



**Escola de Camins**  
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports  
UPC BARCELONATECH

## Análisis estructural avanzado del Templo de Huaytará-Huancavelica, Perú

Trabajo realizado por:

**Emerson Julio Cuadros Rojas**

Dirigido por:

**Luca Pelà**

**Savvas Saloustros**

**Nicola Tarque**

Master en:

**Ingeniería Estructural y de la Construcción**

Barcelona, Julio 2020

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (DECA)

**TRABAJO FINAL DE MASTER**



**Escola de Camins**

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports  
UPC BARCELONATECH

## TESI DE MÀSTER

### Master

**Ingeniería Estructural y de la Construcción**

### Título

**Análisis estructural avanzado del Templo de Huaytará-Huancavelica, Perú**

### Autor

**Emerson Julio Cuadros Rojas**

### Tutor

**Luca Pela  
Savvas Saloustros**

### Tutor externo

**Nicola Tarque**

### Intensificacion

**Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental**

### Fecha

**2020**



## TABLA DE CONTENIDOS

<b>1 INTRODUCCIÓN</b> .....	11
1.1 Antecedentes y motivación .....	11
1.2 Metodología.....	11
1.2.1 Metodología y técnicas a empleados durante los trabajos de campo y muestreo .....	12
1.2.2 Metodología y técnicas a empleados durante los trabajos de gabinete.....	13
1.3 Objetivos .....	14
1.4 Estructura de la tesis.....	14
<b>2 ESTADO DEL ARTE</b> .....	16
2.1 Enfoques del método de elementos finitos.....	16
2.2 Estudios sobre edificios históricos en tierra .....	21
<b>3 INVESTIGACIÓN HISTÓRICA</b> .....	23
3.1 Un monumento que vio crecer al Perú: De los Chukurpu hasta el presente .....	23
3.1.1 Época preincaica .....	23
3.1.2 Época Incaica.....	24
3.1.3 Época de la conquista y virreinato .....	25
3.1.4 Época de la independencia y la Republica.....	26
3.1.5 Época del conflicto armado interno .....	30
3.1.6 Época Contemporánea.....	31
3.2 Arquitectura Inca.....	33
3.3 Arquitectura de las iglesias Coloniales del Sur del Perú.....	38
<b>4 LEVANTAMIENTO POR FOTOGRAMETRÍA</b> .....	39
4.1 Levantamiento fotogramétrico .....	40
4.2 Modelado fotogramétrico.....	42
4.2.1 Alinear fotografías. ....	42
4.2.2 Construir nube de puntos densa .....	43
4.2.3 Generación de superficie de modelo.....	44
4.2.4 Texturizar el modelo.....	44
4.3 Escala y corrección .....	45
<b>5 INSPECCIÓN</b> .....	48
5.1 Resumen de la Estructura.....	48
5.1.1 Estructura Inca.....	50



5.1.2	Estructura Colonial .....	50
5.1.3	Estructura de la dècada de 1930 .....	51
5.1.4	Estructura de la dècada de 1990 .....	51
5.1.5	Estructura del any 2009 .....	52
5.2	Geometria .....	53
5.3	Materiales .....	61
5.3.1	Mamposteria de ladrillo Antiguo.....	61
5.3.2	Mamposteria de ladrillo Contemporaneo.....	62
5.3.3	Mamposteria tipo Inca de roca.....	62
5.3.4	Adobe .....	64
5.3.5	Mamposteria de Roca tipo colonial .....	65
5.3.6	Mamposteria Piedra desordenada.....	66
5.3.7	Hormigon.....	66
5.3.8	Techo.....	67
5.4	Morfologia.....	67
5.5	Acciones.....	74
5.5.1	Acciones Mecanicas .....	74
5.5.2	Acciones quimicas, fisicas y biologicas .....	80
5.6	Daños y Alteraciones .....	82
5.6.1	Muro de roca tipo Inca .....	83
5.6.2	Muro de Adobe.....	84
5.6.3	Muro de mamposteria de ladrillo.....	85
<b>6</b>	<b>ENSAYOS DE LABORATORIO</b> .....	<b>86</b>
6.1	Unidades de ladrillo.....	86
6.2	Unidades de adobe .....	90
6.3	Roca .....	92
6.4	Mortero .....	97
<b>7</b>	<b>ANÁLISIS ESTRUCTURAL</b> .....	<b>101</b>
7.1	Estrategias para el modelado.....	101
7.2	Comportamiento y propiedades de los materiales.....	106
7.2.1	Mamposteria de ladrillo Antiguo.....	106
7.2.2	Mamposteria de ladrillo Contemporaneo.....	108
7.2.3	Adobe .....	108
7.2.4	Mamposteria tipo Inca de roca.....	110
7.2.5	Mamposteria de Roca tipo colonial .....	112



7.2.6	Mampostería Piedra desordenada.....	113
7.2.7	Hormigón.....	114
7.3	Geometría.....	115
7.4	Elementos y malla de modelo .....	116
7.5	Cargas.....	117
7.6	Condiciones de contorno.....	118
7.7	Modos de vibración .....	118
7.8	Análisis estructural no lineal de Peso Propio.....	119
7.9	Análisis estructural Pushover .....	123
7.9.1	Nave principal.....	124
7.9.2	Torre Norte .....	129
7.9.3	Torre Sur .....	133
7.10	Análisis de daños .....	138
<b>8</b>	<b>CONCLUSIONES</b> .....	<b>141</b>
8.1	Resumen.....	141
8.2	Conclusiones del estudio .....	141
8.3	Sugerencias para trabajos futuros.....	142
<b>9</b>	<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	<b>144</b>
<b>10</b>	<b>LISTA DE TABLAS</b> .....	<b>151</b>
<b>11</b>	<b>REFERENCIAS</b> .....	<b>152</b>



Dedico este trabajo a mis  
padres Julio Cuadros,  
Eva Rojas y mis  
hermanos Mijael,  
Oliver, Robinson y  
Margalena



## AGRADECIMIENTOS

Este trabajo no hubiera sido posible sin la ayuda constante y paciencia de mis supervisores de tesis Luca Pelà, Savvas Saloustros y Nicola Tarque, a quienes agradezco su acompañamiento y haber compartir conmigo sus amplios conocimientos.

Quiero agradecer especialmente al profesor Daniel Torrealva y Alan Mendoza del laboratorio de estructura antisísmica de la PUCP; al Ing. Juan Salas y Farley Munares del laboratorio de Minas de la PUCP; a Albert Cabané y Tomas Garcia del laboratorio de tecnología de estructuras Luis Agulló de la UPC. Por su apoyo y soporte en la realización de los ensayos de laboratorio.

Al señor Florencio Torres responsable del sitio arqueológico de Huaytará, así como al párroco de la ciudad de Huaytará Alejandro Saldaña por permitir el acceso y soportar mis andanzas dentro y fuera del complejo arqueológico.

A Pronabec por haberme otorgado la beca “presidente de la Republica” que me ha permitido cursar el Master de ingeniería estructural y de la construcción y financiar la realización de esta tesis.

A Nirvan Makoond por la supervisión y ayuda en la realización de los modelos fotogramétricos; A Sara Dimovska por el soporte para utilización del programa de análisis no lineal.

A Oliver Cuadros por su apoyo en la elaboración de perspectivas arquitectónicas del monumento histórico.



## ABSTRACT

### Advanced structural analysis of the Temple of Huaytara-Huancavelica, Peru

Author: Emerson Cuadros

Supervisors: Luca Pelà, Savvas Saloustros y Nicola Tarque

The church was built by AstoHuaraca by order of the Inca Pachacutec as a structure that allowed expanding the influence of the nascent Inca empire on rebel populations, the construction of the structure finished in 1497. The structure was built by AstoHuaraca by order of the Inca Pachacutec as a structure that allowed expanding the influence of the nascent Inca empire on rebel populations, the construction of the structure finished in 1497. The structure is located in the department of Huancavelica and the province of Huaytara in Peru. the structure remains firm even when a church has been built on its walls at the time of the viceroyalty. The church was a Witness of all times, saw Peru grow due to its strategic location on the road of penetration to the Peruvian Andes. Ushkush Inkañan, through which he saw Chancas, Incas, conquerors, independentists, republicans, invaders and fighters of the internal armed conflict. It is a historical building that has undergone multiple alterations which makes it unique, structure you can find all the materials with which it is built in Latin America.

Over the years and almost no conservation, the damages that affect the structure have become more evident. These pathologies are concentrated in the adobe walls of the nave, manifesting through cracks. In the same way in the Inca wall settlements are presented and section loss due to erosion and previous fires and damage from leaks in the facades.

This work focuses on the non-linear structural analysis of the San Juan Bautista church in Huaytara to evaluate its behavior under seismic actions. In the first part, the state of the art is presented, followed by a historical investigation into the construction phases of the church. The third part covers obtaining a 3D geometric model applying photogrammetric techniques. The following is a detailed description of the structural and material components during on-site field work. The fifth section deals with the mechanical characterization of the materials of the structure through laboratory tests in Lima and Barcelona.

For the evaluation of structural behavior, a 3D finite element numerical model has been developed. The 3D model has been analyzed against gravitational and earthquake loads. For this, the non-linear static method (Pushover) has been applied, allowing the evaluation of the effects of the earthquake in the church, as well as the identification of the causes of existing structural damage and the most vulnerable elements.

Finally, conclusions are presented on the current state of the structure, its interpretation of the causes of the observed damage and proposals for future studies.





## RESUMEN

Análisis estructural avanzado del Templo de Huaytará-Huancavelica, Perú

Autor: Emerson Cuadros

Tutor: Luca Pelà, Savvas Saloustros y Nicola Tarque

Edificado por AstoHuarakac por orden del Inca Pachacutec como una estructura que permita expandir la influencia del naciente imperio Inca sobre poblaciones rebeldes, la construcción de la estructura de este estudio termino en el año 1497. La estructura está ubicada en el departamento de Huancavelica y provincia de Huaytará en Perú. Se mantiene firme aun cuando sobre sus muros se haya construido una iglesia en la época del virreinato. Testigo de todas las épocas vio crecer al Perú por su ubicación estratégica en el camino de penetración a los andes peruanos, Ushkush Inkañan, por el que vio pasar a Chankas, Incas, conquistadores, independentistas, republicanos, invasores y combatientes del conflicto armado interno. Es un edificio histórico que ha sufrido múltiples alteraciones lo que lo hace único ya que en su estructura se puede encontrar todos los materiales con los que se construye en Latinoamérica.

Con el paso de los años y la casi nula conservación, los daños que afectan la estructurase han hecho más evidentes. Estas patologías se concentran en el los muros de adobe de la nave manifestándose mediante grietas. De la misma forma en el muro Inca se presentan asentamientos y perdida de sección por erosión e incendios anteriores y daños por goteras en las fachadas.

El presente trabajo se centra en el análisis estructural no lineal de la iglesia San Juan Bautista de Huaytara para evaluar su comportamiento bajo acciones sísmicas. En la primera parte se presenta el estado de arte seguido por una investigación histórica sobre las fases de construcción de la iglesia. La tercera parte abarca la obtención de un modelo geométrico 3D aplicando técnicas fotogramétricas. A continuación, se presenta una detallada descripción de los componentes estructurales y materiales durante los trabajos de campo in-situ. La quinta sección trata sobre la caracterización mecánica de los materiales de la estructura mediante ensayos de laboratorio en Lima y Barcelona.

Para la evaluación de comportamiento estructural se ha elaborado un modelo numérico 3D de elementos finitos que se ha analizado frente a cargas gravitatorias y de sismo. Para ello se ha aplicado el método estático no lineal (Pushover) permitiendo evaluar los efectos del sismo en la iglesia, así como la identificación de las causas de daño estructural actual existentes y de los elementos más vulnerables.

Finalmente se presenta conclusiones sobre el estado actual de la estructura, su interpretación de las causas de los daños observados y propuestas de estudios futuros.



## PISYACHIYNIN

Titulo kan: “Análisis estructural avanzado del Templo de Huaytará-Huancavelica, Perú”

Ruwaq: Emerson Cuadros

Tukuyrikuna: Luca Pelà, Savvas Saloustros y Nicola Tarque

Tayta Inca Pachakutec kamachisqa, Asto Huarakata llamkanampaq lliw Inca suyuta utqayman, llapanta churunanpaq, chay 1497 watapim, tukurqaku tukuy. Peru suyupi, wanka willka llaqtapim, Huaytara llaqtapim, kay hatun llamkaytarikun, sumaqraqmi kachkan qawaykupti kiqa ichaqa Taytachapa wasinta hawanpi tiyarqachinku, kay Virreynato muqupi, lliw yuyaqninchikuna kay Peru suyunchikta qawarqa imaynam ñannintunata tinkurqaku urqunta, uchku y inkañanninta ichaqa purirqaku chankakuna, Incakuna, conquistadorkuna, independentistakuna, republicanokuna, invasor chaymanta combatiente runakunata huñunak ñankupaq. Kay ancha punta llamkaymi, lliw llapa ima kuqninkuna tarikun.

Watan watan qunqasqa, mana pipa rimarisqa rayku, qunqasqañam kachkan raqrarayachkan parapa sutumpas suyu suyullañan kachkan

Kay Llamkayqa: Analisis estructural no lineal sutiyuq Taytacha wasi San Juan Bautista nisqanta chay pachakuyupi mana tuñinanmanta qawarinapaq. Chaysi kay llankayta mana anchalla ruwachkanku, aswan kuyurqachin: Ñawpaqa kachkan llimpikuna, qatiqman imaynan llamkasqankuta chaymanta imayna chirikuna sumaq chiruy chirkasqanta, utaq imaymanawan llankusqa kusqanta, chaysi yachapasun imayna kaqkuna kasqanta, kay laboratorio nisqampi, Lima llaqtapi, Barcelona suyupi.

Kay rayku allinta tapunankupaq, chay modelo numerico 3D nisqanta ruwarunku, willakamunqa imayna kay pampa kuyuchi q kasqanta.

Chaypaqmi ruwanchik kay, método estático no lineal (Pushover) nisqanta, ichaqa qawachiwasun tupuyupi, imaynam tariqun pirqankuna, pampakuna, ima lliw kasqanta. rikunanchikpaq tarisunchik imaynam tarikukuy, imaynam kachkan, imaynam kanqa, kay llamkayninchik.



## 1 INTRODUCCIÓN

### 1.1 Antecedentes y motivación

El monumento histórico considerado en este estudio, el Templo de Huaytará-Huancavelica (Perú), ha sido ligado con hechos importantes de la temprana historia peruana tanto así que el banco central de reserva del Perú (BCR) sacó una moneda de circulación nacional alusivo a este monumento histórico.

Este edificio histórico es uno de los pocos centros arqueológicos de este tipo que se encuentra más próximo a las costas del Pacífico de la costa peruana, conocido por su concentración de movimientos sísmicos debido a que se encuentra dentro del cinturón de fuego donde se convergen las placas de Nazca y de América de Sur, como referencia se tiene que solo en el año 2017 se han reportado 397 sismos de magnitudes mayores a 3.0, (IGP).

La estructura actual presenta algunas aberturas y fisuras tanto en los muros de Piedra de la construcción Inca, así como en los muros de adobe que se encuentra en su parte superior, así como otras patologías propias de la su edad, en la parte de la esquina izquierda del muro posterior está muy erosionado por el viento, se muestran daños por asentamiento en el muro de roca tipo inca. Durante el terremoto de agosto del 2007, la cúpula de la torre Norte ha colapsado producto del golpeo durante el movimiento sísmico con los muros laterales de la nave Fig. 19.

Se tiene conocimiento de las pocas obras de conservación que se han realizado a este sitio y de ninguna investigación desde el punto de vista estructural. En particular, la seguridad de la iglesia ante cargas gravitatorias y sísmicas no ha sido investigada hasta el momento.

Los monumentos históricos son la huella de nuestra historia, del que debemos aprender para comprender nuestro presente, en un mundo inmerso en la globalización permiten cultivar nuestra identidad y aclarar la memoria colectiva de la humanidad, desgraciadamente estas edificaciones no son estudiadas y menos aún un desde un paradigma de conservación y preservación por el contrario se actúa reactivamente cuando los primeros daños se asoman en la estructura o después del colapso cuando un desastre ambiental ocurre. Si esto ocurre con los monumentos históricos que al menos tienen prioridades en su intervención la situación para las viviendas de personas menos favorecidas cuyas viviendas están construidas con materiales que tienen a la mano (Tierra, troncos de árboles, pajas, etc.) es aún más preocupante.

Es importante por ello la realización de una investigación desde la parte estructural del edificio histórico de la iglesia San Juan Bautista de Huaytará, que involucre, a) investigación de las causas de los daños existente y b) investigación del comportamiento sísmico, esto nos permitirá obtener modelos numéricos que nos permitan comprender y analizar el comportamiento de la estructura, obtener patrones de daño y mecanismos de fallo.

### 1.2 Metodología

El enfoque que se le quiere dar a la investigación es desde una visión estructural, con fines de preservación y conservación de este monumento histórico, siguiendo para ello las modernas recomendaciones para el análisis, conservación y restauración estructural del patrimonio arquitectónico según ICOMOS/ISCARSAH Fig. 1

El planteamiento moderno para el análisis de las estructuras del patrimonio arquitectónico consiste en tres etapas diferenciadas:

- 1) la primera es el diagnóstico, donde se identifican las causas del daño y su deterioro, para ello se debe realizar un completo estudio de su historia, realizar inspecciones en el estado actual que se encuentra y por último realizar un modelo estructural de la estructura estudiada, teniendo en cuenta su geometría, materiales, las acciones, los daños, este modelo debe ser calibrado con los resultados obtenidos en la campaña experimental.
- 2) la segunda es la evaluación de la seguridad, donde se determina si la estructura actual y sus materiales cumplen con los niveles de seguridad que se les exige. Determinándose mediante los enfoques históricos, analíticos y experimental.
- 3) y por último la definición de las actuaciones necesarias para garantizar la conservación de la estructura y su correcto nivel de seguridad.

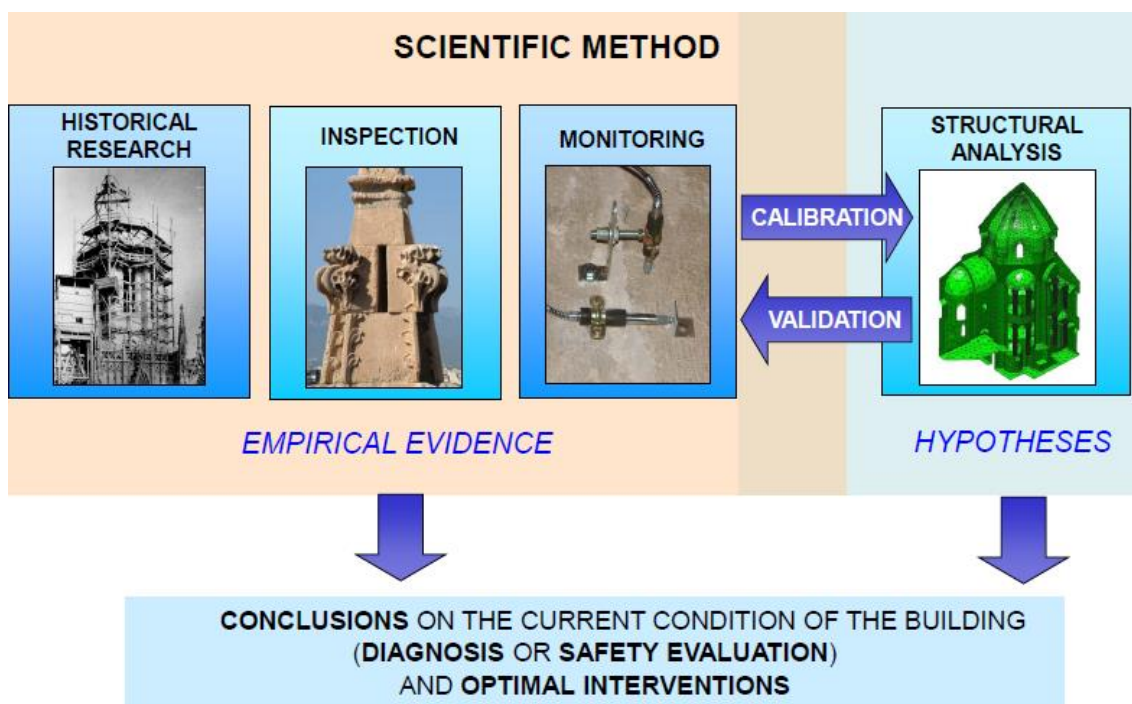


Fig. 1. Método científico a emplearse en la investigación según las directivas de ICOMOS/ISCARSAH Ref. Apuntes del curso: Inpecció, Anàlisi i Restauració De Construccions Històriques (2019)

## 1.2.1 Metodología y técnicas a empleados durante los trabajos de campo y muestreo

La metodología y técnicas que se aplicaron en esta tesis son las recomendadas por ICOMOS/ISCARSAH. Estas tienen como fin respetar el valor patrimonial de la estructura por ello para la caracterización se utilizarán los métodos no destructivos. Se trata de una intervención arqueológica limitada al



reconocimiento sistemático de la superficie terrestre, que permite ubicar, registrar y caracterizar esta estructura mixta, con recolección de material superficial para fines de muestreo.

Los trabajos de campo del monumento histórico del templo de Huaytará se realizaron con el debido respeto al monumento y material original por lo que se han dividido cuatro etapas diferenciadas que se explican a continuación:

### **Material**

Para la caracterización de los materiales se realizarán ensayos a los materiales que se obtuvieron durante la campaña experimental de octubre del 2019 con el fin de obtener las propiedades mecánicas de los materiales.

Estas pruebas se realizarán considerando el menor número posible de puntos de sondeo y con el máximo cuidado a fin de no dañar la infraestructura histórica. Para tal fin, estos ensayos serán realizado por personal especializado y capacitado.

### **Geometría**

Se realizarán mediciones en planta y elevación de los elementos estructurales y arquitectónicos del edificio histórico a fin de generar planos 2D y 3D, con el fin de reproducir la geometría real en el computador y así poder modelarlo.

### **Morfología**

En esta etapa se realizará la caracterización y descripción de los miembros estructurales e identificación de conexiones en detalle.

### **Daños y alteraciones**

Consistirá en inspecciones visuales del monumento histórico a fin de identificar daños, deformaciones, agrietamiento de material, erosiones etc. a fin de realizar un mapeo de daños los cuales servirán para calibrar el modelo estructural.

## **1.2.2 Metodología y técnicas a empleados durante los trabajos de gabinete.**

Los trabajos de gabinete que se desarrollaron una vez culminados los trabajos de campo se centrarán en realizar el modelado estructural de este edificio histórico del templo histórico de Huaytará.

### **Historia**

Recopilación de datos históricos y arqueológicos de templo de Huaytará a través de revisiones bibliográfica, así como la recopilación de los desastres naturales (terremotos, inundaciones, incendios etc.) que se han presentado en la zona del edificio histórico a estudiar.

### **Modelación**

En primer lugar, se ha realizado un modelo geométrico 3D mediante la aplicación de la técnica de fotogrametría por el método de movimiento (SfM)



complementado con los planos planimétricos existentes y levantamiento geométrico realizado en la campaña experimental.

Para la modelación se basó en el método de elementos finitos (FEM), el cual representa la herramienta más moderna para el análisis estructural avanzado y ofrece un enfoque para la caracterización de la respuesta estructural, y del comportamiento complejo de los materiales históricos presentes en la construcción.

Se realizó además un análisis sísmico de la estructura histórica debido a que esta estructura se encuentra cerca a la costa peruana donde se producen la mayor cantidad de sismos por la subducción de la placa de Nazca y la del Océano Pacífico.

### 1.3 Objetivos

Los objetivos para el desarrollo de la tesis son:

- Realizar una investigación histórica que incluya las etapas de construcción, las modificaciones, los daños reportados, alteraciones y reconstrucciones
- Realizar Inspecciones de campo, recopilación de información geométrica, levantamiento de daños existente y de materiales, obtención de muestras de materiales y levantamiento fotográfico.
- Realizar caracterización de los principales materiales que se encuentran en el monumento histórico (roca, adobe, ladrillos, morteros de cal y cemento) mediante ensayos de compresión simple, DPTs y Modulo de elasticidad en el caso de roca.
- Obtener modelos geométricos 3D usando métodos fotogramétricos y mediciones en el sitio, la información geométrica existente es escasa y contiene errores de medición.
- Realizar análisis estructurales no lineales bajo cargas gravitatoria y sísmicas del edificio histórico, con el fin de identificar causas de daño estructural existentes y elementos vulnerables.

### 1.4 Estructura de la tesis

La tesis esta articulada en 7 secciones, 1) la primera sección se dedica al estado del arte sobre el análisis estructural de edificios histórico, así como los métodos y enfoques de análisis estructural. 2) La segunda sección está dedicada a la investigación histórica del monumento histórico y una breve descripción de las arquitecturas incas e iglesias coloniales del sur de Perú construidas durante el virreinato del Perú. 3) La tercera sección abarca la obtención de un modelo 3D mediante la técnica de fotogrametría. 4) la cuarta sección se centra en detallar lo encontrado en la campaña experimental de octubre del 2019 que va desde la caracterización de los materiales, la descripción de la geometría existente, la morfología, las acciones que intervienen hasta la caracterización de los daños y alteraciones que ha sufrido la estructura en su historia. 5) La quinta sección se



centra en la caracterización mecánica de los materiales obtenidos mediante ensayos de laboratorio. 6) la sexta sección es la parte mas importante de este estudio se centra en el análisis estructural no lineal de la estructura frente a cargas gravitatorias y sísmicas, se inicia con la obtención de las propiedades no lineales de la estructura, se hace una breve descripción de las estrategias de modelado a aplicarse, la optimización de la geometría y la construcción del modelo numérico. Se obtiene y muestra el análisis modal, análisis no lineal por peso propio y el análisis estructural Pushover. Se concluye con la evaluación de seguridad sísmicas. 7) Por ultimo en la séptima sección se presenta las conclusiones y las líneas de investigación futuras.



## 2 ESTADO DEL ARTE

El estudio estructural de los edificios históricos en general se caracteriza por su dificultad en caracterizar su geometría, las propiedades mecánicas de los materiales, cargas y condiciones de contorno. En ese contexto es necesario la utilización de herramientas a fin de proponer adecuadas propuestas de preservación, así como la estimación de la seguridad, una de las principales herramientas es el análisis estructural, que nos ayuda a cuantificar el tamaño y los costos de las intervenciones a fin de garantizar los niveles de seguridad requeridos (Castellazzi et al., 2017). Sin embargo se debe tener en cuenta que el análisis estructural en el estudio de las estructuras históricas es desafiante debido a las dificultades significativas encontradas en la descripción de la compleja geometría, conexiones y condición actual así como daños y alteraciones (Roca et al., 2010). El comportamiento mecánico se dificulta ya que es un material compuesto en macroescala y se comporta de manera frágil a esfuerzos de tensión.

En los últimos años ha habido un aumento del interés por el estudio de edificios históricos así como el incremento de los recursos computacionales y métodos numéricos, estos últimos y las nuevas capacidades de análisis han sido, hasta cierto punto, incorporados en la práctica de la ingeniería estructural, aunque no siempre de la mejor manera posible (P Lourenço et al., 1998), es por ello que el análisis estructural puede ser comprometido llevando a resultados inadecuados cuando no se consideran adecuadamente las propiedades mecánicas de los materiales ya que es común en los estudio de edificios históricos reales las propiedades mecánicas de los materiales no están disponible y se deben estimar indirectamente en base a la evidencia más común y disponible (Roca et al., 2010). Por lo cual el criterio del especialista es esencial para concluir sobre la aceptabilidad de los resultados. Es por ello que los modelos numéricos deben ser validados mediante la comparación con la información empírica para garantizar la confiabilidad de los modelos numéricos y su capacidad de predicción la respuesta estructural y la seguridad.

### 2.1 Enfoques del método de elementos finitos

El método de elementos finitos (FEM) se ha convertido en una de las herramientas más potente para el análisis de estructuras, es de gran ayuda para resolver problemas de ingeniería complejos relacionadas con el análisis estructural, el cual se logra mediante su división en bloques o problemas más pequeños y manejables, por su parte el Análisis con elementos finitos (FEA) no produce una fórmula (expresión cerrada) como solución, no resuelve una clase de problemas (solo un problema específico) y la posibilidad es aproximada (con posibilidad a errores) (P. B. Lourenço & Pereira, 2020).

Actualmente existe dos enfoques basadas en el FEM, el Macro-modelado que se utiliza en miembros estructurales considerables además de ser el más popular y el Micro-modelado, en la que es necesaria considerar la interacción entre las unidades y el mortero esto implica una mayor demanda de recurso para la realización del cálculo.



### Macro modelado

Las ventajas practicas significativas de este enfoque es que la malla no tiene que describir las estructuras internas de la mampostería por lo que el compromiso entre la precisión y la eficiencia mejora considerablemente.

Este enfoque tiene como estrategia considerar al material como ficticio continuo ortotrópico y homogéneo (Roca et al., 2010), además debe tener en cuenta las diferentes resistencias a la tracción y la compresión, las diferentes propiedades inelásticas a lo largo de los ejes del material considerado, para la definición de estas propiedades que se plasmaran en los elementos de FEM, en cuanto a la caracterización de los materiales las probetas de los ensayos deben ser considerables y se sometan a estados homogéneos de estrés, sin embargo se puede evaluar sus componentes independientemente y agruparlos usando técnicas de homogenización numérica (Benedetti et al., 2008).

Sin embargo también se han desarrollado diferentes estudios (Berto et al., 2002; Papa, 1996; Pelà et al., 2013) Fig. 3. para modelos de daño específico para materiales frágiles ortotrópicos (diferentes propiedades elásticas e inelásticas en las dos direcciones del material), así como respuesta sísmica complejas de puentes de arco edificio históricos, mezquitas y catedrales.

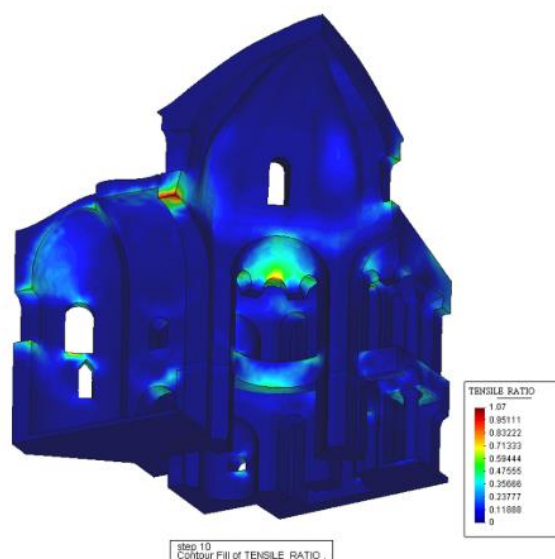


Fig. 2. Análisis del monasterio Küçük Ayasofya Mosque en Estambul. para un mecanismo de daño basado en macro modelo. Se muestra el parámetro por distribución del daño por tensión, en una escala cromática para cargas muertas.(Massanas et al., 2005)

El principal inconveniente es su descripción de daño como una mancha que se extiende sobre el volumen de la estructura, cuando en estructuras reales, el daño aparece normalmente localizado en grandes grietas aisladas o lesiones concentradas, provocando descripciones poco realistas y predicciones inexactas o difíciles de asociar a las observaciones reales (Roca et al., 2010), existen propuestas como el de (Clemente et al., 2007) (Análisis estructural de edificios históricos mediante modelos localizados de fisuración) que permite mejorar la representación de estos daños mediante algoritmos locales de rastreo de Crack, que permiten producir grietas individuales localizadas (discretas) (Roca et al., 2010, 2013; Saloustros, Pelà, & Cervera, 2015)

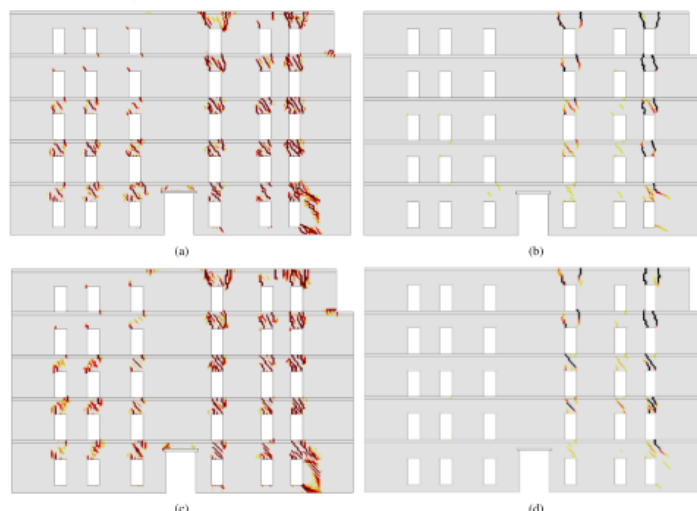


Fig. 3. Modelado de muros interiores de albañilería del edificio situado en vía Martoglio, Catania, Italia, mediante el algoritmo "crack tracking"(Saloustros, Pelà, & Cervera, 2015)

En cuanto a elementos sólidos 3D, los intentos de combinar ecuaciones constitutivas no lineales con malla, están en el estudio de (Oñate et al., 1996) y el modelos 3D de daños continuos para mampostería y concreto bajo efectos físicos y ambientales.

### Modelos discontinuos

Los macro modelos tienen limitaciones para simular fuertes discontinuidades (uniones físicas o grietas individuales) ya que pueden experimentar fenómenos como la separación de bloques, rotación o el deslizamiento por fricción, no se pueden describir fácilmente por enfoque FEM basado estrictamente en la mecánica del continuo. se puede salvar esto colocando elementos de interfaz dentro de la malla FEM, para modelar la respuesta de las discontinuidades, esto se ha aplicado en los estudios de los contrafuertes de Hagia Sophia – Estambul (Alabama), la respuesta sísmica en los claustros de Monasterio de São Vicente de Fora – Lisboa. (Pegon et al., 2001) Fig. 4 donde se utilizaron modelos para analizar las interfaces de juntas de Bloque contra Bloque y Bloque contra albañilería para el cual en las interfaces se utilizó juntas elásticas, perfectamente plástica y de suavizado de material.

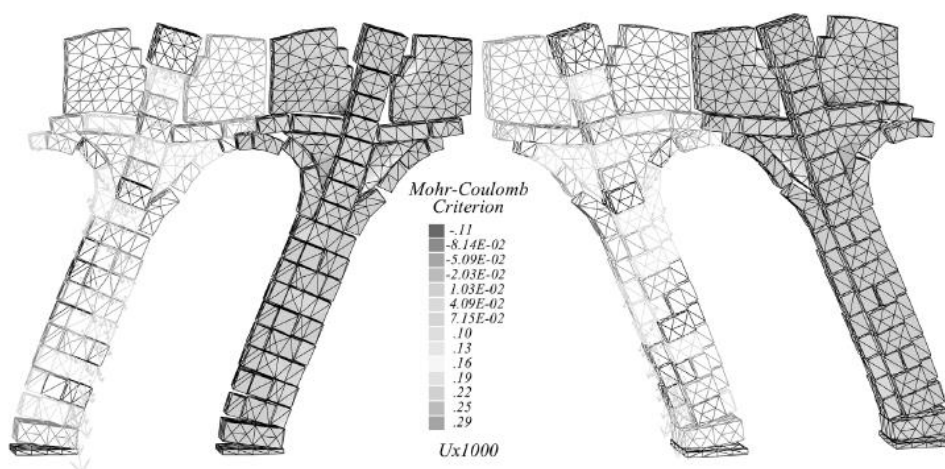


Fig. 4. Mecanismo de fractura 3D de una sección del monasterio de São Vicente de Fora en Lisboa.(Pegon et al., 2001)

### Micro modelado

En esta estrategia los componentes de la mampostería (Unidad, mortero y la interfaz entre ellos) deben estar caracterizados con ensayos de laboratorio, estos elementos se definen mediante elementos finitos mientras que la interface por elementos discontinuos que representan posibles planos de grietas y desplazamientos (Roca et al., 2010), es por ello que el micro modelado es un método detallado siendo la herramienta más precisa para simular el comportamiento real de la mampostería, sin embargo los recursos computacionales son altos. Existen técnicas para reducir los costos computacionales utilizando métodos simplificados de micro modelado (Gambarotta & Lagomarsino, 1997; Lourenc & Rots, 1997; Shing, 1994; Sutcli et al., 2001), donde el mortero y la unidad de albañilería se convierte con fines de modelado en una sola unidad, mientras que las juntas de mortero y las interfaces unidad- mortero se suman a los elementos discontinuos. Consiguiendo que la mampostería se modele como un conjunto de bloques elásticos unido por posibles fracturas o líneas de deslizamiento en las juntas Fig. 5 (Roca et al., 2010).

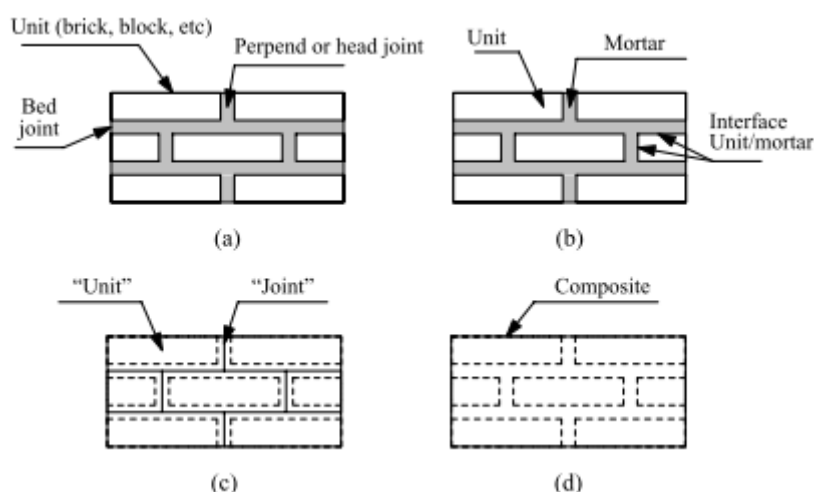


Fig. 5. Estrategias para el modelado para estructuras de mampostería. a) simple; b) detallada; c) simplificada y d) micro -modelado(P. B. Lourenço, 1996)

Este enfoque de micro modelado es más eficiente aplicar a pequeñas áreas estructurales, en detalles y muestras de laboratorio donde se quiere obtener estados de tensión y deformación altamente heterogéneos.

### Homogeneización

Es una etapa intermedia entre el micro y macro modelado, utilizados en estructuras compuestas por repetición finita de una celda (Las leyes constitutivas de esta celda se derivan de las características de los elementos), sin embargo, al considerar la discontinuidad de las juntas verticales en las filas superiores, produce errores significativos cuando se aplica análisis no lineales.

Mejoras de este enfoque se basan en la homogeneización micromecánica, mediante el análisis detallado de elementos finitos de la celda elemental, avances recientes incluyen enfoques de expansión en el campo de tensión polinómicas y campos mesoscópicos que se discuten en (Lourenco et al., 2007), el cual trata de obtener superficies de fallas

homogenizados lo cual tiene como ventaja de que la malla de elementos finitos no tiene que reproducir el patrón exacto de las unidades ni fina de la mampostería, puede ser mallada automáticamente y una vez que se haya calculado las propiedades homogéneas a partir de modelos micromecánicas, se puede utilizar el método estándar de elementos finitos para realizar el análisis evitando las interfaces entre los elementos. (Roca et al., 2010).

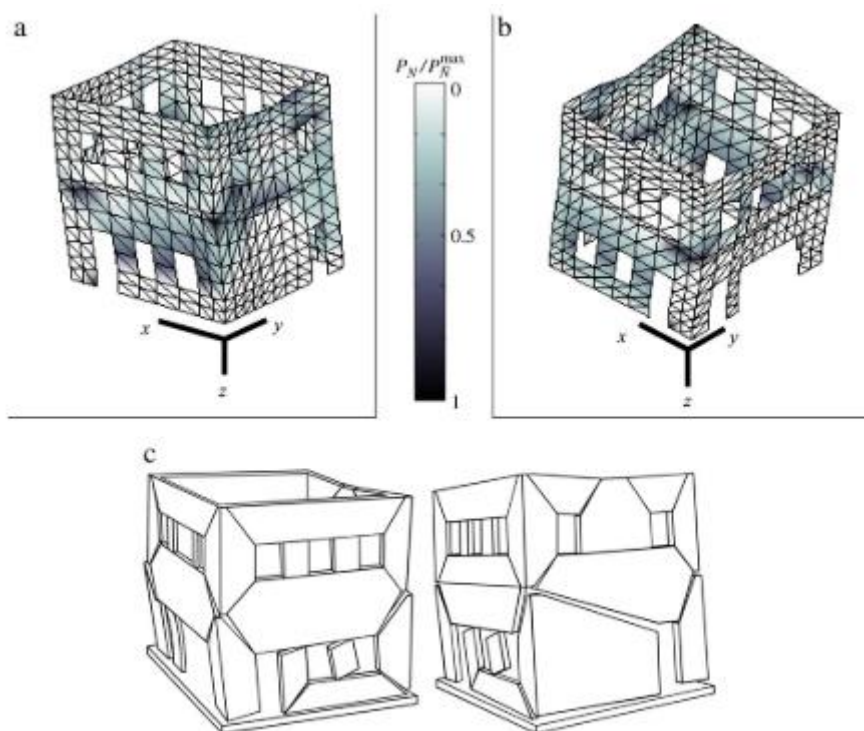


Fig. 6. Homogenización 3D de un edificio de mampostería (Milani & Lourenc, 2007)

### **Método del elemento discreto**

El método de elementos discretos (DEM), considera a las unidades de materiales como un conjunto de bloques distintos que interactúen a lo largo de sus superficies, estos elementos discretos aplican en las siguientes condiciones: permite desplazamientos y rotaciones finitos de cuerpos discretos, incluido el desprendimiento completo y puede reconocer Nuevos contactos entre bloques automáticamente a medida que avanza el cálculo. (Roca et al., 2010).

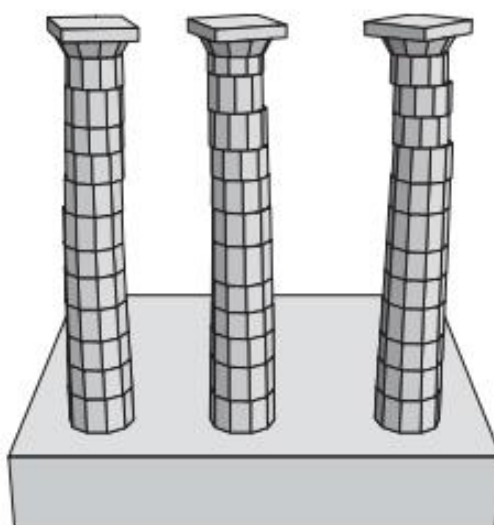
En cuanto en la mampostería se idealiza el material como discontinuas, las juntas se modelan como superficie de contacto entre diferentes bloques, el cual permite modelar varias fuentes de comportamiento no lineal incluido grandes desplazamientos y se adapta al estudio en los rangos cuasi estáticos y dinámicos. Existe en la actualidad diferentes formulaciones del método de elementos discretos estos son los de elementos distintos, elementos discretos finitos y el análisis de deformación discontinua.

El método de elementos distintos se caracterizan por la restricción en la forma de los bloques pero no tiene limitaciones en cuanto a los desplazamiento traslacional y de rotación que se calcula realizando aproximaciones de todas las deformaciones en las superficies de bloques, donde surgen fuerzas debido a un cambio de desplazamiento los cuales se agregan a la existente; las aceleraciones se calculan a partir de las fuerzas y los momentos de cada bloque, además estas se integran a la velocidad y los

desplazamiento; las nuevas posiciones de contacto se calcula realizando la suma de los desplazamientos de los elementos que ha superado cierto valor.

El método de elementos discreto finitos por su parte desarrolla la fractura considerando que los bloques son deformables pudiendo dividirse y separarse durante el análisis. Los contactos, discontinuidades e interfaces entre ellos se consideran con un espesor finito. El elemento de contacto es un elemento de dos nodos con rigidez normal y cortante. (Roca et al., 2010).

El método de deformación discontinua (DDA) por el contrario es un método en dos dimensiones (2D) desarrollado por Shi y Goodman, considerando a los bloques deformables, pero con distribuciones de deformación y tensión uniformes. El contacto se coloca numéricamente mediante proceso iterativos en cada paso considerándolos rígido sin penetración entre ellos.



*Fig. 7. posición final del modelo de tres columnas analizadas con el método de elementos discreto.*

Finalmente este método sigue siendo controvertido pues se ve limitado computacionalmente en el número de elementos de bloque, además los modelos pueden dar como resultados discretización 2D poco realistas y aún más en estructuras de mampostería reales 3D (Roca et al., 2010).

## 2.2 Estudios sobre edificios históricos en tierra

Se ha recopilado información bibliográfica de publicaciones que tratan sobre estabilización sismorresistente en estructuras de tierra (Cancino et al., 2014) y análisis estructural de construcciones históricas (R Aguilar et al., 2018).

El adobe es una unidad elaborada de barro secadas al sol que en algunos casos se agrega tallos y hojas de plantas (comúnmente Ichu, trigo o cebada) para aumentar su durabilidad, es uno de los materiales mas antiguos y ampliamente utilizados en América Latina y otras regiones del mundo por su bajos coste, fácil acceso, versatilidad, buenas propiedades térmicas y acústica, permitiendo en la mayoría de los casos su autoconstrucción.

Sin embargo, al tratarse de un material frágil y su baja resistencia a la tracción son vulnerables a terremotos. Los muros son los elementos estructurales principales de los edificios de tierra y su vulnerabilidad sísmica es el resultado de las grandes fuerzas inerciales producidas por su masa considerable y de su resistencia a la tracción extremadamente baja, que produce fallas de tipo quebradizo y que puede resultar en un colapso repentino. (P. B. Lourenço & Pereira, 2020; Torrealva, 2012). Las fallas mas frecuentes son en el plano de las partes del edificio (fallas por sacudimiento, deslizamiento, agrietamiento diagonal y aplastamiento de la base), así como fallas fuera del plano, debajo de las líneas de rotulas de flexión, que suele aparecer en la base o a alturas intermedias.(P. B. Lourenço & Pereira, 2020).

Una de las instituciones que más investigaciones ha realizado en este ámbito es el Getty Conservation Institute (GCI) iniciándose en la década de 1990, enfocadas en la caracterización del adobe mediante ensayos de laboratorio mediante el proyecto de adobe sísmico del Getty (GSAP) que fueron publicadas en (Tolles, Kimbro y Ginell 2002), además realizaron evaluaciones rápidas de quince edificios históricos dañados durante el sismo del 15 de agosto del 2007, entre los cuales se encuentra la Iglesia de Huaytará, Huancavelica: “No hay evidencia de grietas estructurales pero sí el colapso severo de la cúpula en la parte alta de una de las torres. Daño por humedad debido a la presencia de goteras”, los que fueron publicadas en (Cancino et al., 2009). Ya en el año 2009 se inicia el proyecto de estabilización sismorresistente (SRP), con el objetivo de adaptar mejor las técnicas del GSAP a los equipos, materiales y conocimientos técnicos que están disponibles en muchos países con construcciones de tierra (P. B. Lourenço & Pereira, 2020), las instituciones que participaron fueron el Ministerio de Cultura del Perú, la Escuela de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) y la Universidad del Minho, además del 2015 a2017 realizo modelamientos estructurales para entender el comportamiento estructural de los edificios históricos seleccionados y validas las técnicas de estabilización diseñadas, El Departamento de Arquitectura e Ingeniería Civil de la University of Bath y el Departamento de Ingeniería Civil, Ambiental y Geomática del University College London también estuvieron asociados al SRP del 2010 al 2012 y del 2013 al 2014, respectivamente, que fueron publicadas en (P. B. Lourenço et al., 2019), en los cuales se seleccionaron cuatro edificios históricos representativos: el Templo de Santiago Apóstol de Kuñotambo ; la Casa Arones (ambos en Cusco); la Catedral de Ica; y el Hotel El Comercio, en Lima publicadas en (P. B. Lourenço et al., 2019; P. B. Lourenço & Pereira, 2020; Torrealva et al., 2019; Vernaza et al., 2017).

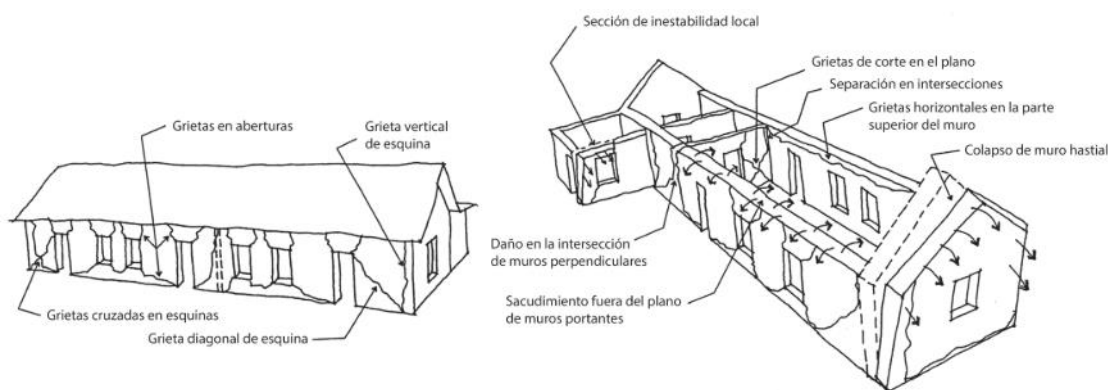


Fig. 8. Dibujo de estructuras de adobe que muestra la deformación del edificio y el daño típico de los muros estructurales. (P. B. Lourenço & Pereira, 2020)

### 3 INVESTIGACIÓN HISTÓRICA

Las investigaciones actuales que se han realizado y publicado hasta la fecha son de carácter Histórico y arqueológico, de estas se puede decir que destaca el estudio realizado en 1901 por Max Uhle, (Protzen y Harris 2005: 112-115, 127-131; Uhle 2005 [1902]: 67-83, 112-115). Posteriormente, Soto (1936), Rosales (1978), Espinoza (1979), Engel (1987: 234-237) y, más recientemente, Ravines (2009: 5-11), publicaron monografías y artículos sobre el sitio, en todos los casos desde una perspectiva descriptiva, debido a ello se ha realizado una investigación histórica que comprende no solo al sitio histórico sino a la ciudad adyacente a ella desde su constitución hasta nuestro tiempo.

#### 3.1 Un monumento que vio crecer al Perú: De los Chukurpu hasta el presente

##### 3.1.1 Época preincaica

Los Chukurpu (800 D.C. – 1450 D.C) fue un pueblo contemporáneo a otras entidades de carácter nacional como los Chancas, Huancas, Atavillos, Checras, Huarochirí, Yauyos, Laraos, Mancos, Astos, Pocras, Aymaraes, entre muchos otros en el periodo del Intermedio tardío (Arma, 2015), que habitaban en los territorios de “Guaytaray” teniendo presencia en todo el sur-suroeste de Huancavelica (Bueno, 2003) que se dedicaban a la ganadería y agricultura, sus asentamientos se ubicaban en zonas estratégicas en lugares elevados y amplia visibilidad panorámica con presencia de murallas defensivas ya que en este periodo fue conflictivo debido al control de las áreas productivas y el agua (Arma, 2015), una idea de la diversidad de los pueblos de esta época se presenta en la Fig. 9.

