;"><b>Aparejo de muro de jardín - inglés</b></p> <p>“Consta de una hilada a tizón con el necesario ajuste de reina vecino al bloque angular para tres o cinco hiladas a soga, corriendo en series con superposición de medio ladrillo entre dos ladrillos de soga”.</p>
	<p style="text-align: center;"><b>Aparejo americano (aparejo común)</b></p> <p>“Consta de una hilada a tizón por varias hiladas a soga”.</p>

---

### Aparejo de muro de jardín - flamenco

---

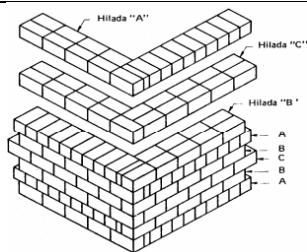


“Consta de hiladas alternadas compuestas de un ladrillo a tizón para tres o cinco ladrillos a soga en series a lo largo de toda la hilada”.

---

### Aparejo de muro de jardín - inglés

---

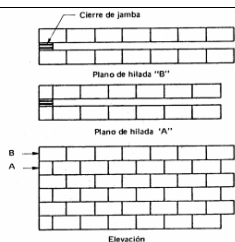


“Consta de una hilada a tizón con el necesario ajuste de reina vecino al bloque angular para tres o cinco hiladas a soga, corriendo en series con superposición de medio ladrillo entre dos ladrillos de soga”.

---

### Aparejo a soga

---

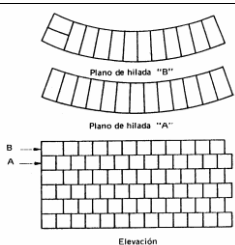


“Todas las hiladas son a soga y la supervisión es usualmente de medio ladrillo. Se obtiene comenzando cada fila alterna con medio ladrillo. Con una ligera modificación en el bloque angular, la superposición puede variar a  $\frac{3}{4}$  o  $\frac{1}{4}$  de ladrillo y el aparejo se conoce entonces como aparejo diagonal a soga”.

---

### Aparejo a tizón

---



“La apariencia frontal de este aparejo tiene todas las hiladas a tizón y la superposición, la cual es la mitad del ancho del ladrillo; se obtiene introduciendo un retazo de tres cuartos en cada hilada alterna de bloques angulares”.

*Nota:* Esta tabla es tomada del (CPE INEN 5 (Mampostería de ladrillo), 1984).

En el “Hospital San Luis de Otavalo” existen dos tipos de espesores de muros, el primer tipo es de 60cm de espesor localizados en los muros perimetrales y en los pasillos, mientras que los del segundo tipo de 40cm de espesor se encuentran en los muros divisorios de la estructura. Es de singular importancia mencionar que todos los muros de mampostería tienen un aparejo de “tipo flamenco simple”, el cual contribuye esencialmente a la resistencia de la mampostería y es apropiado para muros que soportan cargas muy pesadas.

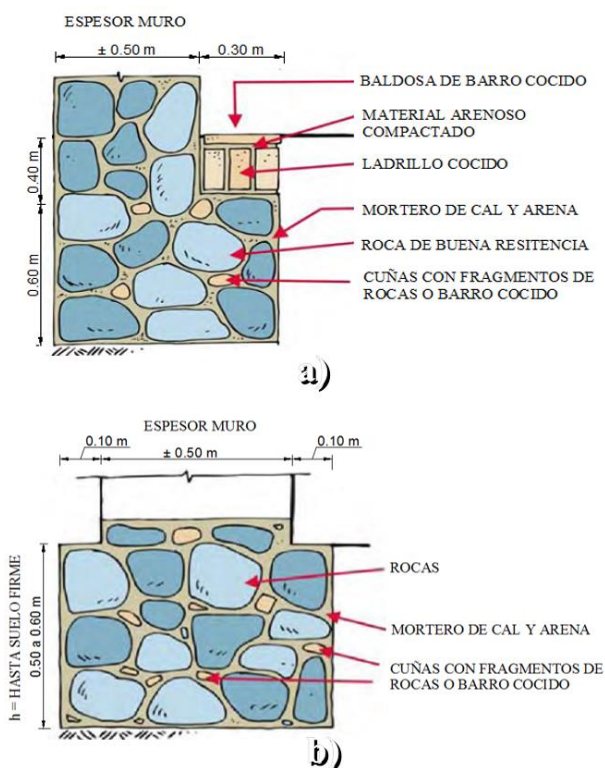


## Cimentación en Estructuras de Mampostería

La cimentación de viviendas de ladrillo, en la mayoría de casos están conformadas por unas vigas corridas de piedra con mortero de cal – arena las cuales se encuentran bajo los muros principales de la edificación. Las formas dominantes de la viga de cimentación encontradas son en “L” y en “T” invertida, ver Figura 15.

**Figura 15**

*Cimentación en “L” a) y en “T” invertida b)*



*Nota:* Esta figura es extraída de la (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica-AIS, 2001).

En el “Hospital San Luis de Otavalo” luego de una minuciosa investigación y de acuerdo al Instituto Nacional de Patrimonio Cultural del Ecuador (INPC), tiene una cimentación de piedra la cual conforma una caja estructural que proporciona alta resistencia a los muros portantes que gravitan sobre la misma, con exactitud no se pudo determinar las dimensiones reales.

## La Madera

“Material más o menos duro, fibroso y compacto, de origen vegetal, proveniente de las plantas leñosas (árboles, arbustos y lianas), principalmente de los troncos de los árboles, ver Figura 16” (NEC-SE-MD (Estructuras de madera), 2015).

### Figura 16

*Tipos de macizos madereros*



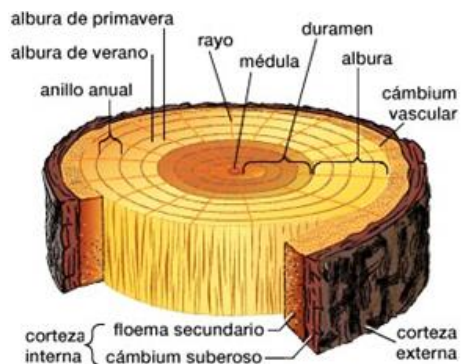
*Nota:* Esta figura es extraída de (Cánepa, 2019).

### **Características de la Madera**

La madera por ser un material de origen biológico, su estructura es compleja al estar formada por un conjunto de células que producen celulosa, lignina, resina, almidón y diversos nutrientes que generan los árboles, ver Figura 17.

### Figura 17

*Estructura de la madera*



*Nota:* Esta figura es extraída de (Anatomía del leño, 2018).

“La madera presenta gran variedad física y mecánica, que dependen de diversas condiciones como: latitud, calidad del suelo y características del clima, procedencia de bosques nativos o plantados, densidad básica y de los defectos que puede presentar una pieza determinada” (NEC-SE-MD (Estructuras de madera), 2015).

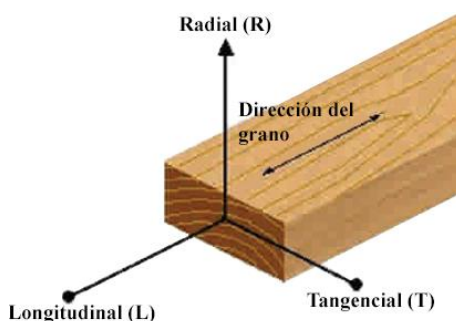
### ***Propiedades Mecánicas de la Madera***

Las propiedades mecánicas de la madera se relacionan directamente con las características del material, consideraciones de diseño y esfuerzos admisibles. Estas propiedades de la madera se obtienen en su mayoría de la experimentación, aplicando ensayos estandarizados, discretizando datos para finalmente lograr obtener los esfuerzos de cada tipo de madera.

En la madera existen tres direcciones principales que son: longitudinal o paralela a la fibra, tangencial y radial; ver Figura 18. “Según sea el plano o dirección que se considere respecto a la dirección longitudinal de sus fibras y anillos de crecimiento, el comportamiento tanto físico como mecánico del material, presenta resultados dispares y diferenciados” (Fritz, 2015).

### **Figura 18**

#### *Direcciones ortogonales de la madera*



*Nota:* Esta figura es extraída de (Fritz, 2015).

En la región Andina existen muchas especies de madera adecuadas para la construcción. “Para evitar la selectividad de los usuarios hacia una o pocas especies

conocidas cuando existen otras de características similares, se ha considerado apropiado agrupar a las especies ensayadas en tres grupos estructurales que son: A, B y C” (Junta del Acuerdo de Cartagena (PADT-REFORT), 2000).

Para esta selección se basaron en las densidades de las maderas clasificándoles de la siguiente manera: “Tipo A” (densidad alta 0.71 – 0.90tonf/m<sup>3</sup>), “Tipo B” (densidad media 0.56 – 0.70tonf/m<sup>3</sup>) y “Tipo C” (densidad baja 0.40 – 0.55tonf/m<sup>3</sup>). Las propiedades mecánicas correspondientes se muestran en la Tabla 13 y Tabla 14.

**Tabla 13**

*Esfuerzos admisibles de la madera*

Grupo (s.u.)	Flexión (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tracción Paralela (kgf/cm <sup>2</sup> )	Compresión Paralela (kgf/cm <sup>2</sup> )	Compresión Perpendicular (kgf/cm <sup>2</sup> )	Corte Paralelo (kgf/cm <sup>2</sup> )
<b>A</b>	210	145	145	40	15
<b>B</b>	150	105	110	28	12
<b>C</b>	100	75	80	15	8

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (Junta del Acuerdo de Cartagena (PADT-REFORT), 2000).

**Tabla 14**

*Módulo de elasticidad de la madera*

Grupo (s.u.)	E <sub>min</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	E <sub>promedio</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )
<b>A</b>	95000	130000
<b>B</b>	75000	100000
<b>C</b>	55000	90000

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (Junta del Acuerdo de Cartagena (PADT-REFORT), 2000).

La Junta del Acuerdo de Cartagena estipula una clasificación de maderas estructurales existentes en el Ecuador, pero en investigaciones más actualizadas realizadas por (Espinosa & Salazar, 2011) amplían las maderas estructurales utilizadas para el Ecuador, ver Tabla 15.

**Tabla 15***Maderas estructurales – Ecuador*

<b>Grupo</b>	<b>Nombre común</b>
<b>A</b>	Caimitillo
	Guayacán Pechice
<b>B</b>	Chanul
	Moral Fino
	Pituca
	Colorado
<b>C</b>	Fernansánchez
	Mascarey
	Eucalipto Globulus
	Sande

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Espinosa & Salazar, 2011).

### ***La Madera Como Material de Construcción***

En una construcción a base de madera deben distinguirse dos categorías de material; en primer lugar, se encuentran todos aquellos empleados con fines resistentes, principalmente los usados para entramados de muros, cubiertas, pisos elevados, columnas, que constituyen la estructura de la edificación y en otra categoría se encuentran los materiales de madera usados para los revestimientos, puertas, ventanas, muebles, que no están destinados a resistir cargas importantes. Por lo tanto, debido a las categorías mencionadas anteriormente se clasifica a la madera en: madera de construcción estructural y madera de construcción no estructural (Junta del Acuerdo de Cartagena (PADT-REFORT), 2000).

### ***Vulnerabilidad Sísmica de la Madera***

Las estructuras de madera que presentan gran capacidad de respuesta ante sollicitaciones sísmicas, pero existen varias posibilidades de que la madera sin un

adecuado: diseño, proceso constructivo y mantenimiento, sea un material constructivo que amplifique la vulnerabilidad sísmica de la edificación.

Además la madera puede ser utilizada en construcciones como un material secundario, destinada a la construcción de cubiertas, entresijos, escaleras, entre otros; su participación en la capacidad resistente de la estructura, no debe despreciarse, en el caso de presentar patologías que afecten su estructura, no solo se ve perjudicada la edificación, sino los equipos, acabados y personal que habiten la misma, esto se debe a que es un material de origen vegetal, que puede ser afectado por diferentes agentes bióticos y abióticos que deben ser analizados.

En el “Hospital San Luis de Otavalo” se evidencia que la madera forma parte de su sistema estructural, ya que cuando fue construida constaba de elementos de madera y posteriormente rehabilitada con materiales de acero y hormigón armado.

### **Hormigón Armado**

Los elementos de hormigón armado deben tener una resistencia adecuada, a fin de garantizar un diseño eficiente utilizando los factores de carga y de resistencia estipulados en la (NEC – 15).

### ***Requisitos de Resistencia***

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15) menciona que se debe realizar un diseño estructural eficiente comparando resistencias, ver Ecuación 5, Ecuación 6 y Ecuación 7.

- “La resistencia requerida o última debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las combinaciones de cargas” (NEC-SE-HM (Estructuras de hormigón armado), 2015).
- “La resistencia de diseño proporciona por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga

axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción” (NEC-SE-HM (Estructuras de hormigón armado), 2015).

$$\phi P_n \geq P_u \quad \text{Ecuación 5}$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad \text{Ecuación 6}$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad \text{Ecuación 7}$$

Donde:

$P_n$  = resistencia nominal a carga axial,

$M_n$  = resistencia nominal a momento,

$V_n$  = resistencia nominal a cortante,

$P_u$  = resistencia requerida o última a carga axial,

$M_u$  = resistencia requerida o última a momento y

$V_u$  = resistencia requerida o última a cortante.

### Factores de Reducción de Resistencia

Los factores de reducción de resistencia para el diseño o chequeo estructural del presente trabajo se encuentran expresados en la Tabla 16.

**Tabla 16**

*Factores de reducción de resistencia*

Solicitaciones	Factores de reducción de resistencia ( $\phi$ )
Secciones controladas por tracción	0.9
Tracción axial	0.9
Secciones controladas por compresión:	
• Elementos con refuerzo transversal en espiral	0.75
• Otros elementos reforzados	0.65
Cortante y torsión	0.75
Aplastamiento	0.65

*Nota:* Esta tabla es tomada del (ACI 318 S-19, 2019).

### **Propiedades Mecánicas del Hormigón**

“El hormigón debe cumplir con los requisitos para condiciones de exposición ambiental y satisfacer los requisitos de resistencia estructural” (NEC-SE-HM (Estructuras de hormigón armado), 2015).

#### **Resistencia a la Compresión**

Es el esfuerzo máximo que soporta el hormigón ante presencia de una carga de compresión, el valor límite de resistencia específica a la compresión para el hormigón normal es de  $f'c = 21MPa$ , dictaminada por la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

#### **Módulo de Elasticidad del Hormigón**

El módulo de elasticidad del hormigón es determinado en base a la resistencia a la compresión del hormigón, utilizando la Ecuación 8 propuesta por la (NEC – 15).

$$Ec = 4.7 * \sqrt{f'c} \quad \text{Ecuación 8}$$

Donde:

$Ec$  = módulo de elasticidad para el hormigón (GPa) y

$f'c$  = resistencia a la compresión del hormigón (MPa).

#### **Módulo de Corte del Hormigón**

El módulo de corte es determinado mediante la teoría de la mecánica de materiales, véase en la Ecuación 9.

$$G = \frac{Ec}{2(1 + \nu)} \quad \text{Ecuación 9}$$

Donde:

$G$  = módulo de corte del hormigón,

$Ec$  = módulo de elasticidad del hormigón y

$\nu$  = módulo de Poisson.



### **Propiedades Mecánicas del Acero de Refuerzo**

El acero de refuerzo debe cumplir con los requisitos para condiciones de exposición ambiental y resistencia.

#### **Resistencia a la Fluencia del Acero**

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-HM (Estructuras de hormigón armado), 2015), estipula que “la resistencia real a la fluencia basada en ensayos realizados por la fábrica no sea mayor que “ $f_y$ ” en más de 125MPa, además que la relación entre la resistencia real de tracción y la resistencia real de fluencia no se menor de 1.25”. El acero convencional en nuestro medio es (Gr.42 – varillas y Gr.50 – alambres), como se muestran en la Tabla 17 y Tabla 18.

**Tabla 17**

*Especificaciones mecánicas de varillas lisas y corrugadas*

Propiedad	Unidad	Grados de acero	
		42	55
Límite de fluencia (mínimo)		420	550
Límite de fluencia (máximo)	MPa	540	675
Resistencia a la tracción (mínima)		550	690
Módulo de elasticidad		200000	

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (NTE INEN 2167, 2017) y editada por los autores.

**Tabla 18**

*Especificaciones mecánicas de alambres lisos y corrugados*

Propiedad	Unidad	Grados de acero	
		45	50
Límite de fluencia (mínimo)		440	490
Límite de fluencia (máximo)	MPa	565	630
Resistencia a la tracción (mínima)		470	540
Módulo de elasticidad		200000	

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (NTE INEN 2209, 2012) y editada por los autores.

### ***Inercia de Secciones***

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015), estipula que en estructuras de hormigón y mampostería se deben utilizar los valores de secciones agrietadas en los elementos estructurales para proceder a realizar el cálculo de rigidez y derivas de la estructura.

- **Estructuras de Hormigón Armado**

- 0.5  $I_g$ : para vigas.
- 0.8  $I_g$ : para columnas.
- 0.6  $I_g$ : para muros estructurales.

- **Estructuras de Mampostería**

- 0.5  $I_g$ : para muros con relación “altura total/longitud” mayores a 3.
- “Para muros con la relación “altura total/longitud” menores a 1.5, no se necesita utilizar valores de inercia agrietadas” (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).
- “Para muros con relación “altura total/longitud” entre 1.5 y 3, puede obtenerse el factor multiplicativo de “ $I_g$ ” por interpolación” (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

El (ACI 318 S-19, 2019), propone valores para inercias y áreas agrietadas en estructuras de hormigón armado Tabla 19.

**Tabla 19**

*Inercias agrietadas y área agrietada*

<b>Miembro y condición</b>	<b>Momento de inercia</b>	<b>Área de la sección transversal</b>
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 $I_g$	

*Nota:* Esta tabla es tomada del (ACI 318 S-19, 2019).

## Acero Estructural

El acero estructural está compuesto de hierro puro y de aleaciones de elementos. La (NEC-SE-AC (Estructuras de Acero), 2015) estipula que “el mínimo esfuerzo de fluencia “ $f_y$ ”, que debe tener el acero utilizado en miembros cuales se espera comportamiento inelástico no debe exceder de 345MPa (50ksi)”. Los aceros más comerciales en nuestro medio son expuestos en la Tabla 20.

**Tabla 20**

*Propiedades a tensión del acero estructural (Norma ASTM)*

<b>Especificación ASTM</b>	<b>Esfuerzo de fluencia <math>f_y</math> (ksi)</b>	<b>Resistencia a la tensión <math>f_u</math> (ksi)</b>
ASTM A36	36	58 – 80
ASTM A572 Gr50	50	65
ASTM A588 Gr50	50	70

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (NEC-SE-AC (Estructuras de Acero), 2015).

### ***Propiedades Mecánicas del Acero Estructural***

Los aceros estructurales deben cumplir varios aspectos y requerimientos mínimos expuestos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15) y en general algunas características: capacidad de deformación inelástica, material homogéneo, excelente calidad y alta resistencia mecánica.

#### **Módulo de Corte del Acero**

Para el cálculo del módulo de corte del acero, se utiliza la Ecuación 10.

$$G = \frac{Ec}{2(1 + \nu)} \quad \text{Ecuación 10}$$

Donde:

$G$  = módulo de corte del acero,

$Ec$  = módulo de elasticidad del acero (200000MPa) y

$\nu$  = módulo de Poisson.

### **Esfuerzo de Fluencia Probable**

“El esfuerzo de fluencia probable, se define como la relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el mínimo esfuerzo de fluencia” (NEC-SE-AC (Estructuras de Acero), 2015).

$$F_{yp} = R_y * f_y \quad \text{Ecuación 11}$$

Donde:

$F_{yp}$  = esfuerzo de fluencia probable,

$R_y$  = factor de esfuerzo de fluencia probable y

$f_y$  = mínimo esfuerzo de fluencia especificado del acero.

### **Resistencia a la Tensión Probable**

“La resistencia a la tensión probable de un material, se define como la relación entre la resistencia a la tensión probable y la resistencia mínima a la tensión del material” (NEC-SE-AC (Estructuras de Acero), 2015).

$$R_{tp} = R_t * f_u \quad \text{Ecuación 12}$$

Donde:

$R_{tp}$  = resistencia a la tensión probable,

$R_t$  = factor de resistencia a la tensión probable y

$f_u$  = resistencia mínima a la tensión específica del acero.

Para el cálculo del esfuerzo de fluencia probable del acero, se utiliza la Ecuación 11 y para la resistencia a la tensión probable del acero la Ecuación 12, las ecuaciones mencionadas anteriormente necesitan emplear factores de relación expuestos por la (American Institute of Steel Construction, 2005) en la Tabla 21.

**Tabla 21***Factores de fluencia y tensión probables*

<b>Valores para barras y formas laminadas en caliente</b>		
<b>Especificación ASTM</b>	<b>Ry</b>	<b>Rt</b>
ASTM A36/A36M	1.5	1.2
ASTM A572/572M Gr42	1.3	1.1
ASTM A572/572M Gr50 o Gr55	1.1	1.1
ASTM A913/A913M Gr50, Gr60 y Gr65	1.1	1.1
ASTM A588/A588M	1.1	1.1
ASTM A992/A992M, A1011	1.1	1.1
ASTM A529 Gr50	1.2	1.2
ASTM A529 Gr55	1.1	1.2

*Nota:* Esta tabla es tomada del (American Institute of Steel Construction, 2005).

### **Ensayos e Instrumentación**

Desde hace mucho tiempo atrás: ingenieros, arquitectos y artesanos observaban el comportamiento de las construcciones con el afán de descubrir fallas, señales de degradación o simplemente aprender, con el fin de ampliar sus conocimientos, implementarlos o renovarlos en el diseño de futuros proyectos.

Existen varios tipos de monitoreos que dependen de los diversos objetivos que se desean alcanzar, por lo tanto, en la práctica de la investigación ingenieril es usual referirnos a instrumentación sísmica, geotécnica, topográfica, etc. También es factible la posibilidad de combinar varios de estos monitoreos dependiendo del proyecto que se desee analizar, el tipo de estructura, su funcionalidad, su importancia, sus materiales que la conforman, entre otros. De igual manera, el tipo y uso de la instrumentación depende de los parámetros que se desean monitorear, como por ejemplo el factor de magnitud de cargas que se espera que soporte la estructura, condiciones ambientales a las cuales la estructura se ve expuesta, degradación de los elementos que la conforman y de más parámetros que sean parte de las metas del investigador.

A través del monitoreo de estructuras, se puede determinar el estado actual de sus materiales que la componen y su comportamiento en base a propiedades modales, se pueden realizar pruebas o ensayos destructivos y no destructivos, para identificar la condición actual del ladrillo, madera, acero, hormigón, entre otros y de manera consecuente analizar el desempeño de la estructura a partir de los parámetros dinámicos.

- **Ensayos No Destructivos**

“Se denomina ensayo no destructivo a cualquier tipo de prueba que se práctica a un material que no altere de forma permanente sus propiedades físicas, químicas, mecánicas o dimensionales. Los ensayos no destructivos implican un daño imperceptible o nulo” (Barona & Gutiérrez, 2017).

Los diferentes métodos de ensayos no destructivos se basan en la aplicación de fenómenos físicos tales como: ondas electromagnéticas, acústicas, elásticas, emisión de partículas subatómicas, capilaridad, absorción y cualquier tipo de prueba que no implique un daño considerable a la muestra examinada.

- **Ensayos Destructivos**

Son aquellos que producen daños o roturas a la pieza sometida al ensayo con la finalidad de determinar el comportamiento del material frente a sollicitaciones de tipo físico, por ejemplo: esfuerzos de tracción, de compresión, desgaste por rozamiento, dureza, entre otros.

### ***Estudio Geotécnico***

Este estudio abarca al conjunto de actividades que permiten obtener la información geológica y geotécnica del terreno, necesaria para la ejecución de un proyecto de construcción o para su posterior análisis en el caso de no existir. El estudio geotécnico se realiza con el objeto de determinar la naturaleza y propiedades del

terreno, las cargas soportadas, niveles freáticos y como resultado permite definir el tipo y condiciones de cimentación, las dimensiones y la tipología del proyecto.

Dentro del estudio geotécnico existen algunos ensayos los cuales son importantes para el estudio y son los siguientes:

### **Ensayo de Refracción Sísmica**

- **Alcance**

El ensayo de refracción sísmica permite determinar la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el suelo, para de esta manera conocer las condiciones geológicas del sitio tales como: estratigrafía, litología, carga admisible y módulo de elasticidad del suelo (ASTM D5777-00 , 2011).

- **Normativa**

- ASTM D5777-00.

- **Equipo**

- Sismógrafo.
- Geófonos.
- Cable de datos y disparo.
- Fuente de energía (Impacto, explosivas, etc.)

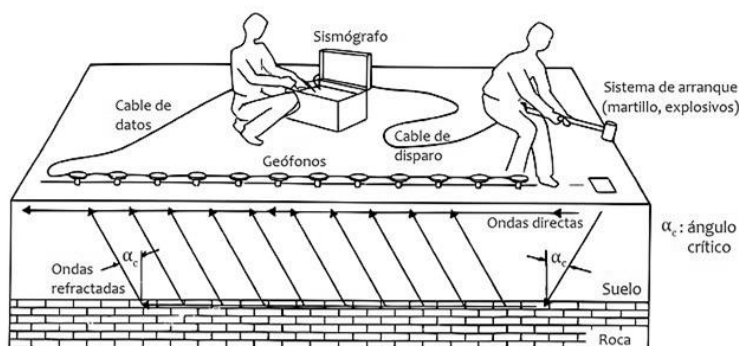
- **Descripción del ensayo**

Para la ejecución del ensayo se debe realizar una exploración del sitio del proyecto donde se va proceder con el tendido de los geófonos que pueden ser de 6 a 12 unidades dependiendo del equipo a utilizar, los cuales su función es captar la energía vibratoria proveniente de la fuente de energía (cabe recalcar su colocación deber ser vertical y estar en contacto con suelo o roca) o de vibraciones naturales del sitio. Los geófonos deben colocarse en contacto con el suelo, conectar el cable de disparo al sismógrafo, configurar la fuente de energía y el cable de disparo,

consecutivamente realizar una prueba de ruido y establecer filtros de ser necesarios (ASTM D5777-00 , 2011). Por último, proceder con el ensayo, ver Figura 19.

### Figura 19

#### Ensayo de refracción sísmica



Nota: Esta figura es extraída del (ASTM D5777-00 , 2011).

#### • Procesamiento de datos

Culminado en ensayo de refracción se procede a descargar los datos del sismógrafo los cuales se encuentran sin procesar, con el manejo del programa computacional especializado en refracción sísmica SeisImager/SW® el cual consta de diversos módulos que son:

- **WaveEq®**: es capaz de un análisis unidimensional de datos de fuente activa y pasiva multicanal, con salida de una sola curva de velocidad de onda de corte.
- **Geoplot®**: es un visualizador general de datos, que permite identificar los resultados obtenidos de una forma gráfica e interactiva.

Una vez realizado el procesamiento de datos se puede determinar el tipo de suelo aplicando la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15), donde se evidencia los perfiles de suelo para el diseño sísmico en la Tabla 22.



**Tabla 22***Clasificación de los perfiles de suelo*

<b>Tipo de perfil</b>	<b>Descripción</b>	<b>Definición</b>
A	Perfil de roca competente.	$V_s \geq 1500\text{m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media.	$1500\text{m/s} > V_s \geq 760\text{m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760\text{m/s} > V_s \geq 360\text{m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50$ $S_u \geq 100\text{kPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360\text{m/s} > V_s \geq 180\text{m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N \geq 15$ $100\text{kPa} > S_u \geq 50\text{kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$V_s < 180\text{m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas.	$IP > 20$ $W \geq 40\%; S_u < 50\text{kPa}$
Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación 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).		
F3: Arcillas de muy alta plasticidad (H>7.5m 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 $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30m 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.		

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

## Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

- **Alcance**

“El ensayo de penetración estándar (SPT) permite determinar, en forma aproximada, el grado de compacidad o la consistencia del suelo in situ” (INEN 689, 1982).

- **Normativa**

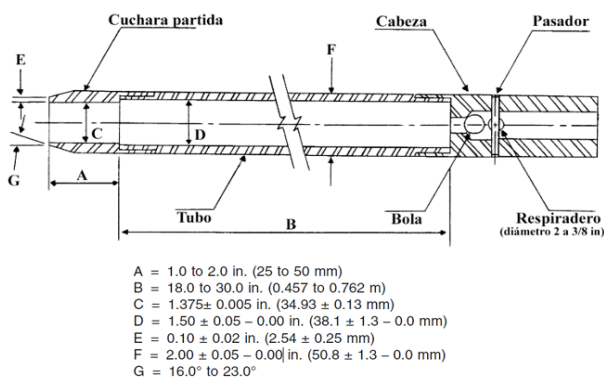
- INEN 689.
- ASTM D1586-11.

- **Equipo**

- Equipo de perforación y sistema de aplicación de carga (polea, soga y trípode).
- Muestreador o tubo partido, ver la Figura 20.
- Tubos de perforación (diámetro exterior 1-5/8in (41.3mm) e interior 1-1/8in (28.5mm)).
- Martinete (63.5kg ± 0.91).
- Barra rígida de guía.
- Yunque.

### Figura 20

*Dimensiones del muestreador o tubo partido*



*Nota:* Esta figura es extraída del (ASTM D1586-11, 2011).

- **Descripción del ensayo**

Previo a la perforación se deben conocer algunas consideraciones como el pozo de perforación avanzara gradualmente para permitir un muestreo intermitente o continuo. Los intervalos de prueba y las ubicaciones normalmente están estipulados por el ingeniero del proyecto, geólogo o la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15), ver la Tabla 23 y Tabla 24.

**Tabla 23**

*Clasificación de las unidades de construcción por categorías*

<b>Clasificación</b>	<b>Según los niveles de construcción</b>	<b>Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)</b>
<b>Baja</b>	Hasta 3 niveles	Menores de 800
<b>Media</b>	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4000
<b>Alta</b>	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4001 y 8000
<b>Especial</b>	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8000

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (NEC-SE-GC (Geotecnia y Cimentaciones), 2015).

**Tabla 24**

*Número de sondeos y profundidad por unidad de construcción*

<b>Clasificación</b>	<b>Baja</b>	<b>Media</b>	<b>Alta</b>	<b>Especial</b>
<b>Profundidad mínima de sondeos</b>	6m	15m	25m	30m
<b>Número mínimo de sondeos</b>	3	4	4	5

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (NEC-SE-GC (Geotecnia y Cimentaciones), 2015).

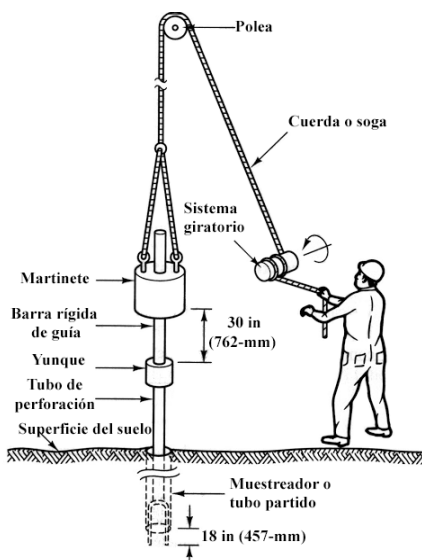
Típicamente, los intervalos seleccionados son 5ft (1.5m) o menos en estratos homogéneos con ubicaciones de prueba y muestreo en cada cambio de estratos. Después de que el pozo se haya avanzado a la elevación de muestreo deseada y se hayan eliminado los cortes excesivos, registre la profundidad de limpieza al 0.1ft (0.030m). Colocar todos los instrumentos de perforación como se muestra en la Figura 21 y proceder a registrar la profundidad de inicio de muestreo a 0.1ft (0.030m) más cercano. Marque las barras de perforación en tres incrementos sucesivos de 0.5ft

(0.15m) para que el avance de la muestra bajo el impacto del martinete se pueda observar fácilmente para cada incremento de 0.5ft (0.15m). Conduzca el muestreador con golpes del martinete y cuente el número de golpes aplicados en cada incremento de 0.5ft (0.15m) hasta que ocurra una de las siguientes condiciones:

- Cuando se aplicada un total de 50 golpes en alguno de los tres incrementos de 0.5ft (0.15m).
- Se han aplicado un total de 100 golpes.
- No se observa avance del muestreador durante la aplicación de 10 golpes sucesivos.
- El muestreador avanza 1.5ft (0.45m) completos sin que ocurran los conteos de golpes limitantes.

### Figura 21

#### *Ensayo de penetración estándar (SPT)*



*Nota:* Esta figura es extraída de (López M. , 2003).

Registre la cantidad de golpes “*N*” requeridos para avanzar la muestra cada 0.5ft (0.15m) de penetración o fracción de la misma. El primer 0.5ft (0.15m) se considera una unidad de asiento. La suma del número de golpes requeridos para la segunda y tercera

penetración de 0.5ft (0.15m) se denomina resistencia de penetración estándar o valor “ $N$ ”. Lleve el muestreador a la superficie y ábralo. Registre el porcentaje de recuperación al 1% más cercano o la longitud del muestreador al 0.1ft (0.030m) más cercano. Clasifique las muestras de suelo, luego coloque una o más porciones representativas de la muestra en recipientes sellables a prueba de humedad (frascos) sin embestir ni distorsionar ninguna estratificación aparente. Selle cada recipiente para evitar la evaporación de la humedad del suelo. Coloque etiquetas en los recipientes con la designación del trabajo, el número de perforación, la profundidad de la muestra y el conteo de golpes por cada incremento de 0.5ft (0.15m) (ASTM D1586-11, 2011).

- **Procesamiento de datos**

Una vez culminado el ensayo, tener en cuenta que el registro de datos se los realiza en intervalos de 15cm “ $N_{0-15}$ ,  $N_{15-30}$ ,  $N_{30-45}$ ” el primer intervalo se descarta por asentamiento del equipo mientras que el segundo y tercer intervalo se suman, véase en la Ecuación 13.

$$N_{SPT} = N_{15-30} + N_{30-45} \quad \text{Ecuación 13}$$

Donde:

$N_{SPT}$  = resistencia a la penetración estándar,

$N_{15-30}$  = número de golpes para hincar el muestreador de 15 – 30cm y

$N_{30-45}$  = número de golpes para hincar el muestreador de 30 – 45cm.

El valor obtenido de “ $N_{SPT}$ ” en un ensayo de penetración estándar es inversamente proporcional a la energía transferida al muestreador (Schmertmann, Brown, & Hartman, 1978). Como parte de la energía se pierde en diferentes componentes mecánicos en el conjunto de barras, la medida de la energía aplicada sobre la tubería de perforación y el muestreador es considerable.

Con la finalidad de que la cantidad de golpes medidos en el sitio sea utilizada en aplicaciones de ingeniería geotécnica, este valor debe ser ajustado por los efectos de la energía del martinete, esfuerzo de sobrecarga, dimensiones del equipo, entre otros factores que influyen en los resultados (Guía práctica para la ejecución de estudios geotécnicos y trabajos de cimentación, 2015).

La medida del número de golpes puede ser normalizada a “ $N_{60}$  o  $N_{1.60}$ ”; donde “ $N_{60}$ ” es la medida del número de golpes corregido al 60% de la energía teórica de la caída libre del martinete, véase en la Ecuación 14 y “ $N_{1.60}$ ” necesita una corrección adicional de 1tsf (100kPa) de esfuerzo de sobrecarga efectivo, que se utiliza para los suelos arenosos, véase en la Ecuación 15.

$$N_{60} = N_{SPT} * (C_E * C_R * C_B * C_S) \quad \text{Ecuación 14}$$

$$N_{1.60} = N_{SPT} * (C_N * C_E * C_R * C_B * C_S) \quad \text{Ecuación 15}$$

Donde:

$N_{60}$  = número de golpes normalizados al 60% de la energía teórica,

$N_{1.60}$  = número de golpes normalizados al 60%, más una corrección extra,

$N_{SPT}$  = número de golpes obtenidos en campo,

$C_N$  = factor de corrección de sobrecarga,

$C_E$  = factor de corrección de energía,

$C_R$  = factor de corrección de longitud de la barra,

$C_B$  = factor de corrección de diámetro de perforación y

$C_S$  = factor de corrección de línea.

Los factores de corrección para el ensayo de penetración estándar (SPT), expuestos en la Tabla 25 muestran los valores recomendados y estudiados por diversos autores.

**Tabla 25**

*Factores de corrección para el ensayo de penetración estándar (SPT)*

Factor de corrección	Sigla	Tipo	Parámetros	Valor de corrección
De energía	$C_E$	Martinete	Automático	1.30
			Safety	1.00
			Donut	0.75
De longitud de la barra	$C_R$	Tubería de perforación	> 10m	1.00
			6 – 10m	0.95
			4 – 6m	0.85
De diámetro de perforación	$C_B$	Diámetro del pozo	0 – 4m	0.75
			60 – 120mm	1.00
			150mm	1.05
De corrección de línea	$C_S$	Muestra sin revestimiento	200mm	1.15
		Muestra con revestimiento	Sin especificar	1.00
			Arena densa	0.80
			Arcilla	0.80
			Arena suelta	0.90

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Bowles, 1997).

El factor de corrección de sobrecarga o influencia del nivel de esfuerzos " $C_N$ ", se presenta ya que la resistencia a la penetración en arcillas no es afectada por la profundidad o dicho de otra forma no evidencia cambios con respecto del incremento de la presión de sobrecarga; sin embargo, en arenas de alta resistencia depende esencialmente de la presión de confinamiento es por ello que amerita una corrección (Carmona, 2014).

Varios factores de corrección han sido propuestos para tomar en cuenta el efecto de la presión de sobrecarga, en los índices de resistencia a la penetración, algunas de las correcciones propuestas para la presión de confinamiento son las presentadas en la Tabla 26.

**Tabla 26***Factor de corrección de sobrecarga “C<sub>N</sub>”*

<b>Autor</b>	<b>Valor de corrección C<sub>N</sub></b>
Peck, (1948)	$C_N = \frac{\log\left(\frac{20}{R_s}\right)}{\log(20)}$
Meyerhof-Ishihara, (1975)	$C_N = \frac{1.7}{0.7 + R_s}$
Seed-Idriss, (1983)	$C_N = 1 - K * \log(R_s)$ $K = 1.41$ si $R_s < 1$ $K = 0.92$ si $R_s \geq 1$
Schmertmann, (1983)	$C_N = \frac{32.5}{10.2 + 20.3 * R_s}$
Seed, (1985)	$C_N = 1 - 1.25 * \log(R_s)$
Liao-Whitman, (1986)	$C_N = \sqrt{\frac{1}{R_s}}$
Skempton, (1986)	$C_N = \frac{2}{1 + R_s}$
Gonzales, (1999)	$C_N = \log\left(\frac{10}{R_s}\right)$

Para realizar la corrección por confinamiento de cada estrado ensayado, según las metodologías de la Tabla 26, donde el valor “R<sub>s</sub>” corresponde a la relación entre el esfuerzo vertical efectivo y la presión atmosférica, que estandariza la corrección a un esfuerzo vertical de referencia, véase en la Ecuación 16.

$$R_s = \frac{\sigma'_v}{\bar{p}} \quad \text{Ecuación 16}$$

$$\sigma'_v = (\gamma_s - \gamma_w) * Z \quad \text{Ecuación 17}$$

Donde:

R<sub>s</sub> = relación entre el esfuerzo vertical efectivo y la presión atmosférica,

σ'<sub>v</sub> = esfuerzo vertical efectivo,

̄p = presión atmosférica igual a 1at o 1Pa,



$\gamma_s$  = peso específico del suelo,

$\gamma_w$  = peso específico del agua igual a  $1\text{g/cm}^3$  y

$Z$  = profundidad.

El ensayo de penetración estándar (SPT), en el caso de que el nivel del agua en el sondeo sea inferior al nivel freático, generalmente ocurre que al momento de sacar las barras de perforación, se crea un gradiente hidráulico ascendente en la muestra extraíble que está debajo del sondeo; en consecuencia, el suelo granular como la arena puede convertirse en movediza y su compacidad relativa decrece significativamente, por tal motivo se debe realizar una corrección mediante las ecuaciones descritas por la teoría de Terzaghi y Peck, la Ecuación 18 y Ecuación 19 son aplicables para modificar el número de golpes con nivel freático para profundidades menores a 2m y la Ecuación 20 para profundidades mayores o iguales a 2m.

$$N_{SPT-NF} = 15 + \frac{1}{2} * (N_{SPT} - 15); \text{ para } N_{SPT} > 15 \quad \text{Ecuación 18}$$

$$N_{SPT-NF} = N_{SPT}; \text{ para } N_{SPT} \leq 15 \quad \text{Ecuación 19}$$

$$N_{SPT-NF} = N_{SPT} * \left( 0.7 * \log \left( \frac{195.2}{9} \right) \right) \quad \text{Ecuación 20}$$

Donde:

$N_{SPT-NF}$  = número de golpes corregidos por nivel freático y

$N_{SPT}$  = número de golpes de campo.

Luego de obtener el número de golpes corregido denotado como " $N_{SPT-COR}$ ", se correlaciona dicho valor con estudios realizados por investigadores para determinar el ángulo de fricción efectivo del suelo " $\phi$ ", en la Tabla 27 se describen las fórmulas de cálculo más empleadas en nuestro medio. Cabe recalcar que antes de utilizar las fórmulas expresadas en la siguiente tabla, se debe corregir el valor tomado de número

de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT), ya que varían los coeficientes en cada uno de los países por el tipo de equipo empleado.

**Tabla 27**

*Correlaciones para obtener el ángulo de fricción efectivo del suelo*

Autor	Ángulo de fricción del suelo $\phi$
Terzaghi y Peck, (1948)	$\phi = 28.5 + 0.25N_{SPT-COR}$
Peck et al., (1953)	$\phi = 26.25 * \left[ 2 - \left( e^{-\frac{N_{SPT-COR}}{62}} \right) \right]$
Kishida, (1969)	$\phi = 15 + \sqrt{20N_{SPT-COR}}$
Schmertmann, (1970)	$\phi = \tan^{-1} \left[ \left( \frac{N_{SPT-COR}}{32.5} \right)^{0.34} \right]$
JRB (Japan Road Bureau), (1986)	$\phi = 15 + \sqrt{9.375N_{SPT-COR}}$
Hatanaka y Uchida, (1996)	$\phi = 20 + \sqrt{20N_{SPT-COR}}$
Montenegro y González, (2014)	$\phi = 12.79 + \sqrt{25.86N_{SPT-COR}}$

La capacidad portante o carga admisible, es la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él, es decir la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno, el mismo que no debe presentar un fallo por cortante o un asentamiento diferencial excesivo. La Ecuación 21, especifica el cálculo de la capacidad de carga admisible del suelo.

$$q_{adm} = \frac{q_d}{FS} \quad \text{Ecuación 21}$$

Donde:

$q_{adm}$  = capacidad de carga admisible o capacidad portante,

$q_d$  = capacidad de carga límite y

$FS$  = factor de seguridad, Terzagui recomienda que no sea menor a 3.

Para el cálculo de la capacidad portante o carga admisible del suelo " $q_{adm}$ ", a partir del " $N_{SPT}$ " del ensayo de penetración estándar (SPT) se lo realiza en base a diferentes fórmulas propuestas por varios autores como se observa en la Tabla 28,

dicho valor resultante permitirá conocer las solicitaciones críticas que tendría un suelo antes cargas verticales.

**Tabla 28**

*Fórmulas para el cálculo de carga admisible en cimentaciones*

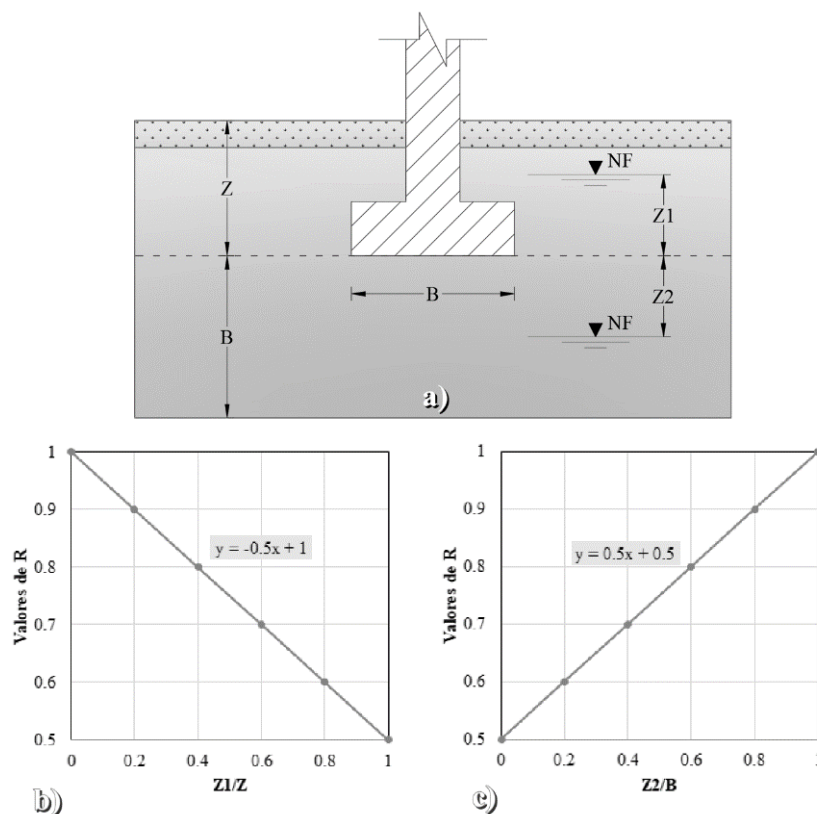
Autor	Carga admisible $q_{adm}$
Bowles, (1977)	para $B \leq 1.2m$ ; $q_{adm} \left( \frac{klb}{pie^2} \right) = \frac{N_{SPT-COR}}{2.5} K_d S_f$
	para $B > 1.2m$ ; $q_{adm} \left( \frac{klb}{pie^2} \right) = \frac{N_{SPT-COR}}{4.0} \left( \frac{B+1}{B} \right)^2 K_d S_f$
	$K_d = 1 + 0.33 \left( \frac{D_f}{B} \right) \leq 1.33$
	$S_f = \frac{S_e}{S_o}$
$S_f = \text{asentamiento tolerable}$	
Meyerhof, (1953)	para $B \leq 1.2m$ ; $q_{adm} \left( \frac{ton}{m^2} \right) = \frac{N_{SPT-COR}}{0.8} K_d S_f$
	para $B > 1.2m$ ; $q_{adm} \left( \frac{ton}{m^2} \right) = \frac{N_{SPT-COR}}{1.2} \left( \frac{B+0.305}{B} \right)^2 K_d S_f$
	$K_d = 1 + 0.2 \left( \frac{D_f}{B} \right) \leq 1.20$
	$S_f = \frac{S_e}{S_o}$
$S_f = \text{asentamiento tolerable}$	
Teng, (1960)	$q_{adm} \left( \frac{ton}{m^2} \right) = 3.52(N_{SPT-COR} - 3) \left( \frac{B+0.305}{2B} \right)^2$
Terzagui	$q_{adm} \left( \frac{ton}{m^2} \right) = \frac{N_{SPT-COR}}{8} * 10$
Terzagui y Peck	$q_{adm} \left( \frac{kg}{m^2} \right) = 720(N_{SPT-COR} - 3) * \left( \frac{B+1}{2B} \right)^2 4.88R$
	$B = \text{en pies}$ $R = \text{ver en la Figura 22}$

La fórmula para el cálculo de la capacidad portante o carga admisible, expuesta por Terzagui y Peck, está enfocada en presentar una corrección por la presencia del nivel freático (NF), razón por la cual debe considerar dos situaciones, la primera situación ocurre cuando el nivel freático está sobre la base de la cimentación y la

segunda situación cuando el nivel está bajo la base de la cimentación, en la Figura 22-a se ilustra las dos condiciones, mientras que en la Figura 22-b se detalla la gráfica y la función para el cálculo del factor "R" en la primera situación y en la Figura 22-c se indica la gráfica y la función respectiva para la segunda situación.

### Figura 22

*Factor de reducción según las condiciones de NF*



Nota: Esta figura es extraída de (Crespo, 2004) y editada por los autores.

Otro parámetro que se puede determinar a partir de " $N_{SPT}$ " obtenido y de la clasificación posterior del suelo, es el grado de compacidad en caso de suelos arenosos, ver Tabla 29 y la consistencia en caso de suelos arcillosos, ver Tabla 30, esto se debe a la relación existente entre las diversas propiedades del suelo.

**Tabla 29***Compacidad del suelo granular*

<b>Compacidad (Suelo granular)</b>	<b>Grado de compacidad</b>	$N_{SPT}$	<b>Resistencia a la penetración estática</b>	<b>Ángulo de fricción del suelo <math>\phi</math></b>
Muy suelta	< 0.2	< 4	< 20	< 30
Suelta	0.2 – 0.4	4 – 10	20 – 40	30 – 35
Compacta	0.4 – 0.6	10 – 30	40 – 120	35 – 40
Densa	0.6 – 0.8	30 – 50	120 – 200	40 – 45
Muy densa	> 0.8	> 50	> 200	> 45

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Carmona, 2014).

**Tabla 30***Compacidad del suelo cohesivo*

<b>Compacidad (Suelo cohesivo)</b>	$N_{SPT}$	<b>Resistencia a la compresión simple <math>q_u</math> (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Módulo de elasticidad <math>E</math> (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>
Muy blanda	< 2	< 0.25	3
Blanda	2 – 4	0.25 – 0.50	30
Mediana	4 – 8	0.50 – 1.00	45 – 90
Compacta	8 – 15	1.00 – 2.00	90 – 200
Muy compacta	15 – 30	2.00 – 4.00	200
Dura	> 30	> 4.00	200

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Carmona, 2014).

Todas las propiedades descritas anteriormente son producto de correlaciones experimentales sugeridas por varios autores expertos en la mecánica de suelos, el saber decidir la fórmula más apropiada para la ejecución de proyectos de ingeniería civil, depende estrictamente criterio y experiencia del proyectista.

### **Ensayo de Contenido de Humedad**

- **Alcance**

“Determinar la humedad en una masa de suelo o materiales similares donde la reducción de la masa por secado es debido a la pérdida de agua” (ASTM D2216, 2010).

- **Normativa**

- ASTM D 2216.

- **Equipo**

- Balanza analítica.
- Taras o cápsulas metálicas.
- Horno.
- Pinzas.

- **Descripción del ensayo**

Se toma una muestra de material inalterada y se procede a calcular la masa mínima necesaria para determinar el contenido de humedad como se ve en la Tabla 31.

**Tabla 31**

*Masa mínima de material húmedo*

Tamaño máximo de partículas (100% pasante)	Tamaño del tamiz normalizado	Masa mínima recomendada para especímenes húmedos de prueba para contenido de humedad	
		(± 0.1%)	(± 1%)
2mm o menos	# 10	20g	20g*
4.75mm	# 4	100g	20g*
9.5mm	3/8"	500g	50g
19.0mm	3/4"	2.5kg	250g
37.5mm	1 ½ "	10kg	1kg
75.0mm	3"	50kg	5kg

\* Para que sea representativo no se debe usar menos de 20g

*Nota:* Esta tabla es tomada del (ASTM D2216, 2010).

Una vez seleccionado la cantidad de muestra a utilizar en el ensayo se procede a tomar 2 cápsulas metálicas las cuales previamente deben estar pesadas para colocar la muestra y proceder a realizar el peso de las mismas.

Colocar las muestras en el horno a una temperatura ( $105^{\circ}\text{C} \pm 5$ ), en un lapso de tiempo (18 a 24h) con el objetivo de lograr una masa constante, una vez culminado el tiempo establecido proceder a pesar las muestras con las cuales se determinará las humedades correspondientes (ASTM D2216, 2010).

- **Procesamiento de datos**

Terminado el ensayo con su respectiva toma de datos se procede al cálculo del peso del agua contenido en la muestra, véase la Ecuación 22 y culminar con el contenido de humedad, véase la Ecuación 23.

$$W_w = W_h - W_s \quad \text{Ecuación 22}$$

$$\%H = \frac{W_w}{W_s} \quad \text{Ecuación 23}$$

Donde:

$W_w$  = peso del agua contenido en la muestra,

$W_h$  = peso de la muestra húmeda,

$W_s$  = peso de la muestra seca y

$\%H$  = contenido de humedad.

### **Ensayo de Granulometría**

- **Alcance**

El ensayo de granulometría por tamizado tiene como objetivo determinar los diferentes tamaños de las partículas y porcentajes que componen una determinada muestra (ASTM D433-63, 2007).

- **Normativa**

- NTE INEN 696.
- ASTM D433-63.

- **Equipo**

- Juego de tamices.
- Balanza analítica.
- Taras o cápsulas metálicas.
- Horno.
- Agitador automático.

- **Descripción del ensayo**

Se toma una muestra de material representativa seca y se procede a disgregar la muestra, con el tamiz No.10 se procede a la separación de la muestra gruesa con la fina. La muestra gruesa se procede a realizar un tamizado por los siguientes tamices (2", 1½", 1", ¾", ½", ⅜" y No.4), una vez tamizado con el agitador automático se procede a separar el material y se pesa lo retenido en cada tamiz (ASTM D433-63, 2007).

La muestra fina se procede a secar en el horno para lograr una masa constante a una temperatura (110°C ± 5°C), se procede a realizar el lavado de muestra por el tamiz No.200 con el objetivo de eliminar el material más fino, con el material retenido en el tamiz se seca nuevamente y se realiza la granulometría por los tamices (No.20, No.40, No.60, No.140 y No.200), se continua tamizando hasta que el residuo sea inferior al 1% del peso tamizado, una vez terminado se pesa el material retenido en cada tamiz (ASTM D433-63, 2007).

- **Procesamiento de datos**

Terminado el ensayo con su respectiva toma de pesos retenidos en cada tamiz se procede a determinar el porcentaje retenido empleando la Ecuación 24, finalmente se clasifica según su tamaño de grano en base a la Tabla 32.

$$\% Ret = \frac{Wr_i}{Wt} * 100$$

Ecuación 24



Donde:

% *Ret* = porcentaje retenido de cada tamiz,

$Wr_i$  = peso retenido en cada tamiz y

$Wt$  = peso total de muestra seca.

### Tabla 32

*Tamaño de granos según la (Norma SUCS)*

Grava (G)	Arena (S)	Finos (arcillas y limos)
(76.2 - 4.75) mm	(4.75 – 0.075) mm	<0.075 mm

*Nota:* Esta tabla es tomada del (ASTM D433-63, 2007).

En el transcurso del análisis granulométrico se procede a determinar el coeficiente de uniformidad, véase la Ecuación 25 y el coeficiente de curvatura, véase la Ecuación 26 las cuales facilitan el cálculo de la curva granulométrica.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{Ecuación 25}$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}} \quad \text{Ecuación 26}$$

Donde:

$C_u$  = coeficiente de uniformidad,

$C_c$  = coeficiente de curvatura,

$D_{60}$  = abertura del tamiz a través del cual pasa el 60% del suelo,

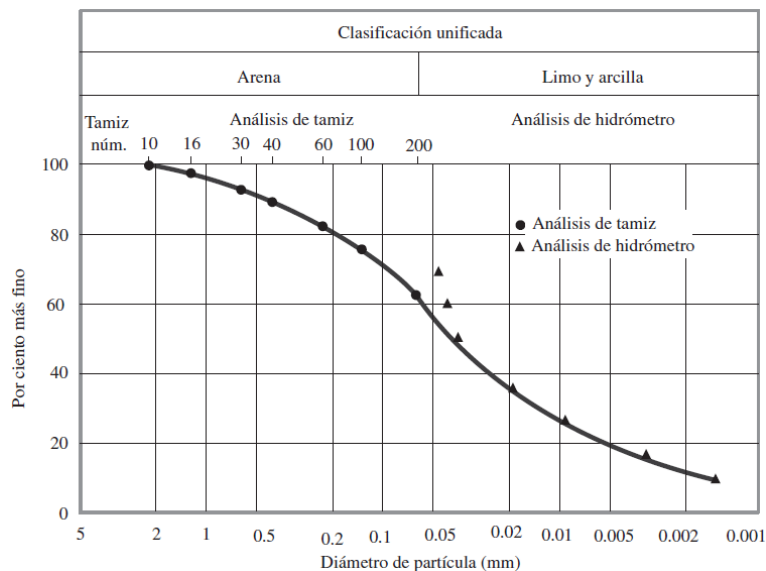
$D_{30}$  = abertura del tamiz a través del cual pasa el 30% del suelo y

$D_{10}$  = abertura del tamiz a través del cual pasa el 10% del suelo.

Después del exhaustivo procesamiento de datos y sabiendo el porcentaje retenido en cada tamiz se procede a obtener la tendencia de la curva granulométrica  
Figura 23.

**Figura 23**

*Curva de distribución del tamaño de partículas*



*Nota:* Esta figura es extraída de (Braja M. Das, 2015).

### Ensayo de Límites de Consistencia

- **Alcance**

“El ensayo de límites de consistencia sirve para determinar el límite líquido, límite plástico y el índice de plasticidad de los suelos” (ASTM D4318-10, 2010).

- **Normativa**

- ASTM D 4318-10.

- **Equipo**

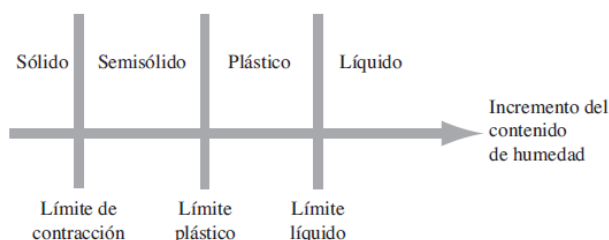
- Copa de Casagrande.
- Acanaladores: Tipo ASTM.
- Taras o cápsulas metálicas.
- Pera de caucho.
- Espátula.
- Horno.

- Balanza analítica.
- Placa de vidrio.
- **Descripción del ensayo**

El ensayo de límites de consistencia fue desarrollado “en 1900 por un científico sueco llamado Albert Mauritz Atterberg desarrollo un método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con diferentes contenidos de humedad, ver Figura 24” (Braja M. Das, 2015).

### Figura 24

#### *Límites de Atterberg*



*Nota:* Esta figura es extraída de (Braja M. Das, 2015).

#### - **Límite líquido**

Previo al inicio del ensayo se necesita una muestra de (150 – 200g) del pasante del tamiz No.40, para posterior mezclar con agua en una cápsula metálica hasta homogenizar la mezcla y dejar reposar por 24h para que todas las partículas tengan la misma consistencia. Este ensayo consta de tres etapas en las cuales toca ir ajustando la cantidad de agua para cerrar el surco creado en la muestra con un número determinado de golpes, que se encuentran en los siguientes rangos 10 – 25, 20 – 30 y de 25 – 35 (ASTM D4318-10, 2010).

Alcanzadas las especificaciones mencionadas anteriormente en la zona que se produce el cierre del surco, se toma una muestra para determinar el contenido de humedad, el ensayo se encuentra descrito en el Apéndice 0.

### - Límite plástico

Previo al inicio del ensayo se necesita una muestra de 20g del material preparado para el ensayo de límite líquido, este ensayo consiste en enrollar la mezcla con la palma de la mano o con los dedos sobre una placa de vidrio para lograr que la masa se convierta en un hilo de diámetro (no agrietado) de 3.2mm en un tiempo aproximado de 2 minutos (ASTM D4318-10, 2010), una vez alcanzado el diámetro deseado se divide en varios pedazos y se toma una muestra para determinar la humedad, descrito en el Apéndice 0.

#### • Procesamiento de datos

Terminado el ensayo con su respectiva toma de datos se procede a determinar el contenido de humedad de las muestras correspondientes al límite líquido y plástico, descrito en el Apéndice 0. Para el límite líquido una vez obtenido el número de golpes efectuados, se procede a realizar una gráfica, en el eje de las ordenadas (escala aritmética) los valores de contenido de humedad y en el eje de las abscisas (escala logarítmica) el número de golpes, para determinar el límite líquido se necesita el contenido de humedad a los 25 golpes en la copa de Casagrande, para esto se realiza una interpolación lineal con la ayuda de la gráfica y con el dato del contenido de humedad se calcula el límite líquido, véase la Ecuación 27.

$$LL = \frac{\%H}{1.419 - 0.31 \log(N)} \quad \text{Ecuación 27}$$

Donde:

$LL$  = límite líquido,

$\%H$  = contenido de humedad y

$N$  = número de golpes.

Para el cálculo del límite plástico todo depende del contenido de humedad debido a que esos resultados no pueden diferir ( $\pm 1\%$ ) si esto sucede se calcula la media y ese es el valor del límite plástico, de no cumplirse las especificaciones anteriormente mencionadas se repite su determinación (ASTM D4318-10, 2010).

El índice de plasticidad es la diferencia entre el límite líquido y límite plástico, véase la Ecuación 28, este parámetro es de singular importancia ya que determina el rango de contenido de agua cuando un suelo se comporta plásticamente. Dependiendo del tipo de muestra se utiliza la carta de plasticidad Figura 25 en la cual se relaciona el límite líquido y el índice de plasticidad, para determinar el tipo de suelo.

$$PI = LL - LP$$

Ecuación 28

Donde:

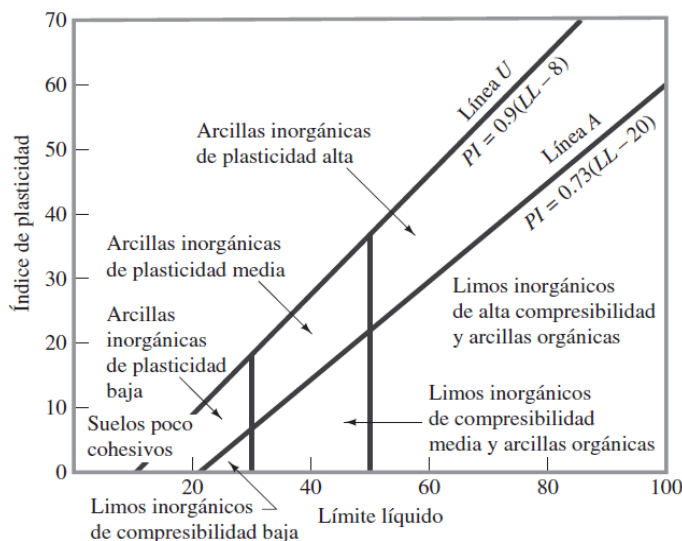
$PI$  = índice de plasticidad,

$LL$  = límite líquido y

$LP$  = límite plástico.

### Figura 25

*Carta de plasticidad*



*Nota:* Esta figura es extraída de (Braja M. Das, 2015).

## Clasificación de Suelos

“Los suelos con propiedades similares pueden ser clasificados en grupos y subgrupos en función de las características mecánicas y su comportamiento para la ingeniería” (Braja M. Das, 2015).

En la actualidad técnicos y especialistas en geotecnia utilizan dos sistemas de clasificación los cuales se basan en los resultados del ensayo de granulometría y de límites de consistencia. Los sistemas de clasificación son:

- **Sistema de clasificación (AASHTO)**

El sistema de clasificación (AASHTO) fue desarrollado en 1945 por la comisión de clasificación de materiales para los tipos de carreteras subrasantes y granulares de la “Junta de Investigación de Carreteras” y normalizados en la ASTM D-3282.

Para realizar la clasificación de los suelos es necesario tener en cuentas las siguientes consideraciones en el cálculo del índice de grupo:

- El “*IG*” calculado a partir de la Ecuación 29, si da valor negativo, se toma como 0.
- El “*IG*” calculado, se redondea al número entero más próximo.
- No hay límite superior para el índice de grupo.
- El “*IG*” de los suelos en los grupos A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-5 y A-3 siempre es 0.
- El *IG* para suelos que pertenecen a los grupos A-2-6 y A-2-7, utilizan el índice de grupo parcial, véase la Ecuación 30.

$$IG = (F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F - 15)(PI - 10) \quad \text{Ecuación 29}$$

$$IG = 0.01(F - 15)(PI - 10) \quad \text{Ecuación 30}$$

Donde:

*IG* = índice de grupo,

*F* = porcentaje pasado por el tamiz No.200,

*LL* = límite líquido y

*PI* = índice de plasticidad.

- **Sistema unificado de clasificación de suelo (SUCS)**

Este sistema fue propuesto por Casagrande en 1948 para su uso en los trabajos de construcción del aeródromo realizado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército en colaboración con el U.S. Bureau of Reclamation y se encuentran normalizados en la ASTM D-2487 (Braja M. Das, 2015). Este sistema clasifica a los suelos en dos categorías:

- Suelos de grano grueso como grava y arena en estado natural con menos de 50% que pasa a través del tamiz No.200.
- Suelos de grano fino con 50% o más que pasa por el tamiz No.200.

#### **Ensayo de Gravedad Específica**

- **Alcance**

“Este ensayo cubre la determinación de la gravedad específica de suelos pasante de tamiz (No.4) por medio del picnómetro de agua” (ASTM D854 - 14, 2014).

- **Normativa**

- ASTM D 854.

- **Equipo**

- Bomba de vacío.
- Picnómetro.
- Taras o cápsulas metálicas.
- Pipeta graduada.
- Termómetro.
- Pinzas.

- Horno.
- Balanza analítica.
- Agua destilada.

- **Descripción del ensayo**

Previo al inicio del ensayo se necesita una muestra de material del pasante (No.4) aproximadamente 60g, una vez listo los materiales se procede a pesar el picnómetro con agua destilada hasta la marca presente y se determina su temperatura. Extraer la mitad de agua destilada para proceder a introducir la muestra en el picnómetro y completar con agua destilada, con la ayuda de la bomba de vacío se logra extraer las burbujas de aire que se encuentren dentro de la solución (agua destilada y muestra), de ser el caso necesario se procede a completar con agua destilada hasta la marca (ASTM D854 - 14, 2014). Se limpia el picnómetro y el cuello para tomar la temperatura correspondiente del ensayo y pesar el picnómetro con la solución.

- **Procesamiento de datos**

Finalizado la toma de pesos en el ensayo se procede al cálculo del peso específico, véase la Ecuación 31, siendo la relación entre el peso de los sólidos y el volumen de los sólidos.

De forma general la gravedad específica se entiende como la relación entre el peso específico de los granos y el peso específico del agua, véase la Ecuación 32.

$$\gamma_g = \frac{W_s}{V_s} \quad \text{Ecuación 31}$$

$$G_s = \frac{\gamma_g}{\gamma_w} \quad \text{Ecuación 32}$$

Donde:

$\gamma_g$  = peso específico de los sólidos,



$W_s$  = peso de los sólidos,

$V_s$  = volumen de sólidos,

$G_s$  = gravedad específica de los sólidos y

$\gamma_w$  = peso específico del agua.

Para el caso de la gravedad específica del ensayo con el picnómetro al ser un recipiente calibrado por expertos a diferentes temperaturas se puede obtener la gravedad específica de la siguiente forma, véase la Ecuación 33.

Para calcular la gravedad específica de los sólidos del suelo se realiza una corrección por temperatura ( $^{\circ}\text{C}$ ), véase la Ecuación 34.

$$G_s = \frac{W_{se}}{(W_{se} + W_2 - W_1)} \quad \text{Ecuación 33}$$

$$G_{s(^{\circ}\text{C})} = K * G_s \quad \text{Ecuación 34}$$

Donde:

$G_s$  = gravedad específica,

$G_{s(^{\circ}\text{C})}$  = gravedad específica a  $^{\circ}\text{C}$ ,

$W_{se}$  = peso de suelo seco,

$W_2$  = peso del picnómetro con agua destilada hasta la marca,

$W_1$  = peso del picnómetro con suelo y agua destilada hasta la marca y

$K$  = coeficiente de temperatura.

### **Ensayo de Densidad Aparente**

- **Alcance**

La densidad aparente de los suelos se expresa como la razón entre la masa de suelo y el volumen total del suelo.

- **Normativa**

- Propiedad intrínseca.

- **Equipo**

- Frasco de acero inoxidable.
- Lamina de vidrio (10x10cm).
- Agua destilada.
- Balanza analítica.

- **Descripción del ensayo**

Se necesita una muestra de material inalterada aproximadamente 600g, se procede a pesar el frasco vacío y después el peso (frasco, agua destilada y lamina de vidrio) previamente enrasado con la ayuda del lamina de vidrio. Una vez alcanzadas estas especificaciones se procede llenar el frasco con muestra por capas de 2cm, en cada capa se procede a golpear la base del frasco levemente para lograr que la muestra ocupe todos los espacios de vacíos, el mismo proceso en cada capa hasta llenar el frasco y enrasar con la lámina de vidrio.

- **Procesamiento de datos**

Culminado el ensayo se procede al cálculo de la densidad aparente con la Ecuación 35; y se realiza una corrección por temperatura (°C) con la Ecuación 36.

$$Da = \frac{W_{se}}{V} \quad \text{Ecuación 35}$$

$$Da_{(°C)} = K * Da \quad \text{Ecuación 36}$$

Donde:

$Da$  = densidad aparente,

$Da_{(°C)}$  = densidad aparente a °C,

$W_{se}$  = peso de suelo seco,

$V$  = volumen de la muestra y

$K$  = coeficiente de temperatura.

## ***Estudio de Materiales***

El estudio de materiales tiene el objetivo de estudiar cómo están conformados los materiales y cuáles son sus propiedades. En el caso del hormigón y el acero se optó por ensayos no destructivos mientras que el estudio de ladrillos con ensayos destructivos en ambos casos para lograr determinar los parámetros actuales de la estructura.

### **Esclerómetro**

- **Alcance**

Este ensayo sirve para determinar la resistencia a compresión del hormigón in situ, sin causar daños colaterales.

- **Normativa**

- ASTM C 805.
- NTG 41017.

- **Equipo**

- Martillo de rebote.

- **Descripción del ensayo**

Antes del ensayo se debe tener en cuenta que el equipo debe estar calibrado para una correcta expresión de los resultados. Seleccionar la superficie, la cual debe poseer un espesor mínimo de 100mm y verificar si posee un recubrimiento, fisuras o alteraciones debido a que afecta a los resultados, una vez cumplido las especificaciones expuestas anteriormente se procede con el martillo a realizar un rebote en el hormigón con el cual se mide una longitud en el resorte interno (ASTM C805, 2018). El número mínimo de rebotes es de 10 (equidistantes a 25mm), en un elemento se debe realizar por lo menos 3 veces para que los datos sean confiables (ASTM C805, 2018).

- **Procesamiento de datos**

Finalizado el ensayo con la respectiva toma de datos, se realiza una depuración de datos que corresponde a descartar los valores que difieran al menos en 6 unidades del promedio, se calcula nuevamente el promedio y si dos lecturas varían del promedio se declara ensayo fallido (ASTM C805, 2018).

Una vez efectuado el promedio del número de golpes se ingresa en la curva (calibrada por expertos) y se determina la resistencia del hormigón.

### **Pachómetro**

- **Alcance**

Es un ensayo no destructivo que sirve para escaneo de acero y determinar su localización y diámetro.

- **Normativa**

– Especificada por el manual del fabricante del equipo empleado.

- **Equipo**

– Pachómetro o detector de metales.

- **Descripción del ensayo**

Previo al inicio del ensayo se debe tener en cuenta que la superficie de análisis debe estar lisa y libre de imperfecciones para que facilite la utilización del detector de metales.

El pachómetro es un aparato capaz de detectar la localización de varillas, diámetro y profundidad con lo cual podemos saber qué cantidad de acero se encuentra en la viga, columna y muros de la estructura de análisis. No es necesario ningún cálculo previo debido a que el pachómetro proporciona los resultados en su pantalla.

## **Ensayo de Compresión de Ladrillos**

- **Alcance**

El ensayo de compresión de ladrillos sirve para determinar su resistencia a la compresión dependiendo de su modo de fabricación en arcilla moldeada y cocida (NTE INEN 294, 1977).

- **Normativa**

- NTE INEN 293.
- NTE INEN 294.
- NTE INEN 297.

- **Equipo**

- Máquina de compresión.
- Mortero 1:1.
- Nivel de burbuja.
- Herramienta menor.

- **Descripción del ensayo**

Previo al inicio del ensayo se necesitan cortar a los ladrillos por la mitad con caras planas y paralelas, obtenidas de cinco ladrillos secos, enteros y sin defectos apreciables. Tomar las dimensiones de los especímenes a ensayar (largo, ancho y alto), sumergir completamente en agua los ladrillos a temperatura ambiente durante 24h.

Luego secar durante un minuto el espécimen para eliminar el agua superficial, se procede a preparar el mortero de cemento y arena en una proporción 1:1, agregando un volumen de agua equivalente 35% del peso del cemento o hasta que el mortero no muestre grumos (NTE INEN 294, 1977). Colocar una capa de mortero no superior a 6mm para lograr uniformidad en las dos caras donde se va ensayar.

- **Procesamiento de datos**

Una vez culminado el ensayo se procede a clasificar el ladrillo de acuerdo a las dimensiones de la Tabla 33 e identificar el tipo de ladrillo de acuerdo a sus características; ladrillos macizos por su calidad (tipo A, tipo B y tipo C) y los ladrillos huecos por su uso (tipo D, tipo E y tipo F).

**Tabla 33**

*Dimensiones de ladrillos cerámicos (cm)*

Tipo de ladrillo	Largo (L)	Ancho (a)	Alto (h)
Común	39	19	9
De máquina	39	19	9
	29	14	9
Prensado	29	19	9
	29	14	9
	29	19	19
Hueco	29	19	14
	29	19	9

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (NTE INEN 293, 1997).

Una vez identificado sus características se procede a determinar su resistencia mínima de acuerdo a la Tabla 34.

**Tabla 34**

*Resistencia mínima de ladrillos a compresión*

Tipo de Ladrillo	Resistencia mínima a la compresión (MPa)	
	Promedio de 5 unidades	Individual
Macizo Tipo A	25	20
Macizo Tipo B	16	14
Macizo Tipo C	8	6
Hueco Tipo D	6	5
Hueco Tipo E	4	4
Hueco Tipo F	3	3

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (NTE INEN 297, 1977).

Para el cálculo de la resistencia a la compresión, se utiliza la Ecuación 37.

$$C = \frac{P}{A} \quad \text{Ecuación 37}$$

Donde:

$C$  = la resistencia a la compresión (MPa),

$P$  = la carga de rotura (N) y

$A$  = área de la sección (mm<sup>2</sup>).

### ***Propiedades Dinámicas***

En el análisis de estructuras una parte fundamental es el diseño sismo resistente, mediante teorías expuestas se deduce el comportamiento dinámico de las estructuras. Estableciendo una relación real entre el modelo computacional y la estructura existente, mediante pruebas experimentales para lograr evaluar su diseño ante una amenaza sísmica y comprender el comportamiento de la estructura.

“Las pruebas dinámicas experimentales consisten en realizar mediciones del comportamiento de las estructuras (parámetros de desplazamiento, velocidad y aceleración) sometidas a diferentes tipos de excitaciones con el fin de determinar directa o indirectamente los parámetros dinámicos de las mismas” (Henao, 2013).

Las pruebas dinámicas se clasifican en tres, todas dependen del tipo de excitación a la que está expuesta la estructura:

- **Vibraciones sísmicas**

Las vibraciones sísmicas son las que se presentan durante un movimiento telúrico en la cual afecta a la estructura. “Este tipo de análisis muestra el comportamiento real de las estructuras sometidas a aceleraciones del terreno reales,

con la desventaja que debido a la incertidumbre en la ocurrencia de sismos se debe contar con una instrumentación permanente” (Henaó, 2013).

- **Vibraciones forzadas**

Las vibraciones forzadas son aquellas generadas por una excitación artificial, con la finalidad de realizar las mediciones del comportamiento de la estructura.

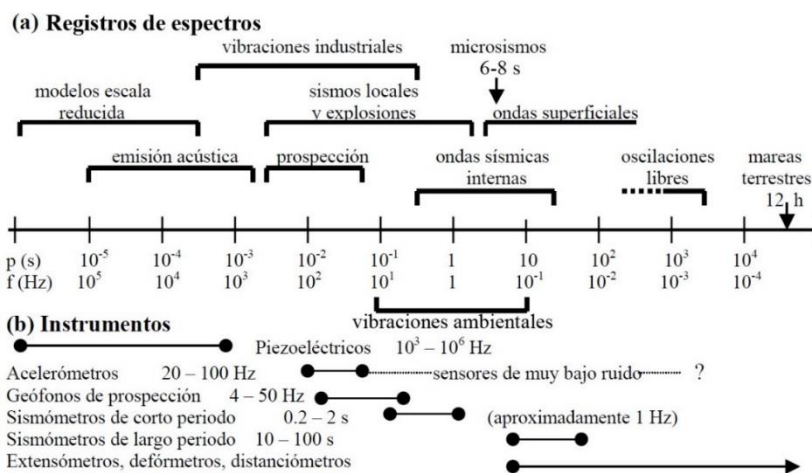
- **Vibraciones ambientales**

Este tipo de vibraciones son producidas por excitaciones ambientales (viento, flujo vehicular, operación de maquinaria, etc.), sirve para determinar las propiedades dinámicas reales de un sistema estructural. Las vibraciones ambientales sirven en una estructura para medir los modos naturales y periodo fundamental de vibración, pues son propiedades fundamentales de la estructura (Caiza & González, 2018).

Al momento de seleccionar el tipo de instrumentación se requiere conocer las frecuencias de las vibraciones, periodos bajos o altos, anchos de banda y rangos dinámicos adecuados al tipo de señal que se desea analizar Figura 26.

**Figura 26**

*Registros de espectros e instrumentos de vibraciones*



*Nota:* Esta figura es extraída de (Espinoza, 1999).



En el “Hospital San Luis de Otavalo” se utilizó las vibraciones ambientales las cuales se sitúan en el intervalo de 0.1 y 10Hz, para determinar el periodo fundamental de vibración de la edificación y los instrumentos a emplearse serán los acelerómetros.

### **Acelerómetros**

- **Alcance**

El ensayo realizado con acelerómetros, determina el comportamiento dinámico de la estructura mediante un registro de aceleraciones que tiene la capacidad de estimar de forma experimental el periodo fundamental de estructura.

- **Normativa**

- Especificada por el manual del fabricante del equipo empleado.

- **Equipo**

- Acelerómetros Waspnote®.
- Cargador solar de los acelerómetros Waspnote®.
- Laptops

- **Descripción del ensayo**

Previo al inicio del ensayo se necesita proveer que los acelerómetros se encuentren cargados como mínimo con un 75% de la batería, para que los datos obtenidos sean confiables al momento del ensayo. Seleccionar la ubicación de los acelerómetros por lo general se los colocan en el centro de masas de la estructura, colocar el equipo de manera firme en la superficie de contacto y realizar una correcta fijación para evitar vibraciones externas que pueden alterar los datos. Tener en cuenta los sentidos de los ejes del equipo para un correcto procesamiento de datos, una vez ubicado los acelerómetros se conecta a los computadores mediante los cables de conexión y se procede al inicio del ensayo durante (10 – 20) minutos para que la computadora recepte la señal de los acelerómetros.

- **Señales**

“La señal es un registro en el tiempo o en el espacio de magnitudes físicas o de otra naturaleza, por ejemplo: velocidad, aceleración, intensidad de corriente, sonido, etc.” (Caiza & González, 2018). En cuanto se refiere al análisis de la señal se la debe realizar un análisis previo para la corrección de la señal y un filtrado de la señal.

- **Corrección de la señal**

La corrección de la señal se la realiza para dar confiabilidad en los datos y evitar desfases con respecto a la línea base, estos casos pueden darse por no tener el equipo calibrado, mala ubicación y fallo del registro de datos (Caiza & González, 2018).

- **Filtrado de la señal**

El filtrado de la señal consiste en determinar un rango de acuerdo a las frecuencias que se desean procesar y depurar las frecuencias en otras bandas que se encuentran diferidas de la señal base. Dependiendo en tipo de señal, se puede utilizar los siguientes filtros Tabla 35.

**Tabla 35**

*Clasificación de los filtros de señal*

<b>Filtros pasa bajos</b>	Aquellos que permiten el paso de señales de frecuencia cero hasta un cierto valor determinado, que se denomina frecuencia de corte superior del filtro.
<b>Filtros pasa altos</b>	Aquellos que permiten el de señales desde una frecuencia denominada frecuencia de corte inferior hasta una superior.
<b>Filtros pasa banda</b>	Aquellos que permiten el paso de señales desde una frecuencia se encuentran comprendidas entre dos frecuencias de corte, una superior y otra inferior.
<b>Filtros suprime banda</b>	Aquellos que no permiten el paso de señales cuyas frecuencias se encuentren comprendidas entre dos frecuencias de corte, una superior y otra inferior.

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Castro & Fusario, 1999).

- **Análisis espectral**

El análisis espectral consiste en determinar los componentes del espectro mediante formulaciones matemáticas, para el tratamiento de la señal con la transformada de Fourier.

- **Transformada de Fourier**

La transformada de Fourier aporta de manera fundamental al proceso de tratamiento de parámetros que son “importantes en el análisis de los sistemas lineales, porque la respuesta de un sistema lineal invariante en el tiempo a una señal de entrada sinusoidal es una senoide de la misma frecuencia, pero de diferente amplitud y fase” (Proakis & Manolakis, 2007).

La función de la transformada de Fourier en la Ecuación 38 es identificar dos frecuencias de una señal, las mismas que generan un pico que representa la frecuencia de la estructura. Estas dos frecuencias son las siguientes: frecuencia de la señal pura y frecuencia con la que la señal da una vuelta completa en el plano bidimensional.

$$F(\omega) = \int_{-\alpha}^{\alpha} f(t)e^{-i\omega t} dt \quad \text{Ecuación 38}$$

Donde:

$F(\omega)$  = transformada de Fourier, ( $\omega$  rango de frecuencias) y

$f(t)$  = señal (dominio del tiempo).

- **Transformada discreta de Fourier**

La transformada discreta de Fourier, véase la Ecuación 39, sirve para “realizar el análisis en frecuencia de una señal discreta en el tiempo, se debe convertir a la secuencia en el dominio del tiempo en una representación equivalente en el dominio de la frecuencia” (Proakis & Manolakis, 2007). La transformada discreta de Fourier tiene una secuencia de duración finita “ $x(n)$ ” de longitud “ $N$ ”.

$$X(k) = \sum_{n=0}^{N-1} x(n)e^{-\frac{j2\pi kn}{N}}; \quad k = 0,1,2, \dots, N-1 \quad \text{Ecuación 39}$$

Donde:

$X(k)$  = transformada discreta de Fourier y

$x(n)$  = señal (dominio del tiempo).

#### - Transformada rápida de Fourier

La transformada rápida de Fourier es un algoritmo orientado y diseñado para mitigar los errores de precisión, ya que permite el cálculo de la transformada de discreta de Fourier y su inversa. Todos los procesos de la transformada rápida de Fourier se efectúa y es direccionado para que el computador analice datos de manera eficiente.

#### • Procesamiento de datos

Finalmente se depuran los valores que se encuentran excesivamente bajos o altos para poseer una distribución homogénea, con el manejo del programa computacional especializado llamado SeismoSignal®, que es una herramienta que procesa datos de movimientos sísmicos y los evalúa para lograr resultados de espectros de respuesta elástica, intensidades, aceleraciones y periodos predominantes. Se carga los datos al programa computacional y se modifica las unidades, después se procede a realizar la corrección de la línea base y filtros digitales que presenta el programa: “lowpass” (filtros pasa bajos), “highpass” (filtros pasa altos), “bandpass” (filtros pasa banda) y “bandstop” (filtros suprime banda).

Se delimita las frecuencias de acuerdo al tipo de análisis que se desea realizar, subsiguiente se verifica los diagramas de aceleración, velocidad y desplazamiento. Una vez corrido el programa expone como resultados el espectro de Fourier y el espectro de potencia. Con lo descrito en la teoría se procede a identificar el pico del espectro de Fourier el mismo que corresponde al periodo fundamental de la estructura de análisis.

### **Capítulo III**

#### **Evaluación de la Edificación**

En este capítulo se describe detalladamente la construcción y estado actual del “Hospital San Luis de Otavalo”, es decir la historia de construcción, la importancia de este inmueble para el cabildo, las propiedades físico – mecánicas de sus elementos estructurales y se detalla minuciosamente los ensayos realizados para la evaluación estructural y geotécnica del hospital, al igual que los resultados y su interpretación.

Los equipos e instrumentación utilizados para el desarrollo de este capítulo fueron provistos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, los mismos que fueron trasladados a las inmediaciones del hospital para su uso, además se procedió a recolectar muestras, registros, fotografías, es decir valiosa información que fue desarrollada e interpretada en gabinete, así como en el “Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Carrera de Ingeniería Civil” de dicha universidad.

El “Hospital San Luis de Otavalo” es una estructura emblemática en la ciudad considerada por el Instituto Nacional de Patrimonio Cultural (INPC) como bien inmueble cultural patrimonial. La característica primordial de esta estructura es que fue elaborada en mampostería de ladrillo. A pesar de haber soportado movimientos telúricos, dicha estructura se ha mantenido en pie durante décadas y ha prestado sus óptimos servicios hospitalarios a toda la población de la urbe y sus comunidades aledañas.

La estructura de análisis ha tenido rehabilitaciones mediante reforzamientos empíricos, que no han sido sujetos de análisis respaldados en normativas técnicas de construcción para demostrar la estabilidad y capacidad sismo resistente del “Hospital San Luis de Otavalo”, por tal motivo, es fundamental que se realice una evaluación estructural del inmueble, partiendo de las condiciones geotécnicas y del estado actual de sus elementos estructurales.

## **Historia del “Hospital San Luis de Otavalo”**

### ***Construcción***

La historia de la construcción del hospital inicia cuando el Sr. Antonio Estévez Mora radicado en Otavalo, fallece en 1863 y en su testamento fechado en Quito especificó lo siguiente: “Dejo a mi país natal Otavalo, mis haciendas Peribuela e Itaquí para que se funde un hospital en esa ciudad”. La voluntad del Sr. Antonio Estévez Mora permaneció sin aplicación y por lo tanto el Sr. Gabriel García Moreno presidente de la República del Ecuador (1861 – 1865 y 1869 – 1875) entregó las haciendas a la Curia de Ibarra; posteriormente Itaquí siguió en poder de la Curia mientras Peribuela era administrada por la Asistencia Pública (San Félix, 1988).

El 16 de octubre de 1923 la superiora del colegio “La Inmaculada”, Sor Lucía Eaurguer, reunió a un selecto grupo de damas y formó la “Liga de Caridad” con el objetivo de construir un semi – hospital o enfermería. El grupo se dedicó con admirable tesón a recolectar fondos para adquirir un terreno donde construir su sueño; escogieron el que vendía el Dr. Remigio Garcés al lado occidental del puente de San Sebastián. El clamor por conseguir el fin propuesto llegó hasta el Congreso de la República, consiguiendo del legislativo un decreto con fecha 2 de octubre de 1924 que adjudicaba a la Municipalidad Otavalo la hacienda Pilchibuela de propiedad del Estado, para que el cabildo vendiera este terreno fraccionándolo en lotes no mayores a una hectárea y el producto de la venta lo destinaría a la construcción del hospital en el terreno adquirido por el objeto, por la junta especial de damas constituida en Otavalo (San Félix, 1988).

