

UNIVERSIDAD
DE LA REPUBLICA
URUGUAY





Análisis teórico y experimental de una estructura de mampostería reforzada de Eladio Dieste: Iglesia de Cristo Obrero

Franco Berreta Zeballos

Kimberly Rodríguez Sopeña

Programa de grado en Ingeniería Civil
Instituto de Estructuras y Transporte
Facultad de Ingeniería
Universidad de la República

Montevideo – Uruguay
Julio de 2019

UNIVERSIDAD DE LA REPUBLICA
URUGUAY

FACULTAD DE INGENIERIA

Análisis teórico y experimental de una estructura de mampostería reforzada de Eladio Dieste: Iglesia de Cristo Obrero

Franco Berreta Zeballos

Kimberly Rodríguez Sopeña

Tesina presentada como parte de los requisitos para la finalización de Carrera Ingeniería Civildel de la Universidad de la República.

Tutor:
Prof. Ing. Leandro Domenech

Cotutor:
Prof. Dr. Ing. Gonzalo Cetrángolo

Referente externo:
Ing. Lucía Pesci

Montevideo – Uruguay
Julio de 2019

Berreta Zeballos, Franco

Análisis teórico y experimental de una estructura de mampostería reforzada de Eladio Dieste: Iglesia de Cristo Obrero / Franco Berreta Zeballos, Kimberly Rodríguez Sopeña. - Montevideo: Universidad de la República, Facultad de Ingeniería, 2019.

XVII, 112 p.: il.; 30 cm.

Tutor: Leandro Domenech.

Cotutor: Gonzalo Cetrángolo.

Tesina de grado - Universidad de la República. Facultad de Ingeniería, Instituto de Estructuras y Transporte, Programa de grado, Ingeniería Civil, 2019.

Referencias bibliográficas: 92 – 97.

1. Mampostería reforzada, 2. Eladio Dieste, 3. Método de los Elementos Finitos, 4. Ensayos No Destructivos, 5. Estructura patrimonial. I. Rodríguez Sopeña, Kimberly. II. Universidad de la República, Facultad de Ingeniería, Instituto de Estructuras y Transporte.

INTEGRANTES DEL TRIBUNAL DE DEFENSA DE TESINA

Prof. Dr. Ing. Luis Segura

Prof. Dr. Ing. Atilio Morquio

Prof. Ing. Gonzalo Larrambebere

Montevideo – Uruguay
Julio de 2019

Agradecimentos

Quisiéramos agradecer en primer lugar a nuestras familias por el apoyo incondicional que nos brindaron: a Washington y Juan, a Rosa y Virginia, a Jennifer y Emiliano, a Nicolle y Tomás.

A Leandro y Gonzalo, por acompañarnos en este camino y guiarnos como excelentes tutores.

A todo el equipo de Dieste y Montañez por recibirnos y compartir con nosotros su abundante experiencia en la materia.

A todos aquellos que de algún modo formaron parte de nuestra formación académica y nos ayudaron a alcanzar nuestros objetivos: profesores, amigos y familiares.

Por último, a Eladio Dieste cuyo legado continúa siendo fuente de inspiración para las nuevas generaciones de ingenieros civiles.

"He procurado ser coherente con las exigencias de mi trabajo. Hacerlo bien. Ello me ha llevado a un camino de descubrimiento, primero de mí mismo. Ese camino usa la forma y ésta debe estar imbricada en las leyes que rigen la materia en equilibrio".

Eladio Dieste

RESUMEN

La Iglesia Cristo Obrero es una de las más emblemáticas obras del ingeniero civil uruguayo Eladio Dieste. Construida casi enteramente en mampostería reforzada, la innovadora estructura colocó a Dieste en el panorama internacional por el uso de complejas geometrías que permiten optimizar el comportamiento del material cerámico. El interés histórico, artístico y patrimonial que despierta el edificio se vio reavivado recientemente gracias al programa *Keeping It Modern* de la Getty Foundation. El presente trabajo se basó en los resultados de las investigaciones realizadas en el marco de dicho programa para llevar a cabo un análisis del comportamiento estructural de la iglesia. Se utilizaron resultados de ensayos no destructivos para estimar las propiedades mecánicas de los materiales, a partir de los cuales se elaboró un modelo computacional basado en el método de los elementos finitos. La geometría de la estructura se obtuvo de la revisión bibliográfica, mientras que las acciones y sus combinaciones fueron determinadas a partir de la normativa actual. Para validar el modelo se realizó un análisis dinámico generando un impacto en la cubierta de la iglesia y registrando las aceleraciones producidas; estos valores experimentales fueron comparados con los del modelo sometido al mismo impacto. Además se recreó el análisis teórico de la estructura en base a las publicaciones de Dieste. Se logró verificar, utilizando herramientas informáticas de las que él no disponía, que el comportamiento de la estructura se asemeja al que Dieste ideó en su diseño hace más de medio siglo. Por último, se verificó dicho comportamiento conforme a la normativa internacional vigente.

Palabras claves:
Mampostería reforzada, Eladio Dieste, Método de los Elementos Finitos, Ensayos No Destructivos, Estructura patrimonial.

ABSTRACT

The Church of Christ the Worker is among the most well-known works of uruguayan civil engineer Eladio Dieste. Built almost entirely out of reinforced masonry, its innovative structure helped position Dieste in the global stage through his usage of complex geometries that allow the ceramic material to behave optimally. Recently, the Getty Foundation and its program *Keeping It Modern* have helped boost the building's historic and artistic interest. The present work is based on the investigations that were carried out within the framework of said program, in order to perform an analysis of the church's structural behaviour. Non-destructive test results were used to estimate the materials' mechanic properties, with which a computational finite-element model was built. The structure's geometry was obtained through bibliographical review, while the loads and load combinations were determined from current standards. In order to validate the model's results, a dynamic analysis was carried out by generating an impact in the building's roof, measuring the ensuing accelerations and comparing them with the output of the model subject to the same impact. The structure's theoretical analysis was recreated following Dieste's publications on the subject which allowed to conclude, by using computer-based tools unavailable in Dieste's time, that the structure's behaviour resembles the one he devised in his design over half a century ago. Lastly, said behaviour was verified according to current international standards.

Keywords:
Reinforced Brick Masonry, Eladio Dieste, Finite Elements Method, Non-Destructive Testing, Heritage structure.

Tabla de contenidos

Lista de figuras xii

Lista de tablas xvi

1 Introducción 1

2 Metodología 3

3 Antecedentes 5

3.1 La mampostería estructural 5
3.2 Eladio Dieste y la *cerámica armada* 6
3.3 Primeros escritos sobre la iglesia 9
3.4 La *Getty Foundation* y la iniciativa *Keeping It Modern* 11
3.5 Plan de Conservación y Manejo de la Iglesia de la Parroquia de Cristo Obrero 12
3.6 *Dieste Ex Machina* 12

4 Descripción de la iglesia 14

4.1 Geometría y materiales 14
4.2 Comportamiento estructural 18

5 Caracterización de los materiales 22

5.1 El módulo elástico 22
5.2 Ensayos no destructivos 23
5.2.1 Velocidad de pulso ultrasónico 23
5.2.2 Resistencia a la penetración 25
5.3 Determinación del módulo elástico de la mampostería de los muros 25
5.3.1 A partir del módulo elástico de los materiales 27
5.3.2 A partir del valor de resistencia a compresión de los materiales 27
5.3.3 Mediante modelos computacionales del muro 27

5.3.4 Resumen de resultados 34
5.4 Determinación del módulo elástico de la mampostería de la cubierta 34

6 Modelado computacional de la estructura 38
6.1 Geometría de la estructura 38
6.2 Propiedades de los materiales 40
6.2.1 Elementos de muro 40
6.2.2 Elementos de cubierta 40
6.2.3 Propiedades del hormigón 42
6.3 Condiciones de apoyo y vínculos entre componentes 42
6.3.1 Apoyo en el terreno 42
6.3.2 Unión muro - cubierta 44
6.4 Cargas aplicadas 45
6.4.1 Peso propio de la estructura 45
6.4.2 Sobrecarga de uso 47
6.4.3 Acción del viento 47

7 Análisis dinámico 55
7.1 Ensayos de impacto sobre la cubierta 55
7.1.1 Descripción del procedimiento experimental 55
7.1.2 Procesamiento de datos 57
7.2 Modelado computacional del impacto sobre la cubierta 59
7.2.1 Definición de la carga de impacto 59
7.2.2 Modelado de la carga de impacto 61
7.2.3 Procesamiento de datos 62
7.3 Comparación de resultados y ajuste del modelo 64

8 Análisis de resultados 74
8.1 Análisis teórico 74
8.2 Resultados del modelo computacional 80

9 Verificación de la estructura 83
9.1 Bases de diseño 83
9.2 Clasificación de los mampuestos 83
9.3 Verificación de los muros laterales 84
9.4 Verificación de la cubierta 86
9.4.1 Verificación de esfuerzos admisibles 86
9.4.2 Análisis de inestabilidad 88

9.4.3 Verificación de los tensores 89

10 Conclusiones **90**

Referencias bibliográficas **92**

Apéndices **98**

Apéndice 1 Análisis dinámico: ensayos de impacto sobre la cubierta . . 99

Anexos **102**

Anexo 1 Planos originales 103

Lista de figuras

1.1 Eladio Dieste. 1

3.1 Detalle de Iglesia de San Pedro (Durazno). Fuente: Servicio de Medios Audiovisuales, FADU, UDELAR. 7
3.2 Detalle de Terminal de ómnibus de Salto. Fuente: Servicio de Medios Audiovisuales, FADU, UDELAR. 8
3.3 Iglesia de San Juan de Ávila (Alcalá de Henares, España). Autor: Daniel Rocal - https://www.flickr.com/photos/alcalaenfotos/ 8
3.4 Iglesia de Cristo Obrero (Estación Atlántida). 9
3.5 Maqueta de la iglesia, escala 1:20. 13

4.1 Muros de la iglesia. Fuente: Archivo Dieste y Montañez. 14
4.2 Cubierta de la iglesia. Fuente: Archivo Dieste y Montañez. 15
4.3 “Ticholos” utilizados por Dieste en la bóveda de la iglesia. Fuente: Ramos de Carvalho (2004). 16
4.4 Tensores y viga de borde. Fuente: Archivo Dieste y Montañez. . . . 16
4.5 Baptisterio de la iglesia. Fuente: Archivo Dieste y Montañez. 17
4.6 Campanario de la iglesia. 18
4.7 Planos originales: viga de borde. 19
4.8 Planos originales: doble curvatura de la cubierta. 19
4.9 Planos originales: anclaje de tensores. 20

5.1 Modelo probeta: compresión paralela a las juntas. 28
5.2 Modelo probeta: compresión perpendicular a las juntas. 29
5.3 Modelo probeta: corte puro. 30
5.4 Modelo probeta: flexión perpendicular a las juntas. 30
5.5 Momentos flectores actuantes en un elemento rectangular plano. . . 31
5.6 Modelo probeta: flexión paralela a las juntas. 32
5.7 Modelo probeta: torsión pura. 33

5.8 Esquema del paquete estructural de la cubierta. 35
5.9 Unidad de mampostería que forma la cubierta, vista en planta. . . . 36

6.1 Geometría del modelo computacional. 39
6.2 Propiedades geométricas del muro (con y sin aporte del mortero en cámara central). 40
6.3 Propiedades geométricas de la sección homogeneizada de cubierta. . 41
6.4 Planos originales: pilotines y viga de fundación. 43
6.5 Definición de *weld constraint*. 45
6.6 Unidad de mampostería que forma los muros laterales, en alzado. . . 46
6.7 Figura 7.5 del Eurocódigo 1 Parte 1-4. 50
6.8 Coeficientes de presión interna. Fuente: UNE-EN 1991-1-4 (2007). . 52
6.9 Viento paralelo: presiones sobre la cubierta. 53
6.10 Viento perpendicular: presiones sobre la cubierta. 54
6.11 Franjas de presión sobre la cubierta 54

7.1 Puntos de la cubierta sobre los cuales se aplicó la carga de impacto (salto). 55
7.2 Persona saltando sobre la cubierta. En el lado derecho de la imagen se observa el dipositivo empleado para medir aceleraciones. 56
7.3 Aceleración en la dirección vertical a_z en función del instante de muestreo t para la serie de saltos en el Valle 1. 57
7.4 Aceleración en la dirección vertical a_z en función del instante de muestreo t para el primer salto en el Valle 1. 57
7.5 FFT promedio para los saltos en el Valle 1. 58
7.6 Pulso empleado para representar el salto en la cubierta. 60
7.7 FFT para salto teórico. 61
7.8 Aceleración a_z en función del instante de muestreo t para el impacto modelado en el Valle 1. 63
7.9 FFT para el impacto modelado en el Valle 1. 63
7.10 FFT para el impacto en el Valle 1 64
7.11 FFT para el impacto en el Valle 2 64
7.12 FFT para el impacto en el Valle 3 65
7.13 FFT para el impacto en el Valle 4 65
7.14 FFT para el impacto en el Valle 5 65
7.15 FFT para el impacto en el Valle 1. Resultados para el modelo computacional con módulo elástico ajustado. 67

7.16 FFT para el impacto en el Valle 2. Resultados para el modelo computacional con módulo elástico ajustado. 68
7.17 FFT para el impacto en el Valle 3. Resultados para el modelo computacional con módulo elástico ajustado. 68
7.18 FFT para el impacto en el Valle 4. Resultados para el modelo computacional con módulo elástico ajustado. 68
7.19 FFT para el impacto en el Valle 5. Resultados para el modelo computacional con módulo elástico ajustado. 69
7.20 FFT para el impacto en el Valle 1. Resultados para el modelo computacional con módulo elástico ajustado y resortes en la fachada principal. 70
7.21 FFT para el impacto en el Valle 2. Resultados para el modelo computacional con módulo elástico ajustado y resortes en la fachada principal. 70
7.22 FFT para el impacto en el Valle 3. Resultados para el modelo computacional con módulo elástico ajustado y resortes en la fachada principal. 70
7.23 FFT para el impacto en el Valle 4. Resultados para el modelo computacional con módulo elástico ajustado y resortes en la fachada principal. 71
7.24 FFT para el impacto en el Valle 5. Resultados para el modelo computacional con módulo elástico ajustado y resortes en la fachada principal. 71

8.1 Inercia de la cubierta en la clave: bóveda cilíndrica vs. gausa. 77
8.2 Compresiones máximas en la cubierta, bajo cargas permanentes y sobrecarga de uso (kN/m). 80
8.3 Compresiones máximas en los muros, bajo cargas permanentes y sobrecarga de uso (kN/m). 81
8.4 Desplazamiento de la cubierta en dirección vertical z bajo cargas permanentes y sobrecarga de uso (m). 82

1.1 Aceleración en la dirección vertical a_z en función del instante de muestreo t para la serie de saltos en el Valle 1. 99
1.2 Aceleración en la dirección vertical a_z en función del instante de muestreo t para la serie de saltos en el Valle 2. 100