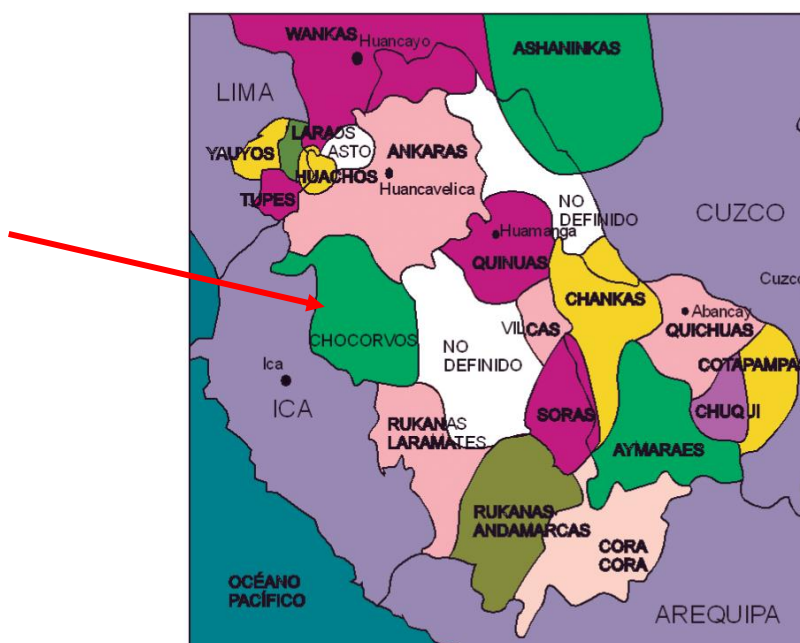


Fig. 9. Mapa preliminar de las grandes entidades sociopolíticas del Intermedio tardío y la ubicación del edificio Histórico (Arma, 2015).



### 3.1.2 Època Incaica

Ante el surgimiento y expansión del estado Inca (Tawantisuyo) en el cusco los Chukurpos se unen juntos con los otros pueblos aledaños para hacerles frente formando un gran ejército Chanka, hay aun discusión actual de los historiadores si esta fue una alianza o confederación (Luna, 2016), esta famosa guerra se extendió por casi 40 años y estuvo a punto de cambiar la historia andina, el ejército Chanka estaba al mando de Uscovilca y Ancovilca (aunque algunos cronistas hablan también de Tomayguaraca y Astoguaraca, así como de sus capitanes: Malma, Rapa, Yanavilca, Teclovilca y Guamanguaraca (Betanzos; 1551: capítulo VI), siendo todos estos derrotados por el joven príncipe Inca Titu Cusi Yupanqui (posteriormente será llamado Pachacutec) luego de la repeler el ataque a la ciudad de Cusco en la batalla final de Yahuarpampa, donde caen prisioneros los Jefes Chankas, sometiéndose estos territorios al imperio Inca, posteriormente el Jefe Chanka Hancohuallu huye con parte de su población a la Amazonia.

El inca Pachacutec ( Aunque Garcilaso menciona que fue el Inca Viracocha en contradicción con el resto de los cronistas, es muy extendida la teoría de que Garcilaso "recreo" la historia para favorecer su Panaca), en su visita a los pueblos conquistados se dirigió a las que estaban por "sujetar", la más próxima era Huaytara, una muy poblada de gente rica y belicosa, que se rindió luego de que Pachacutec enviara a sus mensajeros, "y así salieron con mucha humildad, a recibirle por señor, porque estaban escarmentados de la batalla de Yahuarpampa. El Inca los recibió con mucha afabilidad y les mandó decir que viviesen quietos y pacíficos, que era lo que más les convenía" (De La Vega, 1609).

Pachacutec manda construir edificaciones de arquitectura tipo Inca en esta zona adyacentes a la red de caminos del Imperio, que en sector recibía el nombre Ushkush Inkañan, que unía los centros administrativos de Limay caxca (tambo colorado y Vilcashuaman (Lescano, 2009), siendo la construcción realizada en las alturas ubicada en el cerro Vizcacha llamado actualmente Inka wasi, posteriormente el gran palacio de Huaytará, edificación objeto de nuestro estudio, el cual es concluido por su hijo el Inca Tupac Yupanqui, su periodo de construcción abarcaría desde el 1470 al 1495 o 97 D.C (Bueno, 2003), que se encuentra en el valle interandino de Huaytara a 2900 msnm rodeado de Andenes. Sobre el Arquitecto que la construyó se tiene una referencia de que habría sido el Inca AstoHuarakac (Max Uhle's lo nombra "Astuarac") que habría venido desde Cusco para liderar las construcciones de Inkawasi y el Templo de Huaytara, una posible referencia de a la construcción de esta época se muestra en la Fig. 10.

Esta edificación sirvió como residencia del Curaca, control administrativo y esta también asociada con una estructura de carácter ritual (Espinoza 1979: 59) durante el reinado de los Incas Tupac Yupanqui, Huayna Capac, Huascar y Atahualpa (1495 a 1533 DC) hasta la llegada de los conquistadores españoles.





Fig. 10. Reconstrucció aproximada de la construcció Inca del monument històric de Huaytará

### 3.1.3 Època de la conquesta i virreïnat

El asentamiento de Huaytara fue rápidamente tomada por los conquistadores debido a la ubicación adyacente en el camino de penetración a la sierra, ya que por este Ushkush Inkañan se podía llegar desde Lima a Cusco, además debido a su estructura de muros de piedra muy resistente (granito) podía ofrecer condiciones de seguridad para pernoctar a los conquistadores, considerando a esta edificación de “asiento fuerte”(Lescano, 2009).

Es por ello que por estos tiempos el Ushkush Inkañan vio transcurrir a ejércitos incas y españoles en esos primeros años convulsos, como el cerco de Lima por Manco Inca (1536) y la “guerra de las fronteras” entre los conquistadores Francisco Pizarro y Diego de Almagro entre 1537 y 1538 (Lescano, 2009), es conocido la emboscada realizada en “Guaytara” en junio de 1536 del capitán Gonzalo de Tapia junto a sus jinetes por el inca Quisu Yupanqui (Pizarro y Orellana 1639: 298) así como la ocupación de Almagro en su retirada ante el avance de Pizarro y sus huestes el cual finalmente ocuparía este sitio en verano de 1538 (Alvarado 1889 [1540 ]: 384) obligando a Almagro retirarse hacia cusco, el cual fue aprovechado por Hernando y Francisco Pizarro en saquear y quemar esta localidad y sus alrededores, según acusaciones realizadas en Madrid (Alvarado 1889 [1540]: 384; Espinal 1865 [1539]: 182), estos movimiento de tropas así como sus ocupaciones se muestran en la Fig. 11.

Una alusión del cronista de Cantos de Andrada 1561, menciona a Huaytará como “despoblado”, sugiere que la población indígena habría abandonado el asentamiento junto con otros localizados a lo largo del Ushkush Inkañan en los tiempos coloniales

tempranos como resultado del saqueo efectuada por los conquistadores(Lescano, 2009).



Fig. 11. Asentamientos iniciales de las tempranas épocas de la conquista (Lescano, 2009).

En los años posteriores el sitio de Huaytará permanecería deshabitado, figurando categorizado en la documentación colonial como un “despoblado”. Dicha situación se mantendría durante el siglo XVII, no obstante que en la década de 1570 el virrey Francisco de Toledo había intentado concentrar allí a los pobladores indígenas aún presentes en la región reasentándolos en el recientemente fundado pueblo de San Juan de Huaytará, esto como parte de su política de reducciones (Vázquez de Espinoza 1948 [1636]: 496)(Lescano, 2009).

Ya en esa época se había dictado una orden de la Royal Cédula de 1538, Instrucción de 1545, Constitución 3 del Consejo de 1551, donde se ordenaba erradicar las idolatrías y templos Incas. Es justamente durante el período toledano que se construye la iglesia San Juan Bautista de Huaytará sobre los muros de una antigua estructura incaica. A partir de esta época el nuevo poblado se constituiría en el lugar de residencia permanente de los clérigos de la provincia de Chocorbos (Ibid.: 498), apareciendo registrado indistintamente en la documentación con las denominaciones de “pueblo” y “capilla” de Huaytará (AGN 1618: fols. 110v., 326, 404v.). El hecho de que el cronista indio Guaman Poma incluya a este templo entre aquellos que por el año 1615 se encontraban en estado de abandono, con “todo el ornato biejo y rroto y las ymagenes y bultos todo quebrado” (Guaman Poma 1993 [1615], II: 593 [607]),(Lescano, 2009).

### 3.1.4 Época de la independencia y la Republica

Durante la guerra por la independencia el Templo inca vio a pasar y servir de refugio a ejércitos realistas, independistas, guerrillas y montoneras que en sus travesías hacia las montañas o a la costa, pues las huestes realistas se habían refugiado en la sierra en su huida ante el desembarco de las expediciones libertadoras de Simon Bolivar y San Martin, sin embargo después del 7 de abril de 1822 (batalla de Ica) donde los incipientes ejércitos libertadores son derrotados por los jefes realistas, los generales “ Canterac i Valdes después de haberse reunido en el referido punto de Huaitará, regresar a sus antiguas posiciones, el primero al valle de jauja i el segundo á Arequipa” (Torrente, 1830), además en noviembre de 1823 las huestes realistas



preparaban un contra ataque instalando y fortificando el sitio de Huaytará con infantería ( Parte A. CEHMP. Mss. Comunicación del Crl. Jefe del Bat. N° 3 del Perú, a bordo de la Fragata «Jerezana ». Carp. 4, Leg. 15, Let. P, Doc. 25, incluido en el libro guerrillas y montoneras durante la independencia)

Del 12 al 29 de Agosto de 1892 un misión científica pasa por la zona de Huaytará tomando datos ambientales (Termómetro, Barómetro y etc.), no hacen mención alguna sobre daños estructurales en la iglesia por lo que se puede suponer que no habría sufrido daños durante la guerra por la independencia.

“Huaytara es una antiquísima población del tiempo de los Incas. En esa época debió gozar de gran importancia, puesto que ahora mismo, se puede admirarse una hermosa fortaleza construida allí desde tiempo inmemorial, y que, posteriormente, ha sido transformada en templo católico” (*Boletines de la Sociedad Geografica de Lima*, 1893)

Lo mismo sucede con cuando Raimondi atraviesa Huaytara, cuyos itinerarios fueron publicadas en el boletín de la sociedad geográfica de Lima en 1895, “Su iglesia es construida sobre cimientos antiguos de piedra labrada, pertenecientes a la época de los Incas. Estos cimientos figuran como puertas de estilo algo egipcio, más ancha de abajo que arriba, cerradas y con una sola ventana abierta”.

Es durante época que ocurre un incendio que arrasa con todos los registros parroquiales, no está claro de la fecha cuando sucedió, algunos mediante tradiciones orales mencionan al año 1894 y otras de hasta algunos decenios antes de 1900(Pierre & Harris, 1902), las convulsas épocas de la independencia y las guerras civiles de la temprana república, la guerra del pacífico (1879-1884) y la campaña de la Breña, ha contribuido al abandono y deterioro de la iglesia de San Juan Bautista.

En sus exploraciones por el el Valle de Pisco el arqueólogo Max Uhle en los años 1901 y 1902, llega a Huaytara concibiéndola como un referente para todo el movimiento migratorio desde la costa a la sierra y viceversa, se instala en el sitio realizando un levantamiento fotográfico, planos y realiza una descripción de infraestructuras Incas encontradas destruidas, “aparentemente estos son solo un remanente extremadamente pobre de lo que existía antes de la llegada de los españoles. Sin lugar a dudas, muchas paredes viejas, una vez formando una complicada y un edificio bien dispuesto, han sido demolidos para dar espacio a una llanura cementerio para las necesidades cristianas Las innumerables piedras antiguas y trabajadas tendido en las casas de la aldea moderna, se utilizan en parte en la construcción de todas estas casas, en la reparación y construcción de la terrazas, en la construcción de las puertas en el cementerio, así como en Las torres de la iglesia, nos dan prueba de este hecho.”(Pierre & Harris, 1902).

Debido a esta expedición del arqueólogo Max Uhle's, se tiene las más antiguas fotografías del lugar Fig. 12, Fig. 13 y Fig. 14 y una descripción detallada del lugar, convirtiéndose en el primer estudio de investigación de este sitio.

Piedras esculpidas también existieron anteriormente. El moderno muro de adobe del frontón occidental de la iglesia muestra varias (4 a 6) piedras cuadradas insertado simétricamente Estas piedras llevan todas las señales de haber sido mutilados en su parte frontal, como si antes las cabezas esculpidas proyectado de ellos, que ahora están desaparecidos debido a su mutilación.



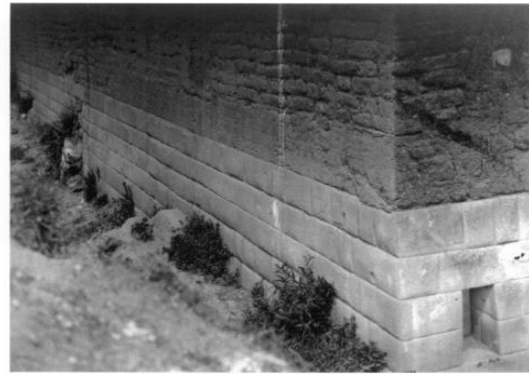
Fig. 12. Foto antigua de la Iglesia de San Juan Bautista de Huaytará, 1902, Max Uhle's (Pierre & Harris, 1902).



Fig. 13. Foto antigua del Pueblo de Huaytará y Iglesia de San Juan Bautista, 1902, Max Uhle's (Pierre & Harris, 1902).



No. 1300 West façade (Huaytará)



No. 1301 North façade with section of west façade with original gable and one peg stone (Huaytará)



No. 1276 S façade of church, niches 4 and 5 (counting from east) (Huaytará)



No. 1278 S façade of church, eastern most niche with modern archway (Huaytará)

Fig. 14. Fotografías antiguas de Iglesia de San Juan Bautista, 1902, Max Uhle's (Pierre & Harris, 1902).

Un segundo incendio pareció ocurrir por los años 1914 que se ha ido transmitiendo oralmente entre los pobladores de Huaytara, pero no se ha encontrado referencia alguna en la bibliografía consultada.

En 1925 durante el gobierno del Presidente de Leguía (1919-1930), mediante Ley N° 5366, se aprueba los Fondos para la reconstrucción del Templo de San Juan Bautista, en Huaytara. (Imprenta Americana, 1926) como parte de su política de reconstrucción del país luego de la derrota en la guerra con Chile (1879 – 1884).

Durante 1940 Luis E. Valcárcel realiza una serie de fotografías en su paso por Huaytara de la iglesia San Juan Bautista. Donde se puede apreciar solo la torre norte en pie, según la tradición oral de la zona el año 1938 habría ocurrido el tercer incendio en afectar la iglesia.



Fachada del Temple de San Juan Bautista de Huaytará  
(Colección Fotográfica Luis E. Valcárcel HY-001,  
Ministerio de Cultura)



Detalle de hornacinas trapezoidales y mampostería del templo,  
c. 1940 (Colección Fotográfica Luis E. Valcárcel HY-014,  
Ministerio de Cultura)

Fig. 15. fotografías antiguas de la iglesia San Juan Bautista tomadas por Luis E. Valcárcel ( 1940).

Durante el gobierno de Leguía (1919-1930), se inicia la construcción de la vía de penetración a la sierra de los Libertadores que une Pisco con Ayacucho, culminado su construcción en 1974 durante el gobierno de Juan Velasco Alvarado (1968-1975) (Degregori, 2010), esta vía pasa por Huaytará generando el aumento de los visitantes a este sitio Arqueológico, por lo cual durante el gobierno del presidente Belaunde (1980-1985) se mejoró estas vías y se construyó el hotel de turistas de Huaytará, del cual se tiene registro que se venía solicitando su construcción desde el 30 de Octubre de 1964 (Diario de los debates de la Cámara de Diputados Publicado en 1964).

### 3.1.5 Época del conflicto armado interno

En la época más convulsa del conflicto armado interno (1980-1995) esta región por su posición estratégica y su cercanía a las zonas de conflicto fue testigo de actos terroristas, enfrentamientos entre los miembros de Sendero Luminoso y el Ejército peruano, tales como lo detalla en los informes de la comisión de la verdad (CVR), es durante este periodo que la iglesia de San Juan Bautista, sufre un deterioro progresivo.

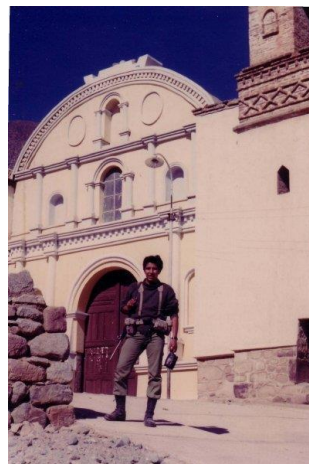
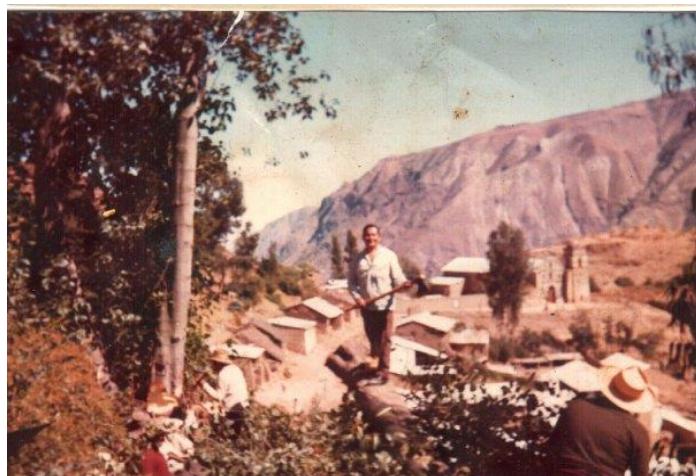


Fig. 16. Fotografías de las décadas de 1980 -1990 de la iglesia de Huaytará, "Mario Ibáñez" (2020). Facebook. Imagen 26 de abril del 2009. <https://acortauri.com/dcGmt>



Fig. 17. Fotografías de la década 1990 de la iglesia de Huaytará, durante el conflicto armado interno del Perú, "Mario Ibáñez" (2020). Facebook. Imagen 14 de Julio del 2010. <https://acortauri.com/aygpT>

### 3.1.6 Época Contemporánea

A finales de la década de 1990 e inicios del 2000 se realiza la construcción de la segunda torre sur de la iglesia San Juan Bautista con material de mampostería de ladrillo, se demuele la sacristía sur y se construye una loza de concreto y graderías adyacentes al lado sur dentro del sitio arqueológico.

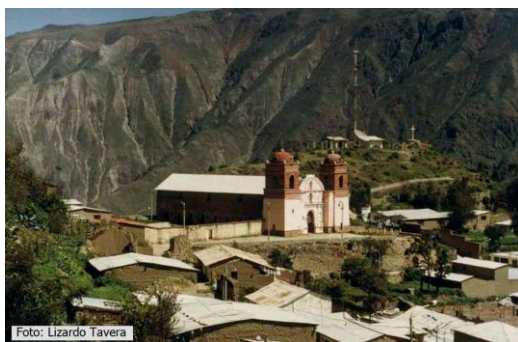


Foto: Lizardo Tavera



Foto: Lizardo Tavera

Fig. 18. Fotografías de la iglesia de Huaytará a inicios de la década del 2000, muestra un iglesia reconstruida y fachada pintada de rojo y crema.

El 15 de agosto a las 18:41 horas del 2007 ocurrió un sismo de 7.9 grados en la escala de Richter afecto a las regiones centro y sur del Perú, causando destrozos en las infraestructuras históricas siendo el sector más afectado la ciudad de Pisco, la iglesia de San Juan Bautista se encuentra a 150 Km del epicentro de este sismo, también sufriendo el destroz de la cúpula en torre norte de la iglesia.



Fig. 19. Iglesia San Juan Bautista, antes del terremoto del 2007, a inicios del año 2007 (izquierda), después del terremoto, noviembre del 2007 (derecha), Blog: <http://customperu.blogspot.com/2008/11/huaytara.html>

La reconstrucción de la torre norte estuvo abandonada hasta que el presidente Alan García (2006-2011) en una visita a Huaytará el 27 de junio del 2008, se compromete a financiar la reconstrucción de la torre mediante INADE (instituto nacional para el desarrollo), terminando su reconstrucción en el 2009. siendo esta última intervención significativas hasta la fecha. Sumado a esto la falta de mantenimiento está contribuyendo al deterioro de esta importante infraestructura, si bien es cierto se ha completado la elaboración de perfiles técnicos como: “Restauración y puesta en valor del complejo arqueológico templo inca del distrito de Huaytará” con SNIP 138775 del año 2010 y “Puesta en valor del complejo arqueológico inca huasi y templo inca de Huaytará” con SNIP 5718 del año 2005, estos se encuentran paralizado hasta la fecha.



Fig. 20. Vista actual de la Iglesia San Juan Bautista de Huaytará (octubre 2019).



### 3.2 Arquitectura Inca

El Tawantisuyo con su capital en cusco expandió su imperio por el norte hasta la frontera colombiana – ecuatoriana y por el sur hasta Chile y Argentina, los andes eran la columna vertebral del imperio inca (Hyslop, 1990). La etapa imperial fue de corta duración ( 1438 -1533) sin embargo nos ha dejado una gran cantidad de asentamientos a lo largo de su territorio, aun como parte del planeamiento de las ciudades conquistaban reutilizaban las estructuras existentes, por lo que en estas regiones las estructuras tipo Inca consistía en pocas y al borde de los asentamientos preexistentes (Hyslop, 1990).

La arquitectura inca es amplia y se adecuaba a la función de cada estructura (vivienda, palacios, hidráulicas, ceremoniales, vías de comunicación, muros de contención etc.) por lo que en el presente estudio nos centraremos solo en las edificaciones.

Los incas tenían preferencia por las estructuras rectangulares, que van desde vivienda rurales a pasillos de templos sagrados (Gasparini y Margolies 1980:134), siendo ocasionales el uso de muros curvos que era utilizado para salvar terrenos irregulares (muros de contención) generalmente en edificios importantes (Coricancha -Templo del sol, Saccahuaman, Machupichu, etc), otro tipo de estructura es la de dos niveles, muchos centros administrativos e instalaciones militares tenia al menos un edificio de dos pisos, estos segundo niveles se apoyaban sobre vigas de madera(Hyslop, 1990).

Las estructuras rectangulares se pueden caracterizar en 5 tipologías; la de pared de roca y adobe de altura uniforme cubiertas por techo de Ichu (paja) que se apoya sobre con vigas y postes intermedios de madera Fig. 21-a, la de dos aguas cubierta por hastiales en sus extremos Fig. 21-b, la que comparten una pared intermedia que sirve de soporte al techo y divide la edificación en dos ambientes figura Fig. 21-c, la siguiente con un lado libre con paredes en forma C Fig. 21-d y por ultima una variante de la anterior que tiene un soporte intermedio en la pared libre con el fin de incrementar el largo figura Fig. 21-e (Hyslop, 1990).

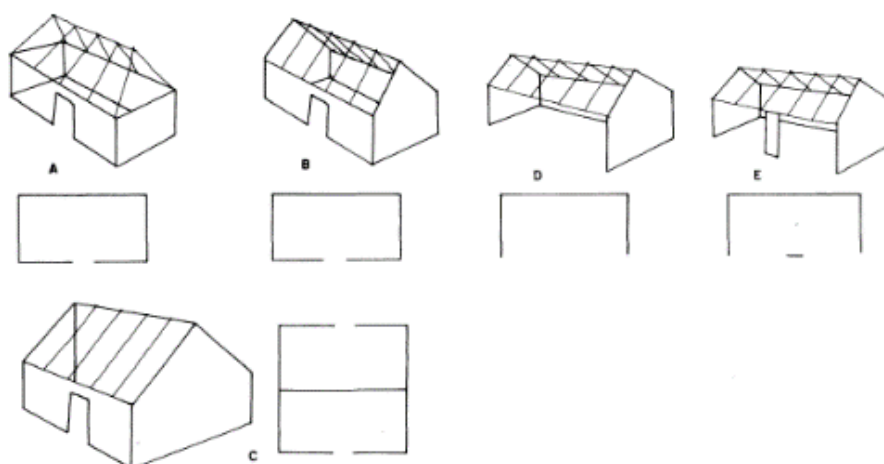


Fig. 21. Tipos de edificios rectangulares: A. Techo central; B. Techo doble agua con hastiales a los extremos; C. Con Pared intermedia que une los dos hastiales, D. con apertura frontal; E. Con pared intermedia en la apertura frontal. Adaptadas de Gaspahni y Margolies (1980:161-163)

Las características que más resaltan de la arquitectura inca es su muros finos de piedra notablemente cortadas y ensambladas con precisión sin mortero (junta seca), sin embargo esta ocurre solo en determinados complejos arquitectónicos incas y en ciertas regiones fuera del área de cusco (Hyslop, 1990).



Fig. 22. Estructura tipo Inca con bloques de roca cubicas, Muro de contención para plataforma(izquierda); Para ampliar la calzada del camino imperial Pisco en la costa del Perú (derecha)

Las aperturas de ventanas y entradas generalmente de forma trapezoidal invertidas, las puertas podían ser múltiples, generalmente se colocaban en el lado más largo de la estructura de forma simétrica, si de forma excepcional se colocaban en el ancho era más angostas y de forma asimétrica (Hyslop, 1990). Kendall (1976) encuentra que el ancho de las puertas generalmente no superaba los 1.65m, las ventanas y los nichos se colocaban a 1.25 m del suelo y rara vez tenían un ancho en la base de más de 60 cm, los dinteles eran de piedra o madera, a menudo envueltos en fibras trenzadas, las ventanas podrían ubicarse en lo alto de los muros divisorios o en los frontones. Las ventanas de los nichos eran altos, hasta la altura del cuerpo o muy pequeños, como nichos en captaciones de agua o baños. De todas estas aperturas la más elegante es el uso de Jambas dobles o triples (generalmente exteriores) típica de la arquitectura Inca.

Los materiales de construcción preferidos por los incas son de roca y adobe, sus muros de piedra son tallados con junta seca sin embargo existe algunas variantes de bloques semielaborados colocados con mortero o combinaciones de estas, a menudo se cubrían con superficies de barro o arcilla para después pintarlo(Hyslop, 1990). En cuanto a los muros de adobe está conformado con unidades de bloques de tierra con hierba de forma irregular, que generalmente se colocaban sobre los muros roca para protegerlos de la erosión, sobre estos muros a menudo se colocaban ventanas y nichos, que eran recubiertos por barro y arcilla para otorgarles una superficie lisa y uniforme irregulares (Moore-Head 1987:67).

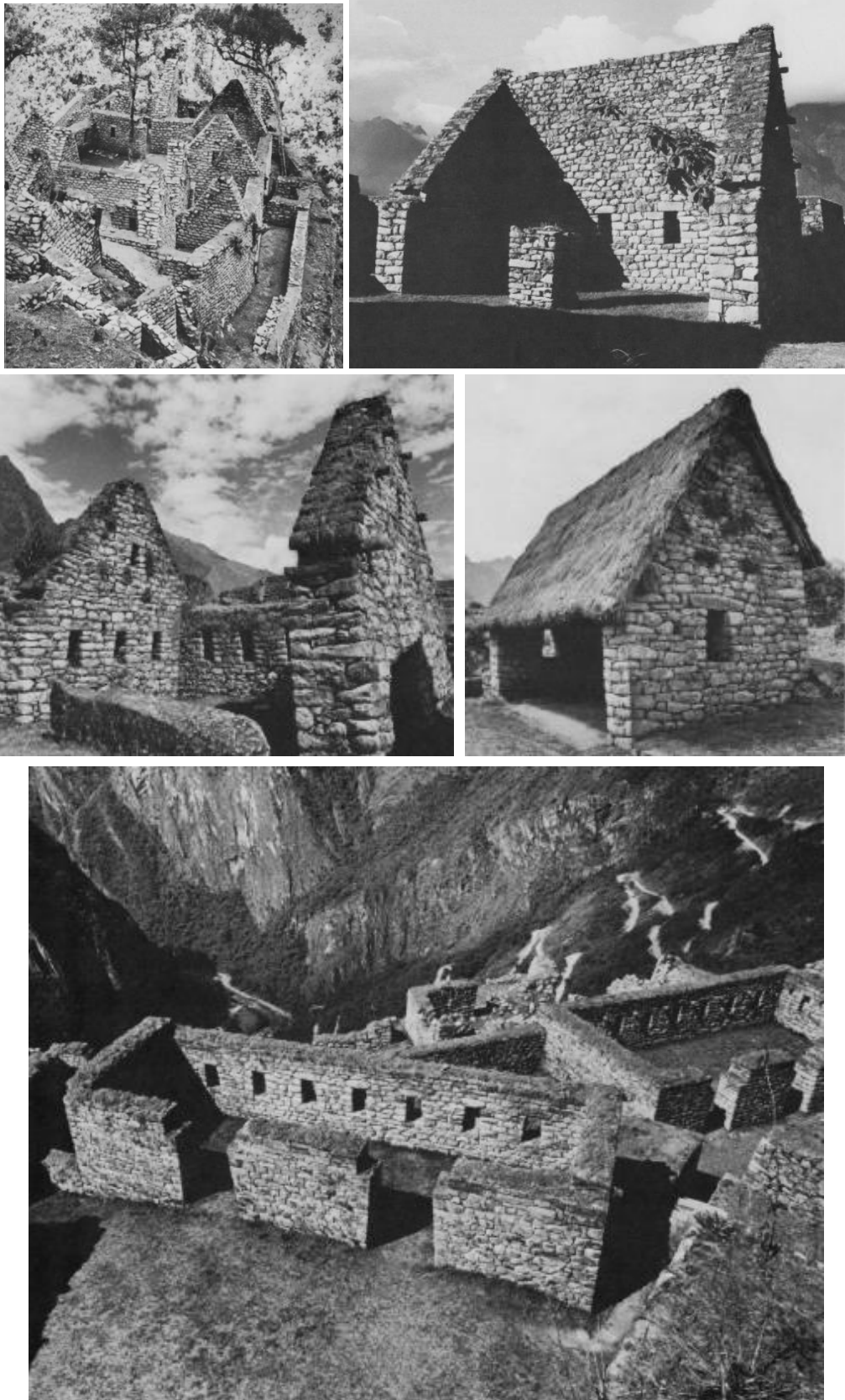


Fig. 23. Fotografías de las diferentes tipologías de edificación Inca, imágenes extraídas del libro: *Inca Architecture* (Thompson et al., 1982)

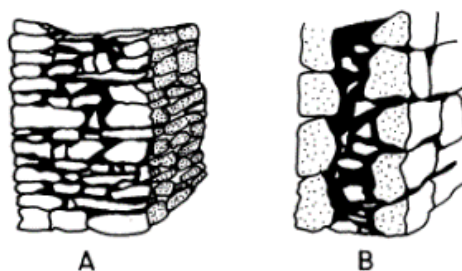


Fig. 24. dos tipos de muro Inca, A. compuesto de piedras de diferentes tamaños con mortero de tierra, arcilla y materiales orgánicos. B. Compuesto de bloques semi trabajados con un relleno central, (Hyslop, 1990)

Sobre la su construcción de este tipo de construcciones se detallan en las cronistas Bernabe Cobo (1946II: 261-262, Bk 14, chap 12), The Joseph Acosta (1985:297, Bk. 6, chap. 14), Gordon (1985) y el Historiador Gutierrez de Santa Clara (1963III:252, chap 63), se puede resumir en que para colocar las rocas talladas superiores se construían rampas de tierra, por donde se arrastraban mediante cuerdas de vibra de Maguey y cuero para el cual fue necesario contar con una gran cantidad de personas, una vez en el muro las rocas se colocaban mediante ajustes cuidadosos golpeándolas con otras piedras (Hyslop, 1990).

La mampostería fina se clasifica en las categorías de poligonal (forma irregular ajustados individualmente, se usan comúnmente en terrazas y canalización de ríos) y rectangular (Rowe 1944:22-26, 1946 225-227; Harth-Terre 1964). Estas a su vez se subdividen en celular ( piedra cortada y molida con la forma única de sus vecinos) Fig. 25 -a y ciclópeo ( rocas enormes mayores de 6 metros de altura y superior a 100 toneladas utilizadas en terraza con relleno de tierra) ; mientras que la rectangular se subdivide en encapsulada (piedras grandes que se utiliza comúnmente en muros perimetrales importantes) Fig. 25 -b y sedimentarios (utilizado en muros de edificios importantes y muros perimetrales) (Hyslop, 1990) Fig. 25 -c y e.

Otra forma de clasificar la mampostería fina es en base a las uniones entre rocas, es más frecuente encontrar las hundidas debajo de la superficie exterior redondeada o abultada de los bloques y en otras articulaciones que no presenta rebajes produciendo paredes lisas, estas últimas se encuentran a menudo en edificio importantes. Otra característica importante es que las rocas más grandes se encuentran en la base pero nunca al revés (Hyslop, 1990). Otras características son la presencia de protuberancias y cavidades generalmente cerca de la base, que se cree fueron utilizadas como palancas para bajar los bloques a su lugar o subirlas Rowe (1946:226) o como amarres para transportar las piedras Agurto (1987:168).



a.



b.



c.



d.

Fig. 25. tipo de mampostería inca, a) Muro tipo Poligonal celular en Limatambo; b) Poligonal encapsulado (desgastado para que encaje con sus vecinios); c) y d) Muros sedimentarios el primero en Pisac y el segundo en Quito Ecuador. (Hyslop, 1990)

Otro factor importante en las construcciones incas es la importancia que se le dio al agua solo por debajo de la veneración a al sol. Esto incluída fenómenos meteorológicos como la lluvia, los rayos, los truenos y la nieve, que tenía su propio templo de adoración en Totocachi (cobo 1964: 160-161, bk 13 cap. 7), por ello el agua se gestionó y se cuidó para garantizar el éxito de la agricultura y menor grado de los pastos. Pruebas de ellas son que las infraestructuras hidráulicas más monumentales están en los valles de costa donde la intensidad y frecuencia de las lluvias son bajas compradas con las de sierra, por lo que tanto las obras hidráulicas eran importantes en la planificación y diseño de asentamiento Incas. En cuanto a los “baños” presente en la mayoría de los sitios arqueológicos, no está claro hasta la diferencia entre su uso “utilitaria” o la “ceremonial” (Hyslop, 1990).



### 3.3 Arquitectura de las iglesias Coloniales del Sur del Perú

Luego de la conquista el virreinato del Perú se concentró en dos focos para asentar su dominio, Lima como la nueva capital y el Cusco como una ciudad símbolo para este fin se destinó grandes inversiones por parte de la iglesia y sus órdenes para la construcción de catedrales, conventos Franciscanos y Dominicos sobre grandes terrenos en el que se habían asignado en la fundación de cada ciudad(Diañez, 1987).

La arquitectura del sur de Perú en la época colonial se puede dividir en dos periodos: el de 1534 hasta el terremoto de 1650 y el segundo periodo desde 1650 hasta la emancipación. Desde su punto de vista arquitectónico se puede dividir en dos grupos, el primero de estilo Urbano y el segundo aquella de sentido rustico con influencia de estilo andino(Uriel, 1936).

Estudios más recientes distinguen etapas arquitectónicas de las iglesias de la etapa colonial en periodos de Barroco formativos, Barroco pleno y Barroco de difusión periférica, además de una multiplicidad de escuelas regionales en aspectos estructurales y ornamentales (arequipeña, limeña, Huancavelica etc) que se distinguen por sus diseños y formaciones volumétricas (San Cristobal, 1993).

Las iglesias de las áreas rurales se implementaron como parte de las ordenanzas del Virrey Toledo, como parte de implementar nuevos asentamientos en sustitución de ayllus incaicos con la denominación de reducción de indios, con el propósito de implementar mejor el tributo colonial (Mendoza, 2005). La arquitectura de estas iglesias se construyó imitando a la de las más importantes de su época (Cusco y Lima), para su construcción se traía piedras de canteras de caliza cercanas a lugar, reciclando las rocas de las estructuras Incas cercanas o utilizándolos como cimientos como es el caso de la iglesia Santo Domingo sobre el templo de QoriCancha o el de la Iglesia San Juan Bautista sobre el templo de Huaytará o la de Vilcas Huamán en Ayacucho.

La mayoría de las iglesias andinas son de aspecto sencillo, con pocas decoración o sin ellas, generalmente con sus campanarios hacia ambos lados de la nave central o con un sola torre, sus espacios laterales para el cementerio y muros perimetrales que rodea a la construcción(Mendoza, 2005), Sus interiores, en la mayoría de los casos, son los más impresionantes, por el arte de los tallados, de la pintura de variados colores y los enlucidos de pan de oro de sus altares mayores, sus retablos, hornacinas, púlpitos y coros. Algunas iglesias como la de Andahuaylillas, cerca del Cusco, son joyas artísticas por sus decorados interiores y por su coro, que sigue funcionando hasta hoy, incluyendo el órgano colonial, que compite con las grandes iglesias de Lima, Cusco o Huamanga. Son igualmente hermosas las iglesias de los antiguos collaguas y cabanas del valle de Colca en Arequipa, especialmente la de Lari, que impresiona por sus extraordinarios refuerzos antisísmicos exteriores y su magnífica cúpula, lo mismo que las de Coporaque, Maca, Achoma, Llanque y Cabanaconde, que destacan por sus modelos de construcción, sus hornacinas exteriores, sus blancas torres, sus altares y retablos interiores (Mendoza, 2005).



Fig. 26. Iglesia Típica de los andes del Perú (Añancusi- Huancavelica)

## 4 LEVANTAMIENTO POR FOTOGRAMETRÍA

Los edificios históricos se destacan por su geometría compleja (a menudo presentan daños geométricos debido a causas ambientales y antropogénicas) los cuales complican su digitalización (modelado), por lo que se requiere un consumo alto de recursos de campo y en gabinete. Una de las alternativas frente a esto es el uso de la técnica de la fotogrametría que logra datos métricos confiables sobre la forma, dimensiones y posición en el espacio de un objeto cualquiera a partir de una o varias fotografías. La clasificación frecuente es según el lugar desde donde se tomaron la fotografía, si se toman desde superficie terrestre se denomina fotogrametría terrestre, y si se obtienen a partir de una cámara o sensor situado en un avión, se denomina fotogrametría aérea (Buill Pozuelo et al., 2003).

Usualmente se ha aplicado la fotogrametría para construir modelos digitales de elevación (DEM) recientemente en ambos tipos se utilizan escáneres laser que proporciona colecciones de datos de alta calidad y resolución (Schaefer & Inkpen, 2010), sin embargo esto requiere la utilización de equipos costosos así como experiencias especializadas en procesar datos. Por el contrario, el desarrollo de la estructura de los métodos de movimiento (SfM) proporcionan la adquisición de datos tridimensional a muy bajo costo y requiere una supervisión reducida del usuario así como la pericia (Prosdocimi et al., 2015). Este método emplea la superposición de imágenes adquiridos desde múltiples punto de vista, determinando la geometría interna de la cámara y posición y orientación de la cámara automáticamente y sin la necesidad de un conjunto predefinido de "Control en tierra", puntos visibles en conocidos posiciones tridimensionales (Westoby et al., 2012), incluso si no necesitamos puntos con posiciones tridimensionales conocidos, necesitamos saber bien al menos una distancia bien conocida entre dos puntos visibles para poder escalar el modelo y tomar medidas. Con solo una distancia, podemos escalar el modelo, pero no podemos evaluar la precisión del modelo. Para validar bien el modelo, cuantas más distancias tengamos, es mejor. El

proceso de la determinación de la posición de un punto se puede observar gráficamente en la Fig. 27.

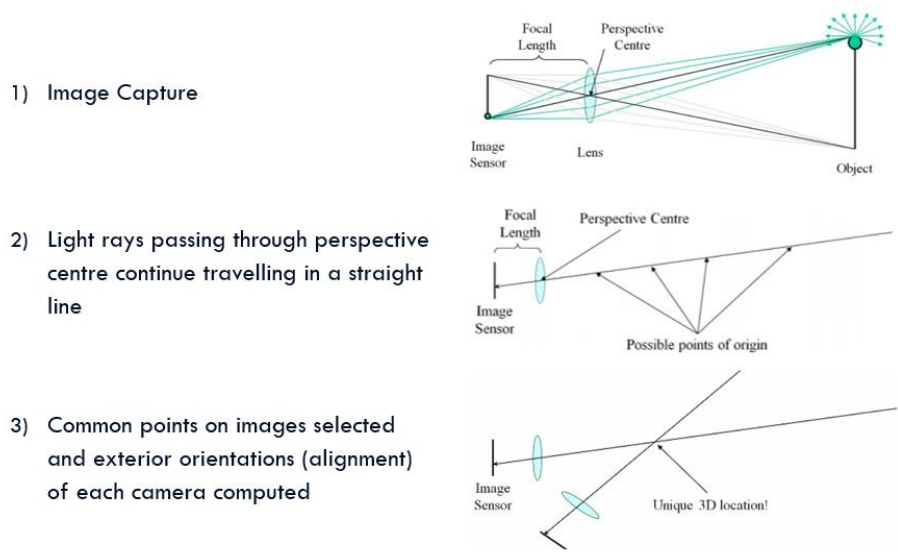


Fig. 27. funcionamiento del proceso de determinación la localización de un punto 3D en la técnica de la fotogrametría. Ref. Apuntes del curso: Photogrammetry for the creation of 3D Models (Makoond, 2019)

El proceso consiste en que se capturan múltiples vistas de un objeto con una cámara digital desde una variedad de posiciones diferentes. Una transformación de características invariantes de escala (SIFT) identifica los puntos de características comunes en el conjunto de imágenes, suficiente para establecer las relaciones espaciales entre las ubicaciones de imágenes originales en un sistema de coordenadas tridimensional arbitrario (Prosdocimi et al., 2015). El modelo tridimensional resultante está conformado por puntos característicos de una “nube de puntos dispersos” en un sistema local de coordenadas 3D, que se puede intensificar utilizando técnicas de Multi View Stereo (MVS). Esta técnica ayuda a generar conjuntos de datos a alta resolución, mientras que elimina y aísla los errores, esto permite generar modelos visuales 3D. La mayoría de las plataformas SfM están automatizadas, algunos gratuitos basados en internet, que permite cargar, procesar y descargar los datos tridimensionales. Sin embargo, puede convertirse en una desventaja ya que no se tiene control sobre la calidad de datos y puede originar errores de datos que no se pueden identificar (Prosdocimi et al., 2015). La precisión geométrica de los elementos modelados depende de diferentes factores, pero los estudios realizados muestran que con un disparo adecuado y un proceso adecuado, el error relativo volumétrico esperado es inferior al 2% (Soto Zamora et al., 2019)

Para este estudio se ha utilizado el Software Agisoft Metashape, ya que funciona con imágenes arbitrarias, permite el control de las condiciones de las imágenes, además se pueden tomar fotos desde cualquier posición, siempre que el objeto a reconstruir sea visible en al menos dos fotos (Agisoft, 2020).

#### 4.1 Levantamiento fotogramétrico

Este es el etapa principal y más importante en la fotogramétrica en monumentos históricos, las fotos que se obtengan determinaran la calidad y la precisión final del



modelo, esto se logra tomando fotografías desde diferentes posiciones y ángulos Fig. 29 pero que contiene cierta superposición entre ellos (estereoscópicas). Esto es esencial si se va a generar un modelo en condiciones adecuadas, y es necesario que las fotos tengan una conexión efectiva entre ellas para que el software pueda detectar similitudes y proceder con la alineación de estas imágenes en la escena de la estructura(Soto Zamora et al., 2019), es por ello que se siguió las recomendaciones en cuanto a la distribución de los lugares desde donde se ha tomado las fotografías.

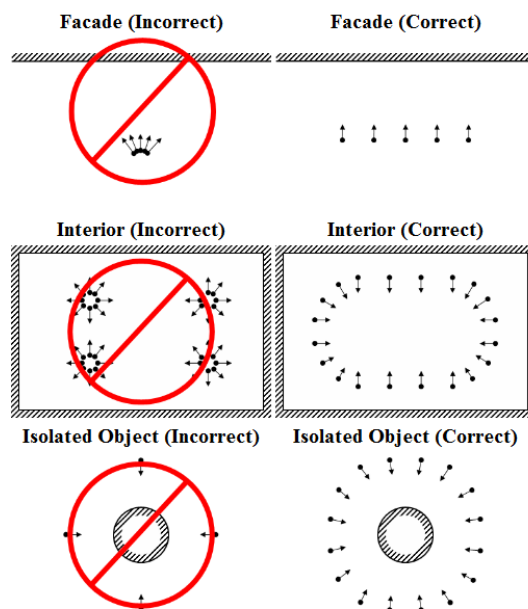


Fig. 28. recomendaciones para la adquisición de fotografías, ref. Manual de Metashape.

En esta etapa inicial se ha adquirido fotografías los días 08,09,10,11 y 13 de octubre y el 01 de noviembre del 2019, en diferentes horarios (mañana y tarde) y distintas condiciones meteorológicas (nublado, soleado y lluvioso), de todas ellas las que mostro mejores resultados fue la del día 09 de Noviembre, fotografías tomadas durante media mañana con un cielo parcialmente nublado, las pocas nubes que existían ayudaron al software como referencia en el modelo fotogramétrico, esto debido a que la técnicas de paralaje digital determinan las profundidades relativas de los objetos de acuerdo con la luz y las sombras presentes en las fotografías, por lo que la presencia de áreas muy oscuras o muy brillantes puede causar errores o distorsiones en el modelo (Soto Zamora et al., 2019).

El equipo utilizado fue una cámara NIKON D7200 (18mm) sin trípode, las fotografías tienen una resolución de 6000x4000 pixeles y una distancia focal de 18. Algo importante a destacar es la ubicación de iglesia de Huaytará sobre la parte ahondada de la cima de un cerro, lo cual ha dificultado la adquisición de las fotografías, por lado Este y Oeste están las depresiones y el lado Norte está pegado a la montaña donde se encuentra el mirador de la ciudad, así como la presencia de vegetación alrededor del edificio, es por ello la particular distribución de las fotografías del modelo. Fig. 29.



Fig. 29. ubicació de les càmeres desde donde se tomaron las fotografías para el modelado fotogramétrico.

## 4.2 Modelado fotogramétrico

En esta etapa consta de la modelación con el Software en cuatro procesos principales para llegar a construir el modelo 3D.

### 4.2.1 Alinear fotografías.

El objetivo de este proceso forma una nube de puntos dispersa Fig. 30 y un conjunto de posiciones de cámara (Agisoft, 2020). Para ello se busca puntos comunes en las fotografías y se combina entre ellas y se calcula las coordenadas locales para cada imagen tomada con la cámara. Si este modelo preliminar no es de buena calidad, o muchas de las imágenes de la secuencia no se pueden alinear con el modelo, es aconsejable tomar otra sesión de fotos, aplicada a las áreas del elemento que no podrían modelarse (Soto Zamora et al., 2019). Siguiendo este criterio se tomaron fotografías en 6 diferentes días a fin de garantizar la precisión del modelo.



Fig. 30. Modelo de puntos dispersos de la iglesia San Juan Bautista de Huaytará.

#### 4.2.2 Construir nube de puntos densa.

Esta etapa es la que consume mayores recursos computacionales debido a que se incrementa la cantidad de puntos mediante interpolación a partir de los puntos encontrados en el modelo de puntos dispersos, produciendo una nube más densa Fig. 31 que representa fielmente todas las imperfecciones presentes en el elemento estructural u objeto modelado (Soto Zamora et al., 2019). Estos últimos puntos se pueden editar y clasificar antes de exportar o pasar a la siguiente etapa (Agisoft, 2020). En esta etapa se crean puntos por exceso por el cual se debe filtrar de acuerdo a la forma del morfología del edificio histórico.



Fig. 31. Nube de puntos densa de la iglesia San Juan Bautista de Huaytará

#### 4.2.3 Generación de superficie de modelo.

A partir de la etapa anterior, uniendo los puntos de la nube de puntos densa con vectores, se crea una malla poligonal 3D el cual representa la superficie del edificio Fig. 32. Esta puede ser editada, por lo que se puede optimizar ya que un número elevado de mallas puede generar que nuestro modelo sea demasiado pesado.

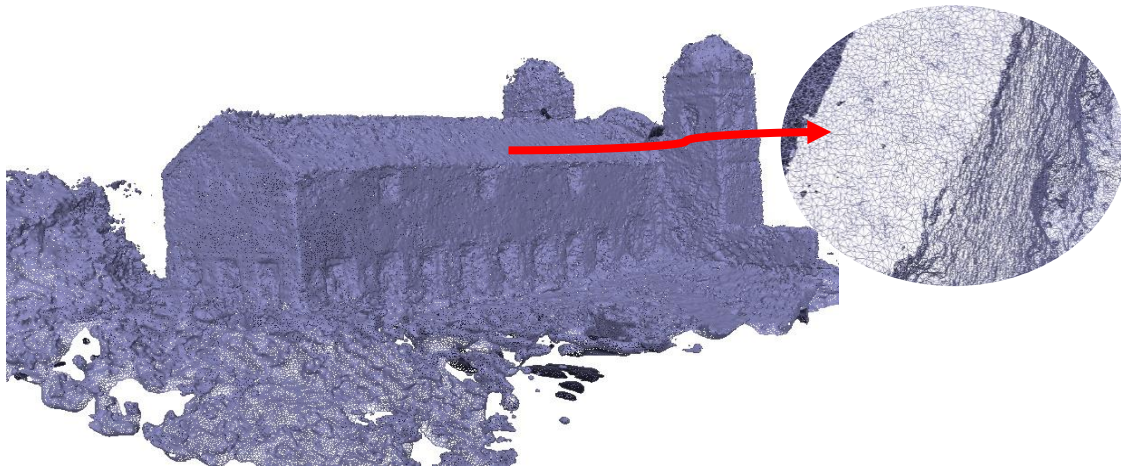


Fig. 32. Malla poligonal 3D de la iglesia San Juan Bautista de Huaytará

#### 4.2.4 Texturizar el modelo.

Una vez que se cuenta con la superficie se puede texturizar a partir de las fotografías, relevante solo para el modelo de malla, no recomendable en modelos DEM (Agisoft, 2020). Este proceso tiene un caracter de visualizacion del modelo 3D ya que nos permitira dimensionar daños sobre la estructura historica, Fig. 33.



Fig. 33. Vistas de las fachadas del modelo fotogramétrico texturizado

### 4.3 Escala y corrección

Escalar el modelo implica transformar las coordenadas locales del modelo creado por el Software ingresando las medidas obtenidas en la campaña experimental de puntos específicos, para el cual se crea marcadores, en nuestro caso se consideró las esquinas de la base del edificio histórico. Fig. 34, los valores se muestran en la Tabla 1.



Fig. 34. Marcadores en la base del edificio histórico utilizados en el escalado

El modelo inicial creado por el software debe ser corregido mediante el uso de marcadores, haciendo coincidir puntos estratégicos comunes en mucha de las fotografías suministrada al software. En el presente estudio se utilizó 69 marcadores Fig. 35. Este es un proceso que se puede llevar a cabo en cualquier etapa del proceso. Se puede mencionar que la corrección involucra la reorientación de las posiciones de las cámaras. Si hacemos la "corrección" antes de la creación de la nube de puntos densa, las posiciones de los marcadores pueden tener menos precisión. Es por ello que en un primer modelo se recomienda antes de la creación de la nube de puntos densa colocar los marcadores para optimizar el uso de los recursos computacionales.

Para la validación del modelo fotogramétrico se utilizó las medidas entre los marcadores de la Fig. 34 y las obtenidas en la campaña de inspección obteniéndose errores por debajo del 2% (Soto Zamora et al., 2019), por el cual el modelo se considera aceptables Tabla 1. comparación en las medidas resultantes de fotogrametría con las obtenidas en la campaña experimental Tabla 1.



Fig. 35. Distribución de los marcadores para la corrección del modelo 3D

Tabla 1. comparación en las medidas resultantes de fotogrametría con las obtenidas en la campaña experimental

ítem	fachada	distancia en campo (m)	fotogrametría (m)	error %
1	frontal	22.00	21.55	0.02
2	Norte	34.20	34.76	0.02
3	sur	37.00	37.40	0.01
4	oeste	11.45	11.23	0.02

Es posible exportar la superficie del modelo fotogramétrico en otros formatos con el fin de generar modelos 3D en un entorno CAD Fig. 36. Vistas de modelos geométricos 3D texturizados en un entorno CAD a partir de la superficie del modelo fotogramétrico. Fig. 36 esto permite crear los sólidos para cada tipo de material que luego se exportara al programa de análisis estructural.



Fig. 36. Vistas de modelos geométricos 3D texturizados en un entorno CAD a partir de la superficie del modelo fotogramétrico.

## 5 INSPECCIÓN

### 5.1 Resumen de la Estructura

La iglesia San Juan Bautista Fig. 37, se encuentra ubicado en los andes peruanos en la zona Urbana de capital de provincia de Huaytará a lado de la carretera los libertadores, en la calle Rosales S/N, Huaytara es una provincia se crea en setiembre de 1984 luego de una división de la antigua provincia de Castrovirreyna es por ello que en algunos libros antiguos se puede encontrar que esta iglesia pertenecía a la región de Castrovirreyna, la iglesia se construye sobre el templo Inca de Huaytará ( no existe acuerdo aun sobre los historiadores y arqueólogos sobre si fue un templo o un palacio o inkawasi), dedicándola al santo católico San Juan Bautista.

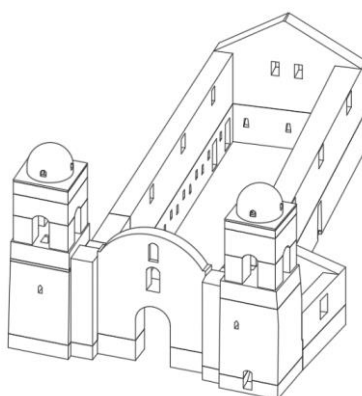


Fig. 37. bosquejo de la geometría de la iglesia San Juan Bautista de Huaytará

Para su construcción se tuvo que derrumbar el muro del lado Este donde se erigió la entrada y la torres (campanario) de la nueva iglesia. las rocas de estos muros incas destruidos se utilizaron para formar los cimientos de las torres laterales. la primera iglesia colonial constaba de una sacristía en la parte posterior Sur que llegaba a media altura del muro de adobe, una nave central con un techo a doble agua. la entrada principal se construyó en adobe con una terminación a media luna por encima de la cobertura de la nave, la torre Sur es más pequeña en planta que la del Norte, aunque de menor altura.

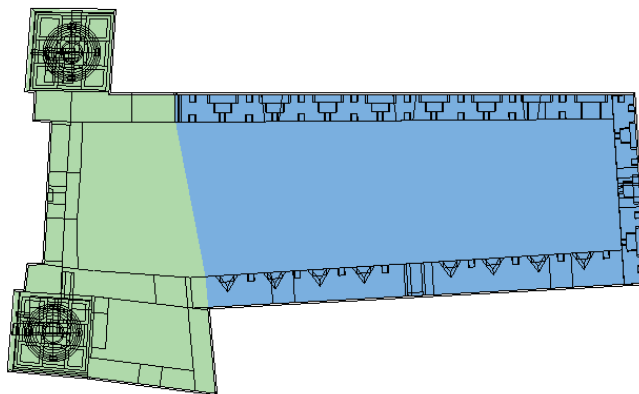


Fig. 38. Comparación de áreas según su época, celeste: Templo Inca, verde: construcción sacristía y de entrada con dos torres laterales de la época colonial.



De la estructura Inca original que ha sobrevivido cuenta con 3 puertas de forma trapezoidal. Sin embargo la entrada Norte fue clausurada y las otras dos permanecian abiertas ya que comunicaban con la sacristia, Las otras entradas son en forma de arco en el muro de adobe lateral Sur, la otra al frente en el muro del lado Norte y la ultima en la entrada principal. El acceso a la torre Sur es por la parte exterior del lado lateral Sur, esta tiene una forma trapezoidal.

Otro aspecto importante a tener en cuenta es la orientacion, los muros del templo se orientaba siguiendo los puntos cardinales, la entrada principal daba hacia el oeste (dierccion Norte Sur), por donde podian ver el amanecer, Cabe destacar que este lado era mas ancho que el posterior; las paredes laterales seguian de Este a Oeste y la pared posterior paralela a la entrada se encontra al Oeste, A traves de las ventanas que existian en este muro se podia ver el atardecer, esto se puede ver plasmado en el plano elaborado en su visita por el Arqueologo Max Uhle en la Fig. 39.

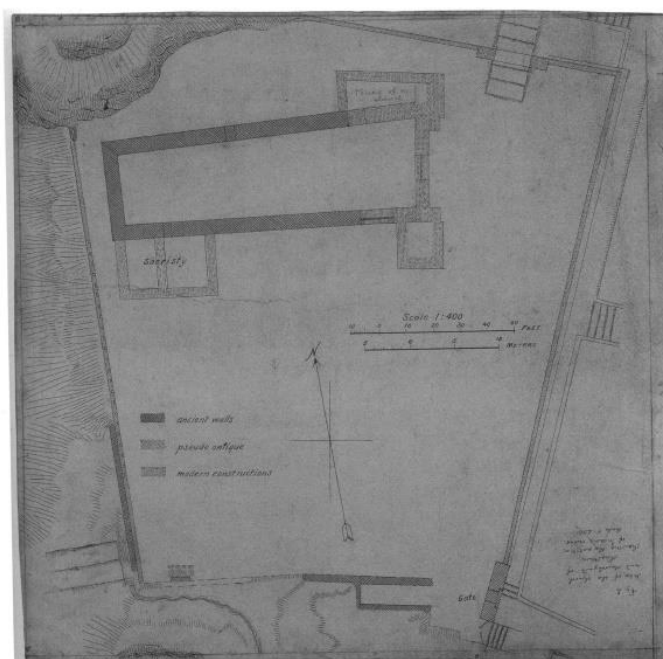


Fig. 39. Plano dibujado por el arqueólogo Max Uhle en 1902. (Pierre & Harris, 1902).

De esta estructura colonial construida se ha demolido la sacristía para trasladarla en la parte posterior de la torre Norte en la década de 1980, además se ha incrementado la altura de las torres de campanarios, la primera la del lado Norte en la década de 1930, su cúpula fue reconstruida en el 2009 luego del sismo de 2007 y se terminó la construcción de la segunda torre (Sur) en la década de 1990.

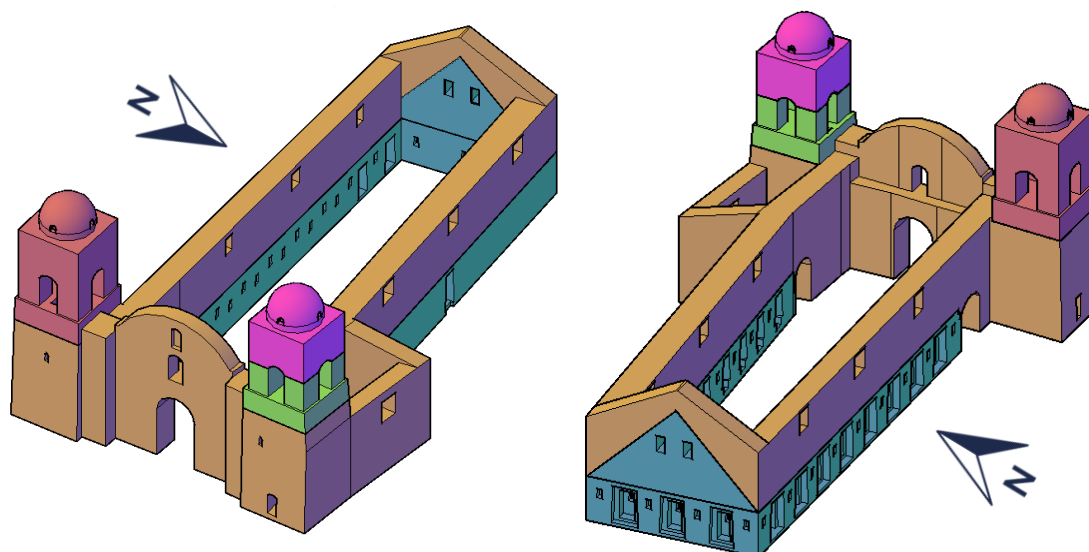


Fig. 40. Partes de la iglesia San Juan Bautista según la época de construcción, Celeste Inca, Marrón Colonial, Verde 1945, Rojo en la década del 1990 y Rosado el 2009.

Por lo tanto, se puede concluir que la actual iglesia de San Juan Bautista, está conformada por cinco estructuras de diferentes épocas que abarca un periodo de más de seis siglos (XV – XXI), estos se detallaran a continuación:

### 5.1.1 Estructura Inca

La estructura de la época incaica que sobrevive hasta la fecha es el muro de roca tipo tallada Inca, que forma parte del muro de la nave principal. Esta no es rectangular más bien presenta una forma trapezoidal (el lado Oeste es menor que el del Este). Además, sobre el muro del lado Oeste se encuentra hasta hoy una pared de adobe en forma triangular que forma el hastial, donde los incas han colocado dos ventanas, está representado en la Fig. 40, con el color celeste. Las 3 entradas trapezoidales que existen sobre estos muros incas ( 2 en el muro Sur y 1 en el muro Norte) se encuentran clausurados con adobes, de igual forma las tres ventanas que se encuentran sobre el muro posterior de piedra y dos adicionales sobre el antiguo muro de adobe inca.

### 5.1.2 Estructura Colonial

La estructura colonial que aun sobrevive se encuentra superpuesta sobre los muros Incas. En los laterales de la nave se ha elevado con adobes hasta alcanzar una altura de 7.70 m en donde se han colocado tres ventanas a cada lado con el fin de permitir el acceso de luz hacia el interior de la nave. En la parte posterior se ha construido sobre el hastial de muro de adobe inca hasta alcanzar la altura de las paredes laterales y una intermedia de 12.50 m, conformando un nuevo hastial más elevado. En el lado Norte se encuentra la actual sacristía que se encuentra sobre un cimiento de piedra desordenada con barro que alcanza hasta una de 1.75 m. Sobre esta se encuentra un muro de adobe donde se le ha colocado una ventana que da al exterior. La sacristía se comunica con la nave principal con una puerta en arco y con la torre norte mediante unas escaleras de adobe. Las paredes laterales de la nave que continúan al antiguo templo inca en dirección a la entrada principal (contrafuertes) está sobre un cimiento de mampostería



de piedra (rocas del destruido muro Oeste Inca) con barro que se eleva sobre el piso en 1.75 m. Sobre esta se construyeron muros de adobe hasta alcanzar los 7.70 m. Se destaca en este sector las entradas en arco en ambos muros (Norte y Sur) la primera comunica con la sacristía y la segunda con el patio exterior. La entrada principal se eleva sobre un cimiento de piedra y mortero de arcilla de una altura de 1.20 m, los muros se conforman de adobe hasta la altura de 1.20 m por encima de los muros laterales de adobe desde el cual se forma un hastial de media luna de una altura de 1.35 m. Este muro frontal cambia su sección a una altura de 6.30 m cambiando de un ancho en la base de 1.90 m a 1.1 m. Sobre esta se encuentran una entrada principal de tipo arco, además sobre presentan dos ventanas tipo arco una sobre otra. A esta época corresponde también las primeras secciones de las torres laterales del campanario, cimentadas al igual que la entrada principal sobre una mampostería de piedra y arcilla de 1.20 m, sobre la cual se ha colocado bloques de adobe con la parte más ancha en la base, hasta una altura de 7.70m sobre el nivel del suelo en la torre Norte y 7.5m en la torre Sur. En cuanto al acceso para la parte superior de la torre y campanarios se ha construido un corredor con gradas que va de 0.6 m a 0.7 m de ancho dentro de estas torres que en forma de espiral va elevándose. Las entradas a estos pasajes tienen forma trapezoidal y se encuentran en el lado frontal de la torre Norte y lateral en la torre Sur, además este corredor se conecta con el exterior por medio de una ventanas pequeñas que se encuentran en lado frontal de las torres a una altura de 5.22 m, todas estas estructura se encuentran representados por el color Marrón en la Fig. 40 .

### 5.1.3 Estructura de la década de 1930

La estructura que corresponde a la época de la república (el Oncenio de Leguía), representadas por el color verde en la Fig. 40, es el segundo tamo de la torre Norte; construida por mampostería de ladrillo de arcilla seca en horno de la época. Esta se apoya sobre la antigua torre de adobe, para el cual se ha apreciado que se ha colocado una capa de piedras (aprox 2cm) para que sirva como solado. La torre continúa elevándose por un tramo de de 1.50 m así como el pasaje interior. A partir de esta altura se construyeron cuatro columnas de aprox 1.45 m de ancho y de 20 cm de espesor siendo huecos en el interior, se elevan hasta una altura de 2.25 m. En su momento también se construyó la cúpula sobre esta torre, pero al ser demolida luego de su colapso en el sismo del 2007 no se ha considerado parte de la estructura actual.

### 5.1.4 Estructura de la década de 1990

Una estructura similar a la anterior que se encuentra representada por el color rojo en la Fig. 40, es el segundo tramo de la torre Sur. Sin embargo, esta mampostería de ladrillo se construyó con unidades de ladrillo de 0.21 x 0.12 x 0.086 m y morteros de cemento – arena. Para esto se colocó una losa de hormigón de 0.20 cm de espesor sobre el cual se inició la construcción del segundo tamo de la torre al igual que el corredor interior hasta llegar a la altura de 9.15 m sobre el nivel del suelo. La torre continua su elevación sobre cuatro columnas huecas de 1.50 m de lado con mampostería de ladrillo de 20 cm de ancho, parte de su construcción se observa en la Fig. 41. Sobre estas columnas que se cierra con arcos de mampostería de ladrillo se apoya la estructura superior de la torre de 4.45 m de lado y fondo hueco. Pues la mampostería solo tenía un ancho de 20 cm, esta se eleva por 2.95 m más en donde luego se ha colocado una losa de hormigón de

20 cm. Sobre esta se apoya la estructura final de la torre que es la cúpula construida en mampostería de ladrillo de 20 cm de ancho con ventanas en arco en los cuatro lados. Esta cúpula se apoya sobre una mampostería de 0.50 m de altura y 0.20 m de ancho que le funciona a medida de anillo confinante.

La altura total de esta torre, incluida la cúpula, llega a los 16.75 m sobre el nivel del suelo, no se considera las cruces de metal que se han colocado sobre esta.



Fig. 41. Construcción de la Torre Sur con mampostería de ladrillo y mortero de cemento arena.

### 5.1.5 Estructura del año 2009

Luego del sismo del 2007 en el que colapso la cúpula de la torre Norte y estar abandonado por más de 1 año, se inició su reconstrucción concluyéndose en el 2009. Se realizó el reemplazo de la mampostería de ladrillo antiguo con mortero de cal existentes por un nuevo tipo de ladrillo de arcilla cocido similar al de la torre Sur. Los trabajos iniciaron en la sección del término de las columnas y el inicio de los arcos que unen a estas anteriores, este sector está construido por ladrillo de 20 cm de espesor, es sobre estas columnas que se eleva una estructura rectangular de 4.10 m de lado hasta una altura de 2.95 m sobre las columnas sobre el cual se colocó una losa de hormigón ( $e=0.15\text{cm}$ ) el cual sirve como techo y soporte de la cúpula. Esta losa tiene un acceso interior cuadrado de 1.35 m aproximadamente, así como las columnas de mampostería tienen ventanas de inspección en sus partes altas interiores a una altura de 4.51 m de la parte superior de la torre maciza.

La cúpula se erige sobre un pedestal del mismo material con una altura de 0.50m, cuenta con ventanas tipo arco ortogonales entre sí en la misma dirección que la cúpula sur, llega a una altura de aproximada de 17.10 m sobre el nivel del suelo sin contar la cruz de metal que se alza por encima de la torre. Esta estructura está representada por el color rosado de la Fig. 40.

## 5.2 Geometría

Para la obtención del modelo geométrico 3D se utilizó la geometría obtenida del proceso fotogramétrico de la sección 4 LEVANTAMIENTO POR FOTOGRAMETRÍA, así como los planos planimétricos suministrados por el ministerio de cultura, los planos obtenidos en la campaña experimental de Octubre del 2019 y planos antiguos encontrados luego de la revisión histórica del edificio histórico indicados en la sección 3 INVESTIGACIÓN HISTÓRICA.

La iglesia San Juan Bautista tiene una geometría Fig. 43, que es característica a las iglesias coloniales de la época virreinal típica del grupo del periodo barroco de difusión periférica de Huancavelica (San Cristobal, 1993). Se debe resaltar que la iglesia se asienta sobre una estructura tipo inca por lo tanto su orientación, en este caso se debe resaltar que según la orientación del edificio parece indicar que la construcción se orienta con la entrada a la salida del sol (Este) y la parte posterior de la nave al (Oeste), los muros laterales se orientan al Norte y Sur, es relevante indicar la existencia de ventanas trapezoidales en los muros Oeste y Sur además de que se presume en el lado Este, se presume que las ventanas se orientaban a la salida - ocultamiento del sol (amanecer y atardecer), que es la principal deidad para los Incas, y la presencia de las ventanas trapezoidales en el muro Sur por una orientación al sur, al Cusco lugar de donde proceden los Incas Fig. 42.



Fig. 42. Orientación del edificio histórico de Huaytará

El edificio histórico está dividido en una nave principal, una sacristía, dos torres adyacentes que se encuentran asentadas sobre una plataforma de relleno. Si bien es cierto la iglesia da una apariencia de simplicidad, su geometría es compleja debido a la no uniformidad de las secciones de sus materiales, entradas, corredores, etc. principalmente en la infraestructura colonial, es por ello que se ha generado elementos 3D con tal de representar de manera simplificada la estructura existente sin afectar sus secciones, propiedades estructurales Fig. 43.

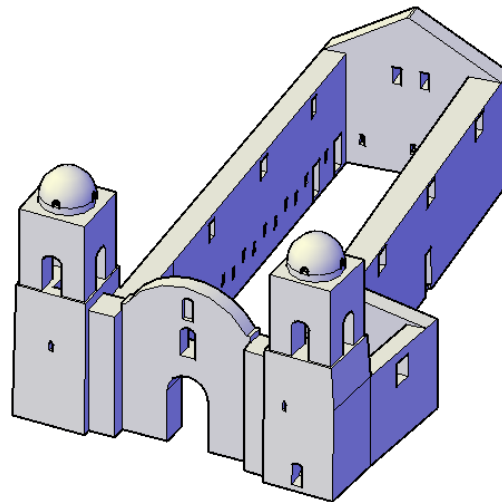


Fig. 43. Geometría de la iglesia San Juan Bautista

La nave de la iglesia tiene una forma trapezoidal Fig. 44, se conforma de 3 muros longitudinales y una portada de entrada, tiene 6 accesos de las cuales 3 entradas que corresponde la época inca se encuentran clausuradas, el restante son de tipo arco y comunican 2 con el exterior (frontal y lateral en el muro sur) y una con la sacristía; en cuanto a las ventanas se debe diferenciar las del tipo Inca y Colonial, las primeras son de forma trapezoidal y se ubican 6 en el muro sur, 5 en lado oeste (clausuradas), de estas 3 están en el muro de piedra y 2 en el muro de adobe inca; en cuanto a las ventanas de la época colonial estas se encuentran a una altura de 6.10 m del piso, tienen forma rectangular 3 de estas se encuentran en el muro Sur y 3 en el muro Norte, el techo está conformado una por una cobertura de aluminio (calamina) a dos aguas apoyada sobre un entramado de cerchas triangulares de madera.

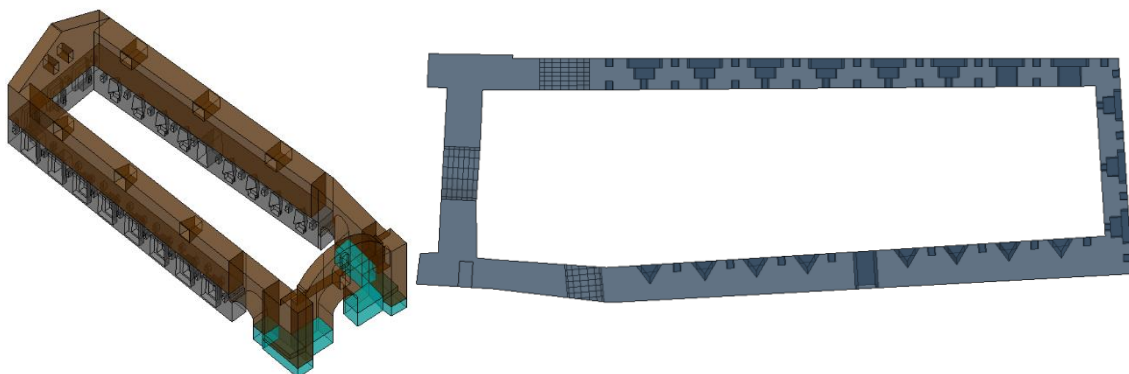


Fig. 44. Nave la iglesia San Juan Bautista

En el muro Norte el del tipo inca esta conformada por 9 filas de bloques de piedra tallada de una altura promedio de 3.30 m y se extiende por una longirud de 27.83m, sobre esta el muro de adobe de la epoca colonial hasta 7.70 m, el muro norte continua por 10 m para fomar el contrafuerte de la entrada principal que en su ultimos 2.15m este se eleva 0.80 m adicionales, todo ello en material de adobe y que se asienta sobre una mamposteria de Roca y tierra. Sobre el muro inca a 13.40m del muro oeste se encuentra entrada tapezoidal sin jambas actualmente clausurada esta no se apoya sobre el suelo en cambio esta elevada por 0.25 m aprox. de tal forma que da la apariencia de haber

sidó cortada directamente sobre el muro de piedra; a 8.0 m del final del contrafuerte se encuentra la entrada tipo arco hacia la sacristia de una ancho de 1.93 m y una altura en su parte central de 3.60 m, además en la campaña experimental se ha encontrado una entrada tipo arco clausurada que une el corredor interior de la torre norte con la nave interior principal por donde se presume se encontraría el acceso a un futuro coro que se encontraría en un segundo nivel sobre la entrada, esta se encuentra a 2.20 del final del contrafuerte tiene un ancho promedio de 0.70 m y una altura en su parte media de 2.30 m.

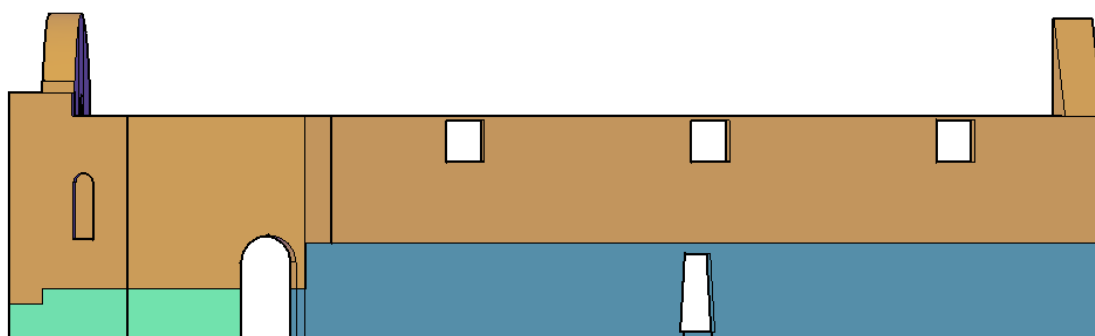


Fig. 45. Vista exterior del muro Norte de la nave principal.

Sobre un segundo nivel a 6.10 m del piso sobre el muro de adobe se encuentra las tres ventanas rectangulares de 1.34 m de lado separadas simetricamente. Debajo de estas ventanas se ha observado unas entradas tipo arco clausuradas con Adobe. Probablemente eran las ventanas construidos inicialmente que fueron clausurados cuando se elevo la cobertura a su posición actual.



Fig. 46. Vista de entrada clausurada en la pared Norte de la iglesia San Juan Bautista.

En el interior del muro Norte de la iglesia yace una de las características que lo hacen única, la presencia de 8 hornacinas con base triangular y de forma trapezoidal de 2.10 m altura formado con bloques tallados de piedra, que se accede a travez de dos

escalinatas lo cual lo hace estar a 0.9 m del nivel del piso. Además se encuentran flanqueados por 10 pequeños nichos de forma trapezoidal a un mismo nivel de 1.80 m cada lado.

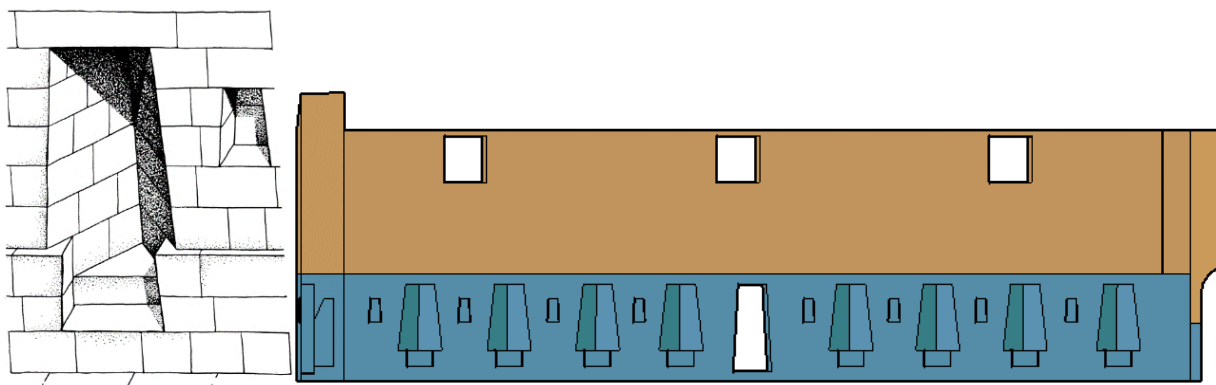


Fig. 47. Detalle de la hornacina típica del templo de Huaytará (Izquierda) y Vista interior del muro Norte de la nave principal (Derecha)

El muro sur de la nave en la iglesia esta conformada en su parte inferior por bloques tallados. Esta es la seccion mas detallada arquitectonicamente, tiene una longitud de 27.82m y una altura de 3.30 m sobre el cual al igual que en el muro norte se completa con una mamposteria de adobe hasta llegar a los 7.70 m. Este muro se amplia por 8.44 m para formar el contrafuerte de la entrada principal conformada por muro de adobe asentada sobre mamposteria de roca y tierra, de manera similar al muro norte en sus ultimos 2.16 m se eleva 0.80 m para fortalecer el contrafuerte. Sobre el muro tipo Inca presenta 2 entradas trapezoidales de una jamba clausuradas a 1.57 y 5.0 m respectivamente del muro Oeste, tiene un ancho en su base de 2.0 m, un altura de 2.30 m y elevada sobre el nivel del piso 0.2 m. Seguidamente se encuentran 6 nichos de doble jamba, el trapecio ultimo tiene un ancho de 1.10 m y una altura de 2.10 m para terminar en ventanas trapezoidales de ancho 0.4 m en su base y .75 de altura, elevado a 1.70 m del suelo, identicas a los nichos mas pequeños igualmente trapezoidales que se encuentran a cada lado de estas ventanas incluido las entradas iniciales sumando un total de nueve, estas estan a 1.80 m sobre el nivel del suelo.

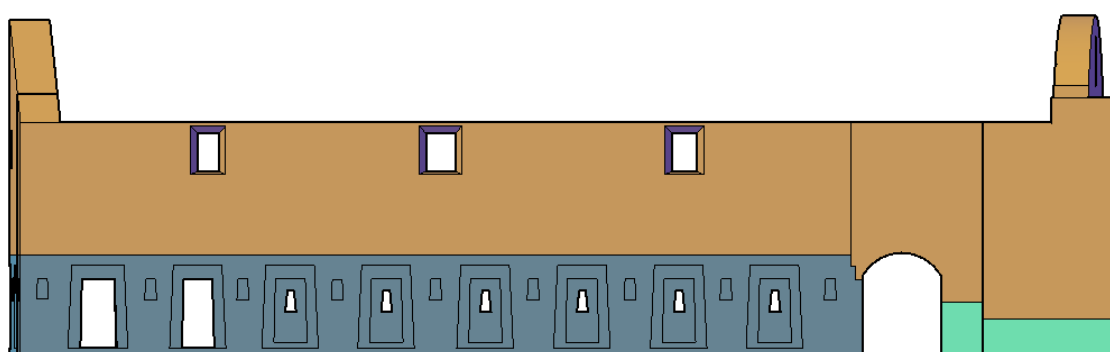


Fig. 48. Vista exterior de muro sur de la iglesia San Juan Bautista.

En un segundo nivel sobre el muro de mamposteria de adobe se encuentran tres ventanas rectangulares de 1.15 m de ancho y 6.0 m sobre el nivel del suelo construidas en la epoca colonial.



En este muro se encuentra también construido una entrada tipo arco que se utiliza hasta la actualidad de 2.65 m de ancho y una altura en su parte central de 3.40 el cual se cierra en la actualidad con una puerta de madera.

En su parte interior además de las ventanas descritas en el párrafo anterior, se encuentran 9 nichos trapezoidales a 1.80m sobre el nivel del suelo, a los costados de estos, dando la apariencia de ventanas colocadas a doble altura e intercaladas.

El muro Oeste tiene una longitud de 11.45 m con un hastial triangular en su parte superior que llega a una hasta una altura de 11 m. Tres tipos de materiales forman este muro oeste Fig. 49, un muro de roca, una mampostería de adobe ambos de la época Inca y sobre esta se encuentra la otra mampostería de adobe de época colonial. El muro tipo inca cuenta a una altura de 0.20 m del nivel del suelo, con 3 nichos a doble jamba el cual termina en ventanas trapezoidales, actualmente están clausuradas, similares a las del muro Sur con un ancho inicial en su base de 1.80 m y 2.75 m de altura, para terminar en una jamba trapezoidal interior de 1.10 m de ancho y 2.10 m de altura, estos están flanqueado por nichos trapezoidales a una altura de 1.80 m por un total de cuatro. Sobre el muro de roca en el de adobe tipo inca se encuentran dos ventanas rectangulares de 0.60 m de ancho por 1.20 m de alto a una altura de 6.20 m del nivel del piso, con dinteles de piedra, en la parte superior del hastial. Sobre estos muros se ha construido en la época colonial elevándose el hastial hasta alcanzar los muros laterales de 7.70 m y una altura intermedia de 11 m.

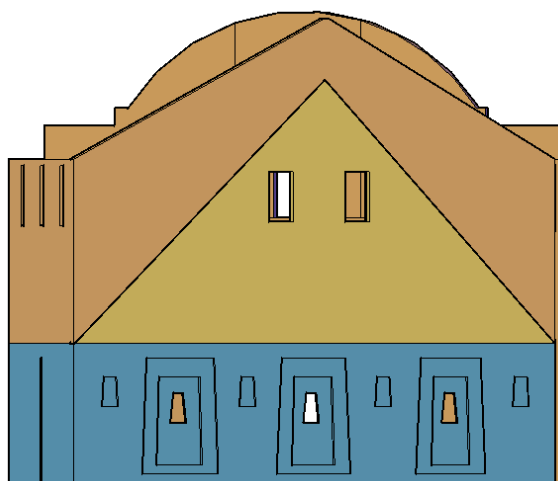


Fig. 49. Vista exterior del Muro Oeste de la iglesia de Huaytará.

En su parte interior se ha cubierto en su totalidad con mampostería de tierra sobre el cual adosado a esta se ha colocado un altar que incluye hornacidas que en la actualidad albergan a las estatuas de algunos santos, Esta estructura al ser de carácter arquitectónico no se ha considerado en la geometría del modelo estructural, se presume al igual que el muro sur es probable que exista nichos trapezoidales a lado de las 3 ventanas, pero al ser el muro revestido en su totalidad no se ha podido comprobar.

En el lado Este de la nave se encuentra la fachada principal Fig. 50, flanqueada por los muros Sur y Norte (contrafuertes). La fachada se encuentra sobre un cimiento de roca y tierra de 1.20 m. Este muro varía en su ancho 1.90 m en su base hasta una altura de 6.30 sobre el nivel del suelo, para continuar con un ancho promedio de 1.12 m, la entrada es de tipo arco con un ancho de 2.80 m y una altura de 5.0 m en su parte intermedia, sobre esta a una altura de 6.30m se encuentra una ventana tipo arco con un

ancho de 1.10 m y una altura de 2.0 m. Finalmente en la misma línea a un nivel de 8.90 m se encuentra un nicho tipo arco de 0.75 m y una altura de 1.60 m. en su parte superior este muro tiene un hastial de media luna que inicia a un nivel de 8.90 m y concluye en una altura de 11.20 m.

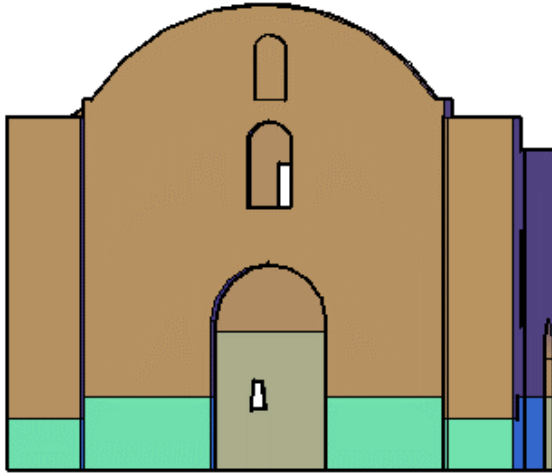


Fig. 50. Vista exterior de la fachada principal Este de la iglesia de Huaytará.

En la fachada de esta entrada principal se ha contruido varios elementos arquitectonicos como columnas circulares, relieves de nichos tipo arco, etc. Estos elementos que no seran considerados en la geometria del modelo estructural, por su parte interior no muestra detalles estruturales significativos salvo las entradas.

Las torres laterales tienen 4 cambios importante de geometria, la base de la torre, las columnas, la torre superior y la cupula, igual tiene 4 tipos de materiales (mamposteria de roca y tierra, adobe, hormigon y mamposteria de ladrillo) un cimiento que va hasta una altura de 1.20 m. que se encarga de emparejar el desnivel del terreno natural que existe en el sitio.

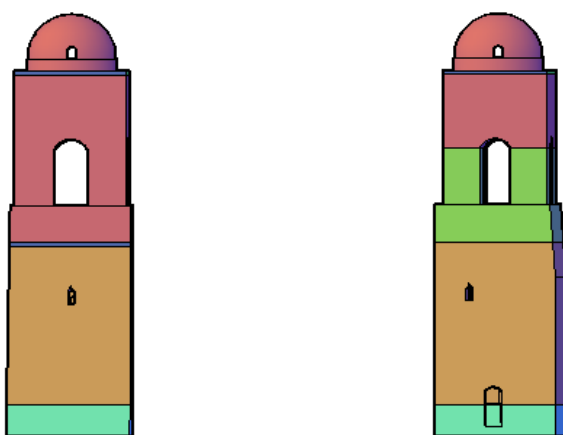


Fig. 51. Vista frontal de las torres laterales de la iglesia San Juan Bautista.

La torre Norte tiene una base de 4.80 m y 4.90 m, la fachada oeste se extiende en forma piramidal por lo que ha simplificado la geometria incrementando la base en esta seccion en un ancho de 0.15 m hasta una altura de 1.20m. Cuenta con una entrada trapezoidal,

actualmente clausurada, al corredor interno por el cual se accede al campanario, tiene un ancho promedio de 0.70 m. Además se tienen accesos adicionales una tipo arco de 1.75 m de altura que comunica con la sacristía y otra que esta clausurada que comunicaría con la nave principal de 2.32 m y un ancho promedio de 0.70 m, el corredor tiene forma de espiral, en el primer tramo tiene forma de 3 arcos a diferente altura, el segundo tramo 2 arcos a diferente nivel, el tercer tramo de 1 arco, los tramos 4,5,6 el corredor tiene sección rectangular de diferentes alturas Fig. 52; a una altura de 5.22 del nivel de piso se encuentra una pequeña ventana con terminación triangular de 0.30 m de ancho, en todo su recorrido el corredor atraviesa tres tipos de materiales (Mampostería de Roca y tierra, Adobe y mampostería de ladrillo).

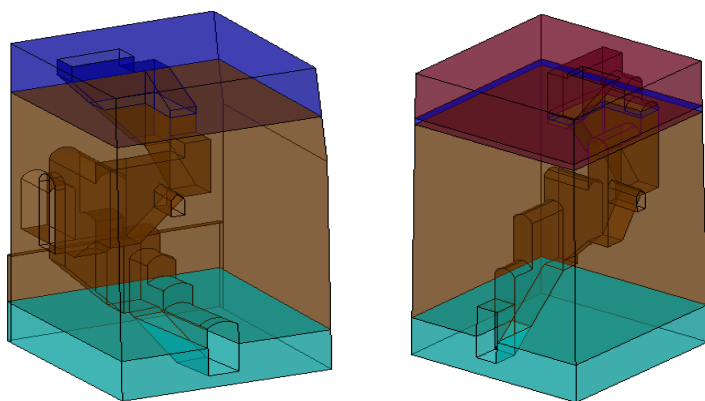


Fig. 52. Vista interior del corredor interno de la torre Norte (Izquierda) y Sur (derecha).

Sobre esta base de la torre se han colocado cuatro columnas huecas de 1.45 m de lado y una altura 2.25m, estas columnas se han unido mediante arcos de 0.40 m de altura, el espesor de las columnas son el ancho del ladrillo de 0.20 m. Sobre estas columnas se encuentra una estructura cubica conformado por mampostería de ladrillo que constituye la parte superior de la torre de una altura de 2.95 m y 4.10 m de lado, en el centro de las columnas esta el acceso central a la cupula y cuatro ventanas de inspeccion de la estructura cubica de 0.75 m de ancho y 0.70 m de altura Fig. 53. Se ha techado esta estructura superior con una losa de hormigon de 15 cm de espesor sobre el cual se ha cosntruido la cupula de mampostería de ladrillo sobre una base de 0.50 m de altura, la cupula tiene una forma esperica sobre el cual se ha colocado cuatro ventanas tipo arco Fig. 53, en la parte mas elevada de la cupula llega a los 16.75 m sobre el nivel del suelo.

La torre Sur es una estructura similar a la torre norte, en su base mide 4.95m a cada lado, su corredor de acceso al campanario 0.70 m de ancho aproximadamente se encuentra a lado Sur de su fachada (clausurado), en su primer tramo tiene 3 de secciones tipo arco, el segundo y tercer tramo una sección típica tipo arco, el cuarto tramo dos secciones típicas tipo arco y finalmente el ultimo tramo de una sección rectangular, la estructura de la base de la torre llega hasta 9.15 m sobre el nivel del suelo y su sección se reduce a 4.75 m a cada lado, sobre esta base de torre se tiene cuatro columnas huecas de 1.50 m de lado de 15 cm de espesor unidas en su parte superior por arcos, sobre esta se encuentran estructuras similares a la torre sur Fig. 53, una estructura superior cubica hueca techada con una losa de hormigon de 0.15 cm de espesor y la cupula esferica con cuatro ventanas tipo arco llegando hasta una altura de 16.75 m en su parte mas alta.

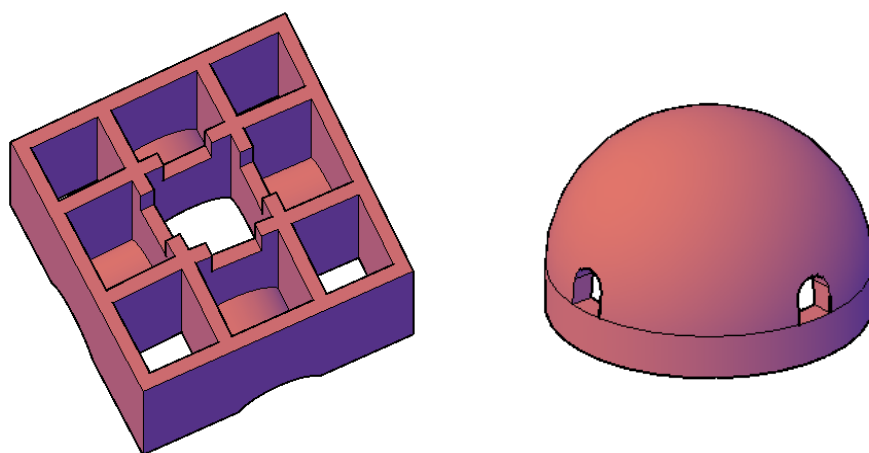


Fig. 53. Estructura superior de la torre (izquierda) y cúpula superior (derecha)

La sacristía se encuentra adyacente a los muros y la torre Norte, sus accesos son desde la nave principal mediante una puerta tipo arco y el corredor interior de la torre norte, que actualmente se utiliza para tocar las campanas. Tiene longitudes de 7.70 m y 5.25 m en su parte exterior, se cimienta sobre una mampostería de piedra desordenada de 1.75m altura, tiene una ventana exterior de 1.35 m de ancho a una altura de 4 m sobre el nivel del suelo. Adyacente a la torre Norte se encuentra unas escaleras que conducen al corredor interior de 1.0 m de ancho conformado por adobe, el descanso de esta escalera que esta a 3.30m del suelo sirve tambien como ingreso a la torre. Su cobertura es a una sola agua teneindo su parte mas alta apoyada en la pared norte de la nave a 7.00 m de altura y la parte mas baja sobre el muro de la sacristia a 6.30 m del nivel del suelo.

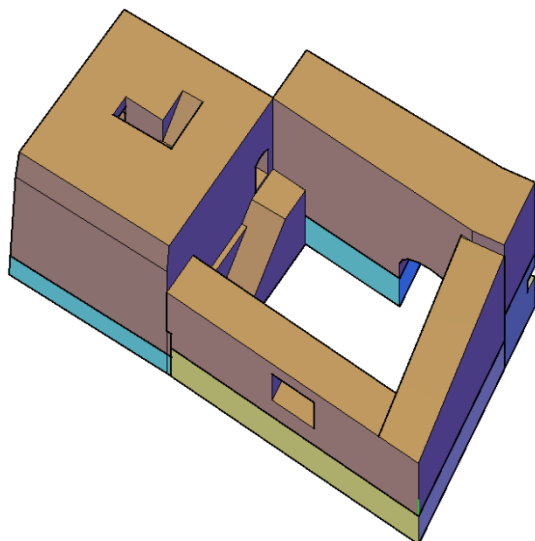


Fig. 54. Detalle de la sacristía de la iglesia San Juan Bautista.

### 5.3 Materiales

En la campaña experimental de octubre del 2019 se ha encontrado 7 tipos de materiales, así como sus variaciones. La mayoría que corresponden a diferentes épocas de construcción de la iglesia en cada época se construida con un determinado material) se muestran en la Fig. 55. En donde se ha seccionado la edificación de la iglesia según el tipo de material, el criterio de clasificación has ido por unidades estructurales, es decir, aunque la mampostería contiene dos tipos de material el ladrillo y el mortero este conforma a una sola unidad estructural.

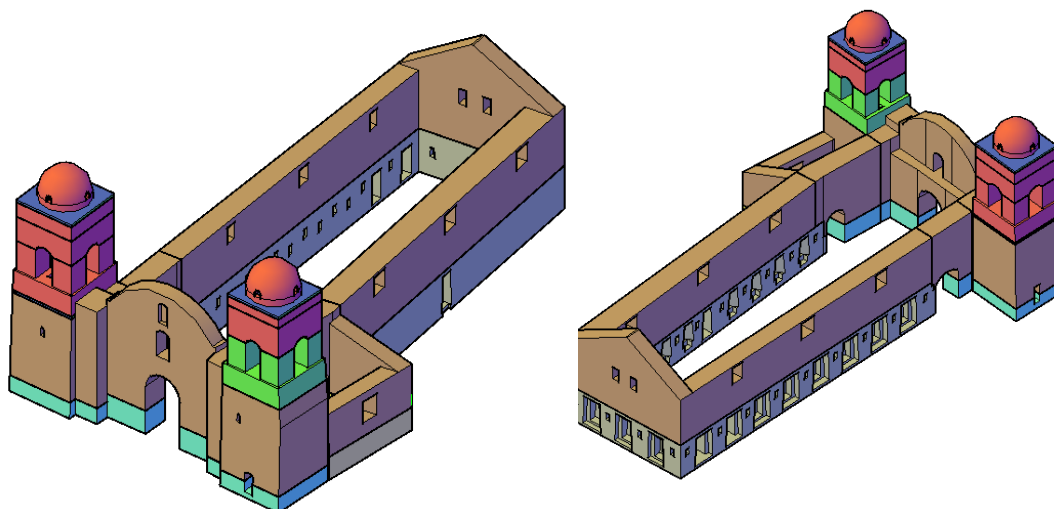


Fig. 55. Delimitación de la estructura de la Iglesia San Juan Bautista por tipo de Material: Gris (Roca), marrón (adobe), amarillo (mampostería de piedra desordenada), verde (mampostería de ladrillo antiguo), Rojo (mampostería de ladrillo reciente y celeste (mampostería de Roca con mortero de Tierra)

#### 5.3.1 Mampostería de ladrillo Antiguo

Este tipo de material se encuentra ubicado en segundo tramo de la torre Norte, identificado con el color verde de la Fig. 55, se caracteriza por ser una mampostería conformada por unidades de ladrillo de 25 x 13 x 5 cm y mortero de cal, estos materiales datan de la década de 1930, sobre esos años no existía un control de la calidad de los materiales y su construcción en obra por lo que se puede suponer que eran artesanales, su procedencia por su cercanía e información oral de los pobladores es la ciudad de Pisco, donde existía hornos de ladrillos de arcilla y canteras de Cal. El transporte de Pisco hacia Huaytará en esos años era accidentado por una vía afirmada el cual sin duda ha desgastado y afectado las propiedades físicas y mecánicas de las unidades de ladrillo.

El mortero no es uniforme, varía de 5 mm a 15 mm presentando partes erosionadas. Se puede observar detalles arquitectónicos elaborados de ladrillo, estos no se han incluido en su caracterización.



Fig. 56. Mampostería de ladrillo antiguo

### 5.3.2 Mampostería de ladrillo Contemporáneo

Este material abarca a las dos reconstrucciones que se realizaron a finales de la década de 1990 y la del 2009. Esta mampostería está conformada por unidades de ladrillos cocidos de forma artesanal en los hornos cercanos a la ciudad de Pisco y mortero de Arena y Cemento.

La unidad de ladrillo tiene por dimensiones  $0.21 \times 0.12 \times 0.086$  m, encontrándose variaciones de hasta 0.5 cm en sus unidades. Los espesores del mortero de cemento y arena muy variables encontrándose incluso en algunos sectores la inexistencia de estos en las juntas, lo cual prueba su baja calidad al momento de su construcción. La zonificación está indicada en Fig. 57, con el color Rojo.



Fig. 57. Mampostería contemporánea de ladrillo artesanal y mortero de cemento - Arena.

### 5.3.3 Mampostería tipo Inca de roca

Esta mampostería está conformada por bloques de roca tallada con junta seca. Sus bordes tienen rebajes en los bordes el cual resalta las uniones con otras rocas, su

ubicación en la estructura se puede observar en la Fig. 55. No se ha encontrado diferencia de texturas o tipos de roca a lo largo de toda la estructura.

La cantera de donde proceden las rocas utilizadas para construir los muros del antiguo templo inca, se encuentra a 25 Km sobre las montañas adyacente al centro arqueológico de IncaHuasi. Esta cantera se muestra en la Fig. 58.



*Fig. 58. Cantera de Incahuasi, lugar de donde proceden las Rocas de templo de Huaytará y ruta del antiguo camino inca Ushkush Inkañan, desde cantera a su construcción.*

Los muros de esta mampostería de roca están finamente labrados. Los bloques tienen formas cúbicas de altura constante a lo largo de todo el muro. Además, se aprecia que los bloques van aumentando su tamaño según la altura, las juntas verticales son cortadas por cada hilera dando más consistencia al muro. Los bloques exteriores del muro norte tienden a ser uniformes. Además, se aprecia que cada cierto tramo en una misma hilera se coloca un bloque más pequeño que se ha colocado tratando de mantener un solo plano cortado solo por la entrada trapezoidal. En los lados Sur y Oeste los bloques van incrementando su tamaño a medida que se va subiendo en las hiladas de bloques, pero no su altura que se mantiene constante, esto debido a la presencia de jambas y ventanas pequeñas trapezoidales, cuyos vanos se cubren con una sola roca.



Fig. 59. Forma de acomodo de las mamposterías exteriores (arriba) e interiores (abajo)

En cuanto a las características de los muros interiores, las del lado Sur y Oeste se mantiene en un solo plano, cortados solo por la presencia de las ventanas trapezoidales mientras que en lado Norte debido a la presencia de Jambas las rocas varían de dimensiones acomodándose a la geometría que existente.

#### 5.3.4 Adobe

En la campaña experimental se ha encontrado dos tipo de adobes, la primera que data desde la epoca Incaica (hastial posterior) y la segunda de la etapa colonial Fig. 40, sin embargo con fines del analisis de este estudio se considerara equivalentes Fig. 55, estos adobes son de dimenciones aproximadas de 0.50 x 0.30 x 0.15, estaban unidas con mortero de tierra variable que va desde 10 a 20 mm.

La colocacion de estos muros era de forma intercalada, es dcir la primer fila se colocaba en la longitu mas larga y la siguiente ortogonal a la anterior, siguiendo esta metodologia a lo largo y ancho de los muros.





Fig. 60. Muros de adobe, sobre la sacristía Norte (derecha) y sobre el muro del lado Sur (izquierda)

No se ha logrado apreciar cambios significativos en cuanto a textura o dimensiones del adobe a lo largo de la estructura por el que se puede asumir que los bloques de adobe se ha elaborado con un material de similares características

### 5.3.5 Mampostería de Roca tipo colonial

La construcción de este tipo de mampostería es antigua (Siglo XVI) se puede encontrar en las estructuras coloniales “nuevas” ( torres laterales, entrada principal y contrafuertes), esta conformadas por rocas de diferente tamaño de 10 a 100 cm ( muchas de estas rocas procedencia del muro inca destruido y otros), colocadas de forma algo ordenada unidos con mortero de tierra, la calidad de colocacion de las rocas varia entre la fachada de las torres y la parte posterior Fig. 61.



Fig. 61. Mampostería de roca en la parte frontal y posterior de las torres laterales

### 5.3.6 Mampostería Piedra desordenada

Esta mampostería se encuentra debajo de los muros de la actual sacristía, sirven como cimentación y nivelan el terreno, se componen de rocas de diferente tamaño, por su textura y forma no provienen del muro inca ni han sido tallados, sino por el contrario se ha recogido de los alrededores del sitio arqueológico, están unidas con mortero de tierra de espesor variable que en algunos lugares es insignificante.



Fig. 62. Mampostería de piedra desordenada, en el lado exterior de lado Norte de la Iglesia San Juan Bautista

### 5.3.7 Hormigón

A partir de la últimas reformas de la década del 1990 se inició la colocación de hormigón en la estructura tanto como losas en los techos de ambas torres y en la unión entre la primera parte de la torre Sur construida de adobe y el segundo tramo de mampostería de ladrillo. Este último sirvió además como un solado sobre el que se asentaron los ladrillos. No se han encontrados planos ni detalles de su elaboración, pero por recopilaciones orales a los pobladores de los alrededores. Su composición es de cemento y agregado granular pobremente gradado.



Fig. 63. Losa de Hormigón en la torre lateral Sur(izquierda) y en la base de la cúpula (derecha)

### 5.3.8 Techo

El techo de la iglesia es a doble agua típica de las regiones lluviosas de la sierra y selva de Perú, de un solo hastial. Está conformado por una cercha simple transversales de cuartones de madera distribuidos uniformemente a lo largo de la nave principal y listones longitudinales donde se apoya las planchas de Zinc-Aluminio (calaminas) unidas mediante clavos, que cubre todo el techo Fig. 64.



Fig. 64. vista interior de la cobertura de la Iglesia San Juan Bautista.

### 5.4 Morfología

En esta etapa se realizará la caracterización y descripción de los miembros estructurales e identificación de conexiones en detalle.

#### **Miembros estructurales**

La cobertura de la nave de la iglesia de San Juan Bautista es ligera, está conformada por planchas de aluminio y armaduras de madera (cerchas triangulares y correas), estas últimas se encargan de transmitir las cargas a los muros longitudinales de adobe, si bien es cierto existen correas que se apoyan en el ábside y la fachada estas son pequeñas comparadas con la que transmiten las cerchas, estas no serán consideradas en el modelo numérico.

Los muros de adobe de la nave se apoyan y transmiten su carga en el muro de Roca tallada Inca y estas a su vez transmiten las cargas al terreno de fundación Fig. 65. Además, en los muros laterales existe entradas en forma de arco, en el lado Sur un ingreso desde el patio exterior y en lado Norte el ingreso a la sacristía, estos arcos de mampostería de adobe transmiten las cargas que se aplican sobre ellas a la cimentación.

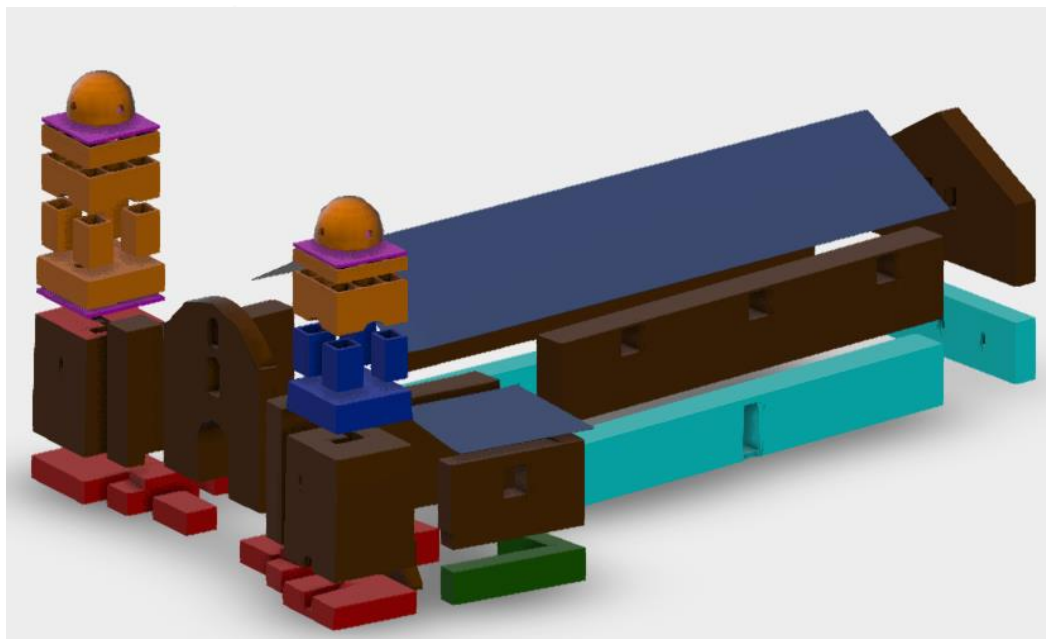


Fig. 65. Descomposició de los elementos estructurales de la Iglesia San Juan Bautista

En la parte frontal de la nave sus elementos estructurales se componen de un muro de Adobe que se apoya sobre un cimiento de roca con tierra y esta a su vez al terreno, en la fachada se encuentra la entrada principal tipo arco, sobre esta la ventana y un nicho tipo arco.

En cuanto a la sacristía, la cobertura de apoya sobre vigas que se poya sobre las paredes frontal la sacristía de y lateral de la nave, estos muros de adobe transmiten su carga y se apoya sobre un cimiento de piedra desordenada y finalmente transmite su carga al terreno de fundación Fig. 65.

Los elementos estructurales de las torres varían ligeramente entre la Norte y Sur, parte desde una cúpula conformada de mampostería de ladrillo que se apoya sobre una losa de hormigón, esta tramite su carga sobre la sección superior de la torre y esta sobre cuatro columnas huecas. La base de la torre sobre la que se apoya las columnas en la torre Norte y Sur pasan por capas de mampostería de ladrillo, hormigón (Torre Sur) y adobe; se apoyan sobre un cimiento de roca y tierra para finalmente transmitir sus cargas al terreno Fig. 65.

#### **Conexiones:**

##### ***Mampostería de ladrillo Antiguo***

La mampostería de ladrillo esta Antiguo está compuesta por hiladas de ladrillo y cal intercaladas. Para los cambios de dirección se enlazan de manera dentada con el muro anterior como se muestra en la Fig. 66. En cuanto a la colocación de la mampostería de ladrillo al interior que se encuentra dentro de los muros perimetrales se presume que sean paralelas a estas.

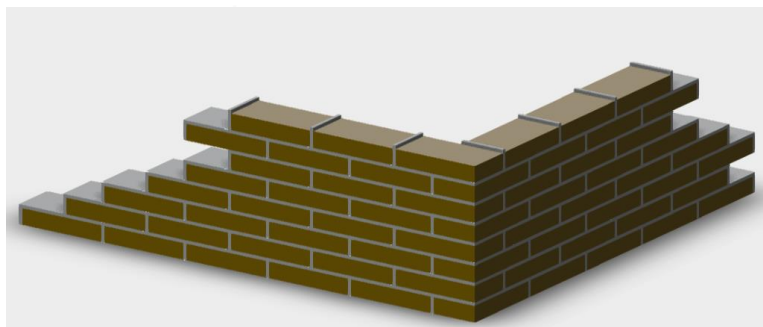


Fig. 66. Detalle de construcción del muro de mampostería de ladrillo Antiguo.

### **Mampostería de ladrillo Contemporáneo**

Este tipo de mampostería está conformado por unas unidades más pequeñas que la anterior (0.21 x 0.12 x 0.086 m), se ha notado que en las columnas de la torre y las paredes exteriores e interiores de la torre superior se conforma de hiladas compuestas ortogonales entre sí, es así que para completar el ancho del muro cuando se coloca las unidades de ladrillo en su lado más largo, se debe completar con otra unidad paralela a ella a fin de alcanzar el ancho de las hiladas superior e inferior Fig. 67.

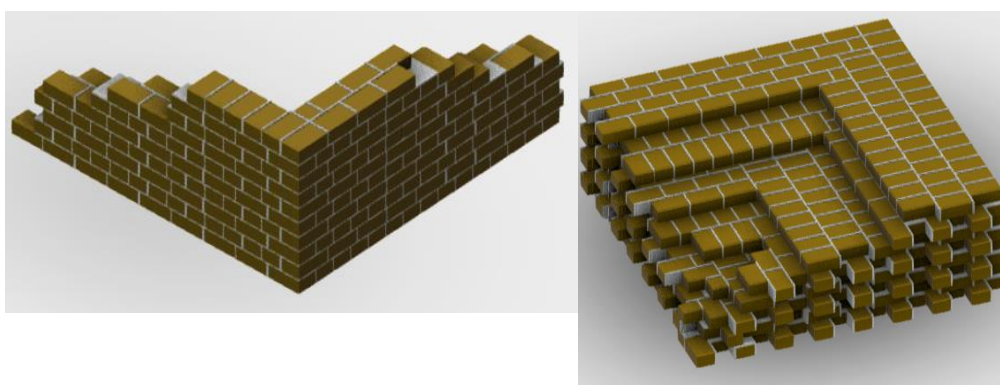


Fig. 67. Detalle de construcción del muro de mampostería de ladrillo Contemporáneo. En las columnas y torre superior (izquierda) y base de la torre (derecha).

Existe estructuras tipo arco realizadas con este material en las uniones de las columnas con la parte superior de la torre en la Torre Sur, esta está conformadas por unidades de ladrillo en su lado más corto con el cual forman el arco, para cubrir el ancho de todo el arco las unidades de ladrillo están conformadas de manera similar a una mampostería con filas de ladrillos intercaladas Fig. 68.



Fig. 68. Morfología del arco de ladrillo contemporáneo, en la columna y parte superior de la torre Sur (izquierda), en la cúpula de las torres Norte y Sur (derecha).

En el caso de los arcos de la cúpula está conformado por unidades de ladrillo intercalados hasta un ancho de 0.20 m.

### **Mampostería tipo Inca de roca**

Esta mampostería es de junta seca con unidades de roca de diferentes tamaños de forma intercalada con presumiblemente 3 unidades paralelas e intercaladas por cada fila, cada bloque se ha tallado de forma que encaja perfectamente con los otros bloques adyacentes. Los dinteles de las entradas están conformados de un solo bloque de roca que descansa en las jambas pero que no cubre todo el ancho del muro, así como de los nichos trapezoidales.

La primera fila está conformada por unidades de roca de menor altura, que funciona como una cimentación superficial.

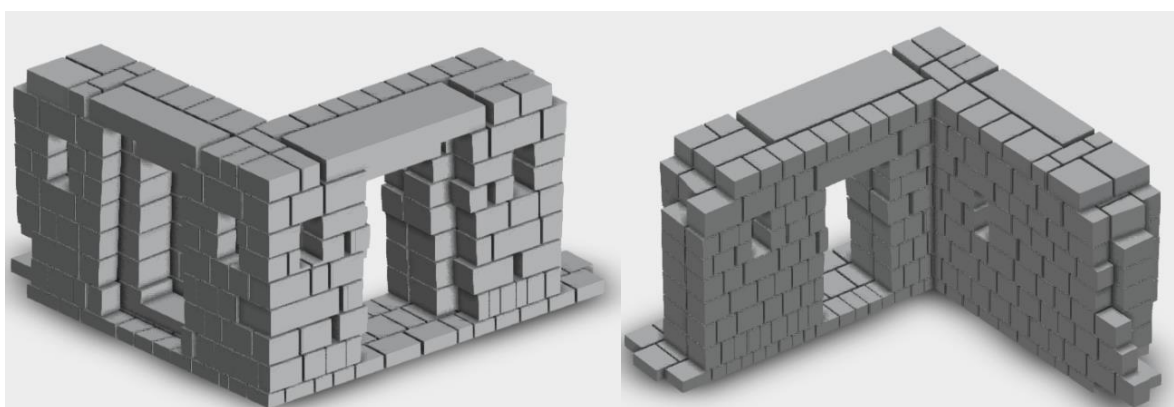


Fig. 69. Morfología de la mampostería tipo inca en la esquina Sur-Oeste de la iglesia.

### **Adobe**

La mampostería de adobe se encuentra sobre la de mampostería tipo Inca y cubren todo el ancho con unidades de 0.50 x 0.30 x 0.15 m, esto se ha logrado con filas paralelas intercaladas con juntas hasta de 2 cm, las filas siguientes

superiores e inferiores son ortogonales, esto se repite a lo largo de todas las longitudes de las paredes Fig. 70.

Esto forma de construcción repite dentro en las torres laterales Norte, Sur

y que se apoya sobre la mampostería de roca, en ese caso las filas se repiten en toda el área de la torre son ortogonales entre sus lados y en sus filas superiores, de formar similar a la Fig. 67 (derecha).

La fachada por su parte al ser de una línea tiene se componen de una fila y ortogonales en las siguientes superiores e interiores.

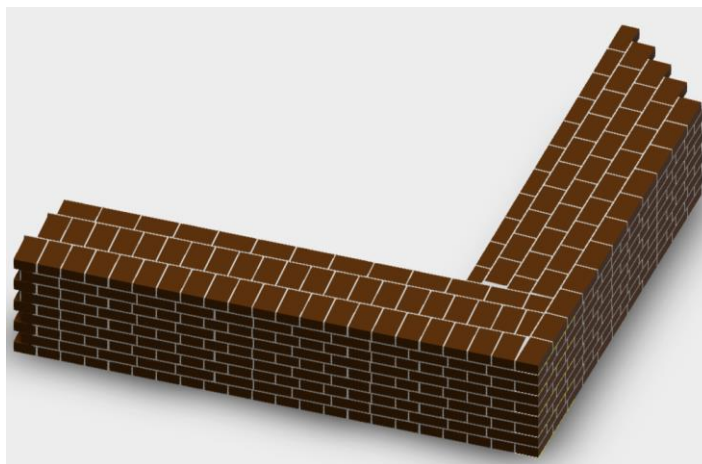


Fig. 70. Morfología de la mampostería tipo adobe en la esquina Sur-Oeste de la iglesia.

Un caso particular significativo a la construcción de arcos con este tipo de material, que se encuentra en la fachada, es el pasaje interior hacia la torre y la entrada lateral hacia la nave, ambas están conformado por adobes dispuestos por su lado más corto hasta cubrir el arco, como estos están limitados por el largo del adobe (50cm) para completar el ancho de la entrada tipo arco se completan con arcos de similar configuración que la primera de tal forma que se colocan los adobes uno detrás de otro Fig. 71. Se ha encontrado una forma adicional de construcción de arco, pero estos se encuentran clausurados para estos se ha utilizado el lado más pequeño (15 cm) para formar el arco Fig. 46.



Fig. 71. Morfología de las entradas tipo arco construidas con unidades de adobe.

### ***Mampostería de Roca tipo colonial***

Esta mampostería está conformada por rocas resultante de la fachada (Este) destruida y barro, están se ha colocados de tal forma que cubren todo el ancho de las paredes. Su construcción se ha realizado imitando la forma intercalada de las filas característico de las mamposterías Fig. 72.



Fig. 72. Morfología de a mampostería de Roca y barro, en la fachada de la nave(izquierda) y el muro norte de la nave (derecha).

### ***Mampostería Piedra desordenada***

Mampostería de piedra de diferentes tamaños unidos por unas capas delgadas de barro, no existe un patrón en su construcción, se mezcla diferentes tamaños de rocas y se utiliza las más pequeñas para rellenar los espacios vacíos, pero siempre cubiertas por una capa de barro Fig. 73.





Fig. 73. Morfología de la piedra desordenada, cimentación de la sacristía.

### **Interfaces entre diferentes materiales:**

Se puede diferenciar dos tipos de interfaces en la estructura, la que se encuentran entre los materiales superpuestos y los que separan entre las estructuras de la nave, las torres y la sacristía.

En la Nave, las interfaces de superposición es el que se encuentra sus muros, entre la mampostería de Roca y adobe, las cargas se transmiten de un material a otro no existe excentricidad. En el ábside posterior se encuentra una interfaz entre los muros de la época Inca y colonial. En el caso de la fachada principal y la parte inicial de la nave se encuentra la interface entre los muros de adobe y la mampostería de Roca. En el caso de interfaces que adosan otras estructuras a la Nave, se encuentran las de las torres laterales, la de la sacristía y la escalera de acceso a la torre Norte.

En el caso de sacristía las interfaces por superposición se encuentran entre el cimiento de piedra desordenada y muro de adobe, se encuentra interface en las estructuras adosadas a los muros de la nave, a la torre Norte.

En el caso de las interfaces de superposición de las torres Norte y Sur son similares la primera entre la mampostería de roca y adobe, la segunda entre adobe y muro de mampostería de ladrillo, en el caso de la Torre Sur, una interface intermedia entre el adobe - Hormigón y Hormigón - mampostería de ladrillo, la tercera interface entre las columnas de la torre con la parte inferior de la torre, la cuarta interface presente solo en la Torre Norte entre la mampostería antigua con la contemporánea a la altura del final de las columnas, la quinta interface entre la parte superior de la torre con la losa de hormigón y la sexta y última interface entre la losa de hormigón con la cúpula de mampostería de ladrillo.

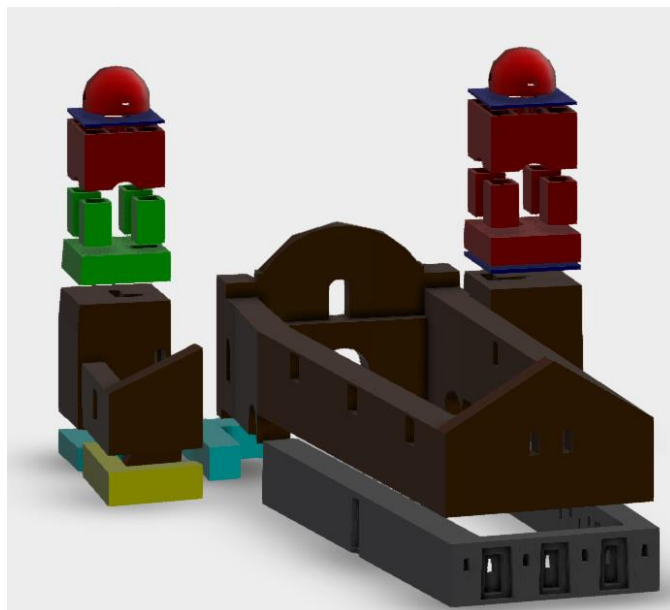


Fig. 74. Descomposició de les estructures de la iglesia San Juan Bautista, donde se puede observar las interfaces que existen por superposición y la interface de estructuras adosadas.

## 5.5 Acciones

Se ha recopilado las acciones a las que se encuentra y ha estado sometido la iglesia San Juan Bautista al largo de su vida (construcción, utilización, mantenimiento, etc.), “una acción se define como cualquier agente (fuerzas, deformaciones, etc.) que produce esfuerzos y tensiones en la estructura o cualquier fenómeno (químico, biológico, etc.) que afecta los materiales, normalmente reduciendo su resistencia” (ICOMOS, 2004) los cuales producen deterioro a los edificios históricos.

En el caso del sitio de estudio, Huaytará -Perú, existe normativa E.020 (Ministerio de vivienda, 2019) Acciones del reglamento Nacional de Edificaciones los cuales divide en Cargas Muertas y Vivas los cuales se complementarán a las indicadas en las normativas del Eurocódigo 1, Acciones en estructuras y las recomendaciones ICOMOS para la definición de las acciones que se aplican al edificio Histórico de Huaytará.

### 5.5.1 Acciones Mecánicas

#### a) Acciones estáticas

##### **Acciones directas**

Estas acciones se definen como las cargas por gravedad que se aplica en la estructura, se clasifica en cargas muertas y vivas.

Para el caso de edificios históricos, se recomienda que en casos de cargas vivas edificio histórico se conviertan en masa de los elementos mediante ajustes a la densidad del material (P. B. Lourenço & Pereira, 2020) por lo que se ha considerado densidades para cada uno de los 7 materiales predefinidos en la etapa de inspección y elegidos en base a la bibliografía técnica y



estudios antiguos resumiéndose en Tabla 2, el peso total de la estructura sin considerar la cobertura resulta un peso total de 3,397.05 Toneladas.

Tabla 2. Densidad de los 7 tipos de materiales presentes en la Iglesia San Juan Bautista

Ítem	Material	Densidad (Kg/m <sup>3</sup> )
1	Mampostería de Ladrillo Antiguo	1,800.00
2	Mampostería de Ladrillo contemporáneo	1,800.00
3	Mampostería de Adobe	2,000.00
4	Mampostería de Roca tipo Inca	2,290.00
5	Mampostería de Roca tipo colonial	2,140.00
6	Mampostería Piedra desordenada	1,900.00
7	Hormigón C12	2,350.00

Por otra parte, para la carga de la cobertura se considerar un peso unitario por área de 100 Kg/m<sup>2</sup>, esta carga se distribuirá en los muros longitudinales de la nave (650 kg/m<sup>2</sup>) donde se apoyan las cerchas de madera como una carga distribuida y uniforme. De la misma forma en la sacristía se ha distribuido las cargas en los muros (250 kg/m<sup>2</sup>) donde se apoya las vigas de troncos de la cobertura de la sacristía.

### Acciones Indirectas

En estas acciones agrupan a las deformaciones ocasionadas en los bordes de la estructura que pueden variar de manera continua o cíclica, sus efectos se ven plasmado en el mapeo de daños y alteraciones de la sección 5.6.

La estructura del edificio Histórico se ha construido sobre una plataforma y relleno habilitado en la época Incaica (1495), este relleno se considera que ya se encuentra consolidado por el paso de los años, sin embargo la presencia de una fuente de agua cercana (baño o centro ceremonial) y el paso de un canal de adyacente al muro Oeste, el tipo de suelo (arcilloso) son factores que contribuyen al desarrollo de asentamientos Fig. 75, cuya investigación no es parte del presente estudio.



Fig. 75. Plataforma de relleno (izquierda) y canal de agua que pasa por la parte posterior de la iglesia San Juan Bautista.

### Viento

El viento está definido por la norma normativa E.020 Acciones del reglamento Nacional de Edificaciones, en el Artículo 12. Depende de la Velocidad de diseño de acuerdo a la Ecuación 1.  $V$  corresponde a una velocidad de diseño hasta 10 m de altura en Km/h, para un periodo de retorno de 50 años, el cual se obtiene del mapa Eólico del Perú; para el caso del sitio del edificio Histórico le corresponde una velocidad de 65 Km/h. la altura de la nave (7.70m) le corresponde a 61.37 Km/h.

$$V_h = V \left( \frac{h}{10} \right)^{0.22}$$

Ecuación 1. Fórmula para determinar la velocidad de diseño en la altura  $h$  (Km/h).

De acuerdo a la tabla 4 de la norma E.020 los factores  $C$  que corresponde son para la cobertura (0.7), para las superficies verticales del edificio (0.8) y para las torres (2), estos dan como resultados luego de aplicar la formula Ecuación 2, 13.18 Kgf/m<sup>2</sup> (coberturas), 15.06 Kgf/m<sup>2</sup> (pared del edificio) y 37.66 Kgf/m<sup>2</sup> (Torres).

$$P_h = 0.005CV_h^{0.22}$$

Ecuación 2. Fórmula para determinar la presión o succión del viento (kgf/m<sup>2</sup>).

### Restauraciones y alteraciones

El edificio Histórico se ha venido modificando a lo largo de su historia desde su estructura original (época Inca) hasta la actualidad que se detallan en la sección 5.1, en estas modificaciones no se han realizado con criterios técnicos, en la conquista se priorizo la construcción sobre la estructura Inca, esta fue apresurada prevaleciendo los criterios con fines políticos y religiosos para el cual se destruyendo el muro Este con el fin de adecuar la entrada y edificar en este sector las torres de la nave. A esto se ha sucedido las reconstrucciones de los años 1930 y 1990 donde se han añadido elementos adicionales sobre las torres con mampostería de ladrillo sin reforzar las bases de estos y por último en el año 2009 se reconstruyo la parte superior de la torre Norte de una forma artesanal imitando lo



construido en la torre Sur, tal es así que hasta la fecha permanecen los encofrados utilizados para la losa y cúpula.

A estas se suma la demolición de la sacristía inicial construida adosada al muro Sur, dejando al descubierto la excavación que se ha realizado en el muro de adobe con el fin de colocar la antigua cobertura. Además, se ha evidenciado la existencia de perforaciones circulares en la pared Este (45 cm) y 3 perforaciones en el muro Sur (25 cm) Fig. 76, en el caso del muro Este se ha rellenado con material arcilloso. En los muros Norte se muestra dos ventanas tipo arco y una en el muro Sur que fueron clausurados posteriormente con adobe de ancho de 0.60 m que se encuentran sobre la mampostería de roca tipo Inca. En cuanto a las reparaciones se realizaron sobre el muro lateral Sur de la nave en la parte superior y en la reparación reciente del muro Este de la sacristía, un hecho particular se muestra en la entrada lateral tipo arco a la nave que ha sido reforzado por ladrillos de mampostería antigua, todas estas reparaciones y alteraciones se muestran en la Fig. 76.

Además se presentan alteraciones por erosivo en la pared posterior de la nave tanto en el muro de Roca tipo Inca y el muro de adobe sobre este. Fig. 77, así mismo producto de la humedad y acciones antropogénicas se han descolocado varias Rocas de la base del muro de piedra tipo roca Fig. 78



Fig. 76. Alteraciones que se han realizado en la mampostería de la nave de la iglesia, a) excavación horizontal sobre le muro de adobe, b) y c) excavación circular sobre el muro Sur de adobe y la fachada posterior (oeste), d) clausura de las entradas tipo arco e el muro de adobe Norte e) Reparacion de la seccion superior de la entrada lateral a la nave con mamaposteria de ladrillo y cal, f) reparacion en el muro oeste de la sacristia.



Fig. 77. Daños por erosión en las paredes de Adobe y Muro de Roca tipo Inca



*Fig. 78. Rocas descolocadas en la primera fila del muro tipo Inca por acción del Agua*

Cabe añadir además que se ha clausurado con adobes las entradas a las naves en la mampostería de Roca, así como todas las ventanas trapezoidales en el muro Este donde se ubica el altar en el interior de la iglesia.

Una modificación importante que se ha realizado es el acceso que se ha habilitado entre la nueva sacristía y el corredor interior de la torre Norte. Para ello se ha abierto una entrada en forma tipo arco de un ancho promedio de 70 cm Fig. 79.



*Fig. 79. Apertura realizada en la torre norte en forma de arco para la comunicar entre la sacristía a el corredor interno de la torre.*

## b) Acciones Dinámicas

En estas se agrupan las acciones que transmiten aceleraciones a la estructura del edificio histórico del cual destaca los terremotos, por lo cual se va hacer una revisión histórica de los sismos que pueden haber afectado al sitio en estudio.

El primer sismo del que se tiene referencia mediante crónicas es el del año 1470 durante el reinado del Inca Tupac Yupanqui (1471-1493) en las regiones de Cusco y Arequipa “un terremoto destruyo el primitivo asiento de la ciudad de Arequipa en que perecieron todos sus habitantes y hubo erupción del volcán Misti”(Seiner Llzárraga, 2009). De una intensidad de VIII en la escala Modificada de Mercalli (Oficina de Estadística y Telemática del INDECI, 2006), este sismo coincide con la etapas finales de construcción del Templo de Huaytará porque lo que los daños ocasionados si es que hubiera se habría corregido en su construcción y temprano funcionamiento.

Es oportuno señalar que los incas debieron considerar el efecto de los sismos (aun cuando lo consideraban como una Deidad o una manifestación de esta) en sus construcciones por sus recurrencias en constantes en el territorio del Tawantisuyo (Peru, Ecuador, Chile, Bolivia y Argentina) es por ello que resalta en las estructuras Incas las bases rígidas, el Templo de Huaytará no es la excepción.

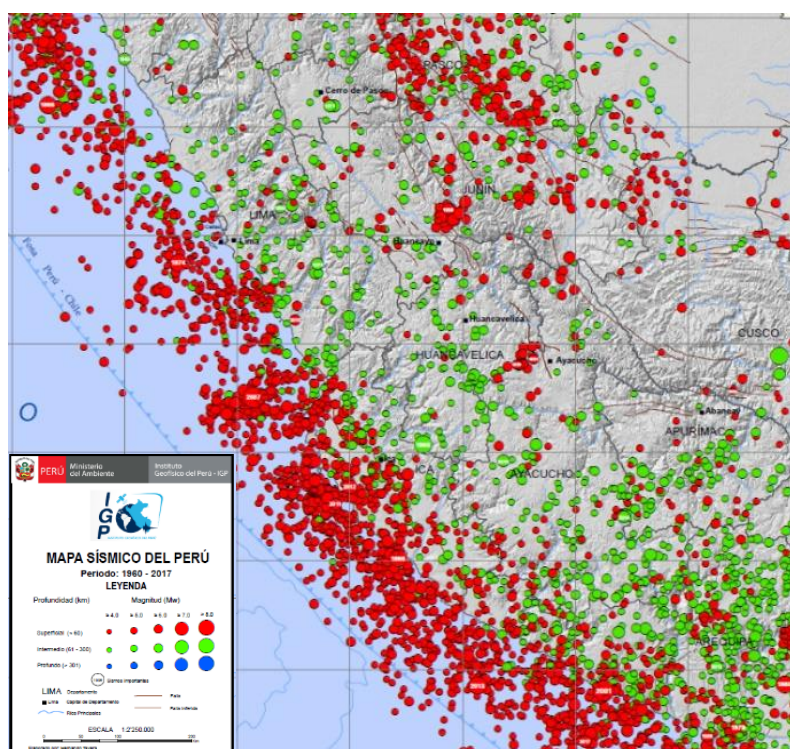


Fig. 80. Sección del Mapa sísmico del Perú cercana al sitio Histórico que va del 1960 -2007

### 5.5.2 Acciones químicas, físicas y biológicas

Estas acciones actúan sobre los materiales cambiando sus propiedades, en particular su resistencia provocando su deterioro (ICOMOS, 2004). Estas acciones actúan a lo largo del tiempo a menudo se aceleran por la



presencia de agua, variaciones de temperatura, las condiciones micro - climáticas, y factores biológicos.

### **Erosiones**

Los factores ambientales como el cambio de temperatura, el viento, heladas, etc, producen erosiones a los materiales al largo de la vida útil del edificio histórico. Se puede notar que la esquina entre los muros Sur y Oeste presenta una erosión del muro de mampostería de Roca tipo Inca. Esta esquina coincide con la parte alta del cerro por donde las corrientes de aire son más intensas. También se puede apreciar daños por las acciones de erosiones en los muros de adobe del ábside y la parte posterior de la nave de la iglesia San Juan Bautista Fig. 77

### **Incendios**

La iglesia san Juan Bautista ha sufrido hasta 3 incendios en 1914, 1984 o 1900 y 1938, siendo este último el más desastroso el cual arrasó con los revestimientos de madera que se encontraban sobre los muros interiores de la nave cuyas huellas aún se observan hasta la actualidad.



*Fig. 81. Huellas de los incendios en el muro interior Sur de la nave (izquierda) y huellas del incendio de las jambas en el muro exterior Sur.*

### **Cambios de temperatura**

La zona del estudio se encuentra en una región templada de los andes del Perú a 2720 msnm las temperaturas registradas en la estación cercana al sitio del edificio histórico del SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú) tiene como mínimo histórico registrado de  $-4\text{ C}^{\circ}$  y una temperatura máxima histórica de  $21.2\text{ C}^{\circ}$ , el cual represente una gradiente de temperatura de  $25.2$  Fig. 82.

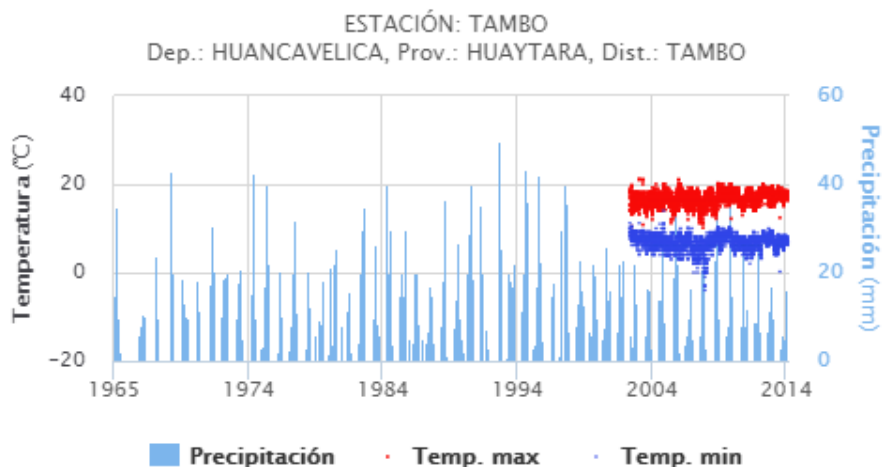


Fig. 82. Datos históricos de la estación más cercana al sitio histórico (SENAMHI)

### Acciones de Agua

Estas acciones han causado deterioro en la parte de contacto con el suelo y la estructura del muro tipo Inca lo cual ha provocado que las piedras acomodadas de la primera fila de las hornacinas se descoloquen y dejen de ser parte de la estructura Fig. 78

## 5.6 Daños y Alteraciones

Esta sección contiene el resultado de las inspecciones visuales del estado actual del edificio histórico en el que se identificaron daños, deformaciones, irregularidades, agrietamiento de material, erosiones, vegetación, etc. resultando en un mapa de daños Fig. 83 y Fig. 84.

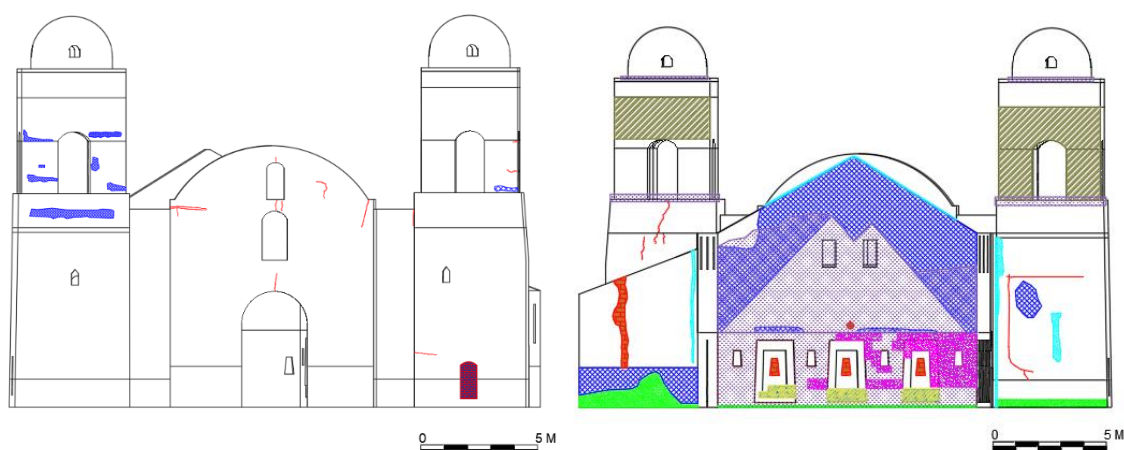


Fig. 83. Mapa de daños del edificio histórico desde la vista Este (izquierda) y Oeste (derecha).

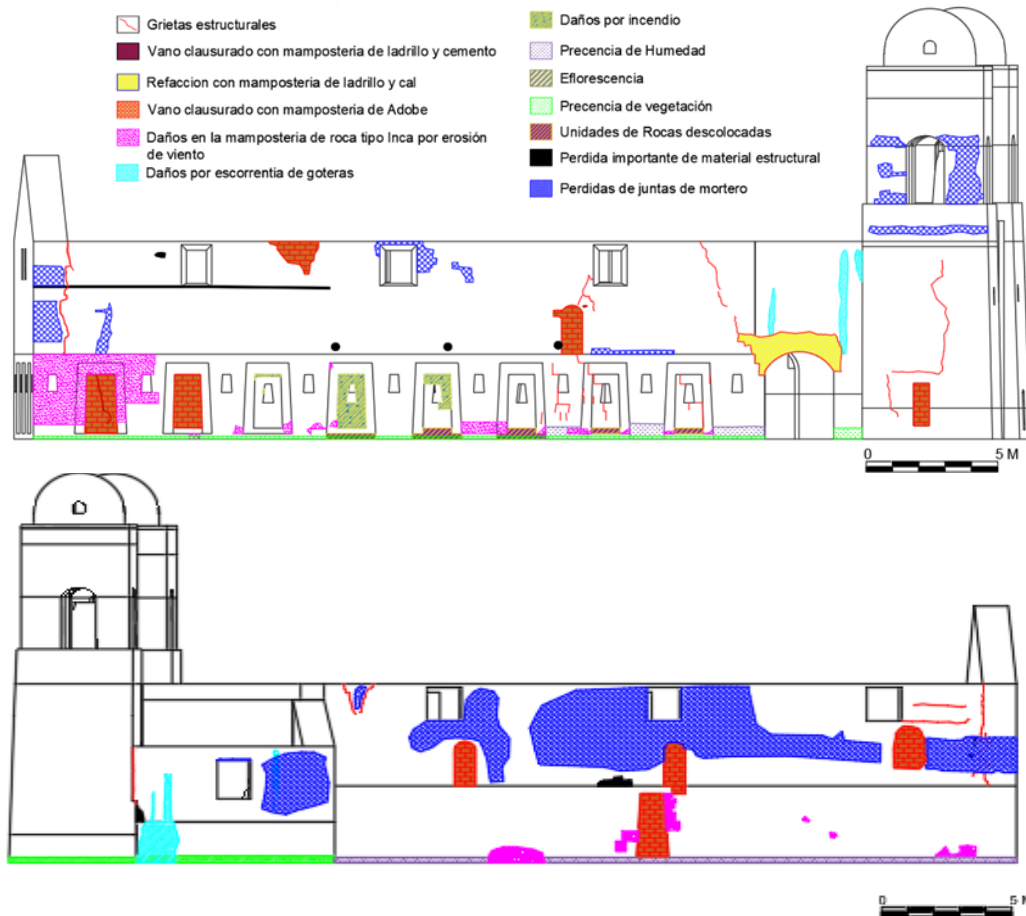


Fig. 84. Mapa de daños del edificio histórico desde la vista Sur (superior) y Vista Norte (inferior).

Algunos de estos daños son por pérdida de sección de mortero en la mampostería de piedra desordenada producido por erosiones y goteras, así como la presencia de cobertura vegetal en los en las bases laterales de las torres (mampostería de roca y barro) y la base de la sacristía (mampostería de piedra desordenada) Fig. 83 y Fig. 84, Sin embargo, existen otros daños y alteraciones más importantes los que se detallarán en las siguientes secciones

### 5.6.1 Muro de roca tipo Inca

Los daños encontrados en este muro son el resultado del paso de los años y modificaciones realizadas, los cuales se detallan:

- En el muro Sur, entre la primera y tercera hornacina de doble jamba (a partir de la derecha) se ha observado apertura de las juntas secas de las unidades de Roca tallada, de forma diagonal por lo que se puede suponer que son a causa de asentamientos diferenciales Fig. 84.
- Los vanos existentes de forma trapezoidal en los muros Sur (2) y Norte (1) han sido tapiados con mampostería de adobe y barro para formar los muros de la nave. Se debe resaltar que el segundo vano trapezoidal clausurado presenta una grieta de forma diagonal Fig. 84; de la misma forma las 3 ventanas trapezoidales del muro Oeste ha sido clausurado



debido a que en ese sector se ha construido la sacristía Fig. 83. Así mismo se ha completado el espacio de una unidad de roca faltante en la fila N° 9 en el muro Norte, con el mismo material Fig. 84.

- Las unidades de roca han perdiendo sección por causas ambientales (erosiones) o provocados que se ubican en las partes inferiores de los muros Sur, Norte y Oeste, Fig. 83 y Fig. 84; Es notable la erosión que se encuentra en la esquina Sur Oeste, que abarca hasta las dos primeras hornacinas del muro Oeste y la primera hornacinas del muro Sur. Sin embargo, solo abarca las 7 últimas filas del muro de Roca, lo que supondría que las causaron factores ambientales.
- Aun se puede apreciar los efectos de los incendios sobre las unidades de roca en las 3 hornacinas centrales del muro Sur Fig. 84 y la parte inferior de las 3 hornacinas del Muro Oeste.
- Debido a la presencia de humedad su antigüedad se han impregnado musgos en la parte inferior de las tres primeras hornacinas (a partir de la derecha) del muro Sur, en casi la totalidad de la parte inferior del muro Norte; Este efecto es más visible en el muro Oeste que en su parte más expuesta ha sido cubierta en su totalidad por musgos Fig. 83 y Fig. 84.
- Existe presencia vegetal en la base de los muros de roca Sur y Oeste debido a que los terrenos adyacentes son de tierra natural y su deficiente mantenimiento Fig. 83 y Fig. 84.

### 5.6.2 Muro de Adobe

La mampostería de Adobe por su constitución es más susceptible a los daños por factores ambientales y más si no se reviste. A esto se suma su baja resistencia a la compresión como a la tracción. Además se han realizado algunas modificaciones a lo largo de su vida útil, que se resume en lo siguiente:

- La fachada de la nave presenta grietas verticales al centro de la entradas tipo arco, ventana y hornacina tipo arco, otras grietas se muestran en la unión superior con el muro lateral de la izquierda es diagonal y la de derecha horizontal con desprendimiento de material Fig. 84.
- En la Torre Norte existen grietas en la parte posterior y superior en la unión con la mampostería de ladrillo antiguo, así como la presencia de una grieta espesor considerable en el primer tramo del corredor interior de la torre en la parte lateral izquierda y la una grieta horizontal en la parte inferior de la torre cercano a la unión con la mampostería de roca y barro Fig. 83.
- La torre Sur por su parte presenta una grieta en la parte lateral inicialmente en dirección vertical para luego seguir horizontalmente cerca a la mampostería de roca y barro. En su parte posterior se observa una grieta horizontal que cambia a la dirección a vertical, para girar diagonalmente al acercarse a la mampostería inferior. Estas grietas parecen indicar que esta sección de la torre se ha construido en dos etapas Fig. 83 y Fig. 84.
- Grietas también se encuentran sobre los muros de la nave, se destaca las grietas verticales entre la unión del ábside con los muros laterales en las fachadas Norte y Sur, así como las grietas diagonales la fachada sur que va sobre la unión entre el muro inca y la continuación de las paredes



de la nave, las que van desde la primera ventana a la de tipo arco clausurado y que continua por la mampostería de Roca. Otras grietas menores se encuentran en el muro Norte, la de diagonal en la parte superior de la unión entre el muro inca y las grietas horizontales cercana a la unión entre los muros del ábside y la nave Fig. 83 y Fig. 84.

- Los accesos desde el exterior a las torres Norte y Sur se encuentran tapiados en primero con mampostería de Ladrillo - cemento y el ultimo con su mampostería con unidades de Adobe y Roca con mortero de barro Fig. 83 y Fig. 84.
- Ventanas tipo arco presentes en el muro Norte (3) y el muro sur (1) se encuentran clausurados con unidades de Adobe y Barro Fig. 83 y Fig. 84.
- Refacciones se puede observar en el muro Sur, la primera de ella sobre la entrada lateral a la nave con mampostería de ladrillo. La segunda en la reconstrucción en el tramo central y superior del muro Sur; sobre el muro Oeste de la sacristía se encuentra una reconstrucción vertical con mampostería de adobe Fig. 83 y Fig. 84.
- Perdidas de la sección del muro estructural se puede observar sobre el muro Sur ya que se han excavado 3 círculos sobre este muro de 45 cm de diámetro así como una sobre el muro Oeste. Se ha encontrado además una línea horizontal excavada donde se apoyaba la cobertura de la antigua sacristía demolida. En el Muro Norte se aprecia solo una pérdida de sección por erosión en su parte central intermedia sobre la entrada trapezoidal clausurada Fig. 83 y Fig. 84.
- Daños por escorrentías de agua producido por las goteras de la lluvia se ha encontrado en el Sur, en la unión con la torre, parte posterior de la Torre Sur, la unión entre la cobertura de la nave y parte posterior de la fachada principal y sobre los dos muros de la sacristía Fig. 83 y Fig. 84.
- Con el paso de los años, debido a la erosión del viento y lluvia se ha perdido secciones de las juntas de mortero de barro en mayor proporción sobre el hastial Oeste, el muro Norte y en menos proporción en el muro Sur Fig. 83 y Fig. 84.
- Debido a la humedad y la antigüedad del muro Oeste (época Inca) se aprecia la presencia de musgos en esta fachada Fig. 83.

### 5.6.3 Muro de mampostería de ladrillo

Estos muros son los más recientes en la construcción de la iglesia San Juan Bautista por lo que los daños que se ha encontrado son de pérdida de sección de mortero (construcción de poca calidad) en las fachadas de las torres Norte y Sur Fig. 83 y Fig. 84. Además, se observan eflorescencias en la fachada posterior de ambas torres, daño por humedad en la base de las columnas y en el techo de las dos torres.

Sin embargo, se ha encontrado una grieta estructural en la parte posterior de la base de mampostería de ladrillo antiguo en la torre inferior Sur Fig. 83.



## 6 ENSAYOS DE LABORATORIO

La obtención de las muestras de los materiales in situ son limitadas , por tratarse de un edificio histórico importante (monumento integrante del patrimonio cultural de la Nación, Resolución Suprema N° 505-74-ED de 15 de octubre de 1974 ) y la limitada financiación para la realización de la campaña experimental y la realización estudios no destructivos (NDT). Sin embargo se ha logrado obtener la autorización y opinión favorable del CDC (Consejo Departamental de Cultura) de Huancavelica para realizar los estudios de investigación sin Excavación en el sitio de la iglesia San Juan Bautista de Huaytará, pero no permite realizar obras ni excavaciones.

Por lo cual para la caracterización de los materiales y los ensayos de laboratorio se ha optado por recolectar materiales resultado de demoliciones y otras intervenciones de los alrededores que no implique intervenir en el sitio histórico.

Los ensayos de laboratorio de los materiales obtenidos se han realizado con la colaboración de los laboratorios de estructuras antisísmicas de la PUCP y el laboratorio de Tecnología de Estructuras Luis Agulló de la UPC.

### 6.1 Unidades de ladrillo

Esta sección corresponde a los ensayos realizados a los materiales de ladrillo Antiguo y ladrillo Contemporáneo en el laboratorio de la Pontificia universidad católica del Perú para el cual se ha utilizado como referencias la norma española UNE-EN 772-1 y La Norma Técnica Peruana E.070 de Albañilería.

Para el material de ladrillo contemporáneo las muestras se han obtenido del material almacenado sobrante de la construcción de la mampostería (2009), seleccionándose y preparándose 6 unidades Fig. 85 (izquierda); Para el caso de las unidades del ladrillo antiguo las muestras se obtuvieron de los restos de la demolición realizada en la parte superior de la torre norte dañada luego del terremoto de Pisco de 2009, en este último caso se ha obtenido probetas cubicas (10 x 10 x 5 cm) ya que la relación altura y área de la base (5 cm/325 cm<sup>2</sup>) de estas unidades no permiten que se desarrolle la curva de tensiones solapándose entre ellas afectado a los resultados del ensayo, sin embargo la norma UNE-EN 772-1 permite la obtención de probetas por corte de piezas enteras; “la resistencia a la compresión normalizada obtenida de los resultados de ensayo de probetas cortadas es la que sea a las piezas de las que se cortaron”(AENOR, 2011). Estos se multiplicaron por un factor de forma  $\gamma_d = 0.75$ , por lo que se han preparado 9 muestras Fig. 85 (Derecha) de los que se han las 6 de mejores características para realizar el ensayo.

La preparación de las unidades de ladrillo contemporáneos por su irregularidad en su superficie (artesanales), ha necesario la colocación de un material nivelante, este no es el caso de los ladrillos Antiguos pues estas muestras han sido talladas sin anivelarse.



Fig. 85. Muestras de ladrillo preparadas en el laboratorio PUCP, contemporáneo (izquierda), antiguo (derecha)

Para el ensayo se ha utilizado maquinas universales de compresión con velocidad regulable y LVDT incluidos, En el caso de ladrillos antiguos tallados se ha utilizado una velocidad de 50 KN/min Fig. 87, mientras que para el ladrillo contemporáneo 100 KN/min Fig. 86.

Se ha encontrado que la por su modo de falla de estas unidades de ladrillos contemporáneos y antiguos son característicos de materiales cuasi frágiles (Grieta vertical) con posterior colapso total. Fig. 86. Y Fig. 87.



Fig. 86. Ensayo de compresión uniaxial de las unidades de ladrillo contemporáneo en el laboratorio de la PUCP.



Fig. 87. Ensayo de compresión uniaxial de probetas talladas de ladrillos antiguos.

Con los resultados del LVDT para el ladrillo antiguo (tallado), se obtiene diagramas de Fuerza (KN) Vrs Deformación (mm) para cada probeta Fig. 88 y los resultados de la resistencia a la compresión **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** Ahora bien con el fin de obtener un valor promedio se ha eliminado los valores extremos (1 y3) del cálculo resultando un promedio de 10.69 MPa. Este valor se multiplica por el factor de forma  $d = 0.75$  (tabla A.1) (UNE-ENE 772-1) dando como el valor final a considerar de 8.01 MPa.

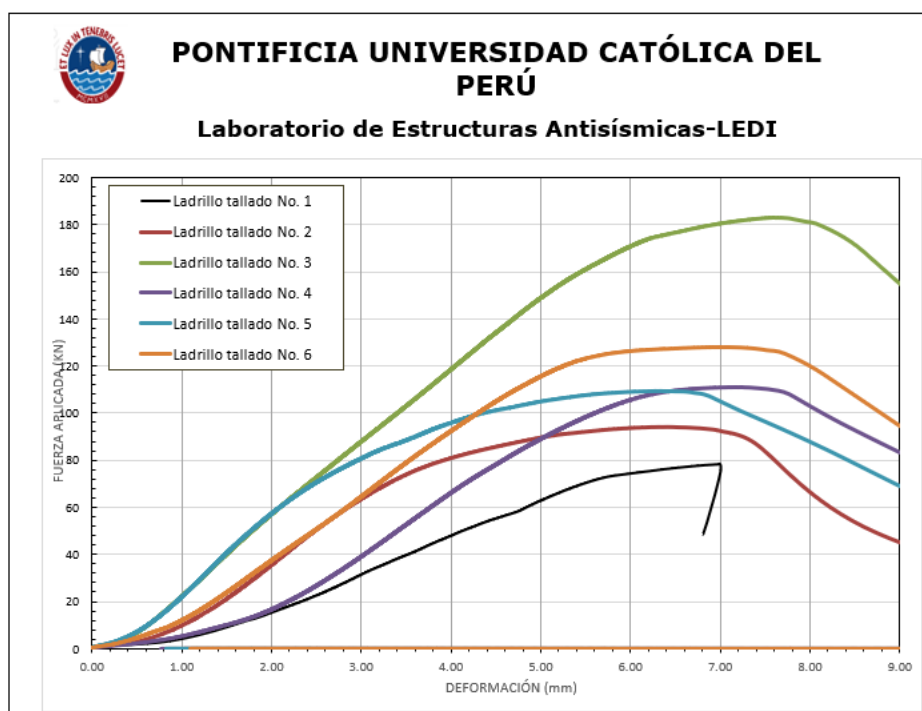


Fig. 88. Diagrama fuerza (KN) - deformación(mm) para el ladrillo antiguo



Tabla 3. Propiedades geométricas y resistencia a la compresión de unidades de ladrillo contemporáneos.

ítem	dimensiones			Propiedades físicas	Propiedades mecánicas
	Largo (mm)	Promedio (mm)	Espesor (mm)	Volumen (m3)	Carga Máxima (KN)
1	102	102	54	0.00056	78.29
2	102	101	52	0.00054	94.09
3	100	102	50	0.00051	182.97
4	102	101	54	0.00056	110.99
5	103	102	52	0.00055	109.33
6	103	100	54	0.00056	128.00

De igual forma para el caso de las unidades de ladrillo contemporáneo, se construyen diagramas de Fuerza (KN) Vrs Deformación (mm) para cada unidad, en base a los resultados del LVDT, estos presentan un valor disperso que se muestra en la Fig. 89 y la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, por ello para obtener un valor promedio de resistencia a la compresión para este material se ha descartado los valores de las muestra 1, 3 y 4 por dispersarse del promedio, con los valores restantes se ha conseguido una media de 6.68 MPa, este valor se multiplica por el factor de forma  $d = 0.89$  (obtenido por interpolación de la tabla A.1) (UNE-ENE 772-1) dando como el valor final a considerar de 5.94 MPa.

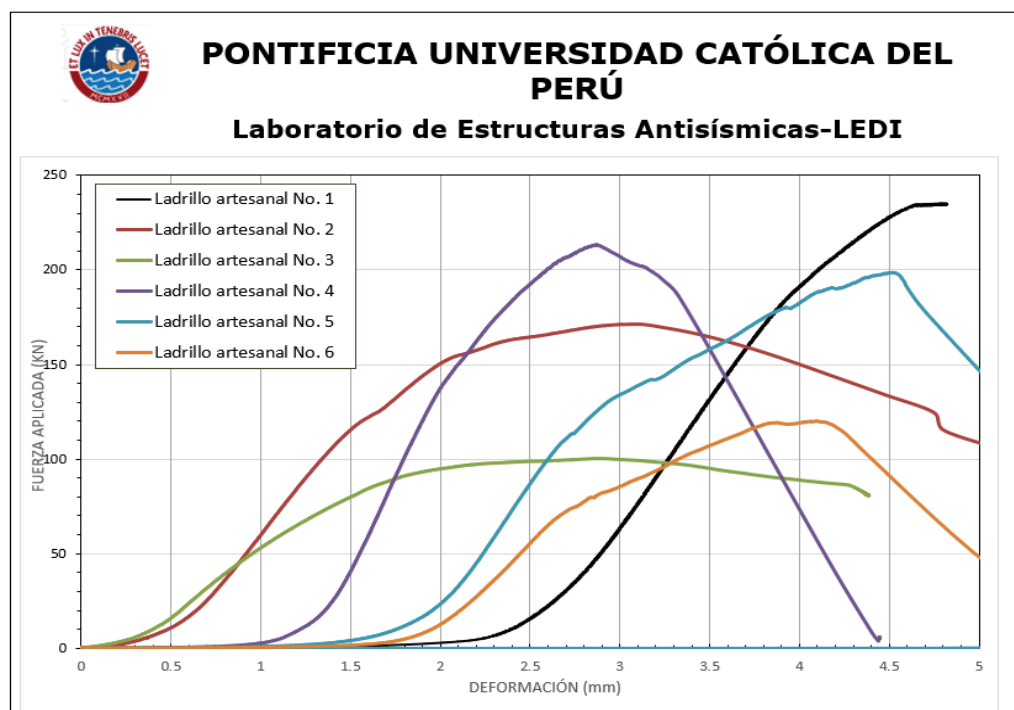


Fig. 89. Diagrama fuerza (KN) - deformación(mm) para el ladrillo contemporáneo

Tabla 4. Propiedades físicas y resistencia a la compresión de unidades de ladrillo Antiguos.

item	dimensiones			Propiedades físicas				Propiedades mecánicas
	Largo (mm)	Ancho (mm)	Espesor (mm)	Area de base (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Peso Seco (gr)	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	Carga Maxima (KN)
1	207	112	83	0.02	0.00196	2,796.20	1,426.00	-
2	210	117	86	0.02	0.00210	3,171.80	1,507.52	171.36
3	212	117	85	0.03	0.00213	2,946.40	1,385.02	100.35
4	216	116	81	0.03	0.00205	2,885.00	1,406.72	213.22
5	212	114	83	0.02	0.00204	2,878.80	1,412.99	198.56
6	215	117	84	0.03	0.00210	2,794.00	1,327.95	120.05

## 6.2 Unidades de adobe

La normativa de referencia para este ensayo es la Norma Peruana E.080 Diseño Y Construcción Con Tierra Reforzada (artículo 8. Ensayos de rotura mínimos, Ensayos de laboratorio), los cuales implica contar con muestras cubicas de aristas mayores a 0.1 m. Los adobes de muestra se han obtenido de unidades almacenadas para su reparación y mantenimiento que han sido elaboradas con materiales que se encuentran adyacente a lado norte del edificio histórico, de los cuales se han obtenido y seleccionado 6 probetas cubicas para el ensayo uniaxial, los cuales se ha ensayado en el laboratorio de estructuras antisísmicas de la PUCP.



Fig. 90. Muestras de adobe (derecha) y probetas cubicas para ensayo uniaxial de adobe de la iglesia san Juan Bautista de Huaytará.

Para realizar este ensayo se utilizó una maquina universal de compresión uniaxial, con velocidad regulable y equipado con LVDT,

como los resultados esperados a la comprensión son bajos se optó por aplicar una velocidad constante de 5 KN/min, para todas las muestras.



Fig. 91. Ensayo de comprensión uniaxial en unidades de adobe (laboratorio LEDI - PUCP).

El tipo de falla común encontrado es el de la grieta vertical con posterior colapso total de la unidad Fig. 91, característico de materiales cuasi frágiles.

Se ha elaborado una gráfica de Fuerza (KN) Vrs Deformación (mm) para cada probeta cubica de adobe Fig. 92. Se observa que la dispersión es menor que la del ladrillo por lo cual para el cálculo promedio de la resistencia se utilizara los resultados de las 6 probetas cubicas, véase **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, el cual da como resultado 0.56 MPa.

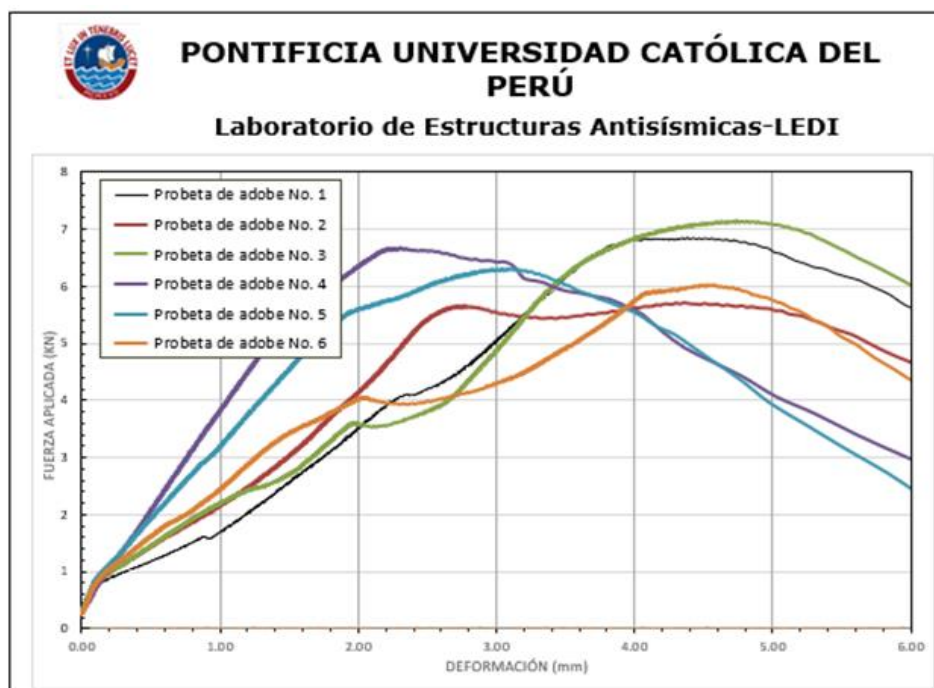


Fig. 92. Diagrama fuerza (KN) - deformación(mm) para las unidades de Adobe.

Tabla 5. Propiedades geométricas y resistencia a la compresión de unidades de unidades de adobe.

ítem	dimensiones			Propiedades físicas		Propiedades mecánicas
	Largo (mm)	Ancho (mm)	Espesor (mm)	Área de base (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Carga Máxima (KN)
1	102	105	110	0.0109	0.00120	6.84
2	108	105	107	0.0115	0.00124	5.71
3	109	109	108	0.0118	0.00127	7.14
4	118	109	107	0.0123	0.00132	6.66
5	103	106	105	0.0110	0.00116	6.30
6	105	108	112	0.0113	0.00127	6.03

### 6.3 Roca

Para el ensayo des unidades de roca, las normas que se ha utilizado como referencia son la norma Estadunidense de ASTM D 7012 y la norma española UNE-EN 1926, por el cual se ha obtenido probetas de 5 cm de diámetro.

Los lugares de obtención de las rocas son la cantera y los alrededores del sitio histórico, se puede encontrar piedras talladas sueltas incas en la base de las casas y las calles de Huaytará, para la obtención de las probetas se ha recurrido al apoyo del laboratorio de Mecánica de Rocas de la PUCP, Fig. 93. Así como también la realización de los ensayos de compresión uniaxial y al laboratorio de tecnología de estructuras de la UPC para ensayos a compresión simple y Modulo de elasticidad. Fig. 94.

Los resultados de los ensayos de compresión uniaxial con diferentes confinamientos son similares entre ellos , con el fin de mejorar el promedio de la carga de rotura, no se ha considerado las muestras 1C y 2A, el cual resulta 95.52 MPa, para probetas de diámetro 5.5 cm y altura de 11 cm.

Tabla 6, con el fin de mejorar el promedio de la carga de rotura, no se ha considerado las muestras 1C y 2A, el cual resulta 95.52 MPa, para probetas de diámetro 5.5 cm y altura de 11 cm.

Tabla 6. Propiedades físicas y resistencia a la compresión de probetas de Roca (PUCP).



Fig. 93 Extracci3n de probetas de roca de 5 cm de di2metro, mediante diamantina.

Tabla 7. Tabla resumen de resultados se resistencia a la compresi3n para probetas de Roca-Laboratorio de la PUCP

Muestra	Peso (gr)	di2metro (cm)	longitud (cm)	2rea (cm <sup>2</sup> )	Volume n (cm <sup>3</sup> )	Peso espec3fico (gr/cm <sup>3</sup> )	Confinamiento (MPa)	carga (Kgf)	Carga de Rotura (MPa)
A	644.90	5.54	11.68	24.10	281.54	2.29	0.50	23,200.00	94.42
B	629.50	5.53	11.57	24.02	277.88	2.29	1.00	21,600.00	88.23
C	635.89	5.53	11.65	24.02	279.80	2.27	2.00	22,600.00	92.31
1A	645.72	5.55	11.64	24.19	281.59	2.29	0.60	20,400.00	82.72
1B	647.88	5.53	11.73	24.02	281.72	2.30	1.20	26,500.00	108.24
1C	650.57	5.55	11.80	24.19	285.46	2.28	2.40	31,200.00	126.52
2A	649.36	5.55	11.62	24.19	281.11	2.31	0.75	19,000.00	77.05
2B	645.83	5.55	11.62	24.19	281.11	2.30	1.50	23,000.00	93.27
2C	641.88	5.53	11.54	24.02	277.16	2.29	3.00	26,800.00	109.47

Se ha desarrollado ensayos a compresi3n uniaxial (UNE-EN 1926) en el laboratorio de materiales de la Universidad Polit3cnica de Catalu2a, Fig. 94, con 13 (1 de prueba) unidades de probetas de 5.5 cm de di2metro x 5.5 cm de altura de roca tipo Inca obtenidas en la campa2a experimental, se utiliz3 una m2quina de compresi3n con capacidad hasta de 300 MPa, con LVDTs en los cabezales.



Fig. 94. Ensayo de compresión uniaxial en unidades de las probetas de Rocas INCA (laboratorio UPC)

El tipo de falla común en las probetas ensayadas encontrado es propio de materiales frágiles inicia con una grieta vertical con posterior colapso total de la probeta Fig. 94.

Se ha elaborado una gráfica de Fuerza (KN) Vrs Deformación (mm) para cada probeta cubica de adobe Fig. 92, se observa una menor dispersión de los datos y una tendencia más uniforme a diferencia de los otros materiales ensayados, Tabla 8 el cual da como resultado 121.55 MPa para probetas de diámetro y altura de 5.5 cm.

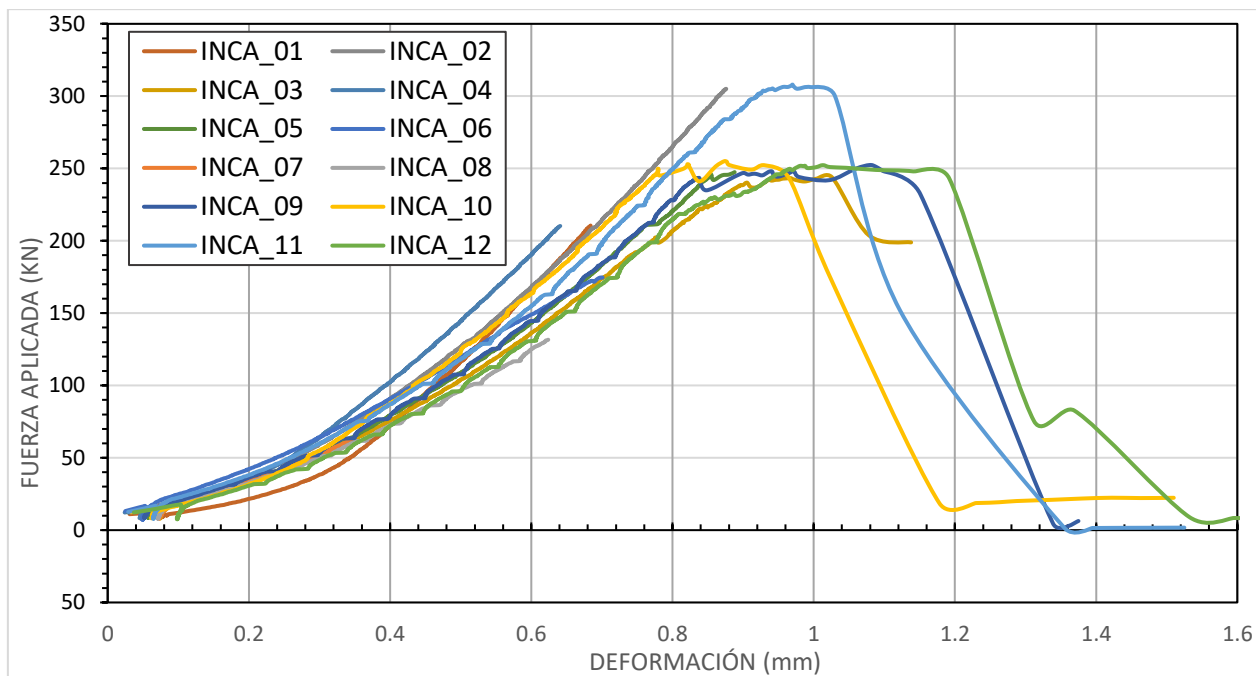


Fig. 95. Diagrama fuerza (KN) - deformación(mm) en probetas de Probetas de Roca INCA



Tabla 8. Propiedades físicas y resistencia a la compresión de probetas de Roca (UPC).

ítem	Referencia	Fuerza (kN)	Desplazamiento (mm)	Diametro (cm)	Altura (cm)	Area de la base (m <sup>2</sup> )	Fc (MPa)
1	P_01	308.96	1.46	5.50	5.50	0.0023746	130.11
2	INCA_01	395.01	1.23	5.50	5.50	0.0023746	166.35
3	INCA_02	330.47	1.51	5.50	5.50	0.0023746	139.17
4	INCA_03	243.95	1.16	5.50	5.50	0.0023746	102.73
5	INCA_04	363.91	1.01	5.50	5.50	0.0023746	153.25
6	INCA_05	247.88	0.89	5.50	5.50	0.0023746	104.39
7	INCA_06	248.74	1.43	5.50	5.50	0.0023746	104.75
8	INCA_07	258.46	1.58	5.50	5.50	0.0023746	108.84
9	INCA_08	188.62	2.36	5.50	5.50	0.0023746	79.43
10	INCA_09	252.38	1.40	5.50	5.50	0.0023746	106.28
11	INCA_10	255.14	1.53	5.50	5.50	0.0023746	107.44
12	INCA_11	308.03	1.54	5.50	5.50	0.0023746	129.72
13	INCA_12	252.65	2.26	5.50	5.50	0.0023746	106.40

Las resistencias promedias entre los ensayos a compresión realizadas en ambos laboratorios para diferentes relaciones de esbeltez de las probetas (UPC y PUCP), se muestran en la Tabla 9.

Tabla 9. Resumen de las resistencias a la compresión para el material de roca tipo Inca

ítem	Laboratorio	Diámetro cm	Altura cm	Resistencia MPa
1	PUCP -Perú	5.50	11.00	95.52
2	UPC- España	5.50	5.50	121.55

Se ha realizado como referencia un ensayo sobre una probeta de 5.5 cm de diámetro y 11 cm de altura para obtener el módulo de elasticidad siguiendo lo indicado en la norma española UNE-EN 14580(AENOR, 2006) para el cual se ha utilizado una máquina de ensayo a compresión simple y 3 DD1 sensores para medir las variaciones de la deformación Fig. 96, en el análisis posterior de la data se descartó el sensor DD3 porque sus lecturas se alejaban del promedio de las otras 2 Fig. 97.



Fig. 96. Ensayo de módulo de elasticidad norma UNE-ENE 14580, en el laboratorio de tecnología de estructuras de la UPC

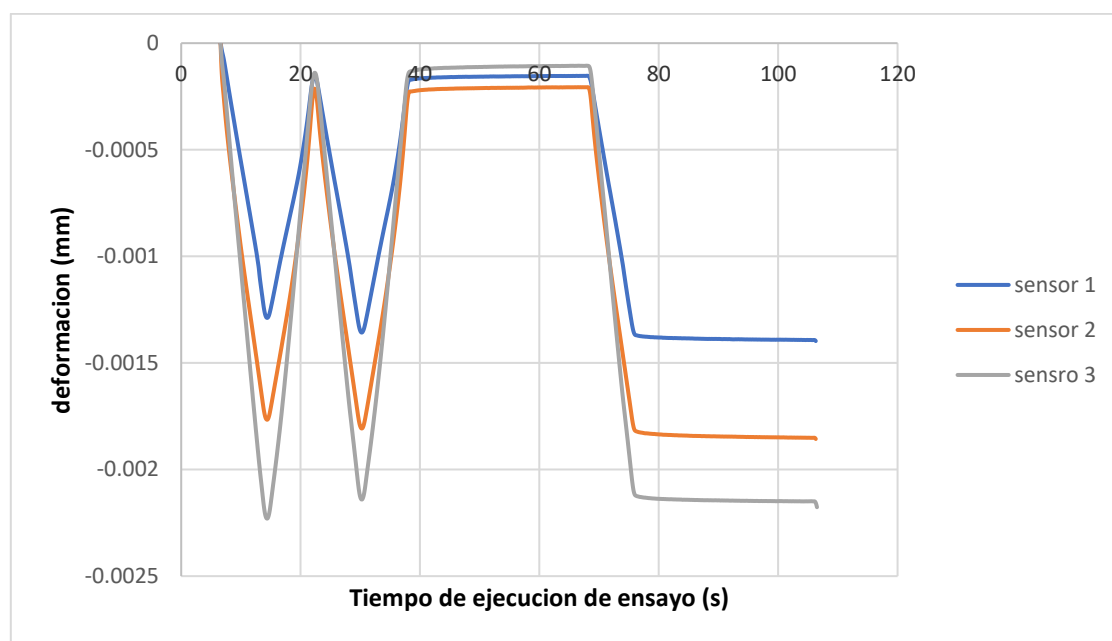


Fig. 97. Deformaciones captadas por los sensores al aplicar una carga cíclica a la probeta para obtener el módulo de elasticidad.

Para obtener el módulo de elasticidad se debe someter a la probeta a ciclos de carga y descarga partiendo de la tensión inicial (2% del promedio de la tensión de compresión ensayada) hasta la tensión superior (33% del promedio de la tensión de compresión ensayada) UNE-EN 14580 (AENOR, 2006) Las lecturas de tensión y deformación se realizan antes del tercer ciclo de carga en el punto A y durante el tercer ciclo en el punto B de la Fig. 98. Los promedios de las lecturas de los sensores para la tensión inicial y final están resumidos en la Tabla 10. Con estos datos ya se puede calcular el módulo de elasticidad el cual resulta 25 653.41 MPa, este valor es congruente con otros tipos de rocas mostradas en Tabla 11.



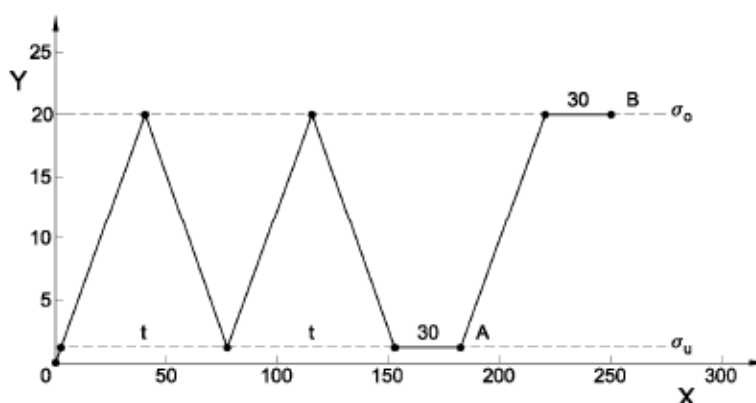


Fig. 98. Diagrama tensió - temps per determinar el mòdul de elasticitat estàtic, exemple per a una pedra de resistència a la compressió de 60 MPa

Tabla 10. Resumen de tensiones y deformación en los puntos A y B de la Fig. 98

item	fase de lectura	Tensión (Mpa)	Deformación
1	Tensión inicial	2.028 -	0.000184
2	Tensión final	38.730 -	0.001615

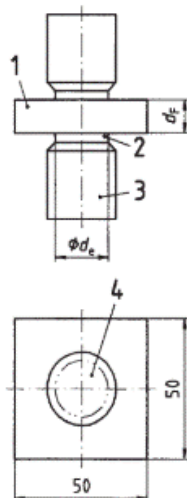
Tabla 11. Propiedades físicas y mecánicas de diversas rocas (Ramirez & Alejano, 2004)

ROCAS	DENSIDAD (kg/m <sup>3</sup> )	MÓDULO DE YOUNG (GPa)	COEFICIENTE DE POISSON	POROSIDAD %	RESISTENCIA A COMPRESIÓN (MPa)	RESISTENCIA A TRACCIÓN (MPa)	RESISTENCIA A FLEXIÓN (MPa)
<b>Rocas batolíticas</b>							
Granito granodiorita	2500-2750	30-70	0,12-0,25	0,1-2	120-280	4-7	10-20
Gabro	2920-3050	60-100	0,12-0,25	2-5	150-200	5-8	10-22
<b>Rocas extrusivas</b>							
Riolitas	2450-2600	10-20	0,1-0,2	0,4-4	80-160	5-9	10-22
Dacita	2500-2750	8-18	0,09-0,2	0,5-5	80-160	3-8	9-20
Andesita	2300-2750	12-35	0,11-0,2	0,2-8	40-320	5-11	13-25
Basalto	2750-3000	20-100	0,14-0,2	0,2-1,5	30-420	6-12	14-26
Diabasa	2900-3100	30-90	0,12-0,2	0,3-0,7	120-250	6-13	12-26
Tobas volcánicas	1300-2200	-----	0,1-0,2	8-35	5-60	0,5-4,5	3-8
<b>Rocas sedimentarias</b>							
Arenisca	2100-2500	15-17	0,07-0,12	1-8	10-120	1,5-6	4-16
Caliza de grano fino	2600-2850	50-80	0,1-0,2	0,1-0,8	50-200	4-7	5-15
Caliza de grano grueso	1550-2300	-----	0,12	2-16	4-60	1-3,5	2,5-7
Caliza	1550-2500	-----	0,07-0,12	1,5-6	49-200	1,5-5	3-9
Dolomita	2200-2700	20-30	0,08-0,2	0,2-4	15-200	2,5-6	4-16
Esquistos	2450-2750	-----	-----	0,2-0,4	-----	-----	20-30
<b>Rocas metamórficas</b>							
Màrmol	2650-2750	60-90	0,11-0,2	0,1-0,5	50-180	5-8	8-12
Gneis	2600-2780	25-60	0,09-0,2	1-5	80-250	4-7	8-20

## 6.4 Mortero

Los morteros a ensayar son los de la mampostería de ladrillo contemporáneo y antiguo, para el cual se ha tomado como referencia la Norma Alemana de doble penetración para morteros (DIN 18555-9). La obtención de las muestras ha sido en las mismas que para las unidades

de ladrillo, pues provienen del mismo tipo de mampostería, estas muestras según la norma deberán tener un lado mayor a 20 mm.



- 1 Specimen
- 2 Levelling material (e.g. felt)
- 3 Loading platen,  $d_c = 20$  mm
- 4 Area under load

Fig. 99. Detalle del sistema y las probetas para el ensayo de doble penetración de la figura 2 de la norma DIN 18555-9

En este ensayo se utilizó un equipo de compresión uniaxial, con velocidad regulable y equipado con LVDT, por lo cual se ha optado por aplicar una velocidad constante de 1 KN/min, para todas las probetas.



Fig. 100. Ensayo de doble punzonamiento de mortero de ladrillo contemporáneo (izquierda) y antiguo (derecha)

El tipo de falla común encontrado es el de la grieta radiales y de separación, en todos los morteros Fig. 100, con los resultados se ha elaborado una gráfica de Fuerza (KN) Vrs Deformación (mm) para cada probeta de mortero.

Para el caso de Mortero de Cemento (mampostería de ladrillo contemporáneo) existe una dispersión de los resultados, ¡Error! No se e

ncuentra el origen de la referencia. y Tabla 12, por lo cual los resultados de DPT\_CEMENT\_01 y DPT\_CEMENT\_03 se han descartado en el cálculo del promedio, que resulta 8.27 MPa.

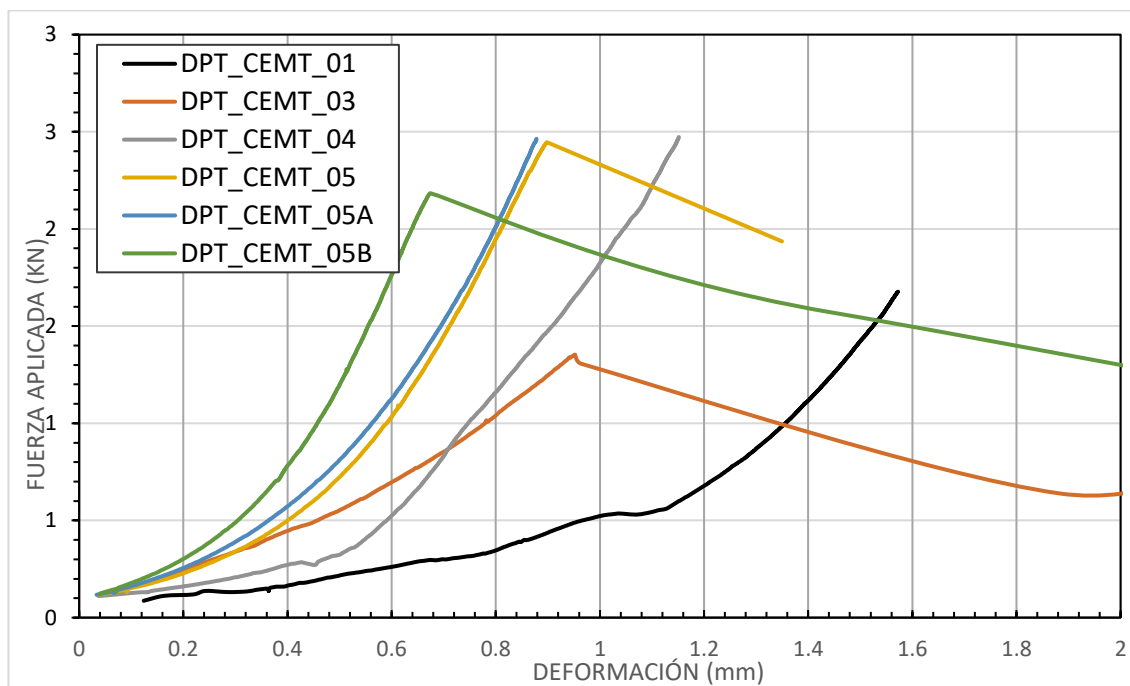


Fig. 101. Diagrama fuerza (KN) - deformación (mm) en probetas de Mortero de Cemento

Tabla 12. Propiedades de físicas y resistencia a la compresión de probetas de mortero de Cemento.

ítem	Referencia	Fuerza (kN)	Desplazamiento (mm)	Espesor (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Fc (MPa)
1	DPT_CEMENT_01	5.73	2.29	2.00	3.140	18.25
2	DPT_CEMENT_03	1.35	0.95	2.40	3.140	4.31
3	DPT_CEMENT_04	2.94	1.24	2.00	3.140	9.35
4	DPT_CEMENT_05	2.45	0.90	1.70	3.140	7.79
5	DPT_CEMENT_05A	2.82	0.93	1.60	3.140	8.98
6	DPT_CEMENT_05B	2.18	0.67	1.50	3.140	6.95

Para el caso de Mortero de Cal (mampostería de ladrillo antiguo) existe una dispersión de los resultados, **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y Tabla 13, por lo cual los resultados DPT\_CAL\_01, DPT\_CAL\_06 y DPT\_CAL\_08, no se ha considerado en el cálculo del promedio, que resulta 4.76 MPa.

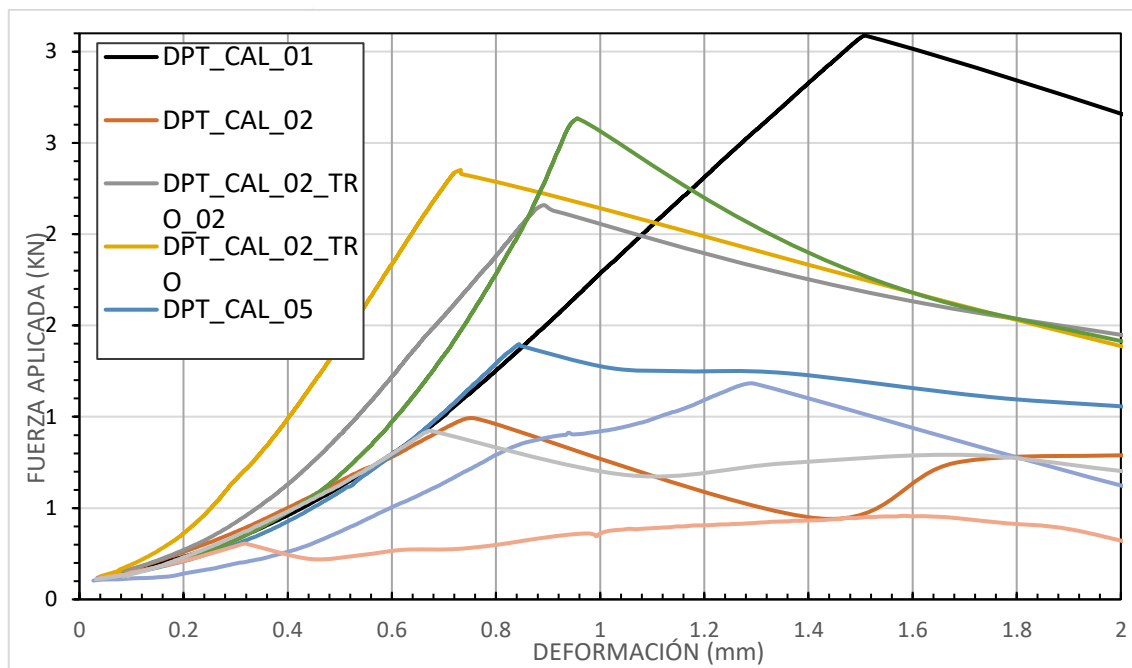


Fig. 102. Diagrama fuerza (kN) - deformación(mm) en probetas de Mortero de Cal.

Tabla 13. Propiedades de físicas y resistencia a la compresión de probetas de mortero de Cal.

ítem	Referencia	Fuerza(kN)	Desplazamiento (mm)	Espesor (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Fc ( MPa)
1	DPT_CAL_01	3.09	1.51	2.90	3.140	9.84
2	DPT_CAL_02	0.99	0.76	2.85	3.140	3.16
3	DPT_CAL_02_TRO_02	2.16	0.90	3.00	3.140	6.87
4	DPT_CAL_02_TRO	2.33	0.73	2.70	3.140	7.42
5	DPT_CAL_05	1.39	0.85	1.40	3.140	4.42
6	DPT_CAL_06	2.64	0.96	1.70	3.140	8.39
7	DPT_CAL_07	1.18	1.30	1.70	3.140	3.76
8	DPT_CAL_08	0.31	0.32	1.10	3.140	0.97
9	DPT_CAL_09	0.92	0.67	1.00	3.140	2.94



## 7 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

### 7.1 Estrategias para el modelado

El procedimiento usual para analizar una estructura es idealizarlo como un modelo conceptual numérico con el que se desglosa en un número finito de regiones o partes (elementos) que están conectados en puntos específicos (nodos). Este conjunto de elementos y nodos se denomina malla. (P. B. Lourenço & Pereira, 2020).

Según las recomendaciones para el modelado avanzado de sitios históricos de tierra el proyecto de estabilización sismorresistente (SRP) indica que para acortar el tiempo informático se debe:

- Entender la física del problema y comportamiento de los elementos finitos
- Seleccionar tipos de elementos apropiados y número de elementos y arreglos
- Entender los efectos de las simplificaciones y suposiciones utilizadas
- Evaluar críticamente los resultados y realizar en el modelo para su precisión

Para la planificación del análisis es importante entender claramente (a) cuáles son los objetivos; (b) qué criterios se utilizarán para evaluar los objetivos; (c) cuáles son los resultados requeridos considerando los objetivos; (d) en qué medida se necesita modelar la estructura; (e) cuáles son las condiciones de contorno y las cargas; y (f) otros aspectos aplicables relevantes. (P. B. Lourenço & Pereira, 2020). Esto implica que existan pasos críticos en el modelado estructural, las decisiones sobre qué camino tomar requieren capacitación, experiencia y opinión de expertos, estos se pueden resumir se acuerdo al SRP, en los siguientes:

- Elección de tipo de análisis
- Definición de propiedades de materiales y modelos constitutivos
- Definición de detalles geométricos y nivel de detalle (o simplificaciones)
- Selección de tipos de elementos y enfoque del modelo
- Selección y aplicación de soportes, restricciones y cargas

Al realizar el modelado nos enfrentamos a dos problemas, la idealización de la geometría y la idealización de los materiales, en edificaciones históricas por su particularidad estos pasos se enfrentan a muchos desafíos, debido a la poca información y la alta incertidumbre de la composición, construcción y forma de los elementos estructurales, por lo cual es casi inevitable realizar simplificaciones geométricas, pero de tal manera que no implique sacrificar propiedades estructurales.

En cuanto a los elementos FEM, existe una diversidad para su uso en el análisis estructurales, en cuanto a edificaciones históricas, elementos lineales (elementos de armadura o viga) usados para representar estructuras lineales como tensores de acero, vigas, arcos y columnas; elementos bidimensionales en el plano (elementos tipo cáscara, a menudo denominados 2.5D) que representan techos, muros y losas, o elementos tridimensionales completos (elementos tipo sólido) (P. B. Lourenço & Pereira, 2020), debido a la complejidad geométrica y a menudo no se puede distinguir los elementos decorativos de los estructurales. Por lo tanto se recomienda usar una combinación de los elementos, así también ayuda en la etapa inicial se pruebe con diferentes modelos

a fin de definir el modelo más adecuado, un resumen de todos estos tipos de elementos se pueden encontrar en la Tabla 14.

Tabla 14. Resumen de elementos tipo FEM, disponibles (DIANA 2009) ref. (P. B. Lourenço & Pereira, 2020)

Elemento tipo	Breve descripción	Esquema genérico
Elemento tipo armadura	Los elementos tipo armadura son elementos lineales en los que la deformación solo puede ser por elongación axial ( $\Delta l$ ).	
Elemento tipo viga	Los elementos tipo viga son elementos lineales en los que la deformación puede ser por elongación axial ( $\Delta l$ ), deformación a corte ( $g$ ), curvatura ( $k$ ) y torsión ( $t$ ).	
Elemento de esfuerzo plano	Los elementos de esfuerzo plano son elementos de dos dimensiones en los cuales la deformación solo puede ser por traslación ( $u_x$ y $u_y$ ) en el plano del elemento.	
Elemento de superficie de flexión	Los elementos de superficie de flexión son elementos de dos dimensiones en los cuales la deformación solo puede ser por rotación en la dirección del plano del elemento ( $\phi_x$ y $\phi_y$ ) y por traslación en la dirección perpendicular al plano del elemento ( $u_z$ ).	
Elemento tipo cáscara	Los elementos tipo cáscara son elementos de dos dimensiones en los cuales la deformación solo puede ser por traslación en las tres direcciones generales ( $u_x$ , $u_y$ y $u_z$ ) y por rotación en las direcciones del plano del elemento ( $\phi_x$ y $\phi_y$ ).	
Elemento tipo sólido	Los elementos tipo sólido son elementos de tres dimensiones con propósito general, en los cuales la deformación puede ser por traslación en las tres direcciones generales ( $u_x$ , $u_y$ y $u_z$ ).	
Elemento de contacto/interfaz	Los elementos de contacto o interfaz son elementos especiales que permiten describir un comportamiento específico entre dos otros elementos, proporcionando una relación entre los esfuerzos (tracciones) en las superficies y sus desplazamientos relativos.	

El orden de los elementos implica seleccionar cual utilizar, si son lineales o cuadráticas (función matemática que interpola la solución de los valores discretos obtenidos en los nodos de la malla), debido a es necesario trasladar las soluciones calculadas inicialmente en los grados de libertad de los nodos hacia los puntos del elemento, esto implica directamente en la precisión de las soluciones. Los elementos cuadráticos parecen más atractivos, pero, cuando se utiliza el análisis complejo no lineal que involucra el deterioro de los materiales, la solidez del tipo de elementos finitos en estas condiciones puede ser más relevante que el orden de la aproximación (P. B. Lourenço & Pereira, 2020), ya que en la mayoría de los edificios históricos por múltiples factores han sufrido daños, esto se traduce en rigideces muy bajas, por lo que los elementos lineales a diferencia de los elementos cuadráticos producen menores ruidos en las soluciones.

Los elementos 3D son los más apropiados para modelar una edificación histórica que a menudo los muros suelen tener espesores considerables, debido a que se considera las rigideces de conexión entre elementos, aunque requiere más recursos, en cuanto a los

elementos tipo casara (2.5D) se debe analizar con cuidado debido a que solo tienen en cuenta el plano medio del elemento. Se puede analizar solo partes del edificio histórico, pero se tiene que tener especial cuidado en las condiciones de contorno, finalmente modelos de esfuerzos de plano (2D) no son utilizadas para el análisis global de los edificios, pero son eficientes en analizar partes del edificio como arcos, bóvedas o muros largos. Estudios con estos tipos de elementos se puede encontrar en (P. B. Lourenço, 2001; P. B. Lourenço & Mourão, 2001)

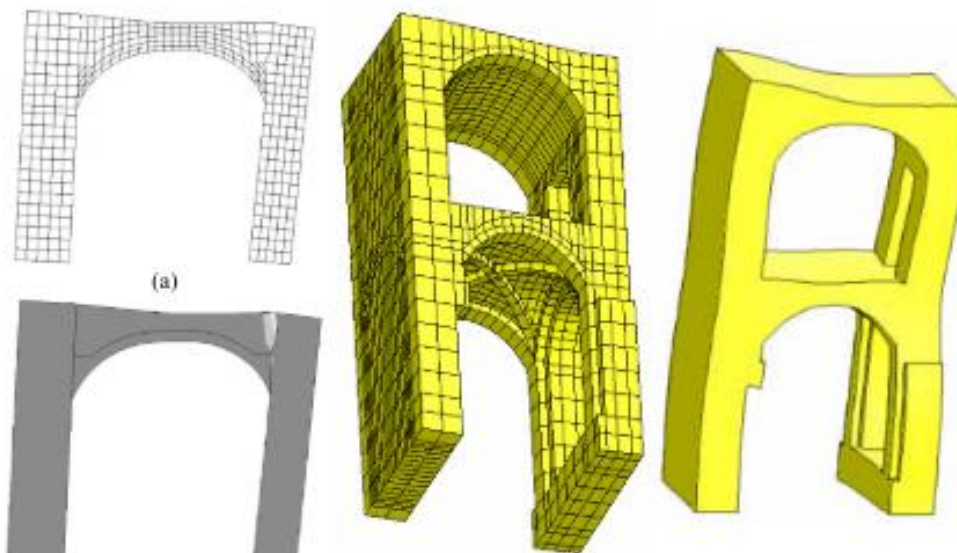


Fig. 103. Modelos del claustro de monasterio cisterciense Siglo XVIII, Salzedas, Portugal, muestra diferentes modelos de análisis estructural 2D y 3D, donde se ha encontrado errores en desplazamiento y tensiones menores al 10% ref. P. B. Lourenço, 2001.

El modo de mallado de los elementos (forma y tamaño) incide de manera importante en la solución, se ha encontrado errores en elementos tridimensionales al considerar tamaño de mallas muy grandes, especialmente en el espesor, debido a que solo hay un elemento de orden inferior en el espesor del elemento estructura (P. B. Lourenço, 2001), que produce errores en la flexión y la precisión de los resultados. El modelador debe seleccionar el adecuado balance entre precisión (mallas más finas) y el uso de recursos computacionales (tiempo de procesamiento).

Se recomienda realizar ejercicios de convergencia afinando la malla cada vez hasta encontrar errores aceptables, se comparan valores de desplazamiento y esfuerzos en un nodo específico e invariable en todos los modelos, aunque los primeros (desplazamientos) convergen más rápidamente. En estructuras históricas es común encontrar de 500 000 a 1 millón de grados de libertad lo que convierte al análisis no lineal en una actividad larga y exigente (P. B. Lourenço & Pereira, 2020) es por ello que la dimensión recomendada de un elemento de aproximadamente 10 a 30 cm puede dar como resultado un nivel apropiado de refinamiento de la malla (Atamturktur et al., 2012). Se puede optimizar las mallas, ampliando las dimensiones en regiones con un bajo gradiente de esfuerzos deformaciones y emplear una discretización más fina en las regiones donde se espera un alto gradiente de esfuerzos-deformaciones.(P. B. Lourenço & Pereira, 2020). Los lugares donde se pueden esperar altos gradientes de esfuerzos, deformaciones son en las aberturas, grietas, soportes, esquinas entrantes o bordes curvos Fig. 104

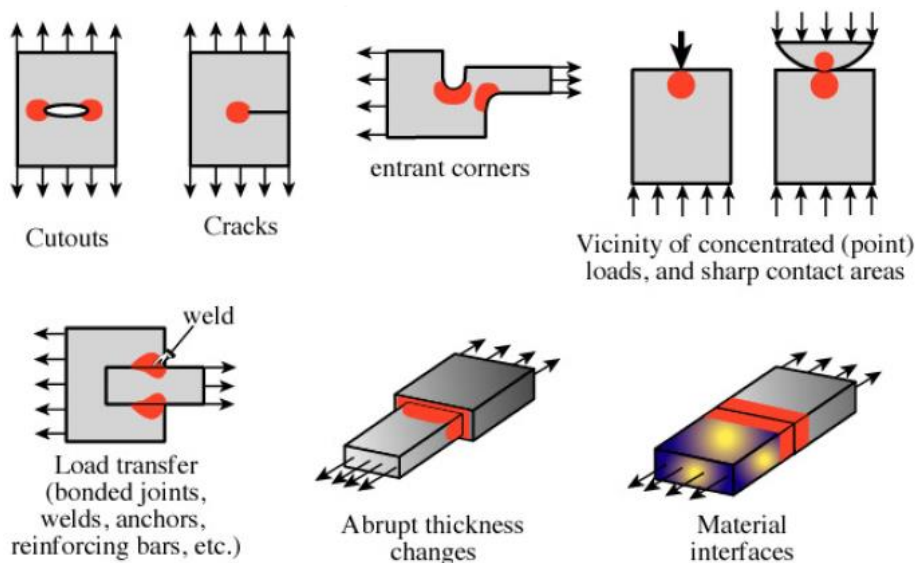


Fig. 104. situaciones de altos gradientes de esfuerzo deformación en las que se recomienda discretizaciones más refinadas ref. Apuntes del curso de Computational Structural Mechanics and Dynamics- UPC

Además, se debe tener cuidado con los ángulos pequeños ya que producen problema al realizar análisis no lineales en la mayoría de los softwares existentes. Fig. 105. El modelador debe tratar de simplificar el mallado utilizando para ello experimentos observaciones anteriores, así como análisis consecutivos que permiten conocer de forma más clara cómo se comporta el edificio histórico que permitirán aumentar el tamaño de los elementos en algunos lugares de la edificación.

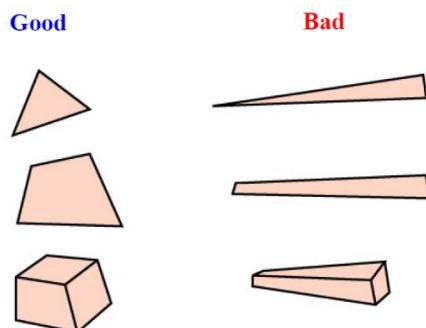


Fig. 105. Ejemplo de ratios bueno y malos de elementos en una malla de FEM ref. Apuntes del curso de Computational Structural Mechanics and Dynamics- UPC

El comportamiento de los materiales es no lineal por lo que se debe decidir en función de las condiciones de contorno y carga, que propiedad utilizar, esfuerzos bajos producirán comportamientos elásticos de los materiales mientras que un aumento de carga producirán estados de tensión más elevados lo que significara que las propiedades de los materiales están en el rango no lineal produciendo daños irreversibles, para el caso de edificios históricos a escala real se recomienda utilizar a los materiales compuestos homogéneos (macro modelado).

Las condiciones de contorno (Soportes, conexiones y cargas) se deben ingresar al modelo de la manera más precisa debido a su gran influencia en el comportamiento del edificio, teniendo aún más cuidado se realiza análisis estructurales de partes de la edificación histórica, debido a que estas condiciones se aplican en los nodos en lugar





que los elementos estos dependerá de tipo de elemento modelado (2D, 2.5D o 3D), un problema común en modelos de edificios completos es la consideración de cargas vivas o especiales, se deben considerar estas cargas convirtiéndolas en cargas inerciales (ajustando la densidad del material) en los análisis modal o Pushover (P. B. Lourenço & Pereira, 2020).

Para la calibración y verificación del modelo se puede seguir las cinco recomendaciones que se encuentran en publicaciones del proyecto de estabilización sismorresistente (SRP), recomendaciones para el modelado avanzado de sitios históricos de tierra de Getty Conservation:

1. Comprobar reacciones estructurales globales contra cargas aplicadas globales. Este paso es particularmente importante para garantizar que no haya errores en los datos de entrada de carga;
2. Utilizar formas distorsionadas y animaciones para comprobar definiciones de carga y soporte. Aquí, el analista o modelador debe utilizar el análisis estático lineal (para este fin se puede generalmente utilizar la carga de gravedad). El comportamiento de la carga combinada a menudo es difícil de predecir, y separar cada carga en su propio caso de carga permite comprobarlas de forma individual;
3. Utilizar gráficos de contorno de deformación o esfuerzo para comprobar la conectividad de la malla. A veces, el proceso de modelado proporciona partes de la estructura con conexiones incorrectas con el resto de la misma, o en ocasiones pueden faltar algunos elementos. La presencia de picos muy altos de esfuerzo-deformación puede indicar un error de mallado. Nuevamente, el análisis lineal elástico y las cargas de gravedad parecen adecuadas a este fin;
4. De forma alternativa o complementaria al paso anterior, realizar análisis modal para comprobar la conectividad de la malla. En el caso de estructuras monumentales a escala real, la carga de gravedad podría no identificar todos los errores de malla;
5. Siempre que sea posible, comparar los resultados con ensayos, teoría, cálculos manuales rápidos, datos de ensayos experimentales en el sitio, o el estado del edificio. Es importante mantener una visión crítica de los resultados obtenidos. Algunos ejemplos de cálculos manuales rápidos son el nivel de esfuerzo en la base de un muro o columna, o las frecuencias del edificio. Un ejemplo de mediciones que se pueden realizar en una construcción son las frecuencias y las formas modales (mediante identificación dinámica). Un ejemplo de estudio del estado del edificio actual es la inspección y levantamiento de grietas y la comparación de esto con las grietas del modelo predictivo en el edificio bajo carga muerta y/o un evento pasado conocido, como por ejemplo los asentamientos de suelo después de un sismo.

Para la selección de las propiedades de estos materiales se ha recurrido a la campaña experimental del 2019 en el que se ha identificado que siete tipos de material están presente en la infraestructura de la iglesia Además, se ha considerado los valores recomendados por Getty Conservation Institute (GCI) (Paulo B. Lourenço and João M. Pereira, 2018), y la literatura existente de diferentes estudios estructurales realizado sobre iglesias en el Perú y las normas vigentes.

## 7.2 Comportamiento y propiedades de los materiales

En el análisis avanzado estructural de edificios históricos es necesario entrar en el comportamiento no lineal de los materiales, para esto deben definirse el modelo constitutivo seleccionado para cada tipo de material. En el estudio de la iglesia de San Juan Bautista de Huaytará se aplicara el de total strain rotating crack model (TSC) (DIANA 2014), que puede describir tanto el comportamiento a tracción como a compresión de un determinado material con una relación de esfuerzo-deformación (P. B. Lourenço & Pereira, 2020).

### 7.2.1 Mampostería de ladrillo Antiguo

En los ensayos realizados se obtuvo promedios de resistencia a compresión  $f_{cb}$  de ladrillo de arcilla antiguo de 8.01 MPa y del mortero de cal de 3.33 MPa.

Con el fin de calcular la resistencia global a la compresión de la mampostería  $f_c$  el Eurocódigo 6 (EC6 2005) establece la Ecuación 3, donde  $K$  es una constante que depende de la combinación de la unidad de albañilería y mortero, para este tipo de mampostería  $K=0.55$  (grupo 1 de ladrillo de arcilla según las tablas 3.1 y 3.3 del EC6 2005).

$$f_c = K f_{bc}^{0.7} f_{mc}^{0.3}$$

*Ecuación 3*

Las resistencia promedio de compresión de la mampostería  $f_c$  es de 3.39 MPa (en unidades de ladrillo). En el caso del análisis estructural "Proyecto de Estabilización Sismorresistente" infraestructura de Hotel el Comercio (Torrealva et al., 2019) la resistencia para una obra de fábrica parecida a la de estructura presente es de 1.70 MPa (resultados de ensayos realizados en pilas de ladrillo extraídos del edificio. El Hotel de Comercio data de mediados del siglo XIX (P. B. Lourenço et al., 2019), las unidades de ladrillo son de 25 x 13 x 5 cm y el mortero es de cal y Arena (Torrealva et al., 2019). Entonces considerando un valor conservador, debido a que el estado del mortero influye en la resistencia a la compresión del conjunto de la mampostería se asumirá los valores utilizados en el Hotel el Comercio.

El valor del módulo de elasticidad  $E$  se considera  $550f_c$  (P. B. Lourenço et al., 2019) (Paulo B. Lourenço and João M. Pereira, 2018) y en la norma italiana en ASCE 41-2006 el cual resulta un valor de 935 MPa, la resistencia a la tracción  $f_t=5\%f_c$  (Paulo Lourenço, 2009) por lo que  $f_t = 0.085$  MPa. Este valor se encuentra dentro del rango definido por EC6 (0.05-0.20 MPa) y ASCE 41-06 (0.00-0.14 MPa), finalmente la densidad será considera de 1800 kg/m<sup>3</sup> (Torrealva et al., 2019).



Fig. 106. Tipo de mampostería de ladrillo antiguo con mortero de cal en ambas imagines presente en la iglesia Huaytará (izquierda) y mampostería encontrada en el hotel "Comercio" (derecha)

Para las propiedades No lineales (postcríticas) de la mampostería de ladrillo antiguo se consideran las relaciones formuladas para materiales típicos cuasi- frágiles(P. B. Lourenço, 1996), el índice de ductilidad (d) la relación entre energía de fractura y la resistencia a tracción a compresión. (Paulo B. Lourenço and João M. Pereira, 2018)(Angelillo, 2014)(Paulo Lourenço, 2009)

$$d = G_f / f$$

Ecuación 4

Para la energía de fractura de compresión (G<sub>c</sub>) se recomienda incrementar el valor de la ductilidad para elementos de baja resistencia (Paulo Lourenço, 2009).

Ahora bien, para la energía de fractura en tracción (G<sub>f</sub>) el valor del índice ductilidad (d) varía entre 0.018 y 0.040(Paulo Lourenço, 2009), debido a las diferentes metodologías para calcularla, por lo que en casos donde no se cuente con información se recomienda usar un promedio de estas d = 0.029 mm(Paulo Lourenço, 2009), sin embargo como en la relación entre las resistencias y la compresión es de 5%, se puede utilizar mediante la Ecuación 5 (Angelillo, 2014), el cual resulta (G<sub>f</sub>) 7.12 N/m.

$$G_f = 0.04 * f_t^{0.7} (N/m)$$

Ecuación 5

Tabla 15. Propiedades Mecánicas para la mampostería de ladrillo antiguo.

Ítem	Material	Densidad (Kg/m <sup>3</sup> )	Young's modulus, E [MPa]	Poisson ratio, v	f <sub>c</sub> [MPa]	f <sub>t</sub> [MPa]	Energía de Fractura Compresión G <sub>c</sub> [N/m]	Energía de Fractura Tracción G <sub>f</sub> [N/m]
1	Mampostería de Ladrillo Antiguo	1800	935	0.25	1.7	0.085	2720	7.12



### 7.2.2 Mampostería de ladrillo Contemporáneo

Este tipo mampostería es el comúnmente utilizado para la construcción de viviendas en el Perú, Esta mampostería se componen de unidades de ladrillo de arcilla artesanales cocidos al horno de tamaños 0.21 x 0.12 x 0.086 m con morteros de cemento y arena de aprox. 10 mm de espesor y , su construcción se realizó durante los años 1995 – 2000. Son estos componentes los que determinan las propiedades mecánicas de la mampostería, de las pruebas de laboratorio se obtuvo promedios de resistencia compresión  $f_{cb}$  de ladrillo de arcilla de 5.94 MPa y promedios de resistencia  $f_{cm}$  de compresión del mortero de cal de 5.79 MPa.

La resistencia a compresión de la mampostería de ladrillo contemporáneo, considerando Ecuación 3 y  $K=0.55$  (EC6 2005), es 3.24 MPa. Esta resistencia se encuentra dentro del rango de la Norma peruana E-070, que establece que la resistencia a compresión de pilas de ladrillo con mortero de cemento varía entre 3.5 y 11.0 MPa. Además, la obtenida resistencia se encuentra entre las categorías “Fair” y “Poor” de la norma ASCE 41-06 (2006) y la mampostería de ladrillo y cal de la normativa italiana (NTC 2019). Por tanto, el valor obtenido usando la fórmula de EC6 se considera aceptable. Se descartó el valor asumido inicialmente correspondiente al estudio de “Nonlinear FE Analysis of the Response to Lateral Accelerations of the Triumphal Arch of the Church of **Andahuaylillas**, Peru”(Tezcan et al., 2019) **2.4 MPa**, debido a que la mampostería de ladrillo data de finales del siglo XVI o principios del siglo XVII(Tezcan et al., 2019).

Para el módulo de elasticidad E se consideró  $E=550 f_c$  (ASCE 41-06 2006) que resulta 1780 MPa, la resistencia a la tracción  $f_t = 0.162$  MPa equivalente al 5% del  $f_c$  y la densidad de 1800 kg/m<sup>3</sup>

Para las propiedades No lineales (postcríticas) se han calculado de manera similar al de la mampostería de ladrillo Antiguo, para la energía de fractura de compresión ( $G_{Ic}$ ), considerando un  $f_c= 3.24$  MPa. Para  $f_c$  menores a 12 N/mm<sup>2</sup>, el índice de ductilidad recomendado es de 1.6 mm (Paulo Lourenço, 2009), resultando para ello una energía de fractura en compresión ( $G_{Ic}$ ) de 5186 N/m. Siguiendo el mismo procedimiento se calcula la energía de fractura en tracción ( $G_{If}$ ), aplicando la Ecuación 5, da como resultado una energía de fractura en tracción ( $G_{If}$ ) de 11.19 N/m.

Tabla 16. Propiedades Mecánicas para la mampostería de ladrillo Contemporáneo.

Item	Material	Densidad (Kg/m3)	Young's modulus, E [MPa]	Poisson ratio, $\nu$	$f_c$ [MPa]	$f_t$ [MPa]	Energía de Fractura Compresion GIC [N/m]	Energía de Fractura Traccion GIF [N/m]
2	Mampostería de Ladrillo contemporáneo	1800	1780	0.25	3.24	0.16	5186	11.19

### 7.2.3 Adobe

La mampostería de adobe fue también uno de los materiales preferidos en la construcción de edificios Incas principalmente en la costa, esto prevalece como material tipo hasta la actualidad para la construcción de viviendas en los sectores menos favorecidos. Sin embargo, el adobe presenta una gran variabilidad en sus características mecánicas ya que depende de los materiales utilizado y la forma de su elaboración, sus conexiones son bajas entre las partes estructurales, presenta comportamientos frágiles y resistencia crítica fuera del plano que ocasiona que sea susceptible a daños estructurales tempranos (grietas, separación y colapso de sus partes) (P. B. Lourenço et al., 2019), A esto se suma que la falta de mantenimiento y la ausencia de técnicas de adaptación adecuadas contribuyen a la pérdida de sus propiedades (Cancino y Lardinois 2012).

En la actual infraestructura de la iglesia San Juan Bautista se ha podido apreciar adobes que corresponden a dos etapas constructivas la primera tipo Inca (1497) en el hastial posterior y la segunda colonial (1580) que se encuentra en las paredes laterales sobre el muro de piedra, la primera sección de ambas torres, la sacristía actual y la segunda etapa para aumentar la altura del hastial posterior.

En la campaña experimental se ha realizado ensayos de compresión simple (Norma E.080) probetas cubicas de 10 x 10 x 10 cm (Laboratorio PUCP). Si bien es cierto las muestras no se han extraído del sitio arqueológico, ya que no se contaba con autorización del ministerio de cultura, las muestras ensayadas son representativas (adobes de mantenimiento fabricados con el mismo material y dentro del sitio). La resistencia media a la compresión  $f_c$  de 6 probetas estuvo alrededor de 0.56 MPa. Este resultado es equivalente con otros ensayos que se resumen en la tabla 5.4 de la Recomendaciones Para Modelamientos Avanzados de sitios Históricos de Tierra (Paulo B. Lourenço and João M. Pereira, 2018).

Tabla 17. Propiedades mecánicas de mampostería de adobe en la literatura existente. (Carina Fonseca, University College London, 2013. Revised TecMiho, 2018.)

Reference	Country	Compressive Strength $f_c$ (MPa)	Shear Strength $f_v$ (MPa)	Modulus of Elasticity $E$ (MPa)	Shear Modulus $G$ (MPa)
Testing Results PUCP (tests performed on piers)	Peru	Ica: 0.46 Lima: 0.44	Ica: 0.014–0.050 Lima: 0.010–0.043	Ica: 98 Lima: 48–75	–
Testing Results PUCP (tests performed on units)	Peru	Ica: 0.59 Lima: 1.51 Kuño T.: 0.71	–	–	–
NTE E. 080 (2017)—Peruvian building code (piers)	Peru	0.20 (required minimum)	0.025 (ultimate strength)	–	–
NTE E. 080 (2017)—Peruvian building code (units)	Peru	1.20 (ultimate strength)	–	–	–
Vargas et al. (1986)	Peru	–	0.047–0.098 (from different sources)	–	–
Ottazzi et al. (1989)	Peru	1.64	0.070	181	–
Yamin et al. (2004)	Colombia	1.22	0.314	117	30
Quagliarini, Lenci, and torio (2010)	Italy	1.00	0.140 0.270	33	–
Tarque (2008)	Peru	0.84	0.070	174	78
Liberatore et al. (2006)	Italy	–	0.021	–	–
Varum et al. (2006)	Portugal	1.13	0.109	183	33

A esta relación se añade los valores para resistencia a la compresión  $f_c$  para mampostería de Adobe de tres nuevos estudios: “Non-linear dynamic analysis of an adobe module” (Tarque et al., 2019) de 0.45 MPa; “Seismic Assessment of the Church of San Sebastian in Cusco, Peru by Means of Pushover Nonlinear Analysis” (Noel et al.,

2019) de 1.125 MPa; “Nonlinear FE Analysis of the Response to Lateral Accelerations of the Triumphal Arch of the Church of Andahuaylillas, Peru”(Tezcan et al., 2019) de 0.875 MPa.

El esfuerzo de compresión de la mampostería de Adobe es menor que el de las unidades ya que el valor está en función al de las propiedades del bloque de adobe y el espesor de las juntas de mortero (Paulay & Priestly, 1992). Por lo tanto para este análisis se asume el valor de 0.45 MPa (Tarque 2019; Torrealva, Vicente y Michiels 2018) para la resistencia a la compresión media para el adobe (Inca y Colonial). Acercándonos al lado de la seguridad. En consecuencia las otras propiedades mecánicas se relacionaran a estos estudios por lo que para el módulo de elasticidad se asume el valor 200 MPa (Tarque et al., 2019) y la Norma Peruana E.080, la resistencia a la tracción  $f_t = 0.04$  MPa(Tarque et al., 2019) equivalente a 10% de  $f_c$  y densidad de  $2000 \text{ kg/m}^3$ .

Las propiedades No lineales (postcríticas)  $G_{lc}$  y  $G_{lf}$  para la mampostería de adobe se asumen los valores deducidos en el estudio: “Non-linear dynamic analysis of an adobe module PUCP” (Tarque et al., 2019).

Tabla 18. Propiedades mecánicas de la mampostería de Adobe.

Item	Material	Densidad (Kg/m3)	Young's modulus, E [MPa]	Poisson ratio, $\nu$	$f_c$ [MPa]	$f_t$ [MPa]	Energia de Fractura Compresion GIC [N/m]	Energia de Fractura Traccion GIF [N/m]
3	Mampostería de Adobe	2000	200	0.2	0.45	0.04	155	10

#### 7.2.4 Mampostería tipo Inca de roca

La mampostería tipo Inca corresponde a una roca ígnea, intrusiva – sub volcánica, clasificada como Microdiorita (Ks-bc/i-midi), Fig. 107 que pertenece al Batolito de la Costa de la Super unidad Incahuasi de la Era Mesozoico, Periodo Cretácico superior. Esta presenta color rosado, minerales como cuarzo, plagioclasa, hornblenda, biotita embebidos en una matriz rosada alcalina, se caracteriza por sus valores altos en sus propiedades físicas y mecánicas que van desde 120 a 280 MPa en su resistencia a la compresión, pero que son susceptibles a las acciones ambientales (meteorización).

Los resultados obtenidos en los ensayos de compresión simple  $f_c$  (ASTM D7012) realizadas en el laboratorio de Mecánica de Rocas de la PUCP a 9 probetas de piedra de 5cm de diámetro y 11 cm de altura, se encontraron resistencias ultimas alrededor de 95.52 MPa; este valor corresponde a unidades de roca de una mampostería de junta seca.

Según la literatura se puede encontrar valores para resistencia a compresión mampostería de roca en los estudios realizados de análisis estructural de edificaciones históricas realizadas en Perú como: “Seismic Assessment of the Church of San Sebastian in Cusco, Peru by Means of Pushover Nonlinear Analysis”, (Noel et al., 2019)  $f_c = 2$ MPa, y “Nonlinear FE Analysis of the Response to Lateral Accelerations of the Triumphal Arch of the Church of Andahuaylillas, Peru”(Tezcan et al., 2019)  $f_c = 5.3$  MPa, “Dry Stone Masonry Ductility During an Earthquake” – Cusco, (Morais, 2017)  $f_c = 100$  MPa y “Análisis de propiedades geotécnicas de algunas rocas comunes en Chile”,

(Salinas Riveros, 2018)  $f_{bc} = 95 \text{ MPa}$  (unidades de Roca). Por otro lado, la norma italiana Circolare a la NTC 2018, hace mención que para una Mampostería cuadrada de bloques de piedra (incluido el factor de máximo coeficiente global) da un valor para  $11.48 \text{ MPa}$ .

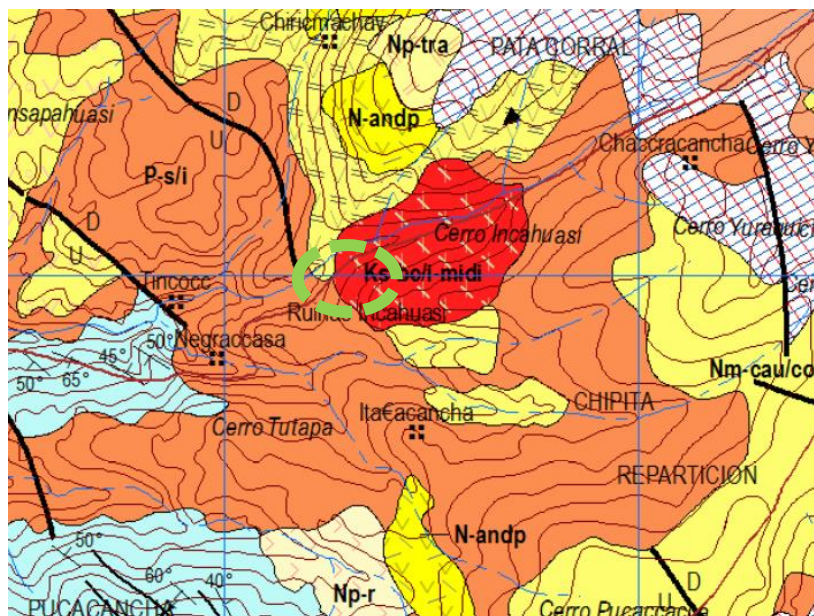


Fig. 107. Sección de la carta Geológica Nacional (28m) donde se encuentra la cantera de Incahuasi.

La resistencia a la compresión de la mampostería en general depende de sus componentes (unidades y mortero). En el caso de la mampostería de roca tipo Inca presente en Huaytará presenta juntas secas, sin embargo, no se podría considerar como un solo sólido pues las tensiones se concentrarán en algunos puntos la superficie de contacto reduciendo su resistencia. Según su similitud (junta seca) la mampostería de roca de la Iglesia San Juan Bautista es similar al de la Iglesia de Andahuaylillas, sin embargo, sus unidades de roca son elevadas ( $95.52 \text{ MPa}$ ), por lo que se asumirá los valores más altos normativos que existe hasta la fecha, según la norma italiana Circolare a la NTC 2018, para la resistencia a compresión ( $11.48 \text{ MPa}$ ). El módulo de elasticidad  $E$  ( $4620 \text{ MPa}$ ) y la resistencia a tracción un valor conservador de  $f_t = 0.05 \cdot f_c$  ( $0.574 \text{ MPa}$ ). Se ha conservado la densidad obtenida en el laboratorio de la PUCP ( $2290 \text{ kg/m}^3$ ).

En cuanto a las propiedades No lineales (postcríticas), dependen del índice de ductilidad ( $d$ ) se calcula de acuerdo a la Ecuación 4, por consiguiente para el calcular la Energía de fractura ( $G_{lf}$ ) se puede utilizar la relación de la Ecuación 4, (Paulo Lourenço, 2009), considerando el  $f_c$  ( $11.48 \text{ MPa}$ ), se recomienda utilizar un índice de ductilidad de  $1.6 \text{ mm}$  (Paulo Lourenço, 2009) dando como resultado una energía de fractura de compresión ( $G_{lc}$ ) es de  $18,363 \text{ N/m}$ .

Tabla 19. Propiedades mecánicas de la mampostería de Roca tipo Inca.

Item	Material	Densidad (Kg/m3)	Young's modulus, E [MPa]	Poisson ratio, $\nu$	$f_c$ [MPa]	$f_t$ [MPa]	Energia de Fractura Compresion GIC [N/m]	Energia de Fractura Traccion GIF [N/m]
4	Mampostería de Roca tipo Inca	2290	4620	0.25	11.48	0.574	18368	16

### 7.2.5 Mampostería de Roca tipo colonial

Esta singular mampostería está conformada por bloques de roca granito de color claro de tamaño variable ( 10 cm a 100 cm) que se une con mortero de tierra irregular y de espesor variable. Estos influyen de manera directa en las resistencia a las propiedades físicas y mecánicas (Paulo B. Lourenço and João M. Pereira, 2018). Estas propiedades se asumirán de acuerdo a las recomendaciones de la literatura existente.

En el estudio de Casa Arones de Cusco se asume un valor de 3 MPa para la resistencia a la compresión, el modulo de Young's 2340 MPa y 0.2 MPa para la resistencia a la tracción, en base de norma OPCM 3431 (2005) (P. B. Lourenço et al., 2019).



Fig. 108. comparación de mamposterías de piedra, Casa Arones Cusco (izquierda) y Iglesia san Juan Bautista (derecha)

La norma italiana Circolare a la NTC 2018, en la tabla C8.5I se brinda un rango para la mampostería de piedra partida con buena textura de  $f_c$  entre 2.6 y 3.8 MPa, que concuerda con las propiedades mecánicas de los materiales del estudio de la Casa Arones, por lo que para el presente estudio se asumirá los valores de este último ( $f_c = 3\text{MPa}$ ,  $E=2340\text{ MPa}$  y la densidad 2140 Kg/m<sup>3</sup>). Para la resistencia a la tracción se considera un valor de  $f_t = 0.15\text{ MPa}$  equivalente al 5% del  $f_c$ .

Las propiedades No lineales (postcríticas) se han calculado de manera similar al de las mampostería de albañilería, la energía de fractura de compresión (G<sub>ic</sub>), considerando un  $f_c= 3.00\text{ MPa}$ , se tiene una ductilidad de 2.5 mm, sin embargo para  $f_c$  menores a 12 N/mm<sup>2</sup>, el índice de ductilidad recomendado es de 1.6 mm (Paulo Lourenço, 2009),



resultando para ello una energía de fractura en compresión (G<sub>lc</sub>) de 4800 N/m. Con el mismo procedimiento se calcula la energía de fractura en tracción (G<sub>lf</sub>) donde se utiliza el índice ductilidad (d) promedio  $d = 0.029 \text{ mm}$  (Paulo Lourenço, 2009), dando como resultado una energía de fractura en tracción (G<sub>lf</sub>) de 4.35 N/m.

Tabla 20. Propiedades Mecánicas de la mampostería de Roca colonial.

Item	Material	Densidad (Kg/m <sup>3</sup> )	Young's modulus, E [MPa]	Poisson ratio, v	fc [MPa]	ft [MPa]	Energia de Fractura Compresion GIC [N/m]	Energia de Fractura Traccion GIF [N/m]
5	Mampostería de Roca tipo colonial	2140	2340	0.25	3	0.15	4800	4.35

### 7.2.6 Mampostería Piedra desordenada

La mampostería de piedra desordenada que se encuentra en la sacristía de la iglesia San Juan Bautista es de común uso como cimientos y/o estructura nivelante de las paredes de adobe o tapia de las viviendas familiares de la sierra peruana y se caracterizan por su desorden y su amplia heterogeneidad tanto en su forma como en sus propiedades físicas mecánicas.

En estudios similares estructuras como es el caso de la iglesia de Kuñotambo (P. B. Lourenço et al., 2019) se ha tomado como referencia la Norma OPCM 3431 2005 que define una resistencia a la compresión  $f_c$  de 0.6 MPa para esta mampostería, además la norma italiana Circolare a la NTC 2018 señala un rango de valores de 1 a 2 MPa para una mampostería de piedra desordenada (guijarros, piedras erráticas e irregulares) sin embargo se tomara como referencia el estudio de la iglesia de Kuñotambo por ser conservador Fig. 109.



Fig. 109. Comparación de mampostería de piedra desordenada ente las iglesias de Kuñotambo y San Juan Bautista de Huaytará.

En cuanto al módulo de elasticidad E se considerará  $E=550 f_c$  que resulta 330 MPa, la resistencia a la tracción  $f_t = 0.030 \text{ MPa}$  equivalente al 5% del  $f_c$  (valor conservador al de kuñotambo 0.06 MPa) y la densidad de 1900 kg/m<sup>3</sup>

Las propiedades No lineales (postcríticas)  $G_{lc}$  y  $G_{lf}$  para esta mampostería de piedra desordenada se asumen los valores deducidos en el estudio de “Seismic Retrofitting Project Modeling of Prototype Buildings” de la iglesia de Kuñotambo (P. B. Lourenço et al., 2019), en el cual se considera una energía de tracción ( $G_{lf}$ ) de 10 N/m y un valor de 1500 N/m para la energía de fractura a la compresión ( $G_{lc}$ ).

Tabla 21. Propiedades Mecánicas de la Mampostería de Piedra Desordenada.

Item	Material	Densidad (Kg/m <sup>3</sup> )	Young's modulus, E [MPa]	Poisson ratio, $\nu$	$f_c$ [MPa]	$f_t$ [MPa]	Energía de Fractura Compresión GIC [N/m]	Energía de Fractura Tracción GIF [N/m]
6	Mampostería Piedra desordenada	1900	330	0.25	0.6	0.03	1500	10

### 7.2.7 Hormigón

Las propiedades mecánicas y físicas del hormigón estandarizado han sido ampliamente estudiadas plasmándose en las diversas normas que existen (Eurocodigo, ACI, EHE - 08, etc), sin embargo la falta de capacidad técnica de los operarios para su elaboración, la calidad de materiales y una adecuada supervisión hace que exista incertidumbre sobre sus propiedades físicas mecánicas. Cuando se construyó la losa de hormigón sobre la torre de adobe (1995-2000) que soportaría el campanario de ladrillo artesanal aun la aplicación de las normas de calidad de concreto (Hormigon) en el Perú eran incipientes, por lo que para el análisis del siguiente modelo se va utilizar un Hormigón estandarizado de C16 (Eurocodigo) equivalente a un concreto de 163 Kg/cm<sup>2</sup> (16 MPa), cuyas propiedades se resumen en la tabla siguiente:

Tabla 22. Propiedades Mecánicas del Hormigón

Item	Material	Densidad (Kg/m <sup>3</sup> )	Young's modulus, E [MPa]	Poisson ratio, $\nu$	$f_c$ [MPa]	$f_t$ [MPa]	Energía de Fractura Compresión GIC [N/m]	Energía de Fractura Tracción GIF [N/m]
7	Hormigon C12	2350	27088.3	0.2	20	1.57244	-	125.71

La siguiente tabla muestra un resumen de todas las propiedades físicas mecánicas de todos los materiales presentes en la Iglesia San Juan Bautista de Huaytará.

Tabla 23. Resumen de las propiedades mecánicas los materiales utilizados en el presente estudio.

Item	Material	Densidad (Kg/m <sup>3</sup> )	Young's modulus, E [MPa]	Poisson ratio, $\nu$	$f_c$ [MPa]	$f_t$ [MPa]	Energia de Fractura Compresion GIC [N/m]	Energia de Fractura Traccion GIF [N/m]
1	Mampostería de Ladrillo Antiguo	1800	935	0.25	1.7	0.085	2720	7.12
2	Mampostería de Ladrillo contemporáneo	1,800.00	1780	0.25	3.24	0.162	5186	11.19
3	Mampostería de Adobe	2,000.00	200	0.2	0.45	0.04	155	10.00
4	Mampostería de Roca tipo Inca	2,290.00	4620	0.25	11.48	0.574	18368	16.00
5	Mampostería de Roca tipo colonial	2,140.00	2340	0.25	3.00	0.15	4800	4.35
6	Mampostería Piedra desordenada	1,900.00	330	0.25	0.60	0.03	1500	10.00
7	Hormigón C12	2,350.00	27088.3	0.2	20.00	1.572	0	125.17

### 7.3 Geometría

Con la geometría desarrollada del capítulo 5.2 y siguiendo las recomendaciones de la sección de 7.1, se ha construido una geometría 3D, ya que se quiere analizar las condiciones globales a escala real del edificio, obteniendo un modelo simplificado y optimizado del edificio histórico de Huaytará, desarrollado en AUTOCAD 2020, que cuenta con más herramientas de edición. Esto simplifica el trabajo debido a que Diana FEA 10.3 (Software de análisis estructural) permite la importación desde sólidos 3D. Sin embargo muchas veces no es posible detectar errores en las uniones entre los sólidos (0.00001 m) ya que no pueden ser visualizados fácilmente en las complicadas geometrías de los muros tipo inca, el pasaje interior de las torres y el soporte de las cúpulas ya que no son regulares. Es por ello que se tuvo especial cuidado validando y verificando los modelos realizados debido que los errores en el dibujo de la geometría se pueden traducirse en errores de la malla final del modelo de elementos finitos otorgando resultados no esperados. El modelo final no incluye la cobertura debido a su baja rigidez, la conexión débil entre la cubierta y los muros de la iglesia y que la forma de las cerchas que lo conforman no tiene vigas tirantes.

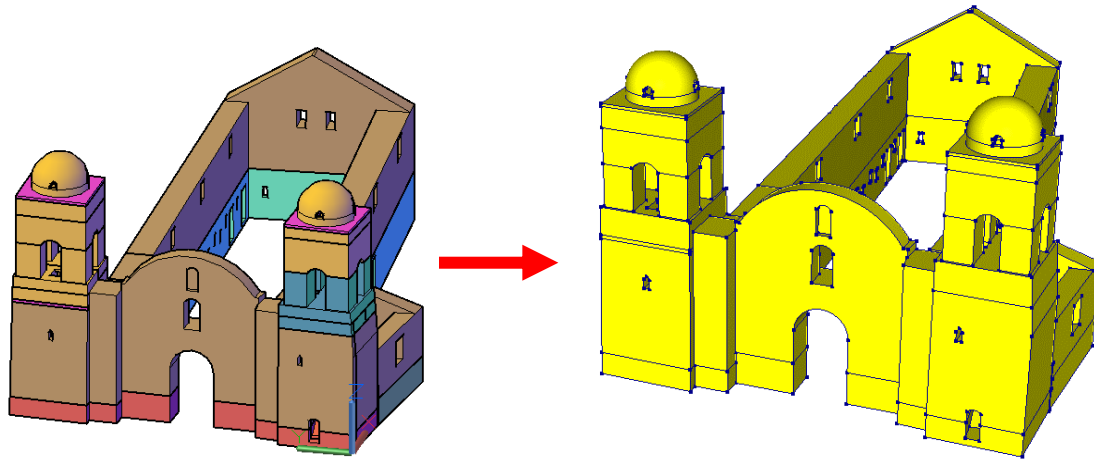


Fig. 110. Geometría de la iglesia San Juan bautista en 3D a la izquierda en AUTOCAD y a la derecha en DIANA FEA

El modelo geométrico está conformado por 38 sólidos debido a los siete tipos de materiales presentes en el edificio histórico así como algunos sólidos divididos para optimizar la cantidad de elementos y reducir los ángulos afilados de la malla.

#### 7.4 Elementos y malla de modelo

El modelo numérico de la iglesia San Juan Bautista

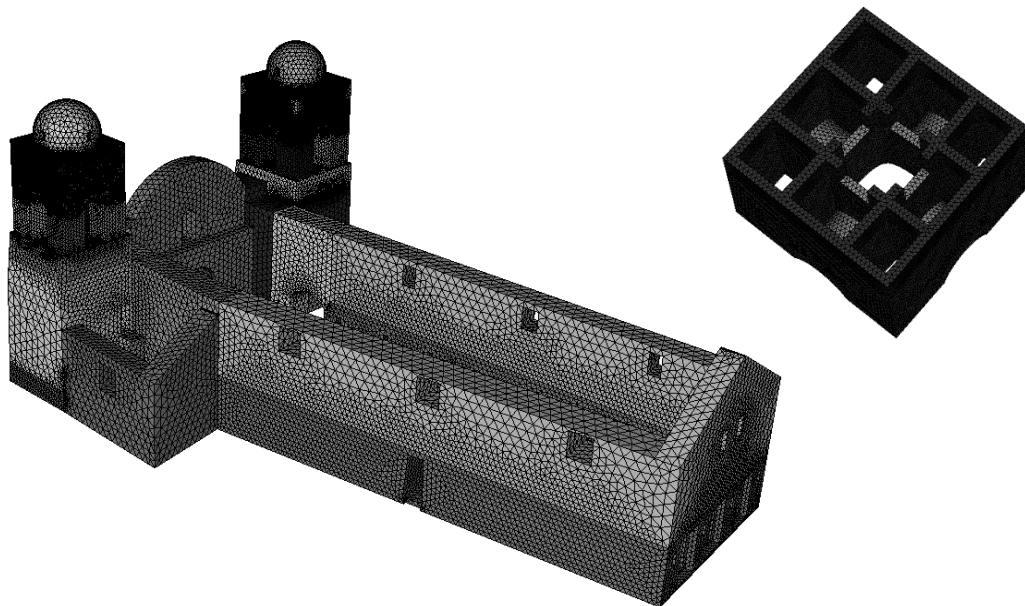


Fig. 111 incluye 746 472 elementos tetraédricos piramidales (TE12L) lineales (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**). El tamaño de los elementos de la malla se ha determinado a partir de los modelos constitutivos de los materiales y las recomendaciones de la sección 7.1 Estrategias para el modelado para garantizar la disipación correcta de la energía de fractura. El rango del tamaño de los elementos varía desde 0.1 (Parte superior de la torre) a 0.6 m (muros laterales de adobe).

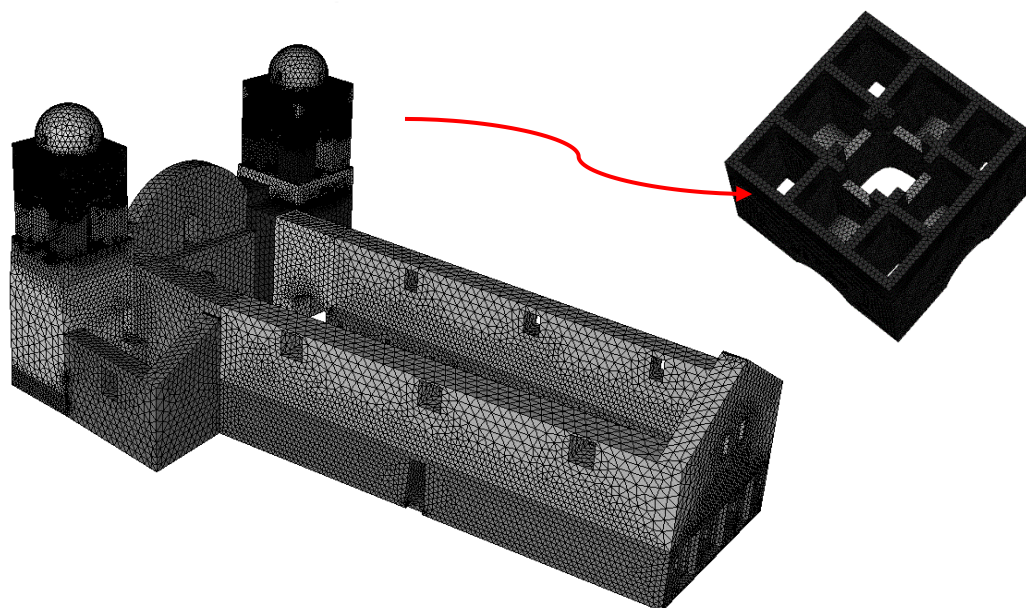


Fig. 111. Vista del modelo del modelo numérico de la Iglesia de Huaytará que muestra el tamaño y la distribución de la malla.

Tabla 24. Cantidad de elementos por cada tipo de material

Item	Material	# Elements
1	01_Ladrill_map_Anti	33,251
2	02_Ladrill_map_Nuev	324,774
3	03_Adobe	186,962
4	04_Roca	95,950
5	05_Map_Roca	27,742
6	06_Map_Piedra	2,402
7	07_Hormigon_nuevo	75,391
TOTAL		746,472

## 7.5 Cargas

Las cargas de la cobertura tanto de la nave y la sacristía de acuerdo a la sección 5.5.1 Acciones Mecánicas, se han aplicado sobre los muros laterales longitudinales de forma uniforme y distribuida estos se resumen en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**

Tabla 25. Cargas aplicadas al modelo numérico

Name	Target	Type	Direction	Value	Unit
Peso Propio	BODY	EQUIAC	Z	9.817	m/s <sup>2</sup>
Cobertura nave	SURFAC	FORCE	Z	-7205.45	N/m <sup>2</sup>
Cobertura Sacristía	SURFAC	FORCE	Z	-2771.32	N/m <sup>2</sup>

## 7.6 Condiciones de contorno

Se ha asignado un soporte en la base del modelo numérico, esto luego se transmitirá a los nodos de la malla, como un apoyo fijo, es decir restringe los movimientos traslacionales de los 3 ejes (X,Y,Z).

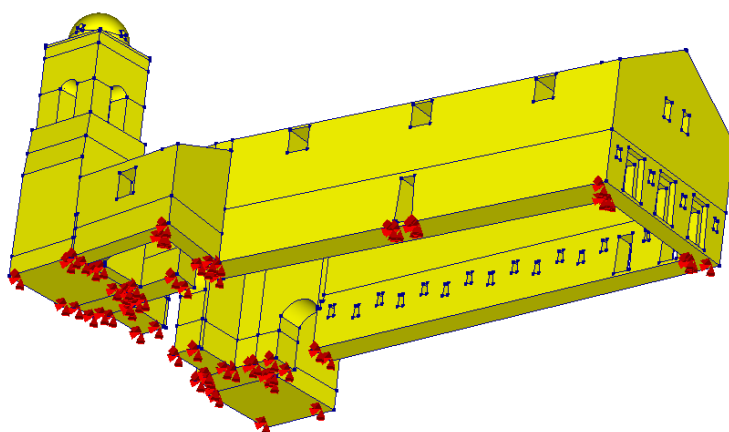


Fig. 112. Condiciones de contorno en la base del edificio histórico.

## 7.7 Modos de vibración

Este análisis nos permite verificar de forma rápida las conexiones entre los nodos de los elementos del modelo numérico Fig. 113, además son fuente de información para el análisis modal de la estructura y se puede calibrar los materiales (módulo de Young y relación de Poisson) si se cuenta con ensayos experimentales de identificación modal (R Aguilar, 2017). Cuanto más compleja sea la estructura serán necesaria mayores modos de vibración para alcanzar todas las partes del edificio histórico y así comprender los diversos comportamientos dinámicos. Se puede apreciar que las torres, la fachada principal, posterior así como las lateral son las que se producen mayores desplazamientos y son susceptibles a daños que se puedan genera.

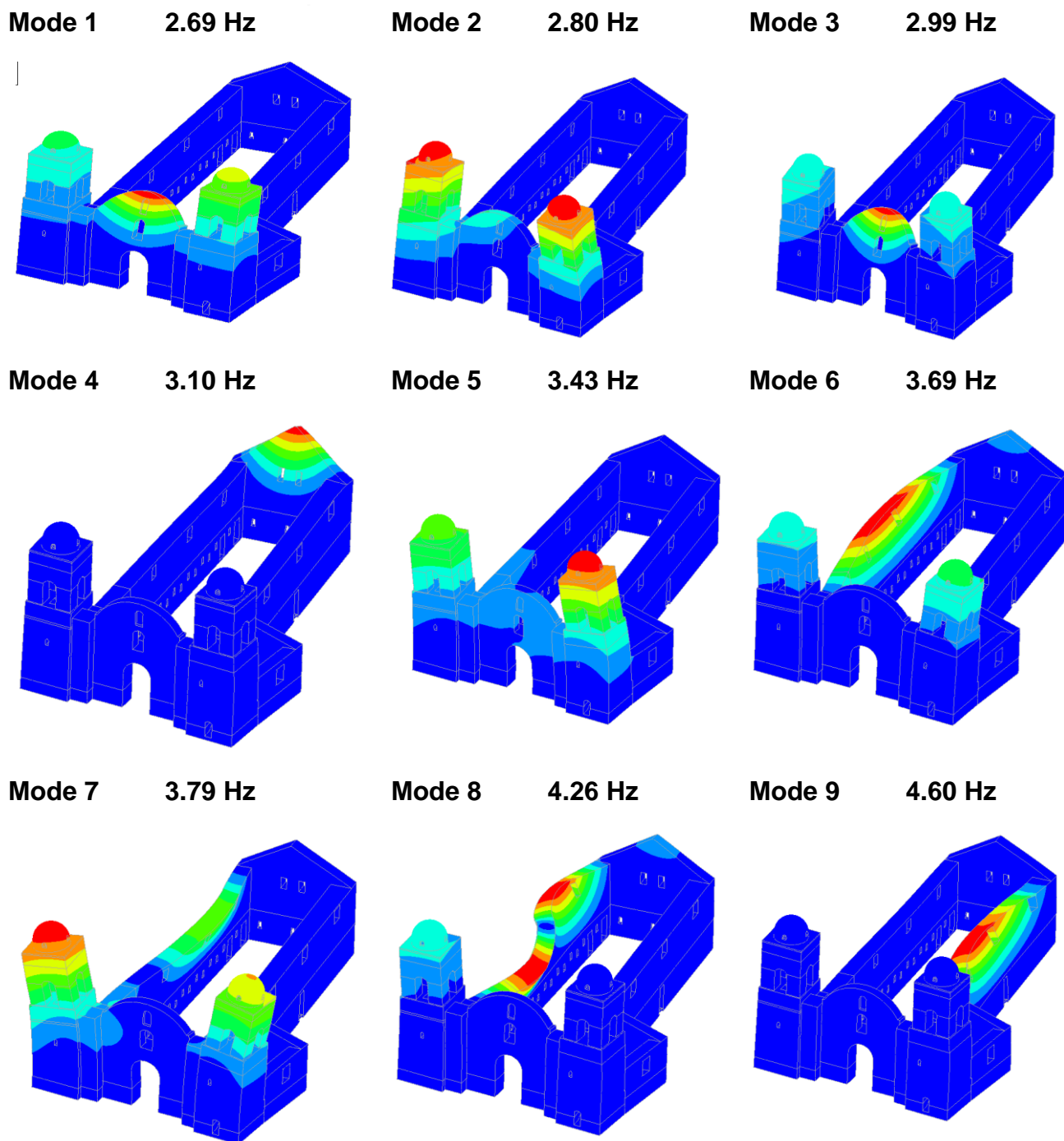


Fig. 113. Modos de Vibración del modelo numérico de la iglesia san Juan Bautista de Huaytará

### 7.8 Análisis estructural no lineal de Peso Propio

se evaluara la estructura total mediante un análisis no lineal por peso propio (cargas gravitatorias) el cual nos ayudara en identificar los lugares más inestables (zonas críticas) que por su geometría y su forma de construcción ya que este edificio ha sufrido muchas modificaciones a lo largo de su historia, se la han añadido más elementos superiores,

sobre el muro inca, muros longitudinales de adobe, sobre las torres iniciales, columnas y cúpula de mampostería de ladrillo generando daños por compresión.

Se muestra que los mayores desplazamientos se encuentran en las cúpulas de las torres Fig. 114 resultando en un desplazamiento de -4.19 mm en la torre Sur y -4.68 mm en la Torre Norte.

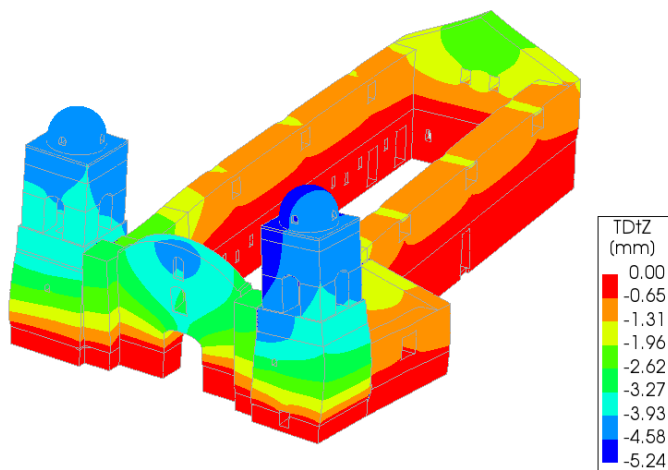


Fig. 114. desplazamientos verticales para cargas gravitatorias

Una revisión de las tensiones máximas en la dirección Z frente a cargas gravitatoria nos muestra los lugares donde se concentra los mayores esfuerzos, las tensiones se encuentran en el rango de -0.84 a 0.04 MPa Fig. 115, las mayores tensiones se encuentran ubicados en la base de las torres y la posterior (ábside). La resistencia a la compresión ( $f_c$ ) menores a vigilar son del Adobe se encuentra alrededor de 0.45 MPa y la de la mampostería de piedra desordenada en 0.6 MPa Tabla 21, las mayores sollicitaciones para el adobe se encuentran en la base de las torres (77%) por lo que aun cumple con frente a cargas gravitatorias. En cuanto a la mampostería de piedra desordenada las sollicitaciones están al 33 % de la resistencia de este material

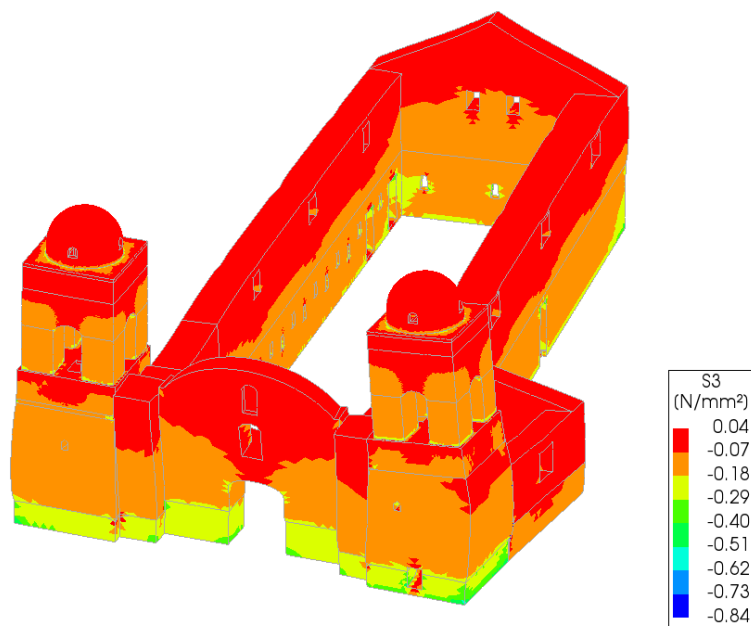


Fig. 115. Tensiones en el eje Z para cargas gravitatorias



Se puede observar que en la Fig. 116 existe algunas zonas donde los esfuerzos han superado a la resistencia del material específicamente en el material de Adobe Estas fisuras se forman en el corredor interno de la torre Norte, en menor medida en la de la torre Sur así como la base de las torres (material adobe). En el caso de las fisuras que se encuentran en los vanos de las ventanas en los muros laterales de la iglesia se debe a la carga distribuida de la cobertura, esto no necesariamente sucede en la realidad ya que la cobertura está conformada por cerchas de madera que transmiten cargas puntuales sobre los muros laterales además en el modelo numérico no se ha considerado el modelado de los dinteles de madera.

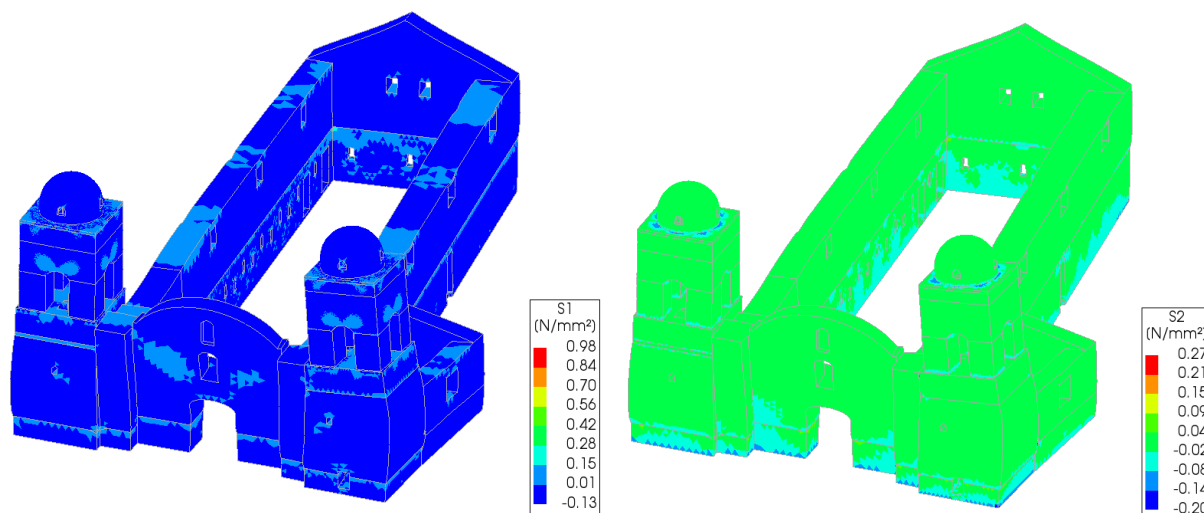


Fig. 116. Tensiones S1 y S2 para cargas gravitatorias de la iglesia San Juan Bautista

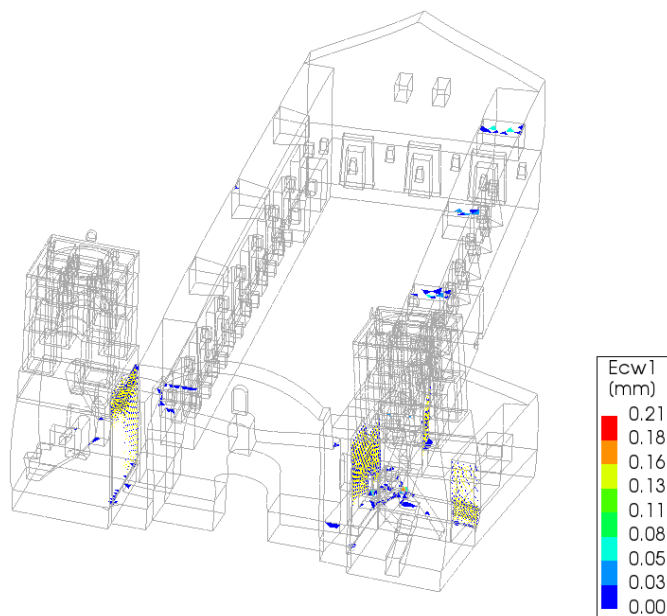


Fig. 117. Apertura de grietas en mm Ecw1 para cargas gravitatorias de la iglesia San Juan Bautista

Para evaluar de una manera cualitativa la seguridad global de la estructura y identificar los sectores más vulnerables, se ha incrementado monótonicamente el peso de la

estructura hasta que la estructura colapse. Para ello se analiza en los nodos superiores de las cupulas Fig. 118 la curva de capacidad ya que estos sectores presentan los máximos desplazamientos Fig. 114, esta curva además representa algún cambio en el comportamiento global del edificio histórico, el factor de carga esta alrededor de 1.8 que es donde se produce el colapso de los corredores interiores Fig. 119.

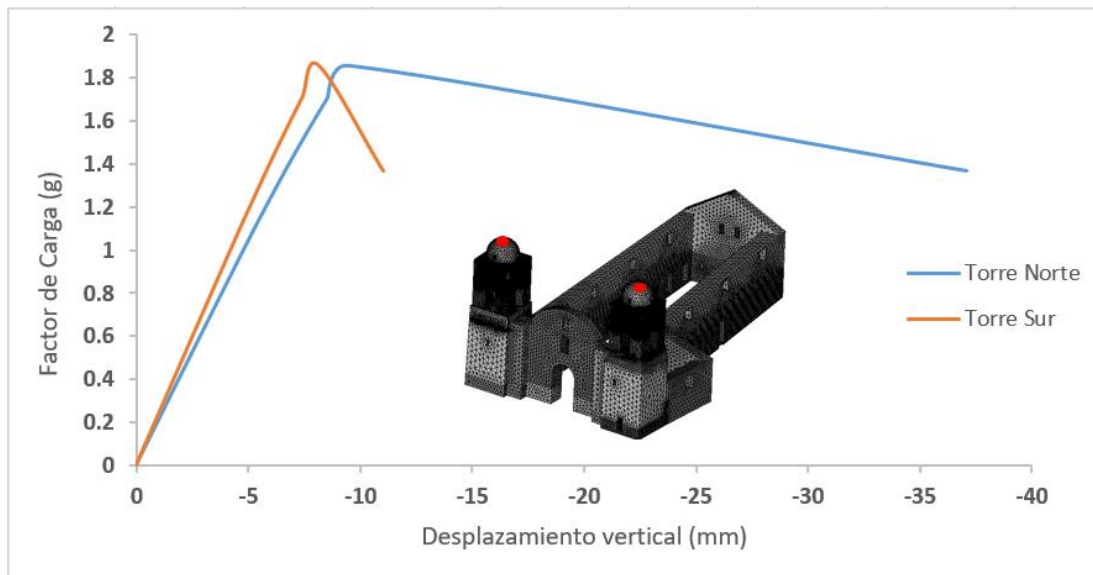


Fig. 118. Curva de capacidad de la iglesia San Juan Bautista de Huaytará frente a cargas Verticales

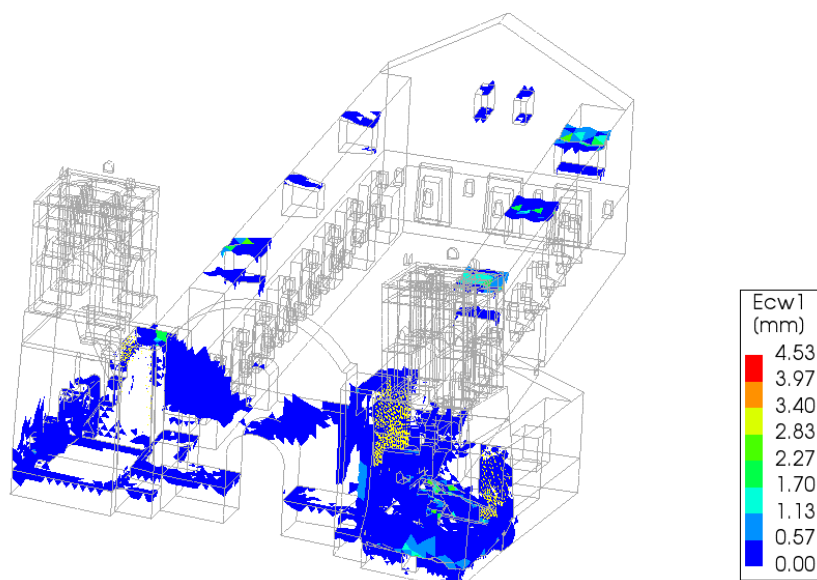


Fig. 119. Apertura de grietas en mm Ecw1 para cargas gravitatorias mayoradas, en el estado de colapso de la iglesia San Juan Bautista

### 7.9 Análisis estructural Pushover

Se ha realizado un análisis Pushover a fin de conocer el comportamiento global y del de la estructura frente a cargas horizontales (sismo), así como la capacidad dúctil del sistema estructural e indicar el mecanismo, el nivel de carga y la deformación en los que se produce la falla (P. B. Lourenço & Pereira, 2020). Este método es uno de los mejores para la evaluación sísmica en edificaciones históricas. Comparado con los tipos de análisis más avanzados, como el análisis dinámico no lineal, el análisis Pushover ha demostrado ser un enfoque adecuado y práctico para la evaluación sísmica (Endo et al., 2015; P. B. Lourenço et al., 2011; P. B. Lourenço & Pereira, 2020). De todos los patrones de distribución de carga disponibles, el proporcional a la masa parecería ser el método Pushover más confiable para las estructuras de mampostería (Endo et al., 2017; Saloustros, Pelà, Roca, et al., 2015) (P. B. Lourenço & Pereira, 2020)

El método Pushover se inicia aplicando las cargas en dos fases. La primera fase se aplica el peso propio y en la segunda fase se aplica una aceleración horizontal proporcional a la distribución de la masa, este proceso se muestra en la Fig. 120.

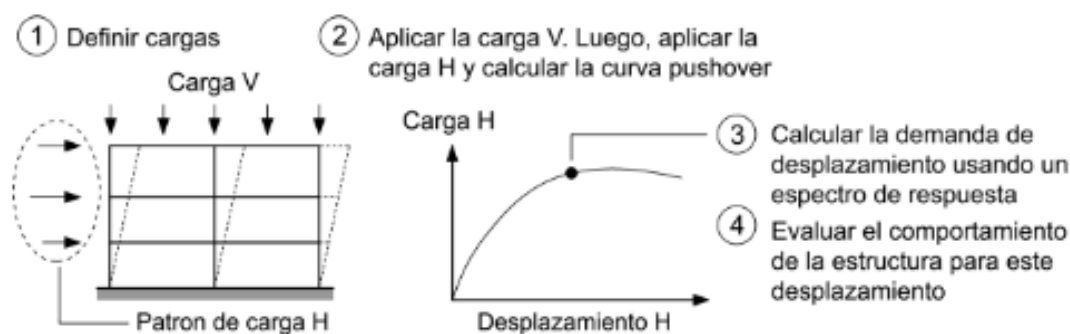


Fig. 120. Resumen del proceso del análisis Pushover para la evaluación sísmica (P. B. Lourenço & Pereira, 2020)

Una vez definidos los ejes principales del modelo numérico en las direcciones positivas y negativas Fig. 121, se han aplicado cargas laterales en cada de estos ejes. Con el fin de una mejor evaluación se ha decidido dividir el edificio histórico en 3 sectores: Nave, Torre Norte y Torre Sur, ya que entre estos sectores existen juntas de construcción y se encuentran separadas. Esto se corrobora con la información histórica detallada en la sección 3 INVESTIGACIÓN HISTÓRICA. Esta división del análisis nos ayudara evaluar de manera independiente el comportamiento estructural para cada una de las estructuras.

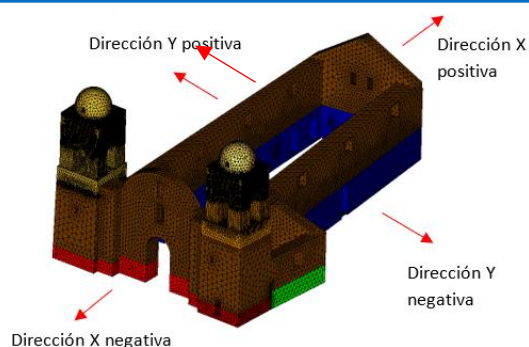


Fig. 121. vista de las direcciones del modelo numérico de la iglesia San Juan Bautista de Huaytará, que se utilizarán en el análisis Pushover.

### 7.9.1 Nave principal

Se ha llevado cuatro análisis Pushover en las direcciones principales de la nave. Para la dirección X positiva, la carga lateral máxima aplicada es 0.091 g que corresponde a un desplazamiento de 6.67 mm para el nodo 29886 que se encuentra en el punto más alto de la fachada del hastial Fig. 122. Después de superar la capacidad máxima la estructura adopta un comportamiento de “softening”, se observa la activación del mecanismo de falla por volteo fuera del plano mediante la separación por grietas en la conexión entre muro hastial de adobe con los muros laterales de la nave y la unión entre los materiales de Roca y adobe Fig. 123.

Asimismo, en la fachada principal el patrón de daños inicia en la conexión superior entre la fachada y los muros laterales, así como apertura de grietas horizontales en la unión entre el muro de mampostería de roca y adobe generando un mecanismo de falla de volteo hacia el interior de la nave Fig. 123. Estos mecanismos de falla con congruentes con el mapeo de daños desarrollado en la sección 5.6 Daños y Alteraciones.

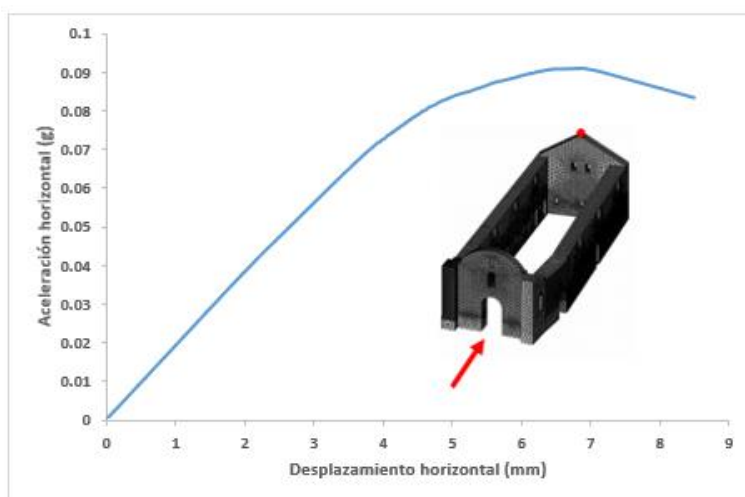


Fig. 122. Diagrama carga desplazamiento en la dirección X positiva para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará para el nodo 29886.

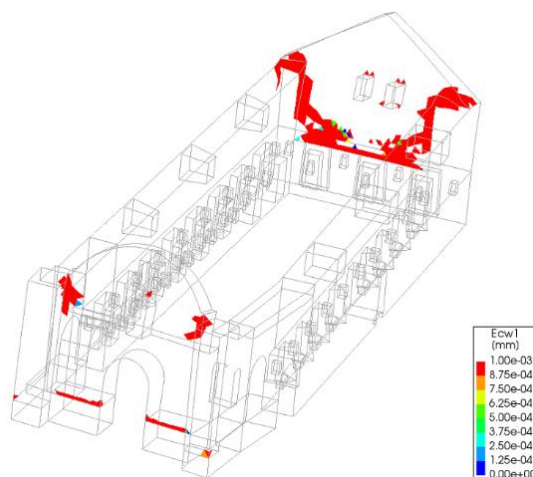


Fig. 123. Patrón de daños de la Nave en dirección X positiva para apertura de grietas superiores a 1 mm

Por su parte en la dirección X negativa la capacidad máxima de la curva de carga – desplazamiento horizontal se encuentra al aplicar un factor de carga de 0.1001 g que corresponde a 8.7 mm en el nodo 28077 que se encuentra en la parte más elevada de la fachada principal Fig. 124. En la carga ultima de colapso se presenta en la fachada frontal un mecanismo de colapso producto del volteo hacia fuera del plano que origina grietas en la conexión con los muros laterales y en la parte superior del sobrecimiento (unión entre los materiales de mampostería de roca y adobe). En cuanto a la fachada posterior del hastial se presenta separación por grietas horizontales en la parte externa (unión de roca tipo inca con los muros de adobe), producto del mecanismo de falla por volteo hacia el interior de la nave. Se presenta grietas sobre la parte media de la entrada en forma de arco que conecta la sacristía con la Nave. Fig. 125

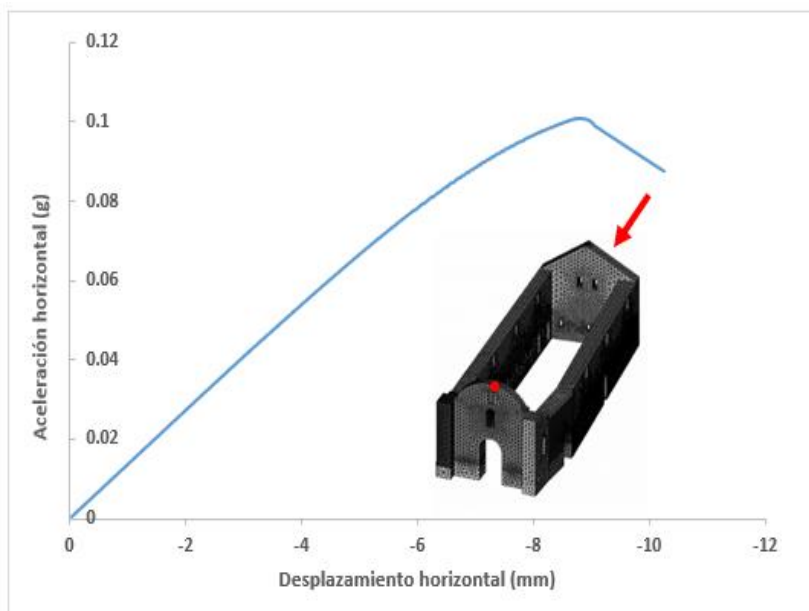


Fig. 124. Diagrama carga desplazamiento en la dirección X negativa para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará en el nodo 28077

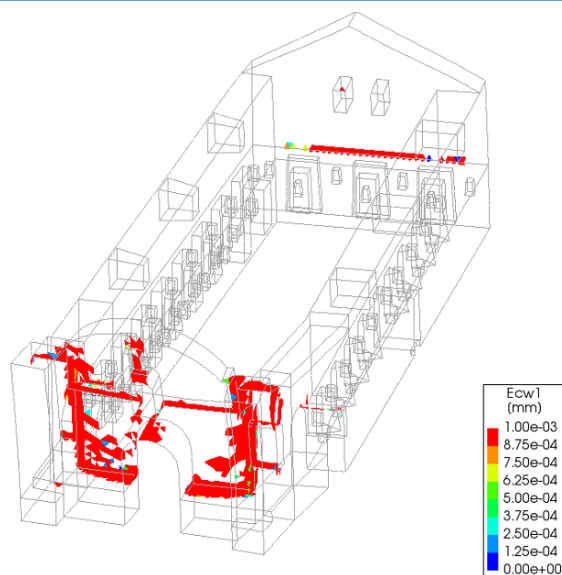


Fig. 125. Patrón de daños de la Nave en dirección X negativa para apertura de grietas superiores a 1 mm

Al someter al modelo numérico a las cargas horizontales en la dirección Y positiva la capacidad máxima de la curva de carga – desplazamiento horizontal se encuentra un factor de carga de 0.0922 g que corresponde a 3.34 mm en el nodo 30303 sobre la parte media y elevada del muro de adobe Sur Fig. 126. En la carga ultima de colapso se presenta apertura de grietas horizontales sobre el muro Inca de roca generando un mecanismo de falla por volteo fuera del plano. De manera similar entre el sobrecimiento de mampostería de roca y la unión con el adobe en la sacristía en la parte inicial del muro norte. Además, grietas verticales aparecen en las conexiones de la fachada principal con los muros laterales y los arcos de las entradas laterales y frontal a la nave Fig. 127.

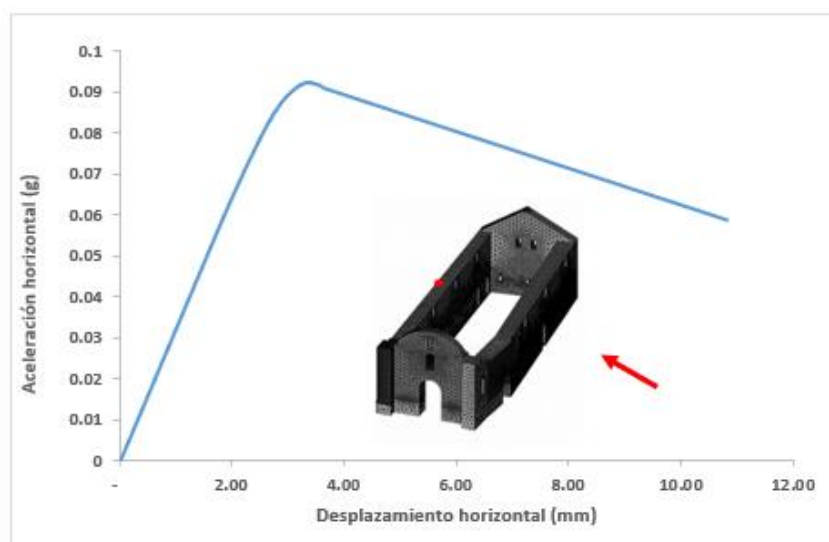


Fig. 126. Diagrama carga desplazamiento en la dirección Y positiva para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará en el nodo 30303.

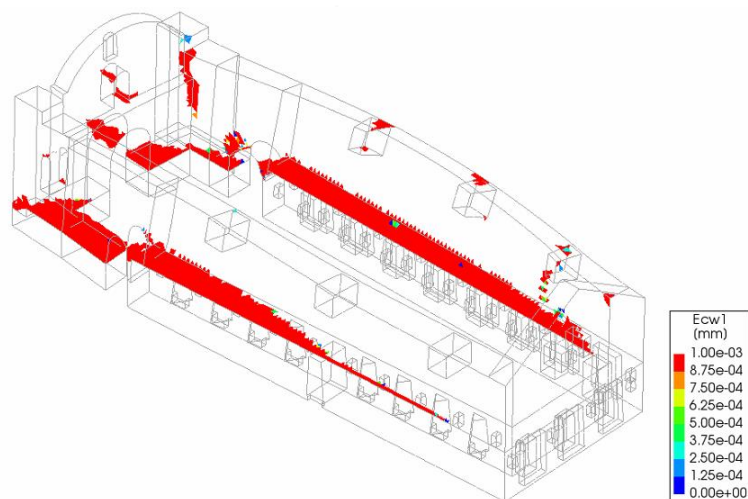


Fig. 127. Patrón de daños de la Nave en dirección Y positivo para apertura de grietas superiores a 1 mm

En cuanto a la dirección Y negativa en el modelo numérico a aplicar las cargas horizontales la capacidad máxima de la curva de carga – desplazamiento horizontal se encuentra al aplicar un factor de carga de 0.0945 g que corresponde a 3.60 mm en el nodo 30217 Fig. 128. En la carga ultima de colapso se genera un mecanismo de falla por volteo fuera de plano generando grietas exteriores horizontales sobre el muro Inca. De manera similar ocurre en la parte exterior de la unión entre la mampostería de roca y adobe en el primer tramo de la nave. De manera similar cuando se aplican las cargas en sentido contrario (+Y); aparecen grietas de menor dimensión aparecen sobre los dinteles de la fachada principal Fig. 129.

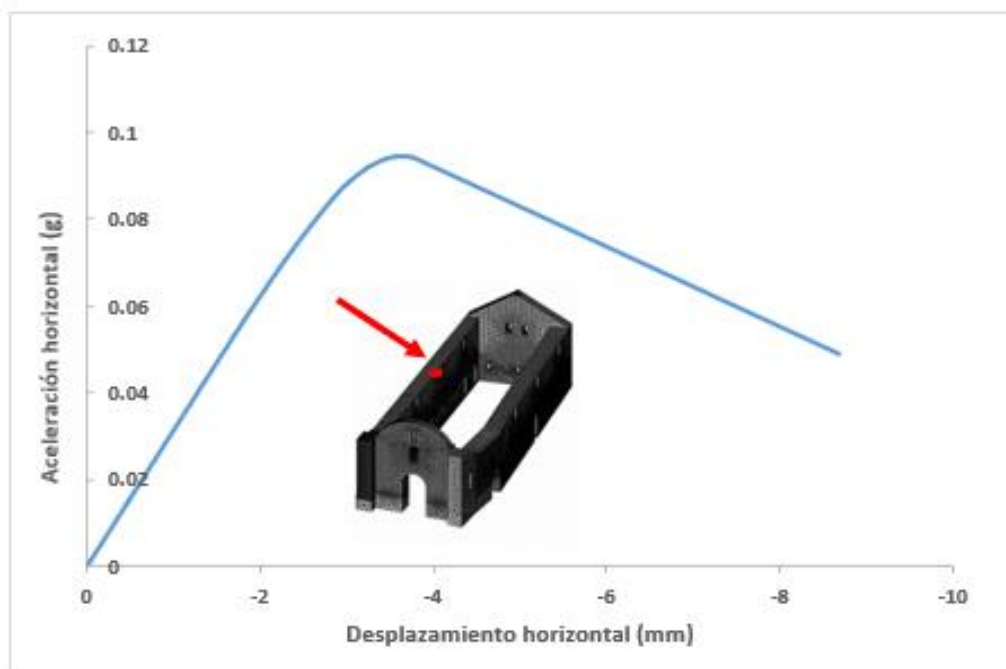


Fig. 128. Diagrama carga desplazamiento en la dirección Y negativa para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará en el nodo 30217.

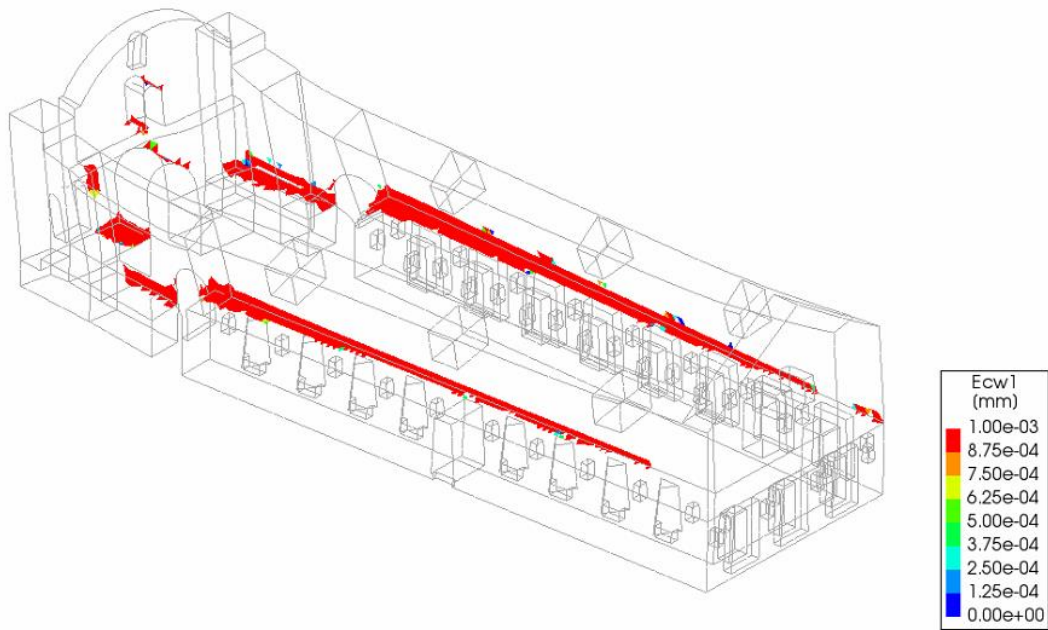


Fig. 129. Patrón de daños de la Nave en dirección Y negativo para apertura de grietas superiores a 1 mm.

El modo de fallo habitual presentado es la activación del mecanismo por volteo fuera del plano sobre el muro de roca tipo Inca y la unión con el material de adobe, esto se debe a una mayor rigidez y inercia debido a su considerable que varía 1.40 (muro sur) a 1.80 m (muro norte). Las direcciones más débiles que tienen capacidad lateral muy baja para la estructura son las direcciones +X y +Y Fig. 130

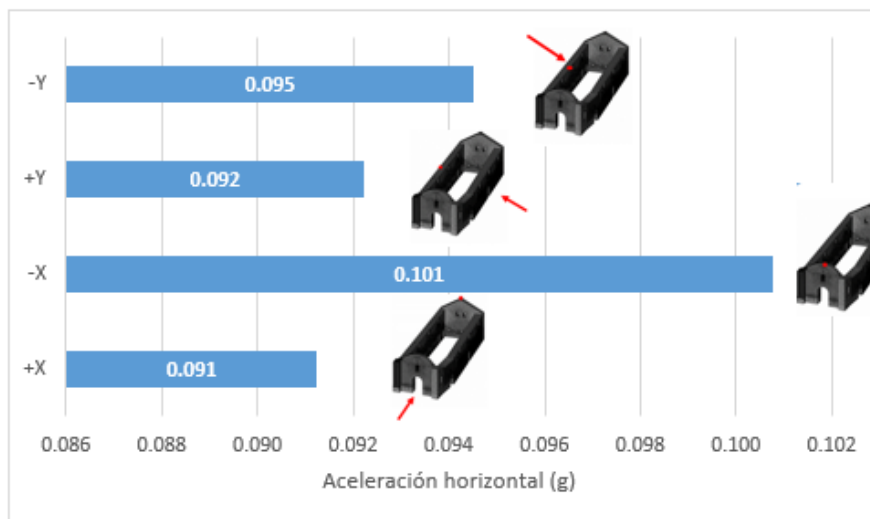


Fig. 130. Comparación de diferentes capacidades máximas de la nave para todas las direcciones Pushover de la iglesia San Juan Bautista



## 7.9.2 Torre Norte

Siguiendo el procedimiento aplicado en el análisis Pushover en las cuatro direcciones de la nave se aplica a la torre Norte y torre Sur, debido a su geometría los nodos donde se analizarán los máximos desplazamientos serán en lo alto de las cúpulas en todas las direcciones.

Al aplicar las cargas horizontales en la dirección X positiva se puede construir un diagrama aceleración horizontal (g) – desplazamiento. Se observa que la capacidad máxima se encuentra al aplicar una carga lateral de 0.0385 g que corresponde a un desplazamiento de 5.69 mm en el nodo 9638 en la parte más alta de la torre (cúpula) Fig. 131. El mecanismo de fallo que se presenta es el de volteo fuera del plano, debido a la activación de grietas horizontales encima del sobrecimiento de mampostería de en la unión con el adobe. Además, se presenta grietas verticales en la parte baja del corredor interior de la torre y sus paredes laterales Fig. 132.

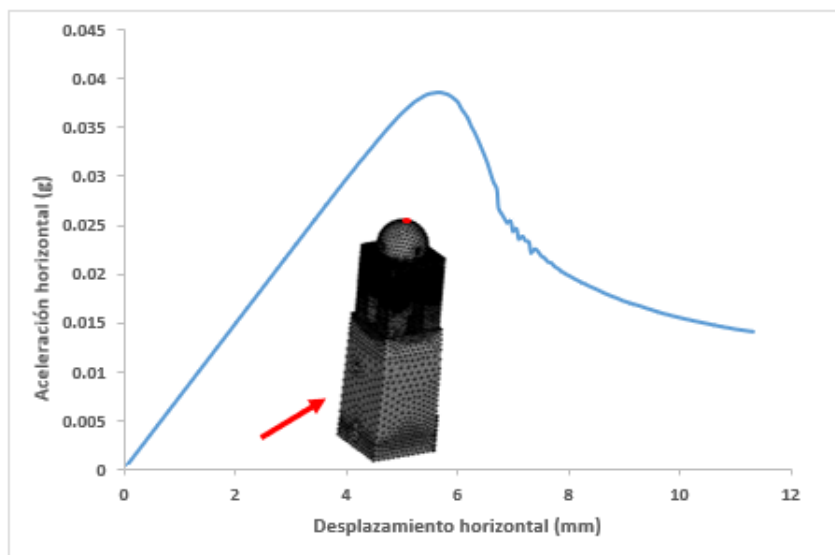


Fig. 131. Diagrama carga desplazamiento en la dirección X positiva de la Torre Norte para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará en el nodo 9638

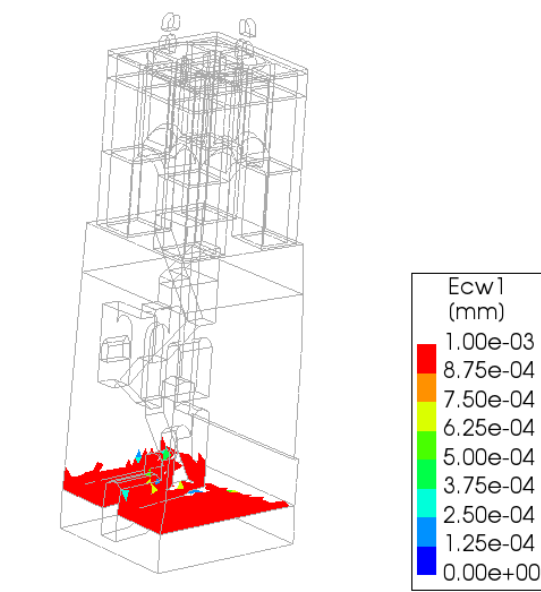


Fig. 132. Patrón de daños de la Torre Norte en dirección X positivo para apertura de grietas superiores a 1 mm

En la dirección X negativo la capacidad máxima del diagrama aceleración horizontal (g) – desplazamiento se encuentra al aplicar cargas laterales de 0.0451 g que corresponde a una deformación de 6.62 mm en el nodo 9638 que se encuentra en la parte superior de la torre Fig. 133. El mecanismo falla es volteo fuera del plano que es activado por la formación de grietas horizontales en la posterior de la torre en la unión entre la mampostería de roca y adobe. Además, se presenta grietas dentro del corredor interior de la torre Fig. 134.

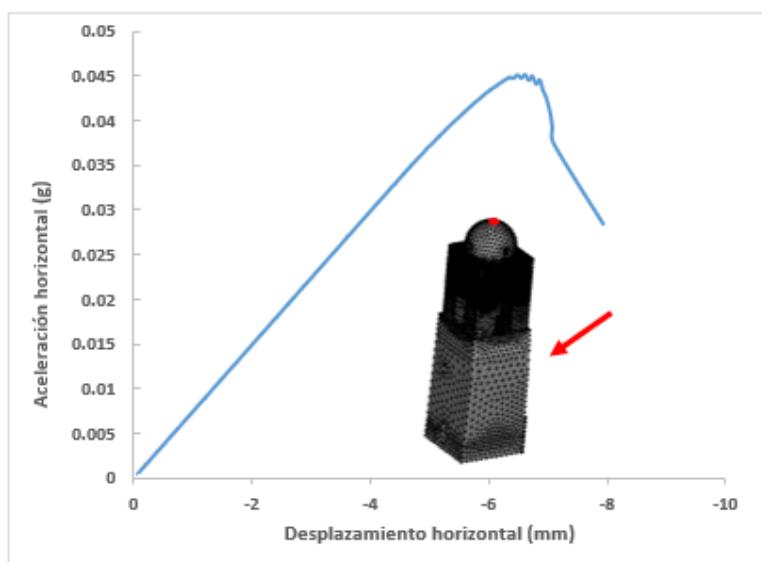


Fig. 133. Diagrama carga desplazamiento en la dirección X negativa de la Torre Norte para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará en el nodo 9638.

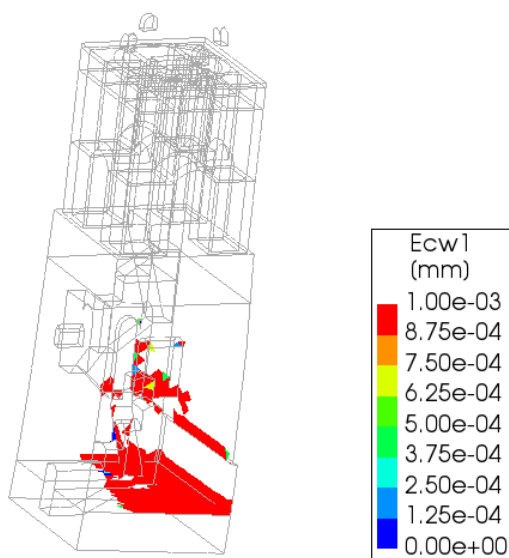


Fig. 134. Patrón de daños de la Torre Norte en dirección X negativo para apertura de grietas superiores a 1 mm.

En la dirección Y positivo la capacidad máxima en el diagrama aceleración horizontal (g) – desplazamiento, se encuentra al aplicar cargas laterales de 0.04313 g que corresponde a una deformación de 6.20 mm en el nodo 9638, en la parte más alta de la torre Norte Fig. 135. El mecanismo falla es volteo fuera del plano que es activado por la formación de grietas horizontales en la fachada Norte de la torre en la unión entre la mampostería de roca y adobe. Además, se presenta origina la aparición de las grietas dentro del corredor interior Fig. 136.

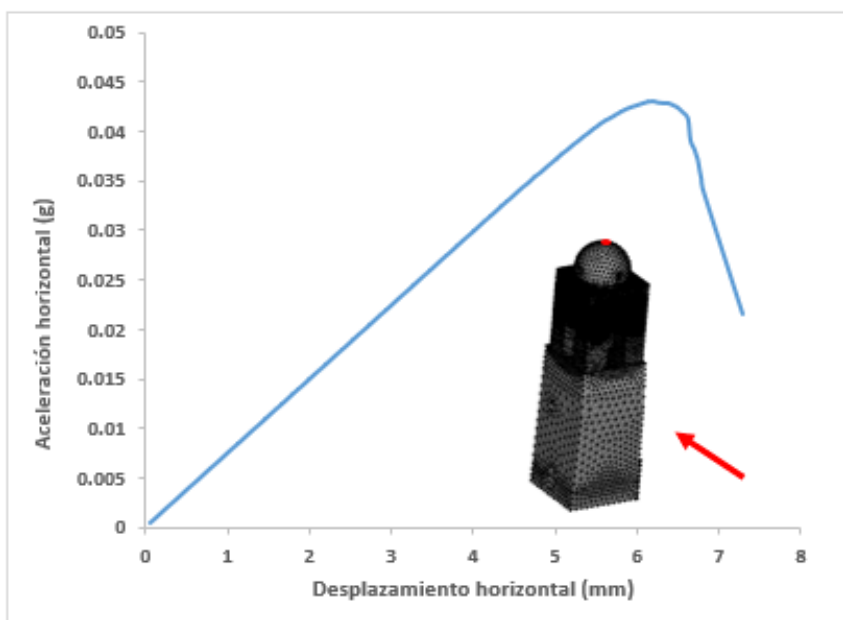


Fig. 135. Diagrama carga desplazamiento en la dirección Y positiva de la Torre Norte para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará en el nodo 9638.

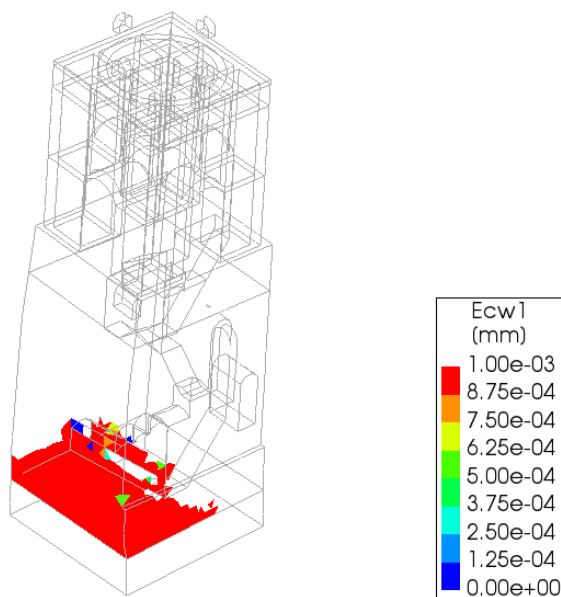


Fig. 136. Patrón de daños de la Torre Norte en dirección Y positivo para apertura de grietas superiores a 1 mm.

En la dirección Y negativo la capacidad máxima del diagrama aceleración horizontal (g) – desplazamiento se encuentra al aplicar cargas laterales de 0.042 g que corresponde a una deformación de 5.94 mm en el nodo 9638, ubicado en la parte superior de torre Fig. 137. Las grietas son más extendidas que en otras direcciones se inician como grietas horizontales en la fachada del lado sur, en la unión entre la mampostería de roca y adobe. Estas grietas se van extendiendo por toda la torre debido a que el corredor interno se encuentra pegado a ese lado de la fachada Fig. 138.

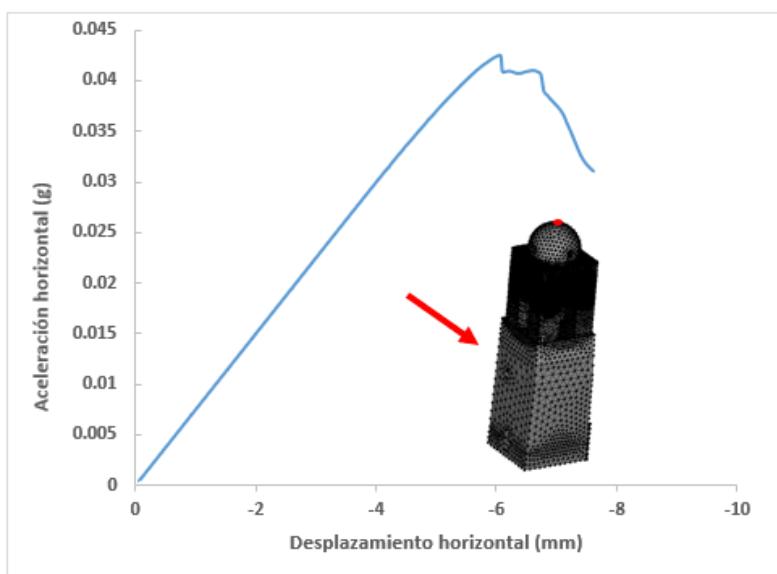


Fig. 137. Diagrama carga desplazamiento en la dirección Y negativa de la Torre Norte para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará en el nodo 9638.

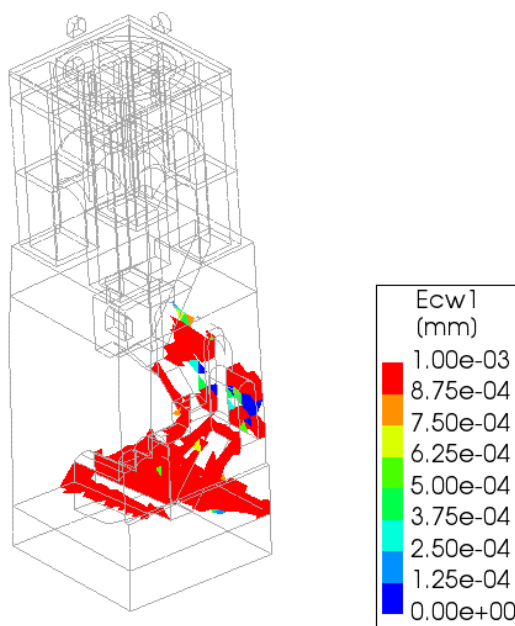


Fig. 138. Patrón de daños de la Torre Norte en dirección Y negativo para aperturas de grietas superiores a 1 mm.

El modo de fallo habitual presentado al aplicar cargas horizontales en las cuatro direcciones de la torre Norte es la activación del mecanismo por volteo fuera del plano sobre la mampostería de roca en la unión con el material de adobe. Las direcciones más débiles que tienen capacidad lateral muy baja para la estructura son las direcciones +X y -Y Fig. 139. Esto ocurre en el caso de la dirección +X debido a la geometría (en esta dirección el corredor se encuentra paralelo a la aplicación de la carga, ya no encuentra vacíos) las grietas se extienden por casi toda la superficie horizontal de la unión entre mampostería de roca y adobe. Esto no permite que se la energía se pueda disipar por el corredor interno como ocurre en la otra dirección.

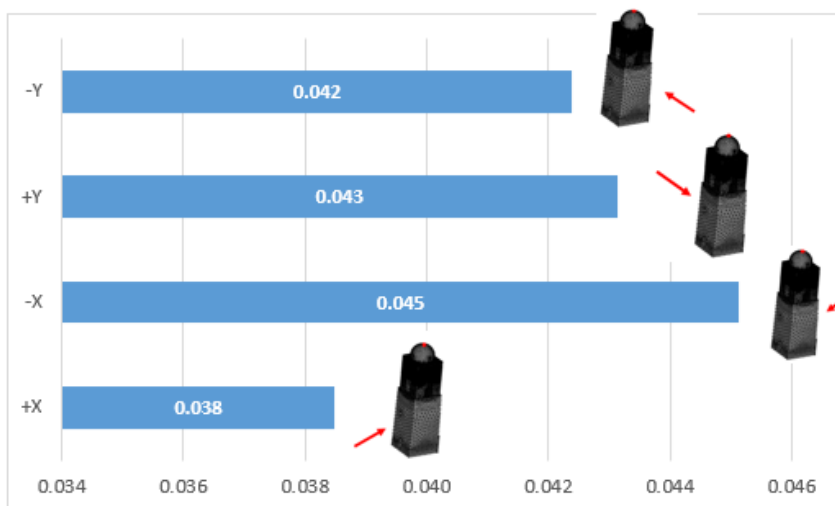


Fig. 139. comparación de diferentes capacidades máximas de la torre Norte para todas las direcciones Pushover de la iglesia San Juan Bautista

### 7.9.3 Torre Sur

En la direcció X positiva per la torre sur la capacitat màxima del diagrama acceleració horitzontal (g) – desplaçament al aplicar una càrrega lateral de 0.045 g que corresponde a un desplaçament de 5.28 mm en el node 7192 ubicat en la part més alta de la torre Fig. 140. El mecanisme de falla en esta torre es similar al de la torre norte, las grietas horizontales se inician en la fachada norte en la unión de los materiales de mampostería de roca y adobe y activan el mecanismo de falla por volteo fuera del plano. en su recorrido se encuentran con el corredor interno de la torre y es por donde se disipan formando grietas verticales donde se disipan redistribuyendo esfuerzos Fig. 141.

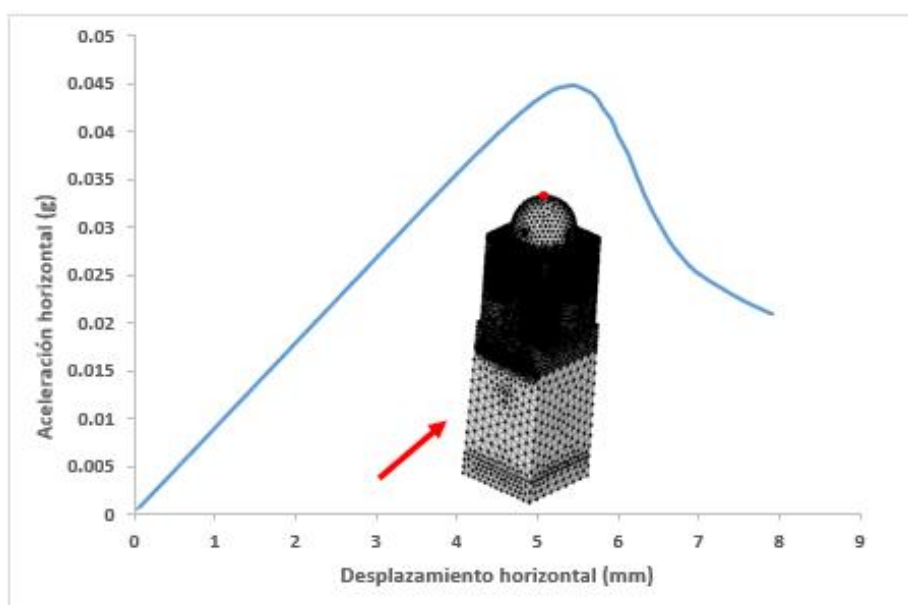


Fig. 140. Diagrama carga desplazamiento en la dirección X positiva de la Torre Sur para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará en el nodo 7192.

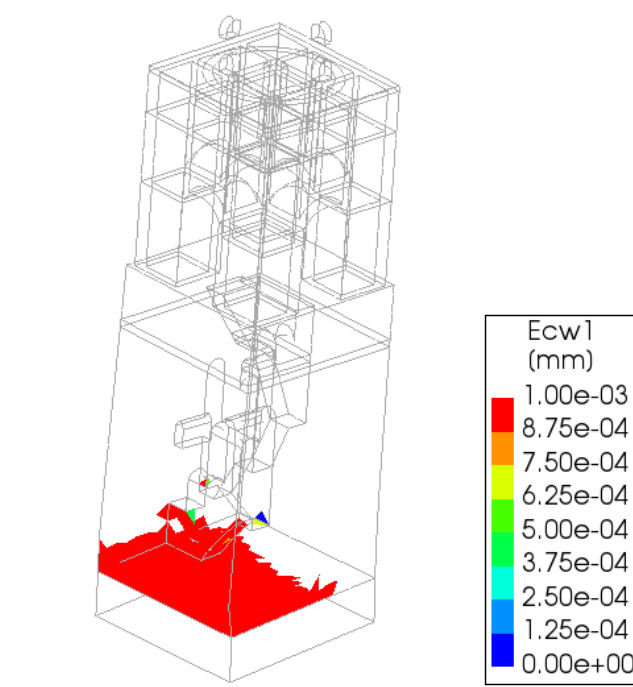


Fig. 141. Patrón de daños de la Torre Sur en dirección X positivo para aperturas de grietas superiores a 1 mm.

En la direcció X negativa la capacitat màxima del diagrama acceleració horitzontal (g) – desplaçament al aplicar una carga lateral de 0.044 g que corresponde a un desplaçament de 5.31 mm en el nodo 7192 Fig. 142, el mecanismo falla de volteo fuera de plano que se presenta en esta torre se activa al formarse grietas horizontales en la unión de los materiales de mampostería de roca y adobe. Estas continúan su recorrido hasta encontrarse con el corredor interno de la torre por donde se disipan y redistribuyen de esfuerzos hasta generar el mecanismo de colapso. Fig. 143.

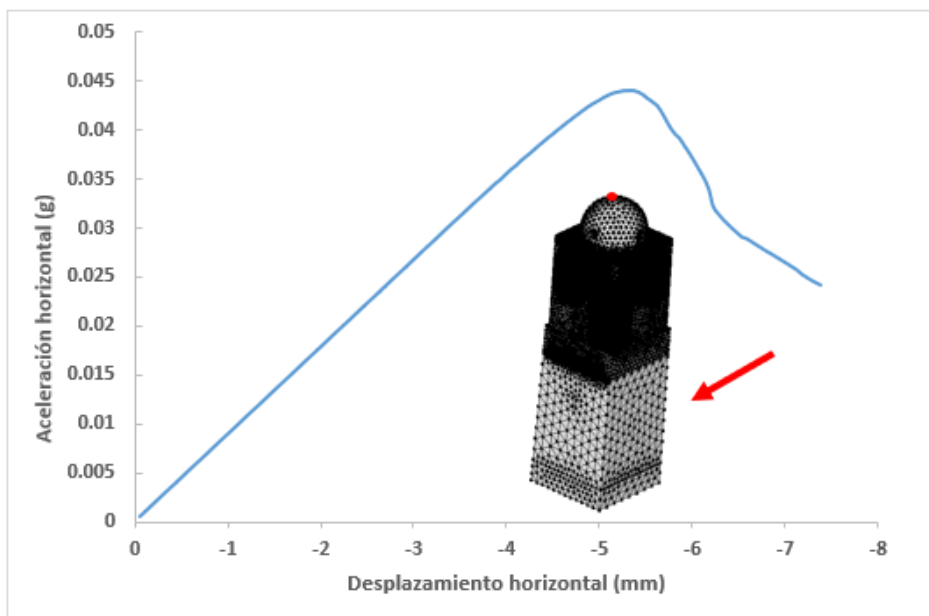


Fig. 142. Diagrama carga desplazamiento en la dirección X negativa de la Torre Sur para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará en el nodo 7192.

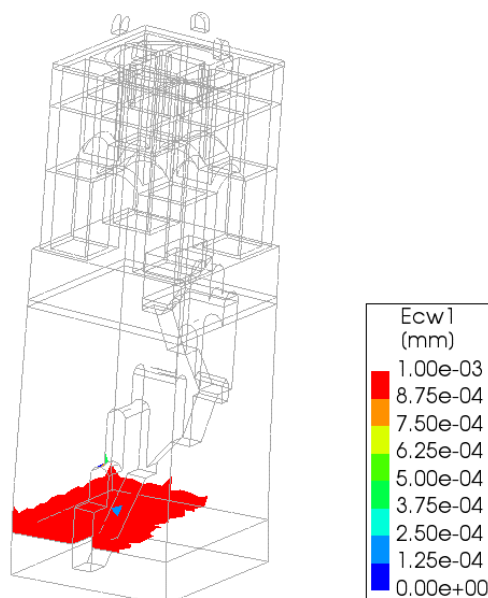


Fig. 143. Patrón de daños de la Torre Sur en dirección X negativa para aperturas de grietas superiores a 1 mm.

En la direcció Y positiva la capacitat màxima del diagrama acceleració horitzontal (g) – desplaçament al aplicar una carga lateral de 0.043 g que corresponde a un

desplazamiento de 5.50 mm en el nodo 7192 ubicado en la parte más elevada de la torre Sur, Fig. 144. El mecanismo de volteo fuera del plano en esta torre se activa en la fachada norte en la unión de los materiales de mampostería de roca y adobe. Inicialmente se van generando grietas que se van desplazado por la superficie horizontal hasta llegar al corredor interno donde se disipan y redistribuyen de esfuerzos formando grietas hasta generar el mecanismo. Fig. 145.

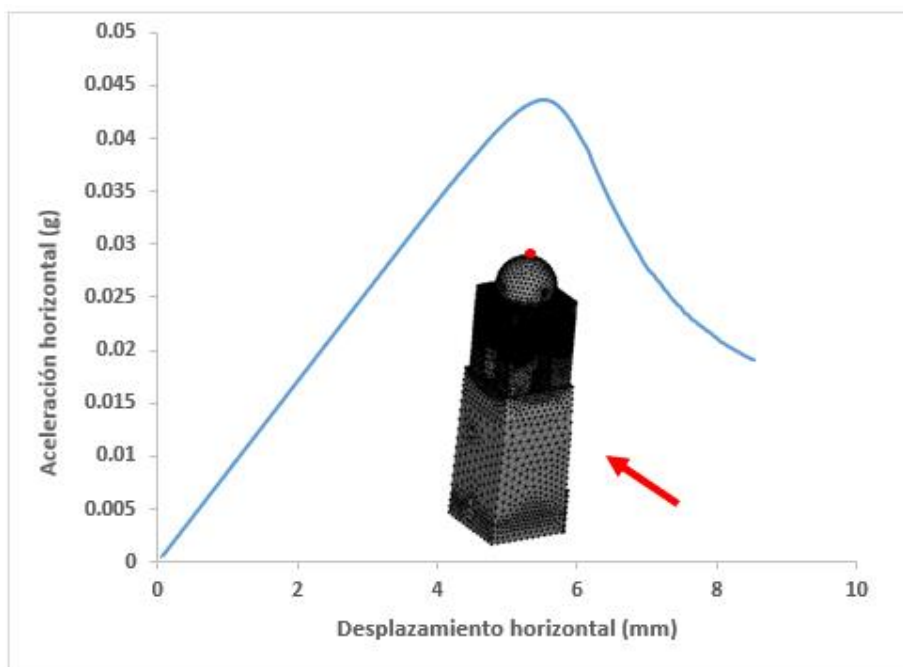


Fig. 144. Diagrama carga desplazamiento en la dirección Y positiva de la Torre Sur para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará en el nodo 7192.

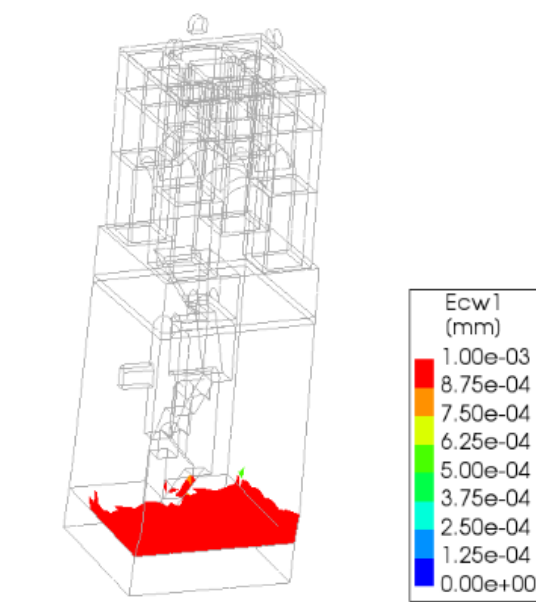


Fig. 145. Patrón de daños de la Torre Sur en dirección y positiva para aperturas de grietas superiores a 0.1 mm.

En la dirección Y negativa la capacidad máxima del diagrama aceleración horizontal (g) – desplazamiento al aplicar una carga lateral de 0.0419 g que corresponde a un



desplazamiento de 5.32mm en el nodo 7192 ubicado en la parte más elevada de la torre sur Fig. 146, el mecanismo falla por volteo fuera de plano se activa en la fachada sur del sobrecimiento con la generación de grietas horizontales en la unión entre los material de mampostería y adobe. Estas grietas se van desplazando por la superficie horizontal hasta generar el mecanismo Fig. 147,

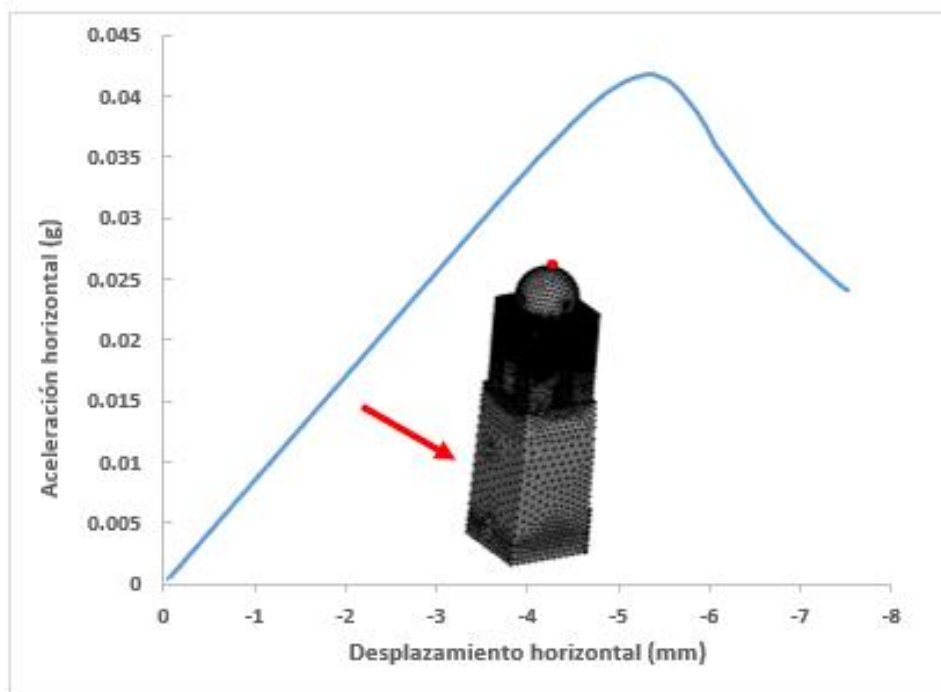


Fig. 146. Diagrama carga desplazamiento en la dirección Y negativa de la Torre Sur para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará en el nodo 7192.

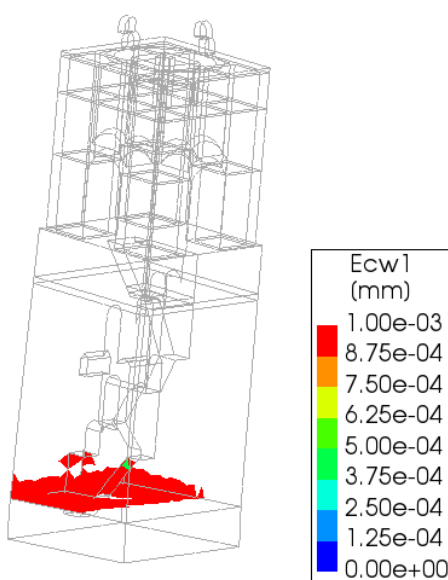


Fig. 147. Patrón de daños de la Torre Sur en dirección y negativa para aperturas de grietas superiores a 0.1 mm.

El modo de fallo habitual presentado para la torre Sur es la activación del mecanismo por volteo fuera del plano sobre la mampostería de roca en la unión con el material de

adobe. Las direcciones más débiles que tienen capacidad lateral muy baja para la estructura son las direcciones “-X, -Y” Fig. 148. Esto se debe a diferencia de la torre norte de que el corredor interno en el primer tramo tiene una pendiente mas elevada por lo que no se aleja de la fachada, al existir una mayor sección este genera mas rigidez y resistencia a cargas horizontales. Para el caso de la dirección -Y (mas débil) su capacidad máxima se ve disminuida por que el corredor se encuentra paralelo a la aplicación de cargas por lo que no ayuda en la disipación y redistribución de esfuerzos.

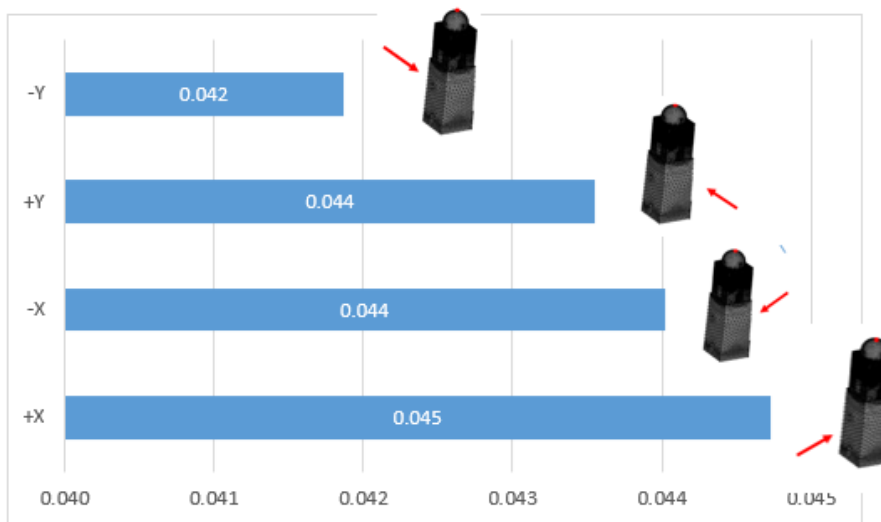


Fig. 148. comparación de diferentes capacidades máximas de la torre Sur para todas las direcciones Pushover de la iglesia San Juan Bautista

## 7.10 Análisis de daños

Esta sección se encarga de comparar los daños obtenidos por el modelo numérico con el mapa de daños generado en la inspección del edificio histórico.

En el caso de la nave el patrón de daños se corresponde con lo encontrado en la inspección del sitio histórico y muestra la existencia ya de un mecanismo de falla por volteo en el ábside Fig.149 y Fig.150. Las grietas del muro son más pequeñas en comparación con la del sur esto se debe a la diferencia en el espesor entre ambos 1.40 (muro sur) a 1.80 (muro norte).

Es el mismo caso de la facha principal los daños encontrado en la inspección en sitio se corresponden con el modelo numérico como en la parte superior de la fachada principal con la unión con los muros laterales Fig.149 y Fig. 152 y las grietas verticales en los dinteles sobre las entradas tipo arco, así como las grietas verticales en el interior de la fachada Fig. 151 y Fig. 152.

Las grietas producidas horizontales debido al mecanismo de falla por volteo son más difíciles de encontrar, ya se producen en la unión entre los dos tipos de materiales y vuelven a cerrarse. No se han detectado en la visita a campo en la primera inspección ya que no se tenía el modelo numérico y patrón de daños generados para ser más incisivos en dichos sectores donde se predice la presencia de fisuras.

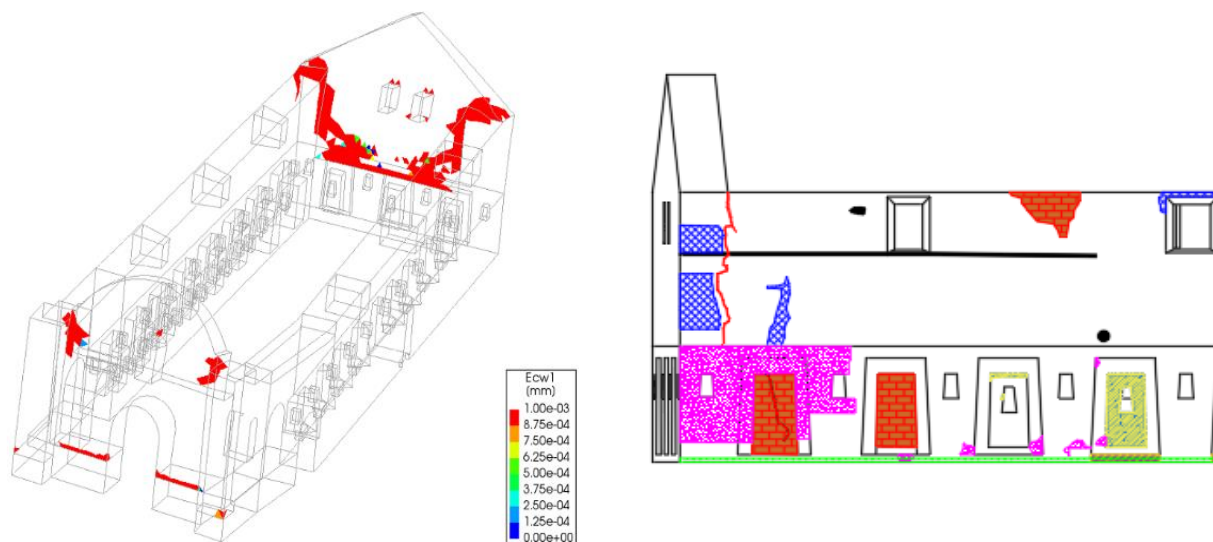


Fig. 149. Comparación de los daños obtenidos por el modelo numérico y el mapa de daños en la fachada posterior.



Fig. 150. Fotografías de la correlación de patrón de grieta en las fachadas de los muros norte y sur.

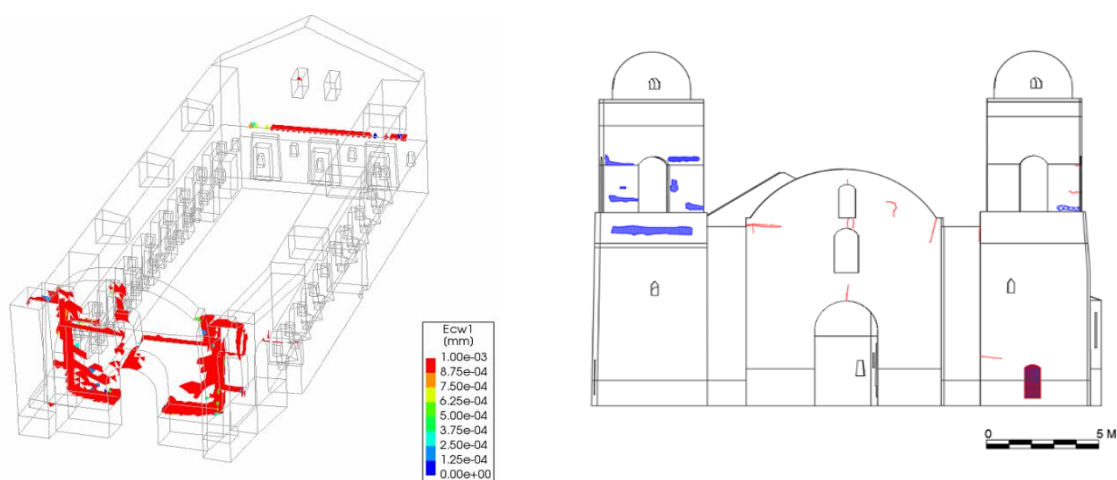


Fig. 151. Comparación de los daños obtenidos por el modelo numérico y el mapa de daños en la fachada principal



Fig. 152. Fotografia donde muestran las grietas encontradas en la inspección ínsito en la fachada principal exterior e interior

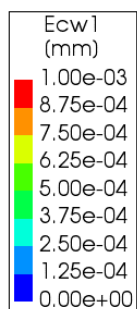
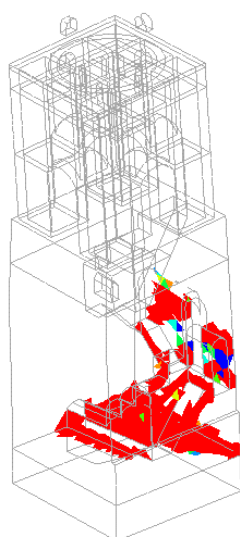


Fig. 153. Comparación de los daños obtenidos por el modelo numérico y en la fotografía del corredor interior de la torre Norte.



## 8 CONCLUSIONES

### 8.1 Resumen

El presente trabajo multidisciplinario comprendido el análisis estructural no lineal de la iglesia San Juan Bautista de Huaytará mediante un modelo numérico 3D, con ese fin se ha realizado los siguientes trabajos: a) investigación histórica detallada, b) trabajo de campo para adquisición de materiales, identificación de patología, documentación fotográfica, c) trabajo en laboratorio para obtener propiedades mecánicas, d) levantamiento geométrico usando fotogrametría, e) preparación de un modelo 3D de elementos finitos, f) análisis estructural bajo cargas gravitatorias y sísmicas. Se ha logrado evaluar los efectos del sismo en la iglesia, de la misma forma identificar las causas de daño estructural actual existentes y de los elementos vulnerables.

### 8.2 Conclusiones del estudio

#### *Investigación histórica*

El estudio histórico ha permitido la identificación de 5 periodos históricos de Obras (reconstrucción, alteración, demolición y ampliación) en la iglesia San Juan Bautista los cuales son: la época inca, la época colonial, la década de 1930, la década de 1990 y finalmente la reconstrucción de la cúpula norte el año 2009. Las principales modificaciones que se han introducido en la edificación son la construcción de la nave de la iglesia sobre los muros Incas existentes. La construcción de las dos torres laterales (norte y sur) flanqueando la nave. La construcción de la sacristía adyacente al muro sur, el incremento de altura de las torres con mampostería de ladrillo y cal. Demolición de la sacristía en el lado Sur para cambiar de posición hacia el lado norte. La demolición de la parte superior de la torre norte debido al sismo del 2007 y su posterior reconstrucción en el 2009.

#### *Investigación in-situ*

La investigación in-situ ha permitido la la identificación de la patología de la estructura y a elaboración de un mapa de daños donde se encuentran plasmados las patologías, alteraciones y reparaciones que se encuentran en el edificio histórico de Huaytará. Se ha detectado por medio de patrón de grietas la presencia de asentamiento diferenciales en la parte externa del muro Sur. Se ha observado que el muro de adobe es el que tiene mayor cantidad de alteraciones, 4 vanos clausurados y presencia de grietas considerable en la conexión de los muros laterales con el ábside. Además, se ha obtenido muestras de los materiales de Roca, ladrillo contemporáneo, ladrillo colonial, adobe, mortero de cemento y cal.

#### *Propiedades mecánicas*

Se han llevado a cabo ensayos de laboratorio tanto en la Universidad Católica del Perú (PUCP): ensayo de compresión simple de unidades de adobe, ladrillo colonial, ladrillo contemporáneo y probetas cilíndricas de Roca y la universidad politécnica de Cataluña (UPC): ensayo de compresión simple de Roca, ensayo de doble punzonamiento DPT en morteros de cemento y cal finalizando con el Módulo de elasticidad para roca. Estos ensayos han permitido la caracterización mecánica de los materiales de la estructura. Esta información ha permitido la definición de valores representativos para las



características mecánicas de cada material en el modelo numérico. Lo cual permitirá ser una guía para el uso de materiales compatibles con los existentes en futuras intervenciones

#### *Levantamiento geométrico*

Se ha conseguido un modelo 3D geométrico escalado inexistente mediante técnicas de fotogrametría con un error inferior a 2% comparado con medidas tomadas en campo.

#### *Análisis numérico*

Se ha realizado un modelo numérico no lineal para cargas gravitatorias encontrándose patrones de daño debido al peso propio lo que permitió evaluar estado actual de la estructura. Además, se realizó un análisis incremental de peso propio siendo posible la identificación elementos débiles frente a cargas vertical. Este es el caso de la torre Norte, debido a la presencia del corredor interior, la fachada principal en menor medida, pero no menos importante el corredor de la torre Sur. Además, se ha obtenido un valor de seguridad para un factor de 1.8 g.

Se han realizado análisis sísmicos con el método Pushover para cada una de las torres y la nave, en sus cuatro direcciones paralelas a los ejes principales de la iglesia (este, norte, oeste y sur), obteniendo para cada una de ella curvas de capacidad.

Para la nave la direcciones con baja capacidad de asumir cargas horizontales son la "+X, +Y" con capacidades máximas de 0.091 g y 0.092 g respectivamente. La falla típica encontrada para la nave es por volteo fuera del plano en la misma dirección que se aplica las cargas horizontales. Para la torre Norte las direcciones donde tiene menor capacidades máximas son -Y +Y, 0.042g y 0.038g respectivamente. EL mecanismo de falla encontrado es el de volteo en la unión de las mamposterías de roca y adobe. Por su parte para la torre Sur las direcciones con menos capacidad es la -Y (0.042 g) y este colapsa por la apertura de grietas horizontales en la unión de la mampostería de roca y adobe generando un mecanismo de falla.

Se ha validado el modelo mediante la comparación entre los patrones de daño obtenidos numéricamente con el mapa de daños obtenido en la visita al sitio histórico. Estos son los sectores del muro hastial posterior, la fachada principal y la torre Norte

Los sectores más débiles del edificio histórico son los corredores interiores de las torres ya que pasa por la unión entre las mamposterías de roca y adobe, que es donde se generan las grietas al aplicar las cargas horizontales (Pushover) esto causa que el daño así como grietas existentes se extienda aún más. Otro sector vulnerable es la unión entre los muros laterales de la nave y la ábside o fachas originado por la activación.

Cabe resaltar la solides del muro Inca aun con múltiples entradas y vanos libres (ventanas trapezoidales, hornacinas, entradas tipo jamba trapezoidales) para resistir las cargas verticales y sísmicas, el mayor daño se concentra en los muros de adobe.

### 8.3 Sugerencias para trabajos futuros

Se plantea la realización de estudios de investigación de esta estructura singular en cada una de las líneas de investigación



*En la parte análisis numérica*

Realización de estudios sobre análisis Pushover con una distribución modal y análisis de tiempo historia, análisis estructurales no lineales zonificados de los sectores más vulnerables, análisis estructural del edificio histórico reforzadas, análisis estructural de los asentamientos diferencial existentes.

*En la parte experimental*

Realización de ensayos Jack flat, estudios de calibración con estudios dinámicos in situ, realización de una campaña de monitorización del edificio histórico; realización de estudios no destructivos como los termográficos, estudios de velocidad del puso del sonido, estudios ultrasonidos y estudios tomográficos.

## 9 LISTA DE FIGURAS

Fig. 1. Método científico a emplearse en la investigación según las directivas de ICOMOS/ISCARSAH Ref. Apuntes del curso: Inpecció, Anàlisi i Restauració De Construccions Històriques (2019).....	12
Fig. 2. Anàlisis del monasterio Küçük Ayasofya Mosque en Estambul. para un mecanismo de daño basado en macro modelo. Se muestra el parámetro por distribución del daño por tensión, en una escala cromática para cargas muertas.(Massanas et al., 2005).....	17
Fig. 3. Modelado de muros interiores de albañilería del edificio situado en vía Martoglio, Catania, Italia, mediante el algoritmo "crack tracking"(Saloustrós, Pelà, & Cervera, 2015) .....	18
Fig. 4. Mecanismo de fractura 3D de una sección del monasterio de São Vicente de Fora en Lisboa.(Pegon et al., 2001) .....	18
Fig. 5. Estrategias para el modelado para estructuras de mampostería. a) simple; b) detallada; c) simplificada y d) micro -modelado(P. B. Lourenço, 1996) .....	19
Fig. 6. Homogenización 3D de un edificio de mampostería (Milani & Lourenc, 2007) 20	
Fig. 7. posición final del modelo de tres columnas analizadas con el método de elementos discreto.....	21
Fig. 8. Dibujo de estructuras de adobe que muestra la deformación del edificio y el daño típico de los muros estructurales. (P. B. Lourenço & Pereira, 2020) .....	22
Fig. 9. Mapa preliminar de las grandes entidades sociopolíticas del Intermedio tardío y la ubicación del edificio Histórico (Arma, 2015).....	23
Fig. 10. Reconstrucción aproximada de la construcción Inca del monumento histórico de Huaytará .....	25
Fig. 11. Asentamientos iniciales de las tempranas épocas de la conquista (Lescano, 2009). .....	26
Fig. 12. Foto antigua de la Iglesia de San Juan Bautista de Huaytará, 1902, Max Uhle's (Pierre & Harris, 1902).....	28
Fig. 13. Foto antigua del Pueblo de Huaytará y Iglesia de San Juan Bautista, 1902, Max Uhle's (Pierre & Harris, 1902).....	28
Fig. 14. Fotografías antiguas de Iglesia de San Juan Bautista, 1902, Max Uhle's (Pierre & Harris, 1902).....	29
Fig. 15. fotografías antiguas de la iglesia San Juan Bautista tomadas por Luis E. Valcárcel ( 1940). .....	30
Fig. 16. Fotografías de las décadas de 1980 -1990 de la iglesia de Huaytará, "Mario Ibáñez" (2020). Facebook. Imagen 26 de abril del 2009. <a href="https://acortauri.com/dcGmt">https://acortauri.com/dcGmt</a> 30	
Fig. 17. Fotografías de la década 1990 de la iglesia de Huaytará, durante el conflicto armado interno del Perú, "Mario Ibáñez" (2020). Facebook. Imagen 14 de Julio del 2010. <a href="https://acortauri.com/aygpT">https://acortauri.com/aygpT</a> .....	31
Fig. 18. Fotografías de la iglesia de Huaytará a inicios de la década del 2000, muestra un iglesia reconstruida y fachada pintada de rojo y crema.....	31
Fig. 19. Iglesia San Juan Bautista, antes del terremoto del 2007, a inicios del año 2007 (izquierda), después del terremoto, noviembre del 2007 (derecha), Blog: <a href="http://customperu.blogspot.com/2008/11/huaytara.html">http://customperu.blogspot.com/2008/11/huaytara.html</a> .....	32
Fig. 20. Vista actual de la Iglesia San Juan Bautista de Huaytará (octubre 2019). .....	32
Fig. 21. Tipos de edificios rectangulares: A. Techo central; B. Techo doble agua con hastiales a los extremos; C. Con Pared intermedia que une los dos hastiales, D. con	





apertura frontal; E. Con pared intermedia en la apertura frontal. Adaptadas de Gaspahni y Margolies (1980:161-163).....	33
Fig. 22. Estructura tipo Inca con bloques de roca cubicas, Muro de contención para plataforma(izquierda); Para ampliar la calzada del camino imperial Pisco en la costa del Perú (derecha).....	34
Fig. 23. Fotografías de las diferentes tipologías de edificación Inca, imágenes extraídas del libro: Inca Architecture (Thompson et al., 1982).....	35
Fig. 24. dos tipos de muro Inca, A. compuesto de piedras de diferentes tamaños con mortero de tierra, arcilla y materiales orgánicos. B. Compuesto de bloques semi trabajados con un relleno central, (Hyslop, 1990).....	36
Fig. 25. tipo de mampostería inca, a) Muro tipo Poligonal celular en Limatambo; b) Poligonal encapsulado (desgastado para que encaje con sus vecninos); c) y d) Muros sedimentarios el primero en Pisac y el segundo en Quito Ecuador. (Hyslop, 1990).....	37
Fig. 26. Iglesia Típica de los andes del Perú (Añancusi- Huancavelica).....	39
Fig. 27. funcionamiento del proceso de determinación la localización de un punto 3D en la técnica de la fotogrametría. Ref. Apuntes del curso: Photogrammetry for the creation of 3D Models (Makoond, 2019).....	40
Fig. 28. recomendaciones para la adquisición de fotografías, ref. Manual de Metashape.....	41
Fig. 29. ubicación de las cámaras desde donde se tomaron las fotografías para el modelado fotogramétrico.....	42
Fig. 30. Modelo de puntos dispersos de la iglesia San Juan Bautista de Huaytará. ....	43
Fig. 31. Nube de puntos densa de la iglesia San Juan Bautista de Huaytará.....	43
Fig. 32. Malla poligonal 3D de la iglesia San Juan Bautista de Huaytará .....	44
Fig. 33. Vistas de las fachadas del modelo fotogramétrico texturizado.....	44
Fig. 34. Marcadores en la base del edificio histórico utilizados en el escalado .....	45
Fig. 35. Distribución de los marcadores para la corrección del modelo 3D .....	46
Fig. 36. Vistas de modelos geométricos 3D texturizados en un entorno CAD a partir de la superficie del modelo fotogramétrico. ....	47
Fig. 37. bosquejo de la geometría de la iglesia San Juan Bautista de Huaytará .....	48
Fig. 38. Comparación de áreas según su época, celeste: Templo Inca, verde: construcción sacristía y de entrada con dos torres laterales de la época colonial. ....	48
Fig. 39. Plano dibujado por el arqueólogo Max Uhle en 1902. (Pierre & Harris, 1902).49	
Fig. 40. Partes de la iglesia San Juan Bautista según la época de construcción, Celeste Inca, Marrón Colonial, Verde 1945, Rojo en la década del 1990 y Rosado el 2009.....	50
Fig. 41. Construcción de la Torre Sur con mampostería de ladrillo y mortero de cemento arena .....	52
Fig. 42. Orientación del edificio histórico de Huaytará .....	53
Fig. 43. Geometría de la iglesia San Juan Bautista.....	54
Fig. 44. Nave la iglesia San Juan Bautista.....	54
Fig. 45. Vista exterior del muro Norte de la nave principal. ....	55
Fig. 46. Vista de entrada clausurada en la pared Norte de la iglesia San Juan Bautista. ....	55
Fig. 47. Detalle de la hornacina típica del templo de Huaytará (Izquierda) y Vista interior del muro Norte de la nave principal (Derecha).....	56
Fig. 48. Vista exterior de muro sur de la iglesia San Juan Bautista. ....	56
Fig. 49. Vista exterior del Muro Oeste de la iglesia de Huaytará.....	57



Fig. 50. Vista exterior de la fachada principal Este de la iglesia de Huaytará. ....	58
Fig. 51. Vista frontal de las torres laterales de la iglesia San Juan Bautista. ....	58
Fig. 52. Vista interior del corredor interno de la torre Norte (Izquierda) y Sur (derecha). .....	59
Fig. 53. Estructura superior de la torre (izquierda) y cúpula superior (derecha) .....	60
Fig. 54. Detalle de la sacristía de la iglesia San Juan Bautista. ....	60
Fig. 55. Delimitación de la estructura de la Iglesia San Juan Bautista por tipo de Material: Gris (Roca), marrón (adobe), amarillo (mampostería de piedra desordenada), verde (mampostería de ladrillo antiguo), Rojo (mampostería de ladrillo reciente y celeste (mampostería de Roca con mortero de Tierra).....	61
Fig. 56. Mampostería de ladrillo antiguo.....	62
Fig. 57. Mampostería contemporánea de ladrillo artesanal y mortero de cemento - Arena.....	62
Fig. 58. Cantera de Incahuasi, lugar de donde proceden las Rocas de templo de Huaytará y ruta del antiguo camino inca Ushkush Inkañan, desde cantera a su construcción. ....	63
Fig. 59. Forma de acomodo de las mamposterías exteriores (arriba) e interiores (abajo) .....	64
Fig. 60. Muros de abobe, sobre la sacristía Norte (derecha) y sobre el muro del lado Sur (izquierda).....	65
Fig. 61. Mampostería de roca en la parte frontal y posterior de las torres laterales.....	65
Fig. 62. Mampostería de piedra desordenada, en el lado exterior de lado Norte de la Iglesia San Juan Bautista.....	66
Fig. 63. Losa de Hormigón en la torre lateral Sur(izquierda) y en la base de la cúpula (derecha).....	66
Fig. 64. vista interior de la cobertura de la Iglesia San Juan Bautista. ....	67
Fig. 65. Descomposición de los elementos estructurales de la Iglesia San Juan Bautista .....	68
Fig. 66. Detalle de construcción del muro de mampostería de ladrillo Antiguo. ....	69
Fig. 67. Detalle de construcción del muro de mampostería de ladrillo Contemporáneo. En las columnas y torre superior (izquierda) y base de la torre (derecha). ....	69
Fig. 68. Morfología del arco de ladrillo contemporáneo, en la columna y parte superior de la torre Sur (izquierda), en la cúpula de las torres Norte y Sur (derecha). ....	70
Fig. 69. Morfología de la mampostería tipo inca en la esquina Sur-Oeste de la iglesia. .....	70
Fig. 70. Morfología de la mampostería tipo adobe en la esquina Sur-Oeste de la iglesia. ....	71
Fig. 71. Morfología de las entradas tipo arco construidas con unidades de adobe.....	72
Fig. 72. Morfología de a mampostería de Roca y barro, en la fachada de la nave(izquierda) y el muro norte de la nave (derecha).....	72
Fig. 73. Morfología de la piedra desordenada, cimentación de la sacristía. ....	73
Fig. 74. Descomposición de las estructuras de la iglesia San Juan Bautista, donde se puede observar las interfaces que existen por superposición y la interface de estructuras adosadas. ....	74
Fig. 75. Plataforma de relleno (izquierda) y canal de agua que pasa por la parte posterior de la iglesia San Juan Bautista. ....	76
Fig. 76. Alteraciones que se han realizado en la mampostería de la nave de la iglesia, a) excavación horizontal sobre le muro de adobe, b) y c) excavación circular sobre el muro Sur de adobe y la fachada posterior (oeste), d) clausura de las entradas tipo arco	



e el muro de adobe Norte e) Reparacion de la seccion superior de la entrada lateral a la nave con mamaposteria de ladrillo y cal, f) reparacion en el muro oeste de la sacristia.....	78
Fig. 77. Daños por erosión en las paredes de Adobe y Muro de Roca tipo Inca.....	78
Fig. 78. Rocas descolocadas en la primera fila del muro tipo Inca por acción del Agua.....	79
Fig. 79. Apertura realizada en la torre norte en forma de arco para la comunicar entre la sacristía a el corredor interno de la torre.....	79
Fig. 80. Sección del Mapa sísmico del Perú cercana al sitio Histórico que va del 1960 - 2007.....	80
Fig. 81. Huellas de os incendios en el muro interior Sur de la nave (izquierda) y huellas del incendio de las jambas en el muro exterior Sur.....	81
Fig. 82. Datos históricos de la estación más cercana al sitio histórico (SENAMHI).....	82
Fig. 83. Mapa de daños del edificio histórico desde la vista Este (izquierda) y Oeste (derecha).....	82
Fig. 84. Mapa de daños del edificio histórico desde la vista Sur (superior) y Vista Norte (inferior).....	83
Fig. 85. Muestras de ladrillo preparadas en el laboratorio PUCP, contemporáneo (izquierda), antiguo (derecha).....	87
Fig. 86. Ensayo de compresión uniaxial de las unidades de ladrillo contemporáneo en el laboratorio de la PUCP.....	87
Fig. 87. Ensayo de compresión uniaxial de probetas talladas de ladrillos antiguos.....	88
Fig. 88. Diagrama fuerza (KN) - deformación(mm) para el ladrillo antiguo.....	88
Fig. 89. Diagrama fuerza (KN) - deformación(mm) para el ladrillo contemporáneo.....	89
Fig. 90. Muestras de adobe (derecha) y probetas cubicas para ensayo uniaxial de adobe de la iglesia san Juan Bautista de Huaytará.....	90
Fig. 91. Ensayo de compresión uniaxial en unidades de adobe (laboratorio LEDI - PUCP).....	91
Fig. 92. Diagrama fuerza (KN) - deformación(mm) para las unidades de Adobe.....	92
Fig. 93 Extracción de probetas de roca de 5 cm de diámetro, mediante diamantina. ..	93
Fig. 94. Ensayo de compresión uniaxial en unidades de las probetas de Rocas INCA (laboratorio UPC).....	94
Fig. 95. Diagrama fuerza (KN) - deformación(mm) en probetas de Probetas de Roca INCA.....	94
Fig. 96. Ensayo de módulo de elasticidad norma UNE-ENE 14580, en el laboratorio de tecnología de estructuras de la UPC.....	96
Fig. 97. Deformaciones captadas por los sensores al aplicar una carga cíclica a la probeta para obtener el módulo de elasticidad. ....	96
Fig. 98. Diagrama tensión - tiempo para determinar el módulo de elasticidad estático, ejemplo para una piedra de resistencia a la compresión de 60 MPa.....	97
Fig. 99. Detalle del sistema y las probetas para el ensayo de doble penetración de la figura 2 de la norma DIN 18555-9.....	98
Fig. 100. Ensayo de doble punzonamiento de mortero de ladrillo contemporáneo (izquierda) y antiguo (derecha).....	98
Fig. 101. Diagrama fuerza (KN) - deformación(mm) en probetas de Mortero de Cemento.....	99
Fig. 102. Diagrama fuerza (KN) - deformación(mm) en probetas de Mortero de Cal.....	100

Fig. 103. Modelos del claustro de monasterio cisterciense Siglo XVIII, Salzedas, Portugal, muestra diferentes modelos de análisis estructural 2D y 3D, donde se ha encontrado errores en desplazamiento y tensiones menores al 10% ref. P. B. Lourenço, 2001..... 103

Fig. 104. situaciones de altos gradientes de esfuerzo deformación en las que se recomienda discretizaciones más refinadas ref. Apuntes del curso de Computational Structural Mechanics and Dynamics- UPC ..... 104

Fig. 105. Ejemplo de ratios bueno y malos de elementos en una malla de FEM ref. Apuntes del curso de Computational Structural Mechanics and Dynamics- UPC ..... 104

Fig. 106. Tipo de mampostería de ladrillo antiguo con mortero de cal en ambas imagines presente en la iglesia Huaytará (izquierda) y mampostería encontrada en el hotel "Comercio" (derecha)..... 107

Fig. 107. Sección de la carta Geológica Nacional (28m) donde se encuentra la cantera de Incahuasi..... 111

Fig. 108. comparación de mamposterías de piedra, Casa Arones Cusco (izquierda) y Iglesia san Juan Bautista (derecha) ..... 112

Fig. 109. Comparación de mampostería de piedra desordenada ente las iglesias de Kuñotambo y San Juan Bautista de Huaytará..... 113

Fig. 110. Geometría de la iglesia San Juan bautista en 3D a la izquierda en AUTOCAD y a la derecha en DIANA FEA..... 116

Fig. 111. Vista del modelo del modelo numérico de la Iglesia de Huaytará que muestra el tamaño y la distribución de la malla. .... 117

Fig. 112. Condiciones de contorno en la base del edificio histórico. .... 118

Fig. 113. Modos de Vibración del modelo numérico de la iglesia san Juan Bautista de Huaytará..... 119

Fig. 114. desplazamientos verticales para cargas gravitatorias ..... 120

Fig. 115. Tensiones en el eje Z para cargas gravitatorias..... 120

Fig. 116. Tensiones S1 y S2 para cargas gravitatorias de la iglesia San Juan Bautista ..... 121

Fig. 117. Apertura de grietas en mm E<sub>cw1</sub> para cargas gravitatorias de la iglesia San Juan Bautista..... 121

Fig. 118. Curva de capacidad de la iglesia San Juan Bautista de Huaytará frente a cargas Verticales ..... 122

Fig. 119. Apertura de grietas en mm E<sub>cw1</sub> para cargas gravitatorias mayoradas, en el estado de colapso de la iglesia San Juan Bautista..... 122

Fig. 120. Resumen del proceso del análisis Pushover para la evaluación sísmica (P. B. Lourenço & Pereira, 2020)..... 123

Fig. 121. vista de las direcciones del modelo numérico de la iglesia San Juan Bautista de Huaytará, que se utilizaran en el análisis Pushover..... 124

Fig. 122. Diagrama carga desplazamiento en la dirección X positiva para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará para el nodo 29886. .... 124

Fig. 123. Patrón de daños de la Nave en dirección X positiva para apertura de grietas superiores a 1 mm..... 125

Fig. 124. Diagrama carga desplazamiento en la dirección X negativa para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará en el nodo 28077..... 125

Fig. 125. Patrón de daños de la Nave en dirección X negativa para apertura de grietas superiores a 1 mm..... 126

Fig. 126. Diagrama carga desplazamiento en la dirección Y positiva para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará en el nodo 30303..... 126



Fig. 127. Patrón de daños de la Nave en dirección Y positivo para apertura de grietas superiores a 1 mm..... 127

Fig. 128. Diagrama carga desplazamiento en la dirección Y negativa para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará en el nodo 30217..... 127

Fig. 129. Patrón de daños de la Nave en dirección Y negativo para apertura de grietas superiores a 1 mm..... 128

Fig. 130. Comparación de diferentes capacidades máximas de la nave para todas las direcciones Pushover de la iglesia San Juan Bautista ..... 128

Fig. 131. Diagrama carga desplazamiento en la dirección X positiva de la Torre Norte para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará en el nodo 9638 ..... 129

Fig. 132. Patrón de daños de la Torre Norte en dirección X positivo para apertura de grietas superiores a 1 mm..... 130

Fig. 133. Diagrama carga desplazamiento en la dirección X negativa de la Torre Norte para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará en el nodo 9638. .... 130

Fig. 134. Patrón de daños de la Torre Norte en dirección X negativo para apertura de grietas superiores a 1 mm..... 131

Fig. 135. Diagrama carga desplazamiento en la dirección Y positiva de la Torre Norte para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará en el nodo 9638. .... 131

Fig. 136. Patrón de daños de la Torre Norte en dirección Y positivo para apertura de grietas superiores a 1 mm..... 132

Fig. 137. Diagrama carga desplazamiento en la dirección Y negativa de la Torre Norte para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará en el nodo 9638. .... 132

Fig. 138. Patrón de daños de la Torre Norte en dirección Y negativo para aperturas de grietas superiores a 1 mm..... 133

Fig. 139. comparación de diferentes capacidades máximas de la torre Norte para todas las direcciones Pushover de la iglesia San Juan Bautista..... 133

Fig. 140. Diagrama carga desplazamiento en la dirección X positiva de la Torre Sur para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará en el nodo 7192. .... 134

Fig. 141. Patrón de daños de la Torre Sur en dirección X positivo para aperturas de grietas superiores a 1 mm..... 134

Fig. 142. Diagrama carga desplazamiento en la dirección X negativa de la Torre Sur para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará en el nodo 7192. .... 135

Fig. 143. Patrón de daños de la Torre Sur en dirección X negativa para aperturas de grietas superiores a 1 mm..... 135

Fig. 144. Diagrama carga desplazamiento en la dirección Y positiva de la Torre Sur para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará en el nodo 7192. .... 136

Fig. 145. Patrón de daños de la Torre Sur en dirección y positiva para aperturas de grietas superiores a 0.1 mm. .... 136

Fig. 146. Diagrama carga desplazamiento en la dirección Y negativa de la Torre Sur para la iglesia San Juan Bautista de Huaytará en el nodo 7192. .... 137

Fig. 147. Patrón de daños de la Torre Sur en dirección y negativa para aperturas de grietas superiores a 0.1 mm. .... 137

Fig. 148. comparación de diferentes capacidades máximas de la torre Sur para todas las direcciones Pushover de la iglesia San Juan Bautista..... 138

Fig.149. Comparación de los daños obtenidos por el modelo numérico y el mapa de daños en la fachada posterior. .... 139

Fig.150. Fotografías de la correlación de patrón de grieta en las fachadas de los muros norte y sur..... 139



Fig. 151. Comparación de los daños obtenidos por el modelo numérico y el mapa de daños en la fachada principal..... 139

Fig. 152. Fotografía donde muestran las grietas encontradas en la inspección ínsito en la fachada principal exterior e interior ..... 140

Fig. 153. Comparación de los daños obtenidos por el modelo numérico y en la fotografía del corredor interior de la torre Norte. .... 140



## 10 LISTA DE TABLAS

Tabla 1. comparación en las medidas resultantes de fotogrametría con las obtenidas en la campaña experimental.....	46
Tabla 2. Densidad de los 7 tipos de materiales presentes en la Iglesia San Juan Bautista .....	75
Tabla 3. Propiedades geométricas y resistencia a la compresión de unidades de ladrillo contemporáneos. ....	89
Tabla 4. Propiedades físicas y resistencia a la compresión de unidades de ladrillo Antiguos. ....	90
Tabla 5. Propiedades geométricas y resistencia a la compresión de unidades de unidades de adobe.....	92
Tabla 6. Propiedades físicas y resistencia a la compresión de probetas de Roca (PUCP).....	92
Tabla 7. Tabla resumen de resultados se resistencia a la compresion para probetas de Roca- Laboratorio de la PUCP .....	93
Tabla 8. Propiedades físicas y resistencia a la compresión de probetas de Roca (UPC).....	95
Tabla 9. Resumen de las resistencias a la compresión para el material de roca tipo Inca .....	95
Tabla 10. Resumen de tensiones y deformación en los puntos A y B de la Fig. 98 ....	97
Tabla 11. Propiedades físicas y mecánicas de diversas rocas (Ramirez & Alejano, 2004).....	97
Tabla 12. Propiedades de físicas y resistencia a la compresión de probetas de mortero de Cemento.....	99
Tabla 13. Propiedades de físicas y resistencia a la compresión de probetas de mortero de Cal. ....	100
Tabla 14. Resumen de elementos tipo FEM, disponibles (DIANA 2009) ref. (P. B. Lourenço & Pereira, 2020) .....	102
Tabla 15. Propiedades Mecánicas para la mampostería de ladrillo antiguo. ....	107
Tabla 16. Propiedades Mecánicas para la mampostería de ladrillo Contemporáneo. ....	108
Tabla 17. Propiedades mecánicas de mampostería de adobe enla literatura existente. (Carina Fonseca, University College London,2013. Revised TecMiho, 2018.) .....	109
Tabla 18. Propiedades mecánicas de la mampostería de Adobe. ....	110
Tabla 19. Propiedades mecánicas de la mampostería de Roca tipo Inca. ....	112
Tabla 20. Propiedades Mecánicas de la mampostería de Roca colonial.....	113
Tabla 21. Propiedades Mecánicas de la Mampostería de Piedra Desordenada. ....	114
Tabla 22. Propiedades Mecánicas del Hormigón.....	114
Tabla 23. Resumen de las propiedades mecánicas los materiales utilizados en el presente estudio. ....	115
Tabla 24. Cantidad de elementos por cada tipo de material.....	117
Tabla 25. Cargas aplicadas al modelo numérico .....	118



## 11 REFERENCIAS

- AENOR. (2006). *Norma Española UNE-EN 14580*.
- AENOR. (2011). *CEN - 2011 - UNE-EN 772-1* (p. 16).
- Agisoft. (2020). Agisoft Metashape User Manual. *Agisoft Metashape, September*, 160.  
[https://www.agisoft.com/pdf/metashape-pro\\_1\\_5\\_en.pdf](https://www.agisoft.com/pdf/metashape-pro_1_5_en.pdf)
- Aguilar, R. (2017). *APPLICATIONS OF MODERN TECHNOLOGIES FOR THE SEISMIC ASSESSMENT OF HERITAGE CONSTRUCTIONS IN PERU 2 . Case Study 1 : Seismic Assessment of Archaeological Heritage Using Modern*.
- Aguilar, R, Torrealva, D., Moreira, S., Pando, M. A., & Ramos, L. F. (2018). *Structural Analysis of Historical Constructions: An Interdisciplinary Approach*. Springer International Publishing. <https://books.google.es/books?id=-ypqDwAAQBAJ>
- Angelillo, M. (2014). *Mechanics of Masonry Structures* (Vol. 551). <https://doi.org/10.1007/978-3-7091-1774-3>
- Arma, A. D. C. (2015). *Arqueología de Chocorvo Arma, Huaytará, Huancavelica*. 31–43.
- Atamturktur, S., Asce, M., & Sevim, B. (2012). *Seismic Performance Assessment of Masonry Tile Domes through Nonlinear Finite-Element Analysis*. 26(August), 410–423.  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000243](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000243)
- Benedetti, A., Pelà, L., & Aprile, A. (2008). Masonry properties determination via splitting tests on cores with a rotated mortar layer. *8th International Seminar on Structural Masonry: Proceedings: 05-07 November 2008, January 2016*, 1–8.
- Berto, L., Saetta, A., Scotta, R., & Vitaliani, R. (2002). An orthotropic damage model for masonry structures. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 55(2), 127–157. <https://doi.org/10.1002/nme.495>
- Boletines de la Sociedad Geografica de Lima*. (1893). <https://portal.igp.gob.pe/boletines-sismicos>
- Bueno, A. (2003). *El Tawantinsuyu en Huaytará, Huancavelica*. 11(Investigaciones sociales. N° 11. Instituto de Investigaciones Sociales. Universidad Nacional Mayor de San Marcos. Lima), 41–56.
- Buill Pozuelo, F., Núñez Andrés, M. A., & Rodríguez, J. J. (2003). *Fotogrametría Analítica* (Edicions UPC (Ed.)). Upcommons. <http://hdl.handle.net/2099.3/36694>
- Cancino, C., Farneth, S., Garnier, P., Vargas, J., & Webster, F. (2009). Estudio de daños a edificaciones históricas de tierra después del terremoto del 15 de agosto del 2007 en Pisco, Perú. *The Getty Conservation Institute*, 76.
- Cancino, C., Lardinois, S., Michiels, T., & Balakrishnan, P. (2014). *Earthen Architecture Initiative Seismic Retrofitting Project Edited by*.
- Castellazzi, G., Altri, A. M. D., Miranda, S. De, & Ubertini, F. (2017). An innovative numerical modeling strategy for the structural analysis of historical monumental buildings. *Engineering Structures*, 132, 229–248. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.11.032>
- Clemente, R., Cervera, M., & Roca, P. (2007). *Damage Model with Crack Localization . Application to Historical Buildings Análisis estructural de edificios históricos mediante modelos localizados de fisuración* (Vol. 6, Issue January 2006).





- De La Vega, G. (1609). *COMENTARIOS REALES DE LOS INCAS*. 1, 1–537.
- Degregori, C. I. (2010). *El surgimiento de Sendero Luminoso : Ayacucho 1969-1979*.
- Diañez, P. (1987). *Analisis Arquitectonico de las iglesias del Alto Peru:1650/1790*.
- Endo, Y., Pelà, L., & Roca, P. (2017). Review of Different Pushover Analysis Methods Applied to Masonry Buildings and Comparison with Nonlinear Dynamic Analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 21(8), 1234–1255. <https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1210055>
- Endo, Y., Pelà, L., Roca, P., da Porto, F., & Modena, C. (2015). Comparison of seismic analysis methods applied to a historical church struck by 2009 L'Aquila earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(12), 3749–3778. <https://doi.org/10.1007/s10518-015-9796-0>
- Gambarotta, L., & Lagomarsino, S. (1997). *DAMAGE MODELS FOR THE SEISMIC RESPONSE OF BRICK MASONRY SHEAR WALLS . PART II : THE CONTINUUM MODEL AND ITS APPLICATIONS*. 26(March 1996), 441–462.
- Hyslop, J. (1990). *Inka Settlement Planning*.
- ICOMOS. (2004). Recomendaciones para el análisis, conservación y restauración estructural del patrimonio arquitectónico. *International Scientific Committee for Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage*.
- Imprenta\_Americana. (1926). *Anuario de la Legislacion Peruana 1925: Vol. Tomo XX*.
- Lescano, S. B. (2009). *Desplazamientos hispanos por el Qhapaq Ñan y abandono de asentamientos incas durante el período colonial temprano : el caso de Huaytará*. 127–131.
- Lourenc, B. P. B., & Rots, J. G. (1997). *MULTISURFACE INTERFACE MODEL FOR ANALYSIS*. 123(d), 660–668.
- Lourenço, P. B. (1996). *Computational strategies for masonry structures*.
- Lourenço, P. B. (2001). *Analysis of historical constructions : From thrust-lines to advanced simulations*.
- Lourenço, P. B., Greco, F., Barontini, A., Ciocci, M. P., & Karanikoloudis, G. (2019). *Seismic Retrofitting Project: Modeling of Prototype Buildings*. [http://www.getty.edu/conservation/publications\\_resources/pdf\\_publications/modeling-prototype-buildings.html?fbclid=IwAR2u81VerutjcLnZojbM7ntJDfioU3gFxBcQmNULKwfbbcDvFIHT6OESRT4](http://www.getty.edu/conservation/publications_resources/pdf_publications/modeling-prototype-buildings.html?fbclid=IwAR2u81VerutjcLnZojbM7ntJDfioU3gFxBcQmNULKwfbbcDvFIHT6OESRT4)
- Lourenço, P. B., Mendes, N., Ramos, L. F., & Oliveira, D. V. (2011). Analysis of masonry structures without box behavior. *International Journal of Architectural Heritage*, 5(4–5), 369–382. <https://doi.org/10.1080/15583058.2010.528824>
- Lourenco, P. B., Milani, G., & Tralli, A. (2007). *homogenization techniques Analysis of masonry structures : Review and recent trends of homogenisation techniques*. December. <https://doi.org/10.1139/L07-097>
- Lourenço, P. B., & Mourão, S. (2001). *Safety assessment of Monastery of Jerónimos , Lisbon*. *Safety assessment of Monastery of Jerónimos , Lisbon*. January 2001.
- Lourenço, P. B., & Pereira, J. M. (2020). *Proyecto de Estabilización Sismorresistente Recomendaciones para el modelado avanzado*.



- Lourenço, P., Roca, P., González, J. L., & Oñate, E. (1998). *EXPERIMENTAL AND NUMERICAL ISSUES IN THE MODELLING OF THE MECHANICAL BEHAVIOUR OF MASONRY*.
- Lourenço, Paulo. (2009). Recent Advances in Masonry Modelling: Micromodelling and Homogenisation. In *Multiscale Modeling in Solid Mechanics Computational Approaches* (pp. 251–294).
- Luna, P. D. V. D. (2016). *LA PROBLEMÁTICA CHANKA : ANÁLISIS SOCIOPOLÍTICO DE LAS SOCIEDADES TARDÍAS*. 153–196.
- Massanas, M., Roca, P., & Cervera, M. (2005). *Structural analysis of Küçük Ayasofya Mosque in Istanbul*. 679–686.
- Mendoza, R. (2005). Las iglesias andinas : huellas de la cristianización y religiosidad popular. *REVISTA DE ANTROPOLOGÍA*, 103–162.
- Milani, G., & Lourenc, P. (2007). *3D homogenized limit analysis of masonry buildings under horizontal loads*. 29, 3134–3148. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.03.003>
- Ministerio de vivienda. (2019). *Norma E.020*.
- Morais, A. (2017). Dry Stone Masonry Ductility During an Earthquake. *Chinese Business Review*, 16(6), 303–307. <https://doi.org/10.17265/1537-1506/2017.06.004>
- Noel, M. F., Moreira, S., Briceño, C., López-Hurtado, E., & Aguilar, R. (2019). *Seismic Assessment of the Church of San Sebastian in Cusco, Peru by Means of Pushover Nonlinear Analysis BT - Structural Analysis of Historical Constructions* (Rafael Aguilar, D. Torrealva, S. Moreira, M. A. Pando, & L. F. Ramos (Eds.); pp. 1462–1470). Springer International Publishing.
- Oficina de Estadística y Telemática del INDECI. (2006). *Sismos ocurridos en el Perú a través del tiempo*. 4.
- Oñate, E., Hanganu, A., & Barbat, A. (1996). Structural Analysis and Durability Assessment of Historical Constructions using a Finite Damage Model. *Cimne Barcelona*, 111.
- Papa, E. (1996). Unilateral damage model for masonry based on a homogenisation procedure. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 1(4), 349–366. [https://doi.org/10.1002/\(sici\)1099-1484\(199610\)1:4<349::aid-cfm18>3.3.co;2-d](https://doi.org/10.1002/(sici)1099-1484(199610)1:4<349::aid-cfm18>3.3.co;2-d)
- Paulay, T., & Priestly, M. (1992). Masonry Structures. In *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings* (pp. 532–638). <https://doi.org/doi:10.1002/9780470172841.ch7>
- Paulo B. Lourenço and João M. Pereira. (2018). *Recommendations for Advanced Modeling*.
- Pegon, P., Pinto, A. V., & Michel, G. (2001). *Numerical modeling of stone-block monumental structures Numerical modelling of stone-block monumental structures*. 7949(September). [https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(01\)00070-0](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(01)00070-0)
- Pelà, L., Cervera, M., & Roca, P. (2013). An orthotropic damage model for the analysis of masonry structures. *Construction and Building Materials*, 41, 957–967. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.07.014>
- Pierre, J., & Harris, D. (1902). *Exploration in the Pisco Valley* (Issue January 1902).
- Prosdociami, M., Calligaro, S., Sofia, G., Dalla Fontana, G., Tarolli, P., Schenk, T., Micheletti, N., Chandler, J. H., & Lane, S. N. (2015). Structure from Motion ( SfM ) Photogrammetry Photogrammetric heritage. *Department of Civil and Environmental Engineering and*



*Geodetic Science, The Ohio State University*, 40(14), 79–95.  
<https://doi.org/10.1002/esp.3767>

- Ramirez, P., & Alejano, L. (2004). MECÁNICA DE ROCAS: FUNDAMENTOS E INGENIERÍA DE TALUDES. *Journal of Chemical Information and Modeling*, 300.  
<https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Roca, P., Cervera, M., Gariup, G., & Pela, L. (2010). *Structural Analysis of Masonry Historical Constructions. Classical and Advanced Approaches*. 299–325.  
<https://doi.org/10.1007/s11831-010-9046-1>
- Roca, P., Cervera, M., Pelà, L., Clemente, R., & Chiumenti, M. (2013). Continuum FE models for the analysis of Mallorca Cathedral. *Engineering Structures*, 46, 653–670.  
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.08.005>
- Salinas Riveros, E. (2018). *Análisis de propiedades geotécnicas de algunas rocas comunes en Chile*. <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/169948>
- Saloustros, S., Pelà, L., & Cervera, M. (2015). An Enhanced Finite Element Macro-model for the Realistic Simulation of Localized Cracks in Masonry Structures: A Large-Scale Application. *Engineering Fracture Mechanics*, 150, 96–114.  
<https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2015.10.039>
- Saloustros, S., Pelà, L., Roca, P., & Portal, J. (2015). Numerical analysis of structural damage in the church of the Poblet Monastery. *Engineering Failure Analysis*, 48, 41–61.  
<https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2014.10.015>
- San Cristobal, A. (1993). *LOS PERIODOS DE LA ARQUITECTURA VIRREINAL PERUANA*. 1, 159–181.
- Schaefer, M., & Inkpen, R. (2010). Towards a protocol for laser scanning of rock surfaces. *Earth Surface Processes and Landforms*, 35(4), 147–423. <https://doi.org/10.1002/esp.1938>
- Seiner Lizarra, L. (2009). *Historia de los sismos en el Perú. Catálogo: Siglos XV-XVII* (F. Iditorial (Ed.)).
- Shing, P. B. (1994). *of large masonry structures, it is not adequate for detailed stress analysis and for capturing the various failure mechanisms of masonry assemblages. In the most refined approach, both the masonry units and the mortar joints are discretized and modeled*. 120(1), 63–80.
- Soto Zamora, M. A., Vízcaíno Hernández, I. E., Díaz Zeledón, R. A., & Velasco González, J. . (2019). *Application of Digital Close-Range Photogrammetry to the Modeling of Heritage Structural Elements for Its Analysis by FEM*. 1, 342–350. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-99441-3>
- Sutcli, D. J., Yu, H. S., & Page, A. W. (2001). *Lower bound limit analysis of unreinforced masonry shear walls*. 79, 1295–1312.
- Tarque, N., Camata, G., Spacone, E., Varum, H., & Blondet, M. (2019). Non-linear dynamic analysis of an adobe module. *Proceedings of the XIth International Conference on the Study and Conservation of Earthen Architectural Heritage (Terra2012)*, 1–10.
- Tezcan, S., Tambe, N., Muir, C., Aguilar, R., & Perucchio, R. (2019). *Nonlinear FE Analysis of the Response to Lateral Accelerations of the Triumphal Arch of the Church of Andahuayllillas, Peru Selman* (Vol. 18). Springer International Publishing.  
<https://doi.org/10.1007/978-3-319-99441-3>
- Thompson, D. E., Gasparini, G., Margolies, L., & Lyon, P. J. (1982). Inca Architecture. In *Man*



(Vol. 17, Issue 3). <https://doi.org/10.2307/2801755>

Torrealva, D. (2012). *Seismic Design Criteria for Adobe Buildings Reinforced with Geogrids*. 2007(Figure 1), 2–7.

Torrealva, D., Vicente, E., Michiels, T., Colaboración, E., Greco, F., Cancino, C., & Wong, K. (2019). *Proyecto de Estabilización Sismorresistente Ensayo de materiales y componentes de la construcción de edificios históricos de adobe de Perú Informe de investigación*. [www.getty.edu/conservation](http://www.getty.edu/conservation)

Torrente, M. (1830). *Historia de la revolución hispano americana*.

Uriel, J. (1936). *La arquitectura colonial del cuzco*. 8–13.

Vernaza, C., Cancino, C., & Rainer, L. (2017). *Proyecto de Estabilización Sismorresistente*. [http://www.getty.edu/conservation/publications\\_resources/pdf\\_publications/pdf/kunotambo\\_report.pdf](http://www.getty.edu/conservation/publications_resources/pdf_publications/pdf/kunotambo_report.pdf)

Westoby, M. J., Brasington, J., Glasser, N. F., Hambrey, M. J., & Reynolds, J. M. (2012). "Structure-from-Motion" photogrammetry: A low-cost, effective tool for geoscience applications. *Geomorphology*, 179, 300–314. <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2012.08.021>