



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

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

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

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

**TEMA: ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA
IGLESIA “NUESTRA SEÑORA DE LA MERCED”, UBICADA
EN EL CENTRO HISTÓRICO DE LA CIUDAD DE QUITO**

AUTOR: CARRIÓN GRANJA, JONATTAN PAÚL

DIRECTOR: ING. ZUÑIGA GALLEGOS, JORGE O.

SANGOLQUÍ

2016



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

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, “Análisis de Vulnerabilidad Sísmica de la Iglesia “Nuestra Señora de La Merced”, ubicada en el Centro Histórico de la ciudad de Quito” ha sido revisado en su totalidad y analizado por el software anti-plagio, el mismo cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE, por lo tanto me permito acreditarlo y autorizar al señor **JONATTAN PAÚL CARRIÓN GRANJA** para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 08 de agosto del 2016

**ING. JORGE ZUÑIGA GALLEGOS
DIRECTOR**



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

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, **JONATTAN PAÚL CARRIÓN GRANJA**, con cédula de identidad N° 1600536724, declaro que este trabajo de titulación “**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA IGLESIA “NUESTRA SEÑORA DE LA MERCED”**”, UBICADA EN EL CENTRO HISTÓRICO DE LA CIUDAD DE QUITO” ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros considerándolos en las citas bibliográficas.

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

Sangolquí, 08 de agosto del 2016

JONATTAN PAUL CARRIÓN GRANJA
C.C 160053672-4



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

AUTORIZACIÓN

Yo, **JONATTAN PAÚL CARRIÓN GRANJA**, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE publicar en la biblioteca Virtual de la Institución el presente trabajo de titulación "ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA IGLESIA "NUESTRA SEÑORA DE LA MERCED", UBICADA EN EL CENTRO HISTÓRICO DE LA CIUDAD DE QUITO" cuyo contenido, ideas y criterios son de mi autoría y responsabilidad.

Sangolquí, 08 de agosto del 2016

JONATTAN PAÚL CARRIÓN GRANJA

C.C 160053672-4

DEDICATORIA

El presente trabajo se lo dedico a Dios que sobre todo nos brinda la oportunidad de continuar con vida y junto a su protección todo es posible, se lo dedico a mis hermanos que me inspiran a crear un nuevo futuro para ellos y todos mis docentes que confiaron en mí y me dieron la oportunidad de alcanzar esta meta.

Jonattan Paúl Carrión Granja

AGRADECIMIENTO

A mi padre y cómplice que con su empeño y ánimo supo levantarme en cada reto presentado, a mi madre y guía que con su fuerza y coraje me mantuvo firme en cada paso que di y a mi querida novia y amiga que estuvo siempre a mi lado sin importar el tiempo ni las caídas, de corazón muchas gracias por ser parte de este logro y sobre todo por formar parte de mí.

Jonattan Paúl Carrión Granja

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	iii
AUTORIZACIÓN	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
ÍNDICE DE CONTENIDOS	vii
ÍNDICE DE TABLAS	xii
ÍNDICE DE FIGURAS	xv
RESUMEN	xxii
ABSTRACT	xxiii
CAPÍTULO 1 GENERALIDADES	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Antecedentes.....	2
1.2. Objetivos.....	4
1.2.1. Objetivo General.....	4
1.2.2. Objetivos Específicos.....	4
CAPÍTULO 2 EDIFICIO DE ESTUDIO	5
2.1. Introducción.....	5
2.2. Ubicación Geográfica.....	5
2.3. Arquitectura.....	7

2.4. Materiales & Estructuración	11
2.4.1. Materiales.....	11
2.4.2. Estructuración	16
2.5. Análisis de Cargas	31
2.5.1. Carga Muerta	32
2.5.2. Carga Viva	32
2.5.3. Combinaciones de Carga.....	33
CAPÍTULO 3 RIESGO SÍSMICO	34
3.1. Introducción.....	34
3.2. Sismicidad Histórica	35
3.3. Afectaciones Locales	37
3.3.1. Sismo del 15 de marzo de 1645.....	38
3.3.2. Sismo de 1660	38
3.3.3. Sismo del 20 de Junio de 1698	38
3.3.4. Sismo del 28 de abril de 1755.....	38
3.3.5. Sismos registrados durante el siglo XX y siglo XXI.....	39
3.4. Zonificación Sísmica	39
3.4.2. Factores de Sitio	42
3.5. Espectro Elástico Horizontal de Diseño en Aceleraciones.....	44
3.6. Espectro de Análisis.....	45

3.6.1. Fuerzas Laterales Estáticas	46
CAPÍTULO 4 ESTUDIO DE VULNERABILIDAD	48
4.1 Introducción.....	48
4.2 Vulnerabilidad en Estructuras Históricas.....	48
4.3 Análisis de vulnerabilidad.....	50
4.3.1 Clases de vulnerabilidad sísmica	50
4.3.2 Metodologías para el estudio de vulnerabilidad sísmica	51
4.4 Experiencias.....	51
4.4.1 Italia.....	51
4.4.2 Nicaragua, Colombia, Ecuador & Barcelona	54
4.4.3 México	55
4.5 Mecanismos de falla en iglesias.....	57
4.6 Metodología y aplicación del método italiano.....	60
4.6.1 Aplicación del método - Iglesia “Nuestra Señora de La Merced” ...	67
4.7 Metodología y aplicación del método de Índice de Vulnerabilidad - Proyecto Risk-UE	71
4.7.1 Aplicación del método - Iglesia “Nuestra Señora de La Merced” ...	75
CAPÍTULO 5 MODELO DIGITAL	80
5.1 Introducción.....	80
5.1.1 Materiales.....	80

5.1.2 Cimentación	81
5.1.3 Geometría	81
5.1.4 Losas de entrepiso y terrazas	83
5.1.5 Cargas.....	83
5.1.6 Combinaciones de Carga.....	84
5.2 Introducción al Programa SAP2000	84
5.2.1 Tipos de Elementos Shell.....	84
5.2.2 Relación de lados.....	85
5.3 Procedimiento de resolución utilizando SAP2000.....	88
5.3.1 Unidades de trabajo	89
5.3.2 Geometría de la Estructura	89
5.3.3 Definición de materiales	93
5.4 Criterios de Falla	102
5.5 Esfuerzos Principales.....	104
5.6 Análisis & Resultados Gráficos	105
5.6.1 Análisis Lineal Estático	105
5.6.2 Análisis Espectral Modal	106
5.6.3 Análisis No Lineal Tiempo – História.....	114
5.6.4 Esfuerzos por combinaciones NEC-SE.....	141

CAPÍTULO 6 REFORZAMIENTOS.....	144
6.1 Introducción.....	144
6.2 Técnicas de Refuerzo	145
6.3 Intervenciones en la Iglesia Nuestra Señora de La Merced	148
6.4 Propuestas de Reforzamiento.....	151
CAPÍTULO 7 COMENTARIOS FINALES	164
7.1 Conclusiones.....	164
7.2 Recomendaciones.....	165
7.3 Referencias Bibliográficas.....	168

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Resistencia mínima a compresión de ciertas rocas	13
Tabla 2 Propiedades mecánicas de mamposterías de edificios históricos.	15
Tabla 3 Pesos Volumétricos	32
Tabla 4 Cargas de acuerdo a la ocupación	33
Tabla 5 Terremotos registrados	36
Tabla 6 Sismos Corticales que han Afectado a Quito	36
Tabla 7 Factor de zona "Z". NEC-SE	40
Tabla 8 Clasificación de los perfiles de suelo	41
Tabla 9 Clasificación de los perfiles de suelo.	42
Tabla 10 Factores de sitio Fa.....	42
Tabla 11 Factores de sitio Fd.....	43
Tabla 12 Factor del comportamiento inelástico del subsuelo Fs.	43
Tabla 13 Resultados obtenidos aplicando las provisiones del Eurocode 8.	52
Tabla 14 Resultados obtenidos aplicando las provisiones del NCSE-02....	53
Tabla 15 Mecanismos de colapso en Iglesias.....	57
Tabla 16 Mecanismos de colapso en Iglesias.....	58
Tabla 17 Mecanismos de colapso en Iglesias.....	59
Tabla 18 Descripción parámetros de evaluación No. 1, 2 & 3	61
Tabla 19 Descripción parámetros de evaluación No. 4 & 5	62
Tabla 20 Descripción parámetros de evaluación No. 6 & 7	63
Tabla 21 Descripción parámetros de evaluación No. 8, 9 & 10	64
Tabla 22 Descripción parámetros de evaluación No. 11 & 12	65

Tabla 23	Calificación y peso de ponderación de ítems de vulnerabilidad...	66
Tabla 24	Escala global de vulnerabilidad.....	66
Tabla 25	Calificación y peso de ponderación de ítems de vulnerabilidad...	70
Tabla 26	Escala global de vulnerabilidad.....	71
Tabla 27	Índice de vulnerabilidad y parámetro β para diferentes tipologías	73
Tabla 28	Modificadores de vulnerabilidad generales.....	74
Tabla 29	Escala global de vulnerabilidad.....	75
Tabla 30	Modificadores de vulnerabilidad.....	76
Tabla 31	índices de vulnerabilidad - finales	76
Tabla 32	Matriz de probabilidad de daño - valores inferiores de μ_D	77
Tabla 33	Matriz de probabilidad de daño - valores medios de μ_D	78
Tabla 34	Matriz de probabilidad de daño - valores superiores de μ_D	78
Tabla 35	Listado de Acelerogramas	97
Tabla 36	Listado de Acelerogramas	98
Tabla 37	Periodos de Vibración, Frecuencias & Rigidez	113
Tabla 38	Participación Modal.....	113
Tabla 39	Porcentaje de daño – Tracción (Mg: 3.5 – 6.0).....	130
Tabla 40	Porcentaje de daño – Tracción (Mg: 7.0 – 8.2).....	131
Tabla 41	Porcentaje de daño – Compresión (Mg: 3.5 – 6.0)	135
Tabla 42	Porcentaje de daño – Compresión (Mg: 7.0 – 8.2)	135
Tabla 43	Criterio de daño	140
Tabla 44	Evaluación de daño con combinaciones (NEC-SE)	142
Tabla 45	Técnicas tradicionales de refuerzo (EECCP, 2006b).....	146

Tabla 46	Técnicas tradicionales de refuerzo (EECCP, 2006b).....	147
Tabla 47	Técnicas modernas de refuerzo (EECCP, 2006b).....	147
Tabla 48	Técnicas modernas de refuerzo (EECCP, 2006b).....	148
Tabla 49	Refuerzo Cúpula Media Naranja.....	153
Tabla 50	Refuerzo Cúpula Elíptica	154
Tabla 51	Refuerzo Cúpulas en Bóvedas Laterales.....	155
Tabla 52	Refuerzo Cubiertas en Bóvedas	156
Tabla 53	Refuerzo Torre.....	157
Tabla 54	Refuerzo Fachada.....	158
Tabla 55	Refuerzo Claustro	159
Tabla 56	Refuerzo Muros del Claustro	160
Tabla 57	Refuerzo Coro – Arco Inferior de la Torre.....	161
Tabla 58	Refuerzo Arcos Interiores – Crucero.....	162
Tabla 59	Refuerzo Fachada.....	163

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Iglesia Nuestra Señora de La Merced.....	2
Figura 2: Macro localización - “Convento La Merced”.....	6
Figura 3: Micro- localización “Convento La Merced”.....	6
Figura 4: Planta “Convento La Merced”.....	7
Figura 5: Torre Basílica de La Merced - 47 metros de altura.....	7
Figura 6: Nave Central.....	8
Figura 7: Patio.....	8
Figura 8: Fuente de agua.....	9
Figura 9: Gran Puerta (“Perdón”).....	9
Figura 10: Escalera que conduce a la planta alta del claustro.....	10
Figura 11: Planta baja del claustro, compuesto de columnas de piedra.....	11
Figura 12: Diferentes tipos de elementos de piedras.....	12
Figura 13: Modalidades de mampostería.....	14
Figura 14: Media Naranja – Tejuelo.....	17
Figura 15: Cubiertas del Convento	17
Figura 16: Interior de las Cubiertas.....	18
Figura 17: Vigas vistas desde el exterior	18
Figura 18: Vigas de madera embebidas en techo falso	19
Figura 19: Vigas vistas desde interior	19
Figura 20: Partes de un Arco	20
Figura 21: Tipos de Arcos.....	20
Figura 22: Arcos Interiores.....	21

Figura 23: Tipos de bóvedas	21
Figura 24: Interior Nave - Iglesia.....	22
Figura 25: Tejuelos Exterior Nave Central.....	22
Figura 26: Entrepiso – Madera y zuros	23
Figura 27: Muros de ladrillo	24
Figura 28: Pilares Piso Inferior.....	25
Figura 29: Pilares Piso Superior	25
Figura 30: Columnas esquineras	26
Figura 31: Columnas iglesia.....	26
Figura 32: Gradas de acceso habitaciones de curas	27
Figura 33: Gradas de Ingreso a Secretaría.....	27
Figura 34: Material pétreo cimentación.....	28
Figura 35: Anillo medio e interior & Patio Central	28
Figura 36: Fachada Iglesia La Merced – Calle Chile	29
Figura 37: Interior de la Torre	30
Figura 38: Exterior de la Torre	30
Figura 39: Campana Central “Nuestra Madre”	31
Figura 40: Campanas del contorno.....	31
Figura 41: Triángulo de Riesgo.....	34
Figura 42: Construcciones de adobe dañadas - sismo de 1987.....	37
Figura 43: Basílica La Dolorosa (Ibarra) - Iglesia de Guápulo (Quito).	37
Figura 44: Ecuador, zonas sísmicas y valor del factor de zona “Z”	40
Figura 45: Espectro Sísmico Elástico de Aceleraciones	45

Figura 46: Espectro Sísmico Elástico de Aceleraciones.	45
Figura 47: Iglesia S. María del Pi e Iglesia Santa María del Mar.	52
Figura 48: Rotación de la Torre - Iglesia S. María del Pi.	52
Figura 49: Catedral de Mallorca.....	53
Figura 50: Rotación de la Torre – Catedral de Mallorca.	53
Figura 51: Índice de vulnerabilidad para la ciudad de Sinselejo, Colombia. 54	
Figura 52: Vulnerabilidad de mampostería no reforzada - Barcelona.	55
Figura 53: Iglesias típicas Coloniales; Oxaca (Izq.) y Puebla (Der.)	55
Figura 54: Curvas de capacidad y espectro de diseño - zonas B, C y D	56
Figura 55: Deformación y daños para las Iglesias de Oxaca y Puebla.	56
Figura 56: Primer Modo de Vibración – Iglesia de Puebla.....	57
Figura 57: Sección longitudinal Iglesia “Nuestra Señora de la Merced”.....	68
Figura 58: Áreas diafragmas horizontales	68
Figura 59: Configuración en planta.....	69
Figura 60: Curva de vulnerabilidad para una estructura específica	72
Figura 61: Curvas de vulnerabilidad - Iglesia.....	77
Figura 62: Geometría vista en planta.....	81
Figura 63: Modelo de la Iglesia Completa.....	82
Figura 64: Macroelementos típicos de la iglesia: a) cúpula elíptica; b) cúpulas circulares; c) nave lateral derecha; d) nave central; e) cúpula media naranja; f) crucero; g) ábside; h) sacristía ; i) nave lateral izquierda j) torre de campanario	82
Figura 65: Relaciones de aspecto para cuadriláteros.	85

Figura 66: Relaciones de aspecto – triángulos.	86
Figura 67: Desviación paralela – cuadriláteros.	86
Figura 68: Relaciones Jacobianas de triángulos y cuadriláteros.	87
Figura 69: Relaciones Jacobianas de triángulos y cuadriláteros.	87
Figura 70: Ángulos máximos de esquina para triángulos.	87
Figura 71: Ángulos máximos de esquina para cuadriláteros.	87
Figura 72: Factor de deformaciones – bloques.....	88
Figura 73: Inicialización del programa de calculo	88
Figura 74: Definición de unidades.....	89
Figura 75: Interfaz Autocad – SAP2000.....	89
Figura 76: Creación de secciones – mallado	90
Figura 77: Creación de secciones (Cúpula) – mallado	91
Figura 78: Geometrías 3D - Autocad	91
Figura 79: Importación del archivo DXF.....	92
Figura 80: Parámetros de importación.....	92
Figura 81: Modelo Tridimensional SAP2000.....	93
Figura 82: Definición material adobe	93
Figura 83: Propiedades no lineales de la mampostería	94
Figura 84: Definición de secciones tipo Áreas & Frames.....	95
Figura 85: Definición de masas.....	95
Figura 86: Ingreso Espectro de Respuesta – NEC SE	96
Figura 87: Página Principal REDACIS.	97
Figura 88: Definición de acelerogramas	99

Figura 89: Definición de Casos de Carga	99
Figura 90: Carga gravitacional No Lineal - CGNL.....	100
Figura 91: Tiempo - Historia No Lineal - THNL.....	100
Figura 92: Definición de combinaciones de carga	101
Figura 93: Vista 3D	101
Figura 94: Vista Frontal & Posterior	101
Figura 95: Vista Lateral.....	102
Figura 96: Vista en Planta.....	102
Figura 97: Comportamiento del material.....	102
Figura 98: Criterios de falla.....	103
Figura 99: Esfuerzos principales – SAP2000.....	105
Figura 100: Esfuerzos S11 – Peso Propio	106
Figura 101: Modo de vibración 1 – SAP2000	107
Figura 102: Modo de vibración 2 – SAP2000	107
Figura 103: Modo de vibración 3 – SAP2000	108
Figura 104: Modo de vibración 4 – SAP2000	108
Figura 105: Modo de vibración 5 – SAP2000	109
Figura 106: Modo de vibración 6 – SAP2000	109
Figura 107: Modo de vibración 7 – SAP2000	110
Figura 108: Modo de vibración 8 – SAP2000	110
Figura 109: Modo de vibración 9 – SAP2000	111
Figura 110: Modo de vibración 10 – SAP2000	111
Figura 111: Modo de vibración 11 – SAP2000	112

Figura 112: Modo de vibración 12 – SAP2000	112
Figura 113: Análisis Tiempo Historia. Mg 3.5 ML – SAP2000.....	115
Figura 114: Análisis Tiempo Historia. Mg 4.0 ML – SAP2000.....	116
Figura 115: Análisis Tiempo Historia. Mg 4.40 ML – SAP2000.....	117
Figura 116: Análisis Tiempo Historia. Mg 4.80 ML – SAP2000.....	118
Figura 117: Análisis Tiempo Historia. Mg 5.00 ML – SAP2000.....	119
Figura 118: Análisis Tiempo Historia. Mg 5.40 ML – SAP2000.....	120
Figura 119: Análisis Tiempo Historia. Mg 5.80 ML – SAP2000.....	121
Figura 120: Análisis Tiempo Historia. Mg 6.80 ML – SAP2000.....	122
Figura 121: Análisis Tiempo Historia. Mg 6.40 ML – SAP2000.....	123
Figura 122: Análisis Tiempo Historia. Mg 6.70 ML – SAP2000.....	124
Figura 123: Análisis Tiempo Historia. Mg 7.0 ML – SAP2000.....	125
Figura 124: Análisis Tiempo Historia. Mg 7.20ML – SAP2000.....	126
Figura 125: Análisis Tiempo Historia. Mg 7.40 ML – SAP2000.....	127
Figura 126: Análisis Tiempo Historia. Mg 8.10 ML – SAP2000.....	128
Figura 127: Análisis Tiempo Historia. Mg 8.20 ML – SAP2000.....	129
Figura 128: Daño Tracción vs Magnitud – Fachada Principal.....	131
Figura 129: Daño Tracción vs Magnitud – Ábside	132
Figura 130: Daño Tracción vs Magnitud – Coro	132
Figura 131: Daño Tracción vs Magnitud – Cubiertas	132
Figura 132: Daño Tracción vs Magnitud – Torre.....	133
Figura 133: Daño Tracción vs Magnitud – Cúpula Media Naranja.....	133
Figura 134: Daño Tracción vs Magnitud – Cúpula Elíptica	133

Figura 135: Daño Tracción vs Magnitud – Cúpulas Pequeñas	134
Figura 136: Daño Tracción vs Magnitud – Iglesia	134
Figura 137: Daño Compresión vs Magnitud – Fachada Principal	136
Figura 138: Daño Compresión vs Magnitud – Ábside.....	136
Figura 139: Daño Compresión vs Magnitud – Coro	136
Figura 140: Daño Compresión vs Magnitud – Cubiertas	137
Figura 141: Daño Compresión vs Magnitud – Torre	137
Figura 142: Daño Compresión vs Magnitud – Cúpula Media Naranja	137
Figura 143: Daño Compresión vs Magnitud – Cúpula Elíptica.....	138
Figura 144: Daño Compresión vs Magnitud – Cúpulas Pequeñas.....	138
Figura 145: Daño Compresión vs Magnitud – Iglesia	138
Figura 146: Criterio de Daño.....	140
Figura 147: Análisis comparativo de Vulnerabilidad	141
Figura 148: Esfuerzos S11 (Izq.) & S22 (Der.) – Sentido X.....	142
Figura 149: Esfuerzos S11 (Izq.) & S22 (Der.) – Sentido Y	142
Figura 150: Daños en el cuerpo de la torre.....	149
Figura 151: Morteros de consolidación (Der), Lechada en fisuras (Izq).....	149
Figura 152: Trabajos de perforación y colocación de varillas de acero.	150
Figura 153: Perforaciones horizontales con barras de refuerzo interiores.	150
Figura 154: Trabajos realizados en la nueva cúpula de remate.	151
Figura 155: Arreglos en Arcos Interiores de Iglesia.	151
Figura 156: Monasterio.....	152
Figura 157: Esfuerzos y Código de colores	152

RESUMEN

Se presenta el análisis de vulnerabilidad sísmica de la Iglesia Nuestra Señora de La Merced ubicada en el centro histórico de la ciudad de Quito. Para su desarrollo se considera dos etapas. La primera se basa en la aplicación de métodos cualitativos: el método propuesto por Benedetti y Petrini que se caracteriza por presentar una forma sencilla y aplicable los criterios de falla para estructuras de estilo histórico; y el método de Índice de Vulnerabilidad propuesto por el Proyecto Risk-UE el cual plantea un valor de índice de vulnerabilidad para diferentes tipos de estructuras analizadas, este índice es corregido mediante ciertos factores correlacionados con otros parámetros que se identifican fácilmente a simple vista. La segunda etapa consiste en elaborar un modelo digital con elementos finitos en el software de cálculo SAP2000. Finalmente se realiza un análisis comparativo de las funciones de vulnerabilidad obtenidas por ambas metodologías concluyendo que los resultados obtenidos tanto del modelo analítico como de los métodos cualitativos tienen un alto grado de semejanza y es válida su aplicación.

Palabras Clave:

- **VULNERABILIDAD,**
- **ESTRUCTURAS HISTÓRICAS,**
- **MÉTODO ITALIANO,**
- **RISK – UE,**
- **SAP2000,**
- **TIEMPO HISTORIA.**

ABSTRACT

The analysis of seismic vulnerability of the Church “Nuestra Señora de La Merced” located in the historical center of Quito, it develops in two stages. The first one involves qualitative methodologies such as: The method proposed by Benedetti and Petrini that addresses criteria of failure for structures of historical style based on the subjective evaluation of resistant and structural components of the monument and the Method of Index of Vulnerability proposed in the project Risk EU which assigns an index value to a specific structural typology that is adjusted by correction factors as the condition of the structure, the level of conservation among others observable easy. The second stage develops a digital finite element model using SAP2000 calculation software which finally it allows comparing the resulting vulnerability functions developed. Concluding the valid application for its great similarity between qualitative and analytical methods.

Keywords:

- **VULNERABILITY,**
- **HISTORIC STRUCTURES,**
- **RISK – UE METHOD,**
- **SAP2000,**
- **TIME HISTORY.**

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1. Introducción

Las estructuras patrimoniales son símbolo de identidad cultural y forman parte de la historia de cada país. El estado ecuatoriano en su afán de preservar y mantener este tipo de estructuras invierte tiempo, esfuerzo y dinero realizando mantenimientos preventivos que aseguren la sobrevivencia de las mismas ante las amenazas naturales como: erupciones volcánicas, deterioro de los materiales de construcción y sismos; siendo este último el detonante más representativo para colapso de una estructura.

Bajo este contexto el análisis de la vulnerabilidad para estructuras históricas ha tomado fuerza no solo a nivel nacional, demandando de la ingeniería civil un estudio exhaustivo de prevención de colapso y evaluación de posibles daños ante catástrofes naturales que sirven de base para la generación de planes de restauración.

En situaciones de emergencias y catastróficas son miles de personas las que requieren de refugio y en estos casos todo lugar amplio sirve como albergue temporal (iglesias, bodegas de casas comerciales, centros de exposición industrial y ganadera, estadios, centros deportivos y centros educativos). Al considerarse este tipo de estructuras como centro de acopio masivo su nivel de importancia es elevado; razón por la cual la evaluación de la vulnerabilidad es un parámetro importante a ser determinado.

En la historia reciente, terremotos que han ocurrido alrededor del mundo han causado incontables pérdidas humanas y materiales. Estas experiencias han motivado el desarrollo de técnicas para la cuantificación de riesgo sísmico (NEC-SE). El presente proyecto tiene como finalidad determinar la vulnerabilidad sísmica de la Iglesia “Nuestra Señora de la Merced” aplicando metodologías cuantitativas y verificadas por métodos analíticos.

1.2. Antecedentes

La Iglesia “Nuestra Señora de La Merced” forma parte de las estructuras patrimoniales de la ciudad de Quito, cuyo valor intrínseco se refleja en su arquitectura y método constructivo. Tan antiguo como la mayoría de claustros y conventos quiteños La Merced nació el siglo XVI (El Comercio, 2013).

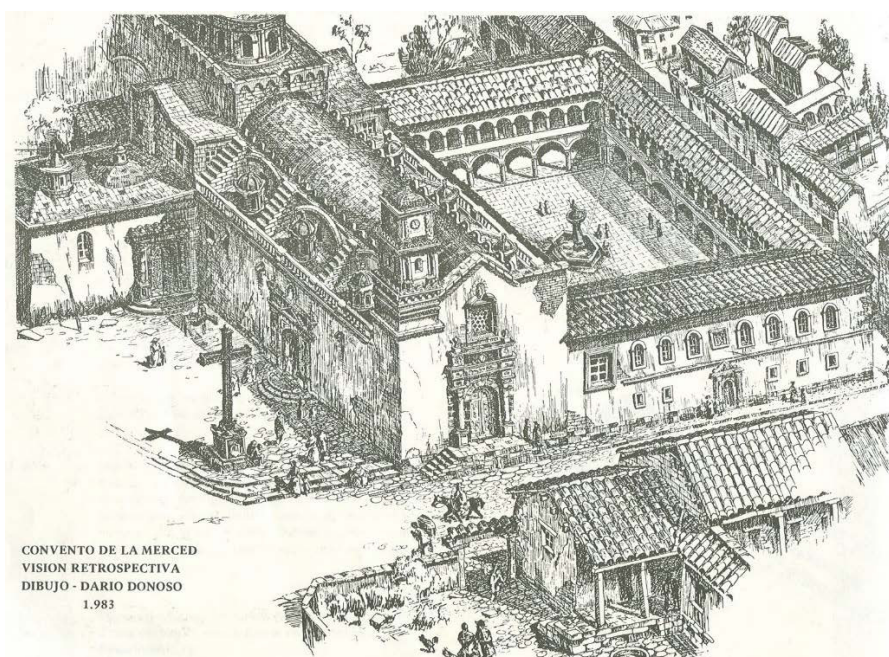


Figura 1: Iglesia Nuestra Señora de La Merced.

Fuente: (Donoso, 1983)

A diferencia de otras edificaciones, la iglesia “Nuestra Señora de La Merced” desgraciadamente ha tenido que reconstruirse en dos ocasiones. La primera vez a finales del siglo XVI para mejorar su aspecto y apoyado en las donaciones generosas del cabildo y de Pizarro (Vargas O. P.); y la segunda por los graves daños causados por los sismos de 1645, 1660 y 1698 obligando a la comunidad mercedaria a levantar un nuevo templo en el año de 1700 sobre las bases de la segunda iglesia. Daños de fuerte intensidad pero de menor daño registrados el 26 de abril de 1755, el cual destruyó la cúpula que tuvo que ser reconstruida en su totalidad, o el sismo del 5 de marzo de 1987. (Centro Virtual Cervantes, 1997), que afectó en forma directa a la torre son parte de la historicidad sísmica de la iglesia.

Quito siendo una ciudad reconocida por la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, Ciencia y la Cultura – UNESCO, en su segunda sesión celebrada en Washington el 8 de septiembre de 1978, como “PATRIMONIO CULTURAL DE LA HUMANIDAD”; ha estado muy comprometida con su patrimonio urbano - arquitectónico.

Consciente de ello, entre 1992 a 1998 realiza un exhaustivo registro de los bienes culturales inmuebles y es el encargado de cuidar, preservar y difundir el patrimonio cultural a través de organismos como el Fonsal, mismo que a partir del 2010 pasa a denominarse Instituto Metropolitano de Patrimonio, cuya labor invierte millones de dólares anuales en la restauración de las estructuras (Jesús María Loor, 2013), y es aquí donde radica la importancia del estudio de la vulnerabilidad, que por definición es una propiedad intrínseca de las estructuras; una característica de su propio comportamiento ante la acción de un sismo descrito a través de la ley causa - efecto donde la causa es el sismo y el efecto es el daño (Sandi, 1986).

Para identificar la causa, sabemos que el Ecuador forma parte del Cinturón de Fuego del Pacífico, que se caracteriza por concentrar algunas de las zonas de subducción más importantes del mundo; lo que ocasiona una intensa actividad sísmica, pero los terremotos son catástrofes naturales que no se pueden evitar y hasta la actualidad tampoco predecir (Hernández, 2001).

El conocimiento de la sismicidad de una región es necesario para todo cálculo o plan de mitigación de sus efectos, y es fundamental para la elaboración de los códigos de construcción y escenarios sísmicos. Por esta razón es importante conocer las características de la sismicidad de una zona (Rivadeneira et al., 2007), para minimizar los daños de los terremotos futuros. Actualmente se tiende a estimar los sismos máximos esperados en una zona durante un periodo de retorno (Hernández, 2001).

En cambio, la evaluación de los daños sísmicos en edificaciones está influenciada por incertidumbres en cada paso del proceso de evaluación, las tendencias más recientes en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica es aplicar métodos mecánicos simplificados basados en desempeño y que

involucran esencialmente el espectro de capacidad (Fajfar, 2000), puesto que desarrollan análisis detallados sobre modelos refinados. Los dos procedimientos de análisis más utilizados en este tipo de métodos son: *análisis lineal (estático y dinámico)* y *análisis no lineal (estático y dinámico)*.

La preservación de las estructuras históricas no es una tarea sencilla, sobre todo cuando se debe proponer una intervención para mejorar su comportamiento sísmico. “Esto se debe principalmente a que el criterio que se utilice debe reconocer explícitamente que la conservación del Patrimonio Arquitectónico se debe centrar en tres puntos fundamentales: la seguridad física de las personas, la salvaguarda de los valores intrínsecos del edificio y el uso actual y futuro” (Peña & Lourenço, 2012), considerando que la no aplicación de normas, criterios y métodos pueda poner en riesgo la permanencia de algunos monumentos que pueden resultar profundamente alterados y perder parte de sus valores esenciales (Instituto Metropolitano del Patrimonio).

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Evaluar la vulnerabilidad sísmica de la iglesia patrimonial Nuestra Señora de “La Merced”.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Caracterizar los materiales y la geometría de la Iglesia “Nuestra Señora de La Merced” en el estado actual en el que se encuentra.
- Aplicar una metodología cuantitativa para evaluar la vulnerabilidad sísmica de la Iglesia.
- Generar un modelo matemático analítico a partir de datos obtenidos.
- Comparar los resultados de vulnerabilidad entre el método cualitativo y el modelo computarizado.
- Presentar una propuesta de reforzamiento.

CAPÍTULO 2

EDIFICIO DE ESTUDIO

2.1. Introducción

Las Comunidades Religiosas han sido a través de los siglos los soportes más firmes y poderosos para el cultivo y desarrollo del arte en todas sus formas. Desde el siglo XVI de la conquista española a las tierras que se llamaron Presidencia y Real Audiencia de Quito, lo que es hoy la República del Ecuador, los religiosos que vinieron con los conquistadores cubrieron todo el territorio de suntuosos monumentos arquitectónicos, particularmente en Quito (Fr. Proaño L. O., 1969). La Iglesia “Nuestra Señora de La Merced” es el primer templo edificado tras la fundación de Quito. Levantado sobre las ruinas del Quito aborigen que incendiado por Rumiñahui dejó grandes muros de piedra sobre los cuales los moradores de aquel entonces la habilitarían con adobe y paja. De acuerdo al cronista D. Pablo Herrera la primicia de su fundación se contempla desde 1534. (Vargas O. P.)

La primera iglesia en recibir el nombre de “La Merced” fue edificada en Barcelona por el año de 1249. La actual Basílica de La Merced, que también es Templo Histórico Nacional, es el tercero que levantó la comunidad mercedaria iniciando sus trabajos el 24 de septiembre de 1700 sobre los cimientos de la segunda iglesia; delineando su planta y dirigiendo la construcción el arquitecto quiteño, D. José Jaime Ortiz. (Fr. Proaño L. O., 1969)

2.2. Ubicación Geográfica

La Iglesia Nuestra Señora de “La Merced” fue construida en Quito, Provincia de Pichincha, Ecuador. Tan antiguo como la mayoría de claustros y conventos quiteños, el conjunto monumental de “La Merced” contribuye con piezas originales al patrimonio de la capital. Localizada en la plaza del

2.3. Arquitectura

La iglesia tiene planta de cruz latina y consta de tres naves: una central y dos laterales. La torre cuadrada de 47 metros de altura de franco abolengo árabe, está situada junto a la puerta principal, la cual alberga un reloj inglés de luna negra. Está formada por muros de 3 metros de espesor en forma de mezquita musulmana, hechos de cal y ladrillo; en la que se encuentran alojadas 6 campanas, siendo la campana central (nuestra madre) la más grande que posee peso aproximado de 500 arrobas y cuyo badajo pesa 2 quintales. (Fr. Proaño L. O., 1969)

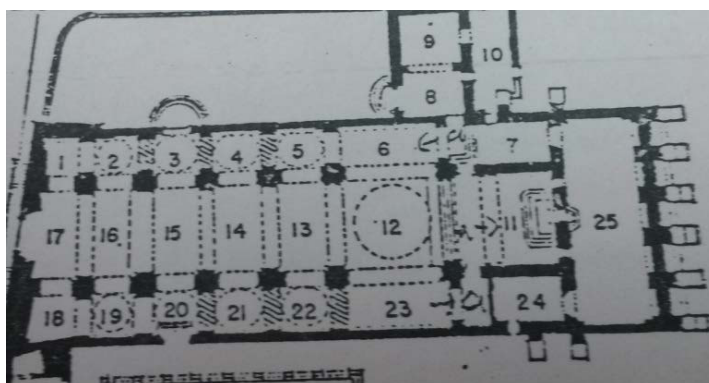


Figura 4: Planta "Convento La Merced".

Fuente: (FONSAL, 2004)



Figura 5: Torre Basílica de La Merced - 47 metros de altura.

Fuente: (Fr. Proaño L. O., 1969)

La nave central consta de un artesonado abovedado de medio punto ornamentado con detalles decorativos interesantes, magníficos retablos y altares tallados en madera y cubiertos de láminas de oro bruñido. (Fr. Proaño L. O., 1969)



Figura 6: Nave Central.

El convento está compuesto de un bellissimo patio que tiene 29 metros por lado ceñido por doble galería superpuesta de arcos semicirculares apeados sobre columnas cortas.

La galería inferior tiene 36 arcos y 72 la superior y ambas con 3,67 metros de anchura. Los arcos de aquella tienen acusado su “trasdós” por medio de una fina moldura saliente; no así los de la galería superior que se presentan llanos; la galería inferior concluye con una cornisa denticular; la superior es más sencilla, remata sobre canecillos de madera, sobre los cuales se levanta el tejado. (Fr. Proaño L. O., 1969)



Figura 7: Patio

El patio del claustro principal es enladrillado y lo fue siempre, a juzgar por la inscripción que se halla grabada sobre un pilar, donde se lee “este patio se enladrilló por segunda vez, el año de 1804”; al centro se halla la pila o fuente de agua magistralmente tallada en piedra, en 1652. En el ángulo del mismo patio, se levanta una cruz pétrea. (Fr. Proaño L. O., 1969)



Figura 8: Fuente de agua

La galería baja que rodea el patio es empedrada y en cada una de sus cuatro esquinas se hallan hermosos retablos. Además, hay una puerta de entrada por la planta baja a la Biblioteca y otra a la iglesia; esta última, gran puerta, llamada del “Perdón”. (Fr. Proaño L. O., 1969)



Figura 9: Gran Puerta (“Perdón”)



Figura 11: Planta baja del claustro, compuesto de columnas de piedra.

Fuente: (Fr. Proaño L. O., 1969)

En las fachadas se encuentran portadas trabajadas en piedra. El decorado interno al igual que la Iglesia de La Compañía de Jesús fue elaborado de yeso con motivos florales. (Fr. Proaño L. O., 1969)

2.4. Materiales & Estructuración

2.4.1. Materiales

La mayor parte de los materiales utilizados en la construcción del centro histórico de Quito datan de mediados del siglo XVI, los mismos que han evolucionado hasta la actualidad conforme se fueron realizando restauraciones y reconstrucciones de la iglesia. Es por ello que hablar de un solo tipo de material de construcción es algo erróneo puesto que estas estructuras se las puede considerar como estructuras mixtas; donde se combinan materiales contemporáneos de cada época. (Narváez, 2015)

2.4.1.1. Piedra

Desde la antigüedad las piedras han sido utilizadas como materiales naturales de construcción. Los motivos de la elección de la piedra como materia prima venían dados no sólo por razones de tipo estético, sino que además su aspecto de consistencia y dureza permitía ser considerado como un material eterno, sin destrucción, siendo muy útil (Fort González).

El uso de la piedra natural en los edificios históricos está basada en dos propiedades singulares: la durabilidad y la facilidad de ser trabajada. (Meli, 1998). Se las puede clasificar en tres grandes grupos:

Rocas Ígneas: Formadas por la consolidación de magma fundido, de gran dureza y difíciles de trabajar. Su uso fue restringido a los grandes bloques y las formas simples, como el granito y el basalto. (Meli, 1998)

Rocas Sedimentarias: Producidas por la descomposición y sucesiva re-consolidación de las ígneas. Fáciles de trabajar; han tenido un mayor uso en la construcción, entre ellas tenemos las areniscas y la calizas. (Meli, 1998)

Rocas Metamórficas: Derivan de las anteriores por transformaciones químicas por calor o presión. Son las más duras de entre las rocas sedimentarias; utilizadas en su mayor parte en la elaboración de monumentos (mármol). (Meli, 1998).

Los elementos de piedra pueden conformarse en monolitos, bloques o sillares.

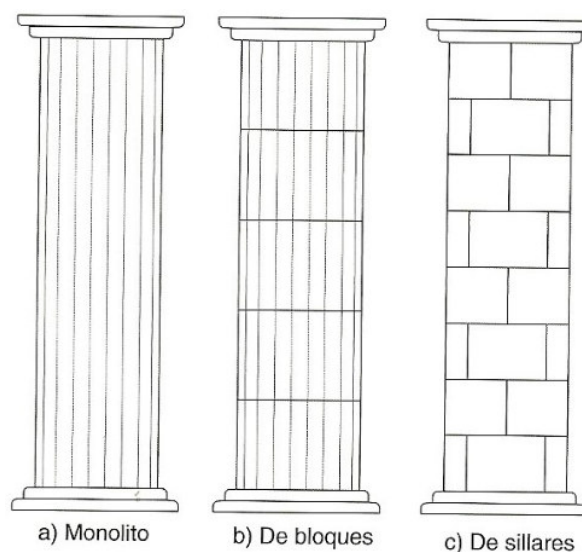


Figura 12: Diferentes tipos de elementos de piedras.

Fuente: (Meli, 1998)

Tabla 1

Resistencia mínima a compresión de ciertas rocas

Grupo	Tipo de roca	Resistencia min. a compresión (kg/cm ²)
A	Caliza, travertino, tobas volcánicas	200
B	Areniscas blandas y calizas arcillosas	300
C	Calizas compactas, dolomitas, mármol, basalto	500
D	Areniscas cuarzosas (con cemento silíceo)	800
E	Granito, sienita, diorita, pórfido, diabasa, basalto (rocas ígneas en general)	1200

Fuente: (Meli, 1998)

2.4.1.2. Barro

El barro se comenzó a utilizar en las construcciones como tierra apisonada (llamada tapial en algunas regiones), o como recubrimiento o relleno de entramados de madera o caña (conocido como bahareque). Dada que su principal debilidad es su resistencia a la intemperie y el agrietamiento a la contracción por el secado; se empezaron a trabajar bloques de tamaños manejables que previamente secados al sol se utilizaban como elementos constructivos definitivos (adobes) (Meli, 1998).

Las propiedades mecánicas de la tierra apisonada o adobe tienen grandes variaciones según las características del suelo y el cuidado de su elaboración; obteniendo una resistencia a la compresión que puede variar entre 5 Kg/cm² - 20 Kg/cm², y su resistencia a la tensión entre 0.25 Kg/cm² - 1 Kg/cm².

Con el pasar de los años y el avance sustancial de la construcción se dió la aparición de los ladrillos; que son piezas de adobe cocidas a temperaturas cercanas a los 1000 ° C, lo que mejora su estabilidad dimensional y la resistencia al intemperismo. En piezas de producción artesanal empleadas en edificios históricos se encuentran resistencias a la compresión desde 20 Kg/cm² hasta 150 Kg/cm². (Meli, 1998).

2.4.1.3. Morteros

El más elemental de los materiales para este propósito fue el barro, que posteriormente fue reemplazado por la cal y arena; y permitió la construcción de morteros más resistentes y durables. La cal en un proceso de carbonatación al entrar en contacto con el aire adhiere resistencia al elemento estructural desde la cara exterior hacia el interior; por lo que se requiere de varios años para que un mortero de cal fragüe totalmente. El mortero de cal y arena alcanza una resistencia de entre 5 Kgf/cm² y 20 Kgf/cm² (Meli, 1998).

La introducción del cemento portland data de finales del siglo XIX, de ahí que su presencia en edificios antiguos es únicamente en las reparaciones y modificaciones; el mortero de cemento alcanza resistencias de entre 50 Kgf/cm² - 200 Kgf/cm², o superiores.

2.4.1.4. Mampostería

Se denomina mampostería a la combinación de piedras o ladrillo con mortero; el mismo que cumple con las funciones de: llenar los espacios huecos, dar una mejor transmisión de cargas y permitir un adecuado posicionamiento de las piedras; donde la designación de piedra hace referencia a las llamadas piedras artificiales (ladrillos y adobes) y naturales (piedras sin labrar y sillares).

La mampostería se puede clasificar de acuerdo a arreglo entre piedras y mortero en: mampostería organizada o con aparejo y mampostería irregular. (Meli, 1998)

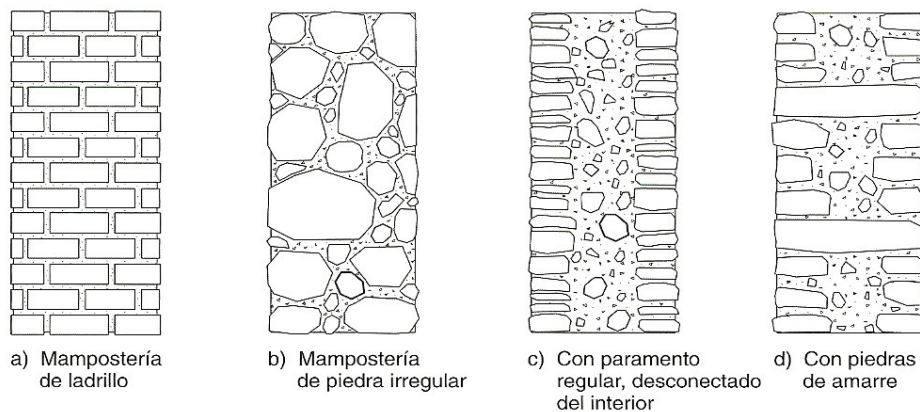


Figura 13: Modalidades de mampostería.

Fuente: (Meli, 1998)

La dificultad de asignar valores a las propiedades mecánicas de la mampostería se debe a la falta de homogeneidad en el proceso constructivo de la misma; generando un cambio en el módulo de elasticidad del elemento en diferentes puntos.

A pesar de ello, establecer las características mecánicas es un punto crucial para el modelamiento de las estructuras; a continuación se presenta la tabla de propiedades mecánicas propuesta por el Ingeniero Roberto Meli para edificios históricos.

Tabla 2

Propiedades mecánicas de mamposterías de edificios históricos.

Material	Peso volumétrico T/m ³	Resistencia a compresión	Resistencia a cortante	Módulo de elasticidad
Adobe	1,8	2 - 5	0,5	3000
Bloques de tepetate con mortero de cal	1,8	5 - 10	0,5	5000
Ladrillo con mortero de lodo	1,6	5 - 10	1,0	5000
Ladrillo con mortero de cal	1,6	15 - 20	2,0	10000
Mampostería de piedra irregular con mortero de cal	2,0	10 - 15	0,5	5000
Mampostería de piedra de buena calidad	2,0	30	2,0	20000

Resistencia y módulos, en kgf/cm².

Las propiedades indicadas representan valores conservadores entre los encontrados en la literatura.

Fuente: (Meli, 1998)

2.4.1.5. Madera

La madera es un material muy utilizado por sus altas prestaciones mecánicas y bajo peso; tanto en estructuras antiguas como modernas. El tipo de madera varía de acuerdo a la época y a la zona.

En zonas frías como la ciudad de Quito, en el siglo XVI existían maderas como el aliso y nogal, para el siglo XVII se traen maderas cálidas como el colorado y la caoba de la Costa y Sierra, mientras que en el siglo XIX se introduce el eucalipto como madera para restaurar edificios históricos.

2.4.2. Estructuración

En la gran variedad de tipos de edificios, estilos arquitectónicos y soluciones estructurales que se han empleado en las construcciones antiguas, se identifican algunos elementos que cumplen funciones estructurales básicas y que aparecen con distintas variantes. (Meli, 1998)

El estilo barroco y morisco característico de este tipo de estructuras es impuesto con la llegada de los españoles, implementando así en la cultura quiteña estructuras del estilo colonial que ahora conocemos.

A continuación se detallan los elementos constitutivos de la estructura de análisis.

2.4.2.1. Cúpulas

Elemento semicircular en forma de media naranja, utilizada sobre el crucero y en la parte superior de la sacristía. Se encuentra apoyada sobre pechinas; las mismas que descargan sobre pilares. Estructuralmente está formada por ladrillo recubierto con una capa gruesa de argamasa (cal, arena) sobre la cual se coloca tejuelos para dar el acabado final.



Figura 14: Media Naranja – Tejuelo

2.4.2.2. Cubiertas

Recubiertas por teja rústica, las cubiertas presentan una pendiente del 12% aproximadamente, su sistema constructivo ha sido actualizado por condiciones de deterioro.



Figura 15: Cubiertas del Convento

El sistema de soporte se desarrolla a través de una cercha de madera; donde sus elementos trabajan a compresión apoyados sobre una viga, la misma que absorbe los esfuerzos a flexión transmitidos por toda la cubierta.



Figura 16: Interior de las Cubiertas

2.4.2.3. Vigas

Son elementos estructurales que solventan la transmisión de cargas desde las losas o cubiertas hacia elementos de sujeción (muros, columnas o pilares).

En estructuras antiguas el uso de la madera fue la solución práctica para resistir los esfuerzos a tracción gracias a sus bondades mecánicas.



Figura 17: Vigas vistas desde el exterior

Los entresijos del convento se encuentran soportados por vigas de gran sección conformadas en una sola pieza y cuyos extremos se encuentran embebidos en los muros laterales de mampostería.



Figura 18: Vigas de madera embebidas en techo falso

En tanto que en los pasillos de la planta alta se visualizan viguetas de menor sección en sentido perpendicular. Estas viguetas fueron utilizadas como parte de restauración de la estructura, puesto que en su estado original las vigas de entrepiso atravesaban la totalidad de las habitaciones hasta llegar al pasillo.



Figura 19: Vigas vistas desde interior

La presencia de hormigón armado en las vigas es muy común en las estructuras antiguas producto de las restauraciones, pero el mantenimiento de las fachadas y los acabados hacen difícil la identificación de estas.

2.4.2.4. Arcos

En la búsqueda de elementos más resistentes al paso del tiempo y con el afán de generar secciones más robustas de mampostería; aparecen los

arcos como reemplazo de las vigas de madera. Su función principal es la de transmitir las cargas hacia los pilares que los sujeta.

Su desarrollo permite cubrir luces de mayor envergadura sin tener que preocuparse por los esfuerzos de tensión que normalmente aparecen en losas y techos de una sola luz; ya que los esfuerzos predominantes entre dovelas (bloques de mampostería tallada que forman el cuerpo del arco), son de compresión y fuerzas cortantes. El punto de falla de este tipo de estructuras se produce cuando los apoyos sobre los cuales éste se asienta se desplazan hacia afuera por causa del coceo. (Meli, 1998)

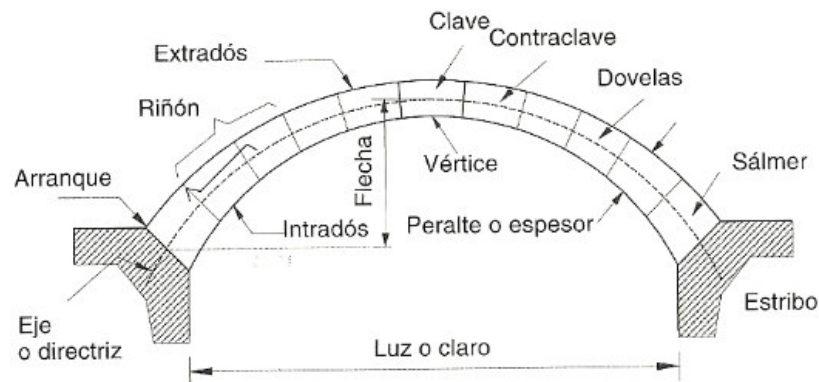


Figura 20: Partes de un Arco

Fuente: (Meli, 1998)

Las dovelas son talladas en forma de cuña, es decir que cada una empata con su colindante en forma exacta desde la dovela de arranque (salmer) hasta la de cierre (clave) formando así la sección circular muy característica de la misma.

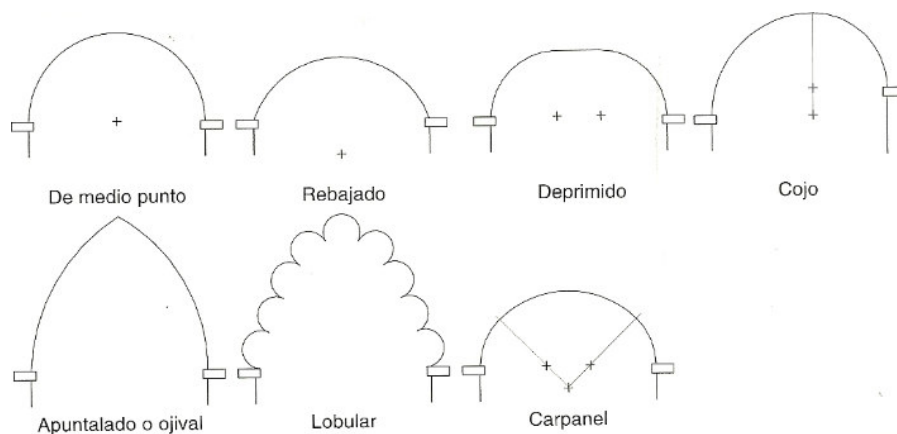


Figura 21: Tipos de Arcos

Fuente: (Meli, 1998)

En el anillo interno de nuestra estructura se pueden observar arcos rebajados apoyados sobre pilares; tanto en la planta alta como en la planta baja, mientras que para los pasillos entre el anillo interno y el anillo medio aparecen arcos de medio punto.