1.3 Aceleración en la dirección vertical a_z en función del instante de muestreo t para la serie de saltos en el Valle 3. 100
1.4 Aceleración en la dirección vertical a_z en función del instante de muestreo t para la serie de saltos en el Valle 4. 101
1.5 Aceleración en la dirección vertical a_z en función del instante de muestreo t para la serie de saltos en el Valle 5. 101

Lista de tablas

5.1 Ensayo de pulso ultrasónico en mampuestos 24
5.2 Ensayo de pulso ultrasónico en mortero 25
5.3 Ensayo de resistencia a la penetración de mortero 26
5.4 Módulo elástico de la mampostería del muro 34
5.5 Módulo elástico equivalente 36

6.1 Anchos utilizados para calcular inercia de sección homogeneizada. . 41
6.2 Valores recomendados para los coeficientes de presión externa en muros verticales de edificios de planta rectangular. Fuente: UNE-EN 1991-1-4 (2007). 50

7.1 Frecuencia correspondiente al modo de vibración principal excitado para cada uno de los valles estudiados, de acuerdo a los resultados experimentales. 59
7.2 Valores del pulso empleado para representar el salto en la cubierta. . 60
7.3 Frecuencia correspondiente al modo de vibración principal excitado para cada uno de los valles estudiados, de acuerdo a los resultados del modelo computacional. 63
7.4 Frecuencia correspondiente al modo de vibración principal para los resultados experimentales y del modelo junto con el porcentaje de error relativo. 66
7.5 Frecuencia correspondiente al modo de vibración principal para los resultados experimentales y del modelo ajustado junto con el porcentaje de error relativo. 69
7.6 Frecuencia correspondiente al modo de vibración principal para los resultados experimentales y del modelo ajustado con resortes junto con el porcentaje de error relativo. 71

8.1 Proceso iterativo para hallar tramos “colgados”. 79

8.2 Reacción de los pilotes, bajo cargas permanentes y sobrecarga de uso. 82

9.1 Factores de carga para análisis de inestabilidad 88
9.2 Verificación de la tensión en el acero de los tensores. 89

Capítulo 1

Introducción

La mampostería es la técnica constructiva más antigua utilizada por el ser humano para erigir estructuras. Su uso se ha extendido desde la prehistoria hasta nuestros días, y se ha generalizado aún más con el advenimiento, durante el siglo pasado, de la mampostería reforzada. Ésta consiste en la combinación de mampuestos de diversos materiales con barras de acero que le otorgan al conjunto una resistencia superior a la de mampostería tradicional ante un mayor número de acciones, como cargas laterales o dinámicas (Amrhein y Porter, 2009).

Uno de los mayores exponentes en el desarrollo de esta técnica fue el ingeniero civil uruguayo Eladio Dieste (Figura 1.1). Sus obras han sido reconocidas a nivel internacional por el uso racional que les dio a los materiales, optimizando su comportamiento por medio de las complejas geometrías de sus estructuras.

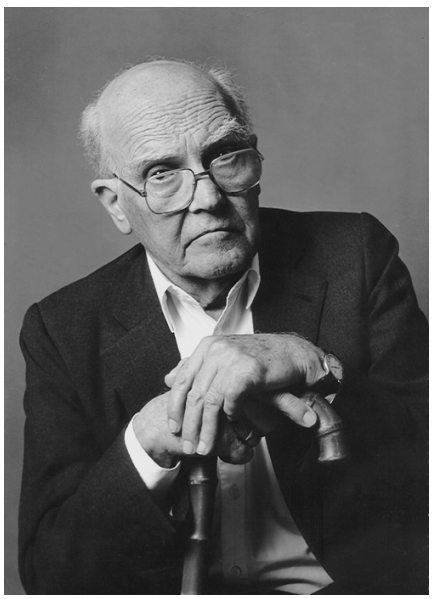


Figura 1.1: Eladio Dieste.

Desde el punto de vista arquitectónico y cultural es incuestionable el valor de la obra de Dieste. Aunque en Uruguay se vea con cierta indiferencia las construcciones en cerámica armada, de alrededor del mundo las personas se acercan a admirar sus trabajos y numerosos investigadores estudian su obra y realizan publicaciones al respecto (Erdèlyi, 2004). Esta tesina constituye un aporte más al trabajo ya realizado y permite un acercamiento a los materiales y procedimientos constructivos empleados, así como a las formas estructurales desarrolladas por Dieste.

Una de las obras más emblemáticas de Dieste es la Iglesia de Cristo Obrero, donde el ingeniero puso en práctica algunas de sus mayores innovaciones en diseño estructural y tecnología constructiva. En particular, se destaca el uso de bóvedas de doble curvatura de mampostería armada, que Dieste bautizó "bóvedas gausas".

El objetivo de esta investigación es llevar a cabo el primer estudio específico de la iglesia Cristo Obrero realizando un análisis teórico, numérico y experimental de su comportamiento estructural con el fin de respaldar, utilizando herramientas informáticas inexistentes para Dieste en su tiempo, el sustento teórico y el procedimiento constructivo que él desarrolló. Algunos objetivos específicos son:

- la caracterización de los materiales empleados en la construcción de la iglesia;
- la elaboración de un modelo computacional de la iglesia en un programa de elementos finitos;
- la realización de un análisis dinámico de la cubierta con el fin de validar el modelo realizado;
- la realización del análisis estructural de la estructura, comparando los resultados obtenidos con los valores manejados por Dieste;
- la evaluación de la resistencia de la estructura en Estado Límite Último aplicando normativa vigente.

En adición a lo antes mencionado, la posibilidad de relacionar el comportamiento dinámico de la estructura con las características de los materiales que las componen constituye un medio indirecto de evaluación del estado de deterioro de la misma, lo que es de gran interés en estructuras de valor patrimonial como lo es la obra de Dieste y en particular la iglesia Cristo Obrero.

Capítulo 2

Metodología

En forma precedente a cualquier tarea se abordó una revisión bibliográfica de la documentación disponible respecto a Dieste, la iglesia y su obra en general (que se desarrollará en el Capítulo 3: Antecedentes) así como del material bibliográfico sobre los demás temas de interés para los objetivos específicos del proyecto.

Este material bibliográfico podría ser clasificado en tres grandes grupos: el primero abarca todo lo que respecta a la estructura de la iglesia Cristo Obrero, su geometría, diseño y ejecución. Aquí se encuentran los escritos publicados por el propio Dieste acerca del cálculo estructural que llevó a cabo, la evidencia fotográfica que existe del proceso constructivo, así como los relevamientos geométricos que se realizaron en el transcurso de investigaciones recientes.

El segundo grupo se conforma por los resultados de dichas investigaciones, que el presente trabajo toma como punto de partida para avanzar en el universo de conocimiento que existe acerca de la iglesia Cristo Obrero y de la obra de Eladio Dieste en general. En particular, son de interés para esta investigación los ensayos realizados sobre los materiales, que nos permiten conocer sus propiedades físicas y mecánicas y su estado de conservación.

El tercer y último grupo corresponde a la teoría que fundamenta los nuevos experimentos realizados sobre la iglesia (el análisis dinámico que se explicará a continuación), así como la manera en que fueron procesados los datos (nuevos y de investigaciones anteriores) para lograr obtener conclusiones que logren responder a las interrogantes propuestas. Dentro de esta categoría se encuentran estudios sobre la relación entre los módulos elásticos estáticos y dinámicos de los materiales, sobre cómo elaborar modelos utilizando software computacional, sobre cómo realizar un análisis dinámico simulando un impacto en dicho software, sobre cómo medir y procesar los datos del impacto real sobre la estructura, etc.

Para lograr hacer un análisis del comportamiento estructural de la iglesia Cristo Obrero se construyeron dos modelos computacionales en el software comercial SAP2000 con el objetivo de comparar los resultados de dichos modelos con los que Dieste obtuvo en su análisis teórico de la estructura.

Para la elaboración de los modelos fueron necesarios insumos principalmente en dos áreas: la geometría de la estructura (obtenida de los planos originales de la iglesia) y las propiedades de los materiales, tanto estáticas como dinámicas. Este último punto se desarrolló en etapas: en primer lugar se calcularon los módulos elásticos de los ladrillos y el mortero que componen la mampostería de la iglesia a partir de los resultados de ensayos no destructivos, en particular ensayos de ultrasonido y resistencia a la penetración. Luego, se halló el módulo elástico de la mampostería en su conjunto por varios caminos, como ser la utilización de fórmulas teóricas recomendadas en la bibliografía o la elaboración de pequeños modelos computacionales "probeta" que representaran la interacción ladrillo - mortero.

Para saber si el modelo de la iglesia construido representa verídicamente su comportamiento, se utilizó uno de los modelos (al que le fueron asignadas las propiedades dinámicas de los materiales) para realizar un análisis dinámico: se introdujeron cargas variables que simularan el impacto de una persona saltando sobre la cubierta, y se obtuvieron así las aceleraciones que el salto genera. Por otro lado, se midieron esas aceleraciones *in situ* saltando en diferentes puntos de la cubierta. Procesando los datos obtenidos por ambos métodos se lograron hallar las frecuencias asociadas a los modos de vibración excitados de la estructura.

Con el objetivo de lograr una mayor similitud entre los resultados experimentales y los computacionales, se corrigió en el modelo el módulo elástico de la mampostería de la cubierta hasta obtener un muy buen ajuste en los valores de las frecuencias que permitió concluir que el modelo representa correctamente el comportamiento real de la estructura.

Se corrigió consecuentemente el segundo modelo (al que le fueron asignadas las propiedades estáticas de los materiales), a partir del cual se obtuvieron las solicitaciones y tensiones a las que se ven sometidos los diferentes elementos de la estructura, lo que permitió realizar una comparación cualitativa y cuantitativa con las hipótesis de Dieste y los valores que él manejaba en su diseño.

Por último, se utilizaron los resultados de este segundo modelo para realizar una verificación de la estructura siguiendo los criterios de la normativa internacional vigente para mampostería estructural.

Capítulo 3

Antecedentes

3.1. La mampostería estructural

Los orígenes de la palabra *mampostería* se remontan al latín *manus-positus*, "mano-poner". Pero la técnica de apilar mampuestos y unirlos por medio de morteros para erigir estructuras se remonta a un pasado mucho más lejano. Junto con la madera, la piedra es uno de los primeros materiales que el ser humano utilizó para construir “no solo hogares sino obras de gran belleza y esplendor” (Amrhein y Porter, 2009).

En un principio, el ser humano construyó refugios simplemente colocando piedras una sobre la otra sin ningún tipo de mortero, técnica que se conoce como *piedra seca*. Los registros más antiguos de mampuestos fabricados por el hombre, utilizando barro y paja, datan del milenio 6 a.C, y el primer mortero utilizado para darle cohesión y estabilidad a estos mampuestos no fue más que barro colocado entre ellos. Miles de años más tarde, se desarrolló la técnica de cocer los ladrillos de arcilla para aumentar su resistencia y durabilidad. Hacia el 2600 a.C., los egipcios construían las Pirámides a base de enormes piezas talladas de piedra caliza, y más adelante los romanos utilizaron cementos a base de cenizas puzolánicas y nuevas tipologías estructurales (arco romano) para erigir edificios como el Coliseo (Wright, 2009).

El uso de la mampostería permaneció el principal método constructivo durante la Edad Media y el Renacimiento. La Revolución Industrial trajo consigo la producción en masa de mampuestos, facilitando tanto la tarea de extracción y transporte de la materia prima como la de moldeo y cocido de ladrillos. Sin embargo, el desarrollo de materiales como el acero y el hormigón armado desplazó a la mampostería como material estructural en la mayoría de los edificios modernos, debido a su baja resis-

tencia a la tracción en comparación con aquellos (Garcia Fritz y Garcia Lammers, 2016).

Para compensar esta debilidad, se le agregan a la mampostería materiales de refuerzo tales como barras de acero, lo que da lugar a la *mampostería reforzada*. En forma similar al caso del hormigón armado, esto aporta una mayor resistencia a la tracción y al corte a la mampostería, a la vez que aumenta su ductilidad, lo cual permite diseñar estructuras con formas que no serían posibles utilizando mampostería tradicional (Amrhein y Porter, 2009).

3.2. Eladio Dieste y la *cerámica armada*

Eladio Dieste (Artigas, 1917 - Montevideo, 2000) fue uno de los mayores innovadores en el uso de la mampostería reforzada. Su obra es reconocida a nivel internacional por el uso creativo y eficiente que le dio a la mampostería, material que siempre ocupa una posición central en sus diseños y que él llamaba "cerámica estructural" (Dieste, 1982). En particular, sus diseños se destacan por el uso de la mampostería en finas bóvedas (bautizadas *bóvedas gausas* por Dieste) cuya forma permite salvar grandes luces aprovechando el buen comportamiento del mampuesto a la compresión y reforzando con acero las zonas donde inevitablemente aparecerán tracciones.

Con esto, Dieste logra una economía de materiales que va en sintonía con lo que él denomina *economía cósmica*, es decir el rechazo al despilfarro y el empleo adecuado de los materiales obtenidos de la naturaleza. Por estos motivos, Guindal y Adell (2005) consideran que "Dieste se constituye con su obra arquitectónica, en un pionero de la sostenibilidad".

Las soluciones estructurales que Dieste propuso a lo largo de su carrera sugieren que los ingenieros contemporáneos han subestimado la capacidad del ladrillo como material de construcción (Anderson, 2004). El uso de la mampostería presenta numerosas ventajas sobre otros métodos de construcción. En palabras del propio Dieste (Jimenez Torrecillas y de Porres Ramírez Pérez, 2001):

> *"Los ladrillos pesan menos que el hormigón, reduciendo el costo de las estructuras de cimentación durante la construcción (...) En una bóveda de mampostería la vasta mayoría del material es seco y la poca cantidad de mortero empleada fragua rápidamente, permitiendo el desencofrado a edades menores. El ladrillo seco absorbe la humedad, acelerando el fraguado del mortero de cemento (...) El ladrillo tiene*

un módulo de elasticidad menor que el hormigón, lo que es una ventaja porque da a la estructura mayor capacidad de adaptarse a las deformaciones (...) La estructura envejece mejor que las de hormigón y resiste mejor a los cambios de temperatura".

Dieste estaba convencido de que el ladrillo es superior a otros materiales de construcción. La mampostería estructural es una solución de poco uso en el medio nacional, ampliamente superada en uso por el tradicional hormigón armado. Son pocos los ingenieros con experiencia en el uso de la mampostería estructural. Sin embargo quedan demostradas en este trabajo las vastas y poco aprovechadas posibilidades que presenta el ladrillo, acompañado de herramientas de cálculo modernas, sobre todo en la construcción de bóvedas y cáscaras delgadas.

Las obras de Dieste han cubierto más de 1.000.000 m^2 (Guindal y Adell, 2005). Entre las más conocidas se encuentran la reconstrucción de parte de la Iglesia de San Pedro en Durazno (1967, Figura 3.1), la Terminal de ómnibus en Salto (1973, Figura 3.2) y la Iglesia de San Juan de Ávila en Alcalá de Henares, España (1995, Figura 3.3), pero la obra más emblemática es sin duda la Iglesia de Cristo Obrero (1960, Figura 3.4).

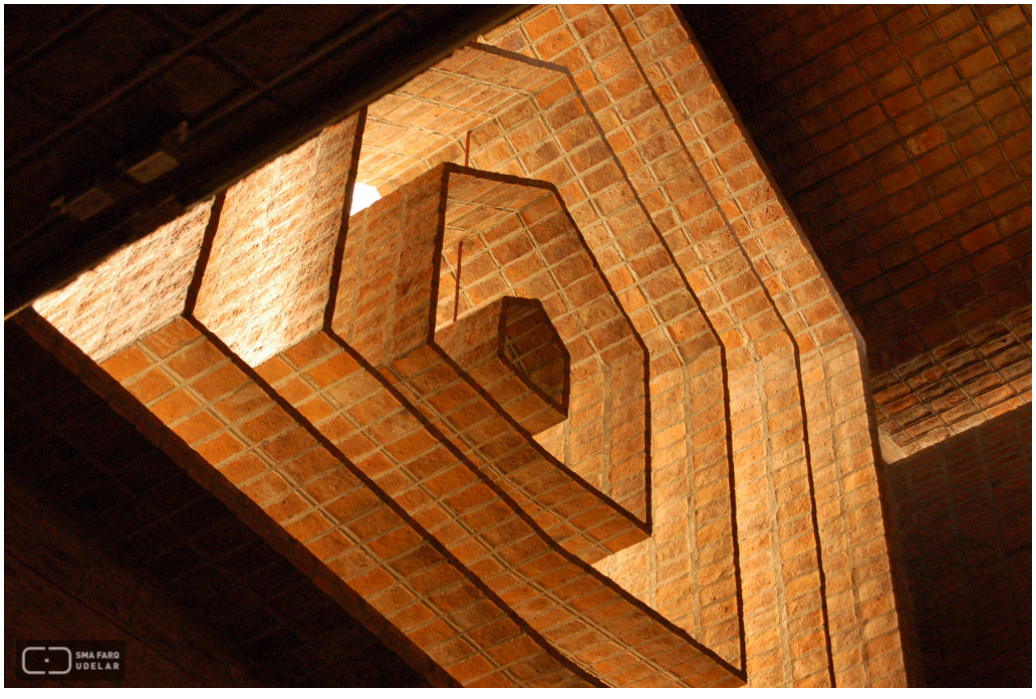


Figura 3.1: Detalle de Iglesia de San Pedro (Durazno).
Fuente: Servicio de Medios Audiovisuales, FADU, UDELAR.

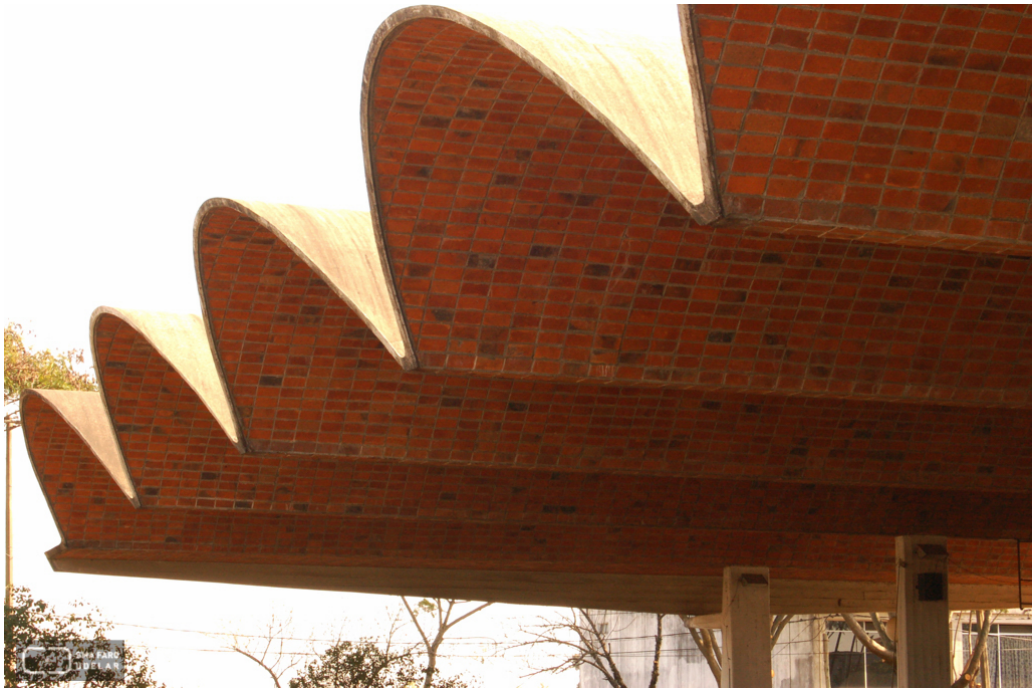


Figura 3.2: Detalle de Terminal de ómnibus de Salto.
Fuente: Servicio de Medios Audiovisuales, FADU, UDELAR.



Figura 3.3: Iglesia de San Juan de Ávila (Alcalá de Henares, España).
Autor: Daniel Rocal - https://www.flickr.com/photos/alcalaenfotos/



Figura 3.4: Iglesia de Cristo Obrero (Estación Atlántida).

3.3. Primeros escritos sobre la iglesia

Ante los logros que la iglesia de Cristo Obrero representaba en su experimentación con la cerámica armada, Dieste se dedicó a describir el conjunto y los procedimientos de construcción empleados con todos los detalles, incluyendo imágenes de la obra recién terminada. La relación enviada a la revista española Informes de la Construcción, publicada en enero de 1961 (Dieste, 1961), fue el documento base para las publicaciones subsiguientes.

En poco tiempo la noticia de la obra dio la vuelta al mundo, realizándose publicaciones respecto a la misma en revistas técnicas de Francia (L'Architecture d'Aujourd'hui, 1961), Japón (Kokusai Kentiku, 1961), Estados Unidos (The Architectural Review, 1961) e Italia (Costruire, 1962) antes de que la iglesia llegara a cumplir dos años de construida.

En el ámbito uruguayo, la revista de la Facultad de Arquitectura dedicaba en septiembre de 1961 diez páginas a la construcción en *cerámica armada*, de las cuales cuatro estaban destinadas a la descripción de la iglesia en Atlántida, aún cuando había comentarios referidos a la obra dispersos en todo el texto (Revista de la Facultad de Arquitectura, 1961). Con esta publicación y con la reseña de María Luisa

Torrens en El País (Torrens, 1962), la obra de Dieste se insertaba como referente en el ámbito de la arquitectura uruguaya, al mismo tiempo que ocurría el reconocimiento internacional.

En las publicaciones en conjunto predominó la atención al tema técnico-constructivo, la descripción de los métodos de diseño y construcción de bóvedas gausas, continuas y discontinuas, de bóvedas autoportantes, diafragmas y torres.

Otro salto cuantitativo en la valoración a la obra de Eladio Dieste lo representó la publicación del primer libro sobre su obra. En 1963 Juan Pablo Bonta, profesor en la Universidad de Buenos Aires, realizó el primer estudio detallado de la obra de Dieste en términos arquitectónicos (Bonta, 1963). Desde entonces son varios los libros que se han publicado respecto a Dieste y su obra:

- Eladio Dieste: La estructura cerámica (Dieste et al., 1987)
- Bärande murverk i modern arkitektur (Schultz y Månsson, 1994)
- It's a Great Wall! (Webb et al., 2000)
- The Engineer's Contribution to Contemporary Architecture: Eladio Dieste (Pedreschi y Dieste, 2000)
- Eladio Dieste: Form und Konstruktion (Dieste et al., 2001)
- Eladio Dieste (1943-1996) (Jimenez Torrecillas y de Porres Ramírez Pérez, 2001)
- Eladio Dieste: 1917-2000 (Dieste et al., 2003)
- Eladio Dieste, Innovation in Structural Art (Anderson, 2004)

Muchas publicaciones de arquitectura y de construcción se ocuparon del trabajo de Eladio Dieste en las décadas siguientes. En todas ellas hay referencia a la iglesia de Cristo Obrero, incluso en algunas que tratan de algún otro tipo de bóvedas o formas estructurales desarrolladas por el ingeniero en cerámica armada. La valoración fue, en casi todos los casos, a un sistema constructivo que se había convertido en especialidad de la firma Dieste y Montañez y que proporcionaba a sus obras un carácter propio. (Comisión del Patrimonio Cultural de la Nación, 2017)

Desde el proyecto de la iglesia a la fecha Dieste se ha consolidado como un referente mundial de la arquitectura del siglo XX, reconocido por las virtudes tanto artísticas como técnicas de su obra.

3.4. La *Getty Foundation* y la iniciativa *Keeping It Modern*

La *Getty Foundation* es una fundación enmarcada en *Getty Trust*, una organización cultural internacional fundada en el año 1984. La *Getty Foundation* brinda apoyo a individuos e instituciones comprometidas a promover un mayor entendimiento y preservación del legado artístico alrededor del mundo. Aquí el término *arte* es definido de manera muy amplia, para abarcar todos los tiempos, todos los lugares y todos los medios de expresión posibles.

Uno de los principios en los cuales se basa esta fundación es la importancia del trabajo silencioso que se lleva a cabo tras bambalinas pero que es absolutamente necesario para que los proyectos públicos tengan éxito: investigación, conservación e interpretación.

A través de iniciativas estratégicas de donación, fortalece la historia del arte como una disciplina global, promueve la práctica interdisciplinaria de la conservación, aumenta el acceso a colecciones de museos y archivos, y desarrolla líderes actuales y futuros en las artes visuales.

La iglesia Cristo Obrero se inscribe dentro de la iniciativa de esta fundación denominada *Keeping It Modern*, que consiste en la donación económica enfocada en apoyar proyectos modelo para la conservación de la arquitectura moderna. La iglesia fue seleccionada como beneficiaria de este programa en el año 2016, con un soporte económico de USD 150 000 (The Getty Foundation, 2019).

A partir del apoyo recibido, un equipo de expertos nacionales e internacionales emprendió un estudio riguroso de la iglesia y el campanario, dando lugar a un estudio de ingeniería integral y un plan de gestión de la conservación. Los estudios técnicos arrojaron luz sobre la naturaleza de las innovaciones estructurales de Dieste, y permitieron obtener información crucial para la conservación y cuidado de muchos de sus edificios en Uruguay y otros países.

En particular, se realizaron ensayos no destructivos con el objetivo de conocer las propiedades y el estado de conservación de los materiales que componen la estructura de la iglesia. El presente estudio hace uso de los datos que se obtuvieron en el transcurso de estas investigaciones anteriores (Sabalsagaray et al. 2017, Domenech et al. 2018).

3.5. Plan de Conservación y Manejo de la Iglesia de la Parroquia de Cristo Obrero

La Comisión del Patrimonio Cultural de la Nación, como responsable y gestor de la memoria colectiva uruguaya a través de la protección y promoción del patrimonio cultural, con el respaldo del Ministerio de Educación y Cultura, presentó en el año 2017 el Plan de Conservación y Manejo de la iglesia de Cristo Obrero. Ello gracias al aporte económico de la *Getty Foundation* y del compromiso de decenas de profesionales de primer nivel que participaron en el mismo. (Comisión del Patrimonio Cultural de la Nación, 2017)

Los textos del plan de manejo se han conformado a partir de los informes presentados por los equipos técnicos que trabajaron en el proyecto. Estos equipos involucran diversas áreas, incluyendo:

- Investigación histórica y valores culturales
- Relevamiento planimétrico
- Patologías y daños
- Control urbano y gestión de riesgo
- Partes interesadas, participación social y banco de proyectos

El documento del plan incluye un compendio de antecedentes referentes a Dieste, su obra y la cerámica armada así como a la iglesia en particular: su concepción y construcción y su valor cultural y religioso. Incluye también las evaluaciones realizadas a la estructura y un programa de mantenimiento y preservación, que comprende actividades de reparación e intervención en la estructura de la iglesia y en el equipamiento de la misma e intervenciones urbanas en los alrededores del edificio.

3.6. *Dieste Ex Machina*

El trabajo Dieste Ex Machina también se desarrolla en el marco del programa *Keeping It Modern* de *The Getty Foundation*. El objetivo central de este trabajo es el estudio conceptual de la Iglesia Cristo Obrero desde la perspectiva de las nuevas tecnologías de documentación geométrica y fabricación digital.

Como primer acercamiento al edificio se estudió la geometría base que subyace en la propuesta volumétrica del conjunto edilicio, para posibilitar la realización de un modelo digital tridimensional y su posterior materialización en una maqueta a escala 1:20, mediante herramientas de fabricación digital (Figura 3.5).

La información geométrica recabada fue utilizada en el presente trabajo para corroborar las dimensiones que figuran en los planos originales.

Mediante las nuevas tecnologías de documentación geométrica, el equipo de relevamiento planimétrico, enmarcado dentro del Plan de Conservación y Manejo de la Iglesia Cristo Obrero, realizó diversas tareas: relevamiento con drones, escaneo 3D, modelado y posterior fabricación digital (Dieste Ex Machina, 2019).



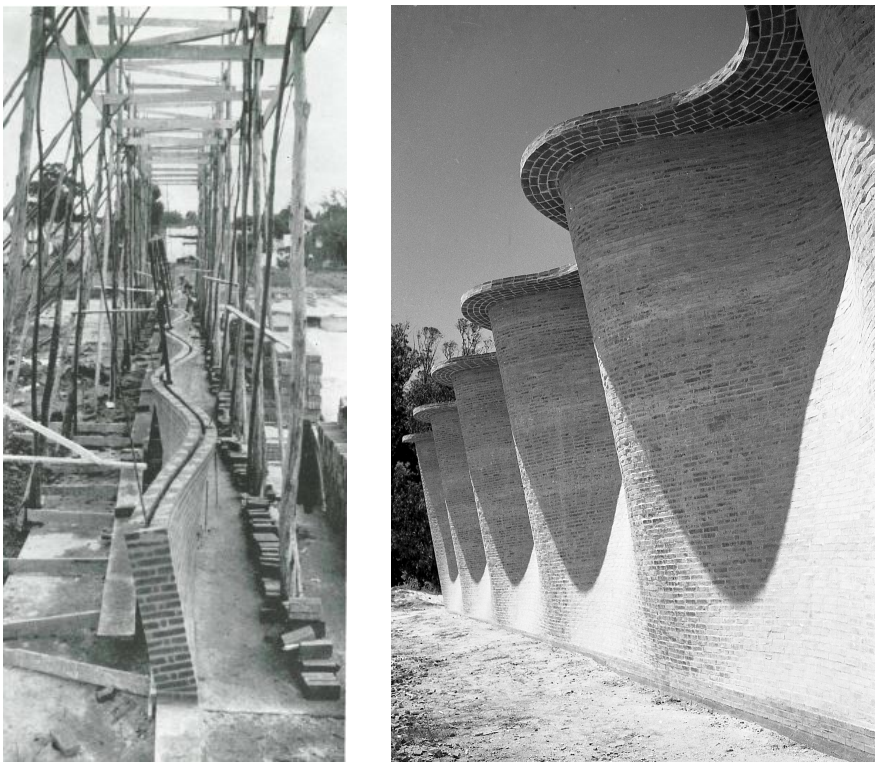
Figura 3.5: Maqueta de la iglesia, escala 1:20.

Capítulo 4

Descripción de la iglesia

4.1. Geometría y materiales

La iglesia Cristo Obrero se encuentra emplazada en la localidad de Estación Atlántida, en el departamento de Canelones, a aproximadamente 40 km de Montevideo. Fue construida entre los años 1958 y 1960, y su proyecto y ejecución estuvieron a cargo del ingeniero civil Eladio Dieste.



(a) Muros en construcción. **(b)** Vista exterior de los muros de la iglesia.

Figura 4.1: Muros de la iglesia. Fuente: Archivo Dieste y Montañez.

La estructura de la iglesia, construida casi totalmente con mampostería reforzada, consiste en dos paredes ondulantes de 7 m de altura y 30 cm de espesor, cuya directriz tiene forma de recta a nivel del suelo y de una sucesión de parábolas de 1.40 m de amplitud en su parte superior (ver Figura 4.1). Estas paredes están compuestas de un muro doble construido con ladrillos de dimensiones 25 cm x 12 cm x 5 cm, cuya cámara (de espesor 6 cm) está rellena de mortero hidrofugado.

Sobre estos muros laterales se apoya una cubierta que en planta mide 16 m x 33 m aproximadamente y cuyo espesor estructural es de apenas 15 cm. La cubierta presenta una doble curvatura: longitudinalmente tiene la forma de una "bóveda gausa", mientras que en forma transversal sigue el trazado de una catenaria cuya flecha varía sección a sección, alcanzando un máximo de 147 cm y un mínimo de 7 cm (ver Figura 4.2).



(a) Cubierta en construcción.



(b) Vista actual de la cubierta de la iglesia.

Figura 4.2: Cubierta de la iglesia. Fuente: Archivo Dieste y Montañez.

El espesor de 15 cm de la bóveda lo constituyen una capa de tejuelas (ladrillos de 3 cm de espesor) y una de ticholos (ladrillos huecos de 8 cm de espesor) como el que muestra la Figura 4.3, unidos por una capa de mortero de 1.5 cm de espesor, más una capa de 2.5 cm de mortero por encima de los ticholos. En las juntas entre ticholos se coloca una malla de acero de baja cuantía cuya función es repartir las cargas homogéneamente en la cubierta y distribuir en ella una potencial carga concentrada. Por encima de esto se encuentra una capa de aproximadamente 3 cm de arena que permite darle una mayor pendiente a los valles de la bóveda para el desvío de pluviales, una capa de impermeabilización de peso despreciable, y una segunda capa de tejuelas de 3 cm.

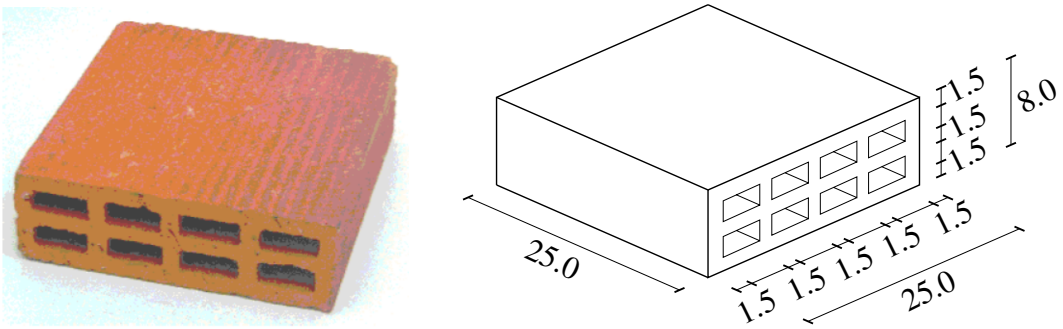


Figura 4.3: "Ticholos" utilizados por Dieste en la bóveda de la iglesia. Fuente: Ramos de Carvalho (2004).

En el valle de las catenarias más bajas se encuentra una sección de hormigón de 25 cm x 12 cm, donde se alojan barras de acero de gran diámetro que sirven para resistir el empuje de las bóvedas (Figura 4.4a). En el remate de los muros, donde se apoya la cubierta, se construyó una viga carrera de hormigón de sección variable que funciona de alero y que es donde se anclan las barras de acero (Figura 4.4b).



(a) Colocación de tensores. **(b)** Construcción de viga de borde.

Figura 4.4: Tensores y viga de borde. Fuente: Archivo Dieste y Montañez.

La estructura se apoya en el terreno mediante una fundación de pilotines de hormigón de 15 cm de diámetro y 5 m de profundidad aproximadamente. Sobre los mismos se construyó en hormigón una viga de fundación de sección cuadrada de 30 cm de lado, donde se apoyan las paredes.

Forman parte del complejo de la iglesia, pero no se incluyen dentro del espectro de esta investigación, un baptisterio subterráneo y una torre campanario. El baptisterio (Figura 4.5) consiste en un recinto cuyas paredes de mampostería armada sirven a su vez como encofrado de un mortero de arena y portland hidrofugado vertido entre el muro y el terreno que lo rodea, y que actúa como impermeabilización. El campanario (Figura 4.6) es una torre totalmente de ladrillo armado, donde los escalones de la escalera de caracol trabajan como ménsulas empotradas en la pared exterior.



(a) Baptisterio en construcción.



(b) Vista interior del baptisterio.

Figura 4.5: Baptisterio de la iglesia. Fuente: Archivo Dieste y Montañez.



(a) Vista actual del campanario. **(b)** Interior del campanario.

Figura 4.6: Campanario de la iglesia.

El baptisterio, el campanario y las fachadas anterior y posterior fueron construidos (y trabajan) de manera totalmente independiente a la nave central. La presente investigación se focalizó en ésta última dado que es la parte de la estructura que presentó mayores desafíos de diseño debido a sus importantes dimensiones, lo que permitió a Dieste desarrollar y poner en práctica sus célebres bóvedas de cerámica que constituyen aquí un objeto central de estudio.

4.2. Comportamiento estructural

A continuación se resume el comportamiento estructural esperable de la estructura de la iglesia, en particular de la cubierta abovedada. Éste es el comportamiento descrito por Dieste en numerosas publicaciones sobre la iglesia (por ejemplo Dieste, 1961), comportamiento que se intentó comprobar durante el transcurso de esta investigación.

Los muros de la iglesia se rematan en la cima mediante una viga de hormigón armado de sección variable (Figura 4.7). La dimensión mayor de dicha viga no es paralela a la dirección de las cargas gravitatorias, como sucede en la mayoría de las vigas convencionales, ya que la misma se ve sometida a esfuerzos mayoritariamente en el plano horizontal producto de su interacción con la cubierta.

Como fue mencionado anteriormente, la cubierta presenta una doble curvatura:

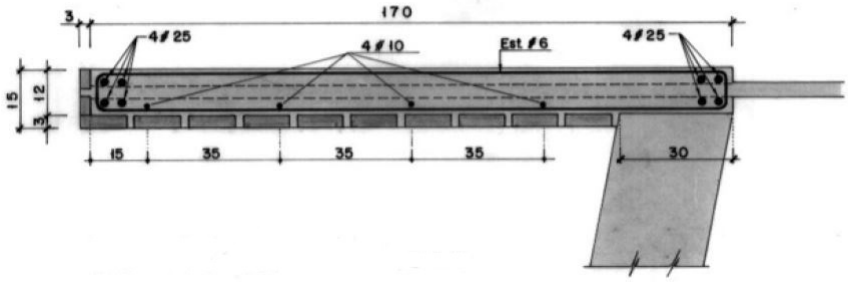
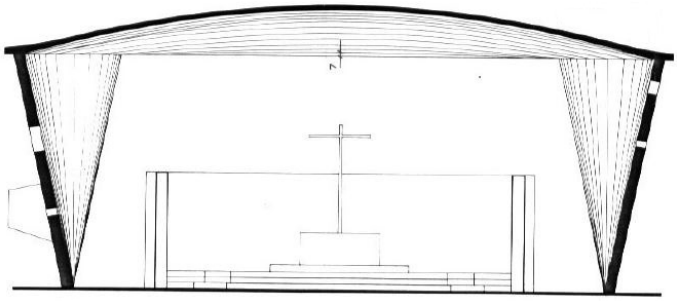
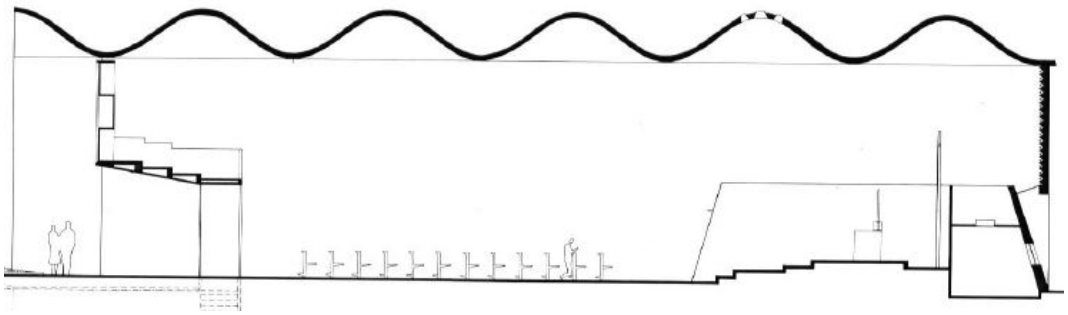


Figura 4.7: Planos originales: viga de borde.

en el sentido transversal, la forma de catenaria (Figura 4.8a) conduce a un comportamiento de arco, es decir que idealmente la cubierta se ve sometida a esfuerzos de compresión pura. Para lograr el equilibrio de esta forma estructural, las reacciones en los apoyos del arco deben tener una componente horizontal y otra vertical. La viga de borde es entonces la encargada de recibir la componente horizontal de la reacción de la cubierta.



(a) Curvatura transversal: catenaria.



(b) Curvatura longitudinal: bóveda gausa.

Figura 4.8: Planos originales: doble curvatura de la cubierta.

Dicho empuje "hacia afuera" se ve equilibrado mediante las fuerzas que se desarrollan en los tensores de acero alojados en los valles de las "bóvedas gausas", nom-

bre que le dio Dieste a la curvatura que presenta la cubierta en forma longitudinal (Figura 4.8b) y que sirve, en palabras de Dieste y Montañez (1985), para incrementar la carga crítica de rotura de la cubierta aumentando su inercia. Según los autores, para bóvedas "largas" la rotura se da por pandeo siendo las tensiones muy inferiores a las de rotura del material.

Los tensores (Figura 4.9) son barras de acero de gran diámetro que se anclan en la viga de borde y que comienzan a trabajar a tracción cuando los apoyos de la bóveda intentan desplazarse "hacia afuera". Se podría decir que el conjunto mampostería - acero actúa en cierta medida como arco atensorado. Sin embargo, el empuje de la bóveda y la consecuente reacción en las barras de acero no actúan en el mismo plano vertical, y en esto reside la importancia de la viga de borde de hormigón. Los esfuerzos de compresión en la cubierta se dan principalmente donde la flecha del arco es mayor, es decir donde la altura de la catenaria es mayor ("crestas" de la bóveda gausa), mientras que las tracciones se desarrollan en los valles, zonas que alojan a los tensores. A la hora del diseño, Dieste consideró que los valles "cuelgan" de las crestas, que son las encargadas de transmitir la totalidad de la carga a las vigas de borde. El procedimiento para determinar qué parte de la cubierta conforma la cresta (arco comprimido) y qué parte el valle se describe en Dieste (1961).

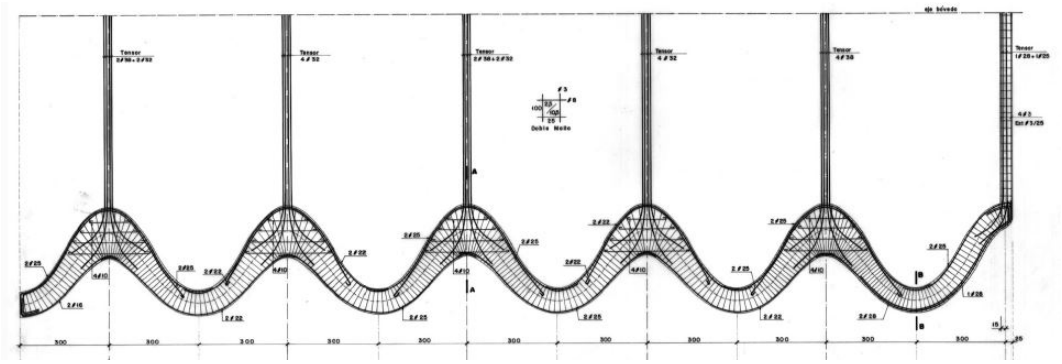


Figura 4.9: Planos originales: anclaje de tensores.

Analizando la viga en su plano, se tiene que las zonas de anclaje de los tensores se comportan como apoyos, ya que las barras de acero trabajan a bajas tensiones y en consecuencia son altamente indeformables. Por lo tanto, la viga de borde puede ser analizada como una viga continua de sección variable, apoyada en los puntos de anclaje de los tensores y sometida al empuje horizontal de la cubierta entre dichos puntos.

Para Dieste era una incógnita la forma en que se distribuían las cargas a lo largo de la viga de borde, ya que existía la posibilidad de que la parte "colgada" de la

bóveda descargara más sobre los costados de la parte trabajando como arco que en el centro, es decir que podría no haber una distribución homogénea de las cargas sobre la parte comprimida de la cubierta. Sin embargo, Dieste consideró que la pequeña cuantía de armadura colocada en las juntas de la mampostería era suficiente para repartir homogéneamente en las crestas la carga de los valles "colgados". Además, esta suposición constituye la situación más desfavorable desde el punto de vista del diseño de la viga de borde, ya que concentra más cantidad de carga en el centro de cada vano. Esta hipótesis resultó no ser acertada, como se desarrollará más adelante.

En resumen, el conjunto mampostería - acero - viga de borde sometido a cargas gravitatorias actúa como un conjunto autoequilibrado de las fuerzas horizontales. Las reacciones verticales son soportadas por los muros laterales, que las transmitirán a la cimentación viéndose sometidos principalmente a esfuerzos de directa. Se considera que no existe transmisión de momentos entre la cubierta y el muro, hipótesis de gran importancia a la hora de elaborar el modelo computacional.

