

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

Análisis estructural y geotécnico, propuesta de soluciones aplicables a la iglesia Matriz de San José de Chimbo, afectada por el sismo de 6 septiembre 2018.

PROYECTO INTEGRADOR

Previo la obtención del Título de:

Ingeniero Civil

Presentado por:

Rocohano Granados Darwin José

Suárez Laínez Ander Vinicio

GUAYAQUIL – ECUADOR

Año: 2018

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a Dios, por darme una familia que ha sabido apoyarme durante mi carrera de pregrado, aconsejándome a finalizar mis estudios y que continúe en la constante preparación como futuro profesional del país.

Darwin Rocohano Granados

Dedico este trabajo de manera especial a todos mis familiares que confiaron y me apoyaron durante el tiempo de mi carrera universitaria. De igual manera dedico el proyecto a la empresa HOLCIM, por el apoyo brindado en la dosificación del hormigón proyectado. Finalmente, al Sr. Genaro Gracia por permitir llegar al cantón Chimbo y poder aportar con la solución a la Iglesia.

Ander Suárez Laínez

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a todos los profesores que me formaron durante la carrera, en especial a aquellos que nos hablaban sobre la ética y el profesionalismo de la Ingeniería Civil. A mi tutora de conocimientos y al tutor de la Materia Integradora, por el apoyo brindado en la realización de este proyecto, donde hemos descubierto el cuidado que deben tener las estructuras ante los movimientos telúricos del Ecuador.

Darwin Rocohano Granados

Agradezco principalmente a Dios, por permitirme estar junto a mi familia y por alcanzar uno de los logros más importante en mi vida, también por la nueva experiencia que he ganado en el desarrollo de este proyecto. Gracias a mi universidad por la educación de excelencia, en especial a mis tutores Ing. Nadia Quijano y Dr. Miguel Chávez, por guiarme paso a paso en este proceso de formación. Por ultimo agradezco a las personas que leerán este documento y espero que pueda de ser mucha ayuda para futuras investigaciones.

Ander Suárez Laínez

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Rocohano Granados Darwin José y Suárez Laínez Ander Vinicio y damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

Darwin Rocohano

Ander Suárez

EVALUADORES

Dr. Miguel Chávez Moncayo

Coordinador de la Materia Integradora

Msc. Nadia Quijano Arteaga

Profesor tutor de Área de Conocimiento

Msc. Luis De Grau

Profesor tutor de Evaluación de
Impacto Ambiental

Dr. Carlos Rodríguez

Profesor tutor de Presupuesto

RESUMEN

En este proyecto se describen soluciones que deben tomarse en cuenta para evitar el deterioro de estructuras esenciales, como es el caso de la Iglesia Matriz de San José de Chimbo que cuenta con 80 años de construcción. Debido a su antigüedad y junto con la actividad sísmica del país, se presentan fisuras en áreas específicas del centro católico, por lo que se procedió a realizar análisis del comportamiento estructural ante el movimiento sísmico del 6 de septiembre del 2018, y del sismo de diseño. Para evidenciar la afectación presentada en la iglesia, se hicieron visitas técnicas durante los meses de octubre y diciembre, realizándose ensayos en sitio y de laboratorios necesarios para el análisis estructural en SAP2000. Por otro lado, se observó que existen dos problemáticas que vulneran la estabilidad de la estructura. Con respecto a la problemática 1, el altar ha causado el efecto de golpeteo en la pared posterior de la iglesia y la solución técnica realizada en el mes de diciembre del 2018 está causando un daño mayor, por lo cual se propone la proyección de hormigón y el retiro inmediato de los puntales de concreto. En relación a la problemática 2, el material de ligante tiene que poseer una mayor resistencia en comparación al encontrado durante las visitas. En definitiva, se debe prevenir que los próximos movimientos telúricos afecten los bienes patrimoniales.

Palabras Clave: actividad sísmica, análisis estructural, esfuerzos cortantes, espectros de diseño.

ABSTRACT

This project describes two solutions to avoid deterioration of essential structures, as is the case of San Jose Chimbo Church, which has 80 years of construction. Due to time and the country seismic activity, cracks appeared in specific areas of the Catholic center, an structural behavior analysis was made considering the seismic movement of September 6 of 2018 and the design earthquake. Technical visits were made during the months of October and December in order to observe the affectation of the church and to make in-situ tests required for the structural analysis in SAP2000. During the analysis, two problems that disturbed the stability of the structure were noticed, such as Problem 1, the altar has caused a knocking effect on the back wall of the church and a previously technical solution made in December 2018 was causing great damage, to solve this problem, the immediate removal of concrete struts and the use of shotcrete is needed. Problem 2 appeared because of the low resistance binder material found during the visits, the use of a higher resistance material is needed. Definitely, solutions are needed to prevent possible affectations of the church during future earthquakes.

Keywords: *seismic activity, structural analysis, shear stress, design spectrum.*

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	I
ABSTRACT	II
ÍNDICE GENERAL	III
ÍNDICE DE FIGURAS	VI
ÍNDICE DE TABLAS	IX
ÍNDICE DE PLANOS	X
ABREVIATURAS	XI
CAPÍTULO 1	1
1. Introducción	1
1.1 Descripción del problema	2
1.2 Justificación del problema	4
1.3 Objetivos	6
1.3.1 Objetivo General	6
1.3.2 Objetivos Específicos	6
1.4 Marco Teórico	6
1.4.1 Subducción de placas en el Ecuador	6
1.4.2 Principales fallas en las estructuras	8
1.4.3 Ensayos destructivo y No destructivo	10
1.4.4 Tipos de cargas.	12
1.4.5 Análisis estructural	13
1.4.6 Alternativas de rehabilitación	14
1.4.7 Aditivos	16
CAPÍTULO 2	19
2. Metodología	19
2.1 Inspección del problema	19
2.1.1 Análisis de la situación inicial de la iglesia.	19

2.2	Levantamiento altimétrico de la iglesia	20
2.2.1	Prueba de verticalidad de la pared de roca.....	21
2.3	Ensayos de muestras.....	22
2.3.1	Ensayos en sitio.....	22
2.3.2	Ensayos de laboratorio	23
2.4	Análisis estructural.....	24
2.4.1	Análisis estructural en SAP2000.....	25
2.5	Alternativas preliminares.....	29
2.5.1	Tabla morfológica de selección de alternativas.....	29
2.6	Propuesta de solución final.....	32
2.6.1	Materiales	33
2.6.2	Límites de calificación para agregados combinados.....	33
2.6.3	Dosificación	34
2.6.4	Proceso del mezclado.....	36
2.6.5	Resistencia a compresión del hormigón proyectado	37
2.6.6	Resistencia a corte de un hormigón.....	38
CAPÍTULO 3.....		40
3.	Resultados Y ANÁLISIS	40
3.1	Análisis de la situación actual de la iglesia Matriz.....	41
3.1.1	Intervención a fachada posterior de la iglesia.....	41
3.2	Pruebas a los elementos de la Iglesia	43
3.3	Afectación de la fachada posterior de la estructura, Problemática 1.....	46
3.3.1	Análisis de fachada posterior sin altar de ladrillos.....	46
3.3.2	Análisis de sistema estructural con el altar de ladrillos.....	49
3.3.3	Análisis de situación actual, visita técnica diciembre 2018.....	53
3.4	Afectación del ligante en los arcos internos, problemática 2.....	55
3.5	Caracterización de los agregados del hormigón proyectado.....	58

3.6	Diseño de las soluciones a base de cemento hidráulico.....	59
3.6.1	Diseño de hormigón proyectado.	59
3.6.2	Diseño de mortero a inyectar.	60
3.7	Evaluación de Impacto Ambiental.	61
3.7.1	Regularización ambiental.....	61
3.7.2	Recomendaciones para la Ejecución del Proyecto.	62
3.8	Presupuesto referencial.....	67
CAPÍTULO 4.....		70
4.	Conclusiones Y RECOMENDACIONES.....	70
4.1	Conclusiones.....	70
4.2	Recomendaciones.....	72
BIBLIOGRAFÍA.....		74

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Materiales fundamentales de la Iglesia.....	3
Figura 1.2 Distancia desde el epicentro hacia el cantón S.J. de Chimbo.....	5
Figura 1.3 Peligrosidad Sísmica del Ecuador.	7
Figura 1.4 Golpeteo en edificios.....	8
Figura 1.5 Fisuras presente en la argamasa.	9
Figura 1.6 Ensayo de resistencia de compresión de núcleo de roca.	10
Figura 1.7 Esclerómetro de rebote.	11
Figura 1.8 Mallado y modelo de bloques con refuerzos.....	14
Figura 2.1 Diagrama de metodología de análisis y diseño.	19
Figura 2.2 Medición de fisuras en la iglesia.	19
Figura 2.3 Pared posterior con puntales.....	20
Figura 2.4 Medición de paredes con la Estación Total.	21
Figura 2.5 Prueba de verticalidad con la estación total.....	22
Figura 2.6 Ensayo de esclerómetro a la pared de roca.	23
Figura 2.7 Núcleos de roca y bloque de ladrillo.	24
Figura 2.8 Discretización aproximada de los muros de roca.....	25
Figura 2.9 Propiedades ingresadas en SAP2000 para roca andesita.....	26
Figura 2.10 Espectro sísmico del 6 septiembre 2018	28
Figura 2.11 Espectro de diseño de S.J. de Chimbo.....	28
Figura 2.12 Mortero observado durante la inspección a la estructura.....	31

Figura 2.13 Mezclado del mortero a inyectar.....	37
Figura 2.14 Rotura de especímenes a las edades correspondientes.	37
Figura 3.1 Vista isométrica de la Iglesia Matriz, AutoCAD.	41
Figura 3.2 Sistema de refuerzo de la fachada posterior.	42
Figura 3.3 Trazado de diferentes líneas entre varios puntos medidos con láser.....	42
Figura 3.4 Medición de tres ángulos de inclinación.	43
Figura 3.5 Propiedades del material del altar en SAP2000.	45
Figura 3.6 Sistema estructural de la iglesia en SAP2000.	45
Figura 3.7 Opciones para determinar el corte en dirección de ejes locales 1-3.	46
Figura 3.8 Esfuerzos de corte en la fachada aislada del altar, sismo de septiembre. ...	47
Figura 3.9 Esfuerzos de corte en la fachada aislada del altar, sismo de diseño.	48
Figura 3.10 Esfuerzo cortante demandado por el sismo de 6 de septiembre.	50
Figura 3.11 Esfuerzo cortante en el plano 2-3.....	50
Figura 3.12 Demanda por corte del sismo de diseño en kg/cm ²	51
Figura 3.13 Comprobación de esfuerzos resistentes en la dirección corta.	52
Figura 3.14 Análisis de puntales de hormigón junto a la fachada posterior	54
Figura 3.15 Análisis de las 3 situaciones presentada en la Iglesia de Chimbo.	55
Figura 3.16 Demandas de corte S13 en arcos de la Iglesia Matriz.	56
Figura 3.17 Demandas de corte S23 en arcos de la Iglesia Matriz.	56
Figura 3.18 Grietas de apertura de 5cm cerca del altar.....	57
Figura 3.19 Análisis de la argamasa en la Iglesia de Chimbo.....	57

Figura 3.20 Curva combinada para agregados de concreto.	59
Figura 3.21 Curva de resistencia alcanzada durante el curado de cilindros.	60
Figura 3.22 Curva de resistencia alcanzada durante el curado de mortero.	61
Figura 3.23 Mensaje recibido del MAE sobre el tipo de permiso ambiental.	62
Figura 3.24 EPP del trabajador	64
Figura 3.25 Plano de Evacuación.....	64
Figura 3.26 Plano de Ubicación de Equipos y Señalética.....	65

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Resistencias según ISRM.....	12
Tabla 1.2 Ejemplo de Dosificación Concreto Lanzado, Proyecto La Potra.	15
Tabla 2.1 Alternativas propuestas ante la afectación de la Iglesia.....	29
Tabla 2.2 Criterios para la alternativa de hormigón, Problemática 1.....	30
Tabla 2.3 Criterio para alternativa de mortero, Problemática 2.	30
Tabla 2.4 Soluciones Finales de las problemáticas 1 y 2.	32
Tabla 2.5 Combinación de agregados para hormigón proyectado.....	34
Tabla 2.6 Dosificación de concreto lanzado de la prueba #3.....	34
Tabla 2.7 Dosificaciones descartadas de concreto lanzado.	35
Tabla 2.8 Dosificación de mortero a inyectar.....	36
Tabla 3.1 Resistencia con esclerómetro de los elementos actuales de la iglesia	44
Tabla 3.2 Esfuerzo a compresión simple de núcleos de roca andesita.....	44
Tabla 3.3 Capacidad de fachada superior sin presencia del altar.....	49
Tabla 3.4 Capacidad de fachada superior con presencia del altar	53
Tabla 3.5 Comportamiento de la fachada con puntales de concreto.	54
Tabla 3.6 Granulometría obtenida de los agregados a utilizar.....	58
Tabla 3.7 Resumen de los desechos generados en obra.....	67
Tabla 3.8 Presupuesto referencial de las propuestas a implementar.....	68

ÍNDICE DE PLANOS

- PLANO 1 Vista isométrica de la Iglesia Matriz.
- PLANO 2 Vista superior.
- PLANO 3 Vista lateral derecha – ingreso principal.
- PLANO 4 Fachadas de la Iglesia.
- PLANO 5 Secciones A-A', B-B' y C-C'.
- PLANO 6 Propuestas de soluciones por parte de los autores.
- PLANO 7 Ruta de evacuación, punto de encuentro.
- PLANO 8 Ubicación de los equipos y señaléticas.

ABREVIATURAS

ESPOL Escuela Superior Politécnica del Litoral

EPN Escuela Politécnica Nacional

ASTM American Society for Testing and Materials

NEC Norma Ecuatoriana de Construcción

ISRM International Society for Rock Mechanics

A/C Relación agua – cemento

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

En el Ecuador existen bienes culturales, tales como iglesias, centros escolares y vestigios culturales que describen la historia del país en sus diferentes rincones, por lo que es de gran importancia conservarlos, este es el caso de la iglesia matriz de Chimbo ubicada en el cantón San José de Chimbo, Provincia de Bolívar, centro del país; que fue construida hace 80 años e implantada en un área de 865, 58 m², compuesta de una estructura de bloques de roca y unida con pasta cementante de cal, agua y arena. Por estas características y los años de antigüedad, ha sido considerada parte del patrimonio cultural de la provincia de Bolívar y a la vez reconocida por el Instituto Nacional de Patrimonio Cultural.

Hay que mencionar, que los bienes patrimoniales, por el tiempo transcurrido desde su construcción y la constante actividad sísmica del país, suelen ser los más afectados por lo que las autoridades cantonales han asumido el compromiso de

gestionar la estabilidad de las estructuras para que se mantengan en el tiempo como testimonios culturales.

El terremoto devastador del 16 de abril del 2016, con epicentro en Pedernales y el último sismo registrado el 6 de septiembre del 2018 con epicentro en la ciudad de Cumandá, son los más representativos por localizarse cerca del cantón Chimbo y fueron las principales causas de los problemas que presenta la iglesia Matriz. La presencia de grietas pronunciadas localizadas en las juntas del bloque de roca, que llegan a medir hasta 2 metros de longitud, vulneran la seguridad de la casa religiosa, por lo que se necesita un plan de rehabilitación en el menor tiempo posible.

El proyecto consiste en realizar inspecciones y evaluaciones en la estructura de la iglesia para proponer soluciones viables, evitando su deterioro con el pasar de los años o ante movimientos telúricos. Por lo tanto, el tema del proyecto se refiere al “Análisis estructural y geotécnico, propuesta de soluciones aplicables a la iglesia matriz de la ciudad de Chimbo, afectada por el sismo del 6 de septiembre del 2018”.

Los diferentes análisis de los elementos estructurales se realizaron en el laboratorio de suelos de la Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra de ESPOL.

1.1 Descripción del problema

Los movimientos telúricos del 16 de abril del 2016 con una magnitud de **7.8** y del 6 de septiembre del 2018 con **6.2** en la escala de Richter, causaron daños al sistema estructural y no estructural de la Iglesia Matriz de San José de Chimbo, que ha tolerado diversos eventos telúricos presentados periódicamente en el país.

Cabe precisar que la iglesia fue construida con los materiales más accesibles del sector y de la época, que eran bloques de roca talladas y unidas con argamasa como se puede apreciar en la Figura 1.1. La técnica aplicada para la construcción responde del desarrollo tecnológico del momento, ya que no existía el conocimiento adecuado para diseño de estructuras sismo resistente. Tampoco se contaba con la Normativa ecuatoriana de la construcción que actualmente guía y limita el diseño y construcción

El problema que se presenta en la estructura de la iglesia, objeto de estudio, se ubica en dos sectores que consiste en el agrietamiento de la fachada posterior, a

la que llamaremos **problemática 1**, y la presencia de fisuras pronunciadas localizadas en las juntas del bloque de roca, que llegan a medir hasta 2 metros de longitud y vulneran la seguridad de la casa religiosa, denominada **problemática 2**.



Figura 1.1 Materiales fundamentales de la Iglesia.

Fuente: (Los Autores.)

Los materiales mencionados poseen diferencias amplias en términos de resistencia, en especial entre el muro de roca y el actual de ladrillos; éste último fue colocado en la construcción de un nuevo altar en el ingreso antiguo de la iglesia, sustituyendo un altar inicial de madera.

La combinación de los materiales presente en la estructura esencial y acompañado de los eventos sísmico, conlleva a la apertura de grietas en la unión de argamasa que se encuentra entre los bloques, a su vez, se aumenta el problema de golpeteo entre la pared posterior, con el sistema de ladrillos de 80 cm de espesor y de altura similar a la pared descrita, que forman parte de un púlpito colocado en el interior de

la iglesia, donde este ha afectado el muro posterior en gran manera al haber ocurrido el sismo de septiembre.

Por las situaciones presentes en la iglesia, se requiere de un aumento de resistencia tanto en las uniones de bloques donde se encuentra la argamasa agrietada, como en la pared involucrada en el golpeteo con el altar de ladrillos. A fin, de generar un ambiente de seguridad a los feligreses católicos que visitan la iglesia patrimonio del Ecuador.

1.2 Justificación del problema

El agrietamiento en la Iglesia Matriz ha venido presentándose desde comienzos del siglo XXI, la cual ha sido partícipe de una serie de reparaciones en los daños parciales que deja como resultado la actividad sísmica del Ecuador. La aparición de grietas se debe a la diferenciación de resistencia y características mecánicas entre los materiales de la estructura esencial, con lo cual se impone inseguridad a los feligreses de la religión católica nacional e internacional que visitan el santuario.

La iglesia tiene capacidad para recibir aproximadamente 600 personas, la cual puede verse aumentada en semana santa; a su vez, el Ecuador es un país laico cuyo porcentaje mayoritario es la religión católica que puede verse reflejada en el centenar de iglesias construidas a lo largo de la historia.

El sistema de construcción actual de la iglesia, no es el adecuado para un país con actividades sísmicas, donde las de mayor magnitud dejan afectaciones en las estructuras que fueron levantadas con materiales similares, usados en países europeos, porque no existen riesgos por afectación sísmica, como por ejemplos, las iglesias coloniales de Europa.

Para evitar el continuo agrietamiento de la unión entre bloques debido a la baja resistencia de la argamasa, se propone utilizar inyecciones de mortero de mayor resistencia al corte del material presente, que a su vez brinde una mejor adherencia a los bloques de roca, eliminando la diferencia de resistencia entre la unión y los bloques.

A su vez se propone reforzar la pared posterior con una proyección de hormigón que brinde mayor resistencia ante golpeteos que se pueden generar por actividades

sísmicas en el futuro. Como, por ejemplo, el daño causado en la actualidad, fue producido por en el sismo de magnitud 6.5 en la escala de Richter, el 6 de septiembre del 2018. Un factor que influye en la afectación de la iglesia, es la distancia en la que se encuentra el cantón Chimbo hasta el epicentro del sismo, la misma que fue medida desde Google Earth Pro y tiene una longitud aproximada de 38 Km, como se puede apreciar en la Figura 1.2.