Figura 22: Arcos Interiores

2.4.2.5. Bóvedas

Se puede definir a la bóveda como la sucesión de varios arcos uno a consecuencia de otro con el fin de cubrir grandes luces, su rigidez es directamente proporcional al sentido en el que se desarrolla el arco; por lo que en el sentido perpendicular a este deberá estar siempre apoyado. (Meli, 1998)

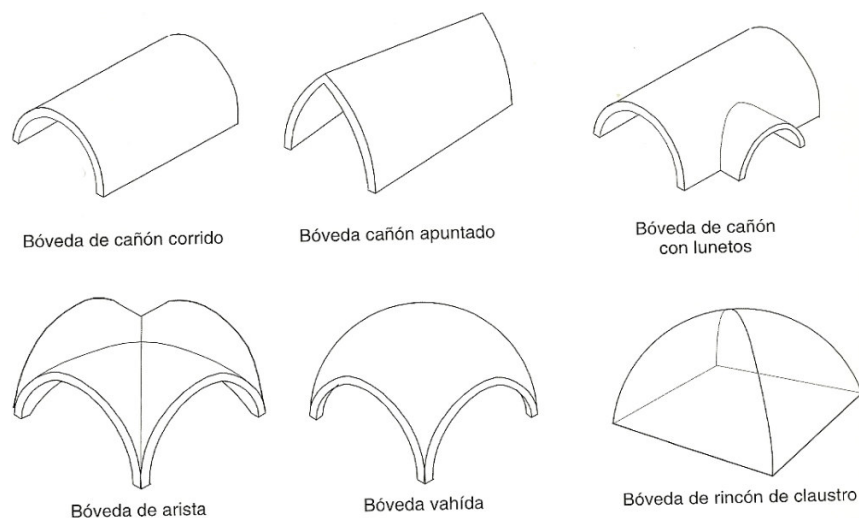


Figura 23: Tipos de bóvedas

Fuente: (Meli, 1998)



Figura 24: Interior Nave - Iglesia

La bóveda está conformada en su parte inferior por mampostería de ladrillo a fin de generar su forma circular, y recubierta en su parte superior por argamasa (mezcla de barro y materiales pétreos) con un espesor de aproximadamente 60 cm. Para su acabado final, en el diseño de interiores se muestra un decorado de yeso y cal que forran por completo la bóveda y en exteriores se divisan tejuelos que impermeabilizan la cubierta.



Figura 25: Tejuelos Exterior Nave Central

2.4.2.6. Entrepisos

La baja resistencia a la tensión y las condiciones de deterioro de los materiales, han destruido en su gran mayoría los entrepisos de las estructuras históricas, en la actualidad son pocos los que se han conservado y con el apoyo de los restauradores algunos de sus elementos han sido modificados para su permanencia. El desarrollo de los entrepisos fue variando de acuerdo a la época y a los materiales a disposición:



Figura 26: Entrepiso – Madera y zuros

Etapa I: Malla de zuros (carrizos) entrelazados que sirven de soporte al recubrimiento de argamasa como acabado final.

Etapa II: Hileras de ladrillo recubiertas de zuros y argamasa, con un acabado en ladrillo.

Etapa III: Entablados de madera.

Todos estos sistemas están asentados sobre vigas de madera.

2.4.2.7. Muros

Al igual que las columnas, los muros son elementos estructurales que transmiten las cargas de los techos y entrepisos a la cimentación; a más de soportar su peso propio.

El muro cumple con tres funciones principales que son: soportar cargas axiales debido al peso de la cubierta y al peso del muro; recibir empujes normales a su plano que producen flexión en la dirección más débil del muro y recibir empujes laterales en el plano debido a las fuerzas transmitidas por la cubierta en el caso que el muro actúe como contrafuerte.

Los muros están fabricados por mampostería de adobe y argamasa, la misma que tiene un mal comportamiento a la flexión, haciéndolo vulnerable a la acción de las fuerzas sísmicas y a los asentamientos diferenciales producidos a nivel de cimentación. (Meli, 1998)



Figura 27: Muros de ladrillo

2.4.2.8. Pilares - Columnas

Son elementos estructurales que transmiten las cargas desde la techumbre hasta la cimentación; trabajan esencialmente ante cargas axiales pero las pequeñas desviaciones de las mismas provocan excentricidades que a lo largo de tiempo aumentan debido al deterioro de los materiales o al cambio de distribución de las cargas. En la estructura analizada encontramos la presencia de columnas en dos zonas claramente visibles.

Anillo Interno: Los pilares se encuentran distribuidos debajo de los arcos tanto en el piso inferior como en la planta alta. Los pilares inferiores tienen un diámetro aproximado de 0.40 metros, asentados sobre pequeños castillos y desarrollados en forma de monolito con pequeñas juntas de mortero en la parte superior e inferior de los mismos.



Figura 28: Pilares Piso Inferior

Los pilares superiores se encuentran distribuidos a la mitad de la luz de los inferiores; su diámetro es de aproximadamente 0.29 metros y se desarrollan en forma similar al anterior; se asientan sobre la mampostería que forma el antepecho para la segunda planta.



Figura 29: Pilares Piso Superior

Las columnas esquineras están construidas con bloque de piedra labrada a manera de sillar, donde se embeben dos pilares externos uno en cada extremo desarrollados en forma de monolito; similares a sus adyacentes para la planta baja. En forma similar la planta alta proyecta las columnas esquineras con mampostería y con secciones menores.



Figura 30: Columnas esquineras

Iglesia: A lo largo de la nave en el ábside y el crucero se encuentran desarrollados pilares de grandes dimensiones, tanto en altura como en sección, actuando como soportes de los arcos para la bóveda como para la cúpula (arcos torales). Están desarrolladas por entramados de mampostería de ladrillo.



Figura 31: Columnas iglesia

2.4.2.9. Gradas

Alzadas en bloque de piedra tallada con mampostería de argamasa (mezcla de barro, materiales pétreos y aglutinantes como estiércol de animal); se encuentran apoyadas sobre arcos fabricados en mampostería (Narváez, 2015).



Figura 32: Gradadas de acceso habitaciones de curas

Inaccesibles para una inspección visual; forman pequeñas bóvedas que con la inclinación adecuada permiten el desarrollo de los peldaños. Las gradadas están desarrolladas en forma independiente a la estructura que la rodea; es decir que no usa de soporte a los muros colindantes, por lo que la transmisión de cargas se direcciona en forma directa hacia las bóvedas que las sujetan.

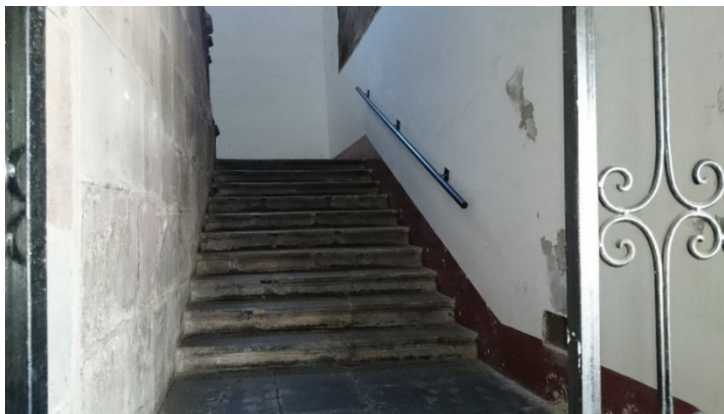


Figura 33: Gradadas de Ingreso a Secretaría

2.4.2.10. Cimientos

La formación de la cimentación no se desprende mucho de la composición de los muros; está formada por piedra natural labrada o sillada unida con mortero en forma irregular. La cimentación para los diferentes elementos puede variar.

Torre: En los trabajos de Restauración Estructural de La Torre de la Iglesia de La Merced II Etapa, realizados por el Ing. Manuel León C. en el

año de 1992, el contratista después de realizar los estudios concluyó que la cimentación llega hasta los 7 metros de profundidad desde el nivel de la calle. (Ing. Manuel E. León Crespo, 1992)

Anillo Exterior: La cimentación alcanza 3 metros bajo el nivel de suelo visible y se levanta aproximadamente 2.50 metros sobre el mismo. (Arq. Durán, 2015)



Figura 34: Material pétreo cimentación

Anillo medio e interior: En forma similar al anterior la profundidad de fundación alcanza los 3 metros aproximadamente pero concluye a nivel de piso.



Figura 35: Anillo medio e interior & Patio Central

Patio Central: Conformado por una mezcla de piedras y huesos, tiene un espesor aproximado de 0.30 metros en roca y un acabado de piedra plana.

Iglesia: Los grandes muros que conforman el contorno interno y externo se asientan sobre plintos de roca y mortero a una profundidad aproximada de 3.00 metros. (Arq. Durán, 2015)

2.4.2.11. Torre

De entre los varios templos quiteños que tienen sus torres, ninguna alcanza la altura que tiene la de la iglesia de La Merced. La torre se levanta 47.00 metros sobre el nivel de la calle; con anchos muros de mampostería de ladrillo cuyo espesor alcanza los 3.00 metros.

En su penúltimo nivel se albergan 6 campanas de bronce. Una de las cuales, la ubicada en el centro de la torre, lleva el nombre de “Nuestra Madre” la misma que tiene un peso igual a 6 toneladas.



Figura 36: Fachada Iglesia La Merced – Calle Chile

En sus fachadas se pueden apreciar pequeñas ventanas (lunetos) que iluminan el interior de la torre. Adicionalmente, se ubica un “remate” que cuenta con una pequeña cúpula semiesférica reconstruida en el año de 1992 por el Ingeniero Manuel Eduardo León Crespo. La cúpula está construida en hormigón armado y recubierta en el exterior por tejaolos que conservan la fachada histórica de la estructura.



Figura 37: Interior de la Torre



Figura 38: Exterior de la Torre

2.4.2.12. Campanas

Fabricadas en bronce y otros metales; las grandes campanas de la Basílica de La Merced han resistido el pasar del tiempo. Estas cinco campanas instaladas en el segundo cuerpo de la Torre hacen referencia a las notas musicales, cuatro de ellas colocadas al contorno de la torre y una al centro, la más emblemática “Nuestra Madre” que tiene un peso de quinientas arrobas (6.00 toneladas). (Fr. Proaño L. , 1975)



Figura 39: Campana Central “Nuestra Madre”



Figura 40: Campanas del contorno

2.5. Análisis de Cargas

Dentro de las cargas actuantes en una estructura se consideran acciones internas y externas derivándose de las primeras la carga viva y carga muerta. Por definición las cargas vivas son todas aquellas acciones que resultan del uso del edificio, las mismas que pueden variar en forma

importante a través del tiempo distinguiéndolas así de la carga muerta, la cual actúa en forma permanente sobre la estructura y se debe al peso de los componentes de la estructura.

Las acciones externas o también llamadas cargas accidentales son todas aquellas que derivan de eventos naturales (viento, sismo, granizo, ceniza, etc.) o acciones provocadas (choques, demoliciones, entre otros); de estas la que mayores daños produce ya sea en estructuras antiguas o modernas son los sismos, su estudio y evaluación de los efectos que produce son los antecedentes para el análisis de la vulnerabilidad cuyo análisis se desarrolla en el capítulo IV.

2.5.1. Carga Muerta

Las cargas muertas consideradas en la estructura de análisis corresponden a los pesos de los elementos que la componen. Para determinar dichos valores es necesario conocer el peso volumétrico de cada uno de ellos, los mismos que fueron adoptados de acuerdo a lo propuesto por el Ing. Roberto Meli en su libro “Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos” y en su defecto de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, capítulo “Cargas no Sísmicas”, Tabla 8.

Tabla 3

Pesos Volumétricos

Material de Fábrica	Peso Volumétrico [Kg/m ³]
Mampostería de Piedra Natural	200
Mampostería de Piedra Ladrillo con argamasa	160
Teja de barro cocido sin mortero	85
Madera	71 – 90
Roca Sedimentaria	260 - 280
Adobe	180

Fuente: (NEC-SE)

2.5.2. Carga Viva

De acuerdo con la ocupación o los usos la Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC-SE establece las sobrecargas mínimas uniformemente

distribuidas que deben ser aplicadas como carga viva, capítulo “Cargas no Sísmicas”, Tabla 9.

Tabla 4

Cargas de acuerdo a la ocupación

Lugar	Valor (Kg/m ²)
<u>Convento:</u>	
○ Pasillo planta alta	480
○ Gradas	200
○ Habitaciones curas	200
○ Área administrativa	290
○ Biblioteca	720
○ Cubiertas	70
<u>Iglesia:</u>	
○ Coro	480
○ Cúpulas y Bóvedas	70
<u>Torre:</u>	
○ Campanas (Carga Puntual)	6000
○ Entrepisos	70

Fuente: (NEC-SE)

2.5.3. Combinaciones de Carga

Para efectos de rehabilitación, en el marco de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-RE se considera el método de los esfuerzos admisibles donde se establece dos combinaciones de cargas. (NEC-SE)

- $1.1 (D + 0.25 L) + E$
- $0.9 (D + 0.25 L) + E$

Donde:

D: Carga muerta total de la estructura

E: Efectos de las fuerzas sísmicas

L: Sobrecarga (Carga Viva)

CAPÍTULO 3

RIESGO SÍSMICO

3.1. Introducción

La frecuente confusión entre riesgo, vulnerabilidad y peligrosidad sísmica recomienda distinguir con precisión estos conceptos. “El riesgo puede ser definido como la probabilidad de pérdida de un elemento expuesto “e” como una consecuencia de la ocurrencia de un evento con intensidad mayor o igual a “i” durante un periodo de exposición “T.” (Oliveira et al., 2006 p.115) citado en (Rodríguez Avellaneda, 2011, pág. 3)



Figura 41: Triángulo de Riesgo

Fuente: Middelmann (Editor), 2007 citado en (Rodríguez Avellaneda, 2011, pág. 2)

Según la definición propuesta en 1980 por la U.N.E.S.C.O. en la publicación “*Terremotos*”, el riesgo sísmico se expresa según la siguiente expresión:

$$\mathbf{RIESGO\ SÍSMICO = Peligrosidad * Vulnerabilidad * Costo.}$$

Vulnerabilidad sísmica: Es la cuantificación del daño o grado de daño que se espera sufra una estructura o grupo de estructuras, sometida o

sometidas a la acción dinámica de una sacudida del suelo de una determinada intensidad. (Universidad de Alicante, 1996)

- *Riesgo sísmico*: Se define como el grado esperado de pérdidas sufridas por una estructura o un grupo de estructuras en riesgo, durante el período de exposición considerado. (Yépez, Barbat, & Canas, 1995).
- *Pérdidas sísmicas*: Es la valoración de los costes materiales y pérdidas humanas producidas por la ocurrencia de un terremoto, teniendo en cuenta la vulnerabilidad de las edificaciones e infraestructuras.

La peligrosidad sísmica solo depende de la localización geográfica del emplazamiento, mientras que la vulnerabilidad sísmica y las pérdidas dependen de las características constructivas de la zona y de sus características socio-económicas. (Universidad de Alicante, 1996)

3.2. Sismicidad Histórica

La ciudad de Quito enmarcada en la falda del volcán Pichincha, a 2800 metros de altura en el interior de los Andes se ha visto perjudicada por una amplia actividad sísmica y volcánica. (Fernández, et al., 2001).

El último gran terremoto que afectó a Quito fue en 1868. En esa época la población de la ciudad era de 45,000 personas que vivían en un área de 4 Km² (Escuela Politécnica Nacional, 1955). Desde esa fecha se ha producido un rápido crecimiento de la ciudad que dio paso a un gran número de construcciones de baja calidad, a la edificación en sitios inestables como quebradas rellenas de suelo suelto, en laderas empinadas, y al aumento de la población a dos millones de personas. (Escuela Politécnica Nacional G. I., 1994)

De tal manera, que si ocurriera un sismo de gran magnitud los daños serían considerables. La historia de los sismos en la zona del valle interandino nos puede dar una idea de la magnitud del evento que podría afectar a la ciudad.

Tabla 5

Terremotos registrados

Fecha	Epicentro		Intensidad
	Lat.	Long	Máxima
1587 – 04	0,10	-77,80	VIII
1645 – 03 - 15	-1,68	-78,55	IX
1698 – 06- 20	-1,00	-78,30	X
1736 – 12 - 06	0,78	78,80	VIII
1755 – 04 - 28	0,21	78,48	VIII
1859 – 03 - 22	0,40	78,40	VIII
1868 – 08 - 16	0,31	78,18	IX
1914 – 05 - 31	0,50	79,40	VIII
1923 – 02 - 05	0,50	78,50	VII
1929 – 07 - 25	0,40	78,55	VII
1938 – 08 - 10	0,30	78,40	VII
1955 – 07 -20	0,20	78,40	VII

Fuente: (Rivadeneira F. , et al., 2007)

Tabla 6

Sismos Corticales que han Afectado a Quito

Fecha	Latitud	Longitud	Mw
1944 - 09 – 15	-0.71	-78.7	5.92
1958 – 01 – 24	-0.98	-78.59	5.0
1960 – 07 – 30	-1.2	-78.7	5.97
1962 – 11 – 16	-1.16	-78.65	5.8-6
1976 – 11 – 29	-0.52	-78.61	5
1976 – 10 – 06	-0.75	-78.78	5.92
2005 – 05 - 21	-3,50	-81,32	5.5
2011 – 10 - 29	-0,13	-78,39	4.3

Fuente: Geophysical Journal International (2010)

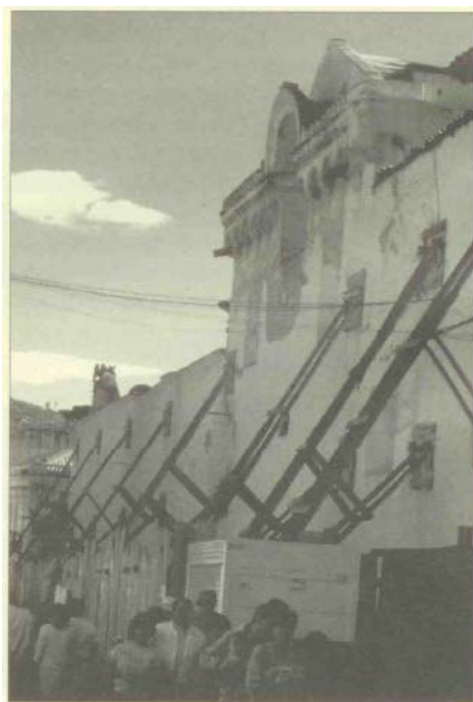


Figura 42: Construcciones de adobe dañadas - sismo de 1987.

Fuente: (EPN, 1994)

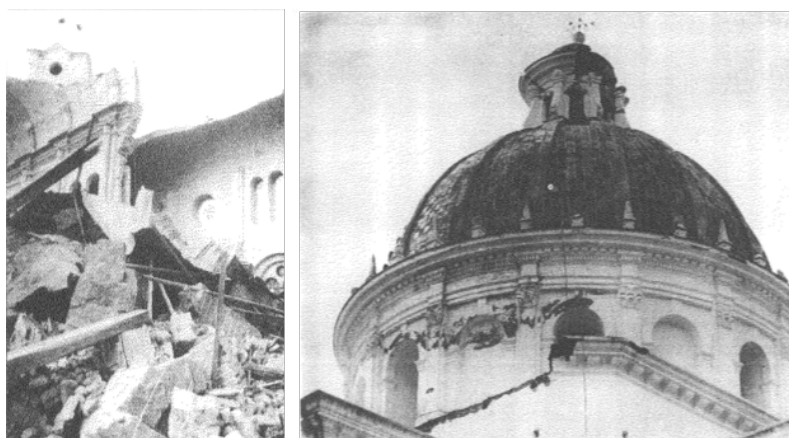


Figura 43: Basílica La Dolorosa (Ibarra) - Iglesia de Guápulo (Quito).

3.3. Afectaciones Locales

La Iglesia “Nuestra Señora de la Merced” soportó los sismos que sucedieron periódicamente en 1645, 1660 y quedando mal trecha con el terremoto del 20 de junio de 1698 obligando a la comunidad mercedaria a levantar un nuevo templo sobre las bases de la segunda iglesia (Fr. Proaño L., 1975).

3.3.1. Sismo del 15 de marzo de 1645

Cuya intensidad registrada fue de $I = 7.0$. Se apreciaron varios temblores al comienzo de 1645, los estragos provocados por este evento no solo se sintieron en Quito sino también en Riobamba. Causó graves estragos a casas, conventos e iglesias se vinieron abajo.

3.3.2. Sismo de 1660

En 1660, posterior a la importante erupción del Pichincha, o tal vez a inicios del 1661 se produjo un fuerte sismo que ocasionó grandes derrumbes en el volcán Sincholagua y algunos estragos en Quito.

Los derrumbes, calificados por algunos historiadores como catastróficos por el desplome de la cumbre del volcán (Cevallos, 1851), generaron flujos de escombros y de lodo que arrasaron los valles de Los Chillos y Tumbaco. Su intensidad en Quito fue de VI-VII (Del Pino y Yepes, 1990).

3.3.3. Sismo del 20 de Junio de 1698

En este día sucedió uno de los terremotos tectónicos más fuertes que ha afectado al Ecuador, cuya intensidad se estima con valor de “diez” en la escala de MSK (Egred, 2000). El terremoto afectó la zona central del Ecuador, región que actualmente ocupan las provincias de Tungurahua, Cotopaxi, parte de Chimborazo y Bolívar.

El terremoto de 1698 destruyó muchas aldeas y ciudades y afectó tan fuertemente Ambato y Latacunga que los habitantes de estos pueblos consideraron que era necesario mudar sus asientos a los sitios donde actualmente se encuentran, ya que los consideraban más seguros para afrontar la eventualidad de futuros desastres (Martínez A. , 1904)

3.3.4. Sismo del 28 de abril de 1755

El terremoto de 1755 ha sido catalogado como el evento más destructivo que ha sufrido Quito a través de su historia. Los daños se presentaron en las iglesias y conventos quiteños, destacándose el colapso total de la iglesia de Santa Catalina y daños generalizados en torres, cúpulas y muros de la Catedral, San Agustín, Santo Domingo, San Francisco, La Merced y El Sagrario.

La intensidad en Quito fue la máxima registrada para este terremoto en cualquier punto, implicando que su epicentro se podría haber localizado bajo la ciudad. No se reportan daños en otras localidades. Se lo estimó en el grado IX MSK (Del Pino y Yepes, 1990).

3.3.5. Sismos registrados durante el siglo XX y siglo XXI

La capital ecuatoriana en los últimos años no ha sufrido eventos telúricos que hayan causado grandes daños debido a que sus epicentros no se han localizados bajo la ciudad.

Destacando la acción del sismo ocurrido en 1990 con una magnitud $M_w = 5.3$ que destruyó casas de adobe y tapial 12 Km a la redonda (EL COMERCIO, 2014) y el evento ocurrido el 16 de abril del 2016 con epicentro en Pedernales - Manabí registrando una magnitud de $M_w = 6.5$ para la capital con afectaciones a infraestructuras en algunas viviendas y cortes paulatinos de energía eléctrica (Instituto Geofísico - Escuela Politécnica Nacional, 2016). Se han presentado como los sismos representativos de la ciudad pero

3.4. Zonificación Sísmica

Para edificaciones se usa el 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. El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z , de acuerdo el mapa de la Figura 44. (NEC-SE)

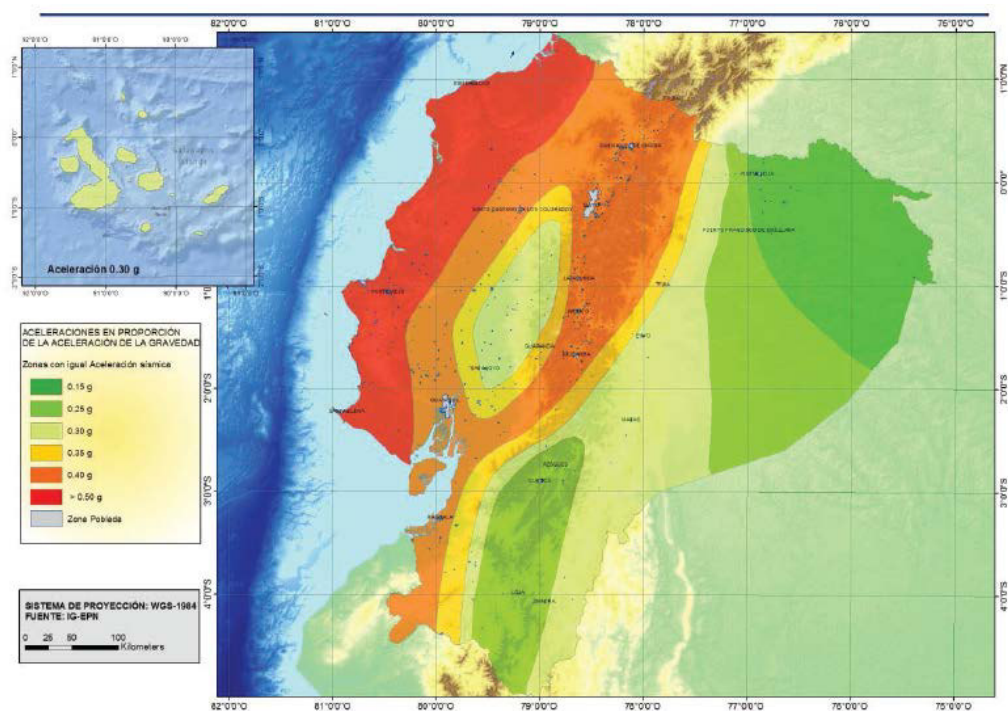


Figura 44: Ecuador, zonas sísmicas y valor del factor de zona “Z”.

Fuente: (NEC-SE)

Tabla 7

Factor de zona “Z”. NEC-SE

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: (NEC-SE)

3.4.1. Tipos de perfiles de suelo para el diseño sísmico

La Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-SE plantea una tabla con los perfiles de suelo de la cual se elige uno de ellos para el análisis de la estructura.

Tabla 8

Clasificación de los perfiles de suelo

Perfil	Descripción	Definición
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.	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ KPa} > S_u \geq 50 \text{ KPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s \leq 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $W \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ KPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1 —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2 —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3 —Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)	
F4 —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)		

 Continúa

Tabla 9

Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de Perfil	Descripción
F	F5 —Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.
	F6 —Rellenos colocados sin control ingenieril.

Fuente: (NEC-SE)

3.4.2. Factores de Sitio

Al clasificar el perfil de suelo, éste permite determinar los valores de los coeficientes de amplificación o reducción dinámica.

- **Factor de Aceleración (Fa):** Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleración para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio. (NEC-SE)

Tabla 10

Factores de sitio Fa.

Tipo de perfil de subsuelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	>0.5
	A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
	B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
	D	1.6	1.4	1.30	1.25	1.2	1.12
	E	1.8	1.5	1.25	1.1	1.0	0.85

Fuente: (NEC-SE)

- **Factor de Desplazamiento (Fd):** Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca considerando los efectos de sitio. (NEC-SE)

Tabla 11

Factores de sitio Fd.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)		0.15	0.25	0.30	0.35	0.40
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
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		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Fuente: (NEC-SE)

- **Factor Fs:** Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del 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)

Tabla 12

Factor del comportamiento inelástico del subsuelo Fs.

Tipo de perfil de subsuelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (aceleración esperada en roca, g)		0.15	0.25	0.30	0.35	0.40
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	1.05	1.11	1.19	1.28	1.40
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.00

Fuente: (NEC-SE)

3.5. Espectro Elástico Horizontal de Diseño en Aceleraciones

El espectro elástico de diseño en aceleraciones muestra la reacción de una estructura ante la vibración del suelo expresada como fracción de la gravedad, S_a , considera el factor Z y el tipo de suelo en donde está emplazada la estructura, se define en la sección 3.3.1 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE) y se obtiene a partir de las ecuaciones 3.1 y 3.2.

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (3-1)$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad (3-2)$$

Dónde:

r = Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

- **1.0** para suelos A, B, C o D, y
- **1.5** para suelos E;

Z = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g ;

η = Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1s$) y el PGA para cada período de retorno seleccionado.

- $\eta = 1.80$, para provincias de la Costa, excepto Esmeraldas.
- $\eta = 2.48$, para provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
- $\eta = 2.60$, para provincias del Oriente.

T_c se determina con la siguiente expresión:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (3-3)$$

Dentro del análisis dinámico, para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al fundamental se deben utilizar las ecuaciones que se muestran en la parte punteada de la gráfica a fin de obtener un espectro sísmico elástico como el que se muestra en la Figura 45.

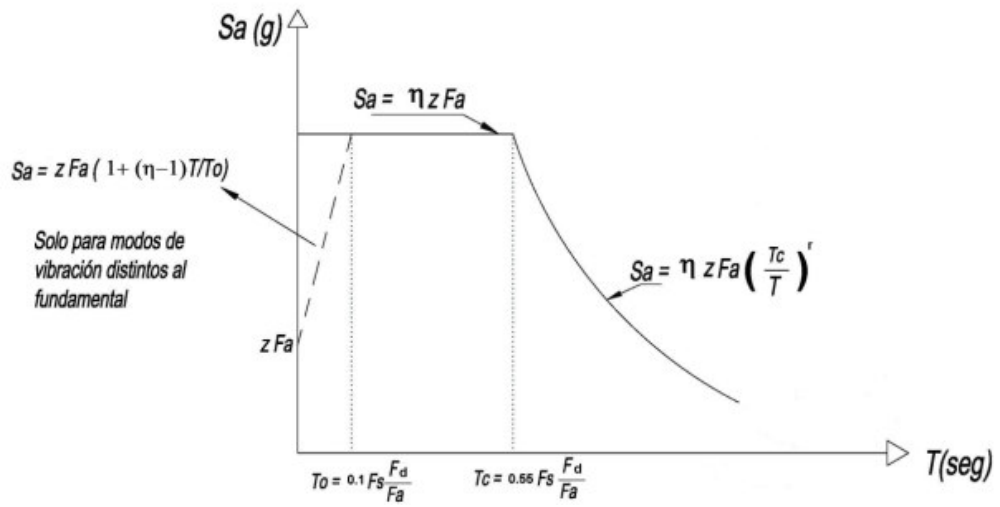


Figura 45: Espectro Sísmico Elástico de Aceleraciones
Fuente: (NEC-SE)

3.6. Espectro de Análisis

El espectro considerado para el análisis sísmico de la iglesia Nuestra Señora de La Merced toma en cuenta los siguientes aspectos:

Tipo de Suelo	Zona	Fa	Fd	Fs
C	0.4 g	1.20	1.11	1.11

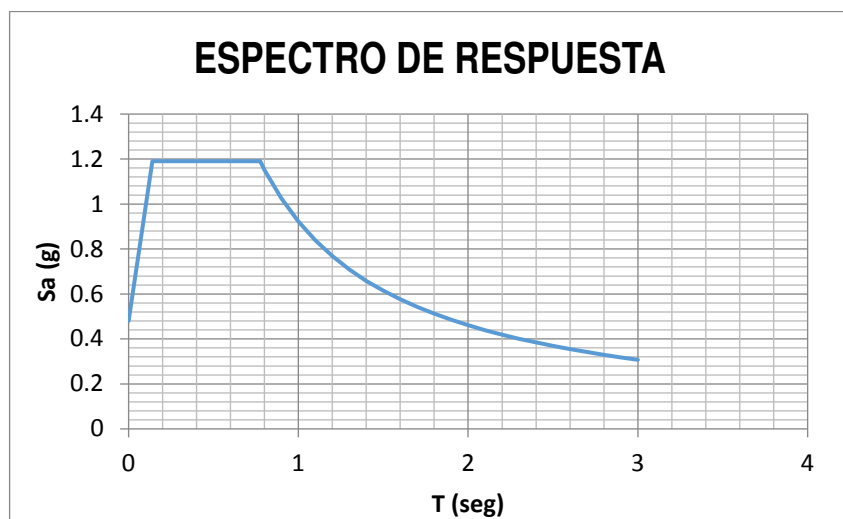


Figura 46: Espectro Sísmico Elástico de Aceleraciones.

3.6.1. Fuerzas Laterales Estáticas

Tipo de Edificación:	Mampostería
Ubicación:	Quito, Pichincha
Destino de la Edificación:	Iglesia

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_E} * W \quad (3-4)$$

Tipo de Uso, Destino e Importancia de la Estructura

NEC-SE-DS, Peligro Sísmico, Tabla 6.

Estructuras de Ocupación Especial → **I= 1.3**

Factor en Función de la Zona Sísmica (Z)

NEC-SE-DS, Peligro Sísmico, Tabla 1

Zona:	V
Factor:	0.40
Suelo tipo:	C

Lo que representa:

$$F_d = 1.11 \quad F_s = 1.11 \quad F_a = 1.20 \quad r = 1 \quad \eta = 2.48$$

NEC-SE-DS, Peligro Sísmico, Tablas 3, 4 y 5

Coefficiente del Suelo S y Coeficiente Cm

a) Comparación con el Límite de vibración Tc

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$\mathbf{T_c = 0.565}$$

b) Periodo de Vibración de la Estructura (T)

$$\mathbf{T = 0.73}$$

$$\text{Si: } 0 \leq T \leq T_c, \text{ se tiene: } Sa = \eta * Z * Fa \quad (3-5)$$

$$\text{Si: } T > T_c, \text{ se tiene: } Sa = \eta * Z * Fa \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad (3-6)$$

Coefficiente de Reducción de Respuesta Estructural (R)

NEC-SE-DS, Peligro Sísmico, Tabla 15-16

R = 1.00 No se considera factor de reducción puesto que las estructuras carecen de ductilidad.

Irregularidades en Planta (Φ_P)

NEC-SE-DS, Peligro Sísmico, Tabla 13

$$\phi_P = \phi_{PA} * \phi_{PB}$$

a) Irregularidad torsional	Si	0.90
b) Retrocesos excesivos	No	1.00
c) Discontinuidades en el sistema piso	Si	0.90
d) Ejes no paralelos	No	1

$$\phi_{PA} = 0.90$$

$$\phi_{PB} = 1.00$$

$$\phi_P = 0.90$$

Irregularidades en Elevación (Φ_E)

NEC-SE-DS, Peligro Sísmico, Tabla 14

$$\phi_E = \phi_{EA} * \phi_{EB} \quad (3-7)$$

1. Piso Flexible	No	1.00
2. Distribución de masas	No	1.00
3. Irregularidad geométrica	No	0.90

$$\phi_E = 0.90$$

Datos para el cortante Basal y Espectro

NEC-SE-DS, Peligro Sísmico, Literal 6.3.2

$$Z = 0.40$$

$$I = 1.30$$

$$\phi_P = 0.90$$

$$\phi_E = 0.90$$

$$R = 1.00$$

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

$$V = 1.20 W$$

CAPÍTULO 4

ESTUDIO DE VULNERABILIDAD

4.1 Introducción

El estudio de la vulnerabilidad en estructuras pretende determinar el grado de debilidad que tienen estas ante amenazas externas. Las metodologías extranjeras establecen coeficientes y parámetros para la evaluación y caracterización de los diferentes tipos de edificaciones; entre estos métodos se pueden mencionar: Federal Emergency Management Agency (FEMA 310), Gruppo Nazionale Difesa dai Terremoti (GNDT), RISK-UE, entre otros; cuya aplicación debe ser ajustada a las normativas locales con parámetros propios de la zona.

4.2 Vulnerabilidad en Estructuras Históricas

Portadoras de un mensaje espiritual del pasado, las obras monumentales de las pasadas generaciones permanecen como testimonio vivo de sus tradiciones. La humanidad, que cada día toma conciencia de la unidad de los valores humanos, las considera como un patrimonio común y, pensando en las generaciones futuras, se reconoce solidariamente responsable de su conservación. Ella aspira transmitirla a las futuras generaciones con toda la riqueza de su autenticidad. (Fragmentos de la Carta de Venecia, citado en (Meli, Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos, 1998)).

Toda estructura sea antigua o moderna tiene un grado de vulnerabilidad ante la acción de fuerzas accidentales, siendo la más representativa el sismo. A diferencia de las estructuras modernas las grandes edificaciones históricas presentan un nivel de diseño sismo resistente nulo puesto que su diseño se basaba en una armonía geométrica y arquitectónica a través de factores de correlación entre: alto, ancho y espesor de cada uno de los

elementos; sin desacreditar su nivel de conocimiento ya que estas estructuras se han mantenido durante cientos de años y superado varios desastres naturales.

Con la aparición de la Ingeniería Estructural se realizan los primeros análisis a construcciones ya existentes, con el afán de entender las cargas y sollicitaciones a las que están expuestos cada elemento pretendiendo predecir las deformaciones futuras de cada uno de ellos o explicar las ya existentes.

En un primer plano de análisis las estructuras históricas se encuentran en un estado de equilibrio adecuado a su geometría y peso, siendo un detonante de inestabilidad la intervención de una fuerza externa. Basados en este preámbulo se define a la vulnerabilidad como el grado de daño que sufre una estructura debido a un evento sísmico de determinadas características. Estas estructuras se pueden calificar en “más vulnerables” o “menos vulnerables” ante un evento sísmico (Yépez, 1996). Al ser una estructura un conjunto de elementos capaces de mantener su forma y cualidad a lo largo del tiempo bajo la acción de cargas y agentes exteriores la vulnerabilidad sísmica viene a ser una propiedad intrínseca de la misma, una característica de su propio comportamiento ante la acción de un sismo descrito a través de una ley causa-efecto, donde la causa es el sismo y el efecto es el daño. (Sandi, 1986). El análisis del daño varía entre autores y bibliografías, se utilizan indicadores como máximas aceleraciones y desplazamientos, análisis de la pérdida de rigidez o el uso de esfuerzos límites, que al ser comparados con valores predeterminados o calculados para diferentes tipologías estructurales sin la acción sísmica describen el grado de daño ya sea este porcentual o un índice.

Debido al paso del tiempo como también a los factores ambientales, muchas estructuras históricas se tornan vulnerables a las cargas dinámicas, lo cual hace que el colapso total o de un fragmento de la estructura sea impredecible ya que muchas de estas construcciones no están sujetas a restauraciones periódicas que permite la conservación del bien. El análisis sísmico y la vulnerabilidad de las estructuras históricas son los aspectos

claves para su conservación, para la seguridad de la población y los intereses económicos que envuelven. (Sánchez Cárdenas, 2013)

4.3 Análisis de vulnerabilidad

El estudio de la vulnerabilidad se encuentra enmarcado en dos grandes grupos, la primera también llamada la vulnerabilidad observada es aquella que resulta de la inspección visual de los daños causados por un terremoto y del análisis estadístico de los mismos para la estructura en estudio; y la vulnerabilidad calculada, se deriva de un análisis matemático a través de un modelo estructural analítico o a través de ensayos realizados en el laboratorio, utilizando modelos a escala y cuyos resultados son expresados en términos probabilísticos (Caicedo et al., 1994, citado en Cardona & Hurtado, Propuesta Metodológica para los Análisis de Vulnerabilidad., 1990).

4.3.1 Clases de vulnerabilidad sísmica

Vulnerabilidad Estructural: Se refiere a qué tan susceptibles a ser afectados o dañados son los elementos estructurales (vigas, columnas, muros de piedra, adobe u hormigón) de una edificación frente a las fuerzas sísmicas inducidas en ella y actuando en conjunto con las demás cargas habidas en dicha estructura. (Yépez, 1996).

Vulnerabilidad No Estructural: Está asociada a los daños que pueden tener los sistemas arquitectónicos de un edificación (como ventanas, puertas, cubiertas falsas entre otros) y el mobiliario del bien cuyo desprendimiento o desplazamiento aumento el riesgo, que en términos económicos y de vidas humanas, pueden ser tan importantes como los daños estructurales. (Wong, Samudio, & Mora, 1997)

Vulnerabilidad Funcional: Está relacionada con la capacidad que tiene un bien para mantenerse operativo, es decir que no pierda el suministro de agua, luz eléctrica, redes de comunicación o vías de acceso, que son las partes más vulnerables (Yépez, 1996) cuya pérdida inhabilitaría al bien como lugar de refugio una vez acontecido el evento telúrico.

4.3.2 Metodologías para el estudio de vulnerabilidad sísmica

Para realizar los estudios de vulnerabilidad existen muchas metodologías valederas en la literatura internacional (Caicedo et al., 1994); a continuación se hará una breve descripción de los métodos y los parámetros que tienen en cuenta para evaluar la vulnerabilidad.

Métodos Cualitativos: Permiten hacer la evaluación de forma rápida y sencilla. Estos métodos son usados para obtener un estimativo de vulnerabilidad de las edificaciones lo que permite conocer el comportamiento de una zona urbana ante la ocurrencia de algunos fenómenos naturales proporcionando con esto una herramienta muy importante para los planes de prevención y mitigación de desastres. (LLanos López & Vidal Gómez, 2003).

Dentro de los métodos que han sido desarrollados se encuentran las Técnicas de Screening, el método ATC-21, el método NAVFAC, los métodos Japoneses, el método Venezolano, el método ISTC, el Método Índice de Vulnerabilidad, el método de la AIS, entre otros. (Chavarria & Gómez, 2001)

Métodos Analíticos: Son usualmente utilizados para la evaluación en detalle de la vulnerabilidad de una estructura ante sismos de diferente orden de magnitud. Entre los métodos más conocidos están: el Método NSR-98, el Método FEMA 178, el Método ATC-14 y el Método FEMA-273.

4.4 Experiencias

Varios proyectos relacionados con la determinación de la vulnerabilidad sísmica han sido desarrollados tanto a nivel local como extranjero. A continuación se mencionan varios de ellos.

4.4.1 Italia

El proyecto “Seismic Assessment and Retrofit of Historical Masonry Structures” desarrollado por Cruzilla, evalúa las iglesias Santa María del Pi, Santa María del Mar y Catedral de Mallorca con la aplicación de los códigos: Eurocode 8 y NCSE-02.



Figura 47: Iglesia S. María del Pi e Iglesia Santa María del Mar.

Fuente: (Cruzilla)

El objetivo de este proyecto fue determinar el factor de seguridad y el mecanismo de falla para cada una de las estructuras analizadas.

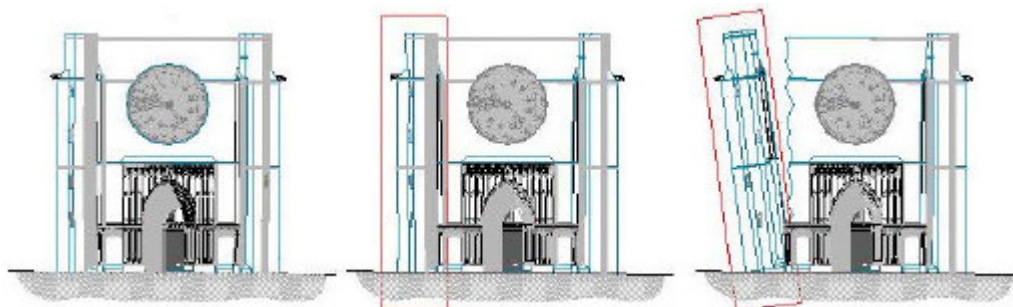


Figura 48: Rotación de la Torre - Iglesia S. María del Pi.

Fuente: (Cruzilla)

Tabla 13

Resultados obtenidos aplicando las provisiones del Eurocode 8

α_o	d_u	d_d (m)	S.F.= d_u / d_d	D_i (Level of Damage)
0.204	1.143	0.164	6.97	Do

Fuente: (Cruzilla)

Donde, α_o es el coeficiente sísmico para el mecanismo estudiado, d_u es el desplazamiento último del mecanismo seleccionado del macro-elemento objeto de estudio, d_d es la demanda de desplazamiento de dicho elemento, S.F es el factor de seguridad para la relación entre el desplazamiento ultimo (d_u) y la demanda de desplazamiento (d_d).



Figura 49: Catedral de Mallorca.

Fuente: (Cruzilla)

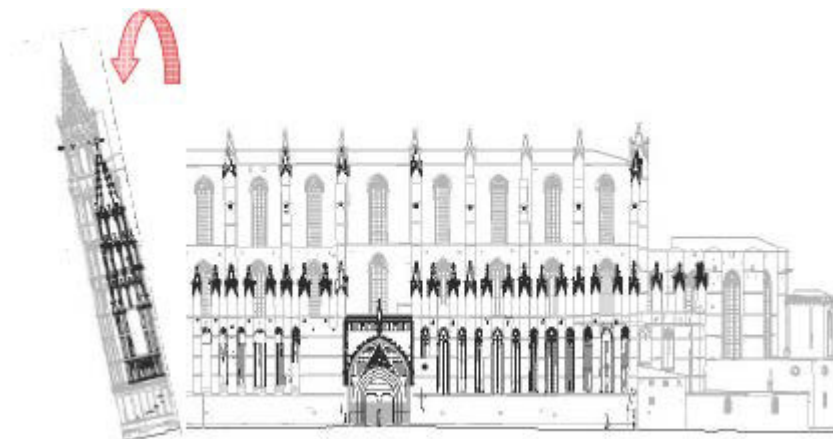


Figura 50: Rotación de la Torre – Catedral de Mallorca.

Fuente: (Cruzilla)

Tabla 14

Resultados obtenidos aplicando las provisiones del NCSE-02

α_o	d_u	d_d (m)	S.F.= d_u / d_D	D_i (Level of Damage)
0.271	1.649	0.190	8.68	Do

Fuente: (Cruzilla)

Para cada mecanismo de falla varían los resultados, siendo el objetivo determinar cuál de ellos es el más vulnerable.

4.4.2 Nicaragua, Colombia, Ecuador & Barcelona

Proyectos como: “Análisis de Vulnerabilidad Sísmica del Centro Histórico de la Ciudad de Granada, Nicaragua, utilizando la Herramienta de estimación de Pérdidas S.E.L.E.N.A” (Gallo Medrano & López Rivera, 2014), “Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Escuelas Públicas de Cali: Una propuesta metodológica” (LLanos López & Vidal Gómez, 2003), “Determinación del índice de vulnerabilidad sísmica por medio del método del índice de vulnerabilidad en las estructuras ubicadas en el Centro Histórico de la ciudad de Sincelejo, utilizando las tecnologías del sistema de información geográfica” (Caballero, 2007); y “Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería” (Yépez, Barbat, & Canas, 1995), vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la ciudad de Quito desarrolladas en el año 2000, propuestas y ajustadas con estudios de expertos locales (Yépez, F. et.al.1996). Determinan la estimación matemática de la vulnerabilidad de un grupo de estructuras utilizando las matrices de probabilidad de daño o los índices de vulnerabilidad,

El índice de vulnerabilidad es determinado para parámetros como: características de los suelos, aspectos estructurales, aspectos geométricos, año de construcción, número de pisos, entre otros.

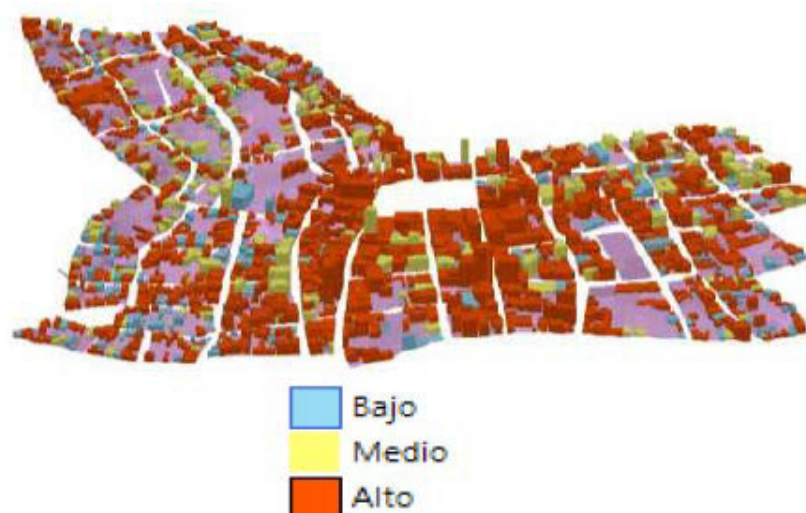


Figura 51: índice de vulnerabilidad para la ciudad de Sincelejo, Colombia.

Fuente: (Caballero Guerrero, 2007)

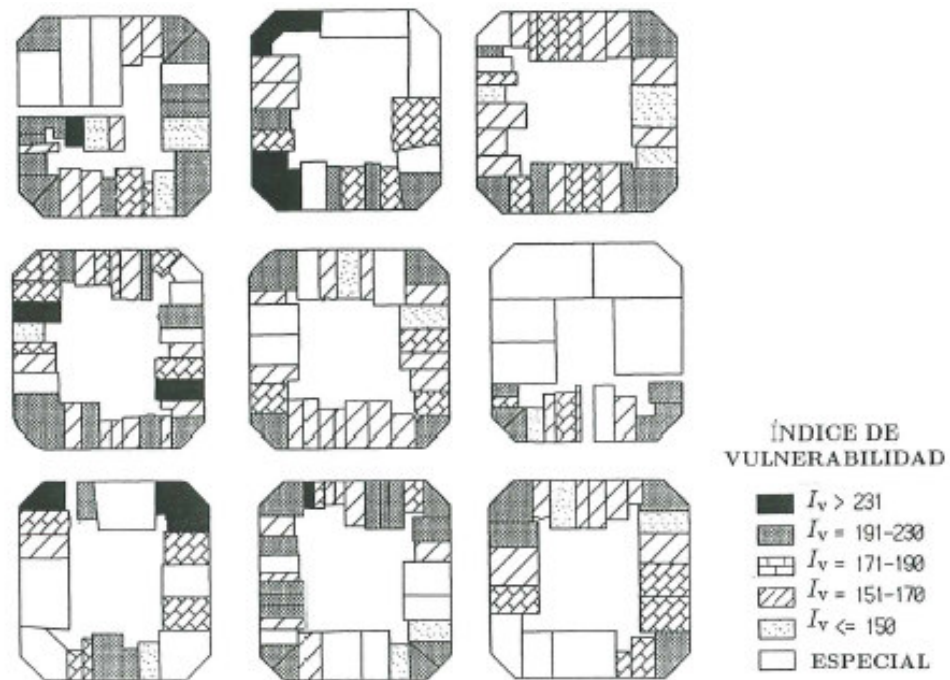


Figura 52: Vulnerabilidad de mampostería no reforzada - Barcelona.

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

4.4.3 México

El uso de modelos basados en elementos finitos para Iglesias de carácter histórico en la ciudad de México es muy difundido por sus investigadores como lo demuestran las numerosas publicaciones que se hacen al respecto. Proyectos como:

- “Seismic Assessment of Bell Towers of Mexican Colonial Churches” (Peña & Meza, 2010) presenta el estudio de las Iglesias de Oxaca y Puebla del sur-este de la Ciudad de México.

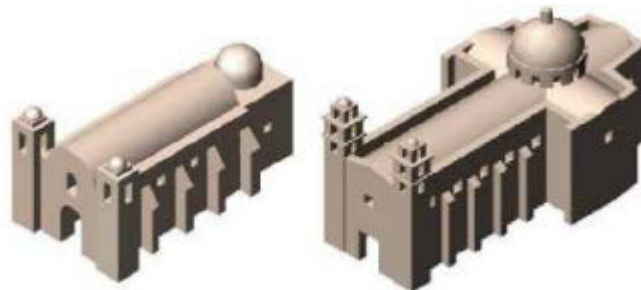


Figura 53: Iglesias típicas Coloniales; Oxaca (Izq.) y Puebla (Der.)

Fuente: (Peña & Meza, 2010)

Dichos proyectos determinan los daños a nivel tensión y de corte identificando las zonas más propensas a fallar; las mismas que tienen un especial interés cuando se abordan temas de reforzamientos.

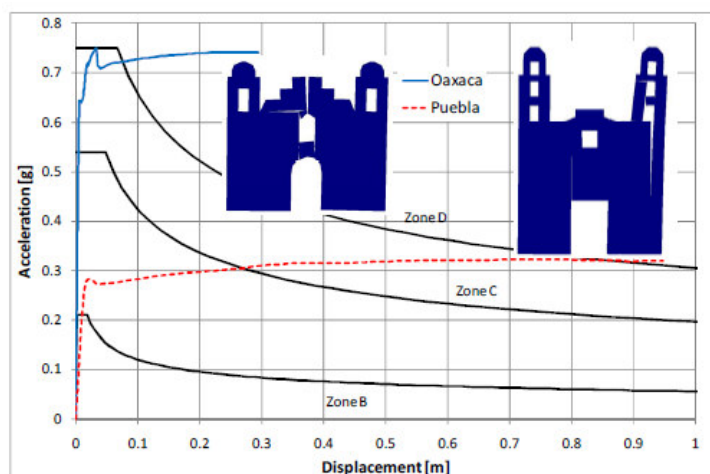


Figura 54: Curvas de capacidad y espectro de diseño - zonas B, C y D

Fuente: (Peña & Meza, 2010)

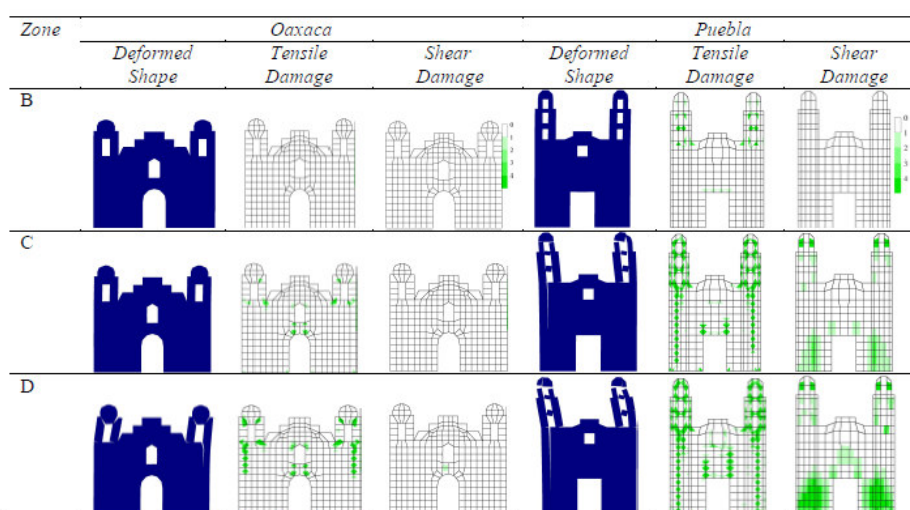


Figura 55: Deformación y daños para las Iglesias de Oaxaca y Puebla.

Fuente: (Peña & Meza, 2010)

- “Numerical analysis of the two basic collapse Mechanism of a typical colonial façade” (Casolo & Peña, 2011)

Utilizando diferentes espectros de diseño para México, diferenciados entre sí por el coeficiente correlacionado a las zonas sísmicas del país B, C

o D, se evalúa el comportamiento estructural para los modelos de iglesias típicas de Oaxaca y Puebla, identificando en forma gráfica los agrietamientos y posibles zonas de falla en fachadas y en forma analítica el punto de desempeño a partir de la curva de capacidad vs el espectro de diseño.

- “On elastic models for evaluation of the seismic vulnerability of masonry churches” (Meli & Peña, 2014)

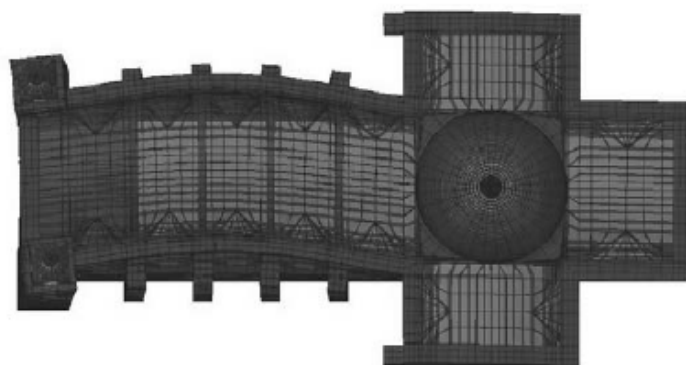


Figura 56: Primer Modo de Vibración – Iglesia de Puebla

Fuente: (Meli & Peña, 2014)

4.5 Mecanismos de falla en iglesias

La mayoría de las metodologías que existen para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica son para estructuras de hormigón, acero o mampostería, hace muy poco se comenzó a implementar en estructuras de fábrica antigua (Martínez G. , 2007, citado en Cardona & Hurtado, Propuesta Metodológica para los Análisis de Vulnerabilidad., 1990).

Tabla 15

Mecanismos de colapso en Iglesias

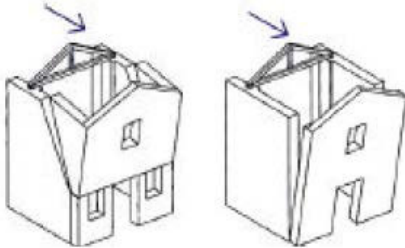
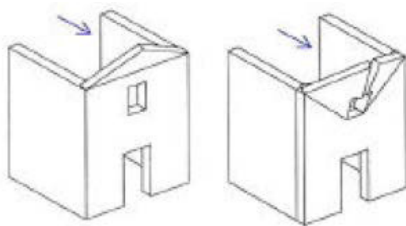
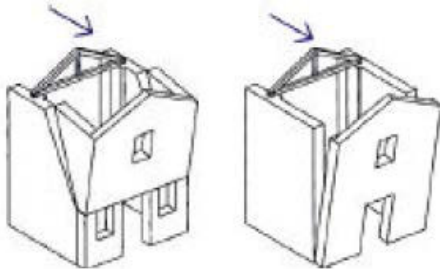
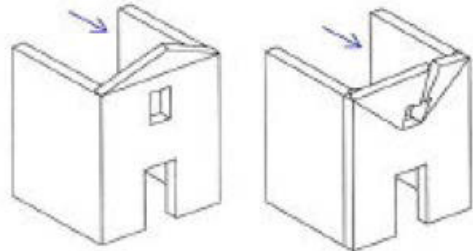
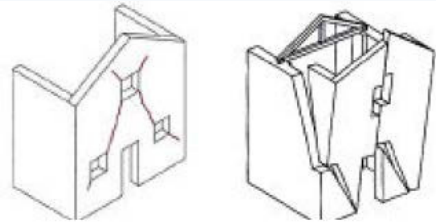
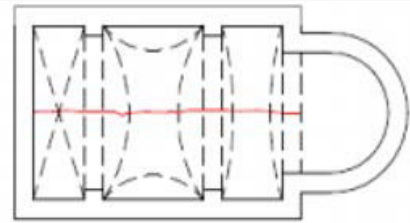
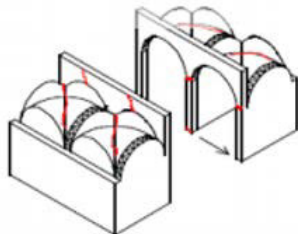
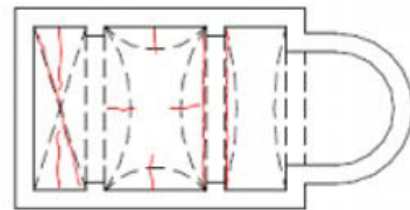
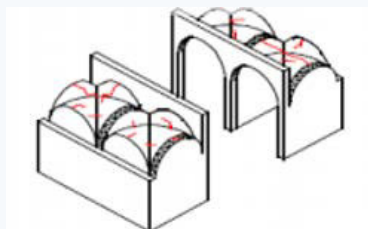
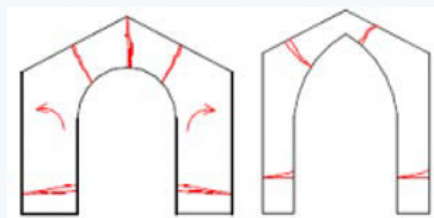
<p>1. <i>Vuelco de la fachada</i></p> 	<p>2. <i>Vuelco en la parte superior de la Fachada</i></p> 
<p>→ Continúa</p>	

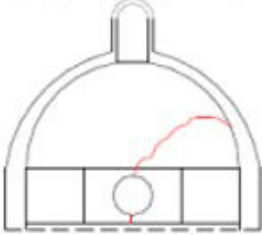
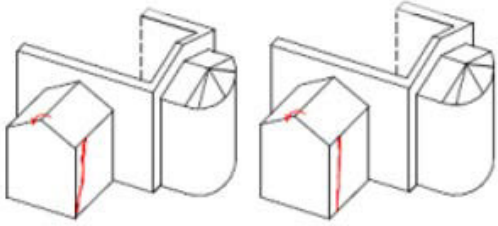
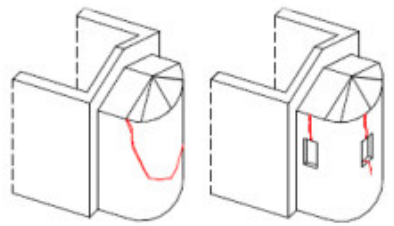
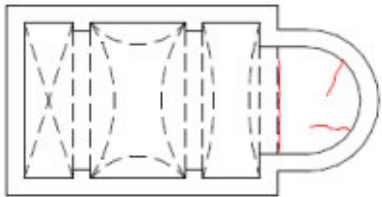
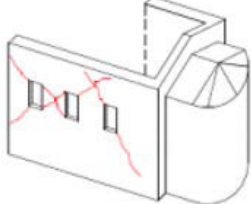
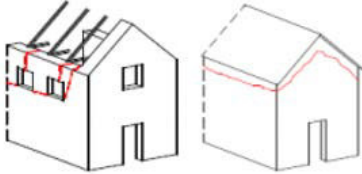
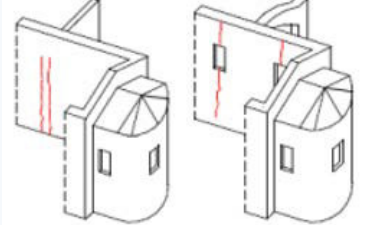
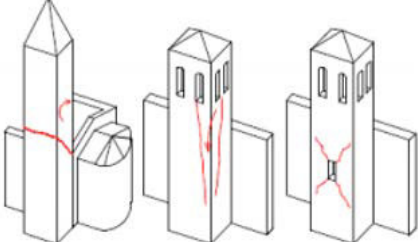
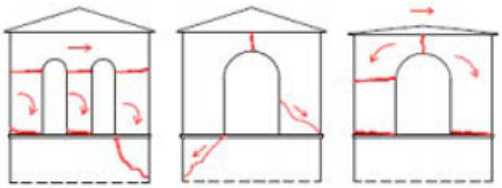
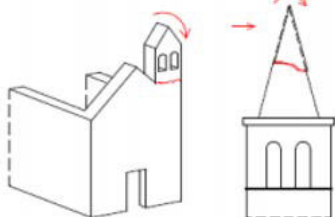
Tabla 16

Mecanismos de colapso en Iglesias

3. *Vuelco de la fachada***4.** *Vuelco en la parte superior de la Fachada***5.** *Mecanismo de Cortante en la Fachada***6.** *Vibración Transversal de la Nave***7.** *Respuesta Longitudinal de la Nave Central***8.** *Bóveda de la Nave***9.** *Bóvedas de las Naves Laterales***10.** *Arco Triunfal*

→ Continúa

Tabla 17
Mecanismos de colapso en Iglesias

<p>11. Cúpula o Cimborio</p> 	<p>12. Vuelco de muros extremos</p> 
<p>13. Vuelco del ábside</p> 	<p>14. Bóvedas en el prebisterio o en el ábside</p> 
<p>15. Falla por cortante en muros</p> 	<p>16. Martillamiento de la cubierta</p> 
<p>17. Falta de continuidad en muros</p> 	<p>18. Torre campanario</p> 
<p>19. Cédula de Campana</p> 	<p>20. Vuelco de Proyecciones o agujas</p> 

Fuente: (Martínez G. , 2007) (Cruzzilla)

4.6 Metodología y aplicación del método italiano

El método propuesto por Benedetti y Petrini, se define como indirecto y fue adoptado por el Gruppo Nazionale Difesa dai Terremoti (GNDT) del C.N.R (Italia) desde el año de 1982 (Hurtado O. & León M., 2008) (Gomez A. & Rodriguez B., 2006), distinguiendo al método por presentar en una forma sencilla y aplicable los criterios de falla para estructuras de estilo histórico ante la acción de fuerzas sísmicas a partir de los datos recopilados en los daños producidos por sismos desde el año 1976 para Italia.

La aplicación del método está basada en la evaluación subjetiva de los componentes estructurales y resistentes del monumento histórico, la precisión de la evaluación depende en gran parte de la experiencia alcanzada por el profesional a cargo de la inspección y la prolijidad con la que los datos son abordados, a pesar de ser un método sencillo su resultado es una aproximación del daño esperado ante un evento sísmico, resultado que es comparado con otros métodos antes de emitir un criterio de vulnerabilidad. (Gomez Araujo & Rodriguez Bula, 2006)

La adaptación del método de Benedetti y Petrini, propuesta en el trabajo de investigación ***“Implementación del modelo de índice de vulnerabilidad ajustado a una edificación histórica con estructuras de varios materiales”***, (Hurtado O. & León M., 2008) direcciona a su aplicación en forma abierta para que cada país pueda hacer uso del mismo guiándose en parámetros que promueven la consulta de metodologías locales y extranjeras que aseguren un resultado adecuado para cada zona geográfica; referenciando sus valores a iglesias de carácter histórico e integrando entre los parámetros de calificación la edad de la edificación.

Tabla 18

Descripción parámetros de evaluación No. 1, 2 & 3

1. Tipo y Organización del sistema resistente

- A** Edificación en mampostería confinada o reforzada en todas las plantas.
- B** Edificación en 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.
- C** Edificación en mampostería que no posee vigas y columnas de confinamiento en todas las plantas y que se encuentra constituido por paredes ortogonales bien ligadas.
- D** Edificación en mampostería que no posee vigas y columnas de confinamiento en todas las plantas, con paredes ortogonales no ligadas o mal ligadas.

2. Calidad de sistema resistente

- A** Mampostería de ladrillo o bloques de buena calidad o mampostería en piedra bien tallada, piezas homogéneas y de dimensiones constantes a lo largo de todo el elemento. Presencia de trabazón entre las unidades de mampostería. Mortero o ligamento de buena calidad.
- B** Mampostería en ladrillo, de bloques o piedra bien tallada, con presencia de ligamento entre las unidades de mampostería, con mampostería no muy homogénea a lo largo de todo el elemento.
- C** Mampostería de ladrillo de baja calidad, y con poca presencia de ligamento, o mampostería en piedra mal cortada, con piezas no homogéneas, pero bien trabadas a lo largo del elemento.
- D** Mampostería en piedra irregular mal trabada o ladrillo de baja calidad, con piezas no homogéneas o sin presencia de ligamento.

3. Resistencia Convencional

- A** Edificación con un valor de FS ≥ 1.0
- B** Edificación con un valor de FS entre 0.6 y 1.0
- C** Edificación con un valor de FS entre 0.4 y 0.6
- D** Edificación con un valor de FS < 0.4

Tabla 19

Descripción parámetros de evaluación No. 4 & 5

4. Posición del Edificio y Cimentación

A Edificación cimentada sobre terreno estable o roca con pendiente inferior al 10%, la fundación está a la misma cota. Ausencia de empujes de tierra debido a terraplén.

B Edificación cimentada sobre terreno estable o roca con pendiente entre 10% y 30%, la diferencia de las cotas de fundación no es mayor a 1 metro. Ausencia de empujes de tierra debido a un terraplén.

C Edificación cimentada sobre terreno blando o suelto con pendiente comprendida entre 10% y 30% o sobre terreno estable o roca con pendiente comprendida entre 30% y 50%. La diferencia de las cotas de fundación no es mayor a 1 metro. Presencia de empujes de tierra debido a un terraplén.

D Edificación cimentada sobre terreno blando o suelto con pendiente mayor al 30% o terreno estable o roca con pendiente mayor al 50%. La diferencia de las cotas de fundación es mayor a 1 metro. Presencia de empujes de tierra debido a un terraplén.

5. Diafragmas horizontales

Considerar las siguientes condiciones:

1. Ausencia de planos a desnivel.
2. La deformabilidad del diafragma es despreciable. Se considera despreciable la deformación cuando el porcentaje de abertura en el diafragma es menor de un 30%.

La conexión entre el diafragma y los muros es eficaz.

A Satisface con todas las condiciones.

B Edificación con diafragma como los de la clase A, pero no cumplen una de las condiciones.

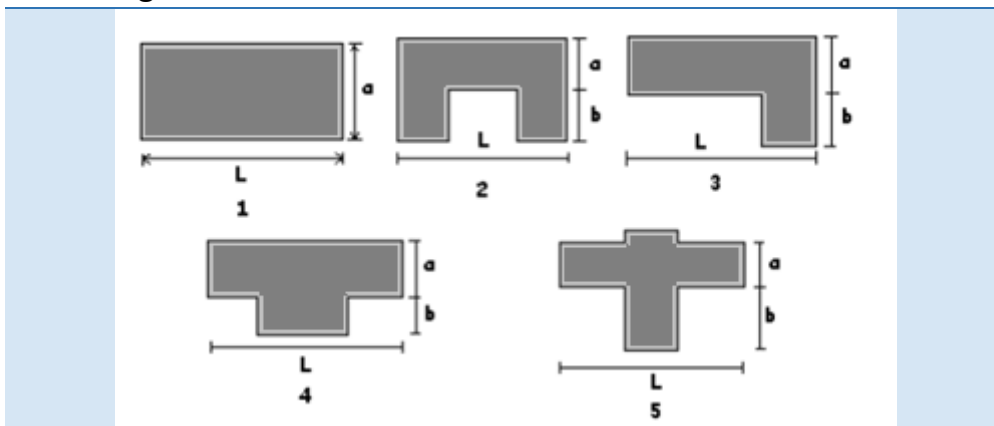
C Edificación con diafragmas como los de la clase A, pero que no cumplen dos de las condiciones.

D Edificación cuyos diafragmas no cumplen ninguna de las tres condiciones.

Tabla 20

Descripción parámetros de evaluación No. 6 & 7

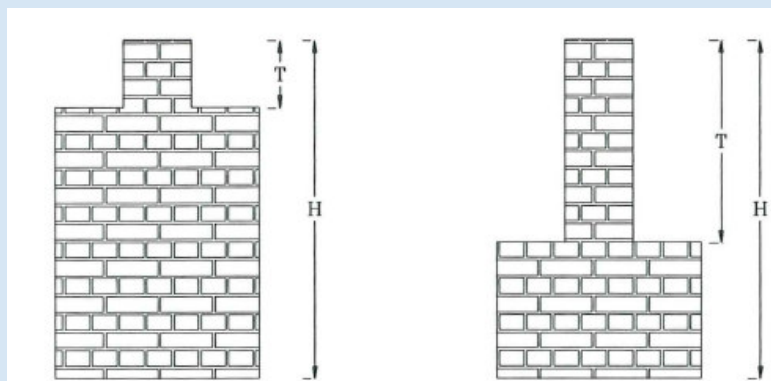
6. Configuración en Planta



- A $a/L \geq 0.8$ o $b/L \leq 0.1$
- B $0.6 \leq a/L < 0.8$ o $0.1 < b/L \leq 0.2$
- C $0.4 \leq a/L < 0.6$ o $0.2 < b/L \leq 0.3$
- D $a/L < 0.4$ o $b/L > 0.3$

7. Configuración en Elevación

Comprobación de irregularidades basados en la relación T/H , y la variación de masa en porcentaje $\pm\Delta M/M$ entre dos pisos sucesivos, siendo M la masa del piso más bajo y el signo (+) se usa si se presenta aumento o el (-) si se presenta disminución de masa hacia lo alto del edificio.



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

- A Edificación con $-\Delta M/M < 10\%$
- B Edificación con $10\% \leq -\Delta M/M < 20\%$
- C Edificación con $-\Delta M/M > 20\%$ ó $T/H < 2/3$
- D Edificación con $+\Delta M/M > 0$ ó $T/H > 2/3$

Tabla 21

Descripción parámetros de evaluación No. 8, 9 & 10

8. Espaciamiento máximo entre muros

La evaluación se realiza con el factor L/S , donde L es el espaciamiento de los muros transversales y S el espesor del muro carguero. Se evalúa el caso más desfavorable. (Hurtado O. & León M., 2008)

- A** Edificación con $L/S < 15$
- B** Edificación con $15 \leq L/S < 18$
- C** Edificación con $18 \leq L/S < 25$
- D** Edificación con $L/S \geq 25$

9. Tipo de Cubierta

- A** Edificación con cubierta estable y provisto de viga cumbreira ó edificación con cubierta plana.
- B** Edificación con cubierta estable y bien conectada a los muros, pero sin viga cumbreira ó edificación con cubierta parcialmente estable y provista de viga cumbreira.
- C** Edificación con cubierta inestable, provista de viga cumbreira.
- D** Edificación con cubierta inestable, sin viga cumbreira.

10. Elementos no Estructurales

- A** Edificaciones con elementos no estructurales, de pequeña dimensión y bien conectados a la estructura principal.
- B** Edificaciones con elementos no estructurales, de pequeña dimensión y mal conectados a la estructura principal.
- C** Edificaciones con demasiados elementos no estructurales de peso considerable y mal conectados a la estructura principal, que pueden caer en caso de terremoto.
- D** Edificaciones con demasiados elementos no estructurales de peso considerable y mal conectados a la estructura principal, que pueden caer en caso de terremoto.

Tabla 22

Descripción parámetros de evaluación No. 11 & 12

11. Estado de Conservación

A Muros y columnas en buena condición, sin daño visible. Cubiertas y techos en excelente estado.

B Muros y columnas con presencia de agrietamientos tipo capilar no extendido en todo el elemento, con la excepción de los casos en que dichos agrietamientos ha sido provocado por terremotos. Caída de pañete y daño de tejas en la cubierta.

C Muros y columnas con grietas de mediano tamaño (2 a 3 mm de espesor) o con agrietamiento tipo capilar de origen sísmico. Estructuras que no presentan agrietamiento, pero que se caracterizan por un estado mediocre de conservación de los muros.

D Muros y columnas que presentan un grave deterioro en las características físicas de los materiales de construcción o con agrietamiento de espesor superior a 3 mm. Gran daño en el sistema de cubierta, presentando zonas que se encuentran muy próximas al colapso.

12. Edad

A Edificación construida después de 1900.

B Edificación construida durante el siglo XIX.

C Edificación construida durante el siglo XVIII

D Edificación construida antes de 1700.

Cada uno de los ítems del parámetro posee una calificación y ponderación única que determina el valor del índice de vulnerabilidad una vez que han sido sumados cada uno de ellos.

Tabla 23

Calificación y peso de ponderación de ítems de vulnerabilidad

No	Parámetro	KI (A)	KI (B)	KI (C)	KI (D)	Peso Wi
1	Organización del sistema resistente	0	5	20	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 cimentación	0	5	25	45	0.75
5	Diafragmas horizontales	0	5	15	45	1.00
6	Configuración en planta	0	5	25	45	0.50
7	Configuración en elevación	0	5	25	45	1.00
8	Distancia mínima 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
12	Edad	0	5	25	45	0.15

Fuente: (Hurtado O. & León M., 2008)

Los resultados obtenidos son evaluados de acuerdo a los siguientes rangos:

Tabla 24

Escala global de vulnerabilidad

Valor Índice de vulnerabilidad Iv	Escala global de vulnerabilidad	Tipo de intervención (Periodo)
0	Nada vulnerable	A largo plazo
(0-53)	Poco vulnerable	A largo plazo
(53 - 201.25)	Medianamente vulnerable	A corto plazo
(201.25 - 389.25)	Muy vulnerable	Inmediato

Fuente: (Hurtado O. & León M., 2008)

4.6.1 Aplicación del método - Iglesia “Nuestra Señora de La Merced”

La mayor parte de los ítems requieren de una inspección de campo y evaluación visual; siendo algunos de ellos los que demandan de un cálculo adicional.

- **Ítem 3:** Resistencia Convencional

Para las propiedades mecánicas de la mampostería de ladrillo con mortero de cal se adoptan los siguientes valores:

Peso específico (γ) = 1.6 t/m³

Esfuerzo Cortante = 20 t/m³

Determinación de la altura media y área en planta de la iglesia:

- Torres = 41.00 m
- Naves laterales = 9.50 m
- Nave Central = 17.00 m
- Cúpula = 33.52 m
- Columnas = 15.31 m

$H_{media} = 23.27$ m

$A_{planta} = 490.50$ m²

Peso = 18262.21 Ton

Áreas resistentes de muros en las direcciones x e y:

- $A_{px} = 277.21$ m²
- $A_{py} = 169.62$ m²

Coefficiente sísmico:

$S_a = 1.20$ (Cap. 3, sección)

$$Coef. S\acute{ismico} = \frac{V_A}{V_R} = \frac{169.62m^2 * 20T / m^2}{1.20 * 18262.21T} = 0.155$$

Dado que el coeficiente sísmico es menor a 0.4 la calificación para la resistencia convencional es “D”

Los items restantes requieren de una solución gráfica puesto que sus relaciones dependen directamente de la geometría como se aprecia a continuación:

- **Ítem 4:** Posición del Edificio y Cimentación

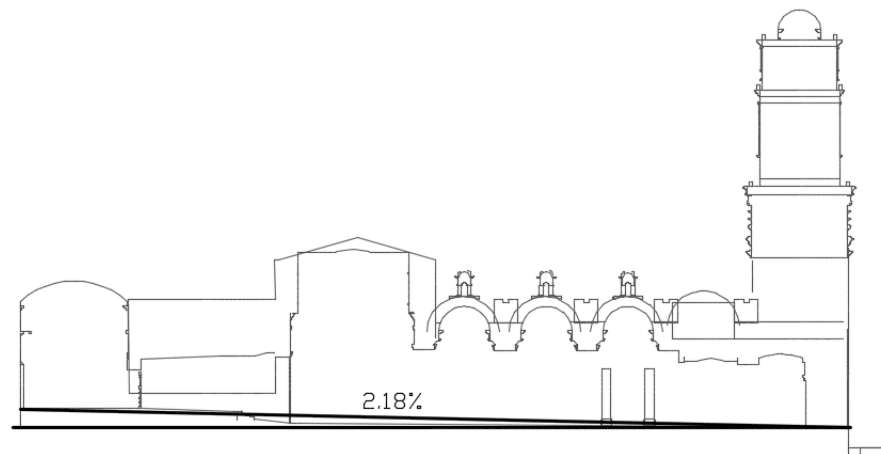


Figura 57: Sección longitudinal Iglesia “Nuestra Señora de la Merced”

Fuente: (Acosta, 2011)

- **Ítem 5:** Diafragmas horizontales

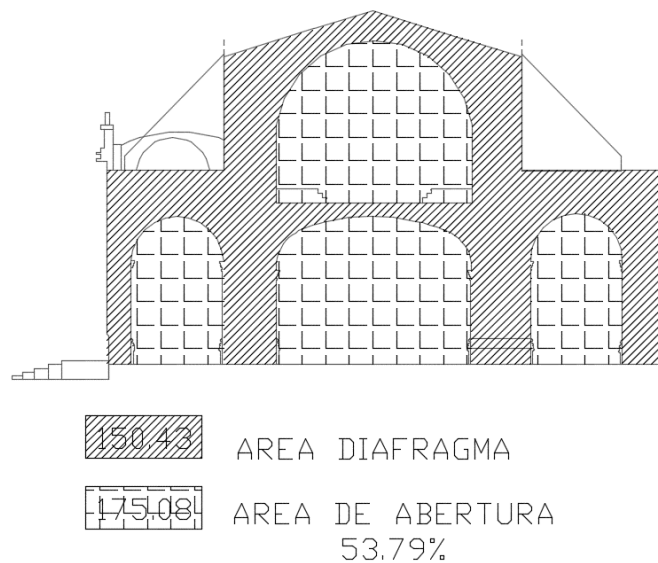


Figura 58: Áreas diafragmas horizontales

- **Ítem 6:** Configuración en Planta

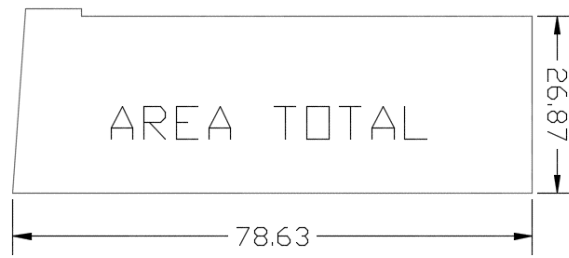
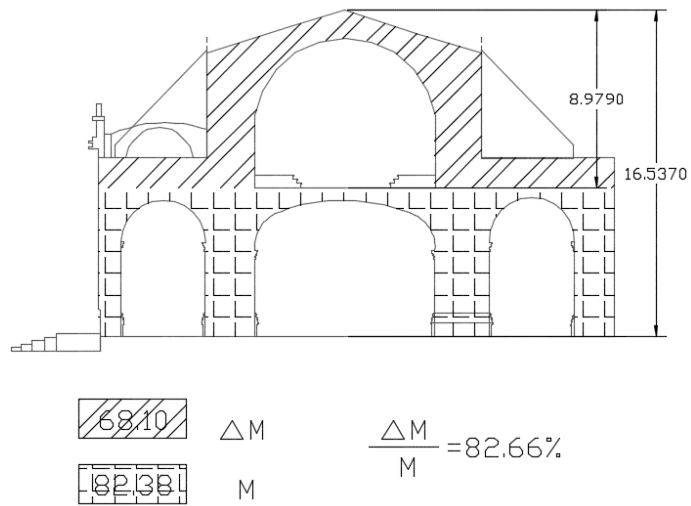


Figura 59: Configuración en planta

- **Ítem 7:** Configuración en Elevación



- **Ítem 9:** Distancia entre muros

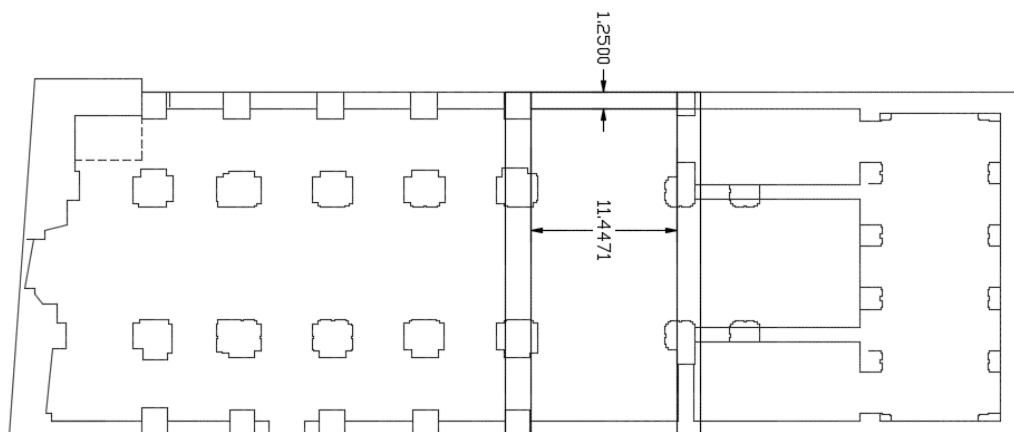


Tabla 25

Calificación y peso de ponderación de ítems de vulnerabilidad

No	Parámetro	KI	KI	KI	KI	PESO	
		(A)	(B)	(C)	(D)	Wi	
1	Organización del sistema resistente	---	5	---	---	1.00	5.00
2	Calidad del sistema resistente	---	5	---	---	0.25	1.25
3	Resistencia Convencional	---	--	---	45	1.50	67.50
4	Posición del Edificio y Cimentación	0	--	---	---	0.75	0.00
5	Diafragmas Horizontales	---	5	---	---	1.00	5.00
6	Configuración en planta	---		---	45	0.50	22.5
7	Configuración en Elevación	---	5	---	---	1.00	5.00
8	Distancia entre muros	0		---	---	0.25	0.00
9	Tipo de Cubierta	---	15	---	---	1.00	15.00
10	Elementos no estructurales	---	---	25	---	0.25	6.25
11	Estado de conservación	0	---	---	---	1.00	0.00
12	Edad				45	0.15	6.75
							134.25

El valor de Índice de vulnerabilidad de 134.25 indica que la estructura en estudio necesita una intervención a corto plazo por ser medianamente vulnerable, como lo indica la Tabla 24.

Adicionalmente se puede observar que la iglesia presenta falencias en los parámetros 3, 6, 9, y 10 ya que en estos ítems se obtuvieron los mayores valores de KiWi; lo que significa que se debe realizar algún tipo de intervención estructural.

4.7 Metodología y aplicación del método de Índice de Vulnerabilidad - Proyecto Risk-UE

El análisis de este método se basa en índices de vulnerabilidad calculados para diferentes tipos de estructuras como (iglesias, torres, palacios, etc.) y por medio de factores correlacionados con otros parámetros, como lo son: la calidad de los materiales, el estado de mantenimiento, la regularidad estructural, entre otros, facilitan la obtención de un índice específico para una estructura dada. (Hurtado O. & León M., 2008)

Para el caso particular de las iglesias, Lagomarsino et al. (2003) se vale de un gran número de datos estadísticos de daños que se obtuvieron en campañas realizadas posteriormente a los terremotos de Friuli (1976) y Umbria-Marcas (1996, 1997) (Hurtado O. & León M., 2008), mientras que para el resto de tipologías, la caracterización del comportamiento sismo-resistente se fundamenta en la experiencia o en la opinión subjetiva de expertos.

Las matrices de probabilidad se podrán definir siempre y cuando se dispongan de numerosas estadísticas de daño para una cierta tipología estructural. Ellas permiten conocer la distribución del nivel de daño esperado a una cierta intensidad sísmica (F. Braga; M Dolce; D Libertadore, 1992, citada en, Cardona & Hurtado), en los cuales los niveles de daño son una interpretación cuantitativa de las consecuencias que se producen en los elementos estructurales y no estructurales por la acción del terremoto. Lagomarsino et al (2003) propone 6 grados de daño (0 a 5) (Hurtado O. & León M., 2008), los cuales se indican en la siguiente tabla.

Tabla 26

Escala global de vulnerabilidad

Tipo de daño	Grado de daño
Sin daño	0
Despreciable a ligero	1
Ligero	2
Medio	3
Severo	4
Colpaso	5

La probabilidad de que una tipología de edificación en particular, en el caso de que se cuenten con estadísticas de daño o de que una cierta estructura sufra un cierto nivel de daño debido a un nivel de intensidad sísmica dada, se puede obtener (F. Braga; M Dolce; D Libertadore, 1992) mediante la ecuación 4.4, la cual se basa en que la distribución de daño se puede modelar por medio de una función de distribución binomial, que se encuentra descrita por un solo parámetro, el cual suele ser el grado de daño medio, μ_D .

Para obtener la curva de vulnerabilidad (figura 60), la cual puede construirse para una estructura en particular, se gráfica la intensidad sísmica y el grado de daño medio.

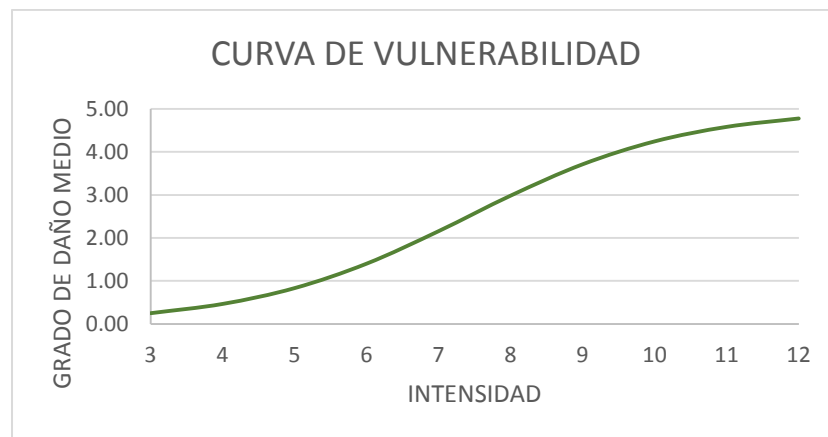


Figura 60: Curva de vulnerabilidad para una estructura específica

Mediante la ecuación 4-1, sugerida por Lagormarsino et al. (2003) e inicialmente propuesta por Sandi y Floricel (1995), se puede estimar el índice o grado de daño medio de una estructura o representar las curvas de vulnerabilidad para una cierta tipología estructural o utilizarla en edificios ordinarios como Giovinazzi y Lagomarsino (2002). (Hurtado O. & León M., 2008)

$$\mu_D = 2.5 \left[1 + \operatorname{Tanh} \left(\frac{I + 6.25V_I - 13.2}{\beta} \right) \right] \quad (4-1)$$

Donde:

μ_D : Índice de daño medio.

V_I : Índice de vulnerabilidad, el cual varía de 0 a 1

β : Parámetro que controla la pendiente de la curva de vulnerabilidad

I: Intensidad macro-sísmica.

Lagomarsino et al. (2003) plantea para los índices de vulnerabilidad y el parámetro β .

Tabla 27

Índice de vulnerabilidad y parámetro β para diferentes tipologías

Tipología	Valor inferior (VI)	Valor medio (VI)	Valor superior (VI)	β
Palacios/Edificios	0.496	0.616	0.956	2.30
Monasterio	0.616	0.736	1.076	2.30
Castillos	0.356	0.456	0.766	2.30
Iglesias	0.770	0.890	1.260	3.00
Capillas/Oratorios	0.650	0.770	1.140	3.00
Mezquitas	0.670	0.730	0.940	2.65
Teatros	0.616	0.736	1.086	2.65
Torres	0.636	0.776	1.136	2.30
Puentes	0.216	0.296	0.566	2.30
Muros	0.396	0.496	0.746	2.30
Arcos Triunfales	0.376	0.456	0.706	2.30
Obeliscos	0.396	0.456	0.746	1.95
Estatuas/Fuentes	0.236	0.296	0.606	1.95

La variabilidad se ve reflejada en los valores mínimos, medios y máximos para los distintos índices. Estos índices se modifican en función de las características específicas de cada edificación, los cuales pueden ser generales o específicos (Lagomarsino et al., 2003). Los modificadores generales son aquellos que son comunes a todas las topologías indicadas y los específicos son los que están asociados a las características de uno o un grupo de tipologías. Estos modificadores se desarrollaron empíricamente y se basan en patrones de daños observados. (Hurtado O. & León M., 2008)

Tabla 28

Modificadores de vulnerabilidad generales

PARÁMETROS GENERALES		δV_i
Estado de mantenimiento	Malo	0.04
	Medio	0.00
	Bueno	-0.04
Nivel de daño	Severo	0.04
	Ligero	0.02
	Despreciable	0.00
Transformaciones Estructurales	Si	0.02
	No	0.00
Intervenciones Recientes	Si	-0.02
	No	0.02
Calidad de la mampostería	Mala	0.05
	Buena	0.00
Morfología del sitio	Arista	0.04
	Inclinado	0.02
	Plano	0.00

Por otro lado, el objetivo de los modificadores de vulnerabilidad específicos es tomar en cuenta los aspectos relativos a la configuración sísmica del edificio como: la regularidad en planta y elevación, la altura, las luces, la posición con respecto a otros edificios, entre otros (Lagomarsino et al., 2003). Estos valores que corresponden a diferentes tipologías estructurales se presentan en el Anexo A1.

Después de conocidos los modificadores, el índice de vulnerabilidad final para la estructura o el conjunto de estructuras será igual a:

$$V_{If} = V_{Inicial} + \sum_{i=1}^n \delta V_i \quad (4-2)$$

Donde:

V_{If} : Índice de vulnerabilidad final

$V_{Inicial}$: Índice de vulnerabilidad general inicial

δV_i : Factor de modificación específico de la vulnerabilidad

n : Número total de factores de vulnerabilidad

Conociendo el grado de daño medio, se puede hallar la probabilidad P_k asociada a un cierto grado de daño k de la siguiente manera:

$$P_k(N, d) = \frac{(N-1)!}{k!((N-1)-k)!} \mu_D^k (1-\mu_D)^{(N-1)-k} \quad (4-3)$$

Donde:

P_k : Probabilidad de que se presente un cierto grado de daño k

μ_D : Índice de daño medio

k : Grado de daño = 0, 1, 2, 3, 4, 5

N : Grados de intensidad usados = 6

Sustituyendo los grados de daño empleados se obtiene la siguiente ecuación:

$$P_k = \frac{5!}{k!((5-k)!)} \mu_D^k (1-\mu_D)^{5-k} \quad (4-4)$$

Con la anterior ecuación se pueden obtener distribuciones y matrices de probabilidad de daño.

4.7.1 Aplicación del método - Iglesia “Nuestra Señora de La Merced”

Para la aplicación de este método se requieren ciertos datos que serán tomados de las tablas mencionadas en los ítems anteriores:

Tabla 29

Escala global de vulnerabilidad

Tipología	Valor inferior (VI)	Valor medio (VI)	Valor superior (VI)	β
Iglesias	0.770	0.890	1.260	3.000

De las tablas “Modificadores de vulnerabilidad específicos” y aplicando la ecuación 4.2 se obtienen los índices de vulnerabilidad indicados en la tabla 31.

Tabla 30

Modificadores de vulnerabilidad

IGLESIA NUESTRA SEÑORA DE LA MERCED		
Parámetros generales		
Tipo de modificador general de vulnerabilidad	Condición de la estructura	δV_i
Estado de mantenimiento	Bueno	-0.04
Nivel de daño	Ligero	0.02
Transformaciones estructurales	Si	0.02
Intervenciones recientes	Si	-0.02
Calidad de la mampostería	Buena	0
Morfología del sitio	Plano	0
Tipología de nave	Tres Naves	0.02
Desplome de fachada/elementos sobresalientes	No	0
Posición de la iglesia	Incluida	-0.02
Cúpulas/bóvedas	Si	0.04
Altura de paredes laterales	$6 < H < 12$ m	0
	$\Sigma =$	0.02

Tabla 31

índices de vulnerabilidad - finales

Tipología	Valor inferior (Vi)	Valor medio (Vm)	Valor superior (Vs)
Iglesias	0.790	0.910	1.280

Una vez conocidos los índices de vulnerabilidad y la pendiente de la curva de vulnerabilidad β , se obtiene el índice de daño medio y las curvas de vulnerabilidad para la Iglesia Nuestra Señora de La Merced (figura 61). En esas curvas se presentan los valores inferior, medio y superior del índice o grado de daño esperado en la estructura, ante un terremoto con la intensidad MSK dado.

Sismo: 28 de abril de 1755, I = 9 MSK

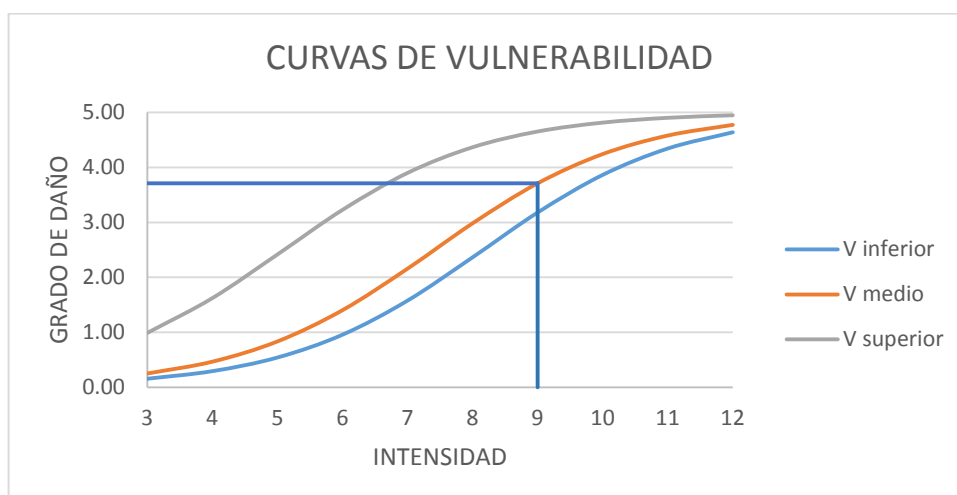


Figura 61: Curvas de vulnerabilidad - Iglesia

Con el índice o grado de daño se determina la probabilidad P_k asociada a un cierto grado de daño k mediante la ecuación 4.4. Con ello se puede finalmente evaluar las matrices de probabilidad de daño. A continuación se presentan las distribuciones de probabilidad de daño para cada una de las intensidades macro-sísmicas obtenidas; donde I es la intensidad y K es el grado de daño.

Tabla 32

Matriz de probabilidad de daño - valores inferiores de μ_D .

$I \setminus K$	0	1	2	3	4	5
3	85.4%	13.7%	0.9%	0.0%	0.0%	0.0%
4	73.9%	23.0%	2.9%	0.2%	0.0%	0.0%
5	56.4%	34.2%	8.3%	1.0%	0.1%	0.0%
6	34.6%	40.9%	19.4%	4.6%	0.5%	0.0%
7	15.0%	34.6%	31.9%	14.7%	3.4%	0.3%
8	4.1%	18.2%	32.7%	29.4%	13.2%	2.4%
9	0.6%	5.6%	19.5%	34.1%	29.8%	10.4%
10	0.1%	1.0%	7.0%	23.8%	40.5%	27.6%
11	0.0%	0.1%	1.7%	11.3%	37.4%	49.5%
12	0.0%	0.0%	0.3%	4.1%	26.7%	68.9%

Tabla 33Matriz de probabilidad de daño - valores medios de μ_D .

I \ K	0	1	2	3	4	5
3	77.3%	20.4%	2.2%	0.1%	0.0%	0.0%
4	61.3%	31.5%	6.5%	0.7%	0.0%	0.0%
5	40.2%	40.2%	16.1%	3.2%	0.3%	0.0%
6	19.3%	37.6%	29.3%	11.4%	2.2%	0.2%
7	5.9%	22.5%	34.2%	26.0%	9.9%	1.5%
8	1.1%	7.9%	23.4%	34.6%	25.6%	7.6%
9	0.1%	1.6%	9.4%	27.2%	39.1%	22.5%
10	0.0%	0.2%	2.5%	14.0%	39.2%	44.1%
11	0.0%	0.0%	0.5%	5.4%	29.5%	64.6%
12	0.0%	0.0%	0.1%	1.8%	18.7%	79.5%

Tabla 34Matriz de probabilidad de daño - valores superiores de μ_D .

I \ K	0	1	2	3	4	5
3	33.2%	41.0%	20.2%	5.0%	0.6%	0.0%
4	14.1%	33.8%	32.5%	15.6%	3.7%	0.4%
5	3.7%	17.2%	32.2%	30.1%	14.1%	2.6%
6	0.6%	5.1%	18.5%	33.8%	30.8%	11.2%
7	0.1%	0.9%	6.5%	22.9%	40.7%	28.9%
8	0.0%	0.1%	1.5%	10.6%	36.8%	50.9%
9	0.0%	0.0%	0.3%	3.9%	26.0%	69.9%
10	0.0%	0.0%	0.0%	1.2%	15.8%	82.9%
11	0.0%	0.0%	0.0%	0.3%	8.9%	90.8%
12	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	4.8%	95.1%

Para el análisis se toma la tabla 33 que corresponde a la matriz de probabilidad de daño con valores medios; de allí se puede observar que al presentarse un sismo con una magnitud de IX en la escala MSK existe una probabilidad del 39.1% al 69.9% de que el daño presentado sea de carácter severo (grado 4) o cercano al colapso (grado 5) de acuerdo a la escala presentada por Lagomarsino et al (2003).

Después de analizar los resultados de la matriz de probabilidad de daño obtenida por este método, la Iglesia Nuestra Señora de La Merced es altamente vulnerable a la acción de un sismo de intensidad macrosísmica de IX en la escala MKS, con una mediana probabilidad de que el daño causado alcance el colapso del monumento histórico.

CAPÍTULO 5

MODELO DIGITAL

5.1 Introducción

Para la construcción del modelo estructural de la Iglesia “Nuestra Señora de la Merced” se utilizan dos softwares: SAP 2000, para el cálculo estructural y AutoCAD para realizar el modelo tridimensional con elementos laminares y exportarlo al software de cálculo.

Se realiza el modelo tridimensional tratando de construir lo más fielmente la estructura y posteriormente aplicar las solicitaciones a las que se encuentra expuesta.

Para un adecuado modelamiento estructural es necesario definir ciertos parámetros, los mismos que se detallan a continuación:

- Tipos de materiales.
- Cimentación.
- Secciones de elementos estructurales y sus propiedades: arcos, bóvedas, pilares, cúpulas y pechinas
- Secciones de entresijos para cada planta y cubiertas.
- Tipos de carga a ser consideradas.
- Combinaciones de cargas.

Todos estos parámetros se definen de acuerdo a la Norma que se aplique en cada país; en nuestro caso la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE).

Algunos de estas consideraciones fueron expuestas en capítulos anteriores en los cuales se realizó un análisis más exhaustivo.

5.1.1 Materiales

La obtención y características de los materiales a emplearse se detallan en el capítulo 2, sección 2.4 - Tabla 2.

5.1.2 Cimentación

La cimentación de este proyecto en el modelo estructural no se modela y se considera que cada una de las columnas y muros están completamente empotrados.

5.1.3 Geometría

Tanto los arcos, bóvedas, pilares, cúpulas y pechinas presentan geometrías con secciones esbeltas; la figura 62 muestra la geometría en planta de algunas secciones.

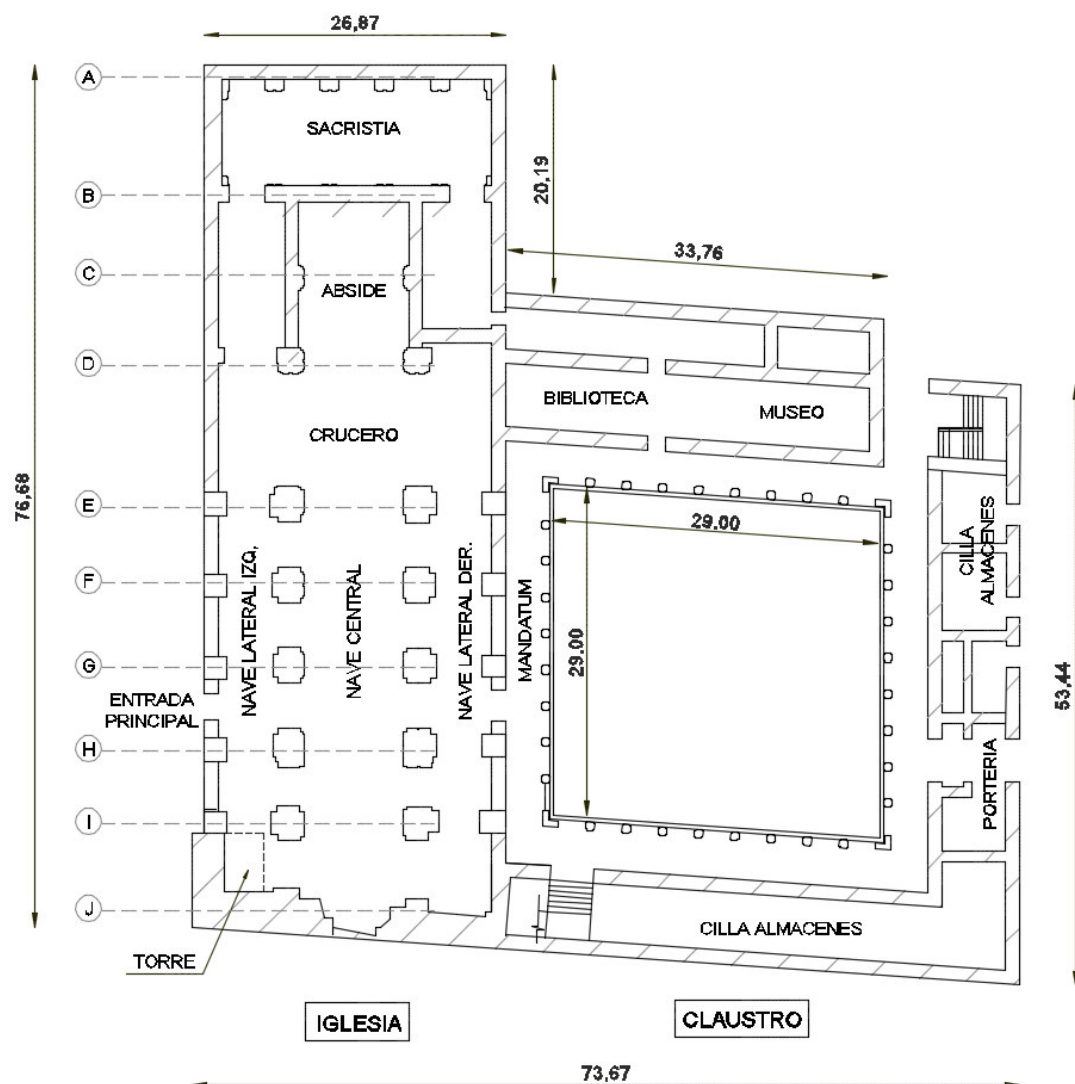


Figura 62: Geometría vista en planta

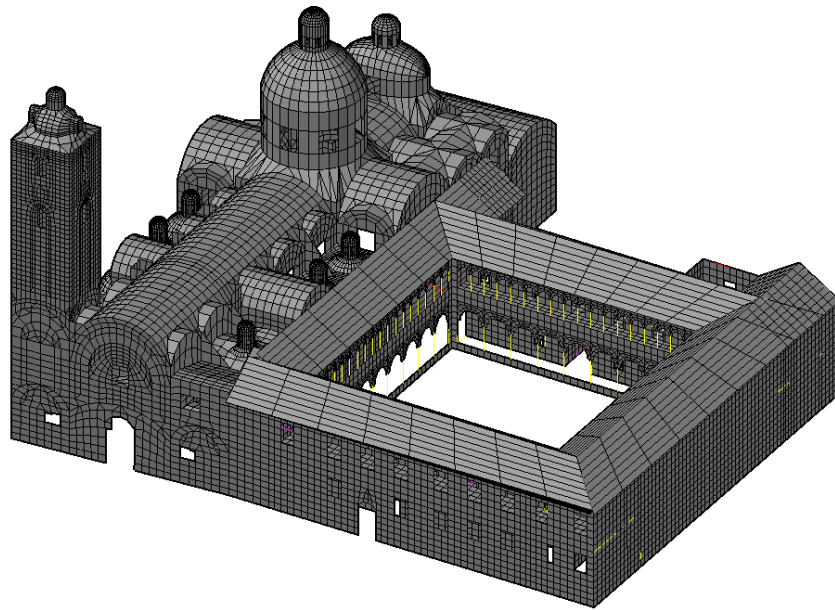


Figura 63: Modelo de la Iglesia Completa

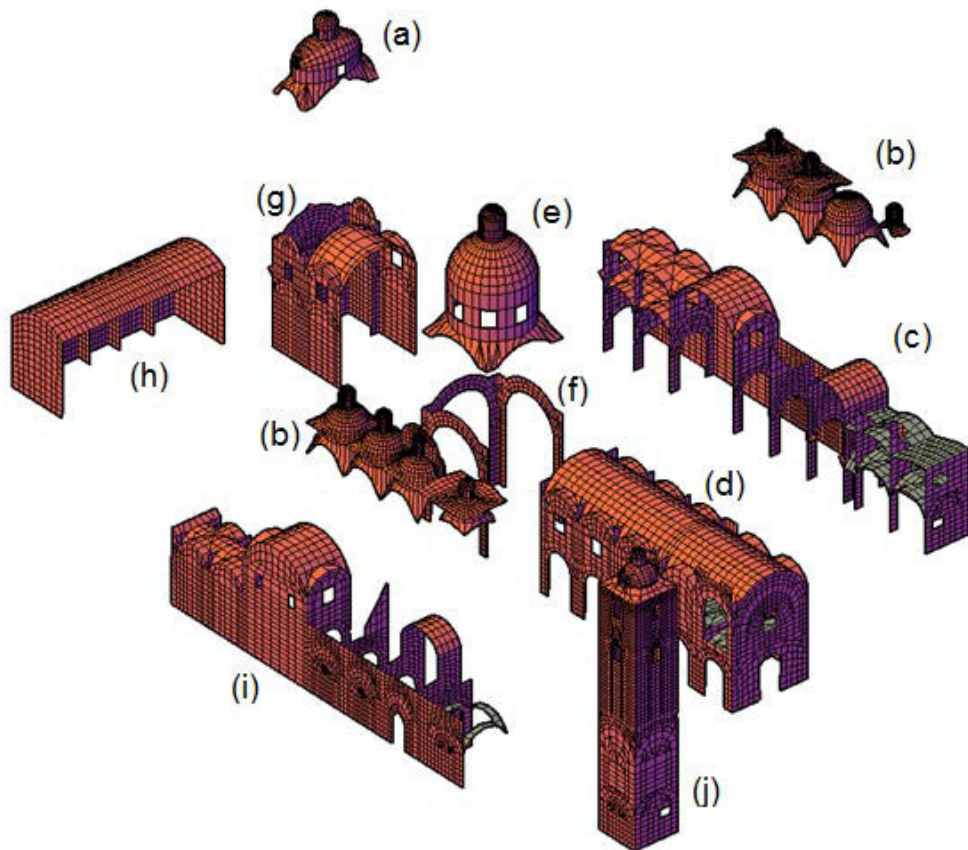


Figura 64: Macroelementos típicos de la iglesia: a) cúpula elíptica; b) cúpulas circulares; c) nave lateral derecha; d) nave central; e) cúpula media naranja; f) crucero; g) ábside; h) sacristía ; i) nave lateral izquierda j) torre de campanario

5.1.4 Losas de entrapiso y terrazas

Se encuentra conformado por entablados de madera. En el modelo se utiliza un área equivalente para transmitir correctamente las cargas.

5.1.5 Cargas

Al igual que los materiales; las cargas se analizan en el capítulo 2, sección 2.5. De manera general cabe mencionar que las cargas aplicadas son:

Cargas en cubiertas:

Claustro:

- Peso Tejas = 0.05 T/m²
- Peso Hormigón = 2.4 T/m³ * 0.05 = 0.12 T/m²
- Peso Chova = 0.004 T/m²
- Peso Triplex = 0.006 T/m²

Iglesia:

- Peso Tejuelo = 0.03 T/m²
- Peso mortero de cal = 0.034 T/m²
- Instalaciones = 0.10 T/m²

Cargas en entrapisos:

Claustro:

- Entablado de madera = 0.015 T/m²

Iglesia:

- Peso ladrillo pastelero = 0.02 T/m²
- Peso ladrillo = 0.28 T/m²
- Peso mortero de barro = 0.036 T/m²

Cargas Campana:

- Peso campana= 6.0 T

5.1.6 Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga (Capítulo 2- sección 2.5.3 del presente trabajo de investigación) consideradas para el análisis son las especificadas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción:

- $1.1 (D + 0.25 L) + E$
- $0.9 (D + 0.25 L) + E$

5.2 Introducción al Programa SAP2000

SAP2000 es un software muy utilizado para el cálculo estructural a través de elementos finitos para resolución de problemas en dos o tres dimensiones. Mediante este programa es posible realizar modelos de geometrías muy complejas en las que se requiere definir diversos estados de carga. (Cortez Latorre & Sotomayor Grijalva, 2007)

Para un adecuado análisis de elementos tipo Shell en el programa de cálculo SAP2000 es necesario tomar en cuenta algunas consideraciones con el fin de prevenir la interpretación errónea de resultados y su correspondiente incidencia en los diseños. (Peña López, 2014)

5.2.1 Tipos de Elementos Shell

SAP2000 presenta tres tipos de elementos "Shell":

- Los elementos Plate reaccionan sólo fuera del plano que los contiene (flexión y cortes de losa).
- Los elementos Membrane reaccionan sólo dentro del plano que los contiene (tracciones, compresiones, cortes dentro del plano).
- El elemento Shell simplemente superpone los efectos anteriores y reacciona dentro y fuera del plano. (Peña López, 2014)

Plate → 2 giros, 1 desplazamiento (fuera del plano) en cada nodo

Membrane → 1 giro, 2 desplazamientos (dentro del plano) en cada nodo

Shell → 3 giros, 3 desplazamientos en cada nodo

Los elementos finitos tipo Shell entregan “mejores” resultados al considerar las deformaciones y tensiones de corte (fuera del plano que los contiene). Esto se consigue definiendo el elemento como “Shell-Thick”. (Peña López, 2014)

5.2.2 Relación de lados

Un elemento de tipo “Shell” cuya relación de lados fuera del rango 0.5 a 2, comienza a perder precisión en los resultados, sobre todo cuando se ha usado la opción de “Shell-Thick”. (Peña López, 2014)

El uso de elementos triangulares para generar transiciones entre un sector de mallado fino y otro de mallado grueso puede incorporar imprecisiones mayores que el uso de elementos de 4 nodos “deformes”. (Peña López, 2014)

1. Relación de aspectos para cuadriláteros: La mejor relación de aspecto cuadrangular posible para un cuadrado es uno siendo el valor de 20 el menos recomendable. (ANSYS Workbench, V15)

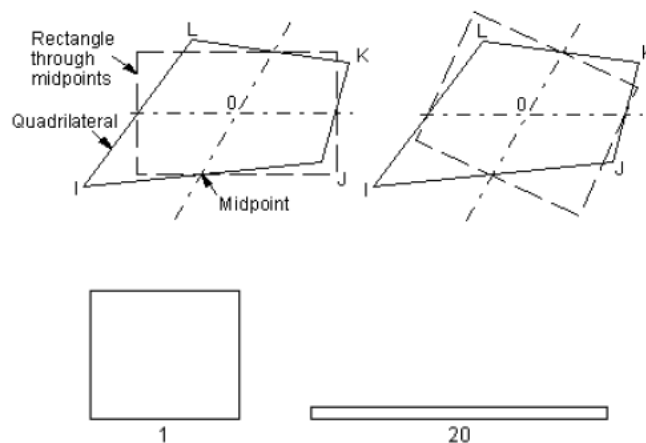


Figura 65: Relaciones de aspecto para cuadriláteros.

Fuente: (ANSYS Workbench, V15)

2. Relación de aspectos para triángulos: La relación de aspecto del triángulo es la proporción entre el lado más largo al lado corto de cualquiera de los 6 rectángulos que más se estira, dividido por la raíz

cuadrada de 3. La mejor relación de aspecto triangular posible para un triángulo equilátero es 1 siendo la menos recomendable el valor 20. (ANSYS Workbench, V15)

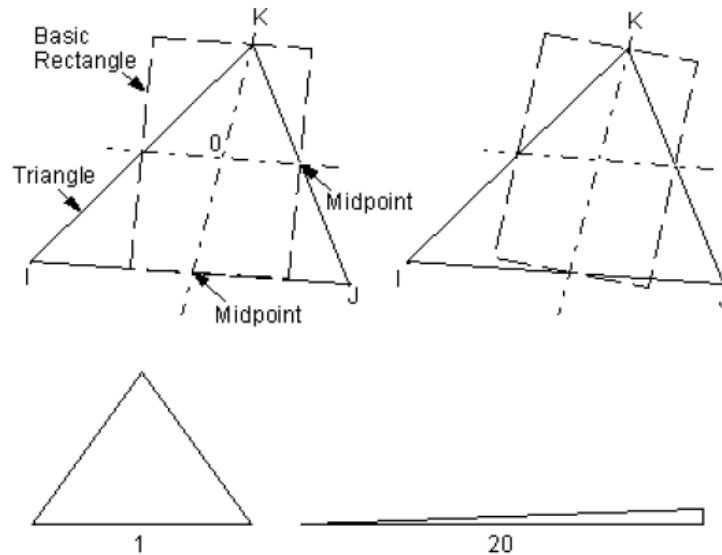


Figura 66: Relaciones de aspecto – triángulos.

Fuente: (ANSYS Workbench, V15)

3. Desviación paralela: La mejor desviación posible, para un rectángulo plano es 0° , siendo menos recomendable figuras que alcancen un ángulo de 170° . (ANSYS Workbench, V15)

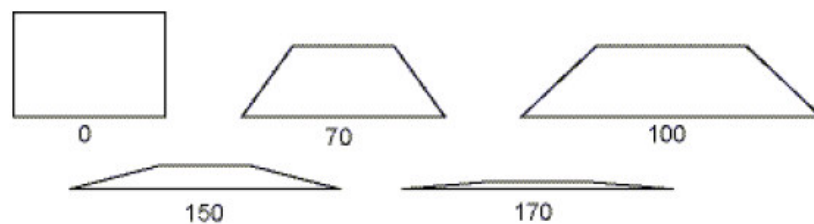


Figura 67: Desviación paralela – cuadriláteros.

Fuente: (ANSYS Workbench, V15)

4. Relación Jacobiana: Una proporción alta indica que el mapeo entre el espacio y el elemento de espacio real se está convirtiendo computacionalmente en poco fiable.

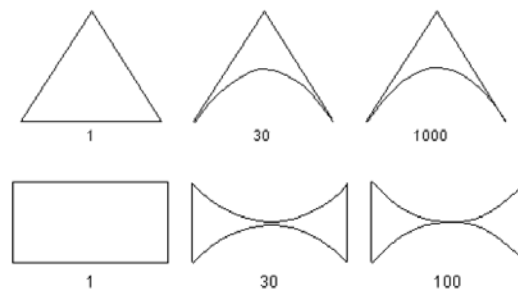


Figura 68: Relaciones Jacobianas de triángulos y cuadriláteros.

Fuente: (ANSYS Workbench, V15)

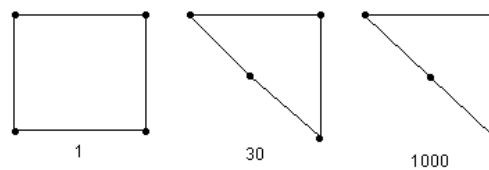


Figura 69: Relaciones Jacobianas de triángulos y cuadriláteros.

Fuente: (ANSYS Workbench, V15)

5. Ángulo esquinero máximo: El ángulo máximo entre los bordes adyacentes se calcula utilizando posiciones de nodo de esquina en el espacio 3D. El mejor ángulo en un triángulo es el formado por un triángulo equilátero cuyo valor es de 60° . La Figura 70 muestra un triángulo que tiene un ángulo máximo de 165° en una de sus esquinas; por lo contrario el mejor ángulo máximo posible en un cuadrilátero es el formado por un rectángulo plano cuyo valor es de 90° . (ANSYS Workbench, V15)



Figura 70: Ángulos máximos de esquina para triángulos.

Fuente: (ANSYS Workbench, V15)

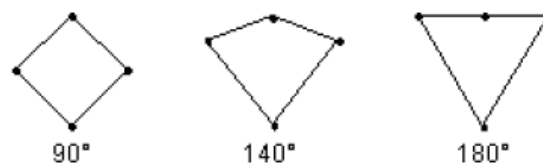


Figura 71: Ángulos máximos de esquina para cuadriláteros.

Fuente: (ANSYS Workbench, V15)

6. **Factor deformación:** El factor de deformación para un elemento sólido 3-D se calcula como si los 4 nodos constituyen un elemento de área cuadrada con ningún espesor constante real disponible. El factor de deformación para el elemento es el más grande de los factores de deformación calculados para las 6 caras cuadrangulares de un bloque, 3 caras cuadrangulares de una cuña, o 1 cara cuadrangular de una pirámide. Cualquier unidad de un bloque que tiene todas las caras planas tiene un factor de deformación de cero. (ANSYS Workbench, V15)

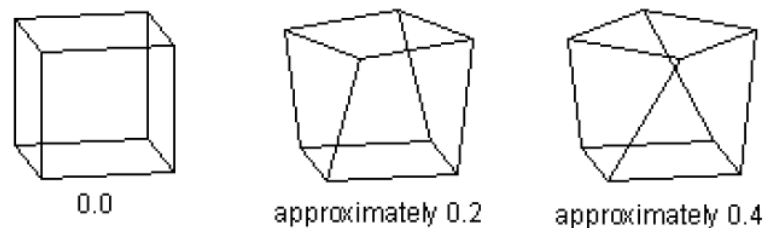


Figura 72: Factor de deformaciones – bloques.

Fuente: (ANSYS Workbench, V15)

5.3 Procedimiento de resolución utilizando SAP2000

Al igual que otros programas computacionales se debe llevar a cabo una serie de etapas para obtener un resultado adecuado. A continuación se describe el procedimiento llevado a cabo para la modelación de la estructura.



Figura 73: Inicialización del programa de calculo

5.3.1 Unidades de trabajo

Para evitar inconvenientes al momento de realizar el modelo es recomendable establecer las unidades de trabajo una vez inicializado el programa, en este caso las unidades corresponden al Sistema Internacional.

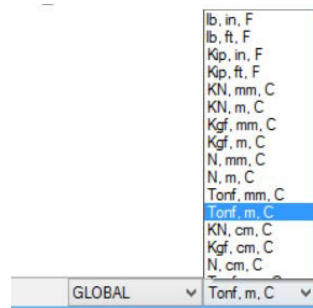


Figura 74: Definición de unidades

5.3.2 Geometría de la Estructura

Cuando las geometrías tienden a ser muy complejas el uso de las herramientas básicas del SAP2000 nos limitan, consumiendo tiempo y esfuerzo; es por ello que resulta muy útil la compatibilidad que ofrece SAP2000 – Autocad.

Las herramientas para generar mallados en Autocad son muy versátiles ya que ofrecen al diseñador una gama de opciones - “tipo mesh” – que sumados a los comandos de dibujo técnico facilitan la creación de geometrías en planos 2D y 3D con alta precisión.

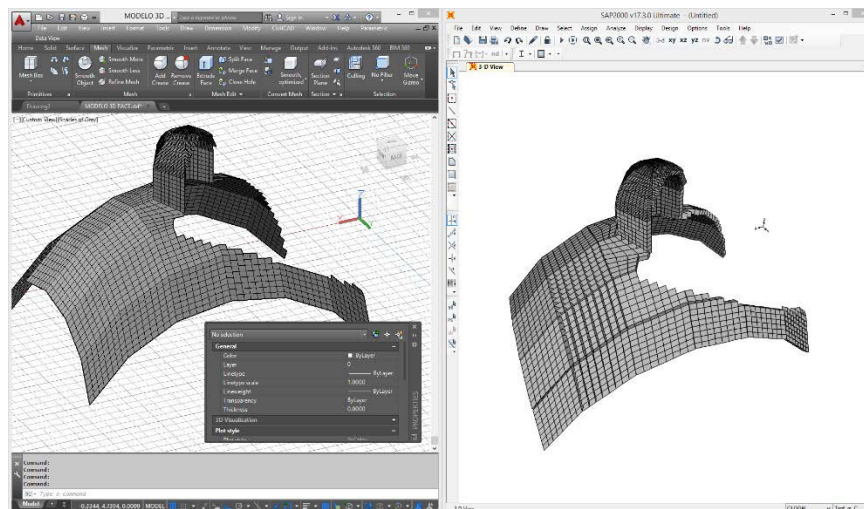


Figura 75: Interfaz Autocad – SAP2000

Para trabajar con elementos tipo área dentro del SAP2000 el dibujo en Autocad se lo realiza con elementos 3D-Face, que para su fácil utilización se los crea a partir de una malla como se indica en la siguiente figura.

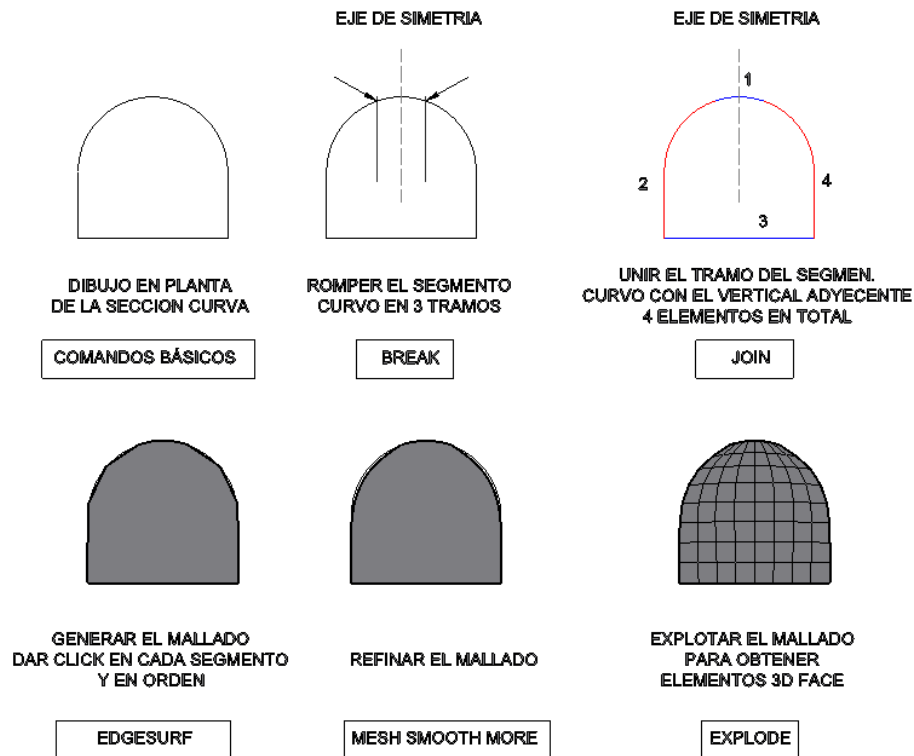


Figura 76: Creación de secciones – mallado

Un objeto "mesh" es un conjunto de elementos "3D face" que poseen características de refinado, es decir que se puede subdividir cada uno de estos elementos en un sin número de partes iguales sin necesidad de explotar la malla.

Para la creación de objetos en planos tridimensionales es necesario la creación del dibujo base en una vista en planta para posteriormente ser rotado.

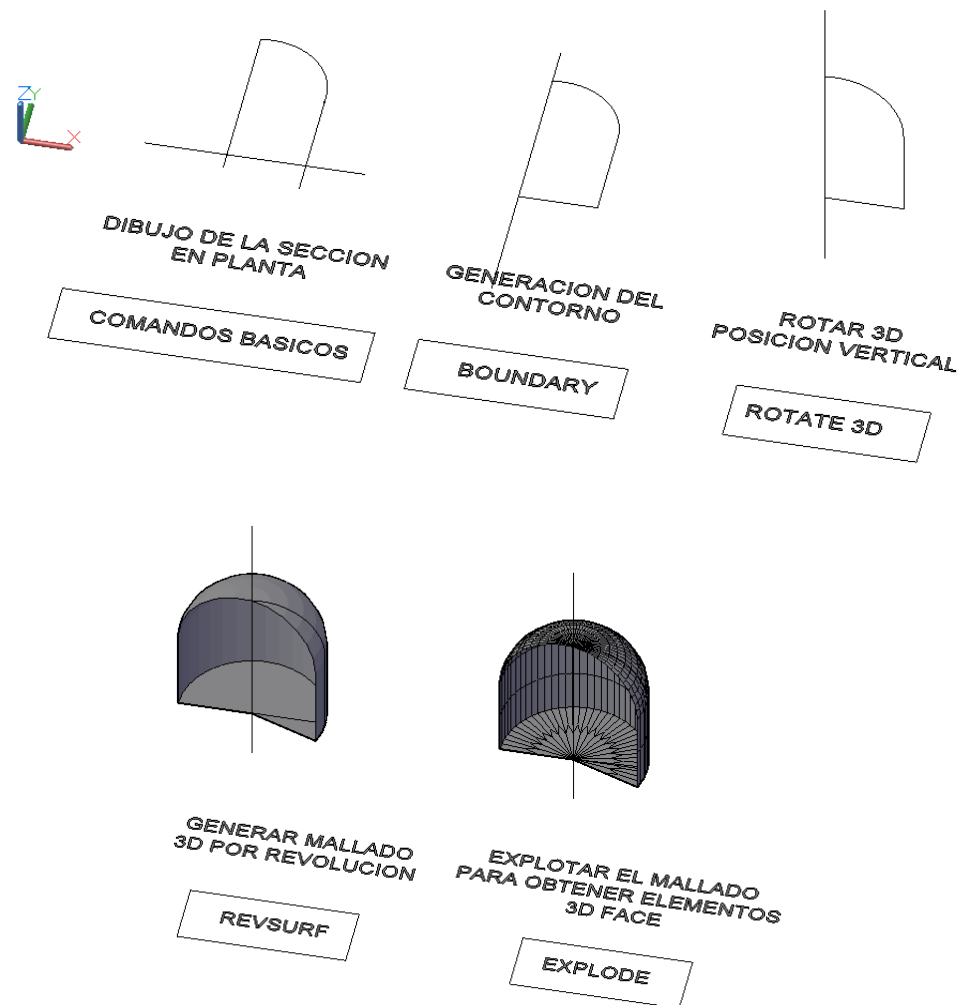


Figura 77: Creación de secciones (Cúpula) – mallado

Los objetos “mesh” no son reconocidos por el SAP2000 por lo tanto deben ser explotados previo a su exportación. Con la geometría de la estructura ya definida en AutoCAD los datos son exportados.

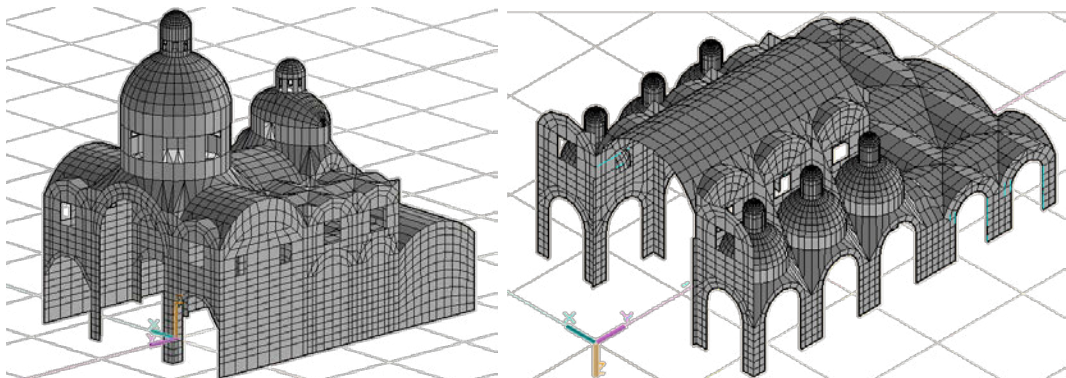


Figura 78: Geometrías 3D - Autocad

El archivo de AutoCAD debe tener como extensión “.DXF” y los elementos dibujados deben estar en una sola capa.

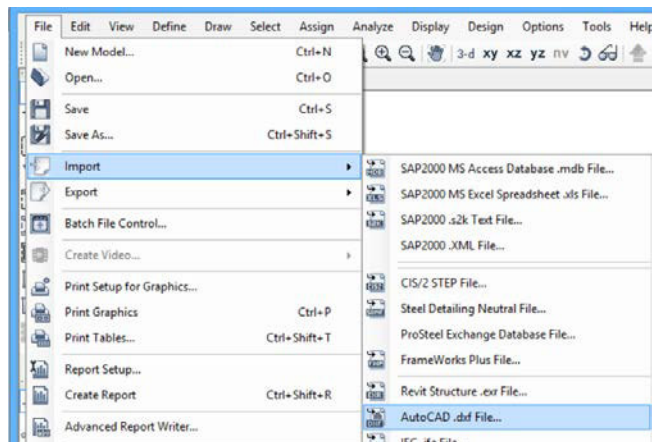


Figura 79: Importación del archivo DXF

Al importar el archivo “.dxf” el programa de cálculo SAP2000 solicita ingresar ciertos datos como la dirección en la que se dibujará la estructura y la capa de los elementos que se importan.

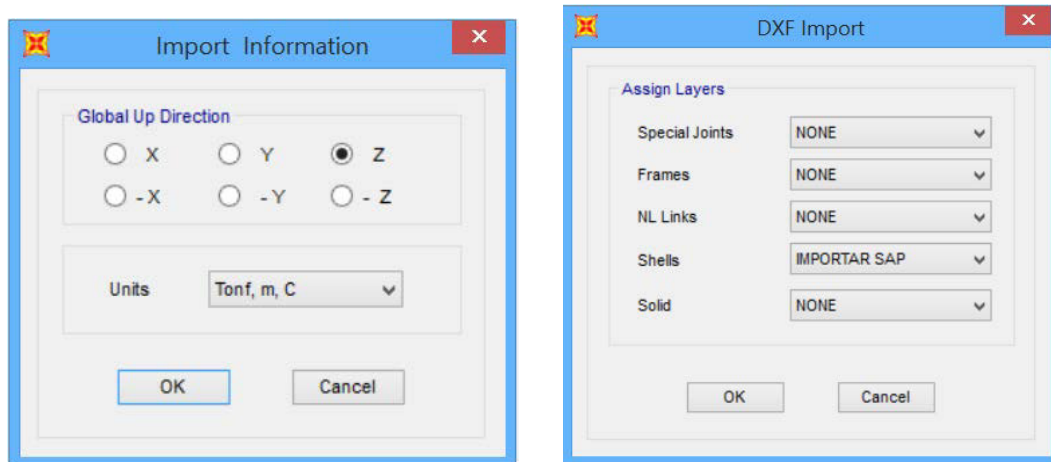


Figura 80: Parámetros de importación

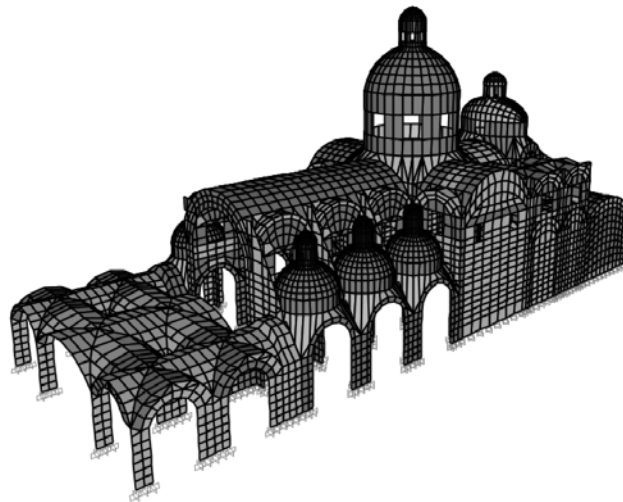


Figura 81: Modelo Tridimensional SAP2000

Una vez importando el modelo se definen los siguientes parámetros dentro del programa de cálculo:

5.3.3 Definición de materiales

Se definen los materiales de los elementos que se van a emplear en el modelo. Las características mecánicas de estos son adaptadas del criterio conservador propuesto por Meli e indicadas en el Capítulo 2; destacando que dichos valores son menores a los calculados en proyectos similares.

Figura 82: Definición material adobe

La curva característica esfuerzo - deformación para cada material define su desempeño no lineal. El caso particular de la mampostería presenta un comportamiento frágil y de características anisotrópicas, es decir que no se consideran los efectos de histéresis ni de Bauschinger propios de elementos compuestos como el hormigón armado. Pero para el óptimo uso del programa SAP2000 se parte de un material tipo concreto utilizando la curva de Mander e indicando el valor del esfuerzo de compresión; y para una adecuada convergencia de las ecuaciones se coloca un valor residual tanto a compresión como a tracción y corrigiendo el criterio de falla en forma manual como se explica posteriormente.

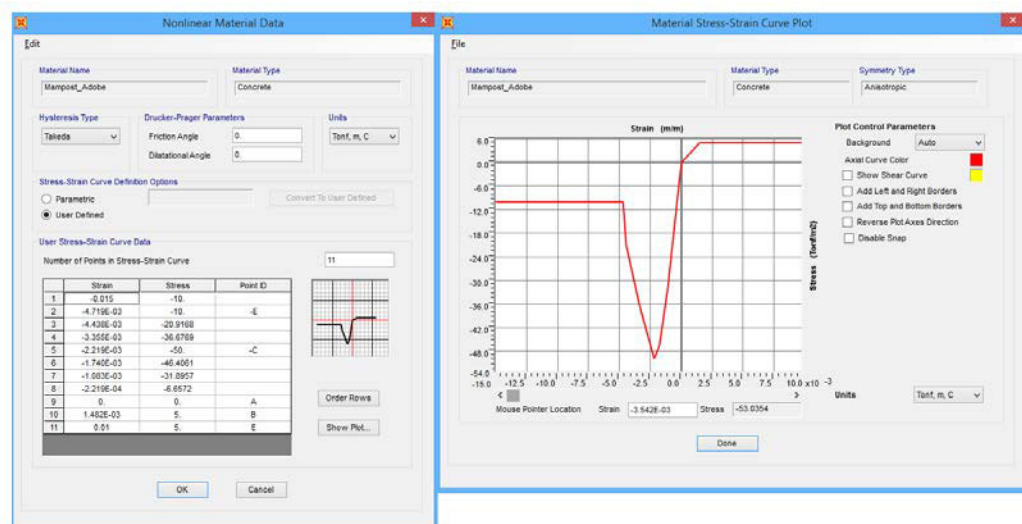


Figura 83: Propiedades no lineales de la mampostería

5.3.3.1 Secciones

Son definidas en Define- Frame Section de acuerdo a la función estructural que desempeñan. En el convento se diferencian dos tipos de estructuras de acuerdo a su función:

- La iglesia propiamente dicha está conformada por muros de ladrillo con mortero de cal de gran espesor; modeladas con secciones tipo área al igual que las cubiertas y cúpulas que en conjunto con vigas de madera tipo frame y entrepisos flexibles definen la geometría principal.

- El claustro por su lado cuenta con entrepisos entablados, cubiertas de madera y muros de adobe desarrollados con elementos tipo área; a más de vigas de madera, acero y pilares de roca tipo frame.

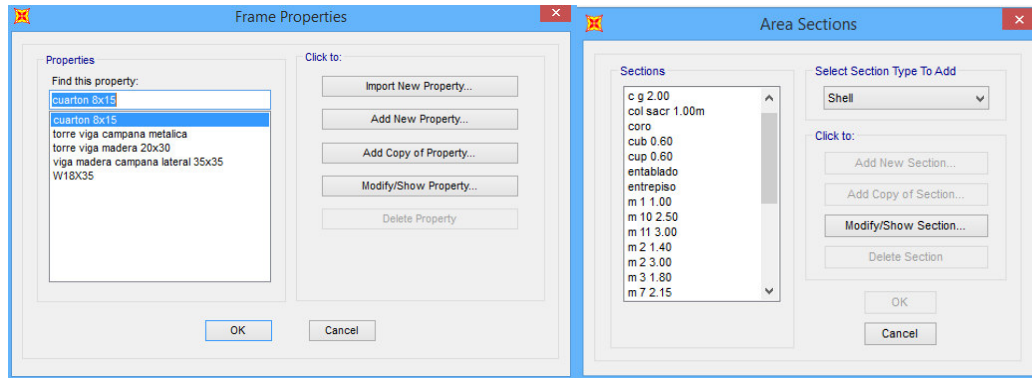


Figura 84: Definición de secciones tipo Áreas & Frames

5.3.3.2 Masas

Las campanas actúan como una masa concentrada en un punto determinado de la torre. Tomando como referencia la campana “Nuestra Madre” ubicada en el penúltimo piso de la torre; sujeta por barras de acero cruzadas entre si y cuyo peso es de aproximadamente 6 Toneladas, se asigna en el punto descrito una masa igual a $6/9.8 = 0.612$

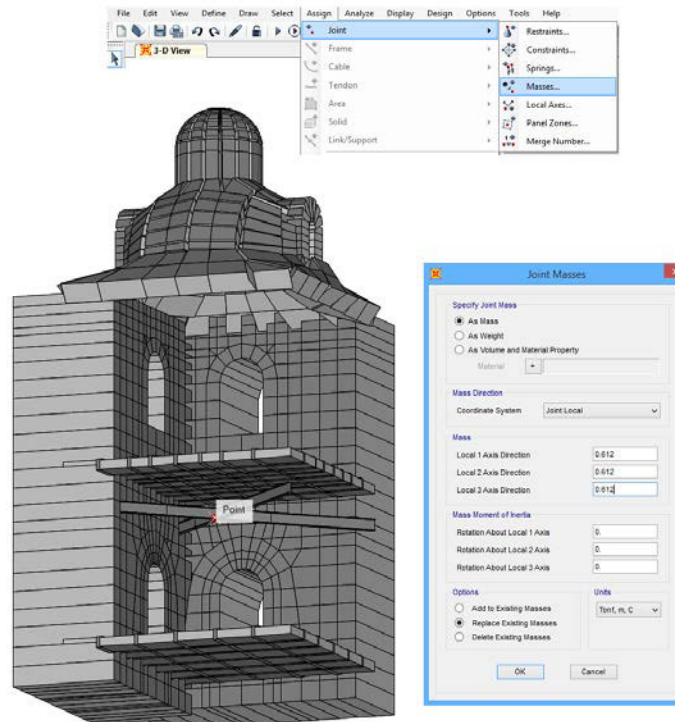


Figura 85: Definición de masas

5.3.3.3 Definición de funciones

Para el análisis dinámico de las estructuras se utilizan funciones tales como: Espectro de Respuesta y Tiempo Historia.

- Espectro de Respuesta: Utilizando los parámetros descritos en el Capítulo 2 se genera un archivo con periodos y aceleraciones para ingresar en el programa de análisis.

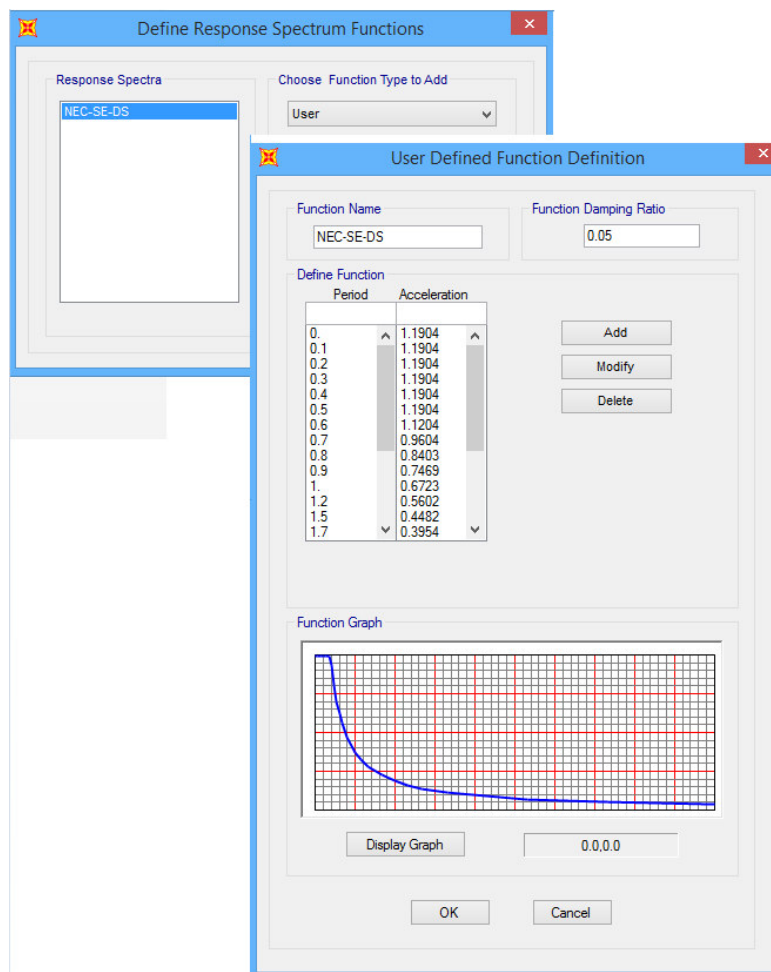


Figura 86: Ingreso Espectro de Respuesta – NEC SE

- Tiempo Historia: Se utilizan registros de acelerogramas medidos por la Red Nacional de Acelerógrafos del CISMID – FIC – UNI (REDACIS) de Perú, ya que en nuestro país no se cuenta con fuentes de libre acceso.

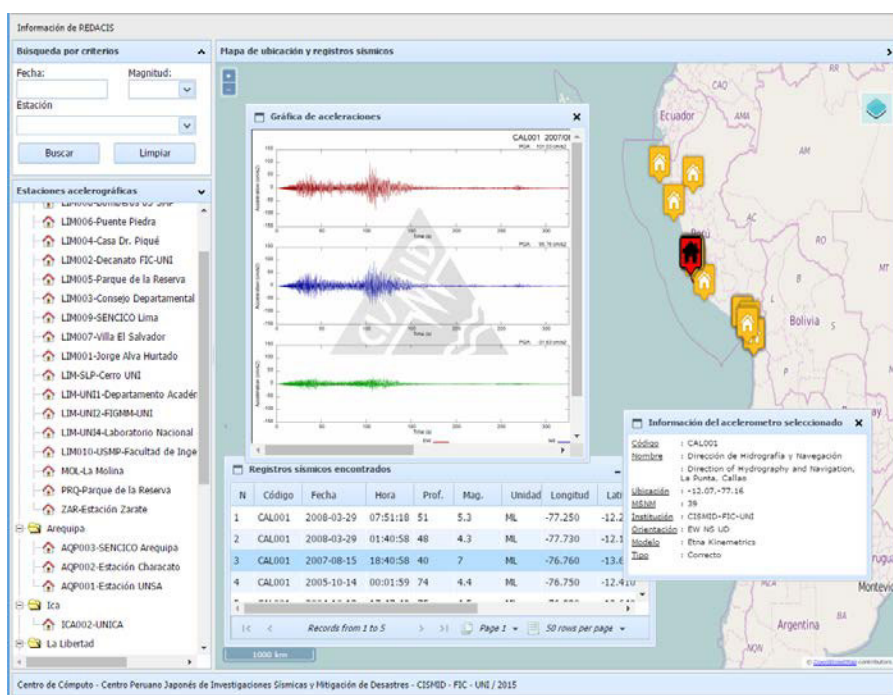


Figura 87: Página Principal REDACIS.

Fuente: (Geo-CISMID, 2016)

De entre los acelerogramas que nos brinda la página web se selecciona solo uno por cada magnitud priorizando los más recientes a fin de obtener una gama de registros que varían desde 3.5ML hasta 8.2ML.

Tabla 35

Listado de Acelerogramas

Ítem	Estaciones acelerográficas	Mg	Fecha
1	LIMA, Cerro UNI, House, Independencia	3.5	04/12/2012
2	LIMA, Villa el Salvador	3.6	13/11/2013
3	LIMA, Villa el Salvador	3.7	01/08/2012
4	LIMA, Villa el Salvador	3.8	04/03/2013
5	LIMA, Villa el Salvador	3.9	09/09/2012
6	LIMA, Villa el Salvador	4.0	13/11/2012
7	LIMA, Villa el Salvador	4.1	01/03/2013
8	LIMA, Villa el Salvador	4.2	31/10/2012
9	LIMA, Villa el Salvador	4.3	08/06/2012
10	LIMA, Villa el Salvador	4.4	03/05/2013

→ Continúa

Tabla 36
Listado de Acelerogramas

Ítem	Estaciones acelerográficas	Mg	Fecha
11	LIMA, Villa el Salvador	4.5	29/07/2012
12	LIMA, Villa el Salvador	4.6	29/12/2011
13	LIMA, Villa el Salvador	4.7	19/12/2011
14	LIMA, Villa el Salvador	4.8	19/03/2013
15	LIMA, Villa el Salvador	4.9	06/08/2012
16	LIMA, Villa el Salvador	5.0	07/05/2011
17	LIMA, Villa el Salvador	5.1	18/06/2013
19	LIMA, Villa el Salvador	5.3	05/06/2013
20	LIMA, Villa el Salvador	5.4	07/08/2012
21	LIMA, Jorge Alba Hurtado	5.5	22/06/2014
22	LIMA, Jorge Alba Hurtado	5.6	18/02/2014
23	LIMA, Casa Dr. Pique	5.7	02/03/2005
24	LIMA, Villa el Salvador	5.8	25/11/2013
25	Tacna, Alberto G. Matto	5.9	02/04/2011
26	LIMA, Jorge Alba Hurtado	6.0	10/11/2012
27	Tacna, Alberto G. Matto	6.1	07/06/2012
28	LIMA, Jorge Alba Hurtado	6.2	15/03/2014
29	LIMA, Villa el Salvador	6.3	30/01/2012
30	LIMA, Parque de la Reserva	6.4	02/08/2012
31	Arequipa, Estación Characato	6.5	07/07/2001
32	LIMA, Parque de la Reserva PRQ	6.6	31/05/1970
33	Tacna, SENCICO	6.7	11/02/2015
35	LIMA, Villa el Salvador	6.9	25/09/2013
36	LIMA, Villa el Salvador	7.0	24/08/2011
38	Arequipa, Estación Characato	7.2	13/06/2005
40	Tacna, Jorge Basadre G. University	7.4	02/04/2014
47	LIMA, Parque de la Reserva PRQ	8.1	17/10/1966
48	Moquegua, Cesar Vizcarra Vargas	8.2	01/04/2014

Fuente: (Geo-CISMID, 2016)

De la tabla anterior se filtran tres acelerogramas (resaltados en negrilla) que presentan la mayor aceleración por cada unidad de magnitud. Los mismos que reflejan el comportamiento de la estructura ante dichos eventos.

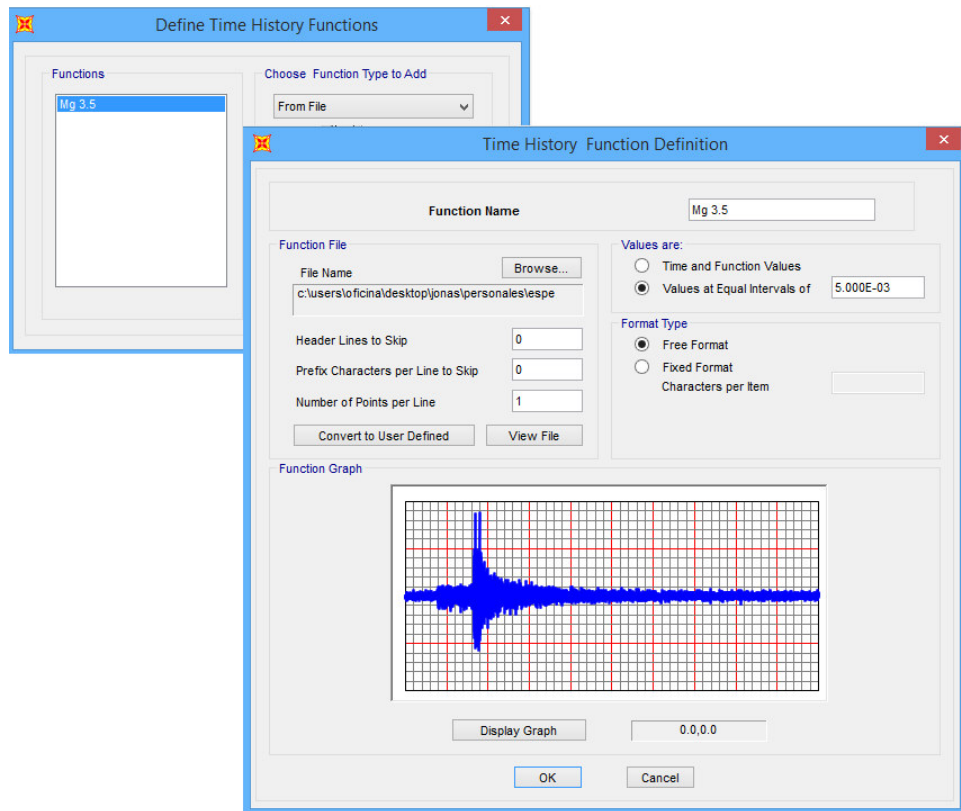


Figura 88: Definición de acelerogramas

5.3.3.4 Estados de Carga

La opción Define-Load Cases permite definir los estados de carga que se consideran en este caso: carga muerta, carga viva y sismo.

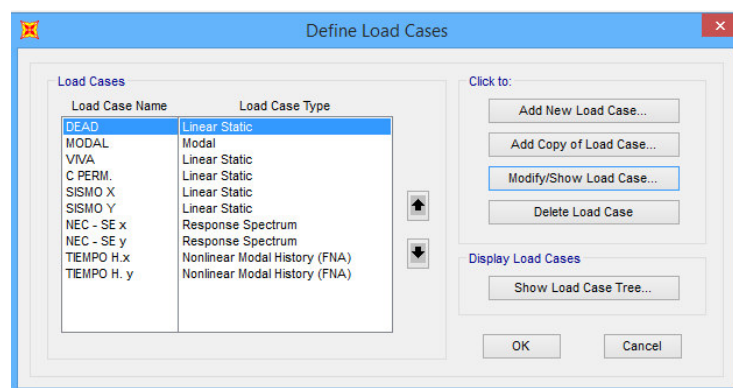


Figura 89: Definición de Casos de Carga

Para analizar el comportamiento No Lineal en la estructura se realizan dos etapas. La primera consiste en agregar solo las cargas gravitacionales

con sus respectivos factores de mayoración de modo que muestren un estado de esfuerzos inicial al cual la iglesia se encuentra sometida sin que actúe un evento sísmico.

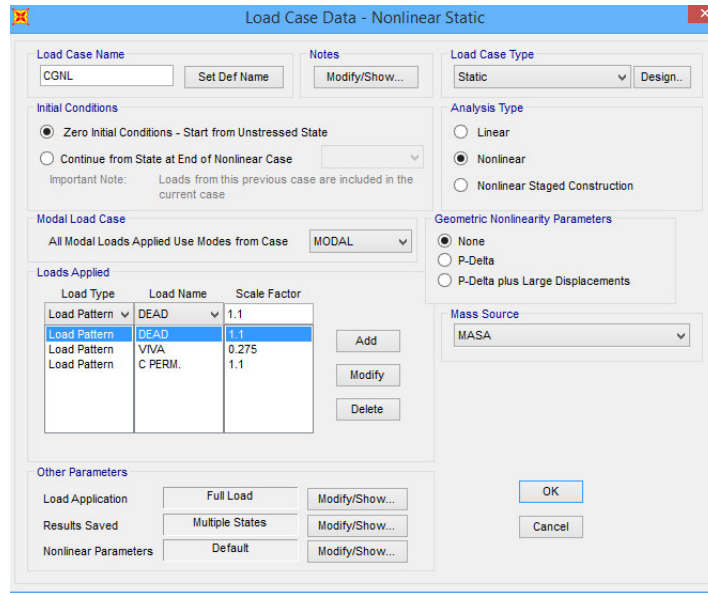


Figura 90: Carga gravitacional No Lineal - CGNL

La segunda etapa toma como punto de partida el daño ya producido por las cargas gravitacionales y le agrega un evento sísmico. Para el caso del análisis tiempo-historia se considera un acelerograma con una magnitud dada escalada de acuerdo a las unidades del mismo

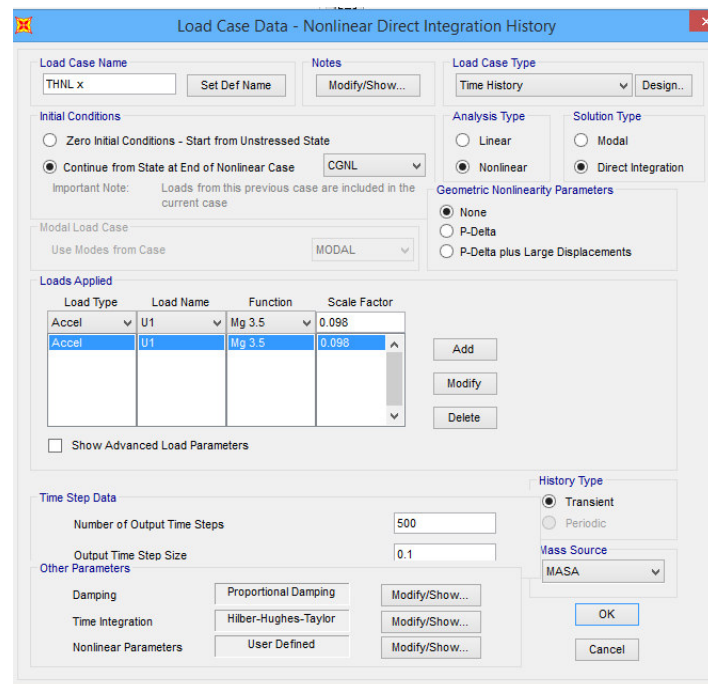


Figura 91: Tiempo - Historia No Lineal - THNL

5.3.3.5 Combinaciones de carga

Las combinaciones son utilizadas en un análisis lineal a fin de mostrar los daños obtenidos de acuerdo a los parámetros de la norma NEC-SE.

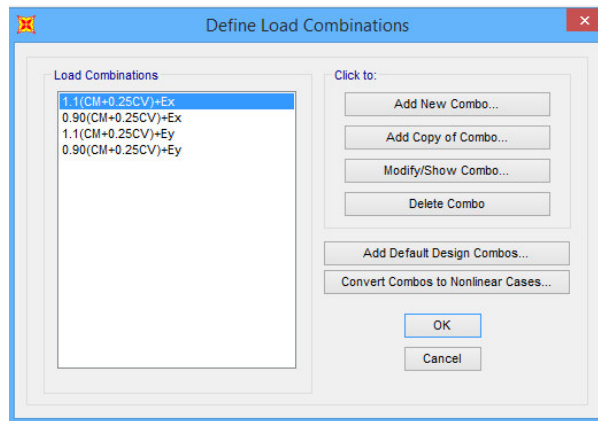


Figura 92: Definición de combinaciones de carga

5.3.3.6 Vistas del modelo

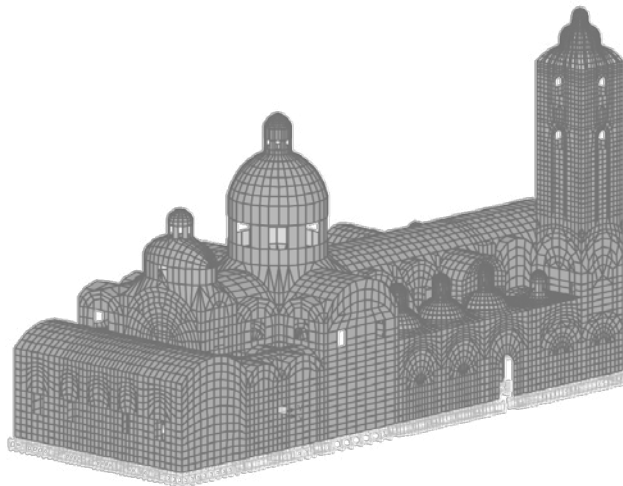


Figura 93: Vista 3D

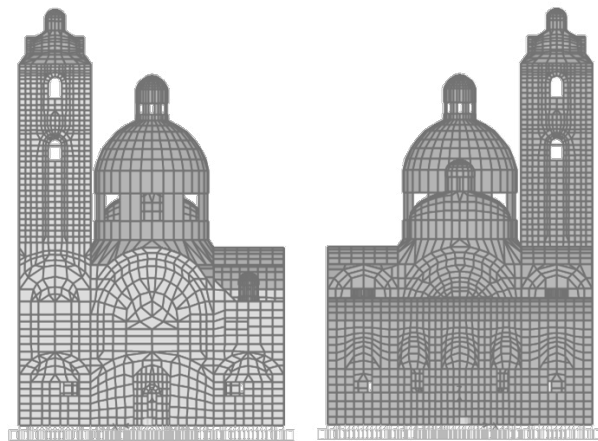


Figura 94: Vista Frontal & Posterior

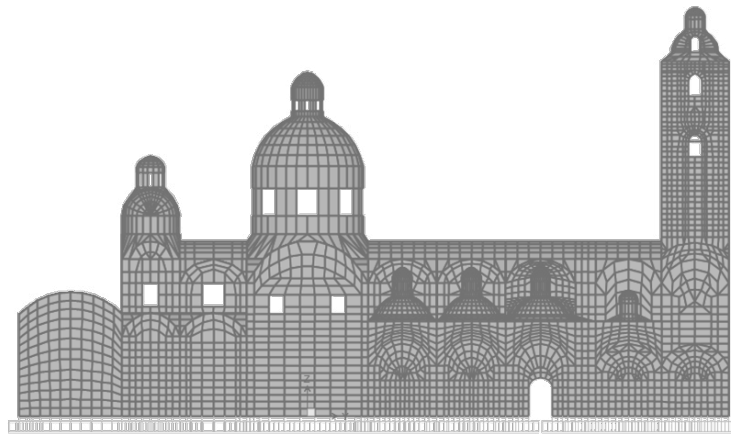


Figura 95: Vista Lateral

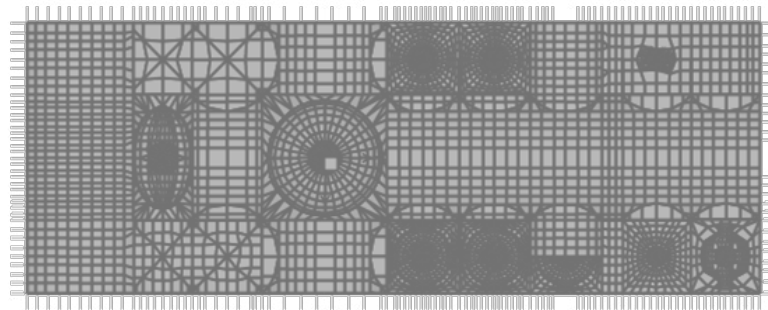


Figura 96: Vista en Planta

5.4 Criterios de Falla

Los materiales dúctiles se caracterizan por una rama plástica muy larga hasta el fallo definitivo. Por ello, los criterios como: Cortante máximo de Tresca, Densidad de energía de distorsión - Criterio de Von Mises, Teoría de la deformación longitudinal unitaria máxima de Saint - Venan, entre otros son conocidos como criterios de fluencia. (Romero, 2013) (Juárez, 2010)

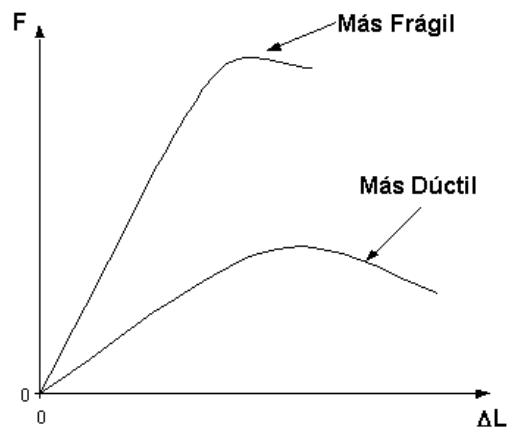


Figura 97: Comportamiento del material

Por el contrario, materiales anisótrpos como la mampostería estructural presentan un comportamiento frágil sin aparente fluencia, fallan de forma súbita (criterios de rotura). Entre estos tenemos: La teoría del esfuerzo principal máximo de Rankine y el criterio del ángulo de fricción de Mohr-Coulomb. A pesar de que los ensayos experimentales demuestran que estos materiales tienen un comportamiento plástico residual antes de fallar, para el presente análisis dicho residuo no será tomado en cuenta. (Romero, 2013) (Juárez, 2010)

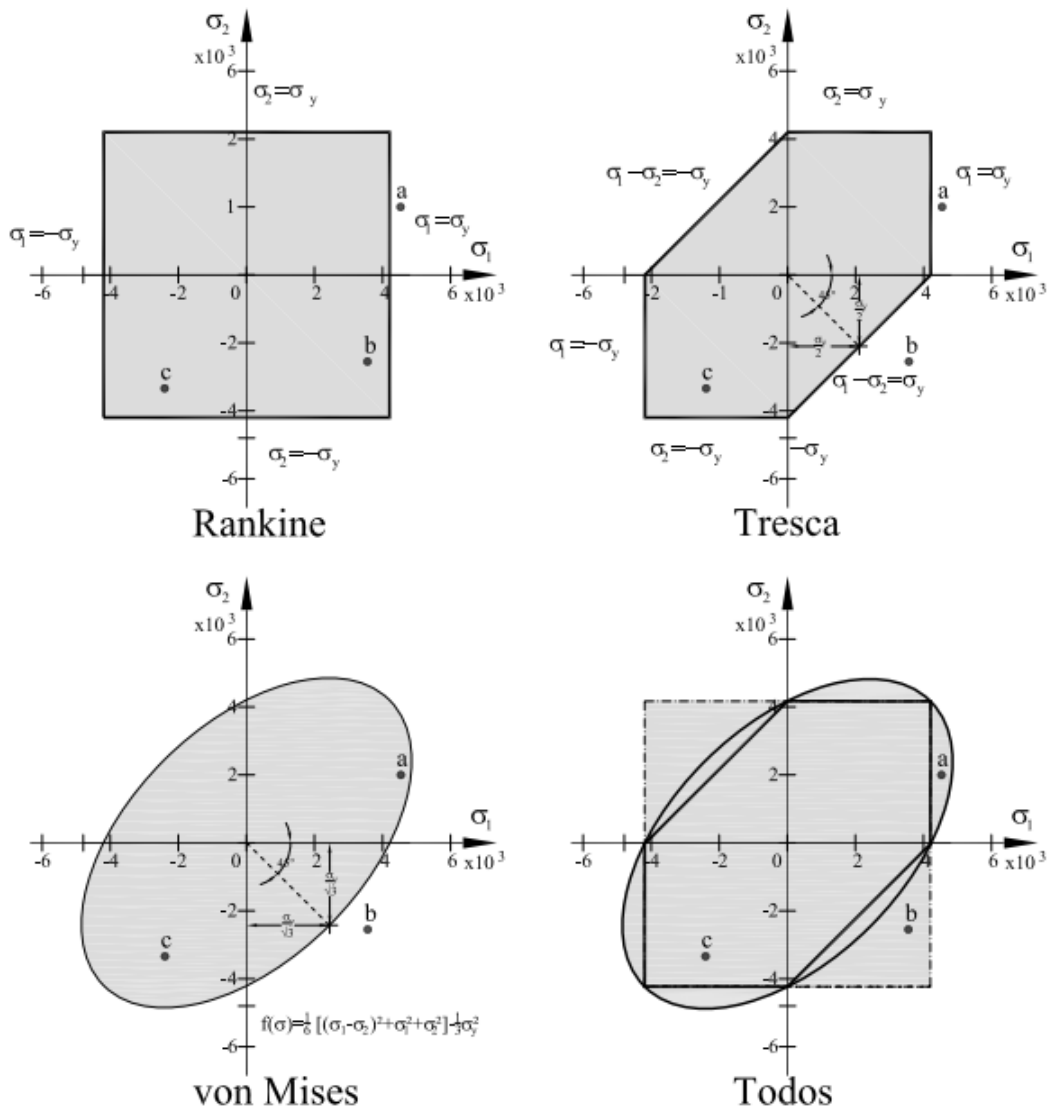


Figura 98: Criterios de falla.

Fuente: (Romero, 2013)

El definir el criterio de falla permite delimitar el punto donde la estructura deja de funcionar (daño), es decir nos permite discretizar aquellos elementos finitos que dejaron de aportar rigidez a la estructura. Para este caso particular se considera la teoría de Rankine que establece que en un punto de un sólido el estado límite del estado de esfuerzos inicia cuando uno de los esfuerzos principales alcanza un valor igual al esfuerzo límite a tensión o compresión, obtenido de pruebas a tensión o compresión simples. Este criterio se representa como:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_{yt} \\ |\sigma_3| &= |\sigma_{yc}| \end{aligned} \quad (5-1)$$

Donde:

σ_{yt} : Esfuerzo de fluencia a tensión, y

σ_{yc} : Esfuerzo de fluencia a compresión

La teoría del esfuerzo principal máximo puede expresarse por la función de fluencia:

$$f(\sigma) = \max(|\sigma_1|, |\sigma_2|, |\sigma_3|) - \sigma_y \quad (5-2)$$

Donde:

El esfuerzo efectivo es $\sigma_e = \max(|\sigma_1|, |\sigma_2|, |\sigma_3|)$

(5-3)

5.5 Esfuerzos Principales

En el software SAP2000 los esfuerzos principales adoptan la posición de los ejes locales, siendo estos:

- S11: Esfuerzo directo (fuerza por unidad de área) que actúa sobre las caras positivas y negativas 1 en la dirección del eje 1.
- S22: Esfuerzo directo (fuerza por unidad de área) que actúa sobre las caras positivas y negativas 2 en la dirección del eje 2.
- S12: Esfuerzo cortante (fuerza por unidad de área) que actúa sobre las caras positivas y negativas 1 en la dirección del eje 2 y actúa sobre las caras positivas y negativas 2 en la dirección del eje 1.

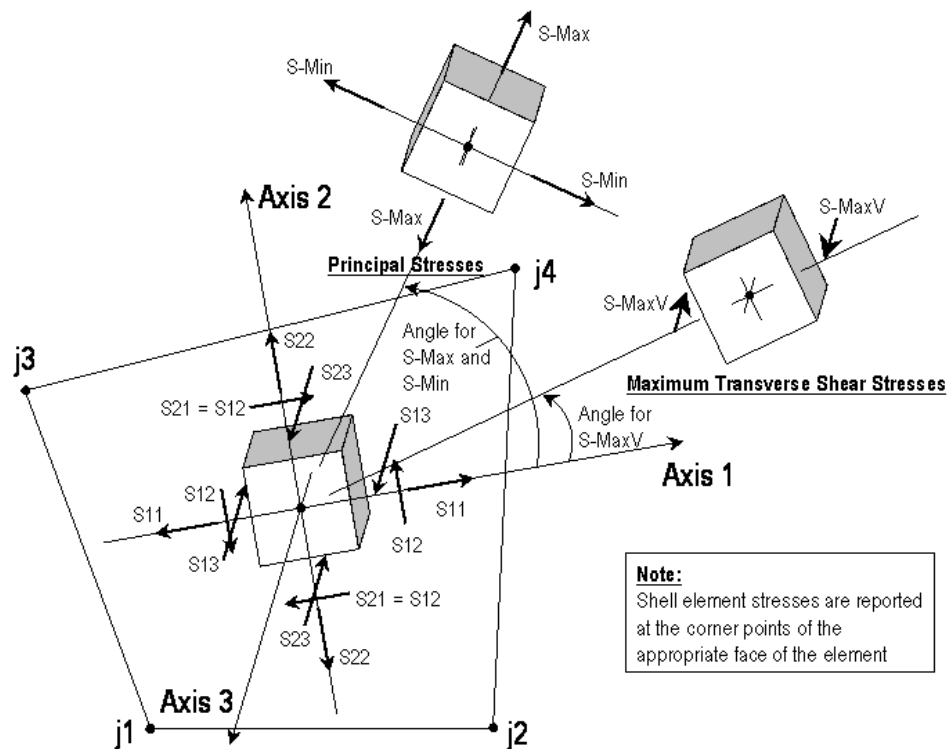


Figura 99: Esfuerzos principales – SAP2000

Fuente: (SAP2000)

5.6 Análisis & Resultados Gráficos

El análisis se lo realiza en tres niveles diferentes: Análisis Lineal estático, Análisis Modal Espectral y Análisis No lineal.

5.6.1 Análisis Lineal Estático

El análisis lineal estático considera una variación proporcional entre los esfuerzos y las deformaciones, es decir que aplica la ley de Hooke. Su uso se direcciona a cargas cuya variación en el tiempo se produce en forma lenta, como las cargas gravitacionales. Este caso sirve para tener una idea global de los esfuerzos identificando zonas críticas como: unión entre el tambor y la cúpula, la clave en los arcos y en la bóveda de cañón, pechinas y anillo inferior de las cúpulas, parte superior de fachadas, y a media altura de la torre. Estas zonas a pesar de que identifican tensión -síntoma de

inestabilidad- no superan el límite a tracción del material; es decir que la estructura mantiene su estado de equilibrio.

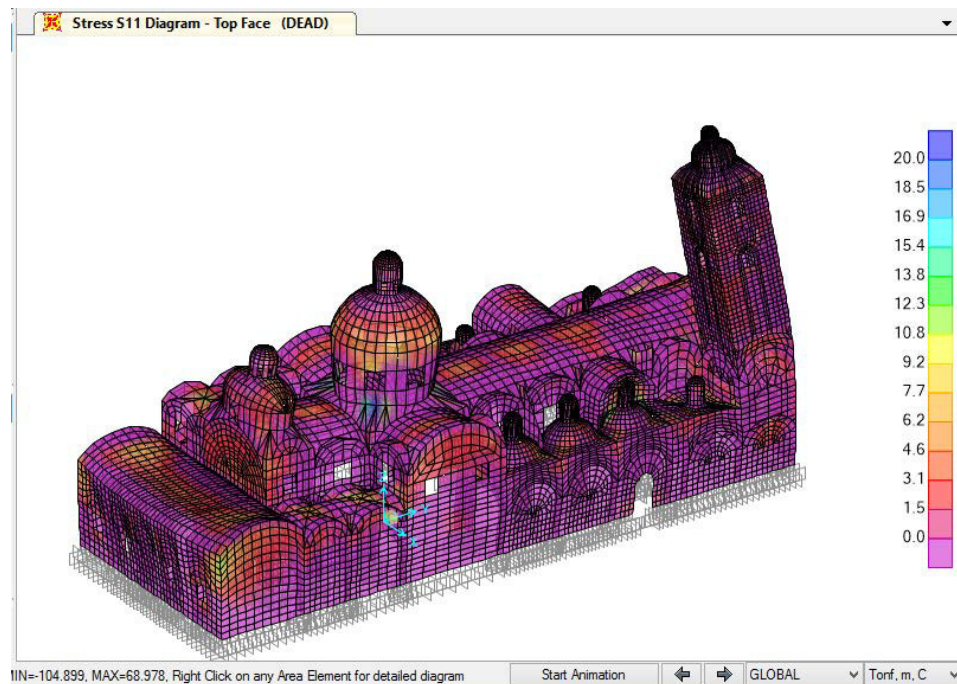


Figura 100: Esfuerzos S11 – Peso Propio

5.6.2 Análisis Espectral Modal

El análisis modal espectral es un análisis sísmico de la estructura basado en un comportamiento lineal que permite identificar los periodos, máximos desplazamientos y esfuerzos para cada modo o forma de vibrar. Los primeros modos considerados como los más destructivos muestran el comportamiento natural de la estructura ante una acción sísmica. Para el caso de la iglesia “Nuestra Señora de la Merced” la esbelta torre absorbe el mayor desplazamiento como lo indican los modos 1 y 2 seguidos por la interacción de las cúpulas con la bóveda tipo cañón en el modo 3. Al ser estas zonas las que mayor probabilidad al colapso tienen requieren de una mayor atención. En el resto de modos de vibración se observa el aumento del porcentaje de masa que participa en la acción sísmica.

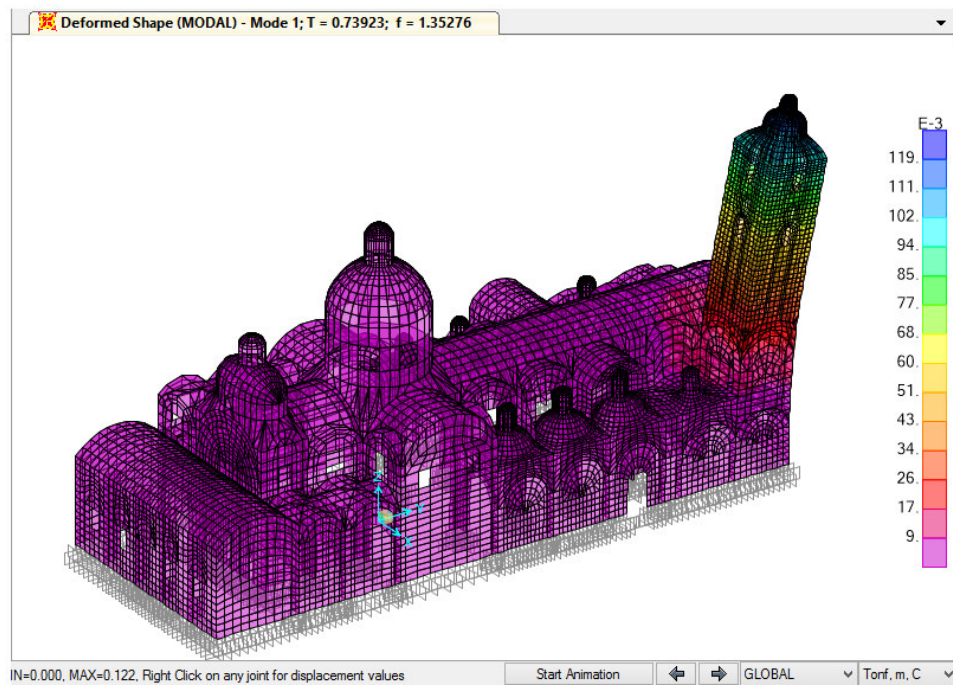


Figura 101: Modo de vibración 1 – SAP2000

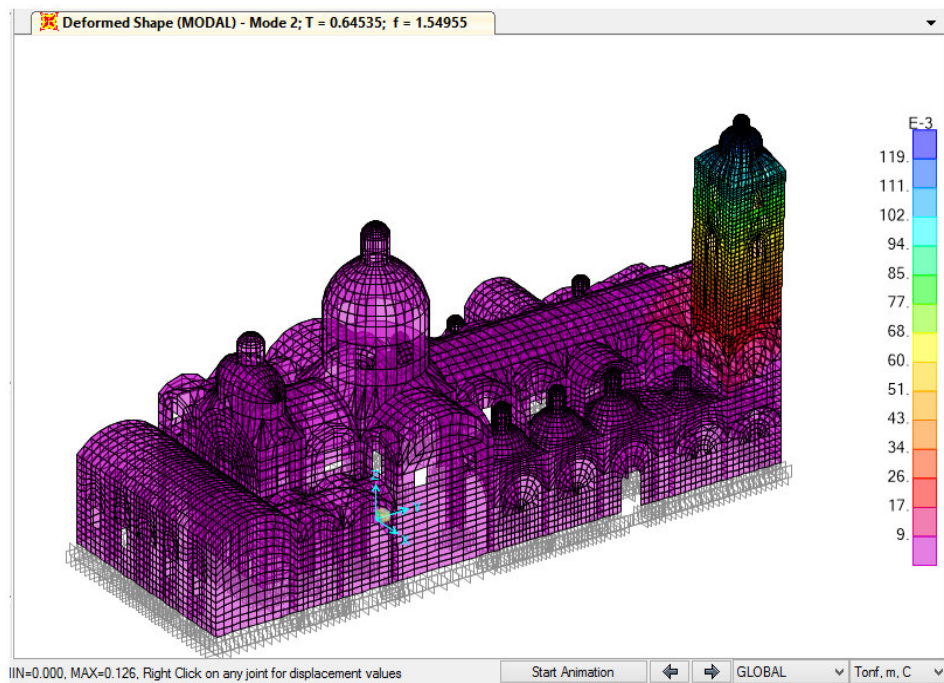


Figura 102: Modo de vibración 2 – SAP2000

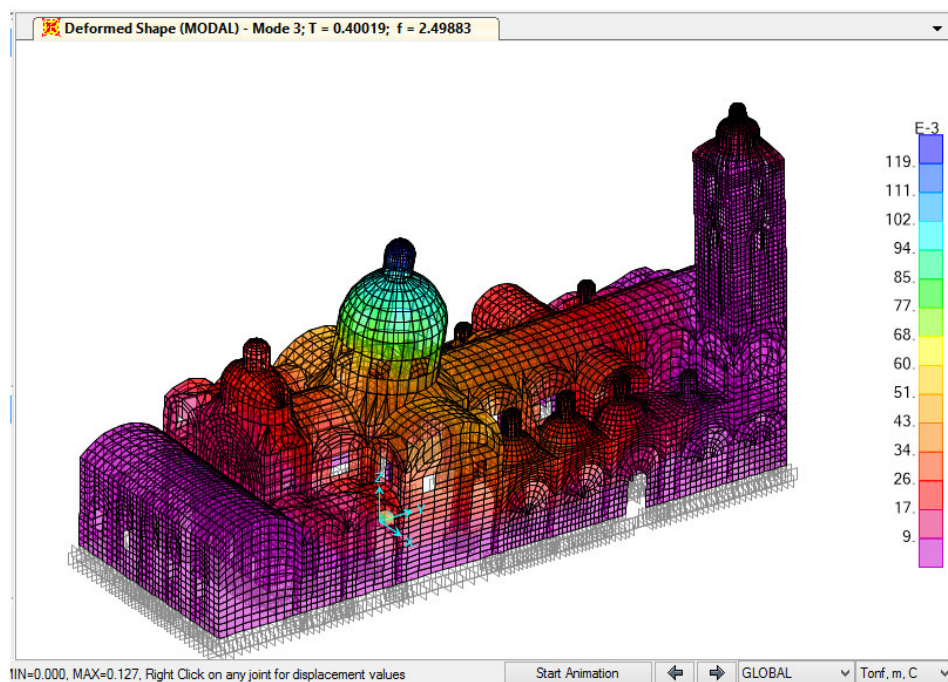


Figura 103: Modo de vibración 3 – SAP2000

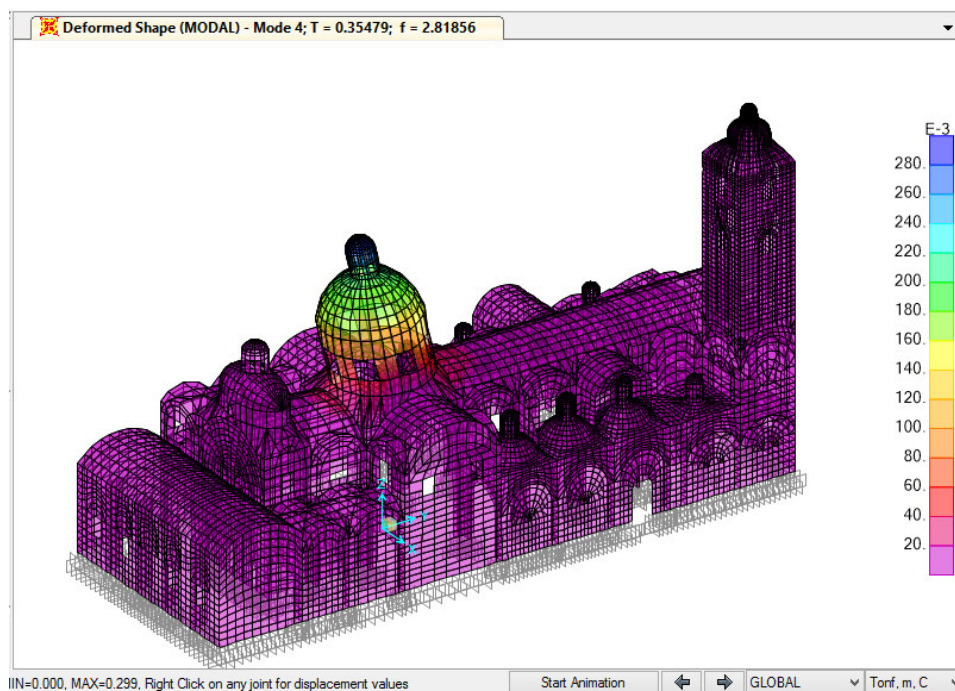


Figura 104: Modo de vibración 4 – SAP2000

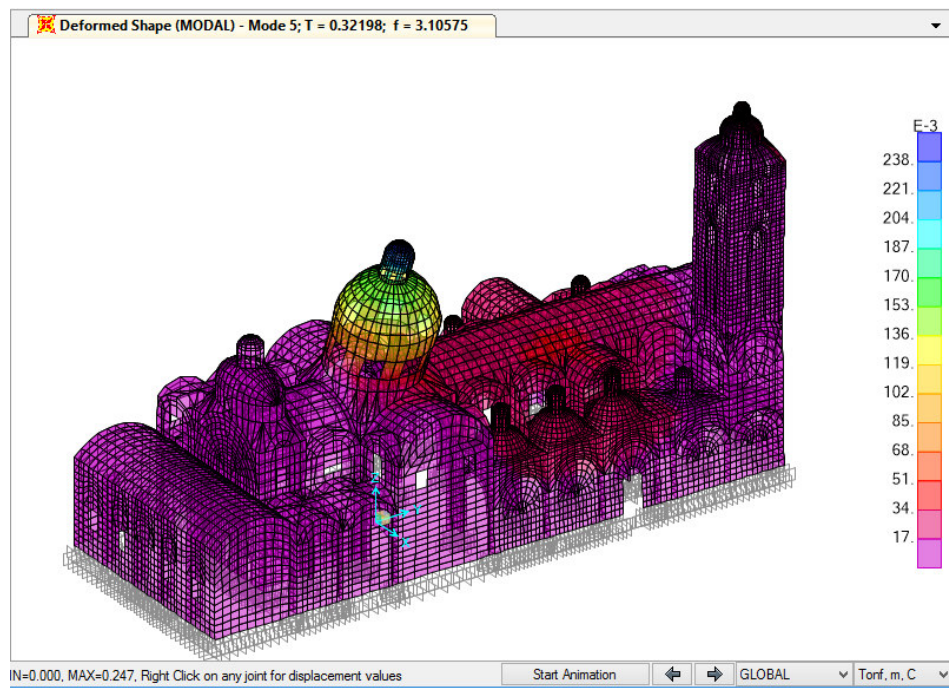


Figura 105: Modo de vibración 5 – SAP2000

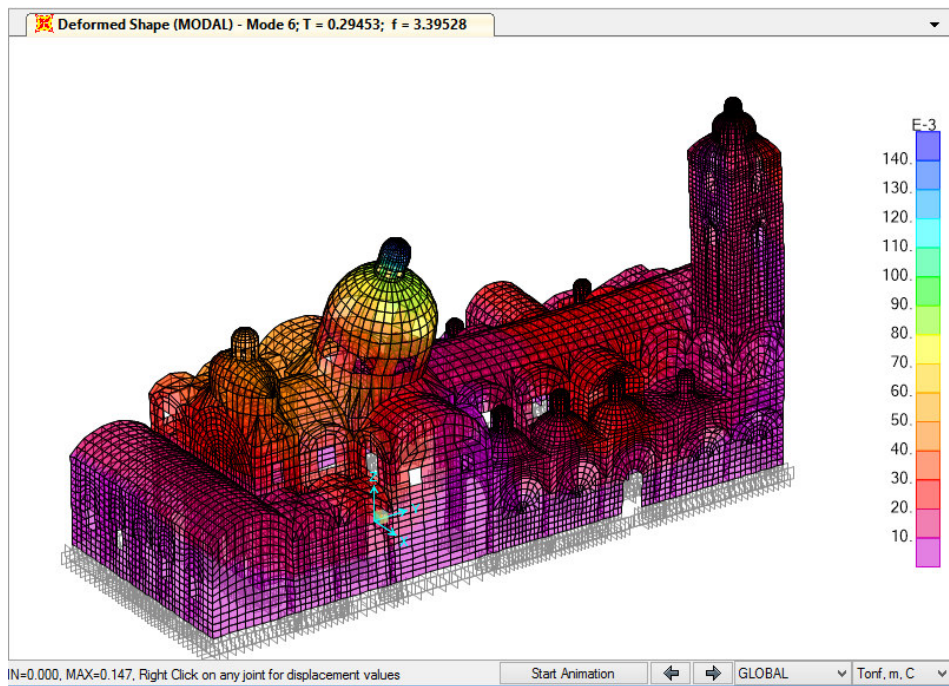


Figura 106: Modo de vibración 6 – SAP2000

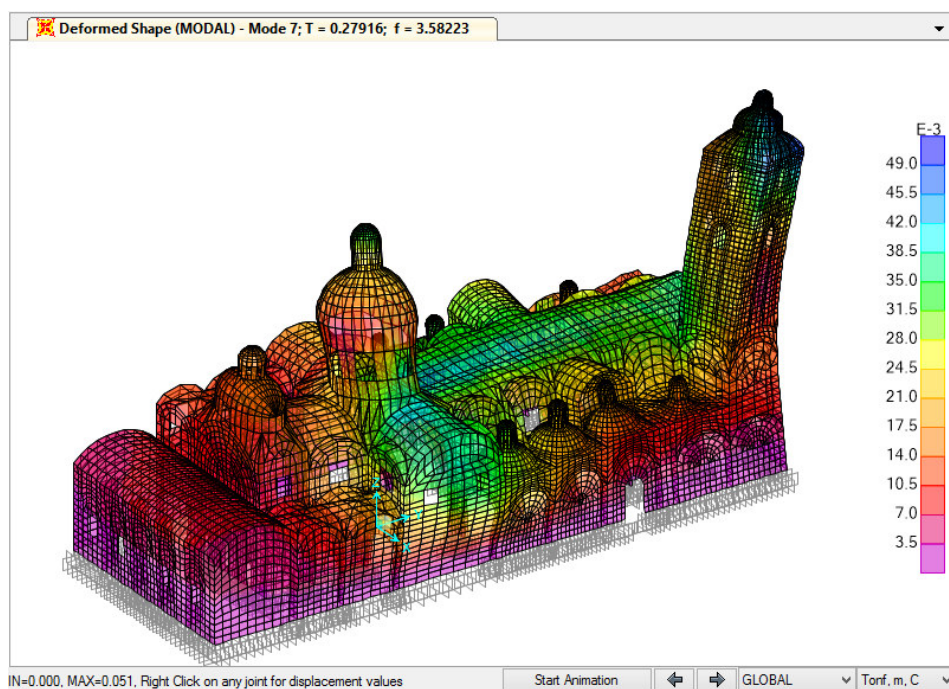


Figura 107: Modo de vibración 7 – SAP2000

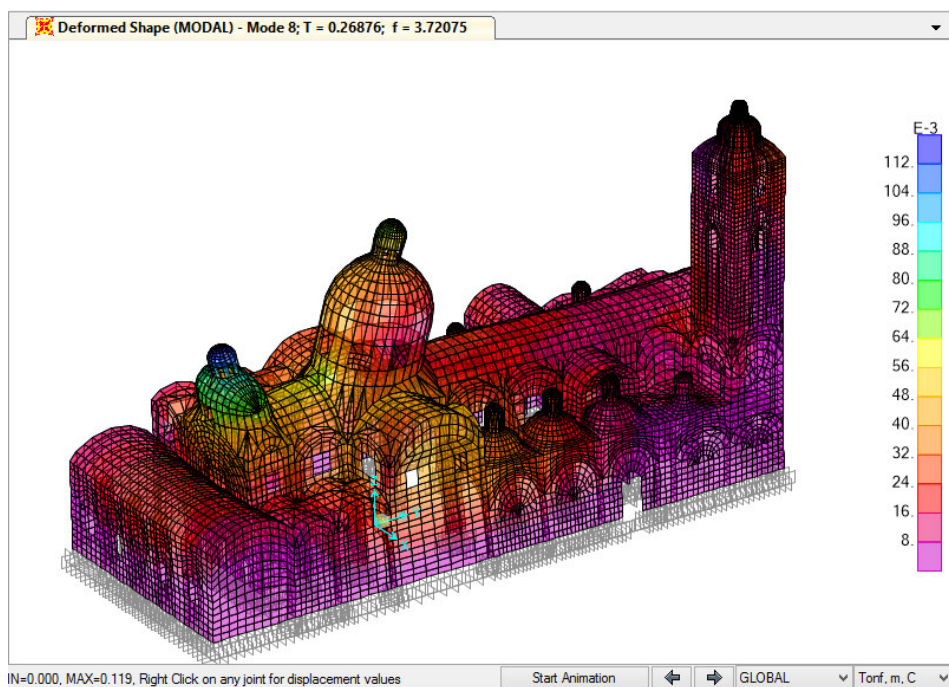


Figura 108: Modo de vibración 8 – SAP2000

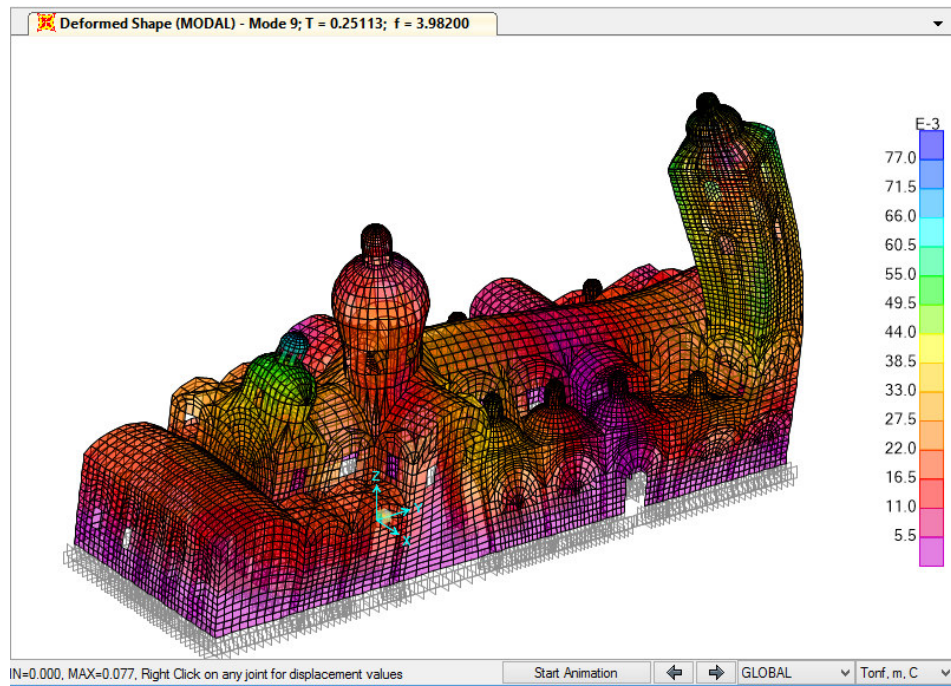


Figura 109: Modo de vibración 9 – SAP2000

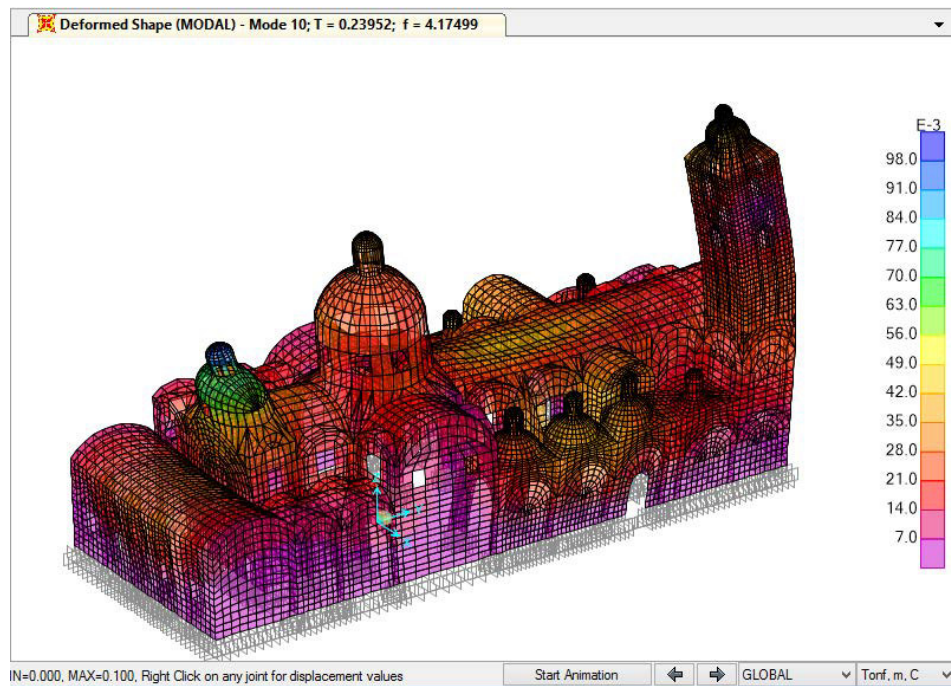


Figura 110: Modo de vibración 10 – SAP2000

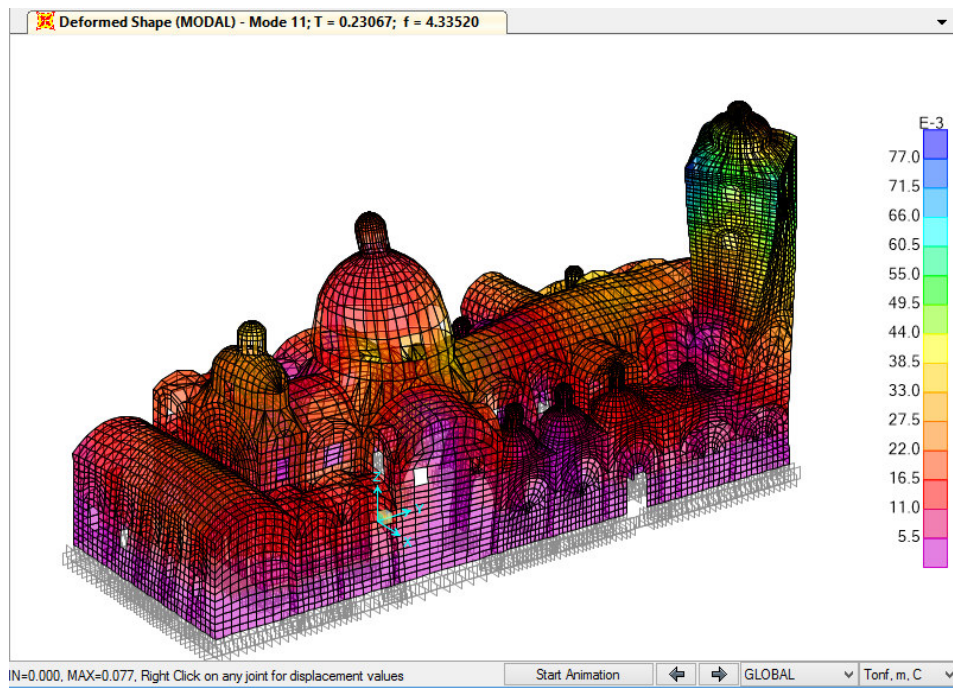


Figura 111: Modo de vibración 11 – SAP2000

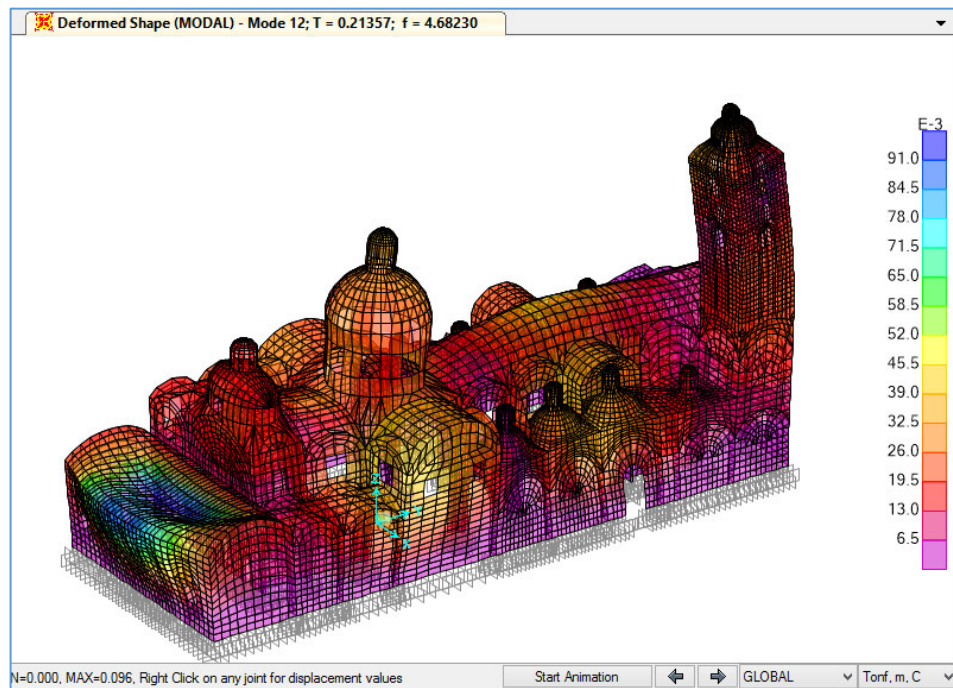


Figura 112: Modo de vibración 12 – SAP2000

Tabla 37

Periodos de Vibración, Frecuencias & Rigidez

StepType	StepNum	Period	Frequency	Modal - stiffness
		Sec	Cyc/sec	Tonf-m
Mode	1.00	0.74	1.35	72.24
Mode	2.00	0.65	1.55	94.79
Mode	3.00	0.40	2.50	246.51
Mode	4.00	0.35	2.82	313.63
Mode	5.00	0.32	3.11	380.80
Mode	6.00	0.29	3.40	455.10
Mode	7.00	0.28	3.58	506.60
Mode	8.00	0.27	3.72	546.54
Mode	9.00	0.25	3.98	625.98
Mode	10.00	0.24	4.17	688.13
Mode	11.00	0.23	4.34	741.95
Mode	12.00	0.21	4.68	865.52

Tabla 38

Participación Modal

StepType	StepNum	Sum X	Sum Y	Sum Z
		Percent	Percent	Percent
Mode	1.00	3.11%	9.49%	0.02%
Mode	2.00	12.60%	12.34%	0.02%
Mode	3.00	54.60%	12.37%	0.03%
Mode	4.00	54.62%	16.02%	0.04%
Mode	5.00	62.09%	16.12%	0.04%
Mode	6.00	62.58%	16.86%	0.07%
Mode	7.00	62.58%	40.21%	0.09%
Mode	8.00	62.60%	60.43%	0.25%
Mode	9.00	68.70%	67.38%	0.25%
Mode	10.00	68.71%	67.98%	0.65%
Mode	11.00	75.70%	70.35%	0.78%
Mode	12.00	75.93%	71.19%	1.01%

5.6.3 Análisis No Lineal Tiempo – Historia

El Análisis no lineal considera la pérdida de rigidez estructural al incorporar la curva del comportamiento del material en el análisis, su caso se ajusta más a la realidad pero demanda de tiempo y una gran capacidad del ordenador (Meli, Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos, 1998). Para materiales frágiles cuyo comportamiento se desarrolla en el rango elástico es necesario complementar el análisis considerando un valor residual en la curva esfuerzo deformación tanto a tracción como a compresión que permitan la convergencia de las ecuaciones una vez superado dicho rango (Caiza, 2016).

Este método consiste en el ingreso de una gama de aceloragramas, cada uno con una Magnitud definida (Geo-CISMID, 2016), y por medio de un estudio individual utilizando el caso tiempo-historia se determina la distribución de esfuerzos. De las tablas resumen exportadas para cada análisis se extrae el porcentaje de daño de la estructura siendo este, la relación entre el número de elementos fallados (elementos cuyo esfuerzo calculado es mayor que el esfuerzo admisible – (Romero, 2013)) sobre el total de elementos, modificado por pesos en relación a la posición del elemento. Los valores del porcentaje de daño son superpuestos a fin de obtener la curva porcentaje de daño vs magnitud.

ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA – Sismo 1

Información Sísmica:

Estación Cerro UNI - "House", "Independencia", Lima

Fecha 04/12/2012

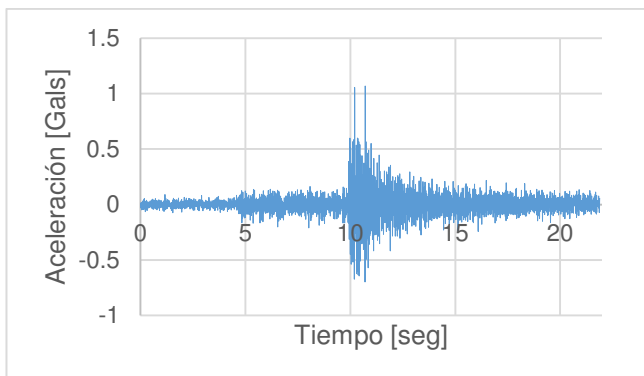
Latitud -12.01

Longitud -77.00

Profundidad 46.00 Km

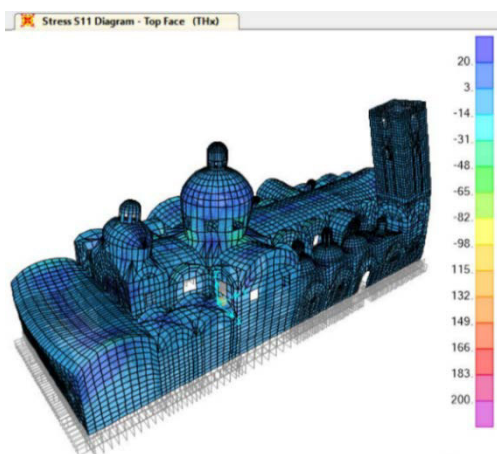
Magnitud 3.50 ML

Máx. Acel X: 1.07
 Y: -0.79
 Z: -0.81

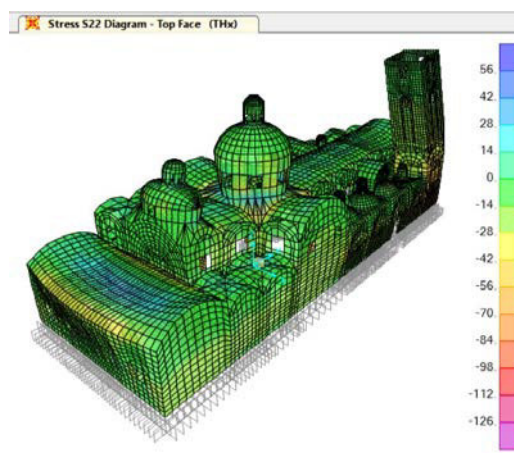


Acelerograma – Mg 3.50 ML

Análisis: Sentido X

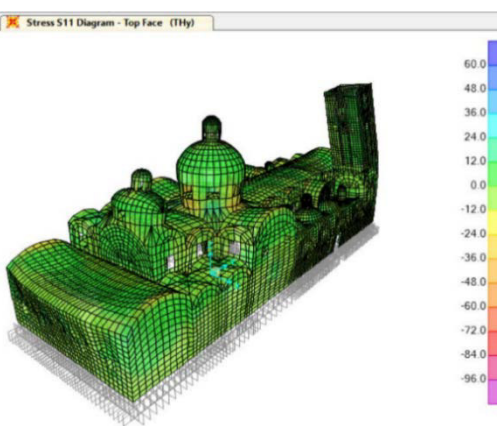


Esfuerzos S11_x

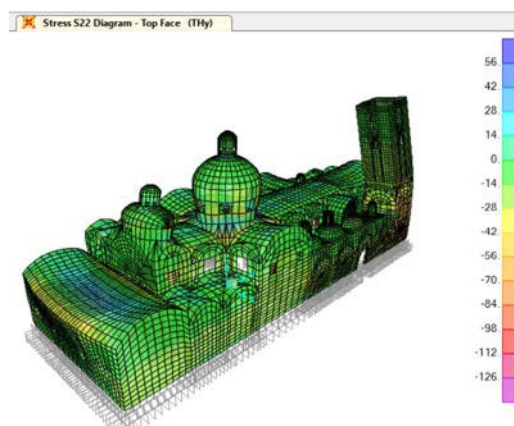


Esfuerzos S22_x

Análisis: Sentido Y



Esfuerzos S11_y



Esfuerzos S22_y

Figura 113: Análisis Tiempo Historia. Mg 3.5 ML – SAP2000

ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA – Sismo 6

Información Sísmica:

Estación Villa El Salvador - VSV N° 105 Fire Station, Villa El Salvador, Lima

Fecha 13/11/2012

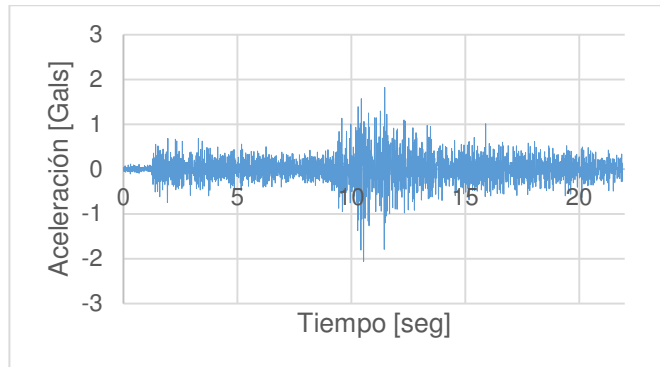
Latitud -12.61

Longitud -76.77

Profundidad 50.00 Km

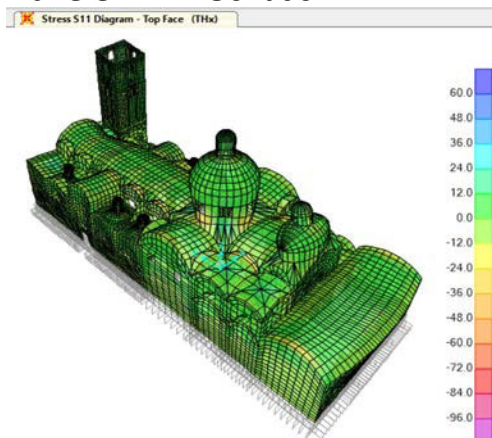
Magnitud 4.00 ML

Máx. Acel X: 2.06
Y: 2.17
Z: -1.45

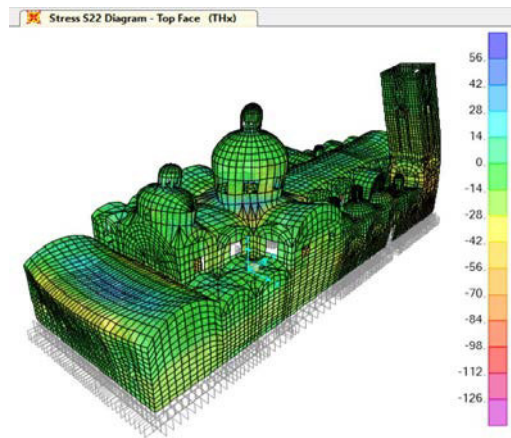


Acelerograma – Mg 4.00 ML

Análisis: Sentido X

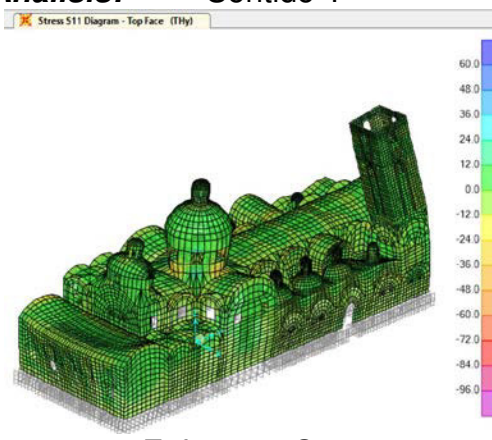


Esfuerzos S11x

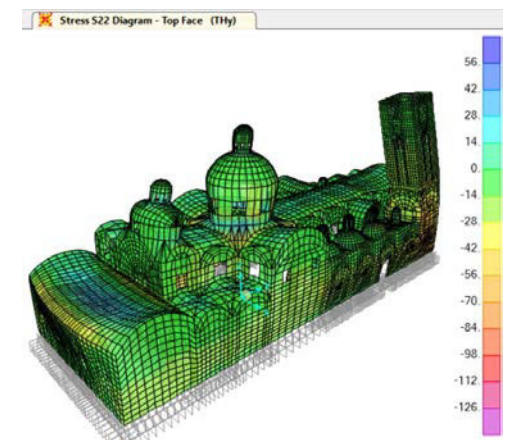


Esfuerzos S22x

Análisis: Sentido Y



Esfuerzos S11y



Esfuerzos S22y

Figura 114: Análisis Tiempo Historia. Mg 4.0 ML – SAP2000

ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA – Sismo 10

Información Sísmica:

Estación Villa El Salvador - VSV N° 105 Fire Station, Villa El Salvador, Lima

Fecha 03/05/2013

Latitud -12.30

Longitud -78.73

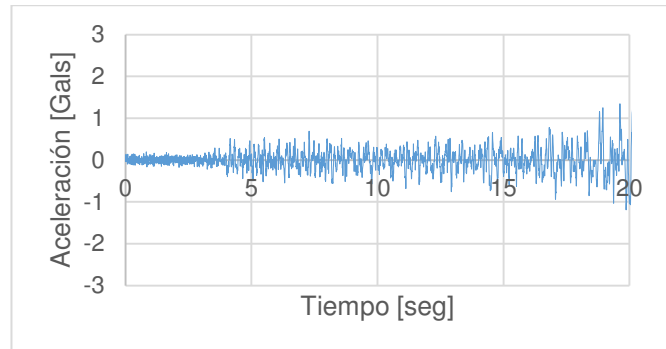
Profundidad 25.00 Km

Magnitud 4.40 ML

Máx. Acel X: -1.90

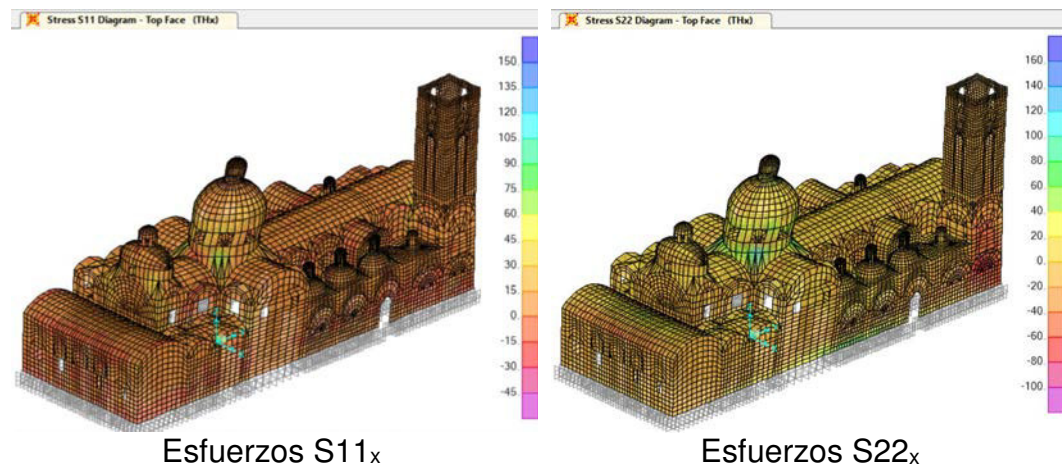
Y: 2.18

Z: 1.53



Acelerograma – Mg 4.40 ML

Análisis: Sentido X



Análisis: Sentido Y

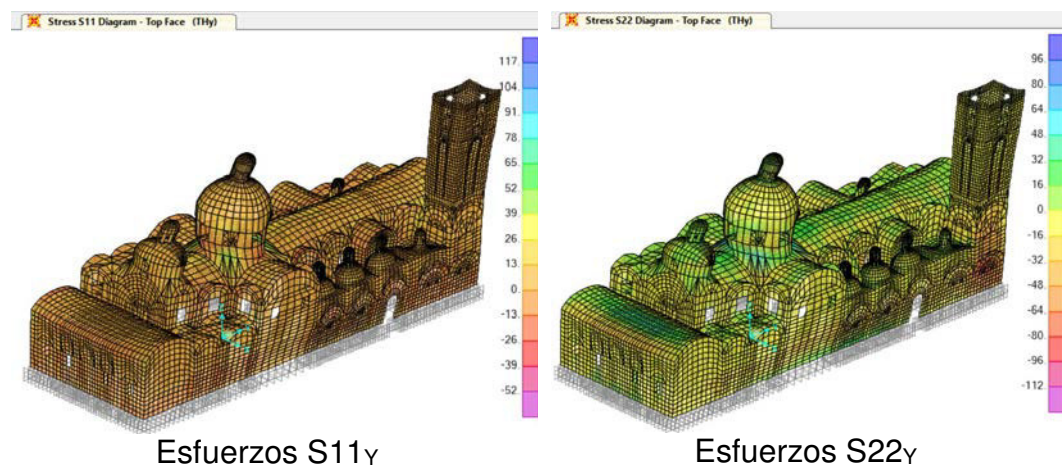


Figura 115: Análisis Tiempo Historia. Mg 4.40 ML – SAP2000

ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA – Sismo 14

Información Sísmica:

Estación Villa El Salvador - VSV N° 105 Fire Station, Villa El Salvador, Lima

Fecha 19/03/2013

Latitud -12.87

Longitud -75.80

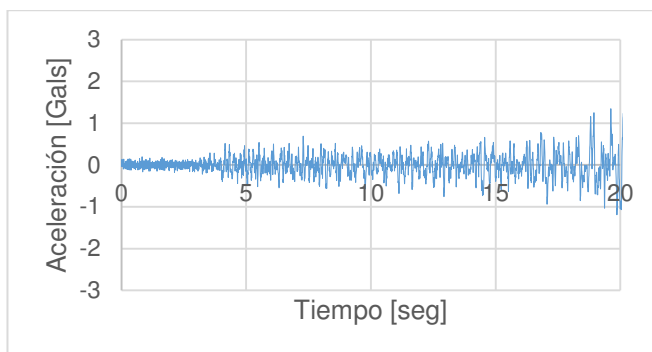
Profundidad 75.00 Km

Magnitud 4.80 ML

Máx. Acel X: -8.89

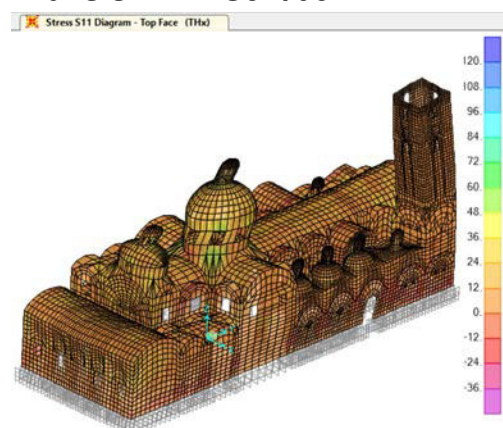
Y: -8.16

Z: 8.13

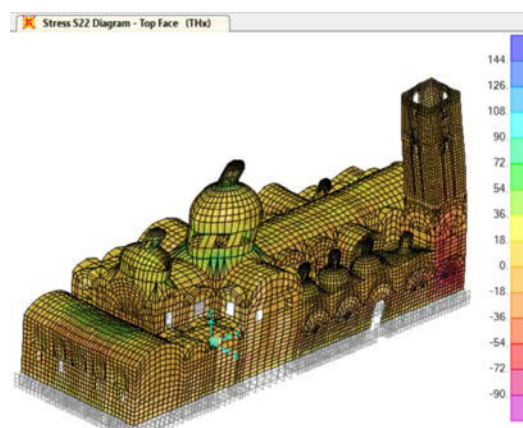


Acelerograma – Mg 4.80 ML

Análisis: Sentido X

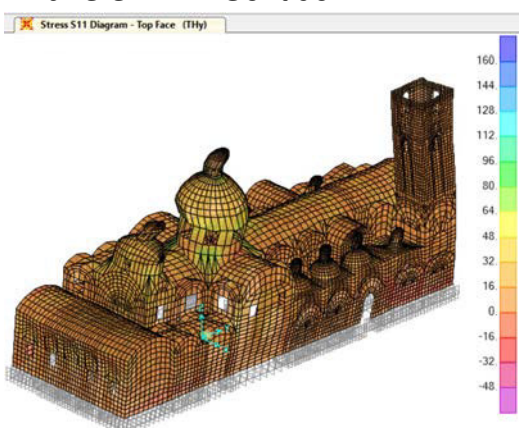


Esfuerzos S11_x

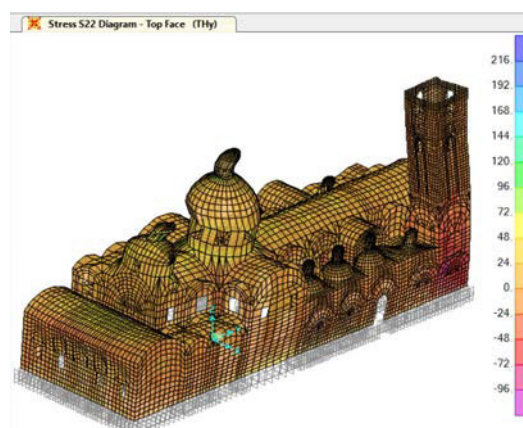


Esfuerzos S22_x

Análisis: Sentido Y



Esfuerzos S11_y



Esfuerzos S22_y

Figura 116: Análisis Tiempo Historia. Mg 4.80 ML – SAP2000

ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA – Sismo 16

Información Sísmica:

Estación Villa El Salvador - VSV N° 105 Fire Station, Villa El Salvador, Lima

Fecha 07/05/2011

Latitud -15.38

Longitud -74.53

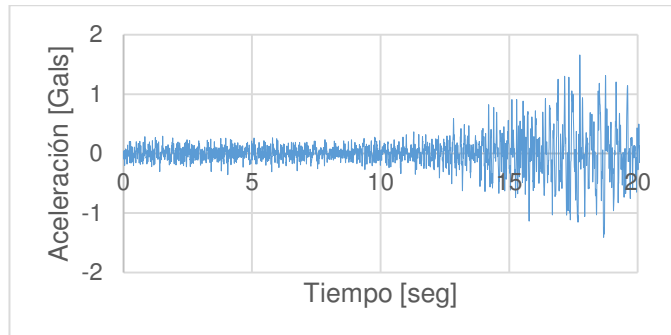
Profundidad 80.00 Km

Magnitud 5.00 ML

Máx. Acel X: -1.24

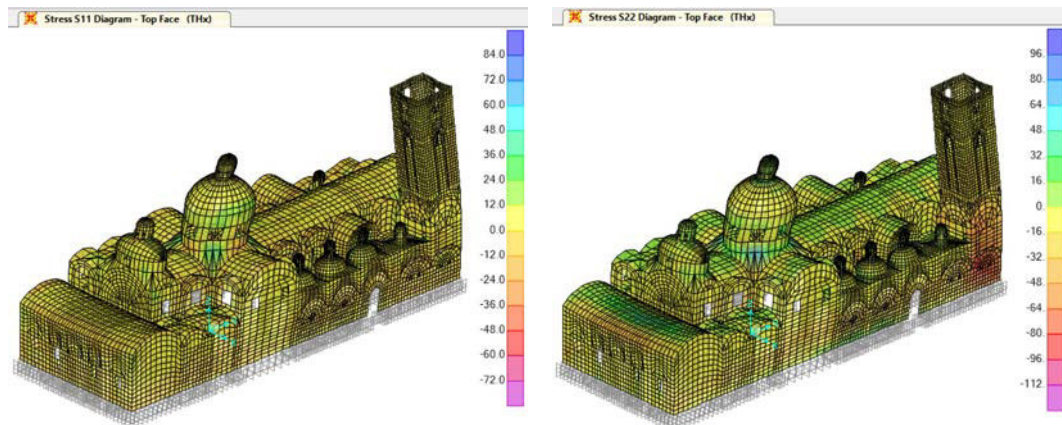
Y: 1.66

Z: 0.93



Acelerograma – Mg 5.00 ML

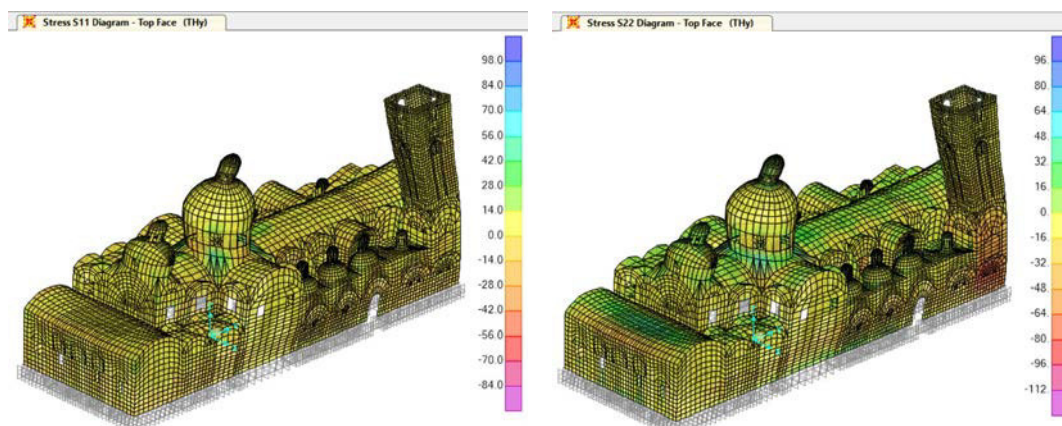
Análisis: Sentido X



Esfuerzos S11_x

Esfuerzos S22_x

Análisis: Sentido Y



Esfuerzos S11_y

Esfuerzos S22_y

Figura 117: Análisis Tiempo Historia. Mg 5.00 ML – SAP2000

ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA – Sismo 20

Información Sísmica:

Estación Villa El Salvador - VSV N° 105 Fire Station, Villa El Salvador, Lima

Fecha 07/08/2012

Latitud -13.50

Longitud -77.00

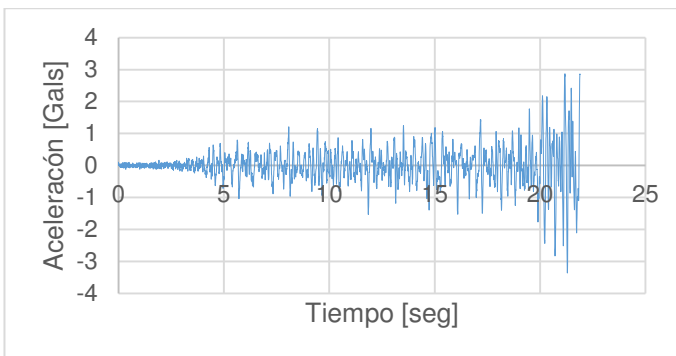
Profundidad 46.00 Km

Magnitud 5.40 ML

Máx. Acel X: 6.08

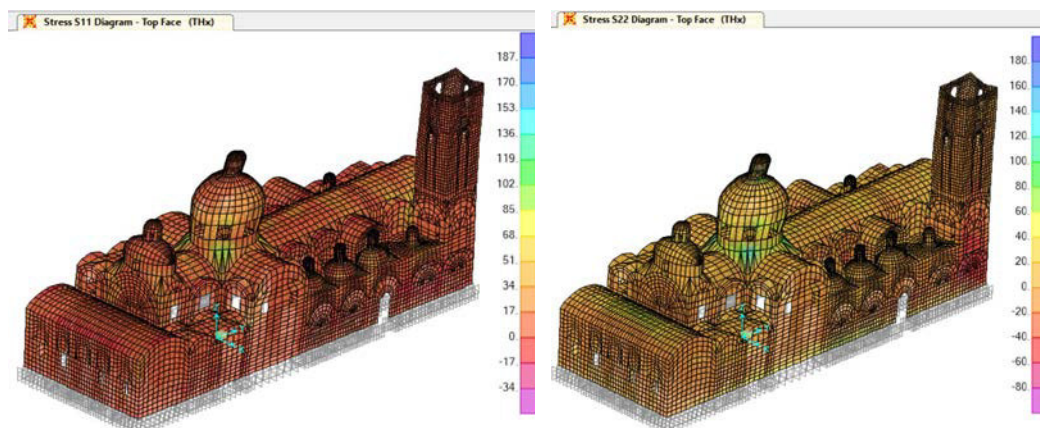
Y: 5.29

Z: -3.34



Acelerograma – Mg 5.40ML

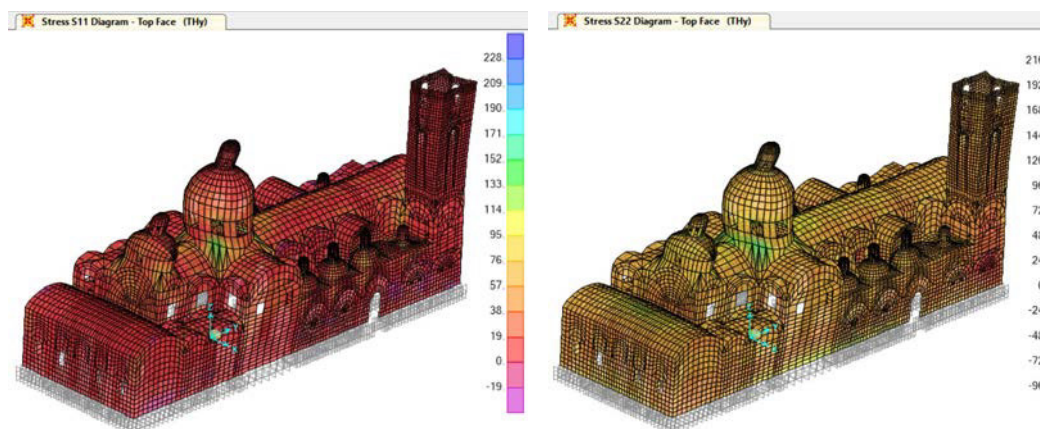
Análisis: Sentido X



Esfuerzos S11_x

Esfuerzos S22_x

Análisis: Sentido Y



Esfuerzos S11_y

Esfuerzos S22_y

Figura 118: Análisis Tiempo Historia. Mg 5.40 ML – SAP2000

ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA – Sismo 24

Información Sísmica:

Estación Villa El Salvador - VSV N° 105 Fire Station, Villa El Salvador, Lima

Fecha 25/11/2013

Latitud -12.77

Longitud -76.48

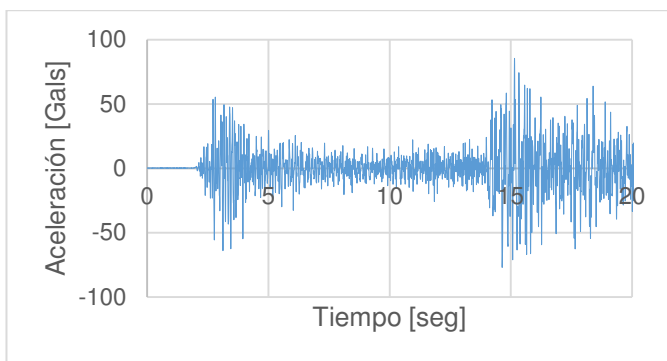
Profundidad 59.00 Km

Magnitud 5.80 ML

Máx. Acel X: 6.08

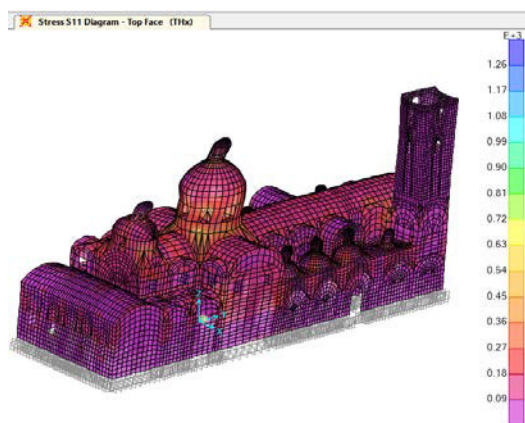
Y: 5.29

Z: -3.34

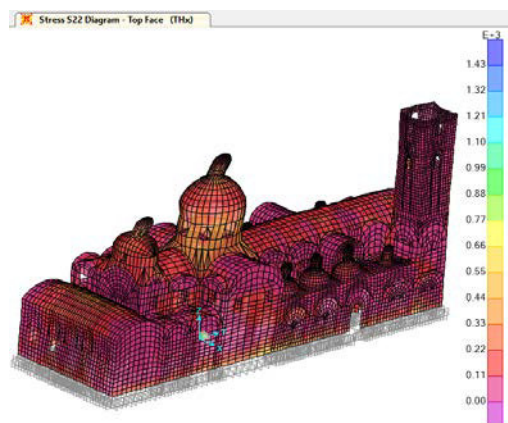


Acelerograma – Mg 5.80ML

Análisis: Sentido X

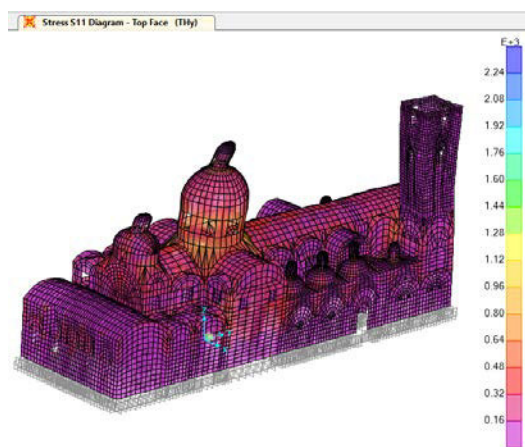


Esfuerzos S11_x

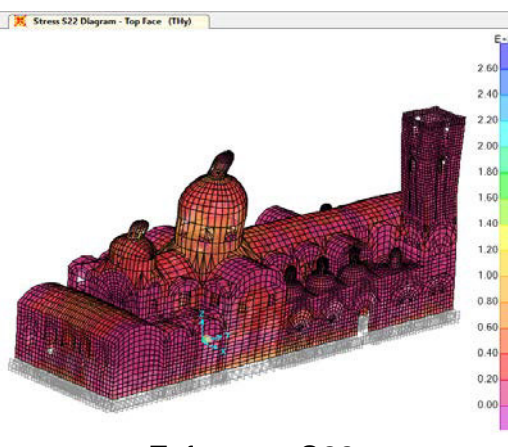


Esfuerzos S22_x

Análisis: Sentido Y



Esfuerzos S11_y



Esfuerzos S22_y

Figura 119: Análisis Tiempo Historia. Mg 5.80 ML – SAP2000

ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA – Sismo 26

Información Sísmica:

Estación Villa El Salvador - VSV N° 105 Fire Station, Villa El Salvador, Lima

Fecha 10/11/2012

Latitud -8.89

Longitud -75.12

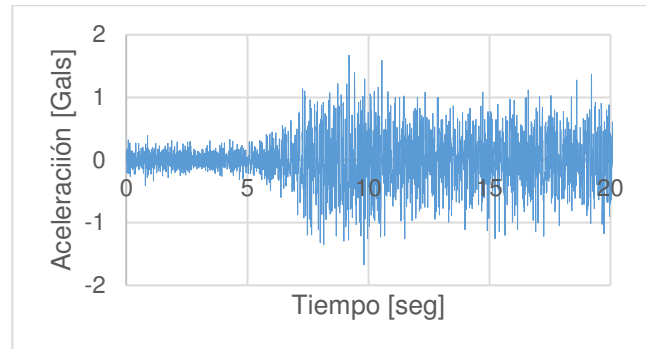
Profundidad 146.00
Km

Magnitud 6.80 ML

Máx. Acel X: 7.21

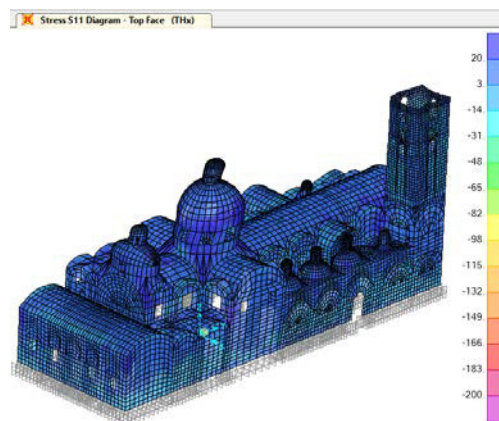
Y: -7.88

Z: 4.45

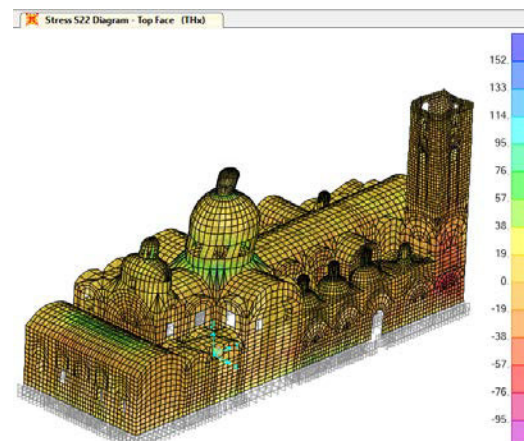


Acelerograma – Mg 6.80ML

Análisis: Sentido X

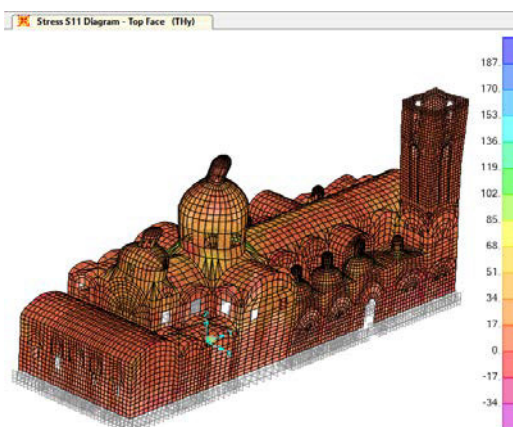


Esfuerzos S11_x



Esfuerzos S22_x

Análisis: Sentido Y



Esfuerzos S11_y



Esfuerzos S22_y

Figura 120: Análisis Tiempo Historia. Mg 6.80 ML – SAP2000

ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA – Sismo 30

Información Sísmica:

Estación Parque de la Reserva - House, Cercado de Lima, Lima

Fecha 02/08/2012

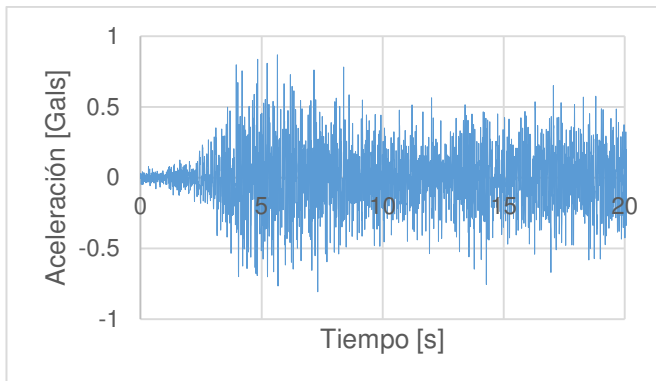
Latitud -8.64

Longitud -74.19

Profundidad 150 Km

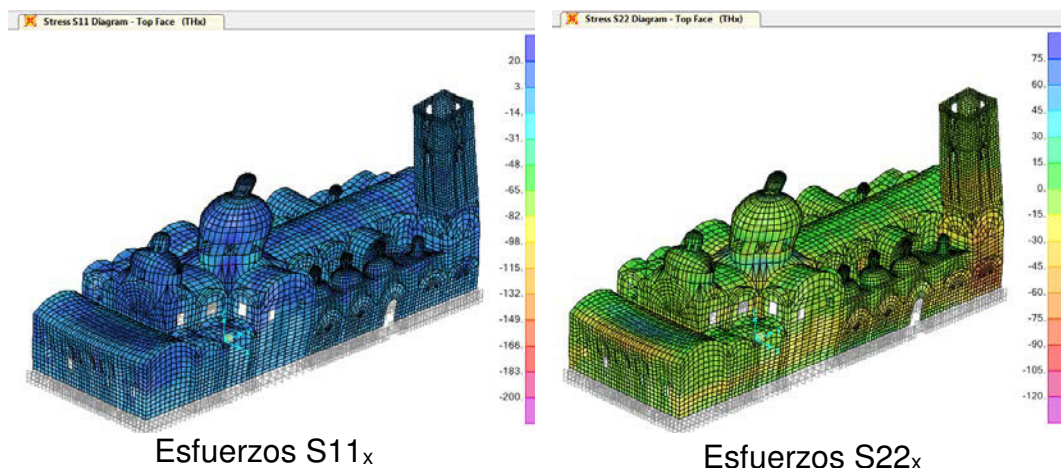
Magnitud 6.40 ML

Máx. Acel X: -2.03
 Y: -1.55
 Z: 1.04



Acelerograma – Mg 6.40ML

Análisis: Sentido X



Análisis: Sentido Y

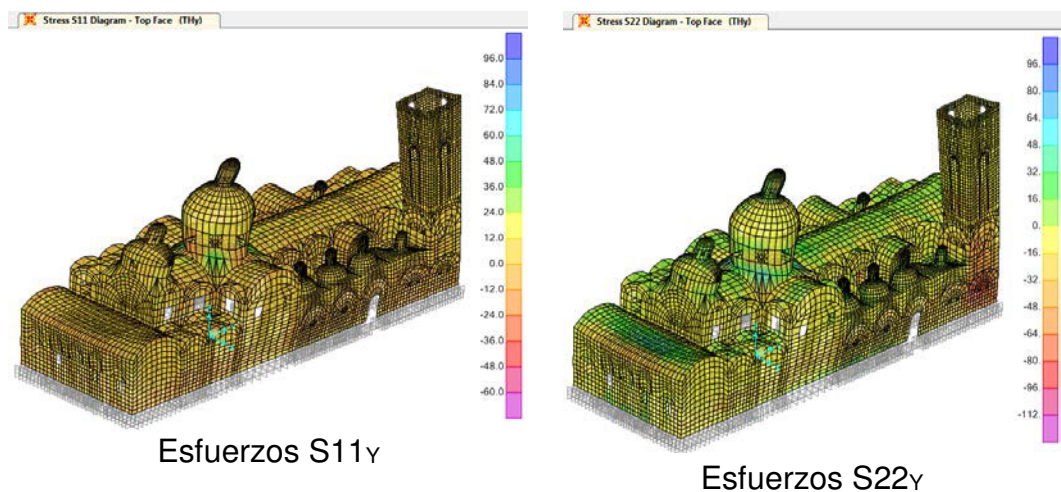


Figura 121: Análisis Tiempo Historia. Mg 6.40 ML – SAP2000

ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA – Sismo 33

Información Sísmica:

Estación SENCICO Tacna - Zonal Office of SENCICO, Tacna, Tacna

Fecha 11/02/2015

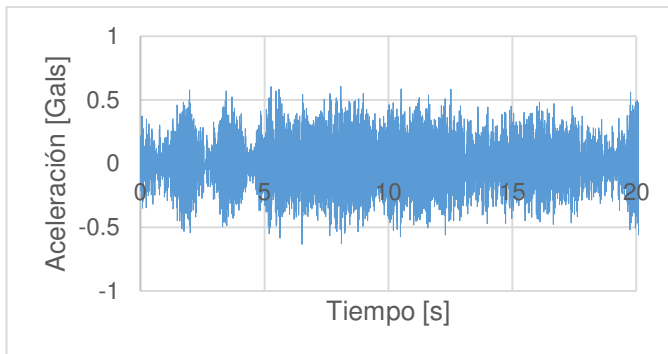
Latitud -23.12

Longitud -66.59

Profundidad 190 Km

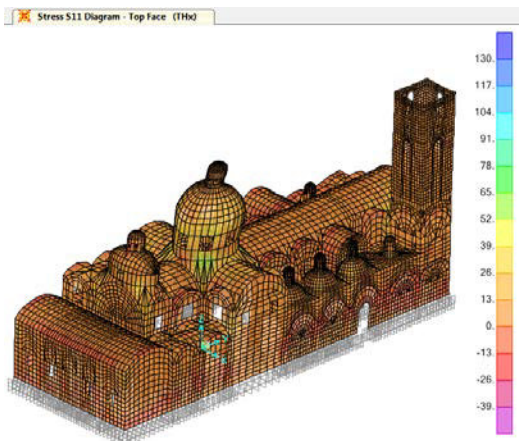
Magnitud 6.70 ML

Máx. Acel X: -3.50
 Y: -3.46
 Z: -2.75

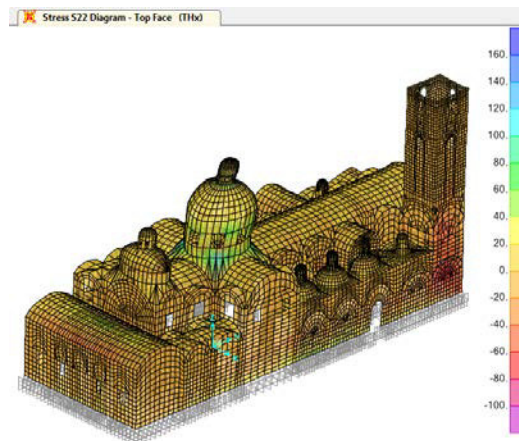


Acelerograma – Mg 6.70ML

Análisis: Sentido X

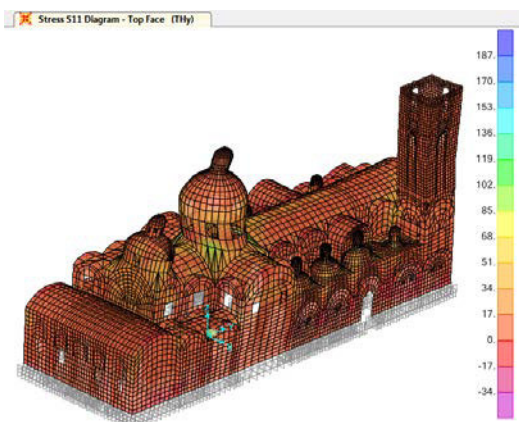


Esfuerzos S11_x

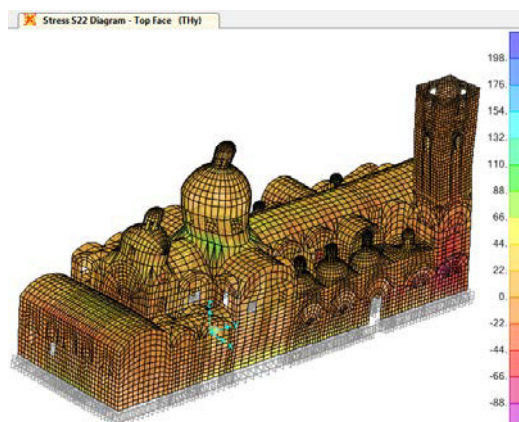


Esfuerzos S22_x

Análisis: Sentido Y



Esfuerzos S11_y



Esfuerzos S22_y

Figura 122: Análisis Tiempo Historia. Mg 6.70 ML – SAP2000

ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA – Sismo 36

Información Sísmica:

Estación Villa El Salvador - VSV N° 105 Fire Station, Villa El Salvador, Lima

Fecha 24/08/2011

Latitud -9.50

Longitud -76.00

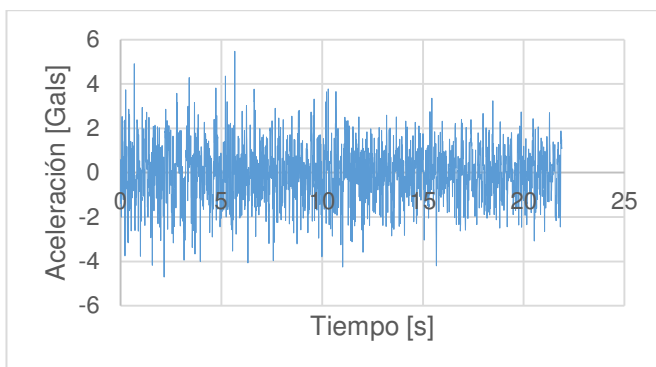
Profundidad 149 Km

Magnitud 7.00 ML

Máx. Acel X: 18.64

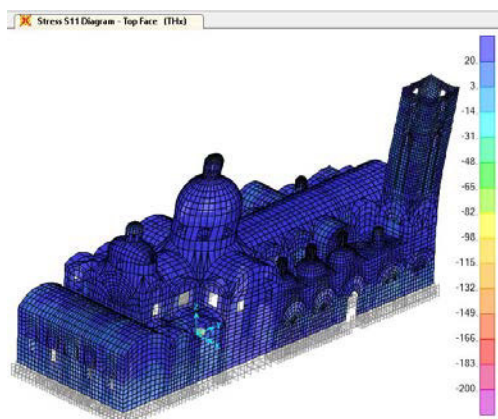
Y: 21.97

Z: -14.12

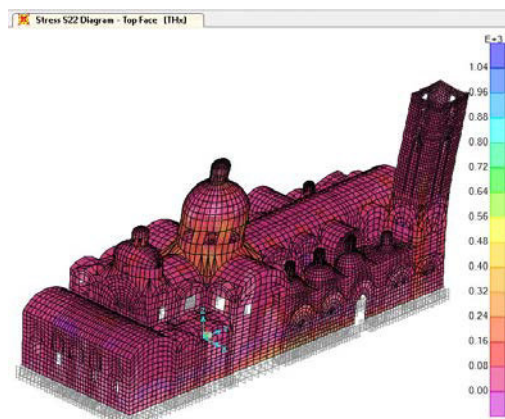


Acelerograma – Mg 7.00

Análisis: Sentido X

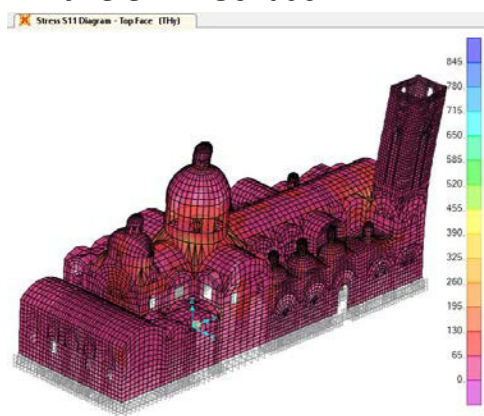


Esfuerzos S11_x



Esfuerzos S22_x

Análisis: Sentido Y



Esfuerzos S11_y



Esfuerzos S22_y

Figura 123: Análisis Tiempo Historia. Mg 7.0 ML – SAP2000

ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA – Sismo 38

Información Sísmica:

Estación Villa El Salvador - VSV N° 105 Fire Station, Villa El Salvador, Lima

Fecha 13/06/2005

Latitud -19.61

Longitud -69.97

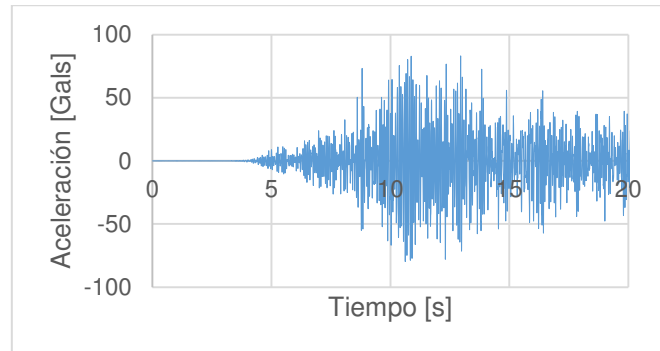
Profundidad 146 Km

Magnitud 7.20 ML

Máx. Acel X: 138.50

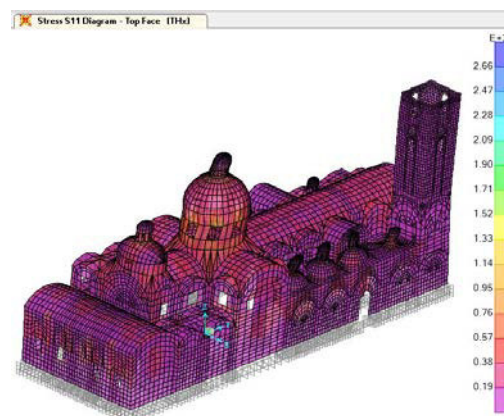
Y: 125.43

Z: 45.45

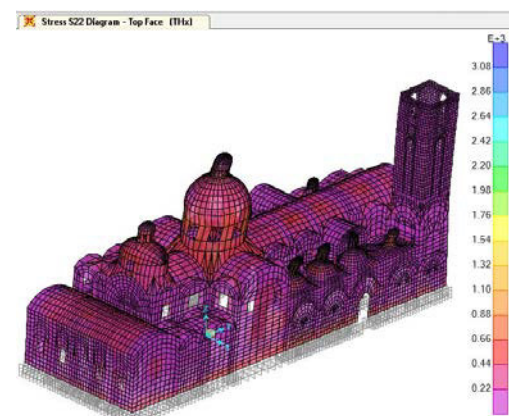


Acelerograma – Mg 7.20ML

Análisis: Sentido X

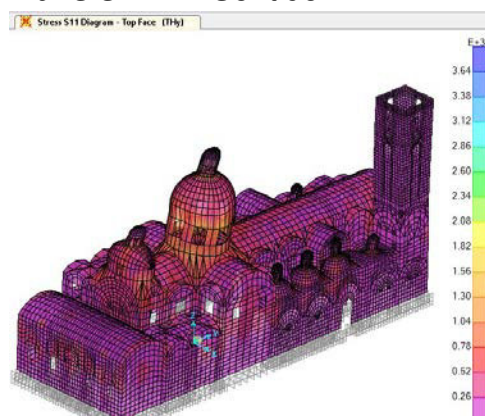


Esfuerzos S11_x



Esfuerzos S22_x

Análisis: Sentido Y



Esfuerzos S11_y



Esfuerzos S22_y

Figura 124: Análisis Tiempo Historia. Mg 7.20ML – SAP2000

ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA – Sismo 40

Información Sísmica:

Estación Jorge Basadre Grohmann University - Jorge Basadre Grohmann National University, Tacna, Tacna

Fecha 02/04/2014

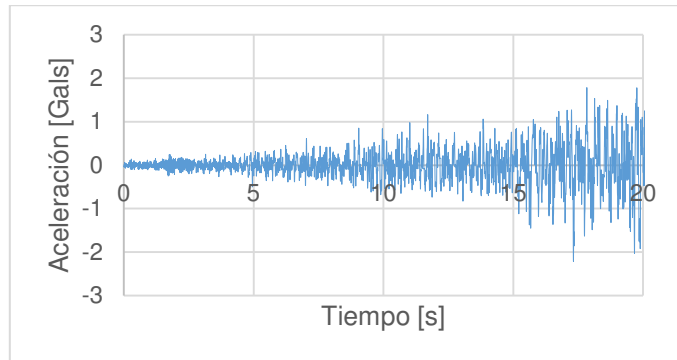
Latitud -20.50

Longitud -70.40

Profundidad 20.00 Km

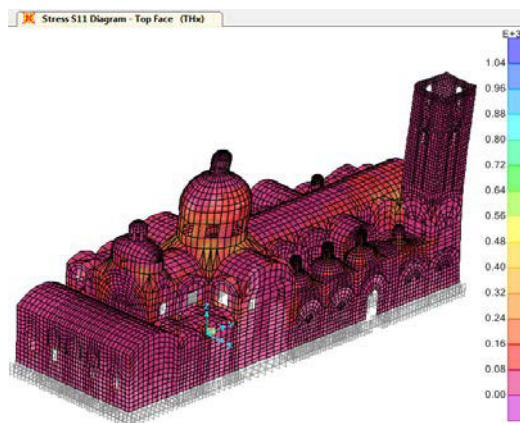
Magnitud 7.40 ML

Máx. Acel X: 32.59
Y: -17.09
Z: 12.85

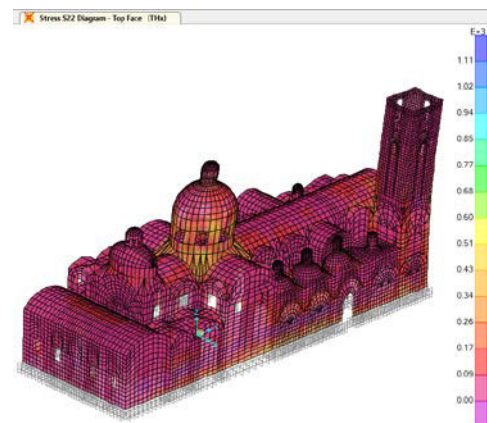


Acelerograma – Mg 7.40ML

Análisis: Sentido X

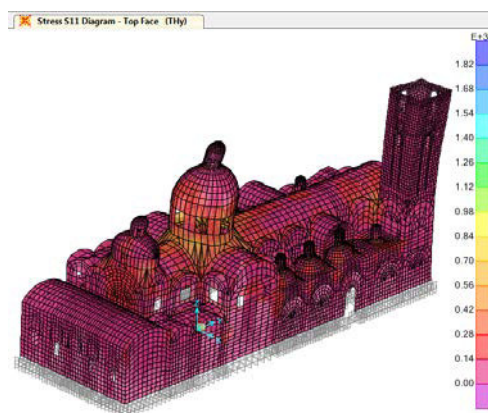


Esfuerzos S11_x

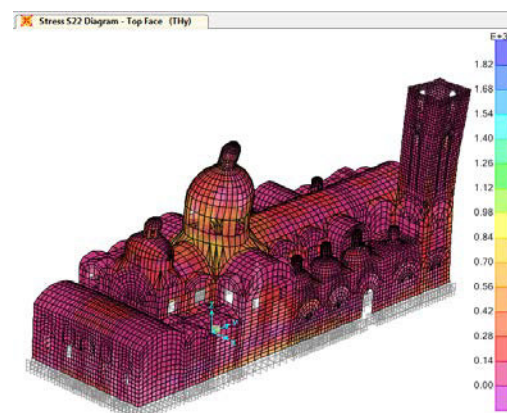


Esfuerzos S22_x

Análisis: Sentido Y



Esfuerzos S11_y



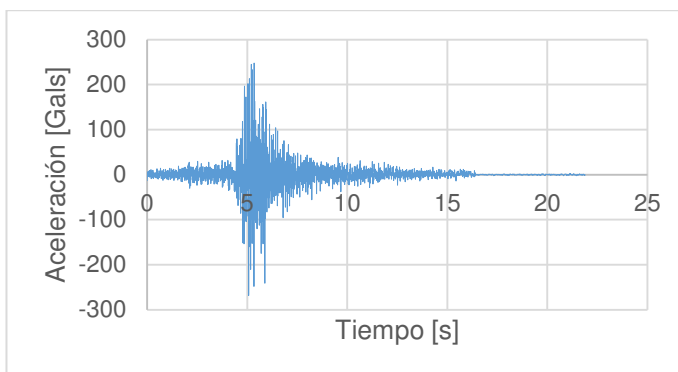
Esfuerzos S22_y

Figura 125: Análisis Tiempo Historia. Mg 7.40 ML – SAP2000

ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA – Sismo 47

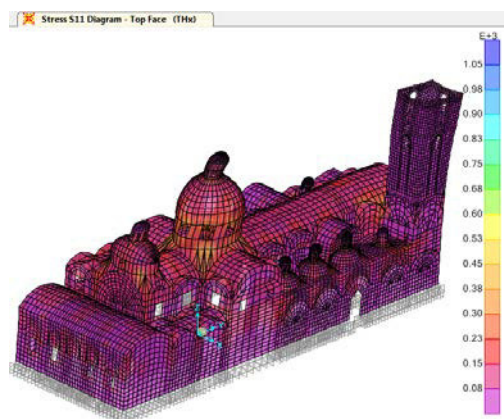
Información Sísmica:

Estación	Parque de la Reserva - Parque de la Reserva, Cercado de Lima, Lima
Fecha	17/10/1966
Latitud	-10.70
Longitud	-78.70
Profundidad	24.00 Km
Magnitud	8.10 ML
Máx. Acel	X: -180.56 Y: -268.24 Z: 94.29

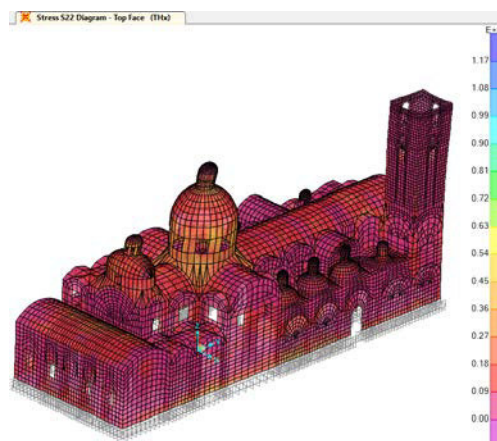


Acelerograma – Mg 8.10ML

Análisis: Sentido X

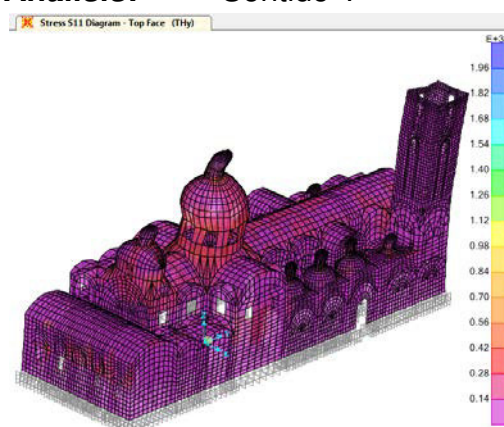


Esfuerzos S11_x



Esfuerzos S22_x

Análisis: Sentido Y



Esfuerzos S11_y



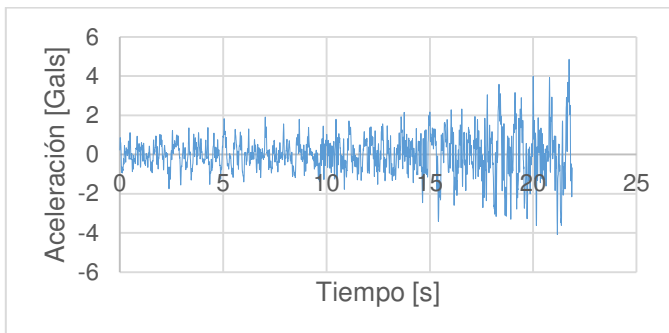
Esfuerzos S22_y

Figura 126: Análisis Tiempo Historia. Mg 8.10 ML – SAP2000

ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA – Sismo 48

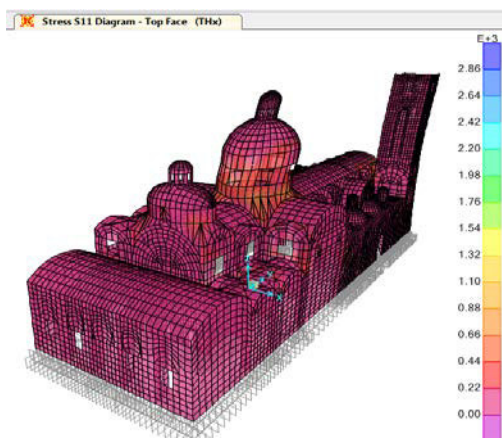
Información Sísmica:

	César Vizcarra Vargas - Rolando Catacora Sports Complex	
Estación	- Regional Government of Moquegua, Moquegua, Mariscal Nieto	
Fecha	01/04/2014	
Latitud	-19.57	
Longitud	-70.91	
Profundidad	38.90 Km	
Magnitud	8.20 ML	
Máx. Acel	X: -51.59	
	Y: -33.34	
	Z: 20.39	

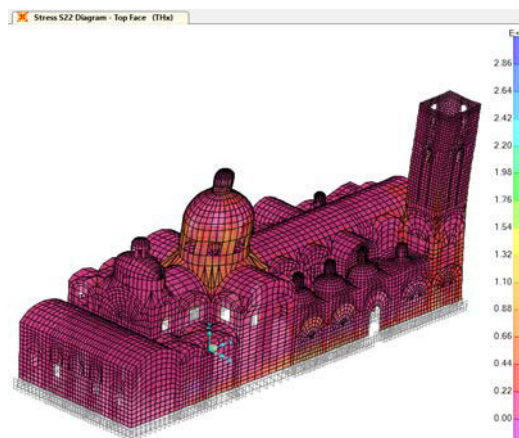


Acelerograma – Mg 8.20ML

Análisis: Sentido X

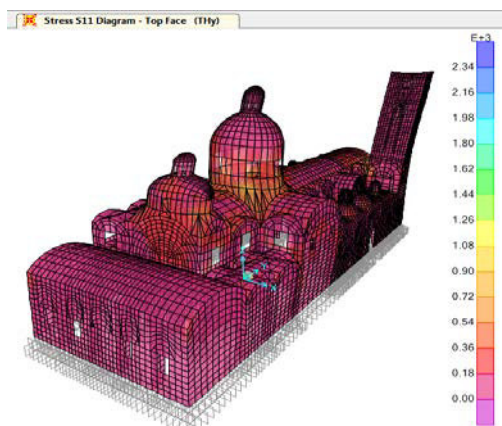


Esfuerzos S11_x

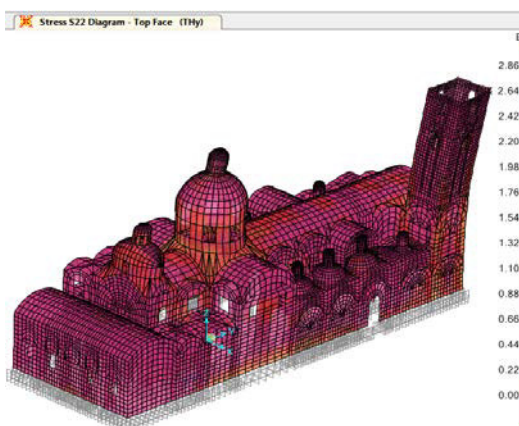


Esfuerzos S22_x

Análisis: Sentido Y



Esfuerzos S11_y



Esfuerzos S22_y

Figura 127: Análisis Tiempo Historia. Mg 8.20 ML – SAP2000

5.6.3.1 Evaluación de Daño (Tracción & Compresión)

Los resultados del análisis Tiempo - Historia No Lineal identifican aquellos elementos que han superado el criterio de falla y que en forma porcentual indican la cantidad de daño que ha sufrido la estructura discretizando entre las diferentes secciones de la iglesia como se muestra en las tablas 53, 54 (Daños producidos por efectos de tracción) y 55, 56 (Daños producidos por haber superado el límite de compresión).

El porcentaje de daño a tracción es un indicador de aquellos elementos que presentan fracturas pero no destrucción total. Los esfuerzos a tracción a los que ha sido sometido el elemento producen fisuras y grietas fáciles de observar y a pesar de que esto no determina el colapso total de la estructura, si nos anticipa la cedencia de aquellos macro-elementos como: las cúpulas y cupulines, arcos, bóvedas y cubiertas que en general producen coceo.

Tabla 39

Porcentaje de daño – Tracción (Mg: 3.5 – 6.0)

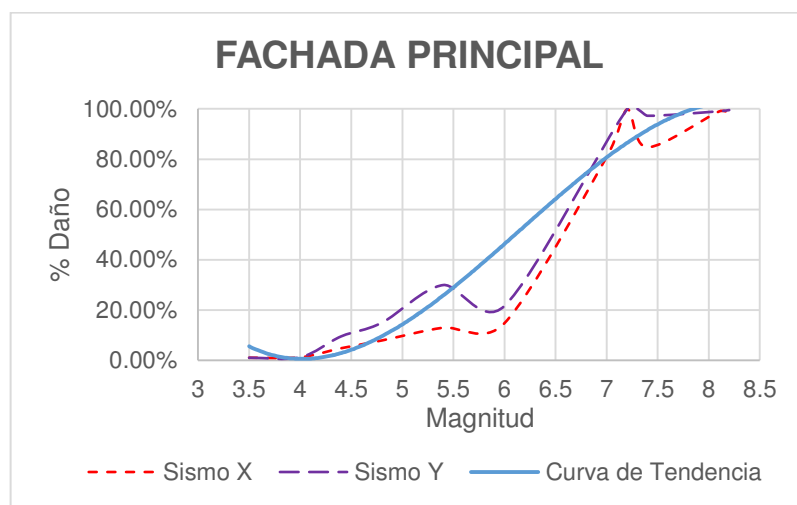
Sección	Magnitud					
	3.5	4	4.4	4.8	5.4	6
Fachada Principal	1.04%	1.22%	4.80%	7.91%	12.99%	14.78%
Ábside	0.28%	0.35%	13.20%	6.22%	15.76%	11.89%
Coro	15.00%	17.60%	33.00%	46.40%	44.80%	44.60%
Cubiertas	11.10%	12.88%	34.52%	39.67%	50.77%	45.49%
Torre	0.40%	0.53%	6.54%	4.42%	14.60%	10.47%
Cúpula Media Naranja	25.31%	13.21%	33.18%	48.11%	47.80%	40.72%
Cúpula Elíptica	3.25%	6.50%	15.00%	58.25%	31.00%	43.75%
Cúpulas Pequeñas	2.01%	2.36%	20.20%	20.03%	33.78%	28.22%
Iglesia	3.01%	3.09%	15.14%	16.36%	25.35%	21.47%

Tabla 40

Porcentaje de daño – Tracción (Mg: 7.0 – 8.2)

Magnitud	7	7.2	7.4	8.1	8.2
Sección					
Fachada Principal	80.89%	99.81%	84.75%	98.96%	98.49%
Ábside	79.41%	100.00%	80.44%	98.96%	97.30%
Coro	98.60%	100.00%	99.00%	100.00%	100.00%
Cubiertas	97.12%	100.00%	98.47%	100.00%	100.00%
Torre	79.46%	99.11%	88.64%	97.76%	97.91%
Cúpula Media Naranja	85.69%	100.00%	89.15%	100.00%	96.38%
Cúpula Elíptica	90.00%	100.00%	87.50%	100.00%	94.25%
Cúpulas Pequeñas	76.70%	100.00%	78.66%	99.62%	88.95%
Iglesia	80.94%	99.24%	87.58%	99.01%	95.97%

La tracción produce un efecto de disociación en las juntas, es decir pierde la continuidad que existe de un elemento a otro, haciendo que macro-elementos como muros o pilas trabajen en forma independiente. El trabajo individual de una parte de la estructura es insuficiente para soportar las cargas laterales producidas por las cubiertas y arcos, dando como resultado el desprendimiento de secciones de la iglesia por efectos de volteo o en su defecto por corte.

**Figura 128:** Daño Tracción vs Magnitud – Fachada Principal

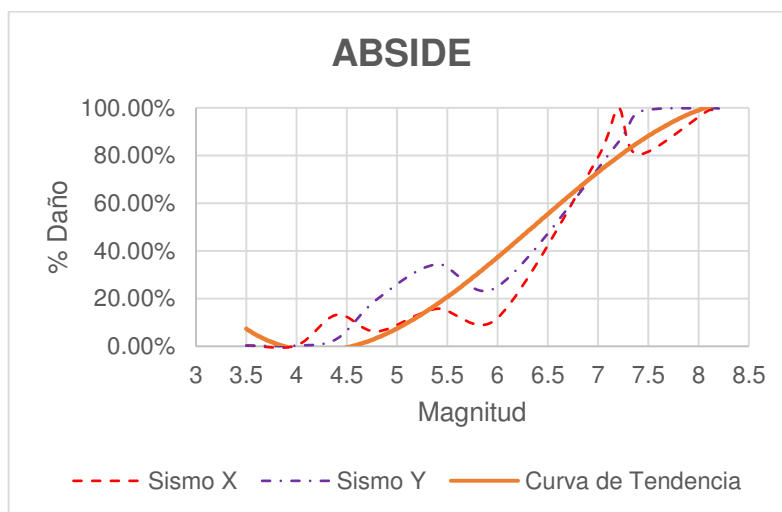


Figura 129: Daño Tracción vs Magnitud – Ábside

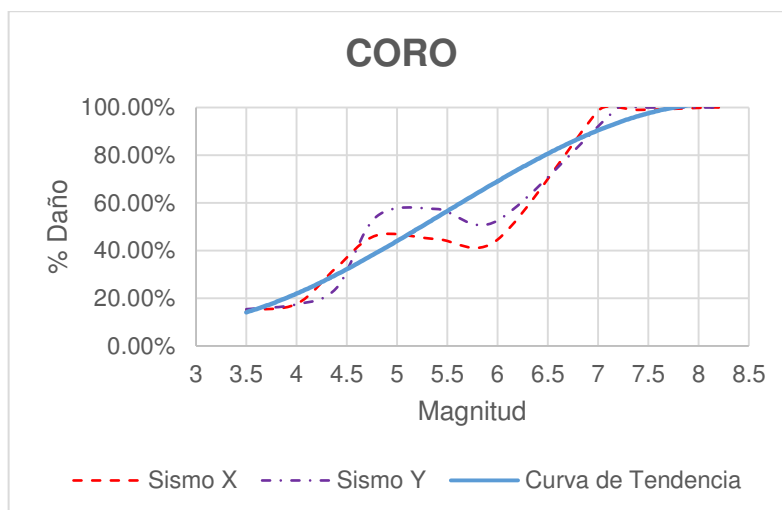


Figura 130: Daño Tracción vs Magnitud – Coro

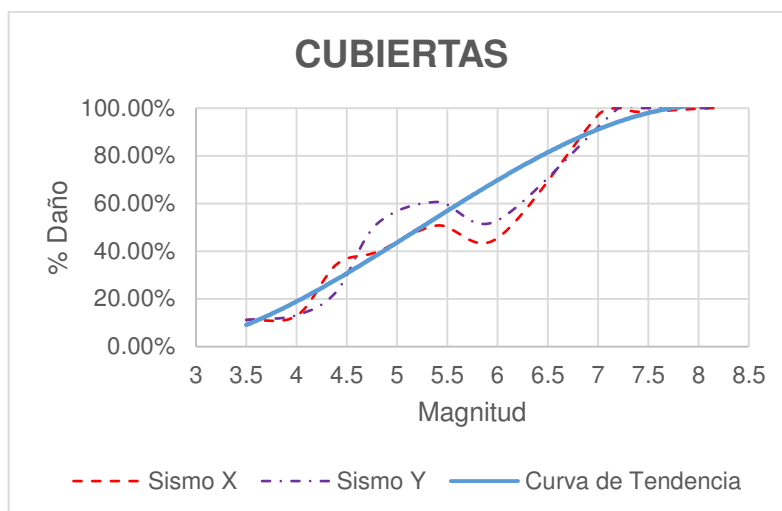


Figura 131: Daño Tracción vs Magnitud – Cubiertas

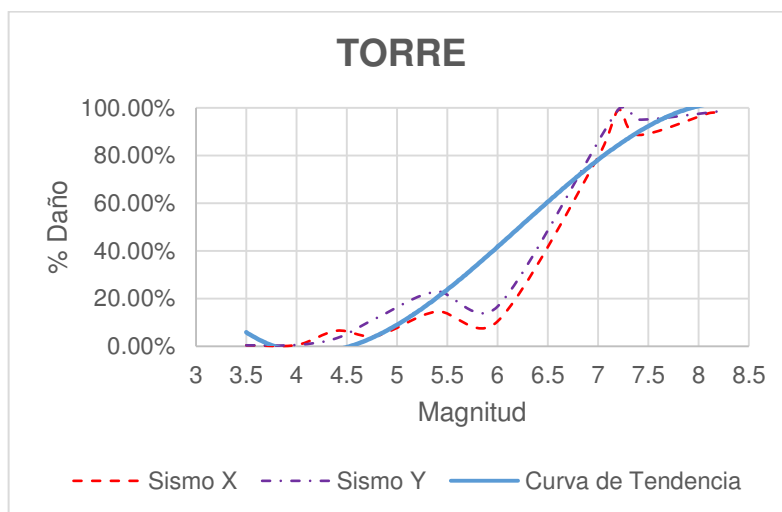


Figura 132: Daño Tracción vs Magnitud – Torre

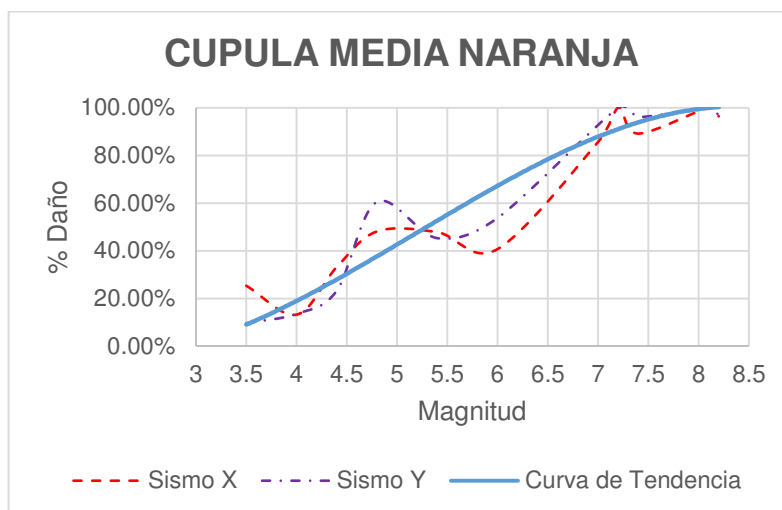


Figura 133: Daño Tracción vs Magnitud – Cúpula Media Naranja

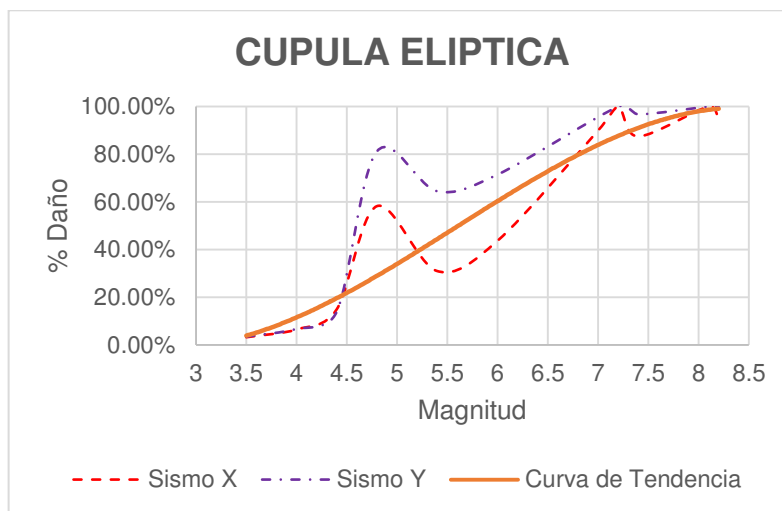


Figura 134: Daño Tracción vs Magnitud – Cúpula Elíptica

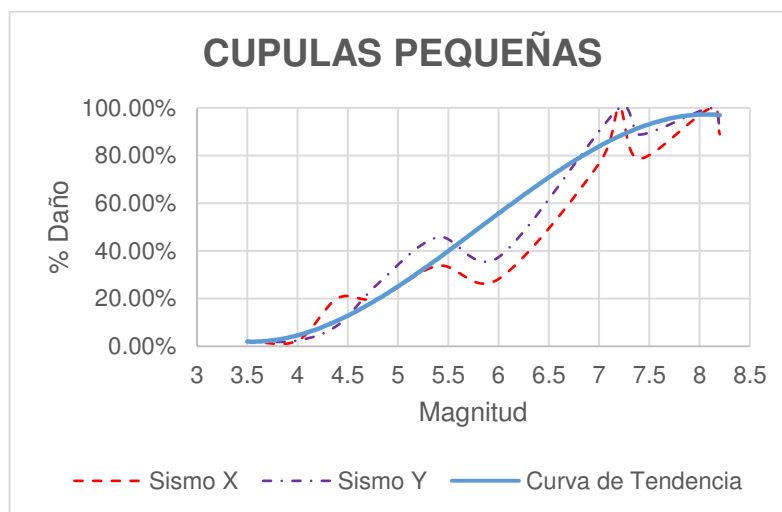


Figura 135: Daño Tracción vs Magnitud – Cúpulas Pequeñas

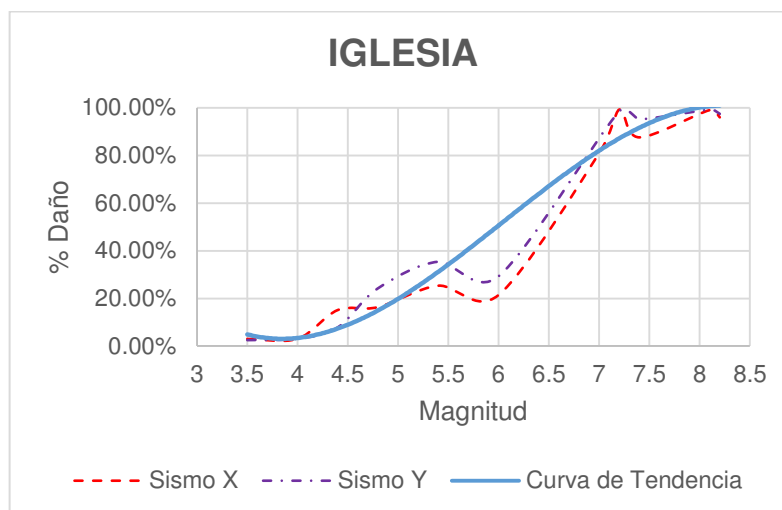


Figura 136: Daño Tracción vs Magnitud – Iglesia

A diferencia de los efectos producidos por tracción, el límite a compresión que puede soportar un elemento es determinante para su colapso o destrucción total. Al analizar la compresión, el porcentaje de daño indica el volumen de la estructura que ya no se encuentra en pie; dicho efecto es el reflejo de la acción de las fuerzas de tracción que redistribuyen las cargas concentrando el peso en determinados puntos.

Tabla 41

Porcentaje de daño – Compresión (Mg: 3.5 – 6.0)

Sección	Magnitud					
	3.5	4	4.4	4.8	5.4	6
Fachada Principal	0.00%	0.00%	0.09%	0.00%	0.00%	0.09%
Ábside	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
Coro	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
Cubiertas	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
Torre	0.00%	0.00%	0.02%	0.00%	0.20%	0.02%
Cúpula Media Naranja	0.00%	0.00%	4.56%	0.00%	8.02%	1.10%
Cúpula Elíptica	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
Cúpulas Pequeñas	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.02%	0.00%
Iglesia	0.00%	0.00%	0.16%	0.00%	0.33%	0.04%

Tabla 42

Porcentaje de daño – Compresión (Mg: 7.0 – 8.2)

Sección	Magnitud				
	7	7.2	7.4	8.1	8.2
Fachada Principal	25.89%	66.01%	36.63%	36.06%	59.04%
Ábside	3.59%	31.10%	10.02%	11.20%	25.16%
Coro	1.60%	79.00%	9.80%	35.40%	31.00%
Cubiertas	4.84%	88.11%	14.16%	35.32%	41.32%
Torre	21.28%	64.32%	29.22%	31.20%	52.96%
Cúpula Media Naranja	30.50%	69.81%	33.65%	50.79%	56.29%
Cúpula Elíptica	16.00%	85.00%	10.50%	47.50%	27.50%
Cúpulas Pequeñas	2.75%	64.50%	10.36%	24.71%	29.00%
Iglesia	11.37%	61.62%	19.07%	28.70%	38.78%

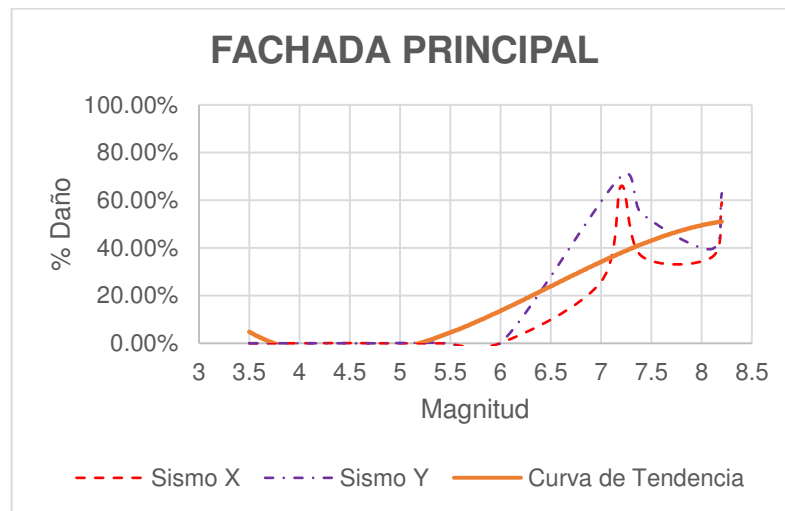


Figura 137: Daño Compresión vs Magnitud – Fachada Principal

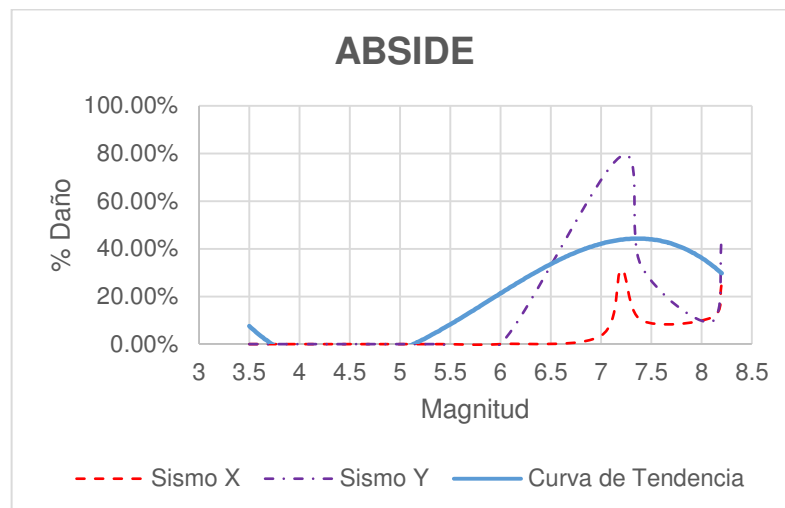


Figura 138: Daño Compresión vs Magnitud – Ábside

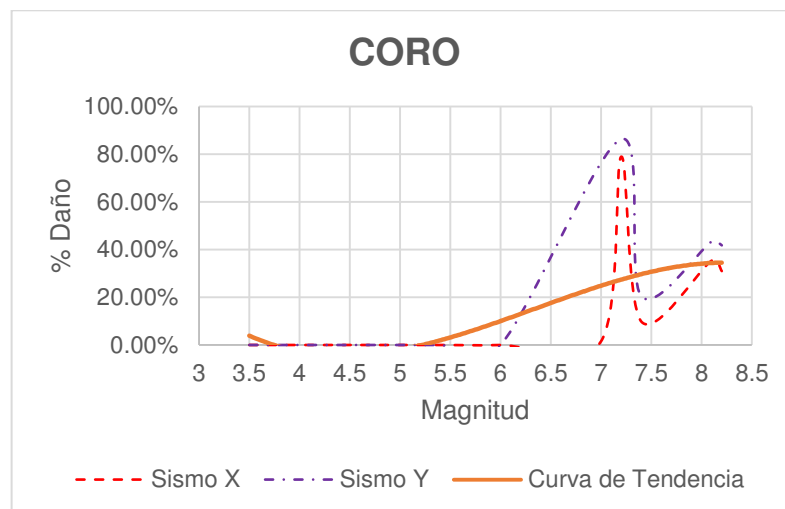


Figura 139: Daño Compresión vs Magnitud – Coro

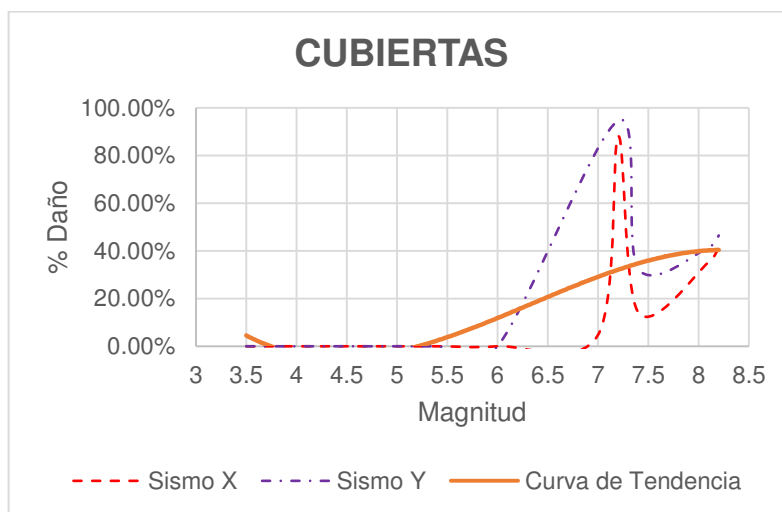


Figura 140: Daño Compresión vs Magnitud – Cubiertas

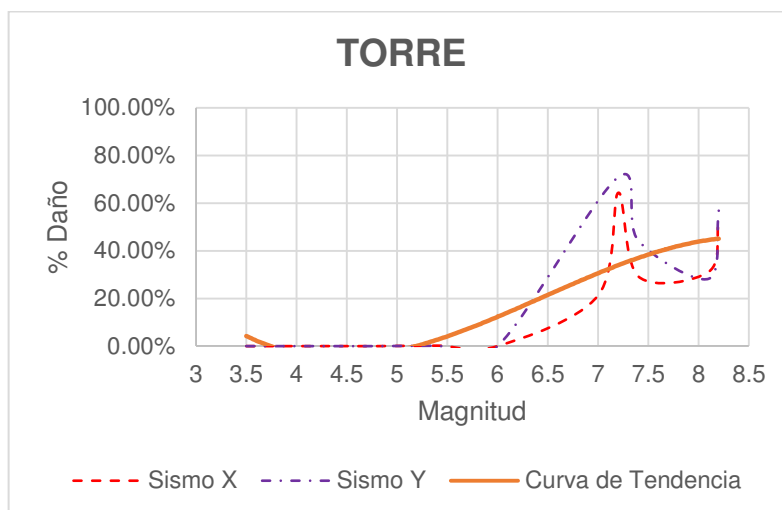


Figura 141: Daño Compresión vs Magnitud – Torre

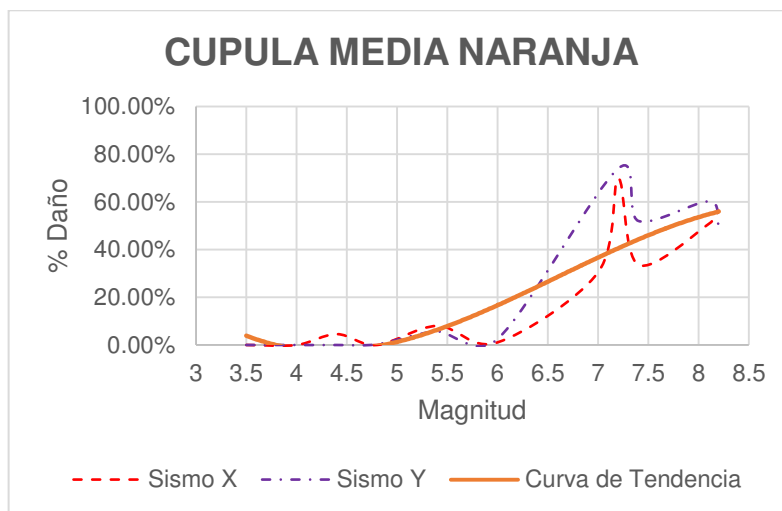


Figura 142: Daño Compresión vs Magnitud – Cúpula Media Naranja

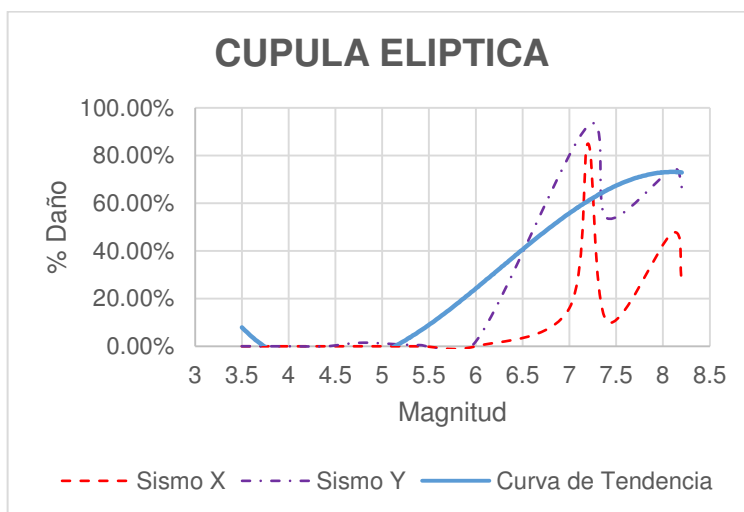


Figura 143: Daño Compresión vs Magnitud – Cúpula Elíptica

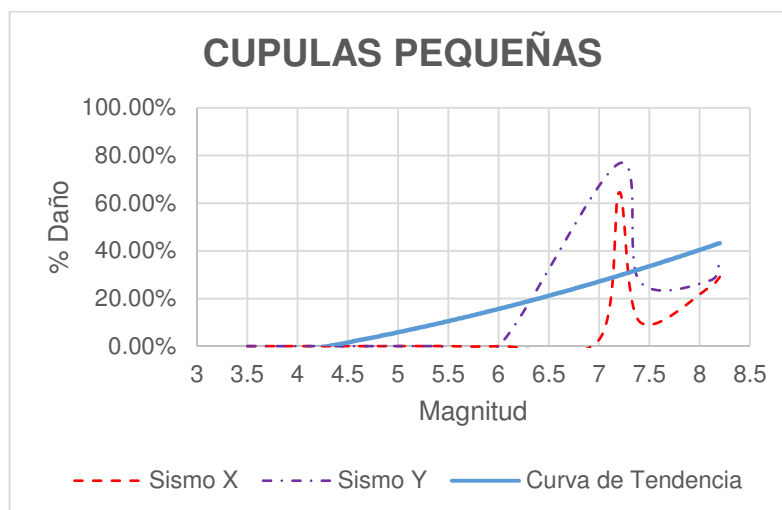


Figura 144: Daño Compresión vs Magnitud – Cúpulas Pequeñas

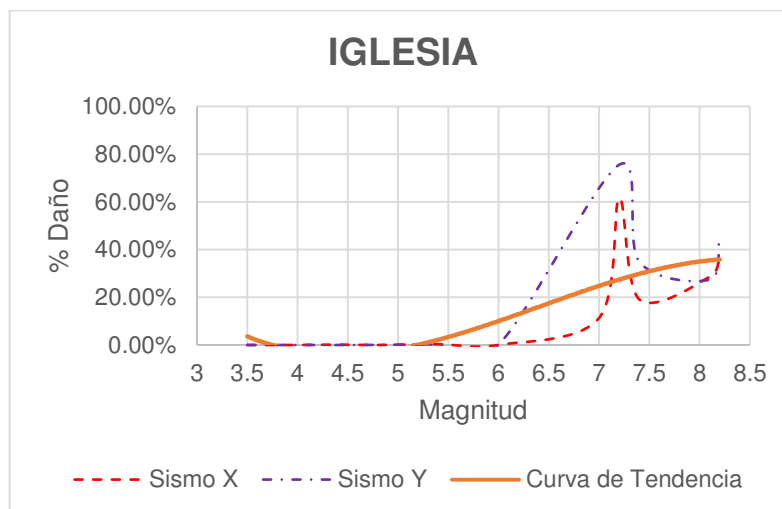


Figura 145: Daño Compresión vs Magnitud – Iglesia

En las figuras 128 a 136 se muestra el porcentaje de la iglesia que se encuentra en inestabilidad clasificado en secciones. Las curvas segmentadas indican el aumento del porcentaje de daño conforme la magnitud del sismo crece, cabe destacar una anomalía que genera pequeños declives en la curvas producidos por el tipo de acelerograma y la forma de cómo se comporta la estructura ante tal evento, efecto que refleja menores daños a mayores magnitudes, siendo necesario el uso de una curva de tendencia que viene a ser la función de vulnerabilidad para cada caso. Por otro lado las figuras 137 a 145 indican el porcentaje estructural que ha sido destruido para las mismas secciones, para este caso se denota un pico seguido de un declive que no se ajusta a una línea de tendencia, indicando que para sismos cuya magnitud sea mayor a 7.5 los elementos están fallando por volteo sin que sean destruidos por efectos de la compresión.

5.6.3.2 Vulnerabilidad (Método Analítico)

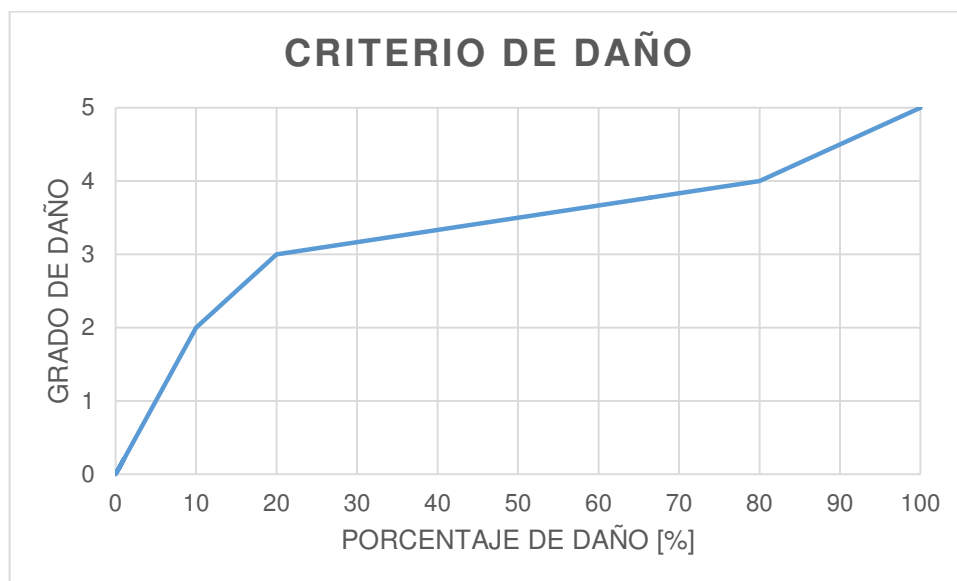
Para hacer un análisis comparativo de vulnerabilidad entre el método cualitativo y el método analítico se requiere acoplar las unidades, es decir pasar de porcentaje de daño a grado de daño (ordenadas) y de magnitud a intensidad (abscisas).

Para crear un criterio de daño basado en el porcentaje de elementos que han entrado en inestabilidad por el efecto de tracción, con el modelo digital ya generado y a manera de prueba y ensayo, se ejecutan una carrera que nos permita identificar los elementos esforzados por la acción sísmica, a continuación se procede a borrar un pequeño porcentaje de estos y se vuelve a correr el modelo repitiendo el proceso el número de veces necesarias para crear un gama de datos. El proceso iterativo refleja los daños más probables en la estructura que ajustados a los grados de daño propuestos por el método Risk UE, hace posible la creación un criterio de daño; dicha relación se muestra en la tabla 43.

Tabla 43

Criterio de daño

Tipo de daño	Grado de daño	% de Daño	Criterio
Sin daño	0	0	La estructura se encuentra en equilibrio.
Despreciable a ligero	1	0 - 5	Pequeñas fisuras a nivel de cubiertas y cúpulas.
Ligero	2	5 - 10	Grietas en cubiertas, cúpulas.
Medio	3	10 - 20	Fisuras en muros, pilas y arcos. Grietas en muros, pilas y arcos.
Severo	4	20 - 80	Pequeños aberturas en cúpulas. Desprendimiento en cubiertas, muros y columnas.
Colapso	5	80 - 100	Caída de cúpulas. Volteo de fachadas. Caída de cubiertas. Colapso en un 98%

**Figura 146:** Criterio de Daño

La intensidad es una manera subjetiva de medir los efectos de un evento sísmico. A diferencia de la magnitud que viene dada por un registro instrumental, la intensidad depende de la distancia al epicentro en la que se encuentra el observador.

Existen relaciones entre la intensidad y la magnitud basadas en catálogos sísmicos (Aguar, 2009), para el caso del Ecuador se tiene:

$$I_{MKS} = 1.515M + 1.62$$

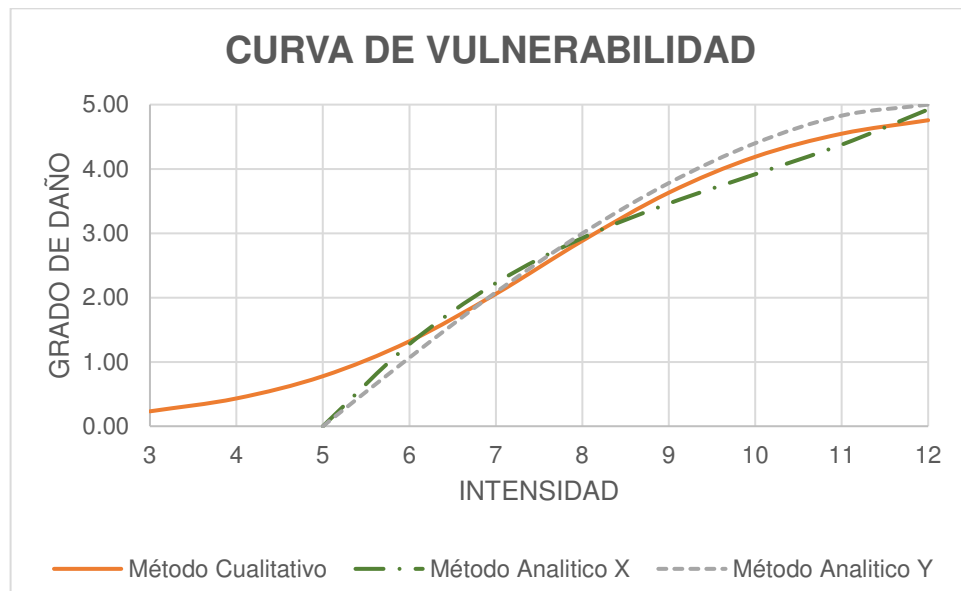


Figura 147: Análisis comparativo de Vulnerabilidad

La curva de vulnerabilidad obtenida por el método cualitativo (Proyecto Risk - UE) se ajusta al comportamiento de las curvas del método analítico obtenidas del proceso de cálculo del SAP2000. Concluyendo que el uso del método cualitativo para la evaluación de iglesias es bastante acertado.

5.6.4 Esfuerzos por combinaciones NEC-SE

Con el afán de analizar el efecto producido por las combinaciones de carga de la norma NEC-SE se ejecuta un análisis lineal utilizando el espectro de respuesta indicado en el capítulo 3, con lo cual se obtienen los siguientes resultados:

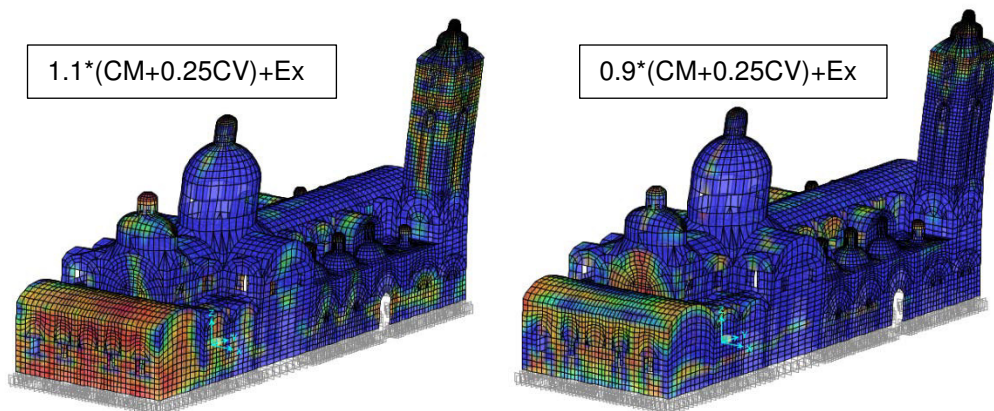


Figura 148: Esfuerzos S11 (Izq.) & S22 (Der.) – Sentido X

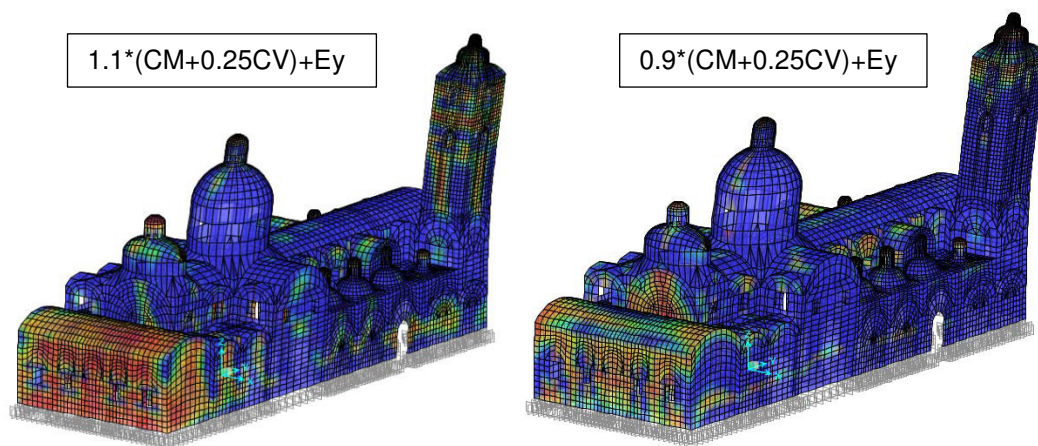


Figura 149: Esfuerzos S11 (Izq.) & S22 (Der.) – Sentido Y

Los elementos área coloreados en azul han superado su límite a tracción, es decir que han alcanzado su punto de falla y están próximos a la ruptura.

Tabla 44

Evaluación de daño con combinaciones (NEC-SE)

Código NEC-SE-DS	DAÑO	
	Tracción	Compresión
NEC X	71.76%	0.00%
NEC Y	71.82%	0.00%
Combinaciones		
1.1 (CM+0.25CV)+Ex	40.73%	8.11%
1.1 (CM+0.25CV)+Ey	40.73%	8.11%
0.9 (CM+0.25CV)+Ex	42.55%	7.58%
0.9 (CM+0.25CV)+Ey	42.55%	7.58%

Con la aplicación del espectro obtenido de la norma NEC-SE se genera una inestabilidad de la estructura del 72% tanto en sentido "X" como en sentido "Y", similar al efecto producido por un acelerograma de magnitud 6.5ML como se puede observar en la figura 149, y un grado de daño severo. Por otro lado las combinaciones reducen el efecto en el daño puesto que al agregar cargas gravitacionales a la estructura se restringe de cierto modo la inestabilidad de la misma al aportar peso, a consecuencia de ello el 8% de la estructura colapsa.

CAPÍTULO 6

REFORZAMIENTOS

6.1 Introducción

La conservación y restauración de los monumentos es una disciplina que reclama la colaboración de todas las ciencias y de las técnicas que pueden contribuir a la historia y a la protección del patrimonio monumental (Meli, 1998).

Antes de intervenir una estructura histórica es importante hacer una valoración de la seguridad que esta posee. Esta es una actividad de carácter integral donde la convergencia de criterios profesionales, que a más de esclarecer la concepción estructural del monumento original; identifica un debilitamiento de la construcción.

A partir de estos diagnósticos se plantean los criterios específicos para la reparación y refuerzo estructural. La decisión de intervenir o no la estructura, no solo está planteada en el contexto estructural sino que acoge los aspectos de carácter artístico, cultural, económico y de utilización del inmueble. (Meli, 1998)

La entidad encargada de regularizar la restauración y conservación de edificios históricos para Quito es Instituto Metropolitano de Patrimonio el cual establece los siguientes criterios:

- Prolongar la vida física del bien y conservar la memoria de las condiciones culturales y estéticas.
- Fomentar la conservación preventiva para evitar la restauración.
- Los criterios usados para la conservación y restauración de bienes no son estáticos.
- No se deben aplicar normas, criterios o métodos que pongan en riesgo la pervivencia de algunos monumentos. (Instituto Metropolitano de Patrimonio, 2016)

De acuerdo con las recomendaciones ISCARSAH de ICOMOS (2003b) un trabajo de intervención del patrimonio arquitectónico se puede dividir en cuatro aspectos principales que son:

- Adquisición de datos
- Comportamiento estructural.
- Diagnóstico y seguridad.
- Medidas de intervención.

La aplicación de esta metodología requiere un proceso iterativo entre la adquisición de datos, el estudio del comportamiento estructural, el diagnóstico y la evaluación de la seguridad de la estructura. Las medidas de intervención estarán basadas en el diagnóstico y en la evaluación de la seguridad. Por lo tanto, el desarrollo incorrecto de estos pasos llevará a una conclusión inadecuada, que en algunos casos puede llegar a la destrucción total del valor intrínseco del inmueble (Lourenço, 2006).

6.2 Técnicas de Refuerzo

En la línea de reforzamiento estructural dos son los criterios que más relevancia tienen; el primero promueve el uso de metodologías y materiales originales para la reparación del bien y el segundo propone técnicas modernas como la alternativa más calificada para mejorar la resistencia estructural. Las técnicas modernas recurren a materiales más eficientes que los originales, los mismos que para intervenir deben presentar tres características indispensables:

- La compatibilidad entre los materiales originales y los nuevos, desde el punto de vista estructural el uso de elementos de gran rigidez hacen que cambien las condiciones de esfuerzos.
- La durabilidad de los elementos deberá ser mucho mayor a la que se exige en edificaciones actuales para mantener las propiedades mecánicas de la estructura.
- La reversibilidad es la característica que les permite remover los nuevos elementos para adaptarlos con soluciones futuras más eficientes. (Meli, 1998)

Según el reporte EECCP (2006b), las técnicas de refuerzo que se describen en las Tablas 59 a 62 constituyen intervenciones generales que se utilizan comúnmente en la práctica.

Tabla 45

Técnicas tradicionales de refuerzo (EECCP, 2006b)

Técnica	Descripción
Conexiones Locales	Esta técnica permite, de modo sencillo, dar continuidad a diversas partes de la estructura mediante el uso de diferentes dispositivos, como por ejemplo grapas.
Confinamiento de columnas y muros	El confinamiento de elementos permite incrementar su capacidad para resistir compresión, su capacidad de deformación e incrementar su rigidez. Esta técnica incrementa la capacidad del elemento, pero tiene poca influencia en la capacidad global de la estructura. El confinamiento de columnas se da principalmente con placas de acero colocadas en las zonas críticas del elemento. Mientras que el confinamiento de muros se hace, principalmente, mediante barras de acero inoxidable colocadas transversalmente.
Contrafuertes	La colocación de contrafuertes en las zonas críticas de la estructura ayuda a incrementar la capacidad lateral de la estructura. El papel que juega este tipo de elementos consiste en impedir los mecanismos de falla relacionados con las deformaciones laterales.
Reconstrucción Local	La mampostería dañada es retirada y reemplazada por mampostería nueva que tenga propiedades mecánicas similares a la original. Esta técnica contribuye a preservar las propiedades mecánicas originales y a dar continuidad a la estructura. Esta técnica puede considerarse parcialmente reversible.
Rejunteo	Consiste en remover el mortero dañado y degradado de las juntas y sustituirlo con mortero nuevo que cumpla con las características de compatibilidad (con mejores propiedades mecánicas) y durabilidad. Esta técnica se puede considerar como parcialmente reversible.
Substitución de elementos	Esto es la substitución completa de un elemento estructural. Los materiales y tecnologías utilizadas deben ser similares a los originales o si se utilizan soluciones alternativas (modernas) deben de cumplir con los requisitos de diseño. El objetivo principal de esta técnica es que el elemento recupere tanto su función original como la corrección de algunos defectos. Un ejemplo típico es la substitución de pisos y techos.

→ Continúa

Tabla 46

Técnicas tradicionales de refuerzo (EECCP, 2006b)

Tensores	Los tensores son barras o cables de acero que trabajan a tensión y se encuentran anclados a la estructura mediante placas u otros dispositivos. Tienen diferentes aplicaciones pero todas tienen la función de dar estabilidad o continuidad entre diferentes partes de la estructura, por lo que son usados para mejorar el comportamiento global del edificio. Esta técnica no es invasora y puede ser fácilmente removida.
----------	---

Fuente: (Peña & Lourenço, 2012)**Tabla 47**

Técnicas modernas de refuerzo (EECCP, 2006b)

Técnica	Descripción
Anclajes	El anclaje de un elemento, mediante barras o cables de acero, ayuda a mejorar la estabilidad de la estructura o impedir deformaciones excesivas.
Costuras Armadas	Esta técnica se basa en la realización de oquedades en los elementos a reforzar, en donde se introducen barras de metal (acero inoxidable, titanio, etc.), las cuales son después inyectadas, generalmente con mortero. Esta técnica no es muy recomendable, debido a que es altamente invasora y no es reversible.
Encamisados de concreto	En caso de que un elemento presente altos niveles de esfuerzos de compresión, una excesiva deformación lateral o se requiera mejorar la continuidad de los elementos, se puede construir una estructura de concreto armado que recubra al elemento original. Se ha observado que para obtener un trabajo eficiente de los elementos de concreto, éstos se deben colocar a ambos lados del muro, así como que tengan una buena conexión entre ellos mediante la distribución de varios conectores.
Encamisados de concreto	Esta técnica se recomienda principalmente para reforzar cimentaciones, ya que es altamente invasora, pues al recubrir el elemento original se pierde parte de la identidad arquitectónica del inmueble. Obviamente, esta técnica no se puede aplicar cuando el elemento contenga pinturas murales u otro tipo de adorno arquitectónico o artístico.

Fuente: (Peña & Lourenço, 2012)
 Continúa

Tabla 48

Técnicas modernas de refuerzo (EECCP, 2006b)

Inyección	El objetivo de esta técnica consiste en inyectar mortero o resinas epóxicas a través de grietas o agujeros previamente realizados, para rellenar las cavidades y vacíos al interior de los elementos tratados; así como para rellenar grietas. Esto permite mejorar las características mecánicas del material. Sin embargo, esta técnica no es reversible y debería realizarse con materiales que hayan mostrado su compatibilidad con los materiales originales, como el mortero de cal y arena. Cabe recordar que no se debe utilizar esta técnica cuando el elemento presente frescos u otro tipo de pintura mural, pues el material de inyección puede llegar a dañarlos irremediablemente.
Refuerzo Externo	La aplicación de refuerzo en las caras externas de los elementos utilizando material de alto rendimiento (como son las FRP, mallas de acero, polímeros, etc.) permite incrementar su capacidad. Este refuerzo se une con el elemento original mediante resinas epóxicas, morteros o pegamentos. Para que este tipo de refuerzo tenga un buen rendimiento es necesario que la superficie en la que se aplique sea regular. Sin embargo esta técnica no es reversible y obviamente no se puede aplicar en superficies que deban ser conservadas en su forma original (pinturas murales, frescos, adornos, etc.).

Fuente: (Peña & Lourenço, 2012)

Las soluciones descritas no necesariamente son las más adecuadas o efectivas para un problema en particular y puede que no cumplan con todos los principios y criterios de restauración propios de cada país. (Peña & Lourenço, 2012)

6.3 Intervenciones en la Iglesia Nuestra Señora de La Merced

Como consecuencia del terremoto de 1987 la torre de la iglesia de La Merced sufrió daños de magnitud que no solamente destruyeron su cúpula de remate, sino que además produjeron agrietamientos peligrosos que amenazaban con ampliar la destrucción. (FONSAL, 2004)

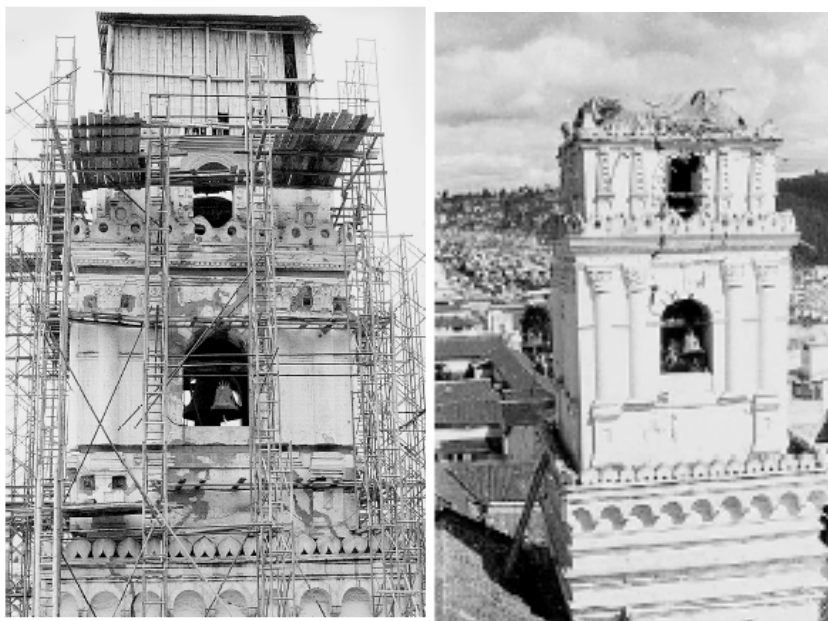


Figura 150: Daños en el cuerpo de la torre.