Las cargas horizontales (por ejemplo, producto de la acción del viento) sobre los muros podrían generar momentos flectores. La curvatura que presentan los mismos les aporta una gran inercia frente a este fenómeno, ya que cualquier momento puede descomponerse en un par de fuerzas cuyo brazo corresponde a la amplitud de la onda parabólica. Las tracciones así generadas no logran vencer las compresiones debidas al peso propio de la estructura, por lo que el muro trabaja casi exclusivamente bajo directas de compresión.

Capítulo 5

Caracterización de los materiales

5.1. El módulo elástico

A la hora de analizar el comportamiento de cualquier estructura, uno de los parámetros más influyentes es el denominado *módulo elástico* o *módulo de Young* E de los materiales que la componen. A dichos materiales se los llama "elásticos" si existe una relación lineal (conocida como *ley de Hooke*) entre la tensión σ a la que se ven sometidos y la deformación ε que la misma genera:

$$\sigma = E\varepsilon \tag{5.1}$$

Llamamos módulo elástico *estático* (o *cuasiestático*) E_s al valor de E hallado mediante ensayos de esfuerzo - deformación donde la velocidad de aplicación de la carga es lenta. Este valor refleja el comportamiento real de los materiales bajo cargas de lenta aplicación como pueden ser el peso propio o la sobrecarga de uso.

Por otro lado, se denomina módulo elástico *dinámico* E_d al valor de E que resulta de la aplicación de las cargas en un período de tiempo muy corto, o al que rige el comportamiento del material bajo un régimen vibratorio de esfuerzos dentro del rango elástico. Por lo general, se tiene que para un mismo material $E_d > E_s$ (Nichols y Totoev, 1997).

Con el fin de elaborar un modelo que represente el comportamiento de la iglesia bajo cargas dinámicas, es de suma importancia estimar lo más correctamente posible el módulo dinámico de los materiales que la componen. Una vez ajustado este modelo a partir de los ensayos realizados sobre la estructura, se debe utilizar el módulo estático para modelar su comportamiento en servicio, en el correr de su vida útil y bajo diferentes estados de carga.

5.2. Ensayos no destructivos

A fin de caracterizar los materiales que conforman la estructura de la Iglesia se emplearon los resultados de ensayos no destructivos (END) realizados por docentes del Instituto de Estructuras y Transporte de la Facultad de Ingeniería de la Unversidad de la República (Domenech et al., 2018), en el marco del proyecto *Keeping It Modern* de la *Getty Foundation*. En dicha campaña experimental se obtuvieron, entre otros, resultados para ensayos de velocidad de pulso ultrasónico aplicado tanto a los mampuestos como al mortero y ensayos de resistencia a la penetración únicamente aplicado al mortero.

5.2.1. Velocidad de pulso ultrasónico

El ensayo de velocidad de pulso ultrasónico consiste en generar y recibir una onda mecánica, de frecuencia nominal superior a 20 kHz, que viaja a través del material bajo estudio. Los pulsos son enviados y recibidos mediante un par de transductores piezoeléctricos colocados en posiciones conocidas, de modo que la distancia entre ambos ya se encuentra determinada.

El sistema registra el tiempo entre la emisión y la recepción del pulso Δt. Luego, la velocidad de propagación v_P se puede determinar a partir de la Ecuación (5.2):

$$v_P = \frac{\Delta x}{\Delta t} \tag{5.2}$$

donde Δx y Δt corresponden a la distancia entre transductores y al tiempo de propagación de la onda respectivamente.

La velocidad de propagación del pulso ultrasónico se relaciona directamente con el módulo elástico del material e indirectamente con su resistencia a la compresión, por lo que constituye como un parámetro indicativo de la calidad del material.

Para determinar el módulo elástico dinámico de los materiales se recurrió al trabajo de Suprenant y Schuller (1994). Allí se presenta la Ecuación (5.3):

$$E_d = \rho v_P^2 \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \tag{5.3}$$

donde ρ es la densidad del material empleado y ν es el coeficiente de Poisson del material.

En las Tablas 5.1 y 5.2 se presentan los valores de tiempo de propagación obtenidos del trabajo de Domenech et al. (2018) así como los valores del módulo de elasticidad dinámico determinado para cada material.

La distancia entre transductores es de 20 cm. Suponemos un coeficiente de Poisson para la mampostería $\nu_b = 0.15$ dentro del rango que proponen Narayanan y Sirajuddin (2013), y para el mortero $\nu_m = 0.25$ conforme a los resultados de Narayan (1971). El valor de la densidad del mortero que se empleó fue de $\rho_m = 2000$ kg/m^3 (UNE-EN 1991-1-1, 2003). Para los ladrillos se utilizó el resultado de Sabalsagaray et al. (2017), quienes determinaron el valor de la densidad a partir de la masa y el volumen de tres especímenes tomados del sitio del edificio y obtuvieron así el valor $\rho_b = 1534$ kg/m^3.

Los valores medios de los módulos elásticos dinámicos hallados fueron $E_{bd} = 4.06$ GPa para los mampuestos y $E_{md} = 6.57$ GPa para el mortero.

Para determinar el módulo estático de los mampuestos fueron aplicados los resultados de Totoev y Nichols (1997) quienes proponen que los ensayos de ultrasonido "proveen estimaciones razonables del módulo de elasticidad" para ladrillos, es decir: $E_{bs} = E_{bd}$. En el caso del mortero el módulo estático se determinó a partir del módulo dinámico mediante la igualdad $E_{ms} = 0.78E_{md}$ propuesta por Orchard et al. (1966).

Tabla 5.1: Ensayo de pulso ultrasónico en mampuestos

Espécimen	Tiempo (μs)	Velocidad (m/s)	E_b (GPa)
1a-L	118.0	1695	4.17
2a-L	108.8	1838	4.91
3a-L	126.1	1586	3.66
4a-L	149.7	1336	2.59
5a-L	122.0	1639	3.91
1b-L	104.4	1916	5.33
2b-L	135.3	1478	3.18
	139.5	1434	2.99
3b-L	151.5	1320	2.53
4b-L	135.8	1473	3.15
5b-L	95.6	2092	6.36
	99.4	2012	5.88
Módulo de elasticidad dinámico E_{bd}			4.06
Módulo de elasticidad estático E_{bs}			4.06

Tabla 5.2: Ensayo de pulso ultrasónico en mortero

Espécimen	Tiempo (μs)	Velocidad (m/s)	E_m (GPa)
1a-M	91.9	2176	7.89
2a-M	102.7	1947	6.32
3a-M	92.0	2174	7.88
4a-M	124.1	1612	4.33
5a-M	103.0	1942	6.28
1b-M	106.7	1874	5.86
2b-M	105.0	1905	6.05
3b-M	98.9	2022	6.82
4b-M	97.5	2051	7.01
5b-M	96.0	2083	7.23
Módulo de elasticidad dinámico E_{md}			6.57
Módulo de elasticidad estático E_{ms}			5.12

5.2.2. Resistencia a la penetración

El ensayo de resistencia a la penetración es un END −formalmente semi destructivo− que es llevado a cabo mediante un martillo equipado con un resorte que dispara un clavo de acero en la superficie del material a estudiar y su profundidad de penetración es utilizada como un parámetro para caracterizar al mismo dado que la profundidad de penetración está relacionada de forma inversa a la resistencia a la compresión.

En la Tabla 5.3 se presentan los valores de penetración obtenidos de los ensayos realizados por Domenech et al. (2018) en crestas y valles de los muros de la iglesia así como los valores de resistencia a la compresión del mortero correspondientes, de acuerdo a la tabla de correlación provista por el fabricante del despositivo que se utilizó para realizar el ensayo.

La resistencia a compresión media de los mampuestos se obtuvo mediante ensayos a compresión de los especímenes tomados en sitio antes mencionados, obteniéndose un valor de f_b = 17 MPa (Sabalsagaray et al., 2017).

5.3. Determinación del módulo elástico de la mampostería de los muros

Las propiedades de la mampostería en su conjunto fueron determinadas utilizando una variedad de metodologías, las cuales se describen en los apartados siguientes.

Las mismas permitieron hallar el módulo elástico estático $E_{M,s}$ y dinámico $E_{M,d}$ de la mampostería de los muros.

Tabla 5.3: Ensayo de resistencia a la penetración de mortero

Crestas		Valles	
Penetración (mm)	Resistencia a la compresión (MPa)	Penetración (mm)	Resistencia a la compresión (MPa)
7.20	16.1	7.51	14.7
7.23	16.0	7.60	14.4
7.60	14.4	7.76	13.8
7.66	14.1	7.77	13.7
7.67	17.1	7.82	13.5
7.68	14.1	7.85	13.4
7.70	14.0	7.86	13.3
7.71	14.0	7.88	13.3
7.75	13.8	7.92	13.1
7.76	13.8	7.93	13.0
7.76	13.8	7.97	12.8
7.83	13.5	7.98	12.8
7.84	13.4	7.99	12.7
7.84	13.4	8.00	12.7
7.92	13.1	8.01	12.7
7.93	13.0	8.02	12.6
7.97	12.8	8.04	12.5
7.98	12.8	8.05	12.5
7.98	12.8	8.05	12.5
8.02	12.6	8.09	12.4
8.03	12.6	8.10	12.3
8.05	12.5	8.11	12.3
8.07	12.4	8.13	12.2
8.07	12.4	8.13	12.2
8.07	12.4	8.16	12.1
8.07	12.4	8.16	12.1
8.11	12.3	8.18	12.0
8.13	12.2	8.21	11.8
8.14	12.2	8.21	11.8
8.14	12.2	8.22	11.8
8.17	12.0	8.22	11.8
8.18	12.0	8.32	11.4
8.18	12.0	8.32	11.4
8.19	11.9	8.36	11.2
8.23	11.7	8.43	10.9
8.24	11.7	8.74	9.6
Resistencia a la compresión del mortero f_m			12.8

5.3.1. A partir del módulo elástico de los materiales

En primer lugar el módulo de elasticidad equivalente de la mampostería E_M se determinó a partir del módulo elástico de mampuestos E_b y mortero E_m utilizando los resultados de Francis et al. (1971) y Farshchi (2008). Según los primeros el módulo elástico de la mampostería responde a la Ecuación (5.4) donde $\delta_m = t_m/(t_m + t_b)$ y $\delta_b = t_b/(t_m + t_b)$ siendo t_b y t_m los espesores del ladrillo y de la capa de mortero respectivamente. Por otro lado, Farshchi propone la Ecuación (5.5).

$$\frac{1}{E_M} = \frac{\delta_b}{E_b} + \frac{\delta_m}{E_m} + \frac{2\delta_m\delta_b(\nu_b E_m - \nu_m E_b)}{\delta_m(1-\nu_b)E_m + \delta_b(1-\nu_m)E_b}\left(\frac{\nu_m}{E_m^2} + \frac{\nu_b}{E_b^2}\right) \tag{5.4}$$

$$E_M = \frac{E_m E_b(1 + t_b/t_m)}{E_b + E_m t_b/t_m} \tag{5.5}$$

5.3.2. A partir del valor de resistencia a compresión de los materiales

Conocida la resistencia media a compresión de mampuestos y mortero se determinó la resistencia media de la mampostería f_k utilizando la Ecuación 3.2 de la norma UNE-EN 1996-1-1 (2005), replicada aquí como Ecuación (5.6).

$$f_k = K f_b^{0.7} f_m^{0.3} \tag{5.6}$$

Se consideró un valor de $K = 0.55$ obtenido de la Tabla 3.3 de la norma por tratarse de mampuestos del Grupo 1 (mampuestos macizos) y mortero común, y se obtuvo como resultado un valor medio de resistencia de la mampostería de $f_k = 8.59$ MPa.

Luego se halló el módulo estático E_{Ms} utilizando la Ecuación 3.8 de la norma, replicada aquí como Ecuación (5.7).

$$E_M = \frac{K_e f_k}{1 + \phi_\infty} \tag{5.7}$$

Se utilizaron los valores $K_e = 1000$ (recomendado por la norma) y $\phi_\infty = 1$, valor del coeficiente de fluencia a tiempo infinito que depende del tipo de mampuesto.

5.3.3. Mediante modelos computacionales del muro

En última instancia se procedió a determinar el módulo elástico de la mampostería de manera similar a la utilizada por Quinteros et al. (2012) y Caro et al. (2014): se realizó un modelo computacional de una probeta de muro sometiéndolo

a diferentes estados tensionales, cada uno asociado a una forma de solicitación pura, de modo que pudiesen ser facilmente relacionados los esfuerzos aplicados con las deformaciones producidas.

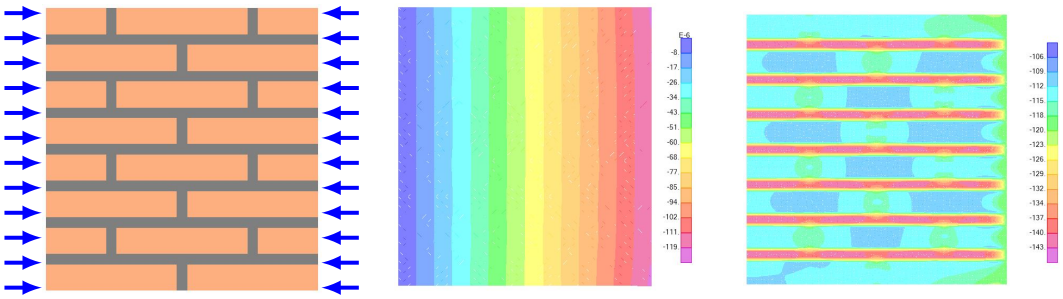
El muro fue modelado en el programa SAP2000 con dimensiones 52 cm × 54 cm × 12 cm (8 hiladas de 2 ladrillos con juntas de 2 cm de espesor), utilizando elementos de área de tipo *shell thick* de 5 mm × 5 mm. Para hallar el módulo estático del muro le fueron asignados a los elementos que modelaban ladrillos y mortero sus respectivos módulos estáticos, tal como fueron hallados en la Subsección 5.2.1; análogamente, para hallar el módulo dinámico del conjunto le fueron asignados a los materiales componentes sus respectivos módulos dinámicos. Se utilizaron los mismos coeficientes de Poisson para ambos casos.

A continuación se presentan los diferentes estados de carga estudiados junto con las ecuaciones de resistencia de materiales aplicadas para obtener el módulo elástico del conjunto.

Compresión paralela a las juntas

Se aplicó sobre el modelo una carga de compresión de valor 1 MPa en la dirección paralela a las juntas, tal como se representa en la Figura 5.1. Se obtuvo a continuación el acortamiento del muro, cuyo valor fue de 0.120 mm para el caso estático y 0.113 mm para el caso dinámico. Aplicando ecuaciones de resistencia de materiales (Timoshenko y Goodier, 1951) se obtuvo el módulo de elasticidad E_M.

$$\sigma = E_M \varepsilon = E_M \frac{\Delta x}{\ell_x} \Rightarrow E_M = \sigma \frac{\ell_x}{\Delta x} \tag{5.8}$$



(a) Esquema de carga

(b) Desplazamientos en la dirección de carga (m)

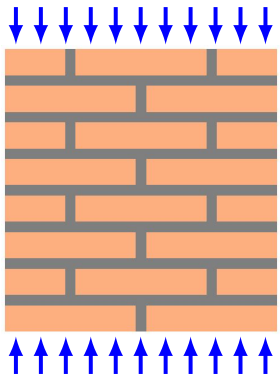
(c) Fuerza resultante F_x (kN)

Figura 5.1: Modelo probeta: compresión paralela a las juntas.

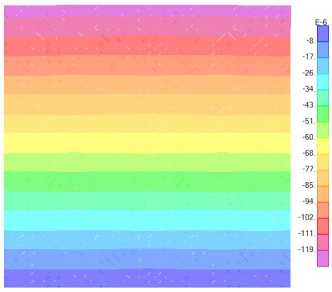
Compresión perpendicular a las juntas

Se aplicó sobre el modelo una carga de compresión de valor 1 MPa esta vez en la dirección perpendicular a las juntas, tal como se representa en la Figura 5.2. Se obtuvo a continuación el acortamiento del muro, cuyo valor fue de 0.126 mm para el caso estático y 0.118 mm para el caso dinámico. Aplicando ecuaciones de resistencia de materiales (Timoshenko y Goodier, 1951) se obtuvo el módulo de elasticidad E_M.

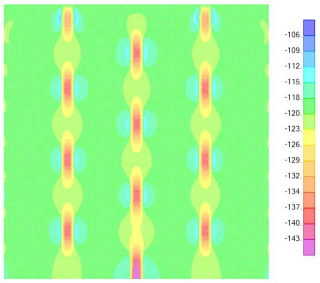
$$\sigma = E_M \varepsilon = E_M \frac{\Delta z}{\ell_z} \Rightarrow E_M = \sigma \frac{\ell_z}{\Delta z} \tag{5.9}$$



(a) Esquema de carga



(b) Desplazamientos en la dirección de carga (m)



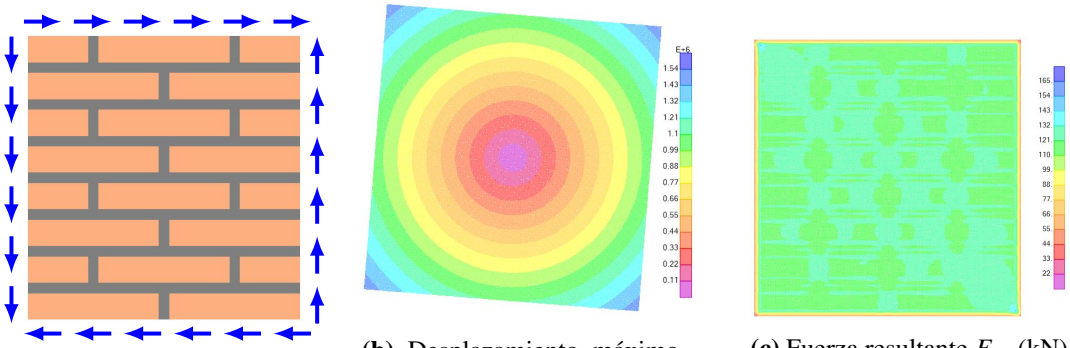
(c) Fuerza resultante F_y (kN)

Figura 5.2: Modelo probeta: compresión perpendicular a las juntas.

Corte puro

Se aplicó sobre las caras laterales del modelo tensiones rasantes de módulo 1 MPa, tal como se representa en la Figura 5.3, a fin de que el muro estuviese sometido a un estado de corte puro. Se obtuvo el valor de la distorsión angular del mismo que fue de $\gamma = 0.555 \times 10^{-3}$ para el caso estático y $\gamma = 0.531 \times 10^{-3}$ para el caso dinámico. Aplicando ecuaciones de resistencia de materiales se obtuvo el módulo de elasticidad E_M. Se consideró un Coeficiente de Poisson para la mampostería de valor $\nu_M = 0.20$, valor medio entre ν_b y ν_m.

$$\tau = G_M \gamma = \frac{E_M}{2(1+\nu_M)} \gamma \Rightarrow E_M = \tau \frac{2(1+\nu_M)}{\gamma} \tag{5.10}$$



(a) Esquema de carga

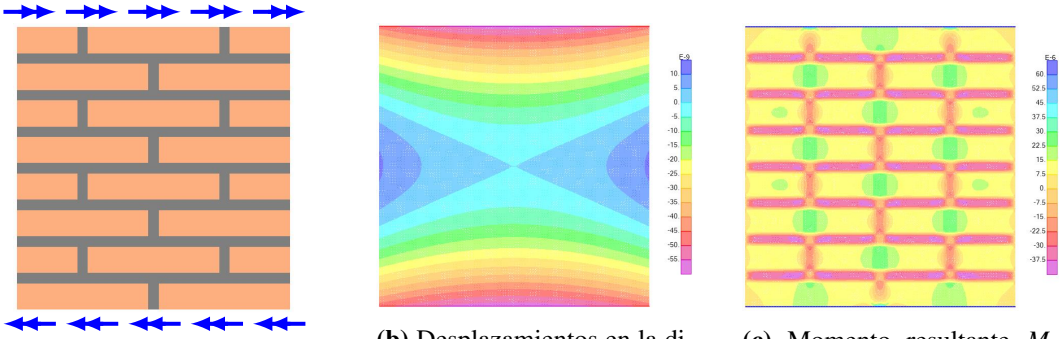
(b) Desplazamiento máximo en el muro (m)

(c) Fuerza resultante F_{xy} (kN)

Figura 5.3: Modelo probeta: corte puro.

Flexión perpendicular a las juntas

El modelo fue sometido a un momento por unidad de longitud $m_x = 1\,\text{kNm/m}$ en la dirección x sobre las caras superior e inferior de la probeta, de modo que la misma flexa en la dirección perpendicular a las juntas, tal como se representa en la Figura 5.4. El único punto fijo del modelo será un apoyo empotrado ubicado en el centro del muro.



(a) Esquema de carga

(b) Desplazamientos en la dirección perpendicular al muro (m)

(c) Momento resultante M_x (kNm)

Figura 5.4: Modelo probeta: flexión perpendicular a las juntas.

Para obtener la relación entre el módulo elástico E_M, los esfuerzos aplicados y las deformaciones que se producen se parte de las Ecuaciones (5.11), (5.12) y (5.13) (Timoshenko y Woinowsky-Krieger, 1987). Estas ecuaciones relacionan el momento por unidad de longitud aplicado en las aristas del elemento plano con el desplazamiento en la dirección perpendicular al mismo, que llamaremos w. Las direcciones x y z son paralelas a los lados de la probeta.

$$-D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\nu\frac{\partial^2 w}{\partial z^2}\right)=m_z \tag{5.11}$$

$$-D\left(\nu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial z^2}\right)=m_x \tag{5.12}$$

$$-D(1-\nu)\frac{\partial^2 w}{\partial x\partial z}=m_{xz} \tag{5.13}$$

donde:

$$D=\frac{E_M h^3}{12(1-\nu^2)} \tag{5.14}$$

siendo h el espesor de la probeta y m_x, m_z y m_{xz} los momentos flectores como los muestra la Figura 5.5.

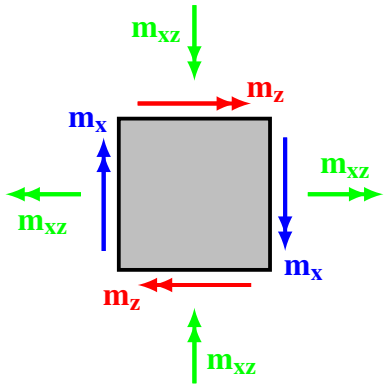


Figura 5.5: Momentos flectores actuantes en un elemento rectangular plano.

En este caso $m_z = 0$, por lo tanto de las Ecuaciones (5.11) y (5.12):

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}=-\nu\frac{\partial^2 w}{\partial z^2}\Rightarrow -D\left(-\nu^2\frac{\partial^2 w}{\partial z^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial z^2}\right)=m_x \tag{5.15}$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial z^2}=-\frac{m_x}{D(1-\nu^2)}\Rightarrow w(x,z)=-\frac{m_x}{2D(1-\nu^2)}z^2+\mathbb{C}_1(x)z+\mathbb{C}_2(x) \tag{5.16}$$

Por la Ecuación (5.13):

$$w(x,z)=f(x)+g(z)\Rightarrow \mathbb{C}_1(x)=cte \tag{5.17}$$

Por el empotramiento:

$$\theta_x(0,0)=0\Rightarrow\frac{\partial w}{\partial z}(0,0)=0\Rightarrow\mathbb{C}_1=0 \tag{5.18}$$

A partir de la Ecuación (5.15):

$$-\nu\frac{\partial^2 w}{\partial z^2}=\nu\frac{m_x}{D(1-\nu^2)}=\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}=\frac{\partial^2 \mathbb{C}_2(x)}{\partial x^2} \tag{5.19}$$

$$\Rightarrow \mathbb{C}_2(x)=\frac{\nu m_x}{2D(1-\nu^2)}x^2+\mathbb{K}_1 x+\mathbb{K}_2 \tag{5.20}$$

Por el empotramiento:

$$\theta_z(0,0)=0\Rightarrow\frac{\partial w}{\partial x}(0,0)=0\Rightarrow\mathbb{K}_1=0 \tag{5.21}$$

$$w(0,0) = 0 \Rightarrow \mathbb{K}_2 = 0 \tag{5.22}$$

$$\Rightarrow w(x,z) = -\frac{m_x}{2D(1-\nu^2)}(z^2 - \nu x^2) \tag{5.23}$$

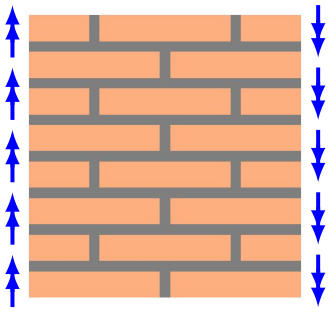
Aplicando la Ecuación (5.14):

$$E_M = -\frac{6m_x(z^2 - \nu x^2)}{h^3 w(x,z)} \tag{5.24}$$

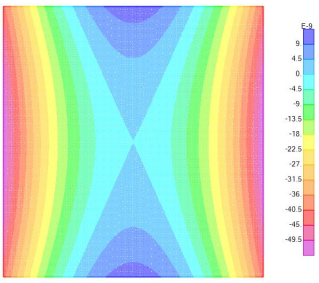
Se estudia el desplazamiento de uno de los vértices de la probeta, de coordenadas $x = 0.26\,\text{m}$ y $z = 0.27\,\text{m}$. A partir de el modelo se obtiene que en dicho punto $w(x,z) = -4.708 \times 10^{-8}\,\text{m}$ para el caso estático y $w(x,z) = -4.388 \times 10^{-8}\,\text{m}$ para el caso dinámico.

Flexión paralela a las juntas

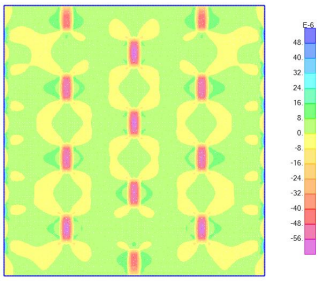
El modelo fue sometido a un momento por unidad de longitud $m_z = 1\,\text{kNm/m}$ sobre las aristas verticales, de modo que el muro flexa en la dirección paralela a las juntas tal como se representa en la Figura 5.6. El único punto fijo del modelo será un apoyo empotrado ubicado en el centro de la probeta.



(a) Esquema de carga



(b) Desplazamientos en la dirección perpendicular al muro (m)



(c) Momento resultante M_y (kNm)

Figura 5.6: Modelo probeta: flexión paralela a las juntas.

Razonando de forma análoga al caso anterior se obtiene la Ecuación (5.25).

$$E_M = -\frac{6m_z(x^2 - \nu z^2)}{h^3 w(x,y)} \tag{5.25}$$

Se estudia el desplazamiento de uno de los vértices de la probeta, de coordenadas $x = 0.26\,\text{m}$ y $z = 0.27\,\text{m}$. A partir de el modelo se obtiene que en dicho punto

$w(x,y) = -4.191 \times 10^{-8}$ m para el caso estático y $w(x,y) = -3.824 \times 10^{-8}$ m para el caso dinámico.

Torsión pura

Para esta configuración de carga el modelo de la probeta es sometido en sus cuatro caras a un momento por unidad de longitud $m_{xz} = 1\,\text{kNm/m}$ con dirección perpendicular al lado en el que se encuentre aplicada la carga, tal como se representa en la Figura 5.7.

Para hallar el módulo elástico E_M se parte nuevamente de las Ecuaciones (5.11), (5.12) y (5.13).

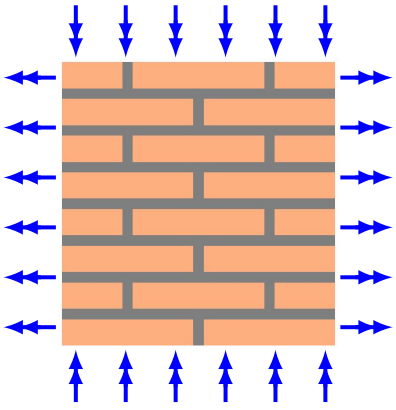
De las Ecuaciones (5.11) y (5.12):

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} = 0 \tag{5.26}$$

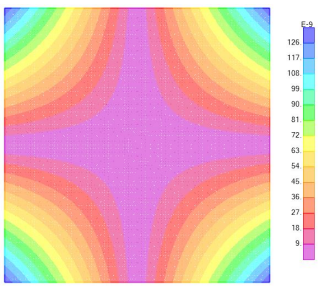
Con la Ecuación (5.13) y las condiciones asociadas al apoyo ($w(0,0) = 0$, $\theta_x(0,0) = 0$, $\theta_z(0,0) = 0$) se obtiene:

$$w(x,z) = -\frac{m_{xz} xz}{D(1-\nu)} \Rightarrow E_M = -\frac{12(1+\nu) m_{xz} xz}{w(x,z) h^3} \tag{5.27}$$

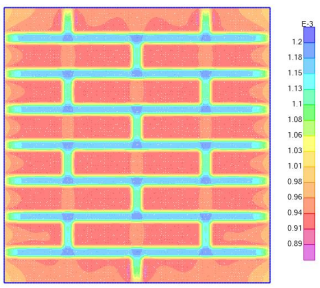
Nuevamente se estudia el desplazamiento del vértice de la probeta de coordenadas $x = 0.26\,\text{m}$ y $z = 0.27\,\text{m}$. A partir de el modelo se obtiene que en dicho punto $w(x,z) = -1.333 \times 10^{-7}$ m para el caso estático y $w(x,z) = -1.212 \times 10^{-7}$ m para el caso dinámico.



(a) Esquema de carga



(b) Desplazamiento máximo en el muro (m)



(c) Momento resultante M_{xy} (kNm)

Figura 5.7: Modelo probeta: torsión pura.

5.3.4. Resumen de resultados

A continuación se presentan los resultados para el módulo elástico de la mampostería de los muros E_M obtenidos en los apartados anteriores.

Tabla 5.4: Módulo elástico de la mampostería del muro

Método de análisis	Módulo estático		Módulo dinámico	
	$E_{M,s}$ (GPa)	Δ (%)	$E_{M,d}$ (GPa)	Δ (%)
Francis et al.	4.32	0.4	4.55	1.9
Farshchi	4.31	0.6	4.55	1.9
UNE-EN 1996-1-1	4.29	1.1	-	-
Compresión perpendicular a la junta	4.32	0.4	4.59	1.1
Compresión paralela a la junta	4.30	0.8	4.56	1.7
Corte puro	4.32	0.4	4.52	2.6
Flexión paralela a la junta	4.39	1.0	4.70	1.3
Flexión perpendicular a la junta	4.39	1.3	4.81	3.7
Torsión pura	4.39	1.3	4.83	4.1
$E_{M,med}$ (GPa)	4.34		4.64	

Se concluye que, a efectos de la realización del modelo, es posible considerar la mampostería de los muros como un material isotrópico, y cuyas propiedades no dependen del estado tensional al que se vea sometido. La diferencia máxima entre cada uno de los métodos utilizados y el valor medio hallado es de 1.3 % para el módulo estático y 4.1 % para el dinámico.

En resumen, se tiene que el módulo elástico para la mampostería del muro es:

$$\boxed{E_{M,s} = 4.34\,\text{GPa} \qquad E_{M,d} = 4.64\,\text{GPa}} \tag{5.28}$$

5.4. Determinación del módulo elástico de la mampostería de la cubierta

Para determinar el módulo elástico de la mampostería que conforma la cubierta fue necesario determinar el módulo elástico de los materiales que la componen: ticholo, tejuela y mortero.

Módulo elástico del ticholo

Al no existir información acerca de las propiedades del material de los ticholos, su módulo elástico fue estimado asumiendo una relación lineal entre dicho módulo

y la resistencia a la compresión del mampuesto, tal como está propuesto en UNE-EN 1996-1-1 (2005).

Para los ticholos de la cubierta se asumió como resistencia a la compresión el valor medio del rango propuesto por Ramos de Carvalho (2004) $f_{k,ti} = 17.5\,\text{MPa}$. Por otro lado, el valor de resistencia de los ladrillos propuesto en dicha publicación es de $f_{k,b} = 6\,\text{MPa}$.

Considerando que el módulo elástico (tanto estático como dinámico) de un ladrillo es de $E_b = 4.06\,\text{GPa}$, valor obtenido de los resultados del ensayo de ultrasonido, se obtiene que el módulo elástico del ticholo E_{ti} es:

$$E_{ti} = 4.06\,\text{GPa} \times \frac{17.5}{6} = 11.84\,\text{GPa} \tag{5.29}$$

Módulo elástico de la tejuela

A partir de ensayos de ultrasonido realizados a tres especímenes de tejuela se obtiene que su módulo elástico (tanto dinámico como estático) es $E_{te} = 5.56\,\text{GPa}$.

Módulo elástico de la mampostería

En primer instancia se estudia el comportamiento del conjunto tejuela-mortero-ticholo que se muestra en la Figura 5.8 sometido a esfuerzos paralelos al plano de los mismos (se desprecia la contribución del acero presente en las juntas).

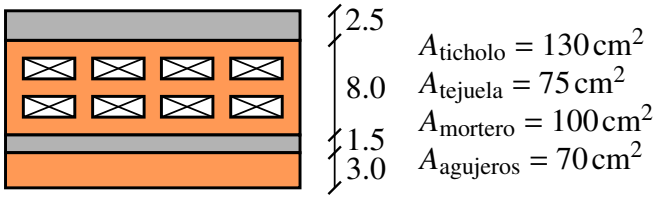


Figura 5.8: Esquema del paquete estructural de la cubierta.

Se considera que la mampostería se encuentra sometida principalmente a esfuerzos de compresión, por lo cual para una porción de la misma de área A_T se cumple:

$$\varepsilon = \frac{F_T / A_T}{E_{eq}} \tag{5.30}$$

donde F_T es la directa resultante de los esfuerzos actuantes en A_T, y E_{eq} es el módulo elástico de la mampostería en su conjunto.

Suponiendo que no hay desplazamientos relativos entre los diversos materiales, se obtiene:

$$\varepsilon = \frac{F_T/A_T}{E_{eq}} = \frac{F_{te}/A_{te}}{E_{te}} = \frac{F_{ti}/A_{ti}}{E_{ti}} = \frac{F_m/A_m}{E_m} \tag{5.31}$$

donde A_{te}, A_{ti} y A_m son las áreas de tejuela, ticholo y mortero respectivamente, E_{te}, E_{ti} y E_m son sus módulos elásticos, y F_{te}, F_{ti} y F_m son la porción de la fuerza total F_T que cada material experimenta.

Además se cumple que:

$$F_T = F_{te} + F_{ti} + F_m \Rightarrow E_{eq} = \frac{A_{te}E_{te} + A_{ti}E_{ti} + A_mE_m}{A_T} \tag{5.32}$$

El cálculo de E_{eq} se presenta en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5: Módulo elástico equivalente

	Estático	Dinámico
E_{te} (GPa)	5.56	5.56
E_{ti} (GPa)	11.84	11.84
E_m (GPa)	5.12	6.57
A_{te} (cm^2)	75	
A_{ti} (cm^2)	130	
A_m (cm^2)	100	
A_T (cm^2)	375	
E_{eq} (GPa)	6.58	6.97

La Figura 5.9 muestra la unidad de mampostería que, repetida varias veces en planta, forma la cubierta. Se puede ver que el paquete estructural estudiado anteriormente se encuentra intercalado con capas de mortero de espesor $t_m = 1\,\text{cm}$. Se aplica la fórmula de Farschi (Ecuación (5.4)), considerando como módulo elástico del ladrillo el valor de E_{eq} determinado anteriormente. El valor de $t_b = 25\,\text{cm}$ es el ancho de un ticholo.

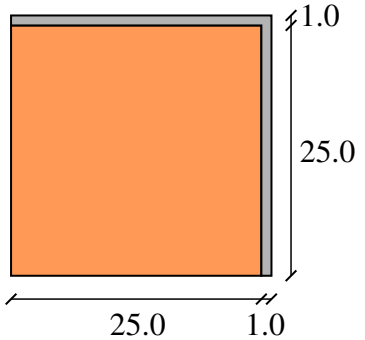


Figura 5.9: Unidad de mampostería que forma la cubierta, vista en planta.

Se obtiene entonces el módulo elástico de la mampostería de la cubierta, para la situación estática y dinámica:

$$\boxed{E_{C,s} = 6.51\,\text{GPa} \qquad E_{C,d} = 6.95\,\text{GPa}} \tag{5.33}$$

Capítulo 6

Modelado computacional de la estructura

Para el análisis del comportamiento estructural de la Iglesia Cristo Obrero se realizó un modelo computacional basado en el MEF utilizando el software comercial SAP2000. Con este fin, fue necesario obtener información y realizar hipótesis en relación a cuatro puntos clave en cualquier modelización:

- la geometría de la estructura;
- las propiedades de los materiales;
- las condiciones de apoyo, y los vínculos existentes entre los distintos componentes de la estructura;
- las cargas actuantes sobre la estructura.

6.1. Geometría de la estructura

Como primera fuente de información relacionada a la geometría de la estructura encontramos los planos originales de la iglesia que se muestran en el Anexo 1, en conjunto con la descripción que realiza el propio Dieste (1961).

Para modelar los muros de la iglesia se utilizaron elementos de área triangulares del tipo *Shell Thick* de 30 cm de espesor, cuyos nodos se ubican en las coordenadas que resultan de realizar una interpolación lineal entre la directriz recta de la base del muro y la directriz sinusoidal de la cima. Los nodos de esta malla tridimensional están separados 0.25 m.

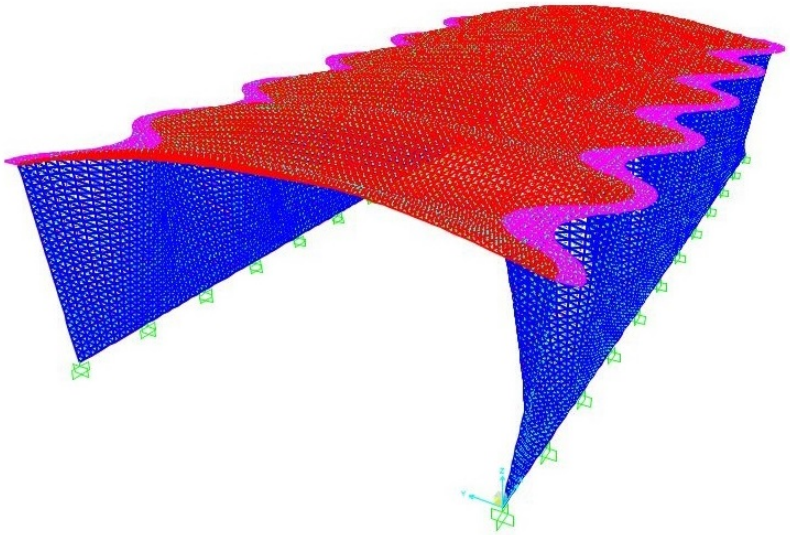
Para modelar la cubierta se utilizaron asimismo elementos de área *Shell Thick* de 15 cm de espesor, cuyos nodos también se separan 0.25 m y cuya ubicación

está dada por los detalles de encofrado presentes en los planos de la iglesia. Como se mencionó en el Capítulo 4, la cubierta presenta curvatura en ambos sentidos, adoptando transversalmente la forma de una catenaria y longitudinalmente la de "bóveda gausa".

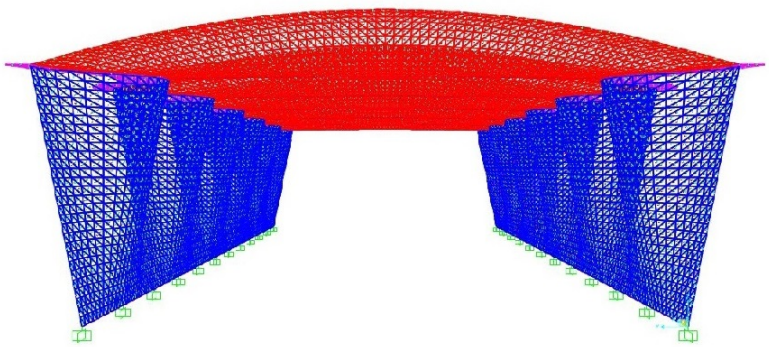
Se decidió modelar también la viga de borde de hormigón con elementos de área *Shell Thick* de espesor 12 cm, dado que al ser una viga de sección variable su modelización con elementos de viga adquiría mayor complejidad.

Las secciones de hormigón de 25 cm x 12 cm donde residen las barras de acero que resisten el empuje de la bóveda fueron modeladas mediante elementos de barra, como también lo fueron las vigas de fundación de 30 cm x 30 cm que se encuentran por debajo de los muros.

La Figura 6.1 muestra la geometría obtenida, donde se pueden observar los elementos de área utilizados.



(a) Vista tridimensional del modelo.



(b) Vista frontal del modelo.

Figura 6.1: Geometría del modelo computacional.

6.2. Propiedades de los materiales

6.2.1. Elementos de muro

A los elementos de muro del modelo estático se les asignó un módulo elástico $E = 4.34$ GPa y a los del modelo dinámico un módulo elástico $E = 4.64$ GPa, conforme muestra la Ecuación (5.28).

A estos elementos les fueron también asignados modificadores de rigidez para directa (α_d) y flexión (α_{fl}). Esto es debido a que, si bien fueron definidos elementos de 30 cm de espesor (el espesor total del muro), se consideró que el mortero hidrofugado que ocupa la cámara central de 6 cm no colabora estructuralmente. Más aún, se consideró que no es capaz de solidarizar las deformaciones de las partes exterior e interior del muro, por lo que la inercia flexional del conjunto se ve fuertemente disminuida.

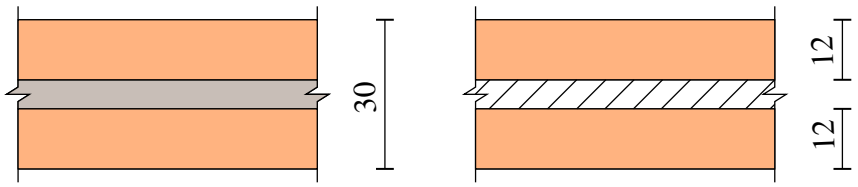


Figura 6.2: Propiedades geométricas del muro (con y sin aporte del mortero en cámara central).

En base a los valores que muestra la Figura 6.2, se tiene que los coeficientes α_d y α_{fl} valen:

$$\alpha_d = \frac{A_{eq}}{A} = \frac{24}{30} = 0.80 \qquad \alpha_{fl} = \frac{I_{eq}}{I} = \frac{2.88}{22.5} = 0.128 \tag{6.1}$$

6.2.2. Elementos de cubierta

A los elementos de muro del modelo estático se les asignó un módulo elástico $E = 6.51$ GPa y a los del modelo dinámico un módulo elástico $E = 6.95$ GPa, conforme muestra la Ecuación (5.33).

A estos elementos les fue también asignado un modificador de flexión (α_{fl}). Esto se debe a que los módulos elásticos anteriormente mencionados se calcularon para la sección compuesta sometida a directa, pero al verse sometida a flexión cada uno de sus materiales componentes se deformará de manera proporcional a

la distancia que lo separa del baricentro de la sección compuesta, y por lo tanto experimentará tensiones que dependerán de su módulo elástico individual.

Una fibra de determinado material de módulo elástico E que se deforme una cantidad ε estará sometida a una tensión $\sigma = E\varepsilon$, que integrada en el ancho b de la sección da como resultado la fuerza por unidad de longitud $f = bE\varepsilon$ (se cumple que $M = \int fz\,\mathrm{d}z$). Para una fibra con módulo elástico igual al módulo equivalente de la sección E_{eq}, se obtendría la misma fuerza f si el ancho de la sección fuera $b^* = nb$ con $n = E/E_{eq}$.

Por lo tanto, una *sección homogeneizada* con $E = E_{eq}$ experimentaría el mismo momento flector que la sección compuesta si el ancho de cada fibra fuera b^*, que depende del material (ver Figura 6.3). La geometría de la sección homogeneizada determina una inercia flexional I_{eq} diferente a la que el software utiliza para el elemento de espesor 15 cm (la inercia de una sección rectangular $I = bh^3/12$). Por lo tanto, el modificador de flexión se define como $\alpha_{fl} = I_{eq}/I$.

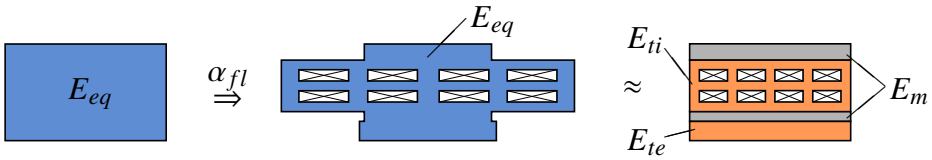


Figura 6.3: Propiedades geométricas de la sección homogeneizada de cubierta.

La inercia de una sección rectangular de 25 cm × 15 cm es $I = 25 \times 15^3/12 = 7031\,\mathrm{cm}^4$. Por otro lado, la Tabla 6.1 muestra los diferentes anchos b^* de cada material que se usaron para calcular la inercia de la sección homogeneizada.

Tabla 6.1: Anchos utilizados para calcular inercia de sección homogeneizada.

Material	b (cm)	E_s (GPa)	n	b^* (cm)
Ticholo	25	11.84	1.82	45.5
Tejuela	25	5.56	0.85	21.4
Mortero	25	5.12	0.79	19.7
Mampostería	25	6.51	1.00	25

La inercia de la sección homogeneizada es $I_{eq} = 6561\,\mathrm{cm}^4$ (utilizando los módulos dinámicos de los materiales en lugar de los estáticos es $I_{eq} = 6735\,\mathrm{cm}^4$, una diferencia de 2.6 %). Por lo tanto, el modificador α_{fl} es:

$$\alpha_{fl} = \frac{I_{eq}}{I} = \frac{6561}{7031} = 0.93 \tag{6.2}$$

6.2.3. Propiedades del hormigón

Se desconocen a ciencia cierta las propiedades del hormigón utilizado en la estructura de la iglesia, dado que no se realizaron ensayos sobre dicho material. En el modelo de la iglesia el hormigón está presente en las vigas de fundación bajo los muros, las vigas de borde de la cubierta y los nervios donde se alojan los tensores de acero.

Por lo tanto, se tomó como hipótesis que el hormigón es del tipo C20, la calidad más pobre que permite la norma EHE (2008), lo cual significa una resistencia característica a la compresión $f_{ck} = 20$ MPa fácilmente alcanzable en hormigones elaborados en obra. De acuerdo al Apartado 39.6 de dicha norma, la resistencia media a la compresión es $f_{cm} = f_{ck} + 8\,\text{MPa} = 28\,\text{MPa}$ y el módulo elástico del hormigón E_c se calcula como muestra la Ecuación (6.3).

$$E_c = 8500\sqrt[3]{f_{cm}} = 25.8\,\text{GPa} \tag{6.3}$$

A los elementos lineales que modelan la viga de fundación de los muros se les asignó un modificador que anuló su inercia torsional. Esto se debió a que el armado de dichas vigas de 30 cm × 30 cm, 4 varillas longitudinales de diámetro $\varnothing = 13$ mm con estribos $\varnothing = 6$ mm cada 20 cm (ver Figura 6.4), se consideró insuficiente para resistir solicitaciones de torsión.

6.3. Condiciones de apoyo y vínculos entre componentes

6.3.1. Apoyo en el terreno

Los planos de la estructura (Figura 6.4) muestran que la iglesia se encuentra apoyada en pilotines de hormigón de 15 cm de diámetro y 5 m de profundidad. Dichos pilotines están separados una distancia de 3 m, coincidiendo en planta con los valles y crestas de la sinusoide que conforma el muro. La única armadura que poseen es una varilla de diámetro $\varnothing = 28$ mm centrada respecto a la sección circular del pilotín, que atraviesa la viga de cimentación y se ancla dentro de la cámara (rellena de mortero hidrofugado) del muro. Es evidente que un pilotín así armado no es capaz de resistir grandes esfuerzos de flexión por lo que, a efectos del modelo computacional, cada pilotín fue considerado como un apoyo articulado fijo.

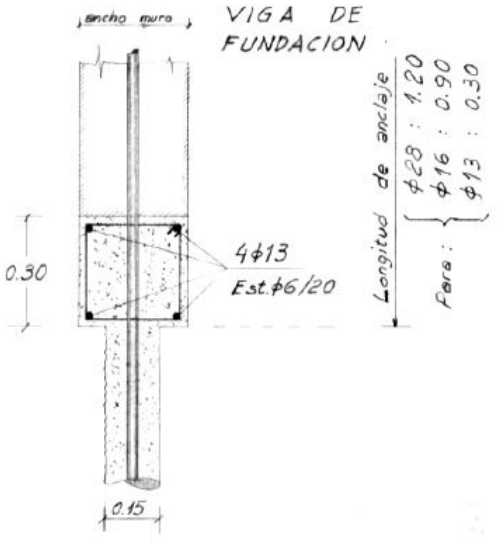


Figura 6.4: Planos originales: pilotines y viga de fundación.

Esto presenta ciertos inconvenientes: en primer lugar, no es estrictamente cierta la hipótesis de que los puntos de apoyo de la estructura son puntos de desplazamiento nulo. Es posible que, debido a los esfuerzos a los que se vean sometidos, los pilotines sufran deformaciones (tanto horizontal como verticalmente) y en particular presenten un desplazamiento en la unión con la viga de fundación. La magnitud de estos desplazamientos dependerá no solamente de los esfuerzos actuantes sobre la superestructura, sino también de las propiedades del terreno responsable de recibir esos esfuerzos, como son su deformabilidad o su capacidad resistente.

Se lograría una mayor aproximación del modelo al comportamiento real de la cimentación colocando, en lugar de apoyos fijos, resortes cuya constante dependiera de las propiedades del pilotín y del terreno que lo rodea. Sin embargo, no fue posible obtener información acerca de este último punto, por lo que se considera suficientemente satisfactoria la hipótesis adoptada, siendo que la estructura no presenta patologías que puedan ser asociadas a asentamientos diferenciales.

Por otro lado, los esfuerzos laterales (por ejemplo, por acción del viento) a los que se verá sometida la estructura generarán reacciones horizontales en los apoyos que deberán ser resistidos por los pilotines. Esto con seguridad generará que los mismos se vean sometidos a solicitaciones de flexión, lo que contradice la hipótesis mencionada anteriormente de suponer que los pilotines no soportan flexiones. El comportamiento de los pilotines como elemento estructural no entra dentro del espectro del presente trabajo, y queda como incógnita para futuras investigaciones.

6.3.2. Unión muro - cubierta

Como se mencionó en la Sección 4.2, se considera que no existe transmisión de momentos flectores entre los muros y el conjunto de la cubierta (formado por mampostería, tensores y vigas de borde). Esto significa que en la unión de estos elementos existe compatibilidad de desplazamientos pero no de giros. Para lograr reflejar esto en el modelo computacional se recurrió a una restricción del tipo *weld*.

De acuerdo al manual del software utilizado (CSI, 2016), una restricción *weld* (en inglés, *weld constraint*) aplicada a un conjunto de nodos generará un vínculo del tipo *body* (en inglés, *body constraint*) entre todos aquellos nodos del conjunto que no disten más que cierto valor preestablecido denominado *tolerancia*. Cada vínculo *body*, por su parte, provoca que algunos de los grados de libertad de los nodos involucrados se comporten como si pertenecieran al mismo cuerpo rígido tridimensional.

El manual establece que las restricciones del tipo *body* y *weld* se pueden utilizar, entre otras cosas, para conectar diferentes partes de una estructura que fueron definidas utilizando mallas separadas, y para conectar nodos coincidentes. Estos fueron precisamente los propósitos que se dieron a las restricciones utilizadas en la interfaz muro-cubierta, y a continuación se detalla el procedimiento por el que fueron establecidas.

A la hora de determinar las coordenadas de los nodos de muros y cubierta, el mallado se realizó de manera tal que los nodos de la cima del muro coincidieran en el espacio con los de la base de la cubierta. Posteriormente, la cubierta fue alzada un valor aleatorio (5 cm), con la única condición de que dicho valor fuera menor que la separación entre nodos de ambos mallados (25 cm). A continuación, se seleccionaron todos los nodos de la cima de los muros y de la base de la cubierta, y se les asignó un vínculo *weld* previamente definido, que restringiera los desplazamientos de los nodos en todas direcciones, dejando libre los giros (ver Figura 6.5).

Nótese que la tolerancia del *weld constraint* se fijó en 10 cm. De esta manera, cada nodo de la cima del muro fue vinculado al nodo de la base de la cubierta que estuviera a menos de 10 cm de distancia. Dado que el mallado se encuentra espaciado una distancia de 25 cm, el único nodo que cumple esa condición es el nodo, coincidente en un principio, que fue alejado 5 cm hacia arriba.

De esta forma se logra que no exista transmisión de momentos flectores entre muro y cubierta; al solidarizar únicamente los desplazamientos, existirá solamente transmisión de fuerzas.

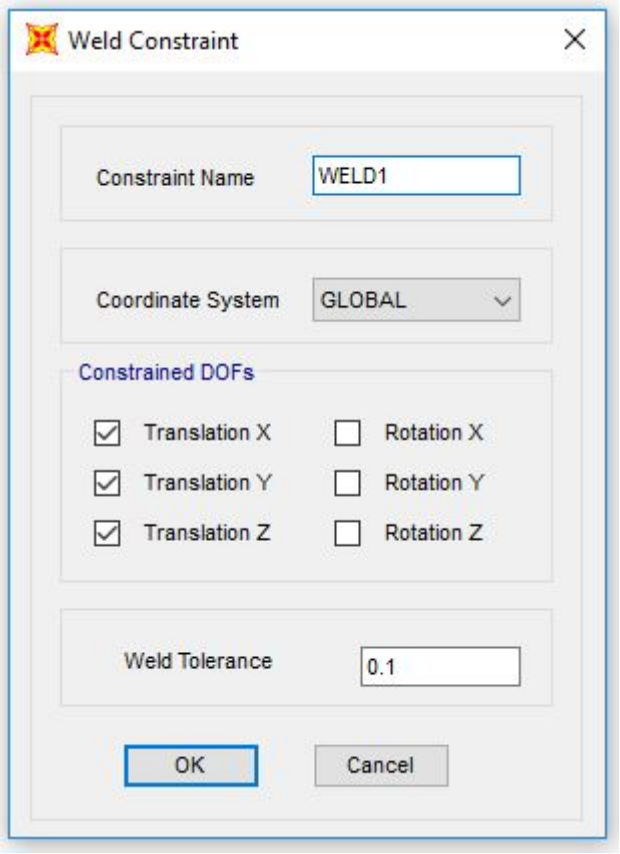


Figura 6.5: Definición de *weld constraint*.

6.4. Cargas aplicadas

Para modelar correctamente el comportamiento de la estructura es necesario conocer las acciones actuantes sobre la misma. Dichas acciones pueden ser de una de las tres naturalezas siguientes: peso propio de los materiales, sobrecarga de uso o acción del viento.

6.4.1. Peso propio de la estructura

Muros

Fue necesario conocer la densidad de los materiales a partir de los cuales están constituidos los muros para poder determinar su peso propio. Como se mencionó en la Subsección 5.2.1, la densidad de los ladrillos fue determinada por Sabalsagaray et al. (2017) quienes obtuvieron un valor $\rho_b = 1534\,\mathrm{kg/m^3}$, y se asumió un valor $\rho_m = 2000\,\mathrm{kg/m^3}$ para el mortero (UNE-EN 1991-1-1, 2003).

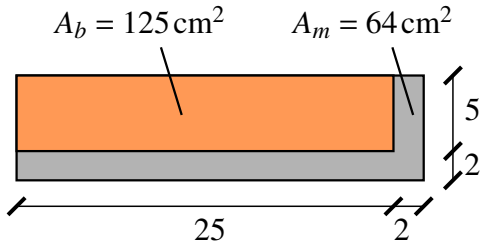


Figura 6.6: Unidad de mampostería que forma los muros laterales, en alzado.

Luego, se ponderaron esas densidades en función de los valores que muestra la Figura 6.6 para hallar el peso específico del conjunto.

$$\rho = \frac{A_b}{A_T}\rho_b + \frac{A_m}{A_T}\rho_m = \frac{125}{189} \times 1534 + \frac{64}{189} \times 2000 = 1692\,\text{kg/m}^3 \tag{6.4}$$

El peso específico hallado corresponde a cada uno de los muros simples que conforman el muro doble. Para lograr tener en cuenta el ancho total de 30 cm del muro, fue necesario ponderar ambas caras (que suman un ancho total de 24 cm) con la cámara de mortero hidrofugado de 6 cm que existe entre medio y cuya densidad también se asume igual a $2000\,\text{kg/m}^3$. El peso propio de los muros resulta entonces:

$$\rho_{muros} = \frac{24}{30} \times 1692 + \frac{6}{30} \times 2000 = 1754\,\text{kg/m}^3 \tag{6.5}$$

Cubierta

Se realizó un proceso análogo para la cubierta. Se consideró que la densidad de los ticholos de la cubierta $\rho_{ti} = 1534\,\text{kg/m}^3$ es igual a la de los ladrillos del muro. Sabalsagaray et al. (2017) determinaron la densidad $\rho_{te} = 1118\,\text{kg/m}^3$ de las tejuelas. A partir de los valores que se muestran en la Figura 5.8 se halla la densidad del paquete ticholo - tejuela - mortero.

$$\rho = \frac{130}{375} \times 1534 + \frac{75}{375} \times 1118 + \frac{100}{375} \times 2000 = 1289\,\text{kg/m}^3 \tag{6.6}$$

Luego, a partir de los valores de espesor de junta que muestra la Figura 5.9 se halla el peso específico de la mampostería de la cubierta.

$$\rho_{cubierta} = \frac{625}{676} \times 1289 + \frac{51}{676} \times 2000 = 1343\,\text{kg/m}^3 \tag{6.7}$$

Hormigón

Para el hormigón armado se adoptó el valor de peso específico $\rho_h = 2500\,\text{kg/m}^3$ propuesto en la norma UNE-EN 1991-1-1 (2003).

Otras cargas permanentes

Por sobre la cubierta de 15 cm de espesor existe, en los valles de la bóveda gausa, una capa de arena de un espesor medio aproximado de 3 cm que fue descubierta durante las tareas de reparación y mantenimiento efectuadas sobre la iglesia tras las investigaciones realizadas en el marco del programa *Keeping It Modern*. Esta capa de arena tendría como propósito darle mayor pendiente a las zonas bajas de la cubierta para lograr una mejor evacuación de aguas pluviales.

En el modelo computacional, esto se vio reflejado al colocar una carga q_{arena} sobre los elementos de la cubierta que conforman los valles, en bandas de aproximadamente 3 m de ancho. Se consideