ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

ESTUDIO DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADA EN EL CENTRO HISTÓRICO

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS

MAYRA ALEJANDRA ESTRELLA NÚÑEZ
mayra.estrella01@epn.edu.ec

EDWIN ERNESTO NARVÁEZ NARVÁEZ
edwin.narvaez@epn.edu.ec

DIRECTOR: ING. PATRICIO HONORATO PLACENCIA MSc.
patohpla@hotmail.com

CODIRECTOR: ING. EDGAR DAVID MORA MARTÍNEZ MSc.
edgar.mora@epn.edu.ec

Quito, Diciembre 2018

DECLARACIÓN

Nosotros, Mayra Alejandra Estrella y Edwin Ernesto Narváez, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

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

MAYRA ALEJANDRA ESTRELLA NÚÑEZ

EDWIN ERNESTO NARVÁEZ NARVÁEZ

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Mayra Alejandra Estrella Núñez y Edwin Ernesto Narváez, bajo mi supervisión.

ING. PATRICIO PLACENCIA MSc.
DIRECTOR DEL PROYECTO

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Mayra Alejandra Estrella Núñez y Edwin Ernesto Narváez, bajo mi supervisión.

ING. EDGAR DAVID MORA MSc.
CO DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

A Dios por su guía y bendición, por lograr en mí el anhelo de superar cada prueba en el camino y permitirme culminar una de las etapas más importantes en mi vida, mi gratitud siempre eterna.

Con gran afecto a mi familia, a mis padres Blanca y Ernesto, a mis hermanos, por su apoyo incondicional, la confianza depositada en mí y el ejemplo de humildad y perseverancia, este triunfo también es suyo.

Al Ing. Patricio Placencia, por su guía, confianza y la paciencia inmersa en este proyecto, por compartir su experiencia y criterio profesional e inculcar en mí un ejemplo a seguir.

Al Ing. David Mora, por la apertura y colaboración al desarrollar el presente estudio.

A los ingenieros docentes, por los conocimientos compartidos.

A May, mi compañera de tesis, por el compromiso, apoyo y entrega en este gran proyecto, hoy podemos decir con satisfacción, deber cumplido.

A los grandes amigos que hicieron parte de esta etapa.

Edwin

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por el aliento de vida diario, por el impulso permanente y sujetar mi mano en cada decisión.

A mis padres, Yoly y Milton, por hacer suyos mis sueños y los de mi hermana. Por la conformación de un hogar sólido y el amor infinito, por el ejemplo de perseverancia y de trabajo incansable. A Josi, mi hermana y mi amiga, mi ejemplo y mi apoyo incondicional.

A Wilmita y Marquito, por haberme dado un segundo hogar, por su amor inagotable y su vida ejemplar. A Marisita, Marc y Gabby porque aún en la distancia permanecen los lazos. todos ejemplo de bondad y humildad, gracias por tantos buenos momentos.

Al Ing. Patricio Placencia, por los conocimientos y experiencias compartidas, por su guía y ejemplo de profesionalismo, mi eterna admiración y gratitud.

Al Ing. David Mora, por aceptar ser parte de este proyecto y exigir siempre un poco más, gracias.

A Jorge Suárez por ser un ser humano ejemplar y un profesional sin igual, gracias tío por inspirarme a escoger esta carrera tan exigente pero así también tan gratificante. A mi tía Rocío y mis primos Diego, Mariu, Pablo, Vini, Andy, Moqui, Fenny, Ángeles. Martín, Danny, Joaco, Sebas por siempre tener un abrazo lleno de cariño, además de ser ejemplo de fe y carisma.

A Juanito y Caro, por siempre estar pendientes de mi progreso y el amor que siempre me han dado y a mis primos Leslie, Sebas y Sarahí.

A los arquitectos Jesús Loor y Vinicio Salgado por incentivarnos a seguir este camino del análisis de estructuras patrimoniales, porque con sus consejos y experiencias inicio este proyecto. Al Ing. Alex Albuja mi eterno agradecimiento por transmitir su pasión y conocimiento de patrimonio.

A Edwin, por la paciencia y perseverancia que demostró en el desarrollo de este proyecto, por comprometerse con este reto sabiendo la dificultad y tiempo que implicaba.

A mis amigas de toda la vida, a las que están en mi memoria desde siempre. A aquellas que a pesar de tomar caminos distintos siguen siendo parte de mi historia, las hermanas que escogí y que con su vida son dignas de admiración Sofi Cas., Sofi Lu., Diani, Mafer y gemes.

A Santy, Angee, Pipo, Ivo, Albita, Eve y Kathy por estos años de amistad y de recuerdos varios, por las despedidas y reencuentros, por este cariño que no perece, gracias. A los que fueron mis conocidos, compañeros y ahora amigos para toda la vida Cherres, Sandy, Marie, Guayita, Erik, Andre, Will, Juanito, a ustedes mi reconocimiento eterno por su dedicación y mi gratitud por estos años.

A Juan José, que llegó rompiendo todos mis esquemas, como la estrella que Neruda intento esconder, su luz atravesó mi piel, mi corazón, mi alma. Gracias por cuidar nuestro amor que llegó de la nada y ha prevalecido hasta hoy, gracias por darme una historia que contar y por todo lo que vendrá. *"Es en sus ojos donde encuentro ciencia y -estrellas fijas- puedo ahí leer"* gracias por ser un ejemplo que me empuja a ser mejor. Sin su amor esto no sería posible.

May

DEDICATORIA

A uds, mis padres, Blanca y Ernesto, por su confianza, fortaleza y amor incondicional.

Edwin

DEDICATORIA

A mis padres Yoli y Milton por haber inculcado en mi este amor y respeto por mi ciudad que hoy culmina con un trabajo destinado a la conservación del patrimonio legado único e incalculable como icono que define nuestra identidad. Además de su amor y apoyo incondicional a lo largo de estos años.

A Josi por su amor, su apoyo y constante aliento.

A Wilmita por su amor que me adoptó como una más de sus hijas y siempre estuvo pendiente de que alcance mis metas.

A Marquito por el amor que en vida me dió, este logro también es tuyo.

A Juan José por seguir a mi lado y por su amor infinito que en mil ocasiones me ayudó a seguir.

CONTENIDO

DECLARACIÓN II
CERTIFICACIÓN III
CERTIFICACIÓN IV
AGRADECIMIENTOS VIII
AGRADECIMIENTOS IX
DEDICATORIA XI
DEDICATORIA XII
CONTENIDO XIII
ÍNDICE DE FIGURAS XXIII
ÍNDICE DE TABLAS XXXI
ANEXOS XXXIV
RESUMEN XXXV
ABSTRACT XXXVII
CAPÍTULO I 1
INTRODUCCIÓN 1
1.1 ANTECEDENTES 1
1.2 HIPÓTESIS 3
1.3 OBJETIVOS 3
1.3.1 OBJETIVO GENERAL 3
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 3
1.4 ALCANCE 4
1.5 JUSTIFICACIÓN 4
1.6 MARCO CONCEPTUAL DE TRABAJO 5

CAPÍTULO 2 7
MARCO TEÓRICO 7
2.1 EVALUACIÓN E INTERVENCIÓN ESTRUCTURAL. 7
2.1.1. CONSERVACIÓN. 7
2.1.2. ESTRUCTURAS. 8
2.1.3. DESARROLLO DE LA INGENIERÍA ESTRUCTURAL. 8
2.1.4. PRINCIPALES PROBLEMAS DEL DETERIORO DE EDIFICIOS PATRIMONIALES. 10
2.1.5. MEDIDAS DE INTERVENCIÓN. 10
2.2. CLASIFICACIÓN DE SECCIONES DE MAMPOSTERÍA 11
2.2.1. CLASIFICACIÓN DE SECCIONES DE MAMPOSTERÍA DE LADRILLO 13
2.2.2. CLASIFICACIÓN DE SECCIONES DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRA 14
2.3. SISTEMAS TRADICIONALES DE CONSTRUCCIÓN EN ECUADOR 15
2.3.1. CONSTRUCCIONES DE ADOBE 16
2.3.2. CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERÍA 19
2.4. PATOLOGÍAS ESTRUCTURALES 24
2.4.1. GEOMETRÍA Y DISPOSICIÓN EN PLANTA 24
2.4.2. EJES NO PARALELOS 25
2.4.3. TORSIÓN 25
2.4.4. PISO BLANDO 25
2.4.5. PAREDES LARGAS 25
2.4.6. PAREDES ALTAS 26
2.4.7. MARTILLEO 26
2.4.8. INCOMPATIBILIDAD DE MATERIALES 26

2.5. PROCESOS PATOLÓGICOS 26
2.5.1. PROCESOS MECÁNICOS 27
2.5.2. PROCESOS FÍSICOS 32
2.5.3. PROCESOS QUÍMICOS 33
2.6. MÉTODOS DE ENSAYO NO DESTRUCTIVOS Y DESTRUCTIVOS PARA DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS FÍSICOS Y MECÁNICOS DE LOS MATERIALES. 35
2.6.1. PLANIFICACIÓN DE LA EVALUACIÓN 35
2.6.1.1. OBJETIVOS DE LOS ENSAYOS IN SITU 36
2.6.1.2. EXÁMEN Y MUESTREO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA 36
2.6.2. MÉTODOS DE ENSAYOS DISPONIBLES 38
2.6.2.1. VELOCIDAD ULTRASÓNICA. 39
2.7. RECOMENDACIONES PROPUESTAS POR CARTAS INTERNACIONALES PARA LA CONSERVACIÓN Y RESTAURACIÓN DE MONUMENTOS 40
2.7.1. CARTA DE ATENAS, 1931 40
2.7.2. CARTA DE VENECIA, 1964 41
2.7.3. DECLARACIÓN DE AMSTERDAM, 1975 43
2.7.4. CARTA DE WASHINGTON 1987 44
2.8. ESTUDIOS REFERENTES DE INTERVENCIÓN, REALIZADOS EN EDIFICACIONES PATRIMONIALES. 47
2.8.1. REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA IGLESIA DE LA COMPAÑÍA DE JESÚS, QUITO. 47
2.8.2. RESTAURACIÓN DE BASÍLICA DE SAN FRANCISCO DE ASIS, QUITO. 48
2.8.3. PROYECTO DE RESTAURACIÓN ESTRUCTURAL DE LA TORRE DE LA IGLESIA DE LA MERCED, QUITO. 48

2.8.4. REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA IGLESIA DE LA RECOLETA DE EL TEJAR, QUITO. 49

2.8.5. INTERVENCIÓN CATEDRAL METROPOLITANA, MÉXICO 50

2.8.6. REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS HISTÓRICOS DAÑADOS EN EL ESTADO DE PUEBLA. 51

2.8.7. EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA CATEDRAL DEL CUSCO, PERÚ. 52

2.9. ESTADO DEL ARTE 52

CAPÍTULO 3 59

METODOLOGÍA 59

3.1. IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO. 59

3.1.1. ESTUDIO URBANO, GENERALIDADES E IMPORTANCIA. 59

3.1.2. DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DE LA IGLESIA. 61

3.1.3. REVISIÓN ICONOGRAFÍA. 63

3.1.4. ESTUDIO ARQUEOLÓGICO. 63

3.1.5. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS 67

3.1.5.1. TRABAJOS REALIZADOS EN CAMPO. 67

3.1.5.2. TRABAJOS DE LABORATORIO. 67

3.1.5.3. TRABAJOS DE OFICINA 68

3.1.5.4. INFORMACIÓN TÉCNICA 68

3.1.5.4.1. DESCRIPCIÓN DEL SITIO Y GEOLOGÍA GENERAL DEL ÁREA……. 68

3.1.5.4.2. DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES ENCONTRADOS EN LAS PERFORACIONES. 68

3.1.5.4.3. RESULTADOS DEL ESTUDIO 72

3.1.5.4.4. CIMENTACIÓN. 73

3.1.6. ESTUDIO DE MATERIALES. 74
3.1.6.1. MUESTREO 75
3.1.6.2. DETERMINACIÓN DE ENSAYOS IN SITU 76
3.1.6.3. UBICACIÓN DE LOS ENSAYOS 77
3.1.6.4. TIPO DE ENSAYO Y REALIZACIÓN. 78
3.1.7. HISTORIA CONSTRUCTIVA..... 87
3.1.8. SISMICIDAD DE LA PROVINCIA DE PICHINCHA. 96
3.1.8.1. RESUMEN DEL CATÁLOGO DE INTENSIDADES QUE HAN AFECTADO A EDIFICACIONES HISTÓRICAS DE PICHINCHA. 97
3.1.8.2. CARACTERÍSTICAS DE LA SISMICIDAD DE PICHINCHA. 98
3.1.8.3. HISTORIAL SÍSMICO DE LA PROVINCIA DE PICHINCHA QUE HA AFECTADO A IGLESIAS Y CONVENTOS. 100
3.1.9. FRECUENCIA DE TERREMOTOS EN PICHINCHA. 103
3.2. ESTADO ACTUAL DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO. 106
3.2.1. INSPECCIÓN PRELIMINAR Y LEVANTAMIENTO GEOMÉTRICO DE LAS ZONAS DE INTERÉS. 106
3.2.1.1. SISTEMA DE MUROS PORTANTES Y ARQUERÍAS. 108
3.2.1.2. CUBIERTA DE MADERA Y TEJA 109
3.2.1.3. ARTESONADO 110
3.2.1.4. FACHADA PRINCIPAL Y TORRES DE CAMPANARIOS. 110
3.2.1.5. CÚPULAS Y CUPULINES. 111
3.2.1.6. DEFINICIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL RESISTENTE. 112
3.3. METODOLOGÍA PLANTEADA 115
3.4. ESTABLECIMIENTO DE PROBLEMAS DETECTADOS EN LA IGLESIA DE SAN FRANCISCO DE QUITO. 117

3.4.1. PROBLEMA 1: FALTA DE RESISTENCIA A LA TENSIÓN DEL FRONTISPICIO.....118

3.4.2. PROBLEMA 2: FALTA DE RESISTENCIA A TENSIÓN POR FLEXIÓN DE ARQUERÍAS DE LA NAVE CENTRAL 120

3.4.3. PROBLEMA 3: FALTA DE RESISTENCIA A TENSIÓN POR FLEXIÓN EN ARCOS DE CRUCERO 121

3.4.4. PROBLEMA 4: FALTA DE RESISTENCIA A TENSIÓN POR FLEXIÓN DEL ARCO DEL CORO 124

3.3.5 PROBLEMA 5: FALTA DE RESISTENCIA A TENSIÓN DIAGONAL DE ARCOS UBICADOS EN LAS NAVES LATERALES SUR Y NORTE. 125

3.3.6 PROBLEMA 6: PRESENCIA DE PISO BLANDO LOCALIZADO EN NAVES LATERALES. 126

3.3.7 PROBLEMA 7: FALTA DE RESISTENCIA A LA TENSIÓN DIAGONAL EN PAREDES ALTAS. 128

3.3.8 PROBLEMA 8: INSUFICIENTE RESISTENCIA A TENSIÓN DE LOS CAMPANARIOS NORTE Y SUR 130

3.3.9 PROBLEMA 9: FALTA DE CONEXIÓN MONOLÍTICA ENTRE TEMPLO, TORRES Y FRONSTISPICIO. 131

3.3.10 PROBLEMA 10: DEBILITAMIENTO DEL TRABAJO EN CONJUNTO….....132

3.3.11 PROBLEMA 11: CONFIGURACIÓN DEFICIENTE DE LA SOLERA DE LA NAVE CENTRAL. 133

CAPÍTULO 4 135

MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....135

4.1 CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA.....136

4.2 DETERMINACIÓN DE CARGAS 137

4.2.1 DETERMINACIÓN DE CARGAS VERTICALES. 137

4.2.2 DETERMINACIÓN DE CARGAS LATERALES. 139
4.3 METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DE CAPACIDAD ESTRUCTURAL…… 142
4.3.1 ANÁLISIS LINEAL. 143
4.4 CONCEPTOS BÁSICOS DEL SOFTWARE SAP2000. 144
4.4.1 ELEMENTOS TIPO SHELL. 144
4.4.2 FUERZAS Y MOMENTOS INTERNOS EN ELEMENTOS TIPO SHELL.. 145
4.4.3 ESFUERZOS EN ELEMENTOS TIPO SHELL. 146
4.5 MODELOS ESTRUCTURALES. 147
4.5.1 MODELO ESTADO ACTUAL DE LA ESTRUCTURA. 149
4.5.2 DEFINICIÓN DE MATERIALES Y SECCIONES. 149
4.5.3 ASIGNACIÓN DE ESTADOS DE CARGA. 151
4.5.4 ASIGNACIÓN DE SOBRECARGAS A ELEMENTOS DE MADERA….. 152
4.5.5 ASIGNACIÓN DE CARGAS LATERALES DINÁMICAS (ESPECTRO).. 154
4.5.6 ASIGNACIÓN FUENTES DE MASA. 157
4.5.7 ASIGNACIÓN APOYOS COMO RESTRICCIÓN. 157
4.5.8 AGRIETAMIENTO DE SECCIONES. 157
4.5.9 PROCESO DE CALIBRACIÓN DE MODELO MATEMÁTICO. 159
4.5.10 COMBINACIONES DE CARGA. 161
4.6 ANÁLISIS DE RESULTADOS. 162
4.6.1 VERIFICACIÓN DEL PERÍODO DE LA ESTRUCTURA. 162
4.6.2 COMPROBACIÓN DEL DIAGNÓSTICO. 163

4.6.3 VERIFICACIÓN DE SECCIONES DE ELEMENTOS DE MADERA POR ESFUERZOS ADMISIBLES MODIFICADOS. 183
4.6.3.1 DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES DE ELEMENTOS DE MADERA ESTRUCTURAL. 183
4.6.3.2 CLASIFICACIÓN DE MADERA 184
4.6.3.3 ESFUERZOS ADMISIBLES 184
4.6.3.4 MÓDULO DE ELASTICIDAD....185
4.6.3.5 COEFICIENTES DE MODIFICACIÓN DE RESISTENCIA. 185
4.6.3.6 FACTOR POR DURACIÓN DE CARGA (CD). 186
4.6.3.7 FACTOR POR CONTENIDO DE HUMEDAD (CM). 186
4.6.3.8 FACTOR POR TEMPERATURA (CT). 187
4.6.3.9 FACTOR POR ESTABILIDAD LATERAL DE VIGAS (CL). 188
4.6.3.10 FACTOR POR FORMA (CF)....189
4.6.3.11 FACTOR POR USO PLANO (Cfu)....190
4.6.3.12 FACTOR POR CORTE (Ci). 191
4.6.3.13 FACTOR POR REDISTRIBUCIÓN DE CARGAS (Cr). 191
CAPÍTULO 5 193
REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL 193
5.1 ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO ELEGIDA 193
5.2 RESPALDO DE LA ALTERNATIVA DE REFUERZO 194
5.3 MÉTODO DE LOS DOS NODOS.....194
5.3.1 ETAPA DE ESFUERZOS ELÁSTICOS Y HORMIGÓN AGRIETADO….....194
5.4 CÁLCULO DE REFUERZO....199
5.4.1 PÓRTICO 1: ARCO DE CRUCERO TIPO 1.....200
5.4.2 PÓRTICO 2: ARCO DE CRUCERO TIPO 2.....202

5.4.3 PÓRTICO 3: ARQUERÍA NAVE CENTRAL NORTE. 204
5.4.4 PÓRTICO 4: FRONTISPICIO. 205
5.4.5 PÓRTICO 5: CAMPANARIO NORTE. 207
5.4.6 PÓRTICO 6: TRANSEPTO NORTE. 208
5.5 RESULTADOS DEL REFORZAMIENTO. 210
5.6 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS 212
5.6.1 ESPECIFICACIONES GENERALES PARA MADERA ESTRUCTURAL 212
5.6.1.1 REGLA DE CLASIFICACIÓN VISUAL PARA MADERA ESTRUCTURAL. 212
5.6.2 CONSOLIDACIÓN DE MUROS 214
5.6.2.1 INYECCIONES CON MEZCLAS A BASE DE CAL 215
5.6.2.2 INYECCIÓN DE MORTERO HIDRÁULICO A BASE DE CAL 216
5.6.2.3 INYECCIÓN DE MEZCLA A BASE DE CEMENTO 217
5.6.2.4 EQUIPOS PARA INYECCIONES 218
5.6.3 PERFORACIONES EN MUROS 218
5.6.4 ACERO DE REFUERZO. 219
CAPÍTULO 6 219
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 219
6.1 CONCLUSIONES 219
6.1. RECOMENDACIONES 223
REFERENCIAS 225
ANEXO 1 230
ANEXO 2 234
ANEXO 3 239

ANEXO 4 249

ANEXO 5 250

ANEXO 6 257

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. 1. Mapa conceptual de trabajo..... 5
FIGURA 2. 1. Ejemplos de tipos de arreglos de mampostería en edificios históricos. 11
FIGURA 2. 2. Modos de falla según los tipos de arreglos y materiales usados. .. 13
FIGURA 2. 3. Clasificación de secciones transversales: a) Una capa; b) Dos capas sin conectividad; c) Dos capas con conectividad; d) Tres capas..... 13
FIGURA 2. 4. Ejemplos de secciones de paredes de ladrillo: a) Paredes sólidas con delgadas uniones de mortero, b) Paredes sólidos con uniones gruesas de mortero, c) Paredes con diversas capas y diferentes espesores en sus uniones. 14
FIGURA 2. 5. Ejemplo de clasificación de secciones de mampostería. 15
FIGURA 2. 6. Casa de adobe afectada por el terremoto de Ambato en 1949. 17
FIGURA 2. 7. Vivienda de bahareque en Ecuador, inspeccionada tras el terremoto del 16 de abril del 2016. 17
FIGURA 2. 8. Daños típicos en edificaciones históricas de adobe. 18
FIGURA 2. 9. Daños típicos en edificaciones históricas de adobe. 19
FIGURA 2. 10. Construcción de adobe en California, antes y después del terremoto de Northridge, en 1994..... 19
FIGURA 2. 11. Mampostería armada..... 21
FIGURA 2. 12. Albañilería confinada. 22
FIGURA 2. 13. Modos de falla en muros sometidos a compresión uniaxial..... 22
FIGURA 2. 14. Modos de falla en muros de ladrillo, sometidos a tracción uniaxial. 23
FIGURA 2. 15. Modos de falla en muros de ladrillo, sometidos a compresión biaxial. 23
FIGURA 2. 16. Modos de falla en muros de ladrillo, sometidos a carga biaxial. .. 23
FIGURA 2. 17. Patologías estructurales. 25
FIGURA 2. 18. a) Asentamiento de torre de ladrillo, b) Deformación en la parte superior de muro de adobe producida por el empuje de cubierta. 28

FIGURA 2. 19. Tipología de grietas presentes en elementos estructurales debido a asentamientos. 29
FIGURA 2. 20. Tipología de grietas presentes en elementos estructurales debido a empujes. 30
FIGURA 2. 21. Grietas debido a variaciones térmicas. 31
FIGURA 2. 22. Tipología de fisuras presentes en elementos estructurales debido a acciones mecánicas. 32
FIGURA 2. 23. Tipos de ensayo ultrasónico: a) Directo b) Semidirecto c) Indirecto 40
FIGURA 2. 24. Refuerzos en bóvedas, cúpulas y cupulines. 47
FIGURA 2. 25. Refuerzos en pórtico de crucero. 48
FIGURA 2. 26. Perforaciones horizontales realizadas para incrustar varillas de refuerzo, posteriormente rellenas con inyecciones de mortero. 49
FIGURA 2. 27. Fisura desarrollada longitudinalmente en la bóveda. 49
FIGURA 2. 28. Grietas localizadas en la bóveda de cubierta dispuestas transversal y longitudinalmente. 50
FIGURA 2. 29. Sección de bóveda reforzada con mortero y malla electrosoldada. 51
FIGURA 3. 1 Implantación general Iglesia San Francisco de Quito. 59
FIGURA 3. 2 Mercado popular y concentración militar en la plaza San Francisco. 60
FIGURA 3. 3 Planta baja, iglesia San Francisco de Quito. 61
FIGURA 3. 4 Fachada sur iglesia San Francisco de Quito. 62
FIGURA 3. 5 Fachada iglesia San Francisco de Quito 62
FIGURA 3. 6 Ubicación de las unidades de excavación realizadas en la Iglesia San Francisco de Quito. 64
FIGURA 3. 7 Pozo de cateo y esquema de registro de excavaciones. 65
FIGURA 3. 8 Pozo de cateo, estudio arqueológico Iglesia San Francisco de Quito, se pueden apreciar restos óseos. 65
FIGURA 3. 9 Descripción de la disposición de ladrillos en naves, capillas y crucero 74

FIGURA 3. 10 Descripción de la disposición de ladrillos en campanarios. 74
FIGURA 3. 11 Ubicación de ensayos de velocidad de pulso en planta baja..... 77
FIGURA 3. 12. Ubicación ensayos en campanarios y planta alta. 78
FIGURA 3. 13. Velocidad de pulso planta baja. 79
FIGURA 3. 14. Velocidad de pulso para planta alta y campanarios. 80
FIGURA 3. 15. Velocidad calculada para sotocoro, nártex y atrio. 80
FIGURA 3. 16. Velocidad calculada para Capilla de Villacís..... 81
FIGURA 3. 17. Velocidades calculadas para nave lateral sur. 81
FIGURA 3. 18. Velocidades calculadas para nave lateral norte. 81
FIGURA 3. 19. Velocidades calculadas para cubierta de la nave lateral norte. ... 82
FIGURA 3. 20. Velocidades calculadas para zona de ingreso a coro y torre norte. 82
FIGURA 3. 21. Velocidades calculadas para acceso a claustro y gradas. 82
FIGURA 3. 22. Velocidades calculadas para torre norte. 83
FIGURA 3. 23. Velocidades calculadas para torre sur. 83
FIGURA 3. 24. Módulos de elasticidad para las zonas de la planta baja. 85
FIGURA 3. 25. Módulos de elasticidad planta alta. 86
FIGURA 3. 26. Módulos de elasticidad para torres de campanarios. 86
FIGURA 3. 27. Módulo de elasticidad para piedra y hormigón armado. 87
FIGURA 3. 28. Iglesia San Francisco de Quito, los elementos en negro señalan a la segunda iglesia mientras que los de color gris representan a la actual..... 88
FIGURA 3. 29. Iglesia San Francisco de Quito aproximadamente en el año 1868 antes del terremoto de ese año. 92
FIGURA 3. 30. Fachada de la iglesia San Francisco de Quito en 1880, sin los cuerpos superiores caídos en el terremoto de 1868. 92
FIGURA 3. 31. Intensidades de sismos que han afectado a Pichincha. 99
FIGURA 3. 32. Terremoto de Pichincha-Imbabura Marzo 1859.....105
FIGURA 3. 33. Terremoto de Napo Marzo 1967. 105
FIGURA 3. 34. Fachada principal de la Iglesia San Francisco de Quito. 107
FIGURA 3. 35. Planta baja de la Iglesia San Francisco de Quito. 107
FIGURA 3. 36. Planta alta de la Iglesia San Francisco de Quito. 108

FIGURA 3. 37. Arcos de mampostería y piedra, iglesia San Francisco de Quito. 109
FIGURA 3. 38. Cambio de cabezal de muros en nave, micropilotes y cadena superior. 109
FIGURA 3. 39. Cubierta de teja, iglesia San Francisco de Quito. 109
FIGURA 3. 40. Artesonado nave central, iglesia San Francisco de Quito.....110
FIGURA 3. 41. Fachada y torres, iglesia San Francisco de Quito. 111
FIGURA 3. 42. Planta de cubiertas y cúpulas de la Iglesia San Francisco de Quito. 112
FIGURA 3. 43. Cúpula de Villacis, iglesia San Francisco de Quito. 112
FIGURA 3. 44. Cupulines sobre la nave lateral norte, iglesia San Francisco de Quito.....112
FIGURA 3. 45. Sistema resistente a cargas verticales.....114
FIGURA 3. 46. Especificación de arquerías, arquería norte (azul), arquería sur (rojo) 120
FIGURA 3. 47. Arcos de crucero.....122
FIGURA 3. 48. Zonas de discontinuidad de proyecto de reforzamiento previo...123
FIGURA 3. 49. Arco de coro. 124
FIGURA 3. 50. Arcos naves laterales que presentan síntomas. 125
FIGURA 3. 51. Acumulación de masas en la parte superior de las naves laterales. 127
FIGURA 3. 52. Paredes altas que presentan problemas. 128
FIGURA 3. 53. Zonas de campanarios con problemas de trabajo en conjunto...131
FIGURA 3. 54. Configuración de la solera. 133

FIGURA 4.1. Configuración de la estructura. 135
FIGURA 4.2. Vista en planta del modelo de la iglesia San Francisco. 136
FIGURA 4.3. Elementos de madera en sistemas de cubiertas. 137
FIGURA 4.4. Módulo promedio de artesonado. 138
FIGURA 4.5. Esquema de caras de elementos tipo shell. 145
FIGURA 4.6. Fuerzas internas en elementos shell. 146

FIGURA 4.7. Momentos internos en elementos shell. 146
FIGURA 4.8. Esfuerzos en elementos shell. 147
FIGURA 4.9. Esfuerzos en modelo que considera empotramientos. 148
FIGURA 4.10. Esfuerzos en modelo que considera apoyos. 148
FIGURA 4.11. Esquema general de componentes estructurales en el modelo. .149
FIGURA 4.12. Propiedades del material de mampostería de ladrillo y roca. 150
FIGURA 4.13. Propiedades del material de madera. 150
FIGURA 4.14. Estados de carga estáticos. 152
FIGURA 4.15. Asignación de cargas a elementos de madera. 153
FIGURA 4.16. Cargas laterales estáticas en dirección x. 154
FIGURA 4.17. Cargas laterales estáticas en dirección y. 154
FIGURA 4.18. Espectro elástico de diseño. 154
FIGURA 4.19. Espectro de respuesta ingresado. 155
FIGURA 4.20. Espectro de respuesta en dirección x. 156
FIGURA 4.21. Espectro de respuesta en dirección x. 156
FIGURA 4.22. Fuentes de masa. 157
FIGURA 4. 23. Esquema puntos de medición de velocidad de pulso (planta baja). 159
FIGURA 4. 24. Resultados de ensayos de vibración ambiental. 160
FIGURA 4.25. Combinaciones de carga asignadas al modelo. 161
FIGURA 4.26. Tipología de fisuras. 164
FIGURA 4.27. Campanas en la torre norte. 165
FIGURA 4.28. Esfuerzos mínimos de compresión en (kg/cm2) en arquería de nave central sur. 167
FIGURA 4.29. Concentración de esfuerzos en kg/cm2, Cb: 1.1D+1.1L+Sx+0.3Sy 168
FIGURA 4.30. Trasmisión de cargas hacia el suelo. 169
FIGURA 4.31. Esfuerzos de tracción y compresión por carga muerta en nave central en kg/cm2. 169
FIGURA 4.32. Esfuerzos de tensión en claves de arcos en kg/cm2. 170

FIGURA 4.33. Esfuerzos de tensión en kg/cm2 en el frontispicio, a) Combinación: 1.1D+1.1L+Sx+0.3Sy, a) Combinación: 1.1D+1.1L+Sx-0.3Sy. 170
FIGURA 4.34. Esfuerzos excedentes en arquería de nave central sur en kg/cm2, a) Combinación: 1.1D+1.1L+Sx+0.3Sy. 171
FIGURA 4.35. Esfuerzos excedentes en arcos de crucero tipo 1 en kg/cm2, a) Combinación: 1.1D+1.1L+Sx+-0.3Sy, a) Combinación: 1.1D+1.1L+0.3Sx+Sy. ..172
FIGURA 4.36. Esfuerzos excedentes en arcos de crucero tipo 2 en kg/cm2, a) Combinación: 1.1D+1.1L+0.3Sx+Sy, a) Combinación: 1.1D+1.1L-0.3Sx-Sy, c) 1.1D+1.1L-Sx-0.3Sy. 173
FIGURA 4.37. Esfuerzos excedentes en arcos de crucero en kg/cm2, efecto de torsión, combinación: 1.1D+1.1L+Sx+0.3Sy. 173
FIGURA 4.38. Esfuerzos de excedencia en arco de coro en kg/cm2. a) Combinación: 1.1D+1.1L+0.3Sx+Sy, b) Combinación 1.1D+1.1L+0.3Sx-Sy. 174
FIGURA 4.39. Esfuerzos de tensión en arco de coro en kg/cm2. Combinación: 1.1D+1.1L-Sx-0.3Sy 174
FIGURA 4.40. Esfuerzos de excedencia en arquerías transversales en kg/cm2. a) Combinación: 1.1D+1.1L+0.3Sx+Sy, b) Combinación 1.1D+1.1L+0.3Sx-Sy. 175
FIGURA 4.41. Esfuerzos de excedencia en arquerías transversales en kg/cm2. a) Combinación: 1.1D+1.1L+0.3Sx-Sy, b) Combinación 1.1D+1.1L+0.3Sx+Sy. 175
FIGURA 4.42. Esfuerzos de excedencia en zonas de cúpulas naves laterales en kg/cm2, combinación 1.1D+1.1L-0.3Sx+Sy.....176
FIGURA 4.43. Esfuerzos de excedencia en muro longitudinal norte en kg/cm2, combinación: 1.1D+1.1L-0.3Sx-Sy. 177
FIGURA 4.44. Esfuerzos de excedencia en paredes altas en kg/cm2. a) Muro de transepto b) Muro este de cúpula de presbiterio, combinación: 1.1D+1.1L-0.3Sx-Sy. 177
FIGURA 4.45. a) Esfuerzos de excedencia en campanarios en kg/cm2. Combinación: 1.1D+1.1L+Sx+0.3Sy, b) Deformación de campanarios.....178
FIGURA 4.46. Esfuerzos de tensión en campanarios en kg/cm2, a) combinación: 1.1D+1.1L-0.3Sx-Sy, b) Combinación 1.1D+1.1L+0.3Sx+Sy. 179

FIGURA 4.47. a) Efecto de traslación sin considerar torres, Modo 1; b) Efecto de traslación, tomando en cuenta torres, Modo 5. 180
FIGURA 4.48. a) Efecto de torsión sin considerar torres, Modo 2; b) Efecto de torsión, tomando en cuenta torres, Modo 6.. 181
FIGURA 4.49. Esfuerzos en muro del presbiterio en kg/cm2. Combinación: 1.1D+1.1SDL+1.1L-0.3Sx+Sy. 182
FIGURA 4.50. Identificación de la zona afectada por comportamiento independiente. 182
FIGURA 4.51. a) Modelo matemático sin solera, b) Modelo matemático con solera. 183
FIGURA 4.52. a) Cercha tipo A en artesonado, b) Cercha tipo B en artesonado. 191

FIGURA 5. 1. Zona de agrietamiento. 195
FIGURA 5. 2. Deformaciones unitarias y esfuerzos en hormigón agrietado. 195
FIGURA 5. 3. Definición de términos. 196
FIGURA 5. 4. Esquema de modelo matemático 198
FIGURA 5. 5. Distribución de esfuerzos.....198
FIGURA 5. 6. Diagrama de axial en acero de refuerzo. 199
FIGURA 5.7. Refuerzos en arquería de crucero. 200
FIGURA 5.8. Fuerzas axiales en elementos de refuerzo de arco de crucero. 200
FIGURA 5. 9. Concentración de esfuerzos en arco de crucero reforzado en kg/cm2. 201
FIGURA 5.10. Refuerzos en arquería de crucero. 202
FIGURA 5.11. Fuerzas axiales en elementos de refuerzo de arco de crucero. ..202
FIGURA 5. 12. Concentración de esfuerzos en arco de crucero reforzado en kg/cm2. 203
FIGURA 5.13. Refuerzos en arquería longitudinal de la iglesia. 204
FIGURA 5.14. Fuerzas axiales en elementos de refuerzo de arquería longitudinal. 204

FIGURA 5. 15. Concentración de esfuerzos en arquerías de la nave central reforzada en kg/cm2. 205
FIGURA 5.16. Refuerzos en frontispicio. 205
FIGURA 5.17. Fuerzas axiales en elementos de refuerzo de frontispicio. 206
FIGURA 5. 18. Concentración de esfuerzos en frontispicio reforzado en kg/cm2. 206
FIGURA 5.19. Refuerzos en campanario norte. 207
FIGURA 5.20. Fuerzas axiales en elementos de refuerzo del campanario norte. 207
FIGURA 5. 21. Concentración de esfuerzos en campanario reforzado en kg/cm2. 208
FIGURA 5.22. Refuerzos en transepto norte. 208
FIGURA 5.23. Fuerzas axiales en elementos de refuerzo de transepto norte. ...209
FIGURA 5. 24. Concentración de esfuerzos en transepto norte reforzado en kg/cm2. 209
FIGURA 5.25. a) Fuerzas axiales, b) Distribución de esfuerzos considerando refuerzos. 211

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 3. 1. Detalle unidades de excavación iglesia san francisco - estudio arqueológico..... 66
TABLA 3. 2. Descripción de la estratificación del suelo..... 69
TABLA 3. 3. TABLA 3.3. Resultados del estudio de suelos..... 72
TABLA 3. 4. Esfuerzos admisibles en zonas de perforación de cimentación. 73
TABLA 3. 5 Propiedades mecánicas de ladrillos de la nave central. 75
TABLA 3. 6 Número de ensayos equivalentes a ensayos de prismas por 5000 pies cuadrados..... 76
TABLA 3. 7. Ejemplo de cálculo de módulo de elasticidad (E) para el caso Capilla de Villacís. 85
TABLA 3. 8. Cuadro cronológico constructivo de la Iglesia San Francisco de Quito. 93
TABLA 3. 9. Principales intensidades que han afectado la Provincia de Pichincha. 97
TABLA 3. 10. Resumen de intensidades registradas en la provincia de Pichincha 98
TABLA 3. 11. Iglesias y templos afectados por eventos sísmicos considerables de la Provincia de Pichincha. 100
TABLA 3. 12. Frecuencia de eventos sísmicos en la Provincia de Pichincha. ..104
TABLA 3. 13. Resumen intervalos entre los terremotos que han afectado a Pichincha. 104
TABLA 4.1. Cargas de cubierta. 138
TABLA 4.2. Clasificación de perfiles de suelo. 140
TABLA 4.3. Parámetros para el cálculo del cortante basal. 141
TABLA 4.4. Procedimientos de análisis 143
TABLA 4.5. Secciones de mampostería ingresadas al programa. 151
TABLA 4.6. Secciones de madera ingresadas al programa. 151
TABLA 4.7. Cargas asignadas a elementos de madera en modelo. 153

TABLA 4.8. Valores de espectro elástico. 155
TABLA 4.9. Coeficientes de agrietamiento de elementos estructurales. 158
TABLA 4.10. Coeficiente para el límite superior del período calculado 162
TABLA 4.11. Modelos matemáticos de la estructura. 163
TABLA 4.12. Nivel de daños en torres.....165
TABLA 4.13. Nivel de daños en templo de iglesias. 166
TABLA 4.14. Ensayos de compresión en ladrillos. 167
TABLA 4.15. Grupos de maderas.....184
TABLA 4.16. Esfuerzos admisibles en maderas. 184
TABLA 4.17. Módulos de elasticidad en maderas. 185
TABLA 4.18. Factores de modificación para maderas aserrada. 185
TABLA 4.19. Coeficientes de modificación de carga. 186
TABLA 4.20. Humedad de equilibrio para la Provincia de Pichincha. 187
TABLA 4.21. Coeficientes de modificación por temperatura. 187
TABLA 4.22. Longitud efectiva para miembros a flexión. 189
TABLA 4.23. Coeficientes de modificación por forma.....190
TABLA 4.24. Coeficientes de modificación por forma si la altura del elemento supera las 5".....190
TABLA 4.25. Coeficientes de modificación de uso plano. 190
TABLA 4.26. Coeficientes de modificación por corte. 191
TABLA 5. 1. Determinación de parámetros. 197
TABLA 5. 2. Cálculo de fuerzas de tensión y compresión. 197
TABLA 5.3. Refuerzo requerido en pórtico 1. 201
TABLA 5.4. Refuerzo requerido en pórtico 2. 203
TABLA 5.5. Refuerzo requerido en arquería longitudinal. 204
TABLA 5.6. Refuerzo requerido en frontispicio. 206
TABLA 5.7. Refuerzo requerido en campanario norte. 207
TABLA 5.8. Refuerzo requerido en campanario norte. 209
TABLA 5. 9. Clasificación visual para madera estructural. 212
TABLA 5. 10. Dosificación de lechada para fisuras de 1 a 2mm. 215

TABLA 5. 11. Dosificación para inyecciones de mortero para grietas de 3 a 5 mm. 216
TABLA 5. 12. Valores permitidos en ensayos de materiales que conforman lechadas y morteros.. 216
TABLA 5. 13. Ensayos de laboratorio necesarios para morteros y lechadas. 217

ANEXOS

ANEXO 1: Ensayos de materiales.

ANEXO 2: Determinación de módulos de elasticidad.

ANEXO 3: Fichas de diagnóstico.

ANEXO 4: Informe de vibración ambiental.

ANEXO 5: Verificación de secciones de madera.

ANEXO 6: Planos de propuesta de reforzamiento.

RESUMEN

“Las obras monumentales de los pueblos, portadoras de un mensaje espiritual del pasado, representan en la vida actual el testimonio vivo de sus tradiciones seculares” (ICOMOS, 1964). La conservación y rehabilitación del patrimonio cultural de una sociedad es garantizar la prevalencia de las tradiciones que generan una memoria colectiva, por estas razones este proyecto se presenta como una respuesta a la necesidad de una evaluación estructural como medio de prevención en bienes patrimoniales, en este caso específico de La Iglesia San Francisco de Quito que demanda atención especial por ser un símbolo de quiteñidad y parte importante de la historia de la ciudad.

Se exponen conceptos afines a la construcción tradicional con mampostería, adobe y piedra, además de patologías y modos de falla de las mismas. Así también se acerca al lector a las guías internacionales que regulan la intervención en monumentos históricos y técnicas no destructivas que permiten el análisis de las características de los inmuebles.

Este estudio se ha desarrollado como un proyecto integral que permite la evaluación de la estructura a través del tiempo, analizando así desde las técnicas constructivas y materiales hasta los daños sufridos con los terremotos que han afectado a la ciudad. Se tomó en cuenta aspectos importantes como los estudios de suelo, estudios arqueológicos, materiales y distribución geométrica.

El proyecto permite reconocer el estado actual de la Iglesia San Francisco de Quito a través de los lineamientos propuestos por el Ing. Patricio Placencia docente de la escuela Politécnica Nacional y profesional destacado en el análisis y reforzamiento de estructuras. La mencionada metodología involucra una inspección visual preliminar para la identificación de problemas, mismos que han sido caracterizados por los síntomas encontrados en el templo y han permitido esbozar las causas probables y la formulación de un diagnóstico.

El análisis está complementado con la modelación matemática como medio de comprobación de los problemas encontrados en la etapa de diagnóstico, debido a la concepción de la iglesia como estructura rígida que responde solamente ante cargas verticales se ha decidido hacer el análisis global de la misma.

Los resultados obtenidos determinaron varias zonas que han superado el módulo de ruptura, por lo que se plantea una alternativa de reforzamiento para paredes altas y arquerías donde se observa acumulación de esfuerzos de tensión. Para la determinación de áreas de acero requeridas se ha seguido el método de los dos nodos propuesto también por el Ing. Patricio Placencia especificado en el capitulo 5 donde se verifica a través de la comparación de resultados de la modelación matemática en software y los obtenidos teóricamente.

Finalmente, se propone la corrección de fallas típicas en los elementos a través de acero de refuerzo y se comprueba que el comportamiento de la estructura ha mejorado a través de la nueva zonificación de esfuerzos a tensión.

ABSTRACT

"The monumental buildings of the common people, bearers of a spiritual message of the past, represent in the present the living testimony of their secular traditions" (ICOMOS, 1964). The conservation and rehabilitation of the cultural heritage of a society is the prevalence of traditions that produce a collective memory, for these reasons this project is presented as a response to the need for a structural evaluation as a way of prevention in heritage properties, in this specific case of The Church of San Francisco de Quito that demands special attention for being relevant for the history of the city.

There exposed concepts related to traditional construction with masonry, adobe and stone, as well as pathologies and ways of failure of them. This is also a document that approach the reader to the international guides that regulate the intervention in historical monuments and non-destructive techniques that allow the analysis of the characteristics of the buildings.

This study has been developed as an integral project that allows the evaluation of the structure through time, analyzing from the construction techniques and materials to the damage suffered by earthquakes that have affected the city. It took into account important aspects such as soil studies, archaeological studies, materials and geometric distribution.

The project allows to recognize the current state of the San Francisco de Quito Church through the guidelines proposed by Engineer Patricio Placencia professor at Escuela Politécnica Nacional and outstanding professional in analysis and reinforcement of structures. The mentioned methodology involves a preliminary visual inspection for the identification of problems, which have been characterized by the symptoms found in the temple and have allowed to outline the probable causes and the formulation of a diagnosis.

The structural analysis It is complemented with mathematical modeling as a way of checking the problems found in the diagnosis, due to the conception of the church as a rigid structure that responds only to vertical loads has been decided to make the global analysis of it.

The results obtained determined several zones that have exceeded the rupture modulus, for which reason an alternative of reinforcement has been placed for high walls and archs where accumulation of tension efforts is observed. For the determination of required steel areas, the method of the two nodes proposed by Ing. Patricio Placencia specified in chapter 5 has been followed, where it is verified by comparing the results of the mathematical modeling in software and the theoretically obtained ones.

Finally, the correction of fissures located in typical areas of the elements through reinforcing steel is proposed, in addition, it is verified that the behavior of the structure has improved through the uniform distribution of tension and compression stresses.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

El desarrollo continuo de las ciudades es conocido por medio de la arquitectura que perdura a través de sus generaciones. El patrimonio histórico busca trasmitir la disposición de aceptación y mejorar el sentido de pertenencia. Es el testimonio que, siendo memoria social y de identidad, continuamente se cruzan para recapitular una trayectoria de vida (Gallegos Arias & Mercé Gandía, 2011).

Los sismos acontecidos durante los años 1587, 1797, 1859, 1868 y 1987 son los que más estragos han ocasionado en las iglesias y conventos de Quito. El 5 de marzo de 1987 se produjo un evento sísmico de grandes proporciones que afectó considerablemente el patrimonio histórico y cultural de las provincias de Pichincha e Imbabura. En la ciudad de Quito, declarada por la UNESCO como Patrimonio Cultural de la Humanidad (1978), cerca de 15 monumentos históricos de gran importancia fueron perjudicados: templos y conventos sufrieron colapsos parciales o totales de sus estructuras, como resultado los componentes estructurales: bóvedas, arcos, pilastras, muros y torres sufrieron graves daños (Ortiz Crespo, 2003).

Además de los movimientos sísmicos, varios factores que constituyen la integridad del inmueble han provocado el deterioro de la estructura, entre los cuales se pueden señalar: afectaciones por envejecimiento, decadencia e incompatibilidad de diferentes tipos de materiales, agresión ambiental, comportamiento de suelo y cimentación, el largo período de construcción, la concepción del monumento como una estructura que trabaja solo a carga vertical, la falta de vínculo entre el comportamiento empírico basado en tecnologías tradicionales y el conocimiento científico del comportamiento dinámico de este tipo de edificaciones, las deficiencias de la aplicación del sistema constructivo basado en técnicas de ensayo-error, explicándose este último como el conjunto de métodos que prueba

experimentalmente una alternativa de construcción o ensamblaje y verifica su funcionalidad que en caso de resultar errónea se plantea una alternativa diferente hasta que el resultado y sus condiciones sean los deseados (Placencia, 1996).

La evaluación estructural de los monumentos de patrimonio histórico debe considerar en su análisis el aporte de los cuerpos aledaños a los mismos, caso contrario por medio del diagnóstico demostrar el aislamiento entre las estructuras, debido a que las edificaciones antiguas y sus componentes estructurales durante los procesos constructivos mantenían continuidad física entre las construcciones colindantes por la ausencia de juntas de construcción, razón por la cual se permitiría reconocer un comportamiento global de la obra monumental (Placencia, 1993).

Las estructuras del patrimonio arquitectónico, tanto por su naturaleza como por su historia (en lo que al material y a su ensamblaje se refiere), están sometidas a una serie de dificultades de diagnóstico y restauración, que limitan la aplicación de las disposiciones normativas y las pautas vigentes en el ámbito de la construcción. Ello hace tan deseable como necesario formular recomendaciones específicas que garanticen la aplicación de métodos racionales de análisis y restauración, oportunos a cada contexto cultural (ICOMOS, 2003).

En base a las metodologías propuestas por diferentes autores entre los que se destacan Meli (1998) y Placencia (1993), la evaluación estructural de edificaciones patrimoniales deberá abarcar un conjunto de etapas donde se estudiará la definición del sistema estructural del monumento, seguido por la identificación de los problemas existentes y sus posibles causas, continuando con la etapa de diagnóstico de la estructura con el fin de determinar la gravedad de los daños y posteriormente proponer una alternativa de reforzamiento estructural como anteproyecto en caso de considerarse pertinente.

Estudios técnicos de rehabilitación y reforzamiento estructural son de carácter urgente debido a la gran cantidad de bienes inventariados que forman parte del patrimonio de la ciudad de Quito y que amerita la disposición de normativas y

lineamientos cuya ausencia ha dificultado la intervención y dilatado la asignación de recursos (Loor, 2017).

Establecido este antecedente se plantea la siguiente hipótesis que se comprobará en la sección de análisis de resultados del presente estudio técnico.

1.2 HIPÓTESIS

La configuración estructural actual de la zona de las torres de los campanarios de la iglesia San Francisco de Quito no posee la suficiente capacidad resistente para afrontar un evento sísmico de gran magnitud.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

- Realizar el análisis de vulnerabilidad sísmica de la iglesia San Francisco de Quito mediante una evaluación técnica que permita proponer un método de reforzamiento estructural a través de una intervención respetuosa, cuyo resultado sea un ejemplo que genere acciones similares de conservación y reforzamiento en edificaciones de carácter histórico.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Establecer un plan integral de intervención a través de la selección de información referente a las características y materiales del monumento histórico que posibilite identificar los problemas principales que ponen en riesgo la estabilidad de la iglesia.
- Determinar la gravedad de los problemas detectados durante la etapa de diagnóstico, examinando los síntomas y causas que los provocaron, con la finalidad de plantear un anteproyecto que permita otorgar a la estructura la reserva requerida de resistencia ante un evento sísmico.
- Estudiar un método de refuerzo estructural eficiente por medio del análisis de desempeño de la estructura, posterior a la aplicación del mismo que

permita la intervención de las torres de los campanarios con el mínimo impacto arquitectónico posible.

- Establecer una guía y criterios adecuados para el reforzamiento estructural y conservación de estructuras con características semejantes al inmueble patrimonial estudiado en el presente proyecto técnico.

1.4 ALCANCE

El desarrollo del presente trabajo está destinado a la realización del análisis técnico que verifique la posibilidad de reforzamiento de las torres de los campanarios de la iglesia San Francisco de Quito a través de un diagnóstico de la estructura existente, se propondrá una alternativa de reforzamiento compatible con la misma que permita mejorar su resistencia sísmica, disposición que deberá ser conveniente para la intervención de los bienes patrimoniales con características similares.

Una de las etapas que abarca el estudio, permite conocer el estado actual del monumento histórico, uno de los más antiguos e importantes en América, establecer sus patologías, deficiencias y de manera general los problemas que padece y que se han producido conforme ha transcurrido el tiempo.

El estudio comprende las posibles alternativas de acciones apropiadas que se tomarían para solucionar y mitigar todos estos inconvenientes, principalmente de la zona de las torres de los campanarios, siendo estos componentes estructurales de los más importantes del inmueble.

1.5 JUSTIFICACIÓN

La falta de investigación en métodos constructivos tradicionales que constituyen estructuras cuyos materiales no poseen un comportamiento elástico, han llevado a la implementación de elementos que con frecuencia son incompatibles, esto debido a que su aplicación en algunos casos no ha sido debidamente justificada y técnicamente sustentada, produciéndose de esta manera fisuras, agrietamientos, decaimientos en los materiales aledaños y deficiente funcionamiento progresivo de las conexiones (Placencia, 1996).

El proyecto de análisis de vulnerabilidad y reforzamiento estructural comprende actividades de cálculo y criterios técnicos diferentes a las que el estudiante está habituado a realizar durante las etapas de análisis y diseño impartidas en las materias de pregrado.

Con la finalidad de llegar a un balance entre el riesgo involucrado, la vulnerabilidad, la naturaleza de los materiales y la conservación, se establecerá una metodología de diagnóstico y lineamientos que constituyan una guía para el reforzamiento de estructuras patrimoniales. Así también, es necesario plantear criterios de intervención respetuosa y oportuna con el fin de preservar un emblema histórico de la ciudad sin alteraciones que perjudiquen la iconografía del mismo.

La mencionada etapa de metodología deberá tomar en cuenta ampliamente los principios y recomendaciones propuestos por organismos internacionales para la preservación (ICOMOS), la misma que está destinada a la identificación de factores que constituyen la integridad de las estructuras arquitectónicas, al emplazamiento de las mismas en un contexto histórico, funcional y de revaloración del monumento, organizada en fases sucesivas y bien definidas orientadas a la correspondiente búsqueda de datos reveladores e información (Loor, 2017).

1.6 MARCO CONCEPTUAL DE TRABAJO

Con el afán de desarrollar de manera adecuada los objetivos planteados en el presente estudio, este documento propone ser una guía que se emplee en proyectos afines a la intervención estructural dirigida principalmente en inmuebles patrimoniales. La metodología se encuentra debidamente secuenciada y se expone en el CAPITULO 3 con mayor detalle.

FIGURA 1. 1. Mapa conceptual de trabajo.

ELABORADO POR: Estrella & Narváez

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 EVALUACIÓN E INTERVENCIÓN ESTRUCTURAL.

Las edificaciones históricas son parte fundamental del patrimonio cultural, a través de su iconografía y estética representan la localidad en la que se encuentran, tienen un papel importante en el sector turístico y económico. Simbolizan la experiencia histórica plasmada a través de los años durante los cuales estas construcciones se mantienen en pie y algunas de ellas aún conservan la funcionalidad para la que fueron concebidas (Clemente, Cervera, & Roca, 2007).

La progresiva y evidente acción de eventos sísmicos en el país nos permite tener una visión clara de la fragilidad de las estructuras patrimoniales, es vital enfrentar estos sucesos con la experiencia forjada a través de los años, haciendo participes a profesionales y especialistas relacionados con la conservación histórica, su aporte ayudará a la conservación del legado propio de la región a través del planteamiento de alternativas de intervención basadas en estudios e investigaciones nuevas.

2.1.1. CONSERVACIÓN.

Se puede aseverar que el patrimonio arquitectónico existente es una pequeña parte del que vivió en el pasado, es necesario preservar esta herencia con la finalidad de permitir a las futuras generaciones conocer, evidenciar y enriquecerse de la cultura e historia que los han precedido.

La conservación de los monumentos históricos es una acción que requiere un trabajo multidisciplinario, la colaboración de profesionales en diversos campos, la participación de especialistas en distintas ramas de la ingeniería El grado de participación de cada uno dependerá de las condiciones que se hayan presentado para llevar a cabo la intervención (Meli, 1998).

La integridad de una edificación histórica puede verse afectada por un conjunto de factores que incluyen eventos sísmicos, asentamientos, presencia de lluvias intensas, agentes naturales como la intemperie, consecuencias negativas de excavaciones o construcciones vecinas. Cuando uno o varios de estos agentes han perjudicado de manera notoria a la estructura, la actividad fundamental para su conservación pasa de ser una tarea de mantenimiento a una que requiere mayor enfoque técnico como lo es la restauración (Meli, 1998).

2.1.2. ESTRUCTURAS.

La configuración y disposición de los componentes resistentes de una estructura histórica pueden ser simples o tener un alto grado de elaboración, lo que implica una distribución compleja de las fuerzas que actúan sobre los elementos estructurales.

Con frecuencia el valor histórico de una edificación se encuentra inmerso en la solución estructural que se implementó en cierta época, ya sea como una alternativa innovadora o como un enfoque técnico con el cual fue concebida. Independiente del material que constituya a un edificio histórico, la forma o el método de construcción, el comportamiento estructural se basa en los mismos principios de la ingeniería estructural que se aplica a las edificaciones actuales y su estabilidad se deberá estudiar con procedimientos derivados de los mencionados antecedentes (Meli, 1998).

Los campos de estudio de la ingeniería estructural relacionados con las edificaciones históricas no se condicionan solamente a realizar el cálculo y análisis de esfuerzos que permitan una revisión de seguridad y el planteamiento de una intervención, sino que adicionalmente se deben incluir etapas complementarias que dirijan al proyecto a corregir deficiencias y restablecer condiciones de resistencia (Meli, 1998), (Placencia, 1993).

2.1.3. DESARROLLO DE LA INGENIERÍA ESTRUCTURAL.

La determinación de la geometría y propiedades mecánicas de los elementos resistentes de una estructura mediante procesos técnicos y sustentados es una

práctica reciente aplicada a las distintas tipologías constructivas, este cambio paulatino se debió a la necesidad de ampliar las edificaciones, mejorar la concepción de las mismas mediante un diseño sismo resistente, cumplir con un control de calidad de los materiales implementados y acatar las normativas vigentes y en continuo desarrollo.

La continua evolución de la práctica estructural permitió la creación de una base empírica de conocimientos basados en métodos de ensayo y error, es así que las edificaciones que hasta el día de hoy se mantienen en pie resultaron a partir de numerosas experiencias negativas que permitieron llegar a conocer los límites, además del comportamiento de los elementos y materiales usados (Meli, 1998).

Los indicios empíricos acerca del diseño de estructuras permitieron establecer criterios de relaciones geométricas que debían mantener los componentes resistentes para certificar su estabilidad, llegando así a la actualidad donde se han difundido y desarrollado gran variedad de técnicas para el análisis y diseño de edificaciones, mediante las cuales se busca estudiar con mayor acercamiento técnico a la diversidad de tipologías estructurales sometidas ante cualquier solicitación externa que pueda comprometer el estado de las edificaciones, sin embargo, los métodos específicos son aplicables a estructuras modernas que tienen inmersas hipótesis aceptables a estas últimas y son poco adecuadas para la aplicación en edificios históricos (Meli, 1998).

Existen diferencias muy marcadas entre estructuras modernas y antiguas, las edificaciones actuales están compuestas por elementos lineales de fácil modelización mientras que las históricas poseen una geometría con mayor elaboración y complejidad, además, los materiales modernos poseen propiedades mecánicas uniformes y un comportamiento lineal, por el contrario los materiales de las estructuras antiguas suelen tener variabilidad en sus propiedades mecánicas y los elementos poseen un comportamiento no lineal debido a la progresiva fisuración (López, Oller, & Oñate, 1998); (Meli, 1998).

Frecuentemente, profesionales en ingeniería realizan estudios en edificaciones históricas haciendo uso de las mismas normativas que se emplean hacia edificaciones modernas, lo que conlleva a evaluaciones erróneas, con frecuencia

este criterio va acompañado del menosprecio de los materiales originales que conforman a dichas estructuras y la sustitución de los mismos por materiales modernos sin una validación técnica que garantice la estabilidad y seguridad del monumento (Meli, 1998).

2.1.4. PRINCIPALES PROBLEMAS DEL DETERIORO DE EDIFICIOS PATRIMONIALES.

Las construcciones históricas a medida que transcurre el tiempo se ven afectadas por varios factores que amenazan la seguridad de la edificación, su deterioro paulatino es producto de:

- Efectos ambientales.
- Eflorescencia.
- La acción del suelo.
- La vulnerabilidad ante cargas dinámicas.
- Deslizamientos.
- Hundimientos.
- Fatiga de los materiales.
- Intervenciones estructurales muchas veces incorrectas e incompatibles con el sistema constructivo.
- Falta de mantenimiento.

2.1.5. MEDIDAS DE INTERVENCIÓN.

El proceso de intervención de edificaciones históricas agrupa varias etapas que se complementan entre sí, implica actividades de identificación de problemas y daños, diagnóstico de seguridad estructural, la propuesta de una o varias alternativas de refuerzo y la evaluación técnica viable de la investigación, a esto se debe adicionar el acoplamiento entre el conocimiento científico y cultural con la experiencia obtenida a través de los años sin otro propósito que el de salvaguardar los valores históricos (Peña Mondragón, 2010).

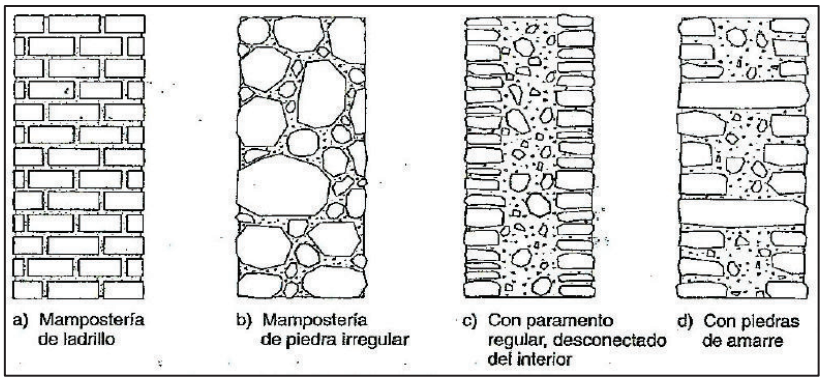
2.2. CLASIFICACIÓN DE SECCIONES DE MAMPOSTERÍA

Se define como mampostería a la combinación de materiales pétreos o unidades de ladrillos con mortero, siendo el último el que cumple con varias funciones y da ciertas características a las secciones (Meli, 1998).

Según Meli (1998), la clasificación de mampostería se complica al momento de estudiar la gran cantidad de técnicas constructivas utilizadas en los edificios antiguos, esto no disminuye la importancia de la determinación de los materiales que constituyen la misma ni la forma de arreglo de los mampuestos pues de estas propiedades dependen las características de mecánicas que va a tener los elementos.

Según el tipo de piedra y mortero utilizado se puede diferenciar múltiples configuraciones, para la evaluación estructural se puede separar en aquellos que tienen mampuestos regulares, mampuestos irregulares, además de los que tienen una distribución desorganizada de unidades y un último arreglo en el que se aprecia en el exterior aparejos regulares y en el interior un relleno de hormigón ciclópeo (Meli, 1998).

FIGURA 2. 1. Ejemplos de tipos de arreglos de mampostería en edificios históricos.



FUENTE: (Meli, 1998).

La clasificación de los mampuestos no se da únicamente por los materiales de fabricación pues son generalmente los que están disponibles en la zona, sino también por las técnicas de construcción empleadas para su elaboración.

Dado la gran variedad de tipologías de mampostería es necesario un estudio que permita comprender el comportamiento mecánico de falla, por lo que el estudio de las mamposterías debe realizarse con exhaustiva investigación de acuerdo a los tipos de geometría y técnicas de construcción usadas en las diferentes capas que constituyen los elementos estructurales (Binda & Saisi, 2001).

Los primeros estudios que se realizaron para la caracterización de la sección transversal de mampostería se los llevó a cabo en los años 90, parten de una inspección visual para llegar a una clasificación tomando en cuenta la unión de los mampuestos o la forma de trabado de los mismos pues es un factor importante que determine su comportamiento.

Entre otros parámetros que definen el tipo de mampostería se requieren: dimensión de los elementos, forma y trabajabilidad de las unidades, textura del mampuesto, cantidad y calidad de mortero, presencia de capas, características de la sección y por último, pero no menos importante la homogeneidad de los materiales.

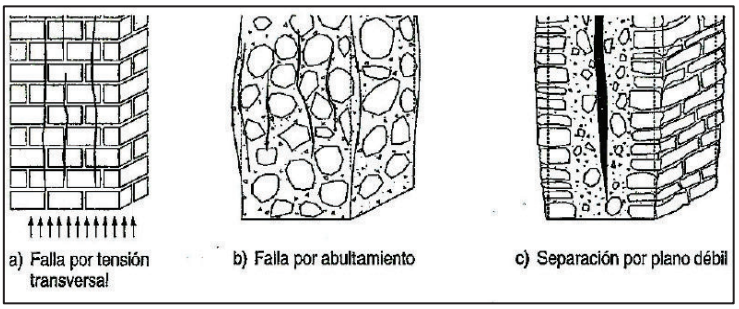
Giuffrè (1991), propone así una clasificación de acuerdo a la relación establecida de la distancia entre unidades de trabado o de amarre consecutivas y el espesor del muro, este parámetro propuesto representaría la resistencia a pandeo del elemento (Binda & Saisi, 2001).

La verificación de los parámetros anteriormente revisados permite catalogar las paredes o elementos de mampostería según la cantidad de mortero, vacíos y forma del trabado que permitirá saber la estabilidad de los elementos; posterior a esta identificación es necesaria la clasificación según la cantidad de capas y el tipo de unión entre ellas, características importantes para definir el comportamiento estático de la mampostería.

Como se mencionó con anterioridad la conformación y ubicación de los elementos de mampostería influyen en el comportamiento mecánico de los mismos, por lo que además de la estabilidad es necesario reconocer la forma típica de falla que pueden tener las secciones según la clasificación más común presentada al inicio de este apartado.

En los arreglos de ladrillo generalmente se prevé falla por tensión transversal, en aquellos de piedra irregular se espera aplastamiento del mortero o desprendimiento de piedras, mientras en los elementos deformados por varias capas se espera una delaminación cuando no existe alguna forma de amarre (Meli, 1998).

FIGURA 2. 2. Modos de falla según los tipos de arreglos y materiales usados.

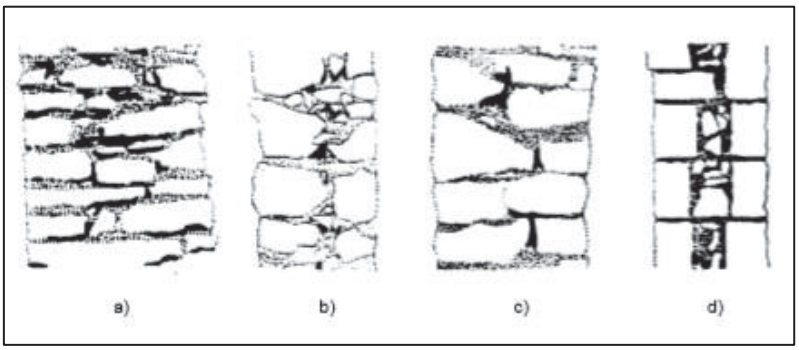


FUENTE: (Meli, 1998).

2.2.1. CLASIFICACIÓN DE SECCIONES DE MAMPOSTERÍA DE LADRILLO

Generalmente los elementos de mampostería están formados por una o varias capas de ladrillos sólidos por lo que es fácil su clasificación a través de su espesor. Los elementos antiguos de mampuesto son usualmente gruesos con una distribución poco homogénea de los materiales, generalmente se observa que únicamente la capa visible de los elementos está realizada con ladrillos enteros y de forma regular, por el contrario, en el interior se encuentran restos de mampuestos y mortero (Binda & Saisi, 2001).

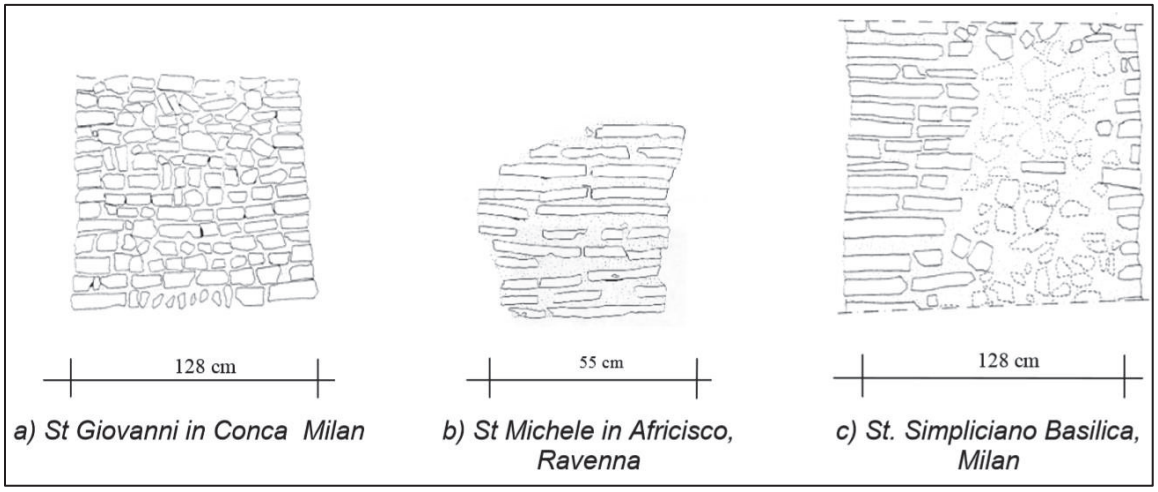
FIGURA 2. 3. Clasificación de secciones transversales: a) Una capa; b) Dos capas sin conectividad; c) Dos capas con conectividad; d) Tres capas



FUENTE: (Binda & Saisi, 2001).

Según las encuestas realizadas en Italia se observan diferentes tipos de juntas de mortero entre las piezas de ladrillo, cuyo grosor genera una clasificación diferente y se presentan como ejemplos los tipos de paredes observadas en diferentes puntos del país europeo (Binda & Saisi, 2001).

FIGURA 2. 4. Ejemplos de secciones de paredes de ladrillo: a) Paredes sólidas con delgadas uniones de mortero, b) Paredes sólidos con uniones gruesas de mortero, c) Paredes con diversas capas y diferentes espesores en sus uniones.



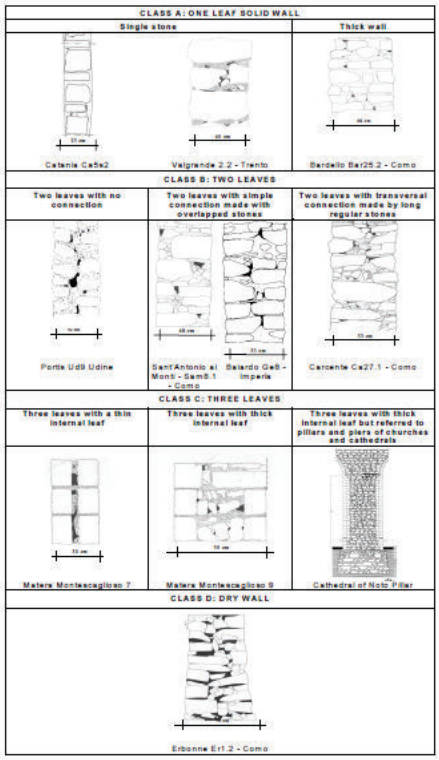
FUENTE: (Binda & Saisi, 2001).

2.2.2. CLASIFICACIÓN DE SECCIONES DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRA

Según Meli (1998), la piedra es un material común usado históricamente para la mampostería además en muchos casos es usado para la creación de elementos monolíticos que se encuentran constituidos por la sobreposición de bloques o sillares. Generalmente se han escogido las piedras para elementos estructurales basados en durabilidad y trabajabilidad, siendo la durabilidad incluso más importante que la resistencia.

Las secciones formadas por piedras diferirán en la clasificación debido al material del que estén fabricadas, además de luego subdividirse según las capas por las que están compuestas (Binda & Saisi, 2001).

FIGURA 2. 5. Ejemplo de clasificación de secciones de mampostería.



FUENTE: (Binda L. , Saisi, Messina, & Tringali, 2001)

Para caracterizar según el material se puede hablar principalmente de rocas ígneas y sedimentarias; las primeras resultantes de la consolidación de magma son más duras y difíciles al momento de dar forma por lo cual se han usado para configuraciones sencillas o simplemente como grandes bloques, mientras las segundas son más trabajables pues han resultado de la descomposición y sucesiva reconsolidación de las ígneas lo cual permite su cortado y labrado (Meli, 1998).

2.3. SISTEMAS TRADICIONALES DE CONSTRUCCIÓN EN ECUADOR

El estudio de los sistemas constructivos, el material del cual se compone y la técnica empleada forman parte del conjunto de actividades importantes que se deben realizar al momento de proponer soluciones de intervención en edificaciones con carácter histórico. Debe mencionarse además que el Ecuador es un país con gran historial sísmico y las estructuras fabricadas mediante técnicas tradicionales

presentan un comportamiento desfavorable ante carga lateral, produciéndose en algunos casos el colapso parcial o total de la edificación (Fernández, 2000).

El propósito de esta sección es identificar las características estructurales de los métodos tradicionales en construcciones históricas, en los estudios técnicos dirigidos hacia las mismas debe tenerse cierto cuidado con la gran variedad de tipologías constructivas, la dispersión de las propiedades mecánicas, las condiciones ambietales y las intervenciones realizadas en la estructura a lo largo del tiempo (Meli, 1998).

Los sistemas constructivos tradicionales presentes en edificaciones patrimoniales y los materiales resistentes, se describen a continuación:

2.3.1. CONSTRUCCIONES DE ADOBE

DEFINICIÓN Y SISTEMA CONSTRUCTIVO

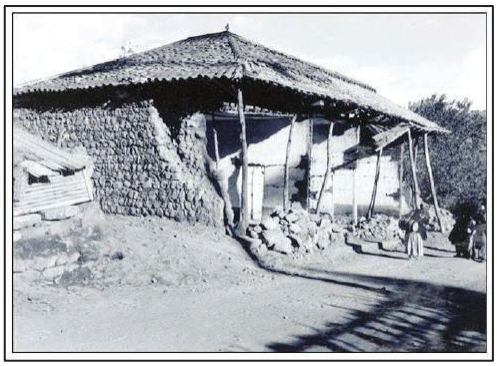
En la región andina son comunes las viviendas fabricadas de adobe ya sea simple o reforzado con elementos de madera u hormigón, estas se encuentran especialmente en las zonas rurales y suburbanas. La modalidad constructiva ha presentado desde muchos años atrás varias ventajas en cuanto a su facilidad de ejecución y el bajo costo que se requiere para edificarla, no obstante, debe mencionarse que también presenta desventajas debido a los evidentes movimientos sísmicos capaces de causar agrietamientos y colapso de su sistema resistente (Alvarado, y otros, 2008).

TIERRA SIMPLE

La tierra como material de construcción es fácil de moldear una vez humedecida, transcurrido determinado tiempo esta se seca y endurece obteniendo gran capacidad resistente a compresión. Entre las ventajas más considerables de las viviendas de tierra se pueden mencionar: la resistencia al fuego, la aislación acústica, la regulación térmica y la compatibilidad ecológica. La tierra debido a la presencia de arcillas plásticas favorece a la resistencia ante esfuerzos a compresión sin embargo esta resistencia se ve disminuida cuando los elementos

se encuentran sometidos ante esfuerzos de tracción (Blondet, Vargas, Tarque, & Iwaki, 2011).

FIGURA 2. 6. Casa de adobe afectada por el terremoto de Ambato en 1949.



FUENTE: (Alvarado, y otros, 2008)

TIERRA ARMADA

Se denomina tierra armada al sistema constructivo fabricado con materiales de tierra y refuerzos compatibles resistentes a tracción, en algunos casos los refuerzos están conformados con madera, concreto, caña (bahareque) o mallas, que conjuntamente aprovechan las ventajas mecánicas del sistema ya compuesto. La tierra armada trabaja micro fisurada y su comportamiento sísmico ante carga lateral es eficiente debido a la resistencia a tensión que le proporcionan los elementos de refuerzo, pues estas fuerzas pretenden separar o extender los materiales, disminuyendo los desplazamientos y la presencia de fisuras (Blondet, Vargas, Tarque, & Iwaki, 2011).

FIGURA 2. 7. Vivienda de bahareque en Ecuador, inspeccionada tras el terremoto del 16 de abril del 2016.

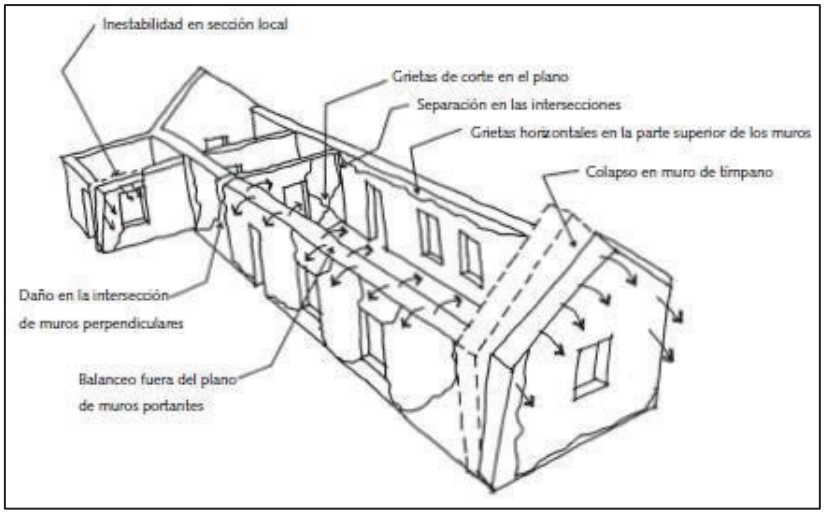
FUENTE: (Van Drunen, Cangás, Rojas, & Kaminsky, 2016)

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE ADOBE

De acuerdo a (Fernández, 2000); (Alvarado, y otros, 2008), el comportamiento sísmico de las estructuras de adobe puede ser estimado a través de la observación de síntomas presentes en los elementos de los inmuebles, entre los mismos podemos nombrar como más representativos a los siguientes:

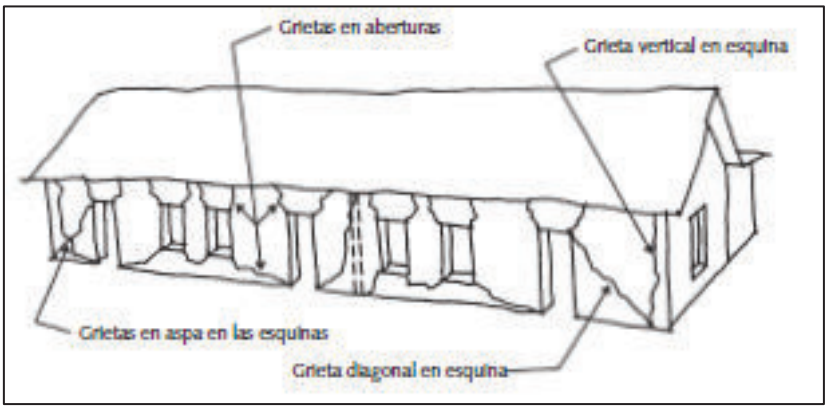
- Fisuras y agrietamientos localizados en las juntas de los muros, debido a la presencia de fuerzas sísmicas que actúan perpendicularmente al plano de la pared, produciéndose de esta manera la separación de los muros.
- Cuarteaduras diagonales que forman una “X” en los muros donde existen aberturas por presencia de puertas y ventanas, producto de la acción de fuerzas laterales en el mismo plano del muro, ocasionado esfuerzos de corte que generan tensión diagonal.
- Fisuras en la parte superior del muro donde se asienta el techo, se producen grandes esfuerzos en la zona del cumbrero, registrándose usualmente el colapso parcial o total de la pared.
- Fisuras y agrietamientos en la pared media alta.
- Grietas en las bases de los muros.

FIGURA 2. 8. Daños típicos en edificaciones históricas de adobe.



FUENTE: (Leroy Tolles, Kimbro, & Ginell, 2005).

FIGURA 2. 9. Daños típicos en edificaciones históricas de adobe.



FUENTE: (Leroy Tolles, Kimbro, & Ginell, 2005).

FIGURA 2. 10. Construcción de adobe en California, antes y después del terremoto de Northridge, en 1994.

FUENTE: (Leroy Tolles, Kimbro, & Ginell, 2005)**.**

2.3.2. CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERÍA

DEFINICIÓN Y SISTEMA CONSTRUCTIVO

La mampostería es un sistema estructural tradicional compuesto en algunos casos por unidades o elementos de piedra, tierra o ladrillo, a menudo estas presentan huecos, son debidamente moldeadas y adheridas por medio de mortero, entre las funciones que cumple el mismo se destacan: permitir el posicionamiento deseado de las unidades, rellenar las aberturas, mejorar la transmisión de carga entre el conjunto unidad-mortero. De acuerdo a varios ensayos e investigaciones se puede afirmar que la mampostería es un sistema heterogéneo y anisótropo, pues posee importante capacidad de resistencia a compresión, mientras que la resistencia a tracción se ve disminuida dependiendo de la calidad del mortero ya que es menos

rígido, cabe mencionarse que en algunos casos las unidades han sido elaboradas de menor resistencia donde el conjunto unidad y mortero presenta una mejor o igual capacidad a tracción que la unidad por si sola (Gallegos & Casabonne, 2005)

Los tipos de mampostería a los que se hará referencia en esta sección son los descritos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC 2015, capítulo de mampostería estructural (NEC-SE-MP, 2015).

MAMPOSTERÍA REFORZADA, CONSTRUIDA CON UNIDADES DE PERFORACIÓN VERTICAL.

Es la tipología constructiva compuesta por unidades con perforación vertical, unidas mediante mezcla de mortero, reforzada internamente por medio de barras de acero, y que cumplen las siguientes condiciones:

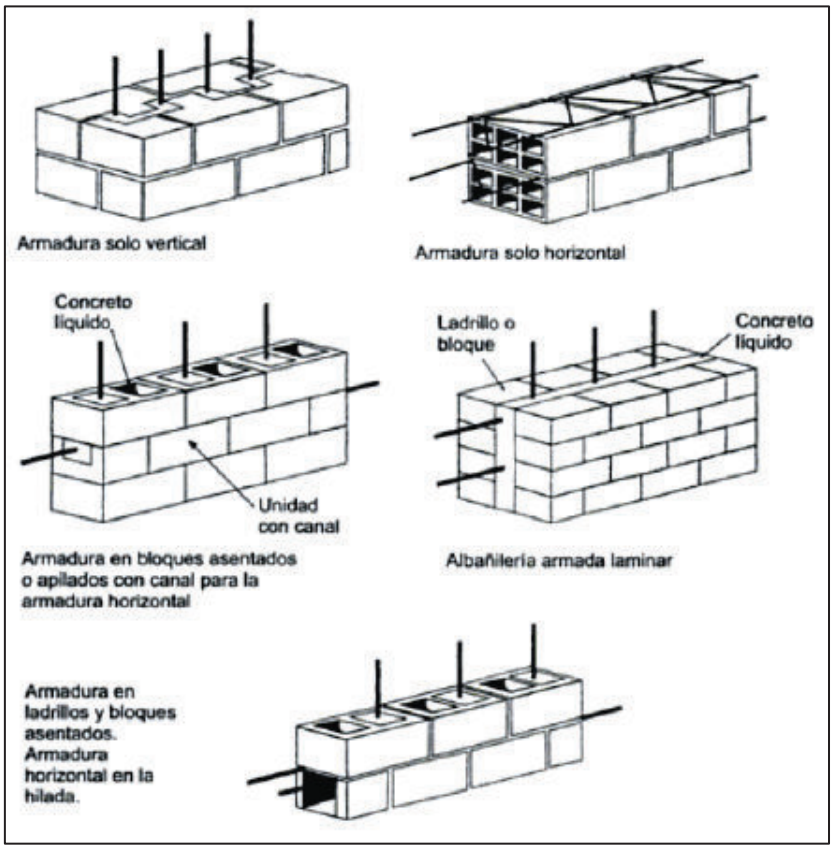
- Los muros clasificados en este tipo de mampostería tienen un espesor mínimo de 12 cm.
- Las unidades deben estar debidamente trabadas.
- La resistencia de esta mampostería f'm debe estar comprendida entre los valores 10 MPa y 28 MPa.

MAMPOSTERÍA PARCIALMENTE REFORZADA, CONSTRUIDA CON UNIDADES DE PERFORACIÓN VERTICAL.

Es el sistema constructivo compuesto por elementos de perforación vertical, adheridos por medio de mortero, tiene barras internas como refuerzo, y deben cumplir los siguientes requisitos para ser clasificada en esta sección:

- Los muros tienen un espesor mínimo de 12 cm.
- La resistencia a compresión f'm de este tipo de mampostería no puede ser menor a 8 MPa.

FIGURA 2. 11. Mampostería armada.



FUENTE: (Gallegos & Casabonne, 2005).

MAMPOSTERÍA NO REFORZADA.

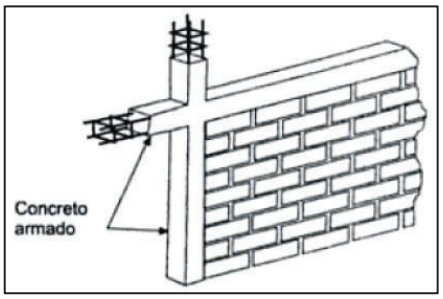
Definida como la modalidad constructiva conformada por unidades de mampostería unidas debidamente mediante mortero y que no cumple con las cuantías mínimas de refuerzo, establecidas en la normativa para la mampostería parcialmente reforzada.

- Los muros tienen un espesor mínimo de 120 mm.
- Deben ser diseñados por el método de esfuerzos admisibles.

MAMPOSTERÍA NO REFORZADA.

Conformada por unidades de mampostería, pegadas mediante mortero y reforzada principalmente con elementos de hormigón armado construidos en la periferia del muro logrando de esta manera confinar al conjunto de unidades.

FIGURA 2. 12. Albañilería confinada.



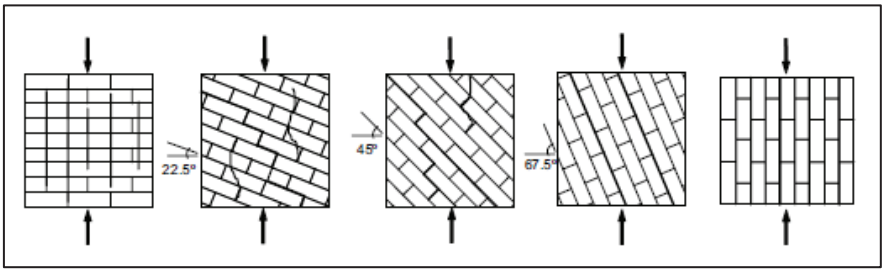
FUENTE: (Gallegos & Casabonne, 2005).

MODOS DE FALLA DE MAMPOSTERÍA DE LADRILLO SOMETIDA A ESTADOS DE CARGA UNIAXIAL.

Según López (1998), los modos de rotura de muros de mampostería sometidos bajo estado de carga uniaxial se presentan en función del ángulo entre las juntas y la dirección de la aplicación de la carga.

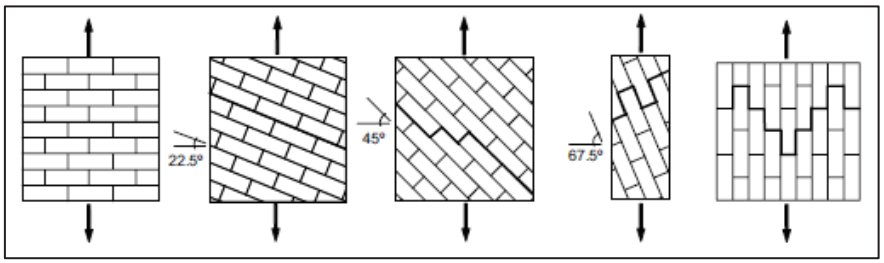
- Bajo estado de carga de compresión perpendicular a las juntas principales, las unidades de mampostería fallan a tracción, presentando fisuras que coindicen con las juntas verticales.
- Si la carga es efectuada paralelamente a las juntas principales, se produce la separación de hiladas debido a las fisuras rectas.
- En estados intermedios de carga, se presenta separación de juntas o rotura a tracción de las unidades de mampostería, cabe mencionarse que las fisuras siempre se producirán en la misma dirección que las fuerzas de compresión.

FIGURA 2. 13. Modos de falla en muros sometidos a compresión uniaxial.



FUENTE: (López, Oller, & Oñate, 1998).

FIGURA 2. 14. Modos de falla en muros de ladrillo, sometidos a tracción uniaxial.

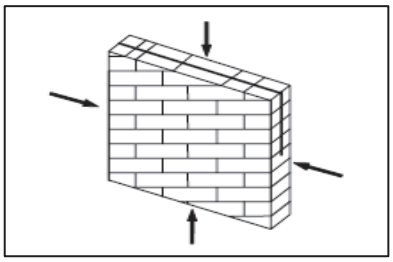


FUENTE: (López, Oller, & Oñate, 1998).

MODOS DE FALLA DE MAMPOSTERÍA DE LADRILLO SOMETIDA A ESTADOS DE CARGA BIAXIAL.

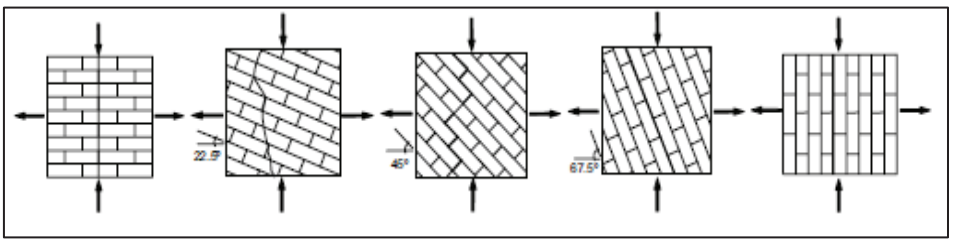
- Cuando al muro de mampostería se le aplica estados de carga compresión – compresión se presentan dos tipos de falla, el plano de falla ocurre en un plano paralelo al muro, si uno de los estados aplicados es mayor se produce un plano de falla perpendicular a la disposición del muro.
- En ensayos de paneles sometidos a combinación de estados de carga, tracción y compresión, la resistencia del muro depende de la orientación de las juntas principales.

FIGURA 2. 15. Modos de falla en muros de ladrillo, sometidos a compresión biaxial.



FUENTE: (López, Oller, & Oñate, 1998).

FIGURA 2. 16. Modos de falla en muros de ladrillo, sometidos a carga biaxial.



FUENTE: (López, Oller, & Oñate, 1998).

2.4. PATOLOGÍAS ESTRUCTURALES

Según la (NEC 2015) y de acuerdo a la guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, el comportamiento dinámico de una edificación que posee elementos estructurales y no estructurales debe ser analizado tomando en consideración la influencia del sistema en conjunto. Adicional a lo indicado, las configuraciones arquitectónicas y estructurales resultan cada vez más complejas lo que genera un desempeño deficiente del inmueble al momento de afrontar sismos.

En la actualidad varios de los problemas que presentan las edificaciones corresponden a la falta de asesoría profesional, permitiendo de esta manera el incremento de vulnerabilidad estructural y volviendo propensos los sistemas a sufrir graves daños. La mayoría de los deterioros se producen debido a irregularidades en la disposición de los elementos que forman parte del sistema estructural resistente.

Las estructuras patrimoniales en general presentan varios problemas de configuración, entre los cuales se puede mencionar la presencia de elementos esbeltos o paredes largas y altas, piso blando debido a la concentración de masas en los pisos superiores, amplias longitudes que acompañados de la configuración irregular y ejes no paralelos generan efectos de torsión. Los problemas mencionados además de la introducción de materiales contemporáneos hacen que cada una de los inmuebles sean considerados como únicos y necesiten un análisis específico que determine su comportamiento.

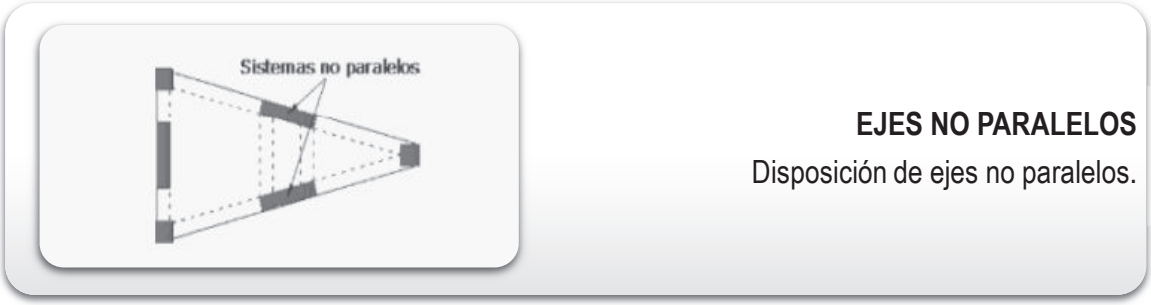
2.4.1. GEOMETRÍA Y DISPOSICIÓN EN PLANTA

Las configuraciones irregulares generan concentración de esfuerzos excesivos principalmente en esquinas, se presenta cuando la distribución en planta de la edificación tiene forma de U, L, T, H, O, etc. La mencionada patología puede ser corregida por medio de juntas constructivas que permitan la separación de los bloques preferentemente con formas simples (NEC 2015).

2.4.2. EJES NO PARALELOS

Es irregular la construcción que presente ejes que no guardan relación de paralelismo o simetría a los ejes principales de la edificación.

FIGURA 2. 17. Patologías estructurales.



FUENTE: (NEC 2015): Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.

2.4.3. TORSIÓN

Comportamiento debido al desplazamiento del punto de acción que existe entre el centro de masa y centro de rigidez de una estructura. Dicha excentricidad se considera alta cuando sobrepasa el 10% de la dimensión en planta.

2.4.4. PISO BLANDO

Representa vulnerabilidad debido a la baja resistencia y rigidez, esta patología es apreciable en planta baja o en pisos intermedios y suele ser provocado cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso superior (NEC 2015).

2.4.5. PAREDES LARGAS

Los sistemas tradicionales construidos con muros largos sin suficiente restricción lateral son susceptibles al colapso cuando la componente principal de un sismo actúa en dirección perpendicular a los muros, haciendo notoria la falta de

resistencia en esa dirección. Además, el problema estructural se puede agravar debido a procesos de humedad y desgaste de los materiales componentes.

2.4.6. PAREDES ALTAS

Los muros altos sin suficiente restricción en su altura son susceptibles al colapso y pandeo excesivo, haciendo notoria la falta de resistencia del elemento. Además, esta patología estructural se puede agravar debido a la presencia de humedad y desgaste de los materiales componentes en la base de las paredes, lo que debilita el comportamiento local y global de la estructura.

2.4.7. MARTILLEO

Efecto localizado en edificaciones adosadas que no presentan juntas de construcción lo que genera graves daños durante un evento sísmico por la interacción de las estructuras ya que el comportamiento dinámico de cada una es variable y no permite desarrollar las capacidades propias.

2.4.8. INCOMPATIBILIDAD DE MATERIALES

La incompatibilidad de un material con otro es notoria cuando ambos interactúan, pues provocan reacciones dañinas en el componente estructural, estos materiales tienen diferentes propiedades y características mecánicas que ocasionan cambios en el comportamiento del sistema estructural local y global.

2.5. PROCESOS PATOLÓGICOS

Para afrontar un problema constructivo es necesario conocer su origen, su proceso, las causas que lo condicionan, su desarrollo, los síntomas que presenta hacia la edificación y el elemento estructural específico en el que actúan, además de complementar esta información con el estado actual en el que se encuentra (Enciclopedia Broto de patologías de la construcción, 2004).

Los procesos patológicos que afectan a los elementos resistentes de un sistema constructivo se pueden clasificar en tres grupos: mecánicos, físicos y químicos, la gravedad de estos procesos depende de las acciones que lo provocan y del avance

que representan. Para actuar sobre los elementos de la edificación es importante realizar un estudio histórico del material, considerando las propiedades geométricas, mecánicas, físicas y químicas de los componentes estructurales (Monjo Carrió & Maldonado Ramos, 2001).

2.5.1. PROCESOS MECÁNICOS

Se define como una lesión o proceso mecánico a los factores que producen en el elemento estructural o material afectaciones en su integridad, por su importancia estos pueden ser: aberturas, desgaste, movimiento o separación de material o componentes del sistema constructivo (Enciclopedia Broto de patologías de la construcción, 2004).

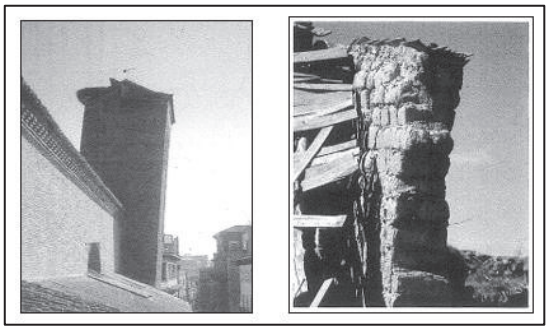
DEFORMACIONES EXCESIVAS

Estas lesiones se interpretan como la variación en la forma del material debido a la presencia considerable de esfuerzos, causados de manera indirecta por falta de capacidad de los elementos, cálculos erróneos, ejecución incorrecta de la obra, mientras que se producen de manera directa cuando los elementos se encuentran sometidos a estados de sobrecarga, ya sea por ampliaciones en la edificación o cambios de uso de la misma (Monjo Carrió & Maldonado Ramos, 2001).

- **FLECHAS:** Son el resultado de la flexión de los elementos horizontales como vigas y losas, se originan debido a la falta de sección, incremento o transmisión de carga desde otros componentes a los que se encuentran conectados.
- **PANDEOS:** Producidos debido a la concentración de esfuerzos de compresión que sobrepasan la capacidad de deformación de elementos verticales como muros y pilares.
- **DESPLOMES:** Resultado de empujes horizontales concentrados sobre la parte superior de elementos verticales, asentamientos previos o falta de sección, evidentes en muros y pilares.
- **ALABEOS:** Producto de la rotación de los elementos sometidos a esfuerzos horizontales, falta de dimensión y asentamientos considerables de los elementos resistentes, se presentan en vigas, muros y pilares.

- **HUNDIMIENTOS:** Consecuencia de asentamientos previos, desplomes, falta de sección o sobrecarga en los elementos estructurales como arcos, bóvedas y cúpulas.
- **ASENTAMIENTOS:** Causados por fallas en el terreno, secciones insuficientes o sobrecarga de los elementos estructurales de la cimentación, afectan a elementos estructurales como cimentación, muros y bóvedas.

FIGURA 2. 18. a) Asentamiento de torre de ladrillo, b) Deformación en la parte superior de muro de adobe producida por el empuje de cubierta.



FUENTE: (Monjo Carrió & Maldonado Ramos, 2001)**.**

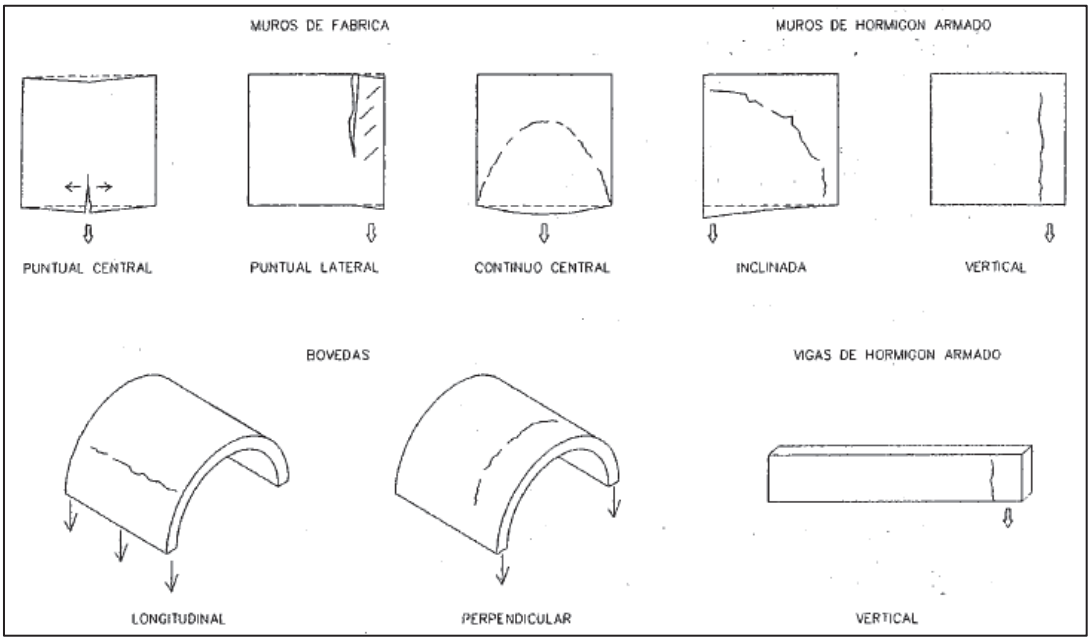
ROTURAS.

Se presentan superficialmente debido a las mismas causas mencionadas en las deformaciones, pueden ser directas o indirectas donde toman relevancia las producidas en condiciones de variada temperatura y humedad. Además, se considera como posibles causas a las deformaciones enlistadas en el punto anterior pues ocasionan esfuerzos de compresión, tracción y de corte que anteceden a la rotura en elementos adyacentes (Monjo Carrió & Maldonado Ramos, 2001).

- **GRIETAS:** Son aberturas longitudinales que afectan a todo el espesor de un elemento, cabe mencionar que las aberturas que afectan solamente a los acabados no se consideran grietas, en el hormigón armado estas no llegan a atravesar el elemento constructivo completamente como puede ser el caso de un elemento que si sea homogéneo (Enciclopedia Broto de patologías de la construcción, 2004).

a) **Por asentamientos:** Causadas por la incorrecta ejecución de la obra, por falta de sección en los elementos de la cimentación o en presencia de suelos expansivos:
   - En muros de mampostería o de hormigón las grietas son verticales o inclinadas por asentamientos puntuales, mientras que se disponen en forma de un arco de descarga debido a asentamientos continuos.
   - En bóvedas, son lineales y se presentan de acuerdo a la orientación de la estructura, causadas por asentamientos.

FIGURA 2. 19. Tipología de grietas presentes en elementos estructurales debido a asentamientos.

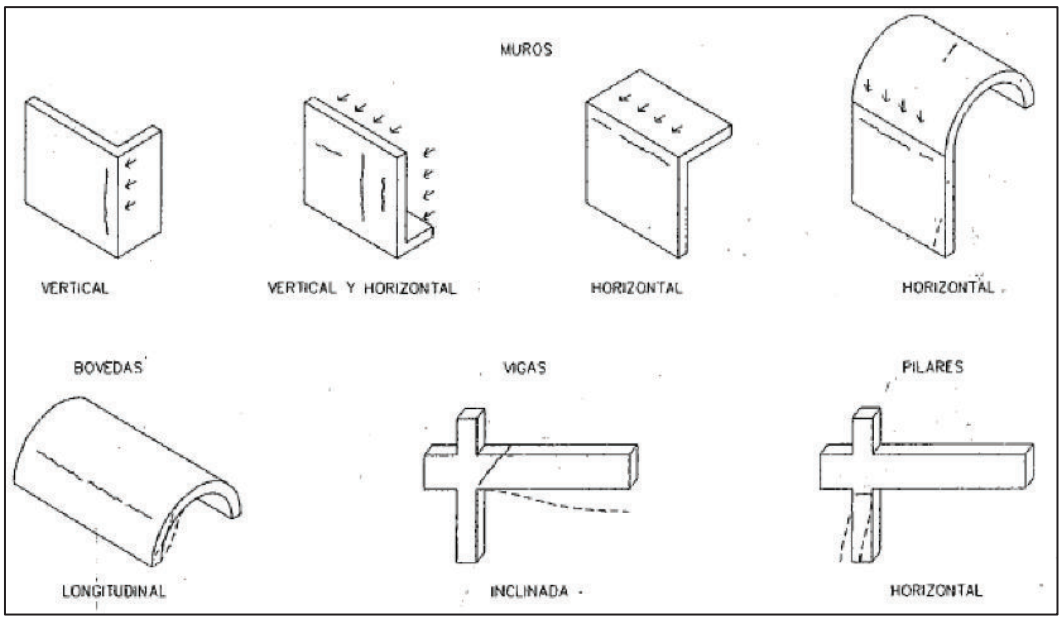


FUENTE: (Monjo Carrió & Maldonado Ramos, 2001).

b) **Por empujes:** Grietas que afectan a elementos sometidos a estados de carga para los cuales no fueron diseñados, usualmente se requiere refuerzo para mantener seguro el sistema resistente:
   - En muros estas grietas son verticales en intersecciones con otros muros o por fuerzas de empuje del suelo, son horizontales en las bases de las bóvedas, mientras que en elementos de hormigón armado su linealidad varía dependiendo de la disposición del refuerzo.

- En vigas y pilares se presentan inclinadas en los extremos produciéndose flechas considerables.
- En bóvedas las grietas se disponen de acuerdo a la directriz del elemento.

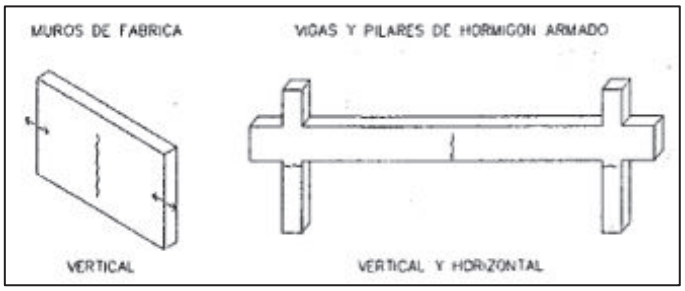
FIGURA 2. 20. Tipología de grietas presentes en elementos estructurales debido a empujes.



FUENTE: (Monjo Carrió & Maldonado Ramos, 2001)**.**

c) **Por dilataciones y contracciones higrotérmicas:** Son las grietas que afectan a los elementos cercanos de cerramientos, fachadas o de cubierta, cuando no se consideran juntas de dilatación:
   - En vigas de concreto son grietas verticales cercanas al centro geométrico del elemento, en pilares se presentan de manera horizontal en la parte superior debido a esfuerzos cortantes.
   - En muros las grietas son verticales en el su centro, además se localizan en esquinas de aberturas para puertas y ventanas o en intersecciones con elementos constructivos.

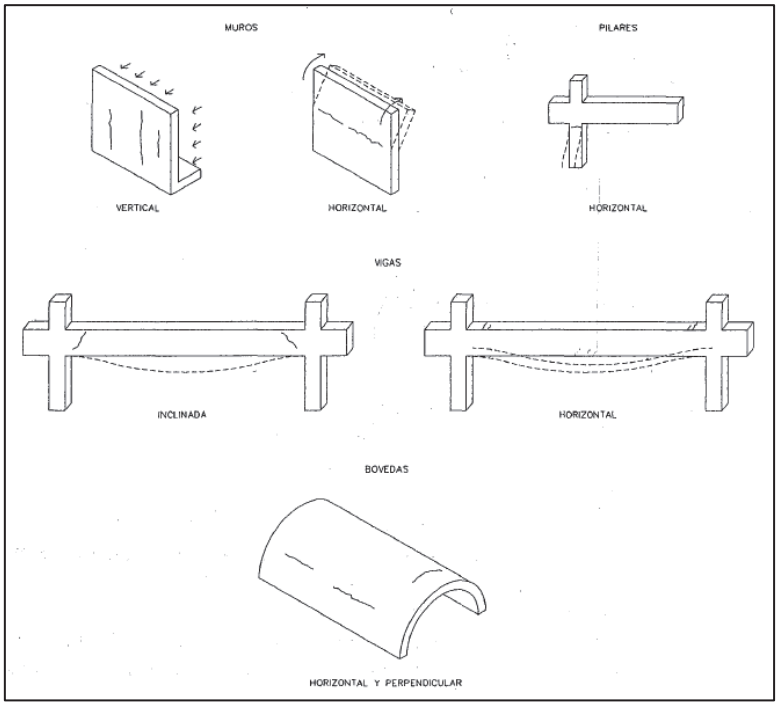
FIGURA 2. 21. Grietas debido a variaciones térmicas.



FUENTE: (Monjo Carrió & Maldonado Ramos, 2001)**.**

- **FISURAS:** Son aberturas longitudinales que afectan exteriormente a los componentes del sistema constructivo, los síntomas se presentan de la misma manera que en las grietas, se diferencia su origen y desarrollo ya que son consideradas una etapa que antecede a la formación de grietas, como ejemplo se puede mencionar que siendo el caso del hormigón armado, gracias a su armadura y su capacidad para disminuir deformaciones se presentan fisuras, mientras que en el caso de mampostería sus aberturas terminarían siendo grietas (Enciclopedia Broto de patologías de la construcción, 2004).
  a) **Por adherencia:** Fisuras que se producen debido a discontinuidades constructivas, por presencia de juntas, insuficiente adherencia o deflexiones.
  b) **Por acciones mecánicas:** Aparecen en elementos estructurales afectados por estados de agotamiento.
     - En muros son fisuras horizontales producto del pandeo o rotación y son verticales en condiciones de empuje que no llegan a afectar gravemente al elemento.
     - En vigas tienen forma inclinada en los extremos del elemento cuando ya es evidente la fecha excesiva.
     - En pilares son horizontales, se encuentran localizadas en la zona media del elemento y son causadas por problemas de pandeo.
     - En bóvedas, las fisuras son lineales y siguen un patrón de directrices por las fuerzas de empuje lateral.

FIGURA 2. 22. Tipología de fisuras presentes en elementos estructurales debido a acciones mecánicas.



FUENTE: (Monjo Carrió & Maldonado Ramos, 2001)**.**

c) **Por movimientos higrotérmicos:** Son fisuras locales y paralelas presentes en elementos estructurales expuestos a la intemperie, se forman además por la dilatación – contracción de acabados o retracción de morteros.

- **DESPRENDIMIENTO:** Es la separación o falta de adherencia entre un material usado como acabado y el elemento al cual está sujeto, comúnmente se produce debido a problemas de humedad, deflexiones o grietas.
- **EROSIONES MECÁNICAS:** Definidas como la perdida superficial de material debido a la acción de fuerzas como golpes o roces, a menudo aparecen en la parte inferior de las fachadas.

2.5.2. PROCESOS FÍSICOS

Estos problemas patológicos son consecuencia de procesos meteorológicos o filtraciones que actúan superficialmente en los elementos estructurales expuestos a la intemperie, afecta de esta manera a componentes porosos como son la

mampostería y el concreto (Enciclopedia Broto de patologías de la construcción, 2004).

HUMEDAD

Se origina en presencia de agua que sobrepasa los niveles considerados como normales en un material o elemento estructural donde puede producir variaciones en las características físicas (Enciclopedia Broto de patologías de la construcción, 2004).

- Humedad de obra.
- Humedad capilar.
- Humedad de filtración.
- Humedad de condensación.
- Humedad accidental.

EROSIÓN

Se define como la pérdida o cambio superficial, está relacionada con la meteorización de materiales pétreos, va acompañada de heladas, dilatación y caída de láminas superficiales del componente.

2.5.3. PROCESOS QUÍMICOS

Son producto de la combinación de contaminantes presentes en la atmósfera con agentes meteorológicos que actúan por medio de reacciones químicas: sales o ácidos, afectando la integridad de los materiales y reduciendo su durabilidad, también se consideran los ataques de organismos xilófagos en los elementos de madera (Monjo Carrió & Maldonado Ramos, 2001).

EFLORESCENCIAS.

Proceso patológico causado directamente por la humedad, los materiales tienen sales solubles que a través de la evaporación cristalizan la superficie.

OXIDACIÓN Y CORROSIÓN

Cambios moleculares que producen perdida superficial de material al estar en contacto con humedad, se presentan en metales como el acero y el hierro.

EROSIÓN BIOLÓGICA

Aparece principalmente en elementos estructurales de madera como consecuencia de ataques de insectos y hongos que degradan al material.

Como resumen de los procesos patológicos descritos anteriormente se presenta el siguiente cuadro:

TABLA 2 1. Resumen procesos patológicos en elementos estructurales.

LESIÓN	TIPO	CAUSA	ELEMENTO AFECTADO	EFECTO
Deformación	Flecha	Sección insuficiente	Vigas, losas	Pérdida de orientación en elementos
		Sobrecarga		
	Pandeo	Concentración de esfuerzos	Muros, pilares	Desplazamientos transversales a la dirección principal de compresión
	Desplome	Empujes concentrados	Muros, pilares	Insuficiente verticalidad
		Asentamientos previos		
		Sección insuficiente		

LESIÓN	TIPO	CAUSA	ELEMENTO AFECTADO	EFECTO
Deformación	Alabeo	Rotación de elementos	Muros, pilares y vigas	Desplazamientos transversales a la dirección principal de compresión
		Sección insuficiente		
		Asentamientos		
	Hundimiento	Asentamientos previos	Arcos, bóvedas y cúpulas	Pérdida de directriz
		Desplomes		
		Sección insuficiente		
		Sobrecarga		
	Asentamiento	Fallas en el terreno	Cimentación, muros y bóvedas	Desplomes, hundimientos y roturas
		Sección insuficiente		
		Sobrecarga		
Rotura	Grietas	Por asentamientos	Muros de carga	Grietas verticales
				Grietas inclinadas
				Grietas en forma de arco
			Vigas de hormigón armado	Grietas verticales
				Grietas inclinadas
			Bóvedas	Lineales
		Por empujes	Muros	Verticales en encuentro con muros
			Vigas y pilares de hormigón armado	Inclinadas en empotramientos y horizontales en parte superior de pilares
			Bóvedas	Lineales
		Por dilataciones y contracciones higrotérmicas	Vigas de hormigón armado	Verticales cercanas al centro
			Pilares	Horizontal en la parte superior
			Muros de carga	Verticales en su centro
	Fisuras	Por falta de adherencia	Elemento estructural de soporte en presencia de juntas	Fisuras en acabados
		Por acciones mecánicas	Muros	Fisuras horizontales producto de pandeo o rotación y verticales ante fuerzas de empuje
			Vigas	inclinadas en los extremos
			Pilares	Horizontales en la zona media
Rotura	Fisuras	Por movimientos higrotérmicos	Elementos expuestos a la intemperie	Locales y paralelas

		Por corrosión de armaduras	Elementos expuestos a la intemperie	Fisuras locales próximas al refuerzo
	Desprendimiento	Humedad, deflexiones y grietas	Acabados	Separación de materiales
	Erosiones mecánicas	Golpes o roces	Parte inferior de fachadas	Pérdida superficial de material
Humedad	Humedad de obra	Agua que sobrepasa los niveles normales en un material	Elementos estructurales en general	Variaciones en características físicas
	Humedad capilar			
	Humedad de filtración			
	Humedad de condensación			
	Humedad accidental			
Erosión	Erosión física	Meteorización	Mamposterías	Caída láminas superficiales del material
	Erosión biológica	Ataques de insectos y hongos	Elementos estructurales de madera	Pérdida de material y pudrición
Eflorescencia		Humedad	Mamposterías	Cristalización de superficie
Oxidación y corrosión		Humedad	Elementos conformados por hierro o acero	Pérdida de material

FUENTE: (Enciclopedia Broto de patologías de la construcción, 2004); (Monjo Carrió & Maldonado Ramos, 2001).

2.6. MÉTODOS DE ENSAYO NO DESTRUCTIVOS Y DESTRUCTIVOS PARA DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS FÍSICOS Y MECÁNICOS DE LOS MATERIALES.

La existencia de una gran cantidad de inmuebles hechos de mampostería a demandado el uso de ensayos que permitan conocer las características de los materiales obtenidas anteriormente a través de ensayos destructivos que constaban en la extracción de primas que provocaban la deformación y daño del edificio además de arrojar resultados con errores considerables (Schuller & Suprenant, 1995).

Los ensayos no destructivos han sido desarrollados desde los años 80 resultando atractivos ´por limitar los errores y permitir la evaluación de bienes históricos pues no altera la estética de estos.

2.6.1. PLANIFICACIÓN DE LA EVALUACIÓN

Los objetivos de la investigación deben estar bien definidos pues influirán en la elección de los métodos de ensayo, el número de lugares en que deben realizarse y la interpretación de los resultados. Una planificación previa permite cumplir con el costo y tiempo previstos para la investigación, además de garantizar que los resultados obtenidos serán útiles. Cabe destacar que los ensayos in situ resultan

raramente como han sido planeados por lo que los objetivos deben ser revisados a menudo mientras se van encontrado los resultados deseados.

Conocer la cantidad de ensayos disponibles y las limitaciones de cada uno permiten una planificación adecuada (Suprenant & Schuller, 1994).

2.6.1.1.OBJETIVOS DE LOS ENSAYOS IN SITU

Según Schuller y Suprenant (1995), en el libro de ensayos no destructivos los objetivos pueden ser agrupados en:

- **Control de calidad**
  Ensayos que buscan garantizar la calidad de los materiales provistos y del producto construido
- **Conformidad**
  Sirven para verificar que la construcción ha sido realizada de manera apropiada, la radiografía de paredes enlucidas permite comprobar que se cumpla las longitudes de traslape.
- **Evaluación**
  Los ensayos para evaluación intentan predecir el comportamiento de una estructura o de un elemento estructural. Sirven para evaluar la integridad o el nivel de seguridad de un inmueble, dichos ensayos pueden ser necesarios cuando va a haber un cambio de ocupación de la estructura, o por otro lado cuando se ha observado el deterioro de material o un daño estructural.

2.6.1.2.EXÁMEN Y MUESTREO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

Se podría simplificar la evaluación en un planteamiento de metodología, investigación preliminar, recopilación de datos y finalmente el detalle de la investigación.

La metodología planteada deberá estar de acuerdo con el alcance y objetivos de la investigación, así también las partes interesadas deberán aprobar lo establecida. El plan debe estipular el presupuesto y tiempo planeado para la investigación.

Según Schuller y Suprenant (1995), los propósitos de la examinación de la mampostería suelen ser semejantes a los propuestos por la ASTM para el estudio del concreto.

- Determinar la capacidad que tiene la mampostería para afrontar de manera satisfactoria condiciones inesperadas que se puedan presentar en el futuro.
- Identificar procesos o materiales que estén causando agotamiento o falla.
- Encontrar defectos de la mampostería que pudieran contribuir a un desempeño insatisfactorio o incluso a la falla de los elementos.
- Establecer métodos de reforzamiento o reparación que no generen peligro o incrementen la posibilidad de que algunos elementos se agoten.
- Determinar si los requerimientos de construcción y especificaciones son las adecuadas o solicitadas.
- Buscar información que permita determinar la responsabilidad legal o financiera en casos que han presentado fallas o un desempeño insatisfactorio.
- Evaluar el comportamiento de los componentes usados en una estructura de mampostería.

La **metodología** debe incluir el propósito inicial de la investigación donde se detalle el estado actual y condiciones en las que se encuentra la mampostería (Suprenant & Schuller, 1994).

Para definir el alcance de la investigación debería tomarse en cuenta las zonas donde se observe fisuras o deterioro de los materiales, intrusión de agua o excesiva deflexión en elementos. El alcance deberá incluir una parte significativa de la estructura o incluso la estructura completa y tomar en cuenta elementos estructurales que comprometan la estructura como cimentaciones y diafragmas.

La **investigación preliminar** generalmente consiste en una inspección visual, revisión adecuada de informes y ensayos realizados con anterioridad del inmueble y provee una planificación adecuada para la investigación a realizarse (Schuller & Suprenant, 1995).

En la **recopilación de datos**, incluye la revisión de la información obtenida en la investigación preliminar, en esta etapa se debe presentar la evaluación o determinación de cargas a las que está sometida la estructura tales como viento, lluvia, nieve, granizo o sismos, siendo las dos últimas las que tomaremos en cuenta para el presente estudio.

En el **detalle de la investigación** se incluirán los procedimientos a realizarse acorde al alcance del estudio y que permitan alcanzar los objetivos de este con el presupuesto necesario y en el tiempo establecido. Esta etapa permite una examinación de la mampostería, incluirá fotografías, mapas de fisuras y las pruebas de campo a realizarse (Suprenant & Schuller, 1994).

El **reporte** final servirá para plantear las observaciones necesarias respecto a los procedimientos realizados y a los detalles del estudio, y culminará con las conclusiones respectivas.

2.6.2. MÉTODOS DE ENSAYOS DISPONIBLES

Hay una variedad de ensayos que permiten la evaluación de la mampostería en el sitio, en la tabla presentada se provee una lista de ensayos y las características específicas que evalúa cada uno.

No todos los ensayos son no destructivos, algunos necesitan la extracción o remoción de especímenes. Algunos de los ensayos dejan marcas debido a su aplicación por lo que es recomendable realizar un ensayo previo en un lugar discreto que permita la observación de los efectos por parte del arquitecto responsable (Suprenant & Schuller, 1994).

Según Binda, Lualdi y Saisi (2007), los ensayos a través de georadares se han vuelto más comunes por la eficiencia de los resultados que arroja, así también los ensayos petrográficos y aquellos que usan tecnología infrarroja, mismos que han sido usados en general para la caracterización del estado de conservación de las paredes.

Los ensayos que necesitan la extracción de prismas o núcleos generalmente necesitan el uso de agua, condición que afecta tanto el exterior de las paredes como el interior por lo que no son recomendables en edificios de interés histórico.

La cantidad de ensayos para la determinación de características de los materiales es extensa por lo que se presenta la TABLA 2.2 de resumen con los resultados que proporciona cada ensayo.

TABLA 2 2. Métodos de ensayo y resultados.

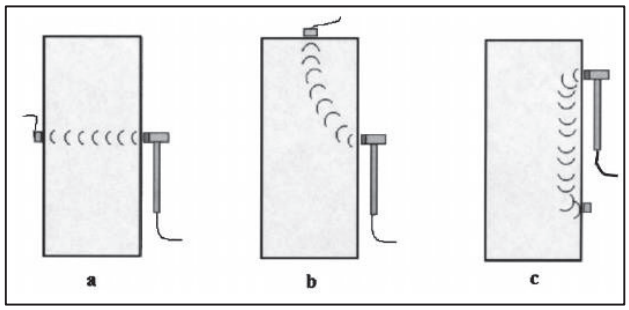
	MÉTODO DE ENSAYO																
CONDICIÓN	ÓPTICO - VISUAL (VISUAL- OPTICAL)	REBOTE (REBOUND)	EXTRACCIÓN (PULL OUT)	PERFORACIÓN (DRILLING)	PENETRACIÓN (PENETRATION)	EMPUJE (PUSH SHOOVE)	NÚCLEO (CORE)	(BOND WRENCH)	(FLAT JACK)	VELOCIDAD DE PULSO (PULSE VELOCITY)	(IMPACT ECHO)	MAGNÉTICO (MAGNETIC)	RADIOGRAFÍA (RADIOGRAPHIC)	TERMOGRAFÍA INFRARROJA (INFRARED TERMOGRAPHY)	CORROSIÓN (CORROSION ACTIVITY)	PETROGRAFÍA (PETROGRAPHY)	ENSAYO DE CARGA (LOAD TESTING)
Fuerza in situ		x	x		x	x	x	x	x	x	x						x
Uniformidad in situ	x	x	x	x	x				x	x							
Deformidad in situ									x								x
Esfuerzo in situ									x								
Ubicación de fisuras	x									x	x		x				
Movimiento de fisuras	x																
Comportamiento ante cargas																	x
Medida de varillas, recubrimiento y ubicación												x	x	x			
Anclaje												x	x	x			
Vacios en macillado	x									x	x		x	x			
Vacios en mampostería	x									x	x		x	x			
Corrosión en varillas	x														x		
Problemas de durabilidad	x									x	x					x	

FUENTE: (Suprenant & Schuller, 1994)

2.6.2.1.VELOCIDAD ULTRASÓNICA.

Son usados en general para determinar el tiempo de tránsito de una onda a través de paredes o muros de mampostería. La relación entre la longitud de la trayectoria y el tiempo dará como resultado la velocidad, Las unidades generalmente están en el rango de 40 a 60kHz y el grosor de las paredes que pueden ser medidas dependerá de los equipos a usarse. Los ensayos pueden ser realizados de manera directa, semidirecta e indirecta (Newman, 1992). Según McCann y Forde (2001) este método ha sido usado satisfactoriamente para la detección de vacíos en la mampostería que no presenta un alto grado de deterioro.

FIGURA 2. 23. Tipos de ensayo ultrasónico: a) Directo b) Semidirecto c) Indirecto



FUENTE: (McCann & Forde, 2001)

2.7. RECOMENDACIONES PROPUESTAS POR CARTAS INTERNACIONALES PARA LA CONSERVACIÓN Y RESTAURACIÓN DE MONUMENTOS.

Con la finalidad de acercar al lector a los conceptos básicos para la intervención patrimonial se menciona varias de las cartas redactadas por el ICOMOS organismo internacional que genera lineamientos con el fin de regular la conservación de monumentos y bienes de interés cultural para los pueblos.

2.7.1. CARTA DE ATENAS, 1931

Dentro de los aspectos importantes se destaca el establecimiento por primera vez de la colaboración internacional para la conservación del patrimonio artístico y arqueológico de la humanidad pues se establece que es de interés común la defensa de la civilización y de sus bienes históricos.

Se observa que en la mayoría de las naciones se prefiere el abandono de restituciones integrales y en su lugar se realiza el mantenimiento permanente para evitar los riesgos de intervención, en esta misma línea se habla de respetar la obra histórica y artística en caso de ser necesaria una restauración sin menospreciar el estilo de ninguna época, además de tratar de mantener la ocupación de los monumentos cuando sea posible y se asegure el respeto por su significado histórico.

Se destaca por primera vez el derecho colectivo sobre el derecho privado para el goce público de los bienes que sean declarados como patrimonio.

Cuando se trata de ruinas se impone la labor de conservación, se establece que cuando sea posible se deberá volver los elementos a su sitio original en caso de ser desplazados, además en caso de ser necesaria la inclusión de materiales nuevos estos deben poder ser identificados. Si es complejo sacar a la luz ruinas encontradas se deberá hacer un levantamiento preciso y enterrarlas nuevamente.

Se aprueba el uso de hormigón armado y técnicas modernas que permitan la consolidación del edificio histórico, en caso de ser necesario un reforzamiento debe no alterar el carácter del edificio, cabe destacar que estas medidas solo son admitidas en caso de prevenir la destrucción o impedir una próxima reconstrucción del inmueble.

No se permite el traslado de esculturas, acción que se considera inoportuna. Se recomienda la conservación in situ de las mismas cuando aún existan las originales y avala la realización de copias en caso de que llegasen a faltar.

La conferencia recomienda que en la zona cercana a los monumentos antiguos se debe respetar la fisonomía de la ciudad y el carácter de la misma pues dicho ambiente deberá recibir un cuidado especial.

Se recomienda la publicación de un inventario patrimonial de los monumentos que posean los estados, así como archivos que incluyan la documentación de los mismos.

“La mejor garantía de conservación de los monumentos y de las obras de arte viene del afecto y del respeto del pueblo”

2.7.2. CARTA DE VENECIA, 1964

Conocida como *CARTA INTERNACIONAL SOBRE LA CONSERVACIÓN Y RESTAURACIÓN DE MONUMENTOS Y SITIOS y proclamada en el año de 1964 como resultado de uno de los congresos realizados por el ICOMOS, dictamina ciertos principios como los que se nombran a continuación:*

"Las obras monumentales de los pueblos, portadoras de un mensaje espiritual del pasado, representan en la vida actual el testimonio vivo de sus tradiciones seculares". Por lo que se establece que es necesaria la intervención humana para salvaguardar el patrimonio.

En esta ocasión la conferencia establece que cada país aplique los conceptos ya establecidos de conservación y restauración según su propia cultura y sus propias tradiciones.

DEFINICIONES

MONUMENTO HISTÓRICO: "*Comprende tanto la creación arquitectónica aislada, como el ambiente urbano o paisajístico que constituya el testimonio de una civilización particular, de una evolución significativa o de un acontecimiento histórico. Esta noción se aplica no sólo a las grandes obras, sino también a las obras modestas que con el tiempo hayan adquirido un significado cultural".*

Acerca de la conservación y restauración de los monumentos se establecen como una disciplina que se sirve de todas las ciencias y técnicas, mismas que tienen como finalidad contribuir al estudio y a la protección del patrimonio monumental.

CONSERVACIÓN: Implica el mantenimiento sistemático, se caracteriza por ser útil para la sociedad pues ve las necesidades de la misma, aunque no puede modificar el aspecto o la distribución propia del inmueble.

No se permite alterar las condiciones ambientales del monumento, debe mantenerse el ambiente tradicional en caso de existir, por lo que cualquier modificación deberá ser rechazada si necesita la alteración de los volúmenes o estética del lugar.

Con el fin de no apartar al monumento de la historia de la que es participe, se prohíbe la modificación de una o varias partes del monumento, a menos que sea con el fin de protección del mismo o por intereses debidamente justificados.

RESTAURACIÓN: Su finalidad es destacar los valores formales e históricos de los monumentos, se fundamenta en el respeto a las partes auténticas y elementos antiguos. Siempre deberá estar precedida por un estudio histórico y arqueológico.

Cuando nos referimos a restauración es necesario garantizar el respeto hacia todas las aportaciones que se tiene en la configuración total del edificio sin importar la época a la que pertenezcan, su remoción solo se permitirá en caso de que no constituya un testimonio de gran valor histórico, este juicio no podrá ser emitido solo por el precursor del proyecto.

Si se desea aumentar elementos faltantes estos deberán integrarse armoniosamente al conjunto, a su vez debe ser posible la distinción de estos elementos de los originales, con el fin de evidenciar la falsificación del monumento. Estas adiciones no pueden ser aceptadas si difieren del ambiente tradicional del edificio o si perjudican el equilibrio del mismo.

AMBIENTES MONUMENTALES: Como se ha indicado en las anteriores definiciones son las áreas donde se encuentran implantadas los monumentos, son objeto de cuidados especiales, y mediante la conservación y restauración se tratará de preservar su integridad, utilización y valoración.

DOCUMENTACIÓN Y PUBLICACIÓN

Los trabajos destinados con el objetivo de conservar o restaurar parte o la totalidad de los elementos de la obra histórica deberán estar respaldados de documentación precisa que detalle los trabajos de liberación, consolidación, integración y otros. Además, deberá archivarse y ponerse a disposición de profesionales que requieran realizar futuros estudios de intervención.

2.7.3. DECLARACIÓN DE AMSTERDAM, 1975

"Ignorar la necesidad de respetar el equilibrio de los agrupamientos y asentamientos humanos formados a lo largo de los años, es abrir el camino al desequilibrio síquico de los individuos y a los traumatismos sociales. Nuestra época, tan rica en desconciertos, a menudo impuestos por los que no piensan más que en términos de rendimiento y provecho, nos proporciona pruebas cotidianas de este peligro."

El congreso de Amsterdam amplía la noción de patrimonio arquitectónico para tomar en cuenta la huella que han dejado los grupos humanos que han habitado

los conjuntos construidos y abole la segregación entre conjuntos de mayor o menor interés.

Se establece que la conservación es un medio para garantizarle al hombre vivir en un medio familiar, de esta manera se certifica que cualquier cambio sea integrado de una adecuadamente. Por lo que la protección del patrimonio arquitectónico se considera como pleno derecho, se vincula a una política global y democrática del medioambiente.

2.7.4. CARTA DE WASHINGTON 1987

Conocida como *CARTA INTERNACIONAL PARA LA CONSERVACIÓN DE CIUDADES HISTÓRICAS Y ÁREAS URBANAS HISTÓRICAS y proclamada en el año de 1987 como resultado de uno de los congresos realizados por el ICOMOS, se realiza una actualización de los conceptos ya tratados en simposios anteriores.*

DEFINICIONES

- Los núcleos urbanos por grandes o pequeños que sean, representan la experiencia material sujeta a una continua mejora de la gran variedad de sociedades que se conservan conforme ha transcurrido la historia.
- Estos conjuntos con símbolo histórico integran a la población perteneciente a barrios, pueblos, ciudades, etc., con el medio social y natural en el que se desarrollan. Son representación de las civilizaciones tradicionales cuyo valor histórico se ve afectado debido a la imprudente interacción con la era industrial.

PRINCIPIOS Y OBJETIVOS

- La conservación de los núcleos históricos puede suceder solo si existe una adecuada integración de políticas de desarrollo económico, social y territorial.
- Es necesaria la preservación de elementos y características históricas que ilustren la imagen más representativa de los núcleos poblacionales:
    - Distribución bien definida de las áreas urbanas.

- Respeto hacia los espacios destinados a urbanizaciones, residencias, espacios de interés turístico, áreas verdes y de recreación.
- Los aspectos internos o externos que definen a las edificaciones.
- La funcionalidad de dichos espacios concebidos históricamente.

La manipulación negativa de lo mencionado con anterioridad afectaría la valoración del área histórica.

- Es importante la colaboración activa y responsable de la sociedad hacia la conservación de las áreas históricas, ya que dicho reconocimiento es dirigido primordialmente a la misma.
- Las actividades de intervención de los núcleos históricos se realizarán con finalidades de mejora, la metodología y los procesos empleados deben ser analizados detenidamente sin que estos tengan impactos negativos.

MÉTODOS E INSTRUMENTOS

- La conservación de áreas históricas es una disciplina que integra gran variedad de actores y estudios especializados.
  - Recopilación de información y análisis de antecedentes arquitectónicos, arqueológicos, técnicos, sociales y económicos, así como estudios del estado actual que abarque los caracteres ya mencionados.
  - Dichas acciones de intervención deben desarrollarse dentro del marco legal, al alcance administrativo y financiero de quien lo ejecute.
  - Dentro de los objetivos principales de la conservación siempre está el de buscar el equilibrio armónico entre las áreas históricas y la población que lo representa.
  - El plan de conservación mejor diseñado permitirá conocer las obras o espacios históricos que deben protegerse ya sea parcial o totalmente, de la misma manera expondrá las medidas necesarias si las condiciones de preservación no son viables.
  - Se expondrá a la población el plan de intervención seleccionado, siendo la misma quien esté de acuerdo con las medidas a ejecutar.

- Si la metodología de conservación estuviese todavía en desarrollo, las acciones adoptadas deben ajustarse a los principios citados en los documentos internacionales de restauración y preservación.
- Es importante el mantenimiento continuo que se les asigne a las áreas y sus obras históricas.
- Los cambios de uso de espacios históricos deben adaptarse y equilibrarse de acuerdo a sus fines de origen, la adición de nuevas funciones exige un total cuidado de sus instalaciones.
- Si los estudios arrojan la necesidad de intervención estética de las edificaciones, la construcción de nuevas obras o la adición de elementos, es primordial salvaguardar los espacios existentes, garantizando y contribuyendo el equilibrio del conjunto.
- Es necesario regular la circulación de vehículos y sus estacionamientos de manera que favorezcan el entorno de las áreas históricas, evitándose la aglomeración vehicular hacia el interior de estos núcleos.
- En el caso de construcción de vías nuevas o ampliaciones, no se debe permitir el ingreso vehicular hacia los espacios históricos, sin embargo, se debe facilitar su proximidad y acceso.
- Se deben adoptar medidas de seguridad tanto para preservar edificaciones patrimoniales y sus áreas históricas, como el bienestar de su población en el momento que se susciten eventos naturales.
- La participación de la sociedad hacia la conservación se debe instruir mediante programas educativos y de información continua que permita interactuar a los habitantes con la historia que los precede.
- Las actividades de intervención que implica el patrimonio histórico requieren del accionar de profesionales especializados que garanticen por medio de bases técnicas y experiencia, el desarrollo adecuado del proyecto.

2.8. ESTUDIOS REFERENTES DE INTERVENCIÓN, REALIZADOS EN EDIFICACIONES PATRIMONIALES.

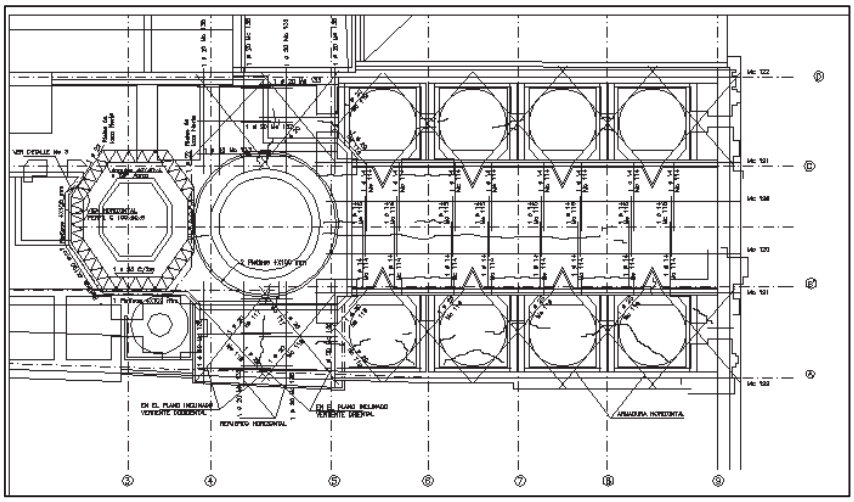
2.8.1. REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA IGLESIA DE LA COMPAÑÍA DE JESÚS, QUITO.

PROPUESTA DE INTERVENCIÓN

De acuerdo con el estudio realizado se planteó dos etapas de trabajo: la primera, devolver las condiciones originales de la estructura a través de inyección de mortero en grietas y fisuras, la segunda etapa implicaba aumentar la capacidad sismorresistente de la edificación, esto se logra mejorando estabilidad, resistencia y rigidez, obteniéndose como resultado el comportamiento aceptable y ductilidad necesaria para afrontar sismos (FONSAL, 2004).

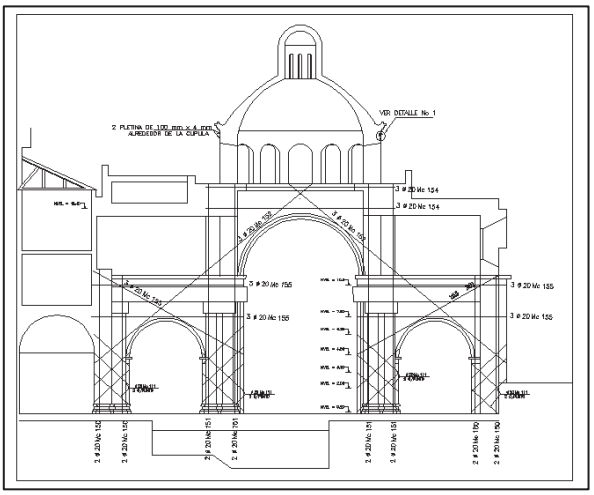
La propuesta de reforzamiento realizada por el Ing. Patricio Placencia director del proyecto, consistió en usar varillas corrugadas, incrustadas dentro de la mampostería, perforaciones hechas previamente para el ingreso del acero de refuerzo. Los elementos estructurales a intervenir: pórticos transversales, pórticos longitudinales, muros, bóvedas, cúpulas, cupulines.

FIGURA 2. 24. Refuerzos en bóvedas, cúpulas y cupulines.



FUENTE: (FONSAL, 2004).

FIGURA 2. 25. Refuerzos en pórtico de crucero.



FUENTE: (FONSAL, 2004).

2.8.2. RESTAURACIÓN DE BASÍLICA DE SAN FRANCISCO DE ASIS, QUITO.

Se analizaron varios modelos matemáticos con el fin de estudiar el comportamiento estructural ante cargas laterales, se comprobó que en las bóvedas ubicadas cerca de la fachada y del transepto se presentaba una concentración importante de esfuerzos producto del relleno y la adherencia entre elementos en las zonas mencionadas (FONSAL, 2004).

El refuerzo en las bóvedas consistió en varias actividades de importancia:

- La inclusión de nervaduras que conecten al extradós.
- El anclaje de nervaduras con el techo.
- La inyección de mortero en grietas y fisuras.
- La conexión de arcos con muros.
- Colocar una viga de acero sobre la cornisa de las paredes.

2.8.3. PROYECTO DE RESTAURACIÓN ESTRUCTURAL DE LA TORRE DE LA IGLESIA DE LA MERCED, QUITO.

PROPUESTA DE INTERVENCIÓN

Luego de realizado el análisis estructural, se propuso la intervención de la torre en dos etapas, la primera consistió el regresarle a la estructura sus condiciones

iniciales, reintegrando la continuidad de los mampuestos mediante inyecciones de lechada compatibles con los materiales, por otro lado, la segunda etapa comprendía mejorar el comportamiento a tracción de los muros de la torre por medio de varillas de refuerzo, fijadas en la mampostería y complementando este trabajo con la inyección de morteros (FONSAL, 2004).

FIGURA 2. 26. Perforaciones horizontales realizadas para incrustar varillas de refuerzo, posteriormente rellenas con inyecciones de mortero.

FUENTE: (FONSAL, 2004)**.**

2.8.4. REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA IGLESIA DE LA RECOLETA DE EL TEJAR, QUITO.

INTERVENCIÓN EN BÓVEDA DE CUBIERTA.

La fisura desarrollada de manera transversal se controló incluyendo tensores, los cuales absorben fuerzas de tracción que tienden abrir aún más la fisura, mientras que el fisuramiento longitudinal se intervino por medio de varillas entrecruzadas, además se inyectó mortero para integrar los materiales y garantizar la continuidad de la estructura (FONSAL, 2004).

FIGURA 2. 27. Fisura desarrollada longitudinalmente en la bóveda.

FUENTE: (FONSAL, 2004).

FIGURA 2. 28. Grietas localizadas en la bóveda de cubierta dispuestas transversal y longitudinalmente.

FUENTE: (FONSAL, 2004).

INTERVENCIÓN EN TORRES.

La mampostería dañada fue retirada y sustituida por componentes nuevos, se implementó sistema de micropilotes que atraviesen los mampuestos y finalmente se inyectó inyección de mortero que consolide los materiales. Las bases de las columnas fueron intervenidas a través de micropilotes y en la parte inferior de los cupulines se colocaron tensores en forma de zuncho (FONSAL, 2004).

2.8.5. INTERVENCIÓN CATEDRAL METROPOLITANA, MÉXICO

TRABAJOS DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

Según Meli (1998), posterior a los trabajos de mejoramiento de suelo y correcciones geotécnicas por problemas de asentamientos diferenciales se realizaron las siguientes actividades de refuerzo estructural:

Trabajos varios que incluían, inyecciones en grietas y fisuras, colocación de pernos en elementos sueltos, amarre de muros, reparación de gradas y dinteles.

Intervenciones en la cimentación con el objetivo de rigidizarla, conexión de la fachada con la estructura para lograr continuidad, instalación de refuerzos en las columnas del crucero, sustitución de sillares e inyecciones de mortero en las juntas.

2.8.6. REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS HISTÓRICOS DAÑADOS EN EL ESTADO DE PUEBLA.

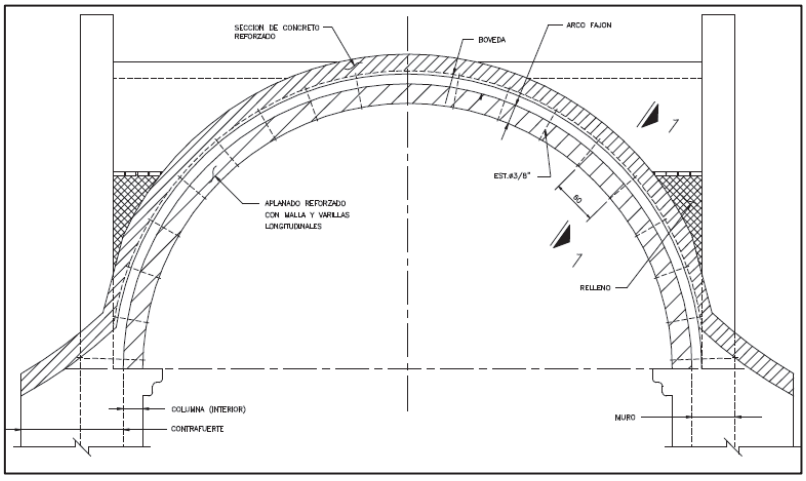
REHABILITACIÓN

Varios inmuebles registrados como patrimonio histórico fueron inspeccionados para determinar la metodología de intervención, evaluación y propuestas de reforzamiento estructural, planteando adecuadamente el mínimo impacto posible de acuerdo a la viabilidad constructiva (de la Torre, López, & Salazar, 2000).

Según De La Torre, López y Salazar (2000), la rehabilitación de las edificaciones estuvo dirigida con el fin de devolverle las condiciones originales al sistema estructural, mejorando el comportamiento parcial o global de los elementos conforme el análisis haya sido el adecuado, logrando integrar los componentes de mampostería por medio de inyecciones de cal mortero, por otro lado, si la evaluación determinaba que los daños eran graves se tomó la decisión de reemplazar las piezas.

Para incrementar la capacidad sismorresistente del conjunto estructural se utilizaron membranas reforzadas con mortero y mallas electrosoldadas ancladas a la mampostería, la necesidad por disminuir los daños originados debido a deformaciones considerables permitió la incorporación de elementos de concreto o acero en los casos donde se necesitaba rigidizar a la estructura.

FIGURA 2. 29. Sección de bóveda reforzada con mortero y malla electrosoldada.



FUENTE: (de la Torre, López, & Salazar, 2000).

2.8.7. EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA CATEDRAL DEL CUSCO, PERÚ.

El sistema estructural de la Catedral de Cusco fue concebido para resistir cargas a gravedad teniendo un desfavorable comportamiento sismorresistente, sin embargo, presenta elementos estructurales como contrafuertes que lo han favorecido para soportar sismos de poca intensidad (Olarte, Proaño, Scaletti, Torres, & Zavala, 2004).

Conforme al estudio realizado se observaron varios problemas como la presencia de grietas y fisuras en la mampostería, el desprendimiento del material de los pilares originados por la concentración de esfuerzos e imperfecciones en los mampuestos de piedra, estos daños se habían tratado por medio del uso de morteros que posteriormente resultaron ineficientes debido a la plasticidad del material, a la redistribución de esfuerzos concentrados principalmente donde la mampostería tenía desperfectos (Olarte, Proaño, Scaletti, Torres, & Zavala, 2004).

De los resultados de la evaluación de vulnerabilidad sísmica de la edificación histórica se destacó: el sistema estructural de la Catedral no es eficiente para disipar energía producto de acciones sísmicas importantes, debido a que estas son variables y podrían exceder la capacidad que tiene la mampostería de piedra ante una gran concentración de esfuerzos, los elementos más propensos a sufrir daños son arcos, pilares y bóvedas, en las cuales se propone reforzar la capacidad de resistencia ante momentos flectores.

2.9. ESTADO DEL ARTE

El siguiente proyecto de titulación parte de una investigación detallada y continua, contempla la revisión de publicaciones relacionadas al presente estudio, la línea de investigación aborda un campo de aplicación bastante amplio. Durante la recopilación de información se han considerado como relevantes las siguientes cartas internacionales y publicaciones referentes.

TABLA 2 3. Cartas y documentos doctrinales.

PUBLICACIONES - CARTAS Y OTROS TEXTOS DOCTRINALES				
AUTOR	**AÑO**	**PAÍS**	**TÍTULO**	**NOMBRE**
CARTAS ADOPTADAS POR LA ASAMBLEA GENERAL DE ICOMOS				
ICOMOS (International Council on Monuments and Sites)	1964	Venecia – Italia	Carta internacional sobre la conservación y restauración de monumentos y sitios	Carta de Venecia
ICOMOS (International Council on Monuments and Sites)	1987	Washington D.C Estados Unidos	Carta internacional para la conservación de ciudades históricas y áreas urbanas históricas	Carta de Washington
ICOMOS (International Council on Monuments and Sites)	1990	Lausana – Suiza	Carta internacional para la gestión del patrimonio arqueológico	
ICOMOS (International Council on Monuments and Sites)	1999	México	Principios que deben regir la conservación de las estructuras históricas en madera	
ICOMOS (International Council on Monuments and Sites)	1999	México	Carta del patrimonio vernáculo construido	
ICOMOS (International Council on Monuments and Sites)	2003	Victoria Falls Zimbabwe	Principios para en análisis, conservación y restauración de las estructuras del patrimonio arquitectónico	
ICOMOS (International Council on Monuments and Sites)	2008	Quebec – Canadá	Carta ICOMOS para interpretación y presentación de sitios de patrimonio cultural	
ICOMOS (International Council on Monuments and Sites)	2011		Principios de La Valeta para la salvaguardia y gestión de las poblaciones y áreas urbanas históricas	
ICOMOS (International Council on Monuments and Sites)	2017	Nueva Delhi – India	Principios para la conservación del patrimonio construido en madera	
RESOLUCIONES Y DECLARACIONES				
ICOMOS (International Council on Monuments and Sites)	1972	Roma – Italia	-	Carta del Restauro
ICOMOS (International Council on Monuments and Sites)	1994	Nara – Japón	Documento de Nara sobre autenticidad	
CARTAS ADOPTADAS POR LOS COMITÉS NACIONALES DE ICOMOS				
ICOMOS (International Council on Monuments and Sites)	1979	Burra – Australia	Carta del ICOMOS Australia para sitios de significación cultural	Carta de Burra
ICOMOS (International Council on Monuments and Sites)	1982	Quebec – Canadá	Carta de conservación del patrimonio de Quebec	
OTROS TEXTOS DOCTRINALES INTERNACIONALES				
ICOMOS (International Council on Monuments and Sites)	1931	Atenas – Grecia	Carta de Atenas para la restauración de monumentos históricos	Carta de Atenas
ICOMOS (International Council on Monuments and Sites)	1967	Quito – Ecuador	Informe final de la reunión sobre la conservación y uso de monumentos y sitios de valor artístico e histórico	
	1975	Ámsterdam Países Bajos	Declaración de Ámsterdam Congreso del patrimonio arquitectónico europeo	
	1975	Ámsterdam Países Bajos	Carta europea para el patrimonio arquitectónico	

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

TABLA 2 4. Publicaciones de revistas referentes al presente proyecto de titulación.

PUBLICACIONES			
AUTOR	**PAÍS**	**TÍTULO**	**NOMBRE**
Peña, Fernando Meza, Juan Miguel (2008)	Colombia	Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de torres de campanario de iglesias coloniales en México	I Congreso iberoamericano sobre construcciones históricas y estructuras de mampostería
Orduña, Agustín Roeder, Guillermo Peña, Fernando (2007)	México	Evaluación sísmica de construcciones históricas de mampostería: comparación de tres modelos de análisis	Revista de Ingeniería Sísmica
Olarte J, Proaño R, Scaletti H, Torres M, Zavala C. (2004)	Perú	Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la Catedral del Cusco.	Centro Peruano - Japones de investigaciones sísmicas y mitigación de desastres
Peña, Fernando (2010)	México	Estrategias para el modelado y el análisis sísmico de estructuras históricas.	Revista de Ingeniería Sísmica
Petrini, V Casolo, S Doglioni, F (1998)	Italia	Models for vulnerability analysis of monuments and strengthening criteria.	Proceedings of the Eleventh European Conference on Earthquake Engineering
Meli, Roberto (1998)	México	El uso de modelos de elemento finito en el proyecto de rehabilitación de la Catedral y el Sagrario de la ciudad de México	Instituto de ingeniería UNAM
Placencia, Patricio Turek, Martin Ventura, Carlos (2001)	Ecuador	Dynamic characteristics of a 17th Century Church in Quito, Ecuador.	
Saisi, Antonella Gentile, Carmelo (2014)	Italia	Post-earthquake diagnostic investigation of a historic masonry tower	Journal of Cultural Heritage
Nieto, Mayelin Rivero, Pedro Lobo, William (2009)	Venezuela	Análisis dinámico lineal de una edificación histórica en San Cristóbal, Estado Táchira.	Revista Ciencia e Ingeniería
Lombillo, Ignacio Villegas, Luis (s.f)	España	Metodologías no destructivas aplicadas a la rehabilitación estructural del patrimonio.	
Meli, Roberto Peña, Fernando (2004)	México	On elastic models for evaluation of the seismic vulnerability of masonry churches.	Structural Analysis of Historical Constructions
María, C.R. Sebastiano, F. Renato, L. Donato, S. (2015)		Dynamic behavior of shallow founded historic towers: Validation of simplified approaches for seismic analyses	International Journal of Geotechnical Engineering

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

En la Tabla 2.4 se procede a realizar una breve descripción de los estudios realizados en los diferentes artículos de publicación, los mismos han aportado en el desarrollo del presente proyecto de titulación referente al estudio de vulnerabilidad estructural de la Iglesia San Francisco de Quito.

TABLA 2 5. Descripción y resultados de artículos referentes.

PUBLICACIONES – REVISTAS			
AUTOR	**TÍTULO**	**DESCRIPCIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**	**RESULTADOS Y CONCLUSIONES**
Peña, Fernando Meza, Juan Miguel (2008)	Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de torres de campanario de iglesias coloniales en México	Con motivo de la evaluación sísmica de las torres de los campanarios de iglesias coloniales afectadas por los sismos de 1999 ubicadas en zonas altamente sísmicas se pudo observar: • Bóvedas, torres y campanarios son los elementos con mayores daños. • La flexión producida por fuerza lateral genera grietas horizontales en la parte inferior de los pilares. • Los basamentos se agrietan por efectos de fuerzas cortantes. • La parte central de la fachada presenta grietas diagonales por concentración de esfuerzos debido a aberturas para puertas y ventanas. • El método de elementos rígidos permite simplificar el análisis de estructuras de mampostería, con elementos de cuatro lados, donde a la mampostería se le considera como material deformable y al elemento como rígido, tomando en cuenta dos desplazamientos lineales y una rotación, todos conectados por medio de resortes inelásticos.	• Las iglesias en Oaxaca, caracterizadas por presentar fachada simple y pequeñas torres, tienden a comportarse como un solo conjunto, mientras que las torres de las iglesias de Puebla se comportan de manera aislada con la fachada. • Se concluyó que un análisis estático no lineal no se recomienda para estudiar torres de campanario, ya que no consideran la influencia de modos superiores de vibración. • Se comprobó que los campanarios fueron la zona más vulnerable.
Orduña, Agustín Roeder, Guillermo Peña, Fernando (2007)	Evaluación sísmica de construcciones históricas de mampostería: comparación de tres modelos de análisis	En el artículo se describen varios procedimientos de análisis con la finalidad de representar la respuesta sísmica de edificaciones históricas de mampostería: • El estudio de vulnerabilidad de construcciones de mampostería aún representa un reto debido a factores que dificultan el análisis: la baja resistencia a tensión de la mampostería, la heterogeneidad que complica la asignación de propiedades generales en los modelos, los planos de fragilidad que representan las juntas de mortero. • La gran diferencia entre la resistencia a compresión y tensión de la mampostería a causa del comportamiento no lineal imposibilita la aplicación de análisis y técnicas modernas. • El método de elementos finitos (MEF) es útil para el estudio de edificaciones históricas grandes y complejas y requieren un detalle completo, mientras que en el método MEF no lineal se puede representar al monumento por medio de un macro modelo. • El método de elementos rígidos (MER) es aplicable a edificios pequeños, requiere un modelo más simplificado por ende menos preciso, que consume menos recursos computacionales. • El análisis límite con bloques rígidos es un método aún más simplificado, adecuado para el estudio de construcciones pequeñas o simples en las cuales los modos de falla son claros.	• Se concluyó que los tres métodos aplicados presentaron resultados congruentes a lo planteado. • El MEF permite establecer características no lineales más precisas, requiere mayor tiempo en la elaboración de modelos, análisis e interpretación de resultados. El MER necesita menos recursos para caracterizar los materiales, por ende, la realización de modelos y análisis se realiza rápidamente y el ALBR presenta resultados más directos y no demanda mucho tiempo, salvo el MEF y el MER que arrogaron buenos resultados, el ALBR tiene la desventaja de no estimar desplazamientos. • Para estructuras complejas el MEF es más preciso en comparación al MER y al ALBR debido a la incertidumbre que se genera por parámetros que pueden tener poca consistencia. • Los métodos MER y ALBR se pueden aplicar para realizar estudios preliminares en los cuales es necesario una pronta evaluación de vulnerabilidad sísmica.

Olarte J, Proaño R, Scaletti H, Torres M, Zavala C (2004)	Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la Catedral del Cusco.	• El estudio comprendió varias etapas: análisis de los materiales de la estructura, levantamiento planimétrico de los elementos estructurales, estudio de mecánica de suelos, análisis dinámico de la estructura, formulación de conclusiones y recomendaciones a tomar en cuenta en el proceso de intervención. • Los daños más importantes se observaron en los pilares. • Se planteó el modelo de un pilar aislado para estudiar la distribución de esfuerzos y simplificar la asignación de estos elementos en el modelo completo de la Catedral. • Un modelo entre pilar, arcos y bóvedas se empleó para estudiar la interacción de estos elementos y establecer uno más sencillo para la modelización total. • El modelo completo fue necesario para estudiar el comportamiento de la estructura ante cargas sísmicas.	• Los materiales que hacen parte de la estructura tienen capacidad resistente ante acciones de compresión, siendo muy poca la resistencia a tracción. • La estructura está concebida para soportar cargas de gravedad, a pesar del peso de la edificación los esfuerzos de compresión son bajos, esto debido a que los elementos resistentes presentan grandes dimensiones. • La Catedral no tiene características adecuadas para determinar un buen comportamiento sísmico y presenta poca ductilidad. • La presencia de muros que funcionan como contrafuertes han permitido soportar sismos moderados.
Peña, Fernando (2010)	Estrategias para el modelado y el análisis sísmico de estructuras históricas.	• El proyecto de análisis estructural necesita el estudio histórico de materiales y técnicas constructivas empleadas en el pasado con el fin de entender mejor el comportamiento de la estructura. • Es importante que la evaluación de un edificio histórico está basada en evidencias sobre el comportamiento sísmico de la estructura. • El proceso de intervención debe incluir: recopilación de datos, comportamiento estructural, diagnóstico y medidas de intervención. • El estudio numérico requiere de etapas como: adquisición de datos, selección de la herramienta de análisis, calibración y validación del modelo, tipo de análisis, análisis de la influencia de parámetros.	• El profesional cuyo interés es participar en un proyecto de evaluación estructural debe tener un conocimiento global de la estructura, desde su historia, valoración y diagnóstico.
Petrini, V Casolo, S Doglioni, F (1998)	Models for vulnerability analysis of monuments and strengthening criteria.	• Las investigaciones dirigidas a iglesias y torres han permitido clasificar los daños en macroelementos dispuestos en zonas específicas: naves, pasillos, crucero, capillas, cúpulas, torres, etc.	• La intervención tiene como objetivo mejorar la capacidad sismorresistente de la construcción evitando cambios considerables que perjudiquen el comportamiento dinámico o afectan el aspecto histórico.
Meli, Roberto (1998)	El uso de modelos de elemento finito en el proyecto de rehabilitación de la Catedral y el Sagrario de la ciudad de México	• El artículo describe las ventajas y limitaciones que se presentan al momento de analizar modelos matemáticos por el método de elementos finitos sometidos bajo carga permanente propia de la estructura y asentamientos diferenciales. • Los asentamientos diferenciales que se han presentado en la Catedral y el Sagrario de la ciudad de México se deben a distintos factores: poca capacidad de carga y consolidación del suelo, extracción del agua subterránea para consumo. • Los modelos matemáticos son herramientas de carácter ideal, no se ajustan completamente al proceso constructivo, deformaciones ni daños sufridos por eventos naturales. • Los agrietamientos y deformaciones producto de asentamientos modifica la trayectoria de esfuerzos que difiere de la calculada con la estructura intacta.	• El monitoreo de las estructuras históricas es una actividad de suma importancia para conocer el comportamiento más real de la construcción, apoyándose en modelos que permitan corroborar hipótesis y simplificaciones planteadas. • Los esfuerzos obtenidos por medio de un estudio de asentamientos diferenciales no son representativos ya que este análisis es elástico lineal y no considera el comportamiento mecánico real de los materiales. • La concentración de esfuerzos producto de un análisis elástico lineal permite identificar las zonas fisuradas o propensas a sufrir este proceso.

Placencia, Patricio Turek, Martin Ventura, Carlos (2001)	Dynamic characteristics of a 17th Century Church in Quito, Ecuador.	• En la iglesia La Compañía de Jesús ubicada en Quito, se realizaron varios estudios y mediciones de vibración ambiental de la estructura, experimentando la construcción un aumento del período fundamental comparado con pruebas realizadas en años anteriores, esto se debe a intervenciones realizadas. • La resistencia del sistema constructivo concebido solamente bajo acciones de cargas verticales depende de la capacidad para distribuir fuerzas de compresión mientras se minimizan las de tensión. • Las pruebas de vibración ambiental son útiles cuando la edificación presenta una distribución compleja de su estructura y no se tiene una idea clara del comportamiento de la misma antes de realizarse estas evaluaciones. • Las mediciones se utilizan posteriormente para calibrar el modelo de elementos finitos de manera que las propiedades asignadas a los materiales guarden relación con la estructura real. • El modelo matemático se lo emplea para estudiar el comportamiento modal e interpretar los resultados que arroja la prueba de vibración ambiental, los modos fundamentales deben ser similares y las frecuencias comparables.	• Las pruebas de vibración ambiental que se realizaron posibilitaron analizar los modos fundamentales de varios de los componentes de la iglesia. • Recurrir a estas mediciones resulta favorable para estudiar los modos de vibración complejos y compararlos con los que se presentan en modelos matemáticos. • La calibración correcta del modelo de elementos finitos requiere de configuraciones más detalladas.
Saisi, Antonella Gentile, Carmelo (2014)	Post-earthquake diagnostic investigation of a historic masonry tower	• La publicación describe la metodología aplicada para evaluar la Torre Gabbia, el estudio incluye etapas de: levantamiento arquitectónico, inspecciones técnicas, pruebas de vibración ambiental, ensayo de gato plano. • La etapa de diagnóstico de la estructura permite conocer el estado actual, condiciones y nivel de seguridad de la edificación. • Las inspecciones técnicas son útiles para conocer los lugares adecuados donde realizar pruebas, muestreos, ensayos no destructivos, o de menor impacto; necesarios para evaluar el estado de la mampostería.	• La complementación de información adquirida a través de la inspección visual, inspección en sitio y mediciones de vibración ambiental permiten conocer la evolución de la edificación, afectaciones de la mampostería y los sitios correctos donde realizar pruebas no destructivas y muestreos. • El modo de vibración local destacó la diferencia de calidad de la mampostería, la frecuencia natural disminuye conforme aumenta la temperatura, lo que corroboró la falta de conexión de la mampostería en áreas heterogéneas.
Nieto, Mayelin Rivero, Pedro Lobo, William (2009)	Análisis dinámico lineal de una edificación histórica en San Cristóbal, Estado Táchira.	• El objetivo del trabajo es evaluar el comportamiento lineal del Palacio de Los Leones, realizando levantamientos arquitectónicos y determinando las propiedades físicas y mecánicas de los materiales. • El módulo de elasticidad de la mampostería se calculó de las pruebas esclerométricas, aplicando la diferencia entre la media y desviación estándar de los datos. • El análisis modal se realizó para determinar los periodos de vibración y las formas modales representativas del comportamiento dinámico de la estructura. • En el análisis espectral se evidenciaron las zonas críticas producto de la tracción y corte en las partes superiores de puertas y ventanas mientras que por compresión la demanda de esfuerzos es menor a la capacidad de los elementos.	• Del análisis estático lineal se comprobó que la mayor demanda de la estructura se presenta bajo la acción de combinación de cargas mayoradas, siendo las claves de los arcos, las zonas donde se presenta mayor concentración de esfuerzos de tracción, mientras que en los extremos de los elementos verticales se genera concentración de fuerzas de compresión. • Se comprobó que la edificación no está concebida para soportar sismos importantes, no presenta un comportamiento sísmico adecuado. • La presencia de muros que funcionan como contrafuertes han permitido resistir sismos de mediana intensidad.
Lombillo, Ignacio Villegas, Luis (s.f)	Metodologías no destructivas aplicadas a la rehabilitación estructural del patrimonio.	• Los métodos no destructivos son importantes para obtener las propiedades mecánicas de los materiales de construcciones históricas necesarias para conocer de mejor manera el comportamiento de la estructura. • Las técnicas de investigación in situ no destructivas se emplean con varios fines: detectar elementos estructurales, detectar aberturas y desperfectos en la mampostería, elaborar esquemas de heterogeneidad, evaluar daños, determinar contenidos de humedad, evaluar las propiedades de juntas y morteros. • Las pruebas no destructivas tienen como ventaja principal la capacidad de investigar sin generar impacto negativo en la estructura.	• Se debe preferir los procedimientos no destructivos o los que minimicen el impacto cuando las edificaciones presenten considerable deterioro o la historia y su arquitectura no permitan su alteración.

Meli, Roberto Peña, Fernando (2004)	On elastic models for evaluation of the seismic vulnerability of masonry churches.	• La respuesta a los movimientos del suelo de iglesias coloniales típicas se estudió a través de análisis dinámicos elásticos lineales por medio del método de elementos finitos considerando procesos de fisuras. • Bóvedas, arcos y cúpulas son elementos estructurales eficientes para resistir cargas permanentes mas no solicitaciones de tensión que generan excesivos procesos de agrietamiento.	• Los modelos elásticos lineales permiten organizar información sobre el comportamiento sísmico de iglesias: modos de vibración, comportamiento deficiente de elementos, debilitamiento de elementos estructurales, etc. • Es importante tomar como guía y lineamientos, la información obtenida a través de análisis elásticos para estudiar modelos aislados de elementos críticos complejos.
Maria, C.R. Sebastiano, F. Renato, L. Donato, S. (2015)	Dynamic behavior of shallow founded historic towers: Validation of simplified approaches for seismic analyses	• La interacción suelo estructura resulta importante al analizar el comportamiento sísmico de las torres de mampostería. • Los modelos matemáticos simplificados generan estimaciones confiables sobre el comportamiento dinámico del sistema suelo-cimentación.	• El estudio experimental proveniente de pruebas de vibración ambiental permiten estimar la rigidez dinámica del sistema suelo - cimentación.

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

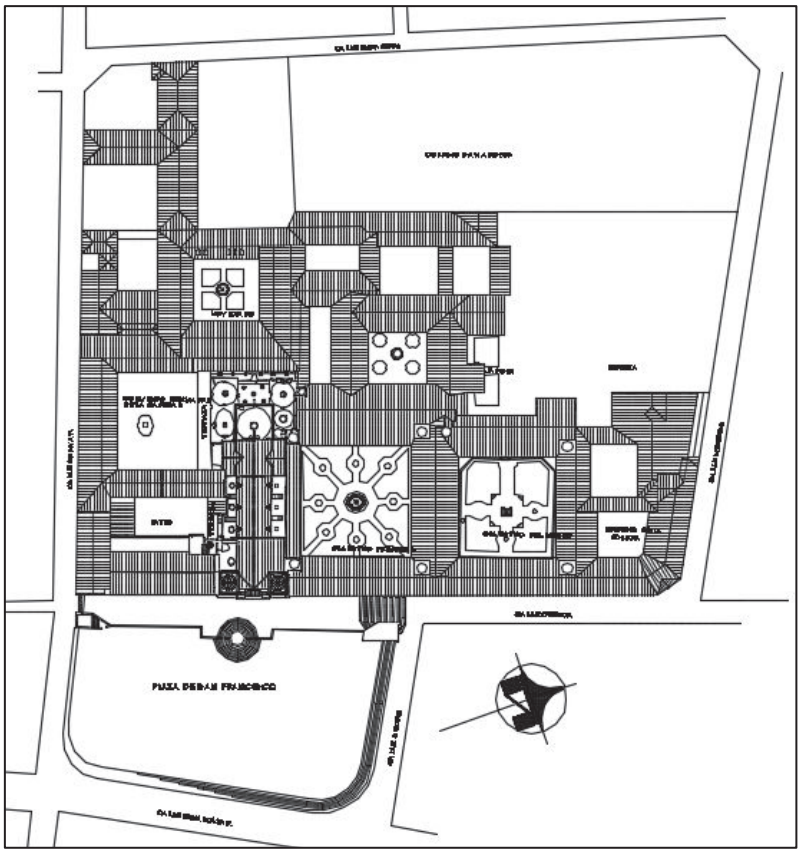
CAPÍTULO 3
METODOLOGÍA

3.1. IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO.

3.1.1. ESTUDIO URBANO, GENERALIDADES E IMPORTANCIA.

Ubicada en el Centro Histórico de la ciudad de Quito, declarado Patrimonio Cultural de la Humanidad el 8 de septiembre de 1978, se encuentra el templo y su convento, fundado el 25 de enero de 1536, cuya extensión es de 3.5 Ha aproximadamente, conforman el conjunto arquitectónico colonial más grande de la ciudad, resaltando su contenido arquitectónico e histórico que se puede apreciar desde su fachada y esbeltas torres (FONSAL, 2003).

FIGURA 3. 1 Implantación general Iglesia San Francisco de Quito.



FUENTE: (FONSAL, 2003).

Este espacio histórico se encuentra situado al norte entre las calles Mideros, al sur con la calle Bolívar, por el este la calle Cuenca y por el oeste la calle Imbabura. Sobre las 3.5 Ha se han levantado trece claustros, tres templos, un atrio, en los cuales se desarrollan diversas actividades de carácter religioso, educativas y turísticas, la edificación patrimonial atesora un sin número de obras artísticas trabajadas por autores indígenas y europeos (Mercé Gandía & Gallegos Arías, 2011).

Delante del convento se aprecia uno de los mayores espacios históricos de la ciudad, la plaza de San Francisco donde a través del tiempo; mercados, concentraciones políticas y actividades recreativas le han dado su propia imagen urbana (FONSAL, 2003).

FIGURA 3. 2 Mercado popular y concentración militar en la plaza San Francisco.

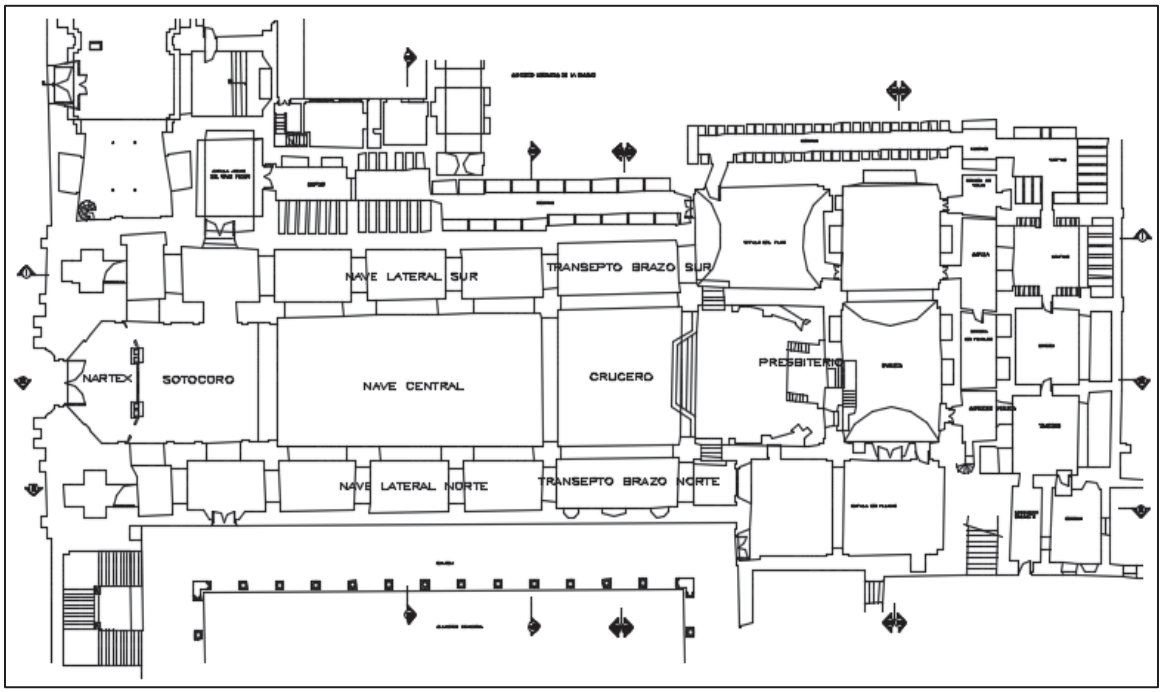
FUENTE: (Mercé Gandía & Gallegos Arías, 2011).

Varias son las adecuaciones que se han realizado con el fin de mantener viva la imagen del área urbana, de entre las cuales se destacan: acondicionamiento arquitectónico, mejora de iluminación, pavimentación, seguridad, intervenciones en las fachadas de construcciones que rodean a la plaza. Entorno a la misma predominan tiendan comerciales, más al noreste se ubica el mercado Ipiales que presentan gran aglomeración de la ciudadanía. La plaza es un eje urbano importante ya que a diario; estudiantes, turistas y visitantes la atraviesan con el fin de conocer y recorrer espacios históricos, iglesias, conventos, museos o simplemente con el afán de llegar prontamente a su destino (FONSAL, 2003).

3.1.2. DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DE LA IGLESIA.

La planta de la iglesia tiene forma de cruz latina, con tres naves: una central y dos laterales, en los arcos torales del coro y del crucero se puede apreciar el estilo gótico, en cambio para los arcos en la nave central se destaca el estilo renacentista, el arte mudéjar en los cielos rasos, el barroco impregnado en los muros del nártex y los retablos, de igual manera se pueden apreciar las magníficas torres de los campanarios (FONSAL, 2003).

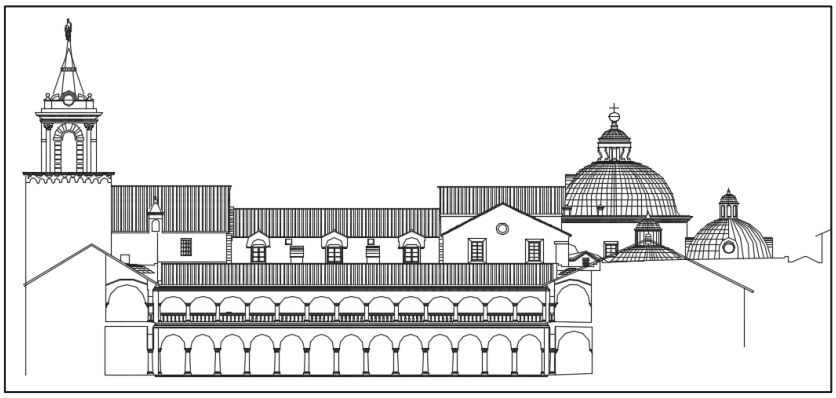
FIGURA 3. 3 Planta baja, iglesia San Francisco de Quito.



FUENTE: (FONSAL, 2003).

La cubierta del coro y el crucero son más altas que la nave central, las naves laterales dispuestas por bóvedas que por la parte externa culminan en cúpulas de linterna. Los muros, arquerías y techumbres se encuentran decorados con madera tallada y recubiertos con pan de oro. Las columnas de la parte interior que soportan los arcos de la nave central se encuentran decoradas con retratos de los cinco papas franciscanos. El presbiterio se cubre por medio de una media naranja que es coronada por un cupulin (FONSAL, 2003).

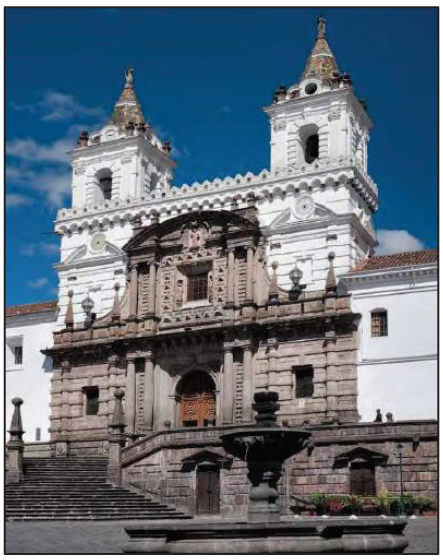
FIGURA 3. 4 Fachada sur iglesia San Francisco de Quito.



FUENTE: (FONSAL, 2003).

La fachada actualmente está dividida en dos cuerpos, el inferior es de piedra conformado por columnas dóricas que enmarcan grandes ventanales, en la portada se puede apreciar el remate de un arco de medio punto con columnas igualmente dóricas donde se esculpen rostros y bustos de ángeles y vírgenes. En el segundo cuerpo se observan columnas y un gran ventanal rodeado por decorativos tallados en piedra. La fachada termina en dos grandes torres que en sus origines tenían el doble de altura de la que poseen en la actualidad, coronadas por estatuas en piedra de San Pablo y San Francisco de Asís (FONSAL, 2003).

FIGURA 3. 5 Fachada iglesia San Francisco de Quito



FUENTE: (Mercé Gandía & Gallegos Arías, 2011)**.**

3.1.3. REVISIÓN ICONOGRAFÍA.

Los estudios de encuadre histórico e iconografía son necesarios en estructuras que son de gran importancia cultural para una comunidad, tienen el fin de describir los elementos que tienen un significado esencial dentro del contexto histórico y desarrollo de las poblaciones.

Los datos tomados son parte del estudio histórico e iconográfico realizado para la iglesia por un equipo de historiadores durante diez semanas aproximadamente en el año 2005 previo a la intervención del inmueble con el fin de llegar al análisis, inventario y caracterización de los objetos que se encuentran en la iglesia. En el estudio se plantearon zonas de interés constructivo y zonas con interés estilístico e iconográfico.

Se trata de ir más allá del reconocimiento ocular del material, autoría o técnica usada para la fabricación de los objetos siendo preciso llegar a conocer su función social y su relación con la actualidad es decir su trascendencia. Estos estudios previos permiten al ingeniero conocer más del bien patrimonial y poder elegir una alternativa de intervención respetuosa.

3.1.4. ESTUDIO ARQUEOLÓGICO.

La arqueología permite descubrir nuevas evidencias de la sociedad del pasado, su evolución y permanencia hasta nuestros días. El análisis de las muestras encontradas a través de la arqueología en un estudio de intervención en edificios históricos permite obtener información por medio de excavaciones donde se rescata muestras de objetos de diferente aspecto: tipo y materiales de cimentación, restos óseos, fragmentos de cerámica, textiles, entre otros; que contribuyen a la interpretación de datos y su procedencia en una época determinada (Mercé Gandía & Gallegos Arías, 2011).

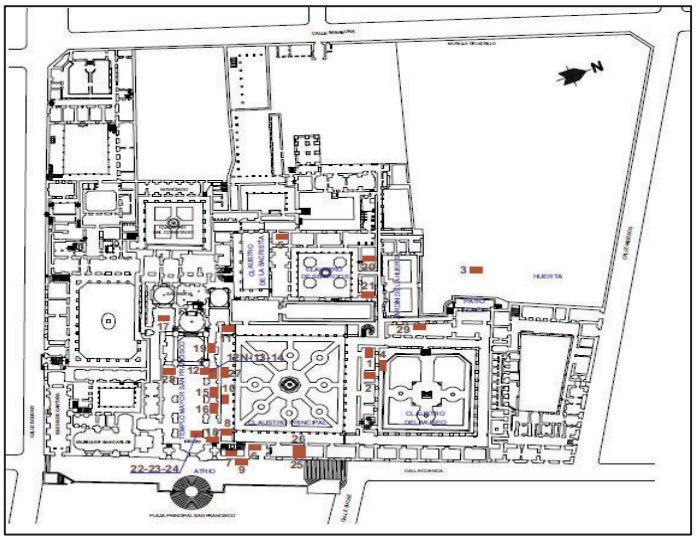
Es el objetivo de la arqueología y estudios afines la preservación de cualquier manifestación cultural encontrada pues tienen un valor histórico que identifica a los pueblos ancestrales, sin embargo en algunos casos se manifiesta la problemática al tratar de establecer una secuencia evolutiva que ha sido modificada por acciones con otros propósitos, en este caso es importante ajustarse a las necesidades del

proyecto, ejecutándoselo mediante propuestas de intervención que implementen etapas bien definidas y con aplicaciones del menor impacto hacia el aspectos cultural y arqueológico en la estratigrafía del suelo (FONSAL, 2003).

METODOLOGÍA IMPLEMENTADA.

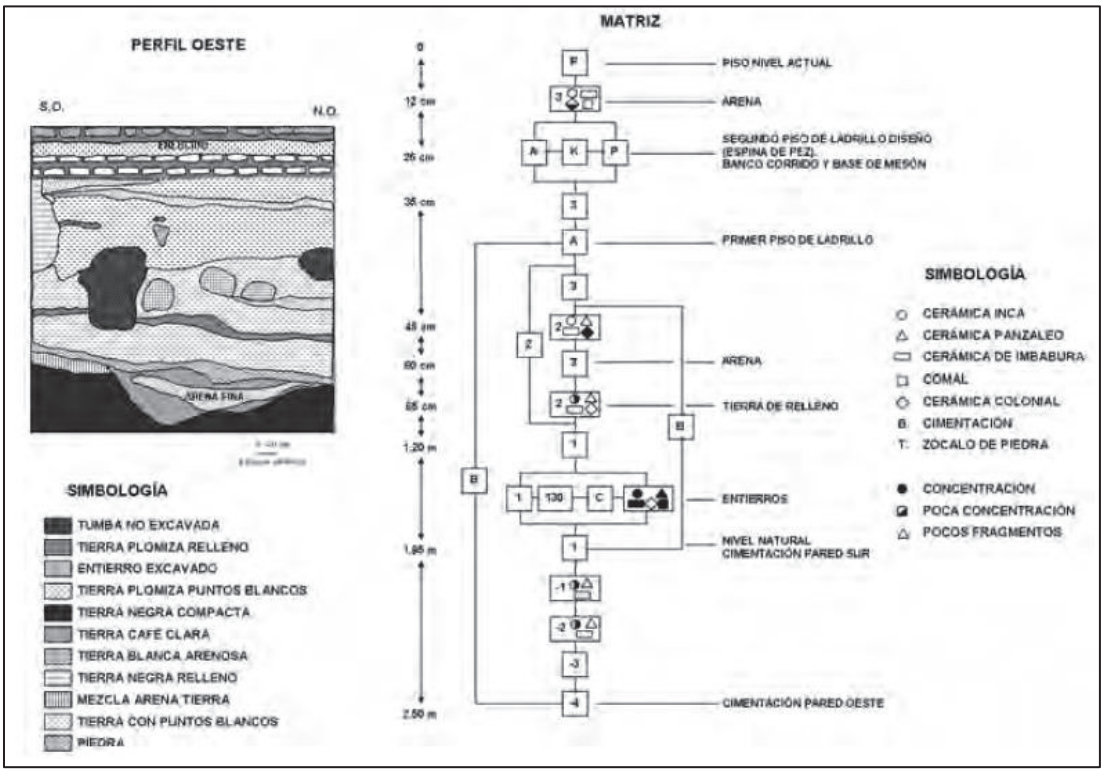
- Ubicación del área de excavación, delimitando las unidades de trabajo distribuidas en el interior de la nave central.
- Excavación de los diferentes niveles naturales y de relleno, considerando hasta 40 cm de espesor, que permita el control del material removido.
- Almacenar la información obtenida por medio del registro de las muestras recogidas, previamente tamizadas y colocadas en fundas plásticas, para posteriormente registrarlas por medio de tarjetas de identificación que contengan los datos del lugar de procedencia.
- Llevar un registro del estudio a través del seguimiento mediante formularios y fotografías que permitan complementar la información de los lugares excavados.
- Analizar en laboratorio las muestras sustraídas en campo.

FIGURA 3. 6 Ubicación de las unidades de excavación realizadas en la Iglesia San Francisco de Quito.



FUENTE: (Mercé Gandía & Gallegos Arías, 2011).

FIGURA 3. 7 Pozo de cateo y esquema de registro de excavaciones.



FUENTE: (Mercé Gandía & Gallegos Arías, 2011).

FIGURA 3. 8 Pozo de cateo, estudio arqueológico Iglesia San Francisco de Quito, se pueden apreciar restos óseos.

FUENTE: (Mercé Gandía & Gallegos Arías, 2011).

TABLA 3. 1. Detalle unidades de excavación iglesia san francisco - estudio arqueológico

UNIDAD	DIMENSIONES (m)				CONTENIDO	OBSERVACIONES
	NORTE-SUR	ESTE-OESTE	PROFUNDIDAD	VOLUMEN		
1	2.00	2.00	0.90	3.60	Restos óseos, escaso material cultural	Se recuperan 15 paquetes funerarios correspondientes a infantes
2	2.00	2.00	0.90	3.60	Restos óseos, escaso material cultural, muestra de paja	Se recuperan muestras óseas de dos enterramientos con caja de madera
3	2.00	2.00	0.90	3.60	Restos óseos y de material cultural cerámico en pequeña cantidad	Muestras óseas de dos enterramientos con caja de madera
5	2.00	2.00	0.70	2.80	Restos óseos dispersos y un cráneo, material cultural cerámico	
6 y 7	2.00	2.00			No fue posible realizar la excavación ya que el trazado de la unidad coincide con la entrada a una catacumba	
8	11.50	3.00	0.45	15.53	22 fragmentos de cráneo, cerámica precolombina y colonial, textiles y cuero, material cultural cerámico	Se observa un esqueleto completo en la entrada a la nave, la mayoría de los entierros secundarios corresponden a infantes
9	1.00	1.00	0.92	0.92	Restos óseos, cuero y textiles, material cultural cerámico	Continuación de la unidad 1, se observa la cimentación de la columna 3
10	2.00	2.00	0.70	2.80	Presencia de entierros primarios, restos de madera, fragmentos de cerámica, material cultural cerámico	Tumbas muy deterioradas, cercanas al altar
11	0.70	1.80	0.60	0.76	Restos óseos dispersos, material cultural cerámico	Lotización funeraria
12	0.80	1.60	0.60	0.77	Restos óseos dispersos, material cultural cerámico	Lotización funeraria
13	0.80	0.80	0.60	0.38	Restos óseos dispersos, material cultural cerámico	Presencia de restos óseos fáunicos
14	1.20	1.50	0.60	1.08	Restos óseos dispersos, material cultural cerámico	Lotización funeraria
15	1.00	0.50	0.60	0.30	Restos óseos dispersos, material cultural cerámico	Lotización funeraria
16	1.00	1.50	1.50	2.25	Material cultural cerámico en el relleno	Catacumba 1, restos óseos humanos acumulados sin articulación
17	2.50	2.00	1.00	5.00	Entierros primarios y secundarios, material cultural cerámico en relleno	Entierros primarios importantes
18	0.80	1.50	1.50	1.80	Material cultural cerámico en el relleno	Catacumba 2, restos óseos humanos acumulados sin articulación
19	0.70	1.60	0.60	0.67		Los restos pertenecen a al menos dos individuos
20	0.70	1.00	0.60	0.42	Restos óseos dispersos, material cultural cerámico	Restos fáunicos
21	1.20	0.70	0.50	0.42	Material cultural cerámico, mayólica	

CONTINUACIÓN TABLA 3.1.

UNIDAD	DIMENSIONES (m)				CONTENIDO	OBSERVACIONES
	NORTE-SUR	ESTE-OESTE	PROFUNDIDAD	VOLUMEN		
22	1.3	0.7			Material cultural cerámico, mayólica	Catacumba en la nave sur, materiales culturales en relleno
23	1.2	1.5			Material cultural cerámico, mayólica	Catacumba en la nave sur, materiales culturales en relleno
27	1	2	0.3	0.6	Presencia de fragmentos cerámicos de tipo inca y locales	Entierros de infantes
28	0.5	1	0.85	0.43	Restos óseos	

FUENTE: (FONSAL, 2003).

3.1.5. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

El estudio de suelos de la Iglesia San Francisco de Quito fue solicitado por el Fondo de Salvamiento (FONSAL), posterior a la ejecución del proyecto se obtuvieron como resultados: información geológica y geotécnica del sitio. El objetivo de la investigación fue la verificación de las características geotécnicas, la estratigrafía, la capacidad portante del suelo y las condiciones en las que se encuentra la cimentación de la edificación.

3.1.5.1.TRABAJOS REALIZADOS EN CAMPO.

- 7 perforaciones de 12.50 m de profundidad.
- 1 perforación de 8.50 m de profundidad.
- 1 perforación de 2.10 m de profundidad.
- Ensayos de penetración estándar (SPT).
- Toma de muestras alteradas en las diferentes profundidades de perforación.
- Ubicación planimétrica y altimétrica de las bocas de perforaciones.

3.1.5.2. TRABAJOS DE LABORATORIO.

- Identificación visual y técnica de las muestras, conforme al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).
- Ensayos de humedad natural, granulometría y límites de consistencia sobre muestras alteradas de estratos representativos del estudio.

3.1.5.3. TRABAJOS DE OFICINA

- Esquema general del proyecto, ubicación planimétrica de las bocas de perforaciones.
- Registro de sondeos que incluyen un resumen de las pruebas de campo y laboratorio realizadas:
    - Perfiles estratigráficos del suelo, referenciados de acuerdo a cotas y profundidades respectivas.
    - Descripción de los materiales encontrados en las perforaciones.
    - Clasificación SUCS.
    - Diagramas de variación de los ensayos de penetración estándar.
    - Resultados de ensayos de campo y laboratorio.

3.1.5.4.INFORMACIÓN TÉCNICA

3.1.5.4.1. DESCRIPCIÓN DEL SITIO Y GEOLOGÍA GENERAL DEL ÁREA.

El proyecto se encuentra ubicado en la Iglesia San Francisco de Quito, en la calle Cuenca, entre Bolívar y Sucre, en el centro histórico de la ciudad. El lugar de estudio y su sector presentan una morfología tipo ladera suave, con pendiente en el sentido Oeste-Este que desciende hacia el Oeste.

El área de estudio por su geología de acuerdo a la profundidad investigada está constituida por sedimentos lacustres, eólicos, piroclásticos (cangahua) y volcánicos transportados por el viento o por flujos superficiales, presentan alto grado de consolidación en todas las profundidades investigadas, con excepción de las áreas de perforaciones P1, P2, P3 en las cuales los estratos superficiales se presentan meteorizados.

3.1.5.4.2. DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES ENCONTRADOS EN LAS PERFORACIONES.

La zona presenta una formación sedimentaria, los materiales encontrados en los sondeos muestran similares características en la orientación estratigráfica,

conformada por: secuencias alteradas de limos arenosos, limos areno arcillosos, arenas limosas, arenas finas y medias, sin embargo, a ciertas profundidades las muestras de suelo presentan características particulares que deben ser descritas con mayor detalle.

TABLA 3. 2. Descripción de la estratificación del suelo.

PERFORACIÓN N°	PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN	ESTRATO	MATERIALES ENCONTRADOS	NÚMERO DE GOLPES (N)
1	0.00 - 0.50	Limo arenoso, arcilloso, húmedo, coloro café oscuro	Suelto	Trozos de ladrillo granitos de pómez	10
	0.50 - 1.00	Limo areno arcilloso, húmedo, color café	Denso	Trozos de ladrillo, piedras y granitos de pómez	34
	1.00 - 1.50	Limo areno arcilloso, húmedo, color café	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	1.50 - 2.60	Limo areno arcilloso, húmedo, color café	Denso	Granitos de pómez	47
	2.60 - 3.60	Limo areno arcilloso, húmedo, color café con aspecto oscuro	Denso	Granitos de pómez	33
	3.60 - 4.60	Limo arenoso algo arcilloso, húmedo, color café	Denso	Granitos de pómez	29
	4.60 - 5.60	Limo arenoso, húmedo, color café	Denso	Granitos de pómez	> 60
	5.60 - 8.60	Arena limosa, húmeda, color café	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	8.60 - 10.60	Arena limosa, húmeda, color café habano con pintas amarillentas	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	10.60 - 11.60	Arena fina y media, húmeda, color café	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	11.60 - 12.50	Limo arenoso algo arcilloso, húmedo, color café con oxidaciones	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
2	0.00 - 1.60	Limo arenoso algo arcilloso, húmedo, color café oscuro	Suelto	Trozos de ladrillo granitos de pómez	5
	1.60 - 3.60	Limo areno arcilloso, húmedo, color café	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	3.60 - 4.60	Limo areno arcilloso, húmedo, color café	Denso	Granitos de pómez	42
	4.60 - 5.60	Limo arenoso algo arcilloso, húmedo, color café oscuro, con grumos duros del mismo material y color	Denso	Granitos de pómez	36
	5.60 - 7.60	Limo arenoso algo arcilloso, húmedo, color café	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	7.60 - 9.60	Arena limosa, húmeda, color café	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	9.60 - 10.60	Limo arenoso algo arcilloso, húmedo, color café	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	10.60 - 11.60	Arena fina y media, húmeda, color gris verdoso	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	11.60 - 12.50	Arena limosa algo arcillosa, húmeda, color café con pintas amarillentas, negruzcas, oxidaciones	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
3	0.00 - 1.00	Limo arenoso algo arcilloso, húmedo, color café oscuro	Medianamente denso	Granos y granitos de pómez	13
	1.00 - 1.60	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café algo oscuro	Muy denso	Granitos de pómez	> 60

	1.60 - 2.60	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café	Muy denso	Granitos de pómez	52
	2.60 - 3.60	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café	Denso	Granitos de pómez	41
	3.60 - 4.60	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café	Muy denso	Granos y granitos de pómez	> 60
	4.60 - 5.60	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café	Denso	Grumos duros y granitos de pómez	49
	5.60 - 7.60	Limo arenoso, húmedo, color café	Muy denso	Grumos duros y granitos de pómez	> 60
	7.60 - 8.60	Limo arenoso, húmedo, color café	Muy denso	Granos y granitos de pómez	> 60
	8.60 - 9.60	Arena algo limosa, húmeda, color café	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	9.60 - 11.60	Arena fina y media, húmeda, color café	Muy denso	Granos y granitos de pómez	> 60
	11.60 - 12.50	Arena limosa, húmeda, color café con oxidaciones	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
4	0.00 - 1.60	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café con pintas negruzcas	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	1.60 - 2.60	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café	Medianamente denso	Granitos de pómez	22
	2.60 - 5.60	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café	Muy denso	Grumos duros y granitos de pómez	52 a > 60
	5.60 - 6.60	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café algo oscuro	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	6.60 - 7.60	Limo arenoso, húmedo, color café	Muy denso	Grumos duros y granitos de pómez	> 60
	7.60 - 8.60	Limo arenoso, húmedo, color café con pintas amarillentas	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	8.60 - 10.60	Arena fina y media, húmeda, color café	Muy denso	Granos y granitos de pómez	> 60
	10.60 - 11.60	Limo arenoso algo arcilloso, húmedo, color café con pintas amarillentas	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	11.60 - 12.50	Limo arenoso, húmedo, color café con pintas amarillentas	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
5	0.00 - 1.00	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café oscuro	Denso	Granitos de pómez	36
	1.00 - 1.60	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café algo oscuro	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	1.60 - 3.60	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café	Denso	Granitos de pómez	36 a 47
	3.60 - 5.60	Limo arenoso algo arcilloso, húmedo, color café	Denso	Granitos de pómez	40 a 41
	5.60 - 6.60	Limo arenoso algo arcilloso, húmedo, color café algo oscuro	Denso	Grumos duros y granitos de pómez	34
	6.60 - 9.60	Arena limosa, húmeda, color café	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	9.60 - 10.60	Arena limosa, húmeda, color café	Muy denso	Granos y granitos de pómez	> 60
	10.60 - 12.50	Arena fina y media, húmeda, color café	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
6	0.00 - 1.00	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café oscuro	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	1.00 - 2.60	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café algo oscuro	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	2.60 - 3.60	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café	Muy denso	Granitos de pómez	54
	3.60 - 4.60	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café	Denso	Granitos de pómez	46
	4.60 - 5.60	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café	Muy denso	Granitos de pómez	> 60

	5.60 - 6.60	Limo arenoso algo arcilloso, húmedo, color café	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	6.60 - 7.60	Limo arenoso algo arcilloso, húmedo, color café	Denso	Granitos de pómez	40
	7.60 - 8.60	Limo arenoso algo arcilloso, húmedo, color café	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	8.60 - 9.60	Arena limosa, algo húmeda, color café	Muy denso	Piedras y granitos de pómez	> 60
	9.60 - 11.60	Arena fina y media, húmeda, color café	Muy denso	Granos y granitos de pómez	> 60
	11.60 - 12.50	Arena limosa, húmeda, color café con oxidaciones	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
7	0.00 - 1.00	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café oscuro	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	1.00 - 1.60	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café oscuro	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	1.60 - 2.60	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café	Denso	Granitos de pómez	36
	2.60 - 4.60	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café	Muy denso	Grumos duros y granitos de pómez	> 60
	4.60 - 5.60	Limo arenoso algo arcilloso, húmedo, color café	Denso	Grumos duros y granitos de pómez	47
	5.60 - 6.60	Limo arenoso algo arcilloso, húmedo, color café	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	6.60 - 7.60	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café	Denso	Granitos de pómez	41
	7.60 - 10.60	Arena limosa, húmeda, color café	Muy denso	Piedras y granitos de pómez	> 60
	10.60 - 11.60	Arena algo limosa, húmeda, color café	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	11.60 - 12.50	Arena fina y media, húmeda, color café	Muy denso	Granos y granitos de pómez	> 60
8	0.00 - 1.00	Limo arenoso arcilloso algo húmedo, color café oscuro	Denso	Granitos de pómez	45
	1.00 - 1.60	Limo arenoso arcilloso algo húmedo, color café oscuro	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	1.60 - 2.60	Limo arenoso arcilloso algo húmedo, color café	Muy denso	Grumos duros y granitos de pómez	> 60
	2.60 - 3.60	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café	Denso	Grumos duros y granitos de pómez	28
	3.60 - 4.60	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café	Muy denso	Grumos duros y granitos de pómez	> 60
	4.60 - 5.60	Limo arenoso arcilloso, húmedo, color café	Denso	Grumos duros y granitos de pómez	48
	5.60 - 6.60	Limo arenoso algo arcilloso, húmedo, color café	Muy denso	Grumos duros y granitos de pómez	> 60
	6.60 - 7.60	Limo arenoso algo arcilloso, húmedo, color café	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	7.60 - 8.50	Arena limosa, húmedo, color café	Muy denso	Granos y granitos de pómez, en 8.50m piedra	> 60
9	0.00 - 0.70	Limo arenoso arcilloso algo húmedo, color café oscuro	Muy denso	Granitos de pómez	> 60
	0.70 - 1.60	Arena limosa algo húmeda, color café	Muy denso	Grumos duros, granitos de pómez y piedras	> 60
	1.60 - 2.10	Arena fina y media algo húmeda color café rojizo	Muy denso	Piedras y granitos de pómez, en 2.10m piedra	> 60

FUENTE: (FONSAL, 2003).

3.1.5.4.3. RESULTADOS DEL ESTUDIO

- Del estudio realizado se puede establecer que la capacidad portante del suelo se presenta de manera homogénea en el sentido horizontal, mientras que varía de buena a muy buena conforme a las profundidades de las pruebas de campo.
- La capacidad portante del suelo en sentido vertical se presenta de la siguiente manera:
    - Estratos superficiales: buena – muy buena (excepto P-1, P-2, P-3).
    - Estratos intermedios: buena – muy buena.
    - Estratos inferiores: muy buena.

TABLA 3. 3. TABLA 3.3. Resultados del estudio de suelos.

ESTRATOS	PERFORACIÓN N°	PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN DE RESULTADOS
Superficiales	1	0.00 - 0.50	Baja resistencia al corte y alta compresibilidad
	2	0.00 - 1.30	
	3	0.00 - 1.00	Mediana resistencia al corte y mediana compresibilidad.
	4	0.00 - 1.60	Muy alta resistencia al corte y muy baja compresibilidad
	7	0.00 - 1.60	
	6	0.00 - 1.00	
	9	0.00 - 2.10	
	5	0.00 - 1.00	Alta resistencia al corte y baja compresibilidad
	8	0.00 - 1.00	
Intermedios superiores	1	0.50 - 1.00	Alta resistencia al corte y baja compresibilidad
	7	1.60 - 2.60	
	2	1.30 - 3.60	Muy alta resistencia al corte y muy baja compresibilidad
	6	1.00 - 2.60	
	8	1.00 - 2.60	
	3	1.00 - 3.60	Alta a muy alta resistencia al corte y baja a muy baja compresibilidad
	5	1.00 - 3.60	
	4	1.00 - 2.60	Ligeramente alta resistencia al corte y baja compresibilidad
Intermedios medios	1	1.00 - 4.60	De alta a muy alta resistencia al corte y de baja a muy baja compresibilidad
	6	2.60 - 4.60	
	8	2.60 - 5.60	
	2	3.60 - 5.60	Alta resistencia al corte y baja compresibilidad
	6	3.60 - 6.60	
	3	3.60 - 5.60	Muy alta resistencia al corte y muy baja compresibilidad
	7	2.60 - 4.60	
Intermedios inferiores	1	4.60 - 8.60	Muy alta resistencia al corte y muy baja compresibilidad
	2	5.60 - 8.60	
	3	5.60 - 8.60	
	4	5.60 - 8.60	
	5	6.60 - 8.60	
	8	5.60 - 7.60	
	6	4.60 - 7.60	Alta a muy alta resistencia al corte y baja a muy baja compresibilidad
	7	4.60 - 7.60	
Inferiores	1	8.60 - 12.50	Muy alta resistencia al corte y muy baja compresibilidad
	2	8.60 - 12.50	
	3	8.60 - 12.50	
	4	8.60 - 12.50	
	5	8.60 - 12.50	

FUENTE: (FONSAL, 2003).

3.1.5.4.4. CIMENTACIÓN.

De acuerdo al estudio realizado, la cimentación de la estructura que se encuentre bajo la cota recomendada trabaja con seguridad. Las cotas de las bocas de perforación están referenciadas a un banco de muestras BM en la cota 100 ubicado sobre el piso de la iglesia, al lado derecho de la puerta de entrada al templo.

TABLA 3. 4. Esfuerzos admisibles en zonas de perforación de cimentación.

ÁREA DE LA PERFORACIÓN N° 1			
Cota de la boca de la perforación		100.08	
Cota recomendada de cimentación	99.00	98.00	97.00
Presión neta admisible del suelo (Fs=3) (Ton/m2)	30.00	30.00	30.00
ÁREA DE LA PERFORACIÓN N° 2			
Cota de la boca de la perforación		100.14	
Cota recomendada de cimentación	99.00	98.00	97.00
Presión neta admisible del suelo (Fs=3) (Ton/m2)	10.00	30.00	30.00
ÁREA DE LA PERFORACIÓN N° 3			
Cota de la boca de la perforación		99.91	
Cota recomendada de cimentación	99.00	98.00	97.00
Presión neta admisible del suelo (Fs=3) (Ton/m2)	10.00	30.00	30.00
ÁREA DE LA PERFORACIÓN N° 4			
Cota de la boca de la perforación		99.03	
Cota recomendada de cimentación	98.00	97.00	96.00
Presión neta admisible del suelo (Fs=3) (Ton/m2)	25.00	25.00	30.00
ÁREA DE LA PERFORACIÓN N° 5			
Cota de la boca de la perforación		100.34	
Cota recomendada de cimentación	99.00	98.00	97.00
Presión neta admisible del suelo (Fs=3) (Ton/m2)	30.00	30.00	30.00
ÁREA DE LA PERFORACIÓN N° 6			
Cota de la boca de la perforación		100.35	
Cota recomendada de cimentación	99.00	98.00	97.00
Presión neta admisible del suelo (Fs=3) (Ton/m2)	30.00	30.00	30.00
ÁREA DE LA PERFORACIÓN N° 7			
Cota de la boca de la perforación		98.82	
Cota recomendada de cimentación	97.00	96.00	95.00
Presión neta admisible del suelo (Fs=3) (Ton/m2)	30.00	30.00	30.00
ÁREA DE LA PERFORACIÓN N° 8			
Cota de la boca de la perforación		99.88	
Cota recomendada de cimentación	99.00	98.00	97.00
Presión neta admisible del suelo (Fs=3) (Ton/m2)	30.00	30.00	30.00
ÁREA DE LA PERFORACIÓN N° 9			
Cota de la boca de la perforación		100.09	
Cota recomendada de cimentación		99.00	98.00
Presión neta admisible del suelo (Fs=3) (Ton/m2)		30.00	30.00
Fs = Factor de seguridad al corte.			

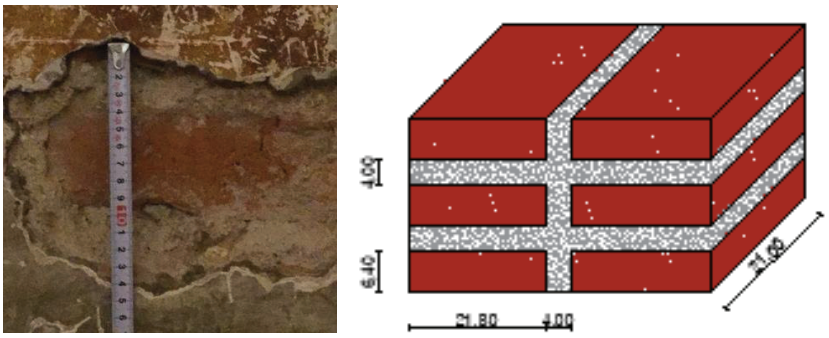
FUENTE: (FONSAL, 2003)**.**

3.1.6. ESTUDIO DE MATERIALES.

Con la finalidad de poseer información acertada sobre los parámetros y propiedades mecánicas se han utilizado varios métodos desde la inspección visual y recopilación de información histórica hasta la aplicación de ensayos no destructivos y poco invasivos.

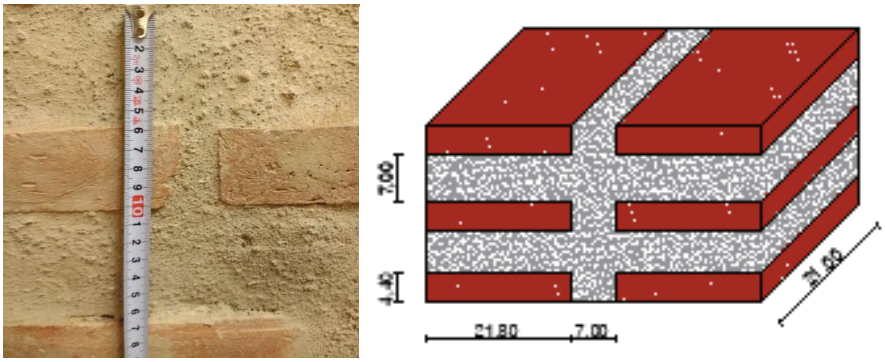
De la inspección visual se determinó que en todos los elementos de la iglesia existe el uso de ladrillos macizos dispuestos de forma horizontal variando únicamente el espesor de mortero que une los mampuestos. Se ha identificado ladrillos de 5 cm de ancho unidos con morteros de 3 a 4 cm de espesor en paredes, columnas y arcos de la nave central y naves laterales, así también en el crucero y capillas. En los campanarios se identifica ladrillos de 5 cm y morteros de 7cm de espesor como se observa en las siguientes figuras.

FIGURA 3. 9 Descripción de la disposición de ladrillos en naves, capillas y crucero



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 3. 10 Descripción de la disposición de ladrillos en campanarios.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

Además, a partir de la recopilación de información se ha obtenido datos realizados para trabajos de restauración y restitución por lo que se presenta a continuación la descripción de las propiedades mecánicas de las probetas obtenidas durante el desmontaje y rehabilitación de artesonados y cubiertas de la nave central de la iglesia. Dichos valores han sido obtenidos a través de ensayos realizados en los laboratorios de la Universidad Católica de Ecuador y facilitados por el Instituto Metropolitano de Patrimonio antes conocido como FONSAL La tabla presentada en los anexos de ensayos de materiales se ha modificado por errores en las unidades planteadas. Varias de las tablas de propiedades de los materiales se encuentran en el ANEXO 1 del presente proyecto.

TABLA 3. 5 Propiedades mecánicas de ladrillos de la nave central.

MUESTRA N°	1	2	3	4	5
DESCRIPCIÓN	LADRILLO EN ARCOS	MASILLA Y LADRILLO	MASILLA Y LADRILLO	MORTERO	MORTERO
Altura (m)	0.06	0.07	0.07	0.04	0.03
Largo (m)	0.22	0.07	0.07	0.04	0.04
Ancho (m)	0.22	0.07	0.07	0.04	0.03
Área (m2)	0.05	0.00	0.01	0.00	1169.00
Volúmen (m3)	0.0030796	0.0003084	0.0003660	0.0000516	0.0000370
Masa (kg)	7.00	0.50	0.70	1.11	0.11
Peso Unitario (kg/m3)	2273.06	1621.16	1912.51	21506.92	2840.91
Carga (kg)	30682.98	924.06	1431.80	294.60	278.39
Resistencia (kg/cm2)	64563126.00	42.18	27.77	21.12	23.81

FUENTE: (FONSAL, 2003)

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

3.1.6.1. MUESTREO

Para una evaluación in situ como es el caso del estudio actual, las muestras pueden ser tomadas en la estructura y pueden ser de dos tipos según su objetivo de estudio, es así que pueden estar destinadas a obtener características y variabilidad de la estructura de mampostería, o pueden representar un lugar específico donde se ha encontrado fisuras o ingreso de agua, las ultimas no se pueden tomar como muestras representativas de toda la estructura.

En la extracción de muestras es importante realizar una separación de aquellas que pertenecen a sitios de interés en este caso la zona de campanarios, coro y nártex, de las que representan a la estructura en general, para el presente caso de estudio también se ha separado los resultados considerando los dos niveles existentes.

Cuando se necesita una caracterización de la mampostería de toda la estructura es necesario ubicar los lugares de ensayo o muestreo aleatorio o sistemático alrededor de todo el inmueble.

3.1.6.2. DETERMINACIÓN DE ENSAYOS IN SITU

Según Schuller y Suprenant (1995), una manera adecuada de decidir la cantidad mínima de ensayos que son necesarios es suponer uno por cada 5000 pies cuadrados de superficie de la estructura equivalente a 464.5 metros cuadrados aproximadamente.

$$\frac{3120\ m^2}{464.5\ m^2} = 6.72\ \approx 7$$

En el caso específico de análisis donde se analizará un área estimada en 3120 metros cuadrados tendremos un equivalente a 7 ensayos, mismo que deberá ser afectado por un coeficiente debido al tipo de ensayo a realizarse en este caso 4 por tratarse de velocidad de pulso ultrasónica indirecta véase (TABLA 3.6. Número de ensayos equivalentes).

TABLA 3. 6 Número de ensayos equivalentes a ensayos de prismas por 5000 pies cuadrados.

NOMBRE DEL ENSAYO		NÚMERO DE ENSAYOS
Flat Jack		3
Push test		16
Core shear test		24
Bond wrench		27
Ultrasonic pulse velocity	Direct	3
	Indirect	4

FUENTE: (Suprenant & Schuller, 1994)

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

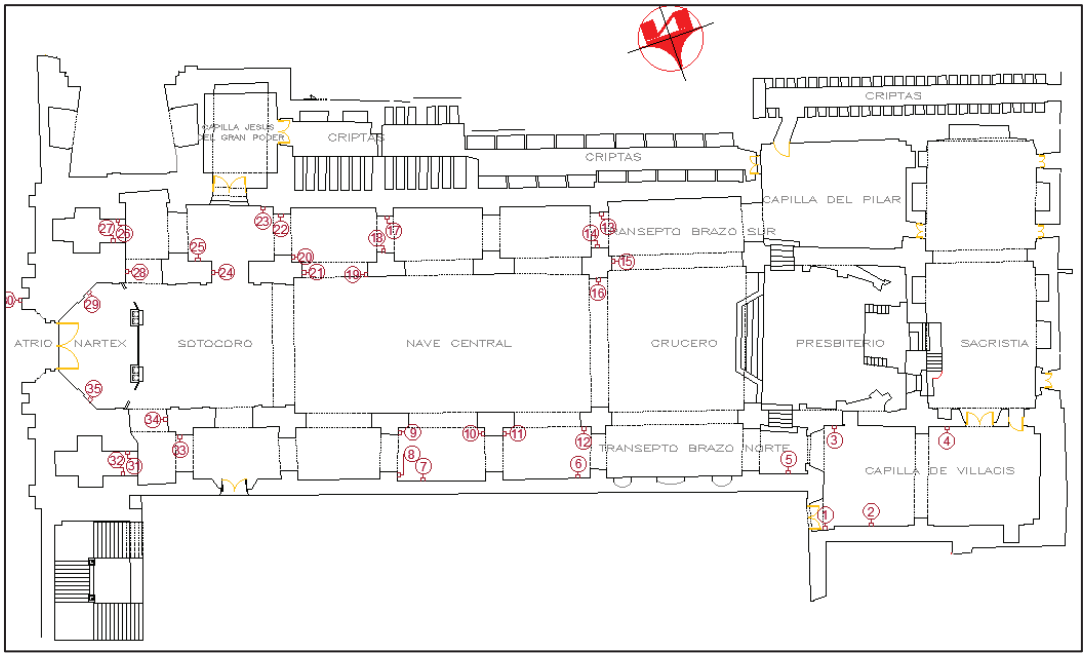
Cabe recalcar que en la planificación para la obtención de muestras se debe indicar el tamaño de las muestras, el responsable de obtenerlas, los procedimientos a utilizarse, y detalles elementales como el transporte y ensayo de estas.

3.1.6.3. UBICACIÓN DE LOS ENSAYOS

Es recomendable que los ensayos se realicen en diferentes lugares donde se observe características diferentes del mortero, se debe tomar en cuenta la variación en la construcción en los diferentes niveles. Así también se sugiere tomar muestras tanto en paredes internas como externas debido a que están expuestas a diferentes substancias y condiciones climáticas.

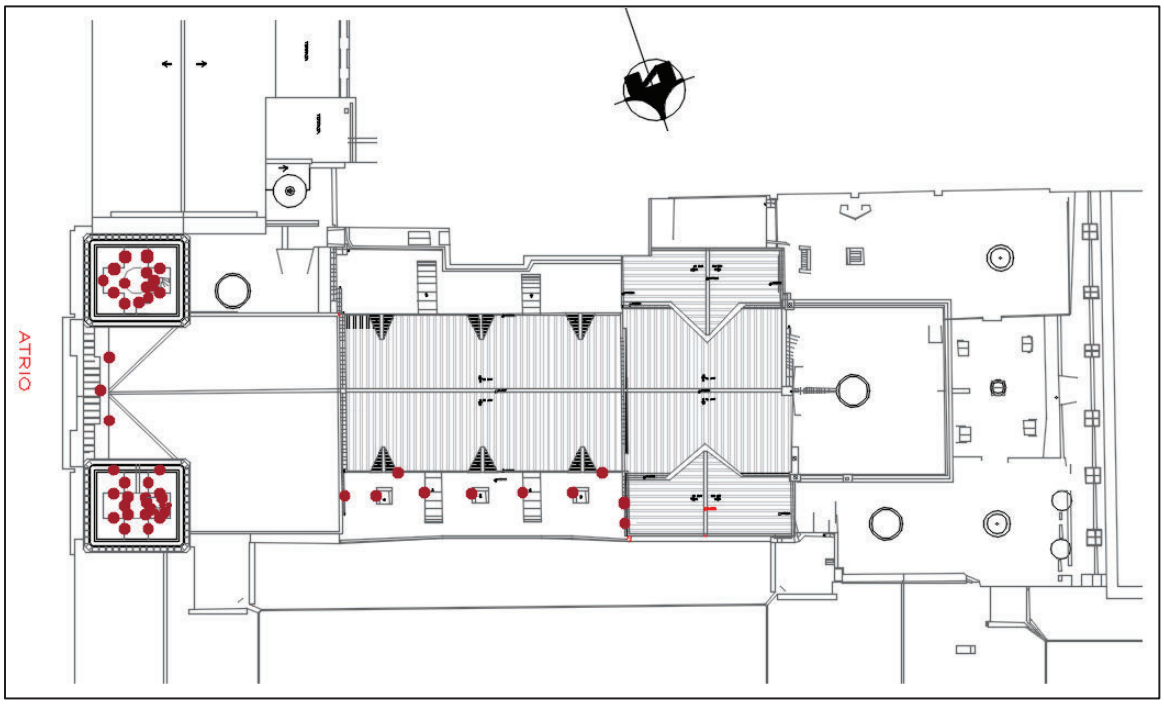
La ubicación exacta para la extracción de muestras o realización de ensayos esta detallada a continuación, mismas que deben estar dictaminadas por el ingeniero a cargo del proyecto y deberá ser aprobada por los encargados del edificio o monumento (Suprenant & Schuller, 1994).

FIGURA 3. 11 Ubicación de ensayos de velocidad de pulso en planta baja.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 3. 12. Ubicación ensayos en campanarios y planta alta.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

3.1.6.4. TIPO DE ENSAYO Y REALIZACIÓN.

Para evitar la intervención de la estructura y daños en los elementos que poseen valor estético o histórico se decidió realizar ensayos de velocidad de pulso. Se ha dividido los ensayos en zonas debido a la conformación de diversos materiales entre ellos rocas y mampuestos y por la necesidad de limitar aquellos que se encuentran en zonas externas e internas, pues resisten condiciones climáticas diferentes.

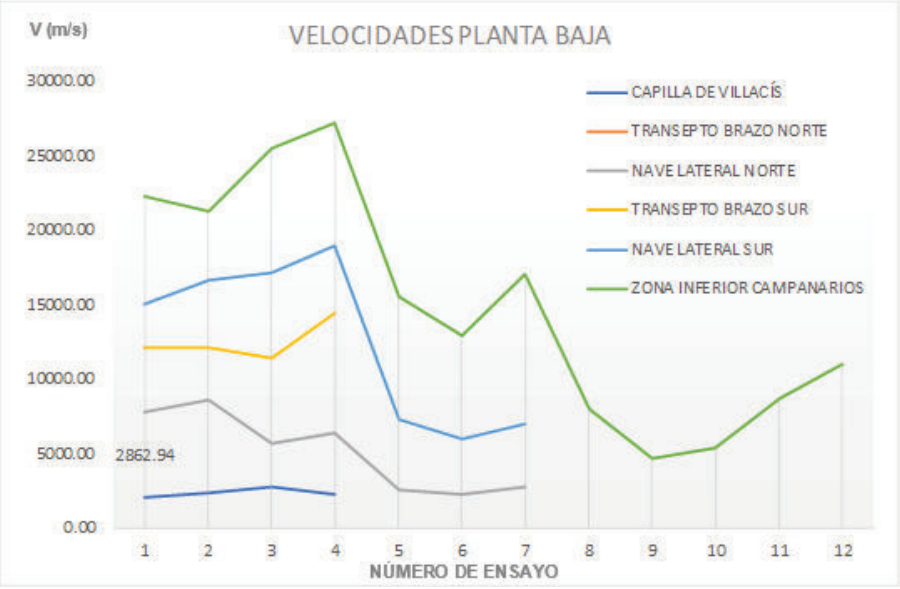
Los ensayos han sido realizados en paredes representativas de las diferentes zonas que conforman la iglesia, para así tener conocimiento aproximado de los materiales ocupados durante su proceso constructivo y el estado actual de los mismos.

FIGURA 3. 13. Calibración de equipo y realización de ensayos.

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

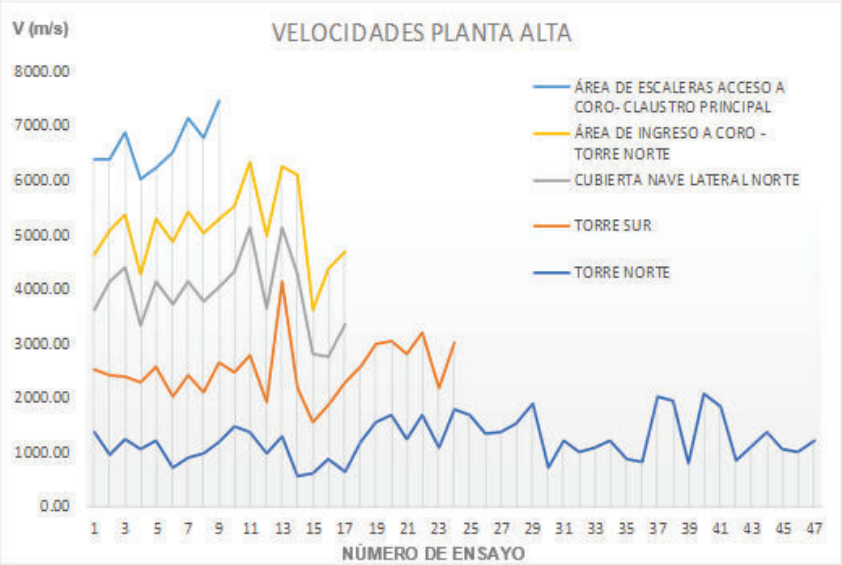
Los valores obtenidos se clasificarán por sector y por planta como se muestran en las siguientes figuras.

FIGURA 3. 14. Velocidad de pulso planta baja.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 3. 15. Velocidad de pulso para planta alta y campanarios.

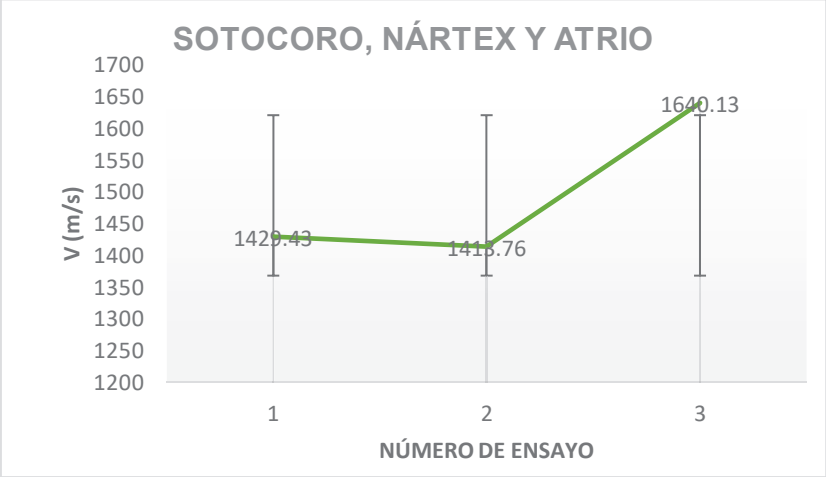


ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

De los valores obtenidos mediante ensayos de laboratorio y ejecutados por el laboratorio de materiales de la “Escuela politécnica Nacional” se han descartado aquellos que no son representativos. Se muestra a continuación los datos obtenidos para el adobe y el ladrillo con el fin de identificar sus características mecánicas. Así también, se sobrepone la dispersión estándar entre los mismos para identificar los valores que afectarían de manera significativa los procesos realizados a posteriori y que por ende serán descartados.

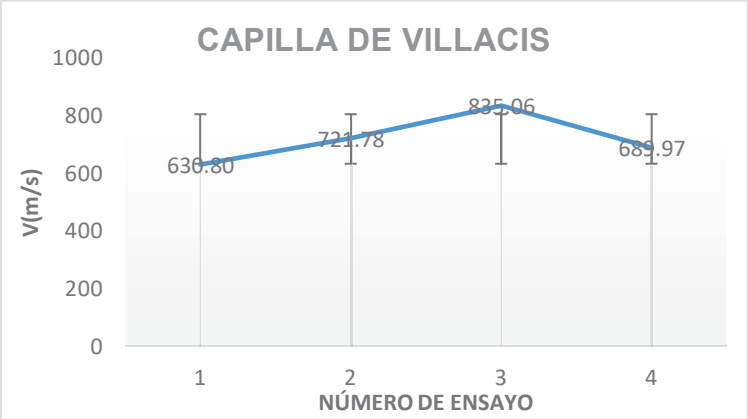
Para las zonas de la planta alta se presentan los siguientes valores:

FIGURA 3. 16. Velocidad calculada para sotocoro, nártex y atrio.



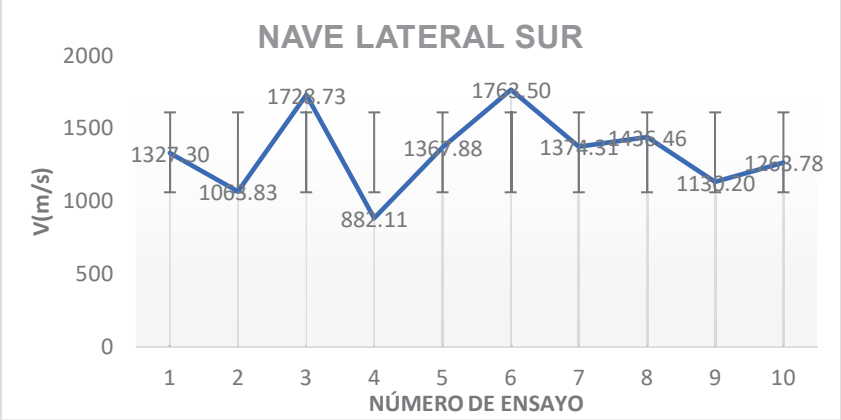
ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 3. 17. Velocidad calculada para Capilla de Villacís.



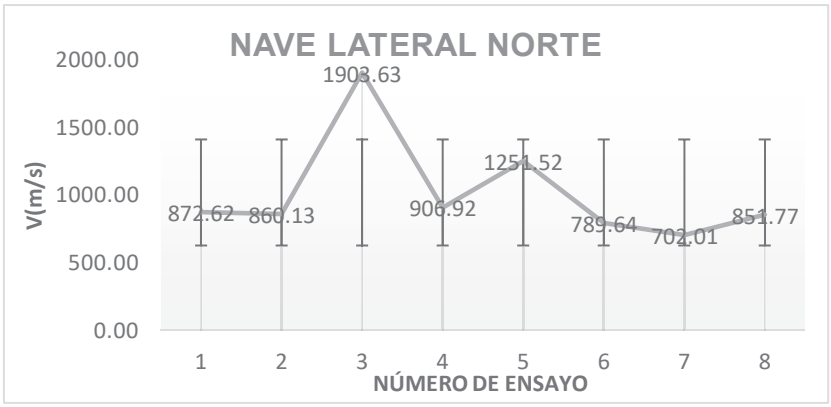
ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 3. 18. Velocidades calculadas para nave lateral sur.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

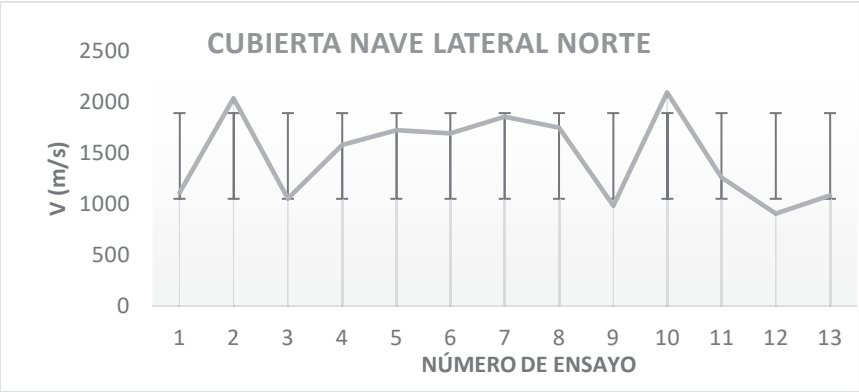
FIGURA 3. 19. Velocidades calculadas para nave lateral norte.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

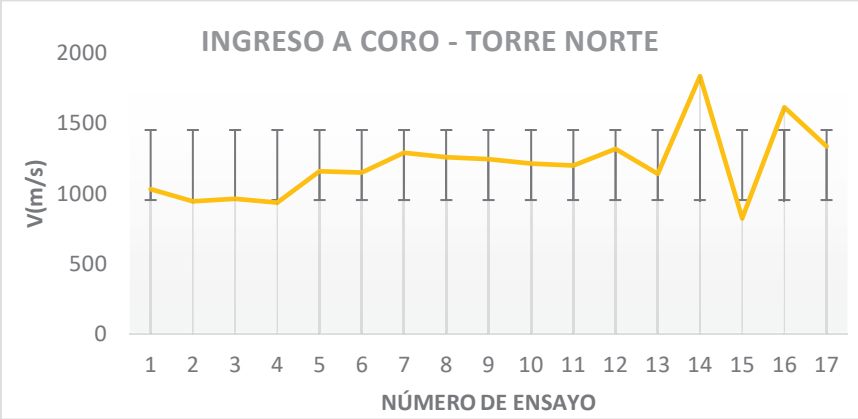
PLANTA ALTA:

FIGURA 3. 20. Velocidades calculadas para cubierta de la nave lateral norte.



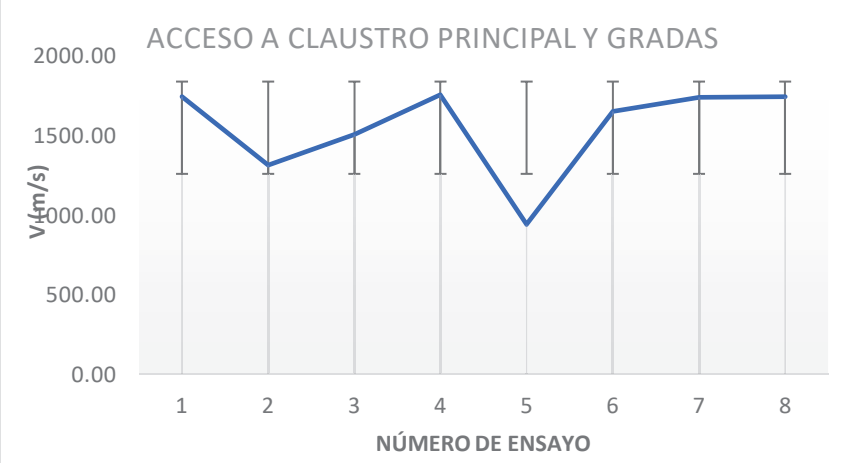
ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 3. 21. Velocidades calculadas para zona de ingreso a coro y torre norte.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

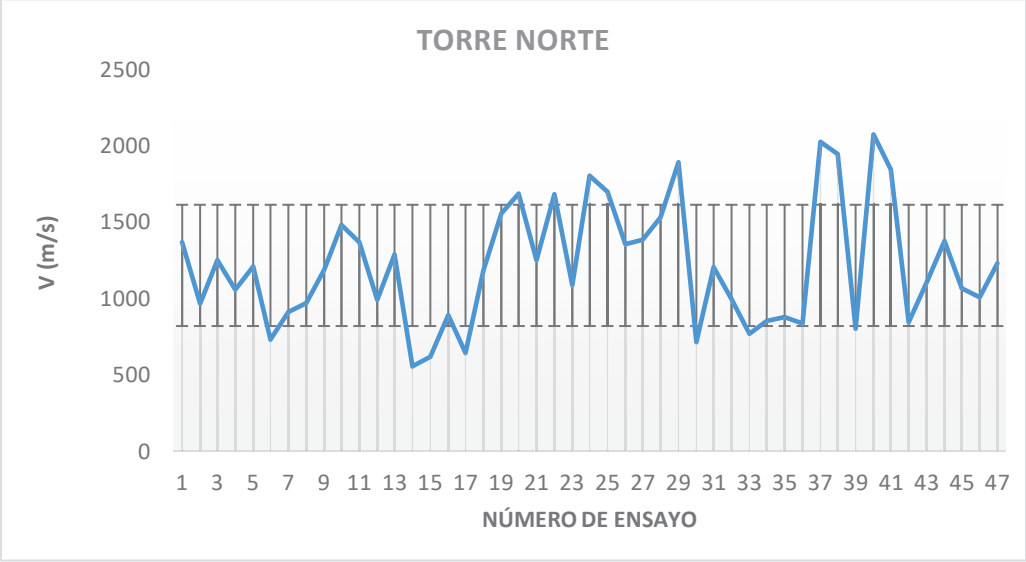
FIGURA 3. 22. Velocidades calculadas para acceso a claustro y gradas.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

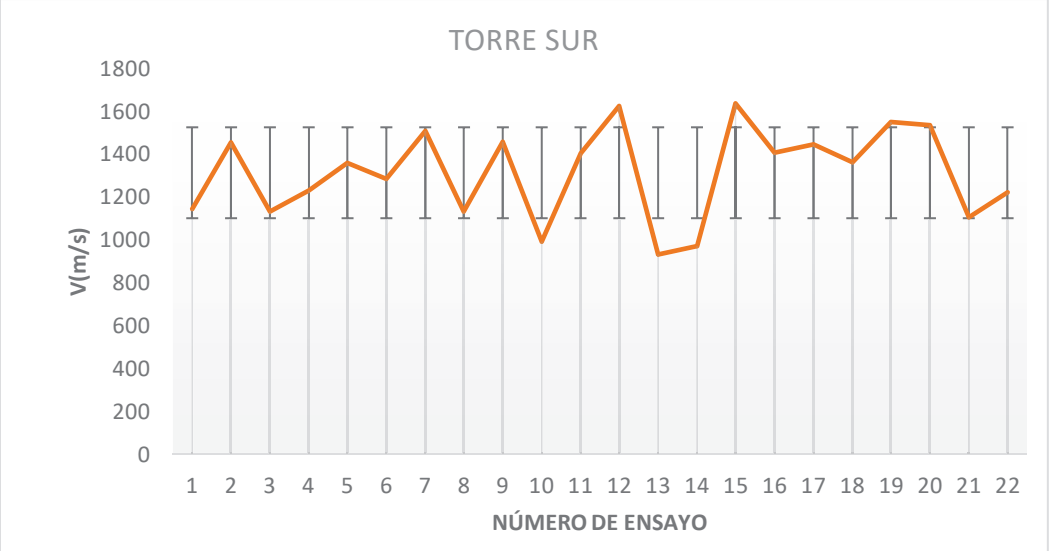
Los ensayos se realizaron además en las zonas de interés como son las torres de campanarios donde se separó los valores debido a que se observó un aumento de dimensiones en las secciones y disposición diferente de mampostería, como ya se menciono con anterioridad la altura de morteros y ladrillos varía significativamente en estas zonas, por lo que se han separado del resto del templo.

FIGURA 3. 23. Velocidades calculadas para torre norte.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 3. 24. Velocidades calculadas para torre sur.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

Posterior al análisis de los datos presentados y a la exclusión de aquellos fuera de la zona de dispersión, se presentan a continuación los valores calculados para los módulos de elasticidad del ladrillo que serán tomados en cuenta dentro de los modelos matemáticos y que han sido obtenidos a través de la fórmula propuesta en la ASTM Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete que vincula las características del hormigón como densidad y módulo de Poisson con la velocidad ultrasónica. La fórmula se presenta a continuación:

$$v = \sqrt{\frac{E * (1 - \mu)}{\rho(1 + \mu)(1 - 2\mu)}}$$

Donde:

V: Velocidad ultrasónica

μ: Módulo de Poisson establecido en 0.229 para el caso.

E: Módulo de elasticidad.

ρ: Densidad del hormigón

FUENTE: (ASTM, 2016)

Para la determinación del módulo de young se ha despejado de la fórmula presentada, se ha asumido los coeficientes de poisson establecidos por Abasolo y Bolasi (1998), para la mampostería de ladrillo en 0.19, mientras que para el hormigón Wilson (2009) propone 0.20. Las densidades han sido tomadas de los ensayos realizados previamente para otras intervenciones en la iglesia y se exponen en el ANEXO 1.

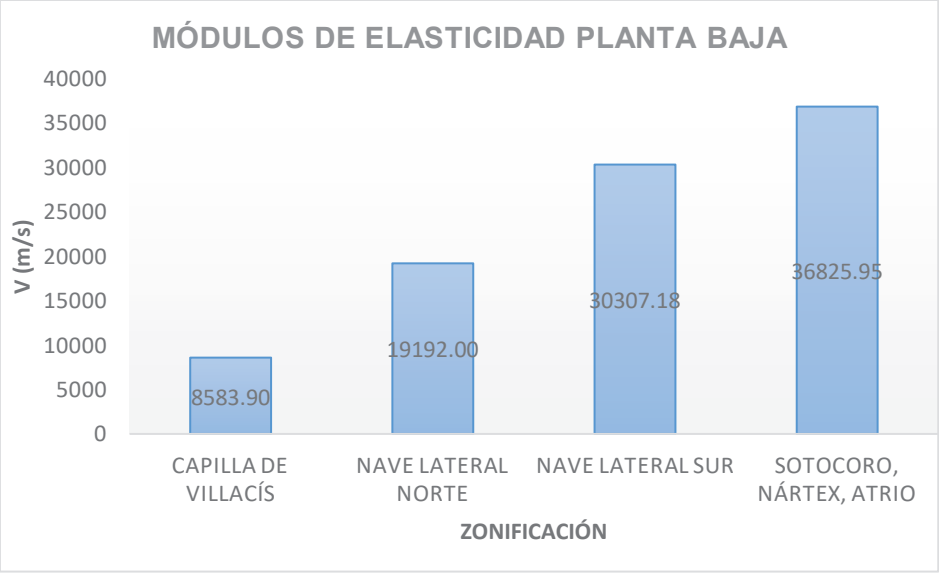
Se presenta a continuación el ejemplo de cálculo para la capilla de Villacis, las tablas completas para la determinación de los módulos de elasticidad de todas las zonas de la iglesia se encuentran en el ANEXO 3.

TABLA 3. 7. Ejemplo de cálculo de módulo de elasticidad (E) para el caso Capilla de Villacís.

RESULTADOS					
ZONA	VELOCIDAD m/s	DENSIDAD (Kg/m3)	u	MÓDULO DE ELASTICIDAD (KG/CM2)	PROMEDIO
PLANTA BAJA					
CAPILLA DE VILLACÍS	630.80	1766.84	0.19	6530.03	8583.90
	721.78	1766.84	0.19	8549.39	
	835.06	1766.84	0.19	11443.68	
	689.97	1766.84	0.19	7812.50	

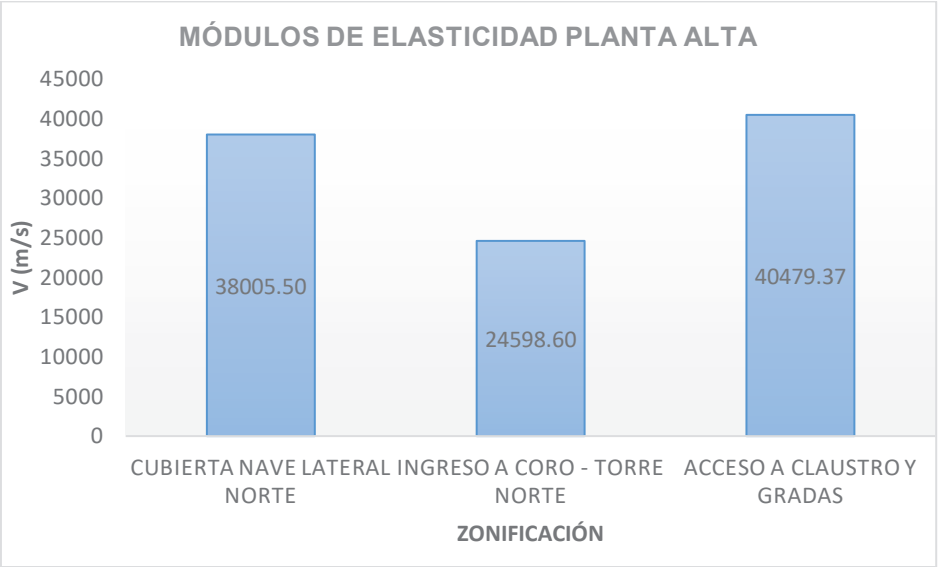
ELABORADO POR: Estrella & Narváez

FIGURA 3. 25. Módulos de elasticidad para las zonas de la planta baja.



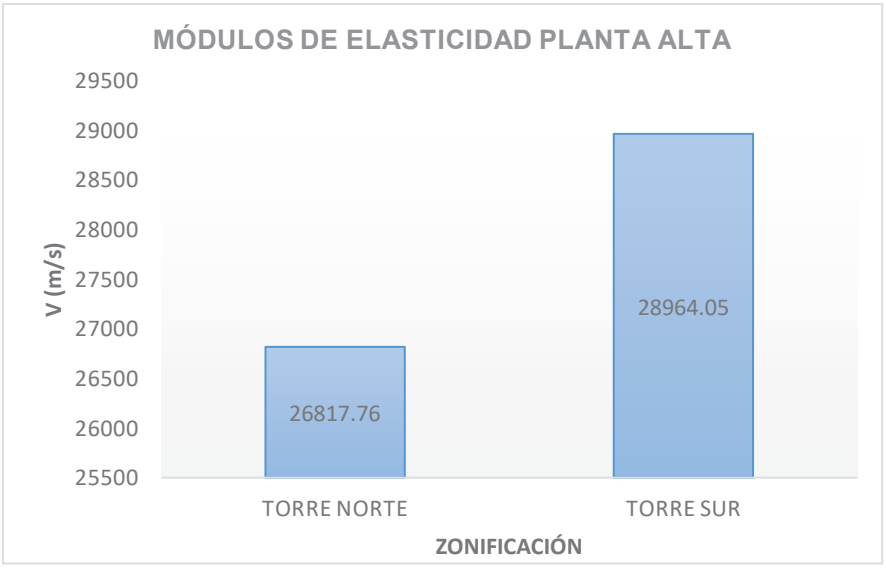
ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 3. 26. Módulos de elasticidad planta alta.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

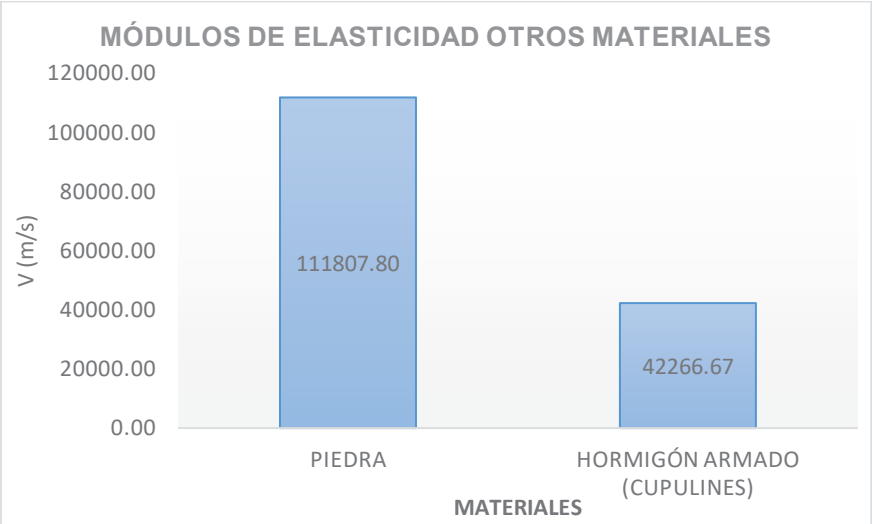
FIGURA 3. 27. Módulos de elasticidad para torres de campanarios.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

Además de mampostería se ha obtenido valores para piedra ubicada principalmente en el nártex y fachada de la iglesia y para hormigón armado debido a la inclusión del mismo en las reparaciones de cupulines. Los valores obtenidos se exponen en la siguiente figura.

FIGURA 3. 28. Módulo de elasticidad para piedra y hormigón armado.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

3.1.7. HISTORIA CONSTRUCTIVA.

Un conjunto de edificios, ampliaciones y readecuaciones realizadas a lo largo del tiempo, han establecido la configuración actual de la Iglesia y convento de San Francisco de Quito. El proceso constructivo dio inicio en el año 1535 con la edificación de la iglesia y vivienda de religiosos (Mercé Gandía & Gallegos Arías, 2011).

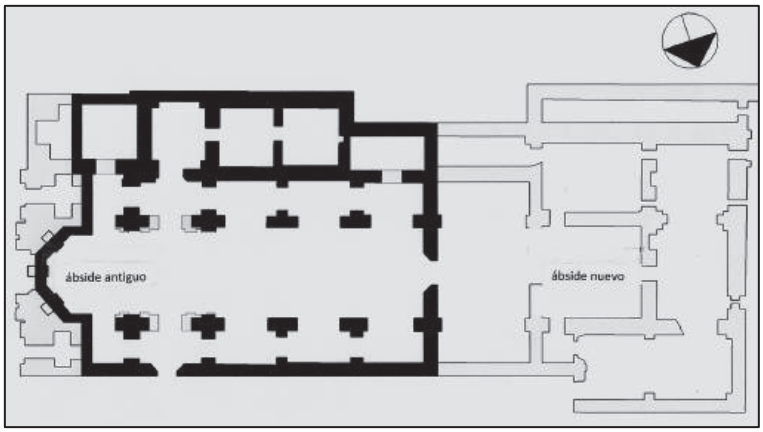
La iglesia de San Francisco de Quito, reconocida por su historia y arquitectura colonial sudamericana como uno de los monumentos más representativos del siglo XVI, ha sido parte de varios estudios. La recopilación de documentación y el análisis de información referente a la construcción de la edificación permite conocer la cronología de su estado actual, así como los autores responsables de su ejecución, además de inspirar nuevos enfoques e interpretaciones a las nuevas generaciones de profesionales interesados en interactuar con edificaciones históricas de similares características (V. Webster, 2012).

Segú Webster (2012), la documentación extensa e inédita demuestra que la actual iglesia y su fachada principal son producto de las ampliaciones, reconstrucciones y reubicaciones que datan de la tercera y cuarta década del siglo XVII, además hace énfasis en que la edificación en su estado actual no es la segunda sino la tercera

iglesia construida en el sitio, pues la anterior era de menor extensión y posteriormente reorientada para edificar la iglesia de San Francisco que conocemos hoy en día.

La información revisada nos permite obtener una visión diferente de la distribución de los elementos que hacían parte de la segunda iglesia, la reconstrucción hipotética en su estado original, transformaciones, así como intervenciones realizadas en los últimos años. De esta manera se puede describir que la antigua iglesia era bastante limitada, según estudios arqueológicos se encontraron los cimientos de muros de piedra que intersecaban a la nave lateral norte cerca de la zona del crucero. En la siguiente imagen se puede observar los elementos sin resaltar como aquellos que representan las zonas de ampliaciones y reconfiguraciones efectuadas durante el siglo XVII y en color negro la distribución en planta de la segunda iglesia (V. Webster, 2012).

FIGURA 3. 29. Iglesia San Francisco de Quito, Implantación de la segunda iglesia (negro), iglesia actual (gris).



FUENTE: (V. Webster, 2012).

La forma actual del nártex es en realidad la forma original de la cabecera de la iglesia, donde se puede apreciar claramente que los espacios laterales de esta zona serían distribuidos posteriormente para adaptar lo que son hoy en día las torres de los campanarios y la fachada principal, al examinar el esquema en planta se puede observar que la pared ubicada en el lado oeste de la segunda iglesia era entonces la fachada, la adquisición de las tierras al norte de la iglesia ocasionó la creación del claustro principal, sin tomar en consideración que se impediría el

acceso desde la plaza se decidió optar por la reorientación de la iglesia y de esta manera dominar estéticamente con sus imponentes fachadas y torres (V. Webster, 2012).

De acuerdo a la recopilación de información y el seguimiento constructivo de la iglesia San Francisco de Quito y sus componentes se presenta la siguiente información relevante de conformidad con FONSAL (2003).

CONSTRUCTORES.

Los frailes Jodoco Rique, Pedro Gocial y Alonso Baena fueron quienes apoyados en la mano de obra indígena levantaron los inicios del templo y convento, mientras que el fray Francisco Benítez participó como constructor del claustro principal. El levantamiento de la fachada y los artesonados son dudas que persisten, aunque se señala como autores a los frailes mencionados anteriormente.

La construcción del complejo necesitó de gran cantidad de dinero y recursos, producto inicialmente de donaciones, mientras unos aportaban con obreros de las haciendas otros ayudaban con material, la mayor parte del dinero fue resultado de la venta de joyería y censos realizados a propiedades e inmuebles tanto urbanos como rurales.

La recopilación de documentación que esclarezca aún más la historia constructiva en los primeros años era difícil debido a que se habían perdido informes o trasladado a otras ciudades en diferentes bibliotecas, sin embargo, para el año 1645 el cronista Diego de Córdova ordenó que se archive todo tipo de información que contenga datos importantes de la época.

Varios documentos señalan que durante 1552 ya estaba en construcción la iglesia, pues para su ejecución se había entregado hierro, acero, madera y otros materiales con los cuales se levantó la capilla mayor. Hacia 1581 se establece que la iglesia ya se encontraba totalmente construida, ya contaba con la planta en cruz latina, las tres naves centrales, cubierta de madera y capillas cerradas con cupulines. Se menciona además que hacia 1551 las minas de cal y piedra de Pomasqui y Nieblí, así como también la cantera de andesita del volcán Pichincha eran los lugares donde se extraía la materia prima necesaria para la construcción de la iglesia.

La historia constructiva en el siglo XVIII está marcada por los eventos naturales sísmicos que provocaron daños y reparaciones continuas, en 1755 a causa de un terremoto sufrieron destrucción la cubierta, el artesonado mudéjar y las torres. En los años posteriores se tomaron acciones inmediatas como reparaciones, adquisición de ladrillos, tejas, madera y la contratación de mano de obra.

Para 1767 se colocó ladrillo en toda la iglesia y en 1778 con cal se hicieron las reparaciones en bóvedas, mientras que un año después se restauraron dos naves, lamentablemente en 1868 un terremoto provocó graves daños situados en la nave lateral derecha, además sufrieron averías las medias naranjas de los cupulines.

En el sismo de 1987 pese a que se presentaron daños como desplomes y no se procedió a realizar una reparación total de la iglesia, los especialistas, posterior a sus inspecciones colocaron apuntalamientos y tensores para prevenir el colapso de muros.

CUBIERTA.

En el año de 1555 el techo de la iglesia que era de paja se desplomó conjuntamente con la cubierta, posteriormente fue reemplazada por una nueva que también estuvo sometida a varias intervenciones emergentes entre las cuales se destacan: en 1950 la colocación de soportes de hierro, cables y refuerzos metálicos, cambios de tejas, reforzamiento de vigas de madera con elementos metálicos. Finalmente, para el año 2003 se procedió a realizar la reparación total de la cubierta.

CÚPULA DE MEDIA NARANJA.

Las cúpulas y cupulines de San Francisco destinadas a iluminar el interior de la Iglesia, durante los años 1581 y 1647 sufrieron problemas de filtración de agua y la presencia de fisuras a causa de los terremotos, los datos sobre las reparaciones en la cúpula fueron registrados desde 1731 donde se realizó la intervención por daños a causa de un rayo que provocó quebrantos en la media naranja.

Para el año 1759 se terminó la construcción de la linterna de la cúpula presbiterial, restaurándose la cúpula de media naranja, bóvedas de la sacristía y naves de la iglesia. Entre los años 1792 - 1796 se procedió a revestirla, mientras que en 1923 un fuerte sismo ocasionó graves daños en la linterna de la media naranja

presbiterial por lo que tuvo que ser demolida completamente y sustituida por otra de concreto de similares características, de ahí en adelante se señala como importantes las restauraciones de impermeabilización de cúpulas y colocación de tejuelos.

CUBIERTA DEL CORO.

Al igual que varios sitios del complejo, el coro ha sufrido daños ocasionados por sismos, temblores y filtraciones de agua; estas últimas se atenderían para el año 1731 en el cual se levantó el techo del coro para cambiar las maderas deterioradas producto de goteras.

Además, señalando como otra intervención importante se encuentra la recomposición de la cubierta del coro en el año 1799 debido a daños por caídas de material de las torres que también se encontraban en reparación. Hacia 1868 un terremoto provocó la destrucción de la escalera en churo que permite el acceso a la torre por lo que fue necesario tomar medidas de limpieza y seguridad de los elementos próximos.

TORRES.

Las torres de los campanarios presentes en la fachada de la iglesia San Francisco de Quito, a finales del siglo XIX se alzaban con dos cuerpos hasta una altura bastante considerable, hoy en día debido a las constantes intervenciones y los graves daños en estos elementos a causa de movimientos sísmicos importantes lucen solo un cuerpo que remata en pináculos.

Afectadas en el terremoto de 1755 se temía por la destrucción que se podría suscitar al primer sismo que se presente, de esta manera entre los años 1756 y 1759 se colocaron tres cinchones de hierro en cada torre, además de barras, pernos, cuñas. Para 1863 la venta de alhajas posibilitó la reparación de claustro, torres e iglesia, sin embargo, en 1868 nuevamente un terremoto afectó seriamente el convento, dejando en el suelo escombros de la destrucción de las torres.

FIGURA 3. 30. Iglesia San Francisco de Quito aproximadamente en el año 1868 antes del terremoto de ese año.

FUENTE: (Mercé Gandía & Gallegos Arías, 2011).

FIGURA 3. 31. Fachada de la iglesia San Francisco de Quito en 1880, sin los cuerpos superiores caídos en el terremoto de 1868.

FUENTE: (Mercé Gandía & Gallegos Arías, 2011).

En los años posteriores las torres de los campanarios no sufrieron daños considerables sino hasta 1987 en el cual se presentaron fisuras importantes en la torre norte de la fachada, desprendimiento de las bolas de piedra en el remate.

CLAUSTROS.

Los claustros se fueron construyendo conforme se disponía de recursos, el principal data su culminación hacia el año 1605, su planta es rectangular y presenta columnas y arcos de medio punto de ladrillo apoyados sobre bases de piedra. En

1698 se dio inicio a la construcción de los cupulines que trabajarían como contrafuertes en la edificación.

Durante los próximos años el mejoramiento de los claustros no se detuvo, estuvieron en continuas adecuaciones siendo hasta el terremoto de 1868 en el que se presenció graves daños, registrándose desplomes de un claustro a la derecha de la portería, al igual que la cubierta del que se encontraba en el segundo patio, estos sucesos son importantes pues se pudo conocer el estado de los muros de la nave sur de la iglesia, produciéndose además fisuramiento en el campanario del claustro principal.

En el siguiente cuadro se presenta el resumen del seguimiento constructivo de la iglesia San Francisco de Quito.

TABLA 3. 8. Cuadro cronológico constructivo de la Iglesia San Francisco de Quito.

FECHA	EVENTO	SECTOR DE LA IGLESIA - DESCRIPCIÓN DEL EVENTO					
		ARTESONADO	CLAUSTROS	CONVENTO	CUBIERTA	CÚPULAS Y TORRES	TEMPLO
25 - 01 - 1535	Fundación	El convento franciscano fue fundado por fray Jodoco Rique y fray Pedro Gocial. Se realizó la entrega de los terrenos donde actualmente se encuentran la iglesia, el convento y la plaza.					
1537	Ampliación	Para el año mencionado, ya se les habían asignado las tierras donde hoy en día encontramos el templo, claustros, capillas y huertos.					
1540 -1545	Construcción	Se construyó la planta baja del claustro ubicado al lado sur de la iglesia.					
1551	Explotación canteras	Para entonces, las minas de cal y piedra de Pomasqui y Nieblí, así como también la cantera de andesita del volcán Pichincha ya eran las proveedoras de la materia prima necesaria para la construcción de la iglesia que daría inicio con la etapa de cimentación					
1552	Donación de materiales	Continuando con la construcción, se realizó donaciones de materiales como hierro, acero, tablazón, entre otros; para la construcción de la iglesia y de la capilla mayor.					
1555	Desplome	Se evidenció el desplome del techo de paja provisional de la iglesia.					
10 - 11 - 1566	Incendio	Devastó el retablo principal					
Mayo - 1567	Finaliza Construcción	Para esta fecha, la construcción de cubierta de la capilla mayor de la iglesia llega a su fin.					
1573	Construcción	Se continuó con la construcción de la iglesia					
1578 - 1585	Posible elaboración del libro SERLIO	Con su edición en castellano, el libro encontrado en la Biblioteca Nacional de Bogotá, en sus páginas menciona cronológicamente a sus poseedores, así como información importante acerca de la construcción de fachadas y artesonados adjuntándose además el conocimiento sobre las técnicas constructivas.					
1581	Finaliza Construcción	Se establece que para esta fecha la iglesia ya estaba totalmente construida, pues ya contaba con la planta en cruz latina, tres naves: la central y dos laterales, cubiertas principales de madera y capillas cerradas con cupulines.					
1605							

	Finaliza Construcción	La construcción de los claustros se fue realizando progresivamente de acuerdo a la disponibilidad de dinero, mano de obra y materiales.
1618	Finaliza Construcción	La construcción de la portería habría llegado a su fin hacia el año 1618
1645	Finaliza Construcción	Se registro la culminación del claustro de la enfermería.
1647	Varias actividades	Tres naves que reflejaban un excelente decorado Cubierta de teja Artesonado mudéjar de cedro correspondiente a la nave central Torres y fachada entre las más esbeltas de América
1650	Construcción	Para esta fecha, el primer tramo del segundo claustro ya habría concluido
1698	Construcción	Se comenzó a levantar en los cuatro ángulos del claustro principal, los cupulines que servirían de contrafuertes al edificio.
1722 - 1725	Mejoramiento	Colocación de azulejos en la capilla de Villacís con la finalidad de evitar filtraciones de aguas pluviales.
1725 - 1728	Reparaciones	En este período se construyeron las cuatro esquinas abovedadas del claustro principal del convento, además de realizarse un gran número de reparaciones en el colegio de San Buenaventura
1731 - 1734	Reparaciones	De 1731 al 4 de diciembre de 1734 se procedió a reedificar el claustro alto. Dentro de los problemas que se presentaron en las cúpulas y el área del coro se registraron daños por filtración de agua, presencia de fisuras a causa de los movimientos sísmicos, ordenándose de esta manera que se destechara todo el coro y se proceda a reparar las maderas. En 1731 se procedió a la Reparaciones y compostura de la media naranja. De 1732 a 1734 se colocó cal y azulejos a las bóvedas del costado de la iglesia.
1738 - 1741	Readecuaciones	Del 31 de mayo de 1738 a junio de 1741 se realizaron obras de reparaciones en San Buenaventura: aulas, iglesia y patio.
1747 - 1750	Readecuaciones	En este período se abrieron 4 ventanas en el cimborrio de la linterna para dar claridad al altar mayor; dos se forraron de madera por dentro y a las otras dos se les colocaron arcos de cal y ladrillo como defensa de lluvias.
26 - 04 - 1755	Sismo	Serios daños en todo el convento Destrucción de la cubierta y artesonado mudéjar de la nave central sufrió graves daños irreparables, siendo reemplazado años más tarde por uno de diseño barroco. Torres sufrieron grandes averías, la linterna de la media naranja fue derribada completamente pues tenía peligro de caer, posteriormente seria construida. Se colocaron remates o chapiteles porque los anteriores estaban semidestruidos por el evento de 1755. Cabe aclararse que, en el terremoto de ese año, las torres no se cayeron sobre la cubierta y artesonado de la iglesia, sino que más bien colapsaron por fallas en la estructura de los muros laterales. San Buenaventura también sufrió daños y se procedió a realizar algunas reparaciones como asegurar sus tijeras que se venían al suelo, poner tres vigas madres en la iglesia que se desplomó por la parte del pretil y revocar con cal y ladrillo todas sus rajaduras.
1755 - 1756	Reparaciones	Se realizó por segunda vez las reparaciones del coro, colocando canes en las tijeras que estaban desencajadas. Se procedió a emplazar cuatro arcos de cal y canto sobre las ventanas de la iglesia, además del levantamiento de un paredón donde hacía falta parte del techo de la iglesia.

		Reparaciones emergentes para habilitación de la cubierta implementando ladrillos, tejas y madera. Derribamiento del cimborrio
1756 - 1759	Adecuaciones	Para 1759 se propició la refacción y restauración del forro de la iglesia, de la comisa principal de los altares, además de la colocación del armazón de los cuatros altares del cuerpo de la iglesia. En el mismo año se terminó la obra de la linterna de la cúpula presbiteral, interviniendo además toda la media naranja y galería con las bóvedas de la sacristía y naves de la iglesia. Colocación de tres cinchones de hierro doble en cada torre, pernos y cuñas de hierro. Se restauró el claustro principal y se construyeron las aulas de filosofía y teología del colegio de San Buenaventura.
1767 - 1770	Reparaciones	En 1767 se enladrilló toda la iglesia, naves, capilla y sacristía. Construcción del artesonado de diseño barroco ubicado en la nave central, ocupa actualmente el sitio dejado por el artesonado mudéjar destruido totalmente en el terremoto de 1755. Se cree que los trabajos iniciaron por el sector del crucero con dirección hacia el coro. Composición de tuberías, alcantarillas, sistema de desagüe de la bóveda de la sacristía. Reparaciones del claustro principal
1777 - 1780	Reparaciones	Corrección de goteras en la capilla de San Benito y de Villacís. Corrección a goteras en la media naranja. Para 1780 se realizaron adecuaciones en el armazón del claustro principal perteneciente a la enfermería y en el claustro alto perteneciente al refectorio.
1789 - 1792	Dorado	Se procedió al dorado del artesonado de la nave central
1792 - 1796	Dorado	Se realizó el dorado de los arcos torales, pilares, púlpito, altar de San Antonio. Otra de las actividades fue el tallado apostolado del altar mayor, además de la composición de los retablos. Dorado del artesonado del crucero. Se procedió al revestimiento de la media naranja.
1799 - 1802	Reparaciones	Se realizaron reparaciones de los artesones del coro de la iglesia. Recomposición de la cubierta del coro, dañada por la caída de material al momento de reparar las dos torres. En este período se procedió a realizar el reparo formal de las torres, se colocaron chapiteles porque los anteriores estaban semidestruidos por el terremoto de 1755.
1822	Reparaciones	Se realizó una total refacción en la cubierta del coro, los claustros principales tanto del convento como del colegio San Buenaventura.
1859	Sismo	Un fuerte movimiento sísmico dañó gran parte de la iglesia y convento, puso en peligro las torres de la fachada.
1867 - 1868	Reparaciones	En el año 1867, se refaccionaron claustro, torres e iglesia, con estas intervenciones una de las torres se reparó en el mismo año y la otra hacia el siguiente, 1868.
16 - 08 - 1868	Sismo	Demolición de las medias naranjas de la nave central y cupulines laterales. Destrucción de las torres que un año atrás habían sido, la una construida y la otra refaccionada, añadiéndose el colapso de la comunicación interna denominada caracol, llegando a descansar sus escombros en la entrada del coro. Al caer las torres rompen salientes de la cornisa de la fachada.
02 - 02 - 1882	Inauguración	Para este año se inauguraban las torres con sus cimborrios y chapiteles.
1923	Sismo	Se produjeron graves daños debido al movimiento sísmico de ese año, el que dejó en pésimas condiciones la linterna de la cúpula del presbiterio que tuvo que ser demolida y posteriormente sustituida por otra semejante de concreto de iguales proporciones.

1926 - 1929	Reparaciones	Refacciones en los artesonados mudéjares del coro y del crucero.
1932	Reparaciones	Amplia refacción del coro, se levantó el antiguo entablado y se revisaron las vigas que descansan sobre los muros principales de la iglesia, de un total de 12, todas se encontraron en buenas condiciones excepto una que se aseguró mediante un empalme con abrazaderas laterales, sujetas por grandes pernos.
1950	Intervenciones	Construcción de una nueva cubierta, la que con el paso de los años ha sido intervenida en algunas ocasiones, como la que se efectuó en 1950 donde se colocaron tensores, cables y refuerzos metálicos. Hacia 1950 también se realizaron repintes de la capa pictórica del artesonado barroco.
1983 - 1987	Proyecto Ecuador-España Sismo	Se procedió a realizar levantamiento de planos y colocación de tensores para prevenir desplomes de los muros ubicados en el templo. Se reforzó las vigas de madera con elementos metálicos. En el sismo de 1987, el artesonado mudéjar del crucero sufrió el desprendimiento de la parte de la decoración escultórica de arrocabe por lo que se realizó su restauración. Debido al sismo se produjeron fisuras de consideración en la torre norte de la fachada. Cambio de cubiertas y de pisos en las zonas de los claustros, además se realizaron intervenciones puntuales en algunos sitios.

ELABORADO POR: Estrella & Narváez. **FUENTE:** (FONSAL, 2003);(Mercé Gandía & Gallegos Arías, 2011); (Egred, Inédito).

3.1.8. SISMICIDAD DE LA PROVINCIA DE PICHINCHA.

Peligro sísmico, definido como la probabilidad de ocurrencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de una región determinada, movimientos del suelo cuyos parámetros: aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados (Aguiar Falconí, 2003).

Según el Catálogo de Intensidades del Ecuador, Pichincha es la provincia que estadísticamente presenta el mayor número de sismos importantes en comparación con las demás. Durante la época colonial se registraron hasta el año 1797, 13 eventos que produjeron daños considerables en territorio dentro de la provincia, en ese entonces era la localidad con más población, mejor desarrollada culturalmente y en la que más se documentaba los eventos naturales, por esta razón se encuentra mayor información histórica de estas regiones que de lugares donde había poca población o sitios donde los desastres afectaban a la clase indígena que no era de mayor interés para las autoridades españolas (Egred, Inédito).

3.1.8.1.RESUMEN DEL CATÁLOGO DE INTENSIDADES QUE HAN AFECTADO A EDIFICACIONES HISTÓRICAS DE PICHINCHA.

Las edificaciones patrimoniales e históricas de la provincia de Pichicha a lo largo del tiempo han experimentado un sin número de daños a causa de los movimientos sísmicos, por esta razón se da a conocer el resumen del catálogo de intensidades MSK que han afectado directa o indirectamente a las construcciones tradicionales de la provincia.

TABLA 3. 9. Principales intensidades que han afectado la Provincia de Pichincha.

RESUMEN PRINCIPALES INTENSIDADES QUE HAN AFECTADO LA PROVINCIA DE PICHINCHA.									
PARÁMETROS HIPOCENTRALES					OBSERVACIONES DE INTENSIDAD				
FECHA DE EVENTO	EPICENTRO		PROF.	MAG.	LOCALIDAD	COORDENADAS		ELEVACIÓN	INTENSIDAD
	LAT.	LONG.	Km	Mb	LUGAR	LAT.	LONG.	(m)	
31 - Agosto - 1587	0.00	-78.40		6.3	Pomasqui	-0.05	-78.45	2560	8
					San Antonio de Pichincha	0.00	-78.44	2430	8
					Guayllabamba	-0.05	-78.33	2260	8
					Quito	-0.22	-78.50	2850	7
					Cayambe	0.05	-78.13	2812	7
					Cotocollao	-0.10	-78.49	2784	7
					Guapulo	-0.19	-78.46	2560	6
22 - Noviembre - 1687	-1.10	-78.30		6.3	Quito	-0.22	-78.50	2818	6
20 - Junio - 1698	-1.45	-78.30		7.7	Quito	-0.22	-78.50	2818	6
06 - Diciembre - 1736					Quito	-0.22	-78.50	2818	
28 - Abril - 1755	-0.21	-78.48		6.3	Quito	-0.22	-78.50	2818	8
04 - Febrero - 1797	-1.43	-78.55		8.3	Quito	-0.22	-78.50	2818	7
					El Quinche	-0.10	-78.29	2630	7
					Salgolquí	-0.32	-78.44	2510	7
					Amaguaña	-0.38	-78.45	2580	7
					Tambillo	-0.41	-78.53	2785	7
					Machachi	-0.50	-78.56	2950	6
22 - Marzo - 1859	0.20	-78.5		6.3	La Quinta (Hacienda)	0.12	-78.38	2400	8
					El Quinche	-0.10	-78.29	2632	7
					Machachi	-0.50	-78.56	2950	7
					Quito	-0.22	-78.50	2818	7
					Chillogallo	-0.30	-78.58	2886	7
					Salgolquí	-0.32	-78.44	2510	7
					Guangopolo	-0.26	-78.45	2536	7
					Cerro Tocachi (Calpi)	0.05	-78.26	3280	8
					Tocachi	0.05	-78.28	2870	7
16 - Agosto - 1868	0.30	-78.20		7.0	Perucho	0.13	-78.42	1830	8
					Malchingui	0.07	-78.33	2900	8
					Conrrogal (Hacienda)	0.10	-78.42	1940	8
					Piganta (Hacienda)	0.15	-78.30	2200	8
					Nanegal	0.14	-78.68	900	8
					Puellaro	0.12	-78.40	2063	8
					El Cabuyal Ambi	0.06	-78.44	2360	8
					Mindo	-0.05	-78.77	1770	8
					San Antonio de Pichincha	0.00	-78.44	2430	8
					Cayambe	0.05	-78.13	2812	7
					Quito	-0.22	-78.50	2818	7
					Cotocollao	-0.10	-78.49	2784	7
					Perugachi (Hacienda)	-	-	-	8
16 - Mayo - 1923	-0.25	-78.50			Quito	-0.22	-78.50	2818	7

					La Magdalena (Quito)	-0.29	-78.52	2875	6
25 - Julio - 1929	-0.40	-78.55		6.3	Murco	-0.51	-78.54	2760	8
					Tambillo	-0.41	-78.53	2785	7
					Uyumbicho	-0.40	-78.53	2750	7
					Pasochoa	-0.49	-78.50	3700	7
					Amaguaña	-0.38	-78.45	2580	7
					Machachi	-0.50	-78.56	2950	7
					Sangolquí	-0.32	-78.44	2510	7
					Conocoto	-0.27	-78.47	2536	7
					Chillogallo	-0.30	-78.58	2886	6
20 - Julio - 1955	0.35	-78.35		6.0	Perucho	0.13	-78.42	1830	7
					Puéllaro	0.12	-78.40	2063	7
					San José de Minas	0.18	-78.43	2417	7
06 - Marzo - 1987	-0.09	-77.81	12.0	6.4	Cerro Buga	0.06	-78.07	3980	8
					Loma Gorda	0.11	-78.18	3155	8
					Cayambe	0.05	-78.13	2812	7
					El Quinche	-0.10	-78.29	2632	7
					Guápulo	-0.19	-78.46	2560	7
					Guayllabamba	-0.05	-78.33	2260	7
					Tabacundo	0.06	-78.21	2877	7
					Tumbaco	-0.22	-78.40	2348	7
					Quito	-0.22	-78.50	2818	6

FUENTE: (Egred, Inédito).

3.1.8.2. CARACTERÍSTICAS DE LA SISMICIDAD DE PICHINCHA.

El catálogo de intensidades de la provincia de Pichincha toma en cuenta las de grado 6 o mayores en las cuales se producen daños materiales importantes, agrupando las intensidades máximas producidas se obtiene:

TABLA 3. 10. Resumen de intensidades registradas en la provincia de Pichincha

INTENSIDAD	VIII	VII	VI	TOTAL
N° DE OCASIONES	10	9	19	38

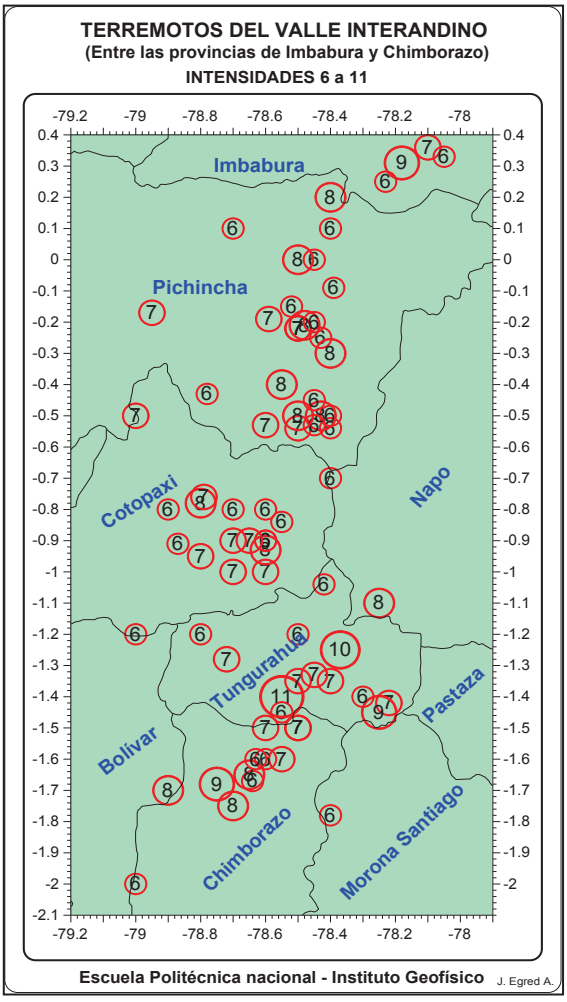
FUENTE: (Egred, Inédito).

La máxima intensidad experimentada en la provincia de Pichincha es de VIII en 10 ocasiones, lo que la describe de acuerdo a su historia como una provincia altamente sísmica, las intensidades menores de VII y VI se registran en 10 y 9 respectivamente que han afectado en gran medida al sector rural y suburbano en los cuales se asientan viviendas con un sistema constructivo tradicional como adobe, tapia o bahareque, otro punto a tomar en cuenta es el Centro Histórico ubicado en la ciudad de Quito donde se ubican varios monumentos históricos y

construcciones de la época colonial fabricadas con materiales tradicionales vulnerables a terremotos que se han visto afectadas en muchas ocasiones (Egred, Inédito).

Los sismos con epicentro en la provincia de Pichincha de acuerdo a su historial se caracterizan por ser locales y no han producido daños colosales, sin embargo, la provincia si ha registrado efectos mayores de sismos con intensidades considerables producidas por epicentros localizados fuera de la misma. En la siguiente figura se puede apreciar tanto la concentración de sismos como las intensidades registradas en otras provincias que han provocado efectos en Pichincha (Egred, Inédito).

FIGURA 3. 32. Intensidades de sismos que han afectado a Pichincha.



FUENTE: (Egred, Inédito).

3.1.8.3. HISTORIAL SÍSMICO DE LA PROVINCIA DE PICHINCHA QUE HA AFECTADO A IGLESIAS Y CONVENTOS.

Dentro de la provincia, Quito es la ciudad que ha experimentado mayores efectos por los movimientos sísmicos que se han suscitado a lo largo de la historia, la gran cantidad de edificaciones históricas y patrimoniales, así como viviendas coloniales han sido vulnerables y seriamente afectadas.

Según el archivo del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional y el compendio histórico realizado por el Ing. José Egred A., se puede resumir brevemente la sismicidad en la provincia de Pichincha que ha afectado a monumentos históricos:

TABLA 3. 11. Iglesias y templos afectados por eventos sísmicos considerables de la Provincia de Pichincha.

FECHA EVENTO	ESTRUCTURAS AFECTADAS	DESCRIPCIÓN DEL EVENTO
31 de Agosto de 1587	La Catedral	• Desplome de sacristías fabricadas de cal y ladrillo • Grietas profundas en paredes. • Daños en toda la edificación. • Rajaduras considerables en los arcos de la iglesia, algunos destrozados. • Gran número de Grietas en la media naranja. • Capillas de San Pedro y Santa Ana con Grietas muy pronunciadas. • Torres fisuradas en toda su altura. • Como medida de reconstrucción se debían demoler varias zonas importantes de la edificación.
	Sagrario	• Daños irreparables razón por la cual se optó por reconstruirla en su totalidad.
	La Merced. Santo Domingo, San Agustín	• Afectaciones importantes en iglesias, conventos y claustros.
	San Francisco	• Considerables daños y reconstrucción de las torres de los campanarios.
	Monjas Catalinas	• Destrucción de la iglesia.
22 de Noviembre de 1687	Iglesia Mayor	• Rajaduras grandes en paredes de la capilla mayor. • Daños en arcos y componentes de piedra.
	Iglesia de Nuestra Señora	• Destruida la puerta principal de ingreso. • Cubierta de sacristía y convento con problemas de hundimiento.
	Iglesia San Francisco	• Agrietamiento notorio en esquina de la puerta principal. • Desprendimiento de la capilla mayor. • Fisuras menores en la parte posterior del altar mayor. • Colapso del convento. • Rajaduras en los pilares del claustro.

	Convento de Monjas	• La parte lateral de la iglesia presentó problemas de hundimientos e inclinación de algunos de sus elementos estructurales. • Vigas posicionadas fuera de su eje. • Desplome parcial de muros. • Campanario con problemas de agrietamientos.
22 de Noviembre de 1703	La Catedral	• Reparaciones en la Catedral que sufrió daños por el terremoto de 1698.
06 de Diciembre de 1736	Santo Domingo, La Catedral	• Daños moderados, averías notables en la torre.
26 de Abril de 1755	La Catedral	• Cayeron dos sacristías, presentando Rajaduras en paredes. • Todos los edificios fueron perjudicados. • Arcos de la iglesia en estado inservible. • Agrietamientos considerables en la clave de los arcos torales. • Media naranja presentó grandes fisuras.
	La Merced, San Agustín	• Parcialmente destruidas las zonas de conventos, iglesias y claustros.
	Santo Domingo	• Tumbados caídos. • Paredes de bahareque con graves daños. • Averías en cubierta de teja • Fisuras en torres.
	San Francisco	• Las zonas que sufrieron mayores Averías fueron: convento, cubiertas, artesonados, torres.
	Colegio San Buenaventura	• Desplome de Paredes en la iglesia. • Destrucción de los arcos
03 de Abril de 1768	La Merced	• Daños en iglesia
04 de Febrero de 1797	Santo Domingo	• Las Torres presentaron Grietas muy pronunciadas en sus cuatro muros laterales. • Fuera de lugar Las tejas de cubierta, producto de los movimientos sísmicos y sus réplicas.
	San Blas	• El crucero de la iglesia sufrió considerables Daños la igual que su torre.
	San Agustín	• Quebranto en la media naranja ubicada sobre El arco toral. • Roturas en la torre y convento. • Desplome de torre con fracturas desde El segundo cuerpo hacia arriba. • Fisuras en edificios y Daños en techados.
	San Francisco	• La torre cercana al Colegio de San Buenaventura es la que más Daños presentó debido a que sus antiguas Fisuras no fueron intervenidas.
	La Merced	• Roturas presentes por la forma cóncava de sus medias naranjas y arcos.
22 de Marzo de 1859	La Merced	• Seriamente afectada
	Colegios	• Roturas en El Colegio San Luis. • El de San Fernando a punto de desplomarse. • El Colegio de San Buenaventura sufrió notables Daños, corredores desplomados y locales en ruinas.

	Conventos	• El de la Merced con problemas de desprendimientos y caídas de materiales, sufrieron Daños sus corredores, claustros, cubierta, media naranja, cúpulas, torre de reloj, obligándose a realizar demoliciones para posteriores reparaciones. • En San Francisco, Las Torres al igual que Las naves se encontraban despedazadas. San Buenaventura, la iglesia y media naranja completamente desplomadas. • El convento de Santo Domingo sufrió Averías al igual que sus claustros, noviciado, Torres y la iglesia en general. • En San Agustín, templos y torre en ruinas. • La Compañía presentó Roturas en sus Torres y serios Daños en Las naves de la iglesia. • La Catedral con Fisuras y parcialmente desmoronada la igual que su torre.
	Monasterios	• En Santa Clara, la iglesia y su convento sufrieron desplomes. • El Carmen, iglesia con Roturas en muchas partes, de la misma manera su torre y el interior del convento con graves daños.
15 y 16 de Agosto de 1868	Templos, Conventos y Establecimientos Públicos	• En la ciudad de Quito, las edificaciones, templos, conventos y establecimientos públicos construidos con material de cal, ladrillo y piedra, sufrieron daños que provocaron la inutilización de estos y en otros casos la exigencia de una pronta intervención debido al grave estado en el que se encontraban. • En Quito sufrieron daño muchas edificaciones, sobre todo iglesias y conventos. • Afectadas las torres de la iglesia San Francisco de Quito. • En la iglesia de la Compañía su torre se encuentra en eminente peligro de colapso. • Daños en los templos de San Agustín, El Carmen, Santa Clara. • La frecuencia de réplicas se presentó durante algún tiempo.
31 de Mayo de 1914	La Merced	• Las torres del templo y la cúpula del mercado sufrieron daños.
	Escuela Hermanos Cristianos	• Desplomes de paredes.
	Iglesia Parroquial en Tambillo	• Desplome de la torre.
16 de Mayo de 1923	Iglesia San Francisco de Quito	• Serios daños en las torres de los campanarios.
	Santo Domingo	• El artesonado sufrió grandes desprendimientos de madera.
	San Agustín	• La torre se encuentra dividida en su parte superior.
	Hospicio y Santa Bárbara	• Los campanarios se encuentran en inminente peligro de desplome.
	La Merced	• La torre presentó aberturas tanto en el lado norte como sur, las grietas se observaron hasta la base del campanario. Partición en arcos torales. En el convento se presenciaron los corredores fuera de sitio.
25 de Julio de 1929		• Afectadas seriamente las torres de las iglesias.
18 de Mayo de 1933	Santo Domingo	• En el templo, la cruz de la cúpula de la torre ha caído

09 de Agosto de 1938	Iglesias	• En Sangolquí: la torre de la iglesia se desploma y cae sobre el techo. Iglesia socavada de su base de ladrillo. Los arcos se encontraban cuarteados. Viviendas con serios daños por agrietamiento de sus paredes. • En Alangasí: cae la torre de la iglesia, sus arcos se encuentran resquebrajados.
14 de Mayo de 1942	La Merced	Graves daños, inclinación de la torre
	San Agustín	Fisuras en su nave central, presentando desplome de partes del tumbado
17 de Diciembre de 1976	Santo Domingo	• Daños moderados.
05 de Marzo de 1987	La Merced	• Presentan Rajaduras y Desplome de elementos del campanario. • Torre presentó cuarteadas. • Graves Daños en templo y convento. • Grietas considerables en arcos tanto del cuerpo inferior como superior. • Fisuras en arco toral ubicado en la bóveda de la nave.
	San Agustín	• Torre fuertemente afectada, cuarteada y a punto de caer. • Las arquerías del claustro se desplomaron hacia El patio interior. • Rotura y desprendimiento de la clave de los arcos de tambor. • Rotura de los arcos del campanario, separadas Las columnas laterales del cuerpo superior de la torre. • Agrietamiento de bóvedas.
	El Sagrario	• Considerables grietas localizadas en arcos, bóvedas y cúpulas.
	La Compañía de Jesús, Catedral Metropolitana, San Francisco, Santo Domingo, El Tejar, San Roque, Santa Bárbara, La Concepción, San Juan, El Carmen.	• Graves daños en cúpulas, torres y algunas naves de los templos coloniales de la ciudad.

ELABORADO POR: Estrella & Narváez. **FUENTE:** (FONSAL, 2003);(Mercé Gandía & Gallegos Arías, 2011); (Egred, Inédito).

3.1.9. FRECUENCIA DE TERREMOTOS EN PICHINCHA.

De acuerdo al catálogo de intensidades, entre los años 1587 a 1995, en un periodo de 408 años han ocurrido 37 sismos destructores causantes de importantes daños materiales, sin embargo, los intervalos de ocurrencia han sido irregulares y cabe mencionarse que en la provincia de Pichincha estos movimientos sísmicos han presentado algunos aspectos significativos.

TABLA 3. 12. Frecuencia de eventos sísmicos en la Provincia de Pichincha.

FECHA	INTENSIDAD	INTERVALO
1587 08 31	8	46
1660 10 27	7	73
1660 12 00	6	0
1661 01 00	6	1
1662 03 00	7	1
1687 11 22	6	25
1698 06 20	6	11
1703 03 00	6	5
1736 12 06	8	33
1755 04 28	8	19
1768 04 03	6	13
1797 02 04	7	29
1859 03 22	8	62
1868 08 16	8	9
1870 02 03	7	2
1903 01 25	6	33
1914 05 31	8	11
1914 06 07	6	0
1915 08 22	6	1
1922 04 06	6	7
1923 02 05	8	1
1923 05 16	7	0
1929 07 25	8	6
1929 08 04	6	0
1933 05 18	6	4
1934 12 13	6	1
1938 08 10	8	4
1942 05 14	6	4
1949 09 13	6	7
1955 05 11	7	6
1955 07 20	7	0
1969 12 17	6	14
1976 04 09	6	7
1976 11 29	7	0
1983 11 22	7	7
1987 03 06	8	4
1990 08 11	6 +	3
1995 01 13	6	5

FUENTE: (Egred, Inédito).

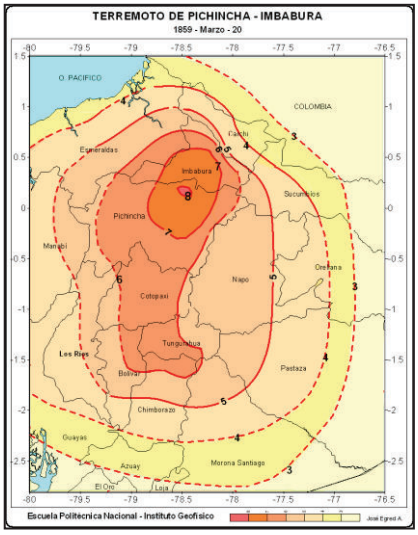
TABLA 3. 13. Resumen intervalos entre los terremotos que han afectado a Pichincha.

25 a 73 años	
11 a 24 años	
6 a 10 años	
0 a 5 años	

FUENTE: (Egred, Inédito).

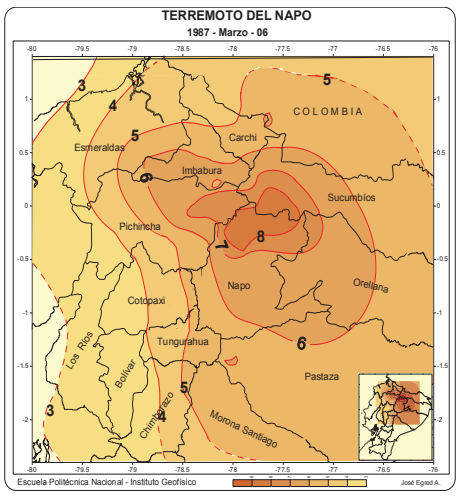
En base al cuatro anterior, podemos apreciar que en la provincia de Pichincha existió un intervalo de 73 años sin sismos importantes, se observa además que a finales del siglo XVI los periodos de ocurrencia de movimientos sísmicos fueron de considerable lapso, señalándose el que existió entre los años 1698 y 1703 en el cual acontecieron tres sismos de intensidad 8. Siendo notorio a partir del año 1868 el incremento tanto de frecuencia como intensidad, dando lugar a la ocurrencia de sismos con intervalos menores a 10 años.

FIGURA 3. 33. Terremoto de Pichincha-Imbabura Marzo 1859



FUENTE: (Egred, Inédito).

FIGURA 3. 34. Terremoto de Napo Marzo 1967.



FUENTE: (Egred, Inédito).

3.2. ESTADO ACTUAL DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO.

La base para el establecimiento de un buen diagnóstico acerca del estado y seguridad de un edificio histórico es el total conocimiento de las características actuales de sus elementos. Es necesario la coordinación de: visitas técnicas, estudios de campo, levantamiento de datos; requerimientos importantes para evaluar las condiciones que presenta la construcción.

La recopilación de información realizada a través de las mencionadas investigaciones permitirá conocer de mejor manera la configuración real de la estructura, los patrones de fisuras y agrietamientos, la presencia de discontinuidades en la mampostería intervenciones realizadas, etc., obteniéndose de esta manera una interpretación más detallada del conjunto estructural.

3.2.1. INSPECCIÓN PRELIMINAR Y LEVANTAMIENTO GEOMÉTRICO DE LAS ZONAS DE INTERÉS.

Previo a la ejecución de las actividades preliminares se debe tener en cuenta que la iglesia San Francisco de Quito fue construida en largos periodos de tiempo y con interrupciones en su construcción por la falta de recursos y presencia de eventos naturales, a lo largo de los años la obra histórica ha sido sometida a continuas intervenciones que pueden alterar su comportamiento estructural.

Por lo indicado con anterioridad es necesario elaborar la representación arquitectónica de la edificación en lo que refiere a las medidas geométricas de los elementos estructurales, observar y registrar la relación o conexión que guarda con los demás elementos y construcciones vecinas.

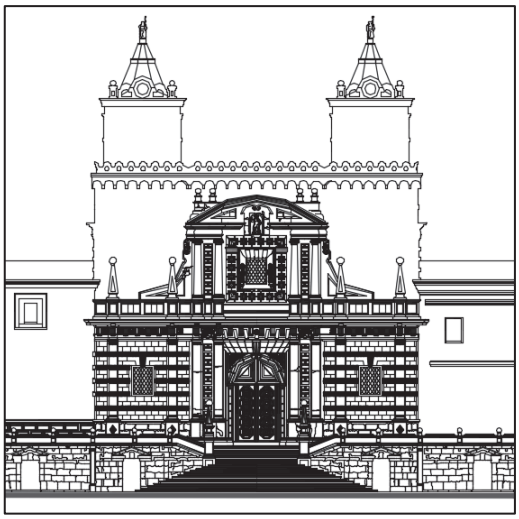
En esta fase es posible ejecutar una evaluación preliminar de la situación actual de la edificación que permita decidir sobre la necesidad de continuar o no las investigaciones con mayor detalle o del ser el caso tomar las medidas urgentes.

El levantamiento de la estructura se lo puede realizar con diversas herramientas, ya sea el uso de equipos de topografía o mediante la fotogrametría, sin embargo para el presente proyecto técnico se empleará la planimetría realizada y facilitada

por el antiguo Fondo de Salvamiento (FONSAL) hoy en día Instituto Metropolitano de Patrimonio (IMP); cabe mencionarse que el levantamiento planimétrico se lo realizó para el proyecto “Estudio de restauración y consolidación del artesonado, cubiertas y cúpulas de la Iglesia San Francisco” en el año 2003.

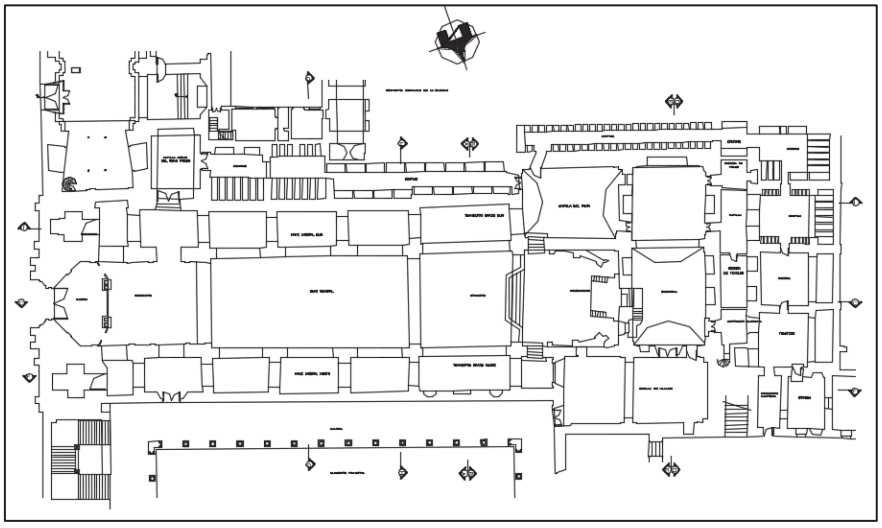
Como actividades complementarias y simultáneas a la inspección técnica se pueden identificar: tipo de daños, desplomes y lesiones de los componentes que se manifiestan con claridad.

FIGURA 3. 35. Fachada principal de la Iglesia San Francisco de Quito.



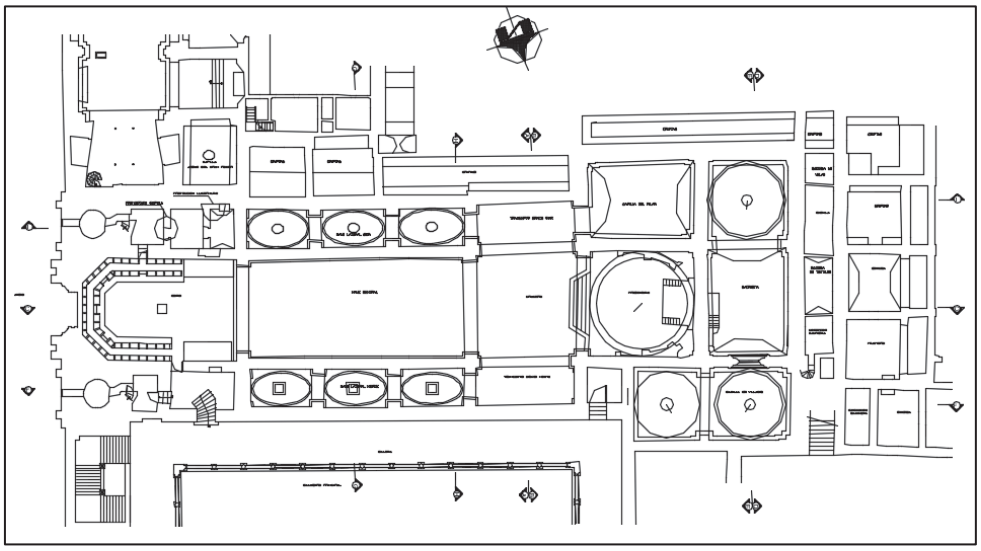
FUENTE: (FONSAL, 2003).

FIGURA 3. 36. Planta baja de la Iglesia San Francisco de Quito.



FUENTE: (FONSAL, 2003).

FIGURA 3. 37. Planta alta de la Iglesia San Francisco de Quito.



FUENTE: (FONSAL, 2003).

3.2.1.1.SISTEMA DE MUROS PORTANTES Y ARQUERÍAS.

Los muros y sistemas de arquerías con contrafuertes forman la estructura principal de apoyo del templo, están conformados por mampostería de ladrillo de variado espesor, revestidas con decorativos y pintura mural, mientras que las arquerías localizadas en la zona de entrada están conformadas por piedra.

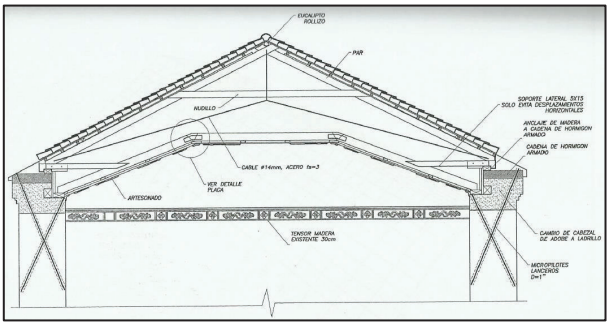
Las zonas superiores de los arcos de la nave central que presentaban fisuras fueron intervenidas con anterioridad, se colocó micropilotes, inyectó morteros hidráulicos y lechadas para consolidarlos, de igual manera se reemplazó el cabezal del muro de apoyo de la cubierta de adobe por mampostería y micropilotes lanceros, para obtener mayor anclaje y resistencia a los empujes laterales, además se colocó una cadena de hormigón armado en la corona de los muros que sirva de anclaje de la cubierta y remate de los de los micropilotes (FONSAL, 2003).

En la nave central iluminada por medio de tres ventanales altos que se encuentran por encima de las naves laterales predomina el estilo barroco. Cuatro vigas atraviesan la nave central con fines estructurales de absorber los empujes de los muros laterales.

FIGURA 3. 38. Arcos de mampostería y piedra, iglesia San Francisco de Quito.

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 3. 39. Cambio de cabezal de muros en nave, micropilotes y cadena superior.



FUENTE: (FONSAL, 2003).

3.2.1.2. CUBIERTA DE MADERA Y TEJA

La cubierta de la iglesia está conformada por tijeras de madera separadas cada 1.09 m en promedio, soportando en sus pares el sistema de alfajías, enchagllado de carrizo con barro y teja siendo el último la disposición de los materiales mencionados en la cubierta.

FIGURA 3. 40. Cubierta de teja, iglesia San Francisco de Quito.

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

3.2.1.3. ARTESONADO

El sistema del artesonado es muy similar al de la cubierta, se compone de vigas de madera en forma trapezoidal que se apoyan en los muros longitudinales, de las que se cuelgan y sujetan los paneles de madera. Los paneles están sujetos mediante cabestros y alambres que se han colocado con el tiempo para mantener la posición original del artesonado.

El artesonado mudéjar está formado por piezas talladas y doradas, creando figuras geométricas ya sea con molduras tipo estrella o con molduras estriadas que recubren la parte inferior de las vigas pares (Mercé Gandía & Gallegos Arías, 2011).

FIGURA 3. 41. Artesonado nave central, iglesia San Francisco de Quito.

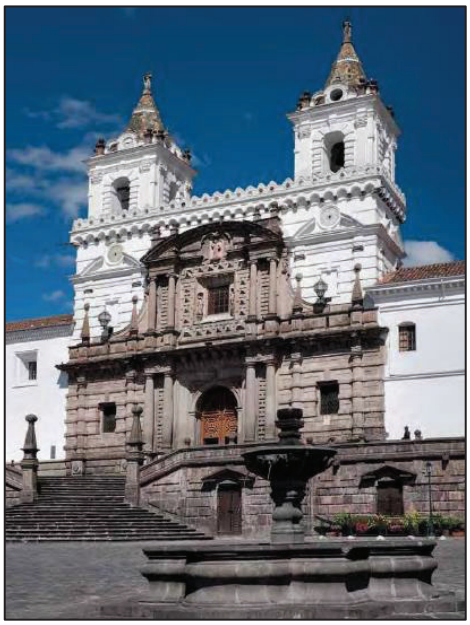
FUENTE: (FONSAL, 2003).

3.2.1.4. FACHADA PRINCIPAL Y TORRES DE CAMPANARIOS.

La fachada de piedra desarrollada en un solo plano alcanza una altura de casi 18 m, se corona de manera simétrica por dos torres, se encuentra dividida en dos cuerpos: en el inferior las piedras almohadilladas entre columnas dóricas enmarcan dos ventanales correspondientes a las naves laterales, se remata la portada por un arco de medio punto, mientras que el segundo cuerpo de la fachada de piedra se contempla hasta casi el doble de altura con respecto a la portada de las naves laterales.

Las torres de estilo gótico son de mampostería de ladrillo, enlucidas y blanqueadas, que ascienden hasta una altura aproximada de 36 m cada una.

FIGURA 3. 42. Fachada y torres, iglesia San Francisco de Quito.



FUENTE: (Mercé Gandía & Gallegos Arías, 2011).

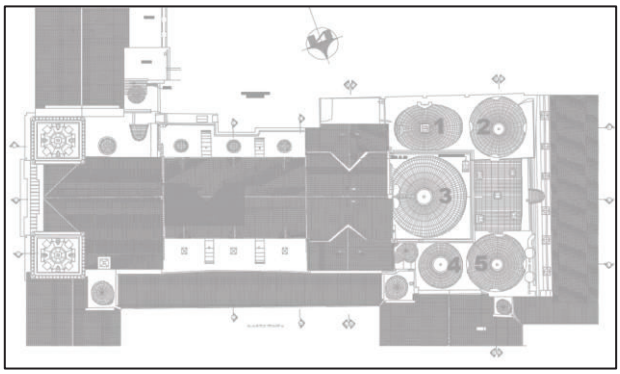
3.2.1.5. CÚPULAS Y CUPULINES.

Las cúpulas son de varios tamaños, las más grandes cubren los espacios del templo: presbiterio, capilla del Pilar y capilla de Villacis; mientras que las cúpulas rebajadas son coronadas por tres cupulines de tambor y media naranja revestidos con tejuelo vidriado en cada nave lateral que permiten el ingreso de luz al interior del ambiente. Las cúpulas grandes 2,3,4,5 son circulares mientras que la 1 es elíptica. Se asientan sobre los arcos del presbiterio y muros aledaños.

Las linternas y cupulines de la nave lateral norte se reconstruyeron mediante un sistema de apoyo metálico en el interior de la losa, mientras que los cupulines se levantaron con mampostería de ladrillo y concreto armado (FONSAL, 2003).

En la nave sur el sistema constructivo de mampostería termina revestido con tejuelos vidriados en toda la superficie.

FIGURA 3. 43. Planta de cubiertas y cúpulas de la Iglesia San Francisco de Quito.



FUENTE: (FONSAL, 2003).

FIGURA 3. 44. Cúpula de Villacis, iglesia San Francisco de Quito.

FUENTE: (FONSAL, 2003).

FIGURA 3. 45. Cupulines sobre la nave lateral norte, iglesia San Francisco de Quito.

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

3.2.1.6. DEFINICIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL RESISTENTE.

Definir el sistema estructural de una edificación comprende el establecimiento de los componentes estructurales y sus características, conocer cuál es el sistema que resiste tanto cargas verticales como laterales.

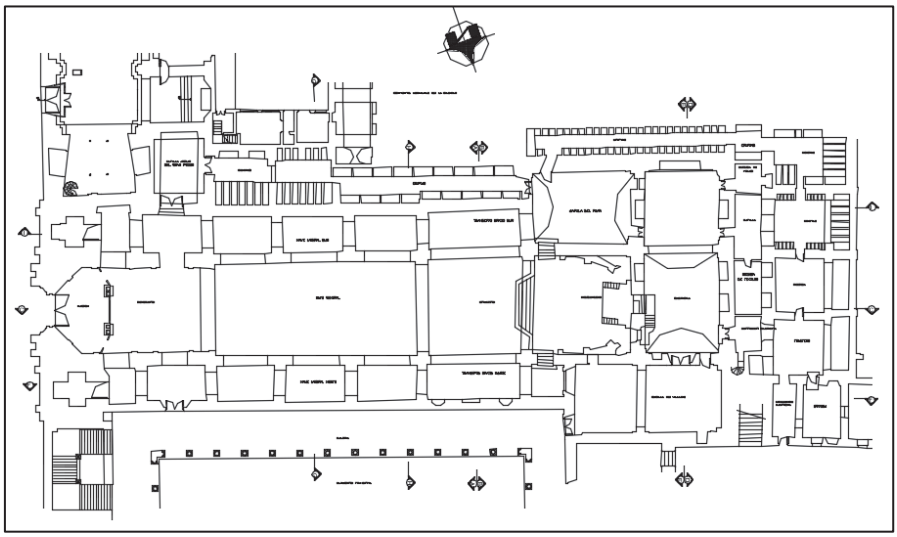
La interpretación correcta del sistema estructural permite conocer de mejor manera el comportamiento sismorresistente, si este trabaja aislado o en conjunto con edificaciones próximas, de tal forma que nos permita anticiparnos a los aspectos que representan debilidad y así idear un plan de intervención eficaz (Placencia, 1993).

- La iglesia San Francisco de Quito ubicada en el centro histórico de la ciudad, tiene una planta en forma de cruz latina característica formal de las principales iglesias coloniales quiteñas, orientada en el sentido Este – Oeste.
- El templo aproximadamente posee un área de 0.3 Ha.
- Desde el ingreso hacia el altar mayor se presenta un desnivel que supera el metro de altura, siguiendo la pendiente natural del terreno.
- El material predominante es la mampostería de ladrillo y en zonas intervenidas el concreto.
- La edificación está conformada por artesonados, cubiertas, muros revestidos con madera, torres, arquerías, cúpulas y cupulines.
- Posee 3 naves: una central que se comunica con las 2 laterales a través de arquerías de medio punto.
- Las naves laterales se ven interrumpidas por el transepto formando el crucero.
- El presbiterio es el espacio más elevado del templo y constituye la cabecera del mismo.
- La nave central y el transepto se cubren con techos de madera, los del coro y transepto son originales de estilo mudéjar mientras que en de la nave es estilo barroco, construido después del terremoto de 1755.
- En el crucero 4 arcos torales soportan la techumbre mudéjar de planta octogonal.
- Pórticos transversales con contrafuertes.

3.2.1.6.1. SISTEMA RESISTENTE A CARGAS VERTICALES

Está conformado por el conjunto de muros y arquerías, distribuidos en el área total de la iglesia, los componentes estructurales que forman parte del sistema tradicional están concebidos con el fin de soportar su propio peso. Cabe mencionarse que los elementos ubicados tanto en la nave central, crucero y coro resisten las solicitaciones provenientes de artesonados y cubiertas; en las naves laterales y la zona posterior de la iglesia admiten acciones derivadas de cúpulas y cupulines, mientras que en las torres se debe tomar en cuenta las cargas adicionales resultantes de las campanas.

FIGURA 3. 46. Sistema resistente a cargas verticales.



FUENTE: (FONSAL, 2003).

3.2.1.6.2. SISTEMA RESISTENTE A CARGAS SÍSMICAS

El comportamiento estructural ideal de monumentos históricos que resisten solicitaciones sísmicas es el de una caja, donde los muros paralelos al sismo son los que toleran el evento sísmico mientras que los muros perpendiculares deben ser capaces de canalizar las fuerzas inerciales hacia los paralelos. Por lo que se hace necesario cumplir con ciertas solicitaciones.

Los muros deben resistir suficientes fuerzas horizontales en su propio plano, para el caso específico de la iglesia se observa que la pared que conforma el fronstispicio no puede resistir mucha fuerza horizontal debido a las aberturas que posee.

La fisuración vertical presente en las intersecciones entre muros sobre todo en la zona del transcepto y cruceros indican la falta de monoliticidad, condición primordial para asegurar un comportamiento en conjunto.

A nivel de cubierta se observa la presencia de una viga solera que no se completa en los cuatro muros de apoyo pues solo se encuentra en la base de las cerchas, provocando un plano horizontal rígido deficiente, es decir que los muros se comportarían aún como cantiliver y no aportarían al sistema de caja.

En sentido norte-sur se tiene un sistema resistente conformado solamente por el frontispicio, arcos del crucero y arco del coro, siendo por tanto este sentido el menos resistente ante cargas laterales y provocando daños en los arcos mencionados por movimientos diferenciales entre las naves laterales o los campanarios en el caso del arco toral. En sentido este oeste se extienden arquerías y muros que aportan mayor rigidez y permiten una mejor distribución de fuerzas laterales en esta dirección.

3.3. METODOLOGÍA PLANTEADA

La metodología propuesta para establecer el diagnóstico del presente estudio estructural de la Iglesia San Francisco de Quito contempla la ejecución y el seguimiento de las siguientes etapas:

1) Inspección preliminar y levantamiento geométrico de la zona de interés.
2) Definición del sistema estructural resistente.
3) Reconocimiento de problemas estructurales.
4) Establecimiento de síntomas de los problemas.
5) Investigación de las causas de los problemas detectados.
6) Formulación del diagnóstico.

Mismas que han sido planteadas por el Ing. Patricio Placencia para la intervención de inmuebles patrimoniales en el documento METODOLOGÍA DE LOS ESTUDIOS ESTRUCTURALES DE MONUMENTOS, CASO: IGLESIAS DE LAS HERMANAS AGUSTINAS DE LA ENCARNACIÓN y que han sido expuestos ante organismos internacionales con fines comunes (ICOMOS).

RECONOCIMIENTO DE PROBLEMAS.

Mediante las inspecciones técnicas realizadas en edificios históricos que han sufrido daños a causa de movimientos sísmicos se pueden apreciar: fisuras, agrietamientos, deterioro de enlucidos, desplomes, deformaciones excesivas y demás procesos patológicos, que no representan más que los síntomas de los problemas que deben estudiarse con mayor detenimiento. Es necesario tener en cuenta la correcta definición del sistema resistente y los lugares donde se presenta debilidad estructural para de esta manera relacionar los problemas que se detecten (Placencia, 1993).

REGISTRO DE SÍNTOMAS O DAÑOS.

Si la evaluación técnica se realiza posteriormente a un evento sísmico, las grietas y fisuras son muy apreciables, mientras que si el proyecto de intervención se lo realiza tiempo después de haber ocurrido eventos naturales se prevé que por estética los ocupantes de la edificación enlucieron y pintaron las zonas de agrietamiento, ocultando de esta manera los síntomas, dejando latentes los problemas principales, en este caso es importante descubrir los síntomas ocultos que ayudan a relacionar e interpretarlos con el modelo matemático además que permiten ampliar de mejor manera el criterio de diagnóstico (Placencia, 1993).

INVESTIGACIÓN DE POSIBLES CAUSAS.

El estudio de los procesos patológicos no tiene necesariamente una única causa, sino que puede haber un conjunto de estas que producen un efecto o de ser el caso varias causas originen múltiples efectos, por esta razón es necesario establecer la causa que produjo mayores daños y posteriormente enfrentarla con la mejor solución técnica.

En esta etapa se debe realizar el análisis estructural con la finalidad de confirmar la presencia de esfuerzos considerables en ciertos elementos, así como también corroborar si las deformaciones exceden a las permisibles. Es fundamental además haber realizado el estudio de seguimiento sísmico, pues ofrece una directriz de los daños sufridos por la edificación a lo largo del tiempo. Se recomienda que los

resultados obtenidos de modelos matemáticos de edificaciones históricas orienten de manera cualitativa las hipótesis planteadas originalmente, también que sirvan de guía para comprobar concentraciones y localizaciones de esfuerzos, así como comprender el comportamiento dinámico de la estructura (Placencia, 1993).

DIAGNÓSTICO.

La etapa de diagnóstico permite determinar qué tan considerables son los problemas detectados, se debe examinar técnicamente cada problema, síntoma y su causa, obteniéndose una idea clara y precisa que permita entender de mejor forma estos procesos.

PLANTEAMIENTO DEL PROYECTO.

Es importante que la propuesta de intervención este encaminada a la solución de los problemas anteriormente detectados y en lo posible ejecutar un análisis global de la estructura que evite la solución parcial de varios síntomas localizados.

Según Placencia (1993), se recomienda seguir la siguiente filosofía para determinar el grado de intervención estructural:

- Devolver a la estructura su resistencia original.
- Si del análisis estructural se concluye que la edificación no tiene suficiente resistencia ante eventos sísmicos, es necesario proporcionarle la reserva de resistencia requerida para afrontar cargas laterales.
- Se debe adicionar o sustituir elementos como último recurso, con la finalidad de conservar en mayor proporción la edificación existente.

3.4. ESTABLECIMIENTO DE PROBLEMAS DETECTADOS EN LA IGLESIA DE SAN FRANCISCO DE QUITO.

De acuerdo a la metodología planteada, se procede a enlistar los problemas estructurales encontrados en la iglesia San Francisco de Quito ubicada en el centro histórico de la ciudad.

Una vez revisado el estudio histórico de los daños que ha sufrido la iglesia por sismos pasados, analizado su estado actual y los procesos patológicos que esta presenta, se establecen los siguientes problemas, que serán de gran importancia para el análisis y desarrollo del presente proyecto.

1. Falta de resistencia a la tensión del frontispicio.
2. Falta de resistencia a tensión por flexión de arquerías de la nave central.
3. Falta de resistencia a tensión por flexión en arcos del crucero.
4. Falta de resistencia a la tensión por flexión del arco del coro.
5. Falta de resistencia a tensión diagonal de arcos ubicados en las naves laterales sur y norte.
6. Presencia de piso blando localizado en naves laterales.
7. Falta de resistencia a la tensión diagonal en paredes altas.
8. Insuficiente resistencia a tensión de los campanarios norte y sur.
9. Falta de conexión monolítica entre templo, torres y frontispicio.
10. Debilitamiento del trabajo en conjunto.
11. Configuración deficiente de la solera de la nave central.

Varias de las fisuras comentadas posteriormente no son visibles en la actualidad por la reparación y mantenimiento continuo que tienen las estructuras patrimoniales, sin embargo, se incluyen como parte de los síntomas pues la revisión bibliográfica y el aporte de profesionales especializados nos da una idea clara del proceso de formación y su importancia en el establecimiento de la problemática para entender de mejor manera el comportamiento estructural.

3.4.1. PROBLEMA 1: FALTA DE RESISTENCIA A LA TENSIÓN DEL FRONTISPICIO.

El problema radica en el posible volcamiento del frontispicio hacia la plaza ante la acción de un sismo en dirección Este – Oeste, además podría comportarse como cuerpo independiente cuando el sismo actúa en la otra dirección.

SÍNTOMAS

Presencia de fisuras en los elementos de piedra que conforman la fachada, existe agrietamiento en la base del arco de la entrada de la iglesia y fisuras nacientes en

las esquinas del rosetón y aberturas que se extienden hacia la parte superior. Se presenta una vista exterior de las mencionadas grietas en la FICHA DE DIAGNÓSTICO N° 1.

CAUSAS

Este problema es consecuencia de la interacción entre materiales de diferentes características mecánicas en la fachada, siendo así el frontispicio elaborado en piedra y las paredes a las que se encuentra conectado de mampostería. Cabe mencionarse que el comportamiento de dichos materiales y la falta de conectividad entre los mismos produce un efecto de golpeteo ante un evento sísmico.

Este es un problema muy común en construcciones conformadas por sistemas estructurales de mampostería debido a la separación en intersecciones, y en este caso con elementos verticales conectados al frontispicio, a esta problemática se suma la diferencia de rigidez entre los muros transversales y longitudinales que generan un proceso de martilleo ocasionando el incremento de tensión en los elementos actuantes.

El plano vertical central se puede considerar débil debido a las grandes aberturas como el ingreso a la iglesia y el rosetón ubicados en el mismo cuerpo, las observaciones acotadas provocan características diferentes para el panel antes considerado fuerte, se genera un plano de falla vertical y paneles esbeltos debido a su altura.

DIAGNÓSTICO

El problema expuesto tiene un alto nivel de afectación tanto local como global, debido a que ante una acción sísmica perpendicular al elemento este podría sufrir volcamiento. Es un problema que necesita intervención, pero no de manera inmediata. Si bien el modo de falla está ya delineado las grandes secciones de los elementos aportan a su estabilidad. Además, se debe tener en consideración que las aberturas mencionadas con fisuramiento han sido tratadas mediante la inyección de morteros que no garantiza un comportamiento eficiente de esta zona.

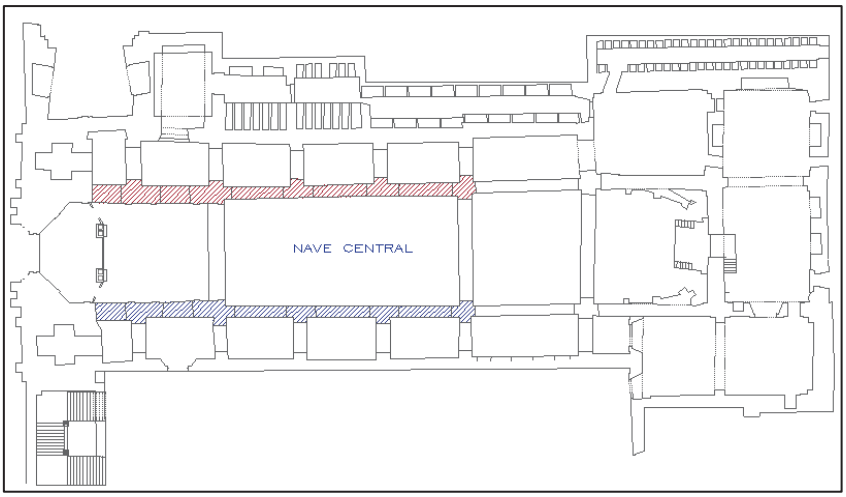
PROYECTO

Para solucionar este problema de volcamiento que presenta el frontispicio, se debe colocar tensores internos que atraviesen a lo largo de la mampostería, elementos de acero con resistencia a la fluencia fy=4200 kg/cm2, mediante perforaciones e inyecciones de mortero.

3.4.2. PROBLEMA 2: FALTA DE RESISTENCIA A TENSIÓN POR FLEXIÓN DE ARQUERÍAS DE LA NAVE CENTRAL

Formación de planos de falla verticales en las arquerías que limitan la nave central, los arcos corren el riesgo de desplome al perder características de apoyo en los pilares.

FIGURA 3. 47. Especificación de arquerías, arquería norte (azul), arquería sur (rojo)



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

SÍNTOMAS

Se observa agrietamientos que siguen distintos lineamientos en los tres arcos que conforman cada arquería, mismo que es notorio a través del daño que ha causado en los recubrimientos, las grietas se encuentran principalmente en claves y riñones de los arcos extendiéndose algunas hacia la pared superior donde podrían encontrarse con las ventanas que se encuentran alineadas con la clave mencionada. Se muestra además desprendimiento de recubrimiento en las partes bajas de los pilares que forman la base de los arcos. Se puede observar este problema en la FICHA DE DIAGNÓSTICO N° 2.

CAUSAS

El daño observado se debe al comportamiento poco favorable que posee la mampostería ante un evento sísmico, entre las desventajas se puede mencionar la falta de capacidad de resistir esfuerzos a tensión de los arcos que se producen cuando hay un desplazamiento de los apoyos de los mismos o cuando son sometidos a cargas laterales.

DIAGNÓSTICO

Es un problema grave con afectación local y global que puede afectar de manera sustancial la estabilidad de la iglesia debido a la gran cantidad de esfuerzos que absorben las arquerías al ser la parte central del inmueble. Si se observa los patrones de agrietamiento se puede notar la segmentación de los arcos que terminaría en la pérdida de resistencia a tracción de los mismos, pues además se pierde continuidad con los demás elementos y se compromete el trabajo global del inmueble.

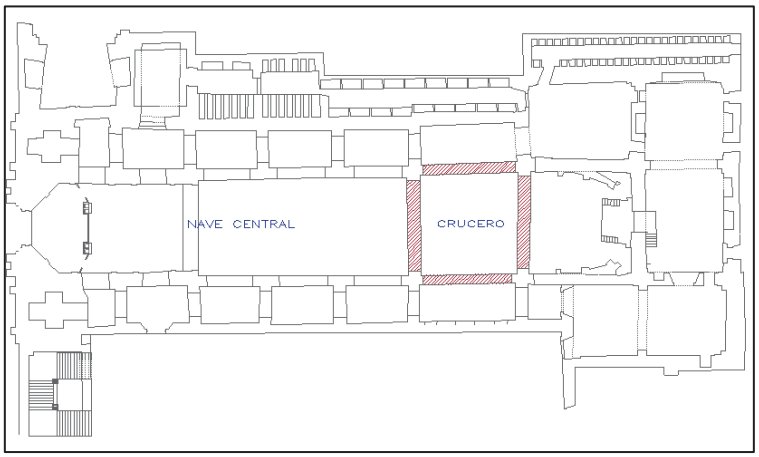
PROYECTO

El proyecto de consolidación de las arquerías centrales apunta al cumplimiento de dos objetivos: garantizar continuidad monolítica de las arquerías en su plano a través de la colocación de tensores que acoplen de cierta manera las fisuras localizadas en las claves de los arcos e integrar de manera eficiente la resistencia de las bases de los pilares por medio de tensores.

3.4.3. PROBLEMA 3: FALTA DE RESISTENCIA A TENSIÓN POR FLEXIÓN EN ARCOS DE CRUCERO

Los cuatro arcos que forman parte del crucero han perdido la capacidad de resistencia a tracción.

FIGURA 3. 48. Arcos de crucero.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

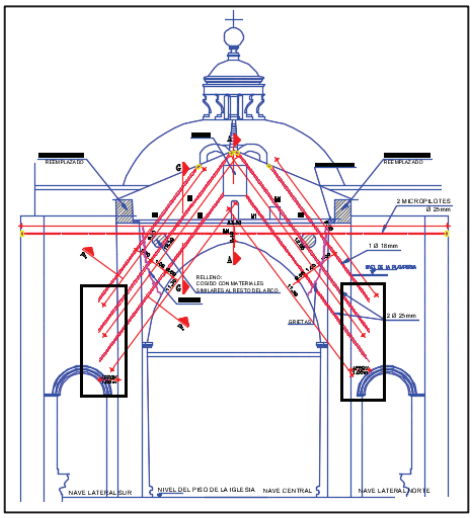
SÍNTOMAS

Se puede observar que ha existido un tratamiento de fisuras que han aparecido eventualmente en las claves, riñones y apoyos de los arcos, mismo que es visible por la pérdida de pintura mural previamente existente en los sectores mencionados. Son apreciables los síntomas de este problema en la FICHA DE DIAGNÓSTICO N° 3.

CAUSAS

El problema se debe a la esbeltez de las secciones provocada principalmente por la altura considerable de los elementos y la separación de los arcos, mientras que la poca sección sobre las claves genera concentraciones de esfuerzos de tensión considerables. Además, es importante resaltar que si bien es cierto los arcos se encuentran reforzados en la parte superior con el fin de unir las fisuras presentadas no se ha considerado una continuidad del armado en los elementos verticales adyacentes lo que genera planos de falla y por ende incremento de esfuerzos de tracción en estas localizaciones.

FIGURA 3. 49. Zonas de discontinuidad de proyecto de reforzamiento previo.



FUENTE: (FONSAL, 2003).

DIAGNÓSTICO

El problema está delineado como grave debido a que los cuatro arcos son débiles en cuanto a solicitaciones por tensión y sobre ellos se encuentra una parte del artesonado que añade una carga extra además de la cubierta. Así también es necesario mencionar que este problema empeora por la falta de un reforzamiento integral que permita la unión de los arcos con los elementos verticales y por tanto se genera una concentración de esfuerzos en dichas zona y planos de falla que no solucionan la problemática estructural sino más bien la trasladan, perjudicando el comportamiento local y global de las arquerías.

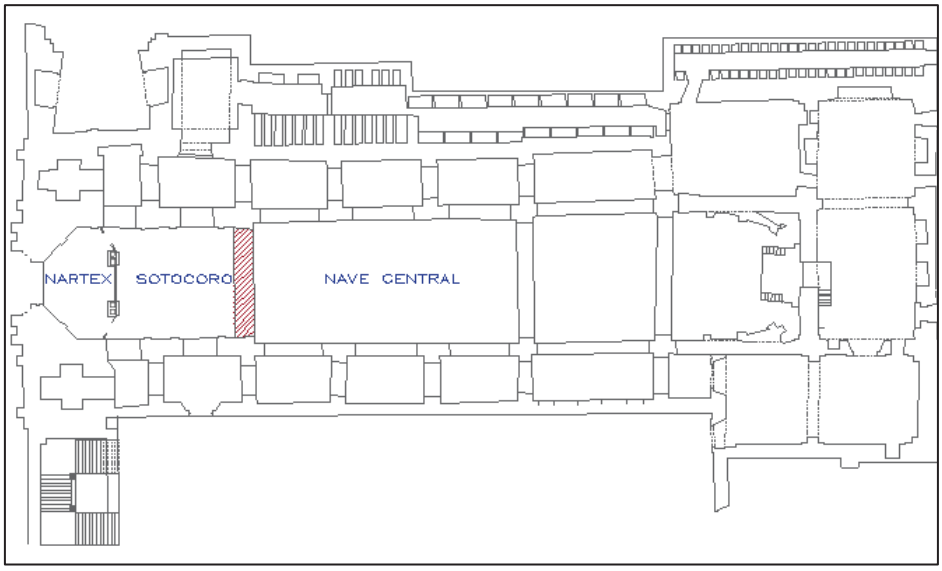
PROYECTO

La consolidación de los arcos de crucero apunta a la solución del problema ya mencionado, garantizando principalmente la continuidad con los demás elementos por medio de perforaciones integradas con acero de refuerzo fy=4200kg/cm2 que traten de cierta manera las fisuras localizadas dotando de resistencia a tensión a las arquerías. Del mismo modo en las zonas que se presente una discontinuidad del refuerzo ya ejecutado se plantea la perforación en sentido de abajo hacia arriba esto a razón de complementar la falta de resistencia en la localización expuesta a excesivas solicitaciones de tracción.

3.4.4. PROBLEMA 4: FALTA DE RESISTENCIA A TENSIÓN POR FLEXIÓN DEL ARCO DEL CORO

Posible desplome del arco ubicado al final del sotocoro.

FIGURA 3. 50. Arco de coro.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

SÍNTOMAS

Presencia de grietas ya tratadas en la clave del arco por medio de inyecciones de mortero, lo que no garantiza la solución a la falta de tensión de esta arquería. Existe patrones de fisuramiento en riñones algunos previamente tratados. Se puede observar los síntomas de este problema en la FICHA DE DIAGNÓSTICO N° 4.

CAUSAS

Es un comportamiento habitual de la mampostería no reforzada que no provee suficiente flexibilidad al elemento, además el arco en mención se encuentra soportando cargas importantes como las de cubierta y artesonado. Cumple un papel importante en el trabajo integrado de la nave central. El ya mencionado agrietamiento se debe a la falta de sección sobre la clave lo que genera concentraciones de esfuerzos importantes.

DIAGNÓSTICO

Es un problema tanto local como global de gravedad por ser parte de los pocos elementos que pueden garantizar un trabajo en conjunto con la iglesia, en particular con las naves central y laterales. De acuerdo al seguimiento histórico estudiado la zona del sotocoro ha sido susceptible a desplomes de los cuerpos de la iglesia anterior, lo que ha debilitado principalmente a este arco.

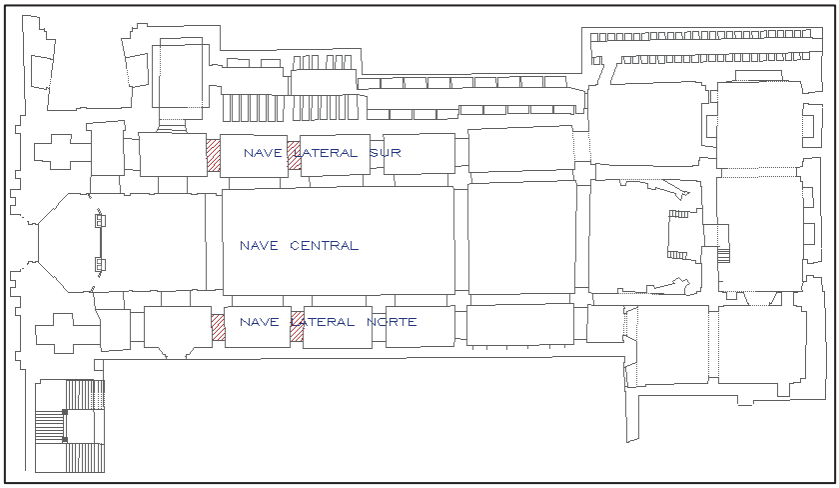
PROYECTO

El proyecto de refuerzo del arco del coro apunta al cumplimiento de dos objetivos: garantizar continuidad monolítica con los elementos estructurales adyacentes generando planos resistentes continuos y mejorar el comportamiento del trabajo en conjunto con las demás arquerías, esto se realiza a través de la instalación de tensores que acoplen las fisuras localizadas en las claves de los arcos y riñones e integren de manera eficiente las bases de los pilares de este arco de la misma manera por medio de tensores de acero de refuerzo.

3.3.5 PROBLEMA 5: FALTA DE RESISTENCIA A TENSIÓN DIAGONAL DE ARCOS UBICADOS EN LAS NAVES LATERALES SUR Y NORTE.

Falta de resistencia a la tensión de los arcos transversales a las arquerías longitudinales de la nave central.

FIGURA 3. 51. Arcos naves laterales que presentan síntomas.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

SÍNTOMAS

Se observa procesos de agrietamiento en los arcos, semejante a lo que se ha descrito en los problemas anteriores, en la nave sur es evidente debido a la ausencia de recubrimiento en los arcos lo cual no ocurre en la nave lateral norte, sin embargo se tiene evidencia de la existencia de fisuras debido a los documentos proporcionados por el Instituto Metropolitano de Patrimonio en los cuales se detalla la ubicación de los daños encontrados en la etapa de diagnóstico previo al trabajo de restauración de artesonado. Se observa también la pérdida de enlucido en las caras interiores de los pilares. Los síntomas son apreciables en la FICHA DE DIAGNÓSTICO N° 5.

CAUSAS

El problema en la nave sur se debe a la concentración de masas en el lado sur por la presencia de criptas que rigidizan los muros sobre los cuales se encuentran los arcos mencionados. En la nave lateral norte se puede atribuir esta problemática a la caída del campanario, registrada en seguimientos históricos del inmueble, como resultado de esta revisión se constató la destrucción de los cupulines.

DIAGNÓSTICO

Se presenta como un problema local de mediano impacto pues las fisuras apenas han afectado los acabados.

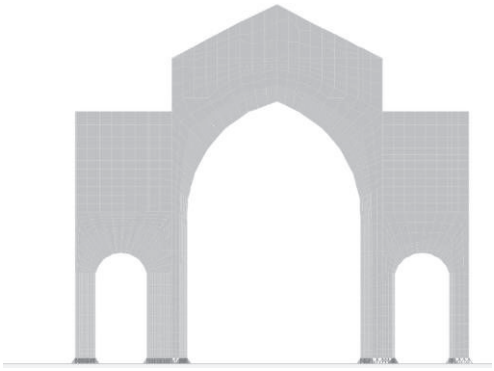
PROYECTO

Colocación de tensores a través de perforaciones inyectadas con mortero. El proyecto de refuerzo en la base de los pilares de estas arquerías se lo realiza con la finalidad de complementar la resistencia a corte de estas zonas.

3.3.6 PROBLEMA 6: PRESENCIA DE PISO BLANDO LOCALIZADO EN NAVES LATERALES.

Posible desplome en elementos de naves laterales por la baja resistencia que presentan las arquerías a nivel de planta baja.

FIGURA 3. 52. Acumulación de masas en la parte superior de las naves laterales.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

SÍNTOMAS

Presencia de agrietamiento y fisuras en los arcos ubicados en la planta baja, tanto los que conforman las arquerías centrales como los arcos transversales. Los síntomas son apreciables en la FIGURA 3.51 donde se esquematiza la concentración de masas.

CAUSAS

La gran concentración de masas que existe en la parte superior de las naves laterales tanto norte como sur generan una alta vulnerabilidad estructural pues la planta baja posee baja resistencia y menor rigidez a comparación del cuerpo superior.

DIAGNÓSTICO

Se considera como un problema global de mediano impacto, si bien el modo de falla ya está definido, los muros dispuestos en las naves laterales a manera de contrafuertes aportan a la estabilidad de estas áreas del inmueble.

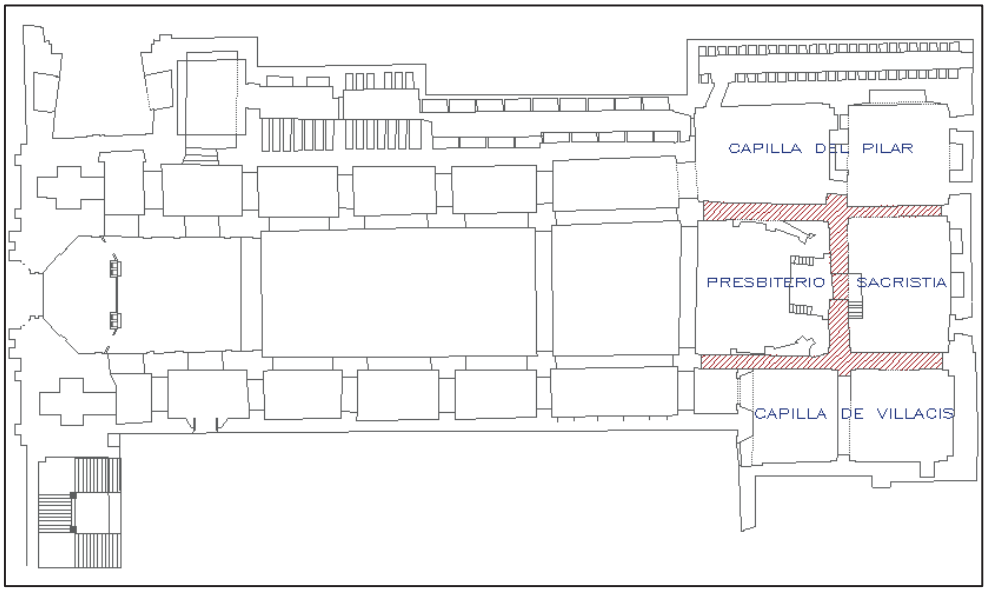
PROYECTO

Se requiere vincular los muros longitudinales con las arquerías centrales y transversales a nivel de cubierta con la finalidad de lograr un plano rígido a este nivel que permita canalizar de mejor manera las fuerzas laterales. Esto se lograría incorporando tensores dispuestos horizontalmente a través de perforaciones debidamente rellenadas con inyecciones de mortero fluido.

3.3.7 PROBLEMA 7: FALTA DE RESISTENCIA A LA TENSIÓN DIAGONAL EN PAREDES ALTAS.

Pérdida del trabajo integrado de paredes aledañas al frontispicio que forman parte de la fachada, paredes que limitan el presbiterio y aquellas que limitan los transeptos norte y sur.

FIGURA 3. 53. Paredes altas que presentan problemas.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

SÍNTOMAS

En las paredes de las fachadas se observa agrietamiento en las uniones de paredes perpendiculares que forman la fachada y parte del convento.

En cuanto a las paredes de transeptos y presbiterios no se observa fisuramiento ni agrietamiento en las paredes debido al continuo mantenimiento que tiene la iglesia, pero se tiene información en los estudios previos proporcionados por el Instituto Metropolitano de Patrimonio que certifican el daño donde se observa la presencia de fisuras ubicadas en el centro de las paredes. Cabe mencionarse que, al ser paredes altas, esbeltas y no tener restricción en su geometría representan alto nivel de vulnerabilidad. Los síntomas son apreciables en la FICHA DE DIAGNÓSTICO N° 6.

CAUSAS

Las grietas en las intersecciones de las paredes se pueden atribuir a la falta de uniones monolíticas que se ven afectadas por las tracciones producidas durante los movimientos sísmicos, que con dificultad pueden ser absorbidas por los mampuestos debido a sus características mecánicas.

En las paredes del presbiterio y transeptos las fisuras encontradas en diagnósticos previos resultan en el lugar central debidas a la concentración de esfuerzos importantes provocados por el peso de la cúpula mayor y su altura considerable.

DIAGNÓSTICO

Los problemas descritos se consideran de bajo impacto, las fisuras aun cuando solamente se han realizado trabajos superficiales para el mantenimiento estético de la iglesia no se han desarrollado, se destaca que no existe información de reforzamiento en la zona.

En el caso de las paredes de los transeptos el problema debería ser analizado con detenimiento pues son parte fundamental del crucero de la iglesia y de gran importancia estructural al ser de los pocos elementos perpendiculares a la fachada que contiene el inmueble. Trabajan a manera de voladizo empotrado en su cimentación y hacen parte importante del trabajo integrado con los demás muros.

La separación de las paredes que intersecan al muro frontal debe ser tratada pues las grietas que se extienden verticalmente disminuyen la rigidez de la fachada y seccionan a la pared larga propiciando aún más su vulnerabilidad debido a la falta de restricción que esta presenta.

PROYECTO

La consolidación de los muros que conforman este problema se solventaría con elementos de acero de refuerzo debidamente incorporados en perforaciones rellenas con mortero fluido.

3.3.8 PROBLEMA 8: INSUFICIENTE RESISTENCIA A TENSIÓN DE LOS CAMPANARIOS NORTE Y SUR

Posible aceleración del proceso de agrietamiento en el cuerpo superior del campanario norte ante la presencia de un sismo mediano.

SÍNTOMAS

Se observa la presencia de fisuras que se extienden verticalmente desde una de las aberturas del muro que limita el ingreso al campanario norte, además se encuentran daños en las claves y riñones de los arcos que soportan las campanas. En la torre sur también se observan patrones de fisuras en arcos y son pronunciadas en el piso. Los síntomas son apreciables en la FICHA DE DIAGNÓSTICO N° 7.

CAUSAS

Las fisuras se deben a la acción permanente de las campanas que agregan una carga extra a los muros, en el campanario norte se encuentran 4 que a pesar de no estar en uso son las de mayores dimensiones. En el caso del campanario sur las fisuras no son tan pronunciadas y estas podrían adjudicarse a la campana que tiene y al uso continuo de la misma.

DIAGNÓSTICO

El problema mencionado compromete a la estructura moderadamente pues las fisuras no se han desarrollado, aun así, es necesario un estudio a profundidad que permita observar el nivel de afectación de los arcos. El mayor peligro es el colapso de las torres y el daño que puede ocasionar en artesonados y cupulines como en ocasiones anteriores.

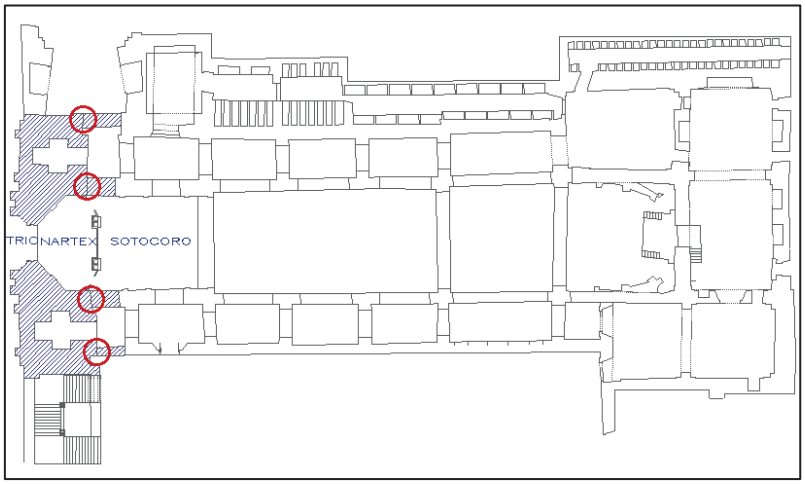
PROYECTO

Se debe consolidar los muros que conforman los campanarios con la inclusión de tensores en perforaciones que acoplen y distribuyan de mejor manera las fuerzas provenientes de eventos sísmicos y del sistema de campanas.

3.3.9 PROBLEMA 9: FALTA DE CONEXIÓN MONOLÍTICA ENTRE TEMPLO, TORRES Y FRONSTISPICIO.

Falta de conexiones apropiadas entre los elementos de la zona este de la iglesia, Posible daño en la unión de los campanarios con las arquerías cercanas por la diferencia excesiva de rigideces.

FIGURA 3. 54. Zonas de campanarios con problemas de trabajo en conjunto.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

SÍNTOMAS

Fisuramiento en la clave del arco que se encuentra al final del sotocoro y en arquerías aledañas a las torres. Los síntomas se observan en la FICHA DE DIAGNÓSTICO N° 8.

CAUSAS

El fisuramiento se debe a que el arco es uno de los pocos elementos que integran los campanarios, que podrían desplazarse en diferentes direcciones ocasionando los daños mencionados.

Además, existe un cambio radical de rigideces debido al aumento de secciones en la parte de los campanarios y al cambio de materiales pues existe un incremento significativo del espesor de mortero respecto a las otras zonas de la iglesia, proceso que se justifica por la adición tardía de las estructuras para las torres creando así falta de uniones monolíticas.

DIAGNÓSTICO

No se han encontrado síntomas que certifiquen la separación en las uniones de los elementos, por lo que se considera un problema de bajo impacto, cualquier problema estructural que se presente en la zona puede afectar directamente a la fachada que terminaría siendo un elemento de acople importante de los campanarios norte y sur. Se debe hacer el análisis necesario que permita reconocer si el comportamiento de la iglesia mejora con la unión o el aislamiento de las torres al inmueble.

3.3.10 PROBLEMA 10: DEBILITAMIENTO DEL TRABAJO EN CONJUNTO.

Trabajo independiente de los elementos estructurales que conforman la iglesia. El sistema resistente de manera general ya no es efectivo para resistir cargas laterales.

SÍNTOMAS

Debilitamiento de ciertos elementos, fisuras en claves de los arcos que conecta las naves laterales por lo que se crean elementos esbeltos, ausencia de un plano horizontal rígido a nivel de cubierta que permita el trabajo en conjunto a manera de caja. Se distinguen fisuras verticales en intersecciones con arquerías transversales a las del centro. Los síntomas se observan en la FICHA DE DIAGNÓSTICO N° 9.

CAUSAS

El fisuramiento y separación de paredes se deben a la incapacidad de la mampostería para soportar las tracciones producidas durante los movimientos sísmicos. Los daños en las arquerías centrales se producen como consecuencia de los efectos de torsión provocada por la concentración de masas en la parte frontal y posterior de la iglesia que añaden rigidez a los extremos de la estructura, además es agravado por la falta de un plano horizontal desde la concepción del proyecto original.

DIAGNÓTICO

El problema compromete a toda la estructura por ende es de gravedad, las grietas son considerables, al verse debilitado el trabajo en conjunto se disminuye la resistencia del inmueble ante sismos medianos pues sus elementos comienzan a trabajar de manera independiente.

Los trabajos de intervención realizados con anterioridad no aportan a la solución de este problema, pues la inclusión de micropilotes es parcial y genera planos de falla pues desplaza la concentración de esfuerzos.

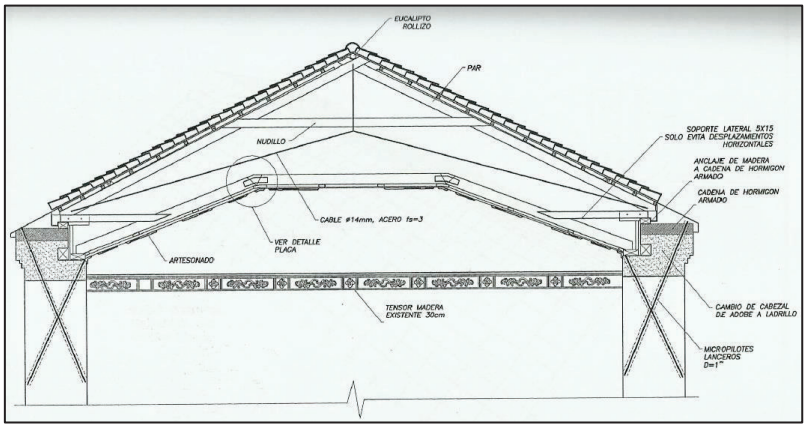
PROYECTO

Para consolidar los muros a nivel de la base de las cerchas es recomendable la inspección y posterior mejoramiento si es el caso de las uniones con las vigas soleras ya existentes. Se debe vincular de manera eficiente las arquerías de la nave central, esto se logra con la inclusión de tensores, aportando al trabajo de caja que tensores ya existentes integran las arquerías centrales. Con la adición de acero de refuerzo continuo a través de perforaciones en arquerías centrales se ayuda al trabajo global de la estructura en esta zona.

3.3.11 PROBLEMA 11: CONFIGURACIÓN DEFICIENTE DE LA SOLERA DE LA NAVE CENTRAL.

La forma de anclaje que se ha utilizado para integrar el sistema de cubiertas crea un plano de falla coplanar, y no aporta al trabajo en conjunto.

FIGURA 3. 55. Configuración de la solera.



FUENTE: (FONSAL, 2003)

SINTOMAS

Fisuramiento vertical en uniones de paredes, y posible concentración de esfuerzos en la terminación de los micropilotes implementados.

CAUSAS

Las fisuras encontradas en diagnósticos previos resultan en el lugar central pueden deberse a una concentración de esfuerzos importante debido a que soportan el peso de la cúpula mayor y tienen una altura considerable.

DIAGNÓSTICO

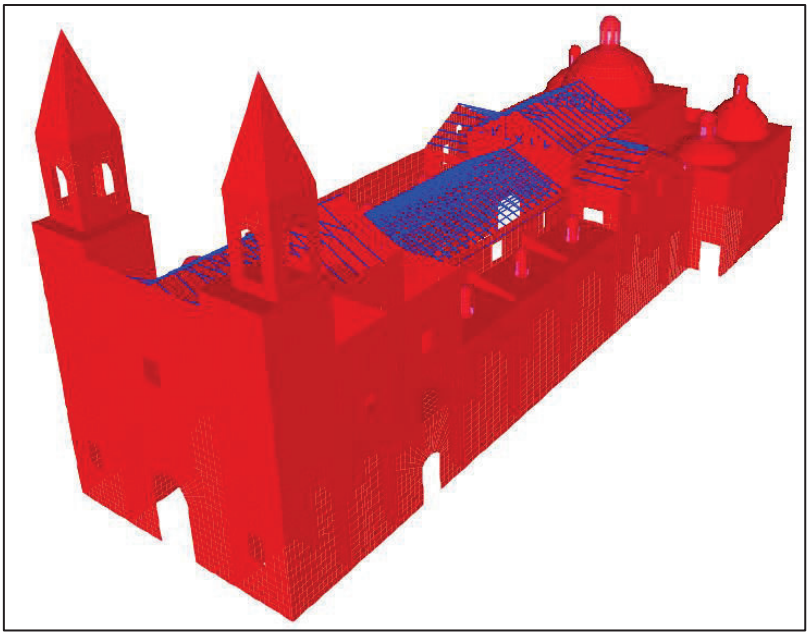
El problema descrito no es de gravedad, las fisuras aun cuando solamente se han realizado trabajos superficiales para el mantenimiento estético de la iglesia no se han vuelto a producir, se destaca que no existe información de reforzamiento en la zona.

CAPÍTULO 4

MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Para esquematizar el modelo matemático de la estructura se usó el programa computacional (Sap2000 v20.1.0) que permitió representar de manera gráfica el comportamiento actual del inmueble, así también a posteriori de la estructura reforzada, los resultados obtenidos por medio del software son visibles en tablas que arroja el programa. Permitió además la asignación de propiedades y secciones para materiales como madera, piedra y mampostería de ladrillo. A continuación, se presenta una vista general del inmueble.

FIGURA 4.1. Configuración de la estructura.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

Luego de asignar secciones a los diferentes muros y arquerías de la estructura, así como a los elementos de madera, se ingresó cargas vivas, cargas por peso propio proveniente del sistema de artesonado y cubierta. De igual manera se ingresó cargas de tipo sísmico estas últimas para considerar un análisis por cargas estáticas y dinámicas a través del espectro de respuesta. Si bien las condiciones de cimentación presentan un alto nivel de incertidumbre se optó por la colocación

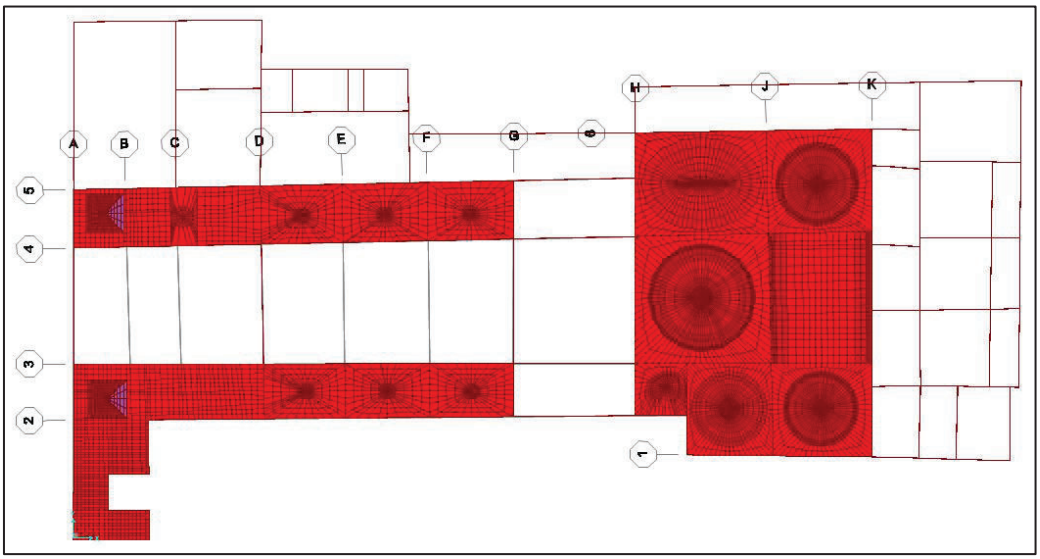
de apoyos en la base de muros esto con la finalidad de observar una condición más crítica en los esfuerzos actuantes y deformaciones del sistema de muros.

4.1 CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA

La disposición geométrica de los elementos que conforman la edificación resulta ser de gran importancia pues permiten la comprobación de las zonas que presentan deficiente comportamiento estructural. La modelación matemática considera espesores de muros y arquerías, continuidad de elementos estructurales, geometría de elementos de madera, continuidad de sistemas de pisos, componentes de cubiertas como cúpulas y cupulines, además de la geometría que conforman los campanarios.

El modelo está concebido con uniones de elementos que permiten un trabajo integrado, considerando el aporte de rigidez de los muros aledaños a la iglesia. Se caracteriza por tener variedad de espesores de muros y arcos, siendo de mayores dimensiones los elementos de mampostería de las torres de los campanarios, además se toma en consideración la variedad de tipologías de cúpulas y cupulines.

FIGURA 4.2. Vista en planta del modelo de la iglesia San Francisco.

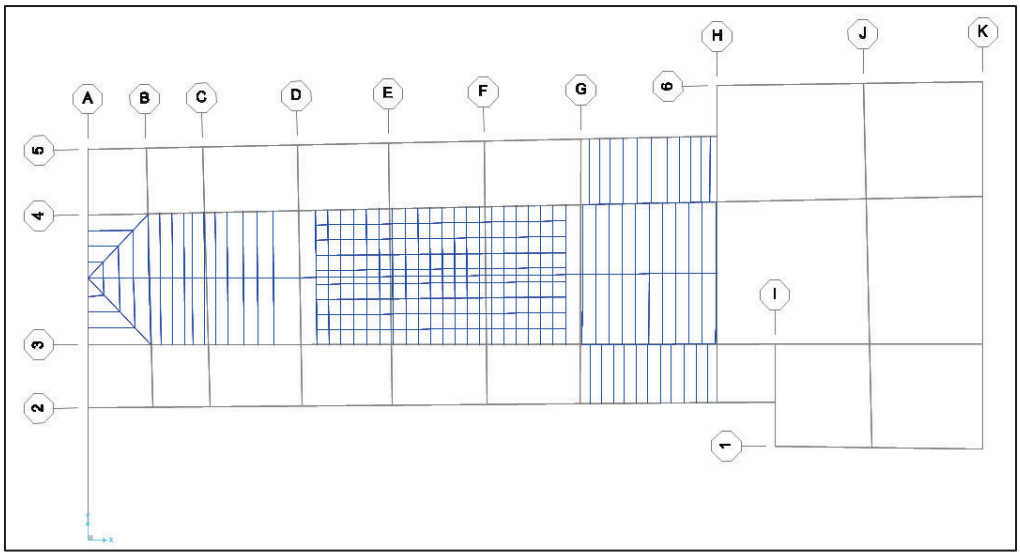


ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

Las características geométricas de los elementos de madera que conforman el sistema de cubiertas se las detalla posteriormente en el apartado de comprobación

del estado actual de los elementos de madera, tanto para el sistema de cubiertas de crucero, transeptos, nave central y coro.

FIGURA 4.3. Elementos de madera en sistemas de cubiertas.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

4.2 DETERMINACIÓN DE CARGAS

Para el análisis se tomó en cuenta los tipos de carga: muerta y viva, la primera se refiere a aquellas cargas que son permanentes en la estructura y la segunda hace referencia a las cargas móviles. Como cargas muertas se tomó en cuenta los pesos propios del sistema de cubiertas y artesonados y como carga viva las de granizo expuestas en la NEC 2015.

Las cargas provenientes de las fuerzas sísmicas actúan tanto en dirección X, Y. Establecidas de acuerdo a los parámetros de la NEC 2015, obteniéndose como resultado los valores estáticos de cortante basal y dinámicos producto del espectro de respuesta.

4.2.1 DETERMINACIÓN DE CARGAS VERTICALES.

La carga muerta la conforman todas aquellas que son permanentes en la estructura como son: acabados, entrepisos, sistemas de cubiertas e incluso las provenientes de las campanas en el caso de las torres.

A continuación, se detalla la determinación de cargas tanto de cubierta como de artesonado.

TABLA 4.1. Cargas de cubierta.

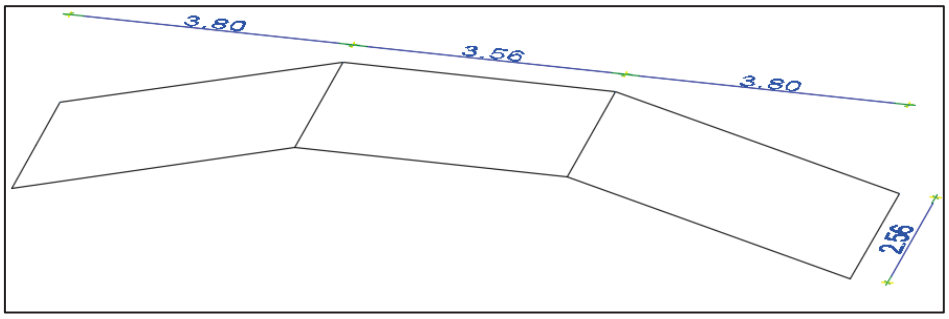
CARGAS DE CUBIERTA	
Descripción	**Peso kg/m2**
Pares + nudillo	31.0
Alfajías	8.2
Tiras	3.60
Carrizo	3.00
Barro	45.00
Teja antigua	70.00
TOTAL, CARGA MUERTA	**160.80**
Carga de granizo	100.0
TOTAL, CARGA VIVA	**100.00**

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

Para la determinación de las cargas de artesonado se debe tomar en cuenta las secciones generales de los elementos que lo conforman:

- Modulo promedio: 3.80x2.56 mts. Peso: 345 kg. Densidad: 0.44 T/m3. H prom: 8 cms.

FIGURA 4.4. Módulo promedio de artesonado.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

- Se asume 7.5 cms como macizo. Densidad: 1000 kg/m3, debido a: cambios de piezas, humedad ambiental, madera sólida, placas, pernos, etc.
- Peso artesonado: 0.075x1000 = 75 kg/cm2.
- Carga viva en artesonado: 100 kg/cm2.

4.2.2 DETERMINACIÓN DE CARGAS LATERALES.

Es el cortante basal aplicado en la base de las estructuras como resultado de la acción del sismo.

CÁLCULO DE FUERZAS ESTÁTICAS.

El análisis estático es un procedimiento que se usa normalmente en el estudio estructural, tiene ciertas consideraciones como: comportamiento elástico lineal tanto en compresión como en tensión, es un proceso confiable cuando la resistencia a compresión es mucho mayor que la resistencia a tracción de los elementos (Singaucho, 2009).

Es de mucha utilidad cuando los esfuerzos en estado de tensión nos dan una idea clara de las zonas donde se producen fisuras o deformaciones excesivas, relacionando estos parámetros con las cargas actuantes que las pueden estar originando. El análisis estático permite además determinar el refuerzo necesario capaz de absorber los esfuerzos excedentes de tracción (Croci, 1997).

El factor de reducción sísmica (R) es bajo para este tipo de estructuras, lo que permite asegurar que la ductilidad es limitada, no disipa energía y por ende la estructura es la que absorbe la totalidad de fuerzas cortantes sin presentar grandes desplazamientos en el rango inelástico. Esto sucede debido a que los materiales utilizados en inmuebles antiguos muestran fallas frágiles y no producen rótulas plásticas en sus elementos que disipen energía. Según (D'Ayala & Benzoni, 2012) y la normativa chilena (NCh 433.Of1996, 2009), el factor R se ha establecido de acuerdo a las características del sistema constructivo como R=2 pues se trata de una estructura de mampostería no reforzada.

Lo mencionado con anterioridad se sustenta además en la experiencia adquirida por el Msc. Ing. Patricio Placencia y expuesta en la materia de “Hormigón Armado, EPN”, en la cual se menciona que si la relación de aspecto de la mampostería es $h/L<2$ el agotamiento del sistema no se presentará por flexión sino por corte, sin embargo, la mampostería simple es un sistema constructivo que podría llegar a ser altamente sismo resistente en comparación a los demás sistemas constructivos

tradicionales debido a las grandes secciones que presentan este tipo de estructuras y el material usado (Borja & Torres, 2015).

CÁLCULO DE FUERZAS DINÁMICAS.

El espectro de respuesta es necesario para interpretar la reacción de una estructura ante la vibración del suelo en la cual se encuentra implantada.

$$Sa = \eta . Z . Fa \quad \rightarrow Para\, To \leq T \leq Tc \tag{4-1}$$

Para conocer el tipo de suelo en el que se encuentra implantada la estructura es necesario revisar el estudio de suelos, pues en la mayoría de los puntos de perforaciones el ensayo SPT arroja un número de golpes mayor a 60. El estudio del (FONSAL, 2003), menciona que es un tipo de suelo S2 y de acuerdo a (Valverde, Fernández, Jiménez, Vaca, & Alarcón, s.f.) un tipo S2 son suelos intermedios que presentan características intermedias entre perfiles tipo S1 y S3. Corresponden a depósitos de cangahua no muy consolidados y de poco espesor, depósitos lacustres y depósitos laharíticos cercanos a grandes estratos de tobas y cangahuas. Cabe mencionarse que para un suelo tipo S1 las velocidades de onda de corte son superiores a 750 m/s. Por lo referido y de conformidad a la NEC 2015, capítulo de peligro sísmico es posible clasificar al tipo de suelo como C.

TABLA 4.2. Clasificación de perfiles de suelo.

TIPO DE PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
A	Perfil de roca competente.	Vs>1500 m/s
B	Perfil de roca de rigidez media.	1500 m/s > Vs > 760 m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	760 m/s > Vs ≥ 360 m/s **N≥ 50** Su ≥ 100KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o Perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de las dos condiciones.	360 m/s > Vs ≥ 180m/s 50> N≥ 15 100KPa > Su ≥50KPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de onda de cortante, o Perfil que contiene un espesor total H mayor a 3m de arcillas blandas	Vs< 180 m/s IP > 20 w ≥ 40% Su < 50KPa

FUENTE: (NEC, 2015).

A continuación, se presenta un resumen de los parámetros asumidos para el cálculo del cortante basal de la estructura. De igual manera se hace referencia a la bibliografía que sustenta los coeficientes enlistados:

TABLA 4.3. Parámetros para el cálculo del cortante basal.

ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES (NEC-SE-DS)				
Parámetro	**Variable**	**Valor**	**Unidades**	**Referencia**
Factor de importancia	**I**	1.30	s.u	Tabla 6, Sec.4.1
Factor de reducción de respuesta	**R**	2.00	s.u	Según (D'Ayala & Benzoni, 2012)
Factor de irregularidad en planta	**Øp**	0.90	s.u	Tabla 13, Sec.5.2.3
Factor de irregularidad en elevación	**Øe**	0.90	s.u	Tabla 14, Sec.5.2.3
Aceleración de la gravedad	**g**	9.81	m/s^2	
Altura total del elemento	**hn**	13.74	m	Altura concentración de masas
Zonificación Sísmica	**V**			Tabla 1, Sec.3.1.1
Región del Ecuador	**Sierra**			Sec.3.3.1
Tipo de Estructura	**Sistema tradicional de mampostería no reforzada**			
Tipo de Suelo	**C**			Tabla 2, Sec.3.2.1
Factor de aceleración de la zona sísmica	**Z**	0.40	s.u	Tabla 1, Sec.3.1.1
Relación de amplificación espectral	**n**	2.48	s.u	Sec.3.3.1
Coeficiente Ct	**Ct**	0.0488	s.u	ASCE 7-16,2017
Coeficiente para Calculo de Periodo	**α**	0.75	s.u	ASCE 7-16,2017
factor de sitio Fa	**Fa**	1.20	s.u	Tabla 3, Sec.3.2.2
factor de sitio Fd	**Fd**	1.11	s.u	Tabla 4, Sec.3.2.2
factor de comportam. inelástico suelo	**Fs**	1.11	s.u	Tabla 5, Sec.3.2.2
Factor asociado al periodo de retorno	**r**	1.00	s.u	Sec 3.3.1
Período Método 1	**T1**	0.348	seg.	Sec.6.3.3
Período 1.3 del Método 1	**T2**	0.453	seg.	Sec.6.3.3
Período Límite en T=To	**T_o**	0.103	seg.	Sec.3.3.1
Período Límite en T=Tc	**T_c**	0.565	seg.	Sec.3.3.1
Período Límite en T=T_L	**T_L**	2.664	seg.	Sec.3.3.1
Aceleración en T=0	**Sa**	0.480	g	Sec.3.3.1
Aceleración en T=To	**Sa_o**	1.190	g	Sec.3.3.1
Porcentaje de sismo reducido	**f**	**0.955**	s.u	Sec.6.3.2
Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T	**k**	**1.00**	s.u	Sec.6.3.5

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

De esta manera se ha determinado el coeficiente de cortante basal estático de 0.955 y k:1.00.

El cortante basal se determina mediante el método 1 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015, definido por la siguiente ecuación:

$$V = \frac{I \cdot .Sa(Ta)}{\varphi_P . \varphi_E . R} . W \quad (4\text{-}2)$$

Donde W es el peso propio de la estructura, que se ha estimado por medio del volumen y peso específico de los materiales que conforman la edificación, este valor se establece en W=32400 T aproximadamente y por lo tanto Vb= 30942, mientras que de la modelación matemática se ha obtenido un peso W=34505.16 T. Los valores mencionados registran una variación del 6% debido a la diferencia en algunas secciones, lo que garantiza que la modelación de secciones y sus propiedades es la adecuada.

Una vez determinadas las cargas estáticas del modelo, es importante aclarar algunos conceptos referentes a los tipos de análisis que se realizan con el fin de diseñar o evaluar los sistemas resistentes de las estructuras.

4.3 METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DE CAPACIDAD ESTRUCTURAL.

La capacidad de resistencia que posee un sistema estructural está definida como las condiciones en las que se encuentra la edificación a fin de resistir diversidad de cargas y solicitaciones sísmicas, depende de varios factores como: resistencia de sus componentes, deformaciones, uso de la edificación. Para determinar esta condición se recurre a procedimientos tanto lineales como no lineales aplicados ya sea a una modelación estática o dinámica (Calcina, 2017).

La correcta selección del procedimiento de análisis debe tomar en consideración el sistema estructural, las propiedades mecánicas de sus elementos y la regularidad de la edificación. Según el (ASCE 7-16), se permite los siguientes procedimientos: análisis estático (ELF), análisis dinámico de espectro de respuesta (MRSA), tiempo historia.

TABLA 4.4. Procedimientos de análisis

Seismic Design Category	Structural Characteristics	Equivalent Lateral Force Procedure, Section 12.8[a]	Modal Response Spectrum Analysis, Section 12.9.1, or Linear Response History Analysis, Section 12.9.2[a]	Nonlinear Response History Procedures, Chapter 16[a]
B, C	All structures	P	P	P
D, E, F	Risk Category I or II buildings not exceeding two stories above the base	P	P	P
	Structures of light-frame construction	P	P	P
	Structures with no structural irregularities and not exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height	P	P	P
	Structures exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height with no structural irregularities and with $T < 3.5T_s$	P	P	P
	Structures not exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height and having only horizontal irregularities of Type 2, 3, 4, or 5 in Table 12.3-1 or vertical irregularities of Type 4, 5a, or 5b in Table 12.3-2	P	P	P
	All other structures	NP	P	P

[a]P: Permitted; NP: Not Permitted; $T_s = S_{D1}/S_{DS}$.

FUENTE: (ASCE 7-16, 2017).

4.3.1 ANÁLISIS LINEAL.

Este tipo de análisis hace referencia a la ley de Hooke considerando un comportamiento esfuerzo deformación evaluado en el rango elástico. Se utiliza comúnmente cuando las estructuras presentan regularidad estructural tanto como planta como en elevación. Si la edificación posee algún grado de irregularidad, la metodología lineal resulta ineficiente pues se requiere de un análisis más profundo que se aproxime a un comportamiento más real.

Este procedimiento de análisis se divide en análisis estático lineal y análisis dinámico lineal.

ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL.

Utilizado para calcular desplazamientos, deformaciones, tensiones, esfuerzos y reacciones bajo el efecto de las fuerzas aplicadas.

Este medio de estudio supone estado de linealidad, pues la relación entre cargas y respuestas es lineal. Se puede considerar lo mencionado si:

- Los materiales del modelo matemático cumplen con la Ley de Hooke.
- Los desplazamientos son mínimos para considerar variación en la rigidez.
- Durante la aplicación de carga las condiciones de contorno no cambian.

ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL.

TIEMPO – HISTORIA:

Son necesarios registros de aceleración, la capacidad estructural se determina conforme a la duración del evento sísmico registrado.

ESPECTRO DE RESPUESTA:

Es un tipo de análisis que considera sistema de múltiples grados de libertad, ofrece resultados más confiables. Por medio de este procedimiento se logra verificar las demandas requeridas por esfuerzos en zonas críticas que establecen áreas vulnerables si la estructura se ve sometida a cargas laterales de gran intensidad.

Por lo especificado en secciones anteriores y considerando el tipo de edificación patrimonial que se estudia en el presente proyecto, se concluye que es necesario un análisis estático que tome en cuenta las características propias de construcciones históricas.

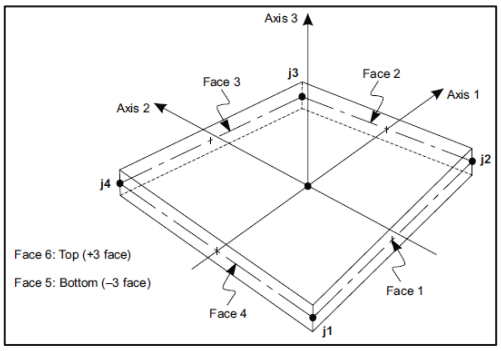
4.4 CONCEPTOS BÁSICOS DEL SOFTWARE SAP2000.

4.4.1 ELEMENTOS TIPO SHELL.

El sistema de muros fue modelado con elementos shell thick que considera deformaciones por corte y fuerzas internas de corte, además este tipo de elemento es útil cuando se tienen elementos con grandes espesores. De conformidad al análisis posterior del modelo de la estructura es necesario conocer la nomenclatura que representan las caras de estos componentes ingresados al programa.

El elemento presenta seis caras definidas de acuerdo a los ejes locales 1,2 y 3. La cara 6 suele llamarse cara superior (top) y la negativa 5 llamada (bottom) cara inferior.

FIGURA 4.5. Esquema de caras de elementos tipo shell.



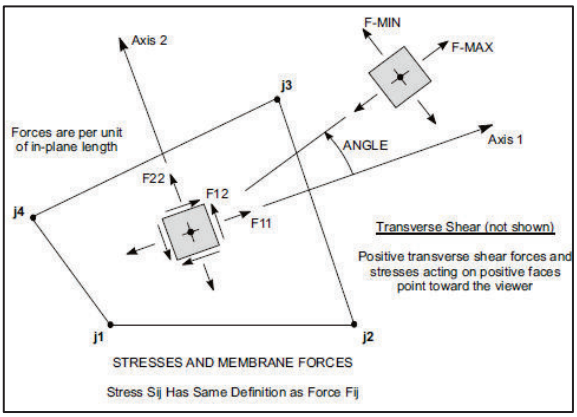
FUENTE: (CSI, 2017).

4.4.2 FUERZAS Y MOMENTOS INTERNOS EN ELEMENTOS TIPO SHELL.

Las fuerzas internas y esfuerzos en elementos shell actúan en toda su geometría esquematizada. Las fuerzas y momentos que arroja el programa son resultado de la integración de tensiones en el espesor asignado al elemento.

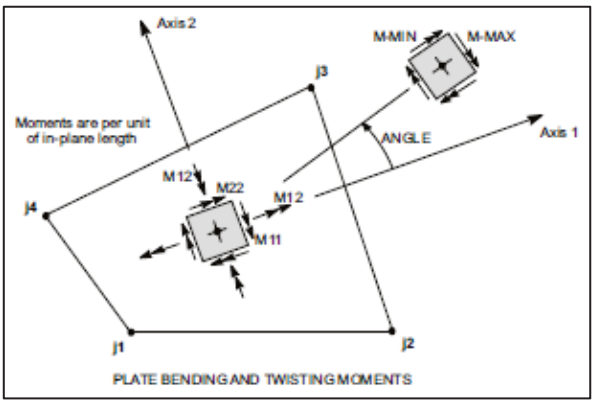
- Fuerzas directas: F11: Actúa en la superficie media del elemento tipo shell en la cara 1 y 3 en dirección del eje local 1. F22: Actúa en la superficie media del elemento tipo shell en la cara 2 y 4 en dirección del eje local 2.
- Fuerzas de corte. F12: Actúa en la superficie media del elemento tipo shell en la cara 1 y 3 en dirección del eje local 2, similar a la que se presenta en la cara 2 y 4 en dirección del eje local 1.
- Momentos directos. M11: Actúa en la superficie media del elemento tipo shell en la cara 1 y 3 alrededor del eje local 2. M22: Actúa en la superficie media del elemento tipo shell en la cara 2 y 4 alrededor del eje local 1.
- Momentos de torsión. M12: Actúa en la superficie media del elemento tipo shell en la cara 1 y 3 alrededor del eje local 1, similar al que se presenta en la cara 2 y 4 en dirección del eje local 2.
- Cortantes fuera del plano. V13: Cortante que actúa en la superficie media del elemento tipo shell en la cara 1 y 3 en dirección del eje local 3. C23: Cortante que actúa en la superficie media del elemento tipo shell en la cara 2 y 4 en dirección del eje local 3.

FIGURA 4.6. Fuerzas internas en elementos shell.



FUENTE: (CSI, 2017).

FIGURA 4.7. Momentos internos en elementos shell.



FUENTE: (CSI, 2017).

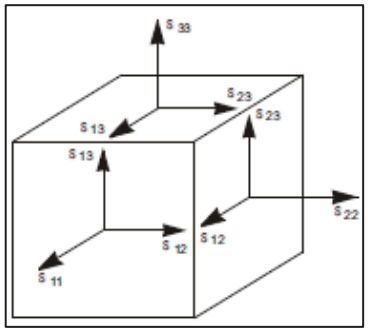
4.4.3 ESFUERZOS EN ELEMENTOS TIPO SHELL.

Los esfuerzos en los elementos shell están definidos de acuerdo al sistema de coordenadas local 1,2 y 3. Los esfuerzos sij se producen en la cara i de la dirección j. Así:

- S11: Esfuerzo directo que actúa en la cara 1 y 3 en dirección del eje local 1.
- S22: Esfuerzo directo que actúa en la cara 2 y 4 en dirección del eje local 2.
- S12: Esfuerzo de corte que actúa en la cara 1 y 3 en dirección del eje local 2, similar al que actúa en la cara 2 y 4 en dirección del eje local 1.
- S13: Esfuerzo cortante fuera del plano que actúa en la cara 1 y 3 en la dirección del eje local 3.

- S23: Esfuerzo cortante fuera del plano que actúa en la cara 2 y 4 en la dirección del eje local 3.

FIGURA 4.8. Esfuerzos en elementos shell.



FUENTE: (CSI, 2017).

4.5 MODELOS ESTRUCTURALES.

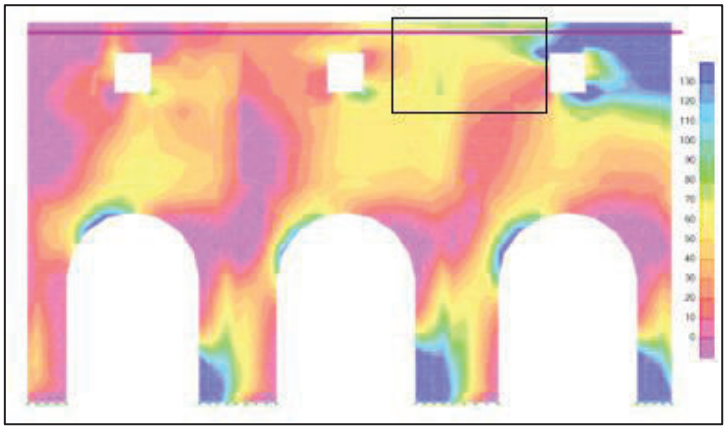
La modelación de la estructura conformada en su mayoría por elementos de mampostería de ladrillo se la realizó en el programa SAP2000, considerando las siguientes alternativas de estudio:

- El modelo hace referencia al estado actual de la iglesia, tomando en cuenta componentes del sistema resistente sin reforzar, sistema de muros aledaños a la estructura, pues la misma se encuentra adosada a construcciones vecinas. Además, considera elementos de cerchas que hacen parte de la cubierta.
- De acuerdo a los problemas planteados en el diagnóstico será de importancia realizar un análisis independiente de las torres de los campanarios con la finalidad de establecer integridad o no con los cuerpos aledaños principalmente del templo.
- El tercer modelo contempla la implementación de las alternativas de reforzamiento necesarias para dotar de resistencia a tensión a los elementos que la requieran y de esta manera mejorar el comportamiento global del inmueble. Previamente se realiza un chequeo de esfuerzos, determinando las zonas que presenten concentración de esfuerzos excesiva y verificando si las mismas son las planteadas en la etapa de diagnóstico.

Las consideraciones planteadas para el análisis estructural de los diferentes modelos matemáticos fueron:

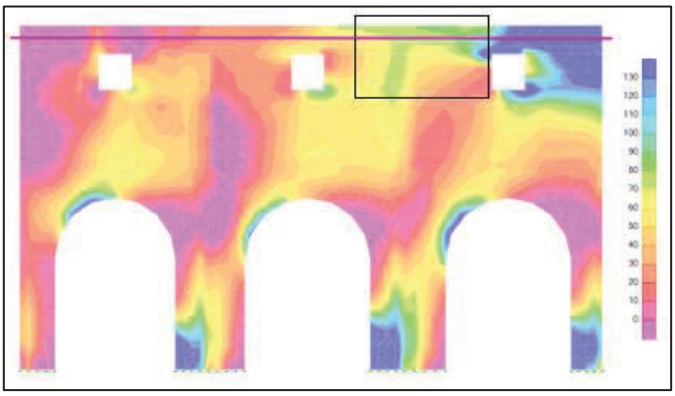
- Los elementos de madera como vigas y alfajías trasmiten las cargas de cubiertas al sistema de muros.
- El efecto de diafragma horizontal no se lo toma en cuenta.
- Las cargas laterales provenientes de sismo son soportadas por los muros.
- La condición del sistema es apoyada en la base de los muros debido a que no se conoce el estado de la cimentación, esta situación se la toma como crítica, pues los esfuerzos y momentos en varias zonas sufren un incremento en la parte superior de los muros. Como se observa en las siguientes figuras.

FIGURA 4.9. Esfuerzos en modelo que considera empotramientos.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 4.10. Esfuerzos en modelo que considera apoyos.

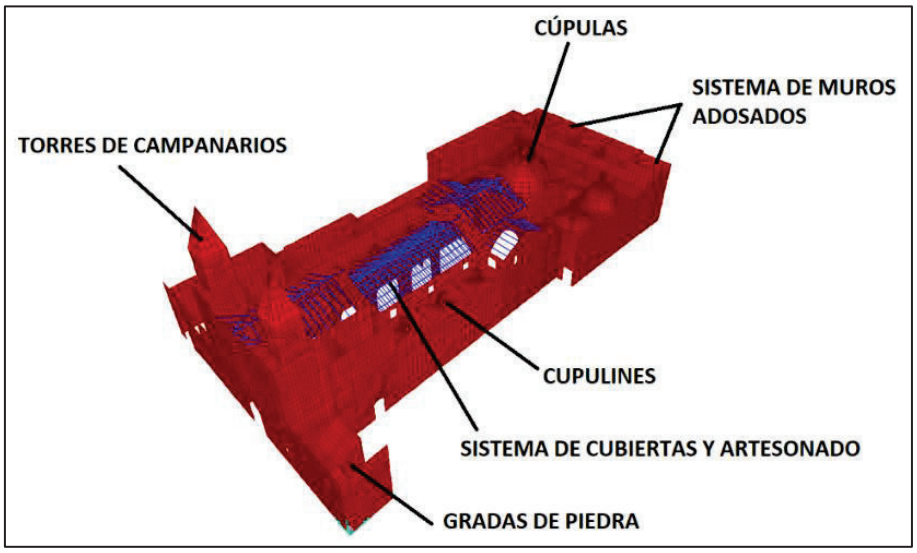


ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

4.5.1 MODELO ESTADO ACTUAL DE LA ESTRUCTURA.

El modelo matemático del inmueble presenta elementos shell que simularán las propiedades de la mampostería de ladrillo y piedra, las cuales se obtuvieron a través de ensayos de materiales realizados por el FONSAL (2003), cabe mencionarse que las mismas son resultado específico de la zona de la nave central y crucero para el proyecto de intervención ejecutado en el sistema de artesonado. Si bien no se dispone de una zonificación de estos ensayos, durante el desarrollo del presente proyecto de titulación se llevó a cabo medición de velocidades ultrasónicas que a través de cálculos y de las normas ASTM pertinentes permitieron la determinación de los módulos de elasticidad y resistencia a la compresión para determinadas zonas.

FIGURA 4.11. Esquema general de componentes estructurales en el modelo.

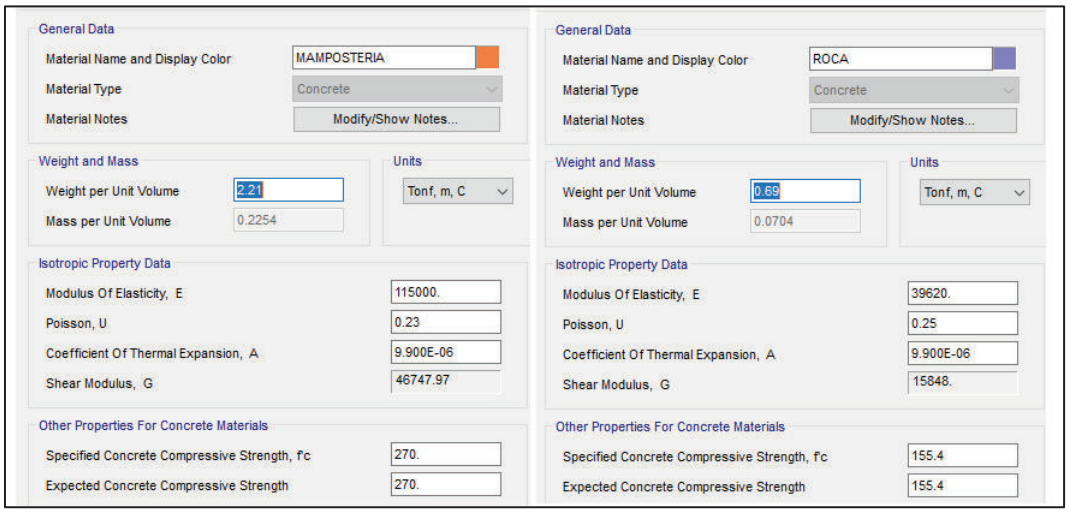


ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

4.5.2 DEFINICIÓN DE MATERIALES Y SECCIONES.

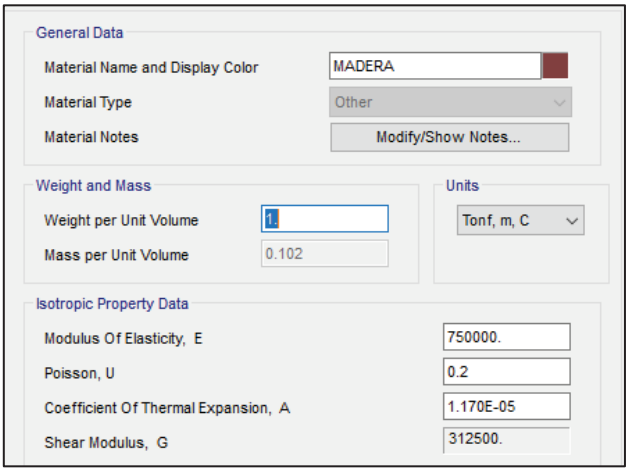
Una vez elaborado el modelo con elementos frame extruidos a shell se procedió a crear el material correspondiente, en este caso mampostería de ladrillo asignado en componentes como: sistema de muros, cúpulas, cupulines, arquerías, torres y campanarios.

FIGURA 4.12. Propiedades del material de mampostería de ladrillo y roca.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 4.13. Propiedades del material de madera.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

Es importante mencionar que las propiedades mecánicas como módulos de elasticidad tanto para mampostería de ladrillo como de piedra varían con la finalidad de calibrar el modelo matemático de acuerdo a las pruebas de vibración ambiental ejecutadas por el Instituto Geofísico de la EPN. Mientras que las propiedades de los elementos de madera fueron tomadas de los ensayos previamente realizados.

A continuación, se presenta un resumen de las secciones ingresadas tanto para mampostería como elementos de madera.

TABLA 4.5. Secciones de mampostería ingresadas al programa.

SECTION	MATERIAL	TYPE	THICKNESS	BENDTHICK	TOTALWT	TOTALMASS
01_CAPILLA DE VILLACIS	MAMPOSTERIA	Shell-Thick	1.12	1.12	223.24	22.76
06_CUPULA CAPILLA DE VILLACIS	MAMPOSTERIA	Shell-Thick	0.71	0.71	117.51	11.98
07_CUPULIN CUPULA DE VILLACIS	MAMPOSTERIA	Shell-Thick	0.62	0.62	13.15	1.34
10_CUPULIN CUPULA DE VILLACIS	MAMPOSTERIA	Shell-Thick	0.3	0.3	5.35	0.55
100_MURO ADICIONAL	MAMPOSTERIA	Shell-Thick	1.2	1.2	278.89	28.44
119_TORRE SUR	MAMPOSTERIA	Shell-Thick	2.6	2.6	605.65	61.76
12_SACRISTIA	MAMPOSTERIA	Shell-Thick	1.68	1.68	502.02	51.19
120_TORRE SUR	MAMPOSTERIA	Shell-Thick	2.3	2.3	517.04	52.72
123_FACHADA	MAMPOSTERIA	Shell-Thick	2.1	2.1	902.17	92.00
124_TORRE NORTE	MAMPOSTERIA	Shell-Thick	2.35	2.35	577.68	58.91
128_CAMPANARIO SUR	MAMPOSTERIA	Shell-Thick	1.97	1.97	267.36	27.26
13_CUBIERTA SACRISTIA	MAMPOSTERIA	Shell-Thick	0.85	0.85	308.49	31.46
130_ENTREPISO CAMPANARIO SUR	MAMPOSTERIA	Shell-Thick	0.6	0.6	34.61	3.53
131_CAMPANARIO NORTE	MAMPOSTERIA	Shell-Thick	1.97	1.97	267.82	27.31
132_CAMPANARIO NORTE	MAMPOSTERIA	Shell-Thick	0.7	0.7	81.24	8.28
133_ENTREPISO CAMPANARIO NORTE	MAMPOSTERIA	Shell-Thick	0.6	0.6	36.31	3.70
134_ESCALERAS	MAMPOSTERIA	Shell-Thick	1	1	452.77	46.17
32_ARCO CRUCERO	MAMPOSTERIA	Shell-Thick	1.3	1.3	264.41	26.96

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

TABLA 4.6. Secciones de madera ingresadas al programa.

SECTION NAME	MATERIAL	SHAPE	T3	T2	AREA	TOTAL WT	TOTALMASS
ART_BN1	MADERA	Rectangular	0.2	0.1	0.020	0.124	0.013
ART_BNV	MADERA	Rectangular	0.2	0.1	0.020	1.134	0.120
ART_BS1	MADERA	Rectangular	0.2	0.08	0.016	0.100	0.010
ART_BSV	MADERA	Rectangular	0.21	0.1	0.021	1.191	0.120
ART_FDN_V	MADERA	Rectangular	0.18	0.11	0.020	1.129	0.120
ART_FDN8	MADERA	Rectangular	0.17	0.12	0.020	0.085	0.009
ART_FDS_V	MADERA	Rectangular	0.19	0.11	0.021	1.106	0.110
ART_FDS8	MADERA	Rectangular	0.19	0.12	0.023	0.095	0.010
CRC_1	MADERA	Rectangular	0.16	0.07	0.011	1.500	0.150
CUMBRERO_CORO	MADERA	Circle	0.11		0.010	0.166	0.017
CUMBRERO_CRUCERO	MADERA	Circle	0.11		0.010	0.107	0.011
CUMBRERO_NAVE CENTRAL	MADERA	Circle	0.11		0.010	0.221	0.022
N_1	MADERA	Rectangular	0.12	0.11	0.013	0.049	0.005
N_V	MADERA	Rectangular	0.15	0.11	0.017	0.853	0.087
NB_1	MADERA	Rectangular	0.13	0.1	0.013	0.060	0.006
NB_V	MADERA	Rectangular	0.15	0.09	0.014	0.562	0.057
S_CORO1	MADERA	Rectangular	0.17	0.12	0.020	1.148	0.120
TRN1	MADERA	Rectangular	0.17	0.1	0.017	0.175	0.018
TRN9	MADERA	Rectangular	0.17	0.12	0.020	0.208	0.021

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

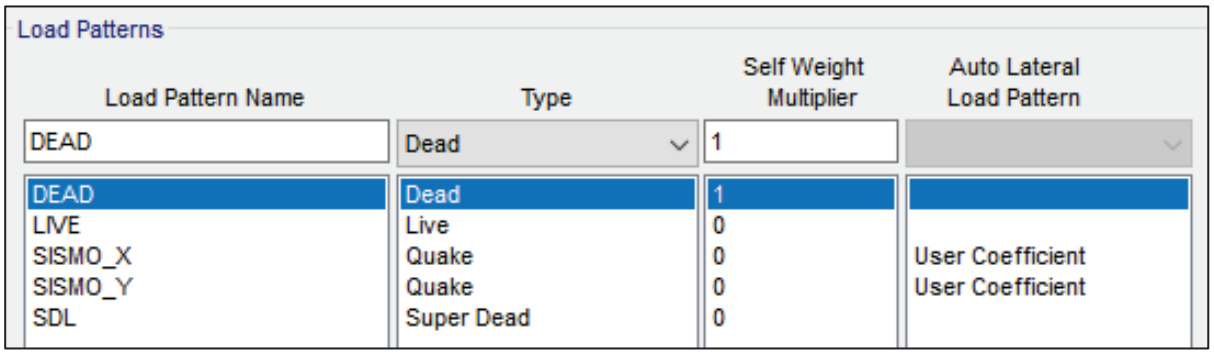
4.5.3 ASIGNACIÓN DE ESTADOS DE CARGA.

Se definen como estado de carga estática a las solicitaciones actuantes en los diferentes elementos resistentes del modelo. De entre las que se pueden asignar

se encuentran: carga muerta, super muerta, viva, reducción de la carga viva, sismo, etc. Una vez creados los estados es posible establecer combinaciones de carga de acuerdo a los códigos y normativas vigentes.

El factor multiplicador de peso propio que se coloca en los patrones de carga multiplica el peso propio de los distintos elementos del inmueble modelado por este indicador y lo adiciona como caso de carga. En el caso de la carga muerta se ingresa un factor de 1 debido a que el cálculo considera todo el peso propio de la estructura, mientras que para los demás estados como viva y sismo se ingresa un valor de 0.

FIGURA 4.14. Estados de carga estáticos.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

4.5.4 ASIGNACIÓN DE SOBRECARGAS A ELEMENTOS DE MADERA.

Son cargas actuantes a gravedad colocadas a los elementos de las cerchas, en este caso “frames” que reciben cargas tanto viva como muerta. Las cargas fueron ya determinadas anteriormente sin embargo se debe corregir por el ancho colaborante que estas disponen según su disposición geométrica en el modelo.

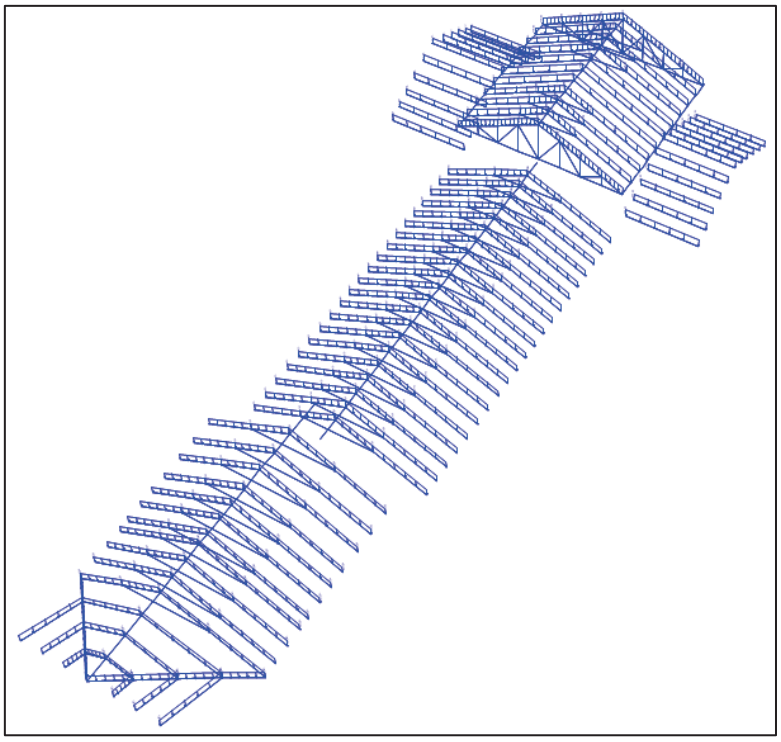
Además, se debe colocar frames adicionales en la parte superior de las arquerías de la nave central con la finalidad de trasmitir la carga proveniente de artesonado. Dependiendo de la separación de las cerchas el valor obtenido se dispone en los elementos como fuerza distribuida. Se obtiene:

TABLA 4.7. Cargas asignadas a elementos de madera en modelo.

CARGAS EN ELEMENTOS DE MADERA					
UBICACIÓN	SEPARACIÓN PROMEDIO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA	CARGA MUERTA	CARGA VIVA
	M	kg/m2	kg/m2	kg/m	kg/m
ARTESONADO: CERCHA A	1.02	75	-	76.50	-
ARTESONADO: CERCHA B	1.02	160.8	100	164.02	102.00
CORO	1.00	160.8	100	160.80	100.00
CRUCERO	1.10	160.8	100	176.88	110.00
TRANSEPTO NORTE	1.15	160.8	100	184.92	115.00
TRANSEPTO SUR	1.15	160.8	100	184.92	115.00

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 4.15. Asignación de cargas a elementos de madera.

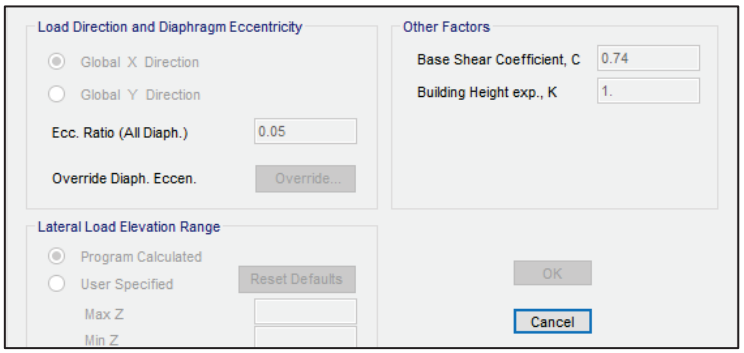


ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

4.1.1. ASIGNACIÓN DE CARGAS LATERALES ESTÁTICAS.

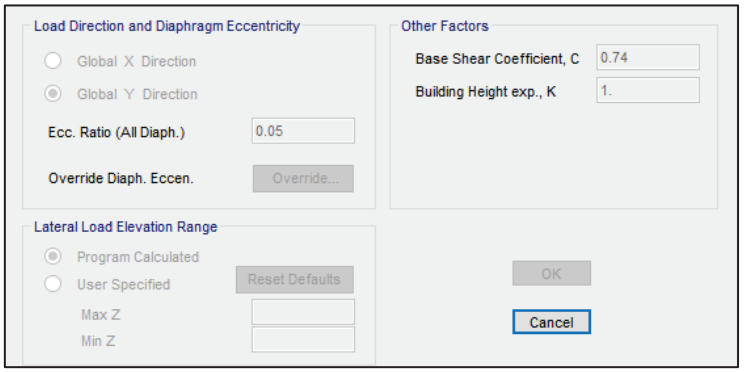
El cortante basal y k obtenidos se los asigna por medio de la opción User Coefficient, esto a razón de distribuir el corte de manera triangular.

FIGURA 4.16. Cargas laterales estáticas en dirección x.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 4.17. Cargas laterales estáticas en dirección y.

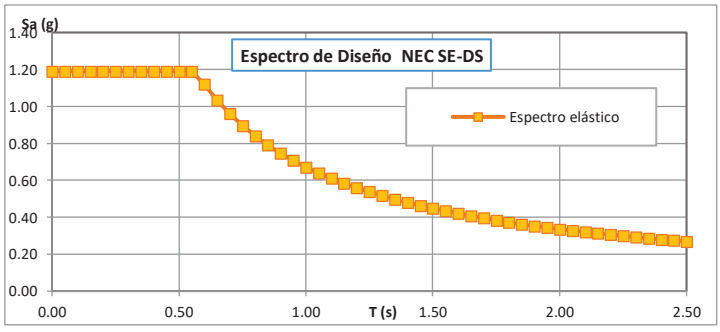


ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

4.5.5 ASIGNACIÓN DE CARGAS LATERALES DINÁMICAS (ESPECTRO).

Se debe ingresar el espectro de respuesta inelástico definido en la sección 4.2.3.2 para tomar en cuenta un análisis dinámico. Por medio de un archivo txt que lo conforman valores de periodos y aceleraciones.

FIGURA 4.18. Espectro elástico de diseño.



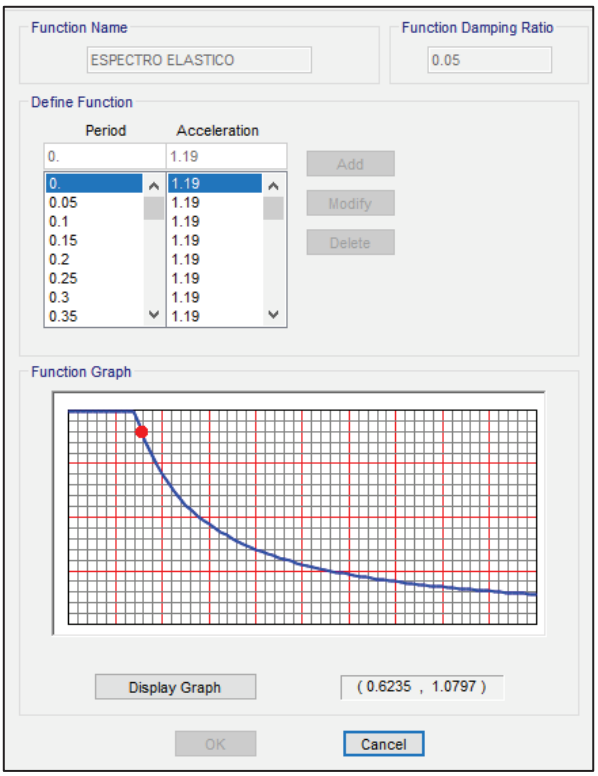
ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

TABLA 4.8. Valores de espectro elástico.

Período	Espectro Elástico
T (s)	Sa (g)
0.00	1.190
0.20	1.190
0.40	1.190
0.60	1.120
0.80	0.840
1.00	0.672
1.50	0.448
2.00	0.336
2.50	0.269
3.00	0.224
3.50	0.192
4.00	0.168

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 4.19. Espectro de respuesta ingresado.

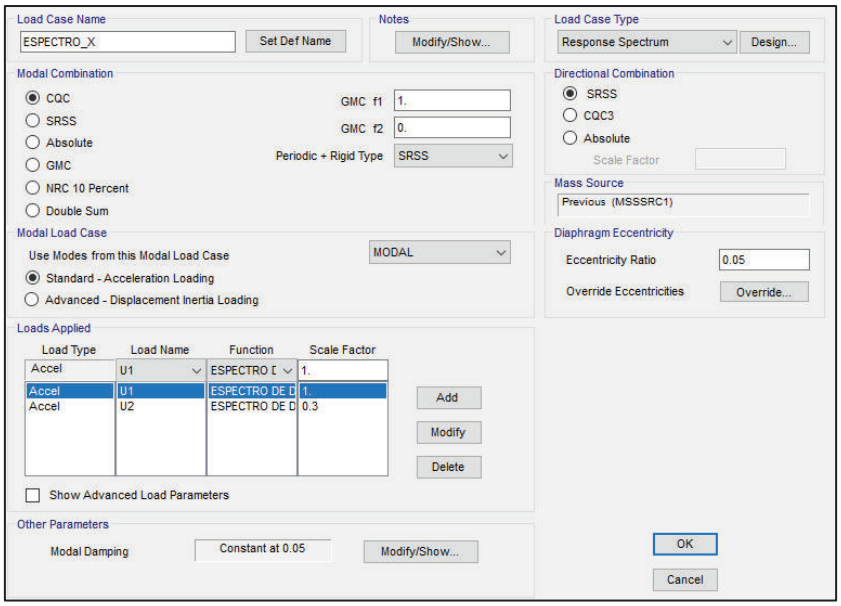


ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

Procede la asignación de casos de carga provenientes del espectro de respuesta asignado. Considerando primeramente que el sistema debe ser capaz de resistir adicionalmente un 30% de la fuerza horizontal en la otra dirección. Estos factores

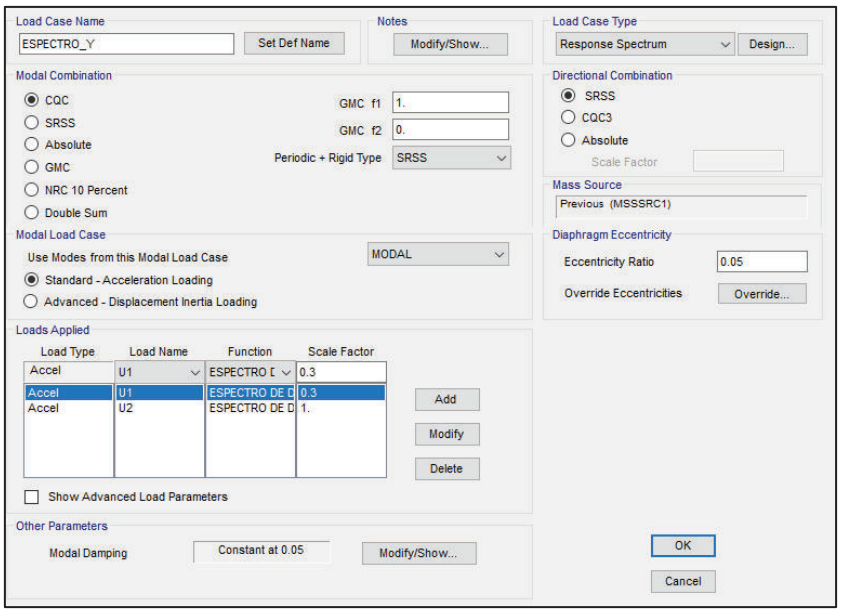
posteriormente varían para escalar el cortante basal estático, manteniendo siempre la proporción mencionada.

FIGURA 4.20. Espectro de respuesta en dirección x.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 4.21. Espectro de respuesta en dirección x.

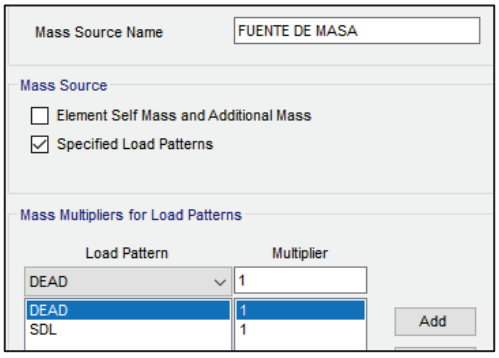


ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

4.5.6 ASIGNACIÓN FUENTES DE MASA.

Considera la masa adicional de elementos del sistema de muros, pues es muy rígido, el modelo no toma en consideración el peso propio de las masas asignadas manualmente. Se debe tomar en cuenta estas masas extras para el cálculo de cortante basal.

FIGURA 4.22. Fuentes de masa.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

4.5.7 ASIGNACIÓN APOYOS COMO RESTRICCIÓN.

Se colocaron apoyos como restricción en la base de los muros, de esta manera se toma en cuenta la condición más crítica puesto que la distribución de momentos aumenta, los esfuerzos se concentran en la parte superior de las paredes, lo que da una idea aún más clara de las zonas desfavorables, además no se conoce ciertamente cual es el estado de la cimentación.

4.5.8 AGRIETAMIENTO DE SECCIONES.

Generalmente antes de analizar el modelo matemático se debe conocer que las inercias geométricas de las diferentes secciones de muros deben ser reducidas en su inercia transversal, a razón del agrietamiento actual que presentan estos elementos por la acción de solicitaciones gravitacionales.

La tabla 4.9 que recopila una variedad de factores para agrietar secciones de elementos estructurales, los coeficientes son sugerencia de investigadores y códigos de diferentes países, siendo la referencia adecuada para conocer los factores utilizados en este estudio.

TABLA 4.9. Coeficientes de agrietamiento de elementos estructurales.

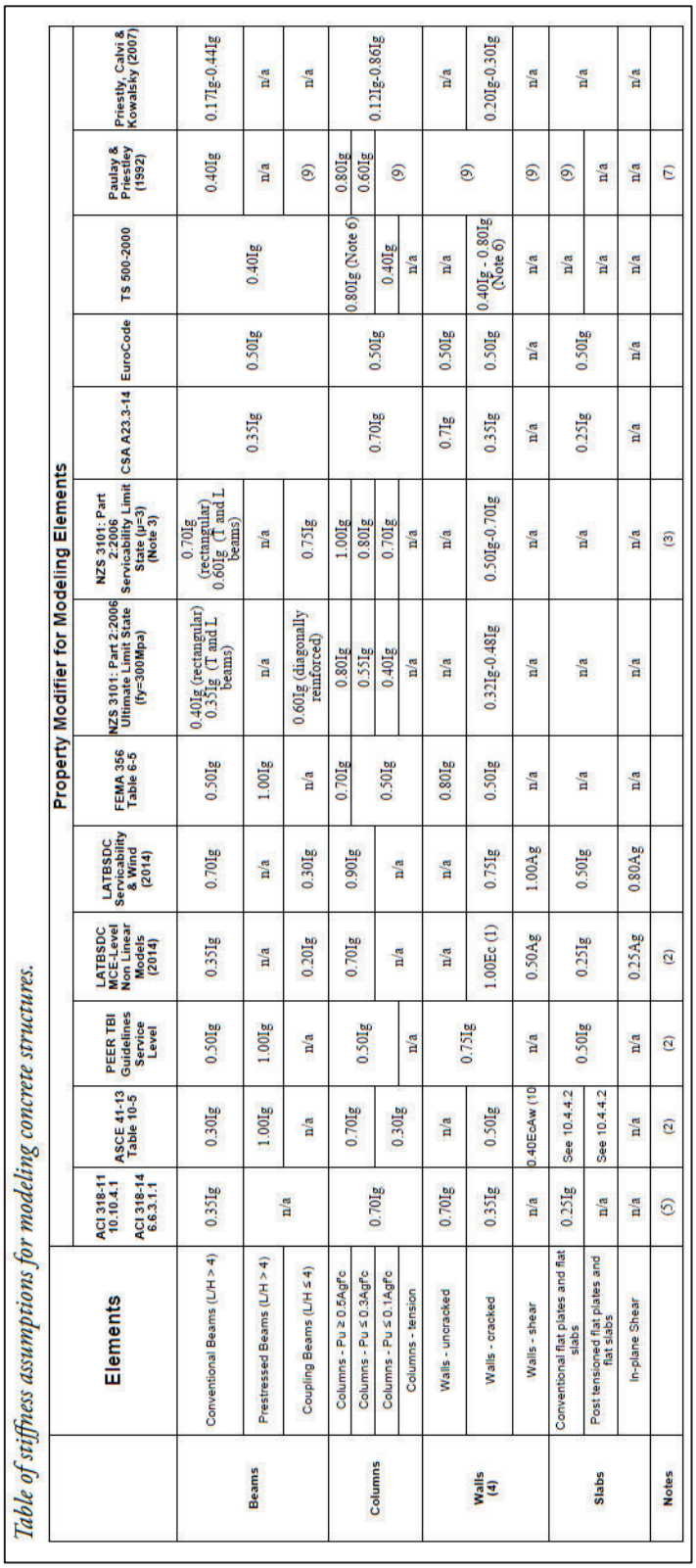


Table of stiffness assumptions for modeling concrete structures.

	Elements	Property Modifier for Modeling Elements													
		ACI 318-11 10.10.4.1 ACI 318-14 6.6.3.1.1	ASCE 41-13 Table 10-5	PEER TBI Guidelines Service Level	LATBSDC MCE-Level Non Linear Models (2014)	LATBSDC Servicability & Wind (2014)	FEMA 356 Table 6-5	NZS 3101: Part 2:2006 Ultimate Limit State (fy=300Mpa)	NZS 3101: Part 2:2006 Servicability Limit State (μ=3) (Note 3)	CSA A23.3-14	EuroCode	TS 500-2000	Pauley & Priestley (1992)	Priestly, Calvi & Kowalsky (2007)
Beams	Conventional Beams (L/H > 4)	0.35Ig	0.30Ig	0.50Ig	0.35Ig	0.70Ig	0.50Ig	0.40Ig (rectangular) 0.35Ig (T and L beams)	0.70Ig (rectangular) 0.60Ig (T and L beams)	0.35Ig	0.50Ig	0.40Ig	0.40Ig	0.17Ig-0.44Ig
	Prestressed Beams (L/H > 4)	n/a	1.00Ig	1.00Ig	n/a	n/a	1.00Ig	n/a	n/a				n/a	n/a
	Coupling Beams (L/H ≤ 4)		n/a	n/a	0.20Ig	0.30Ig	n/a	0.60Ig (diagonally reinforced)	0.75Ig				(9)	n/a
Columns	Columns - Pu ≥ 0.6Agf'c	0.70Ig	0.70Ig	0.50Ig	0.70Ig	0.90Ig	0.70Ig	0.80Ig	1.00Ig	0.70Ig	0.50Ig	0.80Ig (Note 6)	0.80Ig	0.12Ig-0.86Ig
	Columns - Pu ≤ 0.3Agf'c							0.55Ig	0.80Ig				0.60Ig	
	Columns - Pu ≤ 0.1Agf'c		0.30Ig		n/a	n/a	0.50Ig	0.40Ig	0.70Ig			0.40Ig	(9)	
	Columns - tension			n/a				n/a	n/a			n/a		
Walls (4)	Walls - uncracked	0.70Ig	n/a	0.75Ig	n/a	n/a	0.80Ig	n/a	n/a	0.70Ig	0.50Ig	n/a	(9)	n/a
	Walls - cracked	0.35Ig	0.50Ig		1.00Ec (1)	0.75Ig	0.50Ig	0.32Ig-0.48Ig	0.50Ig-0.70Ig	0.35Ig	0.50Ig	0.40Ig - 0.80Ig (Note 6)		0.20Ig-0.30Ig
	Walls - shear	n/a	0.40EcAw (10	n/a	0.50Ag	1.00Ag	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	(9)	n/a
Slabs	Conventional flat plates and flat slabs	0.25Ig	See 10.4.4.2	0.50Ig	0.25Ig	0.50Ig	n/a	n/a	n/a	0.25Ig	0.50Ig	n/a	(9)	n/a
	Post tensioned flat plates and flat slabs	n/a	See 10.4.4.2									n/a	n/a	
	In-plane Shear	n/a	n/a	n/a	0.25Ag	0.80Ag	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
Notes		(5)	(2)	(2)	(2)				(3)				(7)	

FUENTE: (Wong, 2017).

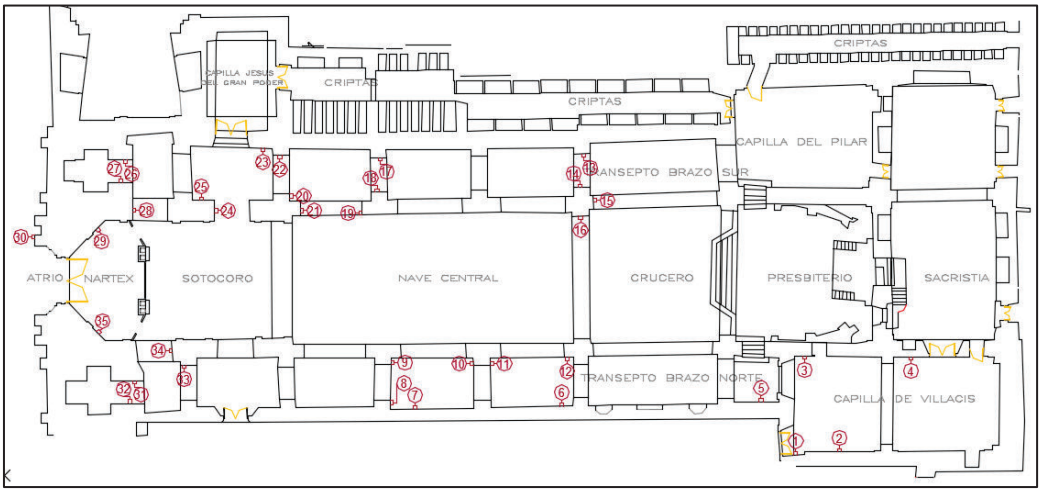
Sin embargo los valores que se adoptaron para agrietar las secciones y modificar su inercia geométrica toman en coeficiente igual a 1 debido a que estos elementos no se agotarán en flexión.

4.5.9 PROCESO DE CALIBRACIÓN DE MODELO MATEMÁTICO.

En el actual proyecto se ha optado por la calibración del modelo a través del ensayo de vibración ambiental, mismo que propone la modificación de ciertos parámetros con el fin de acercar el periodo del modelo de la estructura al período de vibración obtenido mediante los ensayos realizados y cuyos resultados se pueden observar en el ANEXO 4.

Es así que inicialmente se obtuvo un valor para el periodo de T=0.399 s que toma en cuenta los módulos de elasticidad calculados a través de los ensayos de velocidad ultrasónica y asignados según la zonificación planteada con anterioridad en el capítulo 3 y cuya ubicación se muestra a continuación.

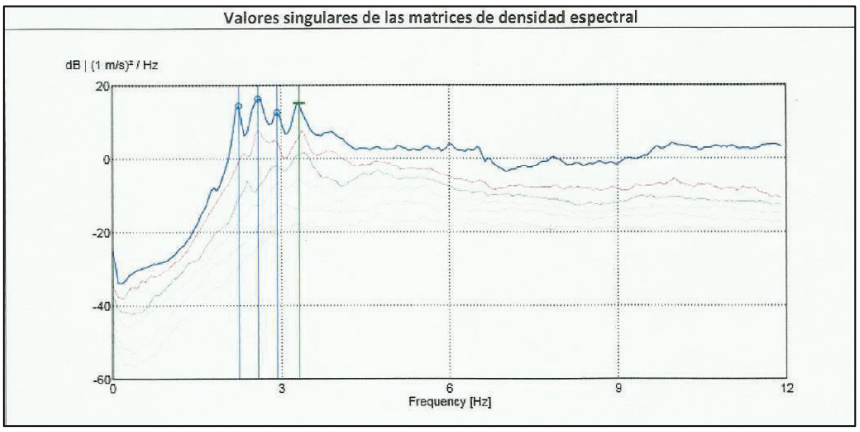
FIGURA 4. 23. Esquema puntos de medición de velocidad de pulso (planta baja).



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

De los ensayos realizados por personal técnico del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional se obtuvieron varios periodos representativos de la estructura debido a la irregularidad que presenta la iglesia tanto en planta como en elevación, los resultados se presentan en la siguiente figura.

FIGURA 4. 24. Resultados de ensayos de vibración ambiental.



FUENTE: (IG, 2018)

A partir de los resultados obtenidos se iteraron los valores de módulos de elasticidad hasta llegar a una selección de valores referentes que corresponden a las mismas áreas de la estructura. Como resultado de la diversificación de datos ingresados, los períodos fundamentales de la estructura fueron variando hasta lograr un período similar al de las pruebas de vibración T=0.45 s.

TABLA 4. 10. Variación de los módulos de elasticidad en modelo matemático.

LOCALIZACIÓN	MODELO INICIAL	MODELO 1 A CALIBRAR	MODELO 2 A CALIBRAR	MODELO 3 A CALIBRAR	MODELO 4 A CALIBRAR	MODELO 5 CALIBRADO
	MODÚLO DE ELASTICIDAD (kg/cm2)					
Capilla de Villacis	8924.99	8924.99	8924.99	8924.99	8924.99	8924.99
Nave Lateral Norte	19954.62	19954.62	39515.71	39515.71	39515.71	39515.71
Nave Lateral Sur	31511.48	31511.48	31511.48	39515.71	39515.71	39515.71
Coro	38289.29	34864.24	34864.24	34864.24	34864.24	34864.24
Acceso a Coro	25576.06	25576.06	25576.06	25576.06	25576.06	25576.06
Torre Norte (Planta baja)	27883.40	34103.92	34103.92	34103.92	34103.92	34103.92
Torre Sur (Planta baja)	30114.99	34103.92	34103.92	34103.92	34103.92	34103.92
Fachada	42087.89	32863.67	32863.67	32863.67	32863.67	32863.67
Cupulines	40574.42	40574.42	40574.42	40574.42	40574.42	40574.42
Torre Norte (Planta alta)	27883.40	33438.58	32440.76	27883.40	33438.58	33438.58
Torre Sur (Planta alta)	30114.99	32440.94	32440.94	30114.99	32440.94	32440.94
Campanario Norte	19354.08	19354.08	19354.08	19354.08	19354.08	19354.08
Campanario Sur	28426.23	28426.23	28426.23	19354.08	28426.23	19354.08
Muros adicionales	11500.00	11500.00	11500.00	19954.62	10000.00	8924.99
Piedra	111807.80	111807.80	111807.80	111807.80	111807.80	111807.80
MODELO	PERÌODO T (s)					
Modelo iglesia (Global)	0.399	0.408	0.408	0.415	0.428	0.452

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

Así también, es necesario mencionar que el modelo generado presenta movimientos semejantes a los concluidos por el ensayo de vibración ambiental donde se observa un movimiento independiente de la zona de los campanarios y movimientos traslacionales en los primeros modos, mientras que en el tercer modo se presenta el efecto de torsión en las naves del inmueble debido a la concentración de masas en los extremos del mismo.

4.5.10 COMBINACIONES DE CARGA.

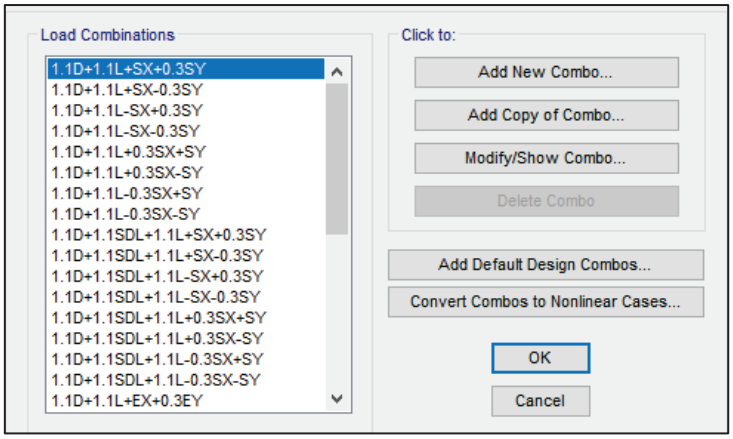
Las combinaciones las conforman diferentes casos de carga multiplicados por factores de escalamiento. Mediante las mismas se puede obtener las acciones más desfavorables para desplazamientos, fuerzas, etc. Además, que permite la creación de envolventes de carga necesarias para proceder a un diseño.

Las combinaciones para realizar análisis están estipuladas en norma ASCE 41-13 y ASCE 7-16, para procedimientos lineales donde las acciones verticales y fuerzas sísmicas son aditivas. Las direcciones de aplicación de las fuerzas sísmicas deberán ser las que conlleven a denotar los efectos más críticos.

Según el ASCE 7-16, se debe considerar: el 100% de las fuerzas para la dirección horizontal más el 30% de las fuerzas para la dirección vertical, siendo estas fuerzas las provenientes del sismo, tomando en cuenta sus respectivas variaciones.

- 1.1D + 1.1L ± Sx ± 0.3Sy
- 1.1D + 1.1L ± Sy ± 0.3Sx

FIGURA 4.25. Combinaciones de carga asignadas al modelo.



4.6 ANÁLISIS DE RESULTADOS.

4.6.1 VERIFICACIÓN DEL PERÍODO DE LA ESTRUCTURA.

La comprobación del periodo de vibración para la estructura en estudio se llevó a cabo con el planteamiento de un modelo matemático que toma en cuenta el aporte de rigidez del sistema de muros aledaño a la edificación, además contiene esquemáticamente el sistema de cubiertas y artesonado que proporcionará información para la verificación por medio de esfuerzos admisibles.

Las acotaciones realizadas permitieron evidenciar mejor la configuración de la estructura.

De acuerdo al ASCE7-16 (2016), la determinación de períodos se la debe realizar considerando las propiedades mecánicas de los elementos que conforman el sistema resistente. Este período T no debe exceder al periodo que se obtenga por el producto de un coeficiente Cu y el periodo fundamental aproximado Tc.

El coeficiente Cu depende de la aceleración Sa al 1 segundo, en nuestro caso la misma es Sa>0.4 por lo tanto el Cu=1.4.

TABLA 4.11. Coeficiente para el límite superior del período calculado

Design Spectral Response Acceleration Parameter at 1 s, S_{D1}	Coefficient C_u
≥0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤0.1	1.7

FUENTE: (ASCE 7-16)

El modelo matemático de la estructura no debe exceder a:

$$T = 1.4 * 0.45 \tag{4-3}$$

$$T = 0.63\ s$$

Siendo T=0.45s el primer periodo registrado por las pruebas de vibración ambiental.

De esta manera se compara el período obtenido de las pruebas de vibración ambiental y el resultante del modelo matemático, los mismos que no deben exceder

al calculado conforme al ASCE 7-16 y su vez permita reconocer las características que disponga para proceder con el chequeo de vulnerabilidad estructural.

TABLA 4.12. Periodos T del modelo de la estructura.

PERÍODOS T (s)
T, Modo 1 = 0.452 T, Modo 2 = 0.439 T, Modo 3 = 0.368
VENTAJAS – DESVENTAJAS
Es un sistema más flexible en comparación al inicial
Distribuye las fuerzas laterales tomando en cuenta los muros adicionales
El período de vibración está en el rango establecido por ASCE 7-16, similar al medido por pruebas de vibración ambiental
La adición de cerchas permite comprobar el comportamiento de caja en varias zonas

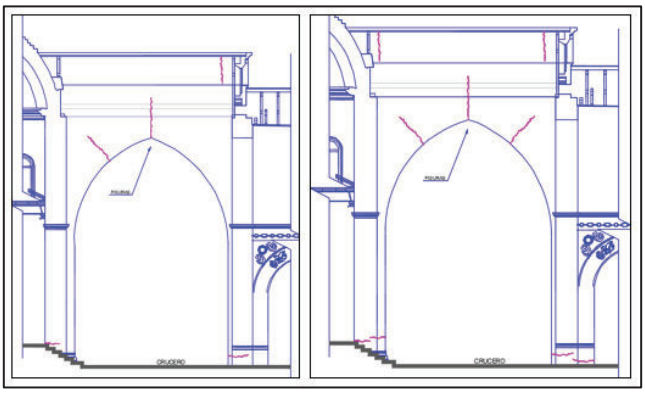
ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

4.6.2 COMPROBACIÓN DEL DIAGNÓSTICO.

TIPOLOGÍA DE FISURAS EN ARCOS.

La experiencia adquirida por el Ing. Patricio Placencia en estudios similares y la revisión de documentos relacionados al tema del proyecto de titulación permiten establecer en los arcos, 4 tipos de fisuras que se desarrollan en las arquerías cuando intervienen las fuerzas provenientes de eventos sísmicos. Las mismas se desarrollan en: la base de los pilares, la clave, riñones y de forma vertical en la base del arco hacia arriba. Si se toma en cuenta el sismo en la otra dirección se desarrollan en total 9 fisuras tipos.

FIGURA 4.26. Tipología de fisuras.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

GRADOS DE DAÑO EN TORRES.

Es importante verificar el comportamiento de las torres de los campanarios por separado de la estructura del templo. Pues registros fotográficos y de daños producidos por eventos sísmicos demuestran que las torres son los componentes estructurales que mayormente se han visto afectados, a tal grado de incluso colapsar.

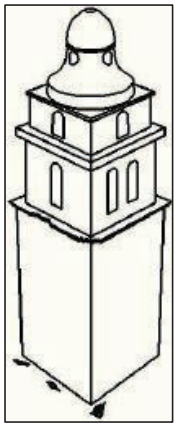
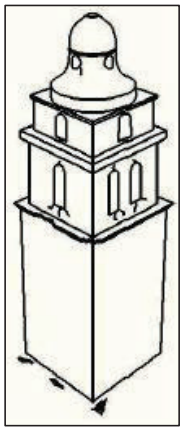
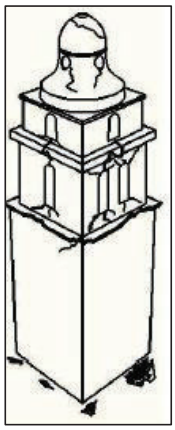
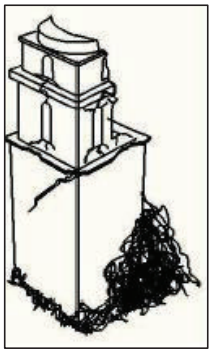
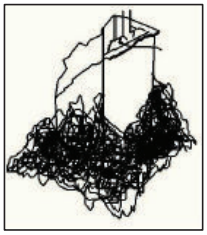
Las torres de campanarios son elementos flexibles, esbeltos y no poseen planos rígidos que permitan una adecuada trasmisión de cargas por ende su comportamiento estructural se ve afectado comparado con el resto del inmueble por tener su propio periodo de vibración el cual es mayor que el resto de la edificación.

Adicionalmente, las torres son elementos vulnerables es porque la presencia de aberturas para ventanas genera concentración de esfuerzos muchas veces críticas en esquinas. Otro punto adicional es la concentración de masas proveniente de las campanas que se comportan a manera de péndulo invertido. De esta manera en el modelo matemático se optó por colocar fuerzas puntuales similares al peso de las campanas: 2 toneladas en la torre norte y 1.5 toneladas en la torre sur, los mismos que fueron proporcionados por el equipo técnico de intervenciones realizadas.

FIGURA 4.27. Campanas en la torre norte.

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

TABLA 4.13. Nivel de daños en torres.

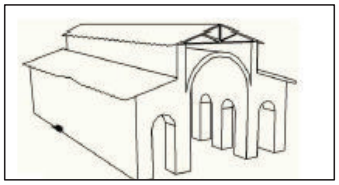
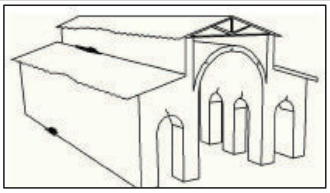
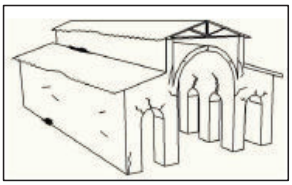
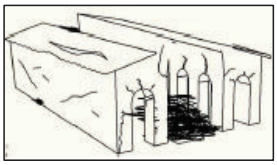
ESQUEMA DE DAÑO				
				
GRADO 1. No existe daño estructural. Daño no estructural leve. Desprendimiento menor de enlucidos y detalles arquitectónicos.	GRADO 2. Daño estructural leve. Daño no estructural moderado. Aparecen fisuras alrededor de los orificios. Fisuras superficiales a nivel de enlucidos en otras zonas.	GRADO 3. Daño estructural moderado. Daño no estructural severo. Fisuras más profundas se transforman en grietas. Desprendimiento parcial de balcones.	GRADO 4. Daño estructural severo. Caída de los cuerpos superiores de la torre. Grietas visibles en el cuerpo inferior.	GRADO 5. Colapso. Destrucción total de la torre.

FUENTE: (Singaucho, 2009).

GRADOS DE DAÑO EN EL CUERPO DE LA IGLESIA.

Se tomará en consideración la tipología de grados de daño según (Singaucho, 2009), construyendo tablas de daños con descripciones de la zona específica.

TABLA 4.14. Nivel de daños en templo de iglesias.

ESQUEMA DE DAÑO	DESCRIPCIÓN
	GRADO 1. No existe daño estructural. Daño no estructural leve. Caída o corrimiento de tejas. Pueden presentarse pequeñas fisuras en las bóvedas de las naves, El artesonado presenta pequeñas grietas.
	GRADO 2. Daño estructural leve. Daño no estructural moderado. Caída de tejas de manera notable. Fisuras delgadas a lo largo de las bóvedas en los tercios medios. Aparecen fisuras en las claves de los arcos. Elementos en voladizo como espadañas presentan grietas visibles.
	GRADO 3. Daño estructural moderado. Daño no estructural severo. Las fisuras se convierten en grietas. Las fisuras en las bóvedas son notables y puede existir colapso del artesonado. Aparecen fisuras en los muros exteriores y grietas alrededor de concentradores de esfuerzos como ventanas. Fisuras en las bases de las columnas.
	GRADO 4. Daño estructural severo. Colapsos en las cubiertas. Colapso total del artesonado. Las bóvedas totalmente agrietadas. Grietas en las columnas.
	GRADO 5. Colapso. Destrucción total del edificio. Pueden permanecer elementos aislados en pie.

FUENTE: (Singaucho, 2009).

ESFUERZO DE ROTURA.

El módulo de rotura representa la última resistencia en tensión antes de la falla del material. Con fines prácticos se calculará con la ecuación estipulada en el código ACI 318-14.

Donde f'c se representa en la siguiente tabla y λ=1, es el factor de modificación para hormigón con peso normal.

$$fr = 2 * \lambda * \sqrt{f'c} \qquad (4\text{-}4)$$

$$fr = 2 * \sqrt{f'c}$$

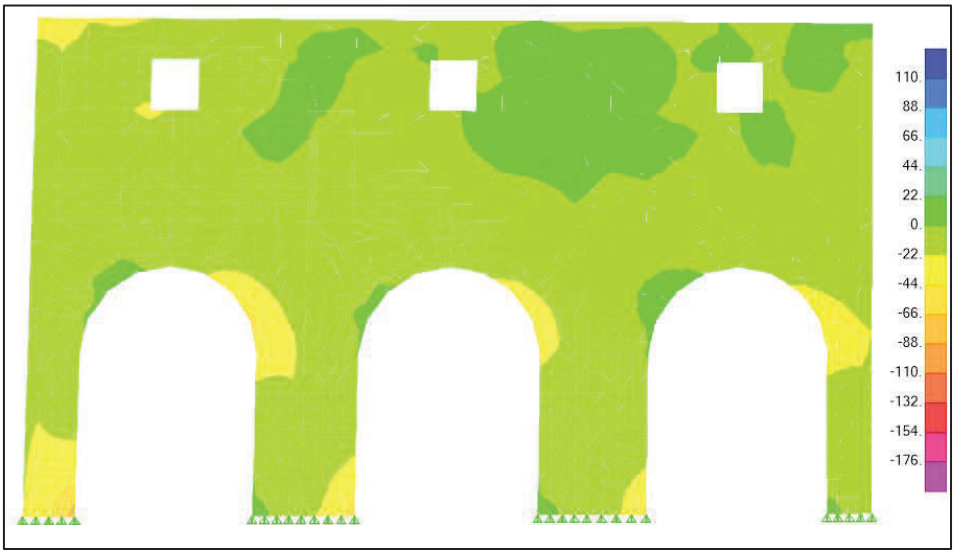
TABLA 4.15. Ensayos de compresión en ladrillos.

ENSAYO DE COMPRESIÓN EN LADRILLOS					
MUESTRA N°	1	2	3	4	5
Descripción	Ladrillo de arcos	Masilla y ladrillo	Masilla y ladrillo	Mortero	Mortero
Altura (mm)	64.80	66.70	71.00	37.00	32.20
Largo (mm)	218.30	66.60	71.40	37.00	35.00
Ancho (mm)	218.20	68.60	72.20	37.70	33.40
Área (mm2)	47633.1	4561.9	5155.1	1394.9	1169.0
Volumen (mm3)	3086625	304279	366012	51611	37642
Masa (gr)	7000.00	600.00	700.00	110.00	105.00
Peso unitario (kg/mm3)	2.27	1.97	1.91	2.13	2.79
Carga (kg)	30682.98	1924.06	1431.80	294.60	278.39
Resistencia (kg/cm2)	64.42	42.18	27.77	21.12	23.81
Esfuerzo de rotura	16.05	12.99	10.54	9.19	9.76
OBSERVACIONES: 2000 kN es el máximo valor de carga que soporta la máquina El ensayo de compresión de ladrillos fue realizado utilizando muestras prismáticas con sus caras capeadas con mezcla de yeso					

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

Mientras que los esfuerzos negativos no se han tomado en consideración porque la resistencia a compresión de la mampostería mostrada en la tabla 4.14 no se alcanza bajo ninguna combinación de carga.

FIGURA 4.28. Esfuerzos mínimos de compresión en (kg/cm2) en arquería de nave central sur.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

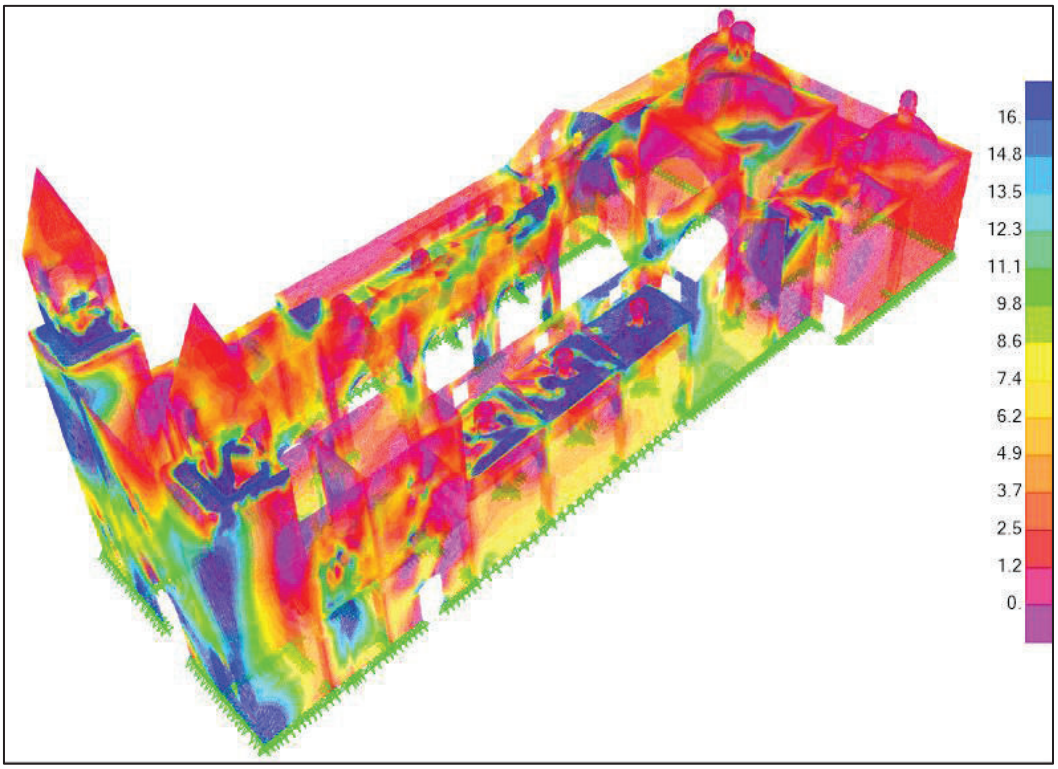
VERIFICACIÓN DE LOS PROBLEMAS PLANTEADOS EN LA ETAPA DE DIAGNÓSTICO.

Una vez implantadas las geometrías de la edificación, colocadas las condiciones de borde respectivas, propiedades constitutivas de materiales, definidos los estados de carga y las combinaciones de las mismas de acuerdo al código ASCE 41-13. Se procede a realizar la comprobación de esfuerzos conforme al diagnóstico de vulnerabilidad sísmica.

El objetivo principal de esta etapa es verificar las zonas que sufren excesiva concentración de esfuerzos que han desencadenado en la formación de fisuras y deformaciones de los elementos resistentes de las estructuras.

A continuación, se presenta un esquema general de la distribución de esfuerzos que se produce en el modelo matemático de la Iglesia San Francisco de Quito, notorios en su mayoría como estados de tensión, los mismos son excedentes a un esfuerzo de rotura igual a 10.50 kg/cm2.

FIGURA 4.29. Concentración de esfuerzos en kg/cm2, Cb: 1.1D+1.1L+Sx+0.3Sy

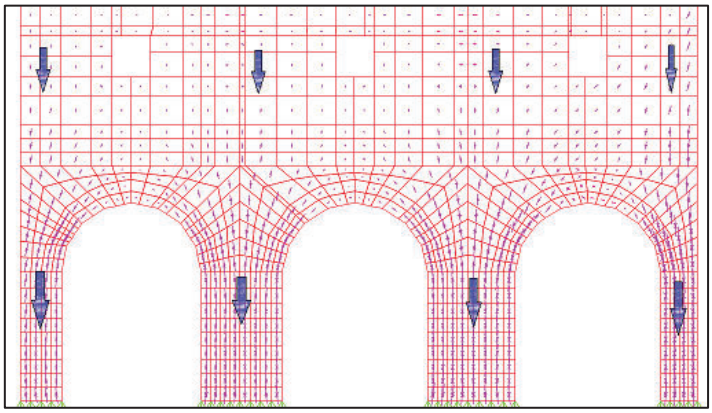


ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA ANTE CARGA VERTICAL.

El estudio previo a realizar un análisis ante carga lateral permite conocer el comportamiento del sistema cuando este se encuentra sometido ante carga vertical propia. Como se puede verificar en las siguientes figuras, las arquerías y muros poseen buen comportamiento a compresión, su concepción original procura la transmisión de cargas hacia el suelo.

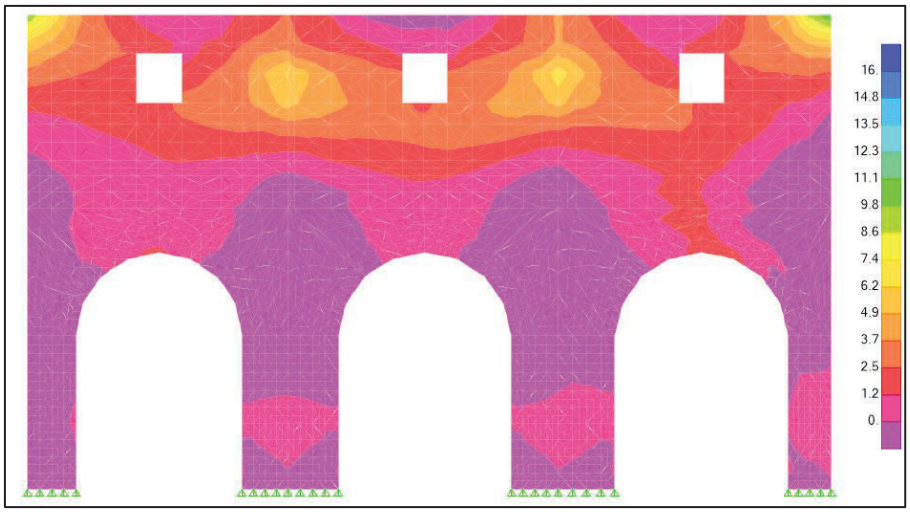
FIGURA 4.30. Trasmisión de cargas hacia el suelo.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

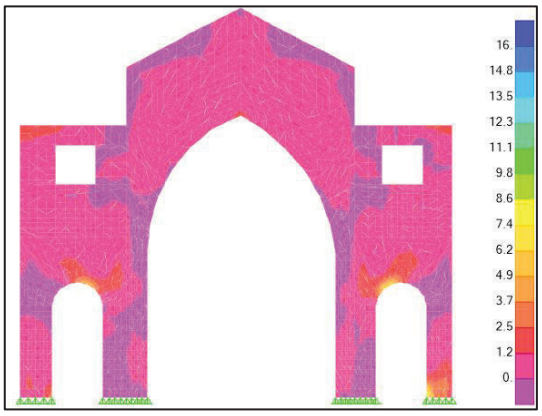
La concentración de esfuerzos en los elementos principales del sistema resistente sometido a acciones de peso propio también evidencia el trabajo a tensión de los muros, exponiendo su vulnerabilidad cuando las acciones son laterales.

FIGURA 4.31. Esfuerzos de tracción y compresión por carga muerta en nave central en kg/cm2.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 4.32. Esfuerzos de tensión en claves de arcos en kg/cm2.

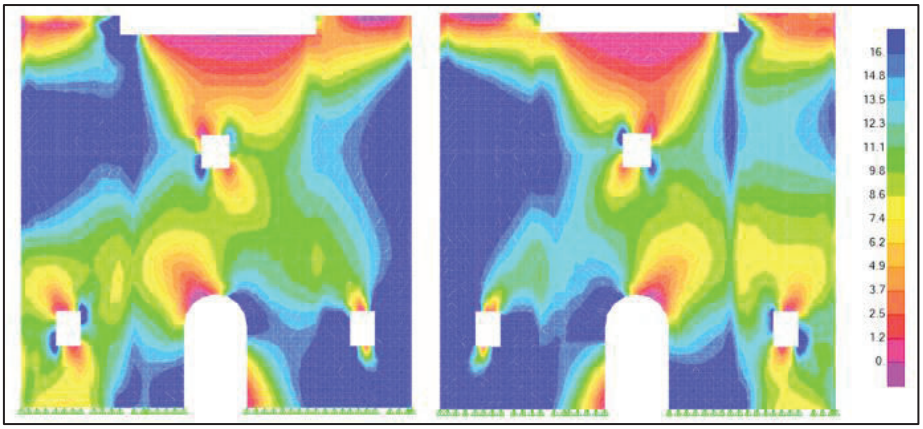


ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FALTA DE RESISTENCIA A TENSIÓN DEL FRONTISPICIO.

La insuficiente resistencia a tensión es evidente por los esfuerzos que se exhiben en la fachada, siendo predominantes los esfuerzos de tensión en los cuerpos de las torres norte y sur, debido a la esbeltez que presentan al no existir una conexión adecuada entre las mismas que restringa su movimiento individual. Se verifica que los estados de tensión en aberturas como puertas y ventanas se generan en zonas típicas. Los esfuerzos en tensión expuestos en la siguiente imagen denotan la debilidad del plano vertical central, agravado por la diferencia de rigideces con los cuerpos adosados, además se produce un efecto de golpeteo con los muros adyacentes de menor altura.

FIGURA 4.33. Esfuerzos de tensión en kg/cm2 en el frontispicio, a) Combinación: 1.1D+1.1L+Sx+0.3Sy, a) Combinación: 1.1D+1.1L+Sx-0.3Sy.

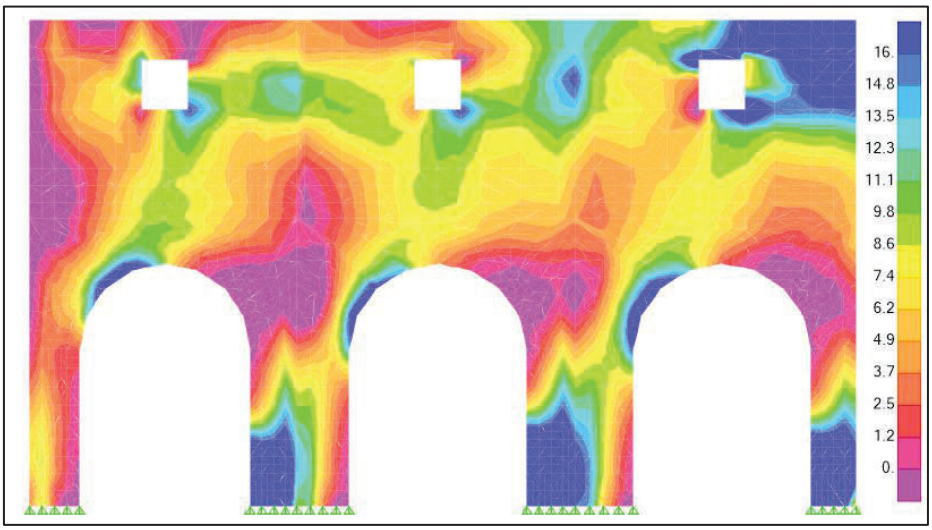


ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FALTA DE RESISTENCIA A TENSIÓN POR FLEXIÓN EN ARQUERÍAS DE NAVE CENTRAL.

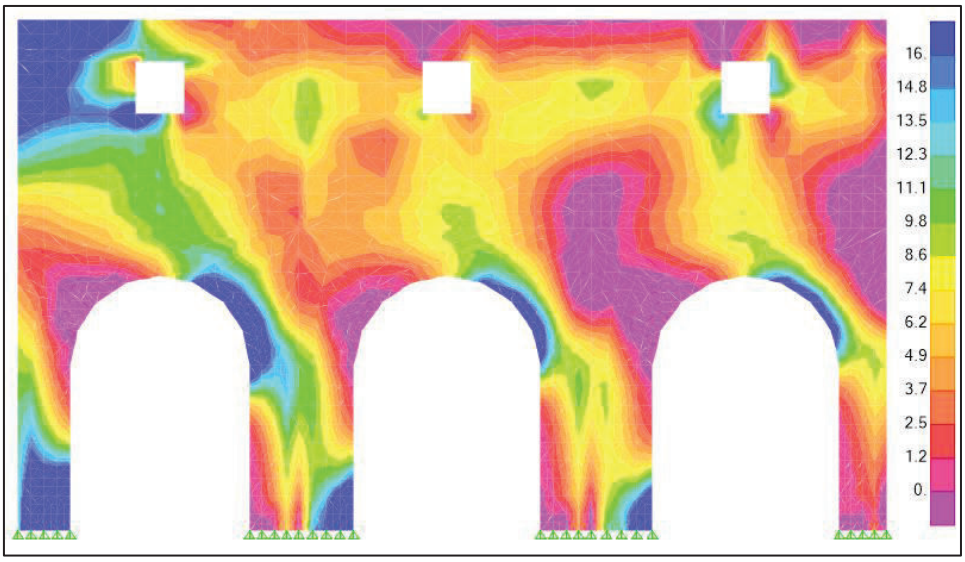
La presencia de esfuerzos excedentes guarda relación conforme a la tipología de fisuramiento en arcos, expuesta en la sección 4.6.2.1, corroborando así la falta de tensión en arquerías, incluyendo la base de los pilares.

FIGURA 4.34. Esfuerzos excedentes en arquería de nave central sur en kg/cm2, a) Combinación: 1.1D+1.1L+Sx+0.3Sy.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 4.29. Esfuerzos excedentes en arquería nave central sur en kg/cm2. Combinación: 1.1D+1.1L-Sx-0.3Sy.

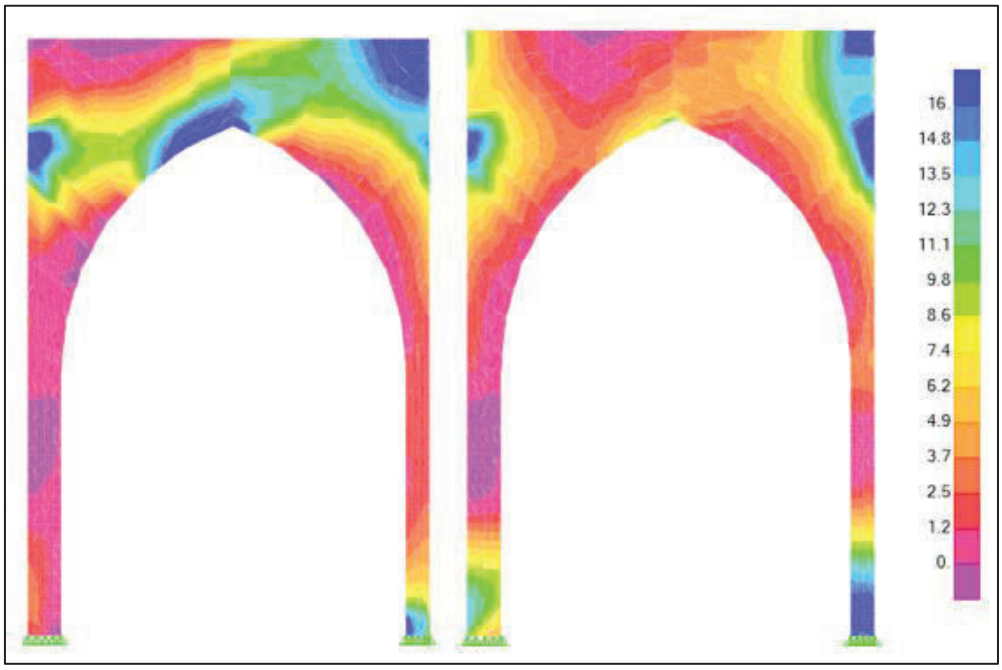


ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FALTA DE RESISTENCIA A TENSIÓN POR FLEXIÓN EN ARCOS DE CRUCERO.

Al igual que en las arquerías centrales se observa la concentración de esfuerzos en las zonas donde se desarrollan fisuras típicas de arcos. Los esfuerzos en las esquinas superiores se deben al efecto de torsión que se presenta en el crucero por la notable diferencia de rigidez de la estructura en sentido X y Y.

FIGURA 4.35. Esfuerzos excedentes en arcos de crucero tipo 1 en kg/cm2, a) Combinación: 1.1D+1.1L+Sx+-0.3Sy, a) Combinación: 1.1D+1.1L+0.3Sx+Sy.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

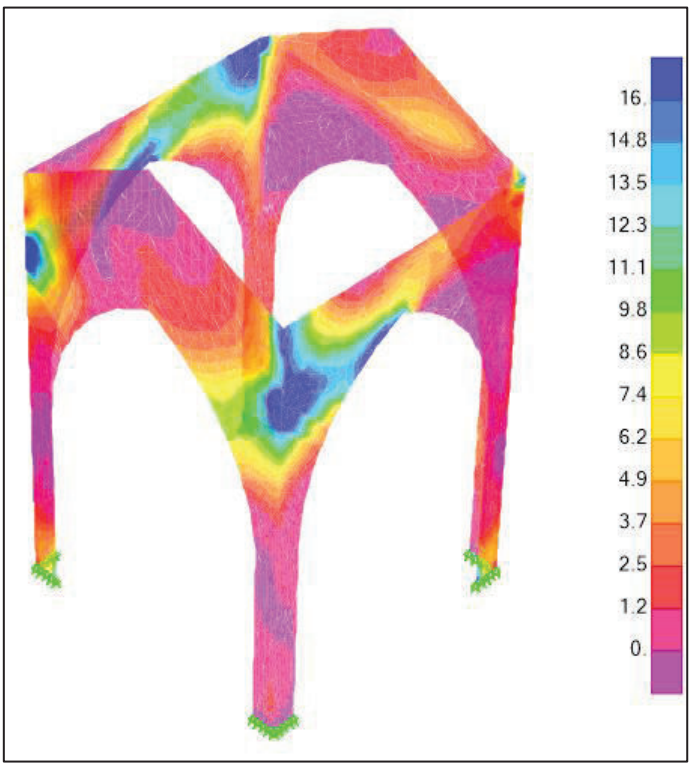
Los arcos este y oeste concebidos a manera de tímpanos generan un plano de falla horizontal e inestabilidad debido a su esbeltez. No se encuentran debidamente conectados por lo que su resistencia a cargas laterales es baja, generándose de esta manera un bulbo de esfuerzos de tensión.

A continuación se muestran los esquemas de esfuerzos excedentes a 16 kg/cm2 en los arcos de crucero tipo 2, por las combinaciones: a) 1.1D+1.1L+0.3Sx+Sy, b) 1.1D+1.1L-0.3Sx-Sy, c) 1.1D+1.1L-Sx-0.3Sy.

FIGURA 4.36. Esfuerzos excedentes en arcos de crucero tipo 2 en kg/cm2, a) Combinación: 1.1D+1.1L+0.3Sx+Sy, a) Combinación: 1.1D+1.1L-0.3Sx-Sy, c) 1.1D+1.1L-Sx-0.3Sy.

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 4.37. Esfuerzos excedentes en arcos de crucero en kg/cm2, efecto de torsión, combinación: 1.1D+1.1L+Sx+0.3Sy.

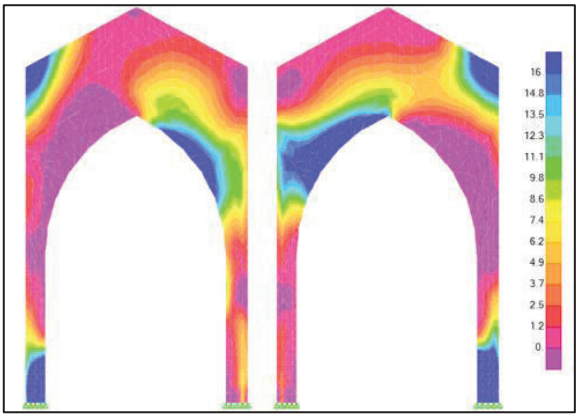


ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FALTA DE RESISTENCIA A TENSIÓN POR FLEXIÓN EN ARCO DE CORO.

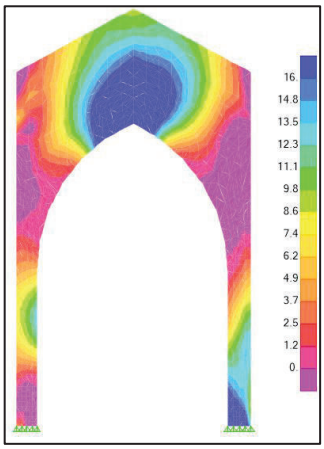
El arco del coro es un componente que integra las torres de los campanarios, las zonas que sufren daños son producidas por la diferencia de modos de vibración de las mismas, su comportamiento dinámico es diferenciado presentando períodos independientes. Este problema se constata a través de la variación de deformaciones que tiene los extremos del arco. La acumulación de esfuerzos de tensión excedentes al de rotura se presentan en sectores típicos mencionados con anterioridad. Además, es evidente la tipología de falla que presenta la configuración del tímpano.

FIGURA 4.38. Esfuerzos de excedencia en arco de coro en kg/cm2. a) Combinación: 1.1D+1.1L+0.3Sx+Sy, b) Combinación 1.1D+1.1L+0.3Sx-Sy.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 4.39. Esfuerzos de tensión en arco de coro en kg/cm2. Combinación: 1.1D+1.1L-Sx-0.3Sy

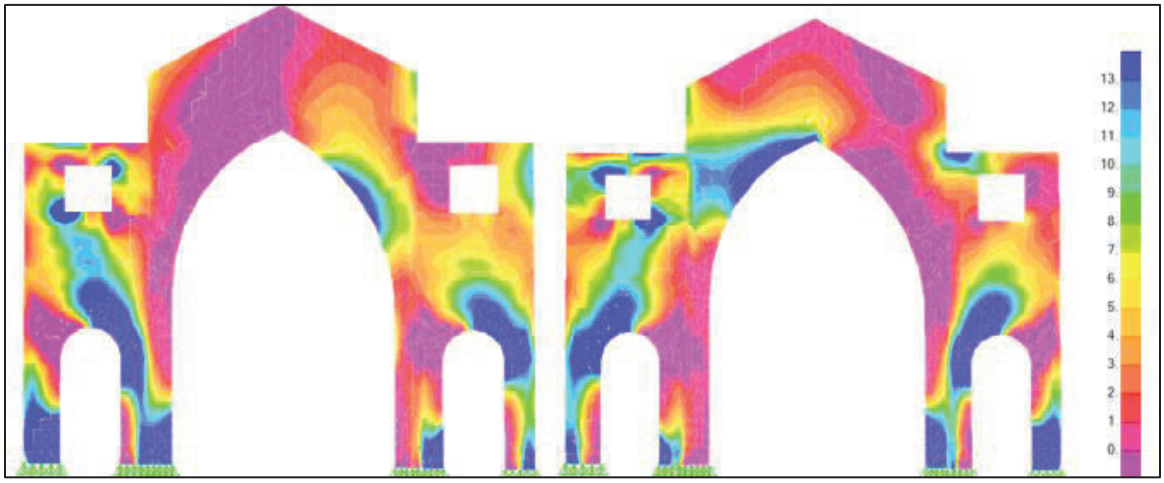


ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FALTA DE RESISTENCIA A TENSIÓN DIAGONAL EN ARCOS DE NAVES LATERALES.

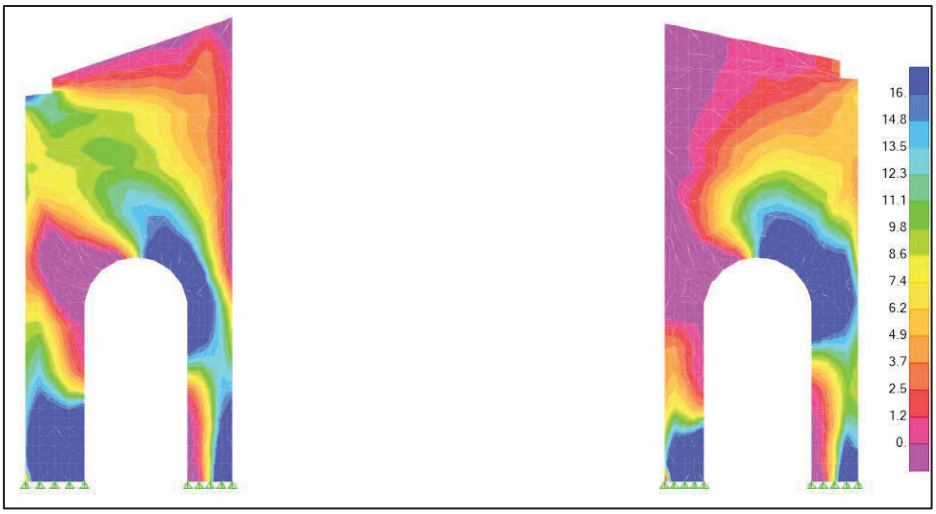
La excedencia de esfuerzos es notoria en los arcos transversales de la iglesia, se da principalmente en: claves de arcos, riñones y bases de pilares. Además, se observa esfuerzos de tensión debido a la esbeltez de los muros (Figura 4.38), en el caso de la arquería de crucero (Figura 4.39) se originan planos de falla verticales por la presencia de aberturas en el mismo elemento resistente.

FIGURA 4.40. Esfuerzos de excedencia en arquerías transversales en kg/cm2. a) Combinación: 1.1D+1.1L+0.3Sx+Sy, b) Combinación 1.1D+1.1L+0.3Sx-Sy.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 4.41. Esfuerzos de excedencia en arquerías transversales en kg/cm2. a) Combinación: 1.1D+1.1L+0.3Sx-Sy, b) Combinación 1.1D+1.1L+0.3Sx+Sy.



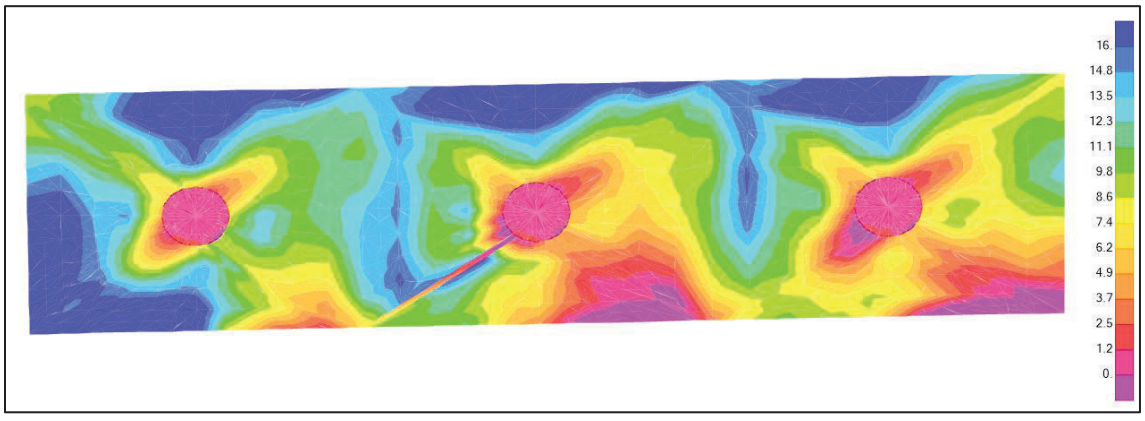
ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

PRESENCIA DE PISO BLANDO LOCALIZADO EN NAVES LATERALES.

La acumulación de esfuerzos de tensión representa una alto nivel de vulnerabilidad debido a la baja resistencia y rigidez de los elementos verticales sobre los cuales existe acumulación de masa. En consecuencia, en la parte superior de los muros longitudinales los estados de tensión son altos y crean un plano de falla aproximadamente a media altura.

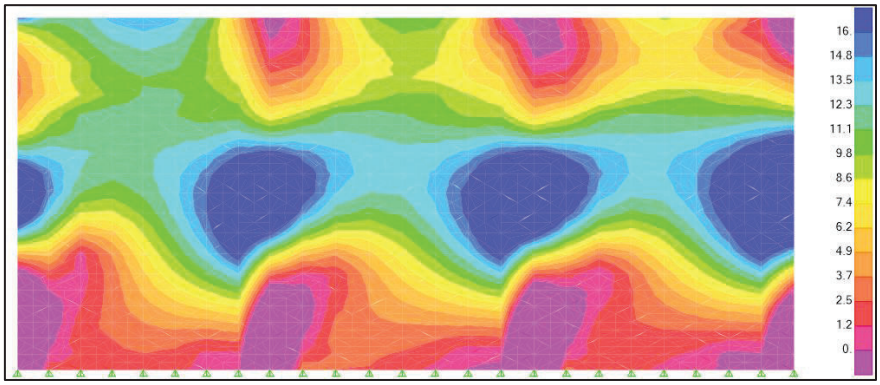
Las losetas ubicadas sobre las naves laterales son elementos que cumplen la función de trasmitir cargas hacia los distintos componentes estructurales, por lo que se observa en sus bordes una mayor concentración de esfuerzos, así también al no estar completamente apoyadas se dan significativas deflexiones.

FIGURA 4.42. Esfuerzos de excedencia en zonas de cúpulas naves laterales en kg/cm2, combinación 1.1D+1.1L-0.3Sx+Sy.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 4.43. Esfuerzos de excedencia en muro longitudinal norte en kg/cm2, combinación: 1.1D+1.1L-0.3Sx-Sy.

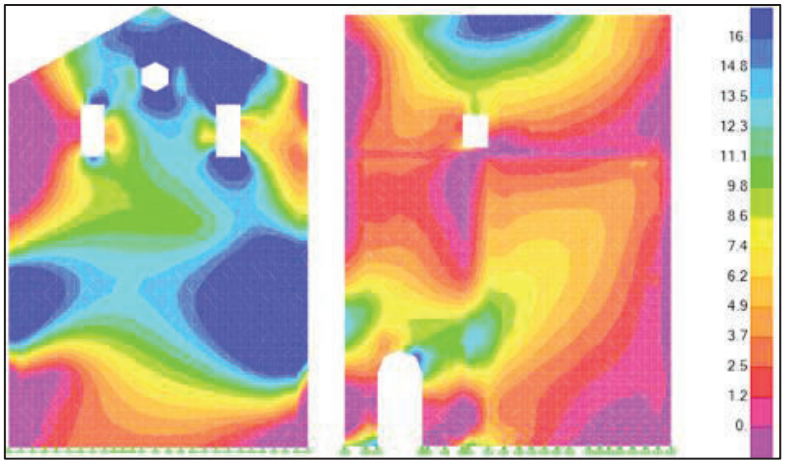


ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FALTA DE RESISTENCIA A TENSIÓN DIAGONAL DE PAREDES ALTAS.

El inmueble posee paredes altas consideradas así por su esbeltez, las que presentan mayor acumulación de esfuerzos son tomadas como críticas y se localizan en presbiterio y transeptos. En los transeptos están configuradas en forma de tímpano por lo tanto la concentración de esfuerzos se origina en la parte superior y esquinas de aberturas. Los muros altos del presbiterio se ven afectados debido a que no cuentan con la resistencia a tensión suficiente para soportar las cargas generadas por la cúpula mayor, agravando este problema con la presencia de aberturas.

FIGURA 4.44. Esfuerzos de excedencia en paredes altas en kg/cm2. a) Muro de transepto b) Muro este de cúpula de presbiterio, combinación: 1.1D+1.1L-0.3Sx-Sy.



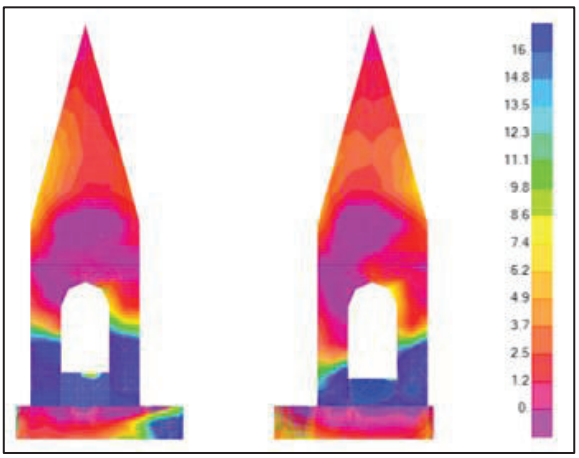
ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

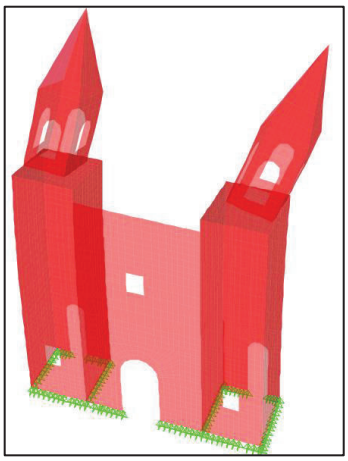
INSUFICIENTE RESISTENCIA A TENSIÓN DE LOS CAMPANARIOS NORTE Y SUR.

En el cuerpo superior de las torres, se presenta la patología estructural de piso blando debido a la acumulación de un peso significativo dado por las campanas, en la figura 4.43 se puede observar la vulnerabilidad de los elementos verticales que conforman el campanario y la notoria deformación con respecto a la que sufre el resto de la estructura, causada principalmente por la reducción de secciones que se experimenta.

Además, se verifica la falta de resistencia a la tensión de los arcos como componentes estructurales debido a que su tipología de falla ya está delineada.

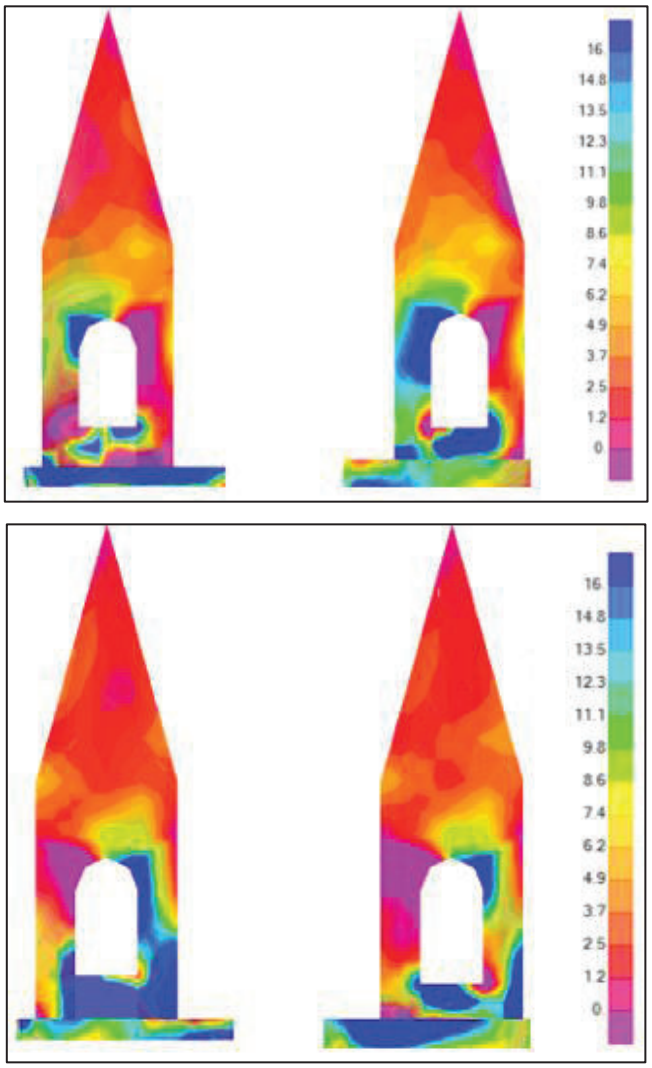
FIGURA 4.45. a) Esfuerzos de excedencia en campanarios en kg/cm2. Combinación: 1.1D+1.1L+Sx+0.3Sy, b) Deformación de campanarios.





ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 4.46. Esfuerzos de tensión en campanarios en kg/cm2, a) combinación: 1.1D+1.1L-0.3Sx-Sy, b) Combinación 1.1D+1.1L+0.3Sx+Sy.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

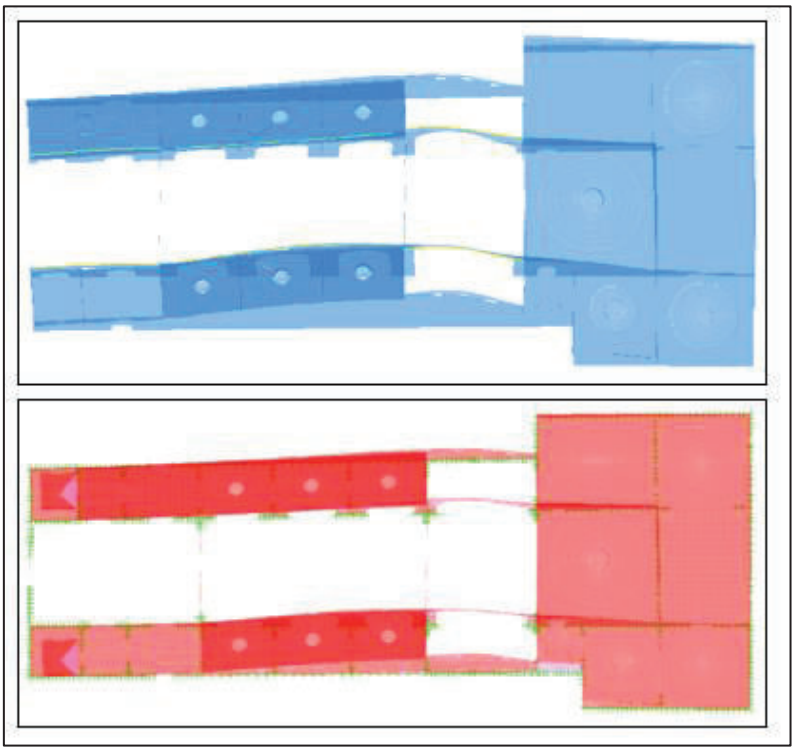
FALTA DE CONEXIÓN MONOLÍTICA ENTRE TEMPLO, TORRES Y FRONTISPICIO.

Para el análisis de este problema se han evaluado dos alternativas para conocer el comportamiento del inmueble como fue concebido inicialmente, el primer modelo no toma en cuenta las torres de los campanarios, mientras que el segundo y como se encuentra dispuesto actualmente, representa a la estructura en su estado actual. En las siguientes imágenes se aprecia el cambio del comportamiento de la

estructura, existe un incremento en el grado de torsión en su parte central provocado por la concentración de masas que se localiza en la parte posterior de la iglesia, este movimiento se suscita en el modo 2 mientras que en el modelo actual la torsión se genera a partir del modo 6. Al no considerarse las torres, los muros longitudinales de las naves laterales son susceptibles a desarrollar mayores deformaciones.

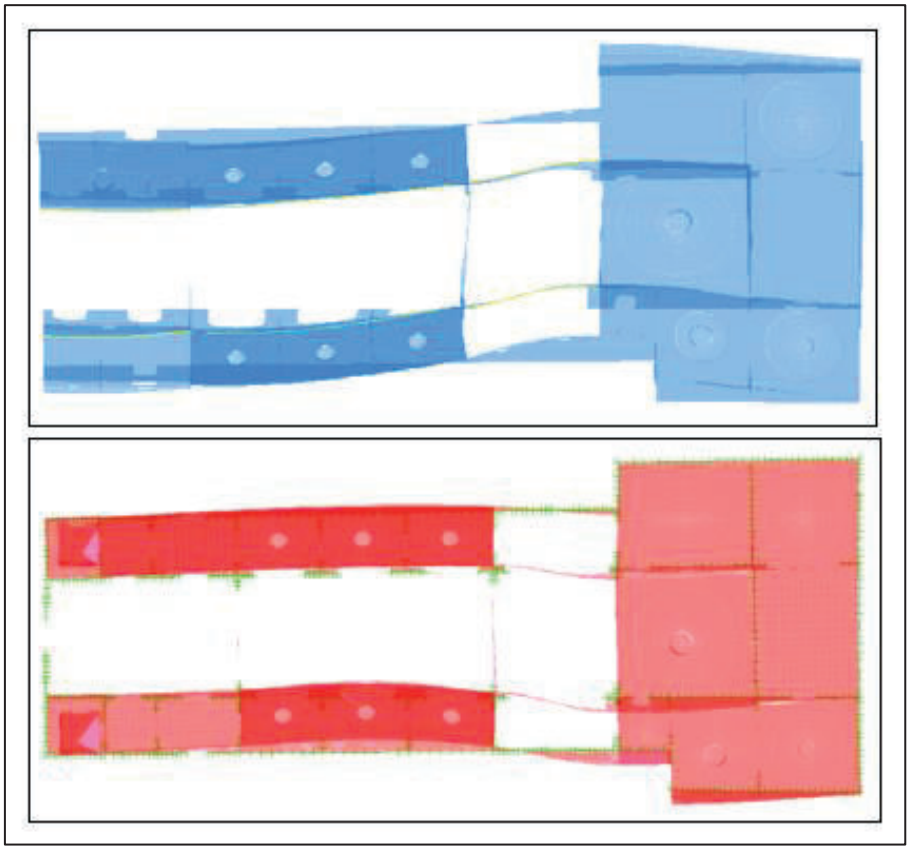
Los modelos en estudio dan como resultado la disminución de periodos de vibración, al retirar los elementos más esbeltos de la estructura como son las torres. Adicionalmente se observa el incremento de esfuerzos de tensión y zonas críticas que han excedido el esfuerzo de rotura.

FIGURA 4.47. a) Efecto de traslación sin considerar torres, Modo 1; b) Efecto de traslación, tomando en cuenta torres, Modo 5.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 4.48. a) Efecto de torsión sin considerar torres, Modo 2; b) Efecto de torsión, tomando en cuenta torres, Modo 6..



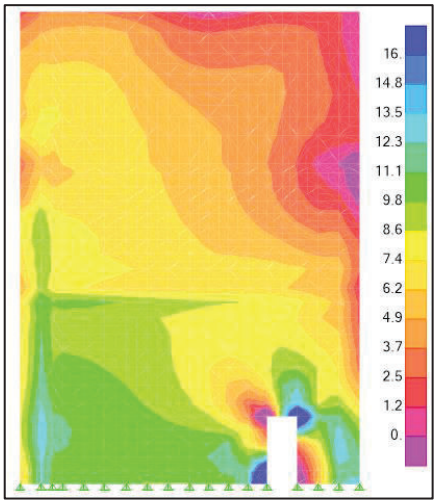
ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

El modelo que considera las torres de los campanarios denota concentración de esfuerzos en compresión a lo largo de su estructura, mientras que en el modelo que no toma en cuenta las torres, los esfuerzos en tensión se acumulan desde de la nave central hacia la parte posterior.

DEBILITAMIENTO DEL TRABAJO EN CONJUNTO.

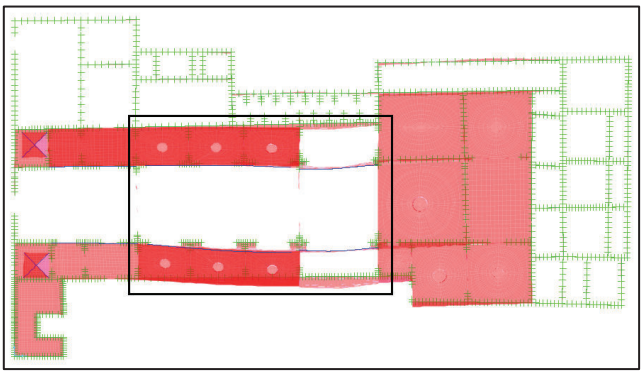
Este problema es corroborado por la presencia excesiva de esfuerzos en las uniones de elementos ortogonales como muros. El comportamiento independiente de los elementos no garantiza una correcta transmisión de cargas, lo que genera movimientos sectorizados de: torres, naves y cúpulas posteriores.

FIGURA 4.49. Esfuerzos en muro del presbiterio en kg/cm2. Combinación: 1.1D+1.1SDL+1.1L-0.3Sx+Sy.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 4.50. Identificación de la zona afectada por comportamiento independiente.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

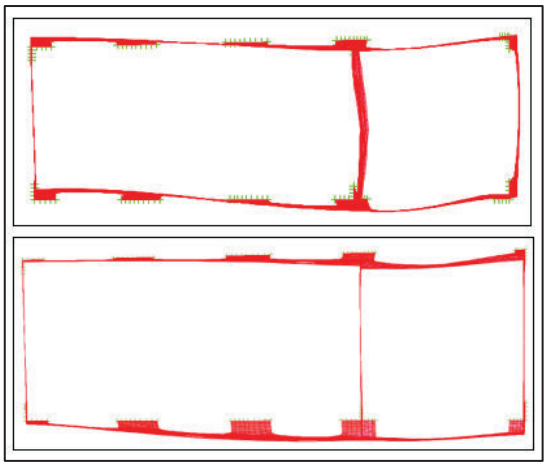
CONFIGURACIÓN DEFICIENTE DE LA SOLERA DE LA NAVE CENTRAL.

La concepción de la solera como viga más no como elemento integrador no permite la distribución adecuada de cargas. La correcta disposición de esta debería generar un plano rígido horizontal que garantice el comportamiento de caja y una eficiente distribución de cargas.

En el caso de cargas verticales se debe verificar una repartición uniforme en la parte superior de los muros, mientras que ante cargas horizontales se debe asegurar el trabajo de los elementos que conforman el sistema de caja,

disminuyendo así la acumulación de esfuerzos en las intersecciones de los elementos.

FIGURA 4.51. a) Modelo matemático sin solera, b) Modelo matemático con solera.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

4.6.3 VERIFICACIÓN DE SECCIONES DE ELEMENTOS DE MADERA POR ESFUERZOS ADMISIBLES MODIFICADOS.

4.6.3.1 DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES DE ELEMENTOS DE MADERA ESTRUCTURAL.

En la presente sección se procede a chequear el estado de los diferentes elementos de madera que hacen parte del sistema de cubiertas y artesonados, pues deben ser capaces de resistir las solicitaciones sísmicas y las combinaciones de carga especificadas en la sección 1.2 de la Guía práctica para el diseño de estructuras de madera.

La verificación de los componentes de madera se la realiza con los siguientes fines:

- Evidenciar mediante un modelo matemático el comportamiento estructural de este sistema y de esta manera interpretar el estado actual de las secciones que lo conforman.
- Analizar los resultados con el fin de delimitar los elementos críticos.
- Comprobar el estado de las conexiones detalladas en planos del proyecto de rehabilitación de cubiertas y artesonado de crucero.

El procedimiento de análisis de estructuras conformadas por madera debe emplear un estudio lineal y elástico. Los esfuerzos que se producen por cargas aplicadas a las secciones deben tomar en cuenta parámetros del material como son: homogeneidad, comportamiento lineal, entre otros.

De acuerdo con la NEC-SE-MD, los cálculos se realizan en base a las dimensiones geométricas reales de los elementos que se vayan a implementar en obra.

4.6.3.2 CLASIFICACIÓN DE MADERA

La NEC-SE-MD presenta una clasificación de madera tropical para uso estructural, producida en países andinos y que además considera la densidad básica:

TABLA 4.16. Grupos de maderas.

GRUPOS DE ESPECIES PARA MADERA ESTRUCTURAL				
PAÍS	**GRUPO**	**NOMBRE COMÚN**	**NOMBRE CIENTÍFICO**	**DENSIDAD BÁSICA**
Ecuador	A	Caimitillo	Chrysophyllum cainito	Entre 0.71 -0.90
		Guayacán Pechiche	Minquartia guianensis	
	B	Chanul	Humiriastrum procerum	Entre 0.56 - 0.70
		Moral fino	Chlorophora tinctoria	
		Pituca	Clarisia rasemosa	
	C	Fernansánchez	Triplaris guayaquilensis	Entre 0.40 - 0.55
		Mascarey	Hieronyma chocoensis	
		Sande	Brosimum utile	

FUENTE: (NEC-2015).

4.6.3.3 ESFUERZOS ADMISIBLES

En la siguiente tabla se presentan los valores de esfuerzos admisibles para los correspondientes grupos de clasificación de la madera.

TABLA 4.17. Esfuerzos admisibles en maderas.

ESFUERZOS ADMISIBLES (Mpa)					
GRUPO MADERA	**FLEXIÓN**	**TRACCIÓN PARALELA**	**COMPRESIÓN PARALELA**	**COMPRESIÓN PERPENDICULAR**	**CORTE PARALELO**
	fm	**ft**	**fc II**	**fc I**	**fy**
A	21	14.5	14.5	4	1.5
B	15	10.5	11	2.8	1.2
C	10	7.5	8	1.5	0.8

FUENTE: (NEC-2015).

4.6.3.4 MÓDULO DE ELASTICIDAD

Para el dimensionamiento de elementos en flexión, en compresión y tracción se usarán los módulos de elasticidad correspondientes a cada grupo estructural. El Emín se empleará para cálculos de miembros que trabajen de manera independiente, mientras que el E promedio será válido para cálculo de elementos que cumplan una función de trabajo en conjunto.

TABLA 4.18. Módulos de elasticidad en maderas.

MÓDULO DE ELASTICIDAD (Mpa)		
GRUPO	E mín	E promedio
A	9500	13000
B	7500	10000
C	5500	90000

FUENTE: (NEC-2015).

4.6.3.5 COEFICIENTES DE MODIFICACIÓN DE RESISTENCIA.

Los esfuerzos admisibles expuestos en la NEC-SE-MD deben ser modificados con coeficientes por distintas razones: tamaño, nudos, agrietamiento, contenido de humedad, esbeltez y demás factores que modifiquen su comportamiento estructural, posteriormente serán comprobados con los esfuerzos resultantes propios de cargas de servicio.

TABLA 4.19. Factores de modificación para maderas aserrada.

		ASD only	ASD and LRFD										LRFD only		
		Load Duration Factor	Wet Service Factor	Temperature Factor	Beam Stability Factor	Size Factor	Flat Use Factor	Incising Factor	Repetitive Member Factor	Column Stability Factor	Buckling Stiffness Factor	Bearing Area Factor	Format Conversion Factor K_F	Resistance Factor ϕ	Time Effect Factor
$F_b' = F_b$	x	C_D	C_M	C_t	C_L	C_F	C_{fu}	C_i	C_r	-	-	-	2.54	0.85	λ
$F_t' = F_t$	x	C_D	C_M	C_t	-	C_F	-	C_i	-	-	-	-	2.70	0.80	λ
$F_v' = F_v$	x	C_D	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	-	-	2.88	0.75	λ
$F_c' = F_c$	x	C_D	C_M	C_t	-	C_F	-	C_i	-	C_P	-	-	2.40	0.90	λ
$F_{c\perp}' = F_{c\perp}$	x	-	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	-	C_b	1.67	0.90	-
$E' = E$	x	-	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	-	-	-	-	-
$E_{min}' = E_{min}$	x	-	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	C_T	-	1.76	0.85	-

FUENTE: (American Wood Council, 2012).

En el presente proyecto de titulación se verificará la resistencia de los elementos a través de un análisis valido tanto por ASD y LRFD. Los distintos factores empleados serán referenciados de acuerdo a la National Design Specification for Wood Construction,2012. La cual considera los siguientes coeficientes modificatorios:

- C_D: Por duración de carga.
- C_M: Por contenido de humedad.
- C_t: Por temperatura.
- C_L: Por estabilidad lateral de vigas.
- C_F: Por forma.
- C_{fu}: Por uso plano.
- C_i: Por corte.
- C_r: Por redistribución de cargas.
- C_p: Por estabilidad de columnas.
- C_T: Por rigidez de pandeo.
- C_b: Por área de apoyo.

4.6.3.6 FACTOR POR DURACIÓN DE CARGA (CD).

La madera tiene la propiedad de resistir mayores cargas en periodos cortos de duración, permitiendo que los esfuerzos de rotura se reduzcan con el lapso de aplicación de carga. Serán modificados por los factores de duración de carga en casos cuando en los elementos actúen varias cargas de diferente duración, todos los esfuerzos admisibles excepto: módulo de elasticidad, módulo de elasticidad mínimo y compresión perpendicular a la fibra deberán ser corregidos (NDS, 2012).

TABLA 4.20. Coeficientes de modificación de carga.

COEFICIENTES DE MODIFICACIÓN POR DURACIÓN DE CARGA		
DURACIÓN DE CARGA	CD	CARGAS TÍPICAS DE DISEÑO
Permanente	0.9	Permanente
Diez años	1.0	Viva
Dos meses	1.15	Nieve
Siete días	1.25	Construcción
Diez minutos	1.6	Viento y sismo
Impacto	2.0	Impacto

FUENTE: (American Wood Council, 2012).

4.6.3.7 FACTOR POR CONTENIDO DE HUMEDAD (CM).

Cuando se empleen maderas donde el contenido de humedad excederá el 19%, los esfuerzos admisibles deberán ser modificados con valores estipulados en la

(NDS, 2012). Según la NEC-SE-MD y para nuestro caso, el contenido de humedad es inferior a 19%, debido a esta razón el CM=1.

TABLA 4.21. Humedad de equilibrio para la Provincia de Pichincha.

LOCALIDAD	TEMPERATURA MEDIA ANUAL	HUMEDAD RELATIVA PROMEDIO ANUAL	HUMEDAD DE EQUILIBRIO DE LA MADERA (MEDIA ANUALA)
	°C	%	%
Malchingui	13.3	76.2	16
Olmedo	10.9	77.5	16.5
Ascázubi	15.1	76	15.9
Cochasquí	12.4	73.8	15.1
Perucho	18.5	74.3	15.2
Tabacundo	13.1	75.7	15.8
Quito	**13.5**	**74.6**	**15.4**
Mindo	19.2	90.8	22.4
San Miguel de los Bancos	20	93.7	24.4
Tumbaco	16.7	76.9	16.2
Conocoto	15.2	77.2	16.3
Uyumbicho	13.6	85	19.7
Machachi	12.5	81.6	18.1
Santo Domingo de los Sáchilas	22	90.8	22.2
Alluriquín	22.2	88.1	21
Chiriboga	16.3	88.6	21.3

FUENTE: (NEC-SE-GUADÚA, 2016)

4.6.3.8 FACTOR POR TEMPERATURA (CT).

Según la (NDS,2012), si los elementos de madera están expuestos a elevadas temperaturas que sobrepasen los 150°F, los esfuerzos admisibles propios tendrán que ser modificados por los coeficientes expuestos a continuación.

TABLA 4.22. Coeficientes de modificación por temperatura.

COEFICIENTES DE MODIFICACIÓN POR TEMPERATURA				
Esfuerzos de diseño	Condiciones de humedad	Ct		
		T≤100°F	100°F<T≤125°F	125°F<T≤150°F
Ft, E, Emín	Húmedo - Seco	1	0.9	0.9
Fb, Fv, Fc II, Fc I	Seco	1	0.8	0.7
	Húmedo	1	0.7	0.5

FUENTE: (American Wood Council, 2012).

4.6.3.9 FACTOR POR ESTABILIDAD LATERAL DE VIGAS (CL).

La tensión de diseño Fb será modificada para evitar pandeo lateral en vigas. El coeficiente de corrección por estabilidad lateral de vigas será CL=1, cuando se presenten una de las siguientes condiciones en elementos rectangulares sometidos a flexión:

- Cuando la dimensión en altura no excede a su ancho, d ≤ b, no se requiere de apoyo lateral.
- Cuando los elementos rectangulares de madera aserrada están soportados lateralmente, es decir presenten arriostramiento continuo del borde en compresión con capacidad para evitar pandeo lateral y los extremos tengan impedimento de desplazamiento y rotación.
- Cuando el lado en compresión se apoya en toda su longitud para evitar desplazamiento lateral y los extremos de apoyo poseen soporte lateral que impida su rotación.

Mientras que si la altura de la sección excede a su ancho d > b, se deberá proporcionar de apoyo lateral que evite la rotación. Además, si existe soporte lateral en los puntos de apoyo más no en toda la longitud del elemento, la longitud no apoyada efectiva es la distancia entre los puntos de apoyo extremo.

Si d/b > 2 se debe efectuar la corrección a través de las siguientes ecuaciones para calcular el coeficiente de estabilidad lateral, o como alternativa incorporar de las mejoras constructivas para garantizar estabilidad lateral.

TABLA 4.23. Longitud efectiva para miembros a flexión.

Cantilever[1]	where $\ell_u/d < 7$		where $\ell_u/d \geq 7$
Uniformly distributed load	ℓ_e=1.33 ℓ_u		ℓ_e=0.90 ℓ_u + 3d
Concentrated load at unsupported end	ℓ_e=1.87 ℓ_u		ℓ_e=1.44 ℓ_u + 3d
Single Span Beam[1,2]	where $\ell_u/d < 7$		where $\ell_u/d \geq 7$
Uniformly distributed load	ℓ_e=2.06 ℓ_u		ℓ_e=1.63 ℓ_u + 3d
Concentrated load at center with no intermediate lateral support	ℓ_e=1.80 ℓ_u		ℓ_e=1.37 ℓ_u + 3d
Concentrated load at center with lateral support at center		ℓ_e=1.11 ℓ_u	
Two equal concentrated loads at 1/3 points with lateral support at 1/3 points		ℓ_e=1.68 ℓ_u	
Three equal concentrated loads at 1/4 points with lateral support at 1/4 points		ℓ_e=1.54 ℓ_u	
Four equal concentrated loads at 1/5 points with lateral support at 1/5 points		ℓ_e=1.68 ℓ_u	
Five equal concentrated loads at 1/6 points with lateral support at 1/6 points		ℓ_e=1.73 ℓ_u	
Six equal concentrated loads at 1/7 points with lateral support at 1/7 points		ℓ_e=1.78 ℓ_u	
Seven or more equal concentrated loads, evenly spaced, with lateral support at points of load application		ℓ_e=1.84 ℓ_u	
Equal end moments		ℓ_e=1.84 ℓ_u	

1. For single span or cantilever bending members with loading conditions not specified in Table 3.3.3:
   $\ell_e = 2.06\,\ell_u$ where $\ell_u/d < 7$
   $\ell_e = 1.63\,\ell_u + 3d$ where $7 \leq \ell_u/d \leq 14.3$
   $\ell_e = 1.84\,\ell_u$ where $\ell_u/d > 14.3$
2. Multiple span applications shall be based on table values or engineering analysis.

FUENTE: (American Wood Council, 2012).

Radio de esbeltez (no debe exceder a 50):

$$Rb = \sqrt{\frac{le.d}{b^2}} \tag{4-5}$$

Coeficiente de modificación por estabilidad de vigas:

$$CL: \frac{1+(\frac{F_{bE}}{F'_b})}{1.9} - \sqrt{(\frac{1+\left(\frac{F_{bE}}{F'_b}\right)}{1.9})^2 - \frac{\frac{F_{bE}}{F'_b}}{0.95}} \tag{4-6}$$

$$F_{bE}: \frac{1.20.Emín}{R_b^2}$$

4.6.3.10 FACTOR POR FORMA (CF).

Los esfuerzos de flexión, tracción y de compresión paralela a la fibra que se encuentren graduadas entre 2” a 4” de ancho, deberán ser rectificados por factores de forma, de acuerdo a la siguiente tabla. Cuando la altura de un elemento de madera aserrada rectangular supere las 5” o su ancho exceda a 12”, los esfuerzos Fb serán multiplicados por un factor de tamaño.

TABLA 4.24. Coeficientes de modificación por forma.

		F_b		F_t	F_c
		Thickness (breadth)			
Grades	Width (depth)	2" & 3"	4"		
Select Structural, No.1 & Btr, No.1, No.2, No.3	2", 3", & 4"	1.5	1.5	1.5	1.15
	5"	1.4	1.4	1.4	1.1
	6"	1.3	1.3	1.3	1.1
	8"	1.2	1.3	1.2	1.05
	10"	1.1	1.2	1.1	1.0
	12"	1.0	1.1	1.0	1.0
	14" & wider	0.9	1.0	0.9	0.9
Stud	2", 3", & 4"	1.1	1.1	1.1	1.05
	5" & 6"	1.0	1.0	1.0	1.0
	8" & wider	Use No.3 Grade tabulated design values and size factors			
Construction, Standard	2", 3", & 4"	1.0	1.0	1.0	1.0
Utility	4"	1.0	1.0	1.0	1.0
	2" & 3"	0.4	—	0.4	0.6

FUENTE: (American Wood Council, 2012).

TABLA 4.25. Coeficientes de modificación por forma si la altura del elemento supera las 5".

COEFICIENTE DE MODIFICACIÓN DE FORMA			
ALTURA DE SECCIÓN	Fb	Ft	Fc
d>12"	(12/d)^1/9	1.0	1.0
d≤12"	1.0	1.0	1.0

FUENTE: (American Wood Council, 2012).

$$CF: (\frac{12}{d})^{1/9} \leq 1 \qquad (4\text{-}7)$$

4.6.3.11 FACTOR POR USO PLANO (CFU)

Es necesario modificar el esfuerzo admisible de flexión Fb, cuando los elementos de madera entre 2” y 4” de espesor se carguen sobre la cara ancha. Caso contrario el Cfu:1.

TABLA 4.26. Coeficientes de modificación de uso plano.

COEFICEINTES DE USO PLANO		
Ancho/Alto	Espesor	
	2" y 3"	4"
2" y 3"	1	-
4"	1.1	1
5"	1.1	1.05
6"	1.15	1.05
8"	1.15	1.05
10" o mayor	1.2	1.1

FUENTE: (American Wood Council, 2012).

4.6.3.12 FACTOR POR CORTE (CI).

Los valores de esfuerzos admisibles se multiplicarán por el factor de corte Ci cuando madera presente corte paralelo a la fibra, una altura máxima de 4".

TABLA 4.27. Coeficientes de modificación por corte.

COEFICIENTE DE CORTE	
VALORES DE DISEÑO	Ci
E, E mín	0.95
Fb, Ft, Fc, Fv	0.80
Fc l	1.00

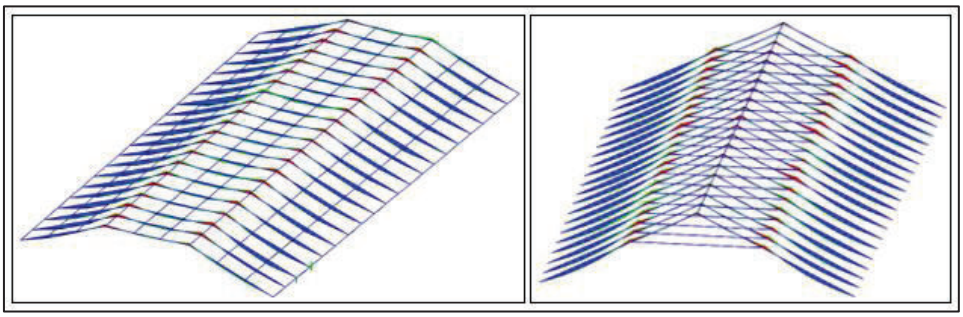
FUENTE: (American Wood Council, 2012).

4.6.3.13 FACTOR POR REDISTRIBUCIÓN DE CARGAS (CR).

Los valores de diseño de flexión Fb para maderas serán corregidas por un factor Cr:1.15 si no se emplean métodos de cálculo precisos. El Cr:1 si los miembros de madera no se encuentran debidamente conectados y por ende no cumplen una eficiente distribución de cargas.

La verificación de capacidad de los diferentes elementos de madera, principalmente los que se encuentran en el artesonado y cubierta de la nave central, se detalla en el ANEXO 5. El chequeo se lo realiza a partir de las fuerzas: axiales, cortantes y momentos del modelo matemático. En la figura 4.48 se identifica las cerchas de la zona mencionada, además se ejemplifica el cálculo por medio de esfuerzos admisibles para un elemento tipo.

FIGURA 4.52. a) Cercha tipo A en artesonado, b) Cercha tipo B en artesonado.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

NOMBRE	SECCIÓN		SOLICITACIÓN		ESFUERZO ADMISIBLE (Mpa)		ESFUERZO CALCULADO (Ton/m2)
	ANCHO	ALTO	DESCRIPCIÓN	VALOR	DESCRIPCIÓN	VALOR	
PAR 1	10	20	Momento (Ton.m)	0.09	Flexión Fb	15.00	1.83
			Compresión II (Ton)	0.32	Compresión II Fc	11.00	0.18
			Corte (Ton)	0.08	Corte Fv	1.20	0.07

NOMBRE	COEFICIENTES DE MODIFICACIÓN									ESFUERZO ADMISIBLE MODIFICADO (Ton/m2)	RELACIÓN DE ESFUERZOS < 1	CHEQUEO SECCIÓN
	CD	CM	Ct	CL	CF	Cfu	Ci	Cr	Cb			
PAR 1	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.08	PASA
	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	0.02	PASA
	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.06	PASA

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

CAPÍTULO 5
REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

El diseño del reforzamiento estructural se lo realiza una vez evaluado el estado actual del inmueble, partiendo de la formulación correcta del diagnóstico, identificados los distintos problemas estructurales y verificados por medio de herramientas que permitan la interpretación del comportamiento de la estructura. En este capítulo se presenta la alternativa de refuerzo elegida que posibilite la reducción de vulnerabilidad sísmica, el mismo que se adapta a las condiciones de una edificación patrimonial de carácter importante. El reforzamiento propuesto aporta a la estructura resistencia ante nuevos eventos sísmicos moderados, mejorando de esta manera el sistema sismo resistente.

5.1 ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO ELEGIDA

- Es una práctica común que se realiza en varios países, entre los que se puede nombrar Italia, mismo que consiste en la introducción de acero de refuerzo en los muros y elementos arquitectónicos que aportan al comportamiento estructural del inmueble.
- Es una propuesta de reforzamiento que emplea varillas de acero instaladas internamente en muros, arcos, bóvedas, etc.
- Mejora la capacidad de trabajo en conjunto del inmueble y proporciona un comportamiento a manera de caja.
- Provee resistencia a tensión a los elementos de mampostería que así lo requieren.
- Uniformiza la distribución de esfuerzos en tensión de los muros y arquerías expuestos a altos niveles de concentración de los mismos.
- Proporciona ductilidad a la estructura.

5.2 RESPALDO DE LA ALTERNATIVA DE REFUERZO

El proyecto de intervención estructural mencionado en este estudio guarda relación con prácticas que se llevan a cabo en varios países, principalmente España, Italia y México.

Según (Lozano Apolo & Martinez Luengas, 2003), la técnica de reforzamiento es conocida como inyección armada, se la ejecuta con fines de: reestructuración de muros, recuperación de arcos y bóvedas, afectados por procesos de fisuramiento o deterioro de material.

5.3 MÉTODO DE LOS DOS NODOS.

El método de los dos nodos consiste en la modelación de fisuras o grietas como parte de los shells con la finalidad de concentrar tensión en un elemento frame que une los nodos creados. Esta etapa estará destinada a la comparación de resultados y verificación del método propuesto por el Ing. Patricio Placencia para el reforzamiento de la Iglesia La Compañía de Jesús, como método alternativo para la cuantificación de acero necesario.

Para el análisis del método. de reforzamiento es necesario volver a las bases de hormigón reforzado para establecer los estados por los que atraviesa una viga sometida a flexión y su comparación teórica con los resultados obtenidos de la modelación matemática.

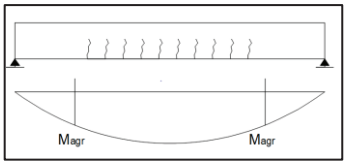
Según McCormac y Russell (2011), se observan tres etapas por las que pasan las vigas a flexión, siendo estas: etapa de concreto no agrietado, etapa de hormigón agrietado con esfuerzos elásticos y etapa de resistencia última. Este trabajo contempla solamente la etapa de hormigón agrietado que se usará para la comprobación de resultados.

5.3.1 ETAPA DE ESFUERZOS ELÁSTICOS Y HORMIGÓN AGRIETADO.

Se desarrollan grietas en la parte inferior de la sección cuando se ha excedido el módulo de ruptura del hormigón por el incremento de carga. Las grietas llegan a partir de que los esfuerzos de tensión son iguales al módulo de ruptura, llamado

momento de agrietamiento (M_{agr}), provocándose fisuramiento en los lugares donde el momento real supere el M_{agr}.

FIGURA 5. 1. Zona de agrietamiento.

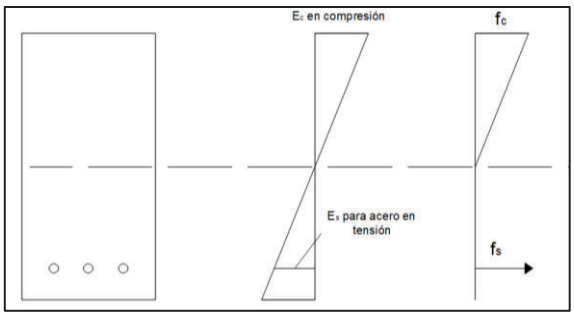


FUENTE: (McCormac & Brown, 2011)

A partir de este estado las grietas se desarrollan en altura y el eje neutro se desplaza hacia arriba.

La tensión es soportada netamente por el acero de refuerzo, esta etapa continua hasta que los esfuerzos de compresión de las fibras superiores del hormigón sean menores a 0.5 * f´c y el esfuerzo en el acero sea menor que el límite elástico.

FIGURA 5. 2. Deformaciones unitarias y esfuerzos en hormigón agrietado.



FUENTE: (McCormac & Brown, 2011)

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

Se ha confirmado que las deformaciones unitarias varían proporcionalmente a la distancia hasta el eje neutro para los estados de tensión y cuando se acerca a las cargas últimas. Los esfuerzos de compresión varían en forma lineal hasta que el esfuerzo máximo llegue a ser aproximado a 0.5 f´c, los esfuerzos mencionados van desde cero en el eje neutro hasta un valor máximo dado en la fibra extrema.

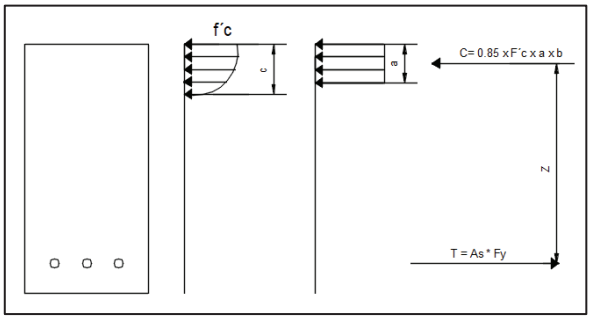
Para el análisis se supone que el hormigón se aplasta ante la presencia de una deformación unitaria y que el acero fluye bajo fy. Haciendo necesario conocer el centroide y la compresión total.

Para verificar el cumplimiento de los objetivos planteados en esta sección, se plantea una viga simplemente apoyada caracterizada por los siguientes parámetros:

- Sección de viga= 25cm x 50 cm
- Longitud de viga= 5m
- Resistencia de compresión f´c= 210 kg/cm^2
- Esfuerzo de fluencia fy = 4200 kg/cm^2
- Carga repartida Q = 2 T/m

Para el análisis del método de refuerzo será necesario plantear previamente lo establecido por Whitney donde se considera ya una distribución de esfuerzos rectangular.

FIGURA 5. 3. Definición de términos.



FUENTE: (McCormac & Brown, 2011)

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

Se presenta la memoria de cálculo donde se especifica las características asumidas y el cálculo de fuerzas de tensión y compresión para la viga especificada.

TABLA 5. 1. Determinación de parámetros.

	SIMBOLO	EXPRESIÓN	VALOR	UNIDAD	OBSERVACIONES
DATOS	Q		2	T/m²	Carga repartida
	b		25	cm	Base de la sección
	h		50	cm	Altura de la sección
	L		5	m	Longitud de la viga
	d		46	cm	Peralte efectivo
	f´c		210	kg/cm²	Resistencia a la compresión del hormigón
	fy		4200	kg/cm²	Resistencia a la fluencia del acero
DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS					
Momento	M	$M = \frac{Q * L^2}{8}$	6.25	T/m	Valor obtenido para momento en viga simplemente apoyada.
Área de acero requerida	As	$A_s = \frac{30 * M}{d}$	4.08	cm²	Aproximación.
Altura bloque de compresión	a	$a = \frac{A_S * F_Y}{0.85 * f'c * b}$	3.84	cm	
Brazo	Z	$Z = d - \frac{a}{2}$	44.08	cm	Distancia desde la fuerza de tensión al C.G. del bloque de compresión.
Tensión	T	$T = \frac{M}{Z}$	14.18	T	Fuerza de tensión respecto a la fuerza de compresión.

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

TABLA 5. 2. Cálculo de fuerzas de tensión y compresión.

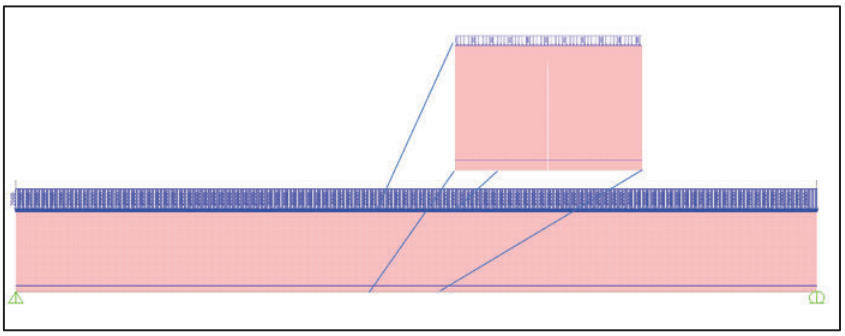
EQUILIBRIO DE FUERZAS					
Fuerza de compresión	C	$C = 0.85 * F'c * a * b$	17119.57	kg	Fuerza de compresión teórica.
Fuerza de tensión	T	$T = A_S * F_Y$	17119.57	kg	Fuerza de tensión teórica.

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

Para cumplir con la hipótesis de esta sección se ha realizado la modelación matemática de la viga caracterizada anteriormente. La definición de los materiales y secciones se ha dado de acuerdo a lo establecido con el fin de realizar una comparación de los valores de tensión.

Se ha definido la viga a través del uso de elementos Shell thin con el objetivo de poder aplicar el método de los dos nodos propuesto. En la zona de tensión se genera una abertura que simula una fisura de 2.2 milímetros y 40 cm de largo como se observa en la FIGURA 5.3.

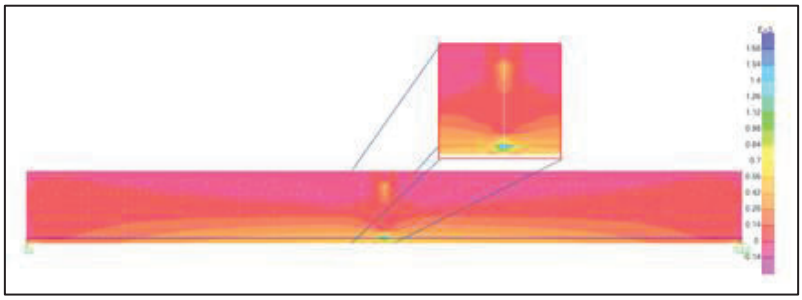
FIGURA 5. 4. Esquema de modelo matemático



ELABORADO POR: Estrella & Narváez

El método plantea la definición de un acero de refuerzo que atravesará la zona fisurada, debido a la abertura generada se da una concentración de esfuerzos que puede ser observada en la FIGURA 5.4 encontrándose los máximos donde se ubica el frame.

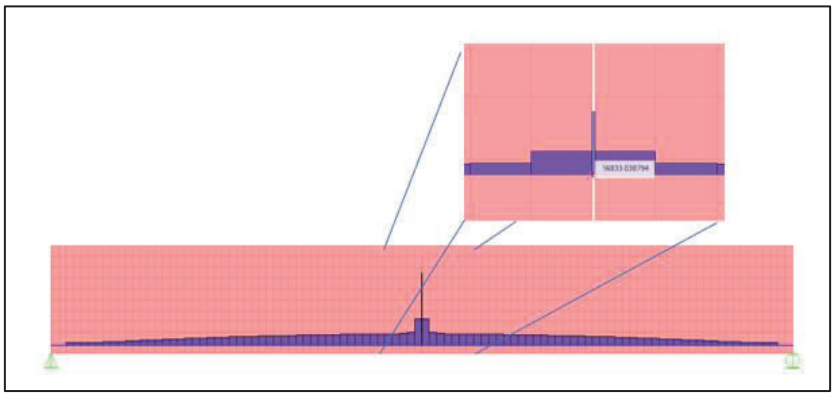
FIGURA 5. 5. Distribución de esfuerzos.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

Así también, es posible verificar los resultados obtenidos teóricamente a través de los diagramas de axial que provee el software en donde será posible observar una tensión máxima en el frame que se encuentra uniendo los nodos de la abertura. El valor obtenido es de 16.8 toneladas varía aproximadamente en 18% al determinado teóricamente en 14.18 toneladas, y en 1.8% de las fuerzas estimadas para el equilibrio de la sección.

FIGURA 5. 6. Diagrama de axial en acero de refuerzo.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

5.4 CÁLCULO DE REFUERZO

El cálculo del reforzamiento se lo realiza con la ayuda del modelo propuesto para la comprobación de los problemas del diagnóstico, se procede a efectuar aberturas a manera de fisuras en las zonas donde se desarrollan comúnmente. La longitud de la misma se plantea conforme a la inspección técnica L=30 cm y un ancho de la misma igual a 5 mm. El planteamiento de esta geometría tiene como fin localizar la tensión que se produce en un acero de refuerzo que cruza la fisura entre dos nodos. Lo mencionado con anterioridad se sustenta en variaciones que se realizaron a la configuración geométrica de las fisuras, pues si estas incrementan las tensiones se mayoran.

Posterior a la modelación de las fisuras, se debe estimar el área de refuerzo a colocar en las zonas críticas que lo requieran. A continuación se realiza un análisis de la estructura y de esta manera se obtiene la tensión que genera en este refuerzo. Lo siguiente es corregir el área de refuerzo que necesitan los elementos por medio de la ecuación (5.1), misma que converge después de pocas iteraciones.

$$A = \frac{P}{fy} \tag{5-1}$$

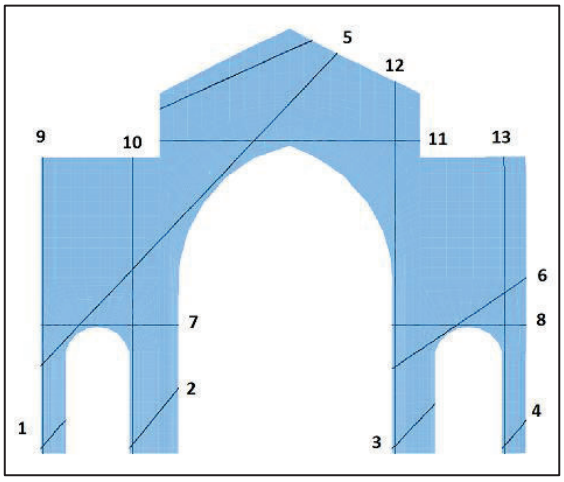
La propuesta de reforzamiento se analizó para 6 pórticos tipo que presenta el inmueble, el trazado de los aceros de refuerzo toma en cuenta la ubicación de las fisuras y la acción del sismo en una dirección, la disposición final de los aceros se

realiza en el modelo como alternativa y se detalla en los planos adjuntos como ANEXO 6.

5.4.1 PÓRTICO 1: ARCO DE CRUCERO TIPO 1.

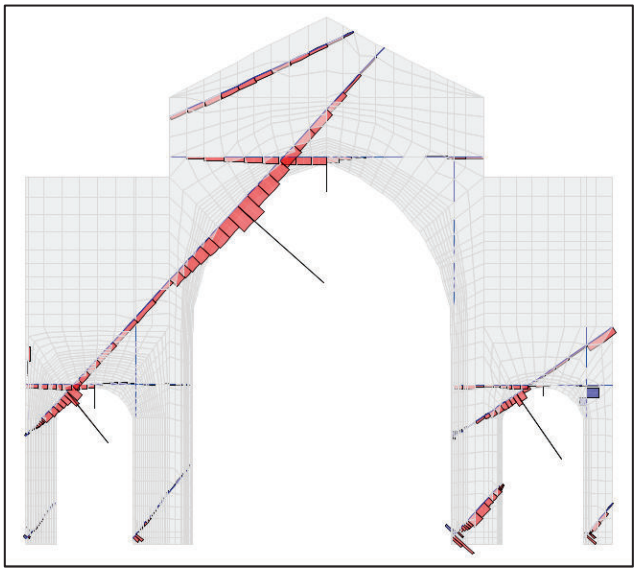
El esquema de ubicación de los aceros para este pórtico se presenta en la siguiente figura, del que se obtienen como resultado fuerzas axiales que varían al corregir el área del refuerzo.

FIGURA 5.7. Refuerzos en arquería de crucero.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 5.8. Fuerzas axiales en elementos de refuerzo de arco de crucero.



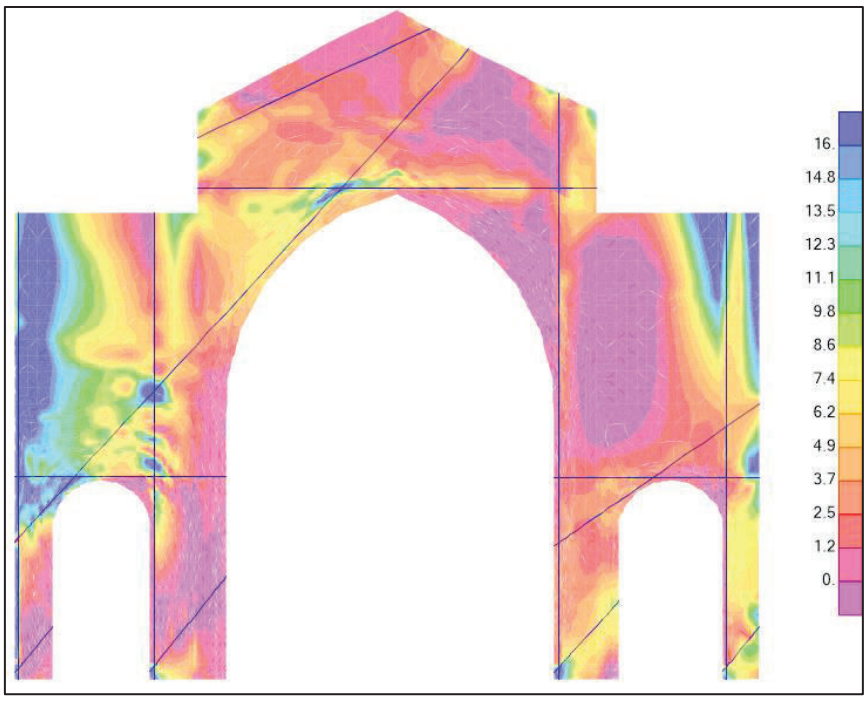
ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

TABLA 5.3. Refuerzo requerido en pórtico 1.

TABLA RESUMEN DE TENSIONES REQUERIDAS EN CADA PÓRTICO										
PÓRTICO	ELEMENTO	ACERO INGRESADO 1	FUERZA 1	ACERO REQUERIDO 1	FUERZA 2	ACERO REQUERIDO 2	ACERO ITERACIÓN 1		ACERO DEFINITIVO (ITERACIÓN 2)	
		As (cm2)	(Ton)	As (cm2)	(Ton)	As (cm2)	ARMADO	As (cm2)	ARMADO	As (cm2)
1	1	3.14	13.27	3.16	12.86	3.06	1 ϕ 20	3.14	**2 ϕ 20**	6.28
	2	3.14	0.88	0.21	1.00	0.24	1 ϕ 20	3.14	**2 ϕ 20**	6.28
	3	3.14	6.23	1.48	7.14	1.70	1 φ 20	3.14	**2 ϕ 20**	6.28
	4	3.14	7.09	1.69	7.02	1.67	1 φ 20	3.14	**2 ϕ 20**	6.28
	5	3.14	56.66	13.49	59.36	14.13	3 φ 25	14.73	**3 φ 25**	14.73
	6	3.14	59.41	14.15	56.18	13.38	3 φ 25	14.73	**3 φ 25**	14.73
	7	3.14	21.23	5.05	23.44	5.58	2 ϕ 20	6.28	**2 ϕ 20**	6.28
	8	3.14	8.52	2.03	9.14	2.18	1 ϕ 20	3.14	**2 ϕ 20**	6.28
	9	3.14	41.14	9.80	48.31	11.50	2 ϕ 25	9.82	**3 φ 25**	14.73
	10	3.14	24.64	5.87	27.15	6.46	2 ϕ 20	6.28	**2 ϕ 20**	6.28
	11	3.14	25.71	6.12	30.16	7.18	2 ϕ 20	6.28	**2 ϕ 25**	9.82
	12	3.14	20.61	4.91	29.30	6.98	2 ϕ 20	6.28	**2 ϕ 25**	9.82
	13	3.14	13.39	3.19	13.22	3.15	1 φ 20	3.14	**2 ϕ 20**	6.28

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

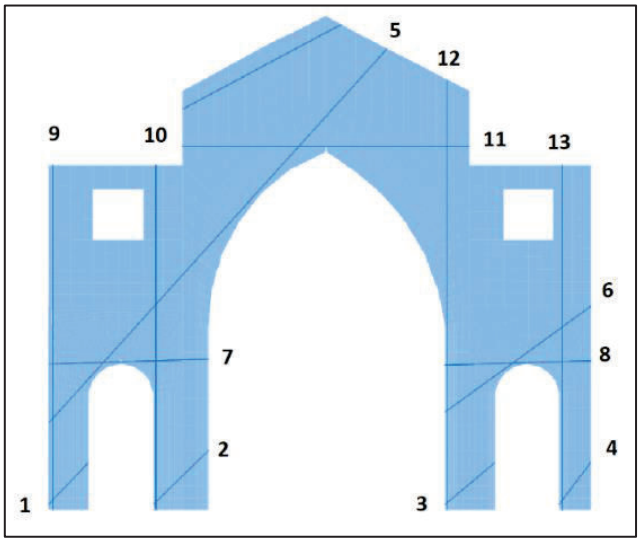
FIGURA 5. 9. Concentración de esfuerzos en arco de crucero reforzado en kg/cm2.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

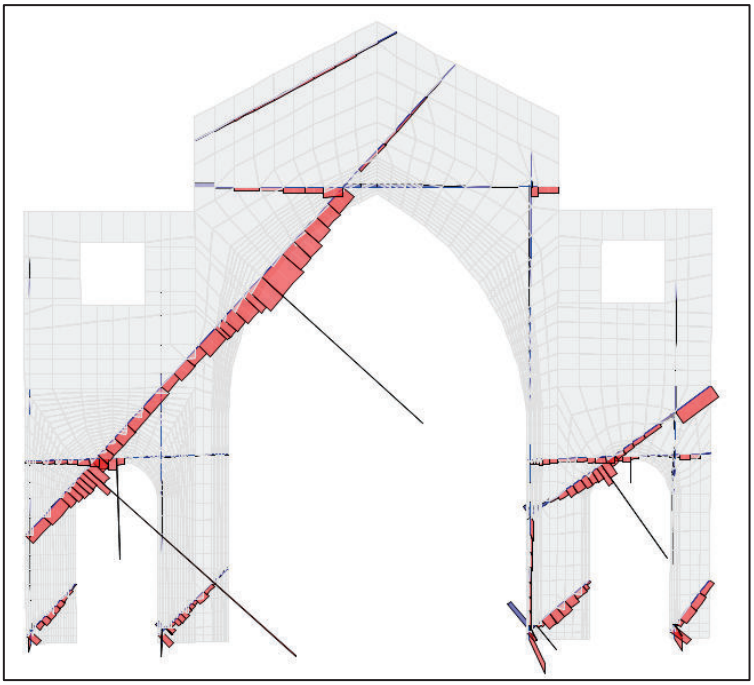
5.4.2 PÓRTICO 2: ARCO DE CRUCERO TIPO 2.

FIGURA 5.10. Refuerzos en arquería de crucero.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 5.11. Fuerzas axiales en elementos de refuerzo de arco de crucero.



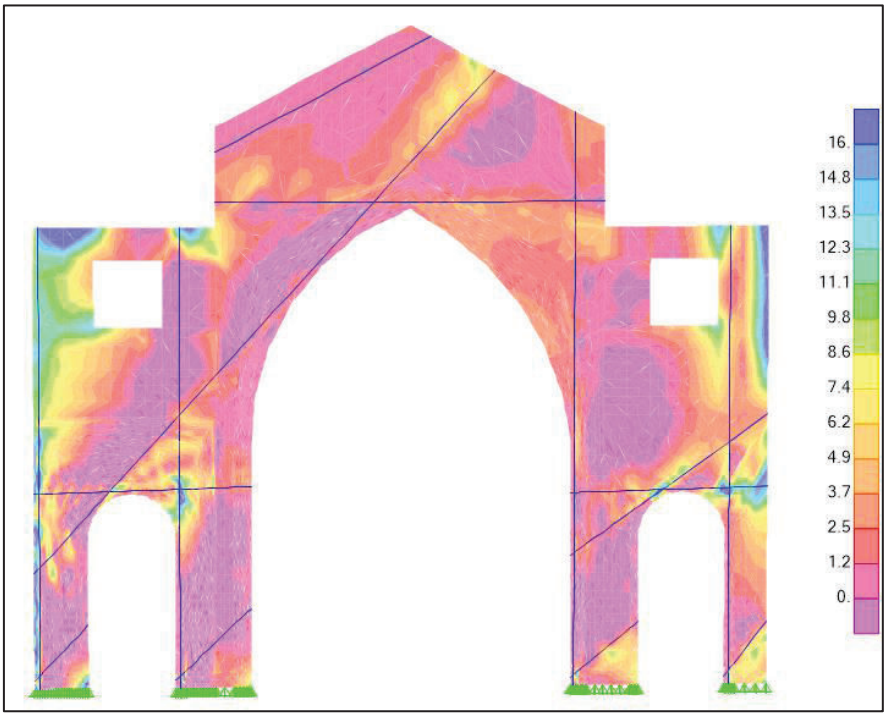
ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

TABLA 5.4. Refuerzo requerido en pórtico 2.

TABLA RESUMEN DE TENSIONES REQUERIDAS EN CADA PÓRTICO										
PÓRTICO	ELEMENTO	ACERO INGRESADO 1	FUERZA 1	ACERO REQUERIDO 1	FUERZA 2	ACERO REQUERIDO 2	ACERO ITERACIÓN 1		ACERO DEFINITIVO (ITERACIÓN 2)	
		As (cm2)	(Ton)	As (cm2)	(Ton)	As (cm2)	ARMADO	As (cm2)	ARMADO	As (cm2)
2	1	3.14	0.42	0.10	0.42	0.10	1 ϕ 20	3.14	2 ϕ 20	6.28
	2	3.14	2.98	0.71	3.04	0.72	1 ϕ 20	3.14	2 ϕ 20	6.28
	3	3.14	10.59	2.52	10.80	2.57	1 ϕ 20	3.14	2 ϕ 20	6.28
	4	3.14	1.30	0.31	1.55	0.37	1 ϕ 20	3.14	2 ϕ 20	6.28
	5	3.14	54.64	13.01	61.25	14.58	3 φ 25	14.73	3 φ 25	14.73
	6	3.14	38.31	9.12	49.00	11.67	2 ϕ 25	9.82	3 φ 25	14.73
	7	3.14	32.27	7.68	38.29	9.12	2 ϕ 25	9.82	2 ϕ 25	9.82
	8	3.14	12.80	3.05	13.11	3.12	1 ϕ 20	3.14	2 ϕ 20	6.28
	9	3.14	10.23	2.44	10.19	2.43	1 ϕ 20	3.14	2 ϕ 20	6.28
	10	3.14	22.23	5.29	23.49	5.59	2 ϕ 20	6.28	2 ϕ 20	6.28
	11	3.14	7.86	1.87	7.89	1.88	1 ϕ 20	3.14	2 ϕ 20	6.28
	12	3.14	21.57	5.14	27.18	6.47	2 ϕ 20	6.28	2 ϕ 25	9.82
	13	3.14	17.09	4.07	18.00	4.29	2 ϕ 20	6.28	2 ϕ 20	6.28

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 5. 12. Concentración de esfuerzos en arco de crucero reforzado en kg/cm2.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

5.4.3 PÓRTICO 3: ARQUERÍA NAVE CENTRAL NORTE.

El esquema de trazado para este pórtico se presenta en la siguiente figura, se obtiene como resultado las fuerzas axiales que varían al corregir el área del refuerzo.

FIGURA 5.13. Refuerzos en arquería longitudinal de la iglesia.

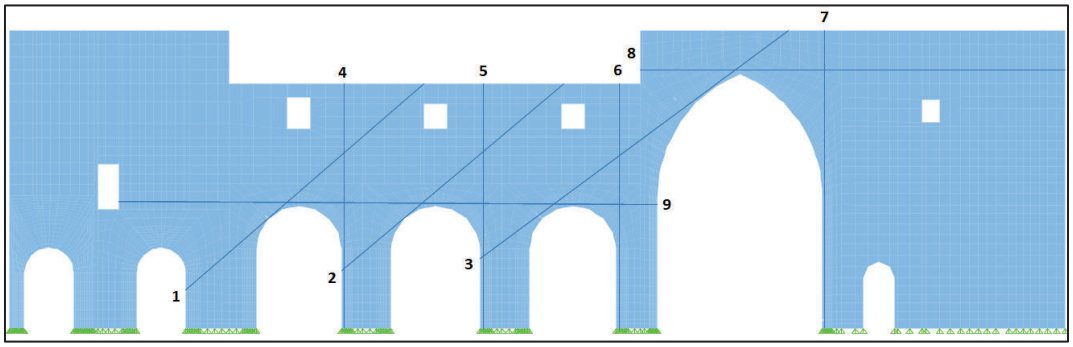
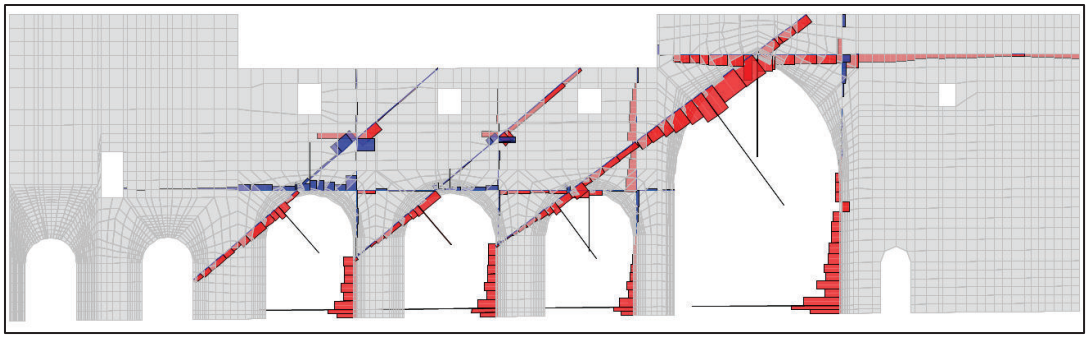


FIGURA 5.14. Fuerzas axiales en elementos de refuerzo de arquería longitudinal.



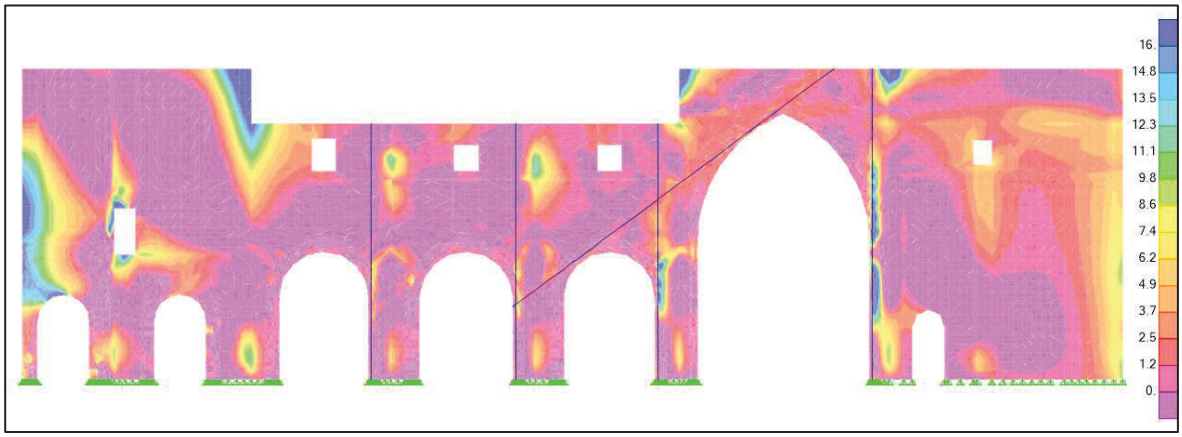
ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

TABLA 5.5. Refuerzo requerido en arquería longitudinal.

TABLA RESUMEN DE TENSIONES REQUERIDAS EN CADA PÓRTICO										
PÓRTICO	ELEMENTO	ACERO INGRESADO 1	FUERZA 1	ACERO REQUERIDO 1	FUERZA 2	ACERO REQUERIDO 2	ACERO ITERACIÓN 1		ACERO DEFINITIVO (ITERACIÓN 2)	
		As (cm2)	(Ton)	As (cm2)	(Ton)	As (cm2)	ARMADO	As (cm2)	ARMADO	As (cm2)
3	1	3.14	22.44	5.34	24.93	5.94	2 φ 20	6.28	2 ϕ 20	6.28
	2	3.14	18.76	4.47	21.04	5.01	2 φ 20	6.28	2 ϕ 20	6.28
	3	3.14	49.08	11.69	52.90	12.60	3 φ 25	14.73	3 φ 25	14.73
	4	3.14	54.54	12.99	57.88	13.78	3 φ 25	14.73	3 φ 25	14.73
	5	3.14	59.93	14.27	53.33	12.70	3 φ 25	14.73	3 φ 25	14.73
	6	3.14	54.21	12.91	46.02	10.96	3 φ 25	14.73	3 φ 25	14.73
	7	3.14	48.65	11.58	49.47	11.78	3 φ 25	14.73	3 φ 25	14.73
	8	3.14	33.10	7.88	42.01	10.00	2 ϕ 25	9.82	3 φ 25	14.73
	9	3.14	20.72	4.93	22.83	5.44	2 φ 20	6.28	2 ϕ 20	6.28

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 5. 15. Concentración de esfuerzos en arquerías de la nave central reforzada en kg/cm2.

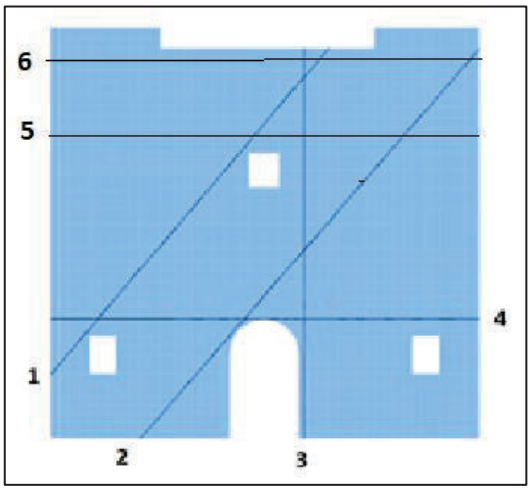


ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

5.4.4 PÓRTICO 4: FRONTISPICIO.

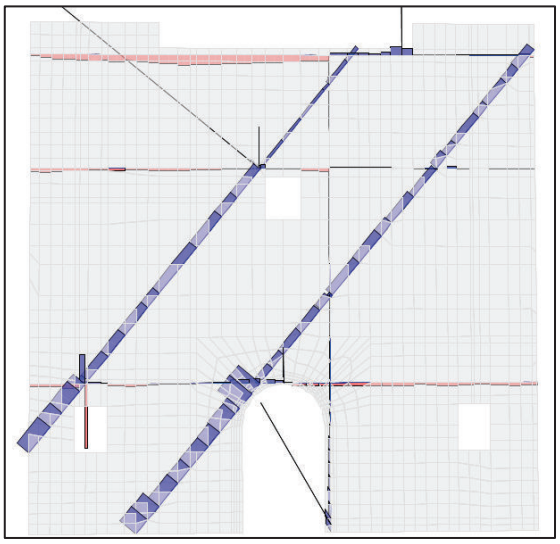
El esquema de trazado para este pórtico se presenta en la siguiente figura, se obtiene como resultado las fuerzas axiales que varían al corregir el área del refuerzo.

FIGURA 5.16. Refuerzos en frontispicio.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 5.17. Fuerzas axiales en elementos de refuerzo de frontispicio.



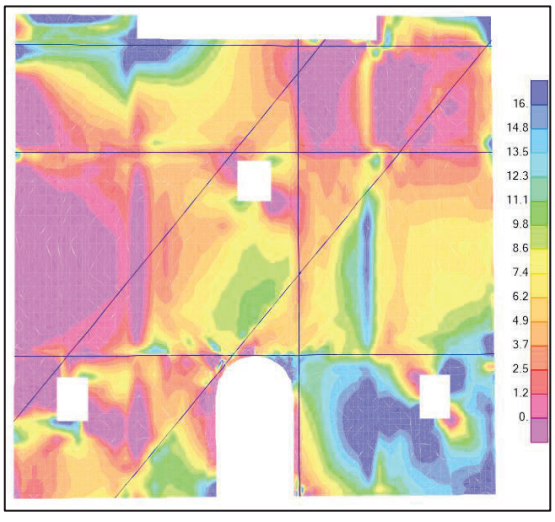
ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

TABLA 5.6. Refuerzo requerido en frontispicio.

TABLA RESUMEN DE TENSIONES REQUERIDAS EN CADA PÓRTICO										
PÓRTICO	ELEMENTO	ACERO INGRESADO 1	FUERZA 1	ACERO REQUERIDO 1	FUERZA 2	ACERO REQUERIDO 2	ACERO ITERACIÓN 1		ACERO DEFINITIVO (ITERACIÓN 2)	
		As (cm2)	(Ton)	As (cm2)	(Ton)	As (cm2)	ARMADO	As (cm2)	ARMADO	As (cm2)
4	1	3.14	51.25	12.20	57.51	13.69	3 φ 25	14.73	**3 φ 25**	14.73
	2	3.14	10.88	2.59	10.87	2.59	1 ϕ 20	3.14	**2 φ 20**	6.28
	3	3.14	56.94	13.56	59.24	14.10	3 φ 25	14.73	**3 φ 25**	14.73
	4	3.14	20.56	4.90	22.05	5.25	2 φ 20	6.28	**2 φ 20**	6.28
	5	3.14	23.75	5.65	22.68	5.40	2 φ 20	6.28	**2 φ 20**	6.28
	6	3.14	50.75	12.08	52.86	12.59	3 φ 25	14.73	**3 φ 25**	14.73

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

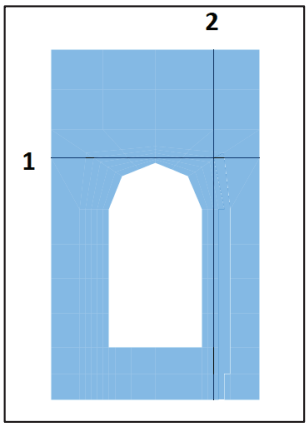
FIGURA 5. 18. Concentración de esfuerzos en frontispicio reforzado en kg/cm2.



5.4.5 PÓRTICO 5: CAMPANARIO NORTE.

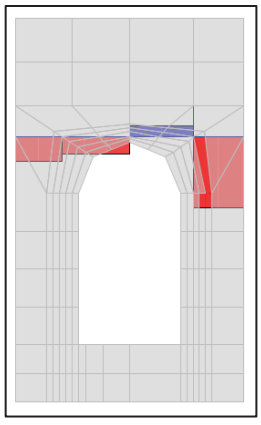
El esquema de trazado para este pórtico se presenta en la siguiente figura, se obtiene como resultado las fuerzas axiales que varían al corregir el área del refuerzo.

FIGURA 5.19. Refuerzos en campanario norte.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 5.20. Fuerzas axiales en elementos de refuerzo del campanario norte.



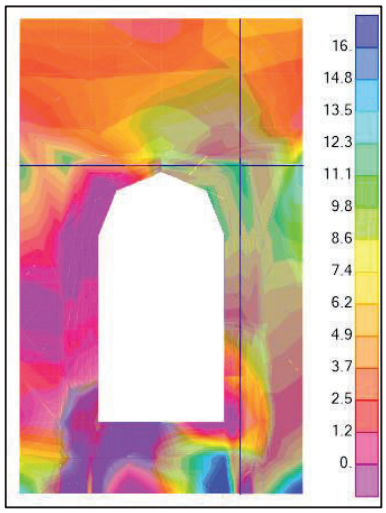
ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

TABLA 5.7. Refuerzo requerido en campanario norte.

TABLA RESUMEN DE TENSIONES REQUERIDAS EN CADA PÓRTICO										
PÓRTICO	ELEMENTO	ACERO INGRESADO 1	FUERZA 1	ACERO REQUERIDO 1	FUERZA 2	ACERO REQUERIDO 2	ACERO ITERACIÓN 1		ACERO DEFINITIVO (ITERACIÓN 2)	
		As (cm2)	(Ton)	As (cm2)	(Ton)	As (cm2)	ARMADO	As (cm2)	ARMADO	As (cm2)
5	1	3.14	18.76	4.47	20.35	4.85	2 φ 20	6.28	**2 φ 20**	6.28
	2	3.14	24.00	5.71	26.98	6.42	2 φ 20	6.28	**2 φ 25**	9.82

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 5. 21. Concentración de esfuerzos en campanario reforzado en kg/cm2.

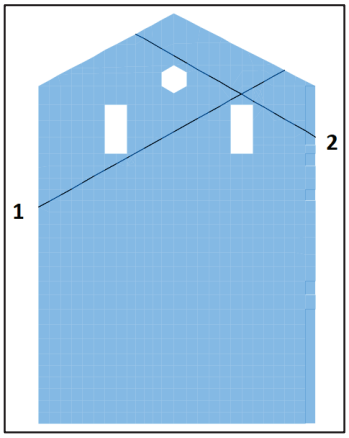


ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

5.4.6 PÓRTICO 6: TRANSEPTO NORTE.

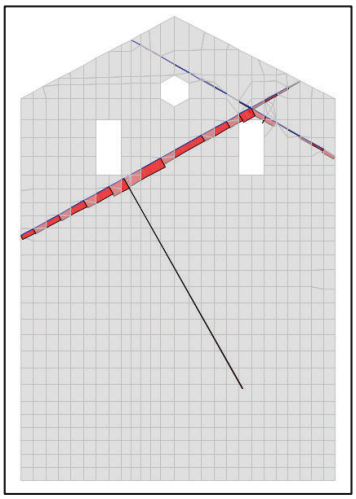
El esquema de trazado para este pórtico se presenta en la siguiente figura, se obtiene como resultado las fuerzas axiales que varían al corregir el área del refuerzo.

FIGURA 5.22. Refuerzos en transepto norte.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 5.23. Fuerzas axiales en elementos de refuerzo de transepto norte.



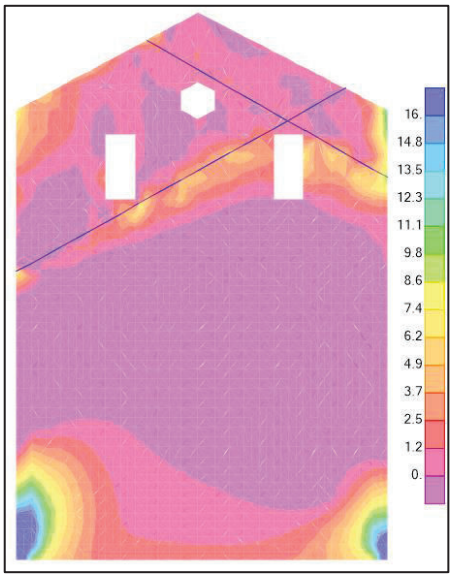
ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

TABLA 5.8. Refuerzo requerido en campanario norte.

TABLA RESUMEN DE TENSIONES REQUERIDAS EN CADA PÓRTICO										
PÓRTICO	ELEMENTO	ACERO INGRESADO 1	FUERZA 1	ACERO REQUERIDO 1	FUERZA 2	ACERO REQUERIDO 2	ACERO ITERACIÓN 1		ACERO DEFINITIVO (ITERACIÓN 2)	
		As (cm2)	(Ton)	As (cm2)	(Ton)	As (cm2)	ARMADO	As (cm2)	ARMADO	As (cm2)
6	1	3.14	34.48	8.21	41.52	9.89	2 φ 25	9.82	**2 φ 25**	9.82
	2	3.14	1.82	0.43	1.83	0.44	1 φ 20	3.14	**2 φ 20**	6.28

ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

FIGURA 5. 24. Concentración de esfuerzos en transepto norte reforzado en kg/cm2.



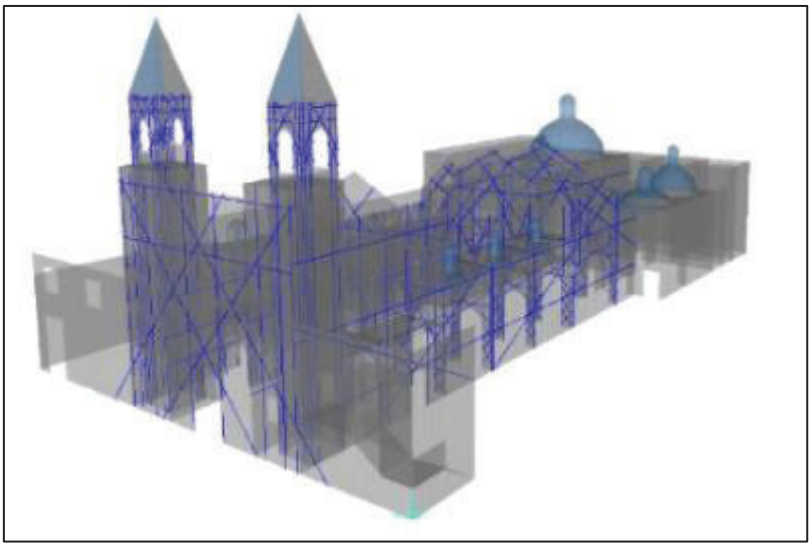
ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

5.5 RESULTADOS DEL REFORZAMIENTO.

Para el análisis final del comportamiento de los elementos se ha implementado en el modelo las áreas de acero calculadas en el apartado anterior para ambos sentidos del sismo, es así que se podrá analizar nuevamente la distribución de esfuerzos que presenta la iglesia en sus muros y arquerías.

Cabe mencionar que el modelo propuesto consta con las torres de campanarios, se recomienda asegurar una unión monolítica debido a que disminuye los efectos de torsión, esto se puede avalar debido a las codelaciones presentadas en el proyecto.

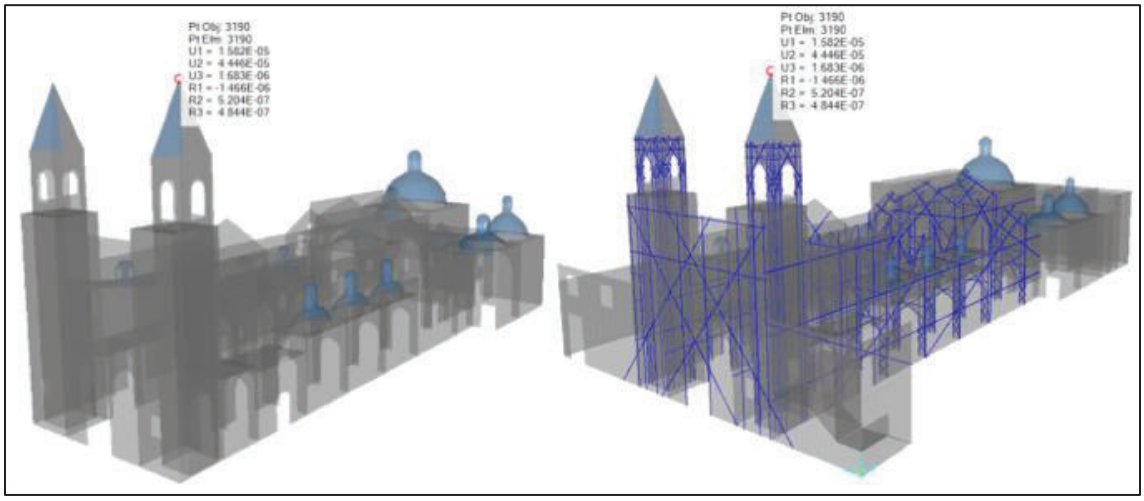
FIGURA 5. 25. Modelo matemático con acero de refuerzo.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

La implementación del reforzamiento en el modelo matemático genera varias acotaciones importantes, así el período de la estructura no varía significativamente, pues o se han implementado elementos rígidos, la alternativa de reforzamiento aporta a la resistencia a tensión de los elementos más no genera rigidez.

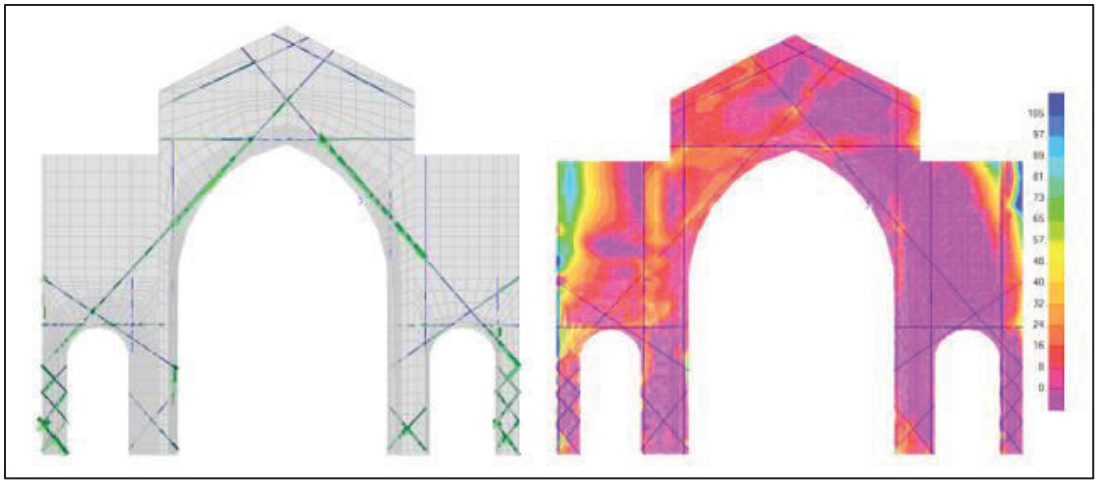
FIGURA 5. 26. Comparación de deformaciones en modelo no reforzado y reforzado.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

Además se observa en la siguiente figura, los esfuerzos de tensión se canalizan por el acero de refuerzo dispuesto internamente en la mampostería, disminuyendo de esta manera la concentración en ciertas zonas y distribuyendo mejor los esfuerzos.

FIGURA 5.27. a) Fuerzas axiales, b) Distribución de esfuerzos considerando refuerzos.



ELABORADO POR: Estrella & Narváez.

En la figura 5.26 presentada se muestra la disposición de los aceros en ambos sentidos, cuyas áreas han sido calculadas con anterioridad. Además se aprecia la

nueva distribución de esfuerzos, donde la mayor parte del área esta sometida a compresión, concentrando esfuerzos en los aceros propuestos. Es así que este método de reforzamiento mejora el comportamiento del inmueble debido a que es capaz de agregar ductilidad a los elementos que antes estaban destinados a soportar solamente cargas verticales.

Los valores de deformaciones se mantienen en ambos modelos debido a que el reforzamiento mediante perforaciones embebidas e inyectadas no aporta rigidez al sistema. En ambos modelos se incluyeron: sistema de muros aledaños al templo, distribución de cerchas de cubierta, peso de campanas, cargas provenientes de cubiertas y artesonados.

5.6 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Se presenta como parte complementaria especificaciones que deberán tomarse en cuenta en el caso de implementarse el proyecto sugerido, mismas que han resultado de investigación de métodos de reforzamiento y su adecuada aplicación en estructuras patrimoniales. Las especificaciones técnicas expuestas están basadas en bibliografía recomendada y complementada con procedimientos constructivos propuestos por el Instituto Metropolitano de Patrimonio autoridad vigente que regula las intervenciones en la ciudad.

5.6.1 ESPECIFICACIONES GENERALES PARA MADERA ESTRUCTURAL

La madera usada para cubiertas deberá ser preservada que guarde las características y calidad que a continuación se especifica:

En atención a la durabilidad, propiedades mecánicas y trabajabilidad en cuanto a dimensiones y longitudes, se recomienda especímenes pertenecientes al Grupo B de la clasificación de la JUNAC, esto es para densidades mayores o iguales a 0.70.

5.6.1.1 REGLA DE CLASIFICACIÓN VISUAL PARA MADERA ESTRUCTURAL.

TABLA 5. 9. Clasificación visual para madera estructural.

DEFECTOS	TOLERANCIAS

ABARQUILLADO	Se permite en forma leve, no mayor de 1% del ancho de la pieza.
ARISTA FALTANTE	Se permite en una sola arista las dimensiones de la cara y el canto o espesor donde falta la arista deberán ser por lo menos 374 de las respectivas dimensiones que la arista completa.
ARQUEADURA	Se permite 1 cm en cada 300 cm de la longitud de la pieza.
BANDAS ANCHAS DE PARÉNQUIMA	Se permite en piezas que van a ser sometidas a esfuerzos de compresión.
DURAMEN QUEBRADIZO	No se permite
ENCORVADURA	Se permite 1 cm por cada 300 cm de la longitud de la pieza o su equivalente: H/L < 0.33
ESCAMADURA	No se permiten en las aristas. Se permiten en las caras si es paralela al eje de las piezas, de una profundidad menor que 1/10 del espesor y una longitud no mayor de ¼ de la longitud total.
FALLAS DE COMPRESIÓN	No se permiten.
GRANO INCLINADO	Se permiten hasta una inclinación de 1/8 en cualquier parte de la pieza.
GRIETAS	Se permiten con distribución moderada. La suma de sus profundidaes, medidas desde ambos lados no debe exceder 1/4 del espesor de la pieza.
MANCHAS	Se permiten, garantizando que sean solo cambios de color no relacionados con pudrición.
NUDOS ARRACIMADOS	No se permiten
NUDO HUECO	Se permiten con un diámetro máximo de 2 cm o de 1/8 del ancho de la cara de la pieza, el que sea menor.
NUDO SANO	Se permite con un diámetro máximo de 4 cm o de 1/4 del ancho de la cara de la pieza, el que sea menor.
MEDULA	No se permite
PERFORACIONES GRANDES	Se permiten cuando su distribución es moderada y superficial. Máximo 3 agujeros en 100 cm no pasantes ni alineados.
PERFORACIONES PEQUEÑAS	Se permiten cuando su distribución es moderada y mayor del ancho cubre una zona menor que 1/4 de la longitud o de la cara de la pieza.
PUDRICIÓN	No se permite.
RAJADURA	Se permite en una sola arista. Su magnitud no debe ser mayor del ancho de la cara de la pieza.
TORCEDURA	Se permite en una sola arista. Su magnitud no debe ser mayor que 1/300 de la longitud de la pieza.

FUENTE: (FONSAL,2003)

Para la madera nueva, por ser madera de alta densidad, se exigirá al menos 30 días de secado al aire y bajo cubierta, tiempo que es un promedio para llegar a nivelar el contenido de humedad de la madera con el sitio. De esta manera se asegurará una mejor resistencia a los hongos, el aserrado más eficaz, manipulación y preservado.

Para un secado eficaz se ordenará las piezas sobre las bases elevadas para evitar que se apoyen directamente en el suelo, en caso de apilado horizontal. Sobre los travesaños o bases, se colocarán las piezas que estarán espaciadas por

separadores cuadrados entre arreglo y arreglo verticalmente y a dos centímetros entre ellas en el sentido horizontal. La pila deberá estar orientada hacia el sol o el mayor flujo de aire.

Especies con un contenido de humedad inicial muy alto y/o que son muy susceptibles al ataque de los hongos e insectos, pueden empezar a secarse en forma rápida mediante un sistema de apilado en caballete o en forma vertical, terminando luego el proceso con un apilado horizontal.

5.6.2 CONSOLIDACIÓN DE MUROS

Al realizar trabajos de impermeabilización y consolidación de cubiertas es muy probable encontrar problemas en las cabezas de los muros, tales como saturación por humedad, pulverización, grietas, falta de confinamiento de las soleras o de los tirantes, etc. De igual manera, los mampuestos en cornisas o aleros pueden verse afectados por las obras, aunque se exigirá la mayor precaución tanto en el retiro como en la colocación de los diferentes elementos que se empleen. Adicionalmente las fisuras existentes en las paredes de las estructuras ameritan su reparación mediante el corchado y las inyecciones correspondientes de lechadas en base de cal.

El procedimiento a seguirse para la realización de las inyecciones es el siguiente:

- En caso de que las mamposterías tengan recubrimientos que superen los 2 cm de alto, se practicará un picado de los recubrimientos hasta llegar a las mamposterías agrietadas.

- Se limpiarán los residuos y escombros acumulados en el interior de las grietas, por medio de la introducción de aire a presión.

- Con el uso de taladro se realizarán perforaciones de ½" de diámetro por unos 5 a 8 cm de profundidad, en las cuales se colocarán las manguerillas plásticas de inyección separadas cada 30 cm, tanto en sentido horizontal como vertical, según la dirección de la grieta.

- Se procederá al sellado o corchado superficial con yeso o una mezcla de cal, arena, cangahua y acetato de polivinilo, para posteriormente proceder a una

limpieza por soplado o inyección de agua, midiendo las cantidades de agua según el material de las mamposterías y decoraciones existentes interiores. Esto es, cuando se trate de grietas de mampostería de piedra o ladrillo, siempre y cuando no contengan morteros a base de barro, podrá introducirse una mayor cantidad de agua con el fin de romper la tensión superficial y a la vez saturar el material para que este no absorba el agua de los morteros de inyección.

- Acto seguido, se procederá a realizar la inyección por la boquilla inferior hasta que el material de inyección aparezca en la boquilla más alta. Se pasará a las siguientes hasta que se consiga su llenado y así sucesivamente.

Los materiales a utilizarse en la elaboración de lechadas y morteros deben satisfacer las condiciones que a continuación se indican:

- El mortero de la inyección debe mantenerse en estado coloidal, mediante el empleo de agitadores mecánicos de alta velocidad.

- El agua usada para las mezclas debe cumplir los requisitos de agua para hormigón y estar al momento del mezclado a temperaturas menores a 23°C.

- El cemento a usarse será tipo portland tipo 1, suministrado en sacos y cumplirá con los requisitos de la norma ASTM-C150.

- La arena deberá almacenarse adecuadamente con el fin de protegerla contra la humedad y materiales extraños. La arena de rio lavada a usar en el mortero deberá ser nuevamente lavada en obra.

5.6.2.1 INYECCIONES CON MEZCLAS A BASE DE CAL

Las fisuras de 1 a 2 mm son inyectables con lechada, conformada de:

TABLA 5. 10. Dosificación de lechada para fisuras de 1 a 2mm.

Cal hidratada	2 partes
Polvo de piedra pómez	2 partes
Cemento portland	0.5 partes
Agua	11/2 partes

Aditivo expansor	3% del peso del cemento

FUENTE; (FONSAL, 2003)

5.6.2.2 INYECCIÓN DE MORTERO HIDRÁULICO A BASE DE CAL

Las grietas desde 3 mm hasta 5 mm, son grietas inyectables con mortero que contendrá los siguientes materiales y proporciones:

TABLA 5. 11. Dosificación para inyecciones de mortero para grietas de 3 a 5 mm.

Cal hidratada	3 ¾ partes
Puzolana roja o café	1 ½ partes
Cemento Portland	1 parte
Arena de rio lavada	2 partes (Podría usarse 1 parte de arena de rio lavado 1 parte de polvo de piedra rosada que cumpla con las direcciones de tamiz indicadas para los otros materiales)
Agua	3 partes
Aditivo expansor	2% del peso del cemento

FUENTE; (FONSAL, 2003)

La presión de inyección no deberá ser mayor a 5 Kgf/cm2. En lugar de puzolana, que deberá mantenerse siempre en recipientes sellados, cuando se trate de mamposterías de adobe, previa autorización se podrá usar polvo de piedra pómez.

TABLA 5. 12. Valores permitidos en ensayos de materiales que conforman lechadas y morteros..

ENSAYO	UNIDAD	ARENA	PIEDRA POMEZ	CEMENTO	CEMENTINA	ADITIVO
HUMEDAD	%	12.68	-	-	-	-
MÓDULO DE FINURA	%	1.77	-	-	-	-
CAPACIDAD DE ABSORCIÓN	%	1.32	4.73	-	-	-
DENSIDAD REAL	a/cm^3	2.72	2.348	3.14	2.22	2.34
DENSIDAD APARENTE (SIN COMPACTAR)	a/cm^3	1.5	0.628	1.01	0.539	-
DENSIDAD APARENTE (COMPACTADO)	a/cm^3	1.589	0.693	1.07	0.579	-

DENSIDAD GLOBAL (SSS)	a/cm^3	2.729	-	-	-	-

FUENTE; (FONSAL, 2003)

Las pruebas de laboratorio se deberán realizar según la tabla planteada a continuación, que presenta parámetros a tomarse en cuenta como resistencia, volumen de mortero, estabilización, entre otros.

TABLA 5. 13. Ensayos de laboratorio necesarios para morteros y lechadas.

ENSAYO	UNIDAD	MORTERO	LECHADA	MORTERO	MORTERO
FLUIDEZ	%	138.8	130	130	122
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	Kgf/cm^2	50	53	85	61
RESISTENCIA A LA TRACCIÓN	Kgf/cm^2	5.43	5.3	14.9	14.1
RESISTENCIA A LA FLEXIÓN	Kgf/cm^2	8.5	10.8	27	19
MÓDULO DE ELASTICIDAD	Kgf/cm^2	83.384	64.357	108.916	104.945
RETRACCIÓN	%	1.2x10^4	-	7.8x10^4	7.8x10^5
ADHERENCIA	Kgf/cm^2	1.78	9.1	5.5	3.57
SALINIDAD	Cualitativo	1	2	1	3
POROSIDAD	%	38.3	36.7	36	33

FUENTE; (FONSAL, 2003)

SALINIDAD

0 = Ninguna 1 = Mínima 2 = Media 3 =Excesiva

5.6.2.3 INYECCIÓN DE MEZCLA A BASE DE CEMENTO

- **Inyección de lechada de cemento**

  Se aplicará para fisuras de 1 a 2mm. La dosificación recomendada en peso será: 0.6 partes de agua, 1 de cemento y como estabilizador de la mezcla será necesaria la adición de un 3% del peso de cemento de aditivo plastificante expansivo.

- **Inyección mortero cemento**

  Su uso será exclusivo para grietas de 3 a 5mm, y estará formado por un mortero sin retracción. La dosificación recomendada en peso será: 1 parte de cemento, 0.7 partes de agua, 1 parte de arena fina y 3% del peso de

cemento de aditivo plastificante expansivo que al igual que en la lechada estabilizará la mezcla.

Las inyecciones no se deberán hacer con presiones mayores a 3kgf/cm^2.

5.6.2.4 EQUIPOS PARA INYECCIONES

Las características mínimas que deberá satisfacer el equipo se especifican a continuación:

- Debe ser adecuado para el sellado de fisuras cuyo espesor sea desde milímetros hasta varios centímetros por lo que deberá contar con los aditamentos necesarios y permitir el uso de morteros y lechadas.
- Debe ser liviano y de fácil movilización, debido a que su uso puede ser en lugares de difícil acceso o desde andamios de altura significativa.
- Debe ser capaz de desarrollar presiones de hasta 14kg/cm2. Así también debe constar con un sistema que permita el control de las mismas, además de controlar dosificaciones y volúmenes.
- Los equipos requeridos son: Dosificador, mezcladora, agitador y bomba de inyección.
- La bomba requerida debe tener una capacidad de bombeo de 4 litros por minuto, a una presión de 5kgf/cm2. Debe ser apta para el trabajo con lechadas de cal o cemento o con morteros de arena – puzolana – cal o cemento con presiones de hasta 14kgf/cm2.
- El equipo para mezclar debe proveer una velocidad óptima de circulación de la mezcla es de 2000 a 2800 revoluciones por minuto, sin embargo puede usarse un agitador manual con un taladro con aspas que permita realizar la mezcla.

5.6.3 PERFORACIONES EN MUROS

Las perforaciones se realizarán de 50mm, previo a la perforación la mampostería deberá haber sido consolidada a través de las inyecciones, o en el caso de haber sido necesario el cosido y descosido de las zonas afectadas. Las perforaciones no se pueden realizar bajo ninguna circunstancia en mampostería que se encuentre fisurada o que aún no ha sido consolidada.

La máquina usada y el tubo deberán estar perfectamente alineadas respecto al punto de perforación con el fin de evitar daños, de preferencia se hará uso de equipos topográficos de precisión.

Se debe asegurar que la máquina y tubo mantengan la alineación, condición que se asegura mediante el anclaje y sujeción adecuada.

En el caso de uso de maquinaria se deberá tener en cuenta que los andamios que soporten la maquinaria estén sólidamente sujetos.

No se recomienda el uso de maquinarias con sistemas de percusión y golpe debido al daño que puede ocasionar en recubrimientos, por lo que se preferirá aquellas que trabajen netamente a rotación.

5.6.4 ACERO DE REFUERZO.

El acero en varillas será de 4200 kg/cm2, de 20 mm, 25 mm, 32 mm de diámetro y debe cumplir las normas del código ecuatoriano de la construcción, el material, deberá estar excepto de óxidos y grasas, para lograr una mayor adherencia, debe doblarse al frío, deben regirse de acuerdo a las tablas y normas establecidas por el código ecuatoriano de la construcción, puede utilizarse en estructuras de acuerdo a un diseño establecido o determinado.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

a) El comportamiento estructural de un edificio histórico es sumamente diferente al de una estructura moderna, el desafío es llegar a una comprensión total que permita salvaguardar los valores culturales de los mismos. El entendimiento total radica en no limitar el estudio a un modelo matemático sino complementarlo con el análisis de otras disciplinas entre las

que se encuentra la arquitectura, saber como aportan ciertos elementos arquitectónicos al comportamiento es de vital importancia.

b) Los modelos propuestos para el análisis son estructuras equivalentes, para llegar a la determinación del mismo es necesario comprender el sistema resistente de la estructura a pesar de no tener elementos estrcuturales convencionales y contemporáneos.
c) Los objetivos de la evaluación estructural deben estar bien definidos pues influirán en la elección de los métodos de ensayo, el número de lugares en que deben realizarse y la interpretación de los resultados. Una planificación previa permite cumplir con el costo y tiempo previstos para la investigación, además de garantizar que los resultados obtenidos serán útiles. Cabe destacar que los ensayos in situ resultan raramente como han sido planeados por lo que los objetivos deben ser revisados a menudo mientras se van encontrado los resultados deseados.
d) El sistema resistente que conforma el inmueble presenta un deficiente comportamiento estructural ante cargas laterales, pues se evidencia zonas de esfuerzos de tensión que vuelven vulnerable a los elementos del sistema de muros.
e) Por medio del estudio estructural enfocado al estado actual de la iglesia San Francisco de Quito, se pudo determinar los problemas que generan un deficiente comportamiento. Muros y arquerías sometidos a esfuerzos de compresión que trabajan bien ante carga vertical, no cuentan con propiedades que garanticen un correcto desempeño ante acciones de tensión por flexión y tensión diagonal.
f) La tipología de fallas en arcos de mampostería simple se localiza en zonas típicas donde el aumento de tensión genera problemas de estabilidad, generalmente provocadas por la falta de resistencia a la tensión provocada por flexión, misma que se da por el desplazamiento de los apoyos.
g) El análisis que se debe realizar para este tipo de estructuras históricas es el elástico, pues estas no disipan energía, los materiales que lo conforman poseen falla frágil y al tener una ductilidad limitada no llegan a trabajar en el rango inelástico.

h) La construcción con mampostería simple no reforzada son sistemas rígidos que tienen una incapacidad considerable para resistir desplazamientos producto de fuerzas laterales, ocasionando problemas de fisuración y desarrollo de grietas.

i) En el caso de estructuras patrimoniales los ensayos de vibración ambiental resultan herramientas importantes que pueden caracterizar una edificación a partir de sus modos de vibración. Información requerida cuando los datos de materiales o secciones son desconocidas como es el caso de varias estructuras antiguas, a través de los periodos se puede calibrar el modelo matemático garantizando un comportamiento semejante al que presenta en la realidad. Es de suma utilidad también verificar en el caso de estructuras irregulares que los diferentes cuerpos que conforman el inmueble tengan periodos semejantes pues este parámetro indicaría la existencia o deficiencia del trabajo en conjunto.

j) La evaluación histórica de los sismos que han afectado a la iglesia permite reconocer los elementos que han sufrido daños debido a que el constante mantenimiento al que son sometidos este tipo de bienes no ha dejado en algunos casos evidencias de síntomas observables durante la inspección visual. Así también se reconoce bajo que magnitudes se ha sufrido daños, es así que las torres fueron afectadas en un sismo lejano que llego con periodos largos, concluyéndose así que en caso de ser un sismo cercano la zona afectada sería la constituida por arquerías.

k) El modelo matemático de la estructura y los resultados que se obtienen no representan la etapa más importante del proyecto, sino un punto intermedio que permite la comprobación del nivel de vulnerabilidad del inmueble.

l) Las torres de los campanarios son elementos flexibles que conforme a inspecciones y comprobación por medio del modelo matemático generan un proceso de flexión afectando a los elementos que las conectan como el arco de coro.

m) La falta de monoliticidad entre los elementos de la zona frontal y el templo y la rigidez aumentada por paredes en la zona trasera generan un comportamiento individual de las torres y torsión en el sector de las naves,

como se había indicado las torres son elementos añadidos a posteriori pero que complementan de manera adecuada al inmueble, es así que garantizar su unión al templo genera un movimiento traslacional en conjunto de la iglesia.

n) A partir de la implementación del refuerzo se observa un mejor comportamiento de la estructura, además, los esfuerzos de tensión se concentran en los elementos frame correspondientes a las varillas de refuerzo evitando el daño en las mamposterías.
o) La alternativa de reforzamiento elegida permite reducir el nivel de vulnerabilidad de la iglesia, introduciendo elementos de acero que se encargan de absorber los esfuerzos de tensión producidos por eventos sísmicos.
p) La implementación del refuerzo en la modelación matemática permite verificar el trabajo integrado con los demás elementos que conforman el sistema resistente.
q) El reforzamiento mediante varillas de acero embebido en el interior de la mampostería es factible, aporta a la resistencia a tensión de los elementos, los cuales se comportan bien ante esfuerzos de compresión.
r) El método de los dos nodos se presenta como una alternativa para la determinación de áreas de acero necesarias, debido a que su cálculo se complica al tratarse de secciones variadas y elementos de dimensiones atípicas.
s) El análisis de una estructura patrimonial permite reconocer el avance de la construcción a través del tiempo, valorar la evolución de los materiales e implementación de técnicas constructivas que desde la antigüedad buscaban la seguridad de las personas que habitarían el lugar, es así que el objetivo de los ingenieros civiles queda plasmado y solo nos queda cumplir con el legado.

6.1. RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar una inspección técnica inicial que permita reconocer el estado actual de los elementos estructurales, su disposición e información que se requiera para desarrollar el proyecto.
- La ejecución de ensayos destructivos en estructuras patrimoniales no es viable, pues de acuerdo a organismos internacionales se atenta contra la integridad del inmueble, además, existe el riesgo de modificar el comportamiento dinámico de la estructura.
- Para la modelación, se recomienda la adición de muros aledaños en el caso de existir estructuras adosadas, para garantizar una mejor distribución de fuerzas laterales.
- La discretización de los shells que forman los elementos debe ser adecuada, en caso de ser necesario se recomienda realizar el método de convergencia que permite seleccionar el tamaño de los elementos finitos.
- Durante el proceso de modelación se debe prestar especial atención a las conexiones de elementos y nodos, la no coincidencia convierte a la participación de masa y el periodo de vibración en resultados no confiables.
- Los programas computacionales enfocados a la ingeniería aportan a la determinación de momentos, fuerzas y esfuerzos, sin embargo, se recomienda la verificación de estos resultados por medio de cálculos manuales.
- La propuesta de reforzamiento surge para complementar el refuerzo existente, pues actualmente no favorece al trabajo en conjunto, si bien es cierto, ayuda a coser las fisuras que se dieron principalmente en los arcos de crucero no garantiza estabilidad ante un nuevo evento sísmico por la falta de continuidad de los aceros en los elementos verticales.
- En la base del tercer cuerpo del campanario de ser posible se recomienda el uso de un collarín que dote de rigidez y anclaje adecuado a la torre, pues lo observado en el modelo denota altas deformaciones que podrían generar un nuevo colapso.

- El reforzamiento de las estructuras patrimoniales se debe plantear como un procedimiento preventivo debido a que en general son centros de importancia cultural que acogen a multitudes, además de ser focos turísticos que soportan de cierta forma la economía de la capital.
- Las perforaciones se deben realizar por equipo técnico experto, que garantice las inclinaciones propuestas de los refuerzos para cumplir con el diseño y evitar daños innecesarios en las paredes del templo.

REFERENCIAS

Aguiar Falconí, R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño.*

Akadiri, P. O., Olomolaiye, P. O., & Chinyio, E. A. (2013). Multi-criteria evaluation model for the selection of sustainable materials for building projects. *Automation in Construction*.

Alavedra, P., Domínguez, J., Gonzalo, E., & Sierra, J. (1997). La construcción sostenible. El estado de la cuestión. *Informes de la Construcción* , 41-47.

Albuja, C., Pinto, F., & Pontón, M. (2000). Centro Ecológico de Vínculo Laguna de Cube. Ecuador.

Alvarado, A., Egred, J., Placencia, P., Ríos , L., Troncoso, A., Troncoso, L., . . . Yepes, H. (2008). *Reforzamiento estructural de construcciones de adobe: principios básicos.* Quito: Corporación Editora Nacional.

American Wood Council. (2012). *National Design Specification for Wood Construction.* United States of America (USA): American Wood Council.

ASCE 7-16. (2017). *MInimum design loads and associated criteria for buildings and other structures.* Virginia: American Society of Civil Engineers.

ASTM. (2016). *Standard test method for pulse velocity through concrete.* West Conshohocken: ASTM internacional.

Binda, L., & Saisi, A. (s.f.). *State of the Art of Research on Historic Structures in Italy.* Milan: Dept. of Structural Engineering - Politecnico of Milan.

Binda, L., Lualdi, M., & Saisi, A. (2007). Non-Destructive Testing Techniques Applied for Diagnostic Investigation: Syracuse Cathedral in Sicily, Ital. *International Journal of Architectural Heritage: Conservation, Analysis, and Restoration* , 24.

Blondet, M., Vargas, J., Tarque, N., & Iwaki, C. (2011). Construcción sismorresistente en tierra: la gran experiencia contemporánea de la Pontificia Universidad Católica del Perú. *Informes de la Construcción*.

Borja, L., & Torres, M. (Octubre de 2015). Diseño del reforzamiento estructural de un edificio de departamentos de 4 plantas ubicado en el sector Quitumbe, Ciudad de Quito, Provincia de Pichincha. Quito.

Calcina, R. (2017). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no lineal.* Tacna.

Clemente, R., Cervera, M., & Roca, P. (2007). *Análisis estructural de edificios históricos mediante modelos localizados de fisuración.* Barcelona, España: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE).

Croci, G. (1997). The Conservation and Structural Restoration of Architectural Heritage. *Advances in Architecture Series*.

CSI. (2017). *CSI Analysis Reference Manual.* United States of America: Computers & Structures.

D'Ayala, D., & Benzoni, G. (2012). Historic and tradicional structures during the 2010 Chile Earthquake: Observations, Codes, and Conservation Strategies. *Earthquake Engineering Research Institute*, S425 - S451.

de la Torre, O., López, R., & Salazar, A. (s.f.). Rehabilitación estructural de monumentos históricos dañados en el estado de Puebla por el sismo del 15 de Junio de 1999.

Egred, J. (s.f.). *Efectos de los terremotos en la Provincia de Pichincha.* Inédito.

Egred, J. (s.f.). *Sismicidad de Pichincha.* Inédito.

Enciclopedia Broto de patologías de la construcción. (2004). Editorial Gustavo Gili, S.A.

Fernández, J. (2000). Reforzamiento contra terremotos de edificaciones existentes de adobe en el Ecuador. *PROYECTO CERESIS/GTZ - Capítulo Ecuador*.

FONSAL. (2003). *Restauración y consolidación del artesonado, cubierta y cúpulas de la Iglesia de San Francisco.* Quito.

FONSAL. (2004). *Memorias del Seminario Taller "Reforzamiento Estructural en las Edificaciones Patrimoniales".* Quito: TRAMA.

Gallegos Arias, J., & Mercé Gandía, J. (2011). *Iglesia y convento de San Francisco una historia para el futuro.* Quito: TRIBAL.

Gallegos, H., & Casabonne, C. (2005). *Albañilería estructural.* Pontificia Universidad Católica del Perú Fondo Editorial.

ICOMOS. (2003). *Principios para el análisis, conservación y restauración de las estructuras del patrimonio arquitectónico.* Zimbabwe.

Leroy Tolles, E., Kimbro, E., & Ginell, W. (2005). *Guías de planeamiento e ingeniería para la estabilización sismorresistente de estructuras históricas de adobe.* Los Angeles, California: The Getty Conservation Institute.

Loor, J. M. (2017). Acciones de conservación en el patrimonio arquitectónico y estructural del Distrito Metropolitano de Quito. Quito.

López, J., Oller, S., & Oñate, E. (1998). *Cálculo del comportamiento de la mampostería mediante elementos finitos.* Barcelona, España.: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE).

Lozano Apolo, G., & Martinez Luengas, A. (2003). *Técnicas de intervención en el Patrimonio Arquitectónico. Tomo 2. Reestructuración de edificios de muros de fábrica.* Coruña: Lozano y Asociados. Consultores técnicos de construcción S.L.

MAE, & Alianza REMACH. (2005). *PLAN DE MANEJO Y GESTION PARTICIPATIVA DE LA RESERVA ECOLÓGICA MACHE CHINDUL 2005 – 2010.*

McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado.* México: Alfaomega.

Meli, R. (1998). *Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos.* México D.F.: Fundación ICA.

Mercé Gandía, J., & Gallegos Arías, J. (2011). *Iglesia y Convento de San Francisco. Una historia para el futuro.* Quito: Tribal.

Monjo Carrió, J., & Maldonado Ramos, L. (2001). *Patología y técnicas de intervención en estructuras arquitectónicas.* Munillaleria.

NCh 433.Of1996. (2009). *Diseño sísmico de edificios.* Instituo Nacional de Normalización - INN.

NEC 2015. (2016). *Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.* Quito: Imprenta Activa.

NEC. (2015). *Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.*

NEC-2015. (2016). *Guía práctica para el diseño de estructuras de madera de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.* Quito: Imprenta Activa.

NEC-SE-GUADÚA. (2016). *Estructuras de Guadúa GaK.* Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI).

NEC-SE-MP. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo Mampostería Reforzada.* Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Newman, A. (1992). *Structural renovation of buildings: Methods, details, and desing examples.* New York: McGrawl Hill.

Olarte, J., Proaño, R., Scaletti, H., Torres, M., & Zavala, C. (2004). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la Cartedral del Cusco. *Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres*.

Ortiz Crespo, A. (2003). *Memorias del Seminario Taller Reforzamiento Estructural en las Edificaciones Patrimoniales.* Quito: TRAMA.

Peña Mondragón, F. (2010). Estrategias para el modelado y el análisis sísmico de estructuras históricas. *Ingeniería Sísmica*.

Placencia, P. (1993). *Aspectos metodologícos de los estudios de proteccion sismica de monumentos, caso: Iglesia de las Hermanas Agustinas de la Encarnación.* Quito.

Placencia, P. (1996). Reforzamiento Estructural de la Iglesia de la Compañía de Jesús. Quito.

Singaucho, J. (Junio de 2009). Mapa de máximas intensidades sísmicas del Ecuador, criterios estructurales para mejorar la estimación de intensidades. Quito.

Suprenant, B. A., & Schuller, M. P. (1994). *Nondestructive Evaluation and Testing of Masonry Structures.* Addison : The Aberdeen Group.

V. Webster, S. (2012). La desconocida historia de la construcción de la Iglesia de San Francisco de Quito. *Procesos. Revista Ecuatoriana de Historia.*

Valverde, J., Fernández, J., Jiménez, E., Vaca, T., & Alarcón, F. (s.f.). *Microzonificación sísmica de los suelos del Distrito Metropolitano de la ciudad de Quito.*

Van Drunen, N., Cangás, A., Rojas, S., & Kaminsky, S. (2016). *Reporte post-sismo sobre estructuras de bambu, y recomendaciones para la reconstrucción con bambu en la costa Ecuatoriana.* Quito.

Wong, J.-M. (2017). Effective stiffness for modeling reinforced concrete structures. *Structural Analysis*.

ANEXO 1
ENSAYOS DE MATERIALES.

A. Resultados de los ensayos de maderas proporcionados por el INSTITUTO METROPOLITANO DE PATRIMONIO.

ENSAYO DE COMPRESIÓN EN MADERA			
MUESTRA N°	1	2	3
Descripción	Madera antigua.		
Fecha de ensayo	2007 - 08 - 07	2007 - 08 - 07	2007 - 08 - 07
Ancho (cm)	4.97	5.00	4.91
Largo (cm)	5.05	5.00	5.19
Altura (cm)	5.09	5.05	4.98
Área (cm2)	25.1	25.0	25.5
Volumen (cm3)	127.80	126.07	126.88
Masa (gr)	30.08	35.95	26.38
Densidad natural (gr/cm3)	0.24	0.29	0.21
Carga de rotura	752.00	608.00	364.00
Resistencia (MPa)	2.90	2.40	1.40
Resistencia (Kg/cm2)	29.98	24.37	14.28
OBSERVACIONES: Densidad promedio: 0.246 gr/cm3 Resistencia promedio: 22.88 kg/cm2 Muestra de madera consolidada.			

ENSAYO DE COMPRESIÓN PERPENDICULAR A LA FIBRA				
FECHA:	2008 - 11 - 10	2008 - 11 - 10	2008 - 09 - 05	2008 - 09 - 05
Descripción:	Madera antigua (faldón norte del crucero)	Madera antigua (faldón norte del crucero)	Madera consolidada (Peinazo)	Madera consolidada (Peinazo)
Contenido de humedad %	8.90	9.50	20.02	5.30
Ancho de la muestra (cm)	5.08	5.08	5.05	15.5
Largo de la muestra (cm)	5.08	5.08	15.00	5.20
Altura de la muestra (cm)	5.09	5.09	5.10	-
Sección de la muestra (cm2)	25.81	25.81	25.65	26.92
Módulo de elasticidad (kg/cm2)	300.00	50.00	311.35	1040.00
Carga máxima (kg)	115.00	135.00	250.00	350.00
Esfuerzo máximo (kg/cm2)	4.46	5.23	9.70	13.00
Tipo de falla	Corte	Corte	Corte	Corte

DENSIDAD EN MADERAS					
Muestra N°	1	2	3	4	5
Masa natural (Pi) en (gr)	1.14	1.15	1.13	1.06	1.10
Masa desalojada de la muestra natural en (gr)	15.92	16.32	16.18	15.27	16.23
Volumen de la muestra natural (Vi) en (cm3)	1.18	1.21	1.19	1.13	1.20
Densidad aparente de las muestras (kg/m3)	969.57	954.11	945.62	939.91	917.68
OBSERVACIONES: Madera de caimitillo.					

B. Resultados de los ensayos de mampostería proporcionados por el INSTITUTO METROPOLITANO DE PATRIMONIO.

ENSAYO DE COMPRESIÓN EN LADRILLOS			
MUESTRA N°	1	2	3
Descripción		Ladrillo nuevo	
Fecha de rotura	2007 - 08 - 27	2007 - 08 - 27	2007 - 08 - 27
Altura (mm)	93.50	99.20	96.00
Largo (mm)	145.00	152.00	152.00
Ancho (mm)	152.20	153.00	151.00
Área (mm2)	22069.0	22069.0	22952.0
Volumen (mm3)	2063451.50	2189244.80	2189244.80
Masa (gr)	3120.00	3422.00	3217.00
Peso unitario (kg/mm3)	1.51	1.56	1.47
Carga (kN)	130.56	129.99	131.12
Resistencia (MPa)	5.92	5.89	5.95
OBSERVACIONES:			
2000 kN es el máximo valor de carga que soporta la máquina			
Unidades de conversión: 1MPa = N/mm2 = 10.2 kg/cm2			

ENSAYO DE COMPRESIÓN EN LADRILLOS		
MUESTRA N°	1	2
Descripción	Ladrillo viejo	
Fecha de rotura	2007 - 08 - 07	2007 - 08 - 07
Altura (mm)	66.80	70.00
Largo (mm)	192.00	189.40
Ancho (mm)	186.00	186.70
Área (mm2)	35712.0	35712.0
Volumen (mm3)	2385561.60	2499840.00
Masa (gr)	3924.00	3997.00
Peso unitario (kg/mm3)	1.64	1.60
Carga (kN)	162.49	130.38
Resistencia (MPa)	4.55	3.65
OBSERVACIONES:		
2000 kN es el máximo valor de carga que soporta la máquina		
Unidades de conversión: 1MPa = N/mm2 = 10.2 kg/cm2		

ENSAYO DE COMPRESIÓN EN LADRILLOS					
MUESTRA N°	1	2	3	4	5
Descripción	Ladrillo de arcos	Masilla y ladrillo	Masilla y ladrillo	Mortero	Mortero
Altura (mm)	64.80	66.70	71.00	37.00	32.20
Largo (mm)	218.30	66.60	71.40	37.00	35.00
Ancho (mm)	218.20	68.60	72.20	37.70	33.40
Área (mm2)	47633.1	4561.9	5155.1	1394.9	1169.0
Volumen (mm3)	3086625	304279	366012	51611	37642
Masa (gr)	7000.00	600.00	700.00	110.00	105.00
Peso unitario (kg/mm3)	2.27	1.97	1.91	2.13	2.79
Carga (kg)	30682.98	1924.06	1431.80	294.60	278.39
Resistencia (kg/cm2)	64.42	42.18	27.77	21.12	23.81
OBSERVACIONES:					
2000 kN es el máximo valor de carga que soporta la máquina					
El ensayo de compresión de ladrillos fue realizada utilizando muestras prismáticas con sus caras capeadas con mezcla de yeso					

B. Resultados de ensayos de morteros hidráulicos proporcionados por el INSTITUTO METROPOLITANO DE PATRIMONIO.

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE CUBOS							
MARACA DE CUBO	FECHA DE MOLDEO	FECHA DE ROTURA	EDAD (DÍAS)	ÁREA (cm2)	CARGA LEÍDA (kg)	RESISTENCIA Kg/cm2	OBSERVACIONES
Resistencia característica f'c = 72 kg/cm2 a los 28 días							
1	01 - Febrero	08 - Febrero	7	25	1.2	48.00	Lechada y mortero muro del arco este del crucero lado sur
2	01 - Febrero	08 - Febrero	7	25	1.2	48.00	Lechada y mortero muro del arco este del crucero lado sur
3	01 - Febrero	08 - Febrero	7	25	1.3	52.00	Lechada y mortero muro del arco este del crucero lado sur
Resistencia característica f'c = 65 kg/cm2 a los 28 días							
4	04 - Febrero	18 - Febrero	14	25	1.7	68.00	Lechada y mortero muro del arco este del crucero lado sur
5	04 - Febrero	18 - Febrero	14	25	1.7	68.00	Lechada y mortero muro del arco este del crucero lado sur
6	04 - Febrero	18 - Febrero	14	25	1.7	68.00	Lechada y mortero muro del arco este del crucero lado sur
Resistencia característica f'c = 70 kg/cm2 a los 28 días							
7	05 - Febrero	04 - Marzo	28	25	1.8	72.00	Lechada y mortero muro del arco este del crucero lado sur
8	05 - Febrero	04 - Marzo	28	25	2.0	80.00	Lechada y mortero muro del arco este del crucero lado sur
9	05 - Febrero	04 - Marzo	28	25	1.8	72.00	Lechada y mortero muro del arco este del crucero lado sur
Resistencia característica f'c = 72 kg/cm2 a los 28 días							
10	13 - Febrero	20 - Febrero	7	25	1.4	56.00	Lechada y mortero muro del arco este del crucero lado norte
11	13 - Febrero	20 - Febrero	7	25	1.3	52.00	Lechada y mortero muro del arco este del crucero lado norte
12	13 - Febrero	20 - Febrero	7	25	1.4	56.00	Lechada y mortero muro del arco este del crucero lado norte
Resistencia característica f'c = 65 kg/cm2 a los 28 días							
13	14 - Febrero	28 - Febrero	14	25	1.7	68.00	Lechada y mortero muro del arco este del crucero lado norte
14	14 - Febrero	28 - Febrero	14	25	1.7	68.00	Lechada y mortero muro del arco este del crucero lado norte
15	14 - Febrero	28 - Febrero	14	25	1.7	68.00	Lechada y mortero muro del arco este del crucero lado norte
Resistencia característica f'c = 49 kg/cm2 a los 28 días							
1	12 - Marzo	19 - Marzo	7	25	1.0	40.00	Inyección en tensor horizontal
2	12 - Marzo	19 - Marzo	7	25	1.1	44.00	Inyección en tensor horizontal
3	12 - Marzo	19 - Marzo	7	25	1.0	40.00	Inyección en tensor horizontal
10	17 - Marzo	24 - Marzo	7	25	1.0	40.00	Inyección en tensor vertical B
11	17 - Marzo	24 - Marzo	7	25	1.1	44.00	Inyección en tensor vertical B
12	17 - Marzo	24 - Marzo	7	25	1.2	48.00	Inyección en tensor vertical B
Resistencia característica f'c = 65 kg/cm2 a los 28 días							
4	13 - Marzo	27 - Marzo	14	25	1.4	56.00	Inyección en tensor horizontal
5	13 - Marzo	27 - Marzo	14	25	1.5	58.00	Inyección en tensor horizontal
6	13 - Marzo	27 - Marzo	14	25	1.35	54.00	Inyección en tensor horizontal
13	18 - Marzo	01 - Abril	14	25	1.5	60.00	Inyección en tensor vertical A
14	18 - Marzo	01 - Abril	14	25	1.6	64.00	Inyección en tensor vertical A
15	18 - Marzo	01 - Abril	14	25	1.6	64.00	Inyección en tensor vertical A
Resistencia característica f'c = 70 kg/cm2 a los 28 días							
7	14 - Marzo	11 - Abril	28	25	1.8	72.00	Inyección en tensor inclinado
8	14 - Marzo	11 - Abril	28	25	1.8	72.00	Inyección en tensor inclinado
9	14 - Marzo	11 - Abril	28	25	1.8	72.00	Inyección en tensor inclinado
16	19 - Marzo	16 - Abril	28	25	1.8	72.00	Inyección en tensor vertical A
17	19 - Marzo	16 - Abril	28	25	2.0	80.00	Inyección en tensor vertical A
18	19 - Marzo	16 - Abril	28	25	1.8	72.00	Inyección en tensor vertical A

ANEXO 2
DETERMINACIÓN DE MÓDULOS DE ELASTICIDAD.

A. Cálculo de módulos de elasticidad para zonas de la planta baja a través de velocidad ultrasónica.

PUNTO	VELOCIDAD m/s	DENSIDAD (Kg/m3)	u	MÓDULO DE ELASTICIDAD (KG/CM2)	PROMEDIO
PLANTA BAJA					
CAPILLA DE VILLACÍS	630.80	1766.84	0.19	6530.03	8583.90
	721.78	1766.84	0.19	8549.39	
	835.06	1766.84	0.19	11443.68	
	689.97	1766.84	0.19	7812.50	
NAVE LATERAL NORTE	872.62	1766.84	0.19	12496.41	19192.00
	860.13	1766.84	0.19	12141.02	
	1903.63	1766.84	0.19	59469.82	
	906.92	1766.84	0.19	13498.05	
	1251.52	1766.84	0.19	25704.21	
	789.64	1766.84	0.19	10232.59	
	702.01	1766.84	0.19	8087.60	
	851.77	1766.84	0.19	11906.28	
NAVE LATERAL SUR	1327.30	1766.84	0.19	28911.28	30307.18
	1063.83	1766.84	0.19	18572.88	
	1728.73	1766.84	0.19	49044.01	
	882.11	1766.84	0.19	12769.44	
	1367.88	1766.84	0.19	30706.36	
	1763.50	1766.84	0.19	51036.66	
	1374.31	1766.84	0.19	30995.82	
	1436.46	1766.84	0.19	33862.22	
	1130.20	1766.84	0.19	20962.59	
	1263.78	1766.84	0.19	26210.53	
SOTOCORO, NÁRTEX, ATRIO	1429.43	1766.84	0.19	33531.80	36825.95
	1413.76	1766.84	0.19	32800.54	
	1640.13	1766.84	0.19	44145.51	

B. Cálculo de módulos de elasticidad a través de velocidad ultrasónica de zonas de planta alta y campanarios.

PUNTO	VELOCIDAD m/s	DENSIDAD (Kg/m3)	u	MÓDULO DE ELASTICIDAD (KG/CM2)	PROMEDIO
PLANTA ALTA, CUBIERTA Y TORRES DE LOS CAMPANARIOS					
TORRE NORTE	1368.31	1766.84	0.19	30725.53	26817.76
	968.00	1766.84	0.19	15377.29	
	1248.66	1766.84	0.19	25587.20	
	1058.44	1766.84	0.19	18385.03	
	1209.73	1766.84	0.19	24016.41	
	732.63	1766.84	0.19	8808.49	
	910.88	1766.84	0.19	13616.10	
	971.43	1766.84	0.19	15486.52	
	1187.13	1766.84	0.19	23127.35	
	1481.10	1766.84	0.19	35999.88	
	1369.59	1766.84	0.19	30783.15	
	993.22	1766.84	0.19	16188.99	
	1288.29	1766.84	0.19	27237.08	
	556.35	1766.84	0.19	5079.63	
	617.47	1766.84	0.19	6257.02	
	890.16	1766.84	0.19	13003.85	
	642.07	1766.84	0.19	6765.46	
	1183.28	1766.84	0.19	22977.78	
	1556.29	1766.84	0.19	39747.59	
	1686.18	1766.84	0.19	46659.25	
	1250.80	1766.84	0.19	25674.88	
	1679.72	1766.84	0.19	46302.39	
	1087.32	1766.84	0.19	19401.86	
	1801.18	1766.84	0.19	53240.65	
	1699.25	1766.84	0.19	47385.45	
	1357.29	1766.84	0.19	30232.87	
	1383.86	1766.84	0.19	31427.81	
	1529.68	1766.84	0.19	38400.08	
	1889.68	1766.84	0.19	58601.47	
	715.65	1766.84	0.19	8404.86	
	1204.41	1766.84	0.19	23805.74	
	995.70	1766.84	0.19	16269.98	
	771.14	1766.84	0.19	9758.83	
	853.99	1766.84	0.19	11968.42	
	879.80	1766.84	0.19	12702.89	
	835.54	1766.84	0.19	11456.77	
	2026.84	1766.84	0.19	67417.31	
	1945.88	1766.84	0.19	62138.69	
	803.68	1766.84	0.19	10599.73	
	2072.84	1766.84	0.19	70512.11	
	1844.37	1766.84	0.19	55824.66	
	844.23	1766.84	0.19	11696.28	
	1105.13	1766.84	0.19	20042.88	
	1377.77	1766.84	0.19	31151.87	
	1066.94	1766.84	0.19	18681.52	
	1009.22	1766.84	0.19	16714.94	
	1229.06	1766.84	0.19	24790.10	

PUNTO	VELOCIDAD m/s	DENSIDAD (Kg/m3)	u	MÓDULO DE ELASTICIDAD (KG/CM2)	PROMEDIO
PLANTA ALTA, CUBIERTA Y TORRES DE LOS CAMPANARIOS					
TORRE SUR	1143.77	1766.84	0.19	21468.75	28964.05
	1454.57	1766.84	0.19	34721.46	
	1131.66	1766.84	0.19	21016.73	
	1230.79	1766.84	0.19	24859.74	
	1357.29	1766.84	0.19	30232.87	
	1282.26	1766.84	0.19	26982.75	
	1507.59	1766.84	0.19	37298.87	
	1130.20	1766.84	0.19	20962.59	
	1455.53	1766.84	0.19	34767.59	
	990.08	1766.84	0.19	16086.78	
	1403.80	1766.84	0.19	32340.04	
	1623.73	1766.84	0.19	43267.02	
	930.80	1766.84	0.19	14218.14	
	970.35	1766.84	0.19	15452.26	
	1635.84	1766.84	0.19	43915.20	
	1405.15	1766.84	0.19	32402.26	
	1444.50	1766.84	0.19	34242.63	
	1361.93	1766.84	0.19	30439.85	
	1550.23	1766.84	0.19	39438.98	
	1534.50	1766.84	0.19	38642.39	
	1103.74	1766.84	0.19	19992.45	
	1220.85	1766.84	0.19	24459.84	

PUNTO	VELOCIDAD m/s	DENSIDAD (Kg/m3)	u	MÓDULO DE ELASTICIDAD (KG/CM2)	PROMEDIO
PLANTA ALTA, CUBIERTA Y TORRES DE LOS CAMPANARIOS					
CUBIERTA NAVE LATERAL NORTE	1107.37	1766.84	0.19	20123.96	38005.50
	2032.48	1766.84	0.19	67792.89	
	1050.58	1766.84	0.19	18112.89	
	1578.70	1766.84	0.19	40900.89	
	1722.62	1766.84	0.19	48697.75	
	1685.53	1766.84	0.19	46623.38	
	1849.82	1766.84	0.19	56154.92	
	1742.47	1766.84	0.19	49826.82	
	980.77	1766.84	0.19	15785.90	
	2088.64	1766.84	0.19	71591.19	
	1254.38	1766.84	0.19	25822.01	
	903.93	1766.84	0.19	13409.14	
	1082.48	1766.84	0.19	19229.78	

PUNTO	VELOCIDAD m/s	DENSIDAD (Kg/m3)	u	MÓDULO DE ELASTICIDAD (KG/CM2)	PROMEDIO	
PLANTA ALTA, CUBIERTA Y TORRES DE LOS CAMPANARIOS						
INGRESO A CORO - TORRE NORTE		1026.71	1766.84	0.19	17299.31	24598.60
		940.79	1766.84	0.19	14524.88	
		959.31	1766.84	0.19	15102.61	
		930.80	1766.84	0.19	14218.14	
		1153.70	1766.84	0.19	21843.25	
		1147.66	1766.84	0.19	21615.12	
		1289.43	1766.84	0.19	27285.17	
		1256.18	1766.84	0.19	25896.06	
		1240.89	1766.84	0.19	25269.53	
		1208.40	1766.84	0.19	23963.48	
		1198.49	1766.84	0.19	23572.03	
		1316.54	1766.84	0.19	28444.35	
		1136.36	1766.84	0.19	21191.42	
		1832.04	1766.84	0.19	55080.65	
		821.29	1766.84	0.19	11069.48	
		1612.97	1766.84	0.19	42695.84	
		1331.73	1766.84	0.19	29104.81	

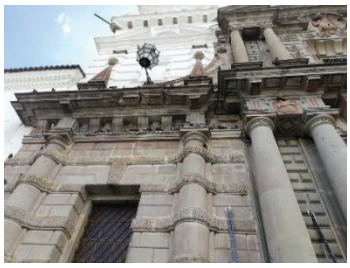
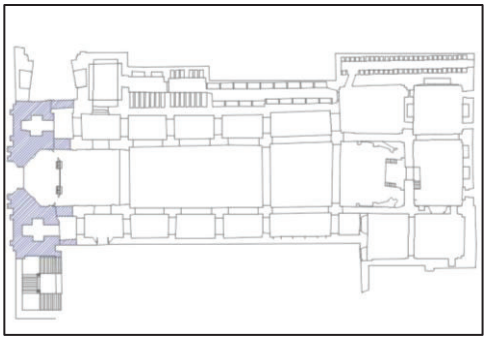
PUNTO	VELOCIDAD m/s	DENSIDAD (Kg/m3)	u	MÓDULO DE ELASTICIDAD (KG/CM2)	PROMEDIO
PLANTA ALTA, CUBIERTA Y TORRES DE LOS CAMPANARIOS					
ACCESO A CORO-CLAUSTRO PRINCIPAL	1739.71	1766.84	0.19	49668.77	40479.37
	1314.17	1766.84	0.19	28342.12	
	1503.45	1766.84	0.19	37094.49	
	1753.62	1766.84	0.19	50466.65	
	941.39	1766.84	0.19	14543.60	
	1648.14	1766.84	0.19	44578.06	
	1735.57	1766.84	0.19	49433.09	
	1740.40	1766.84	0.19	49708.21	

Cálculo de módulo de elasticidad para piedra y hormigón armado.

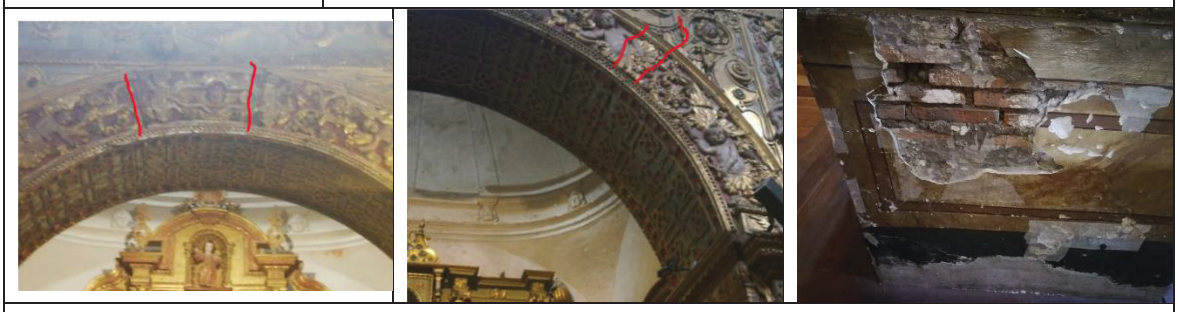
PUNTO	VELOCIDAD m/s	DENSIDAD (Kg/m3)	u	MÓDULO DE ELASTICIDAD (KG/CM2)	PROMEDIO
OTROS MATERIALES					
PIEDRA	2468.50	1766.84	0.23	94850.95	111807.80
	2861.66	1766.84	0.23	127470.62	
	2227.11	1766.84	0.23	77207.02	
	2498.04	1766.84	0.23	97134.47	
	2094.63	1766.84	0.23	68295.04	
	3074.38	1766.84	0.23	147125.71	
	2637.82	1766.84	0.23	108309.26	
	3344.06	1766.84	0.23	174069.32	
HORMIGÓN ARMADO (CUPULINES)	1715.20	1766.84	0.20	47703.65	42266.67
	1709.85	1766.84	0.20	47406.44	
	1397.98	1766.84	0.20	31689.93	

ANEXO 3

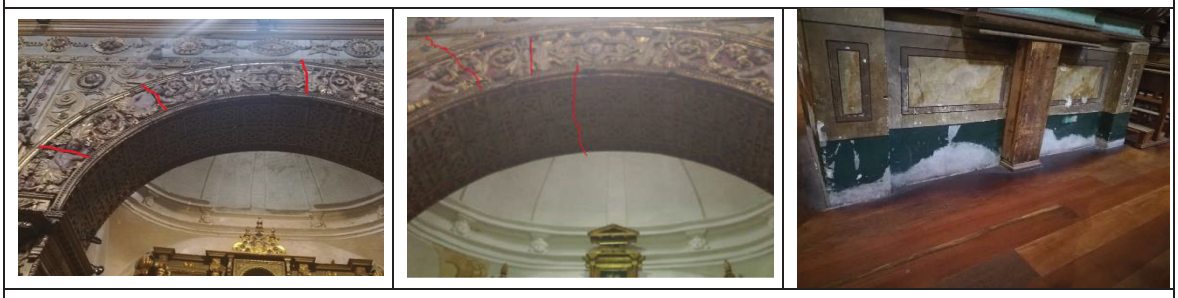
FICHAS DE DIAGNÓSTICO.

	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL		
	FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL		
	ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADA EN EL CENTRO HISTÓRICO.		
			
FICHA N° 1	FALTA DE RESISTENCIA A LA TENSIÓN DEL FRONTISPICIO.		**SECTOR**
Presencia de fisuras en los elementos de piedra que conforman la fachada, existe agrietamiento en la base del arco de la entrada de la iglesia y fisuras nacientes en las esquinas del rosetón y aberturas que se extienden hacia la parte superior.			FACHADA
SECTORIZACIÓN:		**ESQUEMA:**	
			
Ing. Patricio Placencia MSc.	Ing. David Mora MSc.	Mayra Alejandra Estrella Núñez Edwin Ernesto Narváez Narváez	2018
DIRECTOR	**CO DIRECTOR**	**AUTORES**	**AÑO**

	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
	FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
	ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADA EN EL CENTRO HISTÓRICO.

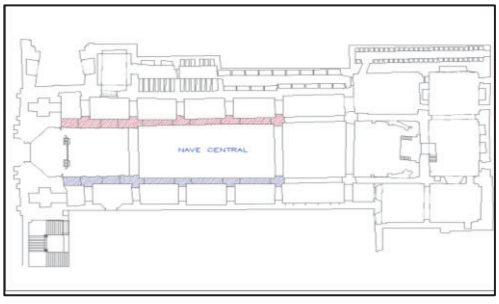
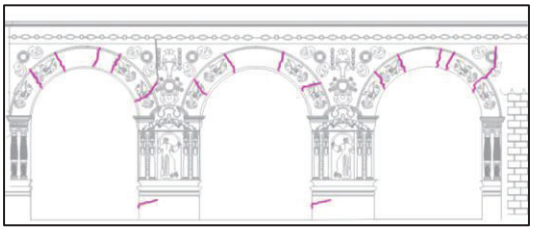


ARQUERÍA SUR



ARQUERÍA NORTE

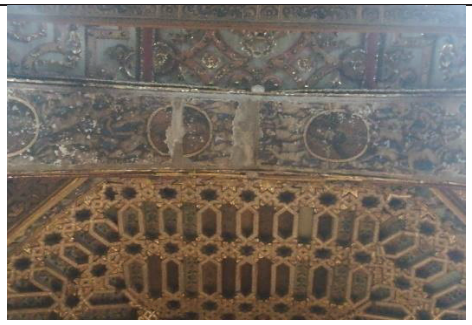
FICHA N° 2	FALTA DE RESISTENCIA A LA TENSIÓN POR FLEXIÓN DE ARQUERÍAS DE LA NAVE CENTRAL	**SECTOR**
Fisuramiento de arcos de la nave central, se observa grietas principalmente en claves y riñones de los arcos extendiéndose algunas hacia la pared superior. Además, fisuras verticales que indican la separación de elementos.		NAVE CENTRAL

SECTORIZACIÓN:	**ESQUEMA:**
	

Ing. Patricio Placencia MSc.	Ing. David Mora MSc.	Mayra Alejandra Estrella Núñez Edwin Ernesto Narváez Narváez	2018
DIRECTOR	**CO DIRECTOR**	**AUTORES**	**AÑO**

	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
	FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
	ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADA EN EL CENTRO HISTÓRICO.

ARCO NORTE

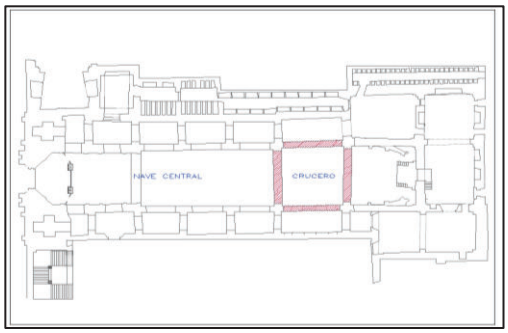
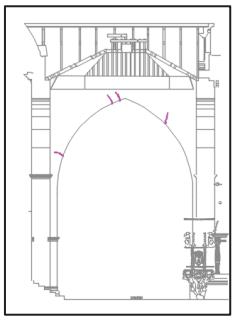


ARCO SUR

ARCO ESTE

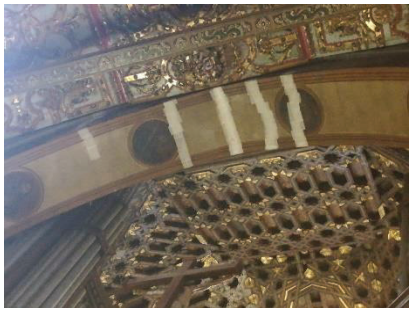
ARCO OESTE

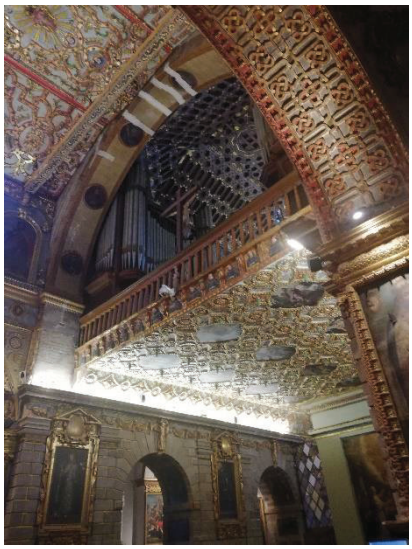
FICHA N° 3	FALTA DE RESISTENCIA A TENSIÓN POR FELXIÓN EN ARCOS DE CRUCERO.	**SECTOR**
Se observa fisuras que han aparecido eventualmente en las claves, riñones y apoyos de los arcos, mismo que es visible por la pérdida de pintura mural		CRUCERO

SECTORIZACIÓN:	**ESQUEMA:**
	

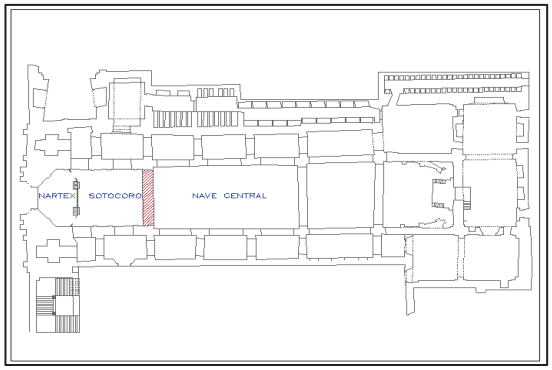
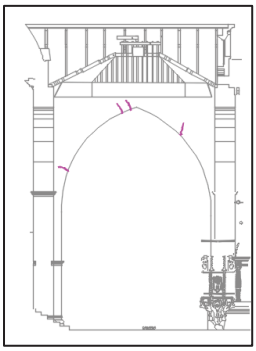
Ing. Patricio Placencia MSc.	Ing. David Mora MSc.	Mayra Alejandra Estrella Núñez Edwin Ernesto Narváez Narváez	2018
DIRECTOR	**CO DIRECTOR**	**AUTORES**	**AÑO**

	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
	FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
	ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADA EN EL CENTRO HISTÓRICO.



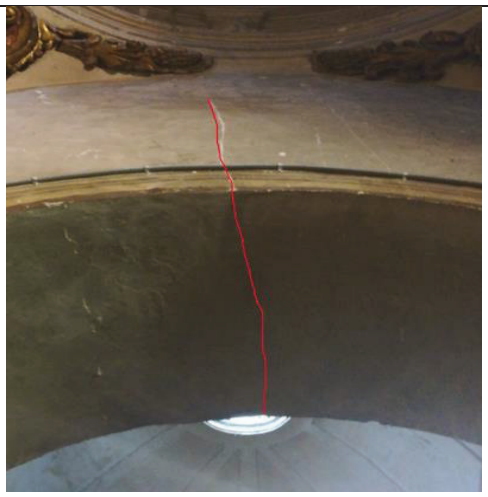


FICHA N° 4	FALTA DE RESISTENCIA A TENSIÓN POR FLEXIÓN DE ARCO DE CORO	**SECTOR**
Se observa fisuras en la clave del arco.		CORO

SECTORIZACIÓN:	**ESQUEMA:**
	

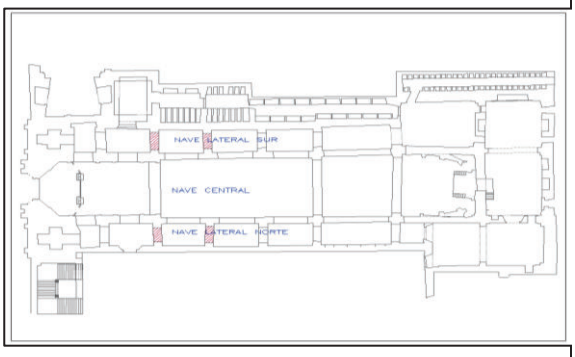
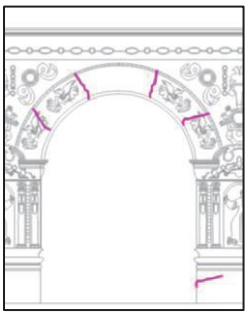
Ing. Patricio Placencia MSc.	Ing. David Mora MSc.	Mayra Alejandra Estrella Núñez Edwin Ernesto Narváez Narváez	2018
DIRECTOR	**CO DIRECTOR**	**AUTORES**	**AÑO**

	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
	FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
	ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADA EN EL CENTRO HISTÓRICO.



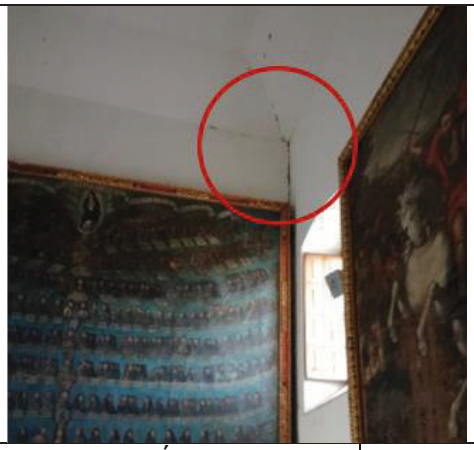
NAVE SUR

FICHA N° 5	FALTA DE RESISTENCIA A LA TENSIÓN DE ARCOS DE NAVES LATERALES.	**SECTOR**
Se observa fisuramiento en arcos semejante a lo que se ha descrito en los problemas anteriores, en la nave lateral sur es evidente debido a la ausencia de recubrimientos		NAVES LATERALES

SECTORIZACIÓN:	**ESQUEMA:**
	

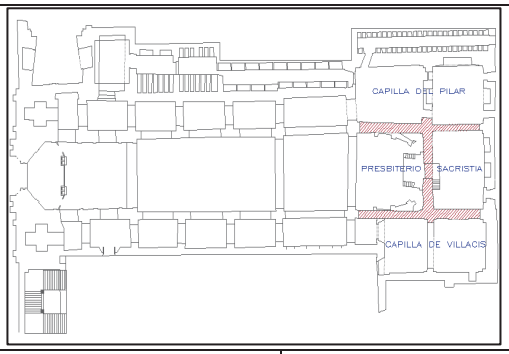
Ing. Patricio Placencia MSc.	Ing. David Mora MSc.	Mayra Alejandra Estrella Núñez Edwin Ernesto Narváez Narváez	2018
DIRECTOR	**CO DIRECTOR**	**AUTORES**	**AÑO**

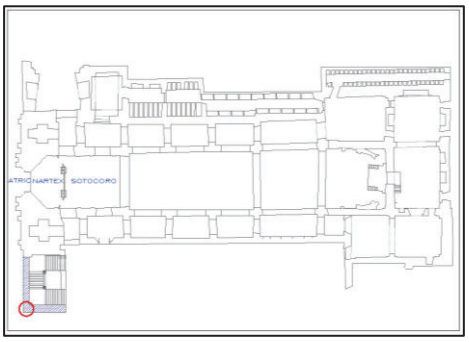
	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
	FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
	ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADA EN EL CENTRO HISTÓRICO.



FICHA N° 6	FALTA DE RESISTENCIA A LA TENSIÓN DIAGONAL DE PAREDES ALTAS.	**SECTOR**
1. Agrietamiento en las uniones de paredes perpendiculares que forman la fachada. 2. En transeptos y presbiterios no se observa fisuramiento pero consta en documentación previa los daños.		PRESBITERIO Y FACHADA

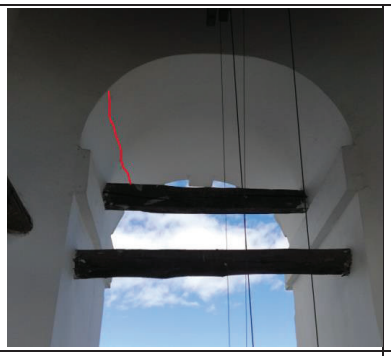
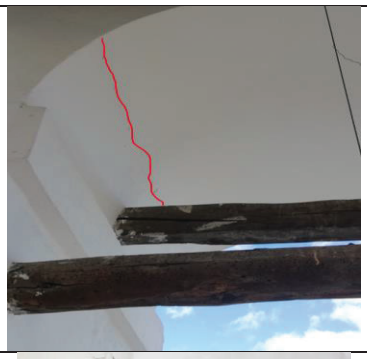
SECTORIZACIÓN:

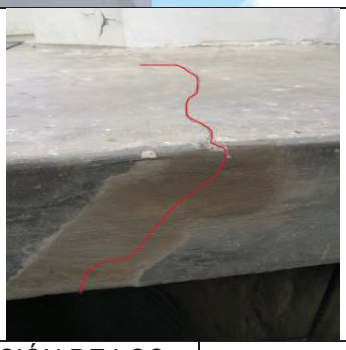




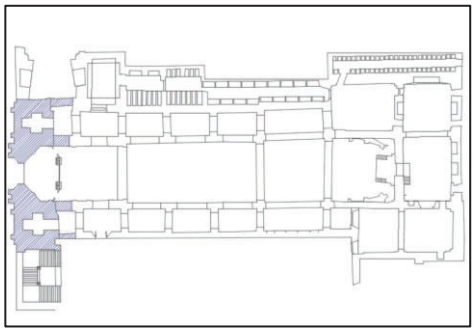
Ing. Patricio Placencia MSc.	Ing. David Mora MSc.	Mayra Alejandra Estrella Núñez Edwin Ernesto Narváez Narváez	2018
DIRECTOR	**CO DIRECTOR**	**AUTORES**	**AÑO**

	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
	FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
	ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADA EN EL CENTRO HISTÓRICO.

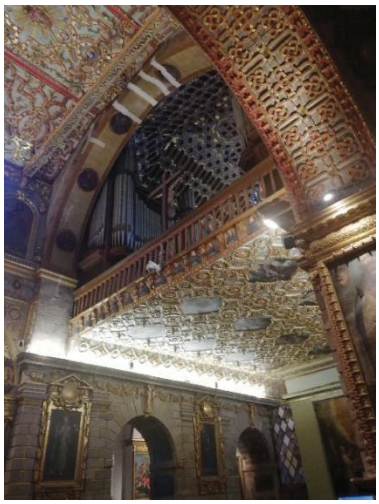


FICHA N° 7	INSUFICIENTE RESISTENCIA A TENSIÓN DE LOS CAMPANARIOS NORTE Y SUR	**SECTOR**
Se observa fisuras que se extienden verticalmente desde abertura del muro que limita el ingreso al campanario norte, además se encuentran daños en las claves y riñones de los arcos que soportan las campanas		CAMPANARIOS

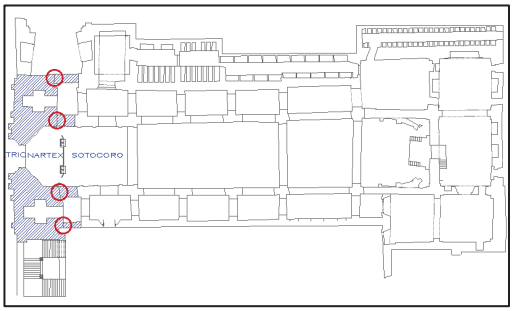
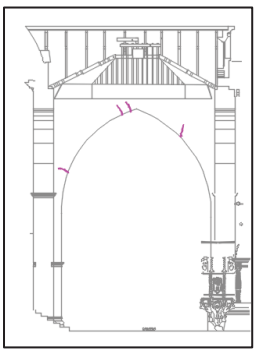
SECTORIZACIÓN:	**ESQUEMA:**
	

Ing. Patricio Placencia MSc.	Ing. David Mora MSc.	Mayra Alejandra Estrella Núñez Edwin Ernesto Narváez Narváez	2018
DIRECTOR	**CO DIRECTOR**	**AUTORES**	**AÑO**

	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
	FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
	ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADA EN EL CENTRO HISTÓRICO.

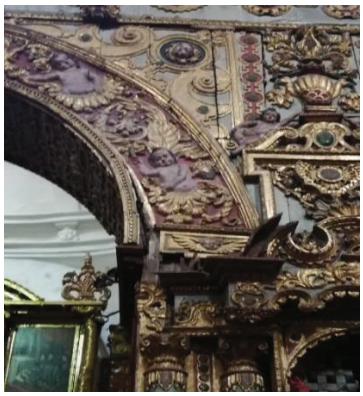
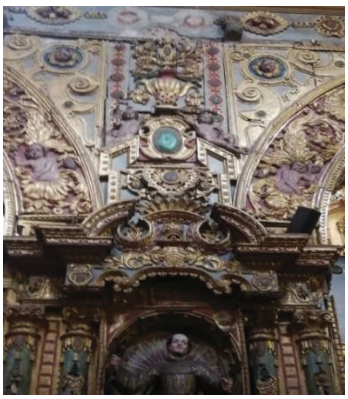


FICHA N° 8	FALTA DE MONOLITICIDAD ENTRE NAVES, FRONTISPICIO Y TORRES	**SECTOR**
Fisuramiento en la clave del arco que se encuentra al final del sotocoro y en arquerías aledañas a las torres.		NÁRTEX

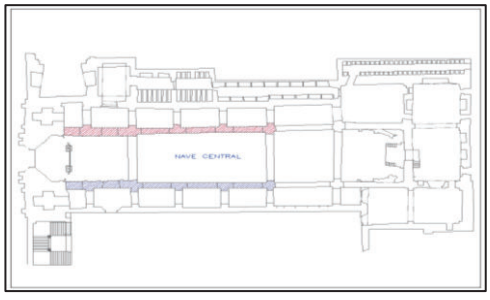
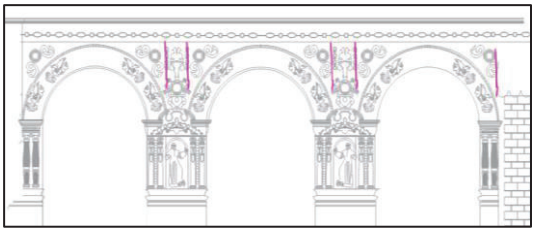
SECTORIZACIÓN:	**ESQUEMA:**
	

Ing. Patricio Placencia MSc.	Ing. David Mora MSc.	Mayra Alejandra Estrella Núñez Edwin Ernesto Narváez Narváez	2018
DIRECTOR	**CO DIRECTOR**	**AUTORES**	**AÑO**

	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
	FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
	ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADA EN EL CENTRO HISTÓRICO.

FICHA N° 9	FALTA DE TRABAJO EN CONJUNTO	**SECTOR**
Fisuras en claves de los arcos que conecta las naves laterales. Fisuras verticales en intersecciones con arquerías transversales.		NAVE CENTRAL

SECTORIZACIÓN:	**ESQUEMA:**
	

Ing. Patricio Placencia MSc.	Ing. David Mora MSc.	Mayra Alejandra Estrella Núñez Edwin Ernesto Narváez Narváez	2018
DIRECTOR	**CO DIRECTOR**	**AUTORES**	**AÑO**

ANEXO 4
INFORME DE VIBRACIÓN AMBIENTAL.