En 1924, el Padre Brüguin, sacerdote Lazarista (Vicentino), trazó los planos y cada sábado las alumnas de la institución “La Inmaculada” realizaban mingas para acarrear piedras desde la cantera de la hacienda San Vicente. El 11 de octubre de 1925 se colocó y bendijo la primera piedra por el Obispo Alberto María Ordóñez;

lamentablemente el trabajo se detuvo por falta de fondos y la “Liga de Caridad” desapareció. Luego de once años, el 7 de febrero de 1936 el Encargado del Mando Supremo Ing. Federico Páez Chiriboga, mediante decreto disolvió legalmente la “Liga de Caridad” y adjudicó el edificio en construcción a la “Junta Central de Asistencia Pública de Imbabura”, para que concluyera la obra que lamentablemente no pudo terminarla por malversación de fondos públicos. Fue el ministro de Previsión Social y Trabajo, Ing. Leopoldo N. Chávez, prestigioso otavaleño, quien en 1943 logró poner en marcha el proyecto con la cooperación del “Instituto de Asuntos Interamericanos de Salud Pública”, a la cual se le entregó la obra el 31 de mayo de 1943; el instituto rediseñó el edificio, demolió la construcción y empezó nuevamente; haciéndolo funcional con mayor amplitud y sólida estructura (San Félix, 1988).

El 22 de mayo de 1953 el presidente de la República José María Velasco Ibarra (tercera administración 1952-1956) y el cardenal Carlos de la Torre inauguraron la casa de salud pública con el nombre de “Hospital San Luis de Otavalo”, ver la Figura 27.

### **Figura 27**

*Fotografía panorámica del “Hospital San Luis de Otavalo” año 1978*



*Nota:* Esta figura es extraída del (Instituto Otavaleño de Antropología (IOA), 1978).

### **Rehabilitación**

(San Félix, 1988), menciona que:

Con el paso de los años el hospital se fue deteriorando y su estructura física resultaba deficiente para la creciente demanda de atención por lo que su director el Sr. Guillermo Silva en 1978 inició la remodelación consistente en el cambio de pisos y cubierta; decidiéndose al año siguiente la ampliación de la planta general consistente en dos quirófanos, dos salas de partos, sala de necropsia, laboratorios y fosas refrigeradas; una zona de incineración, sala de labor prenatal y de observación. (San Félix, 1988)

El “Hospital San Luis de Otavalo” empezó su funcionamiento en 1953; y actualmente de acuerdo con el Ministerio de Salud Pública está catalogado como “Hospital Básico”, con una extensión de dos hectáreas y una capacidad de 120 camas para atender cuatro especialidades: medicina interna, gineco – obstetricia, pediatría y cirugía, además de servicios complementarios como: farmacia, rehabilitación, trabajo social, imagenología, control sanitario y educación para la salud, ver la Figura 28.

### **Figura 28**

*Fotografía panorámica del “Hospital San Luis de Otavalo” año 2019*





## Características de la Edificación

### Ubicación Geográfica

El “Hospital San Luis de Otavalo” se encuentra ubicado en la provincia de Imbabura, específicamente en la zona norte de la ciudad de Otavalo Figura 29, perteneciente a la parroquia “Jordán”. El centro de salud es catalogado por el Ministerio de Salud Pública como un “Hospital Básico”, de la administración del “Distrito de Salud 10D02, Zona 1: Antonio Ante – Otavalo”.

### Figura 29

#### Macro localización del “Hospital San Luis de Otavalo”

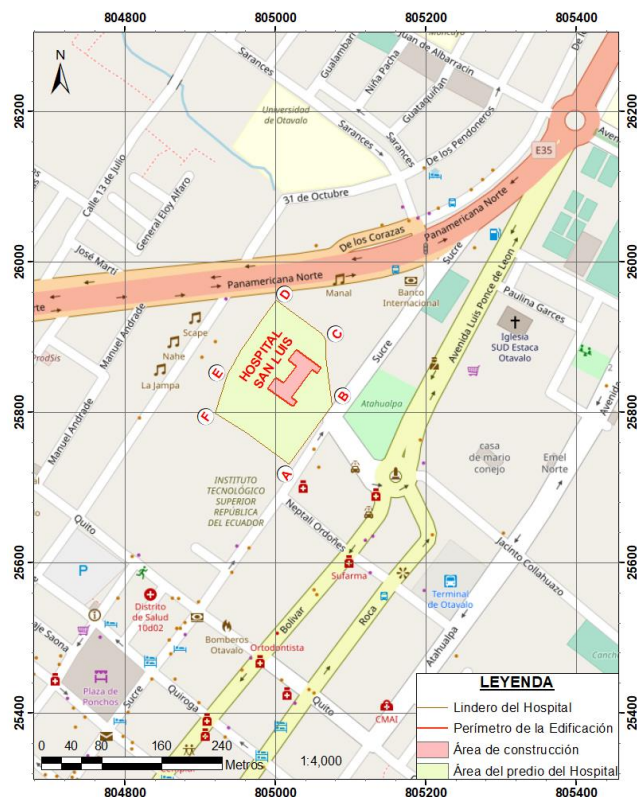


Nota: Esta figura es extraída de (OpenStreetMap, 2019) y editada por los autores.

El “Hospital San Luis de Otavalo” se localiza concretamente dentro de los siguientes límites; Norte: Troncal de la Sierra E35, Sur: Av. Quito, Este: Calle Antonio José de Sucre y Oeste: Av. 31 de Octubre; ver Figura 30.

Figura 30

Micro localización del “Hospital San Luis de Otavalo”



Fuente: (OpenStreetMap, 2019) – editado por los autores

El área del terreno donde se emplaza el hospital está delimitada por las coordenadas que se muestran en la Tabla 36, con aproximadamente 20602.56m<sup>2</sup> y su área de construcción del inmueble de estudio es de aproximadamente 3760.61m<sup>2</sup>.

Tabla 36

Ubicación en coordenadas UTM–WGS84 Z: 17N del “Hospital San Luis”

Puntos de lindero	Norte (m)	Este (m)	Elevación (msnm)
A	25723.296	805030.855	Aproximadamente 2524
B	25801.427	805088.319	
C	25896.522	805074.182	
D	25941.296	805014.072	
E	25854.929	804955.761	
F	25790.960	804932.928	

## ***Estructura Patrimonial***

### **Generalidades**

El Patrimonio Cultural es la herencia que se recibe de los antepasados de un pueblo cualquiera que este sea y en el lugar en que se encuentre son producto de la imaginación de su población, sean creaciones anónimas o conocidas deben recibir una valoración adecuada, ya que forman un conjunto de valores que dan sentido a la vida y representan la historia y cultura de un pueblo.

El Patrimonio Cultural presente en el Ecuador está amparado en normativas y leyes que salvaguardan dichos bienes patrimoniales, ya que es un deber del Estado Ecuatoriano consagrado en la Constitución Nacional del año 2008 y le corresponde al Instituto Nacional de Patrimonio Cultural (INPC) desarrollar las herramientas específicas para su gestión y conservación (Instituto Nacional de Patrimonio Cultural, 2011).

### **Características del Bien Inmueble Patrimonial**

“Los bienes inmuebles son aquellas obras, que no se pueden trasladar de un lugar a otro y están íntimamente relacionadas con el suelo; además conservan valores históricos, culturales y simbólicos con características tipológicas, morfológicas y técnico – constructivas” (Instituto Nacional de Patrimonio Cultural, 2011).

El Instituto Nacional de Patrimonio Cultural desarrolló una ficha de registro y de inventario para el área de bienes inmuebles. La ficha de inventario es más completa que la ficha de registro debido a que amplía las áreas de estudio del inmueble analizado como se notará más adelante, además fundamenta su información en dos criterios los cuales son: criterio de selección y de valoración.

- **Criterios de selección**

Los criterios de selección son aquellos indicadores que establecen una evaluación rápida de un bien inmueble postulante a ser considerado patrimonial,

también discernen bienes inmuebles que no cumplen los parámetros iniciales o de línea base para ser considerados por el (INPC). Los criterios de selección son los siguientes: testimonio de tradición cultural y simbólica, calidad de la edificación, integrado con el entorno urbano, asociado con el paisaje cultural y asociado con hechos históricos.

- **Criterios de valoración**

Los criterios de valoración son aquellos indicadores que establecen un valor con respecto a un parámetro calificativo de un bien inmueble postulante a ser considerado patrimonial, de esta forma logran tener un índice cuantitativo propio del inmueble que representan su valoración y grado de protección patrimonial. Los criterios de valoración son los siguientes: antigüedad, arquitectónico – estético, tipológico – funcional, técnico – constructivo, histórico – testimonial – simbólico, entorno arquitectónico – urbano y autenticidad e integridad.

La ficha de registro del Instituto Nacional de Patrimonio Cultural (INPC), presenta como indicador final el grado de protección del bien inmueble analizado, basándose en la normativa avalada por el Ministerio de Patrimonio y Cultura del Ecuador. La catalogación o baremo que considera la ficha comprende varios grados de limitaciones en cuanto al manejo de su protección o mantenimiento, rehabilitación, modificaciones, demolición, entre otros.

A continuación, se enlista los tipos de grados de valoraciones para estructuras y conjuntos de bienes inmuebles establecidos en la ficha de registro del (INPC):

- Grado de protección absoluta.
- Grado de protección parcial.
- Grado de protección condicionada.
- Sin grado de protección.

### Valoración del Bien Inmueble Patrimonial

El “Hospital San Luis de Otavalo” es un bien inmueble patrimonial que presenta características estéticas, tecnológicas, constructivas, autenticidad, valoración social y testimonial que permiten interpretar las formas de pensar, de ser y hacer de la población otavaleña a lo largo del tiempo.

La ficha de inventario elaborada por el (INPC) del “Hospital San Luis de Otavalo”, contiene descripción de cada uno de los criterios de selección y valoración del inmueble (Anexo A). La estructura de análisis luego de ser inventariada, tiene como índice de protección el valor de 34 expresado en la Tabla 37, perteneciente a las edificaciones y conjuntos con protección parcial.

#### Tabla 37

*Grado de protección patrimonial del “Hospital San Luis de Otavalo”*

Grupo	Tipo de protección	Puntaje	Resultado
<b>A</b>	Absoluta	36 – 50	
<b>B</b>	Parcial	26 – 35	Valor: 34
<b>C</b>	Condicionada	16 – 25	Protección parcial de valor patrimonial
<b>D</b>	Sin protección	01 – 15	

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Saltos, 2012) y editada por los autores.

El “Hospital San Luis de Otavalo” al tener un grado de protección parcial también conocido como grado de bienes rehabilitables, pasa a ser una estructura que, siendo patrimonial, es susceptible de modificación con la finalidad de recuperar o mejorar sus condiciones de habitabilidad. En la ficha de registro constan los elementos que deben conservarse obligatoriamente y aquellos que pueden modificarse, así como sus grados y tipos de intervención en la rehabilitación arquitectónica, siendo el factor predominante la recuperación de elementos tipológicos de fachada, cubierta, implantación y características volumétricas. Se permite también la realización de obra nueva con

diseño integrado como complemento a las demandas funcionales, las que deberán integrarse a las características del entorno tanto del paisaje construido como el natural (Instituto Nacional de Patrimonio Cultural, 2011).

En el 2008, la Constitución de la República del Ecuador otorga a los gobiernos municipales la competencia exclusiva de la gestión de preservar, mantener y difundir el patrimonio, así como la de construir los espacios públicos en base a las reformas del nuevo marco constitucional, administrativo y tributario.

La casa de salud de Otavalo en el caso de proponerse una rehabilitación o reforzamiento estructural debe manejar los criterios actuales de restauración y conservación, expresados por el Instituto Nacional de Patrimonio Cultural (INPC) y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15), ya que se debe tener como objetivo prolongar la vida física del bien inmueble y conservar la memoria de las condiciones culturales y estéticas con las que fueron producidas. Además, se debe fomentar la conservación preventiva para evitar el deterioro que puede poner en riesgo la continuidad del hospital, en la Figura 31 se expone sus características estéticas.

### **Figura 31**

*Fotografía parcial de la fachada del “Hospital San Luis de Otavalo”*



### **Descripción Arquitectónica**

El “Hospital San Luis de Otavalo” fue diseñado por el Padre Brüguin en el año 1924 y su construcción comenzó en 1925, pero por falta de fondos no se concluyó. Se retomó la construcción en 1936 a cargo de la Junta Central de Asistencia Pública de Imbabura, debido a malversación de fondos públicos la obra no finalizó y quedó abandonada. El Instituto de Asuntos Interamericanos de Salud Pública retomó el proyecto, lo rediseñó y reinició su construcción a partir de 1943.

La inauguración ocurrió el 22 de mayo de 1953 por parte del señor presidente José María Velasco Ibarra, con el paso del tiempo se necesitó una remodelación, sustitución parcial del entepiso de madera con implementación de materiales de hormigón armado y el cambio del sistema de cubierta, lo cual se efectuó en el año de 1978, con el fin de brindar un servicio de calidad.

El departamento de mantenimiento del “Hospital San Luis de Otavalo”, encabezado por el Ing. Leonel Flores nos facilitó de manera física los planos arquitectónicos del año 1975 (incluían detalles de ventanas, puertas y muros), pero con el transcurso de los años se realizaron algunas modificaciones necesarias para el hospital por tal motivo se realizó un levantamiento arquitectónico, ver Figura 32.

### **Figura 32**

*Dimensiones de: puertas a) y antepechos b)*





Así mismo, el departamento de mantenimiento facilitó planos de instalaciones eléctricas y sanitarias, los mismos que aportaron información adicional para realizar los planos arquitectónicos tanto en perspectiva 2D y 3D, a continuación, se muestra la fachada principal de la estructura, ver Figura 33 y Figura 34; y una vista posterior de la misma, ver Figura 35 y Figura 36, los planos arquitectónicos a detalle en el (Anexo B).

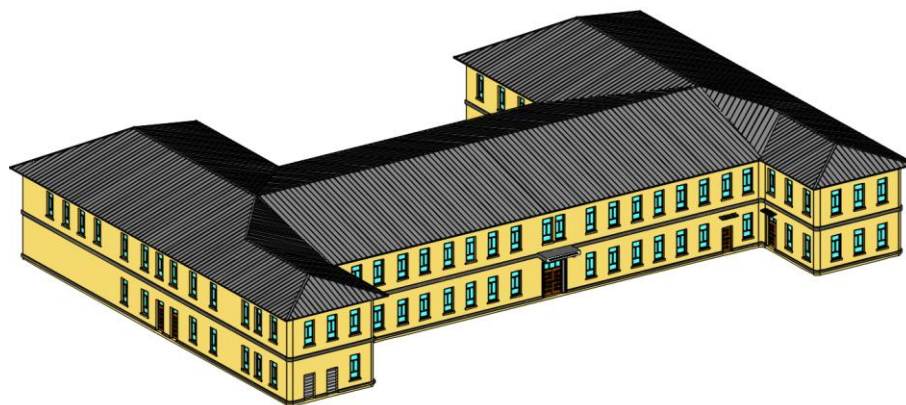
**Figura 33**

*Vista frontal de la estructura – 2D*



**Figura 34**

*Vista frontal de la estructura – 3D*



**Figura 35**

*Vista posterior de la estructura – 2D*





**Figura 36**

*Vista posterior de la estructura – 3D*

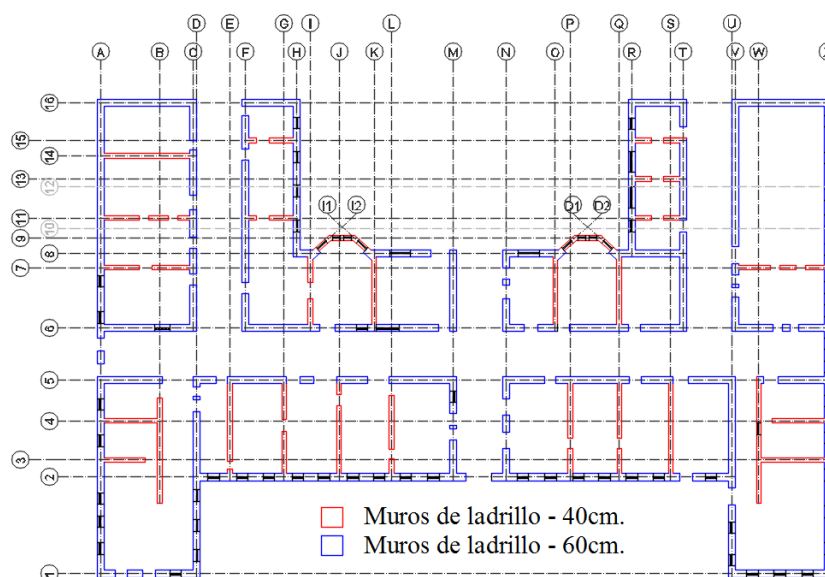


### **Descripción Estructural**

El “Hospital San Luis de Otavalo” posee un sistema estructural de mampostería conformada por muros de ladrillo (espesor 40 y 60cm) y de acuerdo a la distribución de muros existentes se detalló el número de ejes en sentido “X” (24) y en sentido “Y” (16), ver Figura 37 y Figura 38, la estructura presenta una cimentación corrida de piedra que se encuentra bajo los muros, los planos arquitectónicos se detallan en el (Anexo C).

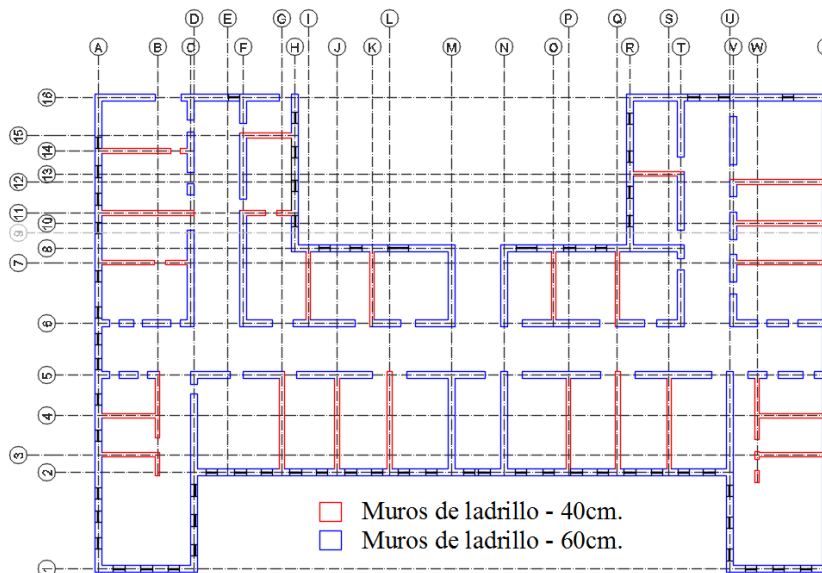
**Figura 37**

*Distribución de muros y ejes – Planta baja*



**Figura 38**

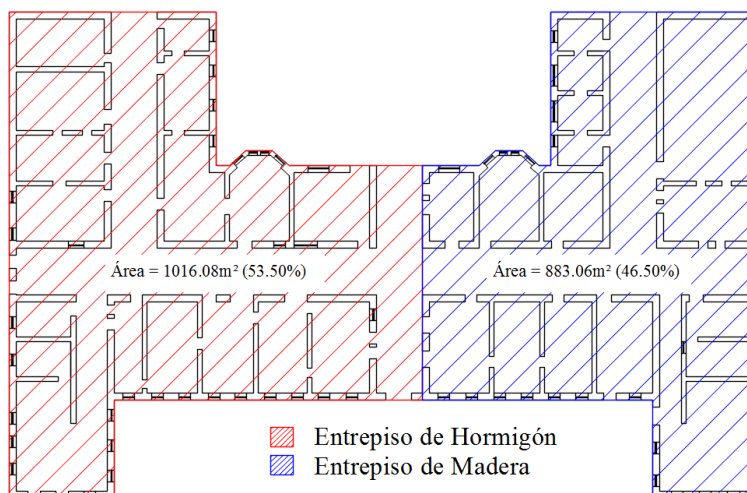
*Distribución de muros y ejes – Planta alta*



La edificación está constituida por un entrepiso de madera y hormigón Figura 39, el entrepiso de madera está conformado por viguetas de madera las mismas que se apoyan en los muros de mampostería, mientras que el entrepiso de hormigón presenta varias losas unidireccionales apoyadas en vigas de hormigón y muros de mampostería.

**Figura 39**

*Entrepiso del “Hospital San Luis de Otavalo”*



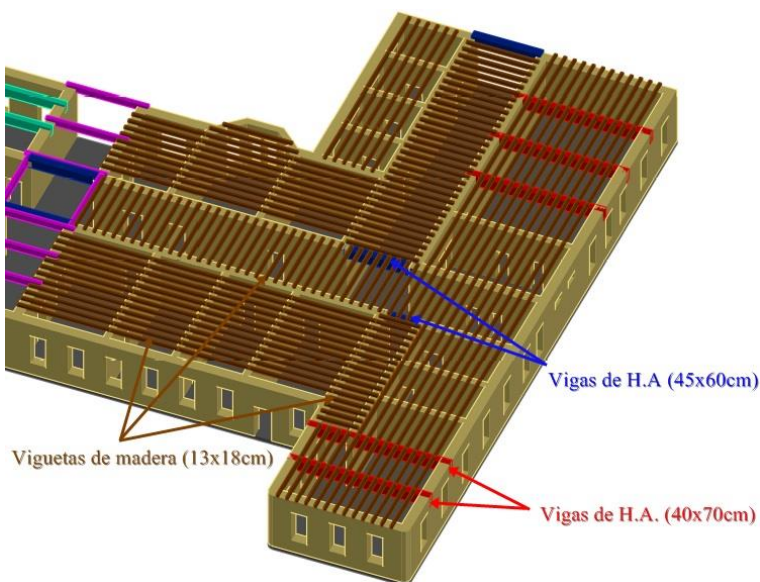
- **Entrepiso de madera**

El área del entrepiso de madera del “Hospital San Luis de Otavalo”, como se observa en la Figura 40 es de aproximadamente 883.06m<sup>2</sup>, es decir un 46.5% con respecto al área total de entrepiso, constituida por un entablado de eucalipto con espesor de 2cm y sobre el mismo un acabado cerámico, el sistema estructural del entrepiso está a una altura de 4.20m, dicho sistema se detalla a continuación:

- Viguetas de madera (13x18cm), orientadas en la dirección más corta y con un espaciamiento de 60cm entre ejes apoyándose sobre los muros de mampostería.
- Vigas de hormigón armado (40x70cm), en la zona correspondientes al salón múltiple y recepción para el apoyo de las viguetas de madera, con un espaciamiento de 3.60m y 3.10m respectivamente.
- Vigas de hormigón armado (45x60cm), en inicio y fin de los pasillos cumpliendo la función de apoyo para las viguetas de madera.

**Figura 40**

*Entrepiso de madera del “Hospital San Luis de Otavalo”*



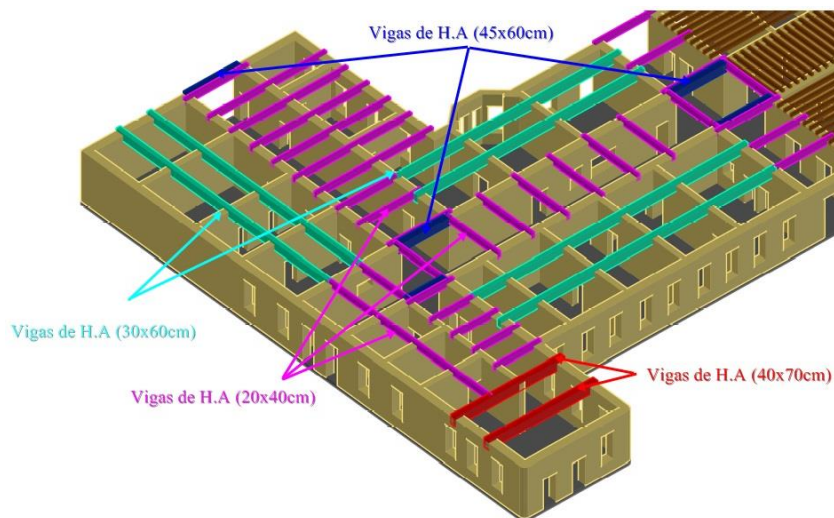
- **Entrepiso de Hormigón**

El área del entrepiso de hormigón armado del “Hospital San Luis de Otavalo”, como se observa en la Figura 41 es de aproximadamente 1016.08m<sup>2</sup>, es decir un 53.5% con respecto al área total de entrepiso, constituida por la unión de varias losas unidireccionales alivianadas con espesor de 20cm, para más detalle observar los planos estructurales adjuntados en el (Anexo C), el sistema estructural del entrepiso está a una altura de 4.20m, dicho sistema se detalla a continuación:

- Vigas de hormigón armado (20x40cm), ubicadas en la zona de los pasillos, con un espaciamiento de 2.00m.
- Vigas de hormigón armado (30x60cm), en la zona correspondientes a consultorios, laboratorios, baños e información, con un espaciamiento diferente para cada zona.
- Vigas de hormigón armado (45x60cm), en inicio y fin de los pasillos.
- Vigas de hormigón armado (40x70cm), ubicadas en la farmacia y almacenamiento de medicamentos del hospital, con un espaciamiento de 3.10m.

**Figura 41**

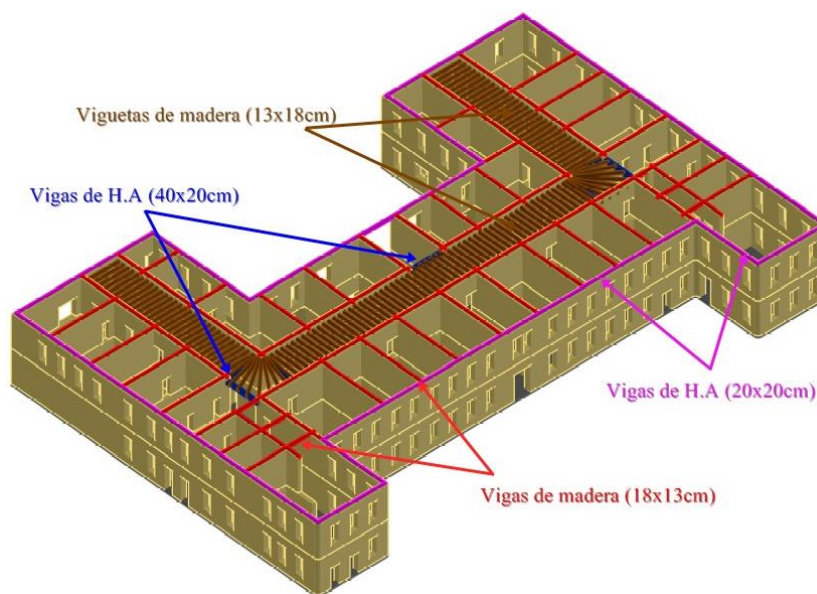
*Entrepiso de hormigón del “Hospital San Luis de Otavalo”*



El “Hospital San Luis de Otavalo” en la planta alta está constituido por una viga perimetral (20x20cm) bordeando a la estructura, vigas de madera (18x13cm) ubicados sobre los muros de mampostería que se encuentran a una altura de 8.40m y unas viguetas de madera (13x18cm) colocadas en pasillo con un espaciamiento entre ejes de 65cm las cuales se encuentran arriostradas a los muros de mampostería a una altura de 8.05m. La estructura también posee vigas de hormigón armado (40x20cm), las cuales cumplen la función de apoyo de las viguetas de madera y de la cubierta, ver Figura 42.

### Figura 42

*Elementos estructurales del “Hospital San Luis de Otavalo” – Planta alta*



La cubierta de la estructura de estudio, detallada en la Figura 46 está constituida por varios elementos de acero y de galvalume con las siguientes características:

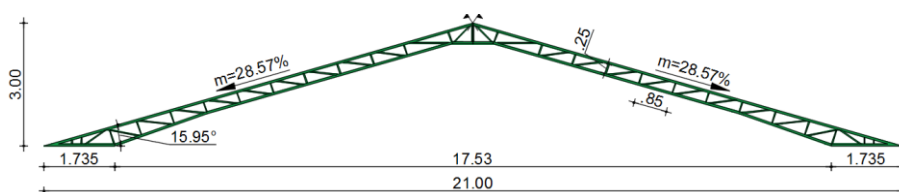
- **Cercha metálica**

Esta cercha metálica está constituida por perfiles tipo C (150x50x3mm) para el cordón superior e inferior y ángulos (25x3mm) para las diagonales y montantes cada 0.85cm respectivamente.

La cercha es arriostrada en los extremos por la viga perimetral de hormigón armado la cual transfiere las cargas hacia los muros de mampostería, la cubierta posee dos tipos de cerchas con la misma concepción estructural, pero con diferentes medidas, ver Figura 43 y Figura 44.

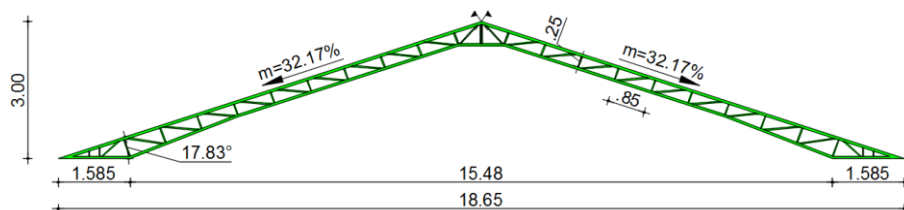
### Figura 43

*Cercha metálica de la cubierta – Tipo 1*



### Figura 44

*Cercha metálica de la cubierta – Tipo 2*

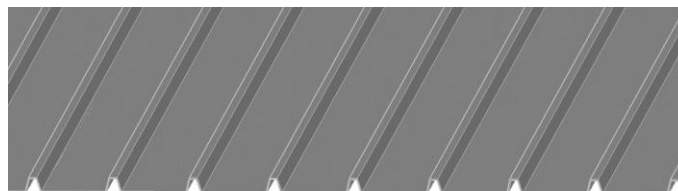


- **Techo de Galvalume**

El techo es tipo galvalume de la Figura 45 y posee las siguientes características: resistencia a la corrosión, reflectividad lumínica, cresta trapezoidal. El cual tiene un espesor de 0.35mm y un peso de 3.45kgf/cm<sup>2</sup>; se acopla sobre las correas tipo G de la cubierta cumpliendo las especificaciones de la norma ASTM-A792.

### Figura 45

*Techo tipo galvalume*





- **Tubo metálico hueco**

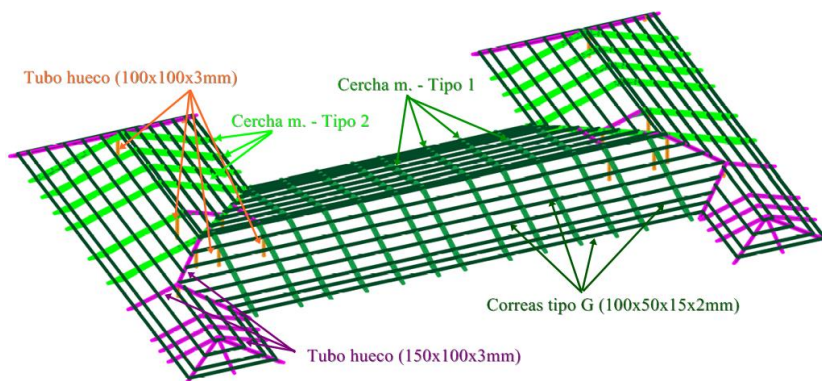
- Tubo rectangular hueco (100x100x3mm), sirve de puntal o apoyo de la cercha metálica en la parte de la cresta, dependiendo el caso su altura cambia.
- Tubo rectangular hueco (150x100x3mm), se encuentra ubicado en la parte frontal de la cubierta y en los faldones posteriores.

- **Correas tipo G**

Las correas tipo G (100x50x15x2mm), están espaciadas a 1.60m (variable) y sirven para la sujeción del techo tipo galvalume y la correcta transmisión de cargas hacia la cercha metálica.

#### **Figura 46**

*Cubierta del “Hospital San Luis de Otavalo”*



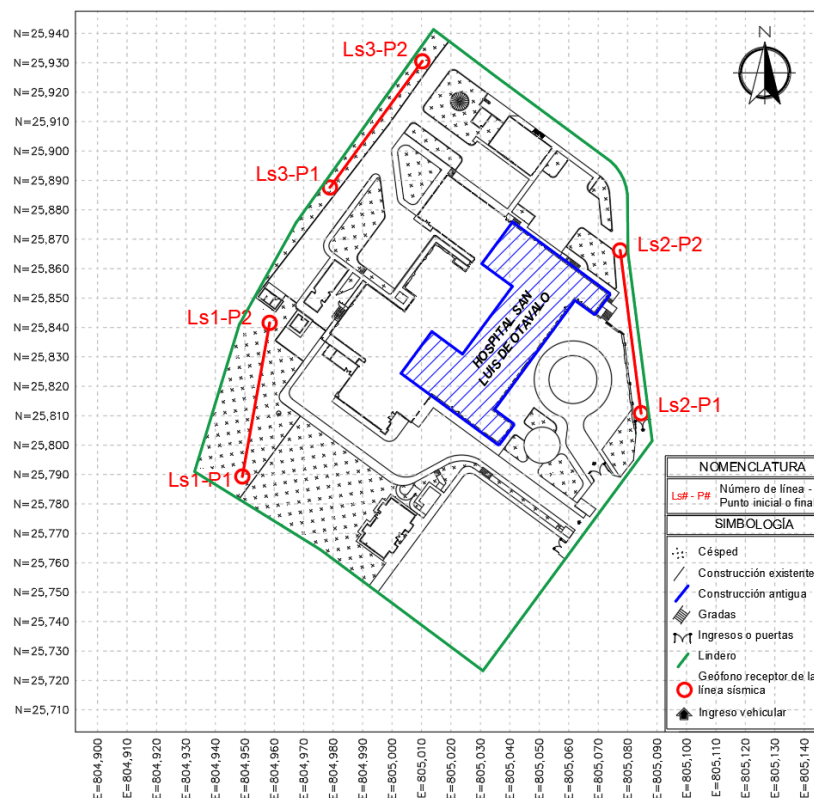
#### **Resultados del Ensayo de Refracción Sísmica**

El ensayo de refracción sísmica se desarrolló en las inmediaciones del “Hospital San Luis de Otavalo”, dentro del mismo predio donde se encuentra ubicado el inmueble, para la ejecución del ensayo se siguió los lineamientos establecidos en la normativa ASTM D5777-00 descritos en el Apéndice 0 del Capítulo 2, con el objetivo de determinar la velocidad media de la onda de corte del suelo “ $V_{S30}$ ”; los equipos utilizados son pertenecientes a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.

El área del terreno donde se emplaza la casa de salud es de aproximadamente 20602.56m<sup>2</sup> y el área de construcción del inmueble de estudio es de aproximadamente 3760.61m<sup>2</sup>, debido a que el espacio exterior es amplio y permite el desarrollo del ensayo de refracción sísmica, se ejecutaron tres sondeos rodeando a la construcción, para poder interpolar los resultados y obtener el valor más próximo al centro geométrico de la edificación analizada, ver Figura 47.

**Figura 47**

*Ubicación del tendido de líneas de refracción sísmica*



- **Procedimiento del ensayo**

Se tendió tres líneas rectas de sondeo de longitud 52.938m, 55.820m y 53.123m respectivamente (ver coordenadas en la Tabla 38), conformada cada línea por 12 geófonos con separación promedio de 5m entre ellos, se adoptó dicho espaciamiento porque la longitud de la línea sísmica era de aproximadamente 60m, ver Figura 48.



**Figura 48**

*Tendido de la línea "Ls1" de refracción sísmica*

**Tabla 38**

*Ubicación del tendido de líneas de refracción sísmica*

Línea sísmica	Nombre del punto	Norte (m)	Este (m)	Distancia (m)
<b>Ls1</b>	P1	25789.310	804949.160	52.938
	P2	25841.430	804958.430	
<b>Ls2</b>	P1	25810.824	805084.594	55.820
	P2	25866.190	805077.491	
<b>Ls3</b>	P1	25887.592	804978.940	53.123
	P2	25930.485	805010.281	

Luego que los geófonos se introducen en el terreno conectados al cable, ver Figura 49-a. Las ondas se generan al golpear verticalmente con un martillo sobre una placa metálica colocada entre los geófonos, como se observa en la Figura 49-b.

**Figura 49**

*Conexión de geófonos a) y martillo generador de fuente b)*



En el ensayo anteriormente detallado se ejecutaron dos metodologías de toma de datos las cuales son: el método activo y el método pasivo; los cuales difieren únicamente en la fuente de energía empleada.

- **Método activo:** para la aplicación de este método se utilizó como fuente de energía un martillo de golpeo y una placa metálica que permite la propagación uniforme de las ondas de impacto a través del suelo.
- **Método pasivo:** para la ejecución del método se toma como fuentes de energía, a factores naturales del ambiente como: ruido ambiental, vibraciones naturales, el viento, el tráfico, etc.
- **Método combinado:** para realizar un análisis con mayor precisión se procede a combinar los métodos activo y pasivo para determinar un " $V_{s30}$ " ponderado, con el cual se puede determinar el tipo de suelo según lo especifica la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-GC (Geotecnia y Cimentaciones), 2015).

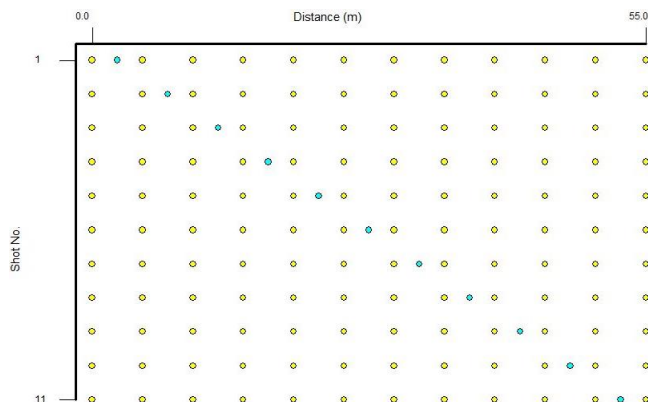
- **Tratamiento de datos**

Luego de procesar los datos registrados por el equipo de refracción sísmica en las tres líneas de tendido, en los dos métodos de estudio se emplearon programas computacionales que permiten interpretar la información obtenida en campo, los resultados obtenidos son los siguientes:

- **Método activo:** para la aplicación de esta metodología se utilizó el modelo del "Método Activo 2D", se manejó el programa computacional: SeisImager SW® que nos permitió identificar las mediciones registradas en campo, en la Figura 50 se representa mediante un círculo de color cian la ubicación de la fuente de energía activa y de color amarillo la ubicación de los geófonos receptores del ensayo, además de la longitud total de la línea de refracción sísmica.

**Figura 50**

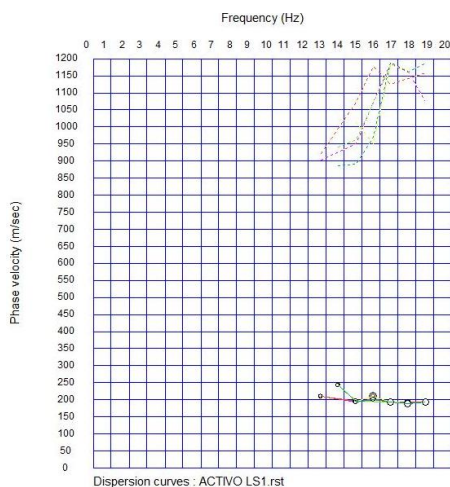
*Geometría de los geófonos y fuentes de energía*



Luego de analizar la geometría del ensayo, usamos el módulo WaveEq® del mismo programa ya que desarrolla la curva de dispersión, la cual debe linealizarse para presentar un menor error de estimaciones. Los círculos blancos que se observan en la Figura 51 corresponden a la comparación entre lo medido y lo calculado, se debe tener en cuenta que las frecuencias en los métodos activos se desenvuelven correctamente entre los 20 y 35Hz, estos valores se estiman de acuerdo a las características del equipo.

**Figura 51**

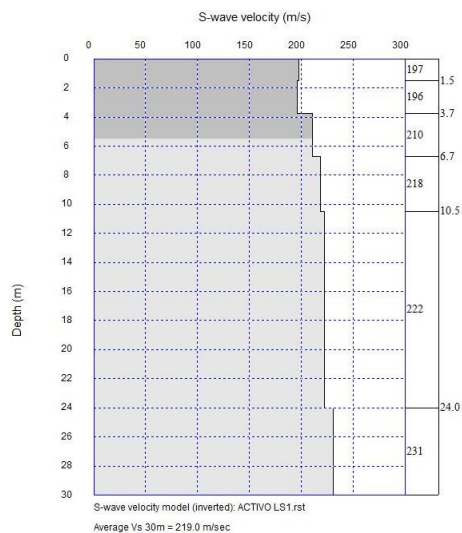
*Curvas de dispersión – Método activo*



La Figura 52 representa la velocidad de onda de corte de acuerdo a la profundidad de cada estrato de suelo mediante el método activo. La zona gris oscura indica la profundidad alcanzada por el equipo, mientras que la zona gris clara corresponde a la extrapolación por WaveEq®.

### Figura 52

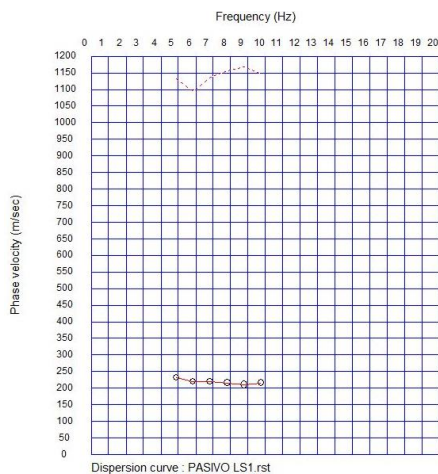
#### Perfil de velocidad de onda de corte – Método activo



**Método pasivo:** Al igual que en el método activo, para determinar el perfil de velocidad de onda de corte, se seleccionan todos los datos pasivos que fueron registrados por los geófonos. Las configuraciones de los programas computacionales para las frecuencias de datos pasivos son diferentes a los activos, por lo tanto, es recomendable reducir el valor mínimo de recepción de frecuencias a 4.5Hz. Luego el módulo WaveEq® desarrolla la curva de dispersión y se procede a linealizar para reducir el error. En la Figura 53 la línea entrecortada indica los registros medidos en campo de la frecuencia (Hz) versus la velocidad de fase (m/seg), mientras que los círculos blancos corresponden a la comparación entre lo medido y lo calculado, en el método pasivo las frecuencias se desenvuelven en el rango de 2 a 10Hz.

### Figura 53

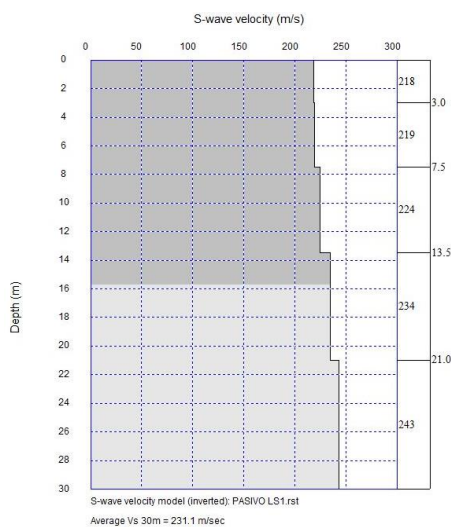
#### Curvas de dispersión – Método pasivo



De forma similar al método anterior el modelo inicial es afectado por un proceso iterativo para presentar resultados más confiables, al finalizar las iteraciones y verificar los parámetros de aceptación del modelo final se puede observar la velocidad de onda de corte en base a la profundidad de cada estrato de suelo mediante el método pasivo, ver Figura 54.

### Figura 54

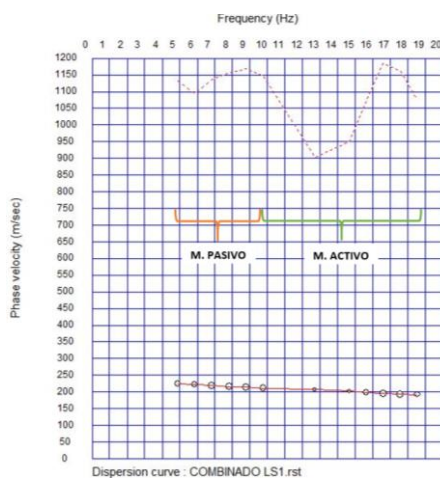
#### Perfil de velocidad de onda de corte – Método pasivo



**Método combinado:** Una vez que se obtuvo las distintas curvas de dispersión para una fuente de energía activa y pasiva del sitio de estudio, se recomienda combinar las curvas de dispersión y obtener una gráfica completa de toda la profundidad muestreada, ver Figura 55, para estimar un “ $V_{s30}$ ” ponderado, con el cual se puede establecer el tipo de perfil de suelo. En la Figura 56 se observa el resultado de refracción sísmica luego varias iteraciones.

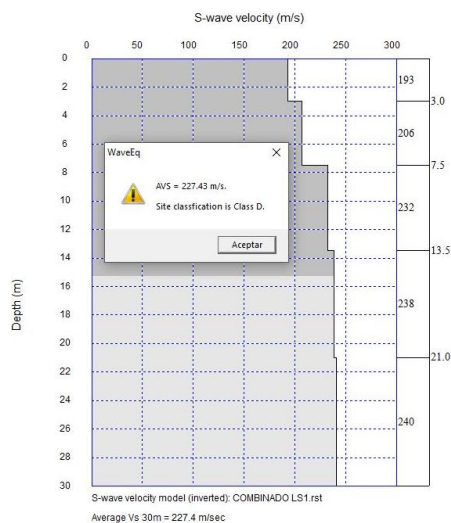
**Figura 55**

*Curvas de dispersión – Método combinado*



**Figura 56**

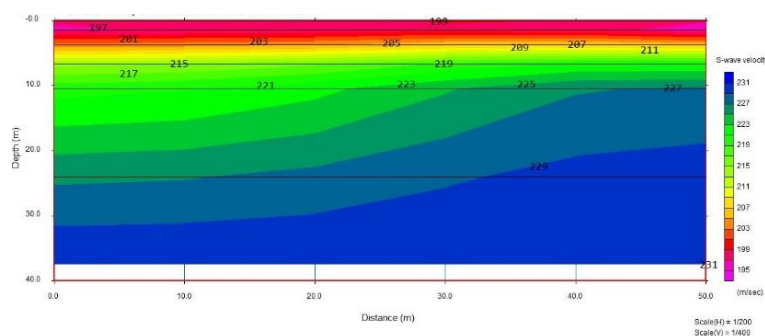
*Perfil de velocidad de onda de corte – Método combinado*



Finalmente, con los datos generados en el software WaveEq® y las funciones gráficas del módulo GeoPlot® del mismo programa computacional, se procede a esquematizar la estratigrafía registrada por el ensayo de refracción sísmica mediante el método combinado, ver en la Figura 57.

**Figura 57**

*Estratigrafía de velocidades de onda de corte – Método combinado*



- **Síntesis de resultados**

En la Tabla 39 se muestra el resumen de los resultados del ensayo de refracción sísmica realizado en las inmediaciones del “Hospital San Luis de Otavalo”, debido a que se realizaron tres sondeos para determinar los valores de velocidad de onda de corte “ $V_{S30}$ ”, el resultado final es la interpolación sobre el área donde se ubica la edificación, ver Figura 58, dando como resultado el valor del “ $V_{S30} = 248.0\text{m/seg}$ ” que presenta un perfil de suelo “Tipo D”, según la Tabla 22 situada en el Apéndice 0 del Capítulo 2.

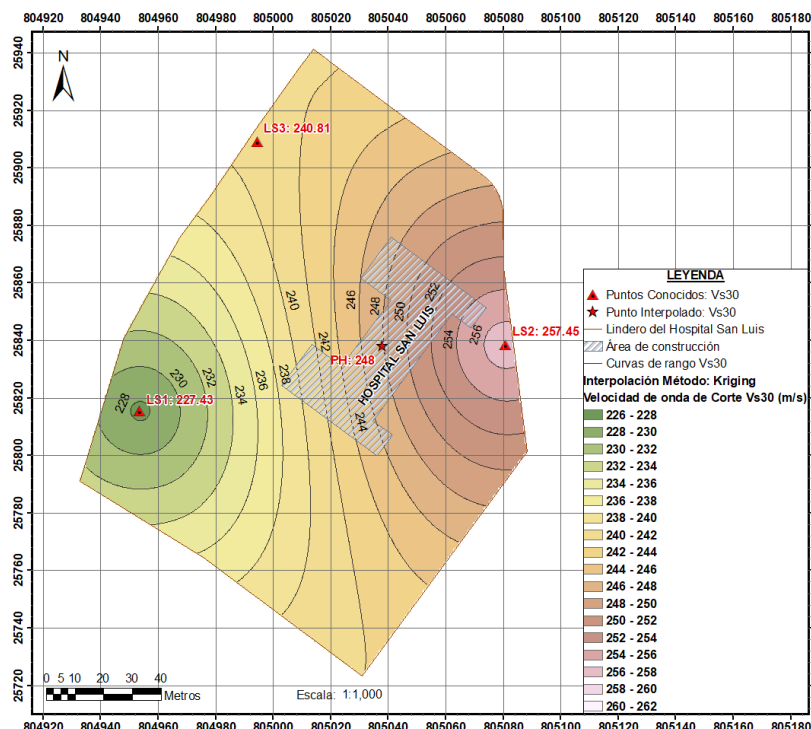
**Tabla 39**

*Resumen de los resultados del ensayo de refracción sísmica*

Línea sísmica	Método activo	Método pasivo	Método combinado	Tipo de suelo
	$V_{S30}$ (m/seg)	$V_{S30}$ (m/seg)	$V_{S30}$ (m/seg)	
<b>Ls1</b>	219.0	231.1	227.43	D
<b>Ls2</b>	328.4	233.9	257.45	D
<b>Ls3</b>	205.4	251.2	240.81	D

**Figura 58**

*Interpolación de las líneas de refracción sísmica*



### **Resultados del Ensayo de Penetración Estándar (SPT)**

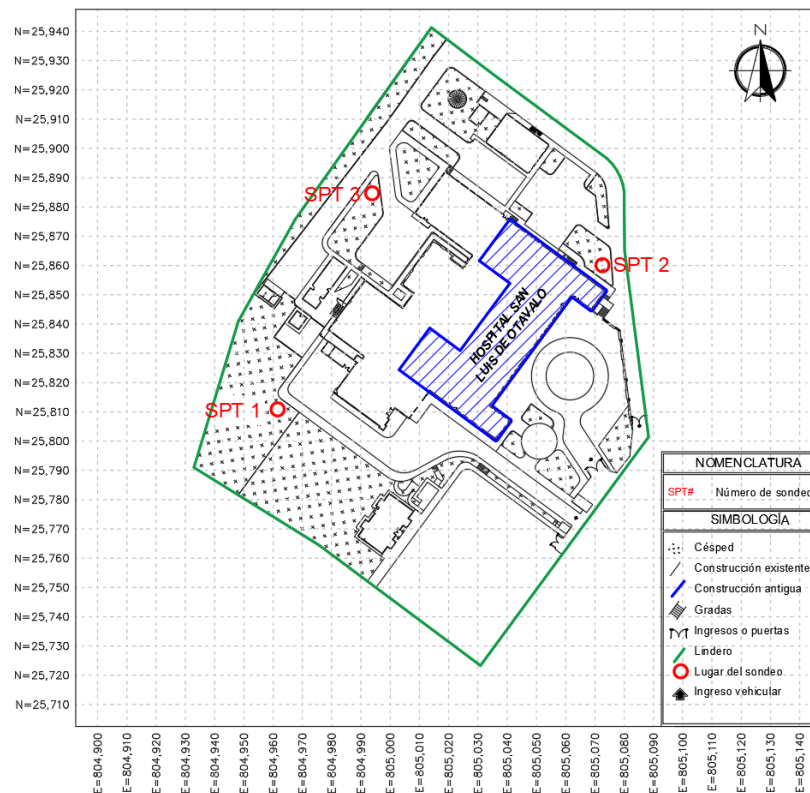
El ensayo de penetración estándar (SPT) complementa el estudio geotécnico que tiene como objetivo identificar el perfil del suelo sobre el que se encuentra emplazado el hospital, para la ejecución del ensayo se siguió los lineamientos de la normativa INEN 689 y ASTM D1586-11, descrita en el Apéndice 0 del Capítulo 2, se emplearon los equipos de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.

Debido a que la estructura en análisis presenta dos niveles se ubica en la clasificación baja y de acuerdo con la (NEC-SE-GC (Geotecnia y Cimentaciones), 2015), deben realizarse un mínimo de 3 perforaciones las mismas que rodearan a la construcción, detalladas en la Tabla 23 y Tabla 24, para poder interpolar los resultados y obtener el valor más próximo al centro geométrico de la estructura, ver Figura 59.



Figura 59

Ubicación – Perforaciones del ensayo de penetración estándar (SPT)



#### • Procedimiento del ensayo

En primer lugar, se determinó la ubicación de los tres sitios donde se realizarán las perforaciones dentro del predio disponible en el “Hospital San Luis de Otavalo” (ver coordenadas en la Tabla 40). En la Figura 60 podemos observar los lugares establecidos para la ejecución del ensayo de penetración estándar (SPT), la cual muestra los tres lugares del sondeo ejecutado.

Tabla 40

Ubicación de las perforaciones del ensayo de penetración estándar (SPT)

Nombre del punto	Norte (m)	Este (m)
SPT 1 – a)	25810.830	804961.530
SPT 2 – b)	25860.100	805072.544
SPT 3 – c)	25884.671	804993.865

## Figura 60

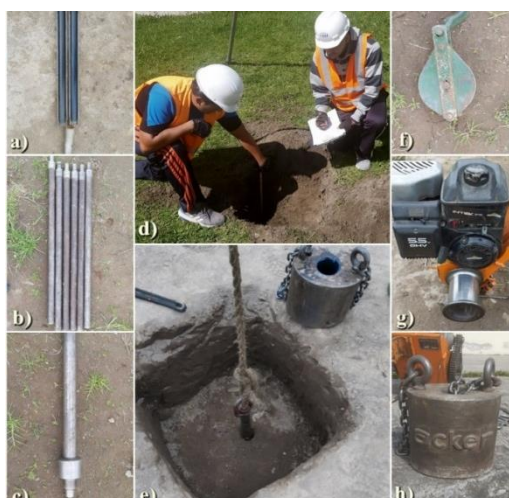
*Sitios de sondeo del ensayo de penetración estándar (SPT)*



Se realizó labores de desbroce y limpieza del terreno con el uso de herramienta menor, ver Figura 61-d, en los tres lugares de sondeo se excavó un volumen de tierra de dimensiones (0.80x0.80x0.50m), ver Figura 61-e, luego se ubicó en el lugar de perforación al muestreador, ver Figura 61-a y sobre este se ensamblaron los tubos de perforación, ver Figura 61-b, para lograr generar un impacto con el martinete, se colocó una barra rígida de guía la cual contaba con un yunque que distribuía la fuerza generada por el martinete, ver Figura 61-c y h, que era suspendido bajo un trípode con la ayuda de una polea y la fuerza mecánica de un motor, ver Figura 61-f y g.

## Figura 61

*Equipo utilizado para el ensayo de penetración estándar (SPT)*



- **Tratamiento de datos**

Como fue descrito en la fundamentación teórica, los datos que se obtienen en el ensayo de penetración estándar (SPT), son el número de golpes para penetrar los segmentos entre los 0.15m a 0.30m y entre los 0.30m y 0.45m de cada estrato, denominados como " $N_{15-30}$ " y " $N_{30-45}$ " respectivamente, los mismos que según la norma ASTM D1586-11, deben sumarse y considerarse como " $N_{SPT}$ ", en caso de superar el número de 50 golpes en alguno de los estratos de 0.15m, se determina como "R" o rechazo, dichos resultados se presentan en la Tabla 41.

**Tabla 41**

*Datos obtenidos del ensayo de penetración estándar (SPT)*

Profundidad (m)	Número de golpes			Número SPT	Observaciones (s.u.)
	$N_{0-15}$	$N_{15-30}$	$N_{30-45}$	$N_{SPT}$	
<b>Sondeo: SPT 1</b>					
0.00 – 1.00	2	7	7	14	
1.00 – 2.00	7	9	9	18	Nivel F=1.00m
2.00 – 3.00	8	8	11	19	
3.00 – 4.00	35	50		R	Valor R en 300mm
<b>Sondeo: SPT 2</b>					
0.00 – 1.00	5	6	6	12	
1.00 – 2.00	7	10	9	19	
2.00 – 3.00	7	8	9	17	Nivel F=2.50m
3.00 – 4.00	7	18	38	56	
4.00 – 5.00	38	50		R	Valor R en 200mm
<b>Sondeo: SPT 3</b>					
0.00 – 1.00	5	5	5	10	
1.00 – 2.00	8	10	8	18	
2.00 – 3.00	6	6	9	15	Nivel F=2.00m
3.00 – 4.00	9	15	41	56	
4.00 – 5.00	36	50		R	Valor R en 150mm

Una vez analizados los datos del ensayo de penetración estándar (SPT), se procede a normalizar el valor del número de golpes por el método de corrección al 60% por energía teórica de la caída libre del martinete descrito en la (Guía práctica para la ejecución de estudios geotécnicos y trabajos de cimentación, 2015) y por el método de corrección por presencia de nivel freático (NF), los resultados de las correcciones mencionadas se detallan en la Tabla 42.

**Tabla 42**

*Correcciones del ensayo de penetración estándar (SPT)*

Z (m)	$N_{SPT}$ (s.u.)	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	Esfuerzo efectivo (kgf/cm <sup>2</sup> )	Factores de corrección NEC – 15				N. SPT por NF		N. SPT corregido
				$C_E$	$C_R$	$C_B$	$C_s$	$C_N$	$N_{NF}$	$N_{SPT-COR}$
<b>Sondeo: SPT 1</b>										
0.00	14	1.41	0.07	0.75	0.75	1.00	1.00	1.87	14.00	14.74
1.00NF	18	1.58	0.09	0.75	0.75	1.00	1.00	1.85	16.50	17.13
2.00NF	19	1.41	0.10	0.75	0.75	1.00	1.00	1.82	17.77	18.20
3.00NF	50 R*	1.30	0.11	0.75	0.75	1.00	1.00	1.81	46.77	47.74
<b>Sondeo: SPT 2</b>										
0.00	12	1.38	0.07	0.75	0.75	1.00	1.00	1.87	12.00	12.65
1.00	19	1.60	0.24	0.75	0.75	1.00	1.00	1.62	19.00	17.36
2.00	17	1.80	0.45	0.75	0.75	1.00	1.00	1.28	17.00	12.22
3.00NF	56	1.53	0.19	0.75	0.75	1.00	1.00	1.69	52.38	49.93
4.00NF	50 R*	1.42	0.19	0.75	0.85	1.00	1.00	1.69	46.77	50.38
<b>Sondeo: SPT 3</b>										
0.00	13	1.27	0.06	0.75	0.75	1.00	1.00	1.88	13.00	13.78
1.00	18	1.62	0.24	0.75	0.75	1.00	1.00	1.62	18.00	16.39
2.00NF	15	1.79	0.20	0.75	0.75	1.00	1.00	1.68	14.03	13.26
3.00NF	56	1.55	0.19	0.75	0.75	1.00	1.00	1.69	52.38	49.72
4.00NF	50 R*	1.41	0.18	0.75	0.85	1.00	1.00	1.70	46.77	50.67

Mediante correlaciones existentes entre los resultados obtenidos por la corrección al número de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT), se puede

determinar el ángulo de fricción interna del suelo a las distintas profundidades que se muestreo en el ensayo de campo, detalladas en la Tabla 43 mediante las fórmulas de la Tabla 27 del Apéndice 0 del Capítulo 2.

Los valores del ángulo de fricción interna del suelo " $\phi$ ", varían desde un valor neutro  $\phi = 0^\circ$  para arcillas plásticas, cuya consistencia está próxima a su límite líquido, hasta  $\phi = 45^\circ$  o más, para gravas y arenas secas, compactas y de partículas angulares, los valores calculados en la Tabla 43, serán verificados con la clasificación de los suelos realizada con las muestras extraídas in situ.

**Tabla 43**

*Resultados del ángulo de fricción del suelo ( $\phi$ )*

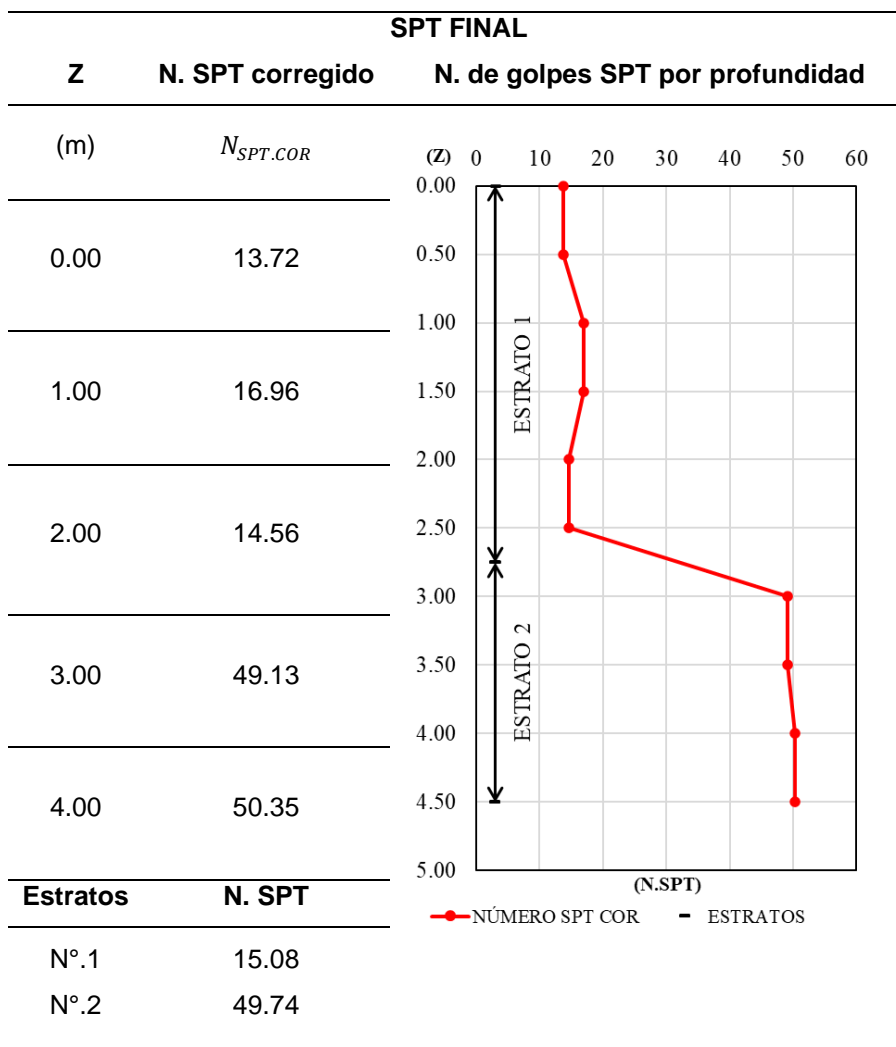
Z (m)	N. SPT campo $N_{SPT}$	N. SPT corregido $N_{SPT.COR}$	Ángulo de fricción del suelo $\phi$ ( $^\circ$ )				
			Terzagui	Peck	Kishida	Mont.	$\bar{\phi}$
<b>Sondeo: SPT 1</b>							
0.00	14	14.74	32.19	31.80	32.17	32.31	32.12
1.00	18	17.13	32.78	32.59	33.51	33.83	33.18
2.00	19	18.20	33.05	32.93	34.48	34.48	33.63
3.00	50	47.74	40.43	40.35	45.90	47.93	43.65
<b>Sondeo: SPT 2</b>							
0.00	12	12.65	31.66	31.10	30.91	30.88	31.14
1.00	19	17.36	32.84	32.66	33.63	33.98	33.28
2.00	17	12.22	31.56	30.95	30.63	30.57	30.93
3.00	56	49.93	40.98	40.77	46.60	48.72	44.27
4.00	50	50.38	41.10	40.85	46.74	48.89	44.39
<b>Sondeo: SPT 3</b>							
0.00	13	13.78	31.94	31.48	31.60	31.67	31.67
1.00	18	16.39	32.60	32.35	33.11	33.38	32.86
2.00	15	13.26	31.82	31.30	31.29	31.31	31.43
3.00	56	49.72	40.93	40.73	46.53	48.65	44.21
4.00	50	50.67	41.17	40.91	46.83	48.99	44.47

• **Síntesis de resultados**

El ensayo de penetración estándar (SPT) realizado en las inmediaciones del “Hospital San Luis de Otavalo”, como se describió anteriormente se realizaron tres sondeos que rodearon a la estructura de análisis para poder verificar las propiedades mecánicas del suelo. Por tal motivo se realiza una correlación entre los tres puntos para determinar el número teórico del (SPT) correspondiente al centro de gravedad de la estructura de análisis, ver la Tabla 44.

**Tabla 44**

*Resultados del ensayo de penetración estándar (SPT)*



En la Tabla 44, se observa los valores pertenecientes al sondeo teórico relacionado al centro geométrico de la estructura de análisis, en el “Estrato 1” al contar con 15.08 golpes del ensayo de penetración estándar (SPT), se cataloga como suelo “Tipo D” ya que  $50 > N_{SPT} \geq 15$ , al igual que el “Estrato 2” al contar con 49.74 golpes del SPT se lo cataloga como suelo “Tipo D”, dichos valores lo especifica la Tabla 22 expresada en el Apéndice 0 del Capítulo 2, en base a la normativa técnica vigente (NEC-SE-GC (Geotecnia y Cimentaciones), 2015).

En el estudio geotécnico del “Hospital San Luis de Otavalo” se comprueba mediante el ensayo de penetración estándar (SPT), que la clase de perfil de suelo en los primeros 4.5m de muestreo es “Tipo D” al igual que el resultado proporcionado por el ensayo de refracción sísmica, además se calculan los valores de la capacidad de carga admisible de los estratos de suelos a diferente profundidad para una cimentación de piedra de 1.20m de ancho, para estimar el factor de seguridad se optó por seguir las recomendaciones de Terzagui, que van de la mano con las indicadas en la (Guía práctica para la ejecución de estudios geotécnicos y trabajos de cimentación, 2015), donde se recomienda el uso del  $FS = 3$ , para el cálculo del  $q_{adm}$ , véase en la Tabla 45, los cálculos correspondientes a cada sondeo se detallan en el (Anexo D).

**Tabla 45**

*Capacidad de carga admisible del ensayo de penetración estándar (SPT)*

Profundidad Z (m)	Base Df (m)	Base B (m)	Capacidad de carga admisible $q_{adm}$				
			Bowles (tonf/m <sup>2</sup> )	Teng (tonf/m <sup>2</sup> )	Meyerhof (tonf/m <sup>2</sup> )	Terzagui (tonf/m <sup>2</sup> )	Total (tonf/m <sup>2</sup> )
0.00	0.50	1.20	10.16	7.72	6.19	9.90	8.49
1.00	1.50	1.20	14.68	9.21	8.48	13.42	11.45
2.00	2.50	1.20	12.61	8.10	7.28	13.40	10.35
3.00	3.50	1.20	43.05	24.33	24.86	49.37	35.40
4.00	4.50	1.20	43.75	24.70	25.26	49.23	35.73

### **Resultados del Ensayo de Humedad**

- **Procedimiento del ensayo**

Para determinar el contenido de humedad que hay en una determinada muestra de suelo, se debe tomar el peso de la muestra antes y después de secar el material en un horno regulado a 110°C hasta alcanzar una masa constante, ver Figura 62.

#### **Figura 62**

*Horno de secado a) y peso de muestras b)*



- **Síntesis de resultados**

El ensayo de humedad se rige bajo la norma ASTM D2216 descrito en el Apéndice 0 del Capítulo 2, las muestras fueron extraídas del sitio y almacenadas cuidadosamente hasta el laboratorio de análisis, presentaron diferentes porcentajes de contenido de humedad por cada metro de profundidad, expresados en la Tabla 46.

**Tabla 46**

*Resumen de los resultados del ensayo de contenido de humedad*

<b>Profundidad</b>	<b>Sondeo: 1</b>	<b>Sondeo: 2</b>	<b>Sondeo: 3</b>	<b>Promedio</b>
<b>Z (m)</b>	<b>H (%)</b>	<b>H (%)</b>	<b>H (%)</b>	<b>H (%)</b>
0.00	33.06	28.15	27.45	29.55
1.00	32.08	30.41	31.64	31.37
2.00	32.48	34.54	35.71	34.24
3.00	39.34	36.90	38.07	38.10
4.00	-	32.28	34.08	33.18



### Resultados del Ensayo de Granulometría

- **Procedimiento del ensayo**

El procedimiento se basa en pasar una muestra de árido seco de masa determinada, a través de tamices con aberturas progresivamente más pequeñas. Para poder determinar el contenido porcentual de masa de las partículas que constituyen el árido, dicho procedimiento se encuentra descrito en la normativa NTE INEN 696 y ASTM D433-63, referido en el Apéndice 0 del Capítulo 2, ver la Figura 63.

#### Figura 63

*Lavado de muestra a) y tamices con material b)*



- **Síntesis de resultados**

El ensayo de granulometría permite determinar los porcentajes en función del peso total de la muestra, para ello se necesita llevar un registro del peso del material retenido a cada uno de los tamices, como se muestra en la Tabla 47.

**Tabla 47**

*Resumen de los resultados del ensayo de granulometría del sondeo 3*

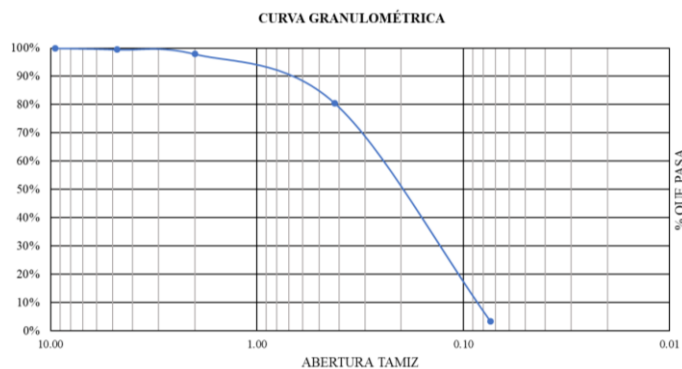
Tamiz		Retenido			Pasante
N° (#)	Abertura (mm)	P. Parcial (g)	P. Acum. (g)	% Acum (%)	% Acum (%)
3"	76.10	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.80	0.00	0.00	0.00	100.00

Tamiz		Retenido		Pasante	
N°	Abertura	P. Parcial	P. Acum.	% Acum	% Acum
(#)	(mm)	(g)	(g)	(%)	(%)
1½"	38.10	0.00	0.00	0.00	100.00
1 "	25.40	0.00	0.00	0.00	100.00
¾"	19.10	0.00	0.00	0.00	100.00
½"	12.50	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.51	0.00	0.00	0.00	100.00
No.4	4.76	0.59	0.59	0.50	99.50
No.10	2.00	1.88	2.47	2.08	97.92
No.40	0.42	20.66	23.13	19.44	80.56
No.200	0.074	91.87	115.00	96.67	3.33
<No.200	<0.074	3.38	118.38	99.51	0.49
Peso del material (g)		118.96			

Luego se procede a generar la curva de granulométrica, ver Figura 64 y de esta manera identificar de manera visual los diversos parámetros para el cálculo de los porcentajes de grava, arenas, limos y arcillas.

#### Figura 64

*Curva granulométrica del sondeo 3, prof. 1.00m*



#### Resultados del Ensayo de Límites de Consistencia

- **Procedimiento del ensayo**

Se llevó a cabo el procedimiento detallado en la norma ASTM D 4318-10 expuesto en el Apéndice 0 del Capítulo 2, se utilizó la copa de Casagrande para

determinar el número de golpes necesarios para que se junte el material en una longitud de 12,7mm, ver Figura 65-a, a dicha muestra se la determinará su contenido de humedad. Luego se determina el límite líquido de la muestra, una vez realizado dicho procedimiento se continúa con la determinación del límite plástico del suelo para ello se manufactura rollitos de aproximadamente 3mm de diámetro, ver Figura 65-b.

### Figura 65

*Copa de Casagrande a) y rollitos de muestra b)*



- **Síntesis de resultados**

El ensayo de límites de consistencia es el estudio complementario para poder clasificar detalladamente al suelo, los parámetros que se determina luego de la ejecución del ensayo son: límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad, necesarios para poder manejar la carta de plasticidad aplicable en suelos finos como lo son los limos y las arcillas, en el presente estudio se realizó diversos análisis en varios puntos de sondeo, los resultados se describen en la Tabla 48.

**Tabla 48**

*Resumen de los resultados del ensayo de límites de consistencia*

Límite Líquido				
Profundidad Z (m)	Sondeo: 1 LL (%)	Sondeo: 2 LL (%)	Sondeo: 3 LL (%)	Promedio LL (%)
0.00 – 2.00	47.93	36.17	37.85	40.65
3.00 – 4.00	31.06	54.19	61.78	49.01

<b>Límite Plástico</b>				
<b>Profundidad</b>	<b>Sondeo: 1</b>	<b>Sondeo: 2</b>	<b>Sondeo: 3</b>	<b>Promedio</b>
<b>Z (m)</b>	<b>LP (%)</b>	<b>LP (%)</b>	<b>LP (%)</b>	<b>LP (%)</b>
0.00 – 2.00	39.56	28.49	30.36	40.65
3.00 – 4.00	-	-	-	-

<b>Índice de Plasticidad</b>				
<b>Profundidad</b>	<b>Sondeo: 1</b>	<b>Sondeo: 2</b>	<b>Sondeo: 3</b>	<b>Promedio</b>
<b>Z (m)</b>	<b>PI (%)</b>	<b>PI (%)</b>	<b>PI (%)</b>	<b>PI (%)</b>
0.00 – 2.00	8.37	7.67	7.49	7.85
3.00 – 4.00	31.06	54.19	61.78	49.01

### ***Resultados de la Clasificación Granulométrica***

- **Procedimiento del ensayo**

Para poder emplear el sistema de clasificación de suelos (AASHTO), según la norma ASTM D-3282, se debe conocer de cada muestra el tamaño de grano, plasticidad y su lugar de extracción. Mientras que para poder clasificar una muestra de suelos empleando la metodología SUCS, según la norma ASTM D-2487, se necesita los valores resultantes del ensayo de granulometría y límites de consistencia.

El procedimiento detallado de las dos metodologías descritas, se encuentra en el Apéndice 0 del Capítulo 2.

- **Síntesis de resultados**

De los tres sondeos realizados en el ensayo de penetración estándar (SPT), su análisis granulométrico y límites de consistencia, se evidenció la misma estratigrafía, en la Tabla 49, se presentan los valores resumidos de los dos estratos definidos, en el “Estrato 1” desde la profundidad de 0.00m a 3.00m y el “Estrato 2” desde 3.00m a 4.50m, ambos según la metodología (AASHTO) tienen una clasificación de suelo “A-3(0) o arena fina” y bajo la metodología (SUCS) es suelo “SP o arena mal graduada”.

Tabla 49

*Resumen de los resultados de la clasificación del suelo*

Clasificación AASHTO						
Estratos	(s.u.)	Estrato 1			Estrato 2	
Profundidad de ensayo	(m)	0.00	1.00	2.00	3.00	4.00
Pasante N°10	(%)	97.59			87.42	
Pasante N°40	(%)	80.42			54.34	
Pasante N°200	(%)	3.44			1.58	
Límite líquido (LL)	(%)	40.65			49.01	
Índice de plasticidad (PI)	(%)	7.85			-	
Índice de grupo (IG)	(s.u.)	0			0	
Clasificación AASHTO	(s.u.)	<b>A-3 (0)</b>			<b>A-3 (0)</b>	
Clasificación AASHTO	(s.u.)	<b>Arena fina</b>				
Clasificación SUCS						
Estratos	(s.u.)	Estrato 1			Estrato 2	
Profundidad de ensayo	(m)	0.00	1.00	2.00	3.00	4.00
Retenido N°3/8	(%)	0.00			0.00	
Retenido N°4	(%)	0.55			6.09	
Pasante N°4	(%)	99.45			93.91	
Retenido N°200	(%)	96.56			98.42	
Pasante N°200	(%)	3.44			1.58	
Coefficiente de uniformidad (Cu)	(s.u.)	3.0			7.0	
Coefficiente de curvatura (Cc)	(s.u.)	0.9			0.7	
Índice de plasticidad (PI)	(%)	7.85			-	
Clasificación SUCS	(s.u.)	<b>SP</b>			<b>SP</b>	
Clasificación SUCS	(s.u.)	<b>Arena mal graduada</b>				

### ***Resultados del Ensayo de Gravedad Específica***

- **Procedimiento del ensayo**

Para determinar la gravedad específica del suelo, se coloca la muestra en el picnómetro y se pesa, ver Figura 66-a, luego se añade agua destilada llenando el cuerpo volumétrico hasta tres cuartos de su capacidad, posteriormente se extrae el aire contenido en la muestra con la ayuda de la bomba de vacío, como se observa en la

Figura 66-b, se pesa el picnómetro con la muestra y se toma la temperatura, mirar Figura 66-c, finalmente se pesa el picnómetro vacío y seco; dicho procedimiento se lo realiza con cada una de las muestras extraídas por cada estrado en el ensayo de penetración estándar (SPT).

### Figura 66

*Picnómetro a), extracción de aire b) y toma de temperatura c)*



#### • Síntesis de resultados

De los tres sondeos realizados en el ensayo de penetración estándar (SPT), se extrajo muestras las cuales luego de ser sometidas al ensayo ASTM D854, descrito en el Apéndice 0 del Capítulo 2, se determinó el valor de gravedad específica y los resultados se detallan en la Tabla 50.

**Tabla 50**

*Resumen de los resultados del ensayo de gravedad específica*

Profundidad Z (m)	Sondeo: 1 GE (g/cm <sup>3</sup> )	Sondeo: 2 GE (g/cm <sup>3</sup> )	Sondeo: 3 GE (g/cm <sup>3</sup> )	Promedio GE (g/cm <sup>3</sup> )
0.00	2.57	2.53	2.48	2.52
1.00	2.67	2.62	2.55	2.61
2.00	2.71	2.65	2.58	2.65
3.00	2.62	2.55	2.49	2.55
4.00	-	2.62	2.64	2.63

### Resultados del Ensayo de Densidad Aparente

- **Procedimiento del ensayo**

Para determinar la densidad aparente del suelo, basta con hacer uso de las leyes físicas como lo es la densidad, resultante la división entre la masa del cuerpo dividido para el volumen de un recipiente específico, la descripción del ensayo se expresa en el Apéndice 0 del Capítulo 2, dicho ensayo se muestra en la Figura 67.

#### Figura 67

*Recipiente con agua a) y recipiente con muestra b)*



- **Síntesis de resultados**

Los resultados obtenidos de este ensayo se presentan en la Tabla 51, en la cual se detallan los diversos valores a distinta profundidad.

**Tabla 51**

*Resumen de los resultados del ensayo de densidad aparente*

Profundidad	Sondeo: 1	Sondeo: 2	Sondeo: 3	Promedio
Z (m)	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )
0.00	1.41	1.38	1.27	1.36
1.00	1.58	1.60	1.62	1.60
2.00	1.41	1.80	1.79	1.66
3.00	1.30	1.53	1.55	1.46
4.00	-	1.42	1.41	1.41

### **Resultados del Ensayo Esclerométrico**

- **Procedimiento del ensayo**

Utilizando el ensayo del esclerómetro se determinó la resistencia a la compresión del hormigón y del mortero in situ del “Hospital San Luis de Otavalo”, el equipo empleado para la ejecución del ensayo pertenece a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, en la Figura 68 se observa el esclerómetro y su uso en la edificación, el procedimiento que se llevó a cabo está normado en la norma ASTM C805, la cual está detallada en el Apéndice 0 del Capítulo 2 del presente trabajo.

#### **Figura 68**

*Empleo del esclerómetro a) y esclerómetro b)*



- **Síntesis de resultados de elementos de hormigón (vigas)**

Los resultados del ensayo de esclerometría de los elementos estructurales tipo viga se evidencian en la Tabla 52, los valores resultantes de resistencia a la compresión “ $f'c$ ”, se obtuvieron de la extrapolación de la gráfica del equipo presentada en la Figura 69, tanto en la posición “C” (cuando el esclerómetro se ubica debajo del elemento estructural), como de la posición “A” (cuando el esclerómetro se ubica perpendicular al eje del elemento estructural). En el (Anexo E) se puede apreciar los datos adquiridos en campo, correspondientes a los rebotes del esclerómetro en los diferentes elementos estructurales analizados, tanto en vigas de hormigón armado, como en el mortero de unión de los mampuestos.



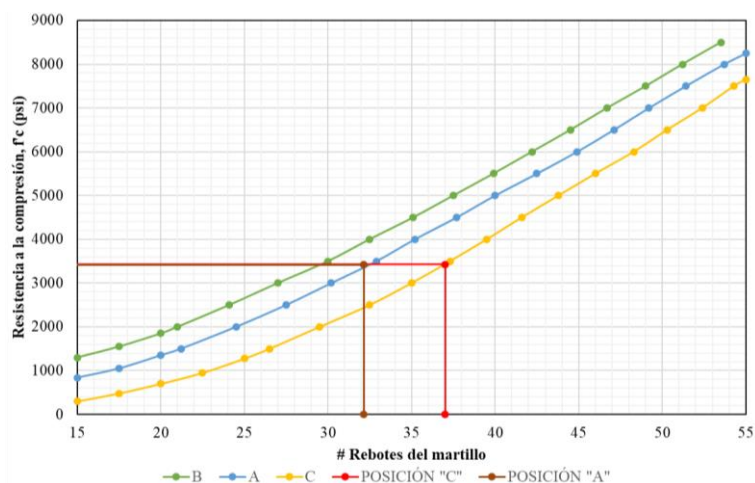
**Tabla 52**

Resumen de los resultados del ensayo de esclerometría de vigas

Posición (s.u.)	Rebotes parciales			Rebotes promedio (#)	f'c parcial (kgf/cm <sup>2</sup> )	f'c promedio	
	(#)	(#)	(#)			(kgf/cm <sup>2</sup> )	(MPa)
C	37.08	36.93	37.03	37.01	240.81	240.63	24.55
A	32.20	32.77	31.46	32.14	240.46		

**Figura 69**

Curva de interpretación de esclerometría en vigas



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 240kgf/cm<sup>2</sup>, además siguiendo las recomendaciones de los fabricantes del equipo se asume un factor de seguridad de 0.90, mediante la Ecuación 40.

$$f'c = \varphi * f'c_{esclerometro}$$

Ecuación 40

Donde:

$f'c$  = resistencia del material homogenizado,

$\varphi$  = factor de seguridad recomendado por los fabricantes (0.90) y

$f'c_{esclerometro}$  = resistencia del material registrada por el esclerómetro.

$$f'c = 0.9 * 240 \approx 210 \text{kgf/cm}^2$$

El valor homogenizado de la resistencia a compresión es de  $210\text{kgf/cm}^2$  presente en elementos de hormigón tipo vigas del “Hospital San Luis de Otavalo”.

- **Síntesis de resultados en el mortero de cal (mampostería)**

Los resultados del ensayo de esclerometría aplicados al mortero de unión de mampuestos de ladrillo tipo cal se detallan en la Tabla 53, los valores resultantes de resistencia a la compresión “ $f'_{cr}$ ”, se obtuvieron de la extrapolación de la gráfica del equipo presentada en la Figura 70, solo se pudo ensayar al mortero en la posición “C”. El mortero de unión tiene un espesor de 1.50cm uniendo aparejos de hasta tres ladrillos en dirección transversal al eje del muro, en el (Anexo E) se puede apreciar los datos adquiridos en campo, correspondientes al mortero.

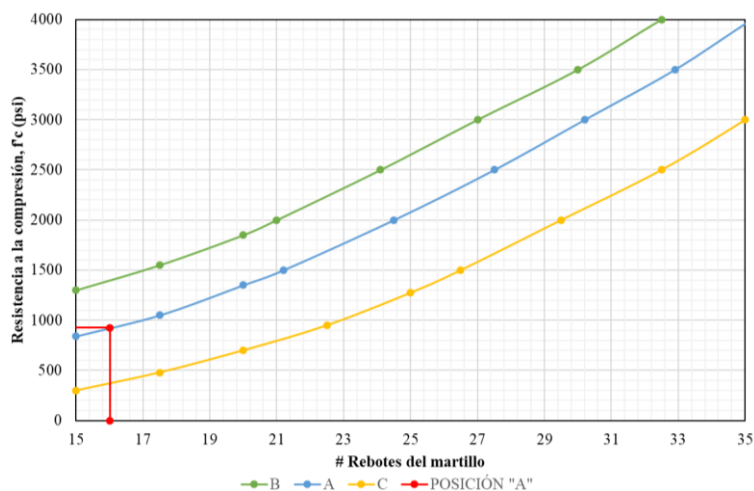
**Tabla 53**

*Resumen de los resultados del ensayo de esclerometría del mortero*

Posición (s.u.)	Rebotes parciales				Rebotes promedio (#)	$f'_{cr}$ promedio	
	(#)	(#)	(#)	(#)		( $\text{kgf/cm}^2$ )	(MPa)
C	16.25	15.96	15.91	15.96	16.02	65.04	6.64

**Figura 70**

*Curva de interpretación de esclerometría en el mortero*



De igual forma para homogenizar la resistencia del mortero para fines de cálculo se opta por tomar el valor de la resistencia característica aparente a la compresión uniaxial de  $65\text{kgf/cm}^2$ , además siguiendo las recomendaciones de los fabricantes del equipo se asume un factor de seguridad de 0.90, la Ecuación 40 determina el valor de la resistencia a la compresión del mortero de unión de los mampuestos que conforman el hospital.

$$f'c = 0.9 * 65 \approx 55\text{kgf/cm}^2$$

El valor homogenizado de la resistencia a compresión es de  $55\text{kgf/cm}^2$  presente en el mortero de unión de los mampuestos de la estructura de análisis

Utilizando el ensayo del esclerómetro se determinó la resistencia a la compresión del hormigón endurecido y del mortero de unión de los mampuestos de ladrillo in situ del “Hospital San Luis de Otavalo”.

Los resultados de este ensayo debían ser validados con la resistencia obtenida a partir de la extracción de núcleos de los elementos analizados, sin embargo, debido a las limitaciones de ensayos destructivos en la edificación al ser un bien inmueble hospitalario y patrimonial, se tuvo como única herramienta de análisis el ensayo de esclerometría.

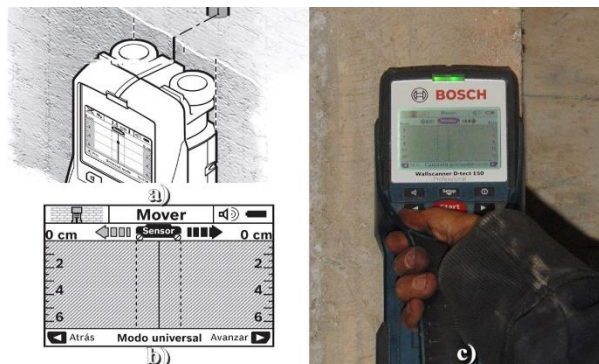
### ***Resultados del Ensayo del Pachómetro***

- **Procedimiento del ensayo**

Para la ejecución del ensayo empleando el pachómetro o detector de metales, se procede a limpiar la superficie, liberándola de imperfecciones, luego se desliza el pachómetro sobre el elemento estructural marcando el sitio donde detecte la presencia de metal, como se evidencia en la Figura 71, los lineamientos detallados del ensayo se mencionan en el Apéndice 0 del Capítulo 2.

**Figura 71**

Guía del pachómetro a), pantalla del equipo b) y uso del equipo c)



Nota: Esta figura es extraída de (Bosch, 2018) y editada por los autores.

“El aparato de medición ha sido diseñado para localizar objetos en paredes, techos y suelos. Dependiendo del estado y tipo del material base es posible detectar objetos de metal, vigas de madera, tubos de plástico, tuberías y cables” (Bosch, 2018).

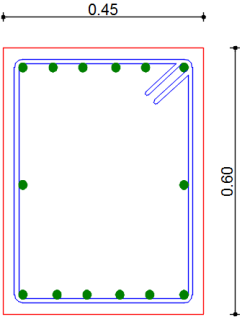
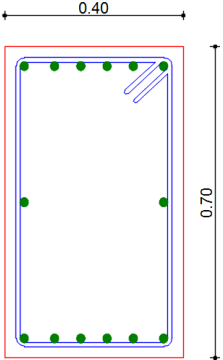
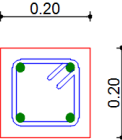
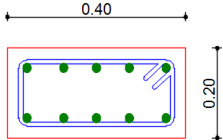
• **Síntesis de resultados**

Luego de analizar un total de 46 vigas, se identificó 6 tipos de secciones y la distribución de acero de refuerzo de dichos elementos estructurales, ver Tabla 54.

**Tabla 54**

*Resumen de los resultados del ensayo del pachómetro en vigas*

N° de vigas	Detalle del armado	N° de vigas	Detalle del armado
<b>Planta baja</b>			
33	<p>• 8Ø14mm ○ 1EØ8mm @10cm y 20cm</p>	6	<p>• 12Ø16mm ○ 1EØ12mm @10cm y 20cm</p>

N° de vigas	Detalle del armado	N° de vigas	Detalle del armado
8	 <p>           ● 14Ø18mm            ○ 1EØ12mm @10cm y 20cm         </p>	7	 <p>           ● 14Ø18mm            ○ 1EØ12mm @10cm y 20cm         </p>
<b>Planta alta</b>			
12	 <p>           ● 4Ø12mm            ○ 1EØ8mm @15cm         </p>	7	 <p>           ● 10Ø18mm            ○ 1EØ12mm @10cm y 20cm         </p>

### Resultados del Ensayo de Compresión de Ladrillos

- **Procedimiento del ensayo**

Para realizar el ensayo de compresión de ladrillo se sigue el procedimiento descrito en la norma NTE INEN 294 situada en el Apéndice 0 del Capítulo 2, dicho ensayo fue ejecutado en el “Laboratorio de Mecánica de Suelos” de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, ver la Figura 72.

#### Figura 72

Ladrillos a), recubrimiento con mortero b) y máquina de compresión c)



Para la selección de los mampuestos a ensayar se conocía que el “Hospital San Luis de Otavalo” fue construido en dos diferentes etapas, es por ello que se decidió escoger ejemplares tanto de la planta baja como de la planta alta, los mismos que tenían diferentes dimensiones (38x17x7cm y 33x16x6cm respectivamente) como se puede observar en la Figura 72-a, una vez que fueron etiquetados se procedió a recubrir las bases con mortero para eliminar imperfecciones de superficie, ver Figura 72-b y finalmente se les sometió a compresión simple, ver Figura 72-c.

- **Síntesis de resultados**

Se realizó el ensayo en un total de 5 ladrillos extraídos de los muros de la planta baja y 6 de la planta alta, los resultados son presentados en la Tabla 55.

**Tabla 55**

*Resumen de los resultados del ensayo de compresión de ladrillos*

Muestra (#)	Dimensiones l (mm)	a (mm)	Peso (kg)	Densidad (g/cm <sup>3</sup> )	Área (mm <sup>2</sup> )	Carga de rotura (kgf)	Resistencia a la compresión f <sup>'u</sup> (kgf/cm <sup>2</sup> )	(MPa)
<b>Ladrillos de la planta baja</b>								
1	183.50	182.50	3.41	1.59	33488.75	16543.40	49.40	4.84
2	189.00	187.50	3.74	1.58	35437.50	14339.20	40.46	3.97
3	186.00	184.50	3.74	1.88	34317.00	15602.40	45.47	4.46
4	185.00	181.50	3.98	1.64	33577.50	15714.60	46.80	4.59
5	191.00	175.00	4.50	1.82	33425.00	15794.40	47.25	4.63
<b>Media</b>	186.90	182.20	3.87	1.70	34049.15	15598.80	<b>45.88</b>	<b>4.50</b>
<b>Ladrillos de la planta alta</b>								
1	164.00	152.00	2.35	1.45	24928.00	8557.80	34.33	3.36
2	157.50	154.50	2.26	1.45	24333.75	7639.45	31.39	3.08
3	161.50	153.50	2.04	1.43	24790.25	8758.74	35.33	3.46
4	161.00	151.50	2.23	1.55	24391.50	9371.00	38.42	3.77
5	163.00	157.50	2.48	1.70	25672.50	8089.80	31.51	3.09
6	159.00	150.00	2.39	1.67	23850.00	8155.80	34.20	3.35
<b>Media</b>	161.00	153.17	2.29	1.54	24661.00	8428.77	<b>34.20</b>	<b>3.35</b>

Los ladrillos de los muros de la planta baja tienen un valor de resistencia última a la compresión " $f'u$ " igual a 4.50MPa (45.88kgf/cm<sup>2</sup>) y los ladrillos de la planta alta tienen un valor " $f'u$ " de 3.35MPa (34.20kgf/cm<sup>2</sup>), de acuerdo a la norma NTE INEN 297.

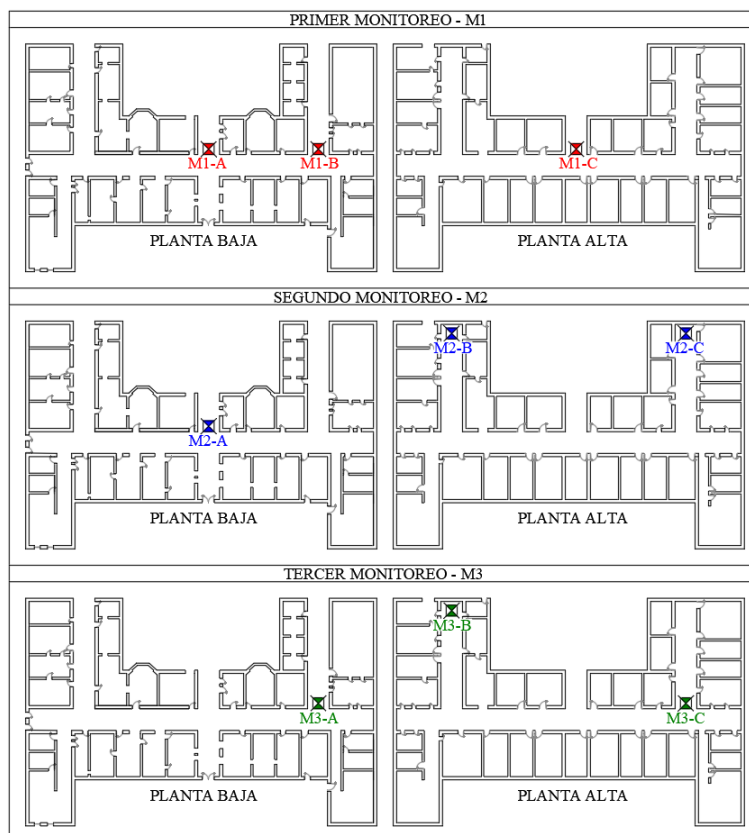
### **Resultados de las Propiedades Dinámicas con Acelerómetros**

- **Procedimiento del ensayo**

Las indicaciones para el ensayo de propiedades dinámicas se exponen en el Apéndice 0 del Capítulo 2. La práctica se realizó usando acelerómetros para la obtención de señales digitales en base a mediciones de vibraciones ambientales Figura 73, que consecuentemente dichas señales de aceleración fueron tratadas con la finalidad de obtener el periodo fundamental de la estructura.

### **Figura 73**

*Ubicación de los acelerómetros en el "Hospital San Luis de Otavalo"*



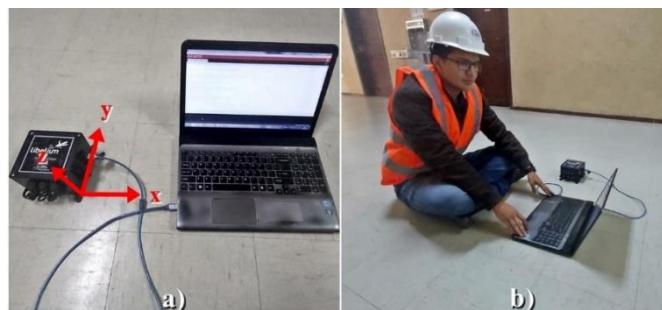
Para el presente trabajo se utilizó un equipo de la marca española “Libelium®” integrado de un sensor de aceleración de marca “Waspote Plug & Sense®”, los sensores de aceleración registran datos en los tres ejes generales (X, Y, Z), que tienen la capacidad de registrar aceleraciones de ( $\pm 2g$ ,  $\pm 4g$ ,  $\pm 8g$ ) respectivamente y su frecuencia de muestreo es de 0.1 a 50Hz.

Para la ejecución del ensayo se monitoreo tres veces a la estructura de análisis, en cada monitoreo se ensayó con tres acelerómetros en el mismo lapso de tiempo de toma de datos, por lo tanto, se obtuvo un total de nueve registros, las ubicaciones específicas de los sitios donde se emplazaron los sensores se indica en la Figura 73.

Una vez definidos los sitios donde se van a ubicar los acelerómetros se instala al equipo en condiciones óptimas, procurando que gravite sobre una superficie plana y que se encuentre fija la base al diafragma de análisis, de manera que se reduzca los factores que puedan generar ruido, además se debe considerar el sentido de los ejes del sensor de manera que coincida con los ejes definidos de la edificación, como se puede apreciar en la Figura 74-a. Cada monitoreo duró 10 minutos, en el caso particular del presente estudio en el hospital se realizó en un horario poco concurrido de usuarios, ver Figura 74-b, ya que la presencia de instrumentos técnicos dentro de las instalaciones de una casa de salud genera preocupación e inseguridad.

### Figura 74

*Ejes del acelerómetro a) y toma de registro de aceleraciones b)*





- **Tratamiento de datos**

A cada uno de los nueve registros de aceleraciones se los descompuso en sentido “X” y en sentido “Y”, luego se cargaron los registros al programa computacional SeismoSignal®, a continuación, se detalla los parámetros ingresados en el software.

Se establecieron los parámetros de entrada del archivo, ilustrado en la Figura 75, donde se define que se tiene un único valor de aceleración por línea de registro y que sus unidades están en mili – gravedades, además se detalla que los datos válidos se encuentran desde la primera línea de registro y el intervalo de tiempo es de 0.02 segundos, rango aceptado para frecuencias causadas por vibraciones ambientales que oscilan los 10Hz.

**Figura 75**

*Parámetros iniciales para el archivo de datos en SeismoSignal®*

The screenshot shows the 'Input File Parameters' dialog box with the following settings:

- First Line: 1
- Last Line: 30107
- Time Step dt: 0.02
- Scaling Factor: 1.0
- Acceleration Unit: mill-g
- Velocity Unit: cm/sec
- Displacement Unit: cm
- Change Units button
- Single Acceleration value per line (selected)
- Time & Acceleration values per line
- Multiple Acceleration values per line
- SMC Format
- PEER NGA Format
- Acceleration Column: 2
- Time Column: 1
- Frequency: 1
- Initial Values Skipped: 2
- Buttons: OK, Cancel, Help, Program Defaults, Set As Default
- Acceleration File list:
  - X -49
  - X -49
  - X -50
  - X -52
  - X -50
  - X -49
  - X -50
  - X -46
  - Y -53
- Status bar: Line:1 Pos:0

Una vez ingresado el archivo de datos en el software de análisis, se procedió a configurar los parámetros del filtro para depurar la señal y realizar una corrección de línea base. El filtro adoptado en el presente trabajo es tipo “Butterworth” y su

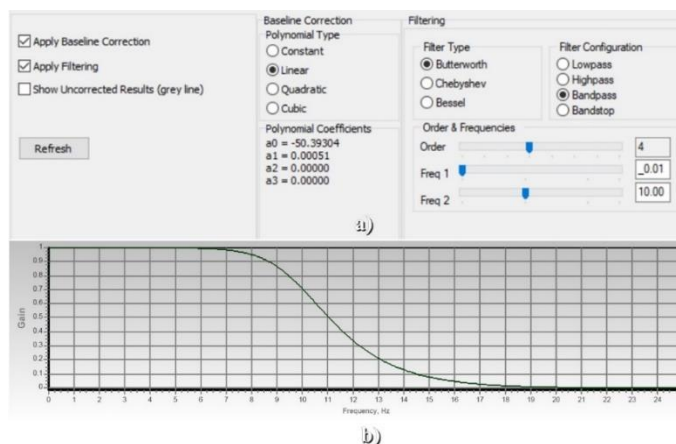
configuración es “paso de banda orden 4” descrita en la Tabla 35 del Apéndice 0 del Capítulo 2, ver la Figura 76-a.

Los límites del filtro de la señal se establecen dentro del rango de frecuencias esperadas para la estructura, para evitar el “aliasing” (solapamiento o enmascaramiento) de las señales es necesario asegurarse que la frecuencia de muestreo debe ser al menos dos veces mayor que el ancho de banda de la señal (mayor frecuencia esperada).

En el caso de estudio la frecuencia esperada de acuerdo con (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015) mediante el “Método 1” para la determinación del periodo fundamental de vibración de la estructura detallados en el Capítulo 5 es de 0.195seg es decir presenta una frecuencia de 5.13Hz; por lo cual se usa un límite de frecuencia máxima de 10Hz por ser el valor máximo de registros de aceleraciones ocasionadas por vibraciones naturales y un límite inferior de 0.01Hz, luego de aplicar dichos valores de filtrado se presenta una curva de atenuación como se muestra en la Figura 76-b.

### Figura 76

*Configuración de filtro a) y corrección de línea base b)*

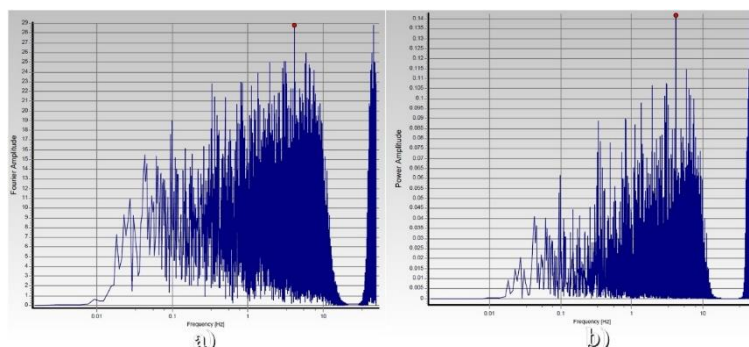


El procesamiento de las señales registradas por los acelerómetros y analizadas por el software SeismoSignal® da como resultado el espectro de Fourier, ver Figura 77-

a y el espectro de potencia, ver Figura 77-b, en dichos espectros se identifica el pico de mayor amplitud y la frecuencia correspondiente, así como el periodo respectivo.

**Figura 77**

*Monitoreo M1 – A sentido “X”: espectro de Fourier a) y de potencia b)*



- **Síntesis de resultados**

La Tabla 56 muestra los resultados de las frecuencias y los periodos fundamentales de la estructura obtenidos de cada uno de los registros de señales captadas por el acelerómetro.

**Tabla 56**

*Resumen de las propiedades dinámicas de la estructura*

N° Monitoreo	Lugar	Sentido “X”		Sentido “Y”			
		(s.u.)	(s.u.)	Frecuencia (Hz)	Periodo (seg)	Frecuencia (Hz)	Periodo (seg)
Monitoreo 1	A			5.972	0.167	7.152	0.140
	B			6.790	0.147	8.287	0.121
	C			6.192	0.162	7.265	0.138
Monitoreo 2	A			6.020	0.166	7.277	0.137
	B			6.506	0.154	8.177	0.122
	C			6.314	0.158	8.028	0.125
Monitoreo 3	A			6.044	0.165	8.234	0.121
	B			6.917	0.145	7.802	0.128
	C			6.421	0.156	7.110	0.141
<b>Promedio</b>			<b>6.337</b>	<b>0.158</b>	<b>7.675</b>	<b>0.130</b>	

Ya que la muestra del periodo fundamental de vibración es pequeña es necesario depurar los valores obtenidos, rectificando la existencia de algún dato sesgado en los resultados por la participación representativa en la calibración del modelo analítico; para depurar los datos es necesario determinar la desviación estándar de la muestra, con la Ecuación 41 y Ecuación 42.

$$\sigma_s = \sqrt{\frac{\sum_i^N (X_i - \bar{X})^2}{N - 1}} \quad \text{Ecuación 41}$$

$$\text{límites} = \bar{X} \pm \sigma_s \quad \text{Ecuación 42}$$

Donde:

$\sigma_s$  = desviación estándar de la muestra,

$X_i$  = elementos de la muestra,

$\bar{X}$  = promedio de los elementos de la muestra y

$N$  = número de elementos totales.

A partir de la Ecuación 41, se calcula la respectiva variación estándar de la muestra tanto para el sentido "X" como el "Y" y luego empleando la Ecuación 42 se presentan los valores de los límites de la muestra depurada.

$$\sigma_{sx} = \sqrt{\frac{0.005}{8}} = \pm 0.008$$

$$\text{límites}_x = 0.158 \pm 0.008 = 0.150; 0.166$$

$$\sigma_{sy} = \sqrt{\frac{0.0006}{8}} = \pm 0.008$$

$$\text{límites}_y = 0.130 \pm 0.008 = 0.122; 0.139$$

Con los límites mencionados anteriormente se verifica la existencia de valores sesgados en la muestra empleada, por lo tanto, se desprecian los valores que se encuentran fuera de los rangos límites y se determina el valor promedio resultante para

el resultado del periodo de vibración de la estructura de análisis en cada uno de los sentidos, los resultados normalizados se detallan en la Tabla 57.

**Tabla 57**

*Resultados normalizados de las propiedades dinámicas de la estructura*

N° Monitoreo (s.u.)	Lugar (s.u.)	Sentido "X"		Sentido "Y"	
		Frecuencia (Hz)	Periodo (seg)	Frecuencia (Hz)	Periodo (seg)
Monitoreo 1	A	-	-	-	-
	B	-	-	-	-
	C	6.192	0.162	7.265	0.138
Monitoreo 2	A	-	-	7.277	0.137
	B	6.506	0.154	8.177	0.122
	C	6.314	0.158	8.028	0.125
Monitoreo 3	A	6.044	0.165	-	-
	B	-	-	7.802	0.128
	C	6.421	0.156	-	-
<b>Promedio</b>		<b>6.291</b>	<b>0.159</b>	<b>7.691</b>	<b>0.130</b>

El periodo fundamental del "Hospital San Luis de Otavalo" mediante el ensayo de propiedades dinámicas con el uso de acelerómetros para el sentido "X" es de 0.159seg, mientras que para el sentido "Y" es de 0.130seg. Los resultados expresados anteriormente son producto del análisis experimental de la casa de salud de la ciudad de Otavalo en las condiciones existentes, los mismos que serán un punto de comparación en el Capítulo 5, con los resultados obtenidos a partir del modelo computacional bajo un software de diseño y análisis de estructuras.

## Capítulo IV

### Diagnóstico de Vulnerabilidad Sísmica

En este capítulo se describen los procedimientos llevados a cabo para obtener un diagnóstico de la vulnerabilidad sísmica del “Hospital San Luis de Otavalo”, los métodos para realizar estudios de vulnerabilidad son muy variados tanto en parámetros a evaluar como en metodologías a seguir, sin embargo, en el presente trabajo se desarrollará en base a dos metodologías que son: método de carácter cualitativo FEMA P – 154 y método de carácter cuantitativo Benedetti y Petrini.

Debido a que la mayor parte del territorio ecuatoriano está ubicado en zonas de alto peligro sísmico, las edificaciones de la mayoría de ciudades tienen grandes posibilidades de sufrir daños frente a un evento sísmico, es por ello que es importante tener en cuenta que en estas zonas existen edificaciones llamadas esenciales que no podrán parar sus actividades luego de un terremoto y es vital determinar la vulnerabilidad sísmica para prevenir y mitigar el daño en ellas, por esta razón es de vital importancia manejar gestiones para reforzamientos o mantenimientos, a fin de reducir notablemente pérdidas humanas y materiales.

#### **Descripción del Método FEMA P – 154**

La (Guía práctica para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, 2015), describe el procedimiento para la evaluación visual rápida de peligro sísmico para edificaciones existentes basada en FEMA P – 154. La guía propone tres categorías de estructuras vulnerables:

- Edificios con baja vulnerabilidad sísmica.
- Edificios con media vulnerabilidad sísmica.
- Edificios con alta vulnerabilidad sísmica (los cuales necesitan un estudio más detallado, realizado por un ingeniero experto en diseño estructural).

El procedimiento no requiere ningún análisis estructural y la inspección requerirá únicamente identificar el sistema estructural y recopilar datos para completar el formulario descrito en la Figura 78.

El principal objetivo de la evaluación es identificar las edificaciones con alta vulnerabilidad frente a eventos sísmicos, para marcar una línea base e iniciar estudios y análisis más detallados, con la finalidad de implementar programas de mitigación de riesgos, inventarios detallados de estructuras, entre otros.

La (Guía práctica para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, 2015) establece que para aplicar el método FEMA P – 154 se deben considerar los siguientes aspectos:

- Elaborar un presupuesto referencial del proyecto que será evaluado.
- Realizar un reconocimiento del sitio donde se va a implementar la evaluación.
- Aplicar adecuadamente el formulario que se utiliza para realizar la evaluación.
- Capacitar al personal encargado de realizar la evaluación.
- Revisar previamente información disponible, como planos arquitectónicos y estructurales de la edificación, lo cual facilitará la inspección de campo.
- Visitar el sitio para verificar la información de los planos y recabar información como: forma de la edificación (planta y elevación), tipo de ocupación, sistema estructural, área y año de construcción, además evidenciar las observaciones con un anexo fotográfico.

Una vez obtenida la información de la estructura de análisis, se procede a llenar el formulario que se muestra en la Figura 78, el mismo que es propuesto por la (Guía práctica para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, 2015), en conformidad con la metodología de carácter cualitativa FEMA P – 154.

Figura 78

Formulario: Evaluación visual de vulnerabilidad sísmica de edificaciones

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES													
ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN	<b>DATOS DE LA EDIFICACIÓN:</b>												
	Nombre del Edificio:												
	Dirección:												
	Sitio de referencia:												
	Tipo de uso:												
	<b>DATOS CONSTRUCCIÓN:</b>												
	No. Pisos:												
	Área construida (m2):												
	Año de construcción:												
	Año de remodelación:												
<b>DATOS DEL PROFESIONAL:</b>													
Nombre del evaluador:													
Ci:													
Registro SENESCYT:													
Fecha de inspección:													
<b>FOTOGRAFÍA:</b>													
FOTOGRAFÍA													
<b>TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL</b>													
Madera	W1	Hormigón armado prefabricado										PC	
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico de acero laminado										S1	
Mampostería reforzada	RM	Pórtico de acero laminado con diagonales										S2	
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX	Pórtico de acero doblado en frío										S3	
Pórtico de H.A.	C1	Pórtico de acero laminado con muros estruc. de H.A.										S4	
Pórtico de H.A. con muros estructurales	C2	Pórtico de acero con paredes de mampostería										S5	
Pórtico de H.A. con mampostería confinada sin refuerz	C3												
<b>PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S</b>													
<b>TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL</b>	<b>W1</b>	<b>URM</b>	<b>RM</b>	<b>MX</b>	<b>C1</b>	<b>C2</b>	<b>C3</b>	<b>PC</b>	<b>S1</b>	<b>S2</b>	<b>S3</b>	<b>S4</b>	<b>S5</b>
<b>PUNTAJE BÁSICO</b>	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2
<b>ALTURA DE LA EDIFICACIÓN</b>													
Baja altura (menor a 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana altura (de 4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8
<b>IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN</b>													
Irregularidad vertical	-2.5	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
<b>CÓDIGO DE LA CONSTRUCCIÓN</b>													
Pre-código (antes de 1977) o auto construcción	0	-0.2	-1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.8	-1	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2
Construido en etapa de transición (entre 1977-2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Post-código moderno (construido a partir de 2001)	1	N/A	2.8	1	1.4	2.4	1.4	1	1.4	1.4	1	1.6	1
<b>TIPO DE SUELO</b>													
Tipo de suelo C	0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Tipo de suelo D	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4
Tipo de suelo E	0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8
<b>PUNTAJE FINAL, S=</b>													
<b>GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA</b>													
<b>S ≤ 2</b>	Alta vulnerabilidad												
<b>2 &lt; S &lt; 2.5</b>	Media vulnerabilidad												
<b>S ≥ 2.5</b>	Baja vulnerabilidad										Firma responsable de evaluación		
<b>OBSERVACIONES:</b>													

Nota: Esta figura es extraída de la (Guía práctica para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, 2015) y editada por los autores.



### **Análisis de la Vulnerabilidad Mediante el Método FEMA P – 154**

El análisis de vulnerabilidad del “Hospital San Luis de Otavalo” se realizó aplicando el formato FEMA P – 154 con las consideraciones establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción. A continuación, se describen los parámetros usados:

- **Región de sismicidad:**

Región de alta sismicidad (para todo el hospital), de acuerdo a la NEC – 15.

- **Tipología del sistema estructural:**

Mampostería sin refuerzo (URM), ya que consta conformada de muros de paredes portantes de ladrillo, sin refuerzo de varillas de acero.

- **Altura de la edificación:**

El hospital es una construcción de 2 pisos, con altura de parcial por piso de 4.20m y total 8.40m.

- **Irregularidad de la edificación:**

La casa de salud presenta una irregularidad en planta debido a que su construcción se desarrolla en pabellones a dos aguas que se van armando a manera de una letra “H”; mientras que en elevación no presenta ninguna irregularidad, ya que mantiene el plomo en todos sus muros portantes.

- **Código de construcción:**

El “Hospital San Luis de Otavalo” fue construido en 1925 de manera que para dicho año Ecuador no contaba con una normativa técnica para la construcción.


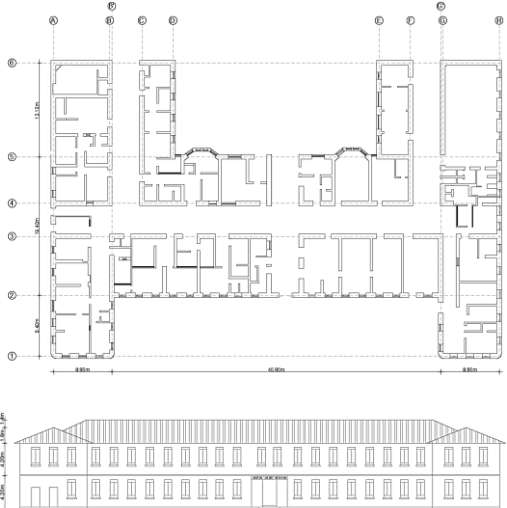
- **Tipo de suelo:**

El hospital gravita sobre un suelo “Tipo D”, detallado en el Capítulo 3.

A continuación, en la Figura 79 se presenta el formulario de la evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica aplicado en el “Hospital San Luis de Otavalo”.

Figura 79

Formulario FEMA P – 154 del “Hospital San Luis de Otavalo”

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES													
<b>DATOS DE LA EDIFICACIÓN:</b>													
<b>Nombre del Edificio:</b>		Hospital San Luis de Otavalo											
<b>Dirección:</b>		Provincia: Imbabura Cantón: Otavalo Calles: Sucre y Estados U.											
<b>Latitud:</b>		0.233479											
<b>Longitud:</b>		-78.25965											
<b>DATOS CONSTRUCCIÓN:</b>													
<b>No. Pisos:</b>		2											
<b>Área construida (m2):</b>		3780											
<b>Planta baja (m2):</b>		1890											
<b>Planta alta (m2):</b>		1890											
<b>Año de construcción:</b>		1925											
<b>Año de remodelación:</b>		1978											
<b>DATOS DEL PROFESIONAL:</b>													
<b>Nombre del evaluador:</b>		Kevin Rodrigo Martínez Lara											
<b>CI:</b>		1004015234											
<b>Registro SENESCYT:</b>		N/A											
<b>Telf:</b>		0979178509											
<b>Fecha de inspección:</b>		8/11/2019											
<b>FOTOGRAFÍA:</b>													
													
<b>ESQUEMA ESTRUCTURAL EN ELEVACIÓN</b>													
													
<b>TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL</b>													
Madera	W1	Hormigón armado prefabricado										PC	
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico de acero laminado										S1	
Mampostería reforzada	RM	Pórtico de acero laminado con diagonales										S2	
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX	Pórtico de acero doblado en frío										S3	
Pórtico de H.A.	C1	Pórtico de acero laminado con muros estruc. de H.A.										S4	
Pórtico de H.A. con muros estructurales	C2	Pórtico de acero con paredes de mampostería										S5	
Pórtico de H.A. con mampostería confinada sin refuerz	C3												
<b>PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S</b>													
<b>TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL</b>	<b>W1</b>	<b>URM</b>	<b>RM</b>	<b>MX</b>	<b>C1</b>	<b>C2</b>	<b>C3</b>	<b>PC</b>	<b>S1</b>	<b>S2</b>	<b>S3</b>	<b>S4</b>	<b>S5</b>
<b>PUNTAJE BÁSICO</b>	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2
<b>ALTURA DE LA EDIFICACIÓN</b>													
Baja altura (menor a 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana altura (de 4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8
<b>IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN</b>													
Irregularidad vertical	-2.5	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
<b>CÓDIGO DE LA CONSTRUCCIÓN</b>													
Pre-código (antes de 1977) o auto construcción	0.0	-0.2	-1.0	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.8	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2
Construido en etapa de transición (entre 1977-2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Post-código moderno (construido a partir de 2001)	1	N/A	2.8	1	1.4	2.4	1.4	1	1.4	1.4	1	1.6	1
<b>TIPO DE SUELO</b>													
Tipo de suelo C	0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Tipo de suelo D	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4
Tipo de suelo E	0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8
<b>PUNTAJE FINAL, S=</b>		<b>0.5</b>											
<b>GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA</b>													
<b>S ≤ 2</b>	Alta vulnerabilidad		X										
<b>2 &lt; S &lt; 2.5</b>	Media vulnerabilidad												
<b>S ≥ 2.5</b>	Baja vulnerabilidad												
Firma responsable de evaluación													
<b>OBSERVACIONES:</b>													
- La cimentación de piedra conforma la caja estructural donde se asientan todas las paredes de ladrillo, las mismas que se amarran ortogonalmente consolidando la edificación.													
- La estructura de madera de la cubierta, de pares tirantes y pendolones es la base de soporte al techado metálico tipo Galvalume.													

### **Síntesis de los Resultados Mediante el Método FEMA P – 154**

La Tabla 58, indica los valores establecidos para los indicadores del formulario establecido por la (Guía práctica para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, 2015) y bajo las recomendaciones de la metodología FEMA P – 154.

**Tabla 58**

*Resumen de los resultados del método FEMA P – 154*

<b>N°</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Descripción</b>	<b>Valor</b>
1	Tipo de sistema estructural	URM: mampostería sin refuerzo	1.8
2	Altura de la edificación	Baja altura: menor a 4 pisos	0
3	Irregularidad de la edificación	En elevación: ninguna	0
		En planta: forma de “H”	-0.5
4	Código de construcción	Pre-código: antes de 1977	-0.2
5	Tipo de suelo	Tipo D	-0.6
<b>Puntaje final, “S”</b>			<b>0.5</b>
<b>Grado de vulnerabilidad</b>			<b>Alta vulnerabilidad</b>

Al obtener el puntaje final, “ $S = 0.5$ ” y de acuerdo a los límites indicados en la Figura 79, es decir “ $S \leq 2$ ”, cataloga al “Hospital San Luis de Otavalo” con una “Alta vulnerabilidad sísmica”.

En la aplicación del manual de inspección rápida visual FEMA P – 154, la edificación patrimonial presenta una alta vulnerabilidad y requiere una evaluación especial, que permita eliminar las incertidumbres que este estudio presenta, necesario para proponer una rehabilitación estructural que en términos generales presenta un alto riesgo ante un evento sísmico. Además de identificar la alta vulnerabilidad que presenta el hospital, “los resultados de este proceso de evaluación sirven para: el diseño de programas de mitigación de riesgos sísmicos, inventario estructural para posibles rehabilitaciones, planes de emergencia durante y después de un evento sísmico entre otros” (Guía práctica para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, 2015).

### **Descripción del Método Benedetti y Petrini (Método Italiano)**

Es uno de los métodos más empleados actualmente para la determinación de la vulnerabilidad es el desarrollado por los investigadores Benedetti y Petrini, la metodología se presentó por primera vez en 1976, la misma que fue desarrollada en base a las observaciones del comportamiento de estructuras durante los terremotos en Italia, dicha metodología permite determinar el índice de vulnerabilidad sísmica de una estructura, éste método en principio fue desarrollado para edificaciones de mampostería debido a que son las estructuras predominantes en Italia.

#### ***Parámetros Para Determinar el Índice de Vulnerabilidad***

Los diseñadores del método Benedetti y Petrini (método italiano), han identificado once parámetros, considerados los más relevantes e influyentes en el daño que sufriría una edificación de mampostería no reforzada sujeta a la acción sísmica; siete de estos parámetros son subjetivos, mientras que los cuatro restantes se obtienen a partir de cálculos analíticos que aseguran versatilidad y agilidad a la hora de determinar el índice de vulnerabilidad (Yépez, Canas, & Barbat, 1995).

A continuación, se detallan los parámetros necesarios para completar el formulario para el análisis del índice de vulnerabilidad usando la metodología italiana.

- **Tipo y Organización del Sistema Resistente:**

Este parámetro pretende determinar la eficacia de la estructura existente prescindiendo del tipo de material, atendiendo los detalles como la existencia de vigas y columnas, y evaluando las conexiones entre los elementos de resistencia vertical, la unión de paredes y sus conexiones en juntas o esquinas, se enfatiza en la necesidad de tener en cuenta la presencia y eficacia de las conexiones entre los elementos resistentes verticales ortogonales, procurando de esta manera, considerar la posible

semejanza del comportamiento de la estructura analizada con el de una estructura ortogonal, cerrada, tipo cajón (Hurtado & Alba, 2008).

La importancia de buenos enlaces entre las paredes ayuda a evitar fallos fuera del plano de los paneles de mampostería que comúnmente colapsan en los terremotos. A continuación, en la Tabla 59 se presenta las cuatro posibles valoraciones.

**Tabla 59**

*Tipo y organización del sistema resistente*

Descripción	Valoración
Edificación de mampostería reforzada o confinada en todas las plantas. Presenta vigas y columnas de confinamiento en todas las plantas.	<b>A</b>
Edificación de mampostería que solo posee vigas de confinamiento sin columnas o columnas sin vigas de confinamiento o poseen vigas y columnas de confinamiento, pero no en todas las plantas.	<b>B</b>
Edificación de mampostería que no posee vigas y columnas de confinamiento en todas las plantas y que se encuentra constituido por paredes ortogonales bien ligadas.	<b>C</b>
Edificación que no posee vigas y columnas de confinamiento en todas las plantas, con paredes ortogonales no ligadas o mal ligadas.	<b>D</b>

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Yépez, Canas, & Barbat, 1995).

- **Calidad del sistema resistente:**

Mediante este parámetro se evalúa el tipo de mampostería utilizada, diferenciándola cualitativamente por su resistencia. La valoración se efectúa tomando en cuenta dos factores: el primero que es el tipo de material utilizado y la forma del mampuesto y el segundo que es la homogeneidad de dicho material y los elementos a lo largo de los paneles de la estructura (Yépez, Canas, & Barbat, 1995).

Las instrucciones propuestas por la metodología de Benedetti y Petrini aceptan hasta 18 tipologías diferentes de mampostería, que van desde piedra maciza con diferentes calidades de tallado y de ligamento entre las piezas, hasta bloques y ladrillos

de arcilla o de mortero – cemento, variando entre prefabricados, ladrillos cocidos, tipo de arcilla utilizada, existencia de un leve refuerzo, entre otros. A continuación, en la Tabla 60 se presenta las cuatro posibles valoraciones.

**Tabla 60**

*Calidad del sistema resistente*

Descripción	Valoración
Mampostería de ladrillo, bloque o piedra de buena calidad, unidades homogéneas, dimensiones constantes, óptima trabazón de piezas en todo el elemento y uso de mortero o ligamento de buena calidad.	<b>A</b>
Mampostería de ladrillo, bloque o piedra de media calidad, unidades no muy homogéneas, dimensiones variadas, correcta trabazón de piezas en todo el elemento y uso de mortero o ligamento con presencia de separaciones.	<b>B</b>
Mampostería de ladrillo, bloque o piedra de baja calidad, unidades heterogéneas, dimensiones diferentes, buena trabazón de piezas en todo el elemento y poco uso de mortero o ligamento.	<b>C</b>
Mampostería de ladrillo, bloque o piedra de pésima calidad, unidades muy irregulares, dimensiones excesivamente variadas, limitada trabazón de piezas en todo el elemento y sin mortero o ligamento.	<b>D</b>

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Yépez, Canas, & Barbat, 1995).

• **Resistencia convencional:**

Este parámetro evalúa el comportamiento estructural, mediante el coeficiente sísmico “C”, definido como la relación entre la fuerza máxima resistente horizontal y el peso del edificio, descrito en la Ecuación 43 (Yépez, Canas, & Barbat, 1995).

$$C = \frac{a_0 \tau_k}{q N} \sqrt{1 + \frac{q N}{1.5 a_0 \tau_k (1 + \gamma)}} \quad \text{Ecuación 43}$$

Donde:

$N$  = número de pisos del edificio

$\tau_k$  = resistencia a cortante de la mampostería, ver Tabla 61.

**Tabla 61***Resistencia a esfuerzos cortantes de varios materiales*

Tipo de material (s.u.)	Esfuerzo cortante " $\tau_k$ " (tonf/m <sup>2</sup> )
Ladrillo macizo, calidad regular	6 - 12
Ladrillo macizo, buena calidad	2
Piedra mal tallada	7 - 9
Piedra bien tallada	18
Bloque macizo, mortero – cemento	18
Mampostería nueva, ladrillo macizo	20
Mampostería nueva, bloque macizo	20
Mampostería nueva, ladrillo/bloque hueco	18

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Yépez, Canas, & Barbat, 1995).

Cuando los muros resistentes no siguen direcciones ortogonales "X" o "Y", sino que forman un ángulo " $\beta$ " diferente de cero con dichos ejes, los valores de " $A_x$ " y de " $A_y$ " se evalúan multiplicando dichas áreas por " $(\cos \beta)^2$ ". Como puede observarse, el valor " $q$ " es el peso promedio de un piso por unidad de superficie cubierta, como contribución tanto del peso de los paneles de mampostería como del peso del entrepiso, por lo tanto, el coeficiente sísmico es dividido para un valor constante " $C^*=0.4$ ", con el fin de normalizarlo (Yépez, Canas, & Barbat, 1995). A continuación, en la Tabla 62 se presenta las cuatro posibles valoraciones.

**Tabla 62***Resistencia convencional*

Descripción	Valoración
Estructuras con un valor de " $\alpha > 1$ "	<b>A</b>
Estructuras para valores comprendidos entre " $0.6 \leq \alpha < 1$ "	<b>B</b>
Estructuras para valores comprendidos entre " $0.4 \leq \alpha < 0.6$ "	<b>C</b>
Estructuras con un valor de " $\alpha < 0.4$ "	<b>D</b>

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Yépez, Canas, & Barbat, 1995).

- **Posición del edificio y de la cimentación:**

Este es un parámetro cualitativo que se lo determina mediante una inspección visual la influencia de la cimentación y del terreno donde se encuentra implantada la edificación. El análisis se discrimina mediante la consistencia del terreno, pendientes de la cimentación y a la presencia de terraplenes no equilibrados simétricamente (Yépez, Canas, & Barbat, 1995). En la Tabla 63 se presenta las cuatro posibles valoraciones.

**Tabla 63**

*Posición del edificio y de la cimentación*

Descripción	Valoración
Edificación cimentada sobre terreno estable con pendiente inferior al 10% y con todo el plano de cimentación a una misma cota, no existiendo además terraplenes de tierras no equilibradas.	<b>A</b>
Edificación cimentada sobre roca con pendiente entre el 10 y el 30% o sobre suelo blando con pendiente entre el 10 y 20%; la diferencia máxima entre las cotas de cimentación no supera 1m y existen terraplenes no equilibrados.	<b>B</b>
Edificación cimentada sobre suelo blando con pendiente entre el 20 y 30% o sobre terreno rocoso con pendiente entre el 30 y el 50%; la diferencia entre las cotas de cimentación no supera 1m y existen terraplenes no equilibrados.	<b>C</b>
Edificación cimentada sobre suelo blando con pendiente no menor al 30% o sobre terreno rocoso con pendiente no menor a 50%; la diferencia entre las cotas de cimentación supera 1m y existen terraplenes no equilibrados.	<b>D</b>

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Yépez, Canas, & Barbat, 1995).

- **Diafragmas horizontales:**

Este parámetro evalúa principalmente dos aspectos, que la rigidez del diafragma en el plano brinde las condiciones estructurales óptimas para su funcionamiento y resistencia; y que las conexiones entre el diafragma horizontal y los elementos verticales sean adecuadas (Hurtado & Alba, 2008). A continuación, en la Tabla 64 se presenta las cuatro posibles valoraciones para una estructura de mampostería propuestas por la metodología de Benedetti y Petrini.



**Tabla 64***Diafragmas horizontales*

Descripción	Valoración
Edificios con sistemas de diafragmas de cualquier naturaleza que satisfagan las tres condiciones siguientes: 1) Deformabilidad despreciable en el plano del diafragma. 2) Conexión eficaz entre el sistema de diafragma y panel. 3) Ausencia de planos a desnivel.	<b>A</b>
Edificios con sistemas de diafragmas como los del tipo A, pero no cumplen la condición 3.	<b>B</b>
Edificios con sistemas de diafragmas como los del tipo A, pero no cumplen las condiciones 1 y 3.	<b>C</b>
Edificios con sistemas de diafragmas de cualquier naturaleza, sin cumplir ninguna de las condiciones de los del tipo A.	<b>D</b>

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Yépez, Canas, & Barbat, 1995).

- **Configuración en planta:**

La forma y la disposición en planta de las estructuras son determinantes en su comportamiento antes excitaciones sísmicas. La asignación de la calificación posible depende de 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 " $a$ " y " $L$ " de la planta (Yépez, Canas, & Barbat, 1995). En la Tabla 65 se presenta las cuatro posibles valoraciones.

**Tabla 65***Configuración en planta*

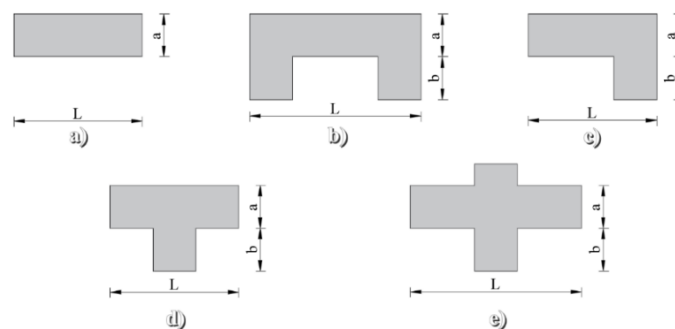
Descripción	Valoración
Estructura con " $\beta_1 \geq 0.8$ " o " $\beta_2 \leq 0.1$ "	<b>A</b>
Estructura con " $0.6 \leq \beta_1 < 0.8$ " o " $0.1 < \beta_2 \leq 0.2$ "	<b>B</b>
Estructura con " $0.4 \leq \beta_1 < 0.6$ " o " $0.2 < \beta_2 \leq 0.3$ "	<b>C</b>
Estructura con " $\beta_1 < 0.4$ " o " $0.3 < \beta_2$ "	<b>D</b>

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Yépez, Canas, & Barbat, 1995).

En la Figura 80 se presenta varios tipos de distribuciones en planta frecuentemente usados en el medio, ya que el presentar configuraciones con protuberancias excesivas pueden provocar problemas de torsión en planta y concentraciones de esfuerzos en las esquinas y en los elementos más alejados del centro de gravedad y rigidez, poniendo en grave riesgo a la estructura.

### Figura 80

*Tipos de configuración en planta*



*Nota:* Esta figura es extraída de (Yépez, Canas, & Barbat, 1995) y editada por los autores.

- **Configuración en elevación:**

Este parámetro evalúa la irregularidad en elevación en estructuras de mampostería que en su mayoría suele estar determinada por la presencia de torretas, cúpulas, porches, entre otros; en el caso de presentar dichas características la metodología propone identificar las dimensiones consideradas para los parámetros “H” y “T”, cuya relación está relacionada directamente con las características morfológicas de la estructura.

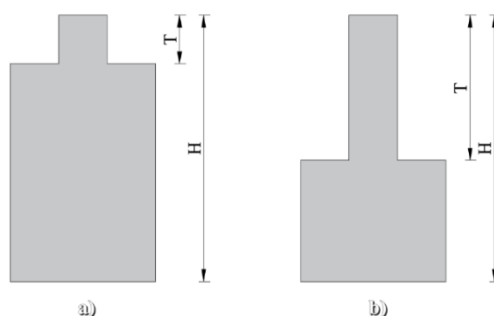
Adicionalmente, se consideran factores como la variación de la masa “ $\delta M$ ” entre pisos sucesivos “ $\pm \delta M / M(\%)$ ”, donde “M” es la masa del piso inferior, o también la variación entre superficies “ $\delta A$ ” de pisos consecutivos, especialmente para evaluar porches “ $\pm \delta A / A(\%)$ ”, donde “A” es la superficie del piso inferior (Yépez, Canas, & Barbat, 1995). En la Tabla 66 se presenta las cuatro posibles valoraciones.

**Tabla 66***Configuración en elevación*

Descripción	Valoración
Estructura con " $\pm\delta M / M < 10\%$ "	<b>A</b>
Estructura con área de porche menor al "10% o $10\% \leq \pm\delta M / M < 20\%$ "	<b>B</b>
Estructura con área de porche entre "10 y 20%; $\pm\delta M / M > 20\%$ o $T / H > 2 / 3$ "	<b>C</b>
Estructura con área de porche mayor al "20%; $\pm\delta M / M > 0\%$ o $T / H > 2 / 3$ "	<b>D</b>

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Yépez, Canas, & Barbat, 1995).

Se puede apreciar en la Tabla 66 que el método califica favorablemente la inexistencia de variaciones excesivas en la masa de dos pisos consecutivos o en la superficie del porche, es por ello que para una mejor evaluación se introduce el factor " $T/H$ " que toma en cuenta la variación de las dimensiones en altura de la edificación, como se puede apreciar en la Figura 81 (Yépez, Canas, & Barbat, 1995).

**Figura 81***Tipos de configuración en elevación*

*Nota:* Esta figura es extraída de (Yépez, Canas, & Barbat, 1995) y editada por los autores.

- **Espaciamiento máximo entre muros:**

Este parámetro considera el posible espaciamiento excesivo entre muros transversales a los muros principales. La clasificación se define en función del factor " $L/S$ ", donde " $L$ " es el espaciamiento máximo entre muros transversales y " $S$ " es el espesor del muro principal (Yépez, Canas, & Barbat, 1995). En la Tabla 67 se presenta las cuatro posibles valoraciones.

**Tabla 67***Espaciamiento máximo entre muros*

Descripción	Valoración
Estructura con " $L / S < 15$ "	<b>A</b>
Estructura con valores entre " $15 \leq L / S < 18$ "	<b>B</b>
Estructura con valores entre " $18 \leq L / S < 25$ "	<b>C</b>
Estructura con " $L / S \geq 25$ "	<b>D</b>

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Yépez, Canas, & Barbat, 1995).

- **Tipo de cubierta:**

Este parámetro toma a consideración la influencia de la tipología y peso de la cubierta en el comportamiento sísmico del edificio entre las alternativas a tomar en cuenta para la valoración de este ítem se detallan en la Tabla 68.

**Tabla 68***Tipo de cubierta*

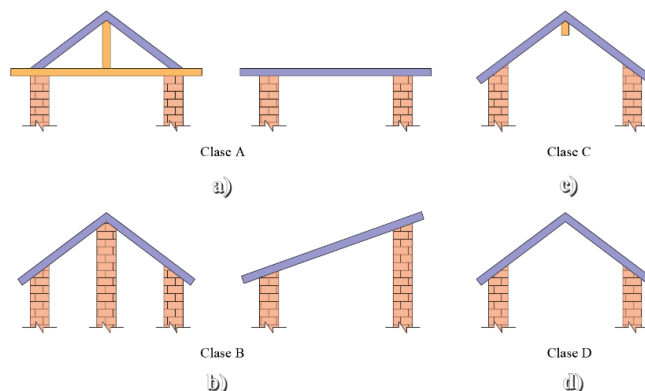
Descripción	Valoración
Edificación con presencia de cubierta estable y provista de viga cumbreira o de soporte; o edificación con cubierta plana.	<b>A</b>
Edificación con presencia de cubierta estable y bien conectada a los paneles de mampostería, pero sin viga de soporte; o edificación con cubierta parcialmente estable y provista de viga cumbreira.	<b>B</b>
Edificación con presencia de cubierta inestable, pero con viga de soporte.	<b>C</b>
Edificación con presencia de cubierta inestable, sin viga de soporte.	<b>D</b>

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Yépez, Canas, & Barbat, 1995).

Como se aprecia en la Figura 82, la inestabilidad se refiere a la falta de apoyo en uno de los extremos de la cubierta sobre un elemento estructural resistente, que puede ser un panel o una viga de soporte, sin embargo, tampoco se considera estable si el apoyo es una viga de soporte muy esbelta o presenta un peralte pequeño (Yépez, Canas, & Barbat, 1995).

**Figura 82**

*Tipos de configuración de cubiertas*



*Nota:* Esta figura es extraída de (Yépez, Canas, & Barbat, 1995) y editada por los autores.

- **Elementos no estructurales:**

El parámetro considera la presencia de los elementos no estructurales, es decir que no forman parte del sistema resistente de la edificación tales como: cornisas, balcones, parapetos o cualquier elemento que sobresalga de la estructura y cuya caída o volcamiento pueda provocar víctimas; los elementos no estructurales en primera instancia no provoca un aumento de la vulnerabilidad de la estructura, sino que influye el efecto de un daño colateral a los usuarios del bien inmueble (Hurtado & Alba, 2008). A continuación, en la Tabla 69 se presenta las valoraciones pertinentes.

**Tabla 69**

*Elementos no estructurales*

Descripción	Valoración
Edificio sin cornisas, parapetos ni balcones. Edificio con cornisas bien conectadas a los paneles, con chimeneas de pequeña dimensión y bajo peso.	<b>A/B</b>
Edificio con elementos externos a la estructura, de pequeña dimensión y mal conectados.	<b>C</b>
Edificio con chimeneas o cualquier elemento externo a la estructura principal, de peso considerable y mal conectados a la estructura.	<b>D</b>

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Yépez, Canas, & Barbat, 1995).

- **Estado de conservación:**

El parámetro considera los deterioros que suelen presentarse en edificaciones antiguas de mampostería, debido a que estos deterioros adquiridos por la exposición de la estructura al medio durante mucho tiempo pueden influir en la capacidad resistente, dichos deterioros son generados principalmente por el viento, agua, sol, presencia vegetal, animal, bacteriana, desastres naturales, entre otros (Hurtado & Alba, 2008).

En el estado de conservación interviene el protagonismo de los usuarios que ocupen las instalaciones de la edificación y las autoridades responsables de su mantenimiento, el saber llevar a cabo proyectos de restauración de la estructura para prolongar su vida útil. En la Tabla 70 se presenta las cuatro posibles valoraciones.

**Tabla 70**

*Estado de conservación*

Descripción	Valoración
Paneles de mampostería en buenas condiciones, sin daño visible.	<b>A</b>
Paneles con presencia de agrietamiento tipo capilar no extendido, con la excepción de los agrietamientos que han sido provocado por terremotos.	<b>B</b>
Paneles con grietas de mediano tamaño (2 a 3mm de espesor) o con agrietamiento tipo capilar de origen sísmico. Estructuras que no presentan agrietamiento, pero que se caracterizan por un estado precario de conservación.	<b>C</b>
Paneles que presentan un grave deterioro en las características físicas de los materiales de construcción o con agrietamiento de espesor superior a 3mm.	<b>D</b>

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Yépez, Canas, & Barbat, 1995).

***Cuantificación del índice de vulnerabilidad***

Una vez definidas las valoraciones (A, B, C o D) de cada uno de los once parámetros descritos por la metodología propuesta por Benedetti y Petrini, se procede a asignar un valor numérico a cada clase de acuerdo a la clasificación e importancia del parámetro, para esto se utiliza la escala descrita por los mismos autores.

La determinación del “ $I_v$ ” se lo realiza mediante la Ecuación 44, ya que la misma emplea los valores propuestos con la escala numérica de la Tabla 71.

$$I_v = \sum_{i=1}^{11} (K_i * W_i) \quad \text{Ecuación 44}$$

Donde:

$I_v$  = índice de vulnerabilidad sísmica de la edificación de mampostería,

$K_i$  = rango del grado de vulnerabilidad de la categoría del parámetro “ $i$ ” y

$W_i$  = coeficiente del peso de la valoración.

**Tabla 71**

*Escala numérica del índice de vulnerabilidad*

N°	Parámetro	$K_i * (A; B; C; D)$				Peso
		A	B	C	D	$W_i$
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	0.5
7	Configuración en elevación	0	5	25	45	1.00
8	Separación máxima 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

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Benedetti, Benzoni, & Parisi, 1988).

Del análisis cuantitativo de la escala descrita anteriormente puede observarse que los valores posibles del índice de vulnerabilidad están comprendidos entre 0 y 382.5, es decir el 100%. Para categorizar cualitativamente el índice de vulnerabilidad “ $I_v$ ” de estructuras de mampostería, usamos la Tabla 72.

**Tabla 72**

*Cuantificación cualitativa del índice de vulnerabilidad*

Rango del índice de vulnerabilidad	Grado de vulnerabilidad
$I_v \leq 15\%$	Baja vulnerabilidad
$15\% < I_v < 35\%$	Media vulnerabilidad
$I_v \geq 35\%$	Alta vulnerabilidad

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Caiza & González, 2018) y (Carpeta, 2014).

### **Análisis de la Vulnerabilidad Mediante el Método Benedetti y Petrini**

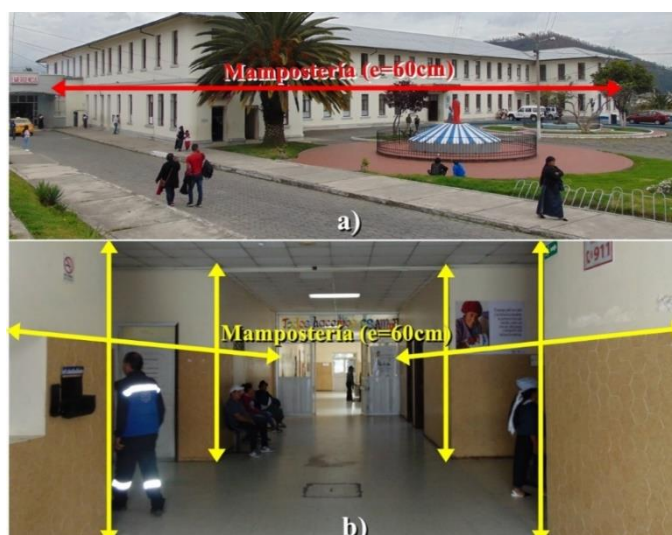
En este apartado se detalla el cálculo y estimación de los once parámetros que intervienen en el cálculo de la vulnerabilidad sísmica del “Hospital San Luis de Otavalo”, de acuerdo a la metodología desarrollada por los investigadores Benedetti y Petrini.

- **Tipo y organización del sistema resistente:**

El hospital tiene una estructura de mampostería no confinada a pesar que cuenta con vigas de hormigón armado que transfieren la carga a los muros, su ubicación sobre ellos no es la de confinamiento, sino de sujeción con los diafragmas horizontales, ver Figura 83; que de acuerdo a la Tabla 59 tiene una “Clasificación C”.

**Figura 83**

*Tipo y organización del sistema resistente: fachada a) y pasillos b)*





- **Calidad del sistema resistente:**

El hospital del cantón Otavalo presenta en sus muros portantes dos tipos de unidades de mampostería, los muros principales (espesor de 60cm) y los secundarios (espesor de 40cm), identificados en la Figura 84-a, los mampuestos de diferentes dimensiones y resistencias a la compresión, tanto de la planta baja (dimensiones promedio de 38x19x7cm y resistencia a la compresión media de 11.24MPa) como los mampuestos de la planta alta (dimensiones promedio de 33x16x6cm y resistencia a la compresión media de 8.30MPa) identificados en la Figura 84-b; de acuerdo a lo mencionado anteriormente y a la Tabla 60 tiene una “Clasificación B”.

**Figura 84**

*Calidad del sistema resistente: cubierta a) y fachada lateral b)*



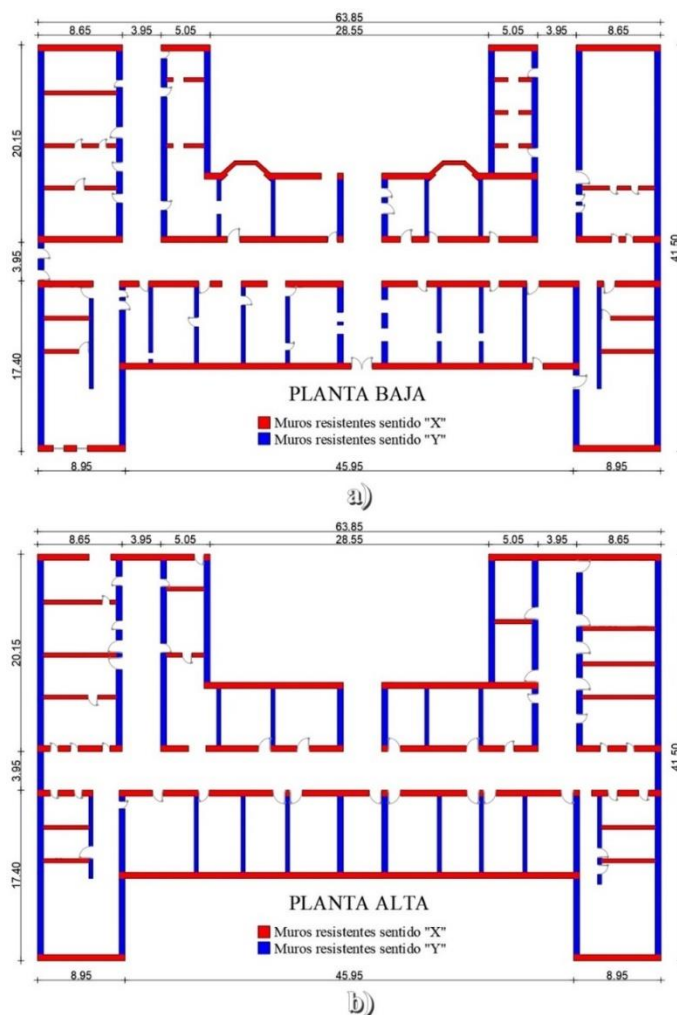
- **Resistencia convencional:**

Este parámetro evalúa el comportamiento estructural, mediante el coeficiente sísmico “C”, definido como la relación entre la fuerza máxima resistente horizontal y el

peso del edificio, descrito en la Ecuación 43. En la Figura 85 se presenta un esquema arquitectónico de la disposición de los muros de mampostería resistentes a fuerzas horizontales en los dos sentidos.

**Figura 85**

*Resistencia convencional: planta baja a) y planta alta b)*



Para evaluar la resistencia convencional del “Hospital San Luis de Otavalo”, es necesario determinar los siguientes parámetros, descritos en la Tabla 73, una vez calculado el coeficiente sísmico normalizado “ $\alpha = 0.7$ ” y al observar los límites correspondientes “ $0.6 \leq \alpha < 1$ ” de acuerdo a la Tabla 62 tiene una “Clasificación B”.

**Tabla 73**

*Coefficiente sísmico: con incidencia de la planta baja*

<b>Símbolo</b>	<b>Elemento</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
$N$	Número de pisos	2	s.u.
$A_t$	Área total en planta (planta baja)	1899.15	m <sup>2</sup>
$A_x$	Área de muros resistente en sentido “X” (planta baja)	145.50	m <sup>2</sup>
$A_y$	Área de muros resistente en sentido “Y” (planta baja)	163.60	m <sup>2</sup>
$A$	$\min [A_x ; A_y]$	145.50	m <sup>2</sup>
$B$	$\max [A_x ; A_y]$	163.60	m <sup>2</sup>
$a_0$	$A/A_t$	0.0766	s.u.
$\gamma$	$B/A$	1.1244	s.u.
$h$	Altura media de entrepisos	4.20	m
$P_m$	Peso específico de la mampostería	1.62	tonf/m <sup>3</sup>
$\tau_k$	Esfuerzo cortante de la mampostería	6	tonf/m <sup>2</sup>
$P_{s_l}$	Peso entrepiso de losa (h=20cm)	0.43	tonf/m <sup>2</sup>
$P_{s_m}$	Peso entrepiso de viguetas – entablado	0.11	tonf/m <sup>2</sup>
$P_s$	Peso promedio del entrepiso	0.28	tonf/m <sup>2</sup>
$q$	Carga promedio del entrepiso “ $q = [(A + B)h]/A_t P_m + P_s$ ”	1.39	tonf/m <sup>2</sup>
$C$	Coefficiente sísmico	0.28	s.u.
$C^*$	Magnitud de demanda sísmica (NEC – 15)	0.40	s.u.
$\alpha$	Coefficiente sísmico normalizado “ $\alpha = C/C^*$ ”	<b>0.70</b>	s.u.

- **Posición del edificio y cimentación:**

El “Hospital San Luis de Otavalo” se encuentra cimentado sobre un terreno estable a nivel en toda su superficie, además cabe recalcar que el edificio se encuentra sobre un suelo rígido clasificado como “Tipo D” sin cambios de pendientes y su cimentación es de piedra que conforma una caja estructural donde se asientan todas las paredes de ladrillo, las mismas que se amarran ortogonalmente consolidando a la edificación, ver Figura 86; de acuerdo a lo mencionado anteriormente y a la Tabla 63 tiene una “Clasificación A”.

## Figura 86

*Posición del edificio y cimentación*



- **Diafragmas horizontales:**

Condiciones de diafragmas horizontales estables del “Tipo A” propuestas por la metodología Benedetti y Petrini (El hospital de análisis no cumple con dos de las tres condiciones del “Tipo A”); de acuerdo a lo mencionado anteriormente y a la Tabla 64 tiene una “Clasificación C”.

- **Deformabilidad despreciable en el plano del diafragma:**

En el “Hospital San Luis de Otavalo” para analizar las deformaciones en el plano de los diafragmas se compara las deformaciones máximas generadas en la estructura de análisis, con las deformaciones máximas admisibles para elementos tipo diafragma expresado por la NEC – 15 y el ACI 318 S – 19.

Haciendo énfasis en las deformaciones máximas analizadas por el software ETABS®, descrito el empleo y descripción de los parámetros ingresados en el Capítulo 5 del presente trabajo de titulación. Los resultados de los elementos deformados se indican en la Figura 87, se representa con colores más cálidos las zonas con deformaciones críticas en el diafragma de entrepiso y con colores menos cálidos las deformaciones admisibles de los diafragmas analizados por la presencia de cargas verticales (carga viva, muerta y sobrecargas adicionales).

**Figura 87**

*Deformabilidad en el diafragma del nivel +4.20 en (mm)*



Como el hospital tiene un entrepiso mixto, es decir el 53.50% del área del diafragma es de losa unidireccional alivianada de hormigón armado; y el 46.50% es un diafragma de madera compuesto por viguetas y entablado. En la Figura 87 se identifica las zonas con mayor deformación en los dos tipos de diafragmas y se compara con las deformaciones máximas admisibles establecidas por las normativas vigentes, tanto en hormigón armado expresada en la Tabla 74 y de madera en la Tabla 75.

**Tabla 74**

*Deformaciones máximas admisibles en entrepisos de hormigón armado*

<b>Miembro</b>	<b>Condición</b>	<b>Deflexión considerada</b>	<b>Límite máximo</b>
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños	Deflexión inmediata debido a carga viva	l/180
Entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños	Deflexión total debido a carga viva más carga permanente	l/480
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños		l/240

*Nota:* Esta tabla es tomada del (ACI 318 S-19, 2019).

**Tabla 75***Deformaciones máximas admisibles en entresijos de madera*

<b>Miembro</b>	<b>Condición</b>	<b>Deflexión considerada</b>	<b>Límite máximo</b>
Cubiertas o entresijos	Con cielo raso ligero (tablón, duela, yeso)	Deflexión inmediata debido a carga viva	l/350
		Deflexión total debido a carga viva más carga permanente	l/300
	Con cielo raso rígido (loseta de hormigón, eurolit)	Deflexión inmediata debido a carga viva	l/350
		Deflexión total debido a carga viva más carga permanente	l/250

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (Junta del Acuerdo de Cartagena (PADT-REFORT), 2000).

Además, la (Junta del Acuerdo de Cartagena (PADT-REFORT), 2000) menciona que cuando las cargas son de aplicación continua las deformaciones sometidas a flexión se incrementan con el paso del tiempo, en un 180%, es decir que para considerar la deflexión por carga total se debe amplificar la deformación, para el caso de la estructura de análisis el “Hospital San Luis de Otavalo”, que inicialmente mantenía una estructura mixta de muros de mampostería portante tipo ladrillo con entresijo sustentado por viguetas de madera y entablado del mismo material.

La casa de salud con el paso del tiempo, ha perdido sus características de resistencia estructural sobre todo en sus elementos más expuestos como lo son los de madera, es por ello que es vital considerar las deflexiones diferidas en los diafragmas de entresijo que aún mantienen el sistema estructural original.

A continuación, en la Tabla 76 se realizan los cálculos pertinentes para determinar los valores de deformaciones admisibles identificados en las zonas críticas de la edificación, tanto para el diafragma rígido de losa de hormigón, como para el diafragma semi rígido de madera de la estructura analizada.

Tabla 76

*Deformaciones calculadas vs deformaciones admisibles en entresijos*

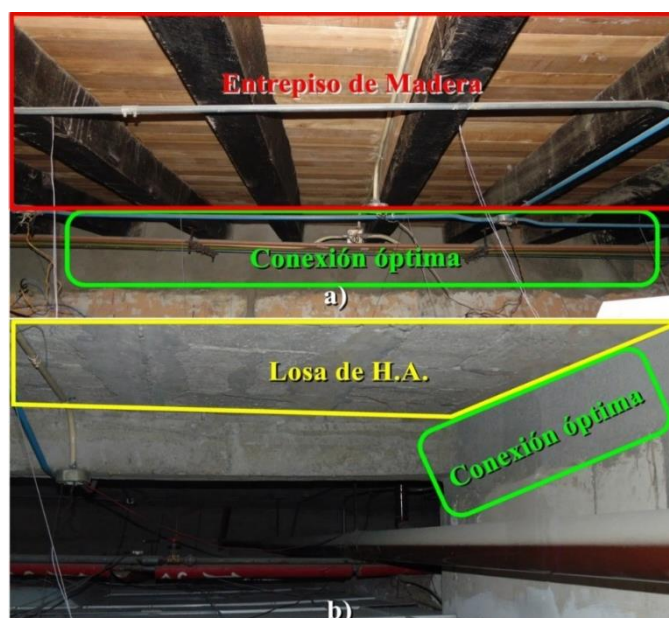
Miembro (s.u)	Deflexión calculada (cm)	Deflexión admisible (cm)	Control deflexión (s.u.)
Entrepiso de hormigón	$CV = 0.606$	$CV = 395/360 = 1.10$	Aceptable
	$CT = 1.162$	$CT = 395/240 = 1.65$	Aceptable
Entrepiso de madera	$CV = 0.987$	$CV = 510/350 = 1.45$	Aceptable
	$CT = 1.563$	$CT = 510/300 = 1.70$	Aceptable
	$CT_{dif} = 2.02$	$CT_{dif} = 510/300 = 1.70$	Crítico

– **Conexión eficiente entre el sistema de diafragma y panel:**

Como el hospital presenta dos tipos de diafragmas de entresijo. Diafragma semi rígido: las viguetas de madera que conforman el forjado se sujetan firmemente por todo el perímetro con el panel de mampostería, ver Figura 88-a y diafragma rígido: en la unión del sistema de entresijo de hormigón armado se evidencia una completa fijación al muro portante con la losa de entresijo, ver Figura 88-b.

Figura 88

*Conexión óptima de diafragma y panel: madera a) y hormigón b)*



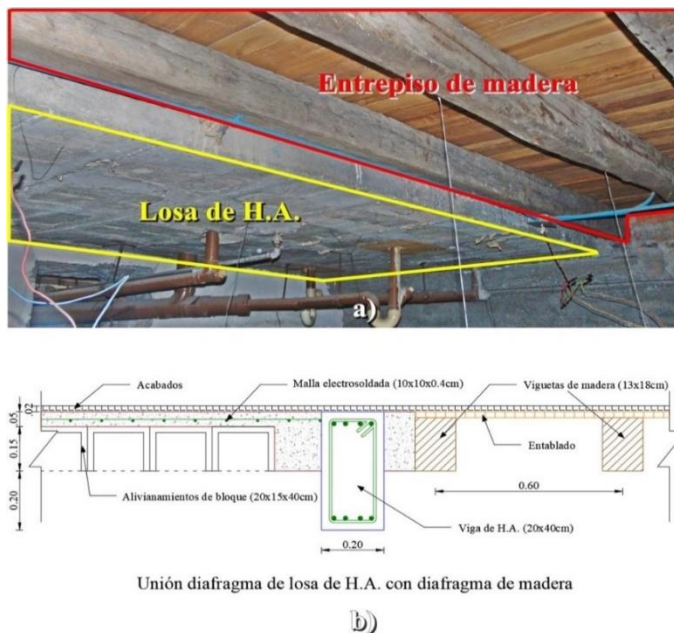


- **Ausencia de planos a desnivel:**

El hospital cuenta dos diafragmas en un mismo plano de entrespiso, Figura 89.

**Figura 89**

*Ausencia de planos a desnivel: esquema real a) y técnico b)*



• **Configuración en planta:**

Para la asignación del valor de este parámetro es necesario definir los valores de “ $\beta_1$ ” y “ $\beta_2$ ”, según la configuración estructural en planta del “Hospital San Luis de Otavalo” detallados en la Tabla 77, los valores que se toman en cuenta son las extensiones que sobresalen de la estructura principal, el esquema con el cual se logra determinar dichos parámetros se visualiza en la Figura 90; de acuerdo a lo mencionado anteriormente y a la Tabla 65 tiene una “Clasificación D”.

**Tabla 77**

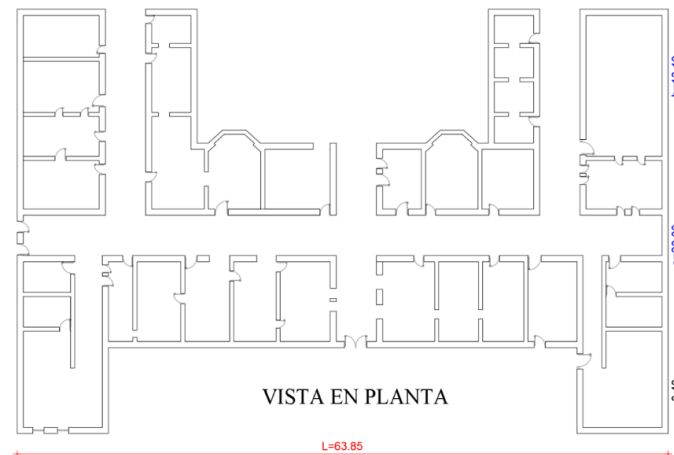
*Parámetros de la configuración en planta de la edificación*

Parámetro	Valor	Unidades
$\beta_1$	$\beta_1 = 20.00/63.85 = 0.313$	(s.u.)
$\beta_2$	$\beta_2 = 13.10/63.85 = 0.205$	(s.u.)



### Figura 90

Configuración en planta de la edificación



- **Configuración en elevación:**

Para determinar en el caso de la estructura de análisis de la casa de salud, se procede a calcular las masas de los dos pisos con que cuenta esta edificación patrimonial que se puede observar en la Figura 91 y los datos correspondientes a la misma se los detallada en la Tabla 78.

### Figura 91

Configuración en elevación de la edificación



### Tabla 78

Masas por planta del "Hospital San Luis de Otavalo"

Elemento	Valor	Unidades
<b>Piso Inferior "M<sub>1</sub>"</b>		
Peso mampostería	2061.60	tonf
Peso de vigas de H.A.	151.324	tonf

Elemento	Valor	Unidades
Peso viguetas de madera	16.550	tonf
Peso entrepiso de H.A.	438.955	tonf
Peso entrepiso de madera	76.825	tonf
<b>Peso total “<math>M_1</math>”</b>	<b>2745.254</b>	<b>tonf</b>
Piso Superior “ $M_2$ ”		
Peso mampostería	1907.22	tonf
Peso de vigas de H.A.	30.240	tonf
Peso viguetas de madera	13.195	tonf
Peso techo acabados	37.80	tonf
Peso de cubierta	21.127	tonf
<b>Peso total “<math>M_2</math>”</b>	<b>2009.582</b>	<b>tonf</b>

Una vez detallados los valores de las masas correspondientes a cada uno de los pisos en la Tabla 78, se determina la variación de las masas de los pisos adyacentes, para clasificar a la estructura mediante la metodología italiana. La estructura de análisis satisface la condición “ $\pm \delta M / M > 20\%$ ” demostrada su cálculo en la Tabla 79, de acuerdo a lo mencionado anteriormente y a la Tabla 66 tiene una “Clasificación C”.

**Tabla 79**

*Parámetros de la configuración en elevación de la edificación*

Parámetro	Valor	Unidad
$M_1$	$M_1 = 2745.254$	tonf
$M_2$	$M_2 = 2009.582$	tonf
$\delta M$	$\delta M = M_1 - M_2 = 735.672$	tonf
$\pm \delta M / M_1 (\%)$	$\frac{735.672}{2745.254} * 100 = \mathbf{26.80}$	%

- **Espaciamiento máximo entre muros:**

Para la evaluación de este apartado se considera el espaciamiento excesivo entre muros transversales a los muros principales. La clasificación se define en función del factor “ $L / S$ ”, el cálculo se detalla en la Tabla 80 y la representación del vano con mayor dimensión se lo identifica en la Figura 92. La estructura de análisis tiene una

relación " $L / S = 23$ " y de acuerdo a los límites de la Tabla 67 que es " $18 \leq L / S < 25$ ", tiene una "Clasificación C".

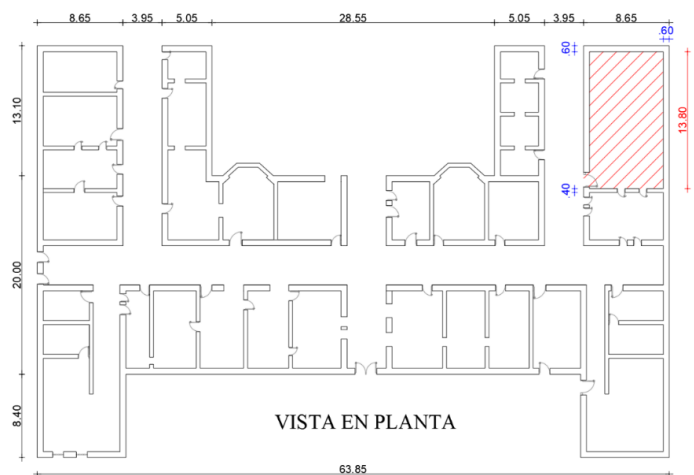
**Tabla 80**

*Parámetros del espaciamiento máximo entre muros*

Parámetro	Valor	Unidad
$L$	13.80	m
$S$	0.60	m
$L/S$	<b>23</b>	<b>s.u.</b>

**Figura 92**

*Espaciamiento máximo entre muros*



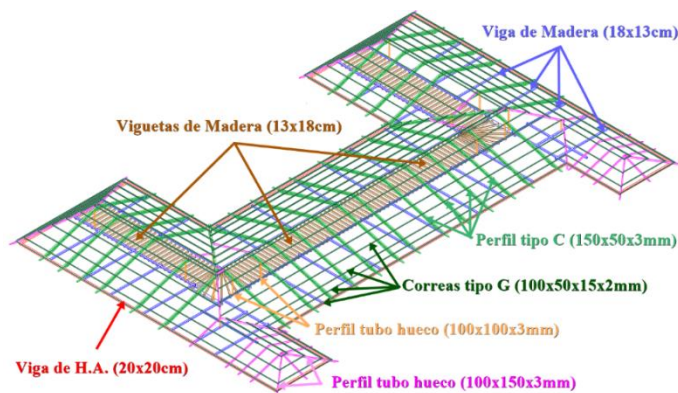
- **Tipo de cubierta:**

El hospital cuenta con una renovada cubierta de estructura metálica, inicialmente la estructura presentaba una cubierta de celosías de madera y sobre estas tejas tradicionales, pero actualmente fueron sustituidas por cerchas de acero bien conectadas hacia los paneles de mampostería portante, además presenta sobre los muros portantes vigas de madera y de hormigón armado su función es arriostrar a los paneles de mampostería con la celosía de acero, también cuenta con viguetas de madera en los pasillos, al colocar este tipo de estructura en la cubierta se optó por remplazar las tejas

al galvalume para de esta manera tener concordancia de materiales, generando una estructura estable, en la Figura 93 se ilustra la disposición de la cubierta descrita; por lo descrito anteriormente y a la Tabla 68 tiene una “Clasificación B”.

### Figura 93

*Tipo de cubierta del “Hospital San Luis de Otavalo”*



- **Elementos no estructurales:**

El hospital no cuenta con elementos no estructurales considerables que sobresalgan de la estructura principal, ya que tiene un estilo liso en su fachada, en la cual sobresale una banda pequeña de 0.10m tipo "bocel" que recorre toda la obra en acodos de ventanas y puertas, además cuenta en la entrada con una visera con vigas en voladizo, ver Figura 94; de acuerdo a la Tabla 69 tiene una “Clasificación B”.

### Figura 94

*Elementos no estructurales del “Hospital San Luis de Otavalo”*



- **Estado de conservación:**

El “Hospital San Luis de Otavalo” presenta un limitado mantenimiento en las viguetas de madera situadas en el entrepiso, ver Figura 95-a, un notable agrietamiento de tipo capilar no extendido en todo el muro exterior de la planta alta como se evidencia en la Figura 95-b y un escaso mantenimiento de los flujos pluviales en los muros exteriores de la parte trasera del hospital, ver Figura 95-c; de acuerdo a lo mencionado anteriormente y a la Tabla 70 tiene una “Clasificación C”.

### Figura 95

*Conservación: viguetas de madera a), capilaridad b) y escasa limpieza c)*



### **Síntesis de los Resultados Mediante el Método Benedetti y Petrini**

Los resultados obtenidos de los once parámetros necesarios para determinar el índice de vulnerabilidad de acuerdo a la metodología establecida por Benedetti y Petrini o metodología italiana, se presentan a continuación en la Tabla 81.

**Tabla 81**

*Resumen de los resultados del método Benedetti y Petrini*

N°	Parámetro	$K_i * (A; B; C; D)$				Peso	Valor
		A	B	C	D	$W_i$	$\# * W_i$
1	Organización del sistema resistente	0	5	25	45	1.00	25.00
2	Calidad del sistema resistente	0	5	25	45	0.25	1.25
3	Resistencia convencional	0	5	25	45	1.50	7.50
4	Posición del edificio y la cimentación	0	5	25	45	0.75	0.00
5	Diafragmas horizontales	0	5	25	45	1.00	25.00
6	Configuración en planta	0	5	25	45	0.5	22.50
7	Configuración en elevación	0	5	25	45	1.00	25.00
8	Separación máxima entre muros	0	5	25	45	0.25	6.25
9	Tipo de cubierta	0	15	25	45	1.00	15.00
10	Elementos no estructurales	0	0	25	45	0.25	0.00
11	Estado de conservación	0	5	25	45	1.00	25.00
<b>Total</b>							<b>152.50</b>
<b>Índice de Vulnerabilidad</b>							<b>40.00%</b>
<b>Grado de Vulnerabilidad</b>							<b>Alta vulnerabilidad</b>

De acuerdo a lo señalado en la Tabla 72, el índice de vulnerabilidad clasifica al “Hospital San Luis de Otavalo” como una estructura con “Alta vulnerabilidad sísmica”, por lo tanto, el resultado obtenido es un indicador evidente para dar inicio a una intervención tanto en el ámbito estructural como no estructural de la edificación.

## Capítulo V

### Modelamiento y Análisis de la Edificación Actual

#### Modelamiento

El modelo estructural del “Hospital San Luis de Otavalo” por su configuración estructural y arquitectónica, dada la presencia de muros de mampostería y diversos tipos de materiales, se utilizó el programa computacional AutoCAD® para la definición geométrica de los elementos estructurales y para el análisis estructural el software ETABS® (versión 16.2.1) un programa comercial desarrollado por CSI® (Computer & Structures Inc.), con el objetivo de realizar un análisis completo de la estructura con elementos finitos de su estado actual y evaluar su comportamiento ante un evento sísmico.

El modelamiento estructural se fundamentará en los datos obtenidos y expuestos en el Capítulo 3, los mismos que se detallan a continuación:

- Secciones de elementos estructurales.
- Propiedades mecánicas de los elementos estructurales.
- Propiedades resistentes del suelo de cimentación de la estructura.

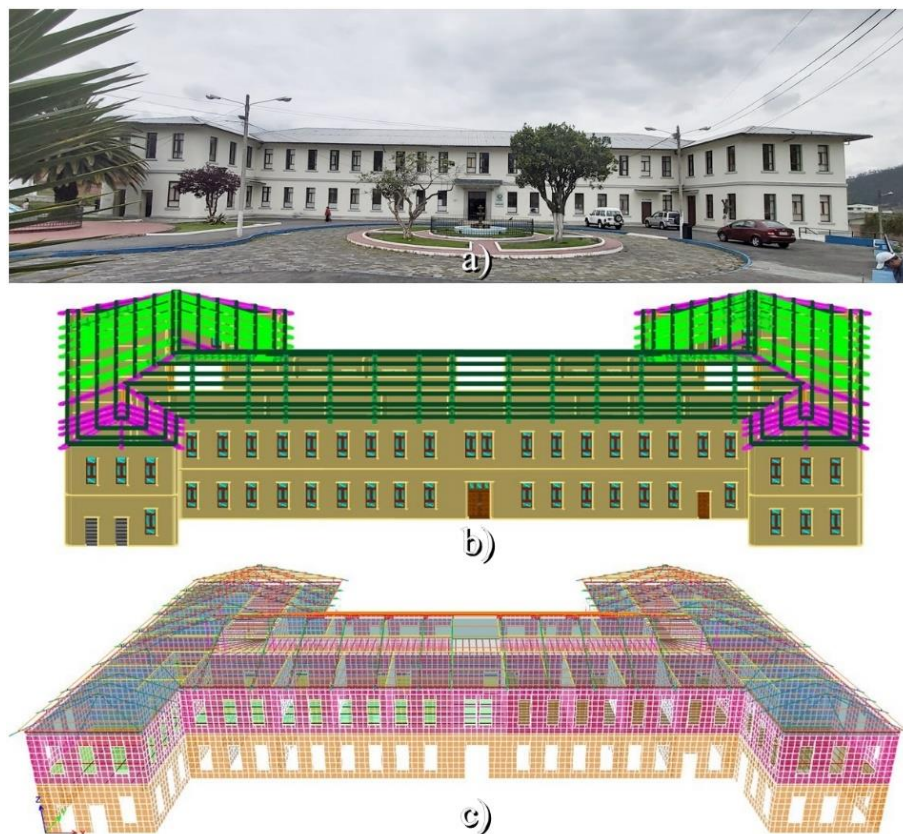
El análisis estructural requiere un entendimiento del comportamiento de los elementos estructurales como pueden ser: vigas, viguetas, muros, entrepisos y cubierta. Otro factor fundamental es conocer su tipo de conexión y propiedades mecánicas que pueden ser afectados por la edad de la edificación o remodelaciones, debido a la escasa información estructural se procedió hacer ensayos experimentales expuestos en capítulos anteriores, para una correcta caracterización mecánica de los materiales. Todos los cálculos y parámetros de evaluación serán definidos de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15).



En la Figura 96-a se muestra una fotografía actual del “Hospital San Luis de Otavalo”, en la Figura 96-b se indica el modelo arquitectónico en AutoCAD® y en la Figura 96-c el modelo estructural en ETABS® de la estructura de análisis.

### Figura 96

*Edificación actual a), modelo en AutoCAD® b) y estructural ETABS® c)*



### **Materiales**

Para comenzar con el modelamiento se necesita ingresar las propiedades de los materiales existentes en el “Hospital San Luis de Otavalo”, como son: mampostería, madera, hormigón, acero de refuerzo y estructural; dichos materiales componen la estructura de análisis y tienen características propias que son: módulo de elasticidad, peso específico, módulo de Poisson, coeficiente de expansión térmica, módulo de corte, resistencias y esfuerzos ante sollicitaciones.



## Mampostería

La mampostería de la estructura de análisis es de ladrillo, cabe recalcar que existen diferentes tipos de ladrillos tanto para la planta baja, como para la planta alta. Mediante ensayos se determinó su resistencia a la compresión ver Ecuación 37, peso específico y demás esfuerzos actuantes en la mampostería como resistencia a la compresión ver Ecuación 2, módulo de elasticidad ver Ecuación 3 y módulo de corte ver Ecuación 4, las ecuaciones anteriormente descritas se encuentran detalladas en el Capítulo 2.

Los valores correspondientes a los cálculos respectivos se detallan en la Tabla 82 y Tabla 83; y los parámetros ingresados en el software ETABS® se definen en la Figura 97 y Figura 98.

**Tabla 82**

*Resistencia a la compresión de la mampostería*

Parámetros	Planta baja	Planta alta	Unidad
Altura de la mampostería ( $h$ )	67.10	60.42	mm
Resistencia a la compresión del ladrillo ( $f'_{cu}$ )	4.5	3.35	MPa
Resistencia a la compresión del mortero ( $f'_{cp}$ )	3.0	3.0	MPa
Factor de corrección por absorción ( $K_p$ )	0.8	0.8	-
Resistencia a la compresión de la mampostería ( $f'_m$ )	1.9649	1.5359	MPa

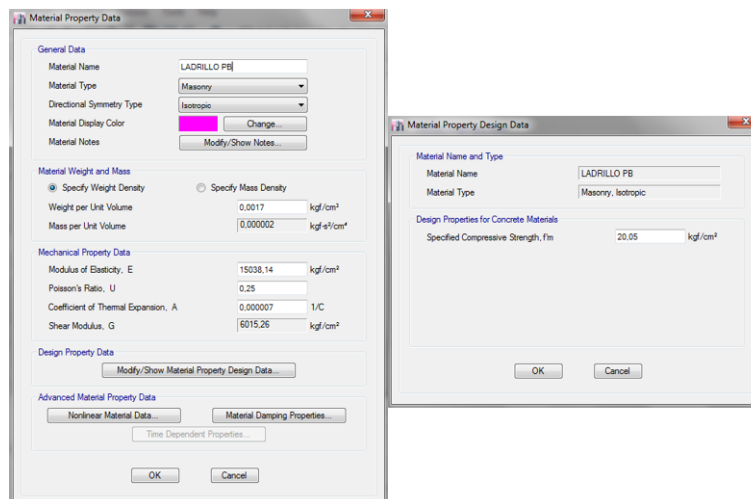
**Tabla 83**

*Propiedades mecánicas de la mampostería*

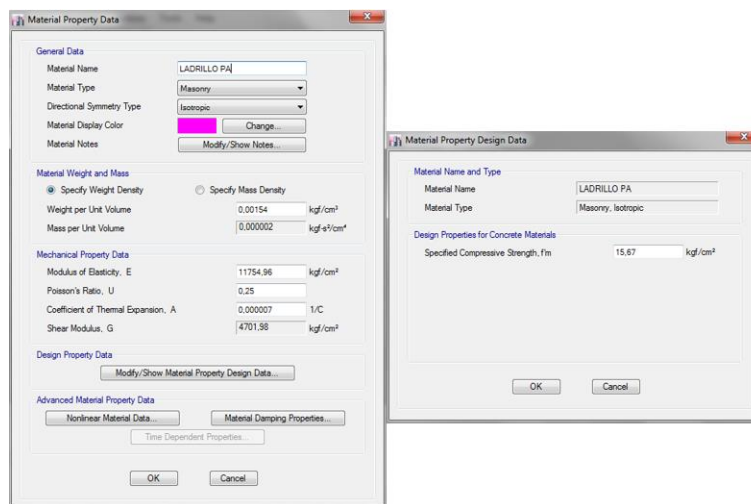
Propiedades mecánicas	Planta baja	Planta alta	Unidad
Peso específico	0.0017	0.00154	kgf/cm <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	15038.14	11754.96	kgf/cm <sup>2</sup>
Módulo de Poisson	0.25	0.25	-
Coefficiente de expansión térmica	0.0000007	0.0000007	1/°C
Módulo de corte	6015.26	4701.98	kgf/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la compresión (Mampostería)	20.05	15.67	kgf/cm <sup>2</sup>

**Figura 97**

*Propiedades mecánicas de la mampostería – Planta baja*

**Figura 98**

*Propiedades mecánicas de la mampostería – Planta alta*



## Madera

La estructura de análisis posee elementos de madera de tipo (Eucalipto), de acuerdo con la Tabla 15 este tipo de material se clasifica como una madera estructural “Tipo C”, las propiedades mecánicas y esfuerzos se toma del “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino” de las Tabla 13 y Tabla 14, expuestas en el Capítulo 2.

Los valores correspondientes a las propiedades mecánicas de la madera se detallan en la Tabla 84 y los datos ingresados en el software ETABS® en la Figura 99.

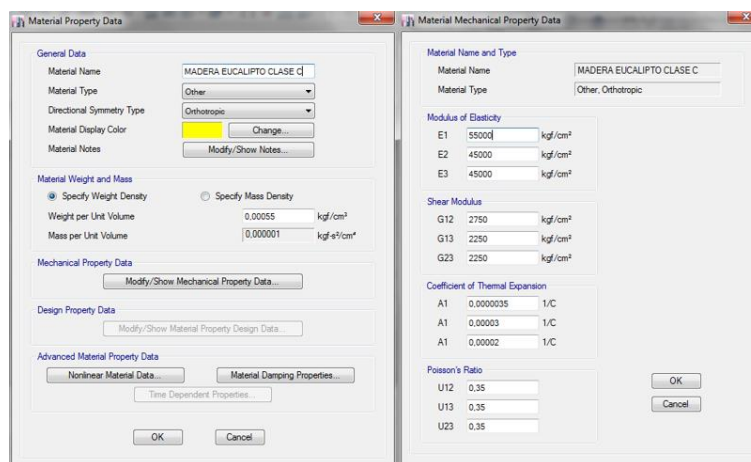
**Tabla 84**

*Propiedades mecánicas de la madera – Eucalipto*

Propiedades mecánicas	Longitudinal	Radial	Tangencial	Unidad
Peso específico	0.00055	0.00055	0.00055	kgf/cm <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	55000	45000	45000	kgf/cm <sup>2</sup>
Módulo de Poisson	0.35	0.35	0.35	-
Coefficiente de expansión térmica	0.0000035	0.00003	0.00002	1/°C
Módulo de corte	2750	2250	2250	kgf/cm <sup>2</sup>

**Figura 99**

*Propiedades mecánicas de la madera – Eucalipto*



## Hormigón

Las propiedades mecánicas del hormigón, como la resistencia a compresión que fue determinada mediante el ensayo del esclerómetro que se detalla en el Capítulo 3.

Para el cálculo de las demás propiedades como esfuerzos y módulos de elasticidad ver Ecuación 8, Poisson y corte ver Ecuación 9 se basó en las recomendaciones de la norma (NEC – 15) y el (ACI 318 S – 19). Los elementos de hormigón de la estructura de análisis existente son: las vigas y las losas alivianadas unidireccionales.

- **Hormigón para vigas**

Los valores correspondientes a las propiedades mecánicas del hormigón para vigas se detallan en la Tabla 85 y los datos ingresados en el software ETABS® se definen en la Figura 100.

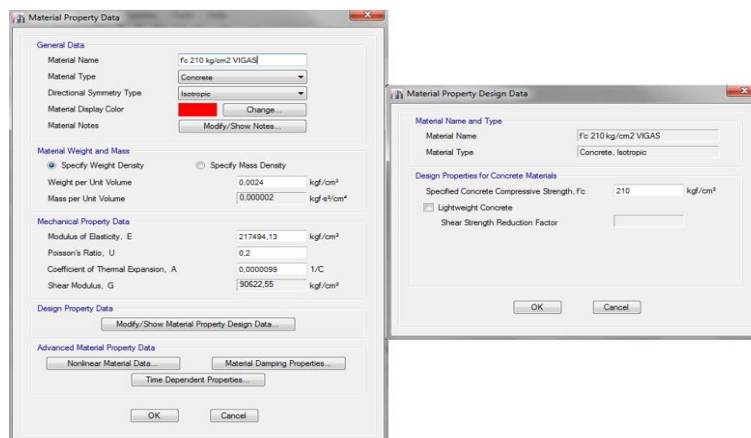
**Tabla 85**

*Propiedades mecánicas del hormigón para vigas*

Propiedades mecánicas	Valor	Unidad
Peso específico	0.0024	kgf/cm <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	217494.13	kgf/cm <sup>2</sup>
Módulo de Poisson	0.20	-
Coefficiente de expansión térmica	0.0000099	1/°C
Módulo de corte	90622.55	kgf/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la compresión	210	kgf/cm <sup>2</sup>

**Figura 100**

*Propiedades mecánicas del hormigón para vigas*



- **Hormigón para losas**

Para el caso puntual del hormigón en losas se optó por modificar el peso específico, al ser una losa alivianada unidireccional y en su construcción se utilizó bloques por tal motivo se debe considerar este peso adicional en la losa. Los valores

correspondientes a las propiedades mecánicas del hormigón para losas se detallan en la Tabla 86 y los parámetros ingresados en el software ETABS® en la Figura 101.

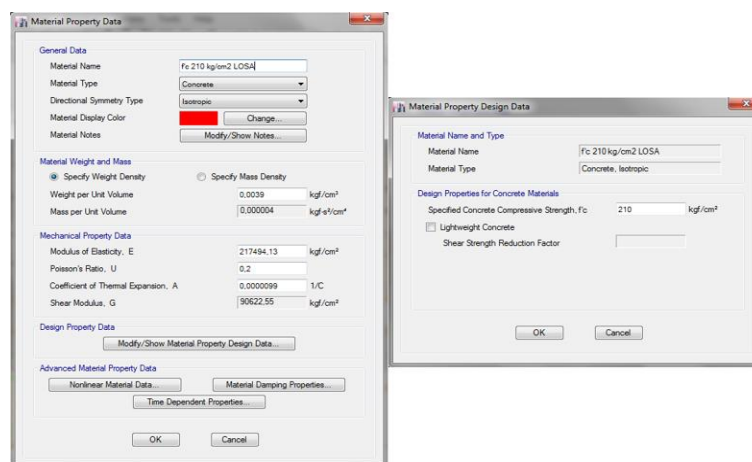
**Tabla 86**

*Propiedades mecánicas del hormigón para losas*

Propiedades mecánicas	Valor	Unidad
Peso específico	0.0039	kgf/cm <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	217494.13	kgf/cm <sup>2</sup>
Módulo de Poisson	0.20	-
Coefficiente de expansión térmica	0.0000099	1/°C
Módulo de corte	90622.55	kgf/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la compresión	210	kgf/cm <sup>2</sup>

**Figura 101**

*Propiedades mecánicas del hormigón para losas*

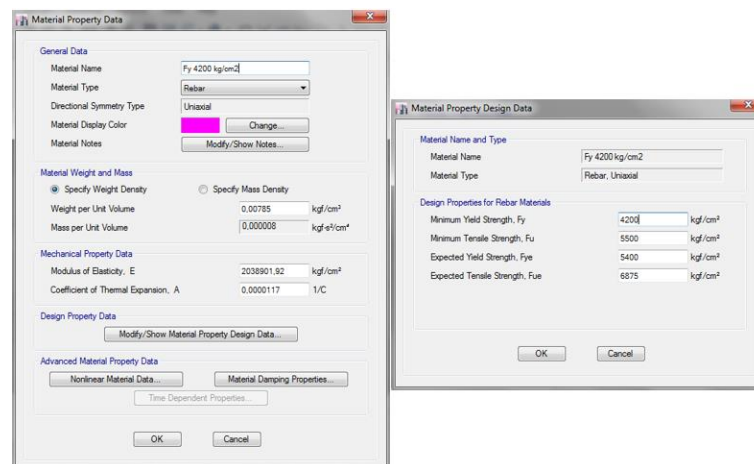


### Acero de Refuerzo

El acero de refuerzo que se encuentra en las vigas es de Gr.42 y posee un límite de fluencia de 4200kgf/cm<sup>2</sup>, las propiedades del material están especificados en la Tabla 17, expuestos en el Capítulo 2, las demás características se especifican en la (NEC – 15) y el (AISC 360 – 10). Los parámetros del acero de refuerzo se indican en la Tabla 87 y el ingreso de datos en el software ETABS® se detalla en la Figura 102.

**Tabla 87***Propiedades mecánicas del acero de refuerzo*

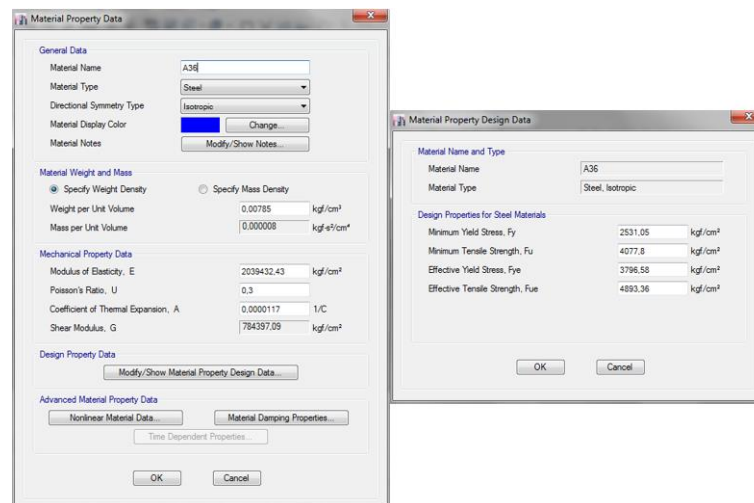
Propiedades mecánicas	Valor	Unidad
Peso específico	0.00785	kgf/cm <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	2038901.92	kgf/cm <sup>2</sup>
Coefficiente de expansión térmica	0.0000117	1/°C
Esfuerzo de fluencia	4200	kgf/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la tensión	5500	kgf/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia probable	5400	kgf/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la tensión probable	6875	kgf/cm <sup>2</sup>

**Figura 102***Propiedades mecánicas del acero de refuerzo***Acero Estructural**

El acero estructural que está presente en la cubierta es acero A36, la norma (ASTM) recomienda las propiedades para esfuerzos de fluencia y resistencia a la tensión ver Tabla 20 expuestos en el Capítulo 2, mientras que para esfuerzos de fluencia probable ver Ecuación 11 y resistencia a la tensión probable ver Ecuación 12, se basó en la (NEC – 15) y el (AISC 360 – 10). Los parámetros del acero estructural se indican en la Tabla 88 y el ingreso de datos en el software ETABS® se detalla en la Figura 103.

**Tabla 88***Propiedades mecánicas del acero estructural*

Propiedades mecánicas	Valor	Unidad
Peso específico	0.00785	kgf/cm <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	2039432.43	kgf/cm <sup>2</sup>
Módulo de Poisson	0.30	-
Coefficiente de expansión térmica	0.0000117	1/°C
Módulo de corte	784397.09	kgf/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia	2531.05	kgf/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la tensión	4077.8	kgf/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia probable	3796.58	kgf/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la tensión probable	4893.36	kgf/cm <sup>2</sup>

**Figura 103***Propiedades mecánicas del acero estructural***Definición de Secciones**

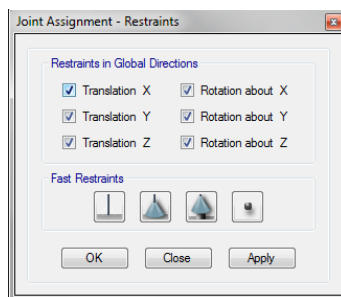
La estructura de análisis presenta varios elementos estructurales como: cimentación, muros de mampostería, vigas de hormigón armado, viguetas de madera, cerchas, tubos de acero, correas, entablados y losas alivianadas unidireccionales. Los elementos estructurales mencionados anteriormente tienen su propia geometría específica (dimensiones e inercias agrietadas), ubicación y características de apoyo.

## Cimentación

El “Hospital San Luis de Otavalo” tiene una cimentación de piedra corrida que conforma una caja estructural donde se asientan todas las paredes de ladrillos, las mismas que se amarran ortogonalmente consolidando la edificación (Instituto Nacional de Patrimonio Cultural, 2011). Por la razón expuesta en el párrafo anterior se asume que los muros se encuentran perfectamente empotrados y el ingreso de estas consideraciones se lo hace mediante una restricción en los nudos de la base de los muros ver Figura 104, la ubicación de dichas restricciones se observa en la Figura 105.

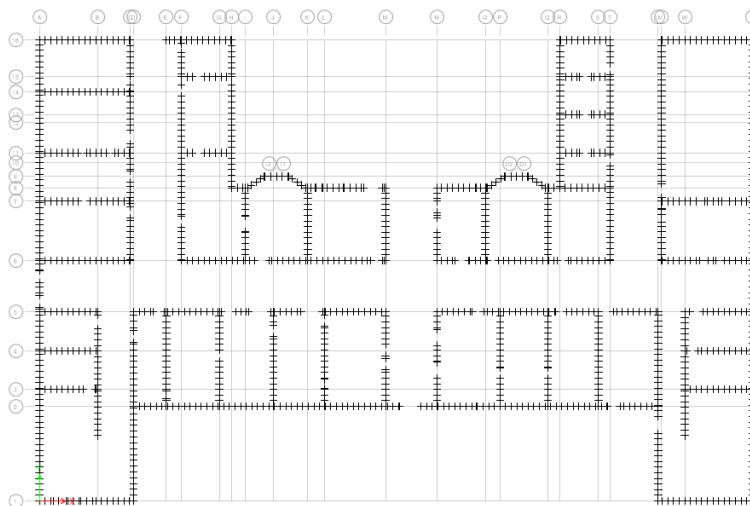
### Figura 104

*Restricción de apoyos de los muros de mampostería*



### Figura 105

*Ubicación de la restricción de apoyos – Vista en planta*





## Muros de Mampostería

Los muros de mampostería están compuestos de ladrillos y poseen un espesor de 40 y 60cm como se lo detalla en la descripción estructural del Apéndice 0 del Capítulo 3, teniendo en cuenta que los ladrillos de la planta baja poseen una resistencia a la compresión mayor que los ladrillos de la planta alta, por tal motivo sus propiedades mecánicas son diferentes.

- **Discretización de los muros**

En los muros de mampostería debido a un comportamiento mecánico especial por diversos factores como: materiales no homogéneos tanto en el mampuesto como el mortero y fallas de adherencia. Para solventar este comportamiento mecánico se recurre a la discretización de elementos que se pueden realizar de la siguiente manera:

- **Micro modelo:** consisten en realizar una discretización de las unidades de mampuestos conectadas por juntas en su posición real.
- **Macro modelo:** en este modelo se basa en discretizar en una celda básica la cual está compuesta de ladrillo y mortero como un solo elemento continuo y homogéneo.

En el “Hospital San Luis de Otavalo” para la discretización de los muros de mampostería se utilizará un “macro modelo”, para lograr una homogenización que permita una correcta interacción del ladrillo con el mortero de cal y arena. En el modelo se consideró las dimensiones del ladrillo y del mortero para construcción de una celda básica, así creando el elemento finito de (50x50cm), que es resultado de la configuración de un ladrillo de forma longitudinal, mortero y un ladrillo de forma transversal. La geometría específica de los muros de mampostería para el programa computacional ETABS® se describen en la Tabla 89 y la discretización de dichos muros se observan en la Figura 106.

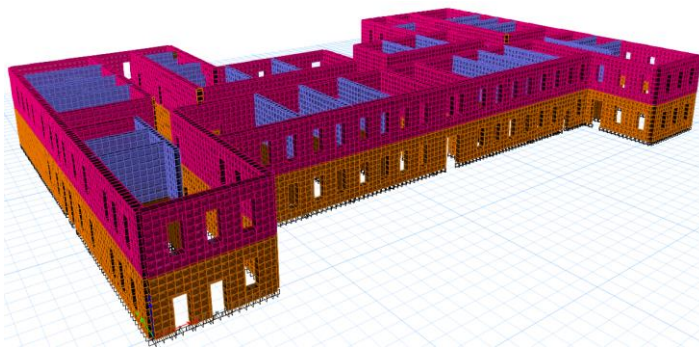
**Tabla 89**

*Muros de mampostería definidos para el programa ETABS®*

Nivel	Espesor de muros (cm)	Color
Planta baja ( $\pm 0.00\text{m}$ / $+4.20\text{m}$ )	40	Café oscuro
	60	Café claro
Planta alta ( $+4.20\text{m}$ / $+8.40\text{m}$ )	40	Azul
	60	Magenta

**Figura 106**

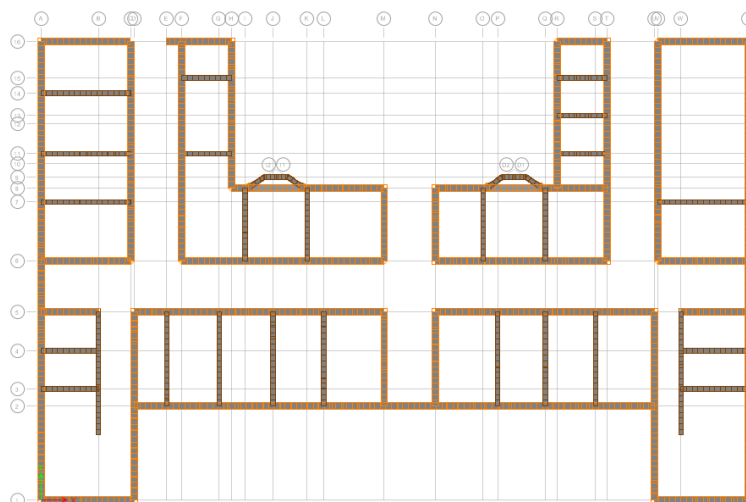
*Muros de mampostería (40 – 60cm) – Vista 3D*



La ubicación de los muros en la planta baja se observa en la Figura 107, mientras que la ubicación de los muros en la planta baja se visualiza en la Figura 108.

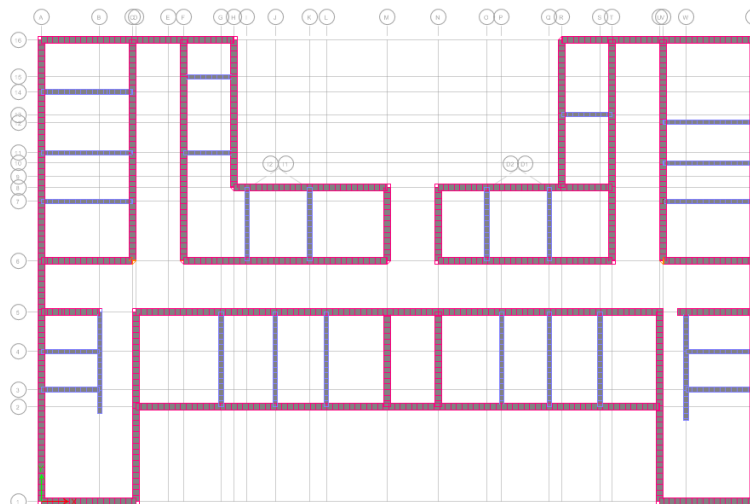
**Figura 107**

*Muros de mampostería (40 – 60cm) – Planta baja*



**Figura 108**

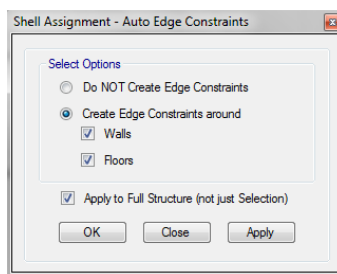
*Muros de mampostería (40 – 60cm) – Planta alta*



En los muros de mampostería para solucionar problemas de mallas desencontradas como puede ser que los nudos por alguna razón no coinciden con la malla, el software computacional ETABS® establece internamente la conexión de estos puntos desencontrados, a través de un algoritmo de interpolación de elementos como se observa en la Figura 109.

**Figura 109**

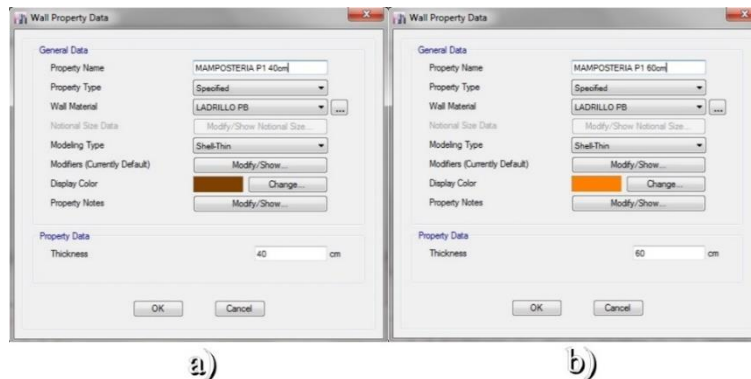
*Asignación de auto restricciones de borde*



En la Figura 110 y Figura 111, se describe la definición de secciones de los muros de ladrillo como un elemento delgado tipo “Shell Thin”, el espesor de los muros “Thickness” (40 o 60cm) según corresponda y asignar el tipo de material “Wall Material” dependiendo del caso (Ladrillo PB o Ladrillo PA).

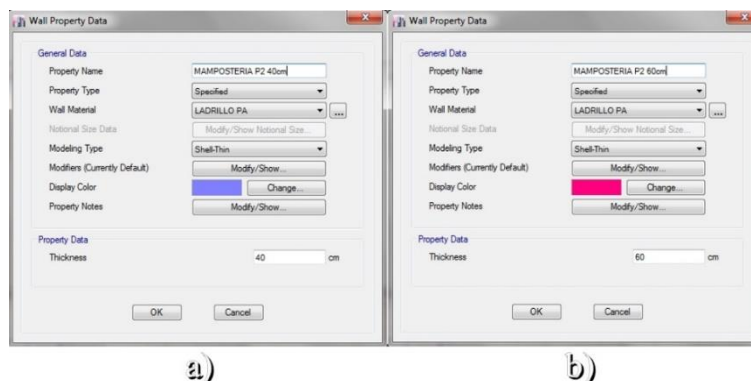
**Figura 110**

*Definición de muros en la planta baja: 40cm a) y 60cm b)*



**Figura 111**

*Definición de muros en la planta alta: 40cm a) y 60cm b)*



Para el cálculo de la inercia de las secciones la (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015), recomienda considerar factores de agrietamiento para estructuras de mampostería, las cuales depende exclusivamente de la relación entre altura y longitud “ $A/L$ ” de los muros que varían en los siguientes rangos: “ $A/L > 3$ ”, “ $A/L < 1.5$ ” y “ $1.5 \leq A/L \leq 3$ ”, como se detalla en la inercia de secciones del Apéndice 0 del Capítulo 2.

En la Figura 112 y Figura 113, se muestra el ingreso del factor de agrietamiento correspondiente para cada eje según sea el caso en el programa computacional ETABS® y en la Tabla 90, se fundamenta el cálculo de cada factor de agrietamiento correspondiente a la estructura de análisis.

Figura 112

Definición de la sección agrietada: Eje 3, 4 a) y Eje 11, 13 y 15 b)

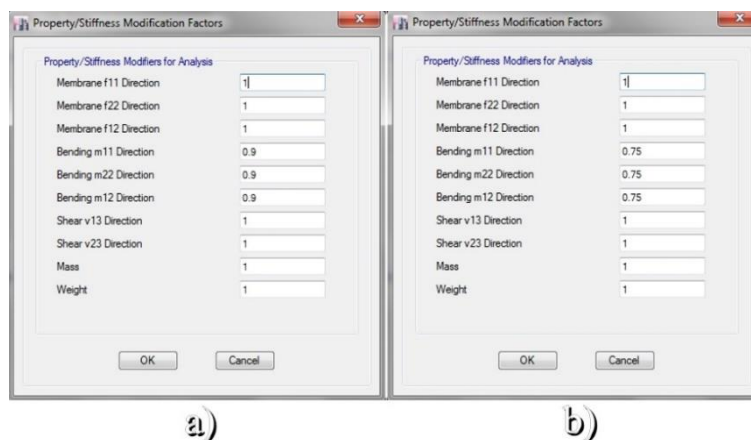


Figura 113

Definición de la sección agrietada para muros

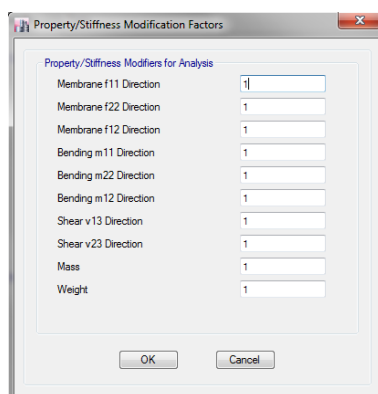


Tabla 90

Inercias de secciones agrietadas de muros de mampostería

Eje principal	Eje transversal	Altura (m)	Longitud (m)	A/L	F. agrietamiento
<b>Muros portantes en sentido "X"</b>					
1	A – D	8.40	8.95	0.939	1.00
2	D – U	8.40	47.15	0.178	1.00
3	A – B	8.40	4.65	1.806	0.90
4	A – B	8.40	4.65	1.806	0.90
5	A – B	8.40	5.65	1.487	1.00
6	A – C	8.40	8.65	0.971	1.00
7	A – C	8.40	7.45	1.128	1.00

Eje principal	Eje transversal	Altura (m)	Longitud (m)	A/L	F. agrietamiento
8	H – M	8.40	14.25	0.589	1.00
10	V – X	4.20	7.45	0.564	1.00
11	F – H	8.40	3.85	2.182	0.75
12	V – X	4.20	8.65	0.486	1.00
13	R – T	8.40	3.85	2.182	0.75
14	A – C	8.40	8.65	0.971	1.00
15	F – H	8.40	3.85	2.182	0.75
16	R – T	4.20	3.85	1.091	1.00
17	A – H	8.40	17.65	0.476	1.00
<b>Muros portantes en sentido "Y"</b>					
A	1 – 17	8.4	41.50	0.202	1.00
B	2 – 5	8.4	10.40	0.808	1.00
C	6 – 17	8.4	18.95	0.443	1.00
D	1 – 5	8.4	16.20	0.519	1.00
E	2 – 5	4.2	7.80	0.538	1.00
F	6 – 17	8.4	18.95	0.443	1.00
G	2 – 5	8.4	7.80	1.077	1.00
H	8 – 17	8.4	12.50	0.672	1.00
I	6 – 8	8.4	5.85	1.436	1.00
J	2 – 5	8.4	7.80	1.077	1.00
K	6 – 8	8.4	5.85	1.436	1.00
L	2 – 5	8.4	7.80	1.077	1.00
M	6 – 8	8.4	5.85	1.436	1.00
N	2 – 5	8.4	7.80	1.077	1.00
O	6 – 8	8.4	5.85	1.436	1.00
P	2 – 5	8.4	7.80	1.077	1.00
Q	6 – 8	8.4	5.85	1.436	1.00
R	8 – 17	8.4	12.50	0.672	1.00
S	2 – 5	8.4	7.80	1.077	1.00
T	6 – 17	8.4	18.95	0.443	1.00
U	1 – 5	8.4	16.20	0.519	1.00
V	6 – 17	8.4	18.95	0.443	1.00
W	2 – 5	8.4	10.40	0.808	1.00
X	1 – 17	8.4	41.50	0.202	1.00

En la Tabla 91 se identifican los factores de agrietamiento en inercia para los muros analizados, se reconoció que existe una reducción del factor de agrietamiento en los muros del sentido “X”, mientras que en sentido “Y” su factor se mantiene constante.

**Tabla 91**

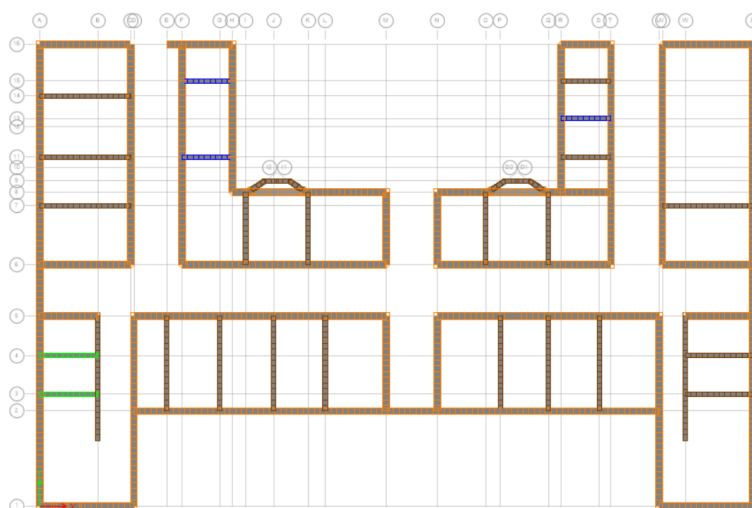
*Muros de mampostería definidos con agrietamiento*

Nivel	Espesor de muros (cm)	Color	Factor de agrietamiento
Planta baja (±0.00m / +4.20m)	40	Café oscuro	1.00
	60	Café claro	1.00
	40	Verde	0.90
	40	Azul	0.75
Planta alta (+4.20m / +8.40m)	40	Azul	1.00
	60	Magenta	1.00
	40	Naranja	0.90
	40	Cian	0.75

El agrietamiento se aplica en el muro de mampostería desde la base hasta la totalidad de su altura, en la Figura 114 se observa la ubicación de muros agrietados en planta baja y en la Figura 115 en planta alta.

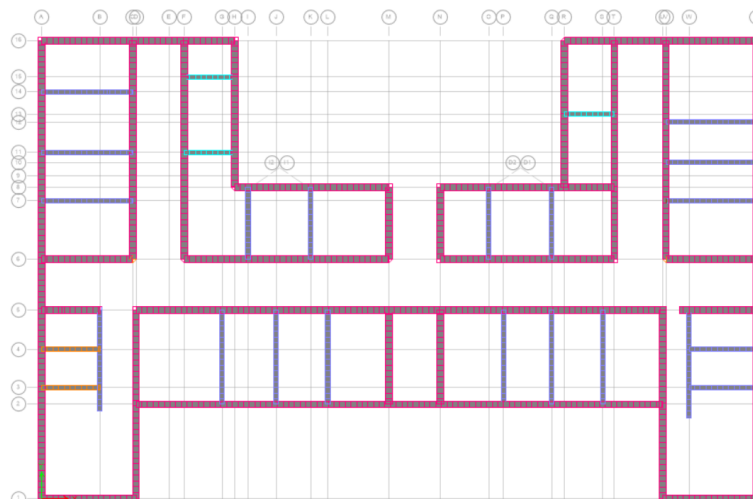
**Figura 114**

*Muros de mampostería con inercia agrietada – Planta baja*



**Figura 115**

*Muros de mampostería con inercia agrietada – Planta alta*



### **Vigas de Hormigón Armado**

Las vigas de hormigón se encuentran ubicadas en diferentes partes de la estructura como se lo detalla en la descripción estructural del Apéndice 0 del Capítulo 3, ya que difieren en las dimensiones y en su acero de refuerzo, pero en sus propiedades mecánicas son iguales con " $f'c = 210\text{kgf}/\text{cm}^2$ ". En la Tabla 92 se identifican los diferentes tipos de vigas y su ubicación en la Figura 116 y Figura 117.

**Tabla 92**

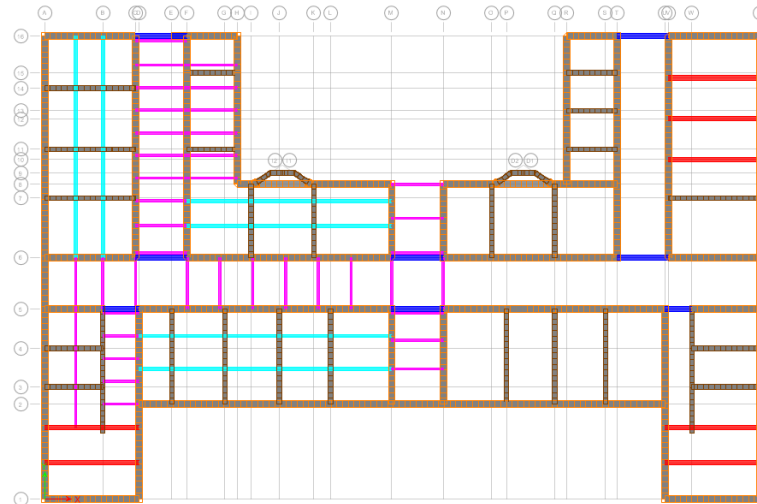
*Vigas de hormigón definidas para el programa ETABS®*

Ubicación	Número	Color	Sección transversal	
			Base (cm)	Altura (cm)
<b>Planta baja</b>				
Pasillos y consultorios	33	Magenta	20	40
Consultorios, laboratorios y baños	6	Cian	30	60
Farmacia, salón múltiple y recepción	7	Rojo	40	70
Inicio y fin de pasillos	8	Azul	45	60
<b>Planta alta</b>				
Perímetro superior	12	Rojo	20	20
Inicio y fin de pasillos	7	Verde	40	20

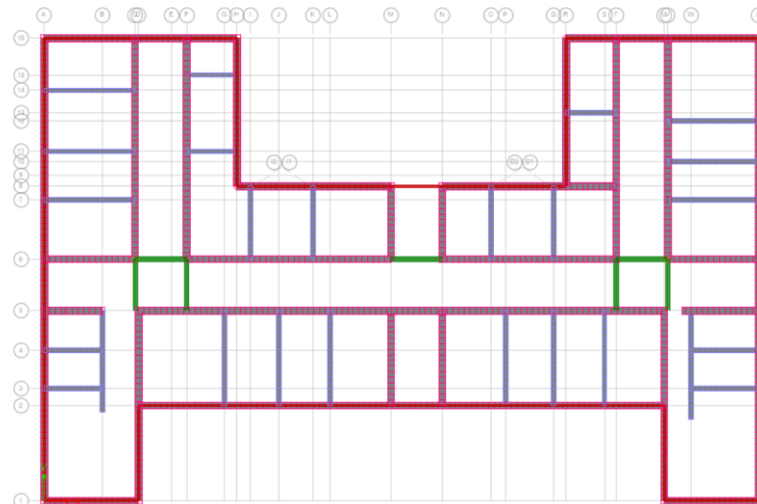


**Figura 116**

*Ubicación de vigas de hormigón – Planta baja*

**Figura 117**

*Ubicación de vigas de hormigón – Planta alta*

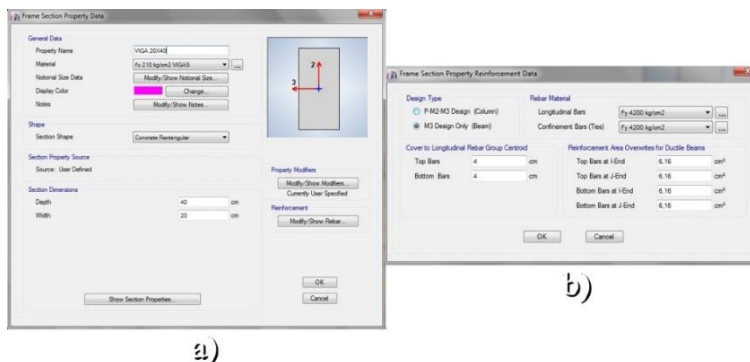


De la Figura 118 a la Figura 123, se observa detalladamente la definición de secciones (altura “Depth” y base “Width”), la asignación de los materiales tanto para el hormigón como para el acero de refuerzo respectivamente (“Material” y “Rebar Material”), la distancia del centro de gravedad de las varillas longitudinales al extremo de la viga “Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid” y la cantidad de acero de

refuerzo superior e inferior “Reinforcement Area Owerwrites for Ductile Beams” de las vigas de hormigón armado.

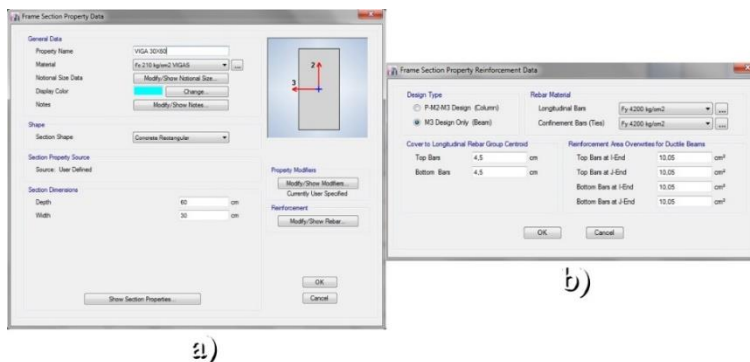
**Figura 118**

*Viga (20x40cm): sección transversal a) y acero de refuerzo b)*



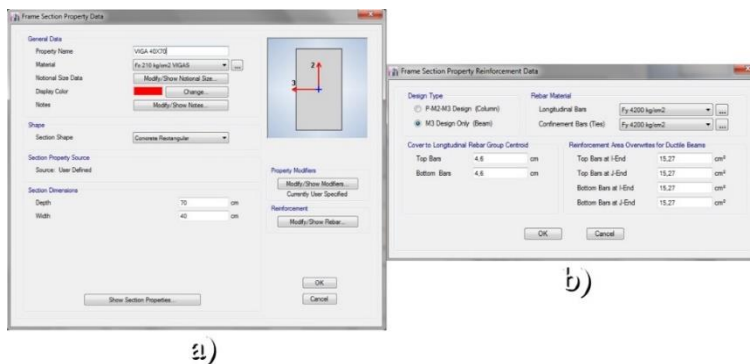
**Figura 119**

*Viga (30x60cm): sección transversal a) y acero de refuerzo b)*



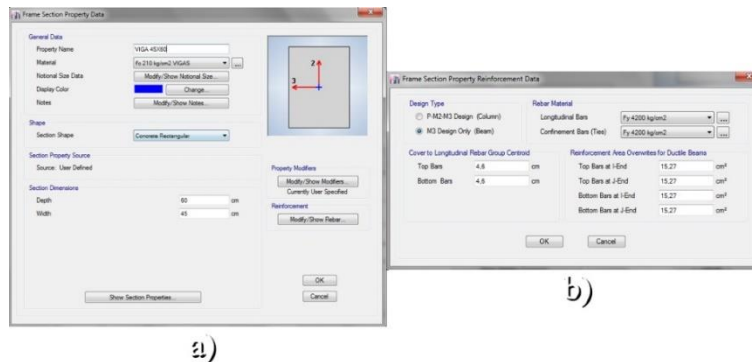
**Figura 120**

*Viga (40x70cm): sección transversal a) y acero de refuerzo b)*



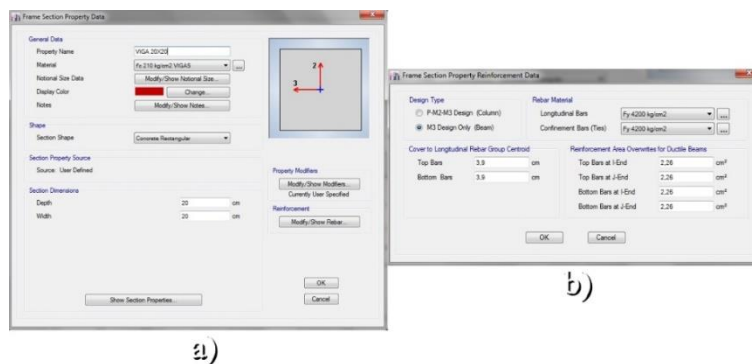
**Figura 121**

*Viga (45x60cm): sección transversal a) y acero de refuerzo b)*



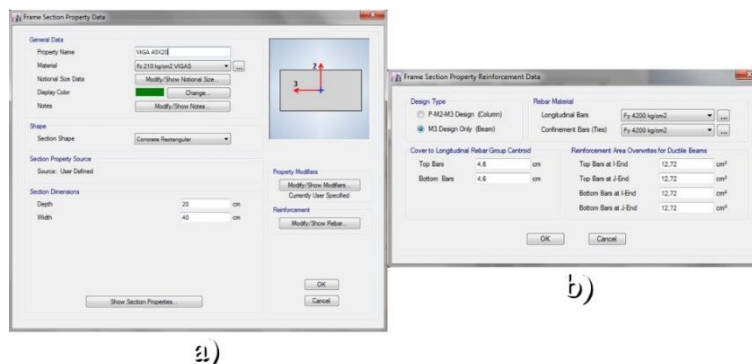
**Figura 122**

*Viga (20x20cm): sección transversal a) y acero de refuerzo b)*



**Figura 123**

*Viga (40x20cm): sección transversal a) y acero de refuerzo b)*

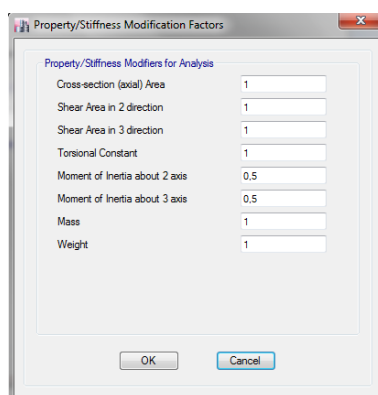


Para el cálculo de la inercia la (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015), sugiere considerar secciones agrietadas para elementos de hormigón, en este caso particular

de vigas de hormigón se debe multiplicar la inercia gruesa por un factor de “0.5”, como se detalla en el Apéndice 0 del Capítulo 2. En la Figura 124, se muestra el ingreso del factor de agrietamiento correspondiente a las vigas de hormigón armado.

**Figura 124**

*Definición de la sección agrietada para vigas*



### **Viguetas de Madera**

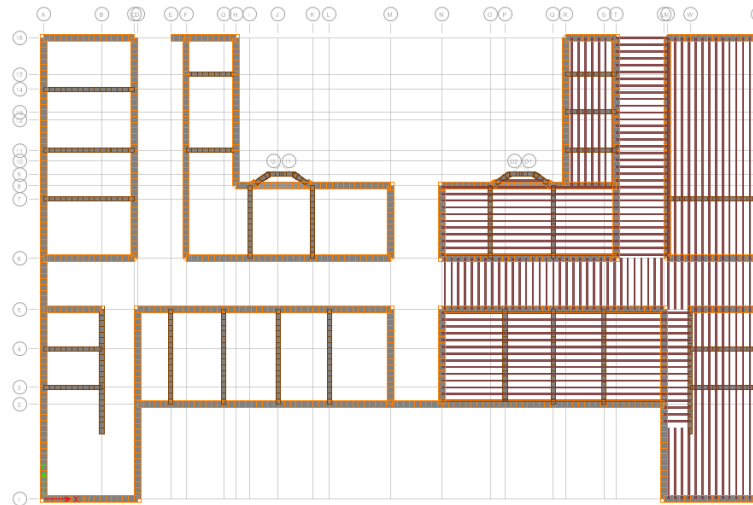
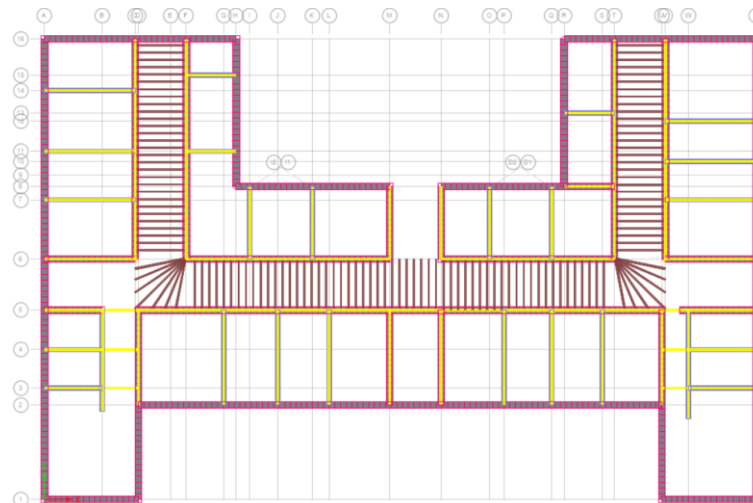
Las viguetas de madera (Eucalipto), se encuentran ubicadas bajo el entrepiso de madera, en el pasillo y sobre los muros de mampostería de la planta alta, para mayor detalle observar la descripción estructural en el Apéndice 0 del Capítulo 3.

En la Tabla 93 se identifican los diferentes tipos de viguetas de madera existentes y en la Figura 125 y Figura 126 se observa la ubicación de dichas viguetas.

**Tabla 93**

*Viguetas de madera definidas para el programa ETABS®*

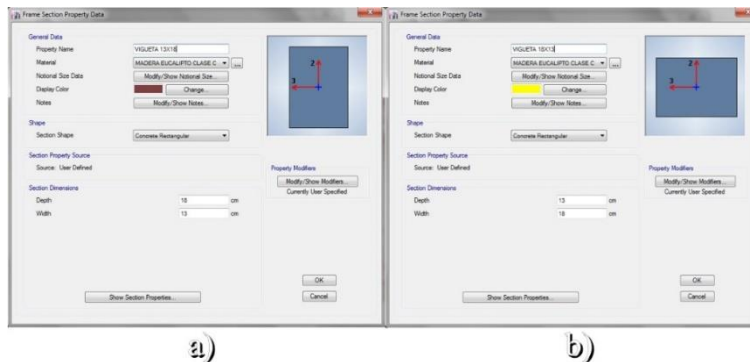
Ubicación	Número	Color	Sección transversal	
			Base (cm)	Altura (cm)
<b>Planta baja</b>				
Entrepiso	309	Café	13	18
<b>Planta alta</b>				
Pasillo	133	Café	13	18
Sobre los muros	41	Amarillo	18	13

**Figura 125***Ubicación de viguetas de madera – Planta baja***Figura 126***Ubicación de viguetas de madera – Planta alta*

En la Figura 127, se observa la definición de secciones (altura “Depth” y base “Width”) y la asignación del “Material” de las viguetas de madera. La sección agrietada para viguetas de madera no se modifica con ningún factor Figura 128.

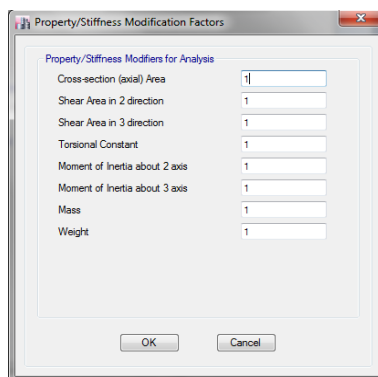
**Figura 127**

*Secciones transversales: vigueta (13x18cm) a) y vigueta (18x13cm) b)*



**Figura 128**

*Definición de la sección agrietada para viguetas de madera*



**Cerchas**

Las cerchas están definidas en un acero A36, forman parte de la cubierta y existen dos tipos de cerchas “Tipo 1” ver Figura 43 y “Tipo 2” ver Figura 44, para mayor detalle en la descripción estructural del Apéndice 0 del Capítulo 3. Las mismas que se encuentra constituida por varios elementos de acero, ver Tabla 94.

**Tabla 94**

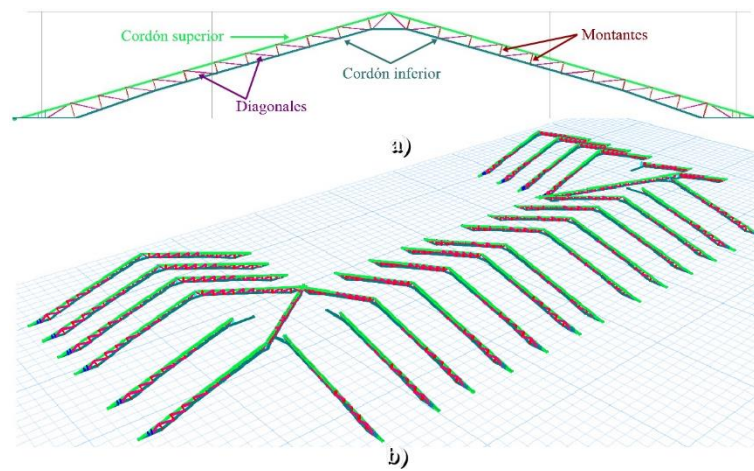
*Elementos de acero de la cercha*

Elementos	Dimensiones	Color
Cordón superior e inferior	Perfil tipo C (150x150x3mm)	Verde y azul
Diagonales y montantes	Ángulos (25x3mm)	Magenta y rojo

La cercha metálica se encuentra arriostrada en los extremos por una viga perimetral de hormigón armado la cual transfiere las cargas hacia los muros de mampostería. A continuación, se muestra una vista 2D y 3D en la Figura 129.

**Figura 129**

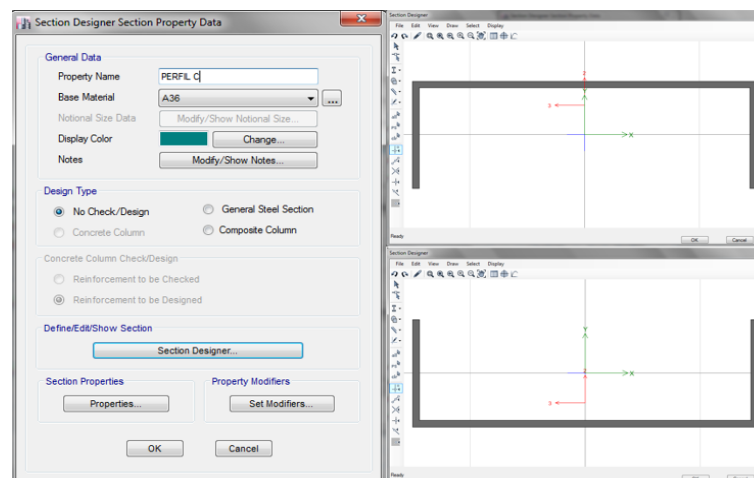
*Cerchas metálicas en el programa estructural: vista 2D a) y vista 3D b)*



En la Figura 130 y Figura 131, se observa la definición de secciones (perfil tipo C y ángulos) con las dimensiones reales tomadas en campo, la asignación del “Base Material”. La sección agrietada para elementos de acero no se modifica, ver Figura 132.

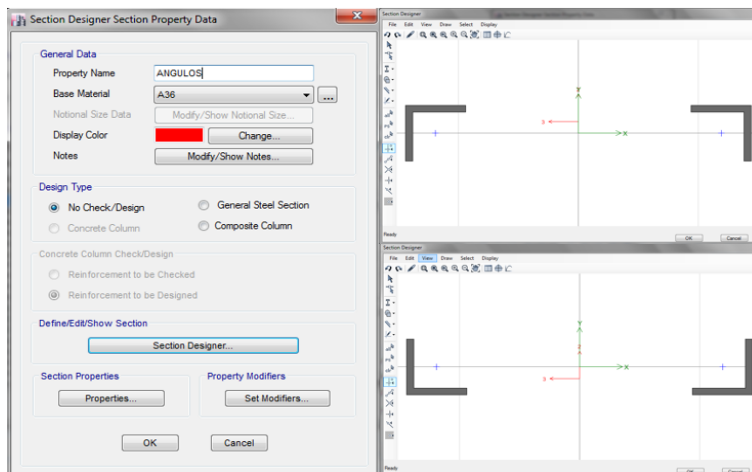
**Figura 130**

*Sección transversal de perfiles tipo C (150x150x3mm)*

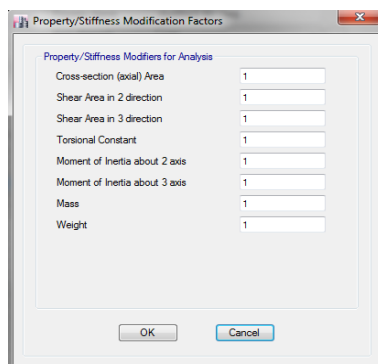


**Figura 131**

*Sección transversal de ángulos (25x3mm)*

**Figura 132**

*Definición de la sección agrietada para cercha de acero*



### **Tubos de Acero**

Los tubos de acero de Tabla 95 están ubicados en la cubierta como columnetas y pequeñas cerchas ver Figura 133, de acero A36, para mayor detalle en la descripción estructural del Apéndice 0 del Capítulo 3.

**Tabla 95**

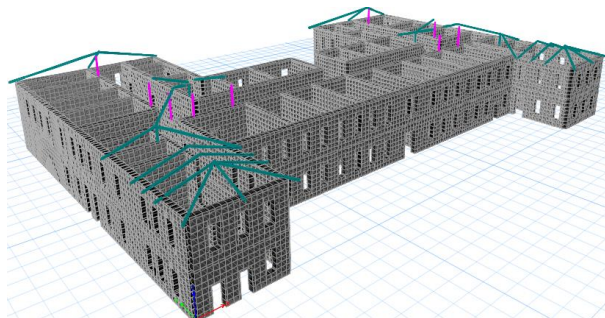
*Tubos de acero – Cubierta*

<b>Elementos</b>	<b>Dimensiones</b>	<b>Color</b>
Columnetas	Tubo rectangular hueco (100x100x3mm)	Magenta
Cerchas	Tubo rectangular hueco (150x100x3mm)	Cian



**Figura 133**

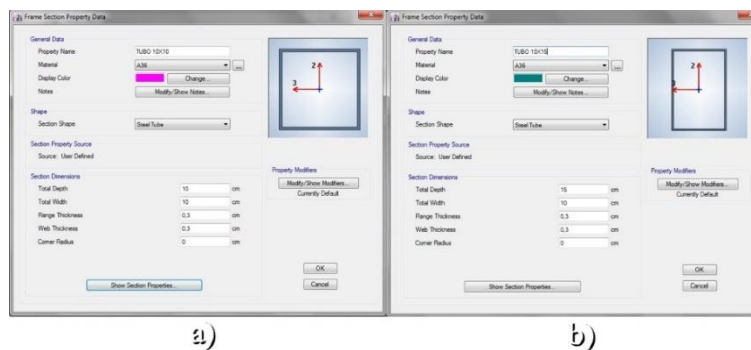
*Tubos de los tubos de acero – Vista 3D*



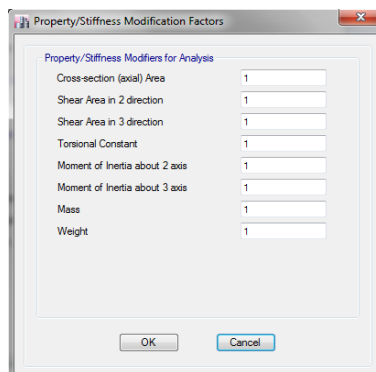
En la Figura 134, se define las secciones (altura “Depth”, ancho “Width”, espesor de las alas verticales y horizontales “Thickness” y radio de esquina “Corner Radius”) de los tubos de acero. La sección agrietada no se modifica, ver Figura 135.

**Figura 134**

*Sección transversal de tubos: (150x100x3mm) a) y (100x100x3mm) b)*

**Figura 135**

*Definición de la sección agrietada para tubos de acero*

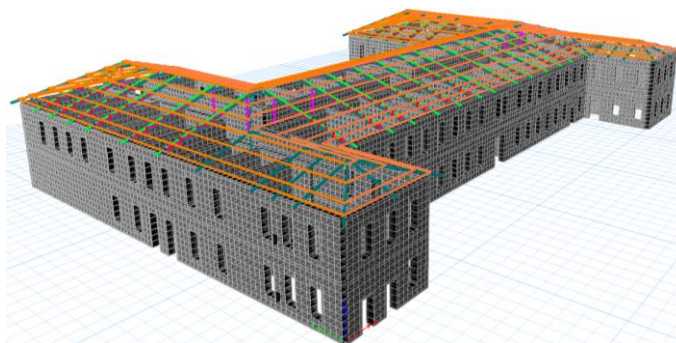


## Correas

Las correas de la cubierta son de acero A36 tipo G (100x50x15x2mm) con un color naranja distintivo para el programa estructural, ver Figura 136, con espaciamiento entre ellas de 1.60m como máximo, su función es transmitir correctamente las cargas hacia la cercha metálica y conceder sujeción del galvalume a la estructura.

**Figura 136**

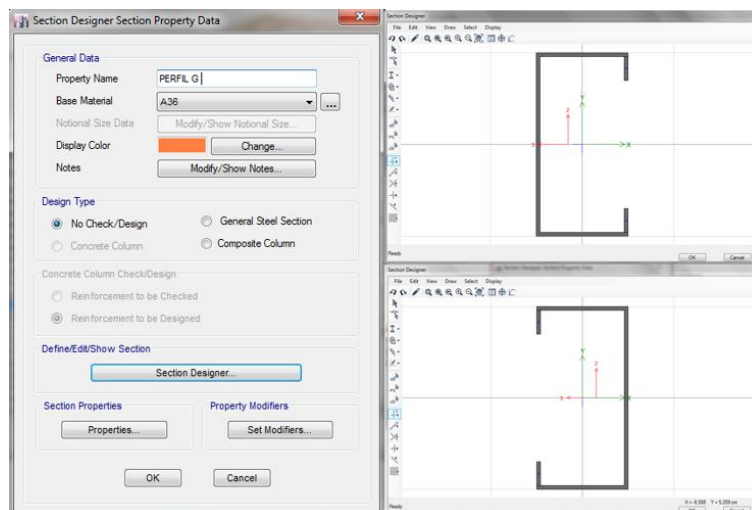
*Correas tipo G (100x50x15x2mm) – Vista 3D*



En la Figura 137, se observa la definición de secciones (perfil tipo G) las mismas que fueron ingresadas con las dimensiones reales tomadas en campo y la asignación del “Material”. La sección agrietada no se modifica con ningún factor, ver Figura 138.

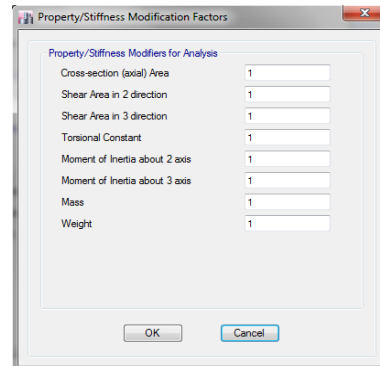
**Figura 137**

*Sección transversal de perfil tipo G (100x50x15x2mm)*



**Figura 138**

*Definición de la sección agrietada para correas de acero*

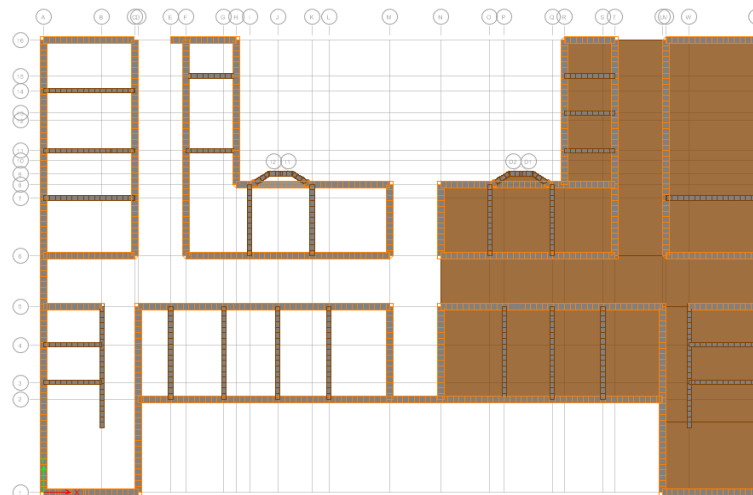


### Entablado

El 46.50% del área de entrespiso del “Hospital San Luis de Otavalo” es de madera tipo eucalipto, el mismo que tiene un espesor de 2cm constituido por un entablado, sobre el cual se encuentra un acabado cerámico y se localiza en la zona derecha de la edificación de estudio, ver Figura 139.

**Figura 139**

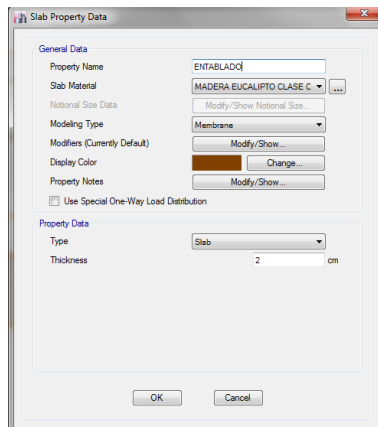
*Ubicación del entrespiso de madera*



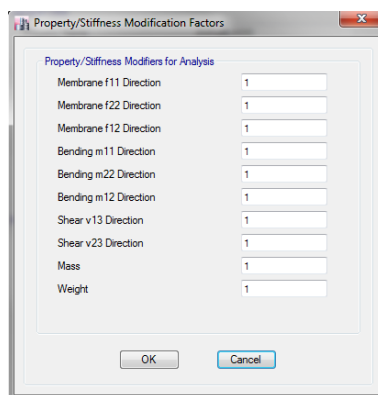
En la Figura 140, se observa la definición sección (espesor “Thickness”), con tipo de modelado “Membrane” y la asignación del “Material”. La sección agrietada para entablado de madera no se modifica con ningún factor, ver Figura 141.

**Figura 140**

*Definición de propiedades del entablado de madera*

**Figura 141**

*Definición de la sección agrietada para entablado de madera*



### **Losas Alivianada Unidireccional**

El 53.50% del área de entrecimso del “Hospital San Luis de Otavalo” es de losas alivianadas unidireccionales, que poseen las mismas características mecánicas, pero con una variación en forma de armado en sentido “X” o “Y”, ver Tabla 96.

**Tabla 96**

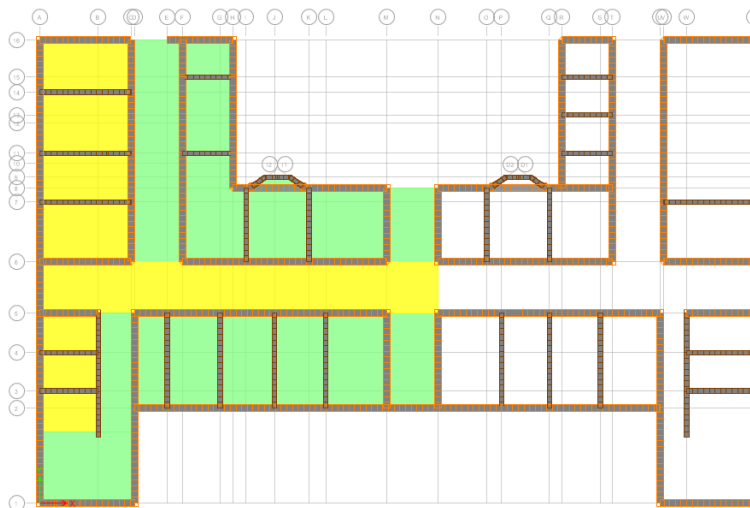
*Losas unidireccionales alivianadas del entrecimso*

<b>Dirección de armado</b>	<b>Color</b>	<b>Espesor (cm)</b>
Sentido “X”	Amarillo	20
Sentido “Y”	Verde	

En la Figura 142 se detalla la ubicación de las losas alivianadas unidireccionales en sentido “X”, como en sentido “Y”.

**Figura 142**

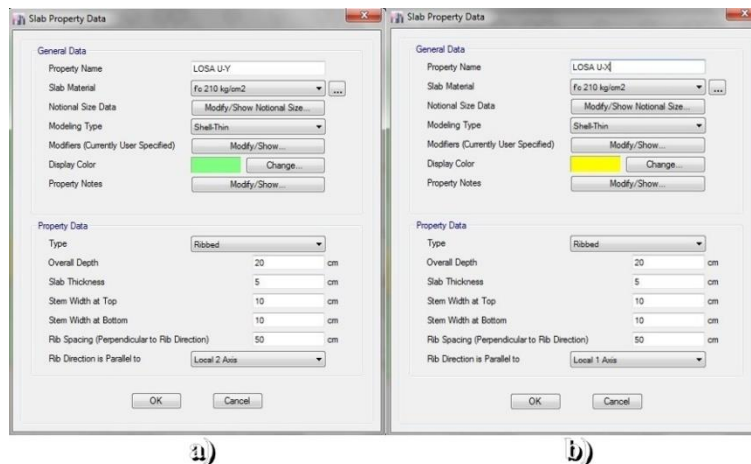
*Ubicación de las losas unidireccionales alivianadas*



En la Figura 143, se observa la definición de secciones (altura total “Overall Depth”, carpeta de compresión “Slab Thickness”, ancho de nervio superior “Stem Width at Top”, ancho del nervio inferior “Stem Width at Bottom” y espaciamiento de nervios “Rib Spacing”), con tipo de modelado “Shell – Thin” y la asignación del “Material”.

**Figura 143**

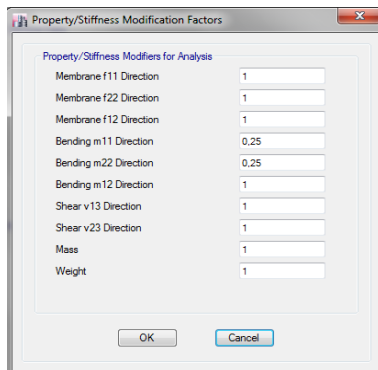
*Secciones de las losas en sentido “Y” a) y “X” b)*



Para el cálculo de la inercia de secciones agrietadas para elementos de hormigón, a las losas o placas se debe multiplicar la inercia gruesa por un factor de “0.25”, como se detalla en la inercia de secciones de la Tabla 19, expuesta en el Apéndice 0 del Capítulo 2. En la Figura 144, se muestra el ingreso del factor.

### Figura 144

*Definición de la sección agrietada para las losas*

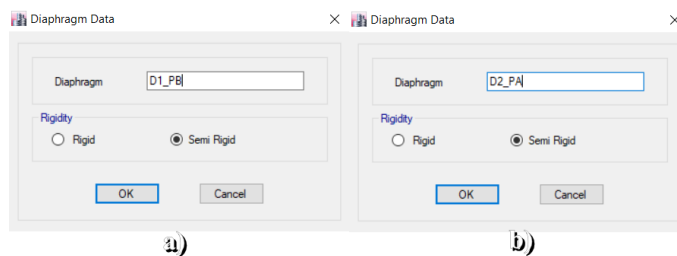


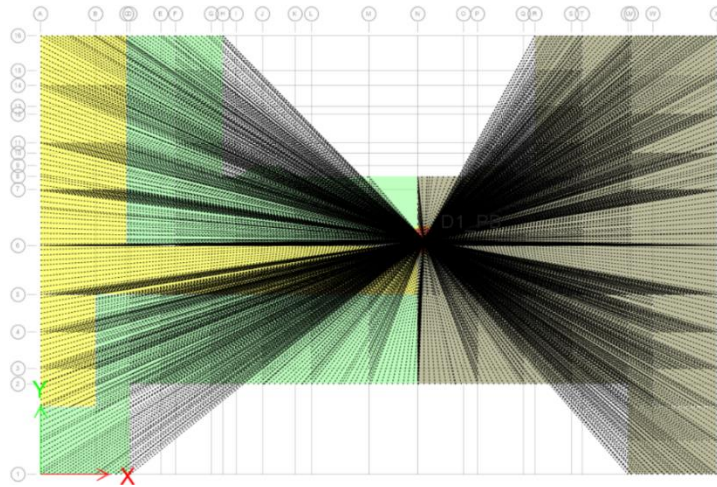
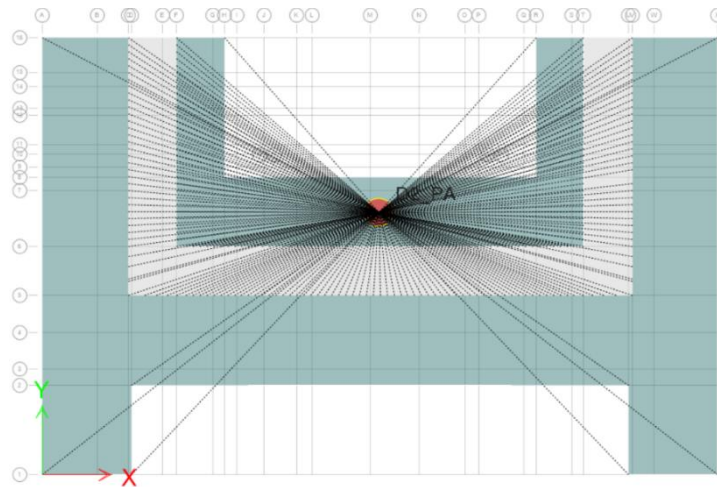
- **Diafragmas horizontales**

La definición de diafragmas horizontales tiene como finalidad acoplar los elementos horizontales presentes en un mismo nivel, el hospital presenta dos plantas, en la planta baja existe la combinación de dos materiales estructurales como: el entrepiso de losa de hormigón armado y el entrepiso de madera, mientras que en la planta alta existe un sistema no estructural de cielo falso, por lo tanto se asignó dos diafragmas horizontales de “Tipo semi rígido”, ver Figura 145, Figura 146 y Figura 147.

### Figura 145

*Definición de diafragma en: planta baja a) y planta alta b)*



**Figura 146***Diafragma horizontal – Planta baja***Figura 147***Diafragma horizontal – Planta alta***Análisis de Cargas*****Carga Muerta***

La carga muerta hace referencia a la carga permanente de la edificación, para el estudio particular del presente trabajo se divide en dos tipos de carga muerta: la carga proveniente del peso propio de los elementos estructurales y el peso adicional proveniente de los acabados o elementos no estructurales.

## Peso Propio

La carga del peso propio se refiere al peso de todos los elementos estructurales de la edificación como son: muros, vigas, viguetas, losa, entablado, cubierta, etc. En este caso el modelo analítico fue elaborado en el software computacional ETABS®, el mismo que calcula automáticamente el peso propio de los elementos estructurales, a partir de los datos ingresados por el usuario, como lo son los datos de peso específico y geometría de los elementos que componen al inmueble. Los pesos específicos de los materiales utilizados en el modelo analítico se muestran a continuación en la Tabla 97.

**Tabla 97**

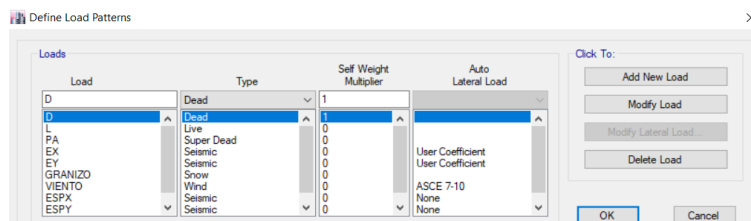
*Peso específico de los materiales que conforman la estructura*

Material	Peso específico	Unidad
Ladrillos planta baja	0.00170	kgf/m <sup>3</sup>
Ladrillos planta alta	0.00154	kgf/m <sup>3</sup>
Hormigón (f'c=210kgf/cm <sup>2</sup> )	2400.00	kgf/m <sup>3</sup>
Madera (Tipo Eucalipto)	550.00	kgf/m <sup>3</sup>
Acero de refuerzo (Gr42)	7850.00	kgf/m <sup>3</sup>
Acero estructural (A36)	7850.00	kgf/m <sup>3</sup>

En el programa de análisis estructural se define un patrón de carga denominado como “D” al cual se le asigna el tipo de carga “Dead” para que registre el peso proveniente de los elementos estructurales y se le asigna el coeficiente de valor unitario para que considere automáticamente su peso el programa, descrito en la Figura 148.

**Figura 148**

*Definición del patrón de carga para el cálculo del peso propio*





### Peso Adicional

Las cargas adicionales o de acabados representan a los pesos de los materiales que se colocan para darle un terminado estético a los pisos, paredes y cubiertas.

En el “Hospital San Luis de Otavalo” se identifica el uso de acabados en pisos y tumbados diferentes por piso, en el primer piso se divide en dos áreas del inmueble: el área que tiene un entrepiso de hormigón armado tipo losa alivianada unidireccional y el área que tiene un entrepiso de madera tipo entablado, mientras que en el segundo piso la distribución de cargas es constante ya que se encuentra en toda el área un sistema no estructural de cielo falso, ver el análisis de cargas en la Tabla 98, los pesos específicos establecidos para acabados fueron tomados de la (NEC-SE-CG (Cargas no sísmicas), 2015).

**Tabla 98**

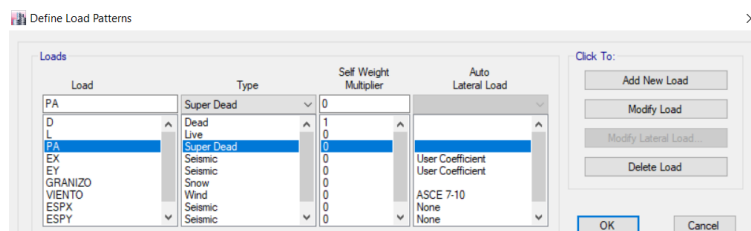
*Carga adicional en pisos y tumbados*

Descripción	Peso específico (kgf/m <sup>3</sup> )	Carga (kgf/m <sup>2</sup> )
<b>Primer piso: diafragma horizontal de hormigón armado – losa unidireccional</b>		
Enlucido y masillado (espesor = 0.02m)	2200	44.00
Acabados (baldosa cerámica) (espesor = 0.02m)	1800	36.00
Acabados de tumbado (cielo raso)	-	10.00
Instalaciones (eléctricas, sanitarias, etc.)	-	30.00
<b>Total</b>		<b>120.0</b>
<b>Primer piso: diafragma horizontal de madera – entablado</b>		
Acabados (baldosa cerámica) (espesor = 0.02m)	1800	36.00
Acabados de tumbado (cielo raso)	-	10.00
Instalaciones (eléctricas, sanitarias, etc.)	-	30.00
<b>Total</b>		<b>76.00</b>
<b>Segundo piso: diafragma horizontal de cielo raso</b>		
Acabados de tumbado (cielo raso)	-	10.00
Instalaciones (eléctricas, sanitarias, etc.)	-	10.00
<b>Total</b>		<b>20.00</b>

En el programa de análisis estructural se define un patrón de carga denominado como “PA” al cual se le asigna el tipo de carga “Super Dead” para que registre el peso proveniente de los acabados o cargas adicionales permanentes y se le asigna el coeficiente de valor cero para que no considere automáticamente su peso ya que se ingresará manualmente las cargas, este procedimiento se detalla en la Figura 149.

**Figura 149**

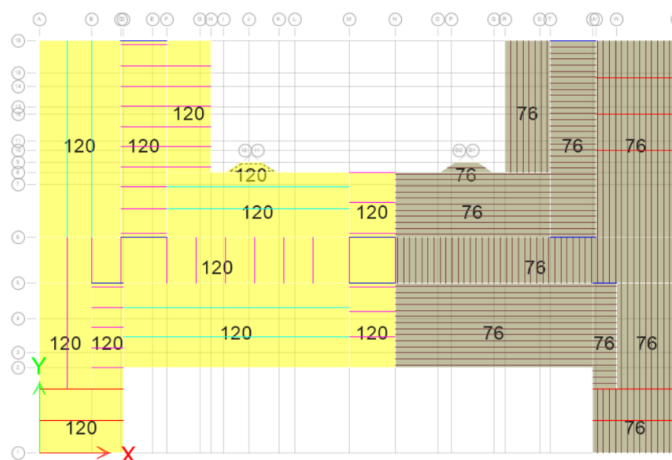
*Definición del patrón de carga adicional*



La distribución de las cargas adicionales asignadas a los diafragmas se descompone en la planta baja en dos áreas, la carga adicional para el entrecimso de losa de hormigón armado y otra carga distinta para el entrecimso de entablado de madera tipo eucalipto Figura 150, mientras que en el tumbado presentan una carga uniforme en toda el área de la edificación, dicha distribución de cargas se identifica en la Figura 151.

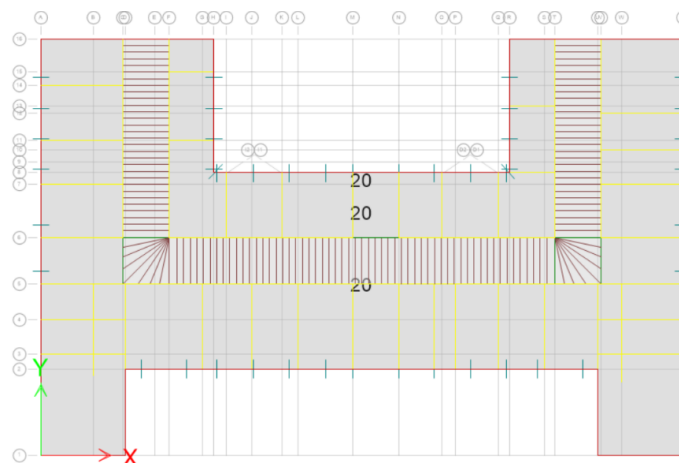
**Figura 150**

*Cargas adicionales en (kgf/m<sup>2</sup>) del nivel +4.20*



**Figura 151**

*Cargas adicionales en (kgf/m<sup>2</sup>) del nivel +8.40*



Las cargas adicionales permanentes de la cubierta, son generadas por el peso propio del material tipo galvalume, que es soportado por las correas de acero estructural como se observa en la Tabla 99, el análisis de las cargas se detallan en la Tabla 100.

**Tabla 99**

*Descripción de material tipo galvalume (Panel AR-2)*

Parámetro	Valor	Unidad
Espesor	0.35	mm
Peso equivalente	3.45	kgf/m <sup>2</sup>
Espaciamiento de apoyos	1.60	m

**Tabla 100**

*Carga adicional en cubierta*

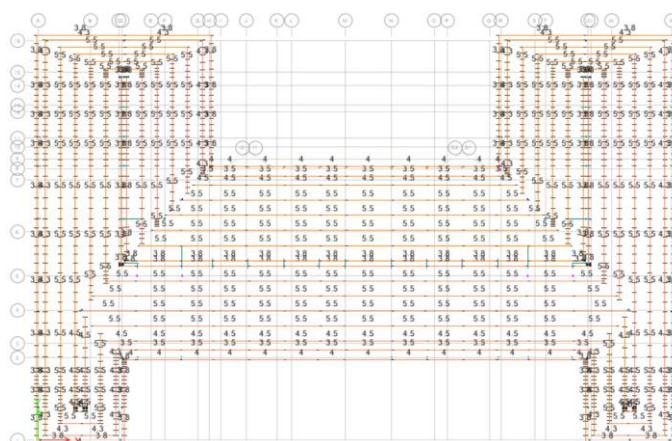
Descripción	Ancho colaborante (m)	Carga (kgf/m)
Correas de borde sentido "Y"	1.10	3.795
Correas contiguas a las de borde sentido "Y"	1.25	4.313
Correas medias sentido "Y"	1.60	5.520
Correas de la cúspide delantera sentido "Y"	1.30	4.485
Correas de la cúspide posterior sentido "Y"	1.10	3.795
Correas de borde centrales sentido "X"	1.15	3.968

Descripción	Ancho colaborante (m)	Carga (kgf/m)
Correas contiguas a las de borde sentido "X"	1.00	3.450
Correas contiguas a las medias sentido "X"	1.30	4.485
Correas medias centrales sentido "X"	1.60	5.520
Correas de la cúspide central sentido "X"	1.10	3.795

La asignación de cargas por metro lineal que recaen sobre las correas de acero estructural A36, se identifican en la Figura 152.

### Figura 152

*Cargas adicionales en (kgf/m) de la cubierta nivel +11.40*



### Carga Viva

Los valores de la carga viva designada a la estructura fueron tomados de la (NEC-SE-CG (Cargas no sísmicas), 2015), la normativa presenta varios tipos de carga viva dependiendo de la ocupación de la estructura, detallados en la Tabla 101.

### Tabla 101

*Carga viva según la ocupación o uso de la estructura*

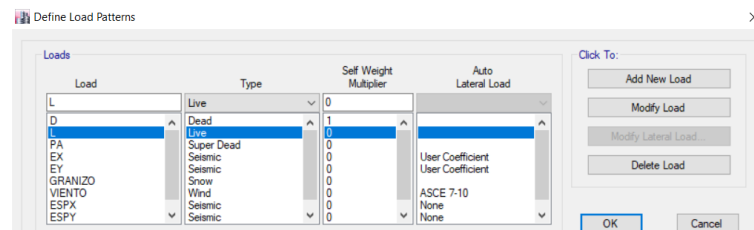
Ocupación o uso	Carga uniforme (kgf/m <sup>2</sup> )
1) Sala de quirófanos, laboratorios	290
Hospitales: 2) Sala de pacientes	200
3) Corredores en pisos superiores	400
Cubiertas: 1) Cubiertas planas, inclinadas y curvas	70

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (NEC-SE-CG (Cargas no sísmicas), 2015).

Se define un patrón de carga llamado “L” de tipo “Live” para que almacene la carga viva designada para el modelamiento, además se le asigna el coeficiente cero para que el programa no calcule la carga viva o temporal, sin embargo, tome en cuenta la carga ingresada de forma manual, este procedimiento se detalla en la Figura 153.

**Figura 153**

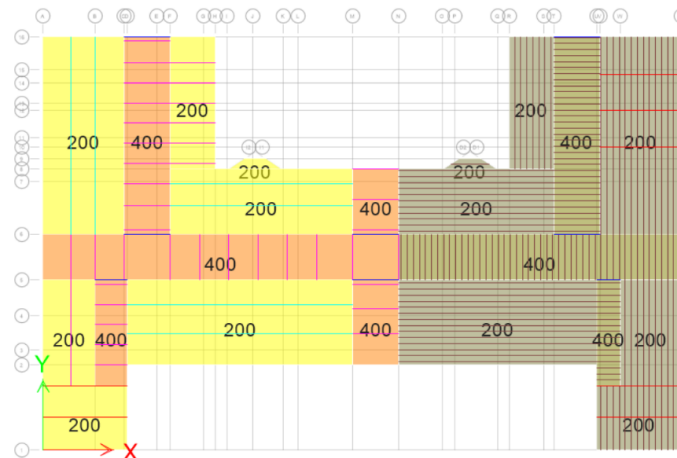
*Definición del patrón de carga viva*



En la Figura 154, se identifican las distribuciones de carga viva asignada al entrepiso de la casa de salud de acuerdo a los valores establecidos por la Tabla 101.

**Figura 154**

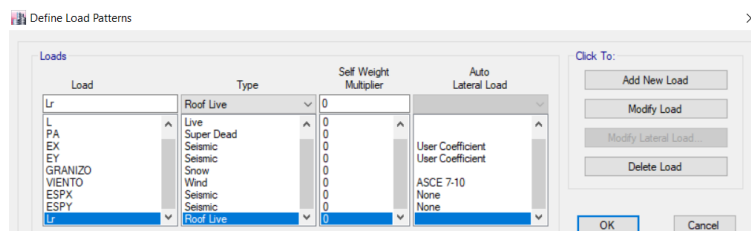
*Carga viva en (kgf/m<sup>2</sup>) del nivel +4.20*



Además, debido a la identificación de carga viva de cubierta se define un patrón de carga llamado “Lr” de tipo “Roof Live” para que almacene la carga viva de cubierta designada para el modelamiento, el valor del coeficiente es similar a la carga viva de entrepisos, ver Figura 155.

**Figura 155**

*Definición del patrón de carga viva de cubierta*



Con respecto a la carga viva que podría existir en la cubierta al ser un área de la edificación que necesita tener un respectivo mantenimiento por limpieza y reparación de daños. La cubierta está compuesta de galvalume, sujetado por correas metálicas, que transfieren las cargas a los elementos tipo celosías de acero estructural, para el análisis de la carga viva se debe tomar en cuenta la carga que transfieren las planchas del panel AR-2 a la estructura principal, además se considera el área cooperante existente entre las correas metálicas y el galvalume, dichas cargas se visualizan en la Tabla 102.

**Tabla 102**

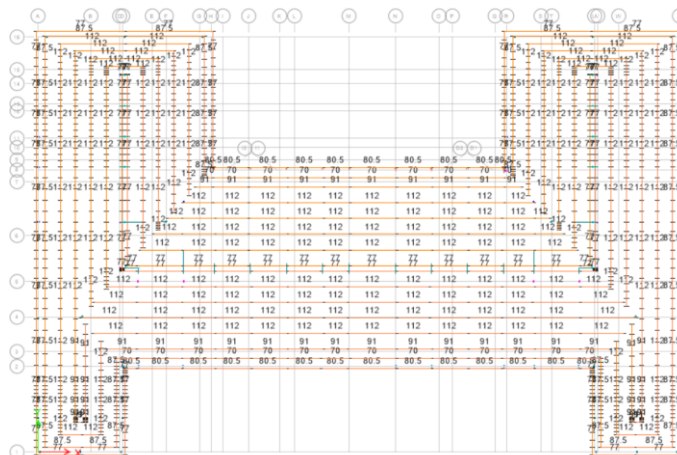
*Carga viva en cubierta*

Descripción	Ancho colaborante (m)	Carga (kgf/m)
Correas de borde sentido "Y"	1.10	77.00
Correas contiguas a las de borde sentido "Y"	1.25	87.50
Correas medias sentido "Y"	1.60	112.0
Correas de la cúspide delantera sentido "Y"	1.30	91.00
Correas de la cúspide posterior sentido "Y"	1.10	77.00
Correas de borde centrales sentido "X"	1.15	80.50
Correas contiguas a las de borde sentido "X"	1.00	70.00
Correas contiguas a las medias sentido "X"	1.30	91.00
Correas medias centrales sentido "X"	1.60	112.0
Correas de la cúspide central sentido "X"	1.10	77.00

La asignación de cargas por metro lineal que recaen sobre las correas de acero estructural A36, se identifican en la Figura 156.

**Figura 156**

*Carga viva en (kgf/m) de la cubierta nivel +11.40*



### **Carga de Granizo**

La Norma Ecuatoriana de la construcción en su capítulo (NEC-SE-CG (Cargas no sísmicas), 2015), indica que se deberá considerar una acumulación de granizo en corto tiempo para regiones del país que se encuentren sobre los 1500msnm, en el caso particular del presente trabajo de titulación el “Hospital San Luis de Otavalo” se sitúa a una elevación de 2524msnm, por lo tanto, se debe considerar este tipo de carga.

La normativa anteriormente mencionada, específica que se debe considerar una distribución de cargas dependiendo de las pendientes presentes en la estructura de análisis, es decir considera un valor de carga mayoritaria de 100kgf/m<sup>2</sup> para pendientes menores del 5%, una carga de 50kgf/m<sup>2</sup> para pendientes menores del 15%, mientras que para pendientes superiores por el peso propio del granizo no sería necesario considerar dicha carga.

Adicionalmente se debe colocar una sobrecarga de 100kgf/m<sup>2</sup> en las áreas de los aleros, en un ancho del 10% de la luz libre, medido desde el borde hacia el apoyo y no menor a 1m, el resumen de las cargas anteriormente mencionadas se presenta en la Tabla 103.

**Tabla 103**

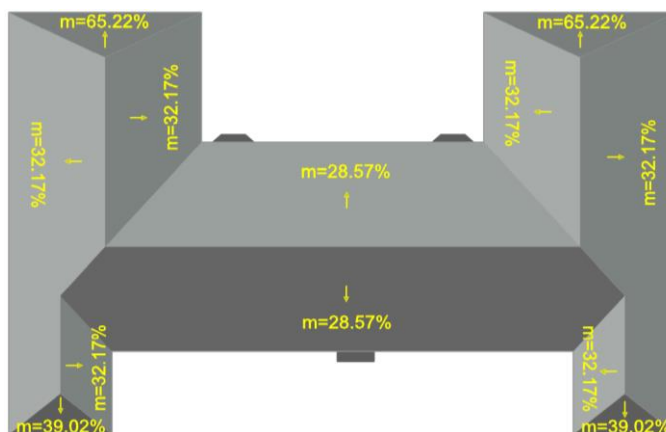
*Descripción de las cargas normalizadas*

Descripción	Valor	Unidades
Cubiertas con pendiente superior al 15%	0.00	kgf/m <sup>2</sup>
Cubiertas con pendiente entre 5% y 15%	50.00	kgf/m <sup>2</sup>
Cubiertas con pendiente menor del 5%	100.00	kgf/m <sup>2</sup>
Sobrecarga en aleros	100.00	kgf/m <sup>2</sup>

Con respecto a la carga de granizo que podría existir en la cubierta del hospital, se analiza las pendientes que presenta la cubierta como se muestra en la Figura 157.

**Figura 157**

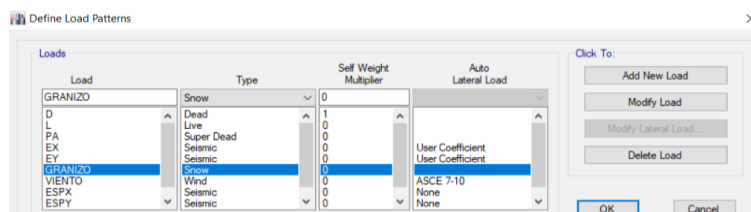
*Pendientes de la cubierta del “Hospital San Luis de Otavalo”*



Se define un patrón de carga llamado “GRANIZO” de tipo “Snow” para que almacene la carga de granizo designada para el modelamiento, además se le asigna el coeficiente cero para que el programa no calcule la carga, ver Figura 158.

**Figura 158**

*Definición del patrón de carga de granizo*





En el “Hospital San Luis de Otavalo” las inclinaciones de la cubierta superan una pendiente del 15% descrito en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15), por lo que se desprecia la contribución de la carga de granizo en la gran mayoría de área de la cubierta, pero sí se toma en cuenta la presencia de granizo en los aleros de la cubierta debido a la presencia de uniones de áreas a diferentes alturas, la considerable dimensión de la cubierta de 2123.46m<sup>2</sup> y las altas pendientes que la conforman.

La carga de granizo que transfieren las planchas del panel AR-2 a la estructura principal, debe considerar el ancho cooperante existente entre las correas metálicas, el detalle de las cargas se visualiza en la Tabla 104 y en la Figura 159.

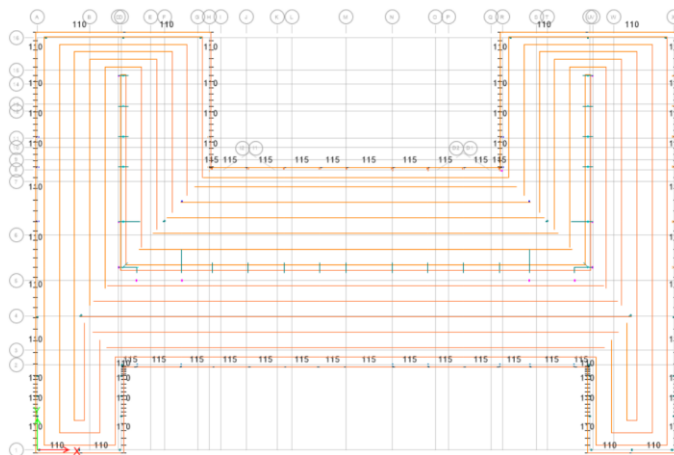
**Tabla 104**

*Carga de granizo en cubierta*

Descripción	Ancho colaborante (m)	Carga (kgf/m)
Correas de borde sentido “Y”	1.10	110.0
Correas de borde centrales sentido “Y”	1.10	110.0
Correas de borde sentido “X”	1.10	110.0
Correas de borde centrales sentido “X”	1.15	115.0

**Figura 159**

*Carga de granizo en (kgf/m) de la cubierta nivel +11.40*



### **Carga de Viento**

Según la Norma Ecuatoriana de Construcción vigente en el capítulo (NEC-SE-CG (Cargas no sísmicas), 2015), en la sección de cargas por viento, considera que para cubiertas inclinadas es necesario tomar en cuenta dichas cargas, por lo cual en el presente trabajo de titulación analizamos las cargas de viento debido a que la cubierta ocupa un área considerable de extensión de  $2123.46\text{m}^2$  y presenta pendientes altas (superiores al 25%) identificadas en la Figura 157.

La carga ocasionada por el viento depende directamente de la ubicación geográfica donde se encuentre la estructura de análisis, ya que se identifica la velocidad del viento con la cual se calcula la presión a la cual la cubierta se encuentra sometida, la normativa ecuatoriana detalla que la velocidad de diseño para viento hasta 10m de altura será la adecuada a la velocidad máxima para la zona de ubicación de la edificación, pero no menor a  $21\text{m/seg}$  ( $75\text{km/h}$ ).

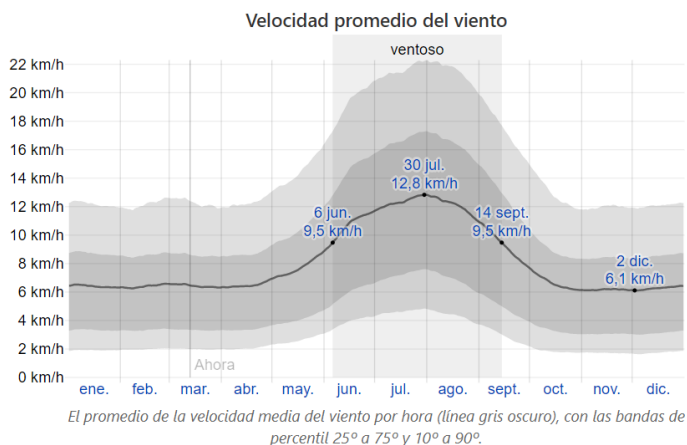
El “Hospital San Luis de Otavalo” se encuentra en una zona andina sobre los  $2524\text{msnm}$  y según datos recabados de los anuarios meteorológicos del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), las condiciones del viento que recorren por Otavalo dependen en gran medida de la diferencia de presión atmosférica sumado a factores locales como: brisa de valle y de montaña.

La velocidad promedio del viento en el cantón Otavalo a 10m sobre el suelo tiene variaciones estacionales considerables en el transcurso del año. La parte más ventosa del año dura aproximadamente 3.3 meses, del 6 de junio al 14 de septiembre, con velocidades promedio de más de  $9.5\text{km/h}$ . El día más ventoso del año es el 30 de julio, con una velocidad promedio de  $12.8\text{km/h}$ . El tiempo más calmado del año dura aproximadamente 8.7 meses, del 14 de septiembre al 6 de junio. El día menos ventoso del año es el 2 de diciembre, con una velocidad promedio de  $6.1\text{km/h}$ .

En la Figura 160, se puede observar la velocidad promedio del viento del cantón Otavalo durante un año calendario promediado con datos históricos recabados por MERRA-2 Modern-Era Retrospective Analysis – NASA, se verificó la información presentada al cotejar los datos con los proporcionados por el INAMHI.

**Figura 160**

*Velocidad del viento anual en Otavalo*

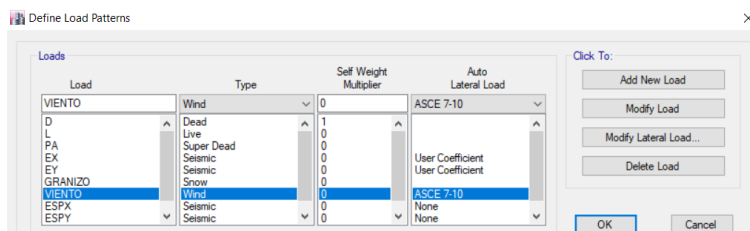


*Nota:* Esta figura es extraída de (Cedar Lake Ventures, Inc, 2020).

Para el análisis de la carga de viento en el software de análisis estructural, se define un patrón de carga llamado “VIENTO” de tipo “Wind” para que almacene la carga de viento designada para el modelamiento, además se le asigna el análisis de dicha carga se lo hace en función de la norma internacional (ASCE/SEI 7-16 (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures), 2016), ver Figura 161.

**Figura 161**

*Definición del patrón de carga de viento*



Los coeficientes de viento, para el cálculo de la presión que ejerce el mismo sobre edificaciones son: velocidad del viento, tipo de rugosidad de la superficie de la Tabla 105, tipo de exposición de las estructuras de la Tabla 106, factor topográfico “*Kzt*”, factor de efecto ráfaga y factor de direccionalidad de la Tabla 107.

### Tabla 105

*Tipo de rugosidad de las superficies de las estructuras*

Descripción	Valoración
La rugosidad de la superficie sea de tipo urbana, suburbana, boscosas u otro terreno con numerosas obstrucciones espaciadas entre sí, que tengan la altura del tamaño de viviendas unifamiliares o más grandes.	<b>B</b>
La rugosidad de la superficie sea de tipo abierto con obstrucciones dispersas entre sí, que tengan alturas generalmente menores a 30ft (9.1m), en esta categoría se incluye el campo abierto como pastizales o cultivos de tallo bajo.	<b>C</b>
La rugosidad de la superficie sea plana, sin obstáculos y con presencia de superficies de agua, esta categoría incluye llanuras de barro, salinas y hielo sin romper.	<b>D</b>

*Nota:* (ASCE/SEI 7-16 (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures), 2016).

### Tabla 106

*Tipo de exposición con respecto a la presión del viento*

Descripción	Valoración
Para edificios con cubierta de altura pequeña de exposición inferior a 30ft (9.1m), se aplicará donde la rugosidad es del tipo B y que prevalezca en la dirección del viento por una distancia mayor de 1500ft (475m). Además, para edificios con cubierta de altura media de exposición mayor a 30ft (9.1m), que presente la rugosidad de tipo B y que prevalezca en la dirección del viento por una distancia mayor a 2600ft (792m) o 20 veces la altura del edificio, la que sea mayor.	<b>B</b>
Para edificios donde la exposición de las estructuras B o D no se aplique.	<b>C</b>
Para edificios donde la rugosidad de la superficie del suelo, sea según lo definido por la rugosidad de tipo D y que prevalezca en la dirección del viento a una distancia mayor de 5000ft (1524m) o 20 veces la altura del edificio, lo que sea mayor.	<b>D</b>

*Nota:* (ASCE/SEI 7-16 (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures), 2016).

**Tabla 107***Factor de direccionalidad del viento*

<b>Descripción</b>	<b>Valoración</b>
Edificaciones:	
1) Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento	0.85
2) Componentes y revestimientos.	0.85
Techos arqueados	0.85
Chimeneas, tanques y estructuras similares de forma:	
1) Cuadradas	0.90
2) Hexagonales	0.95
3) Redondas	0.95
Paredes independientes sólidas y letreros solidos independientes y adheridos	0.85
Letreros abiertos y marcos de celosía	0.85
Torres armadas:	
1) Triangulares, cuadradas y rectangulares.	0.85
2) Todas las demás secciones transversales.	0.95

*Nota:* (ASCE/SEI 7-16 (Minimun Desing Loads for Buildings and Other Structures), 2016).

En la Tabla 108 se presentan los coeficientes de la norma (ASCE/SEI 7-16 (Minimun Desing Loads for Buildings and Other Structures), 2016), para el cálculo de las cargas de viento ingresados en el software ETABS®, ver Figura 162.

**Tabla 108***Coeficientes de la carga de viento*

<b>Descripción</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
Velocidad del viento real	22.00	km/h
Velocidad del viento mínimo (NEC – 15)	75.00	km/h
Tipo de rugosidad de la superficie	B	s.u.
Tipo de exposición de la estructura	B	s.u.
Factor topográfico (Kzt), para llanos	1	s.u.
Factor de efecto ráfaga, para estructuras rígidas	0.85	s.u.
Factor de direccionalidad, edificaciones	0.85	s.u.
Relación del área sólida con el área bruta	0.2	s.u.

**Figura 162**

*Coefficientes de la carga de viento (Norma ASCE/SEI 7-10)*

### **Análisis Sísmico**

Las edificaciones deben diseñarse para resistir fuerzas tanto verticales como horizontales, en el caso de las fuerzas horizontales provocadas principalmente por el efecto de las fuerzas sísmicas actuantes, es por ello que para un análisis estructural se emplea el diseño basado en fuerzas (DBF), mediante la aplicación de métodos estáticos y dinámicos especificados en la (NEC – 15) (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

La filosofía de diseño sismo resistente, tiene como finalidad que las estructuras ante la presencia de un sismo esperado tengan la capacidad de responder de forma adecuada y precautelar la vida de sus ocupantes, es decir este diseño busca que las edificaciones sean resilientes, para lograr este diseño se lleva a cabo considerando el sismo de diseño con una probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años (con periodo de retorno de 475años) (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

En bienes inmuebles de ocupación esencial como es el caso del “Hospital San Luis de Otavalo”, los objetivos del diseño sismo resistente serán:

- 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 (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

El diseño sismo resistente se realizará asumiendo las indicaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15), que establece que se debe analizar a la estructura por el diseño basado en fuerzas (DBF), mediante los métodos: estático lineal y pseudo – dinámico; dichas metodologías deben realizarse de carácter obligatorio con excepción de las estructuras totalmente regulares que solo necesitarán un análisis estático lineal (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

### ***Zonificación Sísmica y Factor de Zona “Z”***

Para el análisis sísmico de edificaciones es determinante establecer el valor que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, más conocida como el factor de zona “Z” que está expresada como la fracción de la aceleración de la gravedad en un área determinada.

El “Hospital San Luis de Otavalo” de acuerdo al mapa de zonificación sísmica de la Figura 3, expuesta en el Apéndice 0 del Capítulo 2 y cotejando los datos con la sección de poblaciones ecuatorianas y valor del factor “Z” de la (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015), por lo tanto, la valoración del inmueble es la expresada en la Tabla 109 y de acuerdo a la Tabla 3 tiene una caracterización “Alta” de peligro sísmico.

**Tabla 109**

*Factor de zona sísmica “Z” del “Hospital San Luis de Otavalo”*

<b>Población</b>	<b>Parroquia</b>	<b>Cantón</b>	<b>Provincia</b>	<b>Z</b>
Otavalo	El Jordán	Otavalo	Imbabura	0.4

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015) y editada por los autores.

### **Coeficientes de Perfil de Suelo**

Para conocer el tipo de suelo sobre el cual gravita la casa de salud, se realizó el ensayo de refracción sísmica y el ensayo de penetración estándar (SPT), descritos en el Capítulo 3. De acuerdo a los estudios realizados se determinó que la estructura está ubicada en un suelo “Tipo D”, información con la cual se procede a determinar los respectivos coeficientes de perfil de suelo.

#### **Coeficiente de Amplificación del Suelo “Fa”**

En la Tabla 110 se presenta el valor del coeficiente “Fa” del “Hospital San Luis de Otavalo”, parámetro que “amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio” (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

**Tabla 110**

*Tipo de suelo y factores de sitio “Fa”*

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica y factor “Z”					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
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	Se realizarán investigaciones geotécnicas de suelo específicas					

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015) y editada por los autores.

#### **Coeficiente de Amplificación del Espectro Elástico “Fd”**

En la Tabla 111 se presenta el coeficiente “Fd”, parámetro que “amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio” (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).



**Tabla 111***Tipo de suelo y factores de sitio “Fd”*

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica y factor “Z”					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
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	Se realizarán investigaciones geotécnicas de suelo específicas					

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015) y editada por los autores.

### **Coefficiente de Comportamiento No Lineal de los Suelos “Fs”**

En la Tabla 110 se presenta el valor del coeficiente “Fs” de la estructura de análisis, que “considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación de periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos” (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

**Tabla 112***Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo “Fs”*

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica y factor “Z”					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F	Se realizarán investigaciones geotécnicas de suelo específicas					

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015) y editada por los autores.

### **Periodo de Vibración “T” de la Estructura**

Para el cálculo del periodo de vibración del “Hospital San Luis de Otavalo”, usando la metodología propuesta por la (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015), específicamente el “Método 1” que plantea una estimación del periodo de vibración de las estructuras para cada dirección de análisis, dicho valor es una estimación inicial razonable del periodo fundamental del inmueble que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura. El periodo de vibración “T” permite determinar el valor “ $S_a$ ” del espectro de aceleraciones, mientras que por el “Método 2” se sabe que su valor del periodo fundamental de la estructura no debe ser mayor en un 30% al valor calculado por el “Método 1”.

Para edificaciones, el valor “ $Tm_1$ ” se determina de manera aproximada mediante la expresión Ecuación 45 y el valor del “ $Tm_2$ ” mediante la Ecuación 46:

$$Tm_1 = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ecuación 45}$$

$$Tm_2 = Tm_1 * 1.30 \quad \text{Ecuación 46}$$

Donde:

$Tm_1$  = periodo de vibración mediante el método 1,

$Tm_2$  = periodo de vibración mediante el método 2,

$C_t$  = coeficiente que depende del tipo de edificio y

$h_n^\alpha$  = altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura (m).

Para estructuras con muros estructurales de mampostería, el factor “ $C_t$ ” se determina mediante la Ecuación 47 y Ecuación 48 (con  $\alpha = 1$ ).

$$C_t = \frac{0.0062}{\sqrt{C_w}} \quad \text{Ecuación 47}$$

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^{n_w} \left[ \left( \frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 * \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left( \frac{h_{wi}}{l_{wi}} \right)^2} \right]$$

Ecuación 48

Donde:

$A_B$  = área de la edificación en su base (m<sup>2</sup>),

$n_w$  = número de muros en la dirección de estudio,

$h_n$  = altura máxima de la edificación de “n” pisos, medida desde la base (m),

$h_{wi}$  = altura del muro “i” medida desde la base (m),

$A_{wi}$  = área mínima de cortante de la sección de un muro estructural “i” (m<sup>2</sup>) y

$l_{wi}$  = longitud medida horizontalmente (m), de un muro estructural “i” en la base.

En la Tabla 113, se expone el cálculo del factor “ $C_w$ ” tomando en cuenta los muros de la edificación en sentido “X” y el área de la edificación en su base de 1899.15m<sup>2</sup>, los datos no consideraron aberturas de ventanas por facilidad de análisis, además dichos resultados posteriormente serán cotejados con el valor obtenido en el modelo estructural analítico.

**Tabla 113**

*Cálculo del factor “ $C_w$ ” en sentido “X”*

<b>Eje (#)</b>	<b>Ubicación (Inicial – Final)</b>	<b><math>h_{wi}</math> (m)</b>	<b><math>A_{wi}</math> (m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>l_{wi}</math> (m)</b>	<b><math>C_w</math> (s.u.)</b>
1	1A – 1C; 1V – 1X	8.40	9.42	15.70	7.61
2	2D – 2U	8.40	26.31	43.85	25.53
3	3A – 3B; 3W – 3X	8.40	3.62	9.05	2.11
4	4A – 4B; 4W – 4X	8.40	3.66	9.15	2.15
5	5A – 5X	8.40	26.85	44.75	26.09
6	6A – 6X	8.40	26.94	44.90	26.18
7	7A – 7C; 7V – 7X	8.40	4.88	12.20	3.50
8	8H – 8M; 8N – 8T	8.40	16.53	28.60	15.43
11a	11A – 11C; 11F – 11H	8.40	3.44	8.60	1.92

Eje (#)	Ubicación (Inicial – Final)	$h_{wi}$ (m)	$A_{wi}$ (m <sup>2</sup> )	$l_{wi}$ (m)	$C_w$ (s.u.)
11b	11R – 11T	4.20	1.10	2.75	1.50
13	13R – 13T	8.40	1.10	2.75	0.13
14	14A – 14C	8.40	2.98	7.45	1.45
15a	15F – 15H	8.40	1.10	2.75	0.13
15b	15R – 15T	4.20	1.10	2.75	1.50
16	16A – 16C; 16F – 16H; 16R – 16T; 16V – 16X	8.40	16.44	27.40	15.25
<b>Sumatoria de “<math>C_w</math>” en sentido “X”</b>					<b>0.0687</b>

Una vez obtenido el valor de “ $C_w$ ” en sentido “X”, procedemos a calcular el coeficiente “ $C_t$ ” aplicando la Ecuación 47 y a continuación determinamos el periodo fundamental de la estructura en el sentido de análisis mediante las metodologías especificadas en la (NEC – 15) (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

$$C_{tx} = \frac{0.0062}{\sqrt{0.0687}} = 0.0237$$

$$Tm_{1x} = 0.0237 * 8.40^1 = 0.199seg$$

$$Tm_{2x} = 0.199seg * 1.30 = 0.258seg$$

En la Tabla 114, se expone el cálculo del factor “ $C_w$ ” tomando en cuenta los muros de la edificación en sentido “Y”, de la misma forma que se realizó en sentido “X”.

**Tabla 114**

*Cálculo del factor “ $C_w$ ” en sentido “Y”*

Eje (#)	Ubicación (Inicial – Final)	$h_{wi}$ (m)	$A_{wi}$ (m <sup>2</sup> )	$l_{wi}$ (m)	$C_w$ (s.u.)
A	A1 – A16	8.40	22.11	36.85	21.20
B	B2 – B5	8.40	3.68	9.20	2.18
C	C6 – C16	8.40	8.97	14.95	7.11
D	D1 – D5	8.40	8.28	13.80	6.33
E	E2 – E5	4.20	2.84	7.10	8.80
F	F6 – F16	8.40	9.69	16.15	7.91
G	G2 – G5	8.40	2.72	6.80	1.20

<b>Eje (#)</b>	<b>Ubicación (Inicial – Final)</b>	<b><math>h_{wi}</math> (m)</b>	<b><math>A_{wi}</math> (m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>l_{wi}</math> (m)</b>	<b><math>C_w</math> (s.u.)</b>
H	H8 – H16	8.40	7.50	12.50	5.46
I	I6 – I8	8.40	1.80	4.50	0.46
J	J2 – J5	8.40	2.72	6.80	1.20
K	K6 – K8	8.40	2.38	5.88	0.88
L	L2 – L5	8.40	2.40	6.00	0.91
M	M2 – M5; M6 – M8	8.40	7.02	11.70	4.92
N	N2 – N5; N6 – N8	8.40	5.19	8.65	2.91
O	O6 – O8	8.40	2.38	5.85	0.88
P	P2 – P5	8.40	2.76	6.90	1.24
Q	Q2 – Q5; Q6 – Q8	8.40	5.12	12.75	3.77
R	R8 – R16	8.40	7.50	12.50	5.46
S	S2 – S5	8.40	3.12	7.80	1.59
T	T6 – T16	8.40	9.81	16.35	8.05
U	U1 – U5	8.40	8.46	14.10	6.53
V	V6 – V16	8.40	9.51	15.85	7.71
W	W2 – W5	8.40	4.16	10.40	2.70
X	X1 – X16	8.40	23.46	39.10	22.59
<b>Sumatoria de “<math>C_w</math>” en sentido “Y”</b>					<b>0.0695</b>

Una vez obtenido el valor de “ $C_w$ ” en sentido “Y”, procedemos a calcular el coeficiente “ $C_t$ ” aplicando la Ecuación 47 y a continuación determinamos el periodo fundamental de la estructura en el sentido de análisis mediante las metodologías especificadas en la (NEC – 15) (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

$$C_{ty} = \frac{0.0062}{\sqrt{0.0695}} = 0.0235$$

$$Tm_{1y} = 0.0235 * 8.40^1 = 0.198seg$$

$$Tm_{2y} = 0.198seg * 1.30 = 0.257seg$$

Los dos periodos calculados anteriormente servirán para determinar el valor de la aceleración espectral como se indica posteriormente.

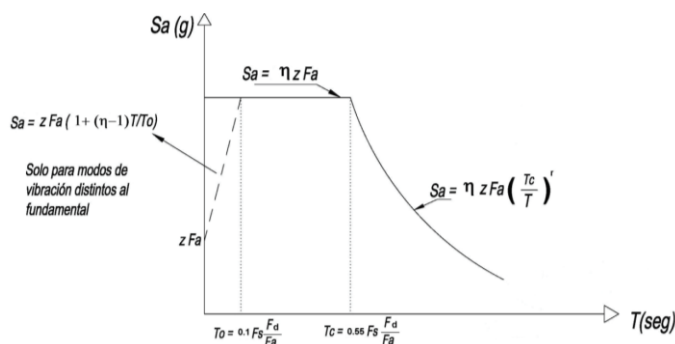
### ***Espectro Elástico Horizontal de Diseño en Aceleraciones “Sa”***

“El espectro de respuesta horizontal de aceleraciones “Sa”, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño” (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015), se presenta en la Figura 163, el cual depende de varios parámetros, como:

- Factor de zona sísmica “Z”.
- Tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura.
- Los coeficientes de amplificación del suelo: “Fa”, “Fd” y “Fs”.

### **Figura 163**

*Espectro sísmico elástico de aceleraciones*



*Nota:* Esta figura es extraída de la (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

Donde:

$\eta$  = razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T=0.1$ seg) y el PGA:

$\eta = 1.80$ : para provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).

$\eta = 2.48$ : para provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

$\eta = 1.80$ : para provincias del Oriente.

$r$  = factor que depende de la ubicación geográfica del proyecto:

$r = 1$ : para todos los suelos, con excepción del suelo “Tipo E”.

$r = 1.5$ : para suelo “Tipo E”.

$F_a, F_d$  y  $F_s$  = coeficiente de amplificación del suelo,

$S_a$  = espectro de respuesta elástico de aceleraciones,

$T$  = periodo fundamental de vibración de la estructura,

$T_o$  = periodo límite inferior de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones,

$T_c$  = periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones y

$Z$  = aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.

El espectro de diseño de la (NEC – 15), obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural “ $T$ ”, que puede encontrarse en dos rangos, calculados a partir de la Ecuación 49 y Ecuación 50.

$$S_a = \eta Z F_a, \text{ para } 0 \leq T \leq T_c \quad \text{Ecuación 49}$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r, \text{ para } T > T_c \quad \text{Ecuación 50}$$

### **Límites Para el Periodo de Vibración**

Los límites para el periodo de vibración, se calculan a partir de las ecuaciones expresadas a continuación en la Ecuación 51 y Ecuación 52.

$$T_c = 0.55 * F_a \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 51}$$

$$T_L = 2.4 * F_d \quad \text{Ecuación 52}$$

Donde:

$T_c$  = periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

$T_L$  = periodo límite superior de vibración utilizado para la definición del espectro de respuesta en desplazamientos.

### ***Coefficiente de Importancia Estructural “I”***

La estructura a analizarse debe estar clasificada dentro de las categorías que se establecen en la Tabla 115 y de acuerdo a sus características de funcionalidad adoptara el coeficiente de importancia “I”. El motivo del factor “I” es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

**Tabla 115**

*Tipo de uso, destino e importancia de la estructura*

<b>Categoría</b>	<b>Tipo de uso, destino e importancia</b>	<b>Coefficiente I</b>
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil, entre otras.	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

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

La estructura de análisis es catalogada por el Ministerio de Salud Pública como un “Hospital Básico” y funciona desde su construcción hasta la actualidad como un centro de salud, por lo tanto, la edificación tiene la categoría de edificación esencial y su coeficiente de importancia “I” es “1.5”.

### ***Factor de Reducción de Resistencia Sísmica “R”***

El factor “R” permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es lícito siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en



las secciones detalladas para funcionar como rótulas plásticas, se considera que el factor “R” depende de la tipología estructural descrita en la Tabla 116 (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

### **Tabla 116**

*Factor de reducción de resistencia sísmica*

<b>Muros estructurales portantes</b>	<b>Factor R</b>
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1.0
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3.0
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3.0
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3.0

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

El “Hospital San Luis de Otavalo” presenta un sistema estructural conformado principalmente por muros de mampostería no confinada, con altura de dos pisos, en 1978 fue reforzada parcialmente su sistema de entrepiso, constituida de la siguiente manera; una área parcial de 46.50% de entrepiso de madera y una área parcial de 53.50% por elementos de hormigón armado (losa alivianada unidireccional y vigas que soporten la carga vertical de dichas losas), por lo tanto, la valoración que se adopta del factor de reducción de resistencia sísmica “R” es “2.0”.

### ***Irregularidad en Planta y Elevación***

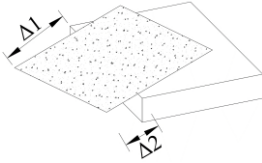
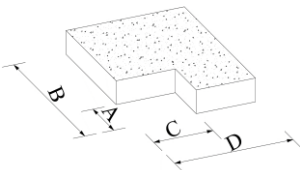
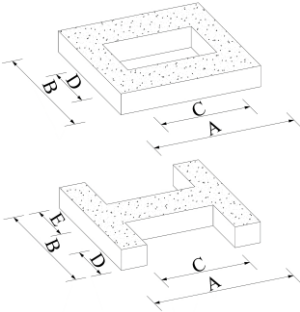
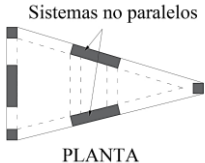
Según la (NEC – 15), una estructura se considera como regular en planta y en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad descritas en la siguiente sección (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

#### **Irregularidad en Planta**

En la Tabla 117 se describe las tipologías de irregularidades en planta que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras y los coeficientes de irregularidad en planta asignados para cada tipología que presente la edificación.

Tabla 117

Coefficientes de irregularidad en planta

Tipo de irregularidad	Esquema
<p><b>Tipo 1: Irregularidad torsional</b></p> <p><math>\emptyset_{P1} = 0.9</math></p> <p>a) <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}</math></p> <p>La máxima deriva de piso de un extremo de la estructura es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.</p>	
<p><b>Tipo 2: Retrocesos excesivos en las esquinas</b></p> <p><math>\emptyset_{P2} = 0.9</math></p> <p>a) <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></p> <p>Las proyecciones de las esquinas, a ambos lados del entrante, son mayores al 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p><b>Tipo 3: Discontinuidades en el sistema de piso</b></p> <p><math>\emptyset_{P3} = 0.9</math></p> <p>a) <math>CD &gt; 0.5AB</math></p> <p>b) <math>(CD + CE) &gt; 0.5AB</math></p> <p>Las aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o cambios de la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p><b>Tipo 4: Ejes estructurales no paralelos</b></p> <p><math>\emptyset_{P4} = 0.9</math></p> <p>Los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	<p>Sistemas no paralelos</p>  <p>PLANTA</p>

Nota: Esta tabla es tomada de la (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

Para el análisis de las irregularidades en planta del “Hospital San Luis de Otavalo” se examinan los parámetros individuales de cada tipo de irregularidad.

- **Tipo 1: Irregularidad torsional**

Para dictaminar que existe irregularidad torsional, la estructura debe satisfacer la condición expresada en la Ecuación 53.

$$\Delta_E > 1.2 * \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$$

Ecuación 53

Donde:

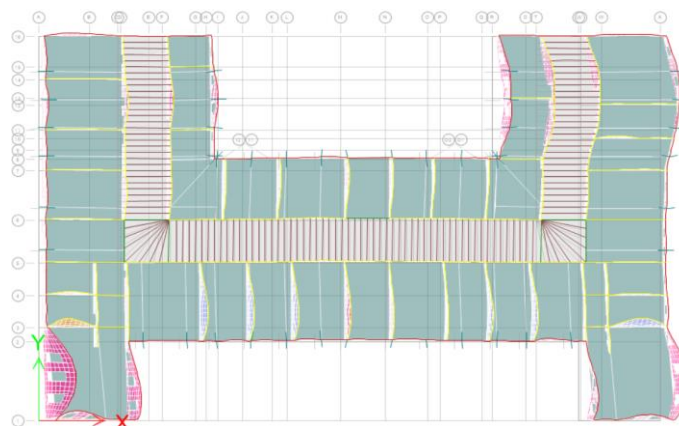
$\Delta_E$  = máxima deriva elástica de piso de un extremo de la estructura y

$\Delta_1$  y  $\Delta_2$  = deriva torsional en los extremos de la edificación.

El hospital tiene una distribución en planta en forma de “H” y diferentes elementos estructurales en el entrepiso, es comprensible que presente: torsión inherente o accidental. Para el análisis de torsión en sentido “X” se somete a la estructura al sismo dinámico, como se ve en la Figura 164.

**Figura 164**

*Estructura deformada por sismo dinámico sentido “X”*



Como se observa en la Figura 164 el eje más afectado es el “X”, entonces se analiza las derivas en las esquinas de la estructura identificados en la Figura 165.

**Figura 165**

*Muro crítico analizado en el sentido “X”*

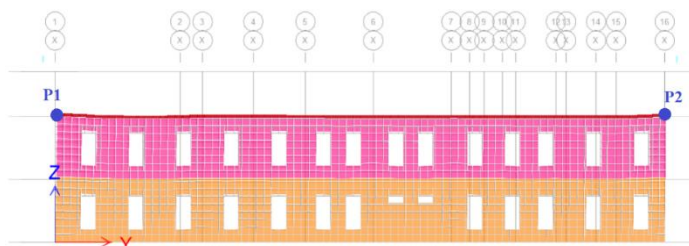


Figura 166

Deriva sentido “X”: “P1” a) y “P2” b)

Object ID	Tower and Story	Label	Unique Name
N+8.40		362	951

Point Displacement and Drift			
	X	Y	Z
Translation, m	0.01551	0.001506	0.002225
Rotation, rad	0.000500	0.001457	0.006968
Drift	0.001708	0.000164	

a)

Object ID	Tower and Story	Label	Unique Name
N+8.40		7099	12134

Point Displacement and Drift			
	X	Y	Z
Translation, m	0.006244	0.001166	0.001656
Rotation, rad	0.000296	0.000690	0.002677
Drift	0.000791	0.000112	

b)

Para el cálculo de la deriva torsional se aplica el teorema de Pitágoras, ver Ecuación 54 con los desplazamientos en sentido “X” y en sentido “Y”, en cada esquina del muro estructural analizado y se compara con la deriva elástica máxima de piso mediante la Ecuación 55.

$$\Delta n = \sqrt{\Delta x n^2 + \Delta y n^2} \quad \text{Ecuación 54}$$

$$\Delta_E = \max[\Delta 1; \Delta 2] \quad \text{Ecuación 55}$$

Usando la información proporcionada en la Figura 166-a y Figura 166-b, podemos ingresar los valores a la Ecuación 54 y los resultados obtenidos reemplazar en la Ecuación 53 y comparar dichos cálculos con el valor resultante de la Ecuación 55, para conocer si la estructura presenta irregularidad en planta del “Tipo 1”

$$\Delta 1 = \sqrt{0.001708^2 + 0.000164^2} = 0.00171586$$

$$\Delta 2 = \sqrt{0.000791^2 + 0.000112^2} = 0.00079889$$

$$\Delta_E = \max[0.00171486; 0.00079889] = 0.00171586$$

$$0.00171586 > 1.2 * \frac{0.00171586 + 0.00079889}{2}$$

$$0.00171586 > 0.00150885$$

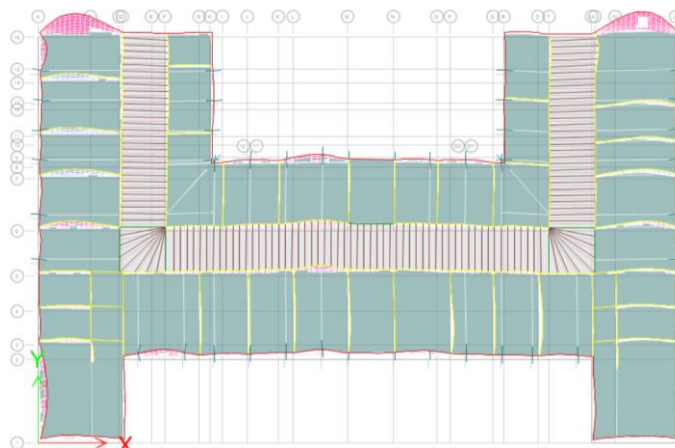
∴ Verdadero, sí existe irregularidad en planta, “Tipo 1”

$$\emptyset x_{p1} = 0.9$$

Para el análisis de torsión en el sentido “Y”, se aprecia en la Figura 167 los desplazamientos que presenta la estructura, al ser sometida al sismo dinámico.

**Figura 167**

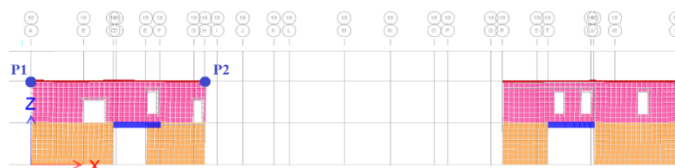
*Estructura deformada por sismo dinámico sentido “Y”*



Como se observa en la Figura 167 el eje más afectado es el “16”, entonces se analiza las derivas en las esquinas de la estructura identificados en la Figura 168.

**Figura 168**

*Muro crítico analizado en el sentido “Y”*



**Figura 169**

*Deriva sentido “Y”: “P1” a) y “P2” b)*

Object ID	Tower and Story	Label	Unique Name
N+0.40		7114	12304

Point Displacement and Drift			
	X	Y	Z
Translation, cm	0.1844	0.4528	0.1146
Rotation, rad	0.000938	0.000457	0.012766
Drift	0.000194	0.000694	

a)

Object ID	Tower and Story	Label	Unique Name
N+0.40		7465	12330

Point Displacement and Drift			
	X	Y	Z
Translation, cm	0.1953	0.4355	0.0738
Rotation, rad	0.000417	0.000179	0.000980
Drift	0.000215	0.000466	

b)

Usando la información proporcionada en la Figura 169-a y Figura 169-b, realizamos en mismo procedimiento efectuado en el sentido “X”.

$$\Delta 1 = \sqrt{0.000194^2 + 0.000694^2} = 0.0007206$$

$$\Delta 2 = \sqrt{0.000215^2 + 0.000466^2} = 0.0005132$$

$$\Delta_E = \max[0.0007206; 0.0005132] = 0.0007206$$

$$0.0007206 > 1.2 * \frac{0.0007206 + 0.0005132}{2}$$

$$0.0007206 > 0.0007403$$

∴ Falso, no existe irregularidad en planta, “Tipo 1”

$$\emptyset_{y_{p1}} = 1.0$$

Debido a que en el sentido “X” si presenta torsión, se asume que la estructura en análisis sí presenta irregularidad en planta del “Tipo 1”: irregularidad torsional.

$$\emptyset_{p1} = 0.9$$

- **Tipo 2: Retrocesos excesivos en las esquinas**

Para verificar que existe irregularidad por retrocesos excesivos en las esquinas, la estructura debe satisfacer la condición expresada en la Ecuación 56.

$$A > 0.15B \text{ y } C > 0.15D \quad \text{Ecuación 56}$$

Donde:

$A$  y  $C$  = distancia de la entrante en las esquinas y

$B$  y  $D$  = distancia total de los lados perimetrales de la estructura.

En el “Hospital San Luis de Otavalo”, debido a que no cuenta con retrocesos en las esquinas perimetrales de la edificación no se considera la evaluación del “Tipo 2”.

∴ Falso, no existe irregularidad en planta, “Tipo 2”

$$\emptyset_{p2} = 1.0$$

- **Tipo 3: Discontinuidades en el sistema de piso**

Para verificar que existe irregularidad por discontinuidades en el sistema de piso, la estructura debe satisfacer la condición expresada en la Ecuación 57.

$$(\text{Área hueca}) > 0.5(\text{Área real} + \text{Área hueca}) \quad \text{Ecuación 57}$$

Donde:

$C, D$  y  $E$  = distancia de las discontinuidades y

$A$  y  $B$  = distancia total de los lados perimetrales de la estructura.

En la Figura 170 se puede observar que el hospital presenta discontinuidades en el sistema de piso, por lo tanto, debe calcularse la incidencia de discontinuidades de las áreas de entrepiso.

$$(385.98 + 364.65)m^2 > 0.5(1899.15 + 364.65 + 385.98)m^2$$

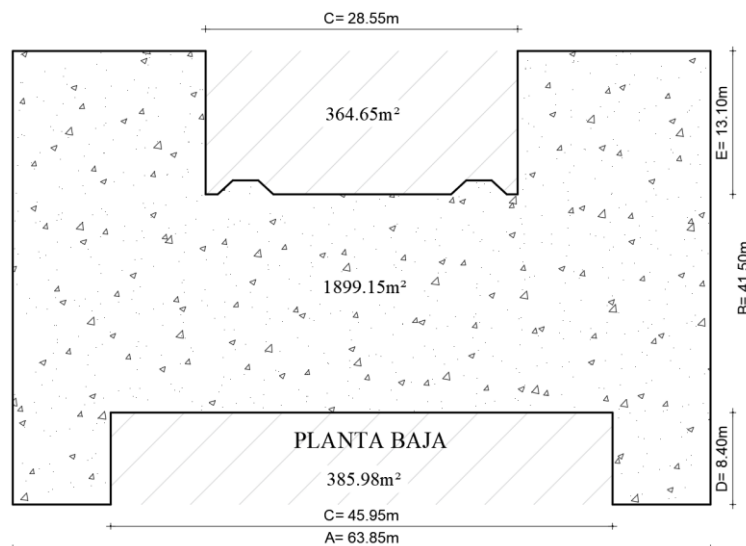
$$750.63m^2 > 1324.89m^2$$

∴ Falso, no existe irregularidad en planta, "Tipo 3"

$$\emptyset_{P3} = 1.0$$

### Figura 170

*Verificación de las discontinuidades en el sistema de piso*



- **Tipo 4: Ejes estructurales no paralelos**

El hospital presenta un sistema estructural conformado por muros portantes de mampostería no confinada, los ejes de los muros descritos anteriormente se encuentran de manera ortogonal a noventa grados, por este motivo no presenta irregularidad por ejes estructurales no paralelos.

Ejes estructurales  $\neq 90^\circ$

$\therefore$  Falso, no existe irregularidad en planta, "Tipo 4"

$$\emptyset_{P4} = 1.0$$

**Coefficiente de Irregularidad en Planta " $\emptyset_P$ "**

De acuerdo a la (NEC – 15), para calcular el coeficiente de irregularidad en planta se toma en consideración todas las irregularidades calculadas en la sección anterior, usando la Ecuación 58.

$$\emptyset_P = \emptyset_{PA} * \emptyset_{PB} \quad \text{Ecuación 58}$$

Donde:

$\emptyset_P$  = coeficiente de irregularidad en planta,

$\emptyset_{PA}$  = mínimo valor " $\emptyset_{Pi}$ " de cada piso "i" en caso de irregularidades "Tipo 1, 2 y/o 3" y

$\emptyset_{PB}$  = mínimo valor " $\emptyset_{Pi}$ " de cada piso "i" en caso de irregularidades "Tipo 4".

$$\emptyset_{P1} = 0.9; \emptyset_{P2} = 1.0; \emptyset_{P3} = 1.0 \text{ y } \emptyset_{P4} = 1.0$$

$$\emptyset_{PA} = \min[\emptyset_{P1}; \emptyset_{P2}; \emptyset_{P3}] = 0.9$$

$$\emptyset_{PB} = \min[\emptyset_{P4}] = 1.0$$

Una vez calculados los parámetros necesarios para emplear la Ecuación 58, descrita en (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015), se procede a determinar el valor del coeficiente de irregularidad en planta del "Hospital San Luis de Otavalo" es:

$$\emptyset_P = 0.9 * 1.0 = 0.9$$



## Irregularidad en Elevación

En la Tabla 118 se describe las tipologías de irregularidades en elevación que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras y los coeficientes de irregularidad en elevación asignados para cada tipología que presente la edificación.

**Tabla 118**

*Coefficientes de irregularidad en elevación*

Tipo de irregularidad	Esquema
<p><b>Tipo 1: Piso flexible</b></p> <p style="text-align: center;"><math>\emptyset_{E1} = 0.9</math></p> <p>a) Rigidez <math>K_C &lt; 0.70K_D</math></p> <p>b) Rigidez <math>K_C &lt; 0.80 \frac{K_D + K_E + K_F}{3}</math></p> <p>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><b>Tipo 2: Distribución de masa</b></p> <p style="text-align: center;"><math>\emptyset_{E2} = 0.9</math></p> <p>a) <math>m_D &gt; 1.50m_E</math></p> <p>b) <math>m_D &gt; 1.50m_C</math></p> <p>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><b>Tipo 3: Irregularidad geométrica</b></p> <p style="text-align: center;"><math>\emptyset_{E3} = 0.9</math></p> <p>a) <math>a &gt; 1.3b</math></p> <p>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 atillos de un solo piso.</p>	

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

Para el análisis de las irregularidades en elevación del “Hospital San Luis de Otavalo” se examinan los parámetros individuales de cada tipo de irregularidad.

- **Tipo 1: Piso flexible**

Para dictaminar que existe irregularidad por piso flexible, la estructura debe satisfacer la condición expresada en la Ecuación 59.

$$K_i < 0.70K_{i+1} \quad \text{Ecuación 59}$$

Donde:

$K_i$  = rigidez del piso inferior y

$K_{i+1}$  = rigidez del piso superior.

El “Hospital San Luis de Otavalo”, cuenta con dos pisos estructurales, a continuación, en la Tabla 119 se detalla las rigideces en cada sentido de los dos pisos adyacentes.

**Tabla 119**

*Rigidez por nivel del “Hospital San Luis de Otavalo”*

Nivel (m)	Caso de carga (s.u.)	Rigidez en “X” (tonf/m)	Rigidez en “Y” (tonf/m)
+4.20	Sismo Estático	692885.87	1301673.76
	Sismo Dinámico	402805.09	877717.66
+8.40	Sismo Estático	337546.93	385269.93
	Sismo Dinámico	89093.86	140815.81

– **Rigidez en sentido “X”, sismo estático:**

$$K_{XSE} < 0.70K_{XE+1}$$

$$692885.87 \text{ tonf/m} < 236282.85 \text{ tonf/m}$$

∴ Falso, no existe irregularidad en elevación, “Tipo 1”

– **Rigidez en sentido “X”, sismo dinámico:**

$$K_{XSD} < 0.70K_{XSD+1}$$

$$402805.09 \text{ tonf/m} < 62365.70 \text{ tonf/m}$$

∴ Falso, no existe irregularidad en elevación, “Tipo 1”

– Rigidez en sentido “Y”, sismo estático:

$$K_{XSE} < 0.70K_{XSE+1}$$

$$1301673.76\text{tonf}/m < 269688.95\text{tonf}/m$$

∴ Falso, no existe irregularidad en elevación, “Tipo 1”

– Rigidez en sentido “Y”, sismo dinámico:

$$K_{YSD} < 0.70K_{YSD+1}$$

$$877717.66\text{tonf}/m < 98571.07\text{tonf}/m$$

∴ Falso, no existe irregularidad en elevación, “Tipo 1”

Debido a que el análisis de las rigideces no cumple en ninguna de las direcciones y casos de carga se cataloga a la edificación como una estructura que no presenta irregularidad de piso blando.

$$\emptyset_{E1} = 1.0$$

• Tipo 2: Distribución de masa

Para considerar que la estructura presenta este tipo de irregularidad en elevación, ésta tiene que satisfacer la condición expresada en la Ecuación 60.

$$m_i > 1.5m_{i+1} \quad \text{Ecuación 60}$$

Donde:

$m_i$  = masa del piso inferior y

$m_{i+1}$  = masa del piso superior.

El “Hospital San Luis de Otavalo”, cuenta con dos pisos estructurales y una cubierta, a continuación, en la Tabla 120 se detalla las masas de los dos pisos adyacentes.

**Tabla 120**

*Distribución de masa en el “Hospital San Luis de Otavalo”*

Nivel (m)	Masa por nivel (tonf – s <sup>2</sup> /m)
+8.40	119.183
+4.20	277.686

$$m_i > 1.5m_{i+1}$$

$$277.686 \text{tonf} - s^2/m > 178.774 \text{tonf} - s^2/m$$

∴ Verdadero, sí existe irregularidad en elevación, “Tipo 2”

$$\emptyset_{E2} = 0.9$$

- **Tipo 3: Irregularidad geométrica**

Para considerar que la estructura presenta este tipo de irregularidad geométrica en elevación, ésta tiene que satisfacer la condición expresada en la Ecuación 61.

$$a > 1.3b \quad \text{Ecuación 61}$$

Donde:

$a$  = dimensión en planta del sistema resistente y

$b$  = dimensión en planta del sistema resistente adyacente

El “Hospital San Luis de Otavalo”, cuenta con dos pisos estructurales aplomados y de elevación contante, por tal motivo no presenta irregularidad geométrica en elevación.

$$\emptyset_{E3} = 1.0$$

**Coefficiente de Irregularidad en Elevación “ $\emptyset_E$ ”**

De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15), para calcular el coeficiente de irregularidad en elevación se toma en consideración todas las irregularidades calculadas en la sección anterior, aplicando la Ecuación 62.

$$\emptyset_E = \emptyset_{EA} * \emptyset_{EB}$$

Ecuación 62

Donde:

$\emptyset_E$  = coeficiente de regularidad en elevación,

$\emptyset_{EA}$  = mínimo valor " $\emptyset_{Pi}$ " de cada piso "i" en caso de irregularidades "Tipo 1" y

$\emptyset_{EB}$  = mínimo valor " $\emptyset_{Pi}$ " de cada piso "i" en caso de irregularidades "Tipo 2 y 3".

$$\emptyset_{E1} = 1.0; \emptyset_{E2} = 0.9 \text{ y } \emptyset_{E3} = 1.0$$

$$\emptyset_{EA} = \min[\emptyset_{E1}] = 1.0$$

$$\emptyset_{EB} = \min[\emptyset_{E2}; \emptyset_{E3}] = 0.9$$

Una vez calculados los parámetros necesarios para emplear la Ecuación 62, descrita en (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015), se procede a determinar el valor del coeficiente de irregularidad en elevación del "Hospital San Luis de Otavalo" es:

$$\emptyset_E = 1.0 * 0.9 = 0.9$$

### **Carga Sísmica Reactiva "W"**

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15), menciona que se debe tomar como carga reactiva el total de la carga muerta de la estructura, es decir, incluyendo peso propio de materiales y peso adicional o de acabados, ver Ecuación 63 (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

$$W = D$$

Ecuación 63

Donde:

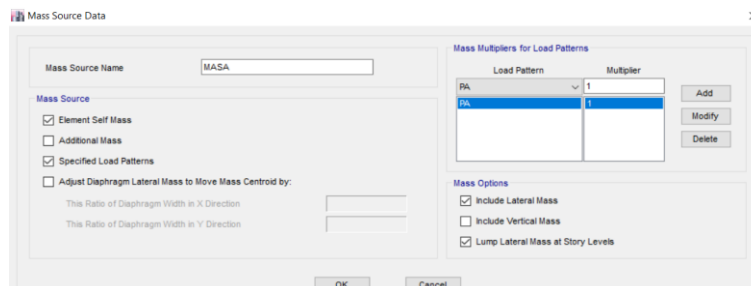
$W$  = carga sísmica reactiva y

$D$  = carga muerta total de la estructura.

En el modelo analítico del "Hospital San Luis de Otavalo", el programa calcula automáticamente la participación del peso propio en la masa reactiva y que la carga adicional o de acabados debe considerar la ingresada por los autores, ver la Figura 171.

Figura 171

*Carga sísmica reactiva definida en el modelo estructural*



### **Sismo Estático**

#### **Cortante Basal de Diseño “V”**

“El cortante basal de diseño “V”, a nivel de cargas últimas, aplicando a una estructura en una dirección especificada” (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015), se determinará mediante la expresión de la Ecuación 64.

$$V = \frac{I Sa(Ta)}{R \phi_P \phi_E} W \quad \text{Ecuación 64}$$

Donde:

$V$  = cortante basal total de diseño,

$I$  = coeficiente de importancia,

$Sa(Ta)$  = espectro de diseño en aceleración,

$R$  = factor de reducción de resistencia sísmica,

$\phi_P; \phi_E$  = coeficientes de irregularidad en planta y elevación y

$W$  = carga sísmica reactiva.

En la Tabla 121, se presenta un resumen de los valores calculados para determinar el cortante basal total de diseño, para el análisis por el método estático de acuerdo a lo estipulado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15).

**Tabla 121***Parámetros del cortante basal “V”*

<b>Símbolo</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
I	Coeficiente de importancia	1.50	s.u.
Sa(Ta)	Espectro de diseño en aceleración	1.19	g
R	Factor de reducción de resistencia sísmica	2.00	s.u.
$\emptyset_P$	Coeficientes de irregularidad en planta	0.90	s.u.
$\emptyset_E$	Coeficientes de irregularidad en elevación	0.90	s.u.
W	Carga sísmica reactiva	W	s.u.

A continuación, con la Ecuación 64 se calcula el porcentaje de la carga reactiva que actúa en la base de la estructura de análisis, también denominado cortante basal de diseño.

$$V = \frac{1.50 * 1.19}{2 * 0.9 * 0.9} W$$

$$V = 1.102 W$$

Por lo tanto, el porcentaje de la carga sísmica reactiva que se aplica para el análisis sísmico estático de la estructura es del 110.2%. Consecuentemente se calcula el valor del factor “k”, coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura, de acuerdo a la Tabla 122.

**Tabla 122***Coeficiente “k”*

<b>Valores de T</b>	<b>k</b>
<b>(s)</b>	<b>(s.u.)</b>
$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
$> 2.5$	2

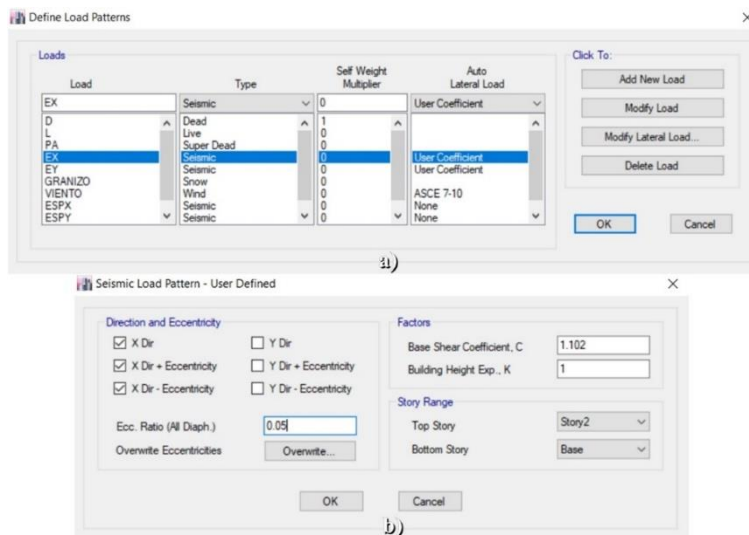
*Nota:* Esta tabla es tomada de la (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

De acuerdo a los cálculos realizados en las secciones anteriores se obtuvieron los periodos de vibración de la estructura por el “Método 1” de “ $T_{m_{1x}} = 0.199, T_{m_{1y}} = 0.198$ ” y por el “Método 2” los periodos “ $T_{m_{2x}} = 0.258, T_{m_{1y}} = 0.257$ ”; por lo tanto el valor del coeficiente “ $k = 1$ ”, adicionalmente se ingresa la excentricidad del 5%, siguiendo lo estipulado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15).

Se define un patrón de carga llamado “EX” de tipo “Seismic” para que almacene la carga sísmica estática en sentido “X” designada para el modelamiento estructural, ver Figura 172-a, además se le asigna el coeficiente calculado por los autores la descripción de este procedimiento se detalla en la Figura 172-b.

### Figura 172

*Definición del patrón de carga sísmica estática sentido “X” a) y factor b)*

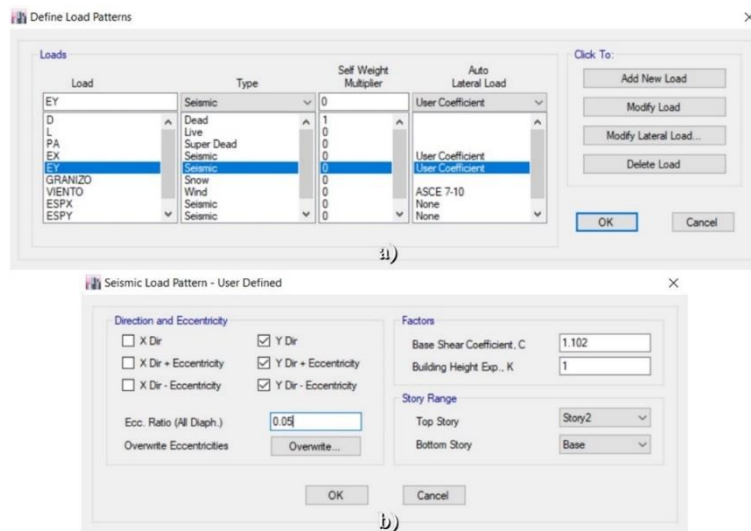


De igual forma se define un patrón de carga llamado “EY” de tipo “Seismic” para que almacene la carga sísmica estática en sentido “Y” designada para el modelamiento ver Figura 173-a, además se le asigna el coeficiente calculado por los autores la descripción de este procedimiento se detalla en la Figura 173-b.



Figura 173

Definición del patrón de carga sísmica estática sentido “Y” a) y factor b)



### Sismo Dinámico

Para el análisis sísmico dinámico se debe considerar al espectro inelástico de aceleraciones o espectro reducido, el cual, a diferencia del espectro elástico, está multiplicado por el factor de importancia “I”, dividido por el factor de reducción “R” y por los coeficientes de irregularidad en planta y elevación, este espectro fue elaborado siguiendo las indicaciones de la (NEC – 15) y se presentan en la Tabla 123.

Tabla 123

Espectro de aceleraciones del “Hospital San Luis de Otavalo”

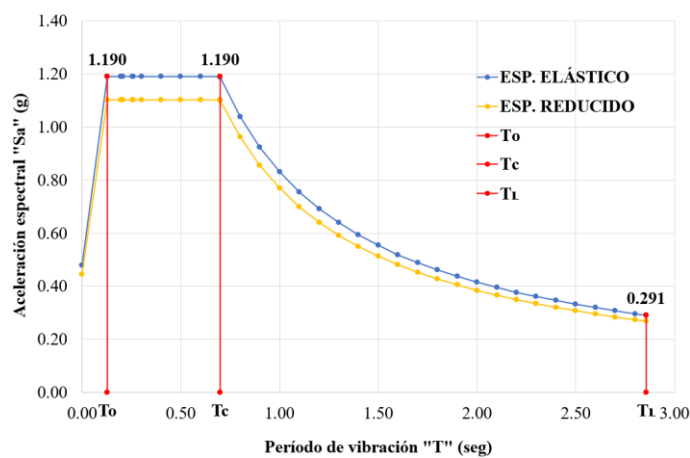
Parámetro (s.u.)	Periodo T (s)	Espectro elástico		Espectro reducido	
		Sa (g)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	Sa (g)	Sa (m/s <sup>2</sup> )
	0.000	0.480	4.709	0.444	4.360
<b>To</b>	<b>0.127</b>	<b>1.190</b>	<b>11.678</b>	<b>1.102</b>	<b>10.813</b>
<b>Tm<sub>1y</sub></b>	<b>0.198</b>	<b>1.190</b>	<b>11.678</b>	<b>1.102</b>	<b>10.813</b>
<b>Tm<sub>1x</sub></b>	<b>0.199</b>	<b>1.190</b>	<b>11.678</b>	<b>1.102</b>	<b>10.813</b>
	0.200	1.190	11.678	1.102	10.813
<b>Tm<sub>2y</sub></b>	<b>0.257</b>	<b>1.190</b>	<b>11.678</b>	<b>1.102</b>	<b>10.813</b>
<b>Tm<sub>2x</sub></b>	<b>0.258</b>	<b>1.190</b>	<b>11.678</b>	<b>1.102</b>	<b>10.813</b>

Parámetro (s.u.)	Periodo T (s)	Espectro elástico		Espectro reducido	
		Sa (g)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	Sa (g)	Sa (m/s <sup>2</sup> )
	0.300	1.190	11.678	1.102	10.813
	0.400	1.190	11.678	1.102	10.813
	0.500	1.190	11.678	1.102	10.813
	0.600	1.190	11.678	1.102	10.813
<b>Tc</b>	<b>0.698</b>	<b>1.190</b>	<b>11.678</b>	<b>1.102</b>	<b>10.813</b>
	0.800	1.039	10.191	0.962	9.436
	1.000	0.831	8.153	0.769	7.549
	1.200	0.693	6.794	0.641	6.291
	1.400	0.594	5.823	0.550	5.392
	1.600	0.519	5.095	0.481	4.718
	1.800	0.462	4.529	0.427	4.194
	2.000	0.416	4.076	0.385	3.774
	2.200	0.378	3.706	0.350	3.431
	2.400	0.346	3.397	0.321	3.145
	2.600	0.320	3.136	0.296	2.903
	2.800	0.297	2.912	0.275	2.696
<b>T<sub>L</sub></b>	<b>2.856</b>	<b>0.291</b>	<b>2.855</b>	<b>0.269</b>	<b>2.643</b>

A continuación, en la Figura 174 se muestra el espectro sísmico elástico vs el espectro inelástico de aceleraciones del “Hospital San Luis de Otavalo”.

**Figura 174**

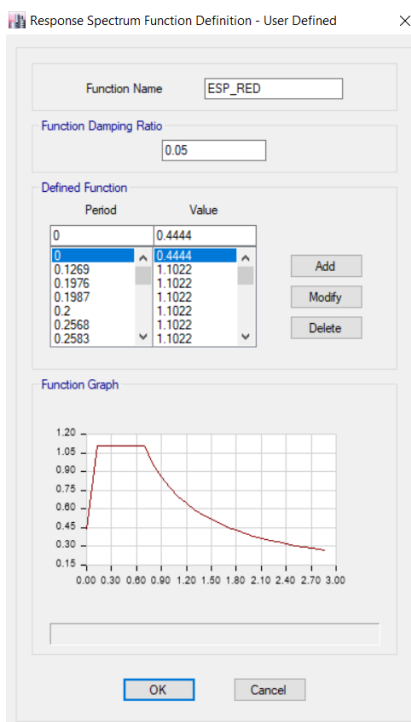
*Espectro sísmico elástico vs espectro inelástico de aceleraciones*



En la Figura 175 se presenta el ingreso de datos en el modelo analítico del software ETABS®, para definir el espectro dinámico inelástico de aceleraciones, en base a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15).

**Figura 175**

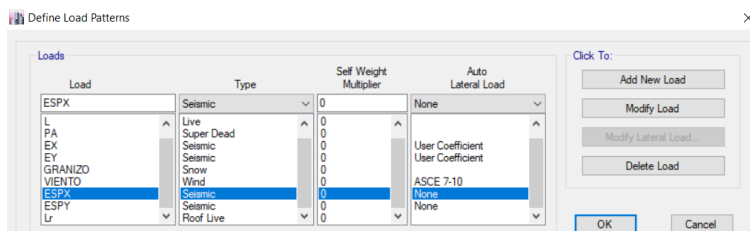
*Espectro inelástico de aceleraciones*



Además, se define dos patrones de carga llamados “ESPX” y “ESPY” de tipo “Seismic” para que almacenen la carga sísmica dinámica en sentido “X” y en sentido “Y” respectivamente, designados para el modelamiento en la Figura 176.

**Figura 176**

*Definición del patrón de carga sísmica dinámica en sentido “X” e “Y”*



Se define los datos del caso de carga sísmica dinámica con un factor de escala “ $9.8067m/s^2$ ” propio de la aceleración de la gravedad en sentido “X”, ver Figura 177.

### Figura 177

*Definición del caso de carga con espectro reducido sentido “X”*

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:** Load Case Name: ESPX; Load Case Type: Response Spectrum; Exclude Objects in this Group: Not Applicable; Mass Source: Previous (MASA).
- Loads Applied:** A table with one entry:
 

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESP_RED	9.8067
- Other Parameters:** Modal Load Case: Modal; Modal Combination Method: CQC; Include Rigid Response: ; Rigid Frequency, F1: ; Rigid Frequency, F2: ; Periodic + Rigid Type: ; Earthquake Duration, td: ; Directional Combination Type: SRSS; Absolute Directional Combination Scale Factor: ; Modal Damping: Constant at 0.05; Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms.

Se define los datos del caso de carga sísmica dinámica con un factor de escala “ $9.8067m/s^2$ ” propio de la aceleración de la gravedad en sentido “Y”, ver Figura 178.

### Figura 178

*Definición del caso de carga con espectro reducido sentido “Y”*

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:** Load Case Name: ESPY; Load Case Type: Response Spectrum; Exclude Objects in this Group: Not Applicable; Mass Source: Previous (MASA).
- Loads Applied:** A table with one entry:
 

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESP_RED	9.8067
- Other Parameters:** Modal Load Case: Modal; Modal Combination Method: CQC; Include Rigid Response: ; Rigid Frequency, F1: ; Rigid Frequency, F2: ; Periodic + Rigid Type: ; Earthquake Duration, td: ; Directional Combination Type: SRSS; Absolute Directional Combination Scale Factor: ; Modal Damping: Constant at 0.05; Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms.

## Análisis Modal

Para dar cumplimiento al procedimiento del análisis modal con respecto a lo estipulado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15), en el análisis modal del modelo analítico de la estructura se debe considerar los siguientes aspectos:

- Todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios periodos de vibración.
- 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 horizontales principales consideradas, (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

En la Figura 179 se identifica la definición de los datos del análisis modal de la estructura, para llegar al número modal 56 se realizaron varias corridas del modelo analítico incrementando los modos de vibración, para lograr alcanzar el 90% de participación modal en los dos sentidos de análisis estudiados.

### Figura 179

#### *Análisis modal y número de modos de vibración*

Debido a las condiciones detalladas anteriormente para determinar el valor del número de modos de vibración de la estructura de análisis, se consideraron 56 modos

de vibración, con lo cual se logró una participación modal para el análisis estático del 98.46% en el sentido “X” y del 97.58% en el sentido “Y”, mientras que para el análisis dinámico se alcanzó una participación modal del 92.23% en el sentido “X” y del 90.09% en el sentido “Y”, ver Tabla 124.

**Tabla 124**

*Porcentajes de participación modal para cada sentido y tipo de análisis*

Caso	Sentido	Participación modal	
		Estática	Dinámica
Modal	“X”	98.46%	92.23%
Modal	“Y”	97.58%	90.09%

### Combinaciones de Carga

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15) especifica que las construcciones deberán resistir combinaciones de carga: permanentes (carga muerta y carga adicional), de sobrecargas de uso (carga viva) y cargas accidentales (granizo, viento y sismo), para lo cual presenta las siguientes combinaciones de carga para diseño por resistencia en la Tabla 125 (NEC-SE-CG (Cargas no sísmicas), 2015).

**Tabla 125**

*Combinaciones de carga para diseño por resistencia*

N° Combinación	Descripción
Combinación 1:	1.4D
Combinación 2:	1.2D + 1.6L + 0.5max[Lr; S; R]
Combinación 3:	1.2D + 1.6max[Lr; S; R] + max[L; 0.5W]
Combinación 4:	1.2D + 1.0W + L + 0.5max[Lr; S; R]
Combinación 5:	1.2D + 1.0E + L + 0.2S
Combinación 6:	0.9D + 1.0W
Combinación 7:	0.9D + 1.0E

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (NEC-SE-CG (Cargas no sísmicas), 2015).

Donde:

D = carga permanente,

E = carga de sismo,

L = sobrecarga (carga viva),

Lr = sobrecarga cubierta (carga viva),

S = carga de granizo y

W = carga de viento.

La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE), especifica que las construcciones deberán resistir combinaciones de carga: permanentes (carga muerta y carga adicional), de sobrecargas de uso (carga viva) y cargas accidentales (granizo, viento y sismo), para lo cual presenta las siguientes combinaciones de carga para diseño por esfuerzos en la Tabla 126 (ASCE/SEI 7-16 (Minimum Desing Loads for Buildings and Other Structures), 2016).

**Tabla 126**

*Combinaciones de carga para diseño por esfuerzos*

<b>N° Combinación</b>	<b>Descripción</b>
Combinación 1:	D
Combinación 2:	D + L
Combinación 3:	D + max[Lr; S; R]
Combinación 4:	D + 0.75L + 0.75max[Lr; S; R]
Combinación 5:	D + 0.6W
Combinación 6:	D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75max[Lr; S; R]
Combinación 7:	0.6D + 0.6W

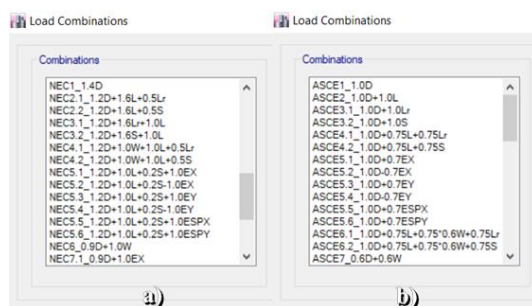
*Nota:* (ASCE/SEI 7-16 (Minimum Desing Loads for Buildings and Other Structures), 2016).

Tanto en las combinaciones de carga para diseño por resistencia ver Figura 180-a, como las combinaciones de carga para diseño por esfuerzos ver Figura 180-b, existen combos con la presencia de carga sísmica, en dichos combos se debe

incorporar a los sismos estáticos con sus respectivos signos (positivo y negativo) y direcciones (sentido “X” e “Y”); además se incorporarán los sismos dinámicos y sus direcciones (sentido “X” e “Y”), por tal motivo se desglosarán en seis casos.

**Figura 180**

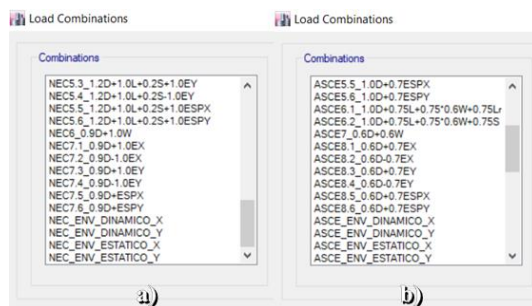
*Combinaciones de carga para diseño por: resistencia a) y esfuerzos b)*



Adicionalmente, para el análisis en el modelo analítico se definen combinaciones tipo “envolventes”, son aquellas con las cuales se obtiene la carga más crítica de todas las combinaciones incluidas en cada una de ellas, en el caso del presente estudio se definen cuatro envolventes para análisis de diseño por resistencia ver Figura 181-a y de igual número para análisis de diseño por esfuerzos ver Figura 181-b.

**Figura 181**

*Envolventes para diseño por: resistencia a) y esfuerzos b)*



En el presente trabajo se analizaron los resultados de las combinaciones por resistencia y por esfuerzos, pero las combinaciones por resistencia fueron más críticas y se las uso para el chequeo y diseño de todos los elementos estructurales.



## Síntesis de Resultados de la Estructura Actual

### *Calibración Modelo Analítico*

El “Hospital San Luis de Otavalo” al ser modelado en un programa computacional, debe representar a la realidad de la estructura en sus condiciones actuales, es por ello que las secciones de los elementos fueron asignadas de acuerdo a un levantamiento minucioso de la estructura, las características de los materiales estructurales dependieron del estudio técnico contemplado en el Capítulo 3.

En el Apéndice 0 del Capítulo 3, se presentó el procedimiento y resultados del ensayo de vibración ambiental (metodología con acelerómetros), el objetivo de este ensayo es calibrar y comprobar el modelo analítico mediante el ajuste de los periodos de vibración fundamentales de la estructura, en la Tabla 127 se identifica que los periodos fundamentales experimentales son más grandes que los analíticos, eso quiere decir que en realidad el sistema estructural debe reducir sus capacidades producto de varias características como: desacople de elementos estructurales, deterioro de materiales, entre otras. El objetivo de esta disminución de capacidad es ajustar los periodos experimentales obtenidos a partir de ensayos in situ con los periodos del modelo analítico, la calibración se logra a partir de modificaciones geométricas, materiales, inercias agrietadas y factores de reducción de capacidad.

**Tabla 127**

*Periodos fundamentales de la estructura analítica inicial y experimental*

<b>N°</b>	<b>Descripción (s.u.)</b>	<b>Sentido “X” (seg)</b>	<b>Sentido “Y” (seg)</b>
1	Analítica (ETABS®)	0.1586	0.1160
2	Experimental (Acelerómetros)	0.1590	0.1300
	Déficit (1 vs 2)	-0.22%	-6.14%

Para la calibración del modelo analítico se optó por realizar una corrección en el módulo de elasticidad de la mampostería, es decir se redujo su capacidad en un 15% ver Tabla 128, tanto para la mampostería de la planta baja como de la alta, se consideró este decremento ya que el principal sistema resistente de la edificación son los muros portantes de mampostería y los ensayos se aplicaron a los materiales que componen a los muros de manera individual y en base a fórmulas técnicas se logró determinar la resistencia y módulo de elasticidad de la mampostería como un solo cuerpo, dicho procedimiento se detalla en la norma (NSR – 10) y la norma (NEC – 15).

**Tabla 128**

*Propiedades mecánicas reducidas de la mampostería*

<b>Propiedades mecánicas (s.u.)</b>	<b>Valor inicial (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Valor final (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Reducción (%)</b>
Módulo de elasticidad – Planta Baja	15038.14	12782.42	15.00
Módulo de elasticidad – Planta Alta	11754.96	9991.71	15.00

En la Tabla 129, se identifica los periodos fundamentales de vibración una vez corregidos con la reducción de capacidad del módulo de elasticidad de la mampostería.

**Tabla 129**

*Periodos fundamentales de la estructura analítica final y experimental*

<b>N°</b>	<b>Descripción (s.u.)</b>	<b>Sentido “X” (seg)</b>	<b>Sentido “Y” (seg)</b>
1	Analítica (ETABS)	0.1682	0.1302
2	Experimental (Acelerómetros)	0.1590	0.1300
	Excedencia (1 vs 2)	5.79%	0.15%

### **Calibración del Corte Basal**

De acuerdo a la (NEC – 15), el valor del cortante dinámico total en la base de la estructura, por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser:

- “< 80% del cortante basal “V” obtenido por el método estático (estructuras regulares)”,
- “< 85% del cortante basal “V” obtenido por el método estático (estructuras irregulares)” (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

En la Tabla 130 se presentan los resultados del cortante basal obtenido por el método estático y dinámico, luego con los valores descritos se hace una comparación entre los resultados obtenidos por ambas metodologías para verificar la condición indicada anteriormente. En este caso de estudio del “Hospital San Luis de Otavalo” que es una edificación irregular.

**Tabla 130**

*Distribución del cortante basal (estático y dinámico)*

Piso (s.u.)	Nivel (m)	H (m)	Método Estático		Método Dinámico	
			$Ve_{acum}$ (tonf)	$Ve_i$ (tonf)	$Vd_{acum}$ (tonf)	$Vd_i$ (tonf)
<b>Sentido “X”</b>						
<b>P. Alta</b>	N+8.40	4.20	1888.44	1888.44	1119.02	1119.02
<b>P. Baja</b>	N+4.20	4.20	4249.23	2360.79	2681.21	1562.19
<b>Base</b>	N±0.00	-	4288.93	39.70	2693.06	11.85
<b>Total</b>				<b>4288.93</b>		<b>2693.06</b>
<b>Sentido “Y”</b>						
<b>P. Alta</b>	N+8.40	4.20	1888.44	1888.44	1305.16	1305.16
<b>P. Baja</b>	N+4.20	4.20	4249.23	2360.79	3016.30	1711.14
<b>Base</b>	N±0.00	-	4288.93	39.70	3029.59	13.29
<b>Total</b>				<b>4288.93</b>		<b>3029.59</b>

Se procede a calcular el porcentaje de incidencia de la distribución del cortante basal del método dinámico sobre el estático en ambos sentidos de análisis, además se calcula un factor de escala con el cual se llegue a cumplir la condición de que la fuerza lateral dinámica debe llegar por lo menos al 85% de la fuerza estática.

- **Sentido “X”:**

$$\frac{Vd_x}{Ve_x} = \frac{2693.06}{4288.93} * 100 = 62.79\% \therefore \text{factor escala "X"} = \frac{85.00\%}{62.79\%} = 1.354$$

- **Sentido “Y”:**

$$\frac{Vd_y}{Ve_y} = \frac{3029.59}{4288.93} * 100 = 70.64\% \therefore \text{factor escala "Y"} = \frac{85.00\%}{70.64\%} = 1.203$$

Las relaciones obtenidas anteriormente se multiplican por la aceleración de la gravedad “ $9.8067m/s^2$ ”, para luego ingresar los nuevos factores ver Figura 182 y Figura 183 con lo cual se espera cumplir la condición dispuesta por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15).

- **Sentido “X”:**

$$\text{factor final X} = 9.8067 * 1.354 = 13.2783$$

- **Sentido “Y”:**

$$\text{factor final Y} = 9.8067 * 1.203 = 11.7975$$

## Figura 182

*Definición del caso de carga con factor de escala sentido “X”*

Load Case Data

**General**

Load Case Name: ESPX [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MASA)

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESP_RED	13.2783

[Add] [Delete] [Advanced]

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CDC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, F1: [ ]

Rigid Frequency, F2: [ ]

Periodic + Rigid Type: [ ]

Earthquake Duration, t<sub>d</sub>: [ ]

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: [ ]

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

**Figura 183**

*Definición del caso de carga con factor de escala sentido “Y”*

En la Tabla 131 se presentan los resultados del cortante basal corregido obtenido por el método estático y dinámico.

**Tabla 131**

*Distribución del cortante basal corregido (estático y dinámico)*

Piso (s.u.)	Nivel (m)	H (m)	Método Estático		Método Dinámico	
			$Ve_{acum}$ (tonf)	$Ve_i$ (tonf)	$Vd_{acum}$ (tonf)	$Vd_i$ (tonf)
<b>Sentido “X”</b>						
<b>P. Alta</b>	N+8.40	4.20	1888.44	1888.44	1515.16	1515.16
<b>P. Baja</b>	N+4.20	4.20	4249.23	2360.79	3630.37	2115.21
<b>Base</b>	N+0.00	-	4288.93	39.70	3646.42	16.04
<b>Total</b>				<b>4288.93</b>		<b>3646.42</b>
<b>Sentido “Y”</b>						
<b>P. Alta</b>	N+8.40	4.20	1888.44	1888.44	1570.11	1570.11
<b>P. Baja</b>	N+4.20	4.20	4249.23	2360.79	3628.62	2058.51
<b>Base</b>	N+0.00	-	4288.93	39.70	3644.61	15.99
<b>Total</b>				<b>4288.93</b>		<b>3644.61</b>

Se procede a calcular el porcentaje de incidencia de la distribución del cortante basal del método dinámico sobre el estático en ambos sentidos de análisis.

- **Sentido “X”:**

$$\frac{Vd_x}{Ve_x} = \frac{3646.42}{4288.93} * 100 = 85.00\%$$

- **Sentido “Y”:**

$$\frac{Vd_y}{Ve_y} = \frac{3644.61}{4288.93} * 100 = 85.00\%$$

### ***Periodos de Vibración de la Estructura***

Los periodos de vibración del “Hospital San Luis de Otavalo”, siguiendo las recomendaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15), en primer lugar, se obtuvo por periodo aproximado de vibración mediante el “Método 1” en sentido “X” de 0.199seg y en el sentido “Y” de 0.198seg; una vez ya corregidos los parámetros de ajuste al modelo analítico se tiene como periodo de vibración en sentido “X” de 0.168seg y en el sentido “Y” de 0.130seg.

La diferencia entre el valor del periodo de vibración de la estructura propuesto por el “Método 1” de la (NEC – 15) con la proporcionada por el modelo computacional ETABS® es en el sentido “X” de 18.31% y en el sentido “Y” de 52.07%; esto se debe a que en el modelo aproximado no se consideró las aberturas de puertas y ventanas, por lo tanto, se estaría considerando una estructura con mayor rigidez al no tomar en cuenta estos vacíos, en conclusión por dicho motivo anteriormente expresado da como periodo uno de menor valor que significa que presenta mayor rigidez, por otro lado los periodos obtenidos en el modelo analítico computacional tienen mayor precisión ya que la estructura fue modelada como se presenta en la realidad (con espacios huecos provenientes de puertas y ventanas).

A continuación, en la Tabla 132 se expresan todos los periodos de vibración principales de la estructura proporcionados por el software ETABS®, cabe recalcar que el hospital en análisis es una estructura tanto irregular en planta como en elevación, dicha característica provocó que el primer periodo fundamental de la estructura se ubique en el “Modal 2” en dirección “X” y el segundo periodo fundamental se ubique en el “Modal 5” en dirección “Y”.

**Tabla 132**

*Modos de vibración y periodos de la estructura*

<b>Caso</b> <b>(s.u.)</b>	<b>Modo</b> <b>(s.u.)</b>	<b>Periodo</b> <b>(seg)</b>	<b>Frecuencia</b> <b>(Hz)</b>	<b>Sum UX</b> <b>(s.u.)</b>	<b>Sum UY</b> <b>(s.u.)</b>
Modal	1	0.1691	5.915	0.0645	0.0001
<b>Modal</b>	<b>2</b>	<b>0.1682*</b>	<b>5.947</b>	<b>0.2222</b>	<b>0.0001</b>
Modal	3	0.1452	6.889	0.4060	0.0016
Modal	4	0.1305	7.664	0.5750	0.0149
<b>Modal</b>	<b>5</b>	<b>0.1302**</b>	<b>7.678</b>	<b>0.7302</b>	<b>0.2577</b>
Modal	6	0.1274	7.85	0.8082	0.4817
Modal	7	0.1231	8.123	0.8105	0.6094
Modal	8	0.1211	8.259	0.8105	0.6094
Modal	9	0.1192	8.389	0.8293	0.6116
Modal	10	0.1164	8.591	0.8509	0.6579
Modal	11	0.1150	8.695	0.8521	0.6659
Modal	12	0.1139	8.778	0.8521	0.6919
Modal	13	0.1130	8.848	0.8522	0.7422
Modal	14	0.1114	8.977	0.8524	0.7832
Modal	15	0.1096	9.122	0.8524	0.7841
Modal	16	0.1083	9.234	0.8528	0.8265
Modal	17	0.1068	9.367	0.8616	0.8265
Modal	18	0.1037	9.641	0.8717	0.8328
Modal	19	0.1021	9.793	0.8720	0.8337
Modal	20	0.1018	9.824	0.8724	0.8346

\*Periodo fundamental de vibración sentido “X”

\*\*Periodo fundamental de vibración sentido “Y”

### Control de Derivas de la Estructura

La Norma Ecuatoriana de la Construcción indica que la deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica detallados en la Tabla 133.

**Tabla 133**

*Límites permisibles de derivas de piso*

Estructuras de:	$\Delta_M$ máxima (%)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	2.00
Mampostería	1.00

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015).

### Derivas de Piso en el Sentido “X”

Los resultados se detallan en la Tabla 134 y gráficamente en la Figura 184.

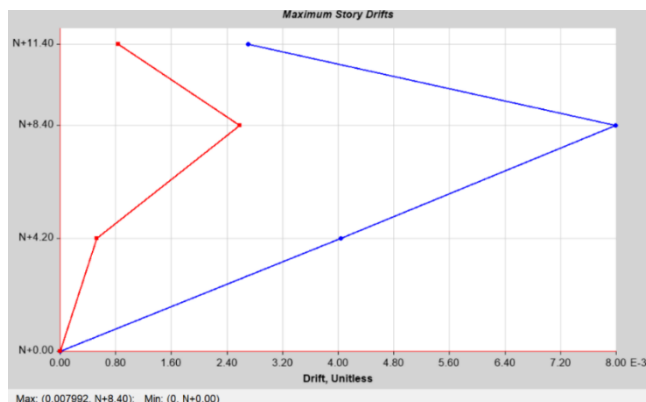
**Tabla 134**

*Derivas de piso en sentido “X”*

Nivel (m)	Combinación (s.u.)	D. elástica $\Delta_E$ (%)	F. de reducción R (s.u.)	D. inelástica $\Delta_M$ (%)	Condición $\Delta_M < 1.00\%$
N+8.40	S. Estático X	0.24	2	0.36	Cumple
N+8.40	S. Dinámico X (c. azul)	0.80	2	1.20	No cumple
N+4.20	S. Estático X	0.25	2	0.38	Cumple
N+4.20	S. Dinámico X (c. azul)	0.40	2	0.61	Cumple

**Figura 184**

*Deriva elástica máxima por sismo dinámico sentido “X”*





Las derivas de piso obtenidas en el sentido “X” con la aplicación del sismo estático en el nivel +8.40 y +4.20 son menores al 1%, mientras que con el sismo dinámico en el nivel +8.40 es de 1.20% superando el valor límite de la (NEC – 15).

### Derivas de Piso en el Sentido “Y”

Los resultados se detallan en la Tabla 135 y se pueden observar gráficamente representados en la Figura 185.

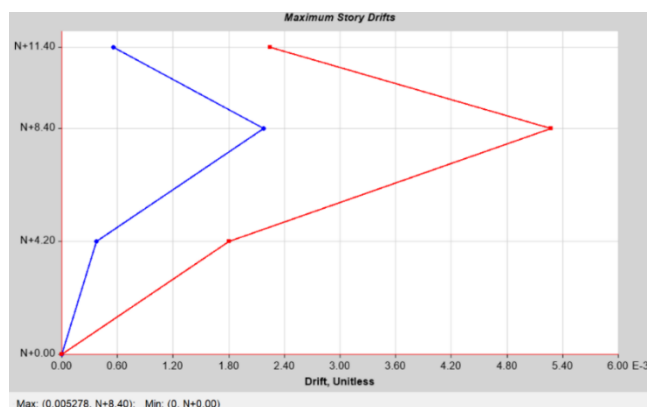
**Tabla 135**

*Derivas de piso en sentido “Y”*

Nivel (m)	Combinación (s.u.)	D. elástica $\Delta_E$ (%)	F. de reducción R (s.u.)	D. inelástica $\Delta_M$ (%)	Condición $\Delta_M < 1.00\%$
N+8.40	S. Estático Y	0.29	2	0.44	Cumple
N+8.40	S. Dinámico Y (c. rojo)	0.53	2	0.79	Cumple
N+4.20	S. Estático Y	0.13	2	0.20	Cumple
N+4.20	S. Dinámico Y (c. rojo)	0.18	2	0.27	Cumple

**Figura 185**

*Deriva elástica máxima por sismo dinámico sentido “Y”*



Las derivas de piso obtenidas en el sentido “Y” mediante la aplicación del sismo estático tanto en el nivel +8.40 como en el nivel +4.20 son menores al 1%, mientras que con la presencia del sismo dinámico en el nivel +8.40 y +4.20 no supera el valor límite del 1% contemplado en la normativa vigente (NEC – 15).

### Control de Torsión de la Estructura

#### Torsión en Planta en el Sentido “X”

Los resultados se detallan en la Tabla 136 para los cuales se ha tomado en cuenta los casos de análisis estático y dinámico; una vez identificado el eje más afectado se marcan los puntos a analizar con presencia de torsión en planta como se observa en la Figura 164 el eje más afectado es el “X”, entonces se analiza las derivas en las esquinas de la estructura ver la Figura 165.

**Tabla 136**

*Torsión en planta en sentido “X”*

Nivel	Puntos	Caso de análisis	Máx $[\Delta_i, \Delta_{i+1}]$	$(\Delta_i + \Delta_{i+1})/2$	Radio	Radio > 1.2 (T) Radio > 1.4 (At)
(m)	(s.u.)	(s.u.)	(%)	(%)	(s.u.)	(s.u.)
N+8.40	P1/P2	S. Estático X	0.117	0.097	1.206	Torsión (T)
N+8.40	P1/P2	S. Dinámico X	0.172	0.126	1.365	Torsión (T)
N+4.20	P3/P4	S. Estático X	0.135	0.103	1.314	Torsión (T)
N+4.20	P3/P4	S. Dinámico X	0.201	0.136	1.474	Alta torsión (At)

#### Torsión en Planta en el Sentido “Y”

Al igual que en el sentido “X” se realiza el mismo procedimiento para el sentido “Y”, aplicado en el eje crítico “16” cuyos resultados se detallan en la Tabla 137, en base a la Figura 167 y Figura 168.

**Tabla 137**

*Torsión en planta en sentido “Y”*

Nivel	Puntos	Caso de análisis	Máx $[\Delta_i, \Delta_{i+1}]$	$(\Delta_i + \Delta_{i+1})/2$	Radio	Radio > 1.2 (T) Radio > 1.4 (At)
(m)	(s.u.)	(s.u.)	(%)	(%)	(s.u.)	(s.u.)
<b>Lado Izquierdo</b>						
N+8.40	P1/P2	S. Estático Y	0.067	0.063	1.073	Sin torsión
N+8.40	P1/P2	S. Dinámico Y	0.072	0.062	1.168	Sin torsión

Nivel	Puntos	Caso de análisis	Máx $[\Delta_i, \Delta_{i+1}]$	$(\Delta_i + \Delta_{i+1})/2$	Radio	Radio > 1.2 (T)	Radio > 1.4 (At)
						(s.u.)	(s.u.)
(m)	(s.u.)	(s.u.)	(%)	(%)	(s.u.)	(s.u.)	(s.u.)
N+4.20	P5/P6	S. Estático Y	0.070	0.065	1.074	Sin torsión	
N+4.20	P5/P6	S. Dinámico Y	0.063	0.059	1.064	Sin torsión	
<b>Lado Derecho</b>							
N+8.40	P3/P4	S. Estático Y	0.061	0.057	1.067	Sin torsión	
N+8.40	P3/P4	S. Dinámico Y	0.067	0.056	1.192	Sin torsión	
N+4.20	P7/P8	S. Estático Y	0.081	0.080	1.015	Sin torsión	
N+4.20	P7/P8	S. Dinámico Y	0.083	0.078	1.064	Sin torsión	

### **Control de Esfuerzos y Deflexiones**

#### **Esfuerzos en Muros de Mampostería**

En esta sección se analiza los esfuerzos actuantes de compresión y tracción (S11 y S22) y también los esfuerzos de corte (S12), tanto en ambas direcciones de análisis (“X” y “Y”) de toda la estructura y de manera minuciosa (eje por eje). El análisis se lleva a cabo de acuerdo a la combinación más crítica de cargas (envolventes) estáticas y dinámicas resultantes del modelo analítico en el software ETABS®, para luego compararlos con los esfuerzos admisibles definidos en la Tabla 138 que son los esfuerzos resistentes de la mampostería de ladrillo.

**Tabla 138**

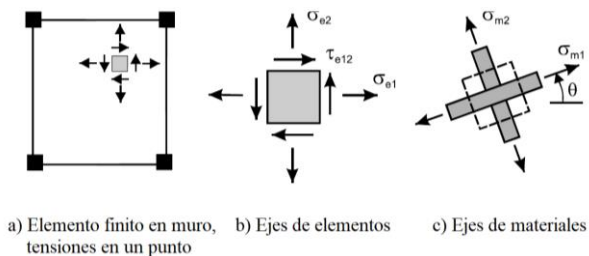
*Esfuerzos admisibles de la mampostería de ladrillo*

Descripción	Esfuerzos admisibles			
	Compresión		Tracción	Corte
	PA	PB	PA y PB	PA y PB
(s.u.)	(kgf/cm <sup>2</sup> )	(kgf/cm <sup>2</sup> )	(kgf/cm <sup>2</sup> )	(kgf/cm <sup>2</sup> )
Mampostería de ladrillo con mortero de cal	-15.67	-20.05	+2.00	±2.00

Previo al análisis de los resultados gráficos es importante saber la nomenclatura de los esfuerzos en los elementos de tipo “Shell”, que presenta el software ETABS®.

## Figura 186

### Ejes de material inicial y principal

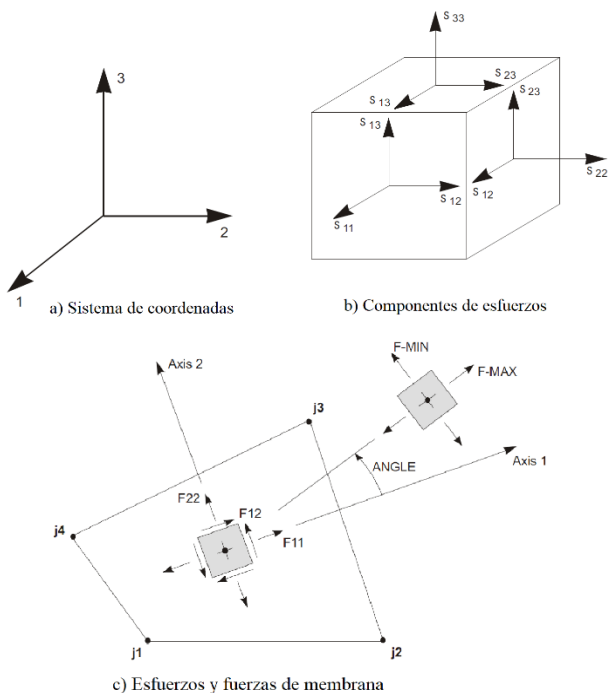


*Nota:* Esta figura es extraída de (Computers and Structures, 2015).

La Figura 186-a muestra un elemento “Shell” que representa un elemento finito y las tensiones en un punto de la pared. Los ejes de material iniciales se fijan en relación con el elemento de pared. En general, puede haber tensiones normales y cortantes en estos ejes, como se muestra en la Figura 186-b. También hay ejes principales de material, como se muestra en la Figura 186-c (Computers and Structures, 2015).

## Figura 187

### Definición de componentes en el sistema de coordenadas locales

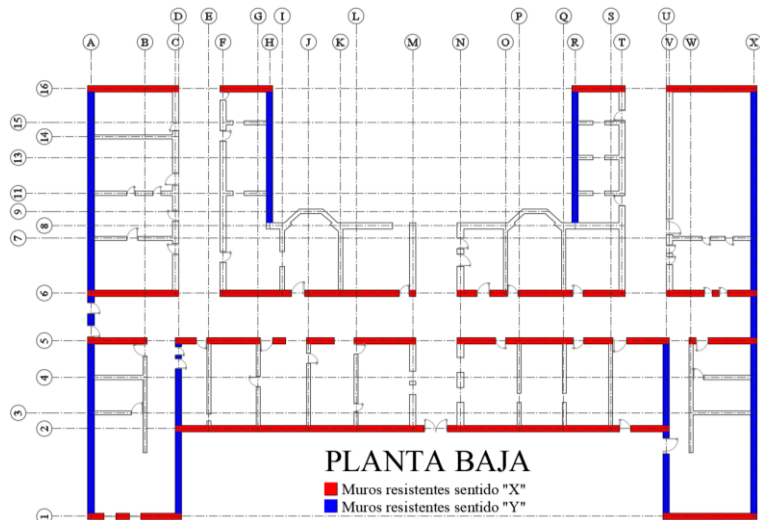


*Nota:* Esta figura es extraída de (Computers and Structures, 2015).

En la Figura 187 se observan los ejes del sistema de coordenadas locales de material se describen como 1, 2 y 3; por defecto, el sistema de coordenadas del material está alineado con el sistema de coordenadas local para cada elemento (Computers and Structures, 2015). A continuación, se realiza el análisis de los muros de mampostería más críticos de la estructura Figura 188, comparando los esfuerzos actuantes con los admisibles descritos en la Tabla 138.

### Figura 188

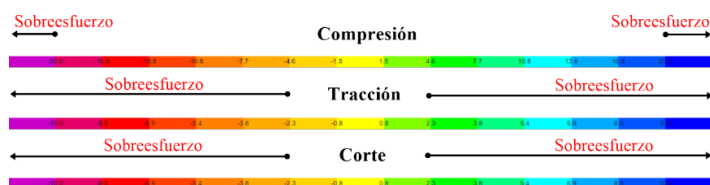
*Muros de mampostería críticos de análisis*



Es necesario que los resultados presenten de forma gráfica las regiones en las cuales los esfuerzos sean valores bajo de los admisibles o superiores convirtiéndolos en sobreesfuerzos, por lo cual es necesario establecer los límites mediante una escala de colores para los distintos esfuerzos: compresión, tracción y corte; ver Figura 189.

### Figura 189

*Escala de colores para identificar los esfuerzos admisibles*



### Esfuerzos en Muros de Mampostería en Sentido “X”

- Muro “Eje 1”

Figura 190

Muros “Eje 1” – esfuerzos a compresión, tracción y cortante

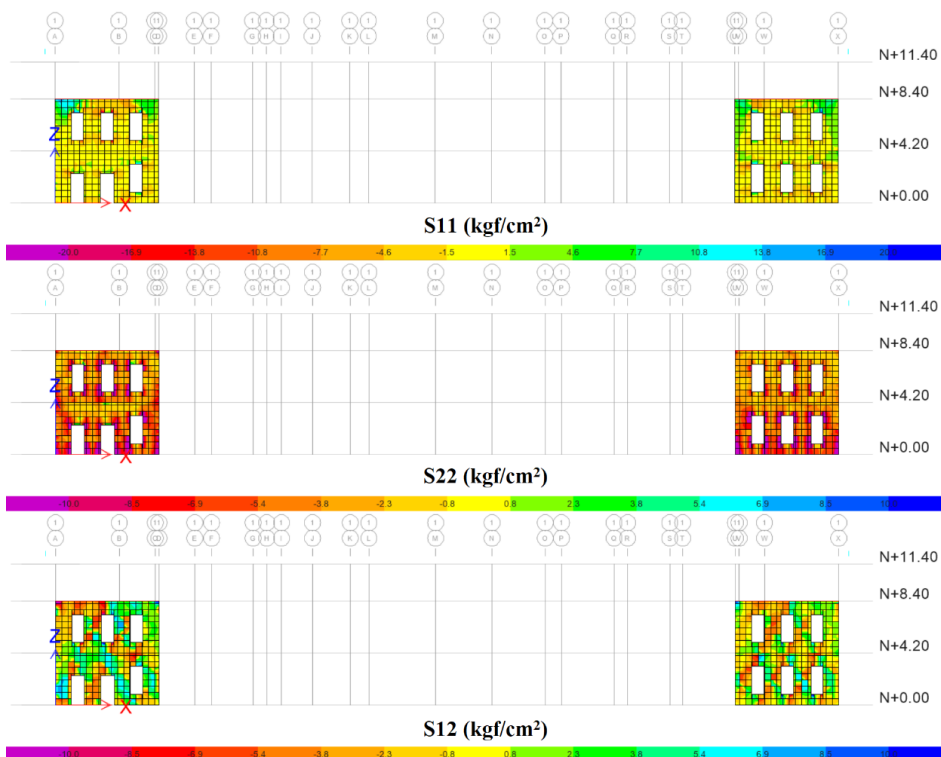


Tabla 139

Esfuerzos en los muros portantes del “Eje 1”

Tipo de esfuerzo (s.u.)	Lugar (s.u.)	Media (kgf/cm <sup>2</sup> )	Admisible (kgf/cm <sup>2</sup> )	Control (s.u.)	Excedencia (%)
S11 – Compresión PA	Esquinas de puertas	-4.87	-15.67	Admisible	-
S22 – Compresión PB	y ventanas	-6.90	-20.05	Admisible	-
S11 – Tracción PA	Esquinas de puertas	+4.12	+2.00	Sobrepasa	106
S22 – Tracción PB	y ventanas	+4.27	+2.00	Sobrepasa	113
S12 – Corte PA	Entre	+3.56	±2.00	Sobrepasa	78
S12 – Corte PB	ventanas	+3.41	±2.00	Sobrepasa	71

- Muro “Eje 2”

Figura 191

Muros “Eje 2” – esfuerzos a compresión, tracción y cortante

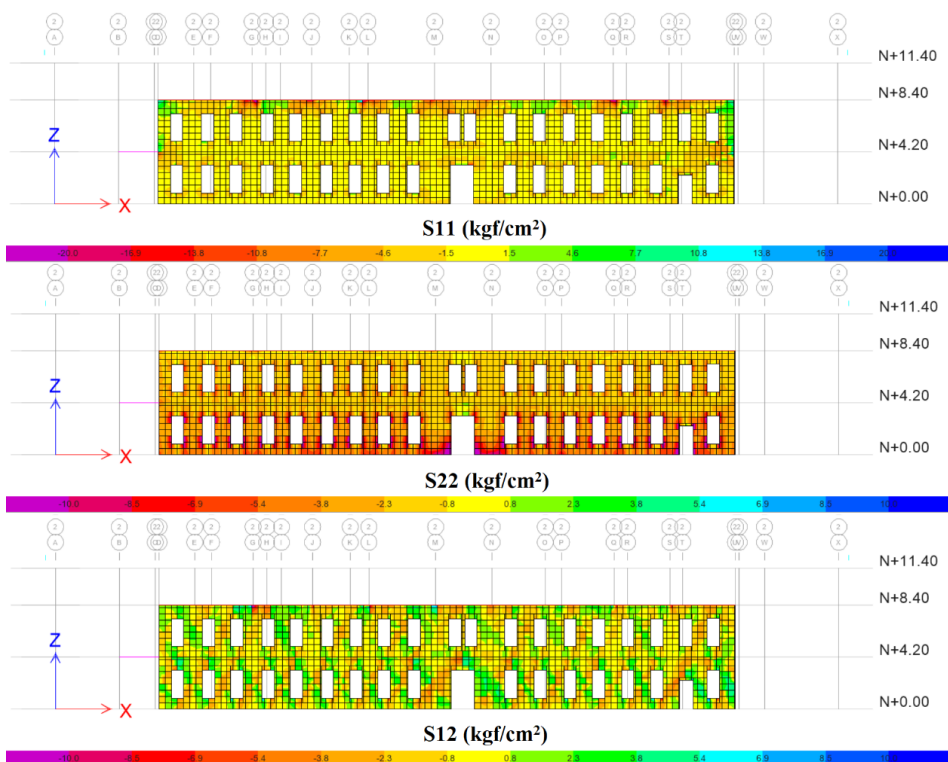


Tabla 140

Esfuerzos en los muros portantes del “Eje 2”

Tipo de esfuerzo (s.u.)	Lugar (s.u.)	Media (kgf/cm <sup>2</sup> )	Admisible (kgf/cm <sup>2</sup> )	Control (s.u.)	Excedencia (%)
S11 – Compresión PA	Esquinas	-2.43	-15.67	Admisible	-
S22 – Compresión PB	de puertas y ventanas	-4.69	-20.05	Admisible	-
S11 – Tracción PA	Esquinas	+2.30	+2.00	Sobrepasa	15
S22 – Tracción PB	de puertas y ventanas	+2.16	+2.00	Sobrepasa	8
S12 – Corte PA	Entre	+1.66	±2.00	Admisible	-
S12 – Corte PB	ventanas	-2.14	±2.00	Sobrepasa	7

- Muro “Eje 5”

Figura 192

Muros “Eje 5” – esfuerzos a compresión, tracción y cortante

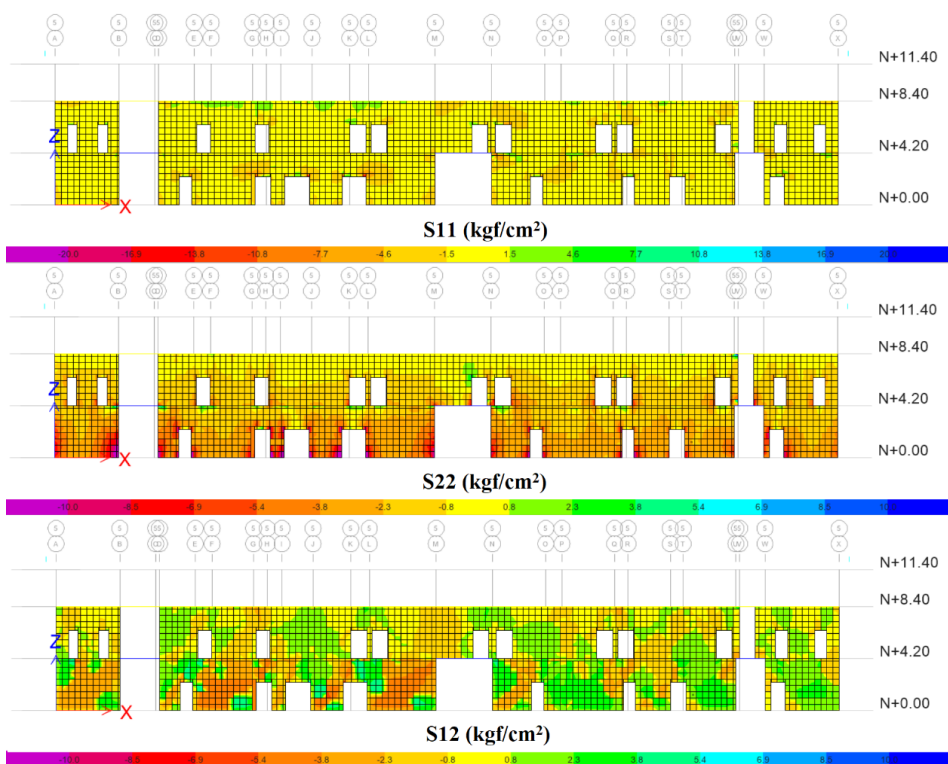


Tabla 141

Esfuerzos en los muros portantes del “Eje 5”

Tipo de esfuerzo (s.u.)	Lugar (s.u.)	Media (kgf/cm <sup>2</sup> )	Admisible (kgf/cm <sup>2</sup> )	Control (s.u.)	Excedencia (%)
S11 – Compresión PA	Esquinas	-1.13	-15.67	Admisible	-
S22 – Compresión PB	de puertas y ventanas	-3.83	-20.05	Admisible	-
S11 – Tracción PA	Esquinas	+0.82	+2.00	Admisible	-
S22 – Tracción PB	de puertas y ventanas	+0.86	+2.00	Admisible	-
S12 – Corte PA	Entre	-1.03	±2.00	Admisible	-
S12 – Corte PB	ventanas	+3.42	±2.00	Sobrepasa	71



- Muro “Eje 16”

Figura 193

Muros “Eje 16” – esfuerzos a compresión, tracción y cortante

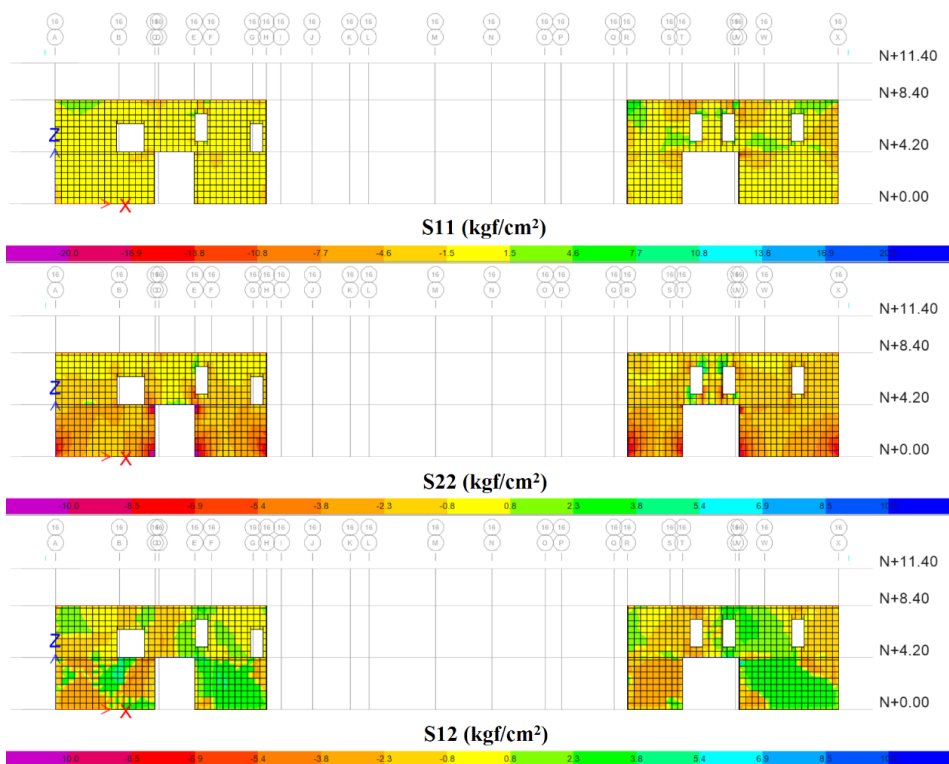


Tabla 142

Esfuerzos en los muros portantes del “Eje 16”

Tipo de esfuerzo (s.u.)	Lugar (s.u.)	Media (kgf/cm <sup>2</sup> )	Admisible (kgf/cm <sup>2</sup> )	Control (s.u.)	Excedencia (%)
S11 – Compresión PA	Esquinas de puertas	-1.43	-15.67	Admisible	-
S22 – Compresión PB	y ventanas	-3.56	-20.05	Admisible	-
S11 – Tracción PA	Esquinas de puertas	+1.31	+2.00	Admisible	-
S22 – Tracción PB	y ventanas	+0.88		Admisible	-
S12 – Corte PA	Entre	+1.29	±2.00	Admisible	-
S12 – Corte PB	ventanas	+2.38		Sobrepasa	19

### Esfuerzos en Muros de Mampostería en Sentido “Y”

- Muro “Eje A”

Figura 194

Muros “Eje A” – esfuerzos a compresión, tracción y cortante

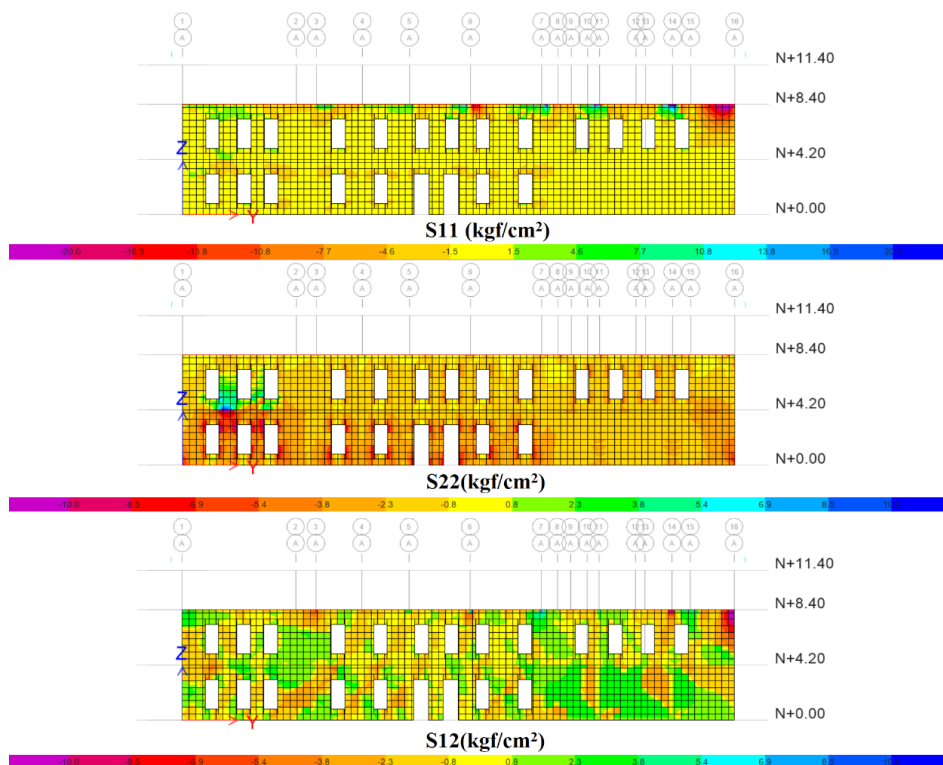


Tabla 143

Esfuerzos en los muros portantes del “Eje A”

Tipo de esfuerzo (s.u.)	Lugar (s.u.)	Media (kgf/cm <sup>2</sup> )	Admisible (kgf/cm <sup>2</sup> )	Control (s.u.)	Excedencia (%)
S11 – Compresión PA	Esquinas	-2.22	-15.67	Admisible	-
S22 – Compresión PB	de puertas y ventanas	-3.08	-20.05	Admisible	-
S11 – Tracción PA	Esquinas	+2.11	-2.00	Sobrepasa	6
S22 – Tracción PB	de puertas y ventanas	+2.60	-2.00	Sobrepasa	30
S12 – Corte PA	Entre	+1.48	±2.00	Admisible	-
S12 – Corte PB	ventanas	+1.82	±2.00	Admisible	-

- Muro “Eje D”

Figura 195

Muros “Eje D” – esfuerzos a compresión, tracción y cortante

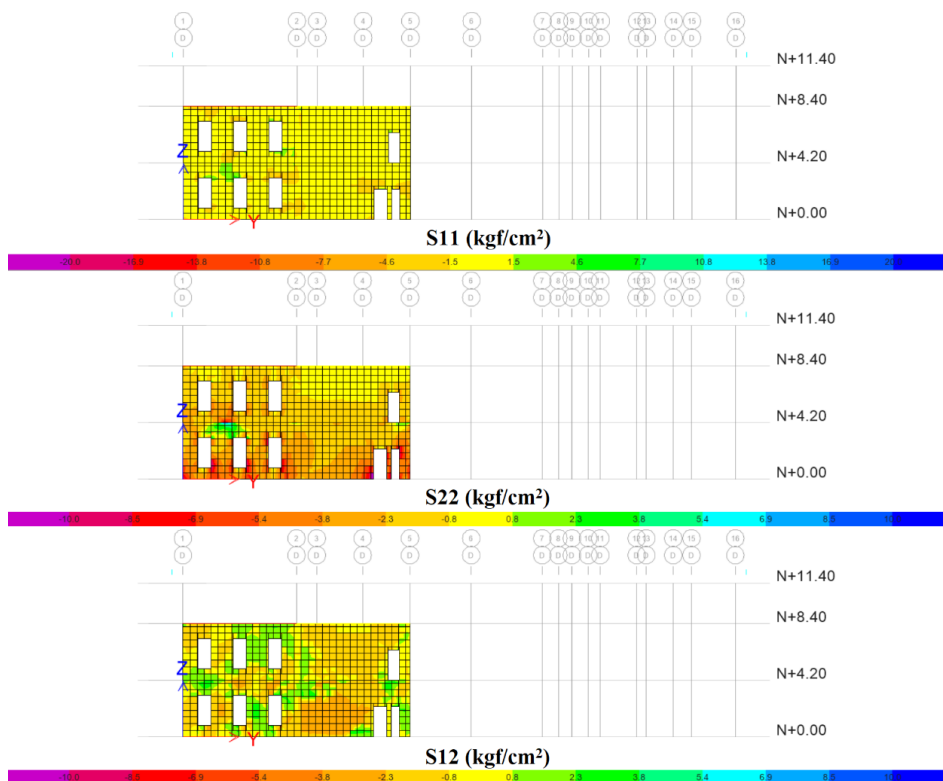


Tabla 144

Esfuerzos en los muros portantes del “Eje D”

Tipo de esfuerzo (s.u.)	Lugar (s.u.)	Media (kgf/cm <sup>2</sup> )	Admisible (kgf/cm <sup>2</sup> )	Control (s.u.)	Excedencia (%)
S11 – Compresión PA	Esquinas de puertas y ventanas	-1.16	-15.67	Admisible	-
S22 – Compresión PB		-3.48	-20.05	Admisible	-
S11 – Tracción PA	Esquinas de puertas y ventanas	+1.73	+2.00	Admisible	-
S22 – Tracción PB		+1.72		Admisible	-
S12	Corte PA	-0.94	±2.00	Admisible	-
	Corte PB	-1.79		Admisible	-

- Muro “Eje H”

Figura 196

Muros “Eje H” – esfuerzos a compresión, tracción y cortante

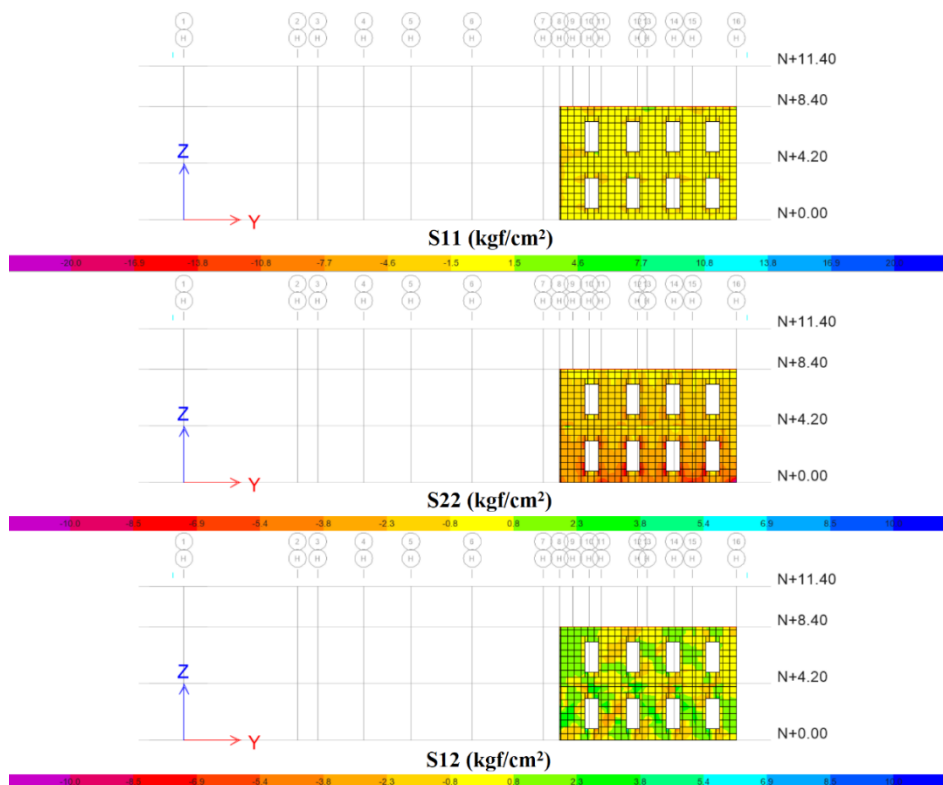


Tabla 145

Esfuerzos en los muros portantes del “Eje H”

Tipo de esfuerzo (s.u.)		Lugar (s.u.)	Media (kgf/cm <sup>2</sup> )	Admisible (kgf/cm <sup>2</sup> )	Control (s.u.)	Excedencia (%)
S11 –	Compresión PA	Esquinas de ventanas	-1.37	-15.67	Admisible	-
S22	Compresión PB		-3.61	-20.05	Admisible	-
S11 –	Tracción PA	Esquinas de ventanas	+1.92	+2.00	Admisible	-
S22	Tracción PB		+1.94		Admisible	-
S12	Corte PA	Entre ventanas	+0.92	±2.00	Admisible	-
	Corte PB		+1.78		Admisible	-

- Muro “Eje U”

Figura 197

Muros “Eje U” – esfuerzos a compresión, tracción y cortante

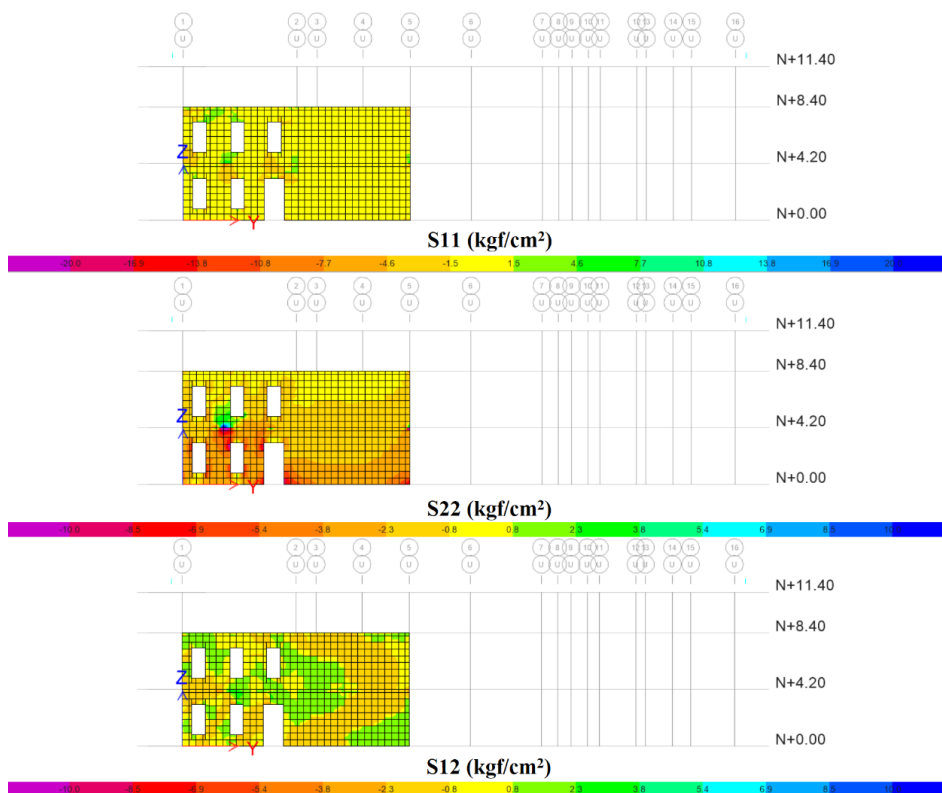


Tabla 146

Esfuerzos en los muros portantes del “Eje U”

Tipo de esfuerzo (s.u.)	Lugar (s.u.)	Media (kgf/cm <sup>2</sup> )	Admisible (kgf/cm <sup>2</sup> )	Control (s.u.)	Excedencia (%)
S11 – Compresión PA	Esquinas	-1.07	-15.67	Admisible	-
S22 – Compresión PB	de puertas y ventanas	-3.19	-20.05	Admisible	-
S11 – Tracción PA	Esquinas	+1.71	+2.00	Admisible	-
S22 – Tracción PB	de puertas y ventanas	+1.45	+2.00	Admisible	-
S12 – Corte PA	Entre	-0.98	±2.00	Admisible	-
S12 – Corte PB	ventanas	-2.20	±2.00	Sobrepasa	10

- Muro “Eje X”

Figura 198

Muros “Eje X” – esfuerzos a compresión, tracción y cortante

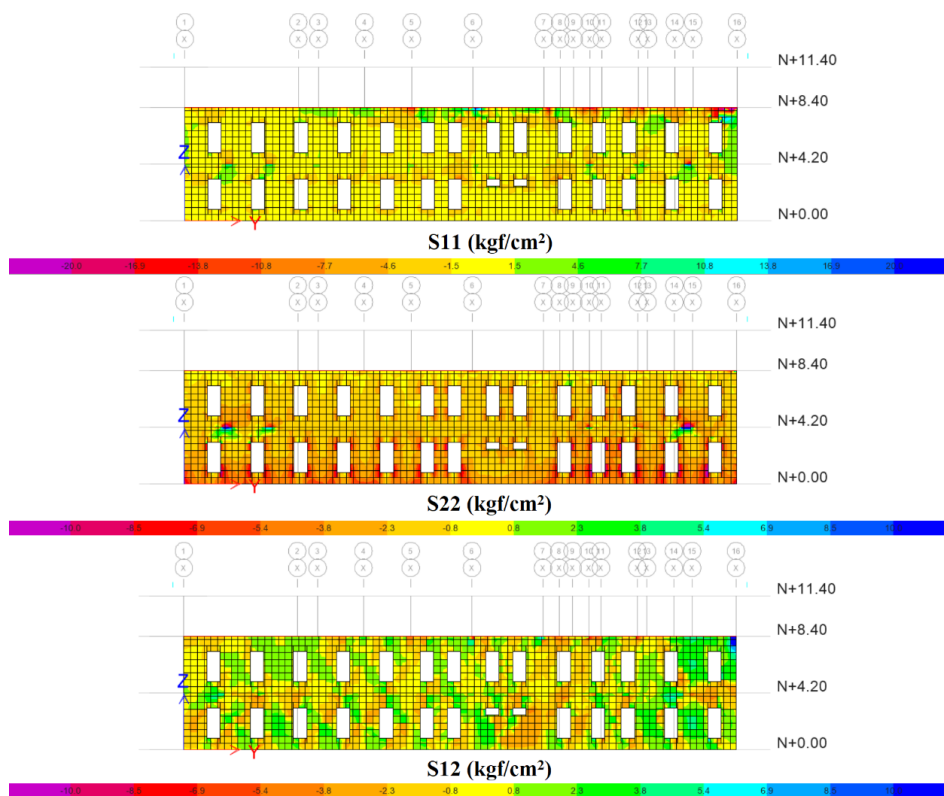


Tabla 147

Esfuerzos en los muros portantes del “Eje X”

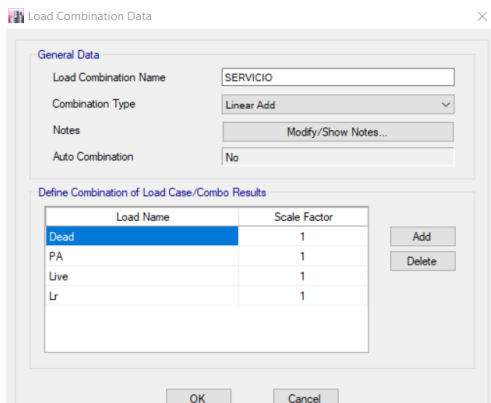
Tipo de esfuerzo (s.u.)	Lugar (s.u.)	Media (kgf/cm <sup>2</sup> )	Admisible (kgf/cm <sup>2</sup> )	Control (s.u.)	Excedencia (%)
S11 – Compresión PA	Esquinas de ventanas	-2.41	-15.67	Admisible	-
S22 – Compresión PB		-3.73	-20.05	Admisible	-
S11 – Tracción PA	Esquinas de ventanas	+2.27	+2.00	Sobrepasa	14
S22 – Tracción PB		+2.92		Sobrepasa	46
S12	Entre ventanas	+1.67	±2.00	Admisible	-
	Corte PB	-1.87		Admisible	-

## Deflexiones y Esfuerzos en Viguetas de Madera

En esta sección se analiza los esfuerzos actuantes en las viguetas de madera tipo eucalipto, presente en la estructura analizada, el análisis se lleva a cabo de acuerdo a la combinación de cargas de servicio (carga muerta y carga viva) ver Figura 199 resultantes del modelo analítico en el software ETABS®, para luego compararlos con las deformaciones admisibles en la Tabla 148.

**Figura 199**

*Combinaciones de carga de servicio*



**Tabla 148**

*Deformaciones admisibles de madera – Eucalipto*

Descripción  (s.u.)	Deformaciones admisibles “ $\Delta_{adm}$ ”		
	Carga viva	Carga total	Carga diferida
	CV (cm)	CT (cm)	CD (cm)
Viguetas de madera de Eucalipto	L/350	L/300	L/300

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (Junta del Acuerdo de Cartagena (PADT-REFORT), 2000).

Para poder comprobar las deflexiones de los elementos estructurales de madera se utiliza la Ecuación 65 para deformaciones inmediatas por carga viva, la Ecuación 66 para deformaciones inmediatas por cargas de servicio o total (carga muerta más carga viva) y la Ecuación 67 para deformaciones diferidas por cargas de servicio.

$$\Delta_{act-CV} = CV; \quad \Delta_{act-CV} < \Delta_{adm} \quad \text{Ecuación 65}$$

$$\Delta_{act-CT} = CV + CM; \quad \Delta_{act-CT} < \Delta_{adm} \quad \text{Ecuación 66}$$

$$\Delta_{act-CD} = CV + 1.8CM; \quad \Delta_{act-CD} < \Delta_{adm} \quad \text{Ecuación 67}$$

Donde:

$\Delta_{act-CV}$  = deformación actuante por carga viva,

$\Delta_{act-CT}$  = deformación actuante por cargas de servicio inmediata,

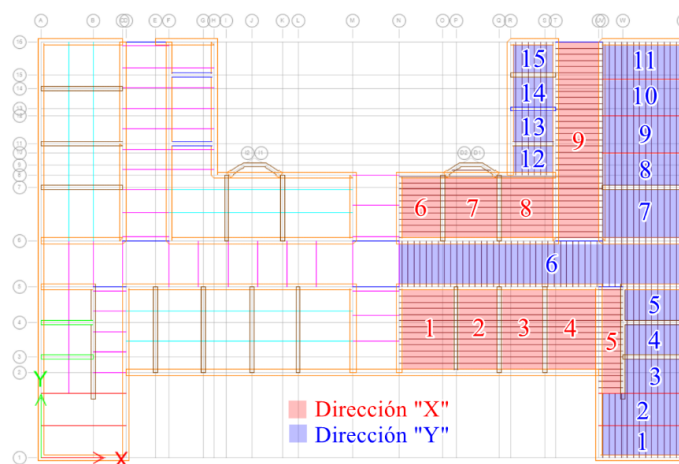
$\Delta_{act-CD}$  = deformación actuante por carga de servicio diferida y

$\Delta_{adm}$  = deformación admisible.

En la estructura de análisis se identifican dos sentidos de ubicación de las viguetas de madera, es decir existen viguetas en dirección "X" y otras en dirección "Y", para lo cual se analizó la vigueta con deflexiones más críticas en cada vano numerado por sentido en la Figura 200.

### Figura 200

#### Paneles de análisis de viguetas de madera



La Tabla 149 se presentan los resultados de las deformaciones medidas en el software ETABS® bajo las cargas de servicio, para la tabla de resultados se tomó en



cuenta las viguetas con deformaciones más críticas por panel identificados anteriormente.

**Tabla 149**

*Deformaciones calculadas vs admisibles en viguetas de madera*

Panel (#)	$\Delta_{act}$			L (m)	$\Delta_{adm}$			Control CV y CT (s.u.)	$\Delta_{act} < \Delta_{adm}$ CD (s.u.)	Excede Por CD (%)
	CV (cm)	CT (cm)	CD (cm)		CV (cm)	CT (cm)	CD (cm)			
<b>Viguetas en sentido "X"</b>										
1	0.99	1.52	<b>1.94</b>	5.10	1.46	1.70	<b>1.70</b>	Cumple	<b>No cumple</b>	<b>14</b>
2	0.34	0.52	0.67	3.90	1.11	1.30	1.30	Cumple	Cumple	-
3	0.34	0.52	0.67	4.05	1.16	1.35	1.35	Cumple	Cumple	-
4	0.80	1.23	1.58	4.80	1.37	1.60	1.60	Cumple	Cumple	-
5	0.09	0.11	0.13	1.85	0.53	0.62	0.62	Cumple	Cumple	-
6	0.36	0.55	0.70	3.80	1.09	1.27	1.27	Cumple	Cumple	-
7	0.95	1.46	<b>1.88</b>	5.15	1.47	1.72	<b>1.72</b>	Cumple	<b>No cumple</b>	<b>9</b>
8	0.94	1.45	<b>1.86</b>	5.05	1.44	1.68	<b>1.68</b>	Cumple	<b>No cumple</b>	<b>10</b>
9	0.90	1.14	<b>1.34</b>	3.95	1.13	1.32	<b>1.32</b>	Cumple	<b>No cumple</b>	<b>1</b>
<b>Viguetas en sentido "Y"</b>										
1	0.13	0.19	0.25	2.70	0.77	0.90	0.90	Cumple	Cumple	-
2	0.11	0.18	0.23	2.70	0.77	0.90	0.90	Cumple	Cumple	-
3	0.19	0.29	0.37	3.20	0.91	1.07	1.07	Cumple	Cumple	-
4	0.15	0.23	0.30	3.00	0.86	1.00	1.00	Cumple	Cumple	-
5	0.17	0.26	0.33	3.00	0.86	1.00	1.00	Cumple	Cumple	-
6	0.93	1.19	<b>1.39</b>	3.95	1.13	1.32	<b>1.32</b>	Cumple	<b>No cumple</b>	<b>5</b>
7	0.77	1.19	1.52	4.75	1.36	1.58	1.58	Cumple	Cumple	-
8	0.14	0.22	0.28	3.00	0.86	1.00	1.00	Cumple	Cumple	-
9	0.19	0.29	0.37	3.20	0.91	1.07	1.07	Cumple	Cumple	-
10	0.19	0.29	0.38	3.20	0.91	1.07	1.07	Cumple	Cumple	-
11	0.21	0.32	0.41	3.20	0.91	1.07	1.07	Cumple	Cumple	-
12	0.13	0.20	0.25	2.60	0.74	0.87	0.87	Cumple	Cumple	-
13	0.18	0.27	0.35	3.00	0.86	1.00	1.00	Cumple	Cumple	-
14	0.17	0.26	0.33	2.95	0.84	0.98	0.98	Cumple	Cumple	-
15	0.15	0.23	0.29	2.75	0.79	0.92	0.92	Cumple	Cumple	-

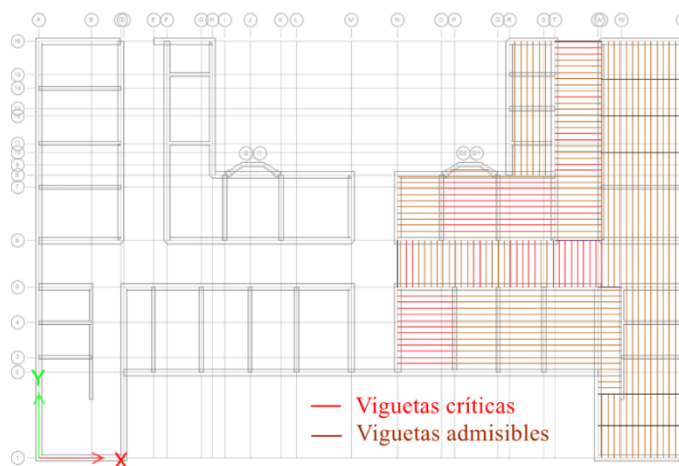
De acuerdo a la Tabla 149 no existe problemas de deflexión en viguetas de madera tipo eucalipto en el control de deformaciones por carga viva y por carga total (carga viva más carga muerta), pero existe varias viguetas representantes de cuatro (4) paneles en sentido “X” y un (1) panel en sentido “Y” que presentan anomalías en el control de deformaciones diferidas que de acuerdo a la (Junta del Acuerdo de Cartagena (PADT-REFORT), 2000) menciona que cuando las cargas son de aplicación continúa las deformaciones sometidas a flexión se incrementan con el paso del tiempo, un 180%, es decir que para considerar la deflexión por carga total se debe amplificar.

Para el caso de la estructura de análisis el “Hospital San Luis de Otavalo”, se debe considerar las deformaciones y esfuerzos de los elementos que están presentes desde el año de construcción de 1925.

Pero al analizarse solo una viga representativa por panel, no necesariamente hace referencia a que todas las viguetas del panel presentan inconvenientes por deformaciones es por ello que en la Figura 201 se identifican las viguetas que sobrepasan los límites de deflexiones admisibles.

### Figura 201

*Viguetas de madera que exceden la deformación admisible*



En la Tabla 150 se presentan los valores de esfuerzos admisibles de corte y flexión para vigas para viguetas de madera tipo eucalipto.

**Tabla 150**

*Esfuerzos admisibles de madera – Eucalipto*

Descripción  (s.u.)	Esfuerzos admisibles	
	Corte	Flexión
	PA y PB (kgf/cm <sup>2</sup> )	PA y PB (kgf/cm <sup>2</sup> )
Viguetas de madera tipo eucalipto	8.00	100.00

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (Junta del Acuerdo de Cartagena (PADT-REFORT), 2000).

Para poder comprobar los esfuerzos de corte de los elementos estructurales de madera se utiliza la Ecuación 68, ya que con esta fórmula se logra determinar el esfuerzo actuante máximo en la sección de análisis para compararlos con el esfuerzo admisible.

$$\tau_{act} = \frac{3 * V_a}{2 * b * h} < \tau_{adm} \quad \text{Ecuación 68}$$

Donde:

$\tau_{act}$  = esfuerzo actuante a cortante,

$\tau_{adm}$  = esfuerzo máximo admisible a cortante,

$V_a$  = cortante crítico en la sección,

$b$  = base de la sección del elemento y

$h$  = altura de la sección del elemento.

De acuerdo a la Figura 200 se analiza las viguetas más representativas por paneles en cada sentido y se presenta los resultados del chequeo de esfuerzos de corte comparados con los esfuerzos admisibles en la Tabla 151.

**Tabla 151***Esfuerzos calculados vs admisibles de corte en viguetas de madera*

<b>Panel</b> <b>(s.u.)</b>	$V_a$ <b>(kgf)</b>	$\tau_{act}$ <b>(kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	$\tau_{adm}$ <b>(kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Control</b> $\tau_{act} < \tau_{adm}$	<b>Excedencia</b> <b>(%)</b>
<b>Viguetas en sentido "X"</b>					
1	517.48	3.32	8.00	Cumple	-
2	394.07	2.53	8.00	Cumple	-
3	393.66	2.52	8.00	Cumple	-
4	473.48	3.04	8.00	Cumple	-
5	315.39	2.02	8.00	Cumple	-
6	373.82	2.40	8.00	Cumple	-
7	489.13	3.14	8.00	Cumple	-
8	487.93	3.13	8.00	Cumple	-
9	650.82	4.17	8.00	Cumple	-
<b>Viguetas en sentido "Y"</b>					
1	309.00	1.98	8.00	Cumple	-
2	291.47	1.87	8.00	Cumple	-
3	352.54	2.26	8.00	Cumple	-
4	304.36	1.95	8.00	Cumple	-
5	300.44	1.93	8.00	Cumple	-
6	660.63	4.23	8.00	Cumple	-
7	500.01	3.21	8.00	Cumple	-
8	310.57	1.99	8.00	Cumple	-
9	309.41	1.98	8.00	Cumple	-
10	324.75	2.08	8.00	Cumple	-
11	341.08	2.19	8.00	Cumple	-
12	337.05	2.16	8.00	Cumple	-
13	363.60	2.33	8.00	Cumple	-
14	365.18	2.34	8.00	Cumple	-
15	349.76	2.24	8.00	Cumple	-

De igual forma para poder comprobar los esfuerzos a flexión de los elementos estructurales de madera se utiliza la Ecuación 69, que sirve para determinar el esfuerzo actuante máximo en la sección de análisis para compararlos con el esfuerzo admisible.

$$\sigma_{act} = \frac{6 * M}{b * h^2} < \sigma_{adm}$$

Ecuación 69

Donde:

$\sigma_{act}$  = esfuerzo actuante a flexión,

$\sigma_{adm}$  = esfuerzo máximo admisible a flexión,

$M$  = momento crítico en la sección,

$b$  = base de la sección del elemento y

$h$  = altura de la sección del elemento.

De acuerdo a la Figura 200 se analiza las viguetas más representativas por paneles en cada sentido y se presenta los resultados del chequeo de esfuerzos de corte en la Tabla 152.

**Tabla 152**

*Esfuerzos calculados vs admisibles de flexión en viguetas de madera*

Panel (s.u.)	$V_a$ (kgf)	$\sigma_{act}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{adm}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Control $\sigma_{act} < \sigma_{adm}$	Excedencia (%)
<b>Viguetas en sentido "X"</b>					
1	48436.50	69.00	100.00	Cumple	-
2	28487.42	40.58	100.00	Cumple	-
3	28362.47	40.40	100.00	Cumple	-
4	43039.02	61.31	100.00	Cumple	-
5	13631.50	19.42	100.00	Cumple	-
6	28746.27	40.95	100.00	Cumple	-
7	47527.23	67.70	100.00	Cumple	-
8	47334.95	67.43	100.00	Cumple	-
9	52196.51	74.35	100.00	Cumple	-
<b>Viguetas en sentido "Y"</b>					
1	21657.76	30.85	100.00	Cumple	-
2	19123.80	27.24	100.00	Cumple	-
3	21426.58	30.52	100.00	Cumple	-
4	18109.92	25.80	100.00	Cumple	-

Panel (s.u.)	$V_a$ (kgf)	$\sigma_{act}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{adm}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Control $\sigma_{act} < \sigma_{adm}$	Excedencia (%)
5	19224.19	27.38	100.00	Cumple	-
6	53863.67	76.73	100.00	Cumple	-
7	42768.53	60.92	100.00	Cumple	-
8	20186.03	28.76	100.00	Cumple	-
9	20190.89	28.76	100.00	Cumple	-
10	22845.41	32.54	100.00	Cumple	-
11	25320.50	36.07	100.00	Cumple	-
12	17652.28	25.15	100.00	Cumple	-
13	20736.97	29.54	100.00	Cumple	-
14	20188.96	28.76	100.00	Cumple	-
15	19196.42	27.35	100.00	Cumple	-

### Esfuerzos en Vigas de Hormigón Armado

El control de esfuerzos en las vigas de hormigón armado se lo realizó con la ayuda del software ETABS®, a través de la opción que dispone para diseñar automáticamente los elementos modelados a partir de los parámetros ingresados en la Figura 202, además los resultados se presentan en la Figura 203 y Figura 204 con lo cual se chequearon los esfuerzos en las vigas de hormigón armado.

### Figura 202

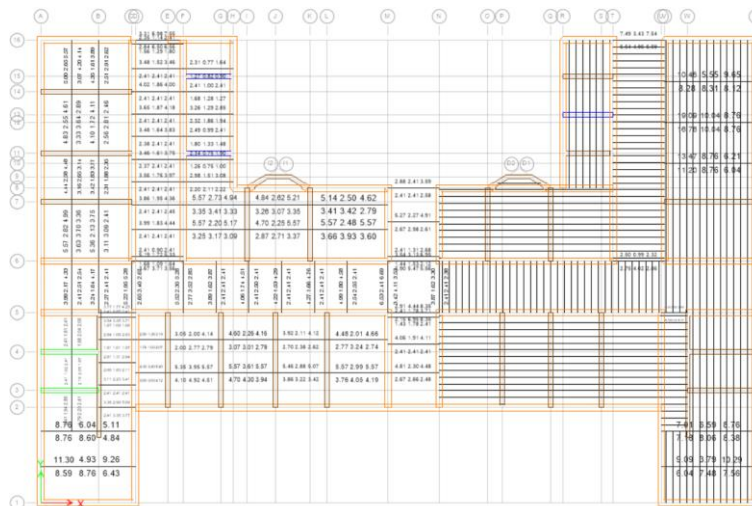
#### Parámetros de diseño de vigas de hormigón armado

Concrete Frame Design Preferences for ACI 318-14

Item	Value
01 Design Code	ACI 318-14
02 Multi-Response Case Design	Envelopes
03 Number of Interaction Curves	24
04 Number of Interaction Points	11
05 Consider Minimum Eccentricity?	Yes
06 Seismic Design Category	D
07 Design System Omega0	2
08 Design System Rho	1
09 Design System Sds	0.5
10 Consider ICC_ESR 2017	No
11 Phi (Tension Controlled)	0.9
12 Phi (Compression Controlled Tied)	0.65
13 Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
14 Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
15 Phi (Shear Seismic)	0.6
16 Phi (Joint Shear)	0.85
17 Pattern Live Load Factor	0.75
18 Utilization Factor Limit	1

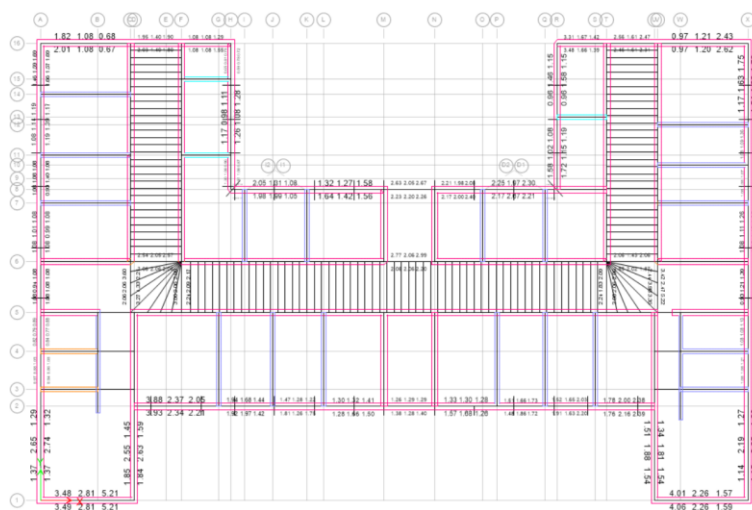
**Figura 203**

*Chequeo de vigas de hormigón armado nivel +4.20*



**Figura 204**

*Chequeo de vigas de hormigón armado nivel +8.40*



En la Figura 203 y Figura 204 se puede identificar que las vigas de hormigón armado tienen color negro que significa que no presentan inconvenientes por esfuerzos a diferencia que si estuviesen de color rojo que significa que existen elementos que fallan a flexión, cortante o torsión, en este caso todas las vigas están de color negro por

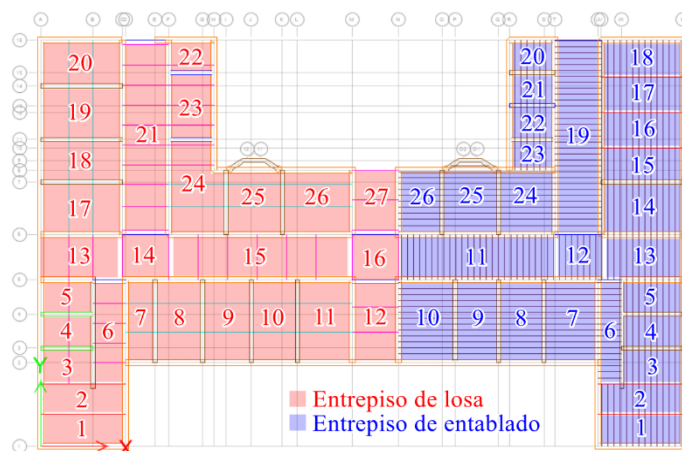
lo tanto no superan los esfuerzos admisibles esto se debe a que su peralte es el suficiente, su armado y condición de apoyo es el correcto.

### Deflexiones en Entrepisos de Hormigón y Madera

En la estructura de análisis se identifican dos tipos de diafragmas horizontales de diferente material: losa unidireccional alivianada y entablado, para el análisis se verifica los resultados de los paneles discretizados para identificar el elemento finito con deflexiones más críticas en cada vano numerado por sentido en la Figura 205.

**Figura 205**

*Paneles de análisis del entrepiso nivel +4.20*



En la Tabla 153 se presentan los valores de deformaciones admisibles para vigas para entrepisos de hormigón armado y madera.

**Tabla 153**

*Deformaciones admisibles en diafragmas*

Descripción	Deformaciones admisibles "Δadm"		
	Carga viva	Carga total	Carga diferida
	CV	CT	CD
(s.u.)	(cm)	(cm)	(cm)
Entrepiso con losa de hormigón	L/360	L/240	-
Entablado de entablado	L/350	L/300	L/300

*Nota:* (ACI 318 S-19, 2019) y (Junta del Acuerdo de Cartagena (PADT-REFORT), 2000).



De acuerdo a la Figura 87 se analiza los diafragmas más representativos por paneles en cada sentido y se presenta los resultados del chequeo de deformaciones en la Tabla 154, por motivo de espacio se presentan los valores de los diez paneles con deformaciones más considerables para el estudio.

**Tabla 154**

*Deformaciones calculadas vs admisibles en entrepiso*

Panel (#)	$\Delta_{act}$			L (m)	$\Delta_{adm}$			Control $\Delta_{act} < \Delta_{adm}$		Excede Por CD (%)
	CV (cm)	CT (cm)	CD (cm)		CV (cm)	CT (cm)	CD (cm)	CV y CT (s.u.)	CD (s.u.)	
<b>Entrepiso de hormigón armado</b>										
14	0.59	1.12	-	3.95	1.10	1.65	-	Cumple	-	-
16	0.61	1.16	-	4.35	1.21	1.81	-	Cumple	-	-
2	0.12	0.47	-	2.70	0.75	1.13	-	Cumple	-	-
1	0.12	0.47	-	2.70	0.75	1.13	-	Cumple	-	-
15	0.29	0.57	-	3.70	1.03	1.54	-	Cumple	-	-
26	0.07	0.29	-	1.90	0.53	0.79	-	Cumple	-	-
21	0.12	0.27	-	1.80	0.50	0.75	-	Cumple	-	-
13	0.19	0.41	-	2.80	0.78	1.17	-	Cumple	-	-
27	0.20	0.43	-	2.95	0.82	1.23	-	Cumple	-	-
12	0.15	0.32	-	2.65	0.74	1.10	-	Cumple	-	-
<b>Entrepiso de madera</b>										
<b>10</b>	0.99	1.57	<b>2.03</b>	5.10	1.46	1.70	<b>1.70</b>	Cumple	<b>No Cumple</b>	20
<b>12</b>	0.97	1.28	<b>1.53</b>	3.95	1.13	1.32	<b>1.32</b>	Cumple	<b>No Cumple</b>	16
<b>11</b>	0.97	1.28	<b>1.53</b>	3.95	1.13	1.32	<b>1.32</b>	Cumple	<b>No Cumple</b>	16
<b>24</b>	0.94	1.49	<b>1.93</b>	5.05	1.44	1.68	<b>1.68</b>	Cumple	<b>No Cumple</b>	15
<b>25</b>	0.95	1.52	<b>1.97</b>	5.15	1.47	1.72	<b>1.72</b>	Cumple	<b>No Cumple</b>	14
<b>13</b>	0.91	1.20	<b>1.43</b>	3.95	1.13	1.32	<b>1.32</b>	Cumple	<b>No Cumple</b>	8
<b>19</b>	0.91	1.19	<b>1.41</b>	3.95	1.13	1.32	<b>1.32</b>	Cumple	<b>No Cumple</b>	7
<b>7</b>	0.79	1.25	<b>1.62</b>	4.80	1.37	1.60	<b>1.60</b>	Cumple	<b>No Cumple</b>	1
14	0.77	1.22	1.58	4.75	1.36	1.58	1.58	Cumple	Cumple	0
2	0.21	0.47	0.68	2.70	0.77	0.90	0.90	Cumple	Cumple	-

De acuerdo a la Tabla 154 no existe problemas de deflexión en diafragmas horizontales de hormigón en el control de deformaciones por carga viva y por carga total (carga viva más carga muerta), pero en el diafragma horizontal de madera existe ocho (8) panales que presentan anomalías en el control de deformaciones diferidas que de acuerdo con la (Junta del Acuerdo de Cartagena (PADT-REFORT), 2000) las cargas en elementos de madera son de aplicación continúa y las deformaciones sometidas a flexión se incrementan con el paso del tiempo, un 180%, es decir que para considerar la deflexión por carga total se debe amplificar, para el caso de la estructura de análisis el “Hospital San Luis de Otavalo”, se debe considerar por el año de construcción desde 1925, en la Figura 206 se identifican las viguetas que sobrepasan los límites de deflexiones admisibles.

### Figura 206

*Deformaciones críticas del entrepiso (mm) nivel +4.20*



## Capítulo VI

### Reforzamiento Estructural

#### Rehabilitación Estructural

“El reforzamiento o rehabilitación de estructuras básicamente consiste en adelantar las obras requeridas con el fin de darle mayor capacidad de resistencia a la edificación misma, sin que ésta presente necesariamente daños causado por terremotos u otros efectos” (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica-AIS, 2001).

En las estructuras de mampostería se pueden aplicar varias metodologías de rehabilitación y reforzamiento, que tienen como finalidad mejorar las condiciones estructurales de la edificación para futuras solicitaciones sísmicas.

En los últimos años se ha apostado por un reforzamiento rotundo y escasamente conservador, como la implementación de columnas de acero u hormigón, también existen otras opciones de reforzamiento conservadoras como es el enchape de paneles de mampostería de manera que se emplea materiales contribuyentes de ductilidad y rigidez, entre los cuales está: la madera, el acero (malla electrosoldada), fibras artificiales, entre otras.

#### ***Alternativas de Rehabilitación Estructural***

La rehabilitación sísmica de estructuras según la (NEC – 15) consiste en: “definir objetivos y estrategias de rehabilitación, levantar información de la estructura, realizar ensayos en la misma, modelarla, analizarla y proponer algún diseño que se adicione a la estructura con el fin de mejorar el desempeño sísmico de la misma” (NEC-SE-RE (Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras), 2015).

Las características propias de las estructuras de mampostería portante están relacionadas directamente con la vulnerabilidad sísmica que se les atribuye. Es conveniente realizar una rehabilitación estructural en edificaciones que superan los

años de vida útil para los cuales fueron diseñados sobre todo en edificaciones esenciales de alto riesgo, por esta razón la protección de este tipo de edificaciones y de la vida de sus ocupantes ante los terremotos significa llevar a cabo una serie de intervenciones estructurales que deben realizarse de forma integral, ver Figura 207 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica-AIS, 2001).

### Figura 207

*Edificación no rehabilitada – Edificación rehabilitada*



*Nota:* Esta figura es extraída de la (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica-AIS, 2001).

Las intervenciones propuestas a continuación, tienen como propósito la reducción de la vulnerabilidad sísmica que presentan las edificaciones particularmente de mampostería, el objetivo es prevenir al máximo el colapso total o parcial en caso de eventos telúricos de magnitudes considerables, con el fin de salvaguardar la vida de los ocupantes, dando tiempo a las personas de evacuar antes de que ocurra un colapso (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica-AIS, 2001).

Por esta razón se recomienda realizar intervenciones en las estructuras de mampostería y sobre todo en la cuales su funcionalidad sea indispensable durante y después de la ocurrencia de un sismo, entre las soluciones más usuales para el reforzamiento de una estructura son:

- Refuerzo de la cimentación.
- Mejoramiento de entresijos y de su acción de diafragma.
- Incorporación de elementos de hormigón armado o acero.

- Reemplazo de muros no estructurales por muros estructurales.
- Uso de geomallas o fibras como refuerzo en muros.
- Uso de malla electrosoldada con enchape de hormigón en ambas caras de los muros unidas mediante conectores o anclajes.
- Uso de tensores en reforzamiento de construcciones de mampostería.
- Rehabilitación o cambio de cubierta.

### **Selección de la Alternativa de Reforzamiento**

El reforzamiento estructural se lo realiza una vez evaluado el estado actual del “Hospital San Luis de Otavalo”, partiendo de la línea base que es recopilar la información histórica de la estructura, ejecutar un estudio geotécnico, análisis particular de los elementos estructurales y no estructurales, valoración patrimonial, análisis de la vulnerabilidad de la estructura y un adecuado modelamiento computacional que permita la interpretación del comportamiento de la estructura ante solicitaciones. La casa de salud de la urbe otavaleña, según el “Instituto Nacional de Patrimonio Cultural del Ecuador” la cataloga como una edificación con protección parcial, también “conocidas también como rehabilitables, son aquellas que siendo también patrimoniales, son susceptibles de modificación con la finalidad de recuperar o mejorar sus condiciones de habitabilidad” (Instituto Nacional de Patrimonio Cultural, 2011)

El grado de vulnerabilidad sísmica de la edificación, determinado en el “Capítulo 4”, los esfuerzos excesivos que presentan los muros portantes en zonas específicas y las excedentes deformaciones diferidas de materiales con desmejoradas condiciones, descritas en el “Capítulo 5”, sugieren buscar un reforzamiento que ayude a controlar dichas deficiencias que presenta el inmueble. En la Tabla 155 se presenta un resumen del estado estructural de la edificación.

**Tabla 155**

*Descripción de resultados obtenidos del estado actual de la estructura*

<b>Elemento estructural</b>	<b>Descripción de resultados</b>
<b>Control de esfuerzos</b>	
Muros de mampostería	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Los esfuerzos de los muros a compresión se mantienen dentro del rango admisible (planta baja 20.05kgf/cm<sup>2</sup> y planta alta 15.67kgf/cm<sup>2</sup>), se exceptúan minúsculos lugares que se acercan a los límites permisibles, pero no producirían el colapso del muro en un evento sísmico.</li> <li>- Los esfuerzos a tracción, se concluye que las zonas más propensas al colapso son las partes cercanas a las puertas y ventanas de los muros perimetrales, además se observa una acumulación de esfuerzos en la unión de los muros con los diafragmas horizontales rígidos que sobrepasan el límite de esfuerzos admisibles de (2.00kgf/cm<sup>2</sup>).</li> <li>- En cuanto a los esfuerzos a cortante, se evidenció varios muros perimetrales que igualan o sobrepasan el límite de esfuerzos admisibles de (2.00kgf/cm<sup>2</sup>), son lo que presentan ventanas de disposición sucesiva generándose esfuerzos entre ellas.</li> </ul>
Viguetas de madera	- Se verificó que los elementos analizados de madera cumplen el chequeo de esfuerzos tanto a cortante como a flexión.
Viguetas de hormigón	- Se comprobó que los elementos analizados de hormigón armado cumplen el chequeo de esfuerzos tanto a cortante como a flexión.
<b>Control de derivas</b>	
Sentido "X"	- Al realizar el análisis sísmico por el método dinámico la deriva inelástica de piso supera el 1.00% admisible con un valor de 1.20%, debido al exceso del 120% se requiere rigidizar la estructura en este sentido.
Sentido "Y"	- Al realizar el análisis sísmico por el método estático y dinámico la deriva total o inelástica de piso no supera el 1.00% admisible.
<b>Control de deflexiones</b>	
Entrepiso de losa	- El diafragma horizontal conformado con la losa alivianada unidireccional presenta deformaciones dentro de los rangos permitidos.
Entrepiso de entablado	- El diafragma conformado por entrepiso de madera presenta deformaciones críticas por acciones diferidas en vanos con luces considerables.

<b>Elemento estructural</b>	<b>Descripción de resultados</b>
<b>Control de esfuerzos</b>	
Vigas de hormigón	- Las vigas de hormigón presentaron deflexiones despreciables por tener un suficiente peralte efectivo.
Viguetas de madera	- Las viguetas de madera situadas en el entrepiso del nivel +4.20m, el 16.62% de vigas presentan deflexiones que superan los límites establecidos por acciones diferidas (57 de 343 viguetas analizadas).

Las metodologías más adecuadas para reducir la vulnerabilidad del hospital de estudio son dos, la primera que consiste en la incorporación de secciones de hormigón armado materializadas en la construcción de vigas y losa de hormigón armado para el mejoramiento de entrepisos y de su acción de diafragma, y la segunda que consiste en un enchapado de los muros de mampostería con malla electrosoldada, las alternativas mencionadas anteriormente mejoran las deficiencias estructurales que presenta la casa de salud, particularmente las excesivas deformaciones en los diafragmas de entrepiso de madera y los esfuerzos a tracción y corte en los muros de mampostería. En la Tabla 156 se detalla la justificación arquitectónica, estructural y económica de las dos alternativas de reforzamiento.

### **Tabla 156**

#### *Justificación del reforzamiento seleccionado*

<b>Losa y vigas de hormigón armado</b>	<b>Enchape con malla electrosoldada</b>
<b>Factor Estructural</b>	
El hospital en 1978 sustituyó el (56.50%) del área total de entrepiso de madera por vigas y losas de hormigón armado, ahora se propone completar la totalidad del área de entrepiso (43.50%) por los mismos materiales otorgando homogeneidad, simetría y rigidez a la estructura.	El adoptar esta propuesta de reforzamiento provoca un incremento en la capacidad de resistencia de los muros frente a los esfuerzos actuantes, se necesita enchapar según los análisis previos la planta baja de la estructura debido a que son los lugares donde las tensiones se concentran con mayor magnitud.

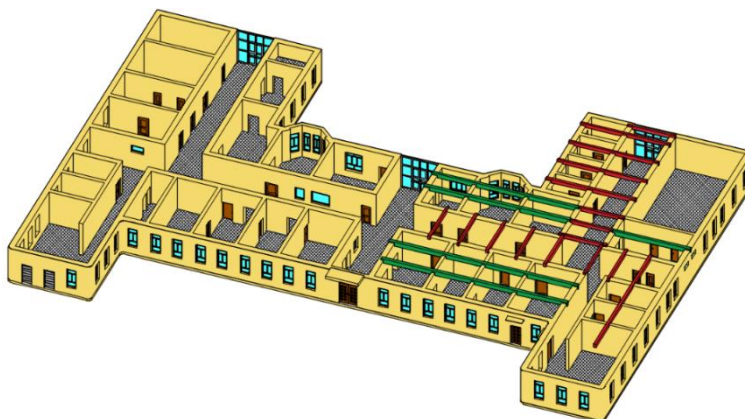
Losa y vigas de hormigón armado	Enchape con malla electrosoldada
<b>Factor Arquitectónico</b>	
Posibilita que la estructura mantenga su arquitectura original ya que las secciones de hormigón se las puede implementar en lugares que no sean visibles y no cambien el entorno arquitectónico de la misma.	En edificaciones patrimoniales su uso es limitado, sin embargo, la edificación en estudio tiene un grado parcial de protección patrimonial y se permite rehabilitar a la estructura siempre y cuando no afecte considerablemente su estética original.
<b>Factor Económico</b>	
El incorporar secciones de hormigón armado (losa y vigas) se considera relativamente costoso ya que se emplearían grandes volúmenes de acero y hormigón.	El enchapado es relativamente más económico que otras técnicas de reforzamiento, dependiendo del número de muros intervenidos y de la cantidad de acero.

### Primera Disposición de Reforzamiento en el Modelo Estructural

En el “Hospital San Luis de Otavalo” como primera disposición de reforzamiento consiste en la incorporación de dos tipos de vigas de hormigón armado como se observa en la Figura 208, de color verde (vigas 30x50cm) y de color rojo (vigas 25x40cm). Este sistema se complementa con una losa unidireccional alivianada de 20cm reemplazando al entrepiso de madera existente.

#### Figura 208

*Primera disposición de reforzamiento – Vista 3D*





## Materiales

### Hormigón

El hormigón utilizado para el reforzamiento está en los siguientes elementos: vigas de hormigón armado y losa alivianada unidireccional, para el cálculo de esfuerzos y módulos se tomó como referencia lo expuesto en el Apéndice 5.1.1.4 del Capítulo 5.

- **Hormigón para vigas**

Los valores de las propiedades mecánicas del hormigón para vigas se detallan en la Tabla 157 y los datos ingresados en el software ETABS® se ven en la Figura 209.

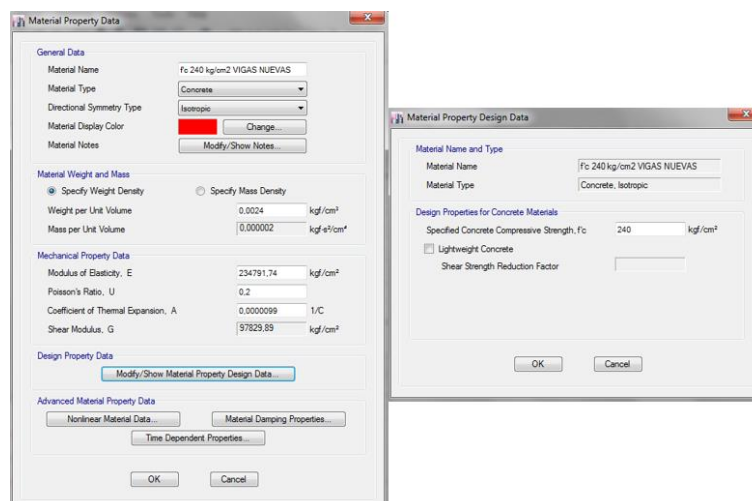
**Tabla 157**

*Propiedades mecánicas del hormigón para vigas – Reforzamiento*

Propiedades mecánicas	Valor	Unidades
Peso específico	0.0024	kgf/cm <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	234791.74	kgf/cm <sup>2</sup>
Módulo de Poisson	0.20	-
Coefficiente de expansión térmica	0.0000099	1/°C
Módulo de corte	97829.89	kgf/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la compresión	240	kgf/cm <sup>2</sup>

**Figura 209**

*Propiedades mecánicas del hormigón para vigas – Reforzamiento*



- **Hormigón para losas**

Los valores de las propiedades mecánicas del hormigón para vigas se detallan en la Tabla 158 y los datos ingresados en el software ETABS® se ven en la Figura 210.

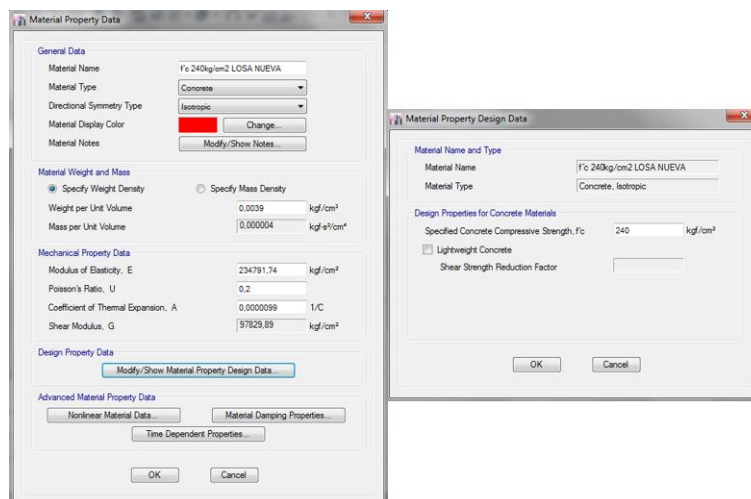
**Tabla 158**

*Propiedades mecánicas del hormigón para losas – Reforzamiento*

Propiedades mecánicas	Valor	Unidades
Peso específico	0.0039	kgf/cm <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	234791.74	kgf/cm <sup>2</sup>
Módulo de Poisson	0.20	-
Coefficiente de expansión térmica	0.0000099	1/°C
Módulo de corte	97829.89	kgf/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la compresión	240	kgf/cm <sup>2</sup>

**Figura 210**

*Propiedades mecánicas del hormigón para losas – Reforzamiento*



### Acero Refuerzo

El acero de refuerzo que se utilizará para el reforzamiento consta de las propiedades expuestas en las Tabla 159, para el cálculo de esfuerzos y módulos se tomó como referencia lo expuesto en el Apéndice 5.1.1.5 del Capítulo 5; además en la Figura 211 se ilustra el ingreso de material correspondiente al acero de refuerzo.

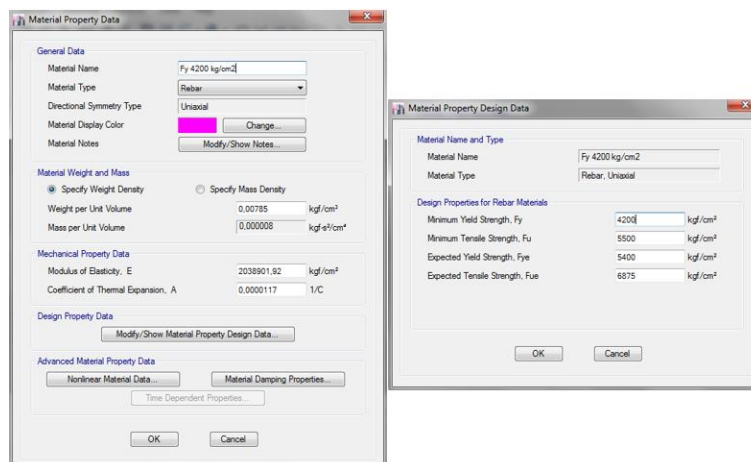
**Tabla 159**

*Propiedades mecánicas del acero de refuerzo – Reforzamiento*

Propiedades mecánicas	Valor	Unidades
Peso específico	0.00785	kgf/cm <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	2038901.92	kgf/cm <sup>2</sup>
Coefficiente de expansión térmica	0.0000117	1/°C
Esfuerzo de fluencia	4200	kgf/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la tensión	5500	kgf/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia probable	5400	kgf/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la tensión probable	6875	kgf/cm <sup>2</sup>

**Figura 211**

*Propiedades mecánicas del acero de refuerzo – Reforzamiento*



## **Definición de Secciones**

### **Vigas de Hormigón**

Las vigas de hormigón se encuentran ubicadas para que funcionen de manera óptima y eficiente para la estructura de análisis, para mayor detalle en los planos estructurales de la propuesta del reforzamiento estructural (Anexo F). En la Tabla 160 se identifican los diferentes tipos de vigas para el reforzamiento y en la Figura 212 se detalla la inclusión de las nuevas vigas de hormigón armado en el hospital.

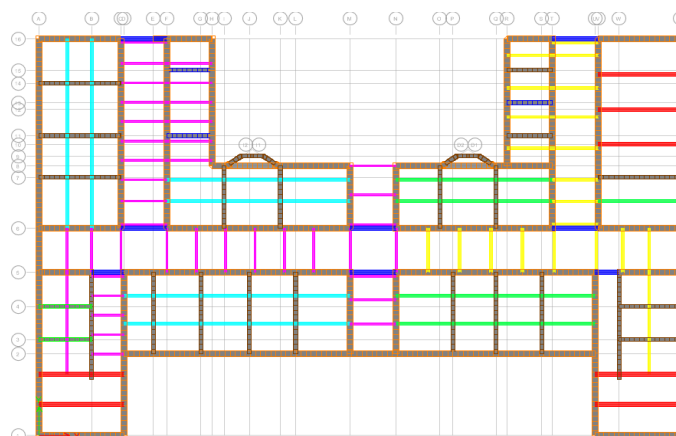
Tabla 160

Vigas de hormigón definidas para el programa ETABS® – Reforzamiento

Ubicación	Número	Color	Sección transversal	
			Base (cm)	Altura (cm)
<b>Planta baja</b>				
Pasillos y algunos consultorios	16	Amarillo	25	40
Consultorios	5	Verde	30	50

Figura 212

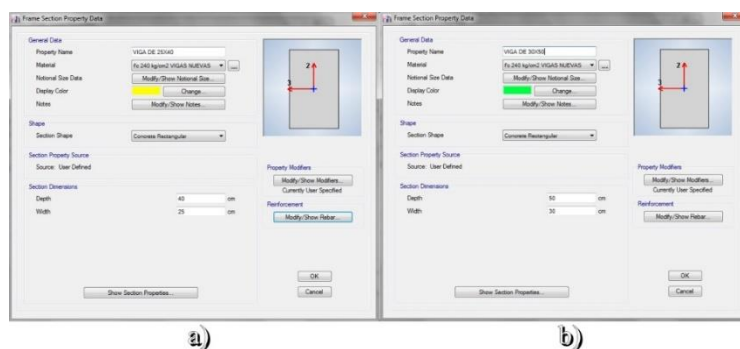
Ubicación de vigas de hormigón – Reforzamiento



En la Figura 213, se observa la definición de secciones de las vigas de hormigón armado y en la Figura 214, se muestra el ingreso del factor de agrietamiento correspondiente a las vigas anteriormente descritas.

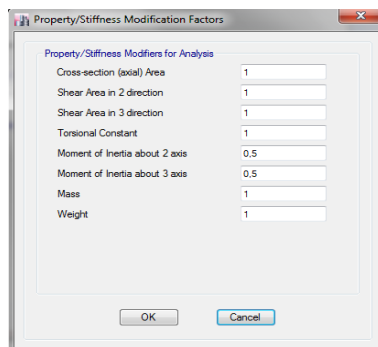
Figura 213

Sección transversal: viga (20x40cm) a) y viga (30x50cm) b)



**Figura 214**

*Definición de la sección agrietada para vigas – Reforzamiento*



### **Losas Alivianada Unidireccional**

El reforzamiento del 43.50% del área existente de elementos de madera al ser sustituida por losas alivianadas unidireccionales que poseen las mismas características mecánicas, pero diferente forma de armado en sentido “X” o “Y”, ver Figura 215.

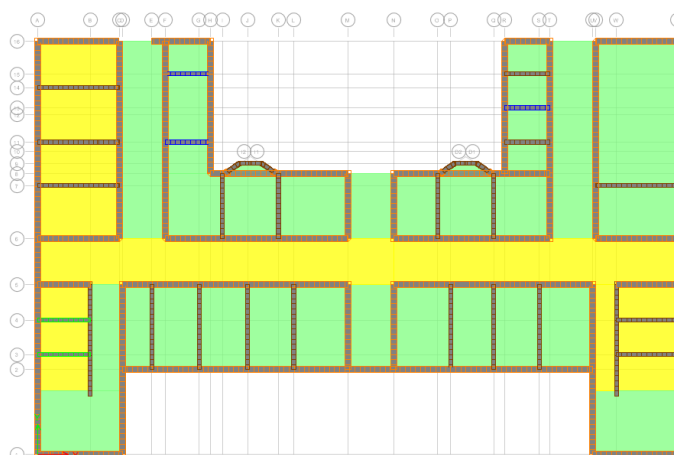
**Tabla 161**

*Losas unidireccionales alivianadas del entepiso – Reforzamiento*

Dirección de armado	Color	Espesor (cm)
Sentido “X”	Amarillo	20
Sentido “Y”	Verde	

**Figura 215**

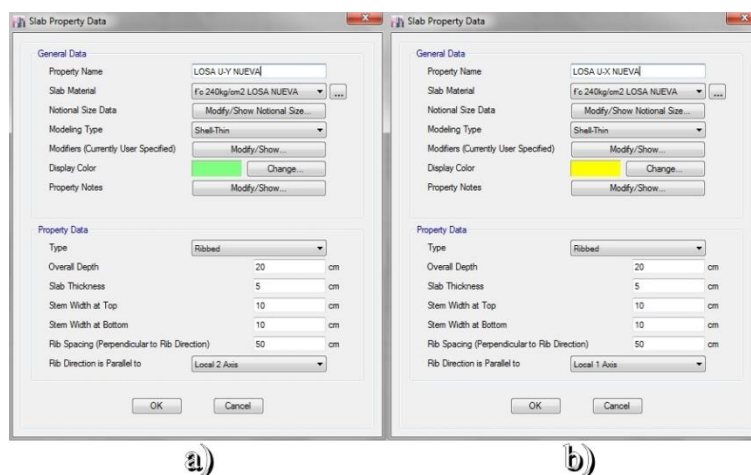
*Ubicación de las losas unidireccionales alivianadas – Reforzamiento*



En la Figura 216, se observa la definición de secciones de losas alivianadas unidireccionales y en la Figura 217, se muestra el ingreso del factor de agrietamiento correspondiente a las losas anteriormente descritas.

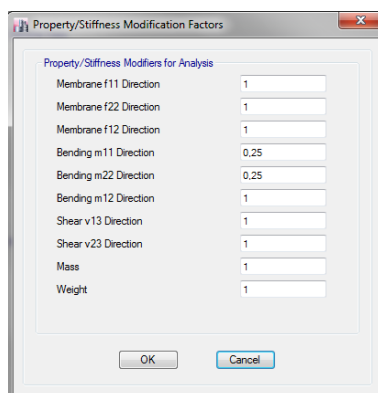
### Figura 216

*Secciones de las losas en sentido: “Y” a) y “X” b) – Reforzamiento*



### Figura 217

*Definición de la sección agrietada para las losas – Reforzamiento*

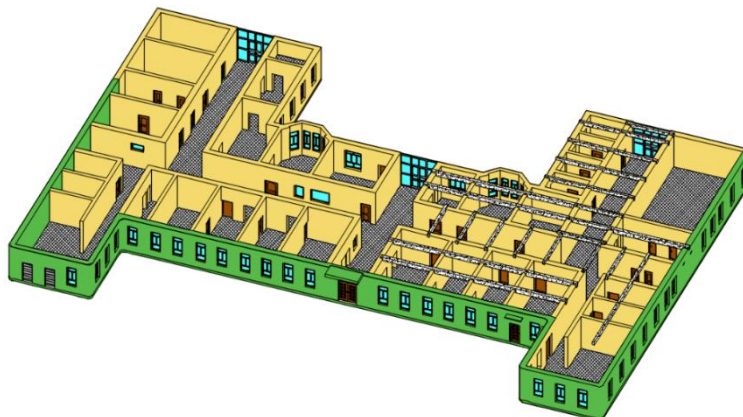


### Segunda Disposición de Reforzamiento en el Modelo Estructural

En el “Hospital San Luis de Otavalo” como segunda disposición de reforzamiento consiste en un enchapado de hormigón con malla electrosoldada, presente en los muros de color verde como se muestra en la Figura 218.

**Figura 218**

*Segunda disposición de reforzamiento – Vista 3D*



### ***Materiales***

#### **Muros de Mampostería Enchapados**

En el hospital se va a realizar un enchape de muros de mampostería con dos capas de hormigón de 4cm a cada lado, para el modelo analítico es necesario un material equivalente que posea propiedades mecánicas similares a la realidad del muro reforzado a partir de los datos de la Tabla 162.

**Tabla 162**

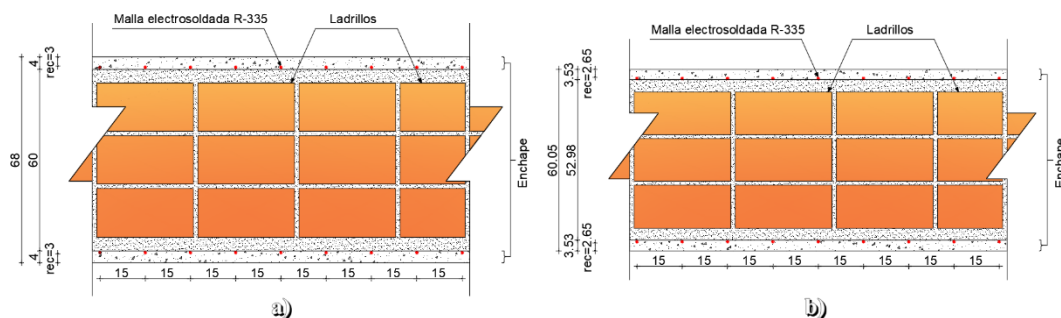
*Propiedades mecánicas de los materiales para el enchapado*

<b>Propiedades mecánicas</b>	<b>Mampostería</b>	<b>Hormigón</b>	<b>Unidades</b>
Peso específico	0.0017	0.0024	kgf/cm <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	12782.42	185619.17	kgf/cm <sup>2</sup>
Módulo de Poisson	0.25	0.20	-
Coefficiente de expansión térmica	0.0000007	0.0000099	1/°C
Módulo de corte	5112.97	77341.32	kgf/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la compresión (Mampostería)	20.05	150	kgf/cm <sup>2</sup>

En la Figura 219-a, se observa la relación del muro real para el diseño estructural, mientras en la Figura 219-b, se observa las medidas equivalentes para el modelo estructural las mismas que ayudan en el proceso de cálculo.

**Figura 219**

Dimensiones de muro enchapado en (cm): real a) y equivalente b)

**Tabla 163**

Parámetros generales para el cálculo del muro enchapado

Sección (s.u.)	Dimensión (cm)	Peso (kgf)	Peso $\gamma_{esp}$ (kgf/cm <sup>3</sup> )	Inercia (cm <sup>4</sup> )	Módulo de E (kgf/cm <sup>2</sup> )	Fuerza resistente (kgf)
Mampostería	100x420x60	4284.00	0.0017	1800000.00	12782.42	76694517.38
Hormigón	100x420x8	806.40	0.0024	4266.67	185619.17	148495333.60
<b>Total</b>		<b>5090.40</b>		<b>1804266.67</b>		<b>225189850.98</b>

La Tabla 164 detalla el cálculo de los parámetros para el modelamiento analítico.

**Tabla 164**

Cálculo de los parámetros del muro enchapado

Parámetros	Cálculo
Espesor equivalente	$\frac{12 * 1804266.67 \text{ cm}^4}{\sqrt[3]{100 \text{ cm}}} = 60.0474 \text{ cm}$
Peso específico equivalente	$\frac{5090.40 \text{ kgf}}{100 \text{ cm} * 420 \text{ cm} * 60.0474 \text{ cm}} = 0.00202 \text{ kgf/cm}^2$
Factor de relación de inercias	$\left(\frac{68.00}{60.0474}\right) \text{ cm} = 1.452$
Módulo de elasticidad de la mampostería equivalente	$\frac{76694517.38 \text{ kgf}}{100 \text{ cm} * 60.0474 \text{ cm}} = 12772.34 \text{ kgf/cm}^2$
Módulo de elasticidad del hormigón equivalente	$\frac{148495333.60 \text{ kgf}}{100 \text{ cm} * 60.0474 \text{ cm}} = 24729.70 \text{ kgf/cm}^2$
Módulo de elasticidad equivalente	$(12772.3 + 24729.7) \text{ kgf/cm}^2 = 37502.03 \text{ kgf/cm}^2$



Parámetros	Cálculo
Resistencia a la compresión de la mampostería equivalente	$\left(\frac{12772.34}{750}\right) \text{kgf/cm}^2 = 17.03 \text{kgf/cm}^2$
Resistencia a la compresión del hormigón equivalente	$\left(\frac{24729.70}{900}\right) \text{kgf/cm}^2 = 27.48 \text{kgf/cm}^2$
Resistencia a la compresión equivalente	$(17.03 + 27.48) \text{kgf/cm}^2 = 44.51 \text{kgf/cm}^2$

Los valores de las propiedades mecánicas de la mampostería equivalente se detallan en la Tabla 165 y los datos ingresados del software ETABS® en la Figura 220.

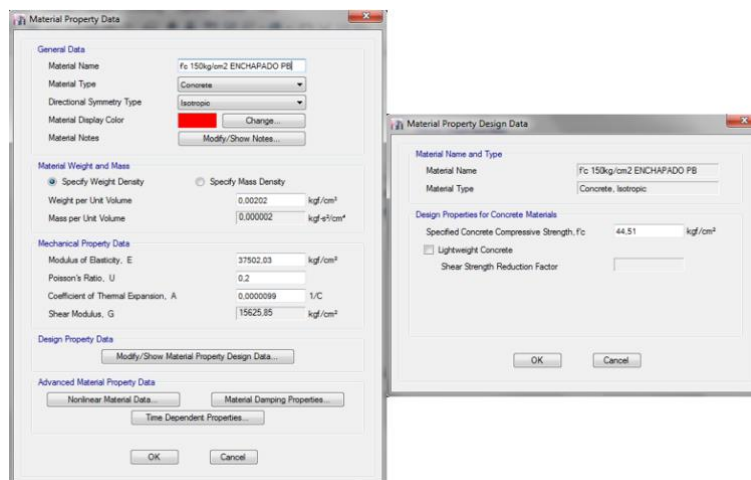
**Tabla 165**

*Propiedades mecánicas de la mampostería equivalente del enchapado*

Propiedades mecánicas	Valor	Unidades
Espesor equivalente	60.0474	cm
Factor de relación	1.452	-
Peso específico	0.00202	kgf/cm <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	37502.03	kgf/cm <sup>2</sup>
Módulo de Poisson	0.20	-
Coefficiente de expansión térmica	0.0000007	1/°C
Módulo de corte	15625.85	kgf/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la compresión	44.507	kgf/cm <sup>2</sup>

**Figura 220**

*Propiedades mecánicas de la mampostería equivalente del enchapado*



## Acero de Refuerzo

El acero de refuerzo que se encuentra en el enchape de los muros de mampostería son mallas electrosoldadas Gr.50, de dos dimensiones (en sentido “X” de  $\text{Ø}8\text{mm}@15\text{cm}$  y en sentido “Y” de  $\text{Ø}6\text{mm}@15\text{cm}$ ), las demás características del acero refuerzo se especifica en la (NEC – 15) y las propiedades del material están especificadas en la Tabla 18, expuesto en el Apéndice 0 del Capítulo 2.

Los valores de las propiedades mecánicas del acero de refuerzo del enchapado se detallan en la Tabla 166 y los datos para el software ETABS® en la Figura 221.

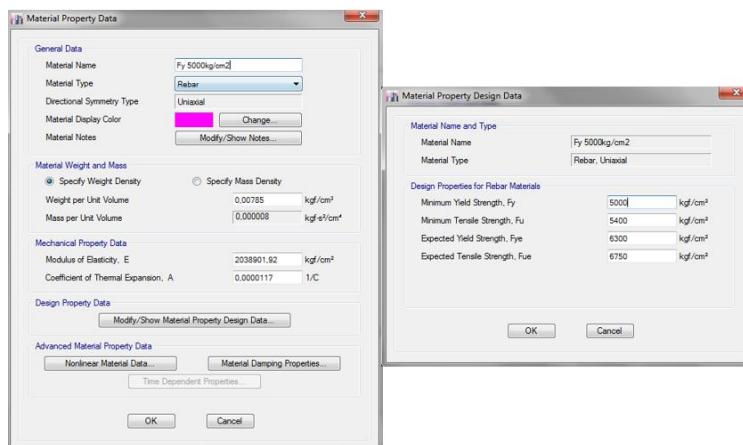
**Tabla 166**

*Propiedades mecánicas del acero de refuerzo – Enchapado*

Propiedades mecánicas	Valor	Unidades
Peso específico	0.00785	kgf/cm <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	2038901.92	kgf/cm <sup>2</sup>
Coefficiente de expansión térmica	0.0000117	1/°C
Esfuerzo de fluencia	5000	kgf/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la tensión	5400	kgf/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia probable	6300	kgf/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la tensión probable	6750	kgf/cm <sup>2</sup>

**Figura 221**

*Propiedades mecánicas del acero de refuerzo – Enchape*



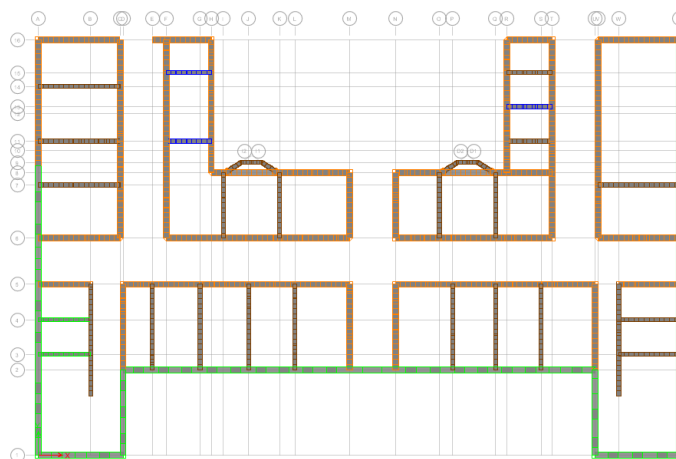
## Definición de Secciones

### Muros de Mampostería Reforzados

Los muros de mampostería reforzados están compuestos por ladrillos y poseen un espesor de 60cm, además dos capas de hormigón de espesor de 4cm a cada lado del muro. En la Figura 222 se aprecia la disposición de muros a enchaparse.

**Figura 222**

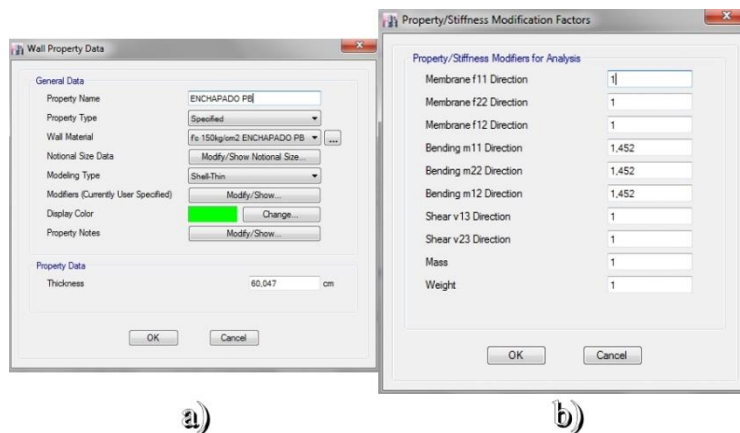
*Muros de mampostería enchapados (verde)*



En la Figura 223-a, se proceden a definir los muros equivalentes y la relación de inercias se ingresa en el factor de agrietamiento como se muestra en la Figura 223-b.

**Figura 223**

*Definición de muros enchapados a) y relación de inercias b)*

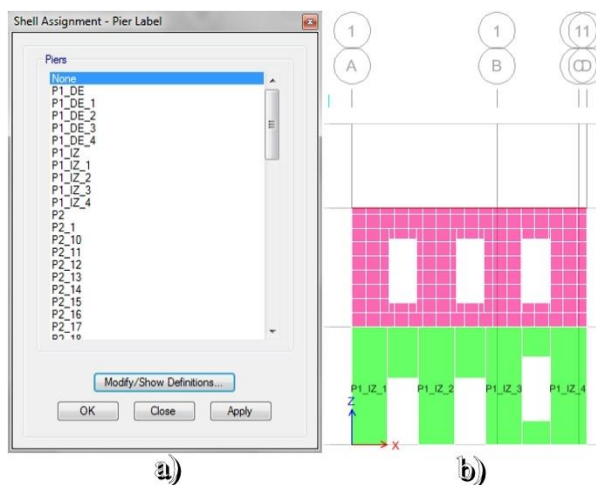


### Asignación de Etiquetas “Pier”

La asignación de etiquetas “pier” se la atribuye a los muros de mampostería enchapada que permiten transmitir cargas verticales, como se observa en la Figura 224-a, esta asignación tiene la finalidad de integrar los esfuerzos y acciones resultantes a los elementos tipo “Shell Thick”. La asignación se debe realizar con una etiqueta diferente para cada tramo del muro, dependiendo de la continuidad del mismo, es decir si está presente en uno o varios niveles, como se indica en la Figura 224-b.

### Figura 224

*Asignación de etiquetas “pier” a) y asignación (Eje – 1) b)*

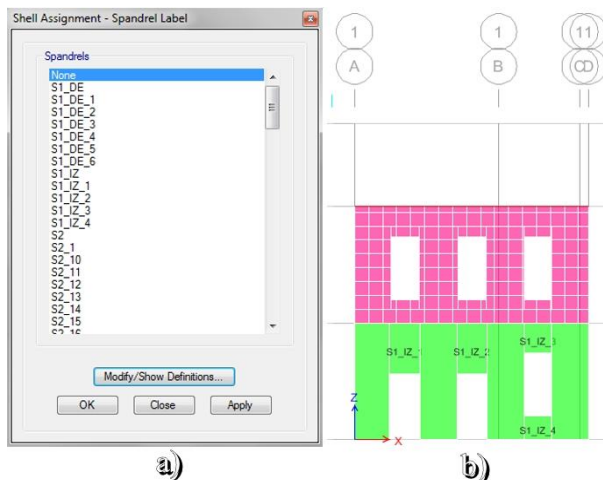


### Asignación de Etiquetas “Spandrel”

La asignación de etiquetas “spandrel” se la atribuye a los muros de mampostería enchapada que permiten transmitir cargas horizontales, como se observa en la Figura 225-a, esta asignación tiene la finalidad de integrar los esfuerzos y acciones resultantes a los elementos tipo “Shell Thick”. La asignación se debe realizar con una etiqueta diferente para cada tramo del muro, dependiendo de la continuidad del mismo situado sobre y bajo de las ventanas o puertas, como se indica en la Figura 225-b.

**Figura 225**

Asignación de etiquetas “spandrel” a) y asignación (Eje – 1) b)

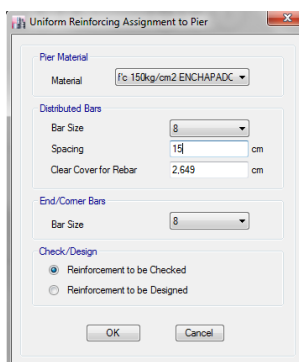


### Asignación de Secciones “Pier”

En la asignación de secciones “pier” se detalla el acero de refuerzo para el muro, para el caso de análisis corresponde a una malla electrosoldada en cada cara (malla electrosoldada sentido “X” de  $\varnothing 8\text{mm}@15\text{cm}$  y sentido “Y” de  $\varnothing 6\text{mm}@15\text{cm}$ ). En la asignación de secciones se utilizará la opción de “Uniform Reinforcing Pier Section”, la cual se acomoda a nuestro tipo de enchapado de colocar dos hileras de varillas de refuerzo. En la Figura 226, se proceden a definir los parámetros en el software computacional ETABS®.

**Figura 226**

Asignación de armado uniforme



## Diseño del Reforzamiento

### *Losa de Entrepiso*

#### Pre – dimensionamiento

- **Altura mínima de la losa**

Los valores de espesores mínimos para losas unidireccionales están expuestos por la norma (ACI 318 S-19, 2019) en la Tabla 167.

#### **Tabla 167**

*Espesor mínimo de losas alivianadas en una dirección no preesforzadas*

Condición de apoyo	Altura mínima (h)
Simplemente apoyada	L/16
Con un extremo continuo	L/18.5
Ambos extremos continuos	L/21
En voladizo	L/8

*Nota:* Esta tabla es tomada del (ACI 318 S-19, 2019).

Para el caso de la implementación de la nueva losa de hormigón se procese a identificar las luces más críticas, detalladas en la Tabla 168.

#### **Tabla 168**

*Altura mínima de losa de análisis*

Condición de apoyo (s.u.)	Luz entre ejes (L) (m)	Altura mínima (h) (m)
Simplemente apoyada	2.35	$2.35/16=0.15$
Con un extremo continuo	3.70	$3.70/18.5=0.20$
Ambos extremos continuos	4.15	$4.15/21=0.20$
<b>h asumida</b>		<b>0.20m</b>

### Diseño de la Losa de Entrepiso

- **Materiales**

La nueva losa de hormigón armado tendrá materiales de acuerdo a la disponibilidad del medio, por tal motivo se las diseña con los materiales de la Tabla 169.

**Tabla 169**

*Materiales para el diseño de las losas y vigas de hormigón armado*

Material	Símbolo	Valor	Unidades
Resistencia a la compresión del hormigón	$f'c$	240	kgf/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la fluencia del acero	$fy$	4200	kgf/cm <sup>2</sup>

- **Cuantía mínima de acero en losas de hormigón armado**

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-MP (Mampostería estructural), 2015) estipula que la cuantía de acero mínima en losas y vigas se define en la Ecuación 70.

$$\rho_{min} = \frac{14}{fy} \quad \text{Ecuación 70}$$

Donde:

$\rho_{min}$  = cuantía de acero mínima y

$fy$  = límite de fluencia del acero de refuerzo.

- **Cuantía máxima de acero en losas de hormigón armado**

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-MP (Mampostería estructural), 2015) estipula que la cuantía máxima en losas y vigas se define en la Ecuación 71.

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b \quad \text{Ecuación 71}$$

$$\rho_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \frac{\epsilon}{\frac{fy}{Es} + \epsilon} \quad \text{Ecuación 72}$$

$$\text{si } \beta_1 = 0.85 - 0.05 \left( \frac{f'c - 280}{70} \right) \Rightarrow 0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85 \quad \text{Ecuación 73}$$

Donde:

$\rho_{max}$  = cuantía de acero máxima,

$\rho_b$  = cuantía de acero balanceada,

$\beta_1$  = factor que depende de la resistencia a la compresión del hormigón,

$f'_c$  = resistencia a la compresión del hormigón,

$f_y$  = límite de fluencia del acero de refuerzo,

$\varepsilon$  = deformación unitaria del hormigón y

$E_s$  = módulo de elasticidad del acero.

Remplazando los datos de los materiales seleccionados en la Ecuación 72 y Ecuación 73, obtenemos:

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left( \frac{240 \text{ kgf/cm}^2 - 280 \text{ kgf/cm}^2}{70} \right) = 0.87857 \rightarrow 0.85$$

$$\rho_b = 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{240 \text{ kgf/cm}^2}{4200 \text{ kgf/cm}^2} \cdot \frac{0.003}{\frac{4200 \text{ kgf/cm}^2}{2100000 \text{ kgf/cm}^2} + 0.003} = 0.024771$$

$$\rho_{max} = 0.5 * 0.024771 = \mathbf{0.012386}$$

- **Recubrimiento mínimo del acero**

Con la finalidad de que el acero pueda desarrollar los esfuerzos de adherencia con el hormigón que lo rodea y que se encuentre protegido adecuadamente al medio ambiente, debemos tomar en cuenta el recubrimiento especificado en la norma (ACI 318 S-19, 2019), que nos recomienda el recubrimiento para elementos de concreto construidos en sitio no preesforzados, detallados en la Tabla 170; por lo tanto, el recubrimiento libre para la losa de hormigón armado es 3cm.

**Tabla 170**

*Recubrimiento especificado para losas*

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento (mm)
No expuestos a la intemperie	Losas	Barras No. 43 y No. 57	40
ni en contacto con el suelo		Barra No. 36 y menores	20

*Nota:* Esta tabla es tomada del (ACI 318 S-19, 2019).

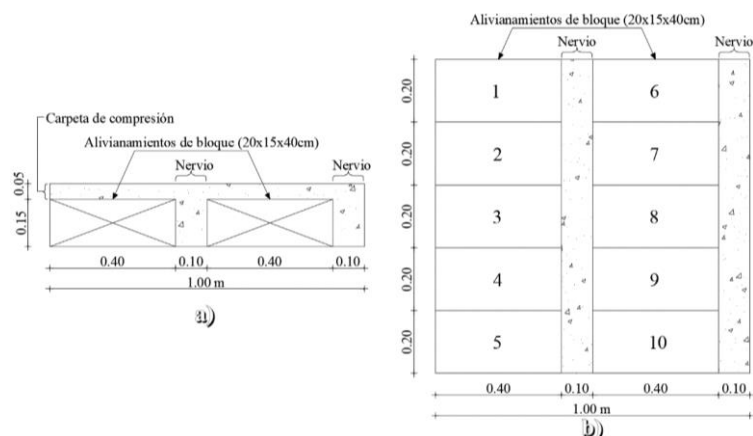


- **Análisis de cargas**

Para el análisis de cargas en un metro cuadrado es necesario saber la distribución de los alivianamientos y de los nervios en una “Losa tipo”, en la Figura 227-a se muestra un corte de la sección y en la Figura 227-b se observa una vista en planta de los nervios y alivianamientos.

**Figura 227**

*Detalle de la losa nueva: vista en corte a) y vista en planta b)*



En la Tabla 171 se muestra las cargas que existen en un metro cuadrado de la “Losa tipo” para su posterior diseño.

**Tabla 171**

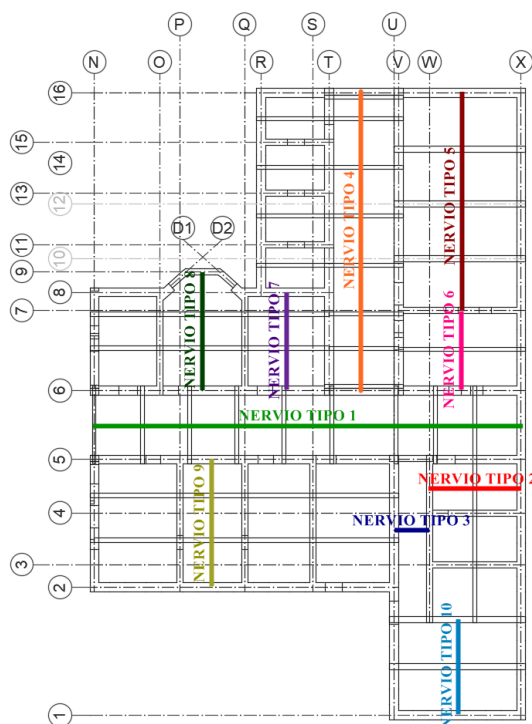
*Análisis de cargas para un m<sup>2</sup> de losa*

Descripción	Valor	Unidades
Carpeta de compresión	120	kgf/m <sup>2</sup>
Nervios	72	kgf/m <sup>2</sup>
Alivianamientos	120	kgf/m <sup>2</sup>
Carga adicional (Tabla 98)	120	kgf/m <sup>2</sup>
Carga muerta	432	kgf/m <sup>2</sup>
Carga viva (Tabla 101)	Habitación	200 kgf/m <sup>2</sup>
	Pasillo	400 kgf/m <sup>2</sup>
<b>Carga total</b>	Habitación	<b>632</b> kgf/m <sup>2</sup>
	Pasillo	<b>832</b> kgf/m <sup>2</sup>

La losa de entrepiso estará compuesta de varias losas unidireccionales con diferentes luces entre apoyos y direcciones diferentes, debido a esto se diseña tomando como base un “Nervio tipo” para cada una de ellas como se muestra en la Figura 228.

**Figura 228**

*Nervios tipos de la losa de entrepiso*

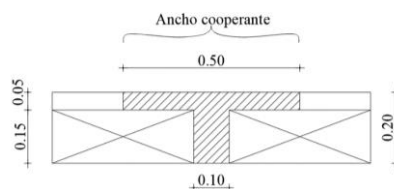


- **Diseño del nervio – Tipo 1**

Para el diseño de la losa unidireccional alivianada, solamente es necesario diseñar un nervio para esto es necesario determinar la carga que se aplica en el ancho cooperante, ver Figura 229 y se aplique la Ecuación 74.

**Figura 229**

*Ancho cooperante por nervio de análisis*



$$w = CT * A$$

Ecuación 74

Donde:

$w$  = carga distribuida aplicada en el nervio,

$CT$  = carga total y

$A$  = ancho cooperante.

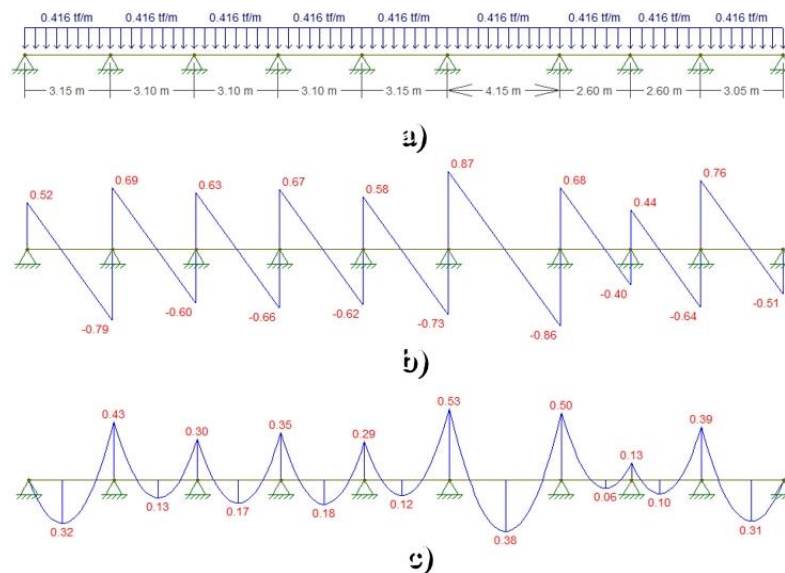
$$w = 832 \text{kgf/cm}^2 * 50 \text{cm} = 41600 \text{kgf/cm}$$

$$w = 0.416 \text{tonf/m}$$

Una vez determinada la carga se calcula los cortantes y momentos máximos ver Figura 230, para determinar la cantidad de acero necesario.

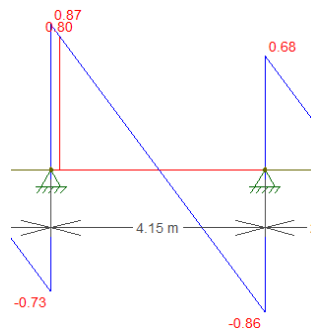
### Figura 230

*Nervio tipo 1 a), diagrama de cortantes b) y diagrama de momentos c)*



#### - Chequeo por cortante

Para el chequeo estipulado por la (NEC – 15) se toma el cortante más crítico que se encuentra a una distancia “ $d$ ” de la cara del apoyo como se muestra en la Figura 231, para calcular el cortante resistente con la Ecuación 75 y compararlo con el cortante permisible de la Ecuación 76.

**Figura 231***Cortante crítico del nervio – Tipo 1*

$$V_c = \frac{V_u}{\phi * d * b}$$

Ecuación 75

$$V_p = 0.53 * \sqrt{f'_c}$$

Ecuación 76

Donde:

 $V_c$  = cortante resistente, $V_u$  = cortante último (factor de mayoración de 1.3), $\phi$  = factor de reducción de resistencia (0.75 – Tabla 16), $d$  = peralte efectivo, $b$  = base, $V_p$  = cortante permisible y $f'_c$  = resistencia a compresión del hormigón.

$$V_c < V_p$$

$$V_c = \frac{0.80 \text{ tonf} * 1.3 * 1000}{0.75 * (20 \text{ cm} - 3 \text{ cm}) * 10 \text{ cm}} = 8.16 \text{ kgf/cm}^2$$

$$V_p = 0.53 \sqrt{240 \text{ kgf/cm}^2} = 8.21 \text{ kgf/cm}^2$$

$$8.16 \text{ kgf/cm}^2 < 8.21 \text{ kgf/cm}^2 \therefore \text{OK}$$

El chequeo de cortante realizado es el mayor valor de todos los tipos de nervios, por tal motivo se puede afirmar que la losa no va fallar por cortante.

### - Diseño a flexión

Para el diseño de la armadura a flexión se calcula la cuantía de acero con cada uno de los momentos, véase la Ecuación 77 y se compara con la cuantía mínima.

Definida la cuantía de acero se procede a calcular la cantidad de armadura, véase la Ecuación 78.

$$\rho = 0.85 * \frac{f'c}{fy} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2} \right)^{1/2} \right] \quad \text{Ecuación 77}$$

$$As = \rho * d * b \quad \text{Ecuación 78}$$

Donde:

$\rho$  = cuantía de acero,

$f'c$  = resistencia a la compresión del hormigón,

$fy$  = límite de fluencia del acero de refuerzo,

$Mu$  = momento último (factor de mayoración de 1.3),

$\phi$  = factor de reducción de resistencia (0.9 – Tabla 16),

$d$  = peralte efectivo,

$b$  = base y

$As$  = armadura de flexión.

$$\rho = 0.85 \frac{240kgf/cm^2}{4200kgf/cm^2} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{2 * (1.3 * 0.53tonf - m) * 100000}{0.85 * 0.9 * \frac{240kgf}{cm^2} * 10cm * (17cm)^2} \right)^{1/2} \right] = 0.00678$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{4200kgf/cm^2} = 0.00333$$

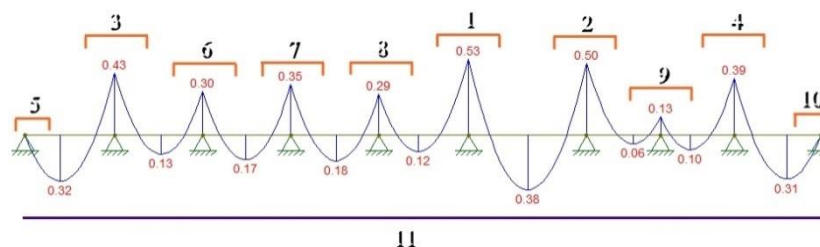
$$\rho > \rho_{min} \therefore \rho = 0.00678$$

$$As = 0.00678 * 17cm * 10cm = 1.153cm^2$$

$$As = 1.153cm^2 \rightarrow \mathbf{1\emptyset 12cm (1.13cm^2)}$$

**Figura 232**

Diagrama de momentos y armadura de acero del nervio – Tipo 1

**Tabla 172**

Resumen de armado del nervio – Tipo 1

#	M (tfm)	Mu (tfm)	$\rho$ cálculo	$\rho$ min	$\rho$ definido	As cal (cm <sup>2</sup> )	As real (cm <sup>2</sup> )	Acero de flexión
<b>Armadura superior</b>								
1	0.53	0.69	0.0068	0.0033	0.0068	1.15	1.13	1Ø12mm
2	0.50	0.65	0.0064	0.0033	0.0064	1.08	1.13	1Ø12mm
3	0.43	0.56	0.0054	0.0033	0.0054	0.92	1.13	1Ø12mm
4-10	0.39	0.51	0.0049	0.0033	0.0049	0.83	0.79	1Ø10mm
<b>Armadura inferior</b>								
	0.38	0.49	0.0048	0.0033	0.0048	0.81	0.79	1Ø10mm
11	0.32	0.42	0.0040	0.0033	0.0040	0.68	0.79	1Ø10mm
	0.31	0.40	0.0038	0.0033	0.0038	0.65	0.79	1Ø10mm
	0.17	0.22	0.0021	0.0033	0.0033	0.57	0.79	1Ø10mm

- **Diseño del nervio – Tipo 2**

**Figura 233**

Diagrama de momentos y armadura de acero del nervio – Tipo 2

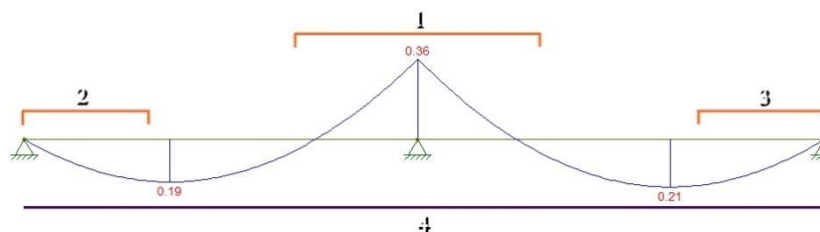


Tabla 173

Resumen de armado del nervio – Tipo 2

#	M (tfm)	Mu (tfm)	$\rho$ cálculo	$\rho$ min	$\rho$ definido	As cal (cm <sup>2</sup> )	As real (cm <sup>2</sup> )	Acero de flexión
<b>Armadura superior</b>								
1-3	0.36	0.47	0.0045	0.0033	0.0045	0.76	0.79	1Ø10mm
<b>Armadura inferior</b>								
4	0.21	0.27	0.0026	0.0033	0.0033	0.57	0.79	1Ø10mm

- Diseño del nervio – Tipo 3

Figura 234

Diagrama de momentos y armadura de acero del nervio – Tipo 3

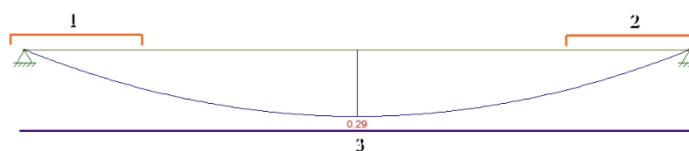


Tabla 174

Resumen de armado del nervio – Tipo 3

#	M (tfm)	Mu (tfm)	$\rho$ cálculo	$\rho$ min	$\rho$ definido	As cal (cm <sup>2</sup> )	As real (cm <sup>2</sup> )	Acero de flexión
<b>Armadura superior</b>								
1-2	0.00	0.00	0.0000	0.0033	0.0033	0.57	0.79	1Ø10mm
<b>Armadura inferior</b>								
3	0.29	0.38	0.0036	0.0033	0.0036	0.61	0.79	1Ø10mm

- Diseño del nervio – Tipo 4

Figura 235

Diagrama de momentos y armadura de acero del nervio – Tipo 4

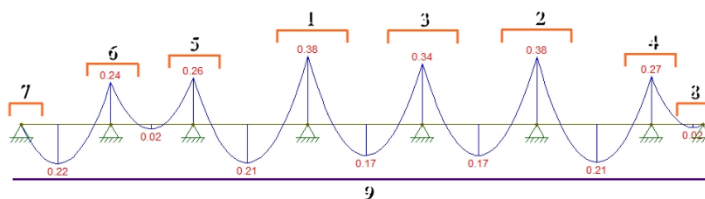


Tabla 175

Resumen de armado del nervio – Tipo 4

#	M (tfm)	Mu (tfm)	$\rho$ cálculo	$\rho$ min	$\rho$ definido	As cal (cm <sup>2</sup> )	As real (cm <sup>2</sup> )	Acero de flexión
<b>Armadura superior</b>								
1-2	0.38	0.49	0.0048	0.0033	0.0048	0.81	0.79	1Ø10mm
3	0.34	0.44	0.0042	0.0033	0.0042	0.72	0.79	1Ø10mm
4	0.27	0.35	0.0033	0.0033	0.0033	0.57	0.79	1Ø10mm
5-8	0.26	0.34	0.0032	0.0033	0.0033	0.57	0.79	1Ø10mm
<b>Armadura inferior</b>								
9	0.22	0.29	0.0027	0.0033	0.0033	0.57	0.79	1Ø10mm

- Diseño del nervio – Tipo 5

Figura 236

Diagrama de momentos y armadura de acero del nervio – Tipo 5

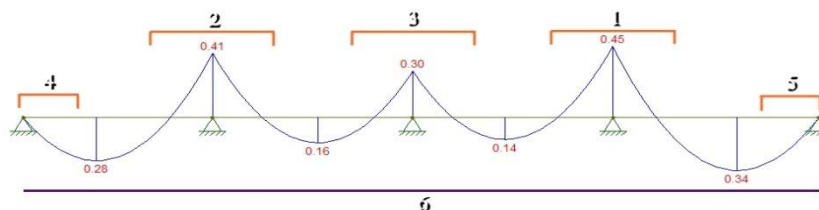


Tabla 176

Resumen de armado del nervio – Tipo 5

#	M (tfm)	Mu (tfm)	$\rho$ cálculo	$\rho$ min	$\rho$ definido	As cal (cm <sup>2</sup> )	As real (cm <sup>2</sup> )	Acero de flexión
<b>Armadura superior</b>								
1	0.45	0.59	0.0057	0.0033	0.0057	0.97	1.13	1Ø12mm
2	0.41	0.53	0.0052	0.0033	0.0052	0.88	1.13	1Ø12mm
3-5	0.30	0.39	0.0037	0.0033	0.0037	0.63	0.79	1Ø10mm
<b>Armadura inferior</b>								
6	0.34	0.44	0.0042	0.0033	0.0042	0.72	0.79	1Ø10mm



- Diseño del nervio – Tipo 6

Figura 237

Diagrama de momentos y armadura de acero del nervio – Tipo 6

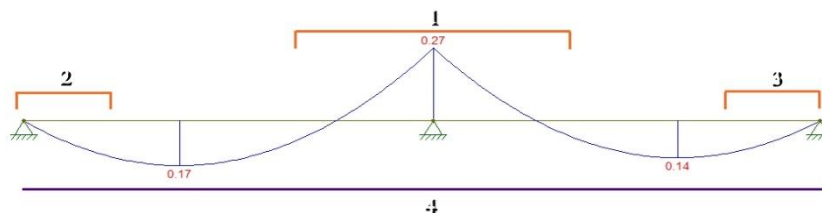


Tabla 177

Resumen de armado del nervio – Tipo 6

#	M (tfm)	Mu (tfm)	$\rho$ cálculo	$\rho$ min	$\rho$ definido	As cal (cm <sup>2</sup> )	As real (cm <sup>2</sup> )	Acero de flexión
<b>Armadura superior</b>								
1-3	0.27	0.35	0.0033	0.0033	0.0033	0.57	0.79	1Ø10mm
<b>Armadura inferior</b>								
4	0.17	0.22	0.0021	0.0033	0.0021	0.57	0.79	1Ø10mm

- Diseño del nervio – Tipo 7

Figura 238

Diagrama de momentos y armadura de acero del nervio – Tipo 7

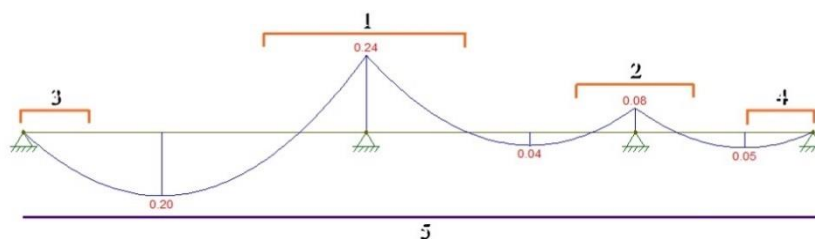


Tabla 178

Resumen de armado del nervio – Tipo 7

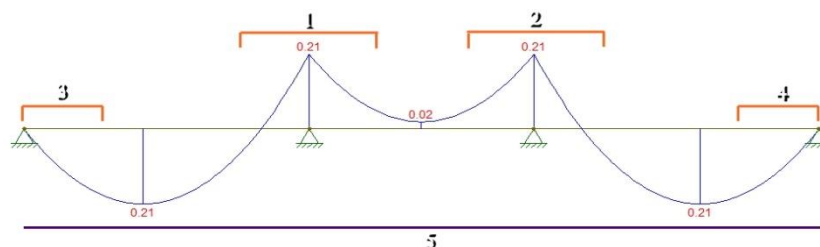
#	M (tfm)	Mu (tfm)	$\rho$ cálculo	$\rho$ min	$\rho$ definido	As cal (cm <sup>2</sup> )	As real (cm <sup>2</sup> )	Acero de flexión
<b>Armadura superior</b>								
1	0.24	0.31	0.0030	0.0033	0.0033	0.57	0.79	1Ø10mm

#	M (tfm)	Mu (tfm)	$\rho$ cálculo	$\rho$ min	$\rho$ definido	As cal (cm <sup>2</sup> )	As real (cm <sup>2</sup> )	Acero de flexión
2-4	0.08	0.10	0.0010	0.0033	0.0033	0.57	0.79	1Ø10mm
<b>Armadura inferior</b>								
5	0.20	0.26	0.0024	0.0033	0.0033	0.57	0.79	1Ø10mm

- **Diseño del nervio – Tipo 8**

**Figura 239**

*Diagrama de momentos y armadura de acero del nervio – Tipo 8*



**Tabla 179**

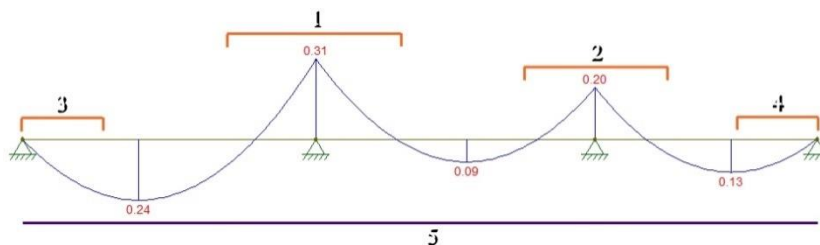
*Resumen de armado del nervio – Tipo 8*

<b>Armadura superior</b>								
#	M (tfm)	Mu (tfm)	$\rho$ cálculo	$\rho$ min	$\rho$ definido	As cal (cm <sup>2</sup> )	As real (cm <sup>2</sup> )	Acero de flexión
1-4	0.21	0.27	0.0026	0.0033	0.0033	0.57	0.79	1Ø10mm
<b>Armadura inferior</b>								
5	0.21	0.27	0.0026	0.0033	0.0033	0.57	0.79	1Ø10mm

- **Diseño del nervio – Tipo 9**

**Figura 240**

*Diagrama de momentos y armadura de acero del nervio – Tipo 9*



**Tabla 180**

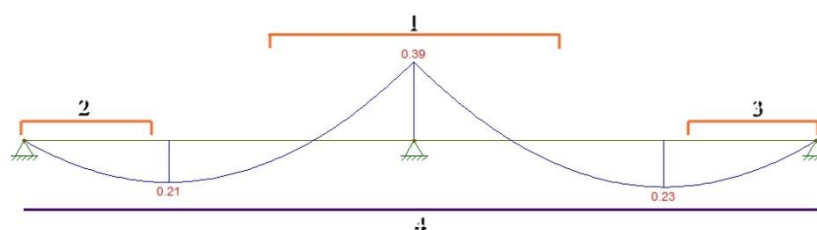
Resumen de armado del nervio – Tipo 9

#	M (tfm)	Mu (tfm)	$\rho$ cálculo	$\rho$ min	$\rho$ definido	As cal (cm <sup>2</sup> )	As real (cm <sup>2</sup> )	Acero de flexión
<b>Armadura superior</b>								
1	0.31	0.40	0.0038	0.0033	0.0038	0.65	0.79	1Ø10mm
2-4	0.20	0.26	0.0024	0.0033	0.0033	0.57	0.79	1Ø10mm
<b>Armadura inferior</b>								
5	0.24	0.31	0.0030	0.0033	0.0033	0.57	0.79	1Ø10mm

- **Diseño del nervio – Tipo 10**

**Figura 241**

Diagrama de momentos y armadura de acero del nervio – Tipo 10

**Tabla 181**

Resumen de armado del nervio – Tipo 10

#	M (tfm)	Mu (tfm)	$\rho$ cálculo	$\rho$ min	$\rho$ definido	As cal (cm <sup>2</sup> )	As real (cm <sup>2</sup> )	Acero de flexión
<b>Armadura superior</b>								
1-3	0.39	0.51	0.0049	0.0033	0.0049	0.83	0.79	1Ø10mm
<b>Armadura inferior</b>								
4	0.23	0.30	0.0028	0.0033	0.0033	0.57	0.79	1Ø10mm

El diseño a flexión de los diez tipos nervios pertenecientes a la nueva losa unidireccional alivianada con peralte de 20cm (compuesta de 5cm de carpeta de compresión y 15cm de altura de alivianamientos), se detallan minuciosamente en los planos estructurales de reforzamiento adjuntos en el (Anexo F).

## ***Vigas de Hormigón Armado***

### **Pre – dimensionamiento**

El hospital ya contaba con vigas de hormigón armado en el entrepiso por lo tanto el punto de partida es lograr una simetría de elementos estructurales para que la edificación trabaje de una manera más compacta y logre concentrar sus centros de masas y rigidez en un solo punto, por esta razón en la propuesta de reforzamiento se pretende ubicar a las nuevas vigas de hormigón armado en lugares similares, además dichas vigas tendrán dimensiones semejantes a las existentes siempre y cuando presenten óptimas condiciones sismo resistentes.

### **Diseño de las Vigas de Hormigón Armado**

- **Materiales**

Las nuevas vigas de hormigón armado tendrán materiales de acuerdo a la disponibilidad del medio, se detalla los materiales en la Tabla 169 del Apéndice 0.

- **Cuantía mínima de acero en vigas de hormigón armado**

La cuantía mínima en vigas y losas se detallada en el Apéndice 0.

- **Cuantía máxima de acero en vigas de hormigón armado**

La cuantía máxima en losas y vigas se detallada en el Apéndice 0.

- **Recubrimiento mínimo del acero**

Con la finalidad de que el acero pueda desarrollar los esfuerzos de adherencia con el hormigón que lo rodea y que se encuentre protegido adecuadamente al medio ambiente, debemos tomar en cuenta el recubrimiento especificado en la norma (ACI 318 S-19, 2019), que nos recomienda el recubrimiento para elementos de concreto contruidos en sitio no preesforzados, detallados en la Tabla 182; por lo tanto, el recubrimiento libre para las vigas de hormigón armado es 4cm.

**Tabla 182**

*Recubrimiento especificado para vigas*

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento (mm)
No expuestos a la intemperie ni en contacto con el suelo	Vigas	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	40

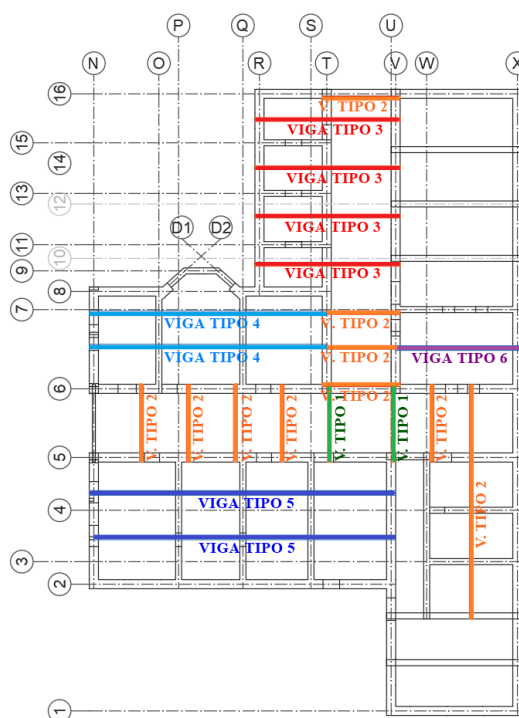
*Nota:* Esta tabla es tomada del (ACI 318 S-19, 2019).

- **Ubicación**

Las nuevas vigas de hormigón armado servirán como apoyo de la losa de entrepiso, al igual que los muros de mampostería portante, debido a esto se diseña cada una de estas vigas (6 tipos) tomando como base a la viga con solicitaciones más críticas de cada panel de análisis, como se muestra en la Figura 242.

**Figura 242**

*Nuevas vigas para el diseño nivel +4.20m*



- **Diseño de las vigas – Tipo 1**

En la Tabla 183 se detallan los datos geométricos de las vigas. Además, la Figura 243 presenta los diagramas de momento y cortante de la sección analizada, de los cuales se toman los momentos y cortantes más críticos, para su posterior diseño.

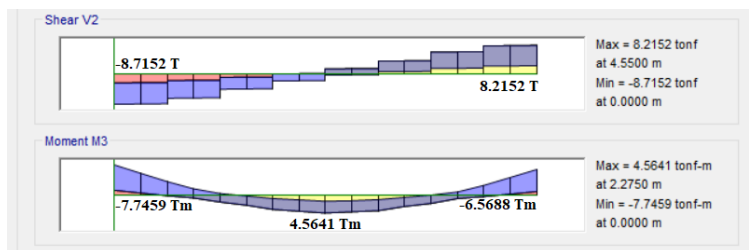
**Tabla 183**

*Datos geométricos de las vigas – Tipo 1*

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidades
Viga nivel	N:	+4.20	m
Número de vigas similares	#	2	s.u.
Base	b	25	cm
Altura	h	40	cm
Recubrimiento	rec	4	cm
Peralte efectivo	d	34.3	cm

**Figura 243**

*Diagrama de cortantes y momentos de la viga – Tipo 1*



– **Diseño a flexión**

Para el diseño de la armadura a flexión se calcula la cuantía de acero utilizando la Ecuación 77 con cada uno de los momentos identificados en la Figura 243 y se compara con la cuantía mínima. Una vez definida la cuantía de acero se procede a calcular la cantidad de armadura real o de diseño, empleando la Ecuación 78.

$$\rho = 0.85 \frac{240 \text{kgf/cm}^2}{4200 \text{kgf/cm}^2} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{2 * (7.75 \text{tonf} - m) * 100000}{0.85 * 0.9 * \frac{240 \text{kgf}}{\text{cm}^2} * 25 \text{cm} * (34.3 \text{cm})^2} \right)^{1/2} \right] = 0.0076$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{4200 \text{kgf/cm}^2} = 0.00333$$

$$\rho > \rho_{min} \therefore \rho = 0.00678$$

$$A_s = 0.0076 * 25 \text{cm} * 34.3 \text{cm} = 6.48 \text{cm}^2$$

$$A_s = 6.48 \text{cm}^2 \rightarrow 4\emptyset 14 \text{cm} (6.16 \text{cm}^2)$$

**Tabla 184**

Resumen del armado a flexión de las vigas – Tipo 1

Vano (#)	Mu (tfm)	$\rho$ cálculo	$\rho$ min	$\rho$ definido	As cal (cm <sup>2</sup> )	As real (cm <sup>2</sup> )	Acero de flexión
<b>Armadura superior</b>							
1	7.7459	0.0076	0.0033	0.0076	6.48	6.16	4Ø14mm
	0.0000	0.0000	0.0033	0.0033	2.86	3.08	2Ø14mm
	6.5688	0.0063	0.0033	0.0063	5.42	6.16	4Ø14mm
<b>Armadura inferior</b>							
1	3.8730	0.0036	0.0033	0.0036	3.10	4.21	2Ø14mm+1Ø12mm
	4.5641	0.0043	0.0033	0.0043	3.68	4.21	2Ø14mm+1Ø12mm
	3.2844	0.0030	0.0033	0.0033	2.86	4.21	2Ø14mm+1Ø12mm

**Figura 244**

Área de acero longitudinal (cm<sup>2</sup>) de la viga – Tipo 1

5.70	2.13	5.72	3.01	3.01	3.01
5.79	2.03	5.69	3.01	3.01	3.01
5.36	2.41	5.88	3.01	3.22	3.15
5.16	2.34	5.52	3.01	3.20	3.01
6.36	2.93	5.96	3.21	4.10	3.37
5.94	2.33	5.23	3.17	3.69	3.01
4.75	1.97	4.93	3.01	3.01	3.01
5.09	2.43	5.16	3.01	3.19	3.01

Cotejando resultados del diseño a flexión de las vigas de análisis vemos que el programa ETABS® se aproxima de manera considerable al verdadero diseño de acero longitudinal calculado, por lo cual el diseñador adquiere una mayor seguridad de los cálculos presentados.

- **Diseño a cortante**

Para el diseño de la armadura a cortante se toma el cortante más crítico (el valor más alto), para calcular el cortante resistente, véase la Ecuación 75 y compararlo con el cortante permisible, véase la Ecuación 76.

$$V_c < V_p$$

$$V_c = \frac{8.72 \text{tonf} * 1000}{0.75 * 34.3 \text{cm} * 25 \text{cm}} = 13.55 \text{kgf/cm}^2$$

$$V_p = 0.53 \sqrt{240 \text{kgf/cm}^2} = 8.21 \text{kgf/cm}^2$$

$$13.55 \text{kgf/cm}^2 > 8.21 \text{kgf/cm}^2 \therefore \text{Requiere estribos}$$

La (NEC – 15), menciona que para las zonas de confinamiento se debe elegir de entre tres fórmulas la que su resultado sea el menor ver Ecuación 79, mientras que para la zona donde no hay confinamiento se debe utilizar la Ecuación 80.

o **Para la zona de confinamiento:**

$$S_{min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{4} \\ 6 \phi \text{ menor del refuerzo longitudinal} \\ 20 \text{cm} \end{array} \right. \quad \text{Ecuación 79}$$

Donde:

$S_{min}$  = espaciamiento de estribos y

$d$  = peralte efectivo.

$$S_{min_1} = \frac{34.3 \text{cm}}{4} = 8.57 \text{cm}$$

$$S_{min_2} = 6 * 1.4 \text{cm} = 8.40 \text{cm}$$

$$S_{min_3} = 20 \text{cm}$$

Una vez obtenidos los valores correspondientes, seleccionamos el espaciamiento menor, y lo redondeamos a un valor constructivo " $S_{min} = 8 \text{cm}$ ".



- **Para la zona sin confinamiento:**

$$S_{min} = \frac{d}{2} \quad \text{Ecuación 80}$$

Donde:

$S_{min}$  = espaciamiento de estribos y

$d$  = peralte efectivo.

$$S_{min} = \frac{34.3cm}{2} = 17.15cm$$

Una vez obtenidos los valores correspondientes, seleccionamos el espaciamiento menor, y lo redondeamos a un valor constructivo " $S_{min} = 16cm$ ".

El área de estribos " $A_v$ " ver Ecuación 81 debe ser mayor que el área de acero transversal mínima establecida en la norma (ACI 318 S-19, 2019) en la Ecuación 82.

$$A_v = \frac{(V_c - V_p) * b * S_{min}}{f_y} \quad \text{Ecuación 81}$$

$$A_v \text{ min} = 3.5 * \frac{b * S_{min}}{f_y} \quad \text{Ecuación 82}$$

Donde:

$A_v$  = área de refuerzo transversal,

$A_v \text{ min}$  = área mínima de refuerzo transversal,

$V_c$  = cortante resistente,

$V_p$  = cortante permisible,

$S_{min}$  = espaciamiento mínimo,

$V_p$  = cortante permisible y

$f_y$  = límite de fluencia del acero.

Reemplazando por los datos para el cálculo del área de estribos calculada y mínima, tenemos:

$$A_v = \frac{(13.551 \text{kgf/cm}^2 - 8.211 \text{kgf/cm}^2) * 25 \text{cm} * 8 \text{cm}}{4200 \text{kgf/cm}^2} = 0.254 \text{cm}^2$$

$$A_v \text{ min}_{\text{confinamiento}} = 3.5 \frac{25 \text{cm} * 8 \text{cm}}{4200 \text{kgf/cm}^2} = 0.167 \text{cm}^2$$

$$A_v > A_v \text{ min} \therefore A_v = 0.254 \text{cm}^2$$

$A_v = 0.254 \text{cm}^2 \rightarrow 1\text{E}\emptyset 10 \text{mm} @ 8 \text{cm} (1.57 \text{cm}^2)$ ; zonas de confinamiento

$$A_v \text{ min}_{\text{sin confinamiento}} = 3.5 \frac{25 \text{cm} * 16 \text{cm}}{4200 \text{kgf/cm}^2} = 0.333 \text{cm}^2$$

$A_v = 0.333 \text{cm}^2 \rightarrow 1\text{E}\emptyset 10 \text{mm} @ 16 \text{cm} (1.57 \text{cm}^2)$ ; zonas sin confinamiento

En la Tabla 185 se detalla en armado a cortante de las vigas de análisis, mientras que en la Figura 245 se detalla el armado a corte determinado por el software computacional ETABS®.

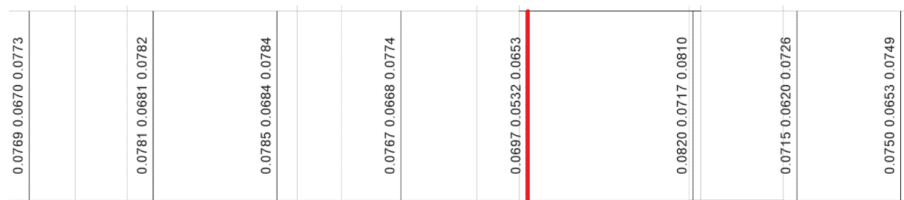
**Tabla 185**

*Resumen del armado a cortante de las vigas – Tipo 1*

<b>Vu</b> <b>(tf)</b>	<b>Vc</b> $\left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)$	<b>Vp</b> $\left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)$	<b>Av cal</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Av min</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Av def</b> <b>(cm<sup>2</sup>) – <math>\left(\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}\right)</math></b>	<b>Acero de</b> <b>corte</b>
<b>Armadura transversal</b>						
8.715	13.551	8.211	0.254	0.167	0.254 – 0.196	1E∅10mm@8cm
0.000	0.000	8.211	0.000	0.333	0.333 – 0.098	1E∅10mm@16cm
8.215	12.774	8.211	0.217	0.167	0.217 – 0.196	1E∅10mm@8cm

**Figura 245**

*Área de acero transversal (cm<sup>2</sup>/cm) de la viga – Tipo 1*



- Diseño de las vigas – Tipo 2

Tabla 186

Datos geométricos de las vigas – Tipo 2

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidades
Viga nivel	N:	+4.20	m
Número de vigas similares	#	13	s.u.
Base	b	25	cm
Altura	h	40	cm
Recubrimiento	rec	4	cm
Peralte efectivo	d	34.3	cm

Figura 246

Diagrama de cortantes y momentos de la viga – Tipo 2

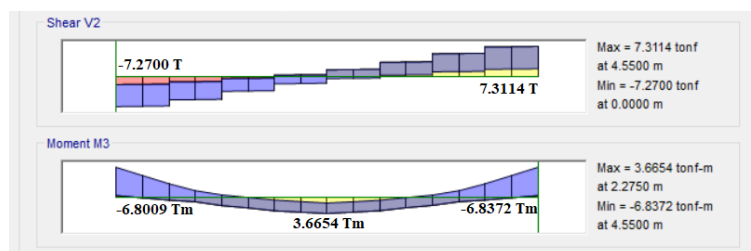


Tabla 187

Resumen del armado a flexión de las vigas – Tipo 2

Vano (#)	Mu (tfm)	$\rho$ cálculo	$\rho$ min	$\rho$ definido	As cal (cm <sup>2</sup> )	As real (cm <sup>2</sup> )	Acero de flexión
<b>Armadura superior</b>							
1	6.8009	0.0066	0.0033	0.0066	5.63	6.16	4Ø14mm
	0.0000	0.0000	0.0033	0.0033	2.86	3.08	2Ø14mm
	6.8372	0.0066	0.0033	0.0066	5.66	6.16	4Ø14mm
<b>Armadura inferior</b>							
1	3.4005	0.0032	0.0033	0.0033	2.86	3.08	2Ø14mm
	3.6654	0.0034	0.0033	0.0034	2.93	3.08	2Ø14mm
	3.4186	0.0032	0.0033	0.0033	2.86	3.08	2Ø14mm

Figura 247

Área de acero longitudinal ( $\text{cm}^2$ ) de la viga – Tipo 2

5.70	2.13	5.72
3.01	3.01	3.01
5.79	2.03	5.69
3.01	3.01	3.01
5.36	2.41	5.88
3.01	3.22	3.15
5.16	2.34	5.52
3.01	3.20	3.01
6.36	2.93	5.96
3.21	4.10	3.37
5.94	2.33	5.23
3.17	3.69	3.01
4.75	1.97	4.93
3.01	3.01	3.01
5.09	2.43	5.16
3.01	3.19	3.01

Tabla 188

Resumen del armado a cortante de las vigas – Tipo 2

$V_u$ (tf)	$V_c$ $\left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)$	$V_p$ $\left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)$	$A_v \text{ cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_v \text{ min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_v \text{ def}$ ( $\text{cm}^2$ ) – $\left(\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}\right)$	Acero de corte
<b>Armadura transversal</b>						
7.270	11.304	8.211	0.147	0.168	0.168 – 0.196	1EØ10mm@8cm
0.000	0.000	8.211	0.000	0.335	0.335 – 0.098	1EØ10mm@16cm
7.311	11.369	8.211	0.150	0.168	0.168 – 0.196	1EØ10mm@8cm

Figura 248

Área de acero transversal ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) de la viga – Tipo 2

0.0769	0.0670	0.0773
0.0781	0.0681	0.0782
0.0785	0.0684	0.0784
0.0767	0.0668	0.0774
0.0897	0.0532	0.0653
0.0820	0.0717	0.0810
0.0715	0.0620	0.0726
0.0750	0.0653	0.0749

- Diseño de las vigas – Tipo 3

Tabla 189

Datos geométricos de las vigas – Tipo 3

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidades
Viga nivel	N:	+4.20	m
Número de vigas similares	#	4	s.u.
Base	b	25	cm
Altura	h	40	cm
Recubrimiento	rec	4	cm
Peralte efectivo	d	34.3	cm

Figura 249

Diagrama de cortantes y momentos de la viga – Tipo 3

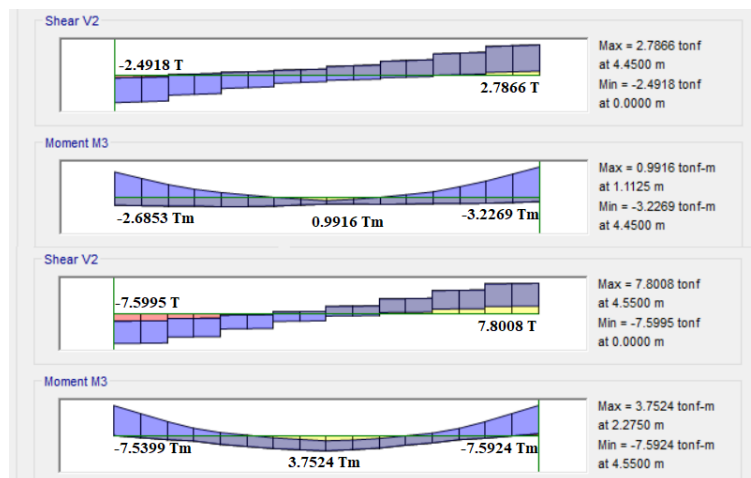


Tabla 190

Resumen del armado a flexión de las vigas – Tipo 3

Vano (#)	Mu (tfm)	$\rho$ cálculo	$\rho$ min	$\rho$ definido	As cal (cm <sup>2</sup> )	As real (cm <sup>2</sup> )	Acero de flexión
<b>Armadura superior</b>							
1	2.6853	0.0025	0.0033	0.0033	2.86	6.16	2Ø14mm+2Ø14mm
	0.0000	0.0000	0.0033	0.0033	2.86	3.08	2Ø14mm
1-2	7.5399	0.0073	0.0033	0.0073	6.29	6.16	2Ø14mm+2Ø14mm
2	0.0000	0.0000	0.0033	0.0033	2.86	3.08	2Ø14mm
	7.5924	0.0074	0.0033	0.0074	6.34	6.16	2Ø14mm+2Ø14mm
<b>Armadura inferior</b>							
1	1.3427	0.0012	0.0033	0.0033	2.86	3.08	2Ø14mm
	0.9916	0.0009	0.0033	0.0033	2.86	3.08	2Ø14mm
1-2	3.7700	0.0035	0.0033	0.0035	3.02	3.08	2Ø14mm
2	3.7524	0.0035	0.0033	0.0035	3.00	3.08	2Ø14mm
	3.7962	0.0035	0.0033	0.0035	3.04	3.08	2Ø14mm

**Figura 250**

Área de acero longitudinal ( $\text{cm}^2$ ) de la viga – Tipo 3

3.01	1.98	3.38	5.89	2.36	5.66
1.70	1.98	2.82	3.13	3.01	3.01
3.01	1.39	3.27	6.38	3.01	7.50
1.58	1.41	2.41	3.20	3.53	4.02
2.82	1.93	3.53	6.57	3.01	6.97
1.43	1.93	2.97	3.60	4.04	4.06
2.79	3.01	4.37	7.66	3.65	7.96
1.43	3.01	3.13	4.70	4.98	5.00

**Tabla 191**

Resumen del armado a cortante de las vigas – Tipo 3

<b>Vu</b> <b>(tf)</b>	<b>Vc</b> $\left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)$	<b>Vp</b> $\left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)$	<b>Av cal</b> <b>(<math>\text{cm}^2</math>)</b>	<b>Av min</b> <b>(<math>\text{cm}^2</math>)</b>	<b>Av def</b> <b>(<math>\text{cm}^2</math>) – <math>\left(\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}\right)</math></b>	<b>Acero de</b> <b>corte</b>
<b>Armadura transversal</b>						
2.492	3.875	8.211	0.000	0.168	0.168 – 0.196	1EØ10mm@8cm
0.000	0.000	8.211	0.000	0.335	0.335 – 0.098	1EØ10mm@16cm
2.787	4.333	8.211	0.000	0.168	0.168 – 0.196	1EØ10mm@8cm
7.600	11.817	8.211	0.172	0.168	0.172 – 0.196	1EØ10mm@8cm
0.000	0.000	8.211	0.000	0.335	0.335 – 0.098	1EØ10mm@16cm
7.801	12.130	8.211	0.187	0.168	0.187 – 0.196	1EØ10mm@8cm

**Figura 251**

Área de acero transversal ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ) de la viga – Tipo 3

0.0613	0.0560	0.0639	0.0731	0.0649	0.0735
0.0615	0.0580	0.0662	0.0827	0.0750	0.0851
0.0621	0.0580	0.0664	0.0798	0.0698	0.0798
0.0592	0.0551	0.0625	0.0849	0.0758	0.0861

- Diseño de las vigas – Tipo 4

Tabla 192

Datos geométricos de las vigas – Tipo 4

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidades
Viga nivel	N:	+4.20	m
Número de vigas similares	#	6	s.u.
Base	b	30	cm
Altura	h	50	cm
Recubrimiento	rec	4	cm
Peralte efectivo	d	44.4	cm

Figura 252

Diagrama de cortantes y momentos de la viga – Tipo 4

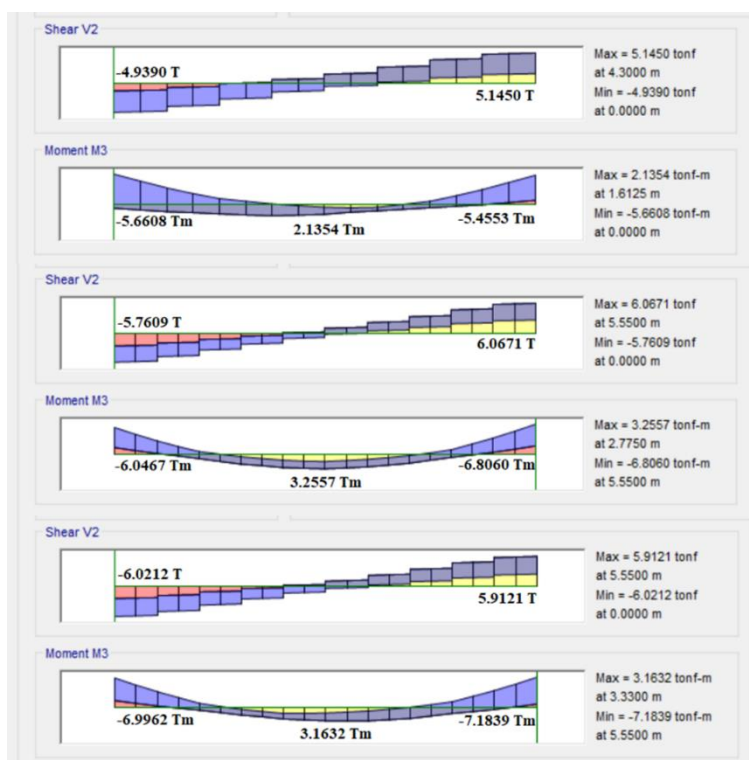
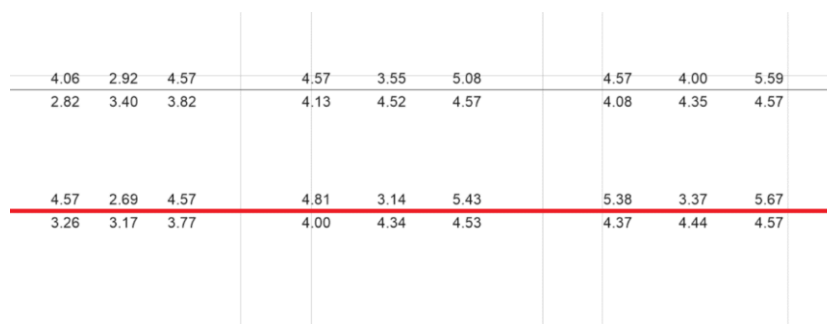


Tabla 193

Resumen del armado a flexión de las vigas – Tipo 4

Vano (#)	Mu (tfm)	$\rho$ cálculo	$\rho$ min	$\rho$ definido	As cal (cm <sup>2</sup> )	As real (cm <sup>2</sup> )	Acero de flexión
<b>Armadura superior</b>							
1	5.6608	0.0026	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
	0.0000	0.0000	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
1-2	6.0467	0.0028	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
2	0.0000	0.0000	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
2-3	6.9962	0.0032	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
3	0.0000	0.0000	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
	7.1839	0.0033	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
<b>Armadura inferior</b>							
1	2.8304	0.0013	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
	2.1354	0.0010	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
1-2	3.0234	0.0014	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
2	3.2557	0.0015	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
2-3	3.4981	0.0016	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
3	3.1632	0.0014	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
	3.5920	0.0016	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm

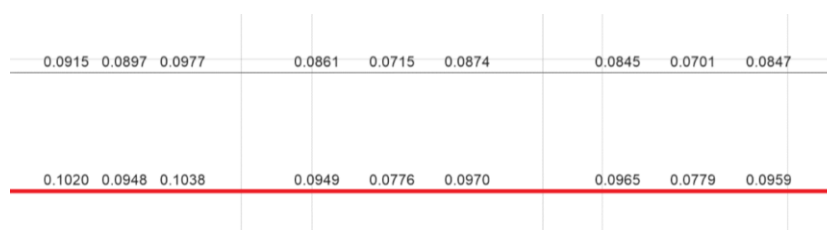
Figura 253

Área de acero longitudinal (cm<sup>2</sup>) de la viga – Tipo 4



**Tabla 194***Resumen del armado a cortante de las vigas – Tipo 4*

<b>Vu</b> <b>(tf)</b>	<b>Vc</b> $\left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)$	<b>Vp</b> $\left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)$	<b>Av cal</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Av min</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Av def</b> <b>(cm<sup>2</sup>) – <math>\left(\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}\right)</math></b>	<b>Acero de</b> <b>corte</b>
<b>Armadura transversal</b>						
4.939	4.944	8.211	0.000	0.176	0.176 – 0.224	1EØ10mm@7cm
0.000	0.000	8.211	0.000	0.377	0.377 – 0.105	1EØ10mm@15cm
5.145	5.150	8.211	0.000	0.176	0.170 – 0.224	1EØ10mm@7cm
5.761	5.767	8.211	0.000	0.176	0.025 – 0.224	1EØ10mm@7cm
0.000	0.000	8.211	0.000	0.377	0.025 – 0.105	1EØ10mm@15cm
6.067	6.073	8.211	0.000	0.176	0.025 – 0.224	1EØ10mm@7cm
6.021	6.027	8.211	0.000	0.176	0.025 – 0.224	1EØ10mm@7cm
0.000	0.000	8.211	0.000	0.377	0.025 – 0.105	1EØ10mm@15cm
5.912	5.918	8.211	0.000	0.176	0.025 – 0.224	1EØ10mm@7cm

**Figura 254***Área de acero transversal (cm<sup>2</sup>/cm) de la viga – Tipo 4*

- **Diseño de las vigas – Tipo 5**

**Tabla 195***Datos geométricos de las vigas – Tipo 5*

<b>Parámetro</b>	<b>Símbolo</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidades</b>
Viga nivel	N:	+4.20	m
Número de vigas similares	#	8	s.u.
Base	b	30	cm
Altura	h	50	cm
Recubrimiento	rec	4	cm
Peralte efectivo	d	44.4	cm

Figura 255

Diagrama de cortantes y momentos de la viga – Tipo 5

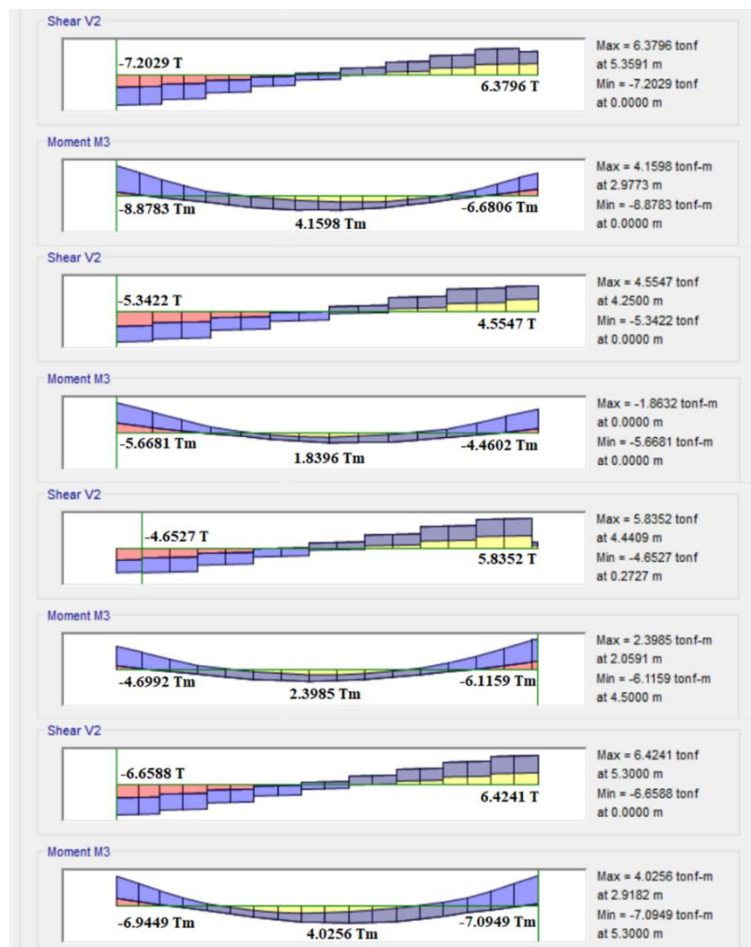


Tabla 196

Resumen del armado a flexión de las vigas – Tipo 5

Vano (#)	Mu (tfm)	$\rho$ cálculo	$\rho$ min	$\rho$ definido	As cal (cm <sup>2</sup> )	As real (cm <sup>2</sup> )	Acero de flexión
<b>Armadura superior</b>							
1	8.8783	0.0041	0.0033	0.0041	5.53	5.31	4Ø12mm+1Ø10mm
	0.0000	0.0000	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
1-2	6.6806	0.0031	0.0033	0.0033	4.44	5.31	4Ø12mm+1Ø10mm
2	0.0000	0.0000	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
2-3	4.6992	0.0021	0.0033	0.0033	4.44	5.31	4Ø12mm+1Ø10mm
3	0.0000	0.0000	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm

Vano (#)	Mu (tfm)	$\rho$ cálculo	$\rho$ min	$\rho$ definido	As cal (cm <sup>2</sup> )	As real (cm <sup>2</sup> )	Acero de flexión
3-4	6.9449	0.0032	0.0033	0.0033	4.44	5.31	4Ø12mm+1Ø10mm
4	0.0000	0.0000	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
	7.0949	0.0033	0.0033	0.0033	4.44	5.31	4Ø12mm+1Ø10mm
<b>Armatura inferior</b>							
1	4.4392	0.0020	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
	4.1598	0.0019	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
1-2	3.3403	0.0015	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
2	1.8396	0.0008	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
2-3	2.3496	0.0011	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
3	2.3985	0.0011	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
3-4	3.4725	0.0016	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
4	4.0256	0.0018	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
	3.5475	0.0016	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm

Figura 256

Área de acero longitudinal (cm<sup>2</sup>) de la viga – Tipo 5



Tabla 197

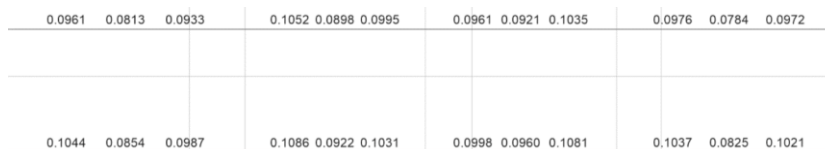
Resumen del armado a cortante de las vigas – Tipo 5

Vu (tf)	Vc ( $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ )	Vp ( $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ )	Av cal (cm <sup>2</sup> )	Av min (cm <sup>2</sup> )	Av def (cm <sup>2</sup> ) – ( $\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$ )	Acero de corte
<b>Armatura transversal</b>						
7.203	7.210	8.211	0.000	0.176	0.176 – 0.224	1EØ10mm@7cm
0.000	0.000	8.211	0.000	0.377	0.377 – 0.105	1EØ10mm@15cm
6.380	6.386	8.211	0.000	0.176	0.176 – 0.224	1EØ10mm@7cm
5.342	5.348	8.211	0.000	0.176	0.176 – 0.224	1EØ10mm@7cm
0.000	0.000	8.211	0.000	0.377	0.377 – 0.105	1EØ10mm@15cm
4.555	4.559	8.211	0.000	0.176	0.176 – 0.224	1EØ10mm@7cm
4.653	4.657	8.211	0.000	0.176	0.176 – 0.224	1EØ10mm@7cm

Vu (tf)	Vc $\left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)$	Vp $\left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)$	Av cal (cm <sup>2</sup> )	Av min (cm <sup>2</sup> )	Av def (cm <sup>2</sup> ) – $\left(\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}\right)$	Acero de corte
0.000	0.000	8.211	0.000	0.377	0.377 – 0.105	1EØ10mm@15cm
5.835	5.841	8.211	0.000	0.176	0.176 – 0.224	1EØ10mm@7cm
6.659	6.665	8.211	0.000	0.176	0.176 – 0.224	1EØ10mm@7cm
0.000	0.000	8.211	0.000	0.377	0.377 – 0.105	1EØ10mm@15cm
6.424	6.431	8.211	0.000	0.176	0.176 – 0.224	1EØ10mm@7cm

Figura 257

Área de acero transversal (cm<sup>2</sup>/cm) de la viga – Tipo 5



- Diseño de las vigas – Tipo 6

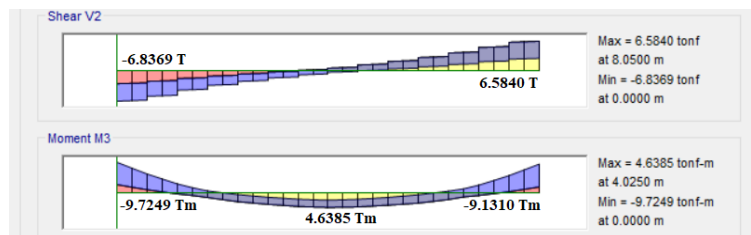
Tabla 198

Datos geométricos de las vigas – Tipo 6

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidades
Viga nivel	N:	+4.20	m
Número de vigas similares	#	1	s.u.
Base	b	30	cm
Altura	h	50	cm
Recubrimiento	rec	4	cm
Peralte efectivo	d	44.4	cm

Figura 258

Diagrama de cortantes y momentos de la viga – Tipo 6



**Tabla 199**

Resumen del armado a flexión de las vigas – Tipo 6

Vano (#)	Mu (tfm)	$\rho$ cálculo	$\rho$ min	$\rho$ definido	As cal (cm <sup>2</sup> )	As real (cm <sup>2</sup> )	Acero de flexión
<b>Armadura superior</b>							
1	9.7249	0.0046	0.0033	0.0046	5.53	6.06	4Ø12mm+1Ø14mm
1-2	0.0000	0.0000	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
2	9.1310	0.0043	0.0033	0.0043	4.44	6.06	4Ø12mm+1Ø14mm
<b>Armadura inferior</b>							
1	4.8625	0.0022	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
1-2	4.6385	0.0021	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm
2	4.5655	0.0021	0.0033	0.0033	4.44	4.52	4Ø12mm

**Figura 259**

Área de acero longitudinal (cm<sup>2</sup>) de la viga – Tipo 6

**Tabla 200**

Resumen del armado a cortante de las vigas – Tipo 6

Vu (tf)	Vc ( $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ )	Vp ( $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ )	Av cal (cm <sup>2</sup> )	Av min (cm <sup>2</sup> )	Av def (cm <sup>2</sup> ) – ( $\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$ )	Acero de corte
<b>Armadura transversal</b>						
6.837	6.844	8.211	0.000	0.176	0.176 – 0.224	1EØ10mm@7cm
0.000	0.000	8.211	0.000	0.377	0.377 – 0.105	1EØ10mm@15cm
6.584	6.591	8.211	0.000	0.176	0.176 – 0.224	1EØ10mm@7cm

**Figura 260**

Área de acero transversal (cm<sup>2</sup>/cm) de la viga – Tipo 6



### **Enchapado de Muros de Mampostería**

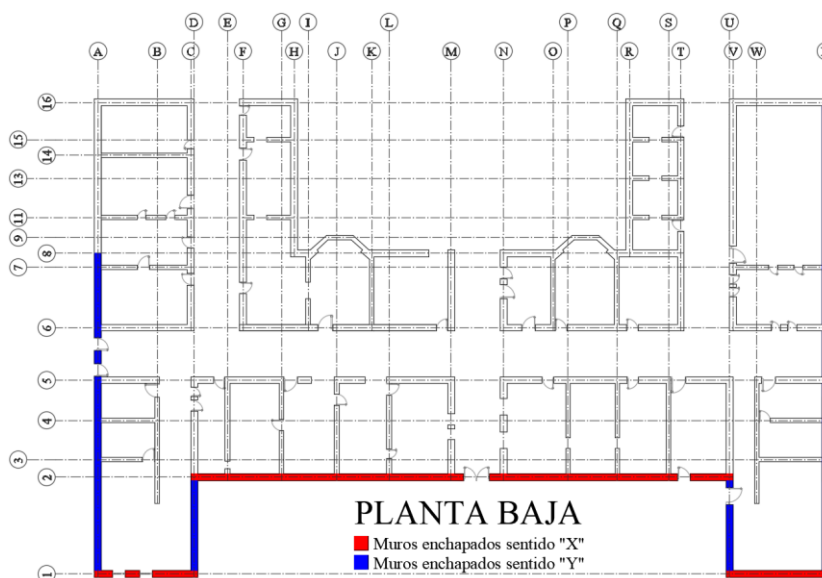
Luego del análisis de vulnerabilidad sísmica del “Hospital San Luis de Otavalo” se obtuvo como resultado un alto índice de vulnerabilidad, que indica la necesidad de reducir la flexibilidad en sus muros portantes en los dos sentidos, además de solventar la inminente falla frágil por adherencia generadas por las altas fuerzas cortantes y finalmente disminuir el efecto de las fuerzas a tracción en aberturas de puertas y ventanas de los muros de mampostería; por estas necesidades se ha optado como alternativa de reforzamiento el realizar un enchape de hormigón con malla electrosoldada sujeta a la superficie del muro mediante conectores o anclajes.

#### • **Ubicación**

Los muros destinados para el diseño del enchapado solo serán en la planta baja y los perimetrales, como existen dos direcciones de los muros se diseña cada enchapado por cada eje y sentido tomando como base el muro portante con solicitaciones más críticas, como se muestra en la Figura 261.

**Figura 261**

*Muros enchapados – Planta Baja*



- **Tipo de muros**

En los muros de mampostería debido a su comportamiento físico y mecánico se espera bajo la presencia de cargas dinámicas varios tipos de falla que depende principalmente de la relación entre la altura y la longitud, los tipos y su nomenclatura se encuentran definidos en la norma (ACI 318 S-19, 2019), ver Ecuación 83 y Figura 262.

$$\frac{h_w}{l_w} = \begin{cases} \geq 5 & \therefore \text{Muros altos} \\ 2 < \frac{h_w}{l_w} < 5 & \therefore \text{Muros intermedios} \\ \leq 2 & \therefore \text{Muros bajos} \end{cases} \quad \text{Ecuación 83}$$

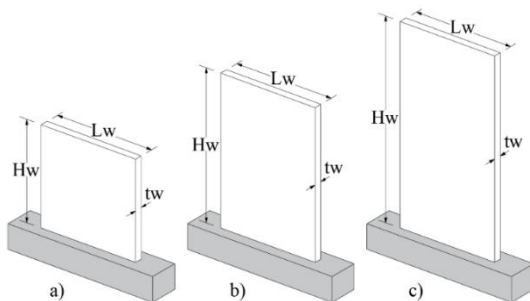
Donde:

$h_w$  = altura del muro y

$l_w$  = largo del muro.

**Figura 262**

*Tipos de muros por relación de aspecto: bajo a), intermedio b) y alto c)*



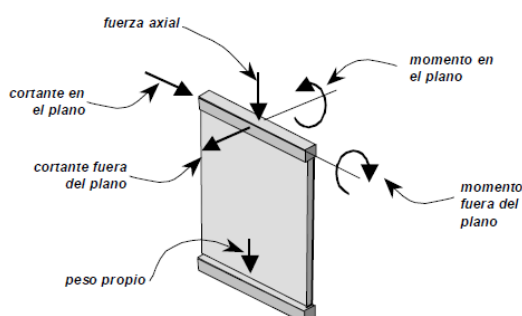
- **Muros altos o esbeltos:** “el comportamiento predominante es la flexión, su acción se asemeja al de una viga en voladizo, es muy difícil que fallen por corte, aunque también están sometidos a cargas axiales por gravedad” (Manitio & Vásconez, 2013).
- **Muros intermedios:** son muros que se caracterizan por compartir características de los muros altos y bajos, ya que estos muros son más rígidos y más resistentes a flexión que los muros alto, pero también las sollicitaciones a corte ya son considerables como en los muros bajos.

- **Muros bajos o robustos:** “la acción predominante es por cortante, puesto que para esta acción la resistencia y rigidez para las cargas laterales es muy elevada, pero una vez que falla ésta suele ser frágil, estos muros tienen una notable resistencia a flexión” (Manitio & Vásquez, 2013).

Las fuerzas y momentos que pueden aplicarse en un muro de mampostería se describe en la norma (ACI 318 S-19, 2019), en la Figura 263.

### Figura 263

*Fuerzas dentro y fuera del plano*



*Nota:* Esta figura es extraída del (ACI 318 S-19, 2019).

Para determinar la relación entre la altura y la longitud, se tuvo que elegir el mayor de los valores de las dimensiones anteriormente mencionadas de los muros o segmentos de los mismos; la relación en función de la geometría se indica en la Tabla 201, calculados con la Ecuación 83.

### Tabla 201

*Relación de aspecto para muros*

Eje long. (s.u.)	Ejes trans. (s.u.)	Altura hw (m)	Longitud lw (m)	Espesor mampostería (m)	Espesor enchapado (m)	hw/lw (s.u.)	Tipo de muro (s.u.)
<b>Muros Sentido “X”</b>							
1	A-D	4.20	1.25	0.60	0.08	3.36	Intermedio
1	U-X	4.20	1.40	0.60	0.08	3.00	Intermedio
2	D-U	4.20	2.50	0.60	0.08	1.68	Bajo



Eje long. (s.u.)	Ejes trans. (s.u.)	Altura hw (m)	Longitud lw (m)	Espesor mampostería (m)	Espesor enchapado (m)	hw/lw (s.u.)	Tipo de muro (s.u.)
2	D-U	4.20	1.50	0.60	0.08	2.80	Intermedio
2	D-U	4.20	1.40	0.60	0.08	3.00	Intermedio
Muros Sentido "Y"							
A	1-8	4.20	4.00	0.60	0.08	1.05	Bajo
A	1-8	4.20	1.70	0.60	0.08	2.47	Intermedio
D	1-2	4.20	1.10	0.60	0.08	3.82	Intermedio
U	1-2	4.20	0.90	0.60	0.08	4.67	Intermedio
X	1-16	4.20	2.30	0.60	0.08	1.83	Bajo
X	1-16	4.20	2.20	0.60	0.08	1.91	Bajo
X	1-16	4.20	2.20	0.60	0.08	1.91	Bajo

Como se puede apreciar en la Tabla 201 ninguna sección de muro se puede considerar como de tipo esbelto ya que la relación de aspecto es inferior a 5, y la mayor parte de los muros analizados disponen una tipología intermedia y baja por lo cual, el diseño de los muros debe iniciar con el de corte y debido a que algunos son tipo intermedios se realizó para comprobar la curva de interacción del muro a flexo compresión para corroborar su desempeño.

### Diseño del Enchapado de Muros de Mampostería

- **Materiales**

El enchapado de hormigón con malla electrosoldada en los muros de mampostería tendrá materiales de acuerdo a la disponibilidad del medio donde se emplaza la estructura, por dicho motivo se diseña con los materiales de la Tabla 202.

**Tabla 202**

*Materiales para el diseño del enchapado de muros*

Material	Símbolo	Valor	Unidades
Resistencia a la compresión del hormigón	$f'c$	150	kgf/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la fluencia del acero	$fy$	5000	kgf/cm <sup>2</sup>

- **Cuantía de mínima de acero en muros enchapados**

Las consideraciones necesarias para el diseño de los enchapes de hormigón fueron tomadas de la normativa colombiana (NSR-10 (Título D-Mampostería estructural), 2010), en sus acápites correspondientes a mampostería reforzada externamente donde se estipula que la cuantía mínima horizontal y vertical en muros que deben ser evaluadas con respecto al área bruta del muro (incluye mampostería y enchapado) se define en la Ecuación 84 y Ecuación 85.

Otras consideraciones necesarias para el diseño de los enchapes de hormigón tomadas de la normativa (ACI 318 S-19, 2019) en sus acápites correspondientes a muros donde se estipula que la cuantía mínima horizontal y vertical en muros que deben ser evaluadas con respecto al área bruta del hormigón (solo enchapado) se define en la Ecuación 86 y Ecuación 87.

$$\rho_{t \min} (NSR - 10) = 0.00035 \quad \text{Ecuación 84}$$

$$\rho_{l \min} (NSR - 10) = 0.00035 \quad \text{Ecuación 85}$$

$$\rho_{t \min} (ACI 318 S - 14) = 0.0025 \quad \text{Ecuación 86}$$

$$\rho_{l \min} (ACI 318 S - 14) = 0.0015 \quad \text{Ecuación 87}$$

Donde:

$\rho_{t \min}$  = cuantía de acero mínima horizontal y

$\rho_{l \min}$  = cuantía de acero mínima vertical.

- **Recubrimiento mínimo del acero**

Con la finalidad de que el acero pueda desarrollar los esfuerzos de adherencia con el hormigón que lo rodea y que se encuentre protegido adecuadamente al medio ambiente, de acuerdo a la Tabla 203; el recubrimiento libre para el enchapado de muros de mampostería es 2cm.

**Tabla 203***Recubrimiento especificado para muros*

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento (mm)
No expuestos a la intemperie ni en contacto con el suelo	Muros	Barras No.36 y menores	20

*Nota:* Esta tabla es tomada del (ACI 318 S-19, 2019).

- **Diseño del enchapado de muros del Eje 1**

- **Diseño a cortante**

El diseño por cortante fue de acuerdo al código (ACI 318 S-19, 2019) en las secciones referentes a muros estructurales especiales, es por ello que para un diseño por última resistencia se debe cumplir la condición de la Ecuación 7 del Apéndice 0 en el Capítulo 2. Para el cálculo de la resistencia del cortante nominal se utiliza la Ecuación 88.

$$V_n = V_c + V_s = A_{cv}(ac * \lambda * \sqrt{f'c} + \rho_t * fy) \quad \text{Ecuación 88}$$

$$\rho_t = \frac{A_s}{A_{cv}} \geq \rho_t \text{ min} \quad \text{Ecuación 89}$$

Donde:

$V_n$  = fuerza cortante nominal,

$V_c$  = fuerza cortante del hormigón,

$V_s$  = fuerza cortante del acero de refuerzo,

$A_{cv}$  = sección transversal del muro a considerar,

$\lambda$  = coeficiente del hormigón depende del peso (hormigón normal  $\lambda = 1$ ),

$f'c$  = resistencia a la compresión del hormigón,

$A_s$  = cantidad de acero,

$\rho_t$  = cuantía de acero horizontal Ecuación 89,

$f_y$  = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo y

$\alpha_c$  = coeficiente en función de la geometría del muro.

$$\alpha_c = \begin{cases} 0.80; & \text{si } h_w/l_w \leq 1.5 \\ 0.53; & \text{si } h_w/l_w \geq 2 \\ \text{interpolar;} & \text{si } 1.5 > h_w/l_w < 2 \end{cases}$$

En la Tabla 204 se detallan los datos geométricos de los muros a enchaparse en análisis. Además, en la Figura 264-a se presenta la sección crítica de un elemento tipo “pier” y en la Figura 264-b la sección crítica de un elemento tipo “spandrel”.

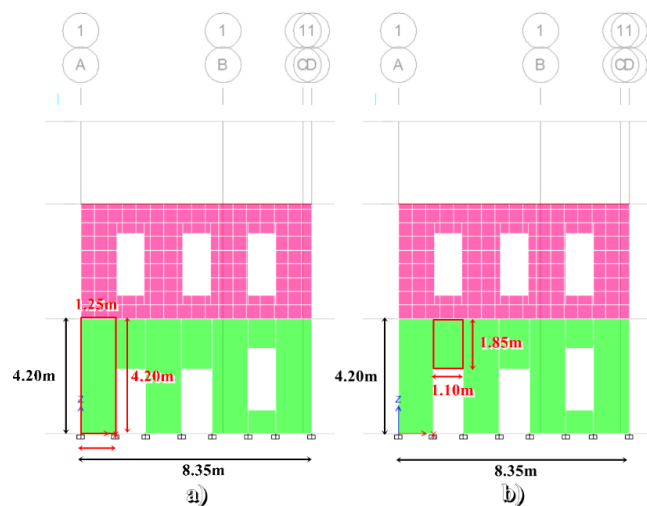
**Tabla 204**

*Datos geométricos del enchapado de muros del Eje 1*

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidades
Nivel muro a ser enchapado (color verde)	N:	Planta baja	s.u.
Altura total del muro	H	4.20	m
Base total del muro	L	8.35	m
Altura “pier”	$h_w$	4	m
Base “pier”	$l_w$	1.25	m
Altura “spandrel”	$h_w$	1.10	m
Base “spandrel”	$l_w$	1.85	m

**Figura 264**

*Sección crítica del Eje 1 – Sentido “X”: “pier” a) y “spandrel” b)*



### - Análisis “pier”

Iniciamos calculando la sección transversal del muro “ $A_{cv}$ ”, luego se procede con el cálculo del coeficiente de relación entre la altura y la longitud de cada sección tipo “pier” del muro, para su posterior uso en el cálculo del cortante nominal o teórico.

$$A_{cv} = 0.08 * 100 * 100 = 800\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{4.20\text{m}}{1.25\text{m}} = 3.36 \therefore \alpha_c = 0.53$$

Como parte del procedimiento nos imponemos como primera alternativa una malla electrosoldada en cada lado del muro que se encuentre disponible en el mercado, así que optamos por una malla electrosoldada simétrica R-335 ( $\varnothing 8\text{mm}@15\text{cm}$  – cuadrada).

$$A_{s\ 2\text{capas}} = 2 * \frac{\pi * (0.8\text{cm})^2}{4} * \frac{100\text{cm}}{15\text{cm}} = 6.70\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\ \text{min}(NSR - 10)} = 0.00035 * 68\text{cm} * 100\text{cm} = 2.38\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\ \text{min}(ACI 318 S - 14)} = 0.0025 * 8\text{cm} * 100\text{cm} = 2.00\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_t = \frac{6.70\text{cm}^2/\text{m}}{800\text{cm}^2/\text{m}} = 0.008375$$

Con los valores obtenidos procedemos al cálculo del cortante nominal por metro, con el uso de la Ecuación 88. Para poder transformar el cortante nominal al real que actúa en una longitud de 1.25m, procedemos a realizar el producto de la respuesta por la medida real.

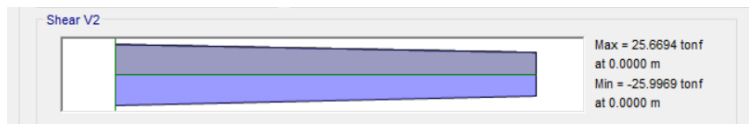
$$V_n = 800\text{cm}^2 \left( 0.53 * 1 * \sqrt{150\text{kgf}/\text{cm}^2} + 0.008375 * 5000\text{kgf}/\text{cm}^2 \right) = 38692.92\text{kgf}/\text{m}$$

$$V_n = 38.693\ \text{tonf}/\text{m} * 1.25\text{m} = 48.3661\text{tonf}$$

En la Figura 265 se presenta el diagrama de cortante de la sección “pier” analizada, de dicho diagrama se toma el cortante más crítico, para su chequeo.

**Figura 265**

Diagrama de cortante “pier” crítico del Eje 1 – Sentido “X”



Para poder comprobar que el acero de refuerzo y la sección de hormigón con sus respectivas condiciones con suficientes para las solicitaciones necesarias procedemos a remplazar los valores en la Ecuación 7 detallada en el Apéndice 0 del Capítulo 2 y comprobamos su valía.

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$0.75 * 48.3661 \text{tonf} \geq 25.9969 \text{tonf}$$

$$36.2746 \text{tonf} \geq 25.9969 \text{tonf}$$

#### - Análisis “spandrel”

Realizamos el mismo procedimiento calculando los aspectos generales del muro para su posterior uso en el cálculo del cortante nominal o teórico.

$$A_{cv} = 0.08 * 100 * 100 = 800 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{1.10\text{m}}{1.85\text{m}} = 0.59 \therefore \alpha_c = 0.80$$

De forma similar al tipo de sección “pier” optamos por una malla electrosoldada simétrica R-335 ( $\text{Ø}8\text{mm}@15\text{cm}$  – cuadrada).

$$A_{s \text{ 2capas}} = 2 * \frac{\pi * (0.8\text{cm})^2}{4} * \frac{100\text{cm}}{15\text{cm}} = 6.70 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min NSR} - 10} = 0.00035 * 68\text{cm} * 100\text{cm} = 2.38 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min NSR} - 10} = 0.0015 * 8\text{cm} * 100\text{cm} = 1.20 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_t = \frac{6.70 \text{cm}^2/\text{m}}{800 \text{cm}^2/\text{m}} = 0.008375$$

Con todos los valores deducidos en párrafos anteriores procedemos a obtener el resultado del cortante nominal por metro con el uso de la Ecuación 88. Para poder transformar el cortante nominal al real que actúa en una longitud de 1.85m procedemos a realizar el producto de la respuesta por la medida real.

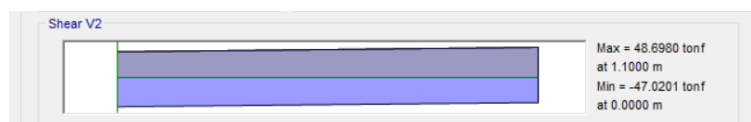
$$V_n = 800\text{cm}^2 \left( 0.80 * 1 * \sqrt{150\text{kgf}/\text{cm}^2} + 0.008375 * 5000\text{kgf}/\text{cm}^2 \right) = 41338.37\text{kgf}/\text{m}$$

$$V_n = 41.338\text{tonf}/\text{m} * 1.85\text{m} = 76.4760\text{tonf}$$

En la Figura 266 se presenta el diagrama de cortante de la sección “spandrel” analizada, de dicho diagrama se toma el cortante más crítico, para su chequeo.

### Figura 266

*Diagrama de cortante “spandrel” crítico del Eje 1 – Sentido “X”*



Al igual que en el diseño de los elementos tipo “pier” procedemos a comprobar el diseño por última resistencia.

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$0.75 * 76.4760 T \geq 48.6980 T$$

$$57.3569 T \geq 48.6980 T$$

### - Diseño a flexo compresión

Para el diseño del enchapado de muros de mampostería es necesario saber que dichos elementos están sometidos a varias acciones simultáneas: las solicitaciones por compresión axial y solicitaciones por flexión son las más comunes, por lo que predomina el diseño a flexo compresión que es una combinación de ambas. Para realizar el correcto diseño de muros sometidos a flexo compresión es necesario utilizar la curva de interacción procedente de cada muro a ser analizado, es por ello que se

parte de la descripción general del muro presentado en la Figura 219 del Apéndice 0 y descrito en la Tabla 205.

**Tabla 205**

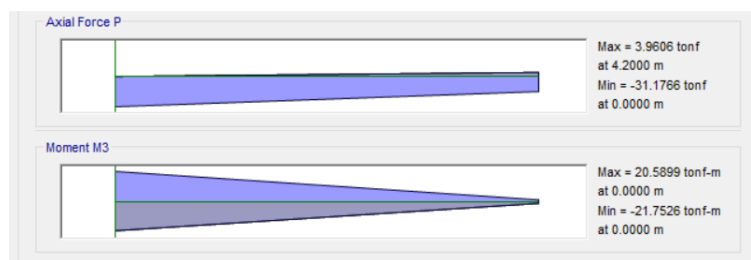
*Parámetros para diseño a flexo compresión del muro del Eje 1*

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidades
Altura "pier"	h	125	cm
Base "pier"	b	60.047	cm
Recubrimiento	rec	2.5	cm
Peralte efectivo	d	122.5	cm
Espaciamiento de acero de refuerzo	esp	15	cm
Resistencia a la compresión del hormigón	f'c	44.507	kgf/cm <sup>2</sup>
Beta 1	$\beta_1$	0.85	s.u.
Resistencia a la fluencia del acero	f <sub>y</sub>	5000	kgf/cm <sup>2</sup>
Diámetro del acero de refuerzo	Ø	8	mm
No de capas de enchapado	#c	2	s.u.
Deformación unitaria hormigón	$\epsilon_c$	0.003	s.u.
Deformación unitaria acero de refuerzo	$\epsilon_s$	0.0021	s.u.
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo	E <sub>s</sub>	2100000	kgf/cm <sup>2</sup>

Para poder evaluar la carga axial y el momento, se toman los valores resultantes máximos de la sección crítica analizada en el programa computacional ETABS® como se muestra en la Figura 267 y se procede a verificar la demanda vs capacidad dentro del diagrama de interacción por flexo compresión de la Figura 268.

**Figura 267**

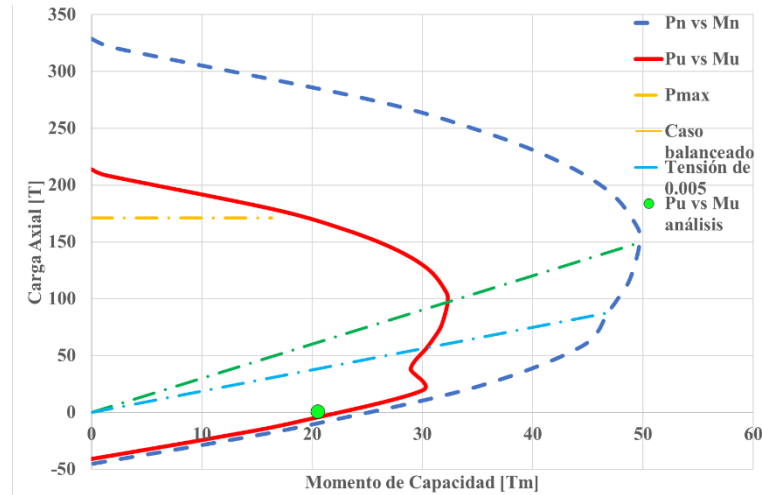
*Diagrama de axial y momento "pier" crítico del Eje 1 – Sentido "X"*





**Figura 268**

Diagrama de interacción del “pier” crítico del Eje 1 – Sentido “X”

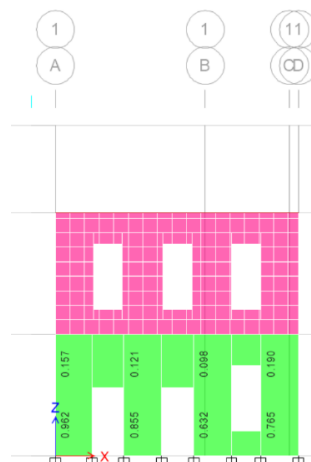


El punto verde dentro de la Figura 268 ( $M_u = 20.5899\text{tonfm}$  y  $P_u = 3.9606\text{tonf}$ ) representa la mayor sollicitación a flexión y compresión, como está dentro de la curva de capacidad a flexo compresión del muro, comprobando que la demanda está cubierta.

En la Figura 269 se puede observar que el diseño realizado anteriormente es óptimo para satisfacer las sollicitaciones de cargas estáticas como dinámicas que actúan en el “Hospital San Luis de Otavalo”.

**Figura 269**

Relación demanda sobre capacidad para elementos “pier”



## Síntesis del Diseño del Enchapado de Muros

**Tabla 206**

*Diseño por corte del enchapado de muros*

Eje long. (s.u.)	Ejes trans. (s.u.)	Alt. hw (m)	Lon. lw (m)	Esp. mam. (m)	Esp. encha. (m)	2capas Ø# (mm)	Separa. @ (cm)	ØVn (T)	Vu (T)	Chequeo (s.u.)
<b>Muros Sentido "X"</b>										
<b>"pier"</b>										
1	A – D	4.20	1.25	0.60	0.08	8	15	36.27	26.00	Admisible
1	U – X	4.20	1.40	0.60	0.08	8	15	40.63	12.06	Admisible
2	D – U	4.20	2.50	0.60	0.08	8	15	81.96	50.43	Admisible
2	D – U	4.20	1.50	0.60	0.08	8	15	43.53	14.41	Admisible
2	D – U	4.20	1.40	0.60	0.08	8	15	40.63	20.05	Admisible
<b>"spandrel"</b>										
1	A – D	1.10	1.85	0.60	0.08	8	15	57.36	48.70	Admisible
1	U – X	1.00	1.10	0.60	0.08	8	15	34.10	30.29	Admisible
2	D – U	1.90	1.10	0.60	0.08	8	15	35.45	35.36	Admisible
2	D – U	1.90	1.10	0.60	0.08	8	15	35.45	35.17	Admisible
2	D – U	1.10	1.90	0.60	0.08	8	15	58.91	57.26	Admisible
<b>Muros Sentido "Y"</b>										
<b>"pier"</b>										
A	1 – 8	4.20	4.00	0.60	0.08	6	15	79.92	57.01	Admisible
A	1 – 8	4.20	1.70	0.60	0.08	6	15	30.59	10.95	Admisible
D	1 – 2	4.20	1.10	0.60	0.08	6	15	19.79	16.31	Admisible
U	1 – 2	4.20	0.90	0.60	0.08	6	15	16.20	13.89	Admisible
X	1 – 16	4.20	2.30	0.60	0.08	6	15	46.09	35.54	Admisible
X	1 – 16	4.20	2.20	0.60	0.08	6	15	41.94	21.62	Admisible
<b>"spandrel"</b>										
A	1 – 8	1.00	1.10	0.60	0.08	6	15	21.98	20.42	Admisible
A	1 – 8	1.00	1.10	0.60	0.08	6	15	21.98	19.82	Admisible
D	1 – 2	1.00	1.10	0.60	0.08	6	15	21.98	18.26	Admisible
U	1 – 2	1.50	1.10	0.60	0.08	6	15	21.98	21.78	Admisible
X	1 – 16	1.00	2.60	0.60	0.08	6	15	51.94	27.83	Admisible
X	1 – 16	1.00	1.10	0.60	0.08	6	15	21.98	21.09	Admisible

**Tabla 207***Resumen del diseño del enchapado de muros*

<b>Muros Sentido "X"</b>					
<b>Eje long. (s.u.)</b>	<b>Ejes trans. (s.u.)</b>	<b>Esp. mamp. (m)</b>	<b># capas (s.u.)</b>	<b>Esp. encha. (m)</b>	<b>Acero de refuerzo por capa (s.u.)</b>
1	A – D	0.60	2	0.08	1 malla electrosoldada R-335 (Ø8mm@15cm)
1	U – X	0.60	2	0.08	1 malla electrosoldada R-335 (Ø8mm@15cm)
2	D – U	0.60	2	0.08	1 malla electrosoldada R-335 (Ø8mm@15cm)
<b>Muros Sentido "Y"</b>					
A	1 – 8	0.60	2	0.08	1 malla electrosoldada R-188 (Ø6mm@15cm)
D	1 – 2	0.60	2	0.08	1 malla electrosoldada R-188 (Ø6mm@15cm)
U	1 – 2	0.60	2	0.08	1 malla electrosoldada R-188 (Ø6mm@15cm)
X	1 – 16	0.60	2	0.08	1 malla electrosoldada R-188 (Ø6mm@15cm)

**Descripción del Proceso de Reforzamiento*****Vigas y Losas de Hormigón Armado*****Proceso Constructivo**

- **Retiro del entrepiso de madera**

El entrepiso de madera del "Hospital San Luis de Otavalo" que conforma un área de 883.06m<sup>2</sup>, es decir un 46.5% del total del área de entrepiso, será retirado de manera: secuencial, técnica, segura y eficiente. Además, dicho procedimiento será ejecutado con personal calificado y con la ayuda de herramienta menor, tomando en cuenta las siguientes pautas:

- Se retirará lámparas y cielo falso que se encuentren por debajo del entrepiso.
- Suspende y retirar las instalaciones eléctricas, sanitarias, gas, etc.
- Levantar la cerámica y masillado.
- Retirar los clavos y se procede a levantar el entablado.
- Por último, se retira las viguetas de madera.

- **Ubicación de vigas y perforación del muro**

- Ubicar las vigas nuevas de hormigón, para perforar el muro de dejar una distancia suficiente para colocar el encofrado teniendo en cuenta no debilitar el muro innecesariamente.
- Una vez terminado con las perforaciones se procede a colocar el encofrado tanto de las vigas como el de la losa.

- **Fundición de vigas y losa**

- Colocar el acero de refuerzo en las vigas y losa de acuerdo a lo especificado en los planos estructurales de reforzamiento (Anexo F), con sus respectivos traslapes y amarres correctamente efectuados de acuerdo a la (NEC – 15).
- Se procede a colocar los alivianamientos en la losa y la malla electrosoldada de acuerdo a lo estipulado en los planos estructurales de reforzamiento.
- Vertido del hormigón premezclado en las vigas y losa.
- Desencofrado y limpieza del área del trabajo.

### ***Enchapado de Muros***

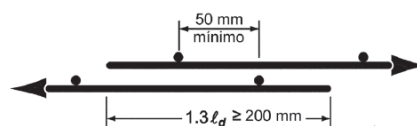
#### **Consideraciones Adicionales**

- **Traslape en malla electrosoldada**

La norma (ACI 318 S-19, 2019), estipula “la longitud de empalme por traslape de refuerzo electrosoldado de alambre corrugado, con alambres transversales dentro de la longitud de empalme debe ser la mayor entre  $1.3l_d$  y 200mm”, ver Figura 270.

### **Figura 270**

#### *Longitud de traslape – malla electrosoldada*



*Nota:* Esta figura es extraída del (ACI 318 S-19, 2019).

Para el cálculo de la longitud de empalme por traslape de mallas electrosoldadas se utiliza la Ecuación 90, descrita en la Norma (ACI 318 S-19, 2019).

$$l_d = \Psi_w \left( \frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{6.6 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad \text{Ecuación 90}$$

Donde:

$l_d$  = longitud de desarrollo,

$f_y$  = límite de fluencia del acero,

$\Psi_t$  = factor de modificación (ubicación),

$\Psi_e$  = factor de modificación (epóxico),

$\Psi_w$  = factor para refuerzo electrosoldado,

$\lambda$  = factor de modificación (concreto de peso normal),

$f'_c$  = resistencia a la compresión del hormigón y

$d_b$  = diámetro de varilla.

$$l_d = 0.43 * \left( \frac{5000 \text{kgf/cm}^2 * 1 * 1}{6.6 * 1 * \sqrt{150 \text{kgf/cm}^2}} \right) * 0.8 \text{cm} = 21.28 \text{cm}$$

$$1.3 * 21.28 \text{cm} = 27.66 \text{cm} > 20 \text{cm}$$

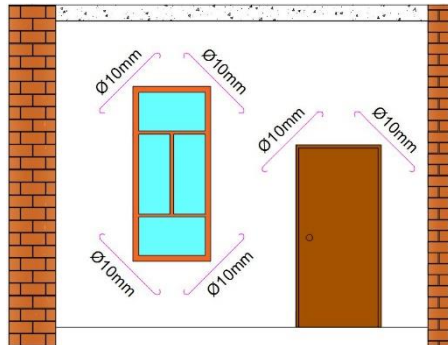
$$l_{d-\text{asumido}} = \mathbf{30 \text{cm}}$$

- **Refuerzo en aberturas de puertas y ventanas**

Los muros en las aberturas de puertas y ventanas sufren una mayor concentración de esfuerzos, por tal motivo se optó por colocar en forma diagonal en las esquinas de puertas y ventanas una varilla ( $\varnothing 10 \text{mm}$ ), véase la Figura 271, para controlar tanto el fisuramiento como los esfuerzos estas recomendaciones son expuestas por (Fernández & Paredes, 2010); para mayor detalle ver en los planos estructurales de reforzamiento (Anexo F).

**Figura 271**

*Refuerzo en ventanas y puertas*



- **Conectores de malla**

Una vez fijado la malla electrosoldada la norma (NSR-10 (Título D-Mampostería estructural), 2010) estipula “que los conectores deberán ser instalados a través de una carga explosiva de potencia controlada o mediante calvos de acero, el número mínimo será de nueve (9) por m<sup>2</sup>. Los clavos deben tener un diámetro mínimo de 3mm; la cabeza del clavo o del tipo debe quedar salida del muro por lo menos 10mm”.

Para el caso del reforzamiento del “Hospital San Luis de Otavalo” se utilizará clavos de 2½in (6.35cm) con su respectiva grapa, distribuidos como menciona la norma nueve por cada metro cuadrado.

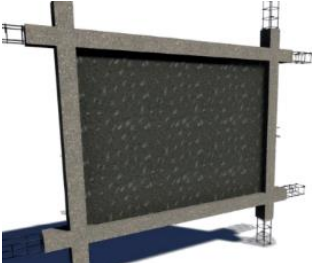
### **Proceso Constructivo**

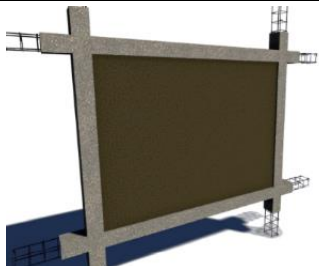
Una vez seleccionados los muros de mampostería que se van a reforzar, que para la estructura de análisis son muros exteriores de la planta baja situados en los ejes: 1, 2, A, D, U y X.

En la Tabla 208 se describe de manera resumida el proceso constructivo que se debería llevar a cabo para implementar la rehabilitación, para mayor detalle ver los planos estructurales de reforzamiento (Anexo F).

Tabla 208

*Proceso constructivo del enchapado de muros*

Proceso constructivo	Gráfico
<p><b>Preparación de superficie</b></p> <p>Tener una superficie limpia libre de pintura, estuco y enlucido, con la ayuda de herramienta menor (cincel, punta de acero, espátula y martillo), con el objetivo de conseguir una superficie rugosa lo cual permite un correcto pegado del mortero. Se debe tener cuidado de no romper los ladrillos que conforman el muro.</p>	
<p><b>Perforación y colocación de chicotes</b></p> <p>Los chicotes son varillas corrugadas (<math>\varnothing 10\text{mm}</math>), de una longitud de 50cm. Se realiza la perforación con un taladro de broca de diamante (<math>\varnothing 1/2''</math>) a una profundidad de 10 y 20cm dependiendo del muro transversal, los orificios son paralelos al plano de la pared con una separación de 50cm entre ellos. Se procede la limpieza del orificio para la inyectar el epóxico gradualmente hasta llenar las dos terceras partes del orificio y luego se ingresa el chicote.</p>	
<p><b>Colocación de la malla electrosoldada</b></p> <p>La malla electrosoldada que se colocará es (<math>\varnothing 8\text{mm}@15\text{cm}</math> y <math>\varnothing 6\text{mm}@15\text{cm}</math>), los cortes se efectuarán de acuerdo a las dimensiones del muro en que se van a colocar con la ayuda de una cizalla, utilizando alambre galvanizado #18 y un amarrador de alambre se sujeta la malla electrosoldada a los chicotes. El traslape horizontal será de 30cm y el traslape vertical de 60cm para evitar desperdicio de material.</p>	
<p><b>Colocación de clavos de sujeción</b></p> <p>Una vez sujeta y centrada la malla en el muro se procede a colocar los clavos con su correspondiente grapa para confinar la malla con la mampostería, utilizando alambre galvanizado #18. La distribución entre clavos de forma horizontal es de 60 y 30cm de forma vertical, procurando una totalidad de 9 clavos por <math>\text{m}^2</math> lo que recomienda la normativa (NSR – 10).</p>	

Proceso constructivo	Gráfico
<p><b>Enlucido del enchape</b></p> <p>Se utilizará un mortero de <math>f_c=150\text{kgf/cm}^2</math> (relación 1:3). Este mortero deberá agregarse un aditivo impregnante para poder unir el mortero nuevo con el existente. Se lo realizará por 2 etapas primero una capa de (1 – 2cm), para posterior una segunda capa que logre el espesor deseado del enchape.</p>	

*Nota:* Esta tabla es tomada de (Aguilar & Lumbi, 2014).

## Síntesis de Resultados Estructura Reforzada

### Calibración del Corte Basal

De acuerdo a la (NEC – 15), el valor del cortante dinámico total en la base de la estructura, obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser menor al 85% del cortante basal “V” obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

En la Tabla 209 se presentan los resultados del cortante basal obtenido por el método estático y dinámico una vez realizado el reforzamiento (incluyendo las nuevas vigas de hormigón armado, losa y enchapado de muros de mampostería), luego con los valores descritos se hace una comparación entre los resultados obtenidos por ambas metodologías para verificar la condición indicada anteriormente. En este caso de estudio del “Hospital San Luis de Otavalo” que es una edificación irregular.

**Tabla 209**

*Distribución del cortante basal (estático y dinámico) – Reforzamiento*

Piso (s.u.)	Nivel (m)	H (m)	Método Estático		Método Dinámico	
			$Ve_{acum}$ (tonf)	$Ve_i$ (tonf)	$Vd_{acum}$ (tonf)	$Vd_i$ (tonf)
<b>Sentido “X”</b>						
<b>P. Alta</b>	N+8.40	4.20	1970.98	1970.98	2101.78	2101.78
<b>P. Baja</b>	N+4.20	4.20	4616.94	2645.96	4834.63	2732.84
<b>Base</b>	N±0.00	-	5086.57	469.63	5018.32	183.70
<b>Total</b>				<b>5086.57</b>		<b>5018.32</b>



Piso (s.u.)	Nivel (m)	H (m)	Método Estático		Método Dinámico	
			$Ve_{acum}$ (tonf)	$Ve_i$ (tonf)	$Vd_{acum}$ (tonf)	$Vd_i$ (tonf)
<b>Sentido "Y"</b>						
<b>P. Alta</b>	N+8.40	4.20	1970.98	1970.98	1470.22	1470.22
<b>P. Baja</b>	N+4.20	4.20	4616.94	2645.96	3360.78	1890.56
<b>Base</b>	N±0.00	-	5086.57	469.63	3476.56	115.77
<b>Total</b>				<b>5086.57</b>		<b>3476.56</b>

- **Sentido "X":**

$$\frac{Vd_x}{Ve_x} = \frac{5018.32}{5086.57} * 100 = 98.66\% \therefore \text{factor escala "X"} = \frac{85.00\%}{98.66\%} = 0.862$$

- **Sentido "Y":**

$$\frac{Vd_y}{Ve_y} = \frac{3476.56}{5086.57} * 100 = 68.35\% \therefore \text{factor escala "Y"} = \frac{85.00\%}{68.35\%} = 1.244$$

Las relaciones obtenidas anteriormente se multiplican por el factor de escala modificado, mencionados en el Apéndice 0 del Capítulo 5, para luego ingresar los nuevos factores con lo cual se espera cumplir la condición dispuesta por la (NEC – 15).

- **Sentido "X":**

$$\text{factor final X} = 13.2783 * 0.862 = 11.4459$$

- **Sentido "Y":**

$$\text{factor final Y} = 11.7975 * 1.244 = 14.6761$$

### **Periodos de Vibración de la Estructura**

A continuación, en la Tabla 210 se expresan todos los periodos de vibración principales de la estructura, una vez que ya fueron ingresados los nuevos elementos de reforzamiento, dicha característica provocó que el primer periodo fundamental de la estructura se ubique en el "Modal 1" en dirección "X" y el segundo periodo fundamental se ubique en el "Modal 4" en dirección "Y".

**Tabla 210***Modos de vibración y periodos de la estructura – Reforzamiento*

<b>Caso</b> <b>(s.u.)</b>	<b>Modo</b> <b>(s.u.)</b>	<b>Periodo</b> <b>(seg)</b>	<b>Frecuencia</b> <b>(Hz)</b>	<b>Sum UX</b> <b>(s.u.)</b>	<b>Sum UY</b> <b>(s.u.)</b>
<b>Modal</b>	<b>1</b>	<b>0.1332<sup>*</sup></b>	<b>7.508</b>	<b>0.4143</b>	<b>0.0002</b>
Modal	2	0.1302	7.680	0.6051	0.0428
Modal	3	0.1261	7.930	0.6051	0.0971
<b>Modal</b>	<b>4</b>	<b>0.1247<sup>**</sup></b>	<b>8.019</b>	<b>0.7300</b>	<b>0.3397</b>
Modal	5	0.1203	8.313	0.7357	0.3862
Modal	6	0.1175	8.511	0.7476	0.4671
Modal	7	0.1146	8.726	0.7670	0.5678
Modal	8	0.1126	8.881	0.7670	0.5678
Modal	9	0.1111	9.001	0.7781	0.5844
Modal	10	0.1066	9.381	0.7818	0.5853
Modal	11	0.1053	9.497	0.7862	0.5963
Modal	12	0.1027	9.737	0.7862	0.6560
Modal	13	0.1020	9.804	0.7864	0.6588
Modal	14	0.1015	9.852	0.7866	0.6607
Modal	15	0.1008	9.921	0.7866	0.6705
Modal	16	0.1000	10.000	0.7873	0.6779
Modal	17	0.0992	10.081	0.7873	0.6971
Modal	18	0.0984	10.163	0.7880	0.6980
Modal	19	0.0980	10.204	0.7933	0.6990
Modal	20	0.0966	10.352	0.7933	0.6990

<sup>\*</sup>Periodo fundamental de vibración sentido “X”

<sup>\*\*</sup>Periodo fundamental de vibración sentido “Y”

En la estructura de análisis luego de haberse implementado las propuestas de reforzamiento estructurales, los valores de los periodos principales disminuyeron en sentido “X” en un 26.3% (anterior 0.1682seg y actual 0.1332seg) y en sentido “Y” en un 4.4% (anterior 0.1302seg y actual 0.1247seg), esto es debido a la incorporación de mayor rigidez a la estructura.

El “Hospital San Luis de Otavalo” tras su modelamiento con los elementos estructurales existentes presentó una rigidez con respecto a los sismos estáticos y dinámicos detallada en la Tabla 119) en el Apéndice 0 del Capítulo 5, pero, una vez incorporadas las dos alternativas de reforzamiento en la estructura como lo es con la adición de nuevos elementos de hormigón armado (vigas y losas) y el enchapado de muros de mampostería (en los dos lados de los muros con malla electrosoldada), presentó una mayor rigidez cuyos valores se describen en la Tabla 211.

**Tabla 211**

*Rigidez por nivel del “Hospital San Luis de Otavalo” – Reforzamiento*

Nivel (m)	Caso de carga (s.u.)	Rigidez en “X” (tonf/m)	Rigidez en “Y” (tonf/m)
+4.20	Sismo Estático	1473320.05	1892066.57
	Sismo Dinámico	1224978.01	1290923.46
+8.40	Sismo Estático	428501.64	411519.45
	Sismo Dinámico	171400.76	165007.50

A continuación, en la Tabla 212 se presentan los resultados de las rigideces de la estructura en sus dos condiciones, tanto en el estado actual como implementada las alternativas de reforzamiento con la finalidad de incrementar las condiciones de sismo resistencia en base a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15).

**Tabla 212**

*Rigidez de la estructura actual vs estructura reforzada*

Nivel (m)	Caso de carga (s.u.)	Rigidez en “X”			Rigidez en “Y”		
		Actual (tonf/m)	Reforzada (tonf/m)	Excede (%)	Actual (tonf/m)	Reforzada (tonf/m)	Excede (%)
+4.20	S. Estático	692886	1473320	113	1301674	1892067	45
	S. Dinámico	402805	1224978	204	877718	1290923	47
+8.40	S. Estático	337547	428502	27	385270	411519	7
	S. Dinámico	89094	171401	92	140816	165008	17

## Control de Derivas de la Estructura

### Derivas de Piso en el Sentido “X”

Los resultados de las derivas de piso en sentido “X” se detallan en la Tabla 213 y se pueden observar gráficamente representados en la Figura 272, para los cuales se ha tomado en cuenta los casos de análisis estático y dinámico.

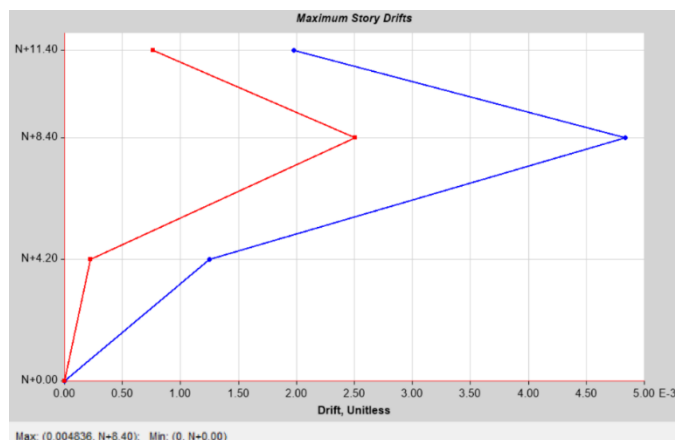
**Tabla 213**

*Derivas de piso en sentido “X” – Reforzamiento*

Nivel (m)	Combinación (s.u.)	D. elástica $\Delta_E$ (%)	F. de reducción R (s.u.)	D. inelástica $\Delta_M$ (%)	Condición $\Delta_M < 1.00\%$
N+8.40	S. Estático X	0.23	2	0.34	Cumple
N+8.40	S. Dinámico X (c. azul)	0.48	2	0.73	Cumple
N+4.20	S. Estático X	0.11	2	0.16	Cumple
N+4.20	S. Dinámico X (c. azul)	0.13	2	0.19	Cumple

**Figura 272**

*Deriva elástica máxima por sismo dinámico sentido “X” – Reforzamiento*



Se aprecia en la Tabla 213 y en la Figura 272 que las derivas de piso obtenidas en el sentido “X” mediante la aplicación del sismo estático tanto en el nivel +8.40 como en el nivel +4.20 son menores al 1%, del mismo modo con la presencia del sismo dinámico en el nivel +8.40 y en el nivel +4.20 no supera el valor del 1%.

### Derivas de Piso en el Sentido “Y”

Los resultados obtenidos de las derivas de piso en sentido “Y” se detallan en la Tabla 214 y se pueden observar gráficamente representados en la Figura 273, para los cuales se ha tomado en cuenta los casos de análisis estático y dinámico.

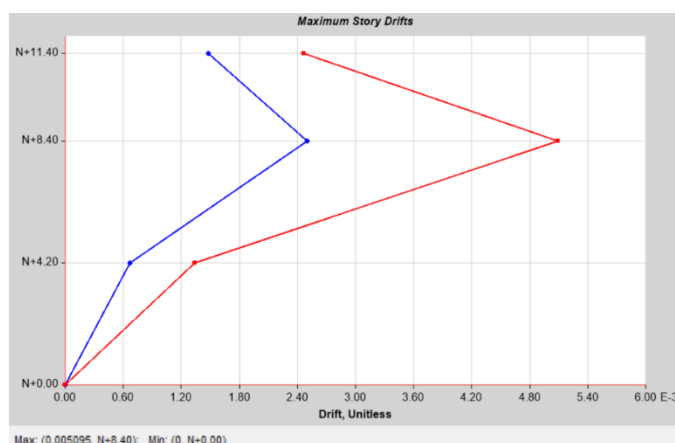
**Tabla 214**

*Derivas de piso en sentido “Y” – Reforzamiento*

Nivel (m)	Combinación (s.u.)	D. elástica $\Delta_E$ (%)	F. de reducción R (s.u.)	D. inelástica $\Delta_M$ (%)	Condición $\Delta_M < 1.00\%$
N+8.40	S. Estático Y	0.22	2	0.33	Cumple
N+8.40	S. Dinámico Y (c. rojo)	0.51	2	0.76	Cumple
N+4.20	S. Estático Y	0.10	2	0.15	Cumple
N+4.20	S. Dinámico Y (c. rojo)	0.13	2	0.20	Cumple

**Figura 273**

*Deriva elástica máxima por sismo dinámico sentido “Y” – Reforzamiento*



Se aprecia en la Tabla 214 y en la Figura 273 que las derivas de piso obtenidas en el sentido “Y” mediante la aplicación del sismo estático tanto en el nivel +8.40 como en el nivel +4.20 son menores al 1%, del mismo modo con la presencia del sismo dinámico en el nivel +8.40 y en el nivel +4.20 no supera el valor del 1% contemplado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15).

### Control de Torsión de la Estructura

#### Torsión en Planta en el Sentido “X”

Una vez implementado el reforzamiento en el programa computacional ETABS® se presentan los resultados en la Tabla 215 para los cuales se ha tomado en cuenta los casos de análisis estático y dinámico en el mismo eje que se chequeo antes de reforzar la estructura; por lo tanto, los puntos a analizar con presencia de torsión en planta como se observa en la Figura 164 y Figura 165, las figuras anteriormente mencionadas se encuentran en el Apéndice 0 del Capítulo 5.

**Tabla 215**

*Torsión en planta en sentido “X” – Reforzamiento*

Nivel	Puntos	Caso de análisis	Máx $[\Delta_i; \Delta_{i+1}]$	$(\Delta_i + \Delta_{i+1})/2$	Radio	Radio > 1.2 (T) Radio > 1.4 (At)
(m)	(s.u.)	(s.u.)	(%)	(%)	(s.u.)	(s.u.)
N+8.40	P1/P2	S. Estático X	0.096	0.081	1.178	Sin torsión
N+8.40	P1/P2	S. Dinámico X	0.114	0.101	1.133	Sin torsión
N+4.20	P3/P4	S. Estático X	0.087	0.074	1.172	Sin torsión
N+4.20	P3/P4	S. Dinámico X	0.102	0.086	1.184	Sin torsión

#### Torsión en Planta en el Sentido “Y”

Se realiza el mismo procedimiento descrito en el sentido “X” para el sentido “Y” y se presentan los resultados en la Tabla 216.

**Tabla 216**

*Torsión en planta en sentido “Y” – Reforzamiento*

Nivel	Puntos	Caso de análisis	Máx $[\Delta_i; \Delta_{i+1}]$	$(\Delta_i + \Delta_{i+1})/2$	Radio	Radio > 1.2 (T) Radio > 1.4 (At)
(m)	(s.u.)	(s.u.)	(%)	(%)	(s.u.)	(s.u.)
<b>Lado Izquierdo</b>						
N+8.40	P1/P2	S. Estático Y	0.060	0.059	1.018	Sin Torsión
N+8.40	P1/P2	S. Dinámico Y	0.072	0.072	1.007	Sin Torsión

Nivel	Puntos	Caso de análisis	Máx $[\Delta_i, \Delta_{i+1}]$	$(\Delta_i + \Delta_{i+1})/2$	Radio	Radio > 1.2 (T)	Radio > 1.4 (At)
(m)	(s.u.)	(s.u.)	(%)	(%)	(s.u.)	(s.u.)	(s.u.)
N+4.20	P5/P6	S. Estático Y	0.070	0.062	1.120	Sin Torsión	
N+4.20	P5/P6	S. Dinámico Y	0.085	0.077	1.097	Sin Torsión	
<b>Lado Derecho</b>							
N+8.40	P3/P4	S. Estático Y	0.059	0.059	1.006	Sin Torsión	
N+8.40	P3/P4	S. Dinámico Y	0.082	0.081	1.019	Sin Torsión	
N+4.20	P7/P8	S. Estático Y	0.070	0.059	1.190	Sin Torsión	
N+4.20	P7/P8	S. Dinámico Y	0.088	0.077	1.146	Sin Torsión	

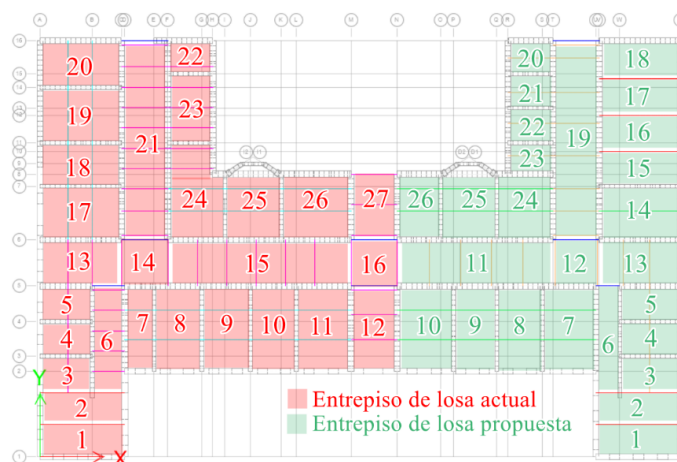
### Control de Esfuerzos y Deflexiones

#### Deflexiones en Entrepisos de Hormigón

En la estructura de análisis se identifican dos tipos de diafragmas horizontales de diferente material: losa unidireccional alivianada real y propuesta, para el análisis se verifica los resultados de los paneles discretizados para identificar el elemento finito con deflexiones más críticas en cada vano numerado por sentido en la Figura 274. Se analizan los diafragmas más representativos por paneles en cada sentido y se presentan los resultados del chequeo de deformaciones en la Tabla 217.

#### Figura 274

Paneles de análisis del entrepiso nivel +4.20 – Reforzamiento



**Tabla 217**

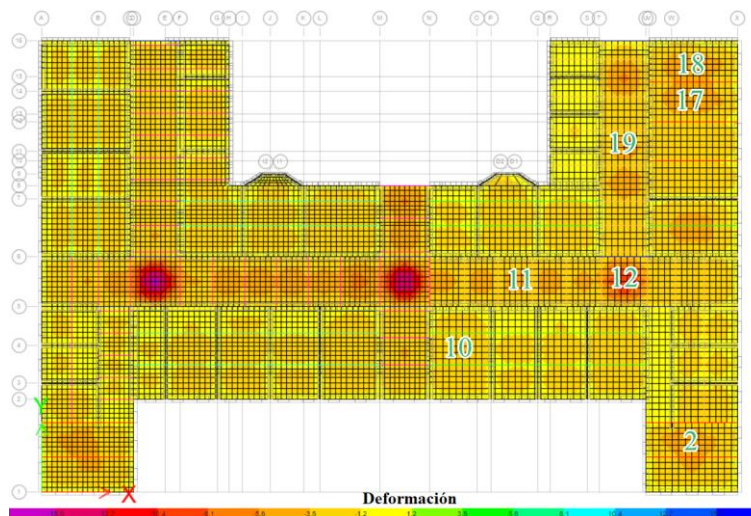
*Deformaciones calculadas vs admisibles en entrepiso – Reforzamiento*

Entrepiso de hormigón armado								
Panel	$\Delta_{act}$		L	$\Delta_{adm}$		Control $\Delta_{act} < \Delta_{adm}$		Excedencia
	CV	CT		CV	CT	CV	CT	Por CT
(#)	(cm)	(cm)	(m)	(cm)	(cm)	(s.u.)	(s.u.)	(%)
12	0.45	1.01	3.95	1.10	1.65	Cumple	Cumple	-
19	0.26	0.59	2.95	0.82	1.23	Cumple	Cumple	-
2	0.12	0.47	2.70	0.75	1.13	Cumple	Cumple	-
17	0.12	0.50	3.20	0.89	1.33	Cumple	Cumple	-
11	0.18	0.43	2.85	0.79	1.19	Cumple	Cumple	-
18	0.12	0.47	3.20	0.89	1.33	Cumple	Cumple	-
10	0.08	0.35	2.65	0.74	1.10	Cumple	Cumple	-

De acuerdo a la Tabla 217 y a la Figura 275 no existe problemas de deflexión en los diafragmas horizontales de hormigón propuestos en el control de deformaciones por carga viva y por carga total (carga viva más carga muerta).

**Figura 275**

*Deformaciones críticas del entrepiso (mm) nivel +4.20 – Reforzamiento*





## Presupuesto del Reforzamiento Estructural

Para la elaboración del presupuesto referencial del reforzamiento del “Hospital San Luis de Otavalo”, se han tomado en cuenta los valores provenientes de “Costos Directos”, sin considerar los “Costos Indirectos”.

Los valores derivados de la mano de obra se han calculado con los costos horarios mínimos establecidos por el Ministerio de Trabajo y la Contraloría General del Estado; además los precios de los equipos y materiales han sido obtenidos en base a valores reales en el mercado referenciados por la Cámara de la Industria de la Construcción (CAMICON) para el mes de enero – febrero de 2020. Todos los valores aquí expuestos son únicamente referenciales y no consideran el impuesto al valor agregado “IVA”.

### **Salarios de la Mano de Obra**

El valor de los salarios utilizados para la mano de obra necesaria para el reforzamiento del presente trabajo se detalla en la Tabla 218.

**Tabla 218**

*Salarios mínimos por Ley – Enero 2020 (salarios en dólares americanos)*

<b>Categorías</b>	<b>Salario y fondo de reserva</b>	<b>13°</b>	<b>14°</b>	<b>Aporte patronal</b>	<b>Total anual</b>	<b>Jornal real</b>	<b>Costo hora</b>
<b>Estructura ocupacional E2</b>							
Peón	410.40	410.40	400.00	598.36	6,743.96	28.82	3.60
<b>Estructura ocupacional D2</b>							
Albañil	415.75	415.75	400.00	606.16	6,826.66	29.17	3.65
Pintor	415.75	415.75	400.00	606.16	6,826.66	29.17	3.65
Fierrero	415.75	415.75	400.00	606.16	6,826.66	29.17	3.65
<b>Estructura ocupacional C1</b>							
Maestro mayor	463.52	463.52	400.00	675.81	7,565.09	32.33	4.04

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (Contraloría General del Estado, 2020).

### Costo de Materiales

El valor de los materiales utilizados para el reforzamiento estructural del “Hospital San Luis de Otavalo” se detallan en la Tabla 219, el precio de cada rubro no incluye el 12% del impuesto al valor agregado “IVA”.

**Tabla 219**

#### Costo de materiales

#	Material	Unidad	Precio unitario (USD)
1	Hormigón premezclado $f'c=240\text{kgf/cm}^2$ (hormigón, transporte, bomba y aditivo)	$\text{m}^3$	90.00
2	Encofrado para vigas (cuatro usos)	$\text{m}^2$	32.96
3	Bloque de 15x20x40cm	u	0.43
4	Encofrado/densofrado metálico alquilado para losa con puntal 3X	$\text{m}^2$	6.03
5	Acero estructural $f_y=4200\text{kgf/cm}^2$	kg	1.12
6	Alambre galvanizado 1.25mm #18 (20kg)	kg	2.15
7	Malla electrosoldada AR-84 (2.40x6.25m)	$\text{m}^2$	1.95
8	Cerámica 30x30cm en piso	$\text{m}^2$	12.79
9	Bondex plus cerámica (25kg)	saco	9.63
10	Disco de diamante #7	u	8.74
11	Emporador de cerámica (2kg)	u	2.34
12	Mortero premezclado cemento:arena 1:3 $f'c= 150\text{kgf/cm}^2$ (hormigón lanzado, transporte, bomba, aditivo)	$\text{m}^3$	98.44
13	Malla electrosoldada R-335 (2.40x6.25m)	$\text{m}^2$	8.56
11	Malla electrosoldada R-188 (2.40x6.25m)	$\text{m}^2$	7.16
12	Adhesivo epóxico para hormigón viejo a nuevo (1 kg)	u	15.08
13	Clavo para concreto de 2 ½”	u	0.28
14	Empaste exterior (20kg)	u	23.37
15	Empaste interior (20kg)	$\text{m}^2$	12.26
16	Pintura para exteriores	gln	20.15
17	Pintura para interiores	$\text{m}^2$	18.91

*Nota:* Esta tabla es tomada de la (Cámara de la Industria de la Construcción (CAMICON), 2020).

### **Volúmenes de Obra**

A partir del diseño de la propuesta de reforzamiento del “Hospital San Luis de Otavalo” detallado en los planos estructurales de reforzamiento (Anexo F) de los cuales se obtiene los volúmenes de obra necesarios en la rehabilitación del inmueble. Las cantidades de los volúmenes de obra se detalla en la Tabla 220.

**Tabla 220**

#### *Volúmenes de obra*

#	Rubro	Unidad	Cantidad
<b>Propuesta: Losa y vigas de hormigón armado</b>			
1	Retiro de cerámica de piso	m <sup>2</sup>	732.34
2	Retiro de entrepiso de madera + limpieza	m <sup>2</sup>	732.34
3	Vigas de Hormigón f'c=240kgf/cm <sup>2</sup> + encofrado – vigas de entrepiso	m <sup>3</sup>	22.96
4	Losa de Hormigón f'c=240kgf/cm <sup>2</sup> + encofrado – losa de entrepiso	m <sup>2</sup>	883.07
5	Acero de refuerzo fy=4200kgf/cm <sup>2</sup> + suministro y corte – vigas de entrepiso	kg	2,932.62
6	Acero de refuerzo fy=4200kgf/cm <sup>2</sup> + suministro y corte – losa de entrepiso	kg	2,382.21
7	Malla electrosoldada AR-84 (2.40x6.25m) de 4mm de 15x50cm – losa de entrepiso	m <sup>2</sup>	883.07
8	Cerámica 30x30cm en piso	m <sup>2</sup>	732.34
<b>Propuesta: Enchapado de muros de mampostería</b>			
9	Mortero cemento:arena 1:3 f'c=150kgf/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	36.77
10	Malla electrosoldada R-335 (2.40x6.25m) de 8mm de 15x15cm	m <sup>2</sup>	575.10
11	Malla electrosoldada R-188 (2.40x6.25m) de 6mm de 15x15cm	m <sup>2</sup>	830.00
12	Acero de refuerzo fy=4200kgf/cm <sup>2</sup> + suministro y corte	kg	689.25
13	Perforación para chichotes y relleno de epóxico	punto	1,533.00
14	Anclaje de conectores	m <sup>2</sup>	919.28
15	Estucado exterior	m <sup>2</sup>	505.72
16	Estucado interior	m <sup>2</sup>	413.56
17	Pintura exterior	m <sup>2</sup>	505.72
18	Pintura interior	m <sup>2</sup>	413.56
19	Limpieza final de la obra	m <sup>2</sup>	1,442.59

### ***Síntesis del Presupuesto Referencial***

El presupuesto referencial del reforzamiento del “Hospital San Luis de Otavalo” se detalla en la Tabla 221, dicho presupuesto considera únicamente el aspecto estructural, es decir, no toma en cuenta rubros de bodegas de materiales, señalética, limpieza previa de la obra, instalaciones eléctricas y sanitarias en el caso que las hubiese. El análisis de precios unitarios de cada uno de los rubros considerados es presentado en el (Anexo G).

**Tabla 221**

#### *Síntesis del presupuesto referencial*

#	Rubros	Unidad	Cantidad	Precio unitario (USD)	Precio total (USD)
<b>Propuesta: Losa y vigas de hormigón armado</b>					
1	Retiro de cerámica de piso	m <sup>2</sup>	732.34	2.68	1,961.86
2	Retiro de entrepiso de madera + limpieza	m <sup>2</sup>	732.34	1.33	9,74.52
3	Vigas de Hormigón f'c=240kgf/cm <sup>2</sup> + encofrado – vigas de entrepiso	m <sup>3</sup>	22.96	167.41	3,843.80
4	Losa de Hormigón f'c=240kgf/cm <sup>2</sup> + encofrado – losa de entrepiso	m <sup>2</sup>	883.07	82.79	73,107.56
5	Acero de refuerzo fy=4200kgf/cm <sup>2</sup> + suministro y corte – vigas de entrepiso	kg	2,932.62	1.89	5,549.52
6	Acero de refuerzo fy=4200kgf/cm <sup>2</sup> + suministro y corte – losa de entrepiso	kg	2,382.21	1.89	4,507.95
7	Malla electrosoldada AR-84 (2.40x6.25m) de 4mm de 15x50cm – losa de entrepiso	m <sup>2</sup>	883.07	3.50	3,094.44
8	Cerámica 30x30cm en piso	m <sup>2</sup>	732.34	23.89	17,496.94
<b>Subtotal (USD):</b>					<b>110,536.59</b>

#	Rubros	Unidad	Cantidad	Precio unitario (USD)	Precio total (USD)
<b>Propuesta: Enchapado de muros de mampostería</b>					
9	Mortero cemento:arena 1:3 f'c=150kgf/cm <sup>2</sup> Malla electrosoldada R-335	m <sup>3</sup>	36.77	164.04	6,031.90
10	(2.40x6.25m) de 8mm de 15x15cm Malla electrosoldada R-188	m <sup>2</sup>	575.10	10.78	6,199.34
11	(2.40x6.25m) de 6mm de 15x15cm	m <sup>2</sup>	830.00	9.23	7,663.37
12	Acero de refuerzo fy=4200kgf/cm <sup>2</sup> + suministro y corte	kg	689.25	1.89	1,300.10
13	Perforación para chichotes y relleno de epóxico	punto	1,533.00	1.61	2,474.16
14	Anclaje de conectores	m <sup>2</sup>	919.28	3.18	2,922.95
15	Estucado exterior	m <sup>2</sup>	505.72	5.45	2,757.11
16	Estucado interior	m <sup>2</sup>	413.56	5.26	2,177.04
17	Pintura exterior	m <sup>2</sup>	505.72	4.00	2,055.28
18	Pintura interior	m <sup>2</sup>	413.56	4.06	1,655.09
19	Limpieza final de la obra	m <sup>2</sup>	1,442.59	1.33	1,919.65
<b>Subtotal (USD):</b>					<b>37,156.00</b>
<b>Total Presupuesto Ofertado (USD):</b>					<b>147,692.59</b>

El presupuesto requerido para la implementación de sistema de reforzamiento que incluye los nuevos elementos estructurales como: losa y vigas de hormigón armado y enchapado de muros de mampostería, es de CIENTO CUARENTA Y SIETE MIL SEISCIENTOS NOVENTA Y DOS DÓLARES CON 59/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE NORTEAMÉRICA (USD 147,692.59) NO INCLUYE IVA.

## Capítulo VII

### Conclusiones y Recomendaciones

#### Conclusiones

- El “Hospital San Luis de Otavalo” es una estructura de mampostería no reforzada, considerada por el Instituto Nacional de Patrimonio Cultural del Ecuador (INPC) como un bien inmueble patrimonial con grado de protección parcial. El análisis de la vulnerabilidad sísmica se desarrolló mediante dos metodologías, que son: la metodología FEMA P – 154 avalado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15) y la metodología Benedetti y Petrini; los resultados de dichas metodologías caracterizaron a la estructura con “vulnerabilidad alta” frente a la presencia de acciones sísmicas.
- El modelo analítico de la estructura de estudio fue desarrollado con el software computacional de análisis y diseño estructural ETABS® (versión 16.2.1.); el respaldo técnico para el ingreso de datos (geometría y propiedades físico – mecánicas), fueron obtenidas mediante la ejecución de ensayos relacionados a la geotecnia y mecánica de materiales, los cuales proporcionaron una caracterización de la estructura con la siguiente información: perfil de suelo “Tipo D” con una capacidad portante igual a  $11.45\text{tonf/m}^2$ , los materiales de madera son de eucalipto “Tipo B”, los materiales de hormigón armado tiene una resistencia a la compresión igual a  $210\text{kgf/cm}^2$  y los muros de mampostería de ladrillos poseen una resistencia a la compresión de  $45.88\text{kgf/cm}^2$  “Planta Baja” y  $34.20\text{kgf/cm}^2$  “Planta Alta”.
- Los problemas identificados en el análisis del estado actual de la estructura son: exceso de deriva inelástica de piso mediante el método dinámico en sentido “X” (120%), presencia de torsión en planta en sentido “X” de los muros perimetrales, sobreesfuerzos a tracción y corte identificados en las esquinas de puertas y ventanas

de los muros perimetrales y deflexiones que superan los valores admisibles en viguetas y entresijos de madera. Debido a lo mencionado anteriormente se proponen dos alternativas de reforzamiento estructural que son: incorporación de secciones de hormigón armado (vigas y losas) y enchapado de muros de mampostería (muros perimetrales).

- Las alternativas de reforzamiento estructural fueron diseñadas siguiendo las normativas técnicas: NEC – 15, ACI 318 S – 19 y NSR – 10. En la inserción de elementos de hormigón armado (vigas y losas), las características de los materiales usados fueron: hormigón con resistencia a la compresión igual a  $240\text{kgf/cm}^2$  y acero de refuerzo con límite de fluencia igual a  $4200\text{kgf/cm}^2$ , que sirvió para homogeneizar el diafragma horizontal de entresijo y solucionar la deflexión presente en elementos de madera. Además en la implementación del enchapado de muros de mampostería, los cuales tienen dos capas de mortero de 4cm a cada lado, los muros perimetrales en sentido “X” tienen una malla electrosoldada AR-335 ( $\text{Ø}8\text{mm}@15\text{cm}$ ) y en sentido “Y” una malla R-188 ( $\text{Ø}6\text{mm}@15\text{cm}$ ), las características de los materiales usados fueron: mortero con resistencia a la compresión igual a  $150\text{kgf/cm}^2$  y acero de refuerzo con límite de fluencia igual a  $5000\text{kgf/cm}^2$ , esta alternativa permite redistribuir la concentración de esfuerzos de compresión, tracción y corte generados en los paneles de mampostería debido a la acción de fuerzas sísmicas; aumentando la rigidez de la estructura en la planta baja ante la acción del sismo estático en sentido “X” el 113% y en sentido “Y” el 45% mientras que ante la acción del sismo dinámico incrementó en sentido “X” el 204% y en sentido “Y” el 47%.
- El presupuesto referencial para la primera propuesta de reforzamiento con la incorporación de elementos de hormigón armado (vigas y losas) es de USD 110,536.59 y para la segunda propuesta de enchapado de muros de mampostería

(muros perimetrales) es de USD 37,156.00; el presupuesto total de la suma de las dos propuestas es de USD 147,692.59, los valores no incluyen impuesto al valor agregado (IVA).

### **Recomendaciones**

- Los resultados recabados del análisis de vulnerabilidad sísmica del “Hospital San Luis de Otavalo”, representan el nivel de inseguridad que caracteriza a las estructuras patrimoniales de mampostería portante no reforzadas existentes en la serranía ecuatoriana, debido a esto se recomienda difundir la información del presente trabajo a fin de que las metodologías aplicadas puedan ser utilizadas en otras edificaciones de similar tipología estructural, permitiendo así evaluar su nivel de vulnerabilidad, lo cual servirá para el diseño de programas de mitigación de riesgo sísmico.
- Los ensayos relacionados a la geotecnia y mecánica de materiales, deben ser ejecutados siguiendo los respectivos procedimientos técnicos definidos en: Norma Técnica Ecuatoriana (NTE INEN), American Society for Testing and Materials (ASTM) y Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15); además en estructuras patrimoniales no es recomendable realizar ensayos destructivos pues se corre el riesgo de alterar o debilitar el comportamiento estructural de la edificación.
- En el reforzamiento estructural se debe tomar en cuenta los límites de intervención expuestos por el Instituto Nacional de Patrimonio Cultural del Ecuador (INPC), dependiendo del grado de protección del bien inmueble de estudio.
- En la implementación del reforzamiento estructural del “Hospital San Luis de Otavalo” se recomienda realizar su proceso constructivo en etapas debido a que la estructura es la única que brinda servicios hospitalarios continuos para la población otavaleña,



por lo tanto, las alternativas deben garantizar la seguridad plena de la estructura, trabajadores y ocupantes.

- Es recomendable en el caso de estudio realizar las dos alternativas de rehabilitación estructural, ya que proporciona un adecuado comportamiento sísmico, además es económicamente viable debido a que el precio referencial propuesto representa un 21.50% del avalúo de la construcción (USD 695,302.25) (Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Otavalo, 2019).

## Bibliografía

- ACI 318 S-19. (2019). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. Michigan, Estados Unidos: American Concrete Institute.
- Aguilar, I., & Lumbi, E. (2014). Diagnóstico y propuesta de reforzamiento estructural de una edificación representativa en el barrio Atucucho de Quito. (*Tesis de grado*). Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.
- American Institute of Steel Construction. (2005). *Seismic provisions for structural steel buildings*. Chicago: American Institute of Steel Construction, Inc.
- (2018). *Anatomía del leño*. Los árboles. Obtenido de <http://www.losarbolesmagicos.org/?p=538>
- Arosteguí, M., & Erazo, J. (2018). Análisis de vulnerabilidad y propuesta de reforzamiento sísmico de la estructura mixta de abobe-madera de la Unidad Educativa "Santa Catalina Labouré". (*Tesis de grado*). Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí, Ecuador.
- ASCE/SEI 7-16 (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures). (2016). ASCE/SEI 7-16. Reston, Virginia, Estados Unidos: American Society of Civil Engineers.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica-AIS. (2001). *Manual de construcción, evaluación y rehabilitación sísmo resistente de estructuras de mampostería*. Bogotá, Colombia: Fondo para la reconstrucción y desarrollo social del eje cafetero-FOREC.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica-AIS. (2001). *Manual para la rehabilitación de viviendas construidas en adobe y tapia pisada*. Bogotá, Colombia: Fondo para la reconstrucción y desarrollo social del eje cafetero-FOREC.
- ASTM C805. (2018). Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D1586-11. (2011). Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D2216. (2010). Standard Test Methods for Laboratory - Determination of Water (Moisture) Content of Soils and Rock by Mass. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D4318-10. (2010). Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit and Plasticity Index of Soils. American Society for Testing and Materials.

- ASTM D433-63. (2007). Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D5777-00 . (2011). Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigacion. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D854 - 14. (2014). Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil - Solids by Water Pycnometer. American Society for Testing and Materials.
- Barbat, A. (1998). *El riesgo sísmico en el diseño de edificios*. Madrid: Calidad Siderúrgica.
- Barona, Á., & Gutiérrez, D. (2017). Análisis estructural y propuesta de alternativas de reforzamiento para el Laboratorio del Departamento de Ciencias de Energía y Mecánica de la Universidad de Las Fuerzas Armadas - ESPE. (*Tesis de grado*). Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí, Ecuador.
- Beauval, C., Marinière, J., Yepes, H., Audin, L., Nocquet, J.-M., Alvarado, A., . . . Jomard, H. (03 de Abril de 2018). A New Seismic Hazard Model for Ecuador. *ResearchGate*, 1-22.
- Benedetti, D., Benzoni, G., & Parisi, M. (1988). Seismic vulnerability and risk evaluation for old urban nuclei. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
- BIO&GEO. (s.f.). *Biología y Geología*. Obtenido de <https://bioygeologia.weebly.com/escala-de-richter-y-de-mercalli.html>
- Blondet, M., Gladys, V., & Svetlana, B. (Abril de 2003). Construcciones de Adobe resistentes a los terremotos. Perú.
- Bosch. (2018). *Manual de usuario - D-tect 150 Professional*. Stuttgart, Alemania.
- Bowles, J. (1997). *Foundation analysis and design* (Quinta ed.). Peoria, Illinois, Estados Unidos: McGraw-Hill.
- Braja M. Das. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica - Cuarta Edición*. México: Cengage Learning Editores S.A.
- Burbano, A., & Cevallos, A. (2019). Análisis estructural y propuesta de reforzamiento del edificio de la Cámara de la Industria de la Construcción con proyección para el incremento de un piso adicional. (*Tesis de grado*). Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí, Ecuador.
- Caiza, M., & González, C. (2018). 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 Sangolquí. (*Tesis de grado*). Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí.

- Cámara de la Industria de la Construcción (CAMICON). (Febrero de 2020). Rubros referenciales Enero - Febrero 2020 . *Revista de la Cámara de la Industria de la Construcción*.
- Cánepa, M. J. (2019). Tipo de macizos. *Estilo propio: arquitectura, diseño y otros placeres*, 1-23.
- Carazas, W. (2016). *Adobe: Anti-seismic construction handbook*. Villefontaine, Francia.
- Cardona, O. (1999). *Vulnerabilidad sísmica de hospitales: fundamentos para ingenieros y arquitectos*. Barcelona: Centre Internacional de Metodes Numerics en Enginyeria (CIMNE).
- Carmona, J. (2014). Estudio de resultados de ensayo de penetración estándar (SPT) para el factor de corrección y el ángulo de fricción del suelo usando diferentes tipos de correlaciones. (*Tesis de grado*). Universidad Católica de Colombia, Bogotá, Colombia.
- Carnevale, E., Rakotomamonjy, B., Gutiérrez, E., & Abad, M. d. (2015). *Orientaciones para la conservación de inmuebles patrimoniales de tierra en Cuenca*. Cuenca, Ecuador: Instituto Nacional de Patrimonio Cultural (INPC). Obtenido de <http://whc.unesco.org/document/142073>
- Carpeta, E. (2014). Determinación del índice de vulnerabilidad sísmica de siete viviendas mediante cuatro metodologías en la ciudad de Bogotá. (*Tesis de grado*). Universidad Piloto de Colombia, Bogotá, Colombia.
- Castro, A., & Fusario, R. (1999). *Teleinformática para ingenieros en sistemas de información*. Barcelona: Reverte.
- Catota, E., & Morales, L. (2016). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de la carrera de trabajo social de la Universidad Central del Ecuador. (*Tesis de grado*). Universidad Central del Ecuador, Quito, Pichinca, Ecuador.
- Cedar Lake Ventures, Inc. (Enero de 2020). *WeatherSpark.com*. Obtenido de <https://es.weatherspark.com/y/20032/Clima-promedio-en-Otavalo-Ecuador-durante-todo-el-a%C3%B1o>
- Chunga, K. (2016). *Geología de terremotos y tsunamis*. Quito, Ecuador: Sección Nacional del Ecuador del Instituto Panamericano de Geografía e Historia (IPGH).
- Computers and Structures, I. (2015). *CSI Analysis Reference Manual*. Estados Unidos.
- Contraloría General del Estado. (2020). Salarios mínimos por Ley - Enero 2020. 2.
- CPE INEN 5 (Mampostería de ladrillo). (1984). *Código Ecuatoriano de la Construcción*. Quito: Instituto Ecuatoriano de Normalización.

- Crespo, C. (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones* (Quinta ed.). México, DF, México: Limusa.
- D'Ercole, R., & Trujillo, M. (2003). *Amenazas, vulnerabilidad, capacidades y riesgos en el Ecuador*. Quito: Ekseption.
- El Telégrafo. (07 de Diciembre de 2014). *El Telégrafo*. Obtenido de <https://www.eltelegrafo.com.ec/noticias/2014/1/la-catedral-de-la-inmaculada-como-arte-en-la-ciudad-de-cuenca>
- Escuela Politécnica Nacional. (16 de Agosto de 2017). *Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional*. Obtenido de <https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/1505-el-terremoto-de-ibarra-del-16-de-agosto-de-1868>
- Espinosa, A., & Salazar, A. (2011). Propiedades físico mecánicas de uniones clavadas y empernadas, sometidas a compresión, con madera tipo A, tipo B y tipo C: Guayacán, Eucalipto y Fernansánchez; para el diseño estructural de la cubierta del proyecto Casa Montufar 623 (FONSAL). (*Tesis de grado*). Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí, Ecuador.
- Espinoza, F. (1999). Determinación de características dinámicas de estructuras. (*Tesis doctoral*). Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Fernández, L., & Paredes, P. (2010). Investigación teórico experimental de un sistema estructural alternativo. (*Tesis de grado*). Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.
- Flores, C. (2 de Marzo de 2017). Vulnerabilidad sísmica del edificio de la facultad de filosofía, comercio y administración de la UCE con la norma ecuatoriana de la construcción (NEC SE-RE 2015). (*Tesis de grado*). Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador.
- Fritz, A. (2015). *Manual - La construcción de viviendas en madera*. Corporación Chilena de la madera.
- Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Otavalo. (2019). *Certificado de Información Catastral Urbano*. Otavalo.
- Gómez, I. (4 de Abril de 2018). *Ibarra es turismo*. Obtenido de <https://ibarraesturismo.wordpress.com/2018/04/04/fiestas-de-el-retorno/>
- Guía práctica para la ejecución de estudios geotécnicos y trabajos de cimentación. (2015). NEC-15. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI).

- Guía práctica para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras. (2015). NEC-15. Quito, Ecuador: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI).
- Henao, D. (2013). Identificación de las propiedades dinámicas de una estructura sometida a vibración ambiental empleando análisis espectral. (*Tesis de maestría*). Universidad EAFIT, Medellín.
- Hurtado, V., & Alba, L. (2008). Implementación del modelo de índice de vulnerabilidad ajustado a una edificación histórica con estructura de varios materiales. (*Tesis de grado*). Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia.
- INEN 689. (1982). Mecánica de suelos - Ensayo de penetración estándar. Quito: Instituto Ecuatoriano de Normalización.
- Instituto Geofísico Militar (IGM). (2016). *Informe sísmico para el año 2016*. Instituto Geofísico Militar (IGM): Quito.
- Instituto Nacional de Patrimonio Cultural. (2011). *Instructivo para fichas de registro e inventario: Bienes inmuebles*. Quito, Pichincha, Quito: Ediecuatorial.
- Instituto Otavaleño de Antropología (IOA). (1978). *Fotografía panorámica del "Hospital San Luis de Otavalo" año 1978*. Otavalo, Imbabura, Ecuador.
- ITINTEC. (1978). Elementos de Arcilla cocida - Ladrillos de Arcilla usados en Albañilería. En N. T. Peruana. Lima: Instituto Nacional de Defensa de la Competencia y de la Protección de la Propiedad Intelectual.
- Jaguaco, S. d. (2007). Uso del adobe como material de construcción. (*Tesis de grado*). Escuela Politécnica Nacional, Quito.
- Junta del Acuerdo de Cartagena (PADT-REFORT). (2000). *Manual de diseño para maderas del Grupo Andino*. Lima, Perú: Junta del Acuerdo de Cartagena.
- López, M. (2003). Determinación in situ de propiedades ingenieriles de los suelos y su relación con el ensayo normal de penetración. (*Tesis de grado*). Universidad Tecnológica Nacional de Buenos Aires, Buenos Aires, Argentina.
- López, P. (2012). Caracterización de ladrillos históricos. *Instituto de Geociencias*, 75.
- Manitio, G., & Vásconez, S. (2013). Estudio de vulnerabilidad y reforzamiento estructural de un inmueble patrimonial del Distrito Metropolitano de Quito. (*Tesis de grado*). Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.
- Meli, R. (1999). *Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos*. México: Fundación ICA. A.C.
- NEC-SE-AC (Estructuras de Acero). (2015). NEC-15. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI).

- NEC-SE-CG (Cargas no sísmicas). (2015). NEC-15. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI).
- NEC-SE-DS (Peligro Sísmico). (2015). NEC-15. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI).
- NEC-SE-GC (Geotecnia y Cimentaciones). (2015). NEC-15. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI).
- NEC-SE-HM (Estructuras de hormigón armado). (2015). NEC-15. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI).
- NEC-SE-MD (Estructuras de madera). (2015). NEC-15. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI).
- NEC-SE-MP (Mampostería estructural). (2015). NEC-15. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI).
- NEC-SE-RE (Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras). (2015). NEC-15. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI).
- NSR-10 (Título D-Mampostería estructural). (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. Bogotá: Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.
- NTE INEN 2167. (2017). Varillas corrugadas y lisas de acero al carbono laminadas en caliente, soldables, microaleadas o termotratadas, para hormigón armado, requisitos. Quito: Instituto Ecuatoriano de Normalización.
- NTE INEN 2209. (2012). Mallas electrosoldadas para refuerzo de hormigón elaboradas con alambres de acero conformados en frío. Quito: Instituto Ecuatoriano de Normalización.
- NTE INEN 293. (1997). Ladrillos cerámicos - Definiciones, clasificación y condiciones generales. Quito: Instituto Ecuatoriano de Normalización.
- NTE INEN 294. (1977). Ladrillos cerámicos - Determinación de la resistencia a la compresión. Quito: Instituto Ecuatoriano de Normalización.
- NTE INEN 297. (1977). Ladrillos cerámicos - Requisitos. Quito: Instituto Ecuatoriano de Normalización.
- OpenStreetMap. (2019). *Mapa electrónico navegable de servicio de datos de acceso libre*. Fundación OpenStreetMap (OSMF). Obtenido de [www.openstreetmap.org](http://www.openstreetmap.org)
- Organización Panamericana de la Salud. (1993). *Mitigación de desastres en las instalaciones de la salud. Evaluación y reducción de la vulnerabilidad física y funcional*. Washington, D.C.

- Organización Panamericana de la Salud. (2000). *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. Washington, D.C., Estados Unidos: Serie Mitigación de Desastres.
- Proakis, J., & Manolakis, D. (2007). *Tratamiento digital de señales*. Madrid: PEARSON EDUCACIÓN S.A.
- Quinde, P., & Reinoso, E. (Abril de 2016). Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca. *Ingeniería Sísmica*(94), 1-26. Obtenido de Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca: [http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0185-092X2016000100001](http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2016000100001)
- Rivadeneira, F., Mónica, S., Alvarado, A., Egred, J., Troncoso, L., Vaca, S., & Yepes, H. (2007). *Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador*. Quito, Ecuador: Corporación Editora Nacional.
- Rodas, H. (2014). *Estructuras 1 - Apuntes de Clase*. Cuenca: Gráficas del Sur.
- Rosas, C., & Torres, A. (2014). Utilización del ladrillo en acabados constructivos. (*Tesis de grado*). Universidad de Cuenca, Cuenca.
- Safina, S. (2002). Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico. (*Tesis doctoral*). Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- Salto, R. (2012). *Ficha de inventario del "Hospital San Luis de Otavalo"*. Instituto Nacional de Patrimonio Cultural del Ecuador, Quito, Pichincha, Ecuador.
- San Félix, A. (1988). *Monografía de Otavalo* (Vols. I, II). Otavalo: Instituto Otavaleño De Antropología.
- Schmertmann, J., Brown, P., & Hartman, J. (1978). *Improved strain influence factor diagrams*. New York, Estados Unidos: American Society of Civil Engineers.
- Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos (SNGR). (s.f.). *148 años del "Terremoto de Ibarra"*. Obtenido de Servicio Nacional de Gestión de Riesgos y Emergencias: <https://www.gestionderiesgos.gob.ec/148-anos-del-terremoto-de-ibarra/#>
- Senplades. (2016). Evaluación de los Costos de Reconstrucción - Sismo en Ecuador - abril 2016. Quito, Pichincha, Ecuador.
- SIGWEB. (2011). *El Portal de Prevención de Riesgos*. Obtenido de <http://www.sigweb.cl/wp-content/uploads/biblioteca/RichterMercalli.pdf>



- U.S. Geological Survey y la Escuela Politécnica Nacional. (2003). Mapa de Fallas y Pliegues Cuaternarios de Ecuador y Regiones Oceánicas Adyacentes.
- Yépez, F., Canas, J., & Barbat, A. (1995). Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería. (*Monografía CIMNE IS-12*). Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, España.
- Zea, N. (2005). Caracterización de las arcillas para la fabricación de ladrillos artesanales. (*Tesis de grado*). Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala.

**Anexos**

<b>Código</b>	<b>Contenido</b>
<b>Anexo A</b>	Ficha de Inventario del "Hospital San Luis de Otavalo"
<b>Anexo B</b>	Planos arquitectónicos
<b>Anexo C</b>	Planos estructurales
<b>Anexo D</b>	Ensayo de penetración estándar (SPT)
<b>Anexo E</b>	Ensayo de esclerometría
<b>Anexo F</b>	Planos estructurales – Reforzamiento
<b>Anexo G</b>	Análisis de precios unitarios (APUS)