Fuente: (FONSAL, 2004)

Dentro de las propuestas de intervención figuran las siguientes fases:

Fase 1: Consistía básicamente en devolver a la estructura muraria de la torre sus condiciones iniciales de trabajo a gravedad, recuperando la continuidad perdida de la mampostería por los agrietamientos provocados por el sismo; esto se consiguió rellenando los espacios con inyecciones de lechada de cemento y mortero. (FONSAL, 2004)

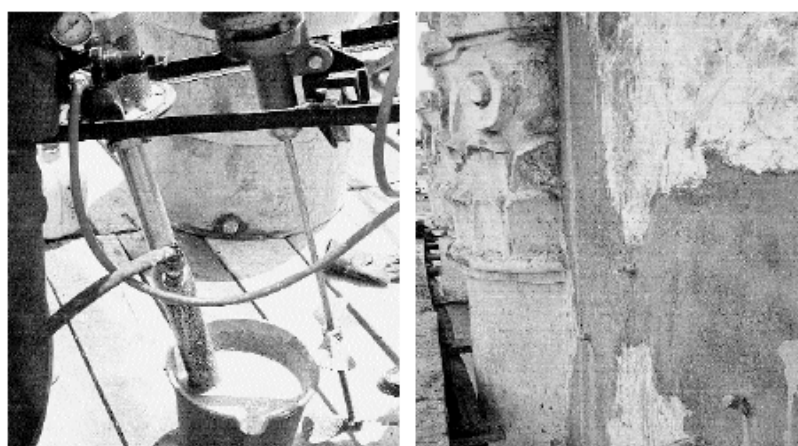


Figura 151: Morteros de consolidación (Der), Lechada en fisuras (Izq)

Fuente: (FONSAL, 2004)

Fase 2: Esta fase contemplaba el mejoramiento del trabajo a tracción de los muros de la torre, por la inclusión de materiales que resisten estas exigencias, consiguiéndolo con trabajos de perforación en la mampostería y la colocación de varillas de acero en su interior, fijadas a la misma con morteros de refuerzo inyectado, constituyéndose en barra de tracción pasiva listas para desarrollar su trabajo en el mejoramiento de ser exigidas. (FONSAL, 2004)

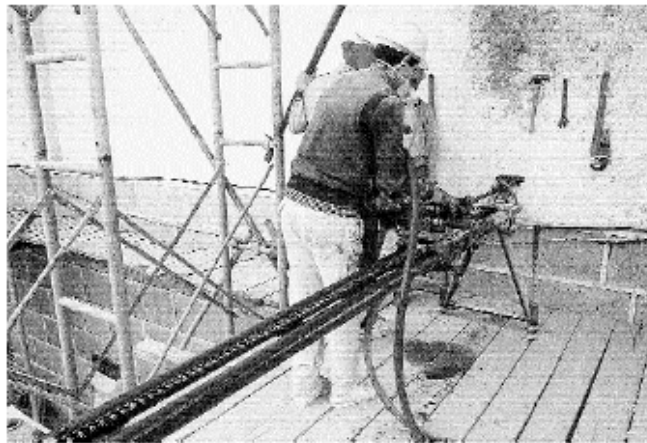


Figura 152: Trabajos de perforación y colocación de varillas de acero.

Fuente: (FONSAL, 2004)

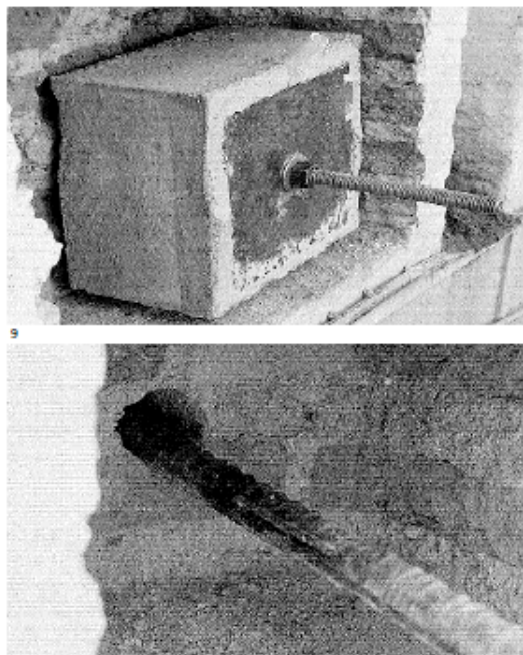


Figura 153: Perforaciones horizontales con barras de refuerzo interiores.

Fuente: (FONSAL, 2004)

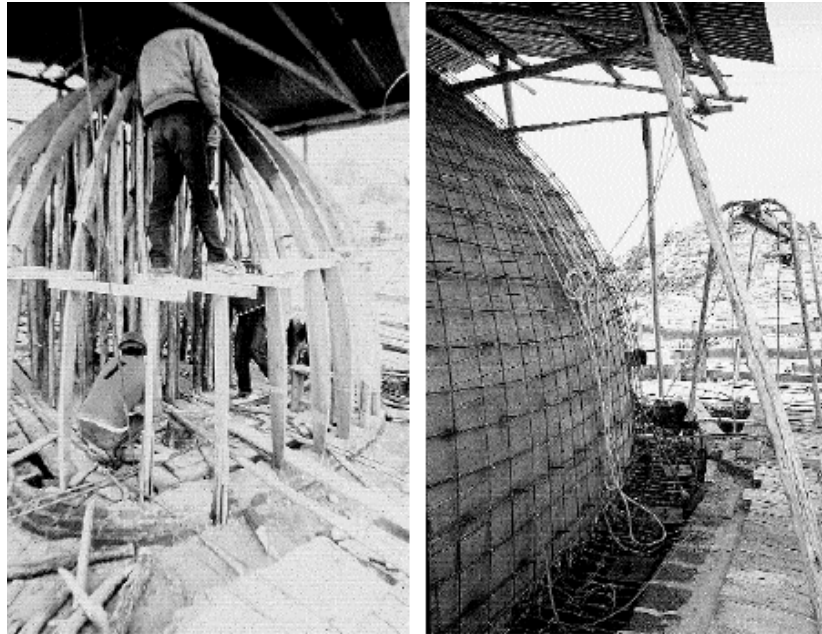


Figura 154: Trabajos realizados en la nueva cúpula de remate.

Fuente: (FONSAL, 2004)



Figura 155: Arreglos en Arcos Interiores de Iglesia.

6.4 Propuestas de Reforzamiento

El conjunto estructural de La Merced está compuesta por un claustro y la Iglesia propiamente dicha, que ligados forman el Monasterio.



Figura 156: Monasterio.

Fuente: (Google Maps, 2015)

El modelo matemático presenta los esfuerzos resultantes de la acción sísmica sobre la estructura en un código de colores, donde el color magenta indica alta compresión y el color azul indica alta tracción. El mayor daño se presenta en las zonas donde se concentran dichos colores.

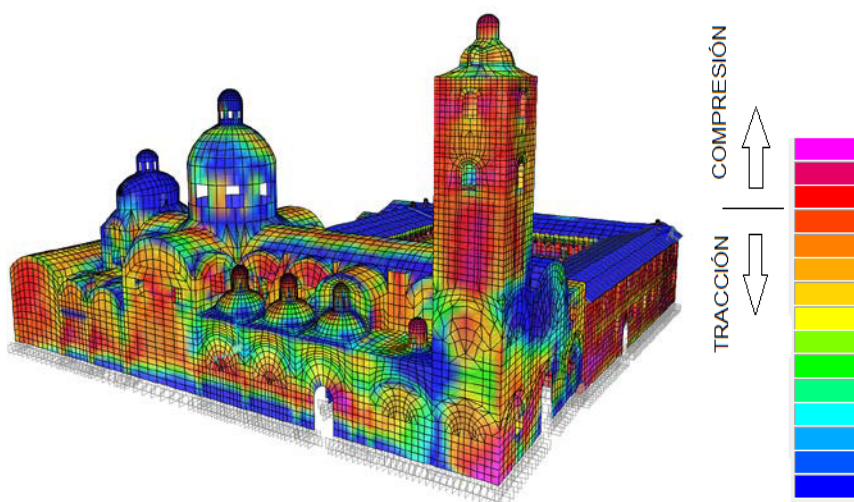
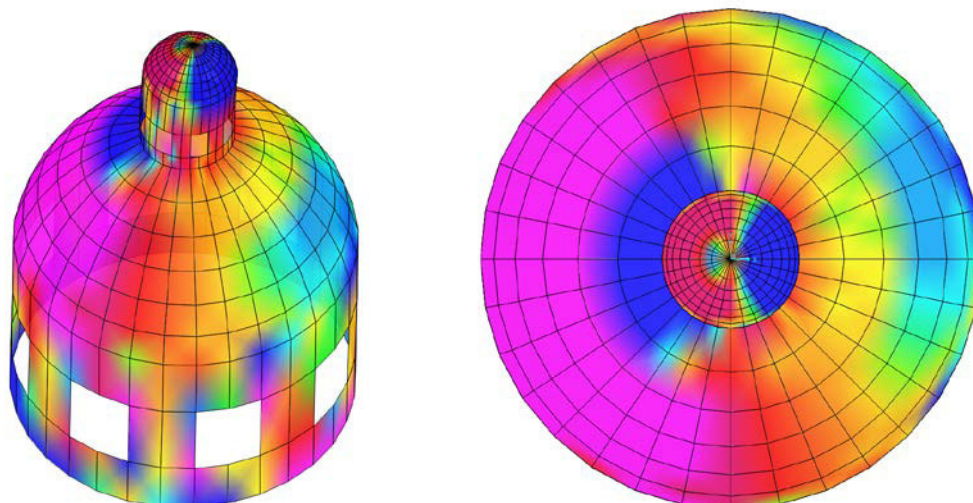
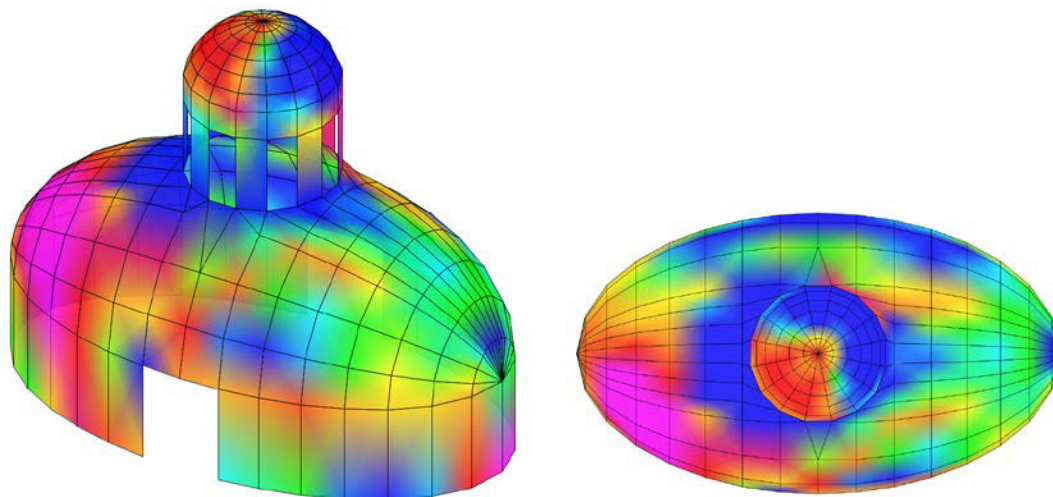


Figura 157: Esfuerzos y Código de colores

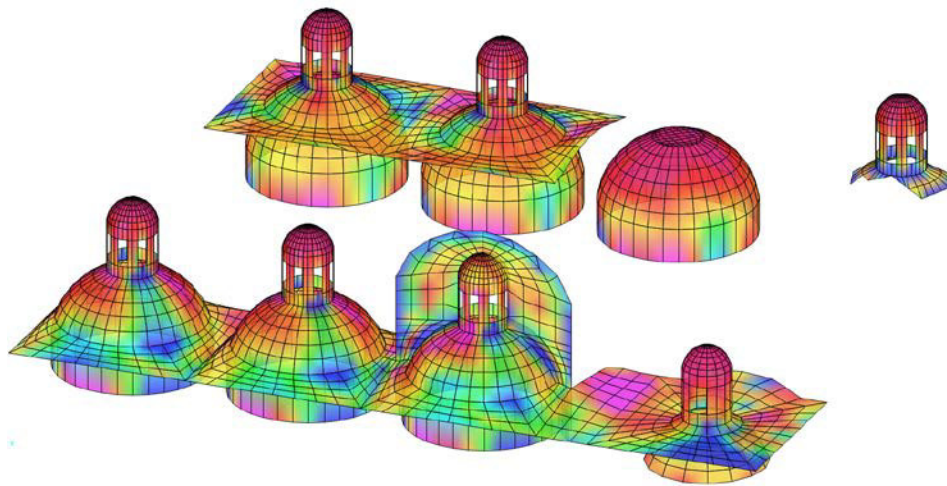
El diagnóstico realizado para cada uno de los elementos propone un refuerzo basado en las tablas 59 a 62, metodología que demanda de un estudio más exhaustivo previo su aplicación. Para evitar las condiciones de colapso se requiere de la construcción o en su defecto reconstrucción de contrafuertes y muros que bajo los criterios del Instituto Metropolitano de Patrimonio (IMP) no se deben ejecutar.

Tabla 49**Refuerzo Cúpula Media Naranja**

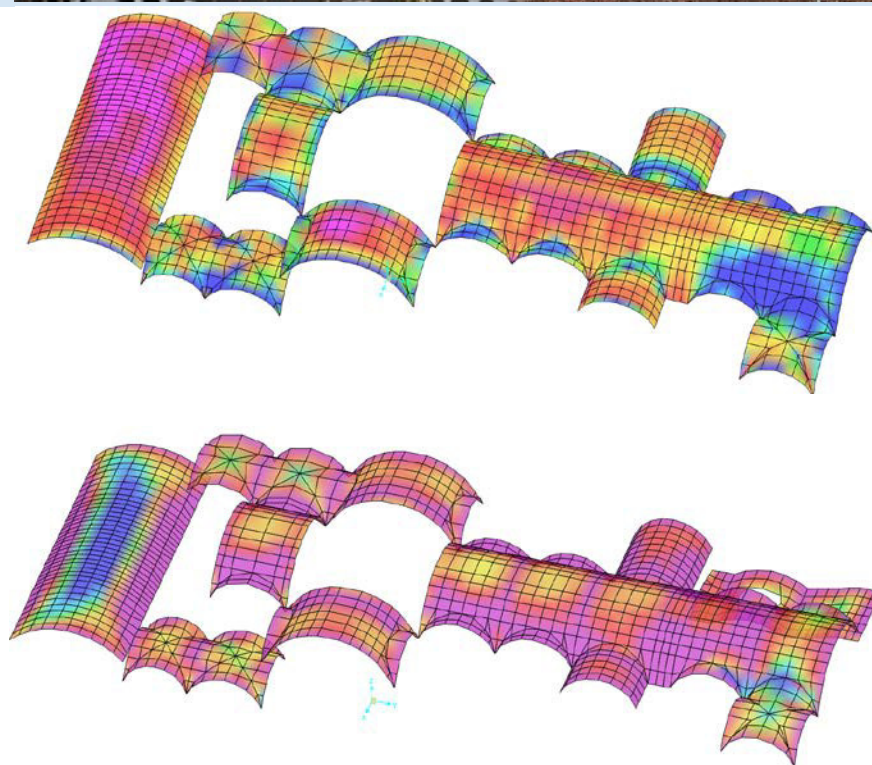
Daño	: Tracción en zona media de la cúpula y el cupulín con producción de agrietamientos en dichas zonas, alta compresión concentrada en un solo lado del tambor.
Recomendación	: Utilizar Refuerzo externo, con fibra de carbono para la zona media y encamisado en forma de anillo en la parte inferior de la cúpula y el cupulín.

Tabla 50**Refuerzo Cúpula Elíptica**

Daño	: Alargamiento de la cúpula en sentido longitudinal, apertura de la base del tambor y cedencia del cupulín.
Recomendación	: Utilizar tensores en el sentido longitudinal para evitar aberturas. Inyecciones epóxicas a fin de corregir fisuras y grietas ya presentes alrededor del tambor.

Tabla 51**Refuerzo Cúpulas en Bóvedas Laterales**

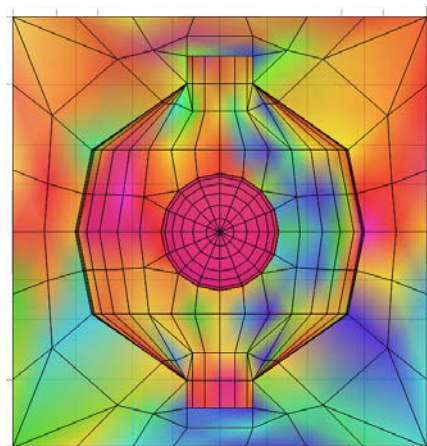
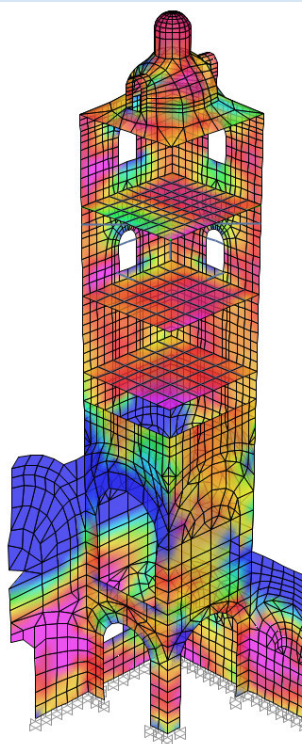
Daño	: Tracción en la base del cupulín y tambor. Daños a nivel de piso alrededor del tambor
Recomendación	: Recubrimiento con un refuerzo externo en daños visibles de la cúpula y utilizar la técnica de rejunteo para la zona de pechinas bajo el tambor.

Tabla 52**Refuerzo Cubiertas en Bóvedas**

Daño	: Por efectos sísmicos se presenta una gran concentración de daño en la parte delantera izquierda de la bóveda central y en los contornos de las bóvedas laterales. Por cargas gravitacionales el daño se concentra en la parte superior de cada cubierta.
Recomendación	: Uso de refuerzo externo en zonas de alta tensión y reconstrucción local en caso de ser necesario.

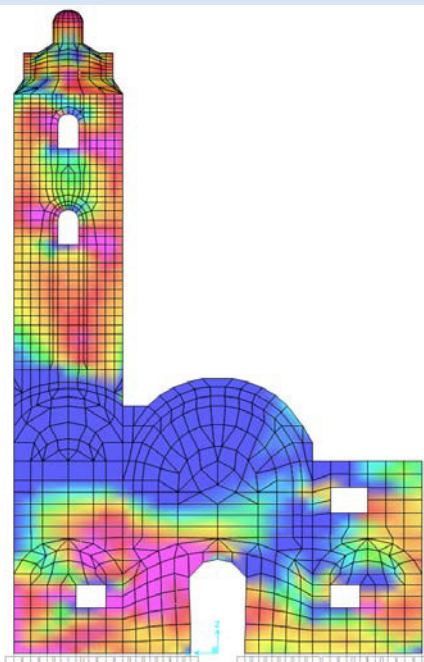
Tabla 53

Refuerzo Torre

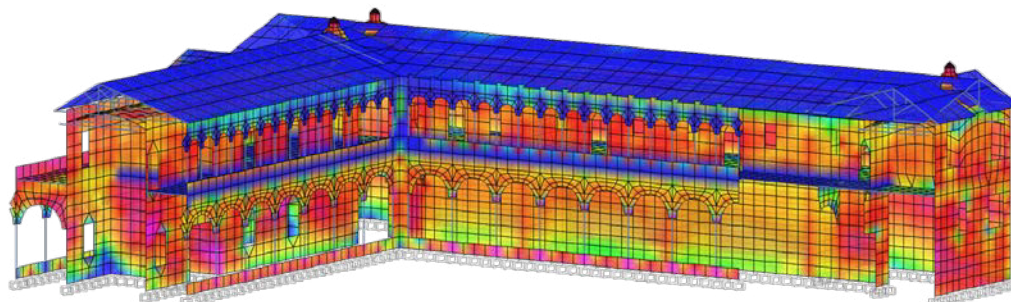


Daño : Concentración de esfuerzos en la zona media de la torre (en contacto con la cubierta de la iglesia)

Recomendación : Usar anclajes en los arcos inferiores para redistribuir esfuerzos complementado con la sustitución de elementos afectados.

Tabla 54**Refuerzo Fachada**

Daño	: Desprendimiento del muro de la fachada causado por la discontinuidad con las paredes, arcos o muros transversales, causando el volteo de la parte superior de la misma y agrietamiento de los contornos de ventanas.
Recomendación	: Usar conexiones locales entre muros y arcos, sumado inyecciones epóxicas a fin de resanar agrietamientos.

Tabla 55**Refuerzo Claustro**

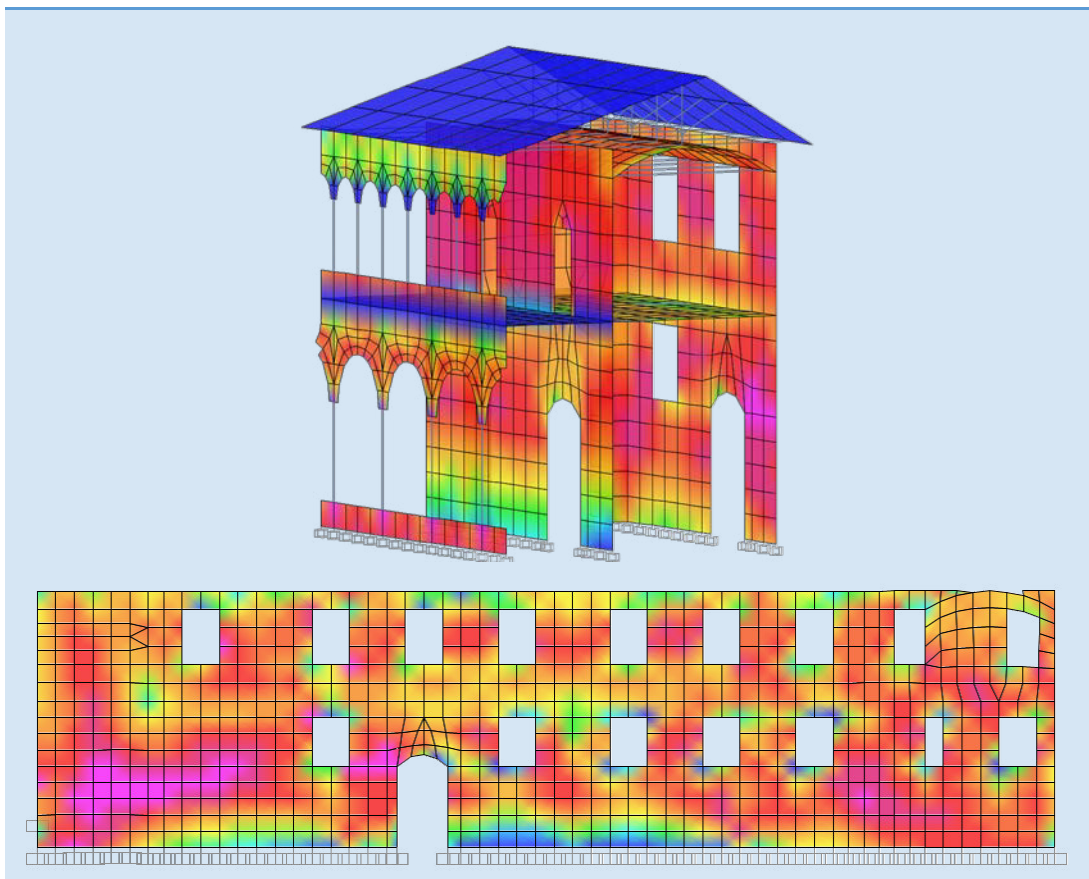
Daño : Tracción en entrepisos de madera y cubiertas

Recomendación : Utilizar un entablado de rigidización* complementada con reconstrucción local en muros. Utilizar cadenas de madera sobre muros que sirven de riostra a la cercha de las cubiertas.



* Rigidización de pisos de madera.- Consiste en colocar una segunda cama de tablonés en sentido transversal a la original. Técnica aplicable cuando los elementos de madera se encuentran en buenas condiciones.

Tabla 56**Refuerzo Muros del Claustro**

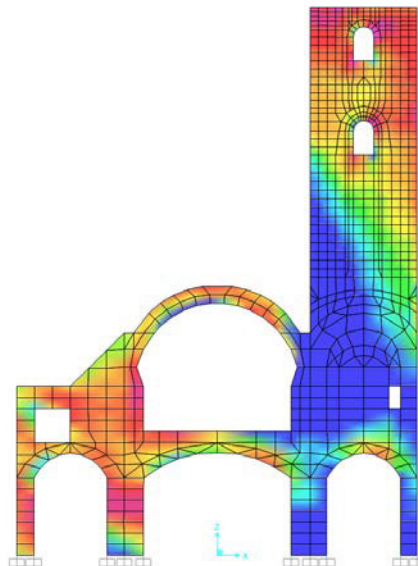


Daño : Tracción en contorno de ventanas y volteo perpendicular al plano.

Recomendación : Usar conexiones locales o en su defecto costuras armadas, aferrando los muros a las paredes interiores a fin de utilizarlas como contrafuertes. En zonas de excesiva compresión utilizar el confinamiento de muros.

Tabla 57

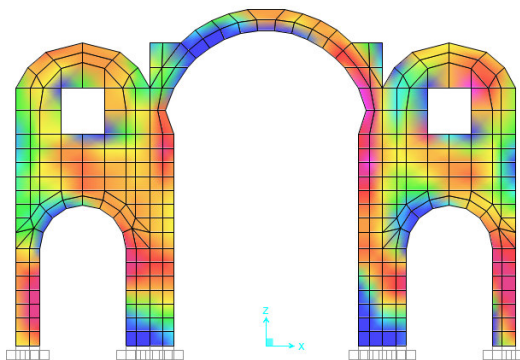
Refuerzo Coro – Arco Inferior de la Torre



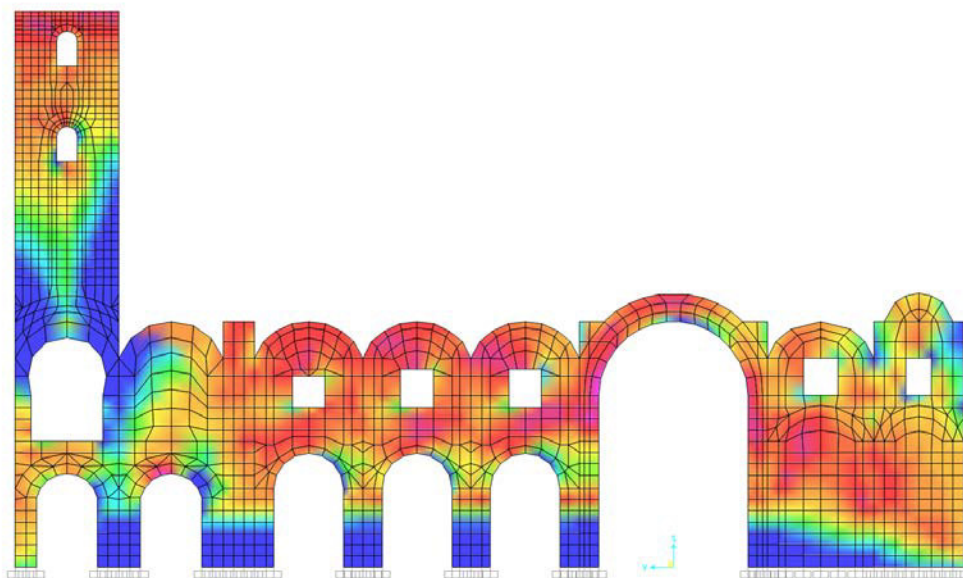
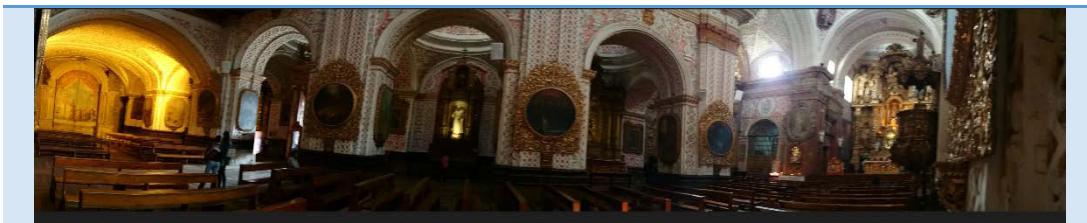
Daño : Fuerte agrietamiento en pilar y muro de sujeción de la torre con tendencia a volteo produciendo desprendimiento del coro. Agrietamientos en zona media de la torre y desestabilización de la bóveda superior. Alta tendencia a colapso.

Recomendación : Anclaje entre muros y columnas, reconstrucción local en todos los elementos afectados.

* La alta concentración de esfuerzos prescribe daños a gran escala; soluciones definitivas requieren de intervenciones estructurales que ponen en riesgo el valor histórico del bien. Por esta razón se limita las recomendaciones posibles para el daño prescrito.

Tabla 58**Refuerzo Arcos Interiores – Crucero**

Daño	: Desprendimiento de parte de la zona inferior en arcos, agrietamiento en los contornos de ventanas, fisuración de la base de pilares por ende daño en la cimentación y alto despostillamiento de muros de contorno.
Recomendación	: Encamisados de concreto a nivel de cimentaciones y refuerzo externo tanto en arcos como en ventanas.

Tabla 59**Refuerzo Fachada**

Daño	: Volteo del conjunto en sentido perpendicular al plano con efectos de desprendimiento de las bases en pilares y muros.
Recomendación	: Usar encamisado de concreto en cimentaciones y pilares.

CAPÍTULO 7 COMENTARIOS FINALES

7.1 Conclusiones

- Las técnicas constructivas y los materiales en el proceso de construcción de un bien patrimonial varían de acuerdo a la época y al ejecutor. Dado que estas obras duraban décadas en su elaboración o reconstrucción es muy común encontrarse con una gran variedad de materiales compuestos dentro de un mismo elemento (estructuras mixtas), que pueden ser caracterizadas por valores conservadores como lo proponen en las bibliografías sustentadas en estudios de la mecánica de materiales.
- Arcos, cúpulas, cerchas y muros son elementos que forman parte de la iglesia y mantienen su estabilidad basadas en condiciones de equilibrio. La presencia de grandes secciones avalan el postulado anterior puesto que gran volumen traducido en peso “característica predominante” les permite absorber cargas laterales y redireccionarlas a la base sin necesidad de utilizar elementos dúctiles como el acero.
- Con la aplicación del método Italiano se obtuvo un valor de Índice de vulnerabilidad de 134.25 que pertenece al rango de medianamente vulnerable; resultado no muy conservador asumiendo que el sismo esperado para la Iglesia de La Merced es de intensidad IX cuyos daños son de carácter severo como lo demuestra el modelo analítico.
- Un bien patrimonial ha perdurado por más de un siglo, característica que le acredita como bien histórico, siendo un indicador de que mantiene su estado de equilibrio a pesar del paso del tiempo, el mismo que debe reflejarse en un modelo matemático, es decir que no debe presentar daño alguno cuando se analice la acción de las cargas gravitacionales.
- El efecto de la tracción en los elementos produce discontinuidad en las juntas, haciéndolas incapaces de transmitir momentos o restringir desplazamientos, efecto que se refleja en el volteo de fachadas y muros.

- Los primeros modos considerados como los más destructivos muestran el comportamiento natural de la estructura ante una acción sísmica. Para el caso de la iglesia “Nuestra Señora de la Merced” la esbelta torre absorbe el mayor desplazamiento como lo indican los modos 1 y 2 seguidos por la interacción de las cúpulas con la bóveda tipo cañón en el modo 3.
- La curva de vulnerabilidad del método cualitativo (Proyecto Risk - UE) se ajusta al comportamiento de las curvas del método analítico obtenidas del proceso de cálculo del SAP2000, concluyendo que el uso de este método cualitativo para la evaluación de iglesias es bastante acertado.
- Los refuerzos propuestos en el capítulo 6 se anticipan a daños producidos por eventos sísmicos pero no consideran el deterioro actual del material, es decir que existen zonas que presentan un mayor daño por ende una pérdida de sus características mecánicas y a pesar de que se haya considerado valores conservadores en la resistencia de los materiales todos los elementos modelados poseen las mismas características de acuerdo a su tipo (adobe, mampostería de ladrillo, mampostería de piedra, entre otros) acarreando pequeñas diferencias en la concentración de esfuerzos reales con los del modelo matemático.

7.2 Recomendaciones

- Debido a la falta de estudios de mecánica de materiales que por su carácter intrusivo atentan contra el bien patrimonial se puede utilizar metodologías observacionales avaladas en los registros históricos tanto de la época constructiva como de las restauraciones a fin de determinar el tipo, calidad y características mecánicas de los mismos.
- El Ing. Roberto Meli en su libro Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos presenta un compendio de valores de resistencia últimos para los diversos materiales que conforman bienes antiguos, valores destacados por ser muy conservadores dentro de la bibliografía y

prácticos para ser utilizados en análisis acarreado muy buenos resultados.

- El conjunto estructural eclesiástico “Nuestra Señora de la Merced” es del tipo estructural mixto (materiales compuestos) cuyo comportamiento lo hace impredecible ante las metodologías de cálculo estructural típicas para análisis de riesgo sísmico, razón por la cual se propone un estudio del daño basado en un criterio de falla o en su defecto el uso de curvas de capacidad por métodos aproximados propuestos por la Risk UE.
- Modelar la acción de las campanas como masas y no como simples cargas gravitacionales, puesto que estas últimas no ejercen una interacción al momento de ejecutar las acción sísmica, sino por el contrario al colocar mayor peso ayudan a la estabilidad de la estructura reduciendo los efectos de daño caso que no se
- El espectro de diseño, metodología utilizada para diseñar estructuras de acuerdo a la NEC-SE, es una alternativa viable para analizar el peligro sísmico en los bienes patrimoniales tomando las siguientes consideraciones: el factor de reducción igual a 1.0 ya que la ductilidad de una estructura de mampostería es nula, el factor de importancia igual a 1.3 para iglesias y los factores de sitio propios de la estructura. Obteniendo en su mayoría resultados para su cortante basal superiores al 100% del peso o cercanos al mismo sin que necesariamente sean erróneos ya que se asemejan a un sismo de intensidad 6.5 o 7.0 para este caso en particular.
- Con propósitos investigativos se propone la base de datos del GEO Cismid Redacis (Red de acelerógrafos del centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres), página administrada por la Universidad Nacional de Ingeniería de Lima-Perú, por su amplia gama de acelerogramas y su carácter de libre acceso.
- Descartar las curvas de atenuación y los efectos de la directividad provocado por fallas para la conversión de magnitud a intensidad, ya que el objetivo del estudio de vulnerabilidad es determinar el

comportamiento de la iglesia para cada uno de los grados de intensidad esperados, siendo un ítem a parte del investigador el seleccionar el sismo específico que desea analizar.

- Considerar al SAP 2000 como un software de cálculo estructural visionado a crear, “un punto de vista” del comportamiento de una estructura ante la acción de cargas en sus diferentes formas de expresión y con una gran variedad de condiciones de borde ingresadas al iniciar la modelación, el cual el profesional podrá analizar e ir modificando hasta alcanzar el más idóneo resultado de acuerdo a su experiencia y nivel de conocimientos.
- Un modelo analítico pretende idealizar las características mecánicas de una estructura a fin de predecir el comportamiento de la misma. Muchas son las variables que demandan atención y a pesar de la prolijidad que se tenga sobre ellas se mantiene cierto grado de incertidumbre sobre los daños reales que pudieran presentarse. Por esa razón el complemento ideal de un modelo analítico son los ensayos en laboratorios cuyos resultados corroboran las predicciones del modelo digital o en su defecto permiten ajustarlo.
- La versatilidad del Sap2000 para ingresar datos, tanto en forma gráfica como en consola, hacen de este software una herramienta fácil de usar, pero el desconocimiento de algunas áreas de cálculo puede producir errores en los resultados obtenidos, los mismos que deben ser superados con la validación de los modelos, metodologías de prueba y ensayo nos permiten abordar los mismos en forma parcial identificando errores prematuros que puedan presentarse.

7.3 Referencias Bibliográficas

- Acosta, V. (Octubre de 2011). Diseño de un ambiente virtual mediante el empleo del procesos fotogramétricos terrestres de corto alcance, del conjunto arquitectónico Monasterio - Iglesia de La Merced. Sangolquí, Ecuador: Proyecto de Grado para la obtención del Título de Ingeniería.
- Aguiar, R. (2009). Publicaciones Académicas - ESPE. Obtenido de Peligrosidad y Zonificación Sísmica: <http://publiespe.espe.edu.ec/investigativas/rman/c1b2b.htm>
- AIS, Asociación de Ingeniería Sísmica. (2001). Manual de Construcción, Evaluación y Rehabilitación Sismo Resistente de Viviendas de Mampostería. San Salvador. LA RED. La Red de Estudios Sociales en Prevención de Desastres en América Latina.
- Alfonso Naya, V. (2010). El riesgo sísmico en Quito Analisis y simulaciones. Laboratorio Géozur.
- Arq. Durán, I. (17 de Noviembre de 2015). El Arte de la Construcción Histórica. (J. P. Carrión, Entrevistador)
- Barrera Ramos, O., & Nieves Corredor, O. (2015). Determinación de la Vulnerabilidad en las casas coloniales ubicadas en el Barrio de San Diego de la ciudad de Cartagena. Cartagena D.T Y C. - Bolívar, Universidad de Cartagena: Trabajo de Grado para Optar al Título de: Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería. Programa de Ingeniería Civil.
- Beauval, C., Yepes, H., Bakun, W. H., Egred, J., Alvarado, A., & Singaicho, J. C. (2010). Locations and magnitudes of historical earthquakes in the Sierra of Ecuador (1587–1996). *Geophysical Journal International*, 1613-1633.
- Bernardini, A., Gori, R., & Modena, C. (1992). A knowledge based survey of masonry buildings for seismic vulnerability evaluations. Tieré à part

des Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie. Volume 6.

C.N.R Grupo Nazionale per la Difesa Dai Terremoti. (1986). Istruzioni per la Compilazione della Scheda di Livello Rilevamento Dell'Esposizione e Vulnerabilità Sismica Degli Edifici. Apendice N.1. Alla Pubblicazione <Rischio sismico di edifici pubblici> Parte I - Aspetti metodologici.

Caballero Guerrero, A. R. (15 de Julio de 2007). Determinación de la Vulnerabilidad Sísmica por medio del Método del índice de Vulnerabilidad en las estructuras ubicadas en el Centro Histórico de la Ciudad de Sinselejo, utilizando la tecnología del Sistema de Información Geográfica. Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería. Sinselejo, Colombia.

Cardona , O., & Hurtado, H. (1990). Propuesta Metodológica para los Análisis de Vulnerabilidad. Cali: Informe de Consultoría Proyecto UNDRO/ACDI/ONAD para la Mitigacion de Riesgos en Colombia. Inédito.

Cardona, O. (1990). Metodologías para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones y Centros Urbanos. Cali: Conferencia en el Seminario Colombo Alemán Ingeniería Sísmica. Universidad del Valle.

Casolo, S., & Peña, F. (January de 2011). Numerical analysis of the two basic collapse Mechanism of a typical colonial façade. Conference Paper. Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano - Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autonoma de Mexico.

Centro Virtual Cervantes. (1997). Ciudades Patrimonio > Quito > De paseo > 18. Basílica de la Merced. Obtenido de http://cvc.cervantes.es/artes/ciudades_patrimonio/quito/paseo/basilica_merced.htm

- Chatelain, J., Tucker, B., Guillier, B., Kaneko, F., Yepes, H., Fernandez, J., y otros. (1999). Earthquake risk management pilot project in Quito, Ecuador. *GeoJournal*. 49, 185-196.
- Chavarria, D., & Gómez, D. (2001). Estudio piloto de Vulnerabilidad Sísmica en viviendas de 1 y 2 pisos del Barrio Cuarto Legua en el Cono de Cañaveralejo. Cali: Trabajo de grado de Ingeniería Civil. Universidad del Valle. Facultad de Ingeniería.
- Chiroiu, L., Goula, X., Roca, A., Susagna, T., Barbat, A., & Pujades, L. (s.f.). El Método del Espectro de Capacidad Aplicado a la Evaluación de Daños Sísmicos. 2º Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica. Asociación Española de Ingeniería Sísmica.
- Chopra, A., M.EERI, & Goel, R. (Noviembre de 1999). Capacity Demand Diagram Methods Bases on Inelastic Design Spectrum. *Earthquake Spectra*. Volume 15, No. 4, pp 637 - 656.
- CISMID. (2016). Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres. Obtenido de <http://www.cismid-uni.org/item/105-red-nacional-de-acelerografos-redacis-informe-acelerogramas-del-sismo-de-lima-del-22-de-enero-de-2016>
- Cortez Latorre, O. X., & Sotomayor Grijalva, M. V. (Marzo de 2007). Aplicación del Método de Elementos Finitos y Programas Computacionales en el Diseño Estructural de un Galpón para el tale de la empresa PROCOPET S.A. Quito, Pichincha, Ecuador: Tesis revio a la obtencion del título de Ingeniero Mecánico - Escuela Politécnica Nacional.
- Cruzzilla, R. (s.f.). Seismic Assessmen and Retrofit of Historical Masonry Structures. University of Naples Federico II. Faculty of Engineering. PH.D. Thesis.
- Dirección Nacional de Defensa Civil. (1988). Terremoto del 5 de Marzo de 1987. Quito - Ecuador.

- Directorio del Instituto Nacional de Patrimonio Cultural. (06 de Diciembre de 1984). Declarar el Centro Histórico de la Ciudad de Quito "Patrimonio Cultural de la Humanidad". Obtenido de http://www.unesco.org/culture/natlaws/media/pdf/ecuador/ecuador_declaratoria_de_quito_06_12_1984_spa_orof.pdf
- Dolce, M. (1997). Evaluation of vulnerability for risk analysis and damage scenarios. Acts of the 8th. ANIDIS National Congress: Seismic Engineering in Italy. Taormina,.
- Donoso, D. (1983). Diccionario Arquitectónico de Quito. Quito: Ediciones Museo del Banco Central .
- Edgred, J. (s.f.). El Terremoto de Ambato de 1698. Quito: Inst. Geofísico, Escuela Politecnica Nacional.
- El Comercio. (2013). Patrimonio Histórico>Iglesia y Convento de La Merced> Historia. Obtenido de http://patrimonio.elcomercio.com/patrimonio-historico/iglesia-y-convento-de-la-merced/historia#.VfluqhF_NBc
- EL COMERCIO. (15 de Agosto de 2014). Breves reseñas de los sismos provenientes de la Falla Geológica de Quito que han afectado a la capital. Obtenido de Entrevista a Hugo Yepes: www.elcomercio.com/actualidad/resena-sismos-falla-gologica-quito.html
- Escuela Politécnica Nacional. (1955). Geohazards International. Ilustre Municipio de Quito, ORSTOM, Oyo Corporation. "Proyecto para el manejo sísmico de Quito, Síntesis". Municipio Metropolitano,IRD, Quito.
- Escuela Politécnica Nacional, G. I. (1994). Oyo Corporation. "The Quito - Ecuador, Earthquake Risk Management Project an Overview". Quito.

- F. Braga; M Dolce; D Libertadore. (1992). A statistical study on damaged buildings and an ensuing review of the M.S.K.- scale. Proceedings of the 7th. European Conference on Earthquake Engineering. Athens.
- Fafjar P, & EERI M. (2000). A nonlinear analysis method for performance based seismic design. Earthquake Spectra.
- Fernandez Garrido, A., Ganfornin Lozano, F. J., & Rodriguez, M. (2001). La Catedral de Quito y el terremoto de 1755, en Actas del III Congreso Internacional de Barroco Iberoamericano. Sevilla.
- FONSAL. (2004). Memorias del Seminario Taller "Reforzamiento Estructural en las Edificaciones Patrimoniales". Quito, Ecuador: Municipio del Distrito Metropolitano de Quito - Fondo de Salvamento del Patrimonio Cultural. Editorial Trama.
- Fort González, R. (s.f.). Utilización de la piedra natural en restauración. Obtenido de Instituto de Geología Económica (CSIC-UCM): http://www.ehu.eus/sem/seminario_pdf/SEMINARIO_SEM_2_155.pdf
- Fr. Proaño, L. (1975). La Merced de Quito y su Arquitectura Colonial. Quito.
- Fr. Proaño, L. O. (1969). El Arte de La Merced de Quito. Quito: Librería Carlos G. Liebmann.
- Gallo Medrano, G., & López Rivera, J. (Diciembre de 2014). Análisis de Vulnerabilidad Sísmica del Centro Histórico de la Ciudad de Granada, Nicaragua, utilizando la Herramienta de estimación de Pérdidas S.E.L.E.N.A. Managua, Nicaragua.
- Geo-CISMID. (2016). Obtenido de sig.cismid-uni.org/redacis/
- Gomez Araujo, I. D., & Rodriguez Bula, E. J. (2006). Generación de funciones de Vulnerabilidad para edificaciones de mampostería no reforzada de baja altura utilizando técnicas de simulación. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander. Facultad de

Ciencias Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Proyecto de Grado para optar al título de Ingeniero Civil.

Google Maps. (2015). Obtenido de <https://www.google.com.ec/maps/place/Ecuador/@-0.8508978,-85.7452418,5.75z/data=!4m2!3m1!1s0x902387dda89a4bd5:0x9d76af04119c3702?hl=es&hl=es>

Hurtado O., V., & León M., A. (2008). Implementación del Modelo del Índice de Vulnerabilidad ahustado a una edificación histórica con estructura de varios materiales. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander. Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Trabajo de Grado para optar al título de Ingeniero Civil.

ICOMOS. (2003a). International Council on Monuments and Sites. Obtenido de Principios para el análisis, conservación y restauración estructural del patrimonio arquitectónico: <http://www.icomos.org>

ICOMOS. (2003b). International Council on Monuments and Sites. Obtenido de Recomendaciones para el análisis, conservación y restauración estructural del patrimonio arquitectónico: <http://www.icomos.org/>

ICOMOS. (2004). Cartas Internacionales sobre la Conservación y la Restauración. Monumentos y Sitios I, 42-43. Editorial Board: Gustavo Araoz, Francisco Lopez Morales, Axel Mykleby, Michael Petzet, Dosso Sindou, Marilyn Truscott.

Ing. Manuel E. León Crespo. (1992). Iglesia de La Merced. Informe técnico de los trabajos de restauración de la Torre de la Iglesia II Etapa. Quito: Banco Central del Ecuador.

Instituto Geofísico - Escuela Politécnica Nacional. (2016). Instituto Geofísico - EPN. Obtenido de www.igepn.edu.ec

- Instituto Geofísico EPN; José Egred. (1999). Catálogo de Terremotos del Ecuador. Quito.
- Instituto Metropolitano de Patrimonio. (2016). Criterios Actuales de Restauración y Conservación. Obtenido de <http://www.patrimonio.quito.gob.ec/index.php/patrimonio-cultural/patrimonio-material/conservacion-y-restauracion>
- Juárez, G. (Enero de 2010). Criterios de falla. Mexico: Universidad Autónoma Metropolitana - Azcapotzalco.
- Lagomarsino, S; Giovinazzi, S; Podesta, S; Resemini, S. (2003). Vulnerability of historical and monumental buildings Handbook. Risk- UE: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. Contract No. EVK4-CT-2000-00014. 90. Citado en Hutado & León (2008).
- LLanos López, L. F., & Vidal Gómez, L. M. (2003). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica en escuela pública de Cali: Una propuesta metodológica. Santiago de Cali: Universidad del Valle. Escuela de Ingeniería Civil y Geomática.
- Maldonado Salas, Y. (20 de Diciembre de 2013). Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de un Edificio Esencial: El Hospital Público de Val D'ARAN. Trabajo Final de Master. Universidad Politécnicade de Cataluña.
- Martínez, A. (1904). Ensayo sobre las causas probables de los acontecimientos sucedidos en el Carihuairazo durante el terremoto del 20 de junio de 1698. Archivo Histórico del Banco Central, Fondo Martínez 56 0065.1.18.
- Martínez, G. (2007). Vulnerabilidad Sísmica para Edificios Históricos de Obra de Fábrica de Mediana y Gran Luz. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de

Caminos, Canales y Puertos. Programa de Ingeniería Sísmica, Dinámica y Estructural.

Meli, R. (1998). Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos. Mexico D.F.: Fundación ICA. A.C.

Meli, R., & Peña, F. (September de 2014). On elastic models for evaluation of the seismic vulnerability of masonry churches. Conference Paper. Mexico, Mexico: Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Mena, U. (2002). Tesis Doctoral: Evaluación del Riesgo Sísmico en zonas urbanas. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña. Departamento de Ingeniería del terreno, Cartografía y Geofísica.

Monfort Leonart, J. (s.f.). La investigación como objetivo (en la rehabilitación de estructuras históricas). ETS de Arquitectura. Universidad Politécnica de Valencia.

Narvárez, M. (17 de Noviembre de 2015). El Arte de la Construcción Histórica. (J. P. Carrión , Entrevistador)

NEC-SE, N. E. (Diciembre de 2014). Peligro Sísmico Diseño Sismo resistente. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

OPS. (1993). Organización Panamericana de la Salud. Mitigación de Desastres en las Instalaciones de Salud. Aspectos de Ingeniería Vol. 4. Organización Mundial de la Salud OMS. Washington D.C.

Palomino , C. (1999). Metodologías para estudios de Vulnerabilidad Sísmica Estructural de Edificaciones Existentes. . Sociedad Colombiana de Ingenieros. Bogotá, Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. XIII Jornadas Estructurales de la Ingeniería de Colombia.

Peña López, C. (Junio de 2014). Errores de modelación computacional en Diseño Estructural. P&M Structural / Seismic Engineering.,

Universidad Andrés Bello - Facultad de Ingeniería - Escuela de Obras Civiles.

Peña, F., & Lourenço, P. (20 de Junio de 2012). Criterios para el refuerzo Antísmico de Estructuras Históricas. Mexico: Revista de Ingeniería Sísmica No. 87 47-66.

Peña, F., & Meza, M. (October de 2010). Seismic Assessment of Bell Towers of Mexican Colonial Churches. Mexico, Mexico: Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México,.

Rivadeneira, F., Segovia, M., Alvarado, A., Egred, J., Troncoso, L., Vaca, S., et al. (2007). Brebes Fundamentos Sobre los Terremotos en el Ecuador. Quito-Ecuador: Corporacion Editora Nacional.

Rivadeneira, F., Segovia, M., Alvarado, A., Egred, J., Troncoso, L., Vaca, S., y otros. (2007). Breves Fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador. Corporacion Editorial Nacional, IG- EPN.

Rodríguez Avellaneda, A. H. (2011). Análisis y Evaluación de Riesgo Sísmico en Líneas Vitales, Caso de Estudio Bogotá D.C. 382. Bogotá D.C., Colombia: Universidad Nacional de Colombia.

Rojas, J. (s.f.). Escalas: Richter y Mercalli. Los métodos que ayudan a medir y estudiar los fenómenos sísmicos. Diario El Día.

Romero, I. (2013). Grupo de Mecánica Computacional de la Universidad Politécnica de Madrid. Obtenido de Estudio de la finalización del comportamiento elástico:
<http://bigmac.mecaest.etsii.upm.es/~ignacio/docencia/arm/>

Sánchez Cárdenas, M. I. (2013). Vulnerabilidad Sísmica de Construcciones Patrimoniales Hiatóricas de mampostería en Chile: Aplicación a Los Torreones Españoles de Valdivia. Chile.

- Sandi, H. (1986). Vulnerability and risk analysis for individual structures and systems. Proceeding of eighth European Conference on Earthquake Engineering.
- Susan V. Webster. (2002). Arquitectura y Empresa en el Quito Colonial José Jaime Ortiz, Alarife Mayor. Quito-Ecuador: Ediciones Abya-Yala.
- Universidad de Alicante. (1996). Peligrosidad Sísmica. Obtenido de <http://web.ua.es/es/urs/peligrosidad/peligrosidad-sismica.html>
- Vargas O. P., P. (s.f.). Convento de la Merced. Quito: Santo Domingo.
- Vásconez, R., Hall, M., & Mothes, y. P. (s.f.). Devastadores flujos de lodo disparados en el Volcán Carihuayrazo por el terremoto del 20 de junio de 1698. Instituto Geofísico, Escuela Politécnica Nacional, Quito.
- Wong, D., Samudio, R., & Mora, H. (1997). Determinación de la Vulnerabilidad y Estimación de Daños ante los Desastres Naturales en los Centros Educativos en la República de Panamá. Panamá: Centro de Proyectos.
- Yépez Moya, F. (Julio de 1966). Metodología para la evaluación de la Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Estructuras aplicando Técnicas de Simulación. Barcelona.
- Yépez, F., Barbat, A. H., & Canas, J. (1995). Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería. Monografías CIMNE IS-12. Barcelona, España: Editor A. H. Barbat.

BIOGRAFÍA DEL AUTOR

1. DATOS PERSONALES

Nombres: Jonattan Paúl Carrión Granja
Cédula: 1600536724
Lugar y Fecha de Nacimiento: Quito, 08 de Octubre de 1989
Estado Civil: Soltero
Edad: 26 años
Domicilio: Valle de Los Chillos, Barrio Don Eloy,
Calle Galápagos y Bolívar
Teléfonos: (02) 350 3078-0999817064
E-mail.: jonattan56@gmail.com

2. ESTUDIOS

Secundaria:

- Colegio Técnico Experimental Don Bosco

Superior:

- Universidad de las Fuerzas Armadas -ESPE (Sangolquí)
Egresado Ingeniería Civil

3. IDIOMAS

- Español
- Inglés