Figura 1.2 Distancia desde el epicentro hacia el cantón S.J. de Chimbo.

Fuente: (Google Earth Pro)

Beneficiando a toda la comunidad de San José de Chimbo y a cerca del 80% de ecuatorianos que afirman ser creyentes de la religión católica y que, en días festivos o feriados, optan por visitar las estructuras antiguas del país, de entre ellas, la Iglesia Matriz.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Proponer soluciones que aumenten la resistencia de los elementos afectados por movimientos sísmicos en la Iglesia Matriz de San José de Chimbo, mediante el análisis estructural de la edificación esencial y ensayos realizados en laboratorio, para el control de daños parciales en la edificación por los sismos que puedan presentarse en el Ecuador.

1.3.2 Objetivos Específicos

1. Realizar el levantamiento altimétrico de la iglesia matriz de Chimbo, para la verificación de las posibles inclinaciones con estación total.
2. Determinar la resistencia de la roca madre, ladrillo, mortero y argamasa, midiendo la adherencia entre estos materiales, mediante ensayos de laboratorios en la FICT.
3. Diseñar una dosificación adecuada, para la utilización de la misma en un hormigón proyectado que será lanzado en los elementos susceptibles a fallar por acción de la actividad sísmica futura.
4. Mejorar la adherencia entre los bloques de roca y argamasa, mediante diversas dosificaciones del material adherente utilizando un mismo aditivo.
5. Evaluar los daños producidos por los últimos sismos, para la realización de propuestas con soluciones viables usando técnicas de ingeniería.

1.4 Marco Teórico

1.4.1 Subducción de placas en el Ecuador

El Ecuador se encuentra ubicado en la parte sur del continente Americano o también llamado Sudamérica, comprendido desde 81° W hasta 75° W en longitud; 1,25° N y 5°S de latitud. (Quinde Martínez & Reinoso Angulo, 2016) El territorio ecuatoriano está situado sobre la Placa Sudamérica y forma parte del denominado

“cinturón de fuego del pacífico”, convirtiéndolo en una zona importante de subducción a nivel mundial.

La subducción se produce por el movimiento de la Placa Nazca con respecto a la Placa Sudamericana, en el cual los registros históricos reportan terremotos con magnitudes mayores de 7.7. Sin embargo, el sismo de mayor magnitud registrado en nuestra historia es el de 8.8, con una profundidad de 25 km y 138 Km fuera de la costa ecuatoriana en el sector de Tortuga, Provincia de Esmeraldas, el 31 de enero de 1906. (Chunga, Martillo , Pazmiño, Quiñonez, & Huaman, 2013)

La principal causa de los sismos en la región sierra del Ecuador, se debe a los desplazamientos en dirección N83°E, con movimientos de 58 mm/año, por otro lado la velocidad con la que se desplaza la microplaca o también conocida como el “Bloque Andino” es de 7 – 8 mm/año en sentido N35°E en un sistema de falla Mayor Dextral o Sistema Chingual–Cosanga–Pallatanga–Puná (CCPP), es decir que el bloque de la derecha se mueve con respecto al de la izquierda a lo largo del plano de falla, produciendo un esfuerzo de compresión. (Taipe ACosta, 2013)

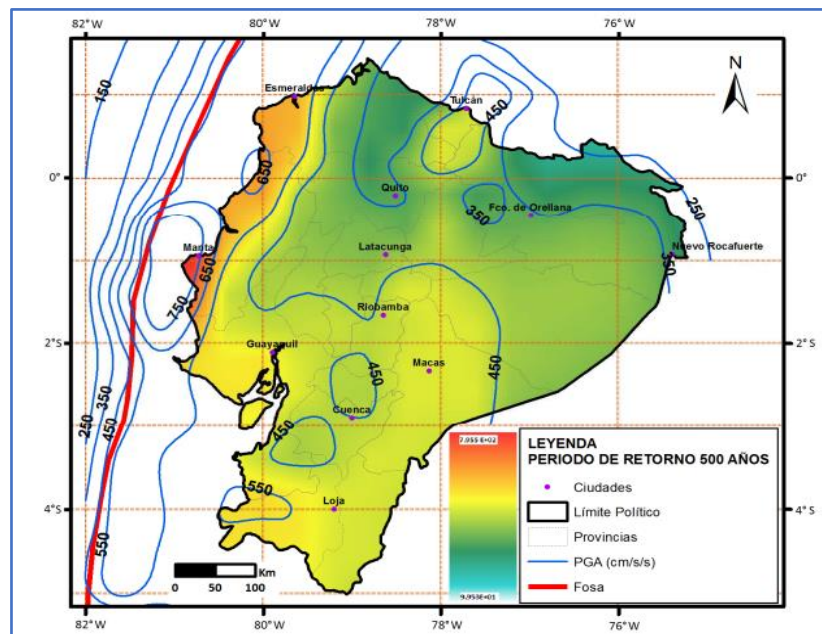


Figura 1.3 Peligrosidad Sísmica del Ecuador.

Fuente: (Panchi, 2013).

En la Figura 1.3 se muestra la peligrosidad sísmica del Ecuador, donde se puede constatar que las zonas cercanas a la subducción, presentan valores altos de

aceleración y a medida que se aleja de la zona de subducción el efecto es bajo. Un claro ejemplo es la ciudad de Manta que posee 750 cm/s^2 , convirtiéndola en una de las ciudades vulnerables ante eventos sísmicos. (Panchi, 2013)

1.4.2 Principales fallas en las estructuras

1.4.2.1 Golpeteo entre estructuras

El golpeteo es un daño estructural causado por una fuerza natural durante un movimiento sísmico en estructuras colindantes, por lo que es importante mantener una separación entre edificios, ya que cada elemento estructural posee un módulo de vibración diferente. Una situación que puede provocar daños severos, es cuando los niveles de entrepiso no coinciden con los del edificio adyacente provocando que la losa choque en muchos casos con las columnas, generando el colapso parcial o total del edificio. (Astorga & Rivero, 2009) Un claro ejemplo de lo explicado anteriormente se puede observar en la Figura 1.4



Figura 1.4 Golpeteo en edificios.

Fuente: (Carreño, Lantada, & Irizarry, 2012)

La autoridad competente de urbanismo y construcción en las diferentes ciudades deben establecer una distancia mínima entre las edificaciones para evitar el fenómeno de golpeteo. Sin embargo, la Normativa ecuatoriana de la

construcción recomienda una distancia basándose en la coincidencia de los niveles de entresijos en los elementos estructurales y cuando exista o no edificios colindantes para estructuras adyacentes. (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

Es por tal motivo que al construir el altar de ladrillo en la Iglesia San José de Chimbo debió acogerse a las recomendaciones de la NEC, Peligro Sísmico, parte 2, relacionado a la separación de estructuras adyacentes, donde establece fórmulas para obtener las distancias mínimas tomando en cuenta varios parámetros estructurales.

1.4.2.2 Materiales de baja resistencia

La iglesia matriz San José de Chimbo, construida hace 8 décadas atrás. Una construcción totalmente de Roca Andesita. En el cual utilizaron como pasta cementante cal, agua y arcilla, eran los materiales de construcción de aquellos tiempos, donde no se utilizaban los principios de ingeniería, tampoco el cemento y el acero formaban parte de las edificaciones como en la actualidad. La falta de ensayos previos a los materiales constructivos, con el pasar del tiempo provocaron fisuras o grietas por la baja resistencia que poseen los elementos al verse sometidas a efectos sísmicos. Las fisuras se observan en la **Figura 1.5**.



Figura 1.5 Fisuras presente en la argamasa.

Fuente: (Los autores)

Las Iglesias forman parte del grupo de estructuras esenciales, por lo que deben ser diseñadas y construidas para soportar sismos. En el país estas estructuras,

en situación de emergencia pueden servir de albergues para salvaguardar la vida de los pobladores. Por lo tanto, se deben utilizar materiales resistentes, durables y dúctiles. La entidad competente deberá evaluar, verificar y hacer cumplir los requerimientos establecidos por la NEC y el Reglamento Técnico ecuatoriano (RTE INEN) vigentes en la actualidad. (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

1.4.3 Ensayos destructivo y No destructivo

1.4.3.1 Resistencia a la compresión simple en núcleos de roca

Es un ensayo destructivo realizado a un espécimen o núcleo de roca para conocer su capacidad compresiva. El núcleo se extrae de la roca madre, la superficie de la muestra debe estar totalmente lisa, es decir sin irregularidades de forma que la muestra pueda estar estable al tener contacto con la Prensa de Compresión Digital, como se muestra en la Figura 1.6.

El ensayo de compresión simple no muestra de manera exacta la resistencia de la roca madre in situ, debido a que en el campo existen fallas, irregularidades, cuñas, meteorización y otros factores que afectan la resistencia. Por lo que los valores deben ser empleados con criterio en la ingeniería.



Figura 1.6 Ensayo de resistencia de compresión de núcleo de roca.

Fuente: (Los autores)

Al exceder en la carga puede que el núcleo de roca explote de forma violenta, por lo que es necesario colocar una malla, para evitar que las partículas de rocas causen daños al encargado del ensayo.

Los especímenes de núcleos de roca deben tener forma cilíndrica y cumplir con una relación de 2:1 de la longitud con respecto al diámetro, es decir $L/D=2$ como lo recomienda el Método de Ensayo Estándar para preparar Especímenes de Núcleos de Roca (ASTM D 2938– 95 y D 4543– 85, 2014)

1.4.3.2 Prueba de esclerómetro

El ensayo de esclerómetro es de tipo No destructivo, pruebas que se realizan en sitio para estimar la resistencia de compresión simple de una roca, hormigón entre otros materiales.

El equipo más utilizado para estas pruebas, es el Martillo Schmidt, el uso no es complejo y el dispositivo es portátil, por lo que permite llevarlo a lugares poco accesibles. El mecanismo que utiliza este dispositivo es la medición del rebote sobre la superficie de roca u hormigón a ensayar. El rebote correlaciona las resistencias con un gráfico publicado por Miller, en función de la densidad de la roca y la orientación del martillo. El instrumento se muestra en la Figura 1.7

Existen dos tipos de martillos, el tipo L y N, con energía de impactos diferentes, pero ambos emiten buenos resultados en el rango de 20 – 150 MPa. Sin embargo, el ISRM permite utilizar los dos tipos de martillo, a diferencia de ASTM, que no establece el tipo de martillo.



Figura 1.7 Esclerómetro de rebote.

Fuente: (Fabiequipos S.A.S).

ISRM, permite clasificar a la roca por su resistencia con el Martillo Schmidt mediante la siguiente Tabla 1.1.

Tabla 1.1 Resistencias según ISRM

Descripción	Resistencia a compresión
Extremadamente blanda	< 1 MPa
Muy blanda	1 - 5 MPa
Blanda	5 - 25 MPa
Moderadamente Blanda	25 - 50 MPa
Dura	50 - 100 MPa
Muy Dura	100 -250 MPa
Extremadamente Dura	> 250 MPa

Fuente: (ISRM Part. 3, 1981)

1.4.4 Tipos de cargas.

1.4.4.1 Cargas Muerta

Son cargas permanentes, es decir los pesos que se encuentran en las estructuras de forma fija o los que tienen movimiento despreciable. En las cargas muertas se incluyen columnas, vigas viguetas, muros, equipos, instalaciones eléctricas, sanitarias y elementos permanentes en la estructura. (NEC - SE - CG, 2015)

En un proyecto de ingeniería es importante utilizar los pesos reales de los elementos que formarán parte de la construcción, en caso de no contar con información se debe acudir a las normativas para utilizar los valores incluidos en el reglamento de construcción de la ciudad.

Los pesos correspondientes se calcularán multiplicando los volúmenes de los elementos por sus respectivos pesos unitarios. (Delaloye, 2009)

1.4.4.2 Carga Viva

Son cargas móviles que dependen de la ocupación que se le vaya a dar a la estructura. En general, las cargas vivas están constituidas por los pesos de

elementos o equipos que varían con el tiempo por su periodo útil o por renovaciones de los equipos. Los pesos de las personas también se incluyen en esta categoría y principalmente la carga por el mantenimiento que se le vaya a dar a la estructura en un futuro. (NEC - SE - CG, 2015)

1.4.4.3 Carga de Sismo

Las cargas por sismo, están constituidas por las fuerzas que producen los temblores y son transmitidas a las estructuras. Los elementos estructurales deben ser diseñados a tal punto que sean capaces de disipar la energía. Es recomendable trabajar en el rango elástico de los elementos, pero al estar dentro de este rango, genera un costo elevado en las obras, por lo tanto, se debe usar un factor reductor de resistencia sísmica R y asegurar que los elementos posean ductilidad. (NEC -SE-DS, 2015)

1.4.5 Análisis estructural

1.4.5.1 Análisis de elementos finitos

Es un método numérico que consiste en la resolución de ecuaciones diferenciales, las mismas que rigen un comportamiento de un gran número de fenómenos, como el comportamiento de flexión de vigas o el comportamiento de tensión-deformación, esta última se rige por la ecuación de Poisson, en 2 o 3 dimensiones. De forma que la ecuación tiene una forma particular de discretizar una estructura monolítica en finitas partes.

El método de elementos finitos, divide el dominio en elementos más grandes, por lo que entre más elementos se utilicen para discretizar la estructura, más cerca se estará de la solución exacta. De todas maneras, la solución exacta, es en pocos casos útil para propósitos prácticos, por tanto, se deberá escogerse una división de malla adecuada a la precisión del caso.

Para la simulación de vigas y columnas en el método de elementos finitos se usan líneas, placas para simular losas y elementos volumétricos para obtener resultados de esfuerzos internos. (Belegundu, 1999)

1.4.5.2 Aplicación del método de análisis finitos.

Una aplicación del método de modelación de estructuras fue la simulación de zonas susceptibles a movimientos de masa en la zona costera del Estado de Carabobo en Venezuela, debido a la advertencia geológica. Los parámetros geomecánicos utilizados en este método fueron obtenidos por medio de ensayos en muestras de suelos y rocas realizados en el laboratorio.

Con la información de mapas, datos geomorfológicos, informes y otros trabajos efectuado en la zona de la investigación, aparte del trabajo realizado en campo donde determinó las zonas de fallas y los grandes movimientos de masas de suelo. Para el ingreso de los datos, el autor de esta investigación creo las geometrías y luego estableció las condiciones de borde al igual que las cargas para crear las simulaciones. Los resultados en la simulación fueron principalmente la inestabilidad de 4 zonas por lo que provoca un peligro para una comunidad cercana por los desplazamientos verticales, esfuerzos y deformación unitaria. Una representación gráfica de la aplicación de elementos finitos se puede apreciar en la Figura 1.8 (Sosa, Alam, & Elberg, 2008).

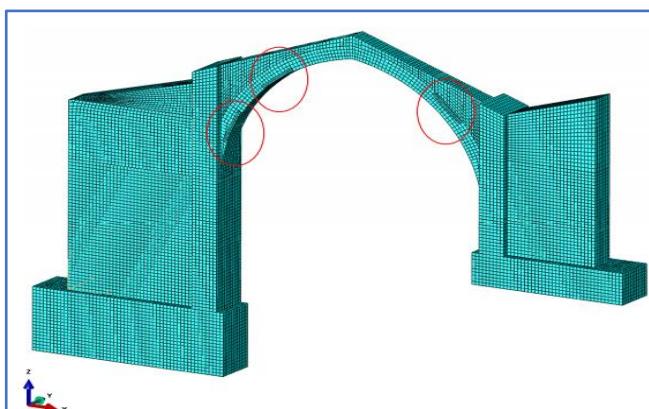


Figura 1.8 Mallado y modelo de bloques con refuerzos.

Fuente: (Ayensa Pardo, 2011).

1.4.6 Alternativas de rehabilitación

1.4.6.1 Inyección de mortero de alta resistencia

La principal razón por la que se introduce e inyecta hormigón, es para modificar el suelo o roca, así aumentar la resistencia a la compresión y corte,

impermeabilizar, rellenar y compactar. El líquido inyectado es introducido a presión, aplicando el método de Packer, por lo que puede ser inyectado en dirección ascendente o descendente.

1.4.6.2 Hormigón proyectado

También denominado concreto lanzado, consiste en la mezcla de cemento, agua, agregados, aditivos y en muchos casos fibras de acero para mejorar la resistencia. Mediante una manguera es proyectado o lanzado hacia la superficie de suelo o roca que ha perdido capacidad de sostenimiento. El hormigón proyectado, protege la roca de factores como la meteorización y provee soporte permanente en el avance de obras subterráneas.

Una de las aplicaciones de este hormigón se dio en el Uso de la clasificación geomecánica, utilizando el método RMR para la estimación preliminar de sostenimiento de taludes en el cerro La Potra. Los parámetros utilizados en el RMR, permitieron obtener una solución y condición viable para la estabilidad. El concreto proyectado utilizó fibras de 5 cm en las paredes del talud.

La dosificación empleada en el proyecto utiliza un agregado máximo nominal de 10 mm, cumpliendo con la Norma ASTM C 33. La resistencia obtenida del hormigón fue de 175 kg/cm² a los 7 días, es por tal motivo la necesidad de utilizar fibras metálicas en este proyecto. (Cerdas Olaya, 2013). En la Tabla 1.2 se presenta la dosificación empleada en el Proyecto La Potra

Tabla 1.2 Ejemplo de Dosificación Concreto Lanzado, Proyecto La Potra.

Componentes de la mezcla	Peso en Kg
Cemento Tipo HE	295
Agua	174
3/8"	824
Arena	1094
Polyheed 7530	4.5
Sika Fyber 65/30	40

Fuente: (Cerdas Olaya, 2013).

1.4.7 Aditivos

1.4.7.1 Sikament – 115

Es un superplastificante líquido, reductor de agua en la mezcla y ahorrador de cemento, compuesto por resinas sintéticas y no posee cloruros. Este producto es utilizado como aditivo en las construcciones cumpliendo las normas ASTM C-494.

El aditivo, al ser colocado en la mezcla, fluidifica el concreto permitiendo una mejor trabajabilidad, bombeabilidad del hormigón y facilita la colocación en sitio. Otra función es disminuir hasta un 25% de agua en la mezcla, proporcionando un incremento en la resistencia final de un 40% aproximadamente.

La cantidad adecuada a la mezcla del aditivo depende de la cantidad de cemento, es decir, si la función es reducir el contenido de agua, la dosis óptima a utilizar será del 1 al 2 % del peso del cemento. (SIKA, 2017)

1.4.7.2 Sigunit L – 600 AF

Aditivo líquido, cuya función es acelerar el proceso de fraguado en hormigones lanzados por vía seca o húmeda. Las principales aplicaciones de este producto es la estabilización de túneles, muros de contención, protección de taludes entre otras obras de la ingeniería civil. De igual forma la dosis óptima depende de la cantidad de cemento y esta varía 5 y 8%. (SIKA, 2014)

1.4.7.3 Intraplast Z

Aditivo Expansor en estado sólido, polvo de color gris utilizado para inyectar morteros en grietas de roca u hormigón. La función es expandir la mezcla durante el fraguado con un aumento en el volumen del 3 al 8%. También reduce agua durante el amasado. La dosificación de este producto es el 3% del peso del cemento que se utilice en la mezcla. (SIKA, 2014)

CAPÍTULO 2

2. METODOLOGÍA

En esta sección, según el problema planteado en el capítulo anterior, se describe la siguiente metodología que se ha ejecutado en este proyecto, en base a las inspecciones realizadas en el sitio. Además de la aplicación del análisis estructural para generar soluciones a la casa religiosa. A continuación, se presenta un gráfico donde se resume la metodología en este capítulo.

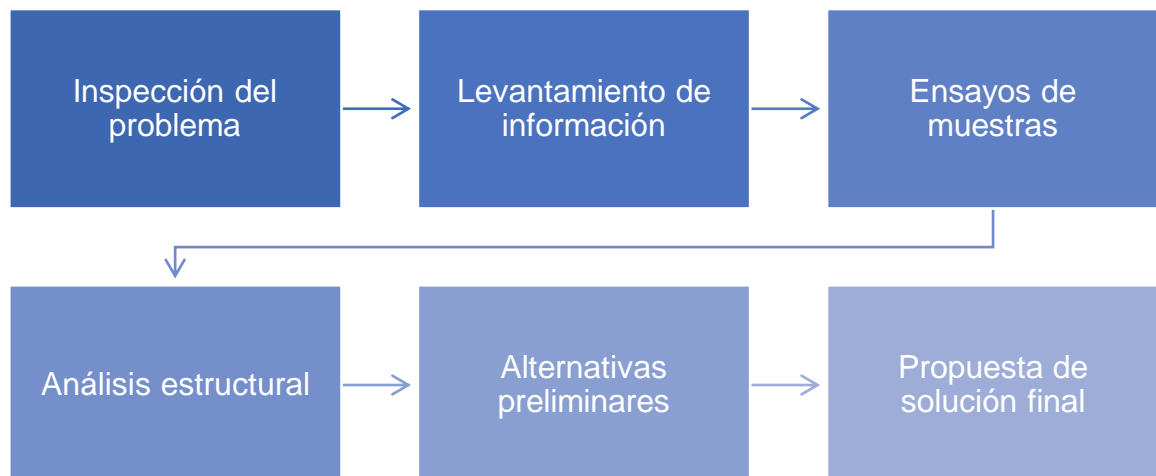


Figura 2.1 Diagrama de metodología de análisis y diseño.

Fuente: (Los Autores).

2.1 Inspección del problema.

2.1.1 Análisis de la situación inicial de la iglesia.

En la primera inspección realizada por los autores del proyecto a la iglesia, se pudo constatar fisuras de menor tamaño presentes en las columnas, arcos y paredes de la estructura de roca, al igual que grietas de gran apreciación con aberturas aproximadas de 3 cm y con una extensión de hasta 2 m de longitud, localizadas en la nave central de la iglesia junto al altar de ladrillo como se observa en la Figura 2.2, sección a y b, siendo la zona de mayor afectación.



Figura 2.2 Medición de fisuras en la iglesia.

a) Fisuras presente en las columnas de roca, b) Grietas en los arcos.

Fuente: (Los Autores).

Por otra parte, durante el recorrido por los exteriores, se encontró puntales de madera de gran longitud, instalados por los administradores de la localidad, como una alternativa para sostener la pared ante una supuesta inclinación con respecto a la vertical. Observar Figura 2.3, sección a. Este problema es punto clave por lo que es necesario el estudio de la situación mencionada anteriormente, que más

bien desde un principio ha estado dañando la fachada superior de la iglesia como se muestra en la Figura 2.3, sección b.

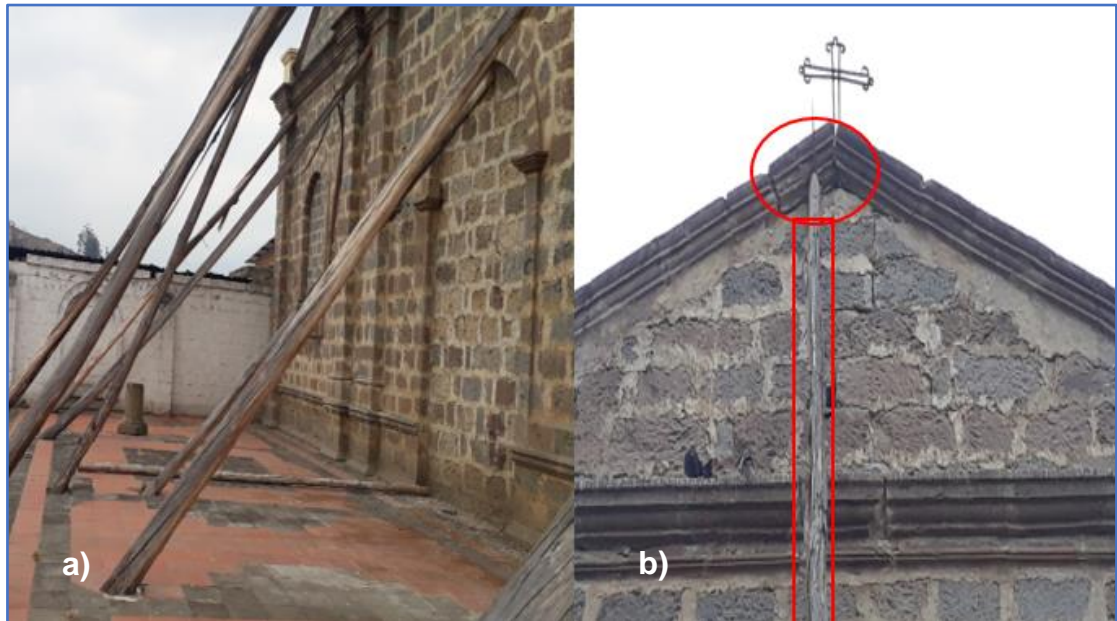


Figura 2.3 Pared posterior con puntales.

a) Sostenimiento de la pared, b) Daño en la fachada superior.

Fuentes: (Los Autores).

Se identificaron los elementos empleados, los sistemas estructurales, las posibles causas que han logrado afectar al santuario y el tiempo de construcción de la edificación católica, los cuales son de gran importancia al realizar una inspección preliminar de ingeniería civil para un posterior mantenimiento o reparación, mejorando la capacidad de resistencia de los elementos.

2.2 Levantamiento altimétrico de la iglesia

Por la antigüedad de este centro religioso, no existe hasta la fecha planos planímetro ni altimétrico de la Iglesia Matriz. Para el presente proyecto se realizó el levantamiento altimétrico de la iglesia, utilizando la Estación Total Sokkia, de precisión angular de $0^{\circ}0'03''$, con un total de 70 puntos distribuidos sobre aristas y perfiles de la iglesia.

La medición se realizó con láser, lo que permitió llegar a puntos no accesibles por las grandes dimensiones del centro religioso y así medir alturas de columnas,

paredes y longitud de los arcos como se observa en la Figura 2.4 . Cabe recalcar que gracias a la simetría que posee la iglesia, facilita el trabajo a la hora de realizar el dibujo en la herramienta computacional AutoCAD 2017.



Figura 2.4 Medición de paredes con la Estación Total.

Fuente: (Los Autores).

2.2.1 Prueba de verticalidad de la pared de roca

Una prueba importante, es la verticalidad de su pared posterior, donde en su interior se encuentra un altar de muro de ladrillos, afectando la estabilidad de la pared y consecuente a la aparición de fisuras.

Para determinar si existen posibles desvíos en la pared de roca, se utilizó la Estación Total, tomando mediciones por medio de disparos con láser con un total de 65 puntos para conocer si la pared mantiene un ángulo de 90 grados con la superficie plana del suelo como se puede apreciar en la Figura 2.5.



Figura 2.5 Prueba de verticalidad con la estación total.

Fuente: (Los Autores).

2.3 Ensayos de muestras.

2.3.1 Ensayos en sitio

El único ensayo en sitio realizado en la iglesia matriz de chimbo, fue la prueba de esclerómetro, para obtener una resistencia estimada de los elementos que posee la iglesia. El equipo utilizado fue el Martillo de Schmidt y por medio de rebotes en la superficie a ensayar se logró alcanzar una resistencia probable de la roca, muro del ladrillo, argamasa y mortero.

La posición del martillo en el ensayo es perpendicular con respecto a la superficie de la roca a ensayar, pulsar o presionar el botón para generar el rebote, esperar el resultado y realizar las respectivas anotaciones como se muestra en la Figura 2.6

Según el ASTM recomienda realizar 10 lecturas en la misma zona del elemento para luego hacer un promedio y tener un resultado favorable con poca incertidumbre por una mala posición o por otros factores. (ASTM 5873 - 05) (Lozano, 2015)



Figura 2.6 Ensayo de esclerómetro a la pared de roca.

Fuente: (Los Autores).

2.3.2 Ensayos de laboratorio

El ensayo de compresión simple a la roca consistió en la extracción de 3 núcleos de un bloque de roca, con diámetro de 55mm y 110 mm de altura, respetando la relación 2:1 como lo sugieren las normas ASTM D 2938-95. Ver Figura 2.7. Se utilizó la Prensa de Compresión Digital del Laboratorio de Suelos y Rocas de FICT – ESPOL y se procedió a ejecutar la compresión para obtener las resistencias de la roca Andesita, la misma que forma parte los muros de toda la iglesia.

De igual forma se realizó el ensayo de compresión a un bloque de ladrillo, que representa el altar. Las dimensiones de este bloque de ladrillo fueron de 111mm, 97mm y 75mm y se aplicó la fuerza de compresión hasta llegar al punto de rotura.

Estas pruebas son de gran importancia a la hora de ejecutar el análisis estructural, porque se debe ingresar las propiedades de los elementos que conforman la iglesia, para el respectivo modelado y comportamiento de la estructura a fin de generar las respectivas soluciones.



Figura 2.7 Núcleos de roca y bloque de ladrillo.

Fuente: (Los Autores).

2.4 Análisis estructural.

Para el desarrollo del análisis estructural y propuesta de soluciones ante el problema de agrietamiento de la Iglesia se considera lo siguiente:

- El levantamiento de información de la estructura, para su posterior análisis fue realizado con equipo de alta precisión, estación total, a fin de determinar las dimensiones de los elementos que conforman los principales sistemas estructurales.
- Se requiere datos preliminares del material presente en la estructura, tanto de la roca que conforma los bloques de columnas y muros, como del ligante de argamasa y el muro de ladrillos, a fin de modelar mediante el software SAP2000, el comportamiento de la estructura con los materiales actuales.
- Para el modelado del sismo de diseño presente en el cantón de Chimbo-Bolívar, fueron utilizados datos de registros de acelerógrafos del Instituto Geofísico de la EPN, cuyo reporte de intensidades y aceleraciones fue publicado al día siguiente del movimiento telúrico. (<https://www.igepn.edu.ec/ultimos-sismos>).
- Realizar los ensayos bajo ciertos criterios de número de muestras, o de procedimiento descrito en normas nacionales e internacionales, y de

investigaciones con ecuaciones empíricas realizadas por otros autores, a fin de validar los resultados obtenidos.

- El modelado de la estructura se realizará en el programa SAP2000, ingresando los parámetros de materiales, espesor de muro, sismo de análisis, para obtener como resultado, los esfuerzos de corte que causan la apertura de fisuras en la pared posterior, identificada como problemática 1, y en las uniones de los muros internos, correspondiente a la problemática 2.

2.4.1 Análisis estructural en SAP2000.

Dentro del software se procede a ingresar los materiales encontrados en la iglesia Matriz, el tipo de apoyo sobre la cual descansa la estructura y las fuerzas gravitacionales y accidentales de sismo que se presentaron el día 6 de septiembre, junto con las combinaciones de carga que rige la NEC-2015.

2.4.1.1 Caracterización de los materiales presente en la estructura.

Como se ha mencionado en el capítulo 1, la estructura es conformada por bloques de roca de andesita, talladas en el mismo cantón en épocas de su construcción, los mismos conforman el sistema de columnas, muros y arcos que se midieron con la estación total; los bloques de andesita tienen una dimensión patrón de 30x30 cm, este dato se utiliza para aproximar la Discretización de los muros dentro del software. En la Figura 2.8 se muestra un ejemplo del sistema de Discretización.

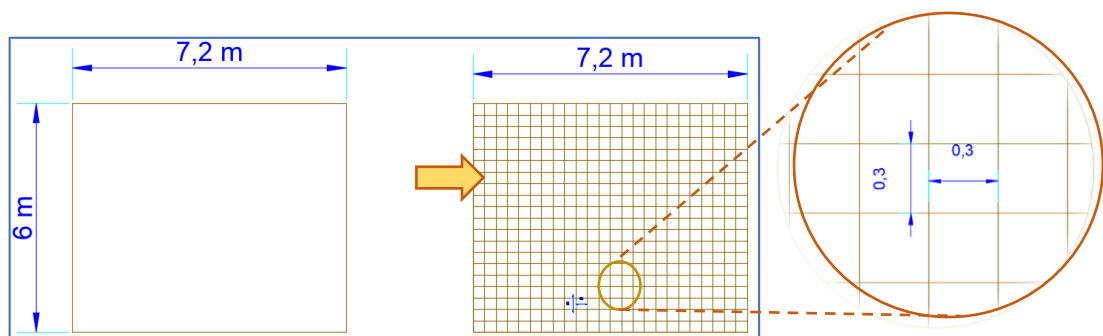


Figura 2.8 Discretización aproximada de los muros de roca.

Fuente: (Los Autores).

El esfuerzo a compresión simple fue determinado mediante ensayos en el laboratorio de la facultad, con muestras traídas del cantón San José de Chimbo. Para datos de módulo de elasticidad o de coeficiente de Poisson que necesitan ser ingresados en SAP, se utilizaron referencias de libros debido que no fue posible obtenerlos en el laboratorio. Ver Figura 2.9

The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in SAP2000. The dialog is titled 'Material Property Data' and contains several sections for defining material properties. The 'General Data' section includes 'Material Name and Display Color' (ROCA ANDESITA), 'Material Type' (Other), and 'Material Notes' (Modify/Show Notes...). The 'Weight and Mass' section includes 'Weight per Unit Volume' (2.6) and 'Mass per Unit Volume' (0.2651). The 'Units' section includes 'Units' (Tonf, m, C). The 'Isotropic Property Data' section includes 'Modulus Of Elasticity, E' (3000000.), 'Poisson, U' (0.25), 'Coefficient Of Thermal Expansion, A' (1.170E-05), and 'Shear Modulus, G' (1200000.).

Property	Value
Material Name and Display Color	ROCA ANDESITA
Material Type	Other
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight per Unit Volume	2.6
Mass per Unit Volume	0.2651
Units	Tonf, m, C
Modulus Of Elasticity, E	3000000.
Poisson, U	0.25
Coefficient Of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	1200000.

Figura 2.9 Propiedades ingresadas en SAP2000 para roca andesita.

Fuente: (Los Autores).

De igual forma a los bloques de roca, el muro de ladrillo también es discretizado a la dimensión comercial más aproximada siendo ladrillos de 200x100x50 mm, dicho muro tiene un espesor de 80 cm y cubre casi la totalidad de la fachada a la cual se encuentra adjunta.

El espesor de los muros de roca andesita es variable, que van desde 50 cm en las fachadas frontal y posterior; 80cm los muros internos, y 60cm para el arco de mayor dimensión ubicado en la altura de la entrada actual de la iglesia.

2.4.1.2 Asignación de apoyos.

Se considera el tipo de apoyo empotrado para columnas, muros de mayor espesor, y tipo articulado para sostener los muros de mampostería del mismo material de roca.

2.4.1.3 Fuerzas actuando sobre la estructura.

2.4.1.3.1 Fuerzas gravitacionales.

Las fuerzas que intervienen en dirección de la gravedad son las correspondiente al peso propio de los materiales de la estructura, roca andesita, ladrillos, cubierta de galvalume de 0.30 mm de espesor y largueros de madera que sirven de apoyo para la cubierta. En el programa SAP2000 se activa el cálculo del peso propio para los principales materiales.

Para modelar la cubierta se toma la carga distribuida por unidad de área del fabricante DIPAC, cuyo nombre comercial de la plancha de cubierta es DIPANEL DP5, con espesores que van desde 0.25 hasta 0.90mm. El proveedor indica que para el espesor de 0.30mm se tiene una carga muerta sobreimpuesta de 2.87 kg/m². Se asigna un valor de 600 kgf como carga puntual que descansa en el muro de roca andesita.

2.4.1.3.2 Fuerzas accidentales.

El instituto geofísico de la EPN registra datos de aceleraciones durante el sismo que logró afectar a la estructura esencial, con los cuales puede graficarse un espectro sísmico mediante el software de licencia libre PRISM.

Con los datos proporcionados por la EPN, se puede constatar en la Figura 2.10 la aceleración máxima de 0.22g para un período de 0.20seg, creándose una función espectral que puede ser ingresada en el software de análisis mediante el uso de documentos de texto.

Sin embargo, el movimiento telúrico en el mes de septiembre no representa el sismo resistente o de diseño para las estructuras del cantón de S. J. de Chimbo, para ello se ha considerado el análisis de fuerzas que se generan durante el sismo de diseño, los parámetros proporcionan la normativa ecuatoriana vigente que valores dependen del tipo de suelo donde descansa la estructura, y la zona sísmica en la que se encuentra la ciudad.

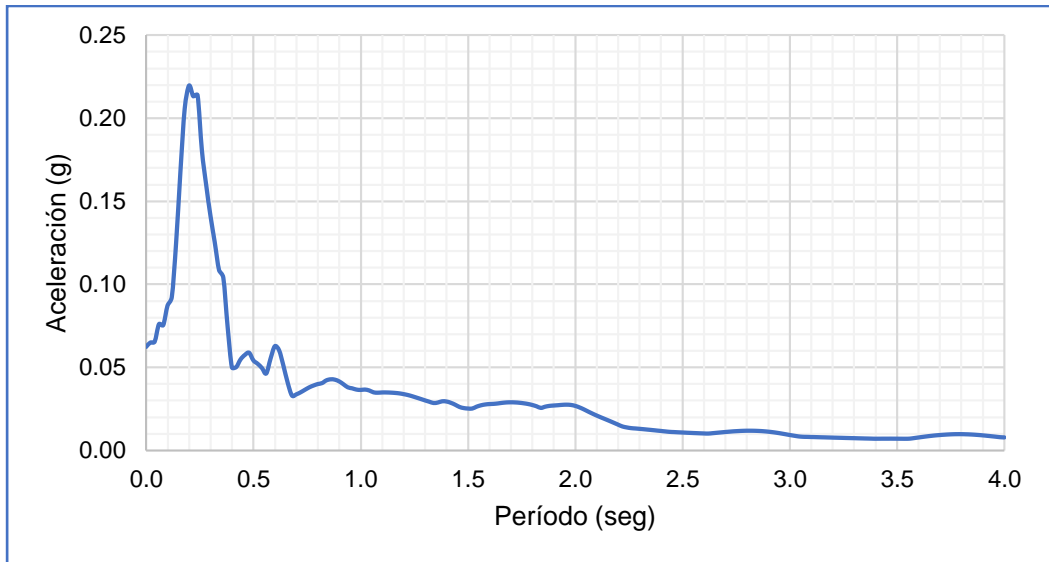


Figura 2.10 Espectro sísmico del 6 septiembre 2018

Fuente: (EPN, 2018).

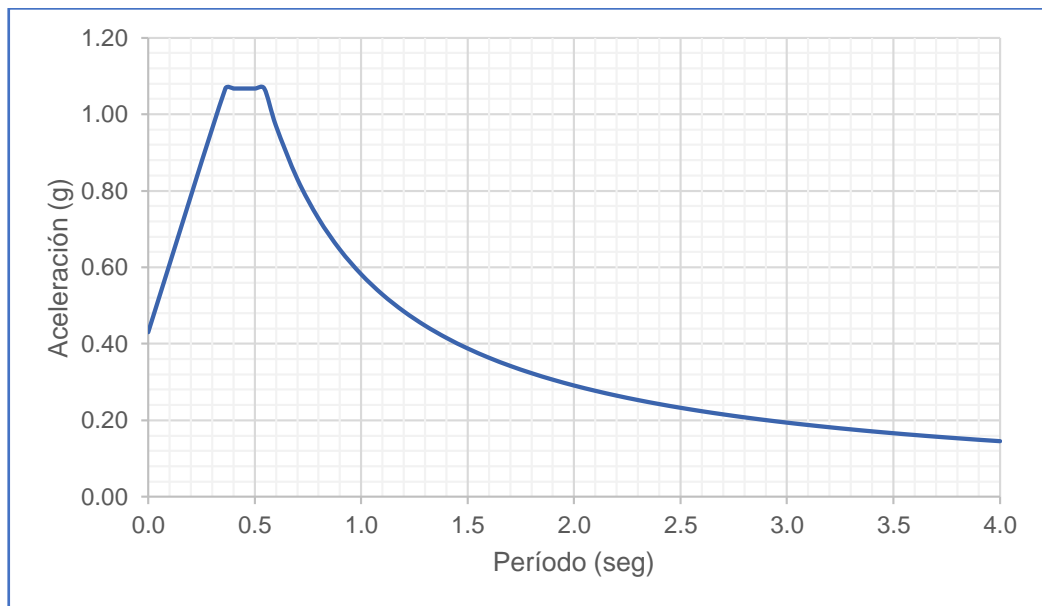


Figura 2.11 Espectro de diseño de S.J. de Chimbo.

Fuente: (NEC -SE-DS, 2015).

Para el sismo de diseño, ver la Figura 2.11, se estima un factor de importancia de 1.3 el cual describe la estructura esencial como la iglesia matriz; un factor de reducción igual a 1 por considerarse muros de mampostería estructural sin aporte de acero de refuerzo. De esta manera, luego de analizar la afectación del sismo de septiembre, se procede a verificar los datos de aceleración que

genera el sismo de diseño a partir de los datos presentados en el 2018, creándose una nueva función de tiempo historia que permita obtener el comportamiento de la estructura bajo la carga sísmica de diseño.

2.5 Alternativas preliminares.

2.5.1 Tabla morfológica de selección de alternativas.

Para la selección de la alternativa, se analiza la situación de la estructura luego de su afectación por el sismo de septiembre 2018, considerando variables de costos, inversión local del cantón o de la comunidad, y la menor alteración a la iglesia patrimonio del país. La Tabla 2.1, presenta las alternativas preliminares que pueden ser seleccionadas, teniendo en cuenta una variedad en las propuestas, y la consideración del párroco de la iglesia en cuanto al retiro del altar existente.

Como se había mencionado en el capítulo anterior, se denomina **problemática 1**, a la presencia de grietas en fachada posterior. Por otro lado, la **problemática 2** consiste en la aparición de fisuras pronunciables localizadas en las juntas del bloque de roca.

Tabla 2.1 Alternativas propuestas ante la afectación de la Iglesia.

Problemática	Funciones	Alternativas		
		1	2	3
1	Hormigón	Hormigón Armado	Hormigón Proyectado	Hormigón Microfibra
2	Mortero	Convencional	Inyección	Prefabricado
Ambas	Demolición del altar causante de golpeteo			

Fuente: (Los autores).

Para la selección del tipo de hormigón a implementar como solución a la problemática 1, se consideran las variables antes mencionadas, junto con el criterio de los autores de este proyecto. Se tomarán referencia de precios de la Revista de la Cámara de la Construcción.

Tabla 2.2 Criterios para la alternativa de hormigón, Problemática 1.

	Alternativas	Costo	Tiempo de ejecución	Afectación al patrimonio
1	Hormigón armado	40%	50%	40%
2	Hormigón proyectado	30%	25%	30%
3	Hormigón microfibra	30%	25%	30%

Fuente: (Los autores).

Con relación a la **alternativa 1** en la Tabla 2.2, cuando se adiciona refuerzo de acero, el costo aumenta en relación a la cuantía y mano de obra. Un aspecto importante en esta alternativa, es el tiempo de ejecución, ya que se debe esperar hasta que el hormigón se encuentre en el estado endurecido para desencofrar. La afectación al patrimonio involucra a la alteración de los muros de roca que se han levantado desde su construcción, en el caso de colocar vigas para amarrar la estructura, debe perforarse los bloques de roca para colocar varillas de anclaje.

Caso contrario sucede con el hormigón proyectado, **alternativa 2**, en el cual se acelera el endurecimiento del concreto, obteniendo una alta resistencia a temprana edad, es decir segundos después del lanzado, tiempo en el cual actúa el aditivo Sigit L600 y la mezcla se ha adherido completamente a la pared. En términos de costo, con la **alternativa 3** comparten porcentajes similares pero la afectación que puede tener la estructura es ligeramente superior con la utilización de microfibra, puesto que es probable que sobresalgan puntas de fibras de acero en la superficie, que al contacto con el aire y ligeras lluvias se produzca oxidación generando una fachada antiestética.

Tabla 2.3 Criterio para alternativa de mortero, Problemática 2.

	Alternativas	Costo	Tiempo de ejecución	Afectación al patrimonio
1	Mortero convencional	30%	40%	50%
2	Inyección de mortero	40%	30%	25%
3	Mortero prefabricado	30%	30%	25%

Fuente: (Los autores).

La Tabla 2.3 va dirigida a encontrar un mortero de mayor resistencia a corte en el menor tiempo de ejecución posible, que solucione las aberturas o grietas presente en los arcos de la iglesia, este es el caso de la **problemática 2**.

La colocación de un mortero convencional, **alternativa 1**, que ha sido utilizado en reparaciones anteriores, no ha solucionado el problema de agrietamiento y más bien ha conllevado a la apertura y a la aparición de nuevas fisuras cuando se presentan sismos moderados. Esta alternativa es más económica, pero ha alterado de manera considerable en las juntas, como se observa en la Figura 2.12



Figura 2.12 Mortero observado durante la inspección a la estructura.

Fuente: (Los autores).

La inyección de mortero, **alternativa 2**, demanda un valor adicional por el uso de equipos de presión y bombeo del mortero, incrementando el costo de la obra, pero que posee una excelente durabilidad y adherencia logrando penetrar por completo las fisuras y reduciendo el exceso de mortero en las juntas que logre apreciarse fuera del plano de los elementos estructuras.

La mayoría de los morteros prefabricados que pueden comprarse en el mercado ecuatoriano, **alternativa 3** se aplican de forma manual por medio de herramientas de fácil manejo, reduciendo la penetración del mortero en todo el espesor de las grietas de la problemática 2. Además, la resistencia es relativamente baja a diferencia de la resistencia que puede alcanzar cuando se dosifica mortero en un

laboratorio. Este tipo de mortero no cuenta con los aditivos que brinden los requerimientos de fricción que se logra al emplear Intraplast Z en la dosificación del mortero inyectado.

Con la explicación anterior sobre las 3 alternativas de mortero para la **problemática 2**, se elige la inyección de mortero por la alta resistencia que se debe alcanzar y la penetración en las fisuras que se obtiene al utilizar equipos de bombeo.

Debido a la que la Iglesia matriz de Chimbo es patrimonio cultural del país, la demolición del altar, que causa el golpeteo es descartado en su totalidad por los autores del proyecto. A pesar de que puede causar grandes daños a la comunidad y estabilidad de la estructura, se debe rescatar el patrimonio por la inversión realizada cerca de \$7000 en materiales y detalles artísticos.

2.6 Propuesta de solución final.

El tipo de hormigón a utilizar para estabilizar la pared de roca, problemática 1, fue el hormigón proyectado, descartando de esta forma el concreto armado y la microfibra que alzarían el costo de la obra. De igual manera se ha utilizado la inyección de mortero para poder mejorar la adherencia entre la roca y la pasta cementante, evitando la aparición de nuevas fisuras, esta última solución va dirigida a la problemática 2, formación de grietas en arcos internos de la iglesia.

En la Tabla 2.4, se resalta las soluciones finales a emplear en el preste proyecto, cabe recalcar que estas soluciones tratan de minimizar la alteración por al patrimonio y seguridad a la estructura.

Tabla 2.4 Soluciones Finales de las problemáticas 1 y 2.

Problemática	Funciones	Alternativas		
		1	2	3
1	Hormigón	Hormigón Armado	Hormigón Proyectado	Hormigón Microfibra
2	Mortero	Convencional	Inyección	Prefabricado
Ambas	Demolición del altar causante de golpeteo			

Fuente: (Los autores).

2.6.1 Materiales

Los materiales empleados para el hormigón proyectado son los mismos que de un hormigón convencional, con una particularidad en el tamaño de los agregados finos y gruesos, el cual facilita el bombeo en la obra. A continuación, se describe las características de los materiales del hormigón proyectado:

- La roca diabasa es empleada como gravilla con un tamaño de 4,75 – 15 mm.
- La arena de río como agregado fino y debe ser menor de 4,75 mm.
- El cemento empleado en este proyecto fue el convencional o conocido también como el cemento GU para construcción general, según el ASTM C1157.
- La relación A/C (agua/cemento) debe fluctuar alrededor de 0,45; tomando en cuenta que a menor relación A/C mayor será la resistencia. Este valor de 0,45 sugiere las prácticas de hormigón proyectado. (Santana, 2013)
- El aditivo utilizado es el Sikament 115, es un superplastificante reductor de agua, que cumple con la función de fluidificar la mezcla y reducir el agua en un 25%. La dosis empleada va desde 1 – 2% del peso del cemento.
- El agua utilizada para la mezcla en el hormigón proyectado es potable.

2.6.2 Límites de calificación para agregados combinados.

El trabajo debe ser clasificado como estructural o no estructural. El hormigón proyectado que tiene una resistencia a la compresión especificada de 300 kg/cm², se considera hormigón proyectado estructural porque puede aplicarse por uno o dos procesos: mezcla húmeda o mezcla seca.

A continuación, se presenta la Tabla 2.5 de combinación de agregados fino y grueso para el hormigón proyectado, esto quiere decir que los agregados utilizados para la dosificación del hormigón lanzado deben estar dentro del rango establecido. (ACI 506 R-16)

Tabla 2.5 Combinación de agregados para hormigón proyectado

Tamaño del Tamiz	Porcentaje de pasante	
	Grado No. 1	Grado No. 2
3/4 in (19 mm)	-	-
1/2 in (12 mm)	-	100
3/8 in (10 mm)	100	90 a 100
No. 4 (4.75 mm)	95 a 100	70 a 85
No. 8 (2.4 mm)	80 a 98	50 a 70
No. 16 (1.2 mm)	50 a 85	35 a 55
No. 30 (600 um)	25 a 60	20 a 35
No. 50 (300 um)	10 a 30	8 a 20
No. 100 (150 um)	2 a 10	2 a 10

Fuente: (ACI 506 R-16).

2.6.3 Dosificación

Se realizaron 3 dosificaciones diferentes para el hormigón proyectado, variando la cantidad de agua para mejorar la resistencia al igual que el revenimiento que requiere una mezcla fluida. El ensayo favorable fue la prueba # 3, debido que presento una resistencia a la compresión de 300 kg/cm² a los 28 días, la relación A/C de 0,40 y un revenimiento de 14". Las cantidades utilizadas en este ensayo se encuentran en kilogramos y diseñadas para 1m³ de hormigón. Ver la Tabla 2.6

Tabla 2.6 Dosificación de concreto lanzado de la prueba #3

F'c = 300 kg/cm² - Problemática 1

Materiales	Cant Mezclar	Pesos S.S.S
	S.S.S	x m3
	Kg	Kg
Cemento	7.65	447
Piedra #7	10.01	585
Arena Río	19.58	1144
Agua	3.32	181
N115	0.151	6.48
Sigunit L-600		5.81

Fuente: (Los autores).

Las dos dosificaciones que se muestra en la Tabla 2.7 han sido descartadas debido a la baja resistencia que presentaron a los 28 días con relación a la dosificación 3. Además, la primera mezcla alcanza un bajo revenimiento de 10 cm, y una resistencia de 180 kg/cm². De igual forma la cantidad de agua utilizada en las dosificaciones descartadas son mayores al de la prueba #3 por lo que puede perjudicar en la resistencia del hormigón ya que demanda de una mayor cantidad de agua. Las características de los componentes de la dosificación para las mezclas descartadas se encuentran en el Anexo A. Dosificaciones.

Tabla 2.7 Dosificaciones descartadas de concreto lanzado.

f'c=180 kg/cm²			f'c=260 kg/cm²		
Materiales	Cant Mezclar	Pesos S.S.S	Materiales	Cant Mezclar	Pesos S.S.S
	S.S.S	x m3		S.S.S	x m3
	Kg	Kg		Kg	Kg
Cemento	7.65	450	Cemento	6.80	425
Piedra #7	10.01	589	Piedra #7	9.47	592
Arena Río	19.58	1152	Arena Río	18.19	1137
Agua	3.71	218	Agua	3.09	193
Revenimiento alcanzado	10	Cm	Revenimiento alcanzado	19	cm

Fuente: (Los autores)

Para la solución a la problemática 2, el mortero no dispondrá de agregados ni de arena fina, solo los materiales descritos en la Tabla 2.8, cuya proporción se encuentra para 1 saco de cemento. Ésta limitación se debe a que el mortero también será bombeado a presión con los equipos necesarios al igual que el hormigón proyectado.

Tabla 2.8 Dosificación de mortero a inyectar

F'c = 500 kg/cm², Problemática 2.

DOSIFICACIÓN		
Componentes	Cantidad	Unidad
Cemento GU	50	kg
Agua	15.6	kg
Reductor de agua (Sikament – N 115)	442	gramos
Expansor (Intraplast Z)	1.5	kg

Fuente: (Los autores).

2.6.4 Proceso del mezclado

El mezclado del hormigón proyectado se realizó en las instalaciones del Laboratorio de Suelos y Rocas de la FICT – ESPOL. Realizando el correspondiente pesado de los materiales según el volumen requerido para 8 cilindros, se lleva a mezclar durante 15 minutos, teniendo mayor cuidado en la colocación del agua para lograr el revenimiento adecuado para bombear hormigón. Ver Figura 2.13

Durante los próximos 15 minutos se deben realizar el ensayo de revenimiento y los cilindros evitando pasarse los 30 minutos, tiempo en el cual se pudo apreciar que la mezcla empezaba a fraguar y el varillado iba complicándose, dejando “ratoneras” en los especímenes.

Proceso similar conlleva el mezclado del mortero, donde en lugar de una concretera, se utiliza una mezcladora de morteros para un volumen de 8 cubitos de 50x50x50 cm, para otros volúmenes se puede utilizar un recipiente circular de mayor dimensión, teniendo en cuenta un tiempo de manipulación máximo de 30 minutos.



Figura 2.13 Mezclado del mortero a inyectar.

Fuente: (Los autores).

2.6.5 Resistencia a compresión del hormigón proyectado

La resistencia a la compresión simple, comprende en utilizar la Prensa de Compresión Digital para obtener los esfuerzos de compresión de los especímenes curados a diferentes edades hasta el límite de los 28 días como lo establece la ASTM C39. Los testigos tienen un diámetro de 10 cm y altura de 20 cm, respetando la relación 2:1. En la Figura 2.14 se muestra un ejemplo en la colocación de los especímenes en la Prensa de compresión.



Figura 2.14 Rotura de especímenes a las edades correspondientes.

Fuente: (Los Autores).

Para conocer la resistencia de los cubitos de mortero se acopla en la prensa de compresión el dispositivo necesario para el espécimen a romper, cambiando la dimensión de 50x50x50 en lugar de las descrita para un cilindro de concreto.

2.6.6 Resistencia a corte de un hormigón.

Cuando se diseña un concreto bajo cierto criterio de combinación de áridos, aditivos y otras restricciones como ya se ha mencionado del hormigón proyectado, a los 28 días de curado continuo en el laboratorio puede conocerse la resistencia a compresión simple que ha alcanzado la dosificación.

Esfuerzo de compresión que mediante una formula empírica puede obtenerse la resistencia a corte que tiene el hormigón a los 28 días de alcanzar su diseño. Para este proyecto se acude a la Ecuación 2.1 con la finalidad de conocer la resistencia que brinda el hormigón que se ha diseñado en el laboratorio.

$$V = 0.53\sqrt{f'c} \qquad \text{Ecuación 2.1}$$

Siendo V el esfuerzo cortante resistente de un hormigón de $f'c$ en kg/cm^2 .

CAPÍTULO 3

3. RESULTADOS Y ANÁLISIS

En el presente capítulo se analizan los resultados obtenidos tanto en la modelación de la estructura en el software SAP2000, como los datos obtenidos en la dosificación de las soluciones a base de cemento tipo GU, permitiendo conocer si la misma tiene la resistencia necesaria ante los esfuerzos de corte que afectan a la estructura.

También se incluye un presupuesto referencial obtenido de un análisis de precios unitario, que a su vez involucra cotizaciones de precios actuales en el mercado de la construcción ecuatoriana. Finalmente, se detalla los correspondientes permisos ambientales que involucra el proyecto de la iglesia.

3.1 Análisis de la situación actual de la iglesia Matriz.

Durante la inspección a la estructura y en el levantamiento de dimensiones con equipo de precisión, estación total, se evidenció la implementación de obras de sostenimiento y de protección ante presencia de humedad en las paredes de la estructura. Para analizar la situación actual en el programa SAP2000, se requieren las dimensiones reales que tiene la estructura esencial, para ello se ingresaron los puntos obtenidos en el levantamiento altimétrico y poder dibujar la iglesia en el software AutoCAD (ver Figura 3.1).

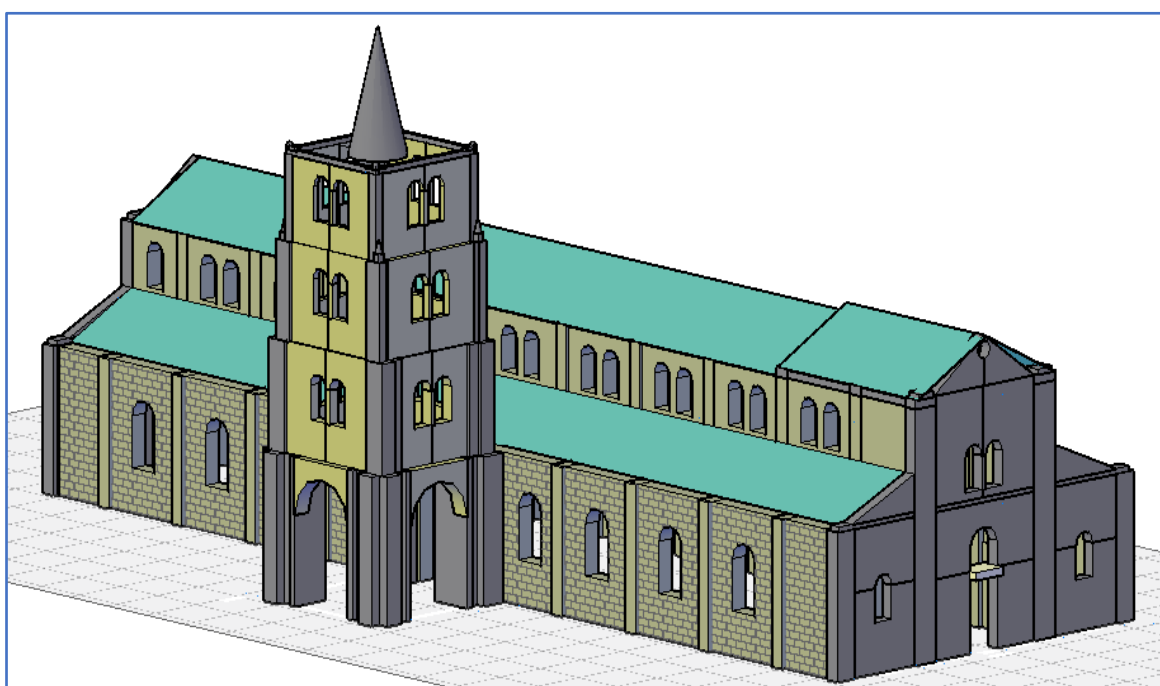


Figura 3.1 Vista isométrica de la Iglesia Matriz, AutoCAD.

Fuente: (Los Autores).

3.1.1 Intervención a fachada posterior de la iglesia.

Ante la posible inclinación de la fachada, producto de la actividad sísmica del mes de septiembre, las autoridades municipales procedieron a colocar puntales de madera para la estabilidad de la fachada, esta situación puede verse en la Figura 2.3 y fue observada por los autores de este proyecto. Como medida de prevención, procedieron a la colocación de muros trapezoidales de hormigón armado, con dimensión de 1.60 m de ancho en la base y 40 cm en parte final, espesor de 40cm y una altura cercana a 3.0 m. Su ubicación y disposición puede

verse en la Figura 3.2 y fue observada durante la cuarta visita en el mes de Diciembre.



Figura 3.2 Sistema de refuerzo de la fachada posterior.

Fuente: (Los Autores).

Para comprobar la posible inclinación se tomaron diversos puntos con la estación total, trazándose diferentes líneas entre los puntos a fin de obtener el ángulo formado entre la línea de vértices y el plano base de la estructura.

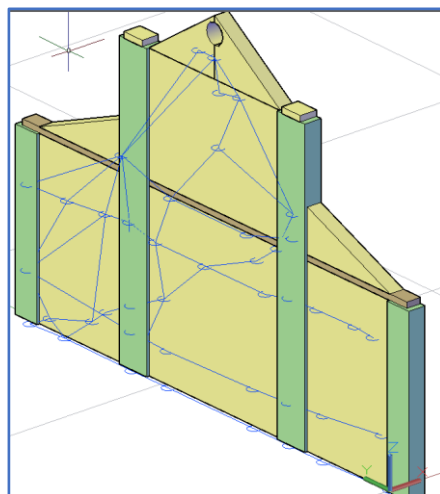


Figura 3.3 Trazado de diferentes líneas entre varios puntos medidos con láser.

Fuente: (Los Autores).

Finalmente, mediante el programa AutoCAD se puede ingresar puntos medidos y verificar el ángulo que permita visualizar la inclinación de la pared con respecto a la vertical. Eligiéndose tres recorridos diferentes de puntos, se obtiene que el ángulo formado es de 90° con respecto a la base.

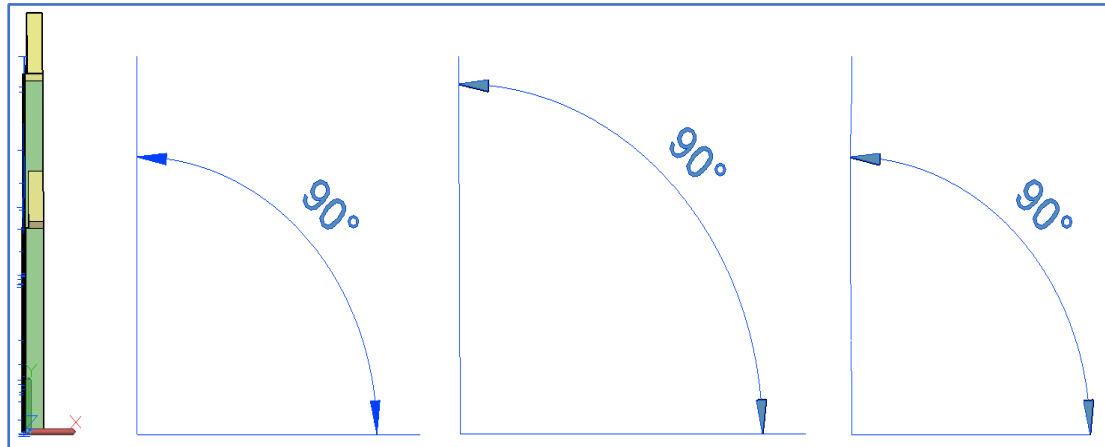


Figura 3.4 Medición de tres ángulos de inclinación.

Fuente: (Los Autores).

A pesar de los resultados demostrados por los autores, las autoridades procedieron a la colocación de los muros trapezoidales y otros sistemas estructurales dirigidos a estabilizar la pared inclinada, llegando a requerirse de un presupuesto de aproximado de \$ 49 200.00 que involucra la estabilidad de la fachada inclinada, y mejoras en el sistema de recolección de agua lluvias, que estaba humedeciendo las paredes externas, esta información fue consultada en el portal de compra pública, búsqueda de procesos (https://www.compraspublicas.gob.ec/ProcesoContratacion/compras/PC/informacionProcesoContratacion2.cpe?idSoliCompra=pIHK5X3V8RilydiBYpHmz0ApEi_zueeCq93FnFI69sA).

3.2 Pruebas a los elementos de la Iglesia

Las pruebas realizadas en este proyecto, consistió en dos partes. El ensayo de esclerómetro efectuado en sitio, utilizando el martillo de Schmidt mediante 10 rebotes, para luego hacer un promedio y obtener una resistencia de la roca Andesita, argamasa, mortero y ladrillo presentes en la estructura. Ver Tabla 3.1. La segunda parte involucra las pruebas realizadas en el laboratorio.

Tabla 3.1 Resistencia con esclerómetro de los elementos actuales de la iglesia

Material	Resistencia a la compresión [MPa]
Roca Andesita	41.9
Argamasa	20.1
Mortero	27.0
Ladrillo	32.1

Fuente: (Los Autores)

El ligante actual de la estructura posee una resistencia menor a los bloques de roca, cerca de la mitad de resistencia, característica similar que también presenta el mortero que ha sustituido la argamasa fisurada, con un $f'c = 270 \text{ kg/cm}^2$, resistencia que no ha sido suficiente ante los sismos que presenta el país. La resistencia obtenida en el altar es la suma de las resistencias del ladrillo y el material de enlucido que recubre el muro.

Para determinar los valores reales a compresión simple fue necesario realizar 3 roturas a los núcleos de roca obtenidas en la comunidad S. J. De Chimbo, dichos valores fueron utilizados en el modelado de SAP 2000. Los ensayos fueron realizados en el laboratorio obteniéndose resultados cercanos a los que nos brinda el esclerómetro. El valor del núcleo 1 fue descartado ya que se trataba de una muestra alterada al presentar fisuras internas y lo que provocó una baja resistencia en la muestra. Ver Tabla 3.2

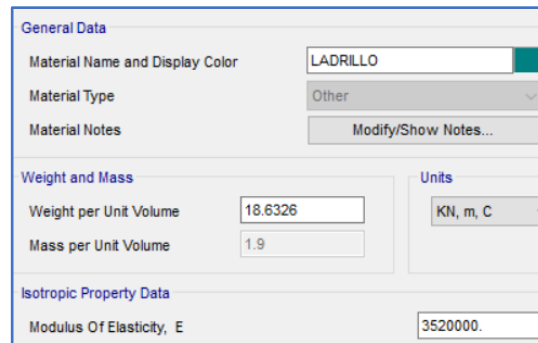
Tabla 3.2 Esfuerzo a compresión simple de núcleos de roca andesita.

Núcleo	Fuerza Aplicada [KN]	Esfuerzo de compresión [MPa]	Promedio [MPa]
1	67.3	28.3	Descartada
2	136.4	50.4	50.5
3	136.9	50.6	

Fuente: (Los Autores)

Estos valores de resistencia son necesarios para el cálculo de módulo de elasticidad, parámetro que debe ser ingresado en el programa SAP2000. La NEC presenta una ecuación que relaciona el módulo de Young con la resistencia a compresión simple de mampostería estructural.

$$E_m = 750 * f'_m \leq 20000 \text{ Mpa} \quad \text{Ecuación 3.1}$$



The image shows a screenshot of the 'General Data' dialog box in SAP2000 for a material named 'LADRILLO'. The dialog is divided into several sections: 'General Data' with fields for 'Material Name and Display Color' (LADRILLO), 'Material Type' (Other), and 'Material Notes' (Modify/Show Notes...); 'Weight and Mass' with 'Weight per Unit Volume' (18.6326) and 'Mass per Unit Volume' (1.9); 'Units' set to 'KN, m, C'; and 'Isotropic Property Data' with 'Modulus Of Elasticity, E' (3520000).

Figura 3.5 Propiedades del material del altar en SAP2000.

Fuente: (Los Autores)

La Figura 3.5, presenta las propiedades del ladrillo que obtuvo un valor de resistencia a compresión de 4.69 MPa en la muestra, con área de 111x97 mm, llegando a tener un módulo de elasticidad de 3520 MPa menor al límite dispuesto en la NEC – 2015 Mampostería estructural.

Una vez ingresadas las características de cada material de análisis en el programa SAP2000, se procede a definir las secciones y espesor de los muros que conforman la iglesia católica. (ver Figura 3.6)



Figura 3.6 Sistema estructural de la iglesia en SAP2000.

Fuente: (Los autores).

3.3 Afectación de la fachada posterior de la estructura, Problemática 1.

Para este análisis se considera la pared posterior aislada de la toda la estructura, en conjunto con el muro de ladrillos que representa el altar; los espesores a modelar fueron descritos en la sección 2.4.1.1 junto con las restricciones de apoyo e ingreso de las propiedades

El software permite conocer el esfuerzo de corte que se produjo en el sismo del 6 de septiembre, esfuerzo que afecta directamente a la unión entre los bloques de roca. Para determinar dicho valor de esfuerzo se analiza el movimiento telúrico en dirección perpendicular a la pared, en la cual se presenta la menor rigidez.

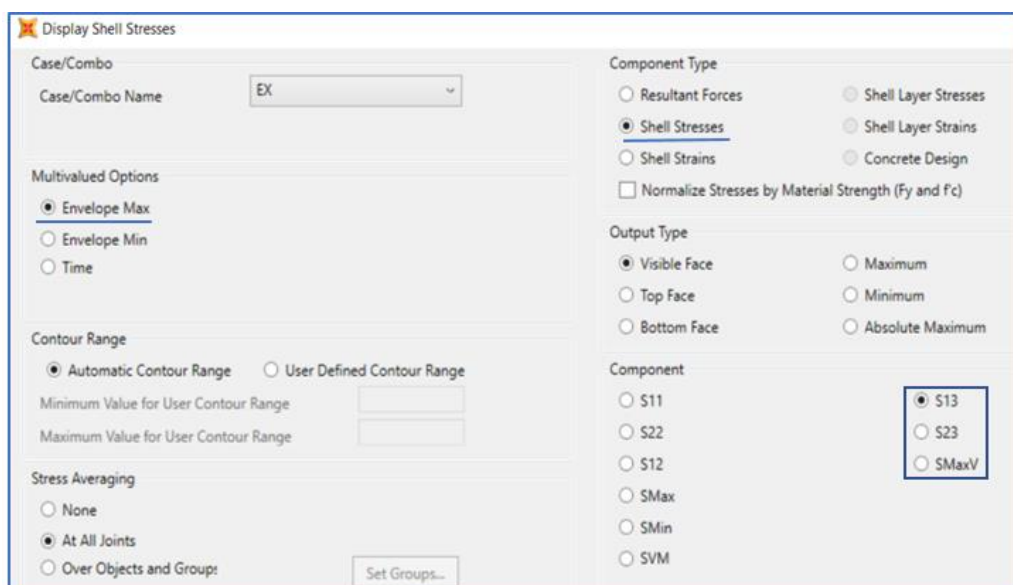


Figura 3.7 Opciones para determinar el corte en dirección de ejes locales 1-3.

Fuente: (Los autores).

Como indica la Figura 3.7 se debe encontrar el máximo esfuerzo que se producen en los ejes locales 1-3 y 2-3, análisis que involucra la envolvente máxima de esfuerzos en elementos Shell.

3.3.1 Análisis de fachada posterior sin altar de ladrillos.

Para evidenciar el comportamiento de la fachada posterior, quien presenta la **problemática 1**, se analiza el muro de bloques de roca aislado del altar de gran altura; este análisis se realiza con los dos espectros, el primero se considera el

sismo presentado en el mes de septiembre, y el segundo el de diseño, encontrándose los siguientes resultados:

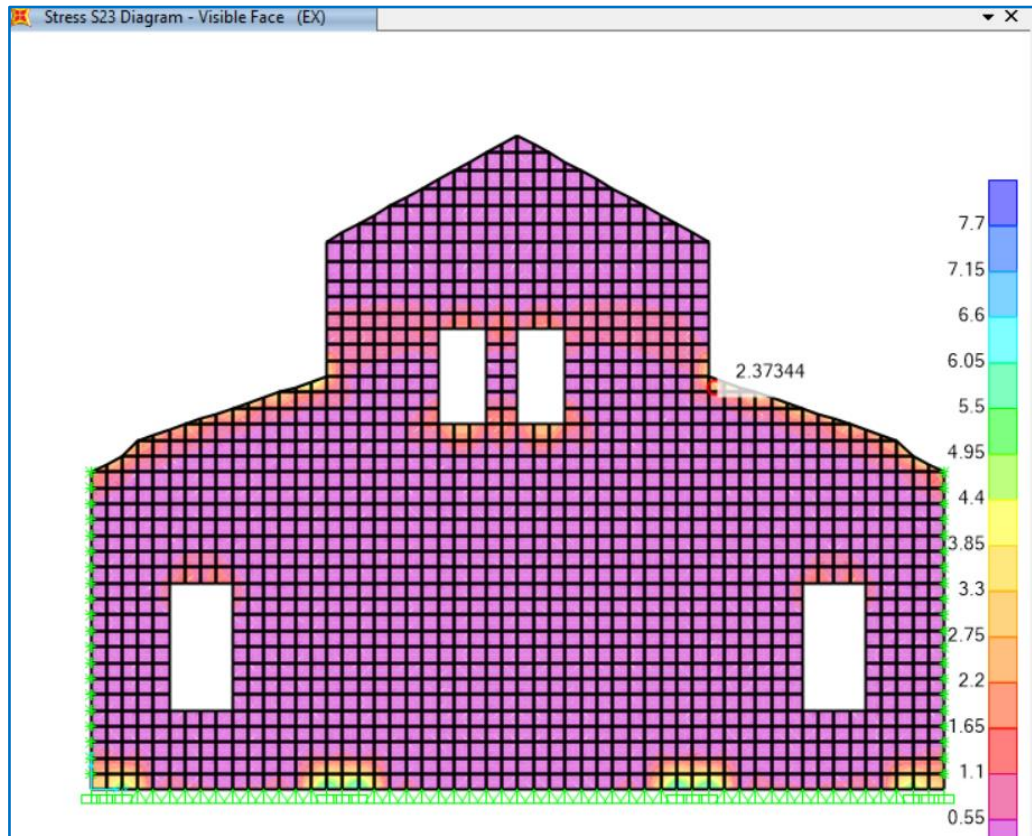


Figura 3.8 Esfuerzos de corte en la fachada aislada del altar, sismo de septiembre.

Fuente: (Los autores).

El valor demandado por el sismo del año 2018, considerando la fachada posterior sin la presencia del altar es de **2.37 kg/cm²**, analizado con los datos de aceleración registrados por la EPN, valor que afecta directamente a la unión de los bloques de roca. Con el resultado encontrado en el ligante, el cual posee un $f'c=200$ kg/cm², brinda una capacidad a corte de 7.50 kg/cm² considerando la Ecuación 2.1, de este modo la argamasa se encontraría por encima de la demanda de esfuerzo que generó el sismo del 2018.

Es decir, con el desarrollo del sismo de Cumandá y sin la presencia del altar, la pared posterior tuviese la suficiente capacidad para soportar los esfuerzos de corte que genera la aceleración espectral, evitando la aparición de grietas en la argamasa actual que une los bloques.

Conocida la situación que presentó la argamasa en el sismo del año 2018, se procede a analizar la misma situación, pero con el sismo de diseño de la ciudad S.J. de Chimbo, para lo cual se obtiene la siguiente distribución de corte:

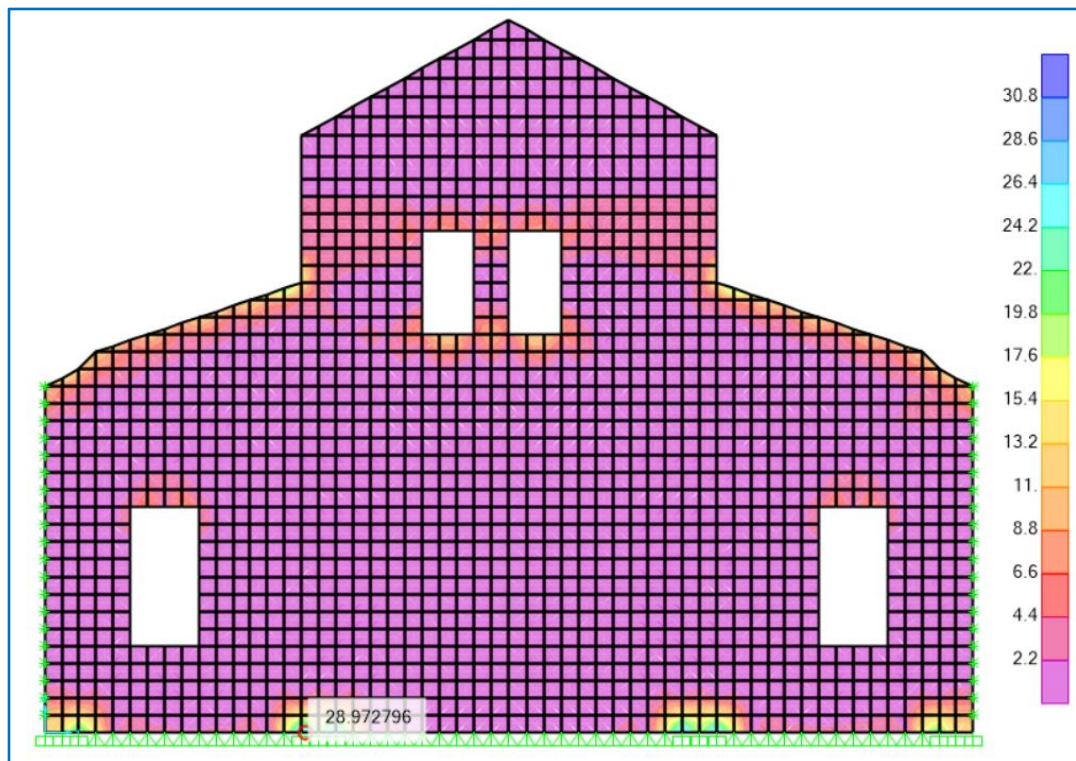


Figura 3.9 Esfuerzos de corte en la fachada aislada del altar, sismo de diseño.

Fuente: (Los autores).

Para comprender las fuerzas que afectan al sistema estructural, se utiliza la Ecuación 2.1, multiplicada por una sección de corte de $b \cdot h$; el sismo de diseño genera una demanda/capacidad de 0.41 considerando la fachada aislada del altar de ladrillos, y sobre el cual, analizando el espesor, se evidencia que la pared tiene la suficiente capacidad de absorber fuerzas de corte.

$$V_n = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * h$$

$$V_{u, \text{sismo}} = 29.0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \gg V_u = 29 * 100 \text{ cm} * 50 \text{ cm} = 145\,000 \text{ kg}$$

$$V_{n, \text{fachada}} = \sqrt{50} * 1000 \text{ mm} * 500 \text{ mm} = 3\,535\,533.3 \text{ N} = 353\,533 \text{ kg}$$

De esta manera se ha podido analizar que el muro de bloque de roca quien representa la fachada posterior, para los 50 cm de espesor que posee, brinda la capacidad suficiente, cerca de la mitad; ante los esfuerzos de corte, del sismo de septiembre y diseño.(Ver Tabla 3.3)

Tabla 3.3 Capacidad de fachada superior sin presencia del altar

Kg	Sismo 6 sept - 2018	Sismo de Diseño	Fachada Posterior
Fuerza de Corte	11 850	145 000	353 533
D/C	3%	41%	

Fuente: (Los autores).

3.3.2 Análisis de sistema estructural con el altar de ladrillos.

Esta situación fue evidenciada durante la primera visita técnica de parte de los autores el 25 de octubre del 2018, donde se constató que la fachada de bloques de roca se encontraba adjunto a un muro de dimensión similar, que representa el altar de la iglesia, generando el fenómeno de golpeteo durante el sismo. De igual forma que la sección 3.3.1, se analiza la afectación debido a las aceleraciones generadas en el sismo de Cumandá.

Para el plano 1-3 de la pared de bloques de roca se obtiene que el esfuerzo cortante en las zonas donde se encontraron las grietas de mayor longitud, en la base de la fachada y en la zona indicada en la Figura 3.10 es de **6.82 Kg/cm²**.

Conociendo la demanda que genera a cortante el sismo de análisis, se procede a determinar la resistencia necesaria de un hormigón proyectado que brinde mayor rigidez a la fachada más afectada, cuya resistencia de corte es determinada con la Ecuación 2.1.

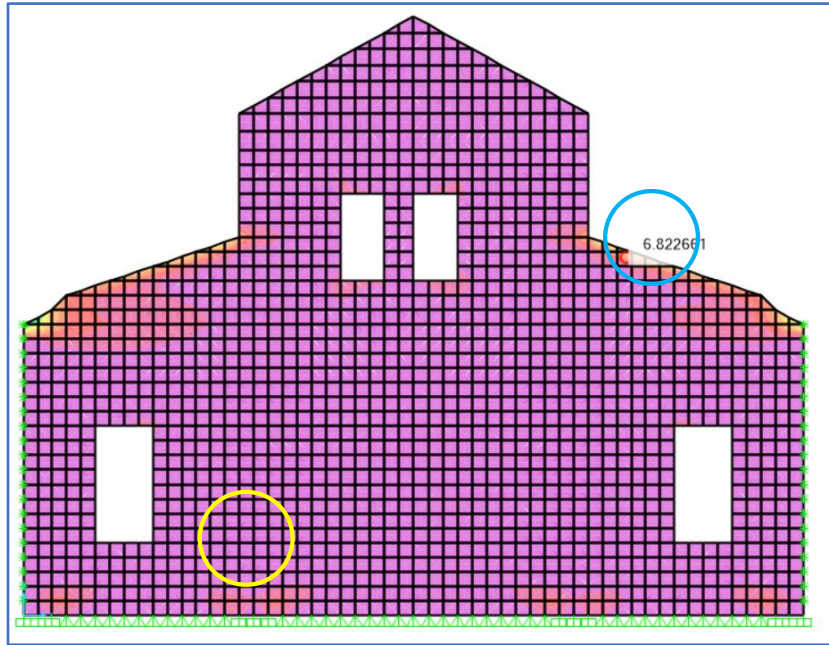


Figura 3.10 Esfuerzo cortante demandado por el sismo de 6 de septiembre.

Fuente: (Los autores).

El análisis para el plano 2-3 presenta una baja demanda a corte cuyo valor máximo es de 5.67 kg/cm², por el cual análisis del plano 1-3 abarca el plano que se menciona.

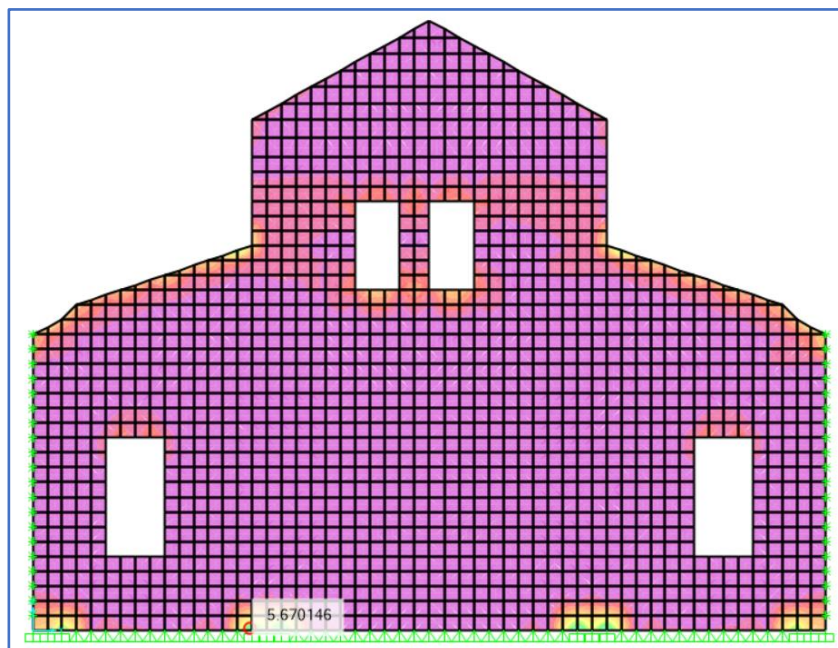


Figura 3.11 Esfuerzo cortante en el plano 2-3.

Fuente: (Los autores).

La capacidad a corte del concreto proyectado de $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$, es de 9.18 kg/cm^2 , con la cual se opone un 74% de su capacidad ante el sismo del 6 de septiembre del 2018. Sin embargo, se requiere analizar el sismo de diseño para conocer los nuevos esfuerzos de corte que, según el espectro de la normativa, presenta aceleraciones mayores a las ocurrida con el sismo de Cumandá.

$$\frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = \frac{6.82}{9.18} = 0.74 \leq 1$$

En el análisis para el sismo de diseño se obtiene que el esfuerzo de corte en la base, es de **40.93 kg/cm²** (ver Figura 3.12), presentado en el muro de 50 cm de bloques de roca. Para obtener la demanda - capacidad del elemento se considera los espesores de cada muro y el corte demandado por cada muro.

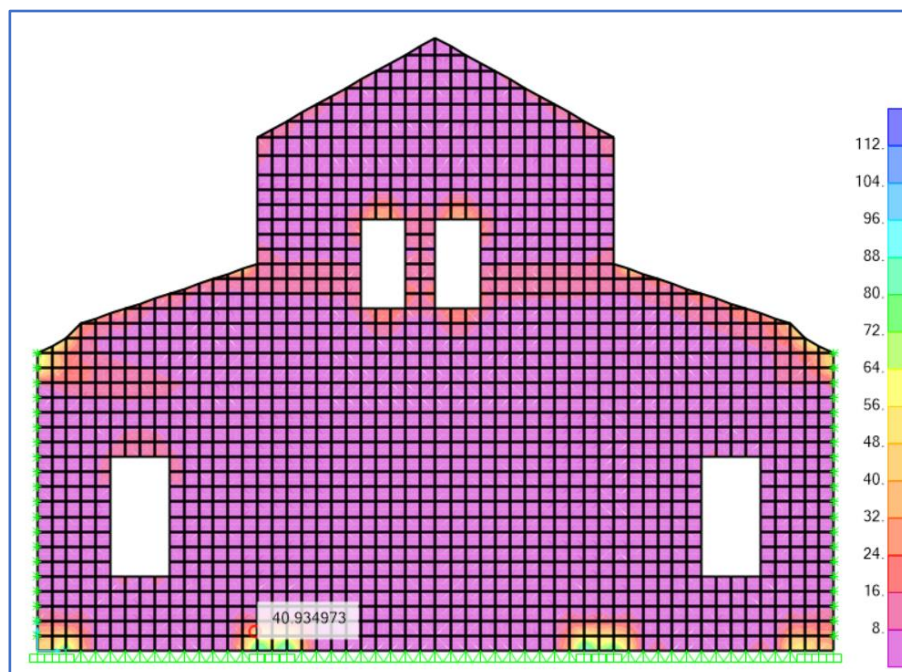


Figura 3.12 Demanda por corte del sismo de diseño en kg/cm².

Fuente: (Los Autores).

Es decir, se encuentra la fuerza de corte nominal que proporciona cada muro, y el nuevo a implementar de hormigón proyectado. Las capacidades se calculan mediante la Ecuación 2.1, multiplicando por un área sometida a corte en 1 m de ancho.

$$V_n = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * h$$

f'_c : compresión simple en MPa.

b: ancho de análisis, 1000 mm.

h: espesor del muro de bloque y del concreto proyectado; en mm.

V_n : capacidad a corte, en N.

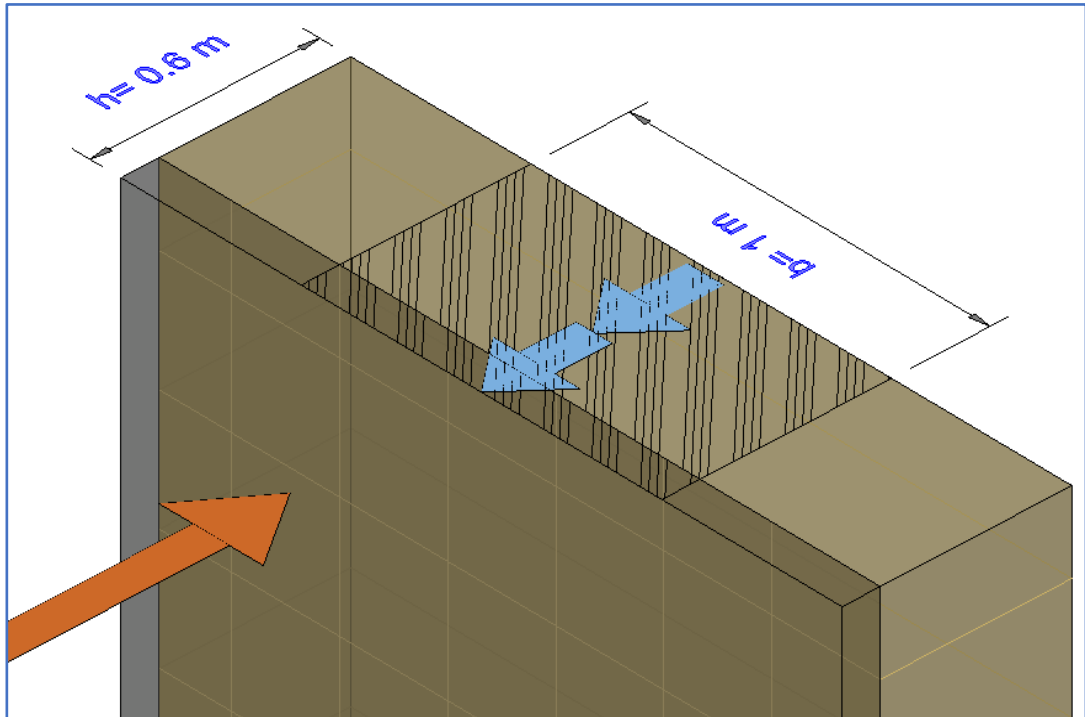


Figura 3.13 Comprobación de esfuerzos resistentes en la dirección corta.

Fuente: (Los Autores).

$$V_n, \text{muro roca} = \sqrt{50} * 1\,000 * 500 = 3\,535\,533.9 \text{ N} = 353\,553 \text{ Kg}$$

$$V_n, \text{Concreto} = \sqrt{30} * 1\,000 * 100 = 54\,7722 \text{ N} = 54\,772 \text{ kg}$$

$$V_n, \text{Total} = 408\,325 \text{ kg} \gg V_n = 0.53 * 408\,325 = 216\,412 \text{ kg}$$

La demanda que genera el sismo de diseño en la fachada posterior es de 40.9 kg/cm², multiplicado por el área sometido a corte, considerándose todo el muro, se tiene:

$$V_u = 40.93 \text{ kg/cm}^2 * 50 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 204\,650 \text{ kg}$$

De esta manera se obtiene la relación final de la solución de concreto y aporte de resistencia del muro de roca de:

$$\frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = \frac{204\ 650}{216\ 412} = 0.95 \leq 1$$

Se ha obtenido que la resistencia del hormigón proyectado junto a la pared de bloques, proporciona un 74% de capacidad ante los esfuerzos que se presentaron el 6 de septiembre. Sin embargo, cuando se genere las fuerzas de corte del sismo de diseño, las demandas son mayores y se alcanza una capacidad de 95% permitiendo que la resistencia del concreto proyectado cumpla un diseño a la totalidad de su capacidad de corte, para un espesor de 10 cm, sin provocar inestabilidad de la estructura. (Ver Tabla 3.4)

Tabla 3.4 Capacidad de fachada superior con presencia del altar

	Sismo 6 sept – 2018	Sismo de Diseño	Muro + Hormigón Proyectado
Fuerza de Corte	34 100	204 500	216 412
D/C	16%	94%	

Fuente: (Los Autores).

3.3.3 Análisis de situación actual, visita técnica diciembre 2018.

Se adiciona al sistema estructural, la colocación de puntales de hormigón armado en la parte baja de la fachada, por parte de las autoridades del centro religioso. (ver la Figura 3.14), En el cual se perjudica al sistema actual de la pared de boques y el altar, de tal forma que se obtiene una demanda de esfuerzo de corte de 120.53 kg/cm², resultado que se presenta directamente en el ligante que une los bloques de roca. En el caso de presentarse el sismo de diseño, la estabilidad del muro se ve afectada en la zona donde se encuentran los puntales de hormigón, los cuales está demostrado y sustentado por medio del SAP 2000.

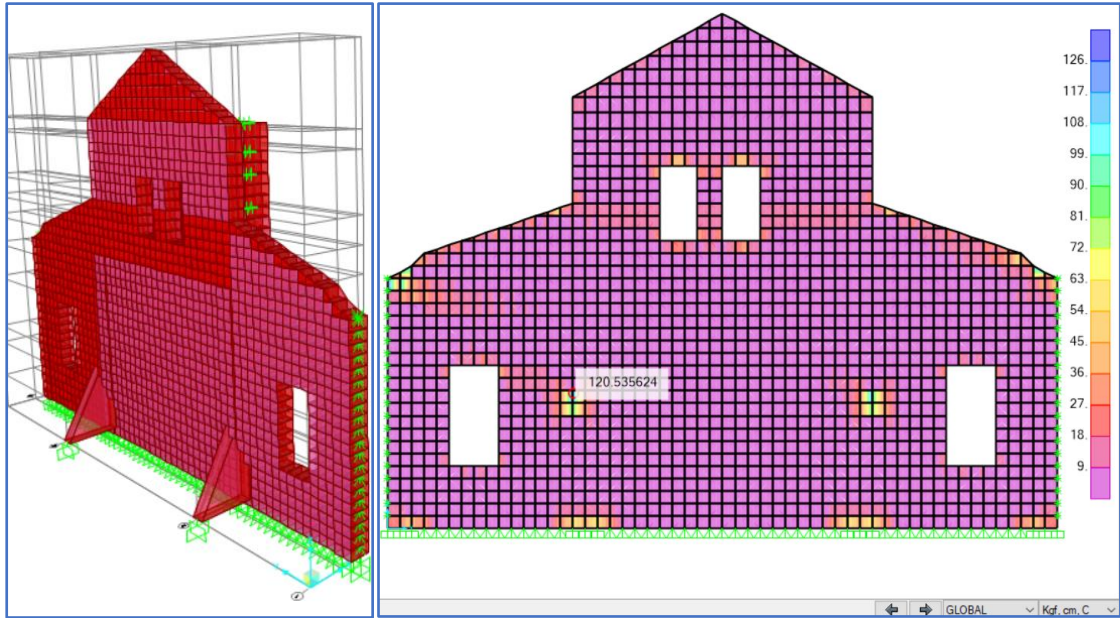


Figura 3.14 Análisis de puntales de hormigón junto a la fachada posterior

Fuente: (Los Autores)

Si se multiplica por un área de análisis, considerando que los puntales ocupan cerca de 1m de ancho sobre la fachada, se tiene una fuerza de corte debido al sismo de diseño de 602 650 kg; la capacidad de corte del muro aislado de 50 cm de espesor junto con la proyección de concreto es de 216 412 kg, motivo por el cual la fachada no posee la resistencia necesaria para las fuerzas que se presenten a futuro, por lo tanto, los bloques de roca pueden salirse de su plano actual, debido al despegue y fisura que sufra la argamasa. (ver Tabla 3.5)

Tabla 3.5 Comportamiento de la fachada con puntales de concreto.

Kg	Sismo 6 sept – 2018	Sismo de Diseño	Fachada + Proyección
Fuerza de Corte	26 250	602 650	216 412
D/C	4.4 %	278.5 %	

Fuente: (Los Autores)

A continuación, se muestra el análisis de las 3 situaciones, sin altar, con altar y la colocación de los puntales de hormigón armado, donde nos enfocaremos en la situación actual que considera la colocación de los puntales. Como se mencionó anteriormente la colocación de dichos puntales está afectando la estabilidad de la

estructura para sismos superiores a 6.5 en la escala de Richter, ocurrido el 6 de septiembre del 2018. El hormigón proyectado no tendría la suficiente capacidad si estos elementos se encuentran presente.

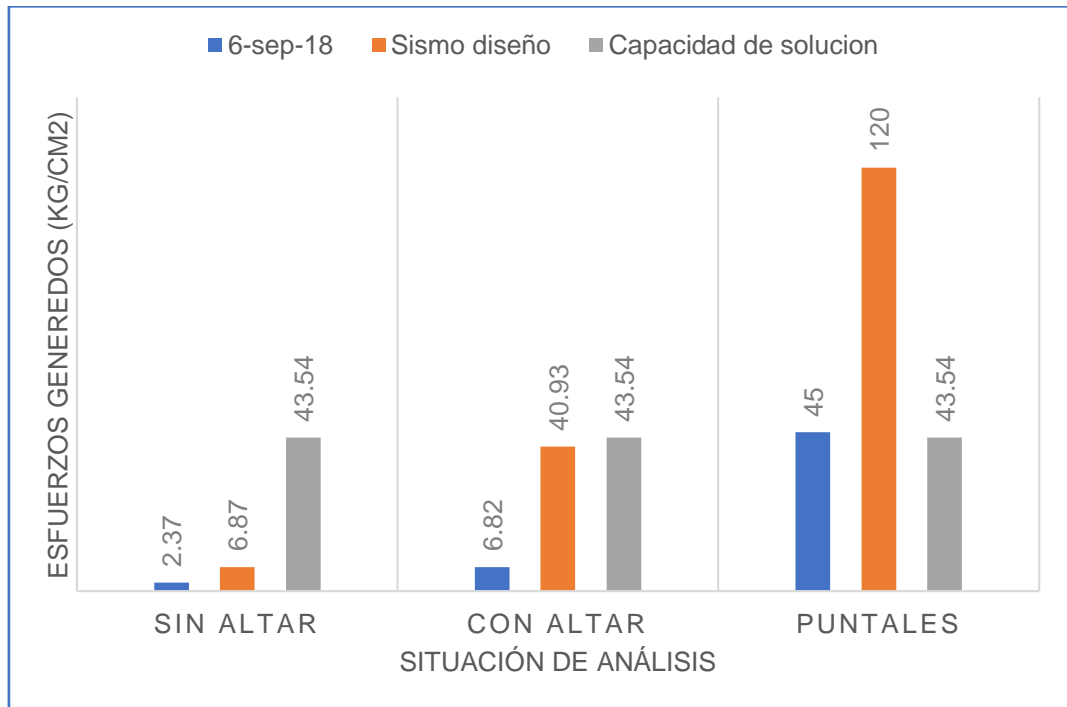


Figura 3.15 Análisis de las 3 situaciones presentada en la Iglesia de Chimbo.

Fuente: (Los Autores)

Para la solución final se debe retirar los puntales de hormigón armado, debido al aumento de esfuerzos de corte para luego proyectar el hormigón y este actué en su máxima capacidad, sin incrementos de esfuerzos que genera esta solución detectada en el mes de diciembre. El altar no puede ser retirado porque guarda un valor patrimonial, además de la inversión monetaria realizada hace pocos años.

3.4 Afectación del ligante en los arcos internos, problemática 2.

La **problemática 2** implica la afectación del ligante de unión entre los bloques de roca, para ello se ha realizado un análisis similar al de la fachada posterior. Se obtuvo una demanda a corte 3.58 kg/cm^2 en los muros de mayor longitud, con un espesor de 800mm y arcos con luz 3.40m, debido al sismo de diseño. El valor presentado en cerca de los arcos puede visualizarse en la Figura 3.16 y Figura 3.17.

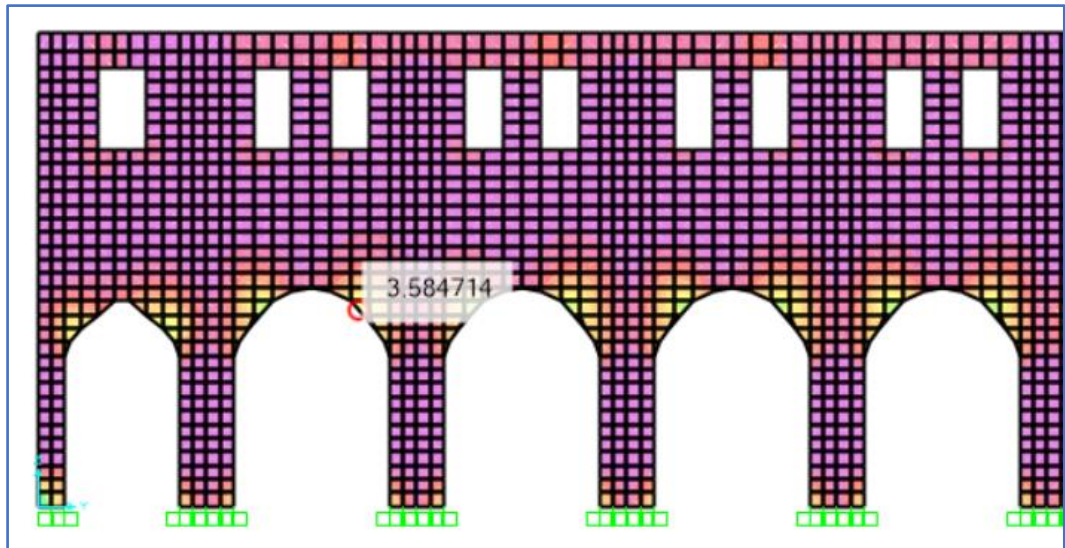


Figura 3.16 Demandas de corte S13 en arcos de la Iglesia Matriz.

Fuente: (Los Autores).

En los ejes locales 2-3 de los elementos de arcos se puede apreciar mayor demanda por corte a comparación de los ejes 1-3, presentándose un valor de 6.14 kg/cm² en las zonas donde se identificaron afectaciones durante la inspección de los autores del proyecto. Cerca de la base de la columna se obtiene un valor de 10 kg/cm², mostrado en la Figura 3.17 Demandas de corte S23 en arcos de la Iglesia Matriz..

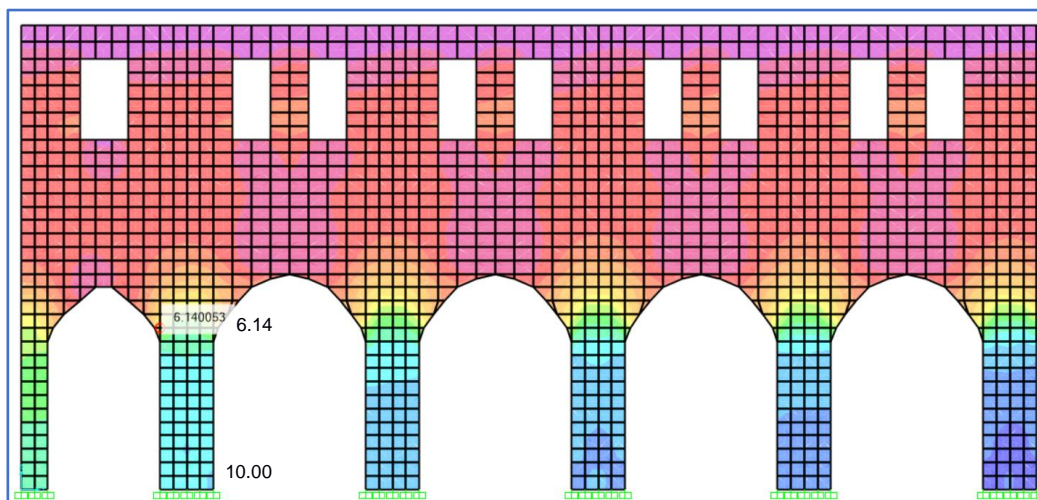


Figura 3.17 Demandas de corte S23 en arcos de la Iglesia Matriz.

Fuente: (Los Autores).

Con relación a la unión actual entre los bloques de roca, la argamasa de $f'c=20\text{MPa}$ y el mortero colocado de $f'c=27\text{MPa}$, posee una baja resistencia a cortante, de tal forma que se agrieta el ligante y junto a la problemática de golpeteo, las fisuras poseen una apertura mayor a 60 mm en la zona cercana al altar.



Figura 3.18 Grietas de apertura de 5cm cerca del altar.

Fuente: (Los Autores).

Con la dosificación del mortero realizada por los autores, se logra alcanzar una resistencia a compresión simple de 50 MPa, dando como resultado un valor nominal a corte de 11.85 kg/cm^2 aplicando la Ecuación 2.1.

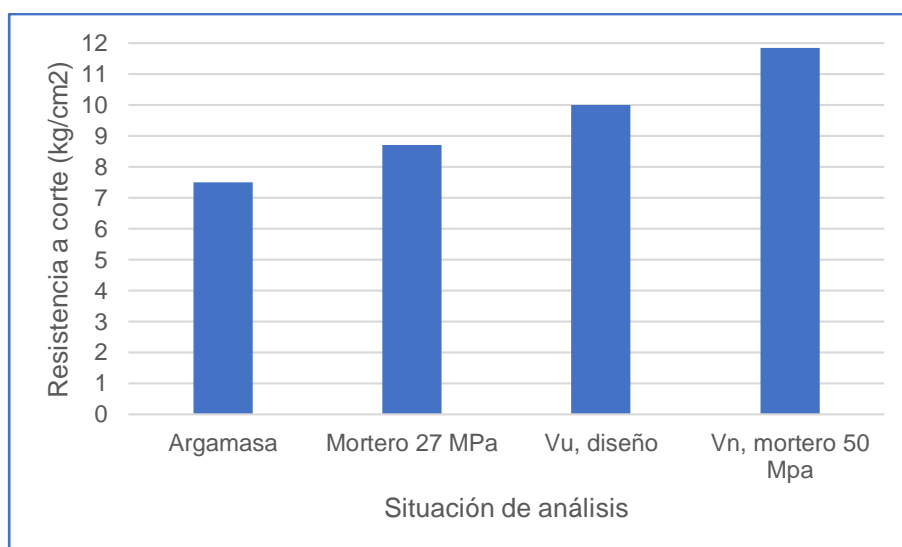


Figura 3.19 Análisis de la argamasa en la Iglesia de Chimbo.

Fuente: (Los Autores)

En la Figura 3.19, se presenta las resistencia a corte que posee la argamasa, sismo diseño y el mortero dosificado por os autores. Así podemos asegurar que el uso del mortero de 50 MPa brinda un 84% de su capacidad antes esfuerzos de corte, que se presente en el sismo de diseño de la normativa ecuatoriana.

$$\frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = \frac{10.00}{11.85} = 0.84 \leq 1$$

3.5 Caracterización de los agregados del hormigón proyectado.

Las principales características de la dosificación del concreto fueron descritas en la sección 0, pero para lograr alcanzar una resistencia de diseño, se debe realizar correcciones debido a la cantidad de agua o humedad que presente los agregados. La proporción de aditivo debe ensayarse para optimizar y obtener mejores resultados en cuanto a resistencia y revenimiento.

El porcentaje de áridos, grava con respecto a la arena depende de la granulometría que tienen cada uno, por dicho motivo debe realizarse este ensayo a fin de determinar una curva granulométrica combinada, que debe estar dentro de los límites de la sección 2.6.2.

Tabla 3.6 Granulometría obtenida de los agregados a utilizar.

TAMIZ	ARENA DE RÍO	GRAVA 1/2"	Combinada	MIN	MAX
1/2"(12.7mm)	100%	98%	99%	100%	100%
3/8(9.51mm)	100%	68%	89%	90%	100%
N4 (4.76mm)	93%	7%	64%	70%	85%
N8 (2.38mm)	83%	0%	55%	50%	70%
N16(1.19mm)	72%	0%	48%	35%	55%
N30(0.59mm)	53%	0%	35%	20%	35%
N50(0.29m)	23%	0%	15%	8%	20%
N100	9%	0%	6%	2%	10%

Fuente: (Los autores).

El porcentaje de grava con respecto a la arena es escogido de tal forma que la curva combinada se encuentre dentro de los límites ideales del ACI, por este motivo se escoge un porcentaje de 34%, obteniéndose la siguiente Figura 3.20.

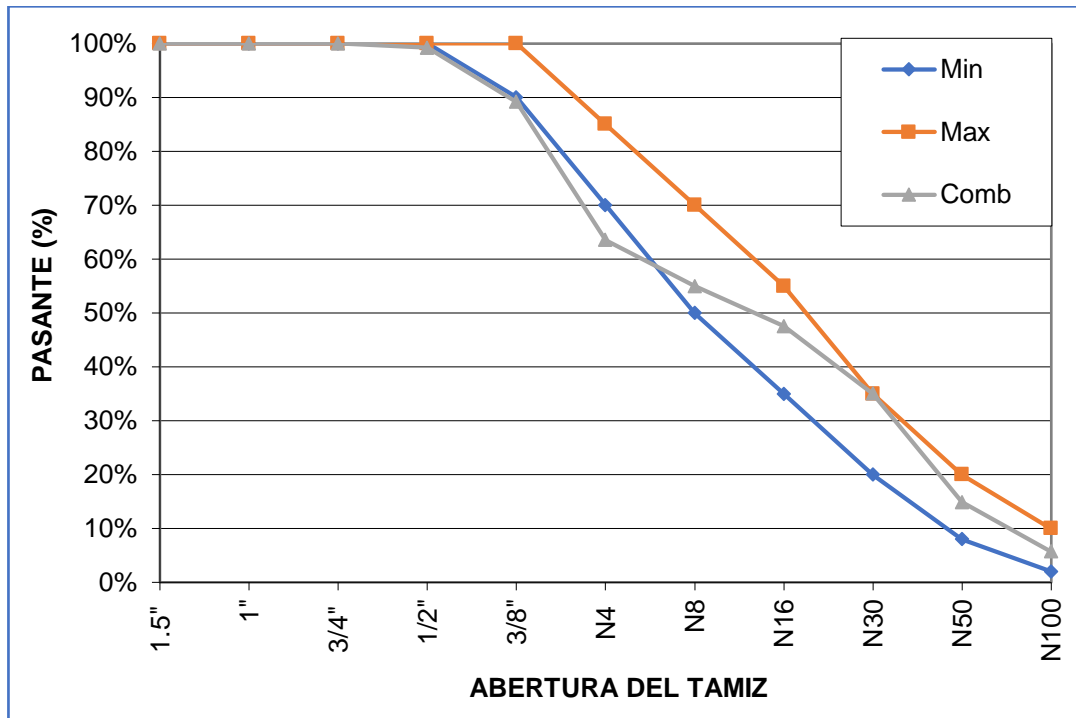


Figura 3.20 Curva combinada para agregados de concreto.

Fuente: (Los Autores).

3.6 Diseño de las soluciones a base de cemento hidráulico.

Mediante las diversas pruebas de dosificación para una óptima y económica propuesta ante las situaciones descritas en el capítulo 1, se escoge las mejores pruebas a base de cemento tipo GU de Holcim con densidad de 2850 Kg/m^3 , parámetro necesario para el cálculo de peso de los demás componentes.

3.6.1 Diseño de hormigón proyectado.

Con la proporción adecuada de agregado grava y arena, junto con los ensayos de caracterización para el diseño de concreto, se realizan 3 dosificaciones distintas variando cantidades de agua, cemento y aditivo, a fin de alcanzar las restricciones de revenimiento y de resistencia, siendo la prueba #3 la seleccionada debido a la resistencia alcanzada a los 28 días, 30 Mpa, y cuyo valor a corte permite tener una capacidad mayor a la demanda por sismo.

Otras dosificaciones realizadas por los autores pueden revisarse en ANEXOS; las dos primeras fueron omitidas debido a las resistencias alcanzadas a pesar de cumplir con el revenimiento fluido requerido, prueba #2.

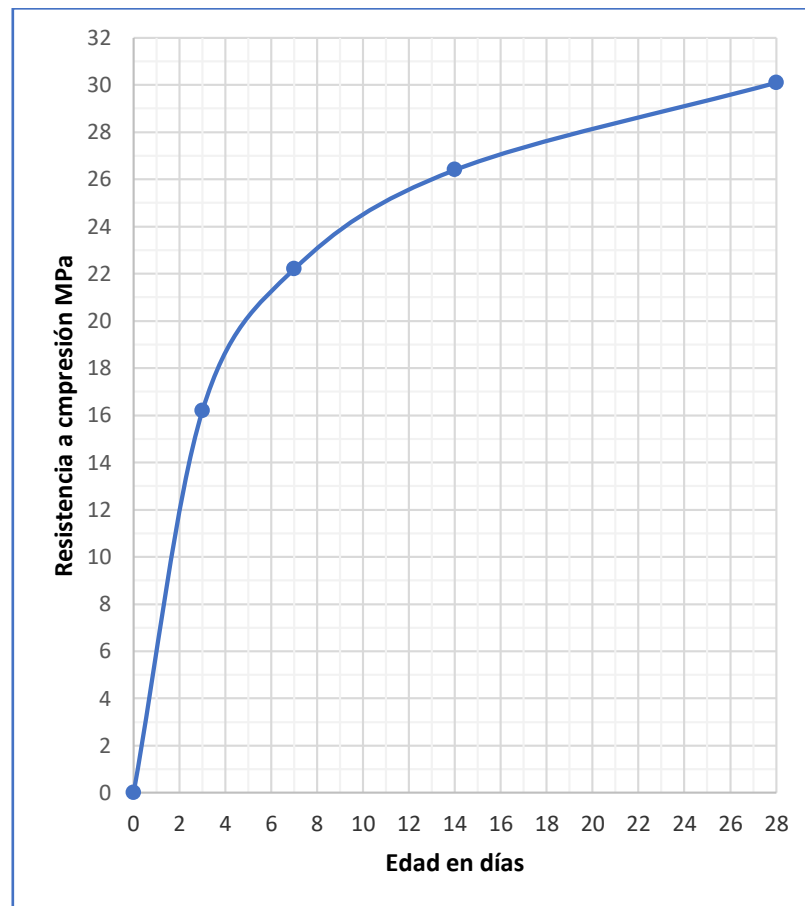


Figura 3.21 Curva de resistencia alcanzada durante el curado de cilindros.

Fuente: (Los Autores).

3.6.2 Diseño de mortero a inyectar.

Al igual que el hormigón proyectado, el mortero consta principalmente de cemento tipo GU, con aditivo que brinden características de resistencia y de adherencia como el Intraplast Z, quien permite un ligero incremento de volumen a fin de proporcionar un ajuste entre los bloques de roca y no se vuelvan a presentar la fisura.

El mortero propuesto posee una resistencia mayor a la que presenta la argamasa, cuyo valor promedio es de 20 Mpa, dicha resistencia y junto al movimiento telúrico del 6 de septiembre conllevaron al agrietamiento del ligante actual.

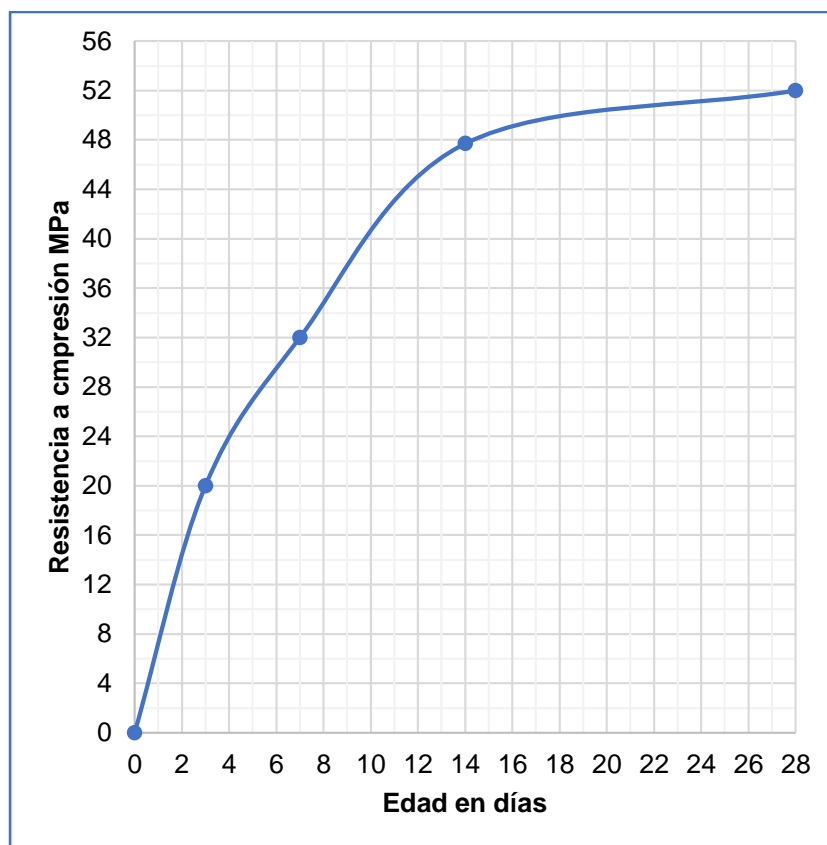


Figura 3.22 Curva de resistencia alcanzada durante el curado de mortero.

Fuente: (Los Autores)

3.7 Evaluación de Impacto Ambiental.

3.7.1 Regularización ambiental

El tipo de permiso ambiental que otorga el Ministerio del Ambiente Ecuatoriano (MAE) para la ejecución de las actividades de reparación o mantenimiento de la Iglesia, es el Certificado Ambiental, el cual se obtiene de forma inmediata, no es obligatorio y sin costo alguno. Sin embargo, se deben tomar en cuenta las Buenas Prácticas Ambientales para el sector de la construcción en las actividades cuya área bruta de construcción sea menor o igual 20 000 m².

El Sistema Único de Información Ambiental, por medio de la Mesa de Ayuda como se muestra en la Figura 3.23, estableció que la actividad a regularse es:

Actividad: Servicios / Museos, Sitios Históricos e instituciones Similares.

Descripción de la actividad: Lugares Históricos.

Consulta de Actividades Ambientales	
Para conocer la Actividad Ambiental a la que pertenece su proyecto, el proceso que corresponde (Registro Ambiental o Licencia Ambiental), el tiempo de emisión y los costos que genera, haga clic en buscar.	
Descripción de la actividad	LUGARES HISTÓRICOS
Su trámite corresponde a un(a)	CERTIFICADO AMBIENTAL
Tiempo de emisión	Inmediato.
Costo del trámite	No tiene. (Tiene un costo si existe remoción de cobertura vegetal nativa)

Figura 3.23 Mensaje recibido del MAE sobre el tipo de permiso ambiental.

Fuente: (Los Autores).

3.7.2 Recomendaciones para la Ejecución del Proyecto.

Las siguientes recomendaciones, han sido tomadas de la Guía de Buenas Prácticas Ambientales para el sector de la construcción del Ministerio de Ambiente. (MAE)

3.7.2.1 Almacenamiento y Manipulación de Materiales y Equipos

- Mantener en buen estado el equipo de obra y las herramientas de trabajo, por lo que se requiere utilizar franelas para la limpieza de los equipos. Finalmente, las franelas serán lavadas con agua para un posterior secado natural. De esta forma contribuimos con la estrategia de las 3R, al emplear un material reutilizable para otros fines de limpieza y así evitar la producción de desechos.
- Con respecto a la cantidad sobrante de hormigón, se recomienda lo siguiente:
 - Resanar la parte exterior de las paredes, que presentan pequeñas fisuras con el hormigón restante de la mezcla.
 - Al limpiar la concretera, se debe usar una geomembrana para colocar los residuos de la limpieza del mini-mixer y evitar la infiltración del agua en el suelo. Se debe esperar la evaporización del agua. Finalmente se debe recoger las mezclas de hormigón para introducirlas en una funda y posteriormente dejarlos en la basura.

- Mantener una planificación del tiempo de trabajo de la maquinaria en la obra para evitar el ruido hacia el vecindario. La hora de trabajo comienza a las 8 a, para prevenir interferencias con la comunidad, se trabajará exclusivamente en una jornada laboral de 8 horas.
- Se debe calcular correctamente las cantidades o dosificación de materia primas a utilizar en el hormigón proyectado y para la inyección de mortero, con el fin de evitar residuos de la mezcla realizada. Cabe recalcar que la mezcla sobrante será reutilizada. Revisar los detalles de la dosificación en la Tabla 2.6 y Tabla 2.8.
- Aprovechar al máximo el uso de aditivos en el proyecto, aplicando las cantidades necesarias a utilizar según la dosificación. Los recipientes o contenedores que se generen por estos aditivos, serán entregados al gestor ambiental autorizado por el MAE para su respectivo tratamiento

3.7.2.2 Seguridad en la construcción.

Basados en el Reglamento de Seguridad y Salud para la Construcción y Obras Publicas se tomarán en cuenta los siguientes lineamientos que establece el reglamento para el bienestar de los trabajadores.

- El empleador deberá brindar charlas a la cuadrilla de trabajo. Las capacitaciones tendrán una duración de 15 minutos antes de iniciar la actividad y los temas a tratar serán los siguientes:
 - Salud y Seguridad Ocupacional, en esta capacitación incluye el uso de los equipos de protección personal en todas las actividades.
 - Los riesgos asociados al trabajo en altura, relacionados con proyección de hormigón e inyección de mortero.
 - Consideraciones ambientales en la obra.
- Los trabajadores deberán utilizar siempre los equipos de protección personal adecuados a los riesgos presentes en las actividades del proyecto. Los elementos de protección a usar son los siguientes:

<ul style="list-style-type: none"> • Arnés • Casco • Gafas de Protección • Botas de Seguridad 	<ul style="list-style-type: none"> • Mascaras de aire • Trajes completos • Protectores de oídos
---	--

A continuación, se muestra la Figura 3.24, de un trabajador con los equipos de protección personal en el lanzamiento del hormigón. Personal que no mantenga una intervención directa, deberá estar alejado de la proyección, caso contrario deben tomar en cuenta las mismas medidas de seguridad.



Figura 3.24 EPP del trabajador

Fuente: (Raquel Ochoa, 2014)

➤ Durante un evento natural, ya sea este un movimiento telúrico, los trabajadores deberán suspender cualquier actividad y dirigirse al punto de encuentro que está ubicado a la derecha de la iglesia como se muestra en la Figura 3.25. Revisar el plano 5 de Evacuación. ANEXO

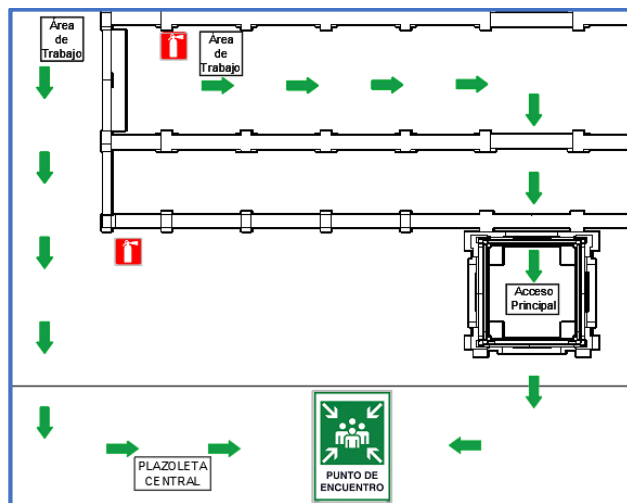


Figura 3.25 Plano de Evacuación

Fuente: (Los Autores).

- Los empleadores deberán verificar que los trabajadores cumplan con el uso correcto de los equipos de protección personal durante la ejecución de la obra.
- Se colocará la señalética correspondiente al uso de equipos de protección personal y la ubicación de los equipos en el trabajo como se presenta en la Figura 3.26. Revisar Plano 6 de Ubicación de Equipos y Señaléticas. ANEXO.

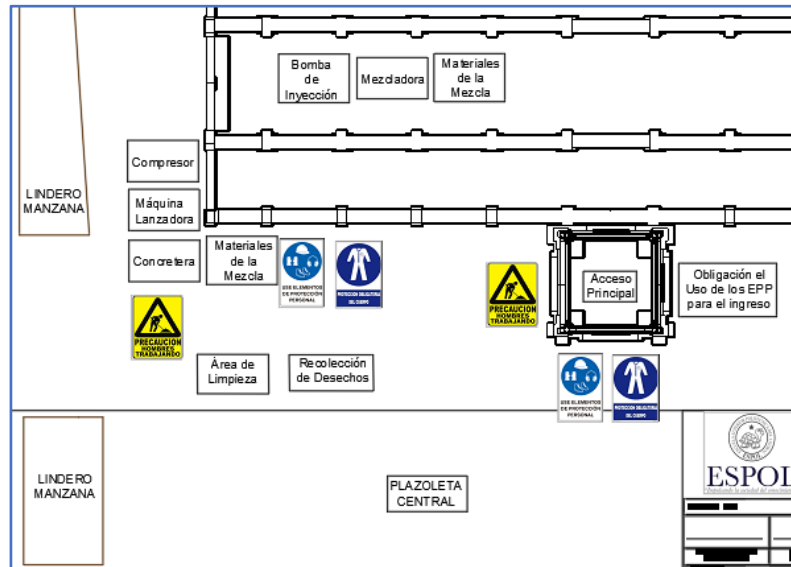


Figura 3.26 Plano de Ubicación de Equipos y Señalética.

Fuente: (Los Autores).

- Los trabajadores del proyecto deben cooperar y seguir las instrucciones de los empleadores. Así como también la prohibición de manipular equipos sin la respectiva capacitación y autorización de los superiores.
- En el caso de un accidente laboral, rápidamente se suspenderá la actividad y se deberá comunicar al ingeniero a cargo para brindar los primeros auxilios y posterior llevar al trabajador herido al centro de salud más cercano.
- La actividad deberá mantener al menos 2 extintor en caso de incendio de los equipos. Revisar el plano 5 de evacuación. ANEXO (Ministerio del Trabajo y Empleo, 2008)

3.7.2.3 Disminución de ruido

- Las actividades de proyección de hormigón y la inyección de mortero se ejecutarán durante las primeras horas de la mañana, con el fin de evitar realizar ruidos en horas de descanso.
- Los equipos o maquinarias que generen ruidos solo estarán encendidas durante la ejecución del trabajo, de lo contrario deberán mantenerlas apagadas. Verificar la ubicación de los equipos en el plano 6 de Ubicación de las maquinarias. ANEXO (Sistema Único de Información Ambiental - SUIA, 2015)

3.7.2.4 Uso racional del agua

- En la dosificación del proyecto de chimbo, se presenta la cantidad de agua para el hormigón proyectado y para la inyección de mortero, en una mezcla de 1m³ de hormigón, de esta forma se controlará la cantidad de agua utilizada en el proyecto en la preparación de las mezclas.
- Reutilizar, siempre que sea posible, el agua de limpieza, almacenándola en recipientes que faciliten la decantación de los sólidos.
- Evitar el vertido de agua que contengan cemento u otros productos procedentes de las actividades de construcción (Sistema Único de Información Ambiental - SUIA, 2015)

3.7.2.5 Eficiencia energética

- Es recomendable aprovechar la luz natural durante toda la jornada laboral para evitar la iluminación artificial, por lo que el trabajo se realizará en horas de la mañana.
- Dejar secar los equipos aprovechando la luz solar. No se recomienda utilizar medios artificiales de secado.
- Desenchufar las herramientas eléctricas cuando este paralizado el trabajo en obra y en su medida colocar tarjetas de bloqueo de seguridad para una posterior reparación y dejarlas desconectados (Sistema Único de Información Ambiental - SUIA, 2015)

3.7.2.6 Gestión de residuos

➤ Implementar la estrategia de las 3R: Reducir, Reutilizar y Reciclar (Sistema Único de Información Ambiental - SUIA, 2015)

A continuación, se presenta una tabla resumida de los desechos generados en las actividades del proyecto. Además de las soluciones ambientales para cada actividad. Revisar el plano de la ubicación de los desechos generados.

Tabla 3.7 Resumen de los desechos generados en obra.

Actividad	Desecho	Solución Ambiental
Limpieza de Equipos.	Franelas	Lavado y secado natural para una posterior reutilización.
Limpieza de maquina lanzadora y concretera.	Hormigón sobrante	Resanar paredes exteriores de la iglesia.
	Agua de limpieza de la concretera	Colocar el agua de la limpieza en una geomembrana
Uso de aditivos.	Recipientes resultantes, de la utilización de aditivos. Según el acuerdo ministerial 142 C.20.08	Entrega a los gestores ambientales autorizados.

Fuente: (Los autores).

3.8 Presupuesto referencial.

Una vez planteada las soluciones para las problemáticas que se presentan en la iglesia, se da paso a la elaboración del presupuesto estimado de la obra para una futura intervención por parte de las entidades competentes.

Para la elaboración del presupuesto, se utilizó los precios actuales de los materiales y equipos publicados por la revista de la Cámara de la Construcción de Guayaquil, para lo cual se sugiere revisar el ANEXO, donde se encuentra el Análisis de Precios Unitarios correspondientes a los rubros presentados en la Tabla 3.8 Presupuesto referencial de las propuestas a implementar. Es importante mencionar que el material pétreo se transportará desde la ciudad de Guayaquil hasta la provincia de Bolívar, debido a las características que presentan los ensayos de humedad y

absorción y la caracterización de los agregados, que favorecen a la resistencia y diseño de un hormigón proyectado.

En el cálculo de los costos indirectos del proyecto, los gastos de oficina en obra corresponden el 16%, con respecto al costo directo de la obra. Por otra parte, los gastos de oficina central debido a que los trabajos serán netamente en campo, los gastos de oficina central son nulos, la utilidad generada será de 5%. Por lo tanto, los costos indirectos corresponden al 21%

Tabla 3.8 Presupuesto referencial de las propuestas a implementar.

RUBRO	DESCRIPCION	UN	CANT.	PRECIO UNITARIO USD	PRECIO TOTAL USD
1	Hormigón Proyectado f'c=300 kg/cm ² e=10 cm	M2	160.00	\$ 55.17	\$ 8 827.20
2	Inyección de Mortero f'c=500 kg/cm ²	M3	2.00	\$ 317.97	\$ 635.93
SUBTOTAL					\$ 9 463.13
Costos Indirectos 21 %					\$ 1 987.26
IVA 12%					\$ 1 374.05
TOTAL					\$ 12 824.43

Fuente: (Los Autores).

CAPÍTULO 4

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

Los puntales de hormigón armado colocados en diciembre del 2018 afectan la estabilidad de la fachada posterior, incrementando los esfuerzos de corte, por lo que perjudica directamente al ligante entre los bloques; a su vez aumentan la fuerza cortante que logra sobrepasar la capacidad del muro estructural. Esta ampliación de demanda en el sismo de diseño es debida al golpeteo que seguirá generando el altar de ladrillos y la adición de los puntales de hormigón, provocando el despegue de los bloques que conforman la fachada posterior.

Las diferencias en términos de resistencia en los elementos estructurales de mampostería, provoca la apertura de grietas en los componentes de baja resistencia, en especial cuando la relación entre los bloques de roca y el ligante de unión es de aproximadamente 2:1.

Mediante el levantamiento altimétrico realizado a la fachada posterior, se pudo corroborar la verticalidad del elemento estructural. La solución de hormigón proyectado va dirigida a su estabilidad ante el agrietamiento que provocará el sismo de diseño, y la posible inclinación que presente en la oscilación del movimiento telúrico, el cual, comparado con el ocurrido en el mes de septiembre, es mayor en un 80%.

La resistencia alcanzada para la solución a la **problemática 1** posee una capacidad mayor ante los esfuerzos de corte que lograron agrietar la fachada posterior. Con relación al sismo del 2018, la proyección de concreto se encuentra un 75% de su resistencia de corte. Sin embargo, para el sismo de diseño, el espesor de 10 cm brinda una fuerza nominal resistente de 95% contra la fuerza de corte de la NEC – 2015.

La unión de argamasa posee una resistencia a compresión simple de 20 MPa, otorgando una resistencia a corte de 2.37 kg/cm^2 , la cual debido al esfuerzo de 6.14 kg/cm^2 del sismo de diseño, se ve afectada a causa de su baja capacidad. La solución de mortero inyectado está dosificado para el sismo de diseño, que genera una demanda a corte máxima de 10 kg/cm^2 , por lo que el mortero de 50 Mpa, con esfuerzo de corte resistente de 11.85 kg/cm^2 actúa en un 84% de su capacidad.

En reparaciones anteriores se ha utilizado morteros de resistencia de 27 MPa, el cual no brinda la capacidad suficiente ni la adherencia que requieren los bloques cerca de la fachada posterior, motivo por el cual la unión se encuentra sobre esforzada y se presentan las grietas de mayor apertura. En el caso de que existiera el sismo de diseño, los bloques llegarán a su esfuerzo máximo provocando la rotura y, por ende, inestabilidad en los arcos internos.

El revenimiento alcanzado de 14 cm se encuentra dentro del límite menor que caracteriza a la mezcla de hormigón como fluida, permitiendo el bombeo del concreto con los equipos requeridos para la altura que presenta la fachada posterior.

4.2 Recomendaciones

Se sugiere estudiar todas las modificaciones que se deseen realizar en la estructura, como la colocación de un nuevo altar de un diferente material y una nueva posición. Este cambio fue partícipe de las problemáticas en estudio, otra modificación provoca un comportamiento estructural diferente sobre todo por sus años de antigüedad; los nuevos cambios deben regirse a las restricciones de diseño de la normativa ecuatoriana vigente.

En el caso de comprar los materiales cerca de la obra, se sugiere realizar los respectivos ensayos de caracterización de los agregados, para ajustar los cambios de porcentajes de humedad y absorción. Al no contar con estos ensayos se debe colocar todo el porcentaje de aditivo hasta llegar a una consistencia fluida; en lo posible reducir el agua para alcanzar la resistencia de 300 kg/cm².

Se recomienda el retiro inmediato de los puntales de concreto armado. Debido a esta errada solución, se incrementa la fuerza cortante durante el sismo de diseño de la NEC-2015, superando al triple de la capacidad del muro de bloques de roca, a su vez a la resistencia de la proyección de hormigón, en el caso que se aplicara la solución sin retirar puntales de concreto.

En mantenimientos preventivos, se recomienda utilizar la dosificación de inyección mortero propuesta por los autores de este proyecto, cuya resistencia supera las demandas que se vayan a generar durante el sismo de diseño.

Las soluciones propuestas para ciertos eventos sísmicos que afecten bienes patrimoniales del Ecuador, deben dirigirse a cubrir las afectaciones del movimiento telúrico y de los sismos futuros debido a la periódica actividad sísmica que presenta el país. El sismo de diseño a futuro debe seguir los lineamientos de la normativa ecuatoriana vigente.

Graduar proporcionalmente el porcentaje de aditivo Sigunit L600 AF en la boquilla de la manguera lanzadora; se propone 1.3% pero debe verificarse en obra si el porcentaje es suficiente y no permite que el hormigón descienda por gravedad.

BIBLIOGRAFÍA

ACI 506 R-16. (s.f.). *GUIDE TO SHOTCRETE*.

ASCE 7-95, SECCIÓN 9. (s.f.). *Cargas de diseño mínimas para edificios y otras estructuras*.

ASTM. (2014). *Método de Ensayo Estándar para Preparar Especímenes de Núcleo de Roca y Método de Ensayo Estándar para Resistencia de Compresión No Confinada de Especímenes de Núcleo de Roca*. West Conshohocken.

ASTM 5873 - 05. (s.f.). *Método de prueba estándar para determinar la dureza de la roca por el método de martillo rebote*.

ASTM D 2938– 95 y D 4543– 85. (2014). *Método de Ensayo Estándar para Preparar Especímenes de Núcleo de Roca y Método de Ensayo Estándar para Resistencia de Compresión No Confinada de Especímenes de Núcleo de Roca*. West Conshohocken.

Astorga, A., & Rivero, P. (2009). *Patologías en las Edificaciones. Centro de Investigación en Gestión Integral de Riesgo*, 33.

Ayensa Pardo, A. (2011). *Simulación mediante elementos finitos del comportamiento de estructuras históricas de fábrica. Aplicación al estudio de patologías y al análisis de estructuras*. Zaragoza: Tesis Doctoral - Universidad de Zaragoza.

Belegundu, C. T. (1999). *Introduction to finite elements in Engineering*. Englewo: Pretince - Hall.

Carreño, M., Lantada, N., & Irizarry, J. (2012). *Comportamiento Sísmico de los Edificios de Lorca*. Universidad Politécnica de Cataluña.

Cerdas Olaya, J. (2013). *Uso de la clasificación geomecánica utilizando el método RMR para la estimación preliminar de los requerimientos de sostenimiento de los taludes en el cerro La Potra*. Panamá: Proyecto final de graduación para optar por el grado de Licenciado en Ingeniería en Construcción.

- Chunga, K., Martillo , C., Pazmiño, N., Quiñonez, M., & Huaman, F. (2013). *Estimación de máximos niveles de sismicidad para el Litoral Ecuatoriano a través de la integración de datos geológicos y sismotectónicos*. Guayaquil.
- Delaloye, H. A. (2009). Cargas en las Estructuras. *UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA - FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO* , 1 y 2.
- Ego, F. (1995). *Accomodation de la convergnece oblique dans une chaine de type cordilleraine: Les Andes d'Equateur*. París.
- ISRM Part. 3. (1981). *Suggested method for determination of the Schmidt rebound hardness. In ISRM suggested Methods*.
- Lozano, A. (2015). *MARTILLO SCHMIDT (ESCLERÓMETRO)*.
- Ministerio del Trabajo y Empleo. (2008). *Reglamento de Seguridad y Salud para la Construcción y Obras Públicas* . Quito: Registro Oficial .
- NEC - SE - CG. (2015). *CARGAS (NO SISMICAS)*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC -SE-DS. (2015). *CARGAS SÍSMICAS DISEÑO SISMORESISTENTE*. QUITO: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Estructuras de Hormigon Armado*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Panchi, O. O. (2013). *Sismotectónica y Peligrosidad Sísmica en Ecuador*. Madrid: Máster en Geología Ambiental.
- Quinde Martínez, P., & Reinoso Angulo, E. (2016). *Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca*. D. F. México.
- Santana, R. A. (2013). *Caracterización a Cortante de Hormigón Projectado*. Barcelona: Tesis para bbtener el titulo de Magister en Ingeniería Estructural y Construcción.

SIKA. (2014). *Hoja Técnica Intraplast Z*. Durán.

SIKA. (2014). *Hoja Técnico de Segunit L - 600 AF*. Durán.

SIKA. (2017). *Hoja Técnica de Sikament - 115*. Durán.

Sistema Único de Información Ambiental - SUIA. (2015). *Guía de Buenas Prácticas Ambientales para el Sector de la Construcción menor o igual a veitemil metros*. Quito: Subsecretaría de Calidad Ambiental - MAE.

Sosa, G., Alam, M., & Elberg, M. (2008). *Aplicación del método de elementos finitos en la simulación de zonas susceptibles a movimientos de masa en la franja costera del Estado de Carabobo, Venezuela*. Mérida: Departamento de Geomecánica, Escuela de Ingeniería Geológica.

Taipe ACosta, L. (2013). *Análisis de las ecuaciones de predicción de movimientos de suelo para el Ecuador, utilizando datos registrados durante el periodo 2000-2011 en estaciones sísmicas de banda ancha y acelerógrafos*. Quito.

ANEXO A

ANEXO B