VELOCIDAD SÓNICA

INF.No. 18-0082- I
Hoja 02 de 08

Quito, 18 de abril de 2018

SOLICITA : MAY ALEJANDRA ESTRELLA NUÑEZ, EDWIN ERNESTO NARVÁEZ NARVÁEZ
Atención: May Alejandra Estrella Nuñez, Edwin Ernesto Narváez Narváez
Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía (EPN)
PROYECTO: ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADO EN EL CENTRO HISTÓRICO
CONTRATISTA: ***
FISCALIZADOR: ***
MUESTRA: INDICADAS
SONDEO: ***
FECHA ENSAYO : 3/4/2018
NORMA: ASTM D 2845 – 08

		Marca / Tipo / Serie
TIPO DE EQUIPO:	ULTRASONIC WAVE NON-DESTRUCTIVE CONCRETE TESTER	
FRECUENCIA NOMINAL:	28KhZ	TOYOKO ELMES CO.LTD/ ESI/P-10 / SE2689

SONDEO	MUESTRA	TIPO DE ENSAYO	TIEMPO (µs)	SEPARACIÓN DE SENSORES (cm)	DISTANCIA RECORRIDA (cm)	VELOCIDAD (m/seg)	OBSERVACIONES
NAVE LATERAL SUR	21	Indirecto Hrz	305,20	31,00	43,84	1436,46	Ninguna
NAVE LATERAL SUR	22	Indirecto Hrz	387,90	31,00	43,84	1130,20	Ninguna
NAVE LATERAL SUR	23	Indirecto Hrz	346,90	31,00	43,84	1263,78	Ninguna
SOTOCORO, NÁRTEX, ATRIO Y ZONA INFERIOR DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS	24	Indirecto Hrz	203,20	31,00	43,84	2157,51	Ninguna
SOTOCORO, NÁRTEX, ATRIO Y ZONA INFERIOR DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS	25	Indirecto Hrz	306,70	31,00	43,84	1429,43	Ninguna
SOTOCORO, NÁRTEX, ATRIO Y ZONA INFERIOR DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS	26	Indirecto Hrz	172,00	31,00	43,84	2548,87	Ninguna
SOTOCORO, NÁRTEX, ATRIO Y ZONA INFERIOR DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS	27	Indirecto Hrz	174,70	31,00	43,84	2509,48	Ninguna
SOTOCORO, NÁRTEX, ATRIO Y ZONA INFERIOR DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS	28	Indirecto Hrz	175,50	31,00	43,84	2498,04	Ninguna
SOTOCORO, NÁRTEX, ATRIO Y ZONA INFERIOR DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS	29	Indirecto Hrz	209,30	31,00	43,84	2094,63	Ninguna
SOTOCORO, NÁRTEX, ATRIO Y ZONA INFERIOR DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS	30	Indirecto Hrz	142,60	31,00	43,84	3074,38	Ninguna
SOTOCORO, NÁRTEX, ATRIO Y ZONA INFERIOR DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS	31	Indirecto Hrz	180,60	31,00	43,84	2427,50	Ninguna
SOTOCORO, NÁRTEX, ATRIO Y ZONA INFERIOR DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS	32	Indirecto Hrz	310,10	31,00	43,84	1413,76	Ninguna
SOTOCORO, NÁRTEX, ATRIO Y ZONA INFERIOR DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS	33	Indirecto Hrz	267,30	31,00	43,84	1640,13	Ninguna
SOTOCORO, NÁRTEX, ATRIO Y ZONA INFERIOR DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS	34	Indirecto Hrz	166,20	31,00	43,84	2637,82	Ninguna
SOTOCORO, NÁRTEX, ATRIO Y ZONA INFERIOR DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS	35	Indirecto Hrz	131,10	31,00	43,84	3344,06	Ninguna
TORRE NORTE	1	Indirecto Hrz	320,40	31,00	43,84	1368,31	Ninguna
TORRE NORTE	2	Indirecto Hrz	452,90	31,00	43,84	968,00	Ninguna
TORRE NORTE	3	Indirecto Hrz	351,10	31,00	43,84	1248,66	Ninguna
TORRE NORTE	4-1	Indirecto Hrz	414,20	31,00	43,84	1058,44	Ninguna
TORRE NORTE	4-2	Indirecto Hrz	362,40	31,00	43,84	1209,73	Ninguna

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DE LABORATORIO

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
ING. CIVIL EPN

Telf.: 2976300
Ext.: 1609

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucia / Edif. Ing. Civil / Mezanine / Ofic. M15 **email:** laboratoriociviepn@yahoo.com

VELOCIDAD SÓNICA

INF.No. 18-0082- I
Hoja 03 de 08

Quito, 18 de abril de 2018

SOLICITA : MAY ALEJANDRA ESTRELLA NUÑEZ, EDWIN ERNESTO NARVÁEZ NARVÁEZ
Atención: May Alejandra Estrella Nuñez, Edwin Ernesto Narváez Narváez
Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía (EPN)
PROYECTO: ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADO EN EL CENTRO HISTÓRICO
CONTRATISTA: ***
FISCALIZADOR: ***
MUESTRA: INDICADAS
SONDEO: ***
FECHA ENSAYO : 3/4/2018
NORMA: ASTM D 2845 – 08

TIPO DE EQUIPO: ULTRASONIC WAVE NON-DESTRUCTIVE CONCRETE TESTER — Marca / Tipo / Serie
FRECUENCIA NOMINAL: 28KhZ — TOYOKO ELMES CO.LTD/ ESI/P-10 / SE2689

SONDEO	MUESTRA	TIPO DE ENSAYO	TIEMPO (µs)	SEPARACION DE SENSORES (cm)	DISTANCIA RECORRIDA (cm)	VELOCIDAD (m/seg)	OBSERVACIONES
TORRE NORTE	5-1	Indirecto Hrz	598,40	31,00	43,84	732,63	Ninguna
TORRE NORTE	5-2	Indirecto Hrz	481,30	31,00	43,84	910,88	Ninguna
TORRE NORTE	6-1	Indirecto Hrz	451,30	31,00	43,84	971,43	Ninguna
TORRE NORTE	6-2	Indirecto Hrz	369,30	31,00	43,84	1187,13	Ninguna
TORRE NORTE	7-1	Indirecto Hrz	296,00	31,00	43,84	1481,10	Ninguna
TORRE NORTE	7-2	Indirecto Hrz	320,10	31,00	43,84	1369,59	Ninguna
TORRE NORTE	8	Indirecto Hrz	441,40	31,00	43,84	993,22	Ninguna
TORRE NORTE	9	Indirecto Hrz	340,30	31,00	43,84	1288,29	Ninguna
TORRE NORTE	10-1	Indirecto Hrz	788,00	31,00	43,84	556,35	Ninguna
TORRE NORTE	10-2	Indirecto Hrz	710,00	31,00	43,84	617,47	Ninguna
TORRE NORTE	10-3	Indirecto Hrz	492,50	31,00	43,84	890,16	Ninguna
TORRE NORTE	10-4	Indirecto Hrz	682,80	31,00	43,84	642,07	Ninguna
TORRE NORTE	11	Indirecto Hrz	370,50	31,00	43,84	1183,28	Ninguna
TORRE NORTE	27-1	Indirecto Hrz	281,70	31,00	43,84	1556,29	Ninguna
TORRE NORTE	27-2	Indirecto Hrz	260,00	31,00	43,84	1686,18	Ninguna
TORRE NORTE	28	Indirecto Hrz	350,50	31,00	43,84	1250,80	Ninguna
TORRE NORTE	29	Indirecto Hrz	261,00	31,00	43,84	1679,72	Ninguna
TORRE NORTE	30-1	Indirecto Hrz	403,20	31,00	43,84	1087,32	Ninguna
TORRE NORTE	30-2	Indirecto Hrz	243,40	31,00	43,84	1801,18	Ninguna
TORRE NORTE	31	Indirecto Hrz	258,00	31,00	43,84	1699,25	Ninguna

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DE LABORATORIO

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES ING CIVIL EPN

VELOCIDAD SÓNICA

INF.No. 18-0082- I
Hoja 04 de 08

Quito, 18 de abril de 2018

SOLICITA : MAY ALEJANDRA ESTRELLA NUÑEZ, EDWIN ERNESTO NARVÁEZ NARVÁEZ
Atención: May Alejandra Estrella Nuñez, Edwin Ernesto Narváez Narváez
Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía (EPN)
PROYECTO: ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADO EN EL CENTRO HISTÓRICO
CONTRATISTA: ***
FISCALIZADOR: ***
MUESTRA: INDICADAS
SONDEO: ***
FECHA ENSAYO : 3/4/2018
NORMA: ASTM D 2845 – 08

TIPO DE EQUIPO: ULTRASONIC WAVE NON-DESTRUCTIVE CONCRETE TESTER
FRECUENCIA NOMINAL: 28KhZ
Marca / Tipo / Serie
TOYOKO ELMES CO.LTD/ ESI/P-10 / SE2689

SONDEO	MUESTRA	TIPO DE ENSAYO	TIEMPO (µs)	SEPARACION DE SENSORES (cm)	DISTANCIA RECORRIDA (cm)	VELOCIDAD (m/seg)	OBSERVACIONES
TORRE NORTE	33	Indirecto Hrz	323,00	31,00	43,84	1357,29	Ninguna
TORRE NORTE	34	Indirecto Hrz	316,80	31,00	43,84	1383,86	Ninguna
TORRE NORTE	35	Indirecto Hrz	286,60	31,00	43,84	1529,68	Ninguna
TORRE NORTE	36	Indirecto Hrz	232,00	31,00	43,84	1889,68	Ninguna
TORRE NORTE	37-1	Indirecto Hrz	612,60	31,00	43,84	715,65	Ninguna
TORRE NORTE	37-2	Indirecto Hrz	364,00	31,00	43,84	1204,41	Ninguna
TORRE NORTE	37-3	Indirecto Hrz	440,30	31,00	43,84	995,70	Ninguna
TORRE NORTE	38-1	Directo	402,00	31,00	31,00	771,14	Ensayo Directo
TORRE NORTE	38-2	Directo	363,00	31,00	31,00	853,99	Ensayo Directo
TORRE NORTE	39	Indirecto Hrz	498,30	31,00	43,84	879,80	Ninguna
TORRE NORTE	40-1	Indirecto Hrz	524,70	31,00	43,84	835,54	Ninguna
TORRE NORTE	40-2	Indirecto Hrz	216,30	31,00	43,84	2026,84	Ninguna
TORRE NORTE	41	Indirecto Hrz	225,30	31,00	43,84	1945,88	Maposteria Parte Superior
TORRE NORTE	42	Indirecto Hrz	545,50	31,00	43,84	803,68	Ninguna
TORRE NORTE	43-1	Indirecto Hrz	211,50	31,00	43,84	2072,84	Ninguna
TORRE NORTE	43-2	Indirecto Hrz	237,70	31,00	43,84	1844,37	Ninguna
TORRE NORTE	43-3	Indirecto Hrz	519,30	31,00	43,84	844,23	Ninguna
TORRE NORTE	44	Indirecto Hrz	396,70	31,00	43,84	1105,13	Ninguna
TORRE NORTE	45	Indirecto Hrz	318,20	31,00	43,84	1377,77	Ninguna
TORRE NORTE	46	Indirecto Hrz	410,90	31,00	43,84	1066,94	Ninguna

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DE LABORATORIO

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
ING. CIVIL EPN

VELOCIDAD SÓNICA

INF.No. 18-0082- I
Hoja 05 de 08

Quito, 18 de abril de 2018

SOLICITA : MAY ALEJANDRA ESTRELLA NUÑEZ, EDWIN ERNESTO NARVÁEZ NARVÁEZ
Atención: May Alejandra Estrella Nuñez, Edwin Ernesto Narváez Narváez
Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía (EPN)
PROYECTO: ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADO EN EL CENTRO HISTÓRICO
CONTRATISTA: ***
FISCALIZADOR: ***
MUESTRA: INDICADAS
SONDEO: ***
FECHA ENSAYO : 3/4/2018
NORMA: ASTM D 2845 – 08

TIPO DE EQUIPO: ULTRASONIC WAVE NON-DESTRUCTIVE CONCRETE TESTER — Marca / Tipo / Serie
FRECUENCIA NOMINAL: 28KhZ — TOYOKO ELMES CO.LTD/ ESI/P-10 / SE2689

SONDEO	MUESTRA	TIPO DE ENSAYO	TIEMPO (µs)	SEPARACION DE SENSORES (cm)	DISTANCIA RECORRIDA (cm)	VELOCIDAD (m/seg)	OBSERVACIONES
TORRE NORTE	47	Indirecto Hrz	434,40	31,00	43,84	1009,22	Ninguna
TORRE NORTE	48	Indirecto Hrz	356,70	31,00	43,84	1229,06	Ninguna
TORRE SUR	12	Indirecto Hrz	383,30	31,00	43,84	1143,77	Ninguna
TORRE SUR	13-1	Indirecto Hrz	301,40	31,00	43,84	1454,57	Ninguna
TORRE SUR	13-2	Indirecto Vert	387,40	31,00	43,84	1131,66	Ninguna
TORRE SUR	14	Indirecto Hrz	356,20	31,00	43,84	1230,79	Ninguna
TORRE SUR	15	Indirecto Hrz	323,00	31,00	43,84	1357,29	Ninguna
TORRE SUR	16	Indirecto Hrz	341,90	31,00	43,84	1282,26	Ninguna
TORRE SUR	17	Indirecto Hrz	290,80	31,00	43,84	1507,59	Ninguna
TORRE SUR	18	Indirecto Hrz	387,90	31,00	43,84	1130,20	Ninguna
TORRE SUR	19	Indirecto Hrz	301,20	31,00	43,84	1455,53	Ninguna
TORRE SUR	20-1	Indirecto Hrz	442,80	31,00	43,84	990,08	Ninguna
TORRE SUR	20-2	Indirecto Hrz	312,30	31,00	43,84	1403,80	Ninguna
TORRE SUR	21-1	Indirecto Hrz	478,30	31,00	43,84	916,59	Piedra
TORRE SUR	21-2	Indirecto Hrz	153,20	31,00	43,84	2861,66	Piedra
TORRE SUR	22-1	Indirecto Hrz	270,00	31,00	43,84	1623,73	Ninguna
TORRE SUR	22-2	Indirecto Hrz	471,00	31,00	43,84	930,80	Ninguna
TORRE SUR	23-1	Indirecto Hrz	451,80	31,00	43,84	970,35	Ninguna
TORRE SUR	23-2	Indirecto Hrz	268,00	31,00	43,84	1635,84	Ninguna
TORRE SUR	24-1	Indirecto Hrz	312,00	31,00	43,84	1405,15	Ninguna

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DE LABORATORIO

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
ING. CIVIL EPN

VELOCIDAD SÓNICA

INF.No. 18-0082- I
Hoja 06 de 08

Quito, 18 de abril de 2018

SOLICITA : MAY ALEJANDRA ESTRELLA NUÑEZ, EDWIN ERNESTO NARVÁEZ NARVÁEZ
Atención: May Alejandra Estrella Nuñez, Edwin Ernesto Narváez Narváez
Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía (EPN)
PROYECTO: ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADO EN EL CENTRO HISTÓRICO
CONTRATISTA: ***
FISCALIZADOR: ***
MUESTRA: INDICADAS
SONDEO: ***
FECHA ENSAYO : 3/4/2018
NORMA: ASTM D 2845 – 08

TIPO DE EQUIPO: ULTRASONIC WAVE NON-DESTRUCTIVE CONCRETE TESTER
FRECUENCIA NOMINAL: 28KhZ
Marca / Tipo / Serie
TOYOKO ELMES CO.LTD/ ESI/P-10 / SE2689

SONDEO	MUESTRA	TIPO DE ENSAYO	TIEMPO (µs)	SEPARACION DE SENSORES (cm)	DISTANCIA RECORRIDA (cm)	VELOCIDAD (m/seg)	OBSERVACIONES
TORRE SUR	24-2	Indirecto Hrz	303,50	31,00	43,84	1444,50	Ninguna
TORRE SUR	24-3	Indirecto Hrz	321,90	31,00	43,84	1361,93	Ninguna
TORRE SUR	25	Indirecto Hrz	282,80	31,00	43,84	1550,23	Ninguna
TORRE SUR	26-1	Indirecto Hrz	285,70	31,00	43,84	1534,50	Ninguna
TORRE SUR	26-2	Indirecto Hrz	198,60	15,50	21,92	1103,74	Ninguna
TORRE SUR	32	Indirecto Hrz	359,10	31,00	43,84	1220,85	Ninguna
CUBIERTA NAVE LATERAL NORTE	49	Indirecto Hrz	395,90	31,00	43,84	1107,37	Ninguna
CUBIERTA NAVE LATERAL NORTE	50	Indirecto Hrz	256,40	31,00	43,84	1709,85	Medición en cupulín.
CUBIERTA NAVE LATERAL NORTE	51	Indirecto Hrz	215,70	31,00	43,84	2032,48	Ninguna
CUBIERTA NAVE LATERAL NORTE	52-1	Indirecto Hrz	417,30	31,00	43,84	1050,58	Ninguna
CUBIERTA NAVE LATERAL NORTE	52-2	Indirecto Hrz	277,70	31,00	43,84	1578,70	Ninguna
CUBIERTA NAVE LATERAL NORTE	52-3	Indirecto Hrz	254,50	31,00	43,84	1722,62	Ninguna
CUBIERTA NAVE LATERAL NORTE	53	Indirecto Hrz	255,60	31,00	43,84	1715,20	Medición en cupulín.
CUBIERTA NAVE LATERAL NORTE	54	Indirecto Hrz	260,10	31,00	43,84	1685,53	Ninguna
CUBIERTA NAVE LATERAL NORTE	55	Indirecto Hrz	313,60	31,00	43,84	1397,98	Medición en cupulín.
CUBIERTA NAVE LATERAL NORTE	56-1	Indirecto Hrz	237,00	31,00	43,84	1849,82	Ninguna
CUBIERTA NAVE LATERAL NORTE	56-1	Indirecto Hrz	185,50	31,00	43,84	2363,38	Ninguna
CUBIERTA NAVE LATERAL NORTE	56-1	Indirecto Hrz	251,60	31,00	43,84	1742,47	Ninguna
CUBIERTA NAVE LATERAL NORTE	57-1	Indirecto Hrz	447,00	31,00	43,84	980,77	Ninguna
CUBIERTA NAVE LATERAL NORTE	57-2	Indirecto Hrz	209,90	31,00	43,84	2088,64	Ninguna

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DE LABORATORIO

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
ING. CIVIL - EPN

VELOCIDAD SÓNICA

INF.No. 18-0082- I
Hoja 07 de 08

Quito, 18 de abril de 2018

SOLICITA : MAY ALEJANDRA ESTRELLA NUÑEZ, EDWIN ERNESTO NARVÁEZ NARVÁEZ
Atención: May Alejandra Estrella Nuñez, Edwin Ernesto Narváez Narváez
Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía (EPN)
PROYECTO: ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADO EN EL CENTRO HISTÓRICO
CONTRATISTA: ***
FISCALIZADOR: ***
MUESTRA: INDICADAS
SONDEO: ***
FECHA ENSAYO : 3/4/2018
NORMA: ASTM D 2845 – 08

TIPO DE EQUIPO: ULTRASONIC WAVE NON-DESTRUCTIVE CONCRETE TESTER — Marca / Tipo / Serie
FRECUENCIA NOMINAL: 28KhZ — TOYOKO ELMES CO.LTD/ ESI/P-10 / SE2689

SONDEO	MUESTRA	TIPO DE ENSAYO	TIEMPO (µs)	SEPARACION DE SENSORES (cm)	DISTANCIA RECORRIDA (cm)	VELOCIDAD (m/seg)	OBSERVACIONES
CUBIERTA NAVE LATERAL NORTE	57-3	Indirecto Hrz	349,50	31,00	43,84	1254,38	Ninguna
CUBIERTA NAVE LATERAL NORTE	58-1	Indirecto Hrz	485,00	31,00	43,84	903,93	Ninguna
CUBIERTA NAVE LATERAL NORTE	58-2	Indirecto Hrz	405,00	31,00	43,84	1082,48	Ninguna
ÁREA DE INGRESO A CORO - TORRE NORTE	59-1	Indirecto Hrz	427,00	31,00	43,84	1026,71	Ninguna
ÁREA DE INGRESO A CORO - TORRE NORTE	59-2	Indirecto Hrz	466,00	31,00	43,84	940,79	Ninguna
ÁREA DE INGRESO A CORO - TORRE NORTE	59-3	Indirecto Hrz	457,00	31,00	43,84	959,31	Ninguna
ÁREA DE INGRESO A CORO - TORRE NORTE	59-4	Indirecto Hrz	471,00	31,00	43,84	930,80	Ninguna
ÁREA DE INGRESO A CORO - TORRE NORTE	60-1	Indirecto Hrz	380,00	31,00	43,84	1153,70	Ninguna
ÁREA DE INGRESO A CORO - TORRE NORTE	60-2	Indirecto Hrz	382,00	31,00	43,84	1147,66	Ninguna
ÁREA DE INGRESO A CORO - TORRE NORTE	61-1	Indirecto Hrz	340,00	31,00	43,84	1289,43	Ninguna
ÁREA DE INGRESO A CORO - TORRE NORTE	61-2	Indirecto Hrz	349,00	31,00	43,84	1256,18	Ninguna
ÁREA DE INGRESO A CORO - TORRE NORTE	61-3	Indirecto Hrz	353,30	31,00	43,84	1240,89	Ninguna
ÁREA DE INGRESO A CORO - TORRE NORTE	61-4	Indirecto Hrz	362,80	31,00	43,84	1208,40	Ninguna
ÁREA DE INGRESO A CORO - TORRE NORTE	62	Indirecto Vert	365,80	31,00	43,84	1198,49	Ninguna
ÁREA DE INGRESO A CORO - TORRE NORTE	63-1	Indirecto Hrz	333,00	31,00	43,84	1316,54	Ninguna
ÁREA DE INGRESO A CORO - TORRE NORTE	63-2	Indirecto Hrz	385,80	31,00	43,84	1136,36	Ninguna
ÁREA DE INGRESO A CORO - TORRE NORTE	63-3	Indirecto Hrz	239,30	31,00	43,84	1832,04	Ninguna
ÁREA DE INGRESO A CORO - TORRE NORTE	63-4	Indirecto Hrz	533,80	31,00	43,84	821,29	Ninguna
ÁREA DE INGRESO A CORO - TORRE NORTE	64	Indirecto Vert	271,80	31,00	43,84	1612,97	Ninguna
ÁREA DE INGRESO A CORO - TORRE NORTE	65	Indirecto Vert	329,20	31,00	43,84	1331,73	Ninguna

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DE LABORATORIO

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES ING CIVIL EPN

VELOCIDAD SÓNICA

INF.No. 18-0082- 1
Hoja 08 de 08

Quito, 18 de abril de 2018

SOLICITA : MAY ALEJANDRA ESTRELLA NUÑEZ, EDWIN ERNESTO NARVÁEZ NARVÁEZ
Atención: May Alejandra Estrella Nuñez, Edwin Ernesto Narváez Narváez
Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía (EPN)
PROYECTO: ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADO EN EL CENTRO HISTÓRICO
CONTRATISTA: ***
FISCALIZADOR: ***
MUESTRA: INDICADAS
SONDEO: ***
FECHA ENSAYO : 3/4/2018
NORMA: ASTM D 2845 – 08

TIPO DE EQUIPO: ULTRASONIC WAVE NON-DESTRUCTIVE CONCRETE TESTER
FRECUENCIA NOMINAL: 28KhZ
Marca / Tipo / Serie
TOYOKO ELMES CO.LTD/ ES1/P-10 / SE2689

SONDEO	MUESTRA	TIPO DE ENSAYO	TIEMPO (µs)	SEPARACION DE SENSORES (cm)	DISTANCIA RECORRIDA (cm)	VELOCIDAD (m/seg)	OBSERVACIONES
ÁREA DE ESCALERAS ACCESO A CORO-CLAUSTRO PRINCIPAL	66	Indirecto Hrz	252,00	31,00	43,84	1739,71	Ninguna
ÁREA DE ESCALERAS ACCESO A CORO-CLAUSTRO PRINCIPAL	67	Indirecto Hrz	333,60	31,00	43,84	1314,17	Ninguna
ÁREA DE ESCALERAS ACCESO A CORO-CLAUSTRO PRINCIPAL	68	Indirecto Hrz	291,60	31,00	43,84	1503,45	Ninguna
ÁREA DE ESCALERAS ACCESO A CORO-CLAUSTRO PRINCIPAL	69	Indirecto Hrz	250,00	31,00	43,84	1753,62	Ninguna
ÁREA DE ESCALERAS ACCESO A CORO-CLAUSTRO PRINCIPAL	70	Indirecto Hrz	465,70	31,00	43,84	941,39	Ninguna
ÁREA DE ESCALERAS ACCESO A CORO-CLAUSTRO PRINCIPAL	71	Indirecto Hrz	266,00	31,00	43,84	1648,14	Ninguna
ÁREA DE ESCALERAS ACCESO A CORO-CLAUSTRO PRINCIPAL	72-1	Indirecto Hrz	252,60	31,00	43,84	1735,57	Ninguna
ÁREA DE ESCALERAS ACCESO A CORO-CLAUSTRO PRINCIPAL	72-2	Indirecto Hrz	251,90	31,00	43,84	1740,40	Ninguna
ÁREA DE ESCALERAS ACCESO A CORO-CLAUSTRO PRINCIPAL	73	Indirecto Hrz	201,00	31,00	43,84	2181,13	Ninguna

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DE LABORATORIO

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
ING. CIVIL EPN

ANEXO 5
VERIFICACIÓN DE SECCIONES DE MADERA.

A. CHEQUEO DE SECCIONES DE MADERA

CHEQUEO DE SECCIONES ESTRUCTURA ARTESONADO NAVE CENTRAL TIPO A																					
UBICACIÓN	NOMBRE	SECCIÓN		SOLICITACIÓN		ESFUERZO ADMISIBLE (Mpa)		ESFUERZO CALCULADO (Ton/m2)	COEFICIENTES DE MODIFICACIÓN										ESFUERZO ADMISIBLE MODIFICADO (Ton/m2)	RELACIÓN DE ESFUERZOS < 1	CHEQUEO SECCIÓN
		ANCHO	ALTO	DESCRIPCIÓN	VALOR	DESCRIPCIÓN	VALOR		C_D	C_M	C_t	C_L	C_F	C_{fu}	C_i	C_r	C_b			
FALDÓN NORTE	PAR 1	10	17	Momento (Ton.m)	0.09	Flexión Fb	15.00	1.83	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.08	PASA
				Compresión II (Ton)	0.32	Compresión II Fc	11.00	0.18	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	0.02	PASA
				Corte (Ton)	0.08	Corte Fv	1.20	0.07	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.06	PASA
	PAR 2	11	15	Momento (Ton.m)	0.09	Flexión Fb	15.00	2.14	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.15	-	17.25	0.12	PASA
				Compresión II (Ton)	0.88	Compresión II Fc	11.00	0.52	1.25	1.00	1.00	-	1.00	-	0.80	-	-	11.00	0.05	PASA
				Corte (Ton)	0.08	Corte Fv	1.20	0.07	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.06	PASA
	PAR 3	11	20	Momento (Ton.m)	0.15	Flexión Fb	15.00	2.01	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.15	-	17.25	0.12	PASA
				Compresión II (Ton)	0.98	Compresión II Fc	11.00	0.44	1.25	1.00	1.00	-	1.00	-	0.80	-	-	11.00	0.04	PASA
				Corte (Ton)	0.13	Corte Fv	1.20	0.09	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.07	PASA
	PAR 4	12	17	Momento (Ton.m)	0.12	Flexión Fb	15.00	2.04	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.15	-	17.25	0.12	PASA
				Compresión II (Ton)	0.94	Compresión II Fc	11.00	0.45	1.25	1.00	1.00	-	1.00	-	0.80	-	-	11.00	0.04	PASA
				Corte (Ton)	0.10	Corte Fv	1.20	0.07	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.06	PASA
	PAR 5	11	16	Momento (Ton.m)	0.10	Flexión Fb	15.00	2.09	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.15	-	17.25	0.12	PASA
				Compresión II (Ton)	0.98	Compresión II Fc	11.00	0.55	1.25	1.00	1.00	-	1.00	-	0.80	-	-	11.00	0.05	PASA
				Corte (Ton)	0.09	Corte Fv	1.20	0.08	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.06	PASA
	PAR 6	11	23	Momento (Ton.m)	0.13	Flexión Fb	15.00	1.31	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.15	-	17.25	0.08	PASA
				Compresión II (Ton)	1.06	Compresión II Fc	11.00	0.41	1.25	1.00	1.00	-	1.00	-	0.80	-	-	11.00	0.04	PASA
				Corte (Ton)	0.11	Corte Fv	1.20	0.06	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.05	PASA
	PAR 7	11	18	Momento (Ton.m)	0.10	Flexión Fb	15.00	1.65	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.15	-	17.25	0.10	PASA
				Compresión II (Ton)	0.96	Compresión II Fc	11.00	0.48	1.25	1.00	1.00	-	1.00	-	0.80	-	-	11.00	0.04	PASA
				Corte (Ton)	0.08	Corte Fv	1.20	0.06	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.05	PASA
	PAR 8	12	17	Momento (Ton.m)	0.07	Flexión Fb	15.00	1.19	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.15	-	17.25	0.07	PASA
				Compresión II (Ton)	0.66	Compresión II Fc	11.00	0.32	1.25	1.00	1.00	-	1.00	-	0.80	-	-	11.00	0.03	PASA
				Corte (Ton)	0.06	Corte Fv	1.20	0.04	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.04	PASA
	SECCIÓN PROMEDIO	11	18	Momento (Ton.m)	0.13	Flexión Fb	15.00	2.15	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.15	-	17.25	0.12	PASA
				Compresión II (Ton)	1.02	Compresión II Fc	11.00	0.51	1.25	1.00	1.00	-	1.00	-	0.80	-	-	11.00	0.05	PASA
				Corte (Ton)	0.09	Corte Fv	1.20	0.07	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.06	PASA

CHEQUEO DE SECCIONES ESTRUCTURA ARTESONADO NAVE CENTRAL TIPO A																				
UBICACIÓN	NOMBRE	SECCIÓN		SOLICITACIÓN		ESFUERZO ADMISIBLE (Mpa)		ESFUERZO CALCULADO (Ton/m2)	COEFICIENTES DE MODIFICACIÓN									ESFUERZO ADMISIBLE MODIFICADO (Ton/m2)	RELACIÓN DE ESFUERZOS < 1	CHEQUEO SECCIÓN
		ANCHO	ALTO	DESCRIPCIÓN	VALOR	DESCRIPCIÓN	VALOR		C_D	C_M	C_t	C_L	C_F	C_{fu}	C_i	C_r	C_b			
HARNERUELO	NUDILLO 1	11	12	Momento (Ton.m)	0.10	Flexión Fb	15.00	3.71	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.15	-	17.25	0.22	PASA
				Compresión II (Ton)	0.51	Compresión II Fc	11.00	0.38	1.25	1.00	1.00	-	1.00	-	0.80	-	-	11.00	0.03	PASA
				Corte (Ton)	0.08	Corte Fv	1.20	0.09	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.07	PASA
	NUDILLO 2	13	14	Momento (Ton.m)	0.17	Flexión Fb	15.00	3.93	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.15	-	17.25	0.23	PASA
				Compresión II (Ton)	0.96	Compresión II Fc	11.00	0.52	1.25	1.00	1.00	-	1.00	-	0.80	-	-	11.00	0.05	PASA
				Corte (Ton)	0.14	Corte Fv	1.20	0.11	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.09	PASA
	NUDILLO 3	13	14	Momento (Ton.m)	0.18	Flexión Fb	15.00	4.16	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.15	-	17.25	0.24	PASA
				Compresión II (Ton)	1.00	Compresión II Fc	11.00	0.54	1.25	1.00	1.00	-	1.00	-	0.80	-	-	11.00	0.05	PASA
				Corte (Ton)	0.14	Corte Fv	1.20	0.11	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.09	PASA
	NUDILLO 4	9	12	Momento (Ton.m)	0.13	Flexión Fb	15.00	5.90	1.25	1.00	1.00	1.00	1.40	1.00	0.80	1.15	-	24.15	0.24	PASA
				Compresión II (Ton)	0.91	Compresión II Fc	11.00	0.83	1.25	1.00	1.00	-	1.10	-	0.80	-	-	12.10	0.07	PASA
				Corte (Ton)	0.12	Corte Fv	1.20	0.16	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.14	PASA
	NUDILLO 5	10	14	Momento (Ton.m)	0.17	Flexión Fb	15.00	5.10	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.23	PASA
				Compresión II (Ton)	0.97	Compresión II Fc	11.00	0.68	1.25	1.00	1.00	-	1.10	-	0.80	-	-	12.10	0.06	PASA
				Corte (Ton)	0.13	Corte Fv	1.20	0.14	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.11	PASA
	NUDILLO 6	9	20	Momento (Ton.m)	0.33	Flexión Fb	15.00	5.39	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.24	PASA
				Compresión II (Ton)	1.20	Compresión II Fc	11.00	0.65	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	0.06	PASA
				Corte (Ton)	0.16	Corte Fv	1.20	0.13	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.11	PASA
	NUDILLO 7	11	15	Momento (Ton.m)	0.21	Flexión Fb	15.00	4.99	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.15	-	17.25	0.29	PASA
				Compresión II (Ton)	1.00	Compresión II Fc	11.00	0.59	1.25	1.00	1.00	-	1.00	-	0.80	-	-	11.00	0.05	PASA
				Corte (Ton)	0.13	Corte Fv	1.20	0.12	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.10	PASA
	NUDILLO 8	12	17	Momento (Ton.m)	0.16	Flexión Fb	15.00	2.71	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.15	-	17.25	0.16	PASA
				Compresión II (Ton)	0.65	Compresión II Fc	11.00	0.31	1.25	1.00	1.00	-	1.00	-	0.80	-	-	11.00	0.03	PASA
				Corte (Ton)	0.09	Corte Fv	1.20	0.06	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.05	PASA
	SECCIÓN PROMEDIO	11	15	Momento (Ton.m)	0.18	Flexión Fb	15.00	4.28	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.15	-	17.25	0.25	PASA
				Compresión II (Ton)	1.02	Compresión II Fc	11.00	0.61	1.25	1.00	1.00	-	1.00	-	0.80	-	-	11.00	0.06	PASA
				Corte (Ton)	0.13	Corte Fv	1.20	0.12	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.10	PASA

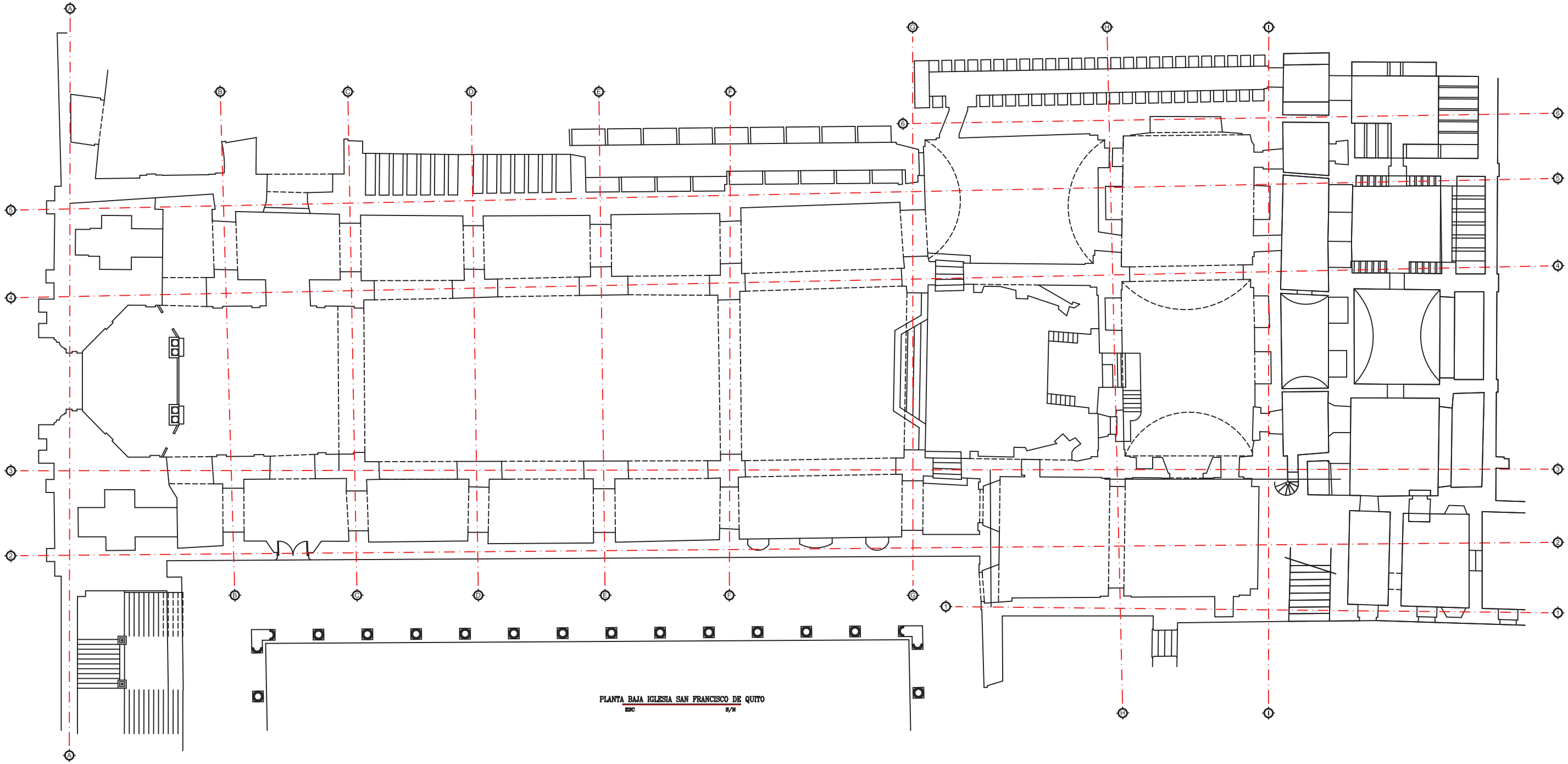
CHEQUEO DE SECCIONES ESTRUCTURA ARTESONADO NAVE CENTRAL TIPO A																					
UBICACIÒN	NOMBRE	SECCIÒN		SOLICITACIÒN		ESFUERZO ADMISIBLE (Mpa)		ESFUERZO CALCULADO (Ton/m2)	COEFICIENTES DE MODIFICACIÒN										ESFUERZO ADMISIBLE MODIFICADO (Ton/m2)	RELACIÒN DE ESFUERZOS < 1	CHEQUEO SECCIÒN
		ANCHO	ALTO	DESCRIPCIÒN	VALOR	DESCRIPCIÒN	VALOR		C_D	C_M	C_t	C_L	C_F	C_{fu}	C_i	C_r	C_b			
FALDÒN SUR	PAR 1	10	16	Momento (Ton.m)	0.09	Flexión Fb	15.00	2.07	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.09	PASA
				Compresión II (Ton)	0.40	Compresión II Fc	11.00	0.25	1.25	1.00	1.00	-	1.10	-	0.80	-	-	12.10	0.02	PASA
				Corte (Ton)	0.09	Corte Fv	1.20	0.08	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.07	PASA
	PAR 2	10	19	Momento (Ton.m)	0.09	Flexión Fb	15.00	1.47	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.07	PASA
				Compresión II (Ton)	0.98	Compresión II Fc	11.00	0.51	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	0.04	PASA
				Corte (Ton)	0.12	Corte Fv	1.20	0.09	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.08	PASA
	PAR 3	10	18	Momento (Ton.m)	0.15	Flexión Fb	15.00	2.72	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.12	PASA
				Compresión II (Ton)	0.98	Compresión II Fc	11.00	0.53	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	0.05	PASA
				Corte (Ton)	0.17	Corte Fv	1.20	0.14	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.12	PASA
	PAR 4	11	19	Momento (Ton.m)	0.12	Flexión Fb	15.00	1.78	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.15	-	17.25	0.10	PASA
				Compresión II (Ton)	0.94	Compresión II Fc	11.00	0.44	1.25	1.00	1.00	-	1.00	-	0.80	-	-	11.00	0.04	PASA
				Corte (Ton)	0.14	Corte Fv	1.20	0.10	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.08	PASA
	PAR 5	11	17	Momento (Ton.m)	0.11	Flexión Fb	15.00	2.04	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.15	-	17.25	0.12	PASA
				Compresión II (Ton)	0.98	Compresión II Fc	11.00	0.51	1.25	1.00	1.00	-	1.00	-	0.80	-	-	11.00	0.05	PASA
				Corte (Ton)	0.14	Corte Fv	1.20	0.11	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.09	PASA
	PAR 6	12	24	Momento (Ton.m)	0.20	Flexión Fb	15.00	1.70	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.15	-	17.25	0.10	PASA
				Compresión II (Ton)	1.08	Compresión II Fc	11.00	0.37	1.25	1.00	1.00	-	1.00	-	0.80	-	-	11.00	0.03	PASA
				Corte (Ton)	0.21	Corte Fv	1.20	0.11	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.09	PASA
	PAR 7	9	17	Momento (Ton.m)	0.14	Flexión Fb	15.00	3.17	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.14	PASA
				Compresión II (Ton)	0.96	Compresión II Fc	11.00	0.62	1.25	1.00	1.00	-	1.10	-	0.80	-	-	12.10	0.05	PASA
				Corte (Ton)	0.15	Corte Fv	1.20	0.14	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.12	PASA
	PAR 8	12	19	Momento (Ton.m)	0.11	Flexión Fb	15.00	1.49	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.15	-	17.25	0.09	PASA
				Compresión II (Ton)	0.65	Compresión II Fc	11.00	0.28	1.25	1.00	1.00	-	1.00	-	0.80	-	-	11.00	0.03	PASA
				Corte (Ton)	0.12	Corte Fv	1.20	0.08	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.06	PASA
	SECCIÒN PROMEDIO	11	19	Momento (Ton.m)	0.13	Flexión Fb	15.00	1.93	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.15	-	17.25	0.11	PASA
				Compresión II (Ton)	1.02	Compresión II Fc	11.00	0.48	1.25	1.00	1.00	-	1.00	-	0.80	-	-	11.00	0.04	PASA
				Corte (Ton)	0.15	Corte Fv	1.20	0.11	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.09	PASA

CHEQUEO DE SECCIONES ESTRUCTURA ARTESONADO NAVE CENTRAL TIPO B																					
UBICACIÓN	NOMBRE	SECCIÓN		SOLICITACIÓN		ESFUERZO ADMISIBLE (Mpa)		ESFUERZO CALCULADO (Ton/m2)	COEFICIENTES DE MODIFICACIÓN										ESFUERZO ADMISIBLE MODIFICADO (Ton/m2)	RELACIÓN DE ESFUERZOS < 1	CHEQUEO SECCIÓN
		ANCHO	ALTO	DESCRIPCIÓN	VALOR	DESCRIPCIÓN	VALOR		Cd	Cm	Ct	CL	CF	Cfu	Ci	Cr	Cb			
FALDÓN NORTE	PAR 1	10	20	Momento (Ton.m)	0.19	Flexión Fb	15.00	2.72	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.12	PASA
				Compresión II (Ton)	2.00	Compresión II Fc	11.00	29.42	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	2.55	NO PASA
				Corte (Ton)	0.35	Corte Fv	1.20	5.15	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	4.29	NO PASA
	PAR 2	9	20	Momento (Ton.m)	0.20	Flexión Fb	15.00	3.19	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.14	PASA
				Compresión II (Ton)	2.04	Compresión II Fc	11.00	33.34	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	2.89	NO PASA
				Corte (Ton)	0.35	Corte Fv	1.20	5.72	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	4.77	NO PASA
	PAR 3	10	21	Momento (Ton.m)	0.30	Flexión Fb	15.00	4.00	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.18	PASA
				Compresión II (Ton)	2.13	Compresión II Fc	11.00	28.42	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	2.46	NO PASA
				Corte (Ton)	0.38	Corte Fv	1.20	5.07	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	4.23	NO PASA
	PAR 4	8	12	Momento (Ton.m)	0.26	Flexión Fb	15.00	13.28	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.59	PASA
				Compresión II (Ton)	1.99	Compresión II Fc	11.00	101.64	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	8.80	NO PASA
				Corte (Ton)	0.36	Corte Fv	1.20	18.39	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	15.32	NO PASA
	PAR 5	10	19	Momento (Ton.m)	0.29	Flexión Fb	15.00	4.71	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.21	PASA
				Compresión II (Ton)	2.13	Compresión II Fc	11.00	34.72	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	3.01	NO PASA
				Corte (Ton)	0.38	Corte Fv	1.20	6.19	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	5.16	NO PASA
	PAR 6	12	22	Momento (Ton.m)	0.40	Flexión Fb	15.00	4.02	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.18	PASA
				Compresión II (Ton)	2.25	Compresión II Fc	11.00	22.79	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	1.97	NO PASA
				Corte (Ton)	0.42	Corte Fv	1.20	4.25	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	3.55	NO PASA
	PAR 7	10	24	Momento (Ton.m)	0.26	Flexión Fb	15.00	2.70	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.12	PASA
				Compresión II (Ton)	2.13	Compresión II Fc	11.00	21.76	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	1.88	NO PASA
				Corte (Ton)	0.39	Corte Fv	1.20	3.98	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	3.32	NO PASA
	PAR 8	9	19	Momento (Ton.m)	0.24	Flexión Fb	15.00	4.33	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.19	PASA
				Compresión II (Ton)	2.08	Compresión II Fc	11.00	37.67	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	3.26	NO PASA
				Corte (Ton)	0.37	Corte Fv	1.20	6.70	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	5.58	NO PASA
	PAR 9	9	20	Momento (Ton.m)	0.39	Flexión Fb	15.00	6.31	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.28	PASA
				Compresión II (Ton)	2.21	Compresión II Fc	11.00	36.12	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	3.13	NO PASA
				Corte (Ton)	0.41	Corte Fv	1.20	6.70	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	5.58	NO PASA
	PAR 10	10	22	Momento (Ton.m)	0.38	Flexión Fb	15.00	4.62	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.21	PASA
				Compresión II (Ton)	2.26	Compresión II Fc	11.00	27.47	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	2.38	NO PASA
				Corte (Ton)	0.42	Corte Fv	1.20	5.11	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	4.25	NO PASA
	PAR 11	10	19	Momento (Ton.m)	0.34	Flexión Fb	15.00	5.54	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.25	PASA
				Compresión II (Ton)	2.20	Compresión II Fc	11.00	35.86	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	3.10	NO PASA
				Corte (Ton)	0.40	Corte Fv	1.20	6.52	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	5.43	NO PASA
	PAR 12	10	23	Momento (Ton.m)	0.30	Flexión Fb	15.00	3.34	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.15	PASA
				Compresión II (Ton)	2.52	Compresión II Fc	11.00	28.03	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	2.43	NO PASA
				Corte (Ton)	0.40	Corte Fv	1.20	4.45	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	3.71	NO PASA
	SECCIÓN PROMEDIO	10	20	Momento (Ton.m)	0.29	Flexión Fb	15.00	4.21	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.19	PASA
				Compresión II (Ton)	2.07	Compresión II Fc	11.00	30.45	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	2.64	NO PASA
				Corte (Ton)	0.39	Corte Fv	1.20	5.74	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	4.78	NO PASA

CHEQUEO DE SECCIONES ESTRUCTURA ARTESONADO NAVE CENTRAL TIPO B																					
UBICACIÓN	NOMBRE	SECCIÓN		SOLICITACIÓN		ESFUERZO ADMISIBLE (Mpa)		ESFUERZO CALCULADO (Ton/m2)	COEFICIENTES DE MODIFICACIÓN										ESFUERZO ADMISIBLE MODIFICADO (Ton/m2)	RELACIÓN DE ESFUERZOS < 1	CHEQUEO SECCIÓN
		ANCHO	ALTO	DESCRIPCIÓN	VALOR	DESCRIPCIÓN	VALOR		Cd	Cm	Ct	CL	CF	Cfu	Ci	Cr	Cb			
HARNERUELO	NUDILLO 1	10	13	Momento (Ton.m)	0.06	Flexión Fb	15.00	1.93	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.09	PASA
				Compresión II (Ton)	1.48	Compresión II Fc	11.00	51.53	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	4.46	NO PASA
				Corte (Ton)	0.04	Corte Fv	1.20	1.32	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	1.10	NO PASA
	NUDILLO 2	9	14	Momento (Ton.m)	0.06	Flexión Fb	15.00	2.00	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.09	PASA
				Compresión II (Ton)	1.51	Compresión II Fc	11.00	50.37	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	4.36	NO PASA
				Corte (Ton)	0.04	Corte Fv	1.20	1.30	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	1.08	NO PASA
	NUDILLO 3	9	14	Momento (Ton.m)	0.06	Flexión Fb	15.00	2.00	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.09	PASA
				Compresión II (Ton)	1.69	Compresión II Fc	11.00	56.37	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	4.88	NO PASA
				Corte (Ton)	0.04	Corte Fv	1.20	1.31	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	1.09	NO PASA
	NUDILLO 4	7	12	Momento (Ton.m)	0.06	Flexión Fb	15.00	3.50	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.16	PASA
				Compresión II (Ton)	1.49	Compresión II Fc	11.00	86.98	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	7.53	NO PASA
				Corte (Ton)	0.03	Corte Fv	1.20	1.87	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	1.56	NO PASA
	NUDILLO 5	9	13	Momento (Ton.m)	0.03	Flexión Fb	15.00	1.16	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.05	PASA
				Compresión II (Ton)	1.67	Compresión II Fc	11.00	64.60	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	5.59	NO PASA
				Corte (Ton)	0.05	Corte Fv	1.20	1.93	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	1.61	NO PASA
	NUDILLO 6	9	13	Momento (Ton.m)	0.05	Flexión Fb	15.00	1.90	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.08	PASA
				Compresión II (Ton)	1.95	Compresión II Fc	11.00	75.44	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	6.53	NO PASA
				Corte (Ton)	0.03	Corte Fv	1.20	1.16	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.97	PASA
	NUDILLO 7	9	11	Momento (Ton.m)	0.05	Flexión Fb	15.00	2.70	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.12	PASA
				Compresión II (Ton)	1.69	Compresión II Fc	11.00	91.31	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	7.91	NO PASA
				Corte (Ton)	0.03	Corte Fv	1.20	1.62	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	1.35	NO PASA
	NUDILLO 8	11	14	Momento (Ton.m)	0.11	Flexión Fb	15.00	3.00	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.13	PASA
				Compresión II (Ton)	1.58	Compresión II Fc	11.00	43.12	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	3.73	NO PASA
				Corte (Ton)	0.06	Corte Fv	1.20	1.53	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	1.27	NO PASA
	NUDILLO 9	10	18	Momento (Ton.m)	0.09	Flexión Fb	15.00	1.56	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.07	PASA
				Compresión II (Ton)	1.86	Compresión II Fc	11.00	33.78	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	2.92	NO PASA
				Corte (Ton)	0.04	Corte Fv	1.20	0.73	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.61	PASA
	NUDILLO 10	8	21	Momento (Ton.m)	0.11	Flexión Fb	15.00	1.83	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.08	PASA
				Compresión II (Ton)	1.88	Compresión II Fc	11.00	31.35	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	2.71	NO PASA
				Corte (Ton)	0.05	Corte Fv	1.20	0.80	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.67	PASA
	NUDILLO 11	10	20	Momento (Ton.m)	0.11	Flexión Fb	15.00	1.62	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.07	PASA
				Compresión II (Ton)	1.79	Compresión II Fc	11.00	26.33	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	2.28	NO PASA
				Corte (Ton)	0.05	Corte Fv	1.20	0.76	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.64	PASA
	NUDILLO 12	10	20	Momento (Ton.m)	0.12	Flexión Fb	15.00	1.77	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.08	PASA
				Compresión II (Ton)	1.80	Compresión II Fc	11.00	26.48	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	2.29	NO PASA
				Corte (Ton)	0.06	Corte Fv	1.20	0.88	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.74	PASA
	SECCIÓN PROMEDIO	9	15	Momento (Ton.m)	0.06	Flexión Fb	15.00	1.74	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.08	PASA
				Compresión II (Ton)	1.72	Compresión II Fc	11.00	49.98	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	4.33	NO PASA
				Corte (Ton)	0.04	Corte Fv	1.20	1.16	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	0.97	PASA

CHEQUEO DE SECCIONES ESTRUCTURA ARTESONADO NAVE CENTRAL TIPO B																					
UBICACIÓN	NOMBRE	SECCIÓN		SOLICITACIÓN		ESFUERZO ADMISIBLE (Mpa)		ESFUERZO CALCULADO (Ton/m2)	COEFICIENTES DE MODIFICACIÓN										ESFUERZO ADMISIBLE MODIFICADO (Ton/m2)	RELACIÓN DE ESFUERZOS < 1	CHEQUEO SECCIÓN
		ANCHO	ALTO	DESCRIPCIÓN	VALOR	DESCRIPCIÓN	VALOR		C_D	C_M	C_t	C_L	C_F	C_{fu}	C_i	C_r	C_b				
FALDÓN SUR	PAR 1	8	20	Momento (Ton.m)	0.31	Flexión Fb	15.00	5.70	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.25	PASA
				Compresión II (Ton)	2.21	Compresión II Fc	11.00	40.64	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	3.52	NO PASA
				Corte (Ton)	0.38	Corte Fv	1.20	6.99	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	5.82	NO PASA
	PAR 2	9	19	Momento (Ton.m)	0.32	Flexión Fb	15.00	5.80	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.26	PASA
				Compresión II (Ton)	2.28	Compresión II Fc	11.00	41.29	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	3.57	NO PASA
				Corte (Ton)	0.38	Corte Fv	1.20	6.88	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	5.73	NO PASA
	PAR 3	11	23	Momento (Ton.m)	0.41	Flexión Fb	15.00	4.15	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.18	PASA
				Compresión II (Ton)	2.42	Compresión II Fc	11.00	24.47	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	2.12	NO PASA
				Corte (Ton)	0.42	Corte Fv	1.20	4.25	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	3.54	NO PASA
	PAR 4	10	23	Momento (Ton.m)	0.30	Flexión Fb	15.00	3.34	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.15	PASA
				Compresión II (Ton)	2.23	Compresión II Fc	11.00	24.80	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	2.15	NO PASA
				Corte (Ton)	0.39	Corte Fv	1.20	4.34	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	3.61	NO PASA
	PAR 5	10	19	Momento (Ton.m)	0.39	Flexión Fb	15.00	6.36	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.28	PASA
				Compresión II (Ton)	2.35	Compresión II Fc	11.00	38.30	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	3.32	NO PASA
				Corte (Ton)	0.41	Corte Fv	1.20	6.68	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	5.57	NO PASA
	PAR 6	11	23	Momento (Ton.m)	0.55	Flexión Fb	15.00	5.56	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.25	PASA
				Compresión II (Ton)	2.54	Compresión II Fc	11.00	25.68	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	2.22	NO PASA
				Corte (Ton)	0.46	Corte Fv	1.20	4.65	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	3.88	NO PASA
	PAR 7	10	17	Momento (Ton.m)	0.40	Flexión Fb	15.00	8.14	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.36	PASA
				Compresión II (Ton)	2.35	Compresión II Fc	11.00	47.85	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	4.14	NO PASA
				Corte (Ton)	0.41	Corte Fv	1.20	8.35	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	6.96	NO PASA
	PAR 8	12	13	Momento (Ton.m)	0.35	Flexión Fb	15.00	10.15	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.45	PASA
				Compresión II (Ton)	2.31	Compresión II Fc	11.00	67.02	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	5.80	NO PASA
				Corte (Ton)	0.40	Corte Fv	1.20	11.61	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	9.67	NO PASA
	PAR 9	10	24	Momento (Ton.m)	0.50	Flexión Fb	15.00	5.11	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.23	PASA
				Compresión II (Ton)	2.51	Compresión II Fc	11.00	25.64	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	2.22	NO PASA
				Corte (Ton)	0.45	Corte Fv	1.20	4.60	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	3.83	NO PASA
	PAR 10	11	22	Momento (Ton.m)	0.51	Flexión Fb	15.00	5.64	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.25	PASA
				Compresión II (Ton)	2.55	Compresión II Fc	11.00	28.18	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	2.44	NO PASA
				Corte (Ton)	0.46	Corte Fv	1.20	5.08	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	4.24	NO PASA
	PAR 11	10	22	Momento (Ton.m)	0.47	Flexión Fb	15.00	5.71	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.25	PASA
				Compresión II (Ton)	2.48	Compresión II Fc	11.00	30.15	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	2.61	NO PASA
				Corte (Ton)	0.44	Corte Fv	1.20	5.35	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	4.46	NO PASA
	PAR 12	10	22	Momento (Ton.m)	0.45	Flexión Fb	15.00	5.47	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.24	PASA
				Compresión II (Ton)	2.90	Compresión II Fc	11.00	35.26	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	3.05	NO PASA
				Corte (Ton)	0.44	Corte Fv	1.20	5.35	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	4.46	NO PASA
	SECCIÓN PROMEDIO	10	21	Momento (Ton.m)	0.41	Flexión Fb	15.00	5.47	1.25	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	0.80	1.15	-	22.43	0.24	PASA
				Compresión II (Ton)	2.30	Compresión II Fc	11.00	30.69	1.25	1.00	1.00	-	1.05	-	0.80	-	-	11.55	2.66	NO PASA
				Corte (Ton)	0.42	Corte Fv	1.20	5.60	1.25	1.00	1.00	-	-	-	0.80	-	-	1.20	4.67	NO PASA
Las secciones que no pasen el chequeo por esfuerzos admisibles modificados deben ser apoyadas lateralmente para evitar rotación y pandeo de los elementos.																					

ANEXO 6
PLANOS Y DETALLES PARA PROPUESTA DE REFORZAMIENTO.



PLANTA BAJA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO

ESC S/N

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

ESTUDIO DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADA EN EL CENTRO HISTÓRICO

CONTENIDO:

PLANTA BAJA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO

MAYRA ALEJANDRA ESTRELLA

EDWIN ERNESTO NARVÁEZ

REVISADO POR :

ING. PATRICIO PLACENCIA
DIRECTOR

REVISADO POR :

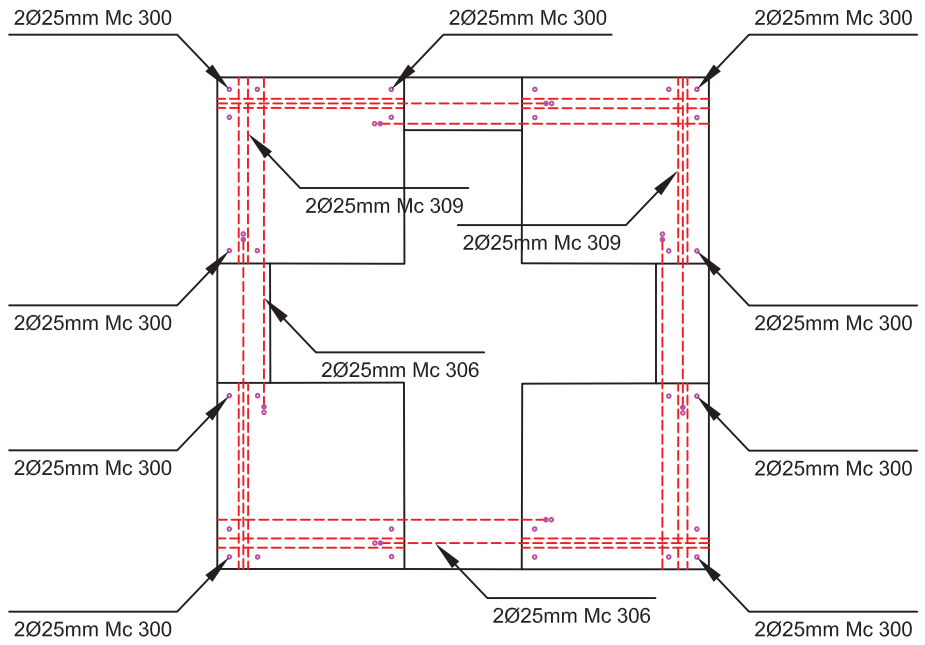
ING. DAVID MORA
CO-DIRECTOR

FECHA: ENERO / 2019

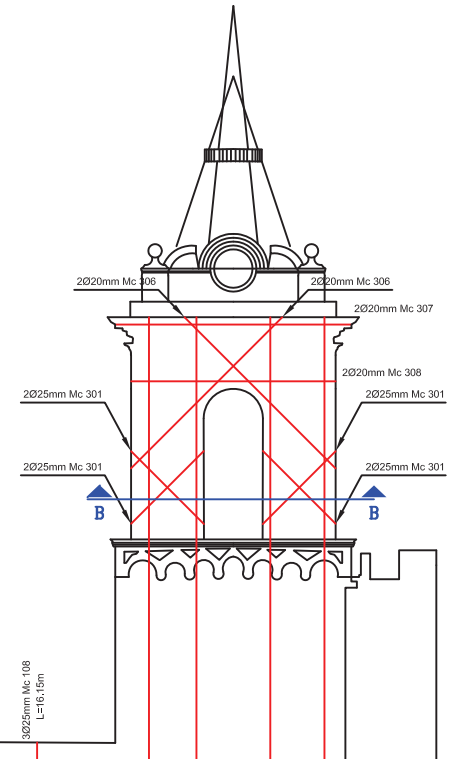
ESCALA: INDICADAS

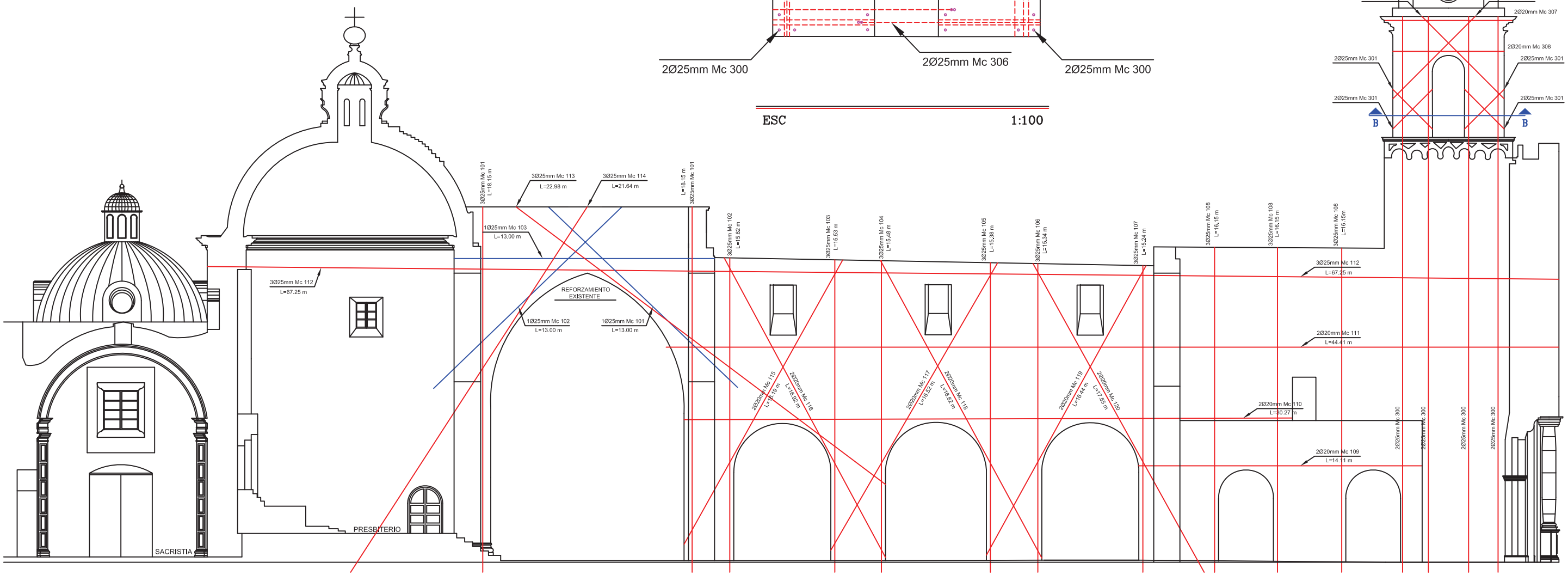
LAMINA: 1 / 8 DE:

M1	1	13	φ25mm	-
M2	1	13	φ25mm	-
M3	1	13	φ25mm	-
101	I	φ25mm	6	18.15
102	I	φ25mm	3	15.62
103	I	φ25mm	3	15.53
104	I	φ25mm	3	15.48
105	I	φ25mm	3	15.38
106	I	φ25mm	3	15.34
107	I	φ25mm	3	15.24
108	I	φ25mm	9	16.15
109	I	φ20mm	2	14.11
110	I	φ20mm	2	30.27
111	I	φ20mm	2	44.41
112	I	φ25mm	3	67.25
113	I	φ25mm	3	22.98
114	I	φ25mm	3	21.64
115	I	φ20mm	2	16.19
116	I	φ20mm	2	16.92
117	I	φ20mm	2	16.52
118	I	φ20mm	2	16.82
119	I	φ20mm	2	16.44
120	I	φ20mm	2	17.55
RESUMEN				
φ mm	18	20	25	32
L (m)	-	378.46	867.63	-
W (kg/m)	1.998	2.466	3.853	6.313
Peso (kg)	-	933.28	3342.98	-
W total	4276.26			



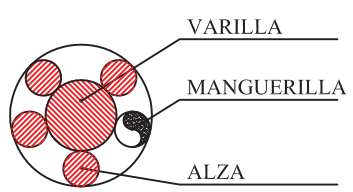
ESC 1:100





ARQUERÍA NORTE NAVE CENTRAL – EJE 3

ESC 1:150



DETALLE
PERFORACIÓN

ESC S/N

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

ESTUDIO DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADA EN EL CENTRO HISTÓRICO

CONTENIDO:

PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
ARQUERÍA NORTE DE LA NAVE CENTRAL

MAYRA ALEJANDRA ESTRELLA

EDWIN ERNESTO NARVÁEZ

REVISADO POR :
ING. PATRICIO PLACENCIA
DIRECTOR

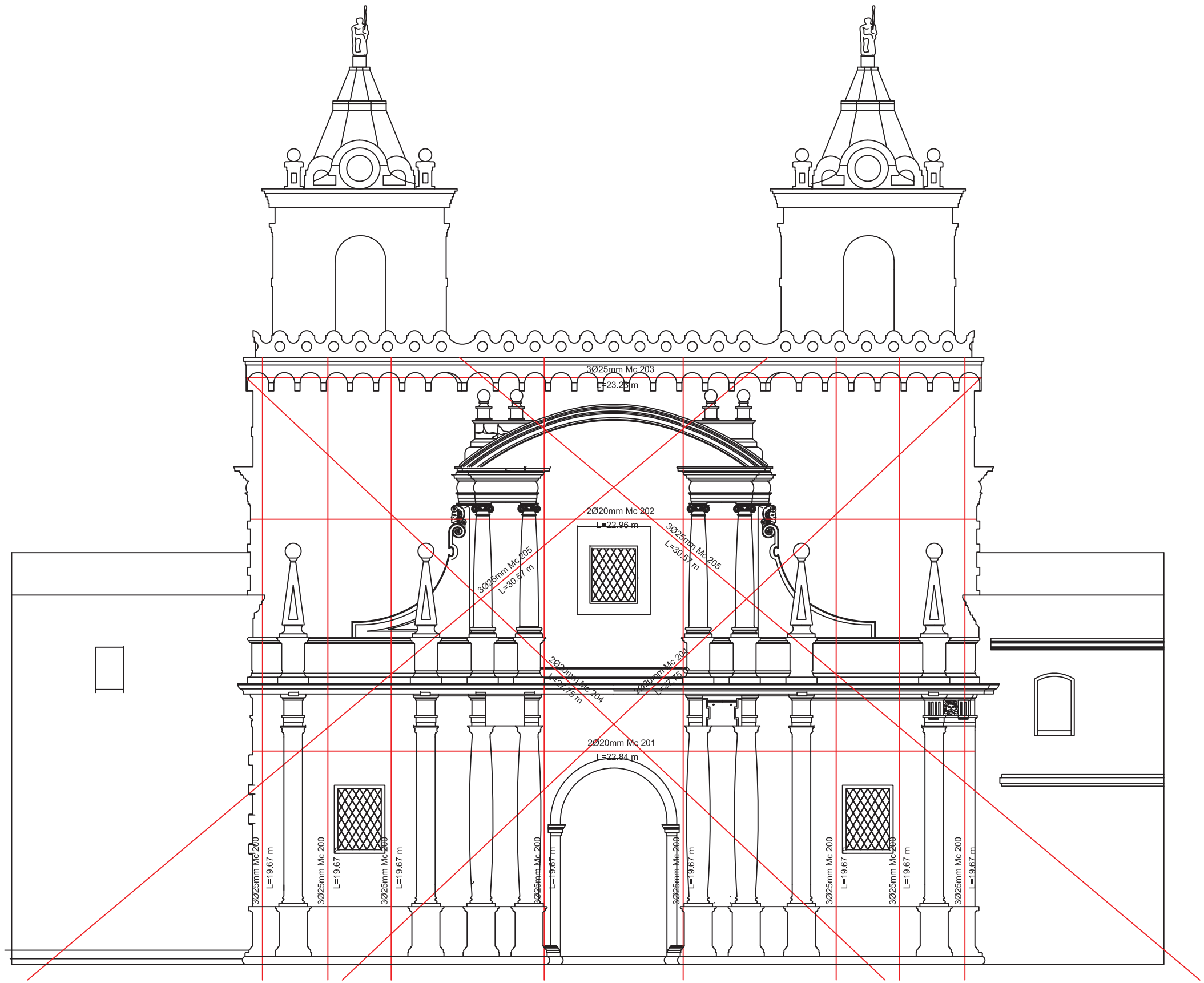
REVISADO POR :
ING. DAVID MORA
CO–DIRECTOR

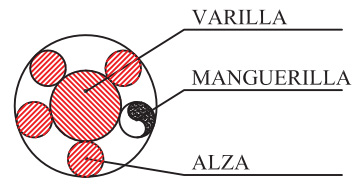
FECHA: ENERO / 2019

ESCALA: INDICADAS

LAMINA: 2 / 8 DE:

200	I	φ25mm	24	19.67
201	I	φ20mm	2	22.84
202	I	φ20mm	2	22.96
203	I	φ25mm	3	23.23
204	I	φ20mm	2	27.75
205	I	φ25mm	3	30.57
RESUMEN				
φ mm	18	20	25	32
L (m)	-	147.1	633.48	-
W (kg/m)	1.998	2.466	3.853	6.313
Peso (kg)	-	362.75	2440.80	-
W total	2803.55			





DETALLE
PERFORACIÓN

ESC S/N

PROPUESTA REFORZAMIENTO FACHADA – EJE A

ESC 1:125

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

NOMBRE DEL PROYECTO:
ESTUDIO DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADA EN EL CENTRO HISTÓRICO

CONTENIDO:
PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL FRONTISPICIO

MAYRA ALEJANDRA ESTRELLA

EDWIN ERNESTO NARVÁEZ

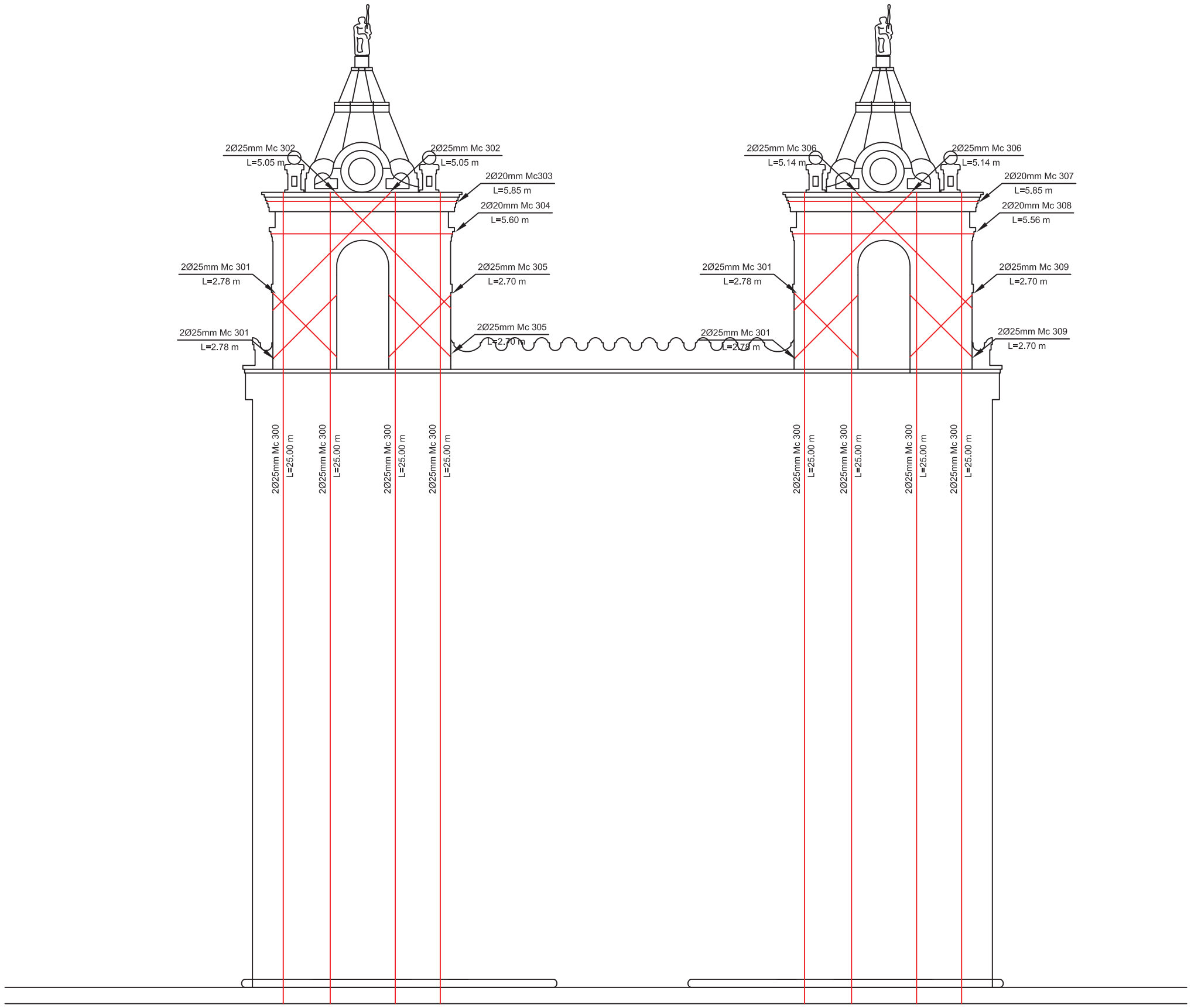
REVISADO POR :
ING. PATRICIO PLACENCIA
DIRECTOR

REVISADO POR :
ING. DAVID MORA
CO–DIRECTOR

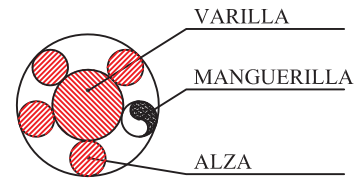
FECHA: ENERO / 2019

ESCALA: INDICADAS

LAMINA: 3 / 8 DE:



300	I	φ25mm	16	25.00
301	I	φ25mm	8	2.78
302	I	φ25mm	4	5.05
303	I	φ20mm	2	5.85
304	I	φ20mm	2	5.60
305	I	φ25mm	4	2.70
306	I	φ25mm	2	5.14
307	I	φ20mm	2	5.85
308	I	φ20mm	2	5.56
309	I	φ25mm	2	2.70
RESUMEN				
φ mm	18	20	25	32
L (m)	-	45.72	468.92	-
W (kg/m)	1.998	2.466	3.853	6.313
Peso (kg)	-	112.75	1806.75	-
W total	1919.49			



DETALLE
PERFORACIÓN

ESC S/N

PROPUESTA REFORZAMIENTO TORRES DE CAMPANARIOS

ESC 1:125

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

ESTUDIO DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADA EN EL CENTRO HISTÓRICO

CONTENIDO:

PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
TORRES DE CAMPANARIOS

MAYRA ALEJANDRA ESTRELLA

EDWIN ERNESTO NARVÁEZ

REVISADO POR :
ING. PATRICIO PLACENCIA
DIRECTOR

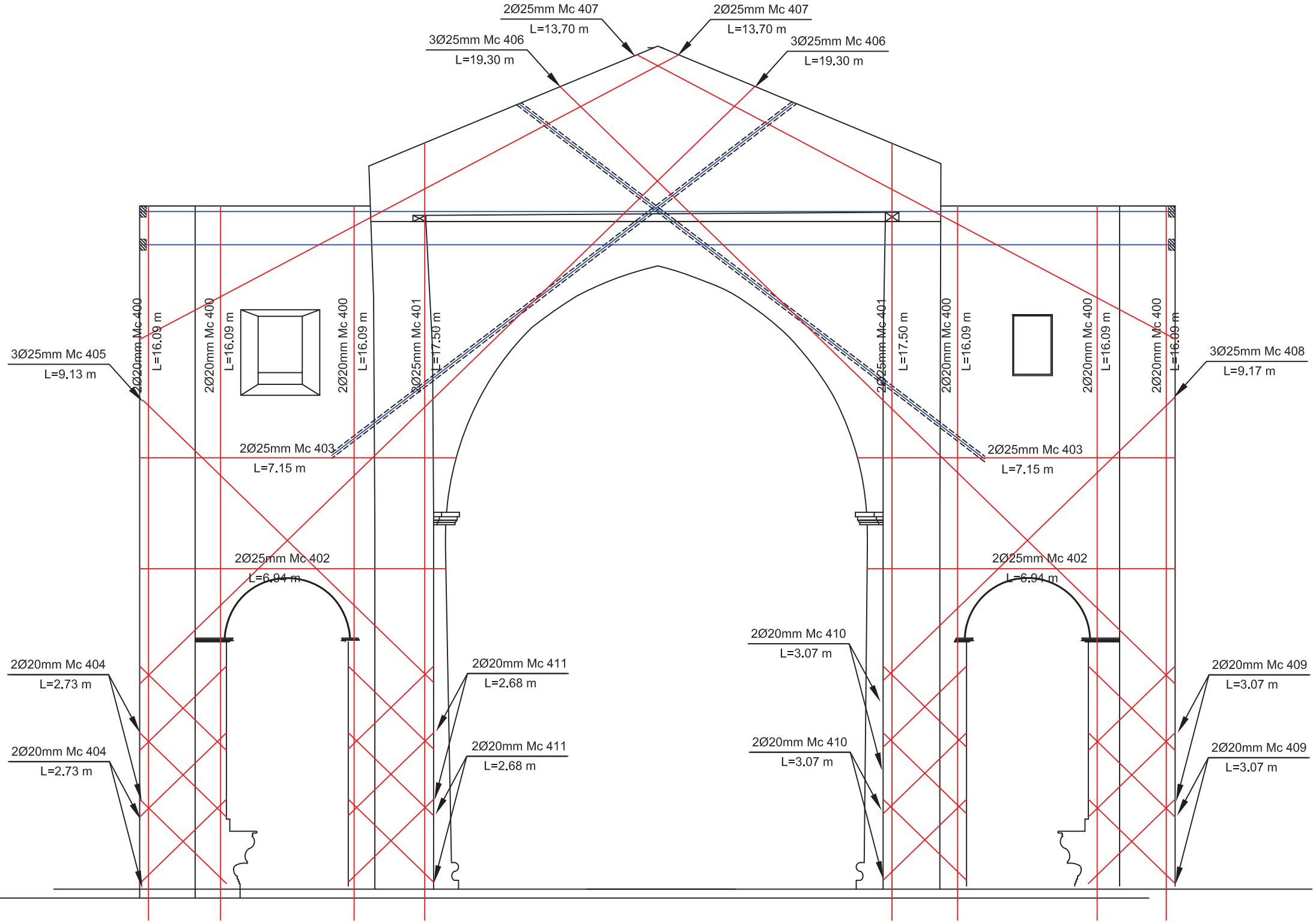
REVISADO POR :
ING. DAVID MORA
CO-DIRECTOR

FECHA: ENERO / 2019

ESCALA: INDICADAS

LAMINA: 4 / 8

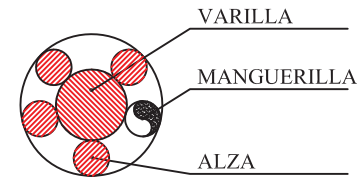
DE:



ARCO OCCIDENTAL DEL CRUCERO – EJE F

ESC 1:100

400	I	φ20mm	12	16.09
401	I	φ25mm	4	17.50
402	I	φ25mm	4	6.94
403	I	φ25mm	4	7.15
404	I	φ20mm	12	2.73
405	I	φ25mm	3	9.13
406	I	φ25mm	6	19.30
407	I	φ25mm	4	13.70
408	I	φ25mm	3	9.17
409	I	φ20mm	12	3.07
410	I	φ20mm	12	3.07
411	I	φ20mm	12	2.68
RESUMEN				
φ mm	18	20	25	32
L (m)	-	331.68	351.86	-
W (kg/m)	1.998	2.466	3.853	6.313
Peso (kg)	-	817.92	1355.72	-
W total	2173.64			



DETALLE
PERFORACIÓN

ESC S/N

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

NOMBRE DEL PROYECTO:
ESTUDIO DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADA EN EL CENTRO HISTÓRICO

CONTENIDO:
PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
ARCO OCCIDENTAL DE CRUCERO

MAYRA ALEJANDRA ESTRELLA

EDWIN ERNESTO NARVÁEZ

REVISADO POR :
ING. PATRICIO PLACENCIA
DIRECTOR

REVISADO POR :
ING. DAVID MORA
CO–DIRECTOR

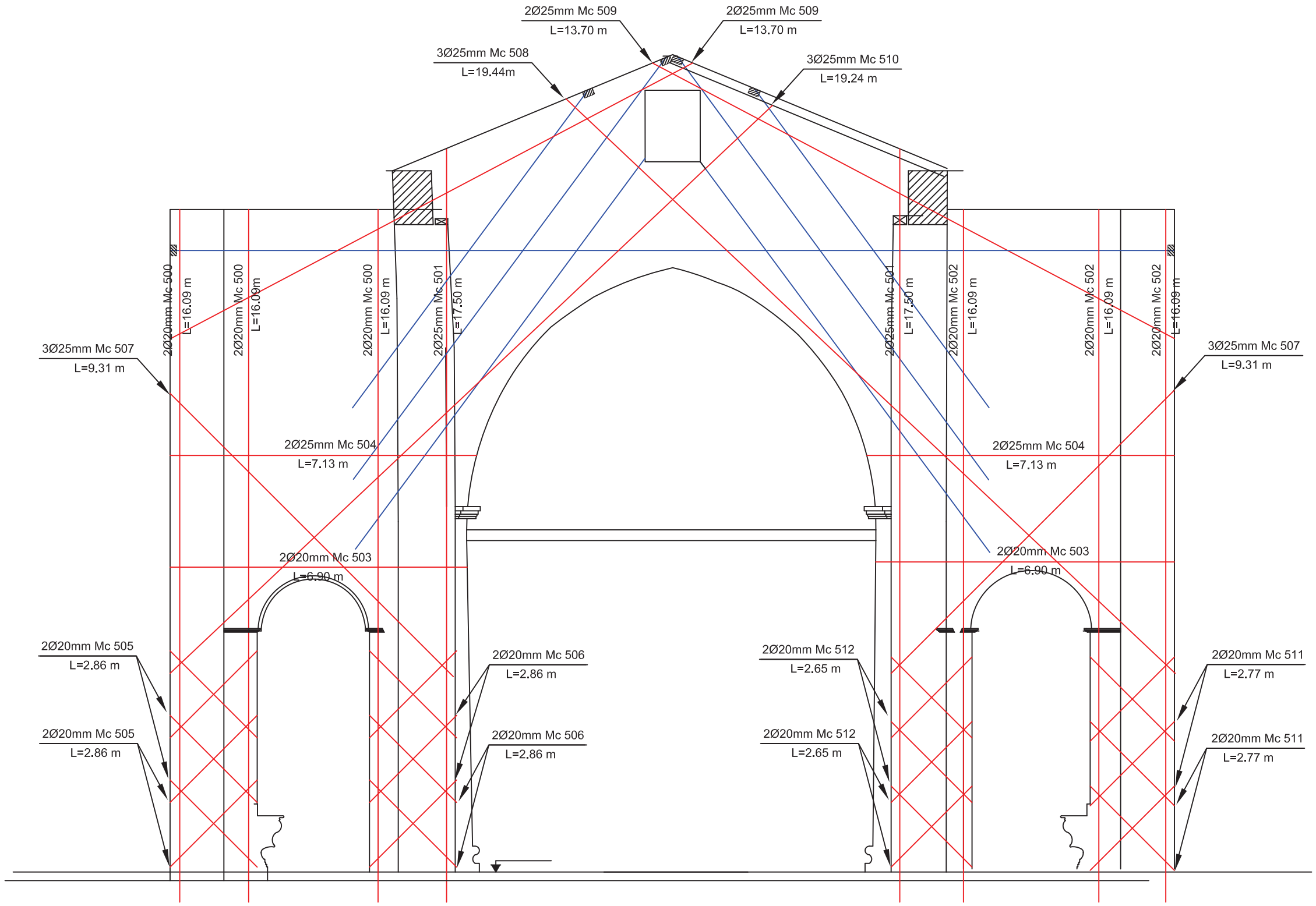
FECHA: ENERO / 2019

ESCALA: INDICADAS

LAMINA: 5 / 8

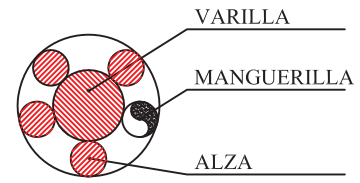
DE:

500	I	φ20mm	6	16.09
501	I	φ25mm	4	17.50
502	I	φ20mm	6	16.09
503	I	φ20mm	4	6.90
504	I	φ25mm	4	7.13
505	I	φ20mm	12	2.86
506	I	φ20mm	12	2.86
507	I	φ25mm	6	9.31
508	I	φ25mm	3	19.44
509	I	φ25mm	4	13.70
510	I	φ25mm	3	19.24
511	I	φ20mm	12	2.77
512	I	φ20mm	12	2.65
RESUMEN				
φ mm	18	20	25	32
L (m)	-	354.36	325.22	-
W (kg/m)	1.998	2.466	3.853	6.313
Peso (kg)	-	873.85	1253.07	-
W total	2126.92			



MURO Y ARCO ORIENTAL – EJE G

ESC 1:100



DETALLE
PERFORACIÓN

ESC S/N

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

NOMBRE DEL PROYECTO:
ESTUDIO DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADA EN EL CENTRO HISTÓRICO

CONTENIDO:
PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL ARCO ORIENTAL DE CRUCERO

MAYRA ALEJANDRA ESTRELLA

EDWIN ERNESTO NARVÁEZ

REVISADO POR :
ING. PATRICIO PLACENCIA
DIRECTOR

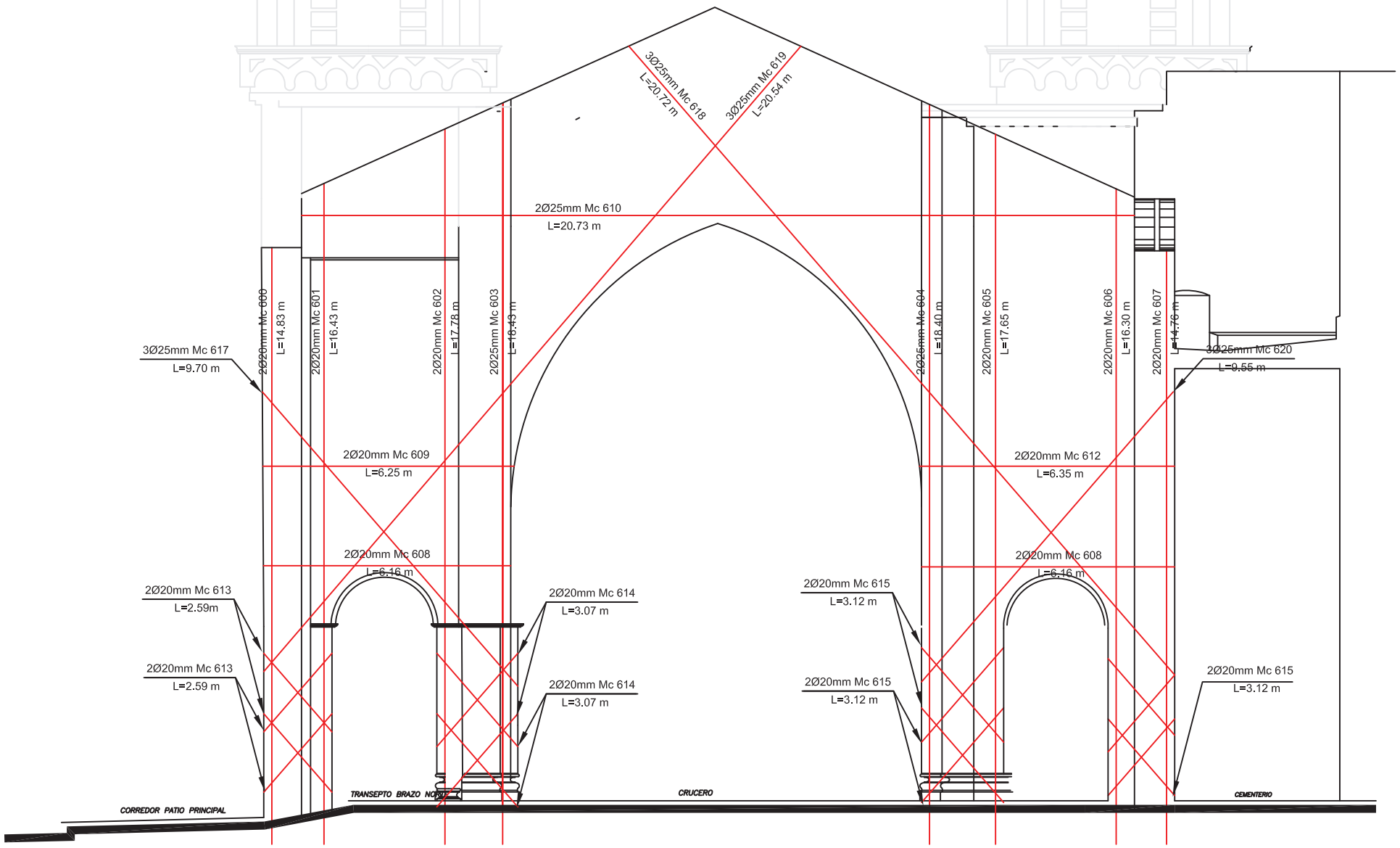
REVISADO POR :
ING. DAVID MORA
CO–DIRECTOR

FECHA:
ENERO / 2019

ESCALA:
INDICADAS

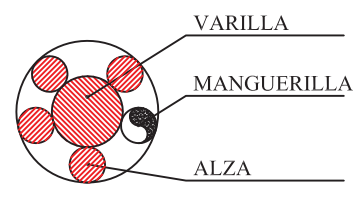
LAMINA:
6 / 8
DE:

600	I	φ20mm	2	14.83
601	I	φ20mm	2	16.43
602	I	φ20mm	2	17.78
603	I	φ25mm	2	18.43
604	I	φ25mm	2	18.40
605	I	φ20mm	2	17.65
606	I	φ20mm	2	16.30
607	I	φ20mm	2	14.76
608	I	φ20mm	4	6.16
609	I	φ20mm	2	6.25
610	I	φ25mm	2	20.73
612	I	φ20mm	2	6.35
613	I	φ20mm	12	2.59
614	I	φ20mm	12	3.07
615	I	φ20mm	24	3.12
617	I	φ25mm	3	9.70
618	I	φ25mm	3	20.72
619	I	φ25mm	3	20.54
620	I	φ25mm	3	9.55
RESUMEN				
φ mm	18	20	25	32
L (m)	-	388.14	296.65	-
W (kg/m)	1.998	2.466	3.853	6.313
Peso (kg)	-	957.15	1142.99	-
W total	2100.15			



PROPUESTA REFORZAMIENTO ARCO DE CORO – EJE C

ESC 1:125



DETALLE
PERFORACIÓN

ESC S/N

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

NOMBRE DEL PROYECTO:
ESTUDIO DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADA EN EL CENTRO HISTÓRICO

CONTENIDO:
PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL ARCO DE CORO

MAYRA ALEJANDRA ESTRELLA

EDWIN ERNESTO NARVÁEZ

REVISADO POR :
ING. PATRICIO PLACENCIA
DIRECTOR

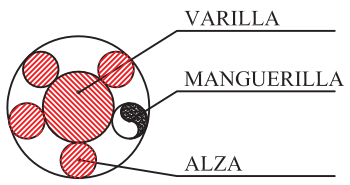
REVISADO POR :
ING. DAVID MORA
CO-DIRECTOR

FECHA: ENERO / 2019

ESCALA: INDICADAS

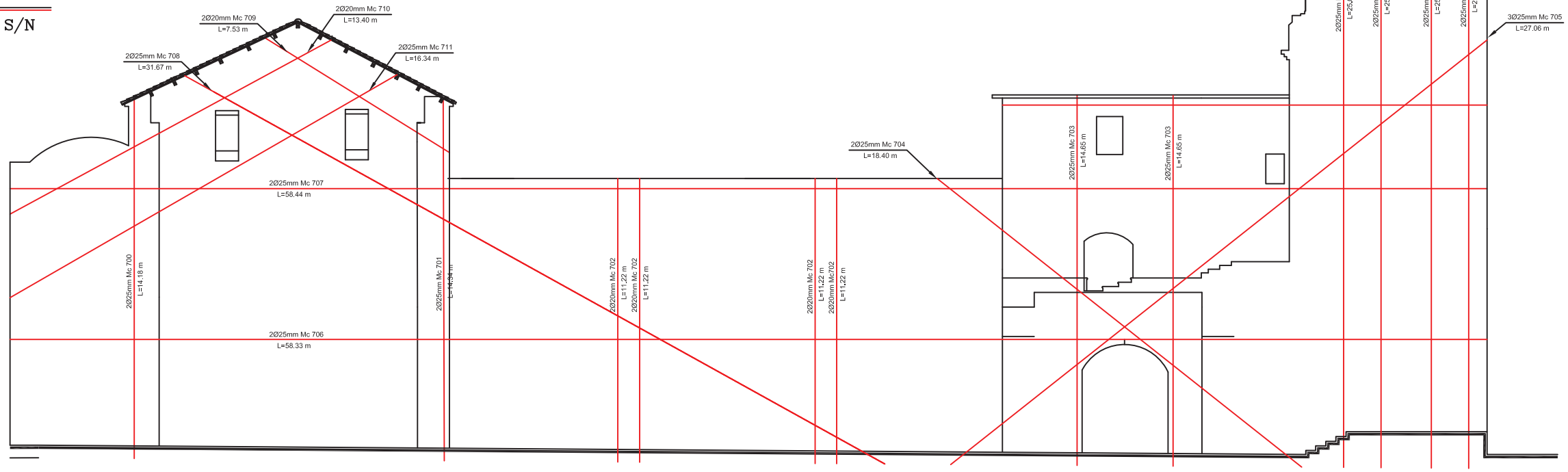
LAMINA: 7 / 8 DE:

700	I	φ25mm	2	14.18
701	I	φ25mm	2	14.34
702	I	φ20mm	8	11.22
703	I	φ25mm	4	14.65
704	I	φ25mm	2	18.40
705	I	φ25mm	3	27.06
706	I	φ25mm	2	58.33
707	I	φ25mm	2	58.44
708	I	φ25mm	2	31.67
709	I	φ20mm	2	7.53
710	I	φ20mm	2	13.40
711	I	φ25mm	2	16.34
RESUMEN				
φ mm	18	20	25	32
L (m)	-	131.62	563.18	-
W (kg/m)	1.998	2.466	3.853	6.313
Peso (kg)	-	324.57	2169.93	-
W total	2494.51			



DETALLE
PERFORACIÓN

ESC S/N



PROPUESTA REFORZAMIENTO PAREDES DE NAVES LATERALES – EJE 2

ESC 1:100

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

NOMBRE DEL PROYECTO:
ESTUDIO DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS TORRES DE LOS CAMPANARIOS DE LA IGLESIA SAN FRANCISCO DE QUITO UBICADA EN EL CENTRO HISTÓRICO

CONTENIDO:
PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL MUROS DE NAVE LATERAL, EJE 2

MAYRA ALEJANDRA ESTRELLA

EDWIN ERNESTO NARVÁEZ

REVISADO POR :
ING. PATRICIO PLACENCIA
DIRECTOR

REVISADO POR :
ING. DAVID MORA
CO–DIRECTOR

FECHA: ENERO / 2019

ESCALA: INDICADAS

LAMINA: 8 / 8

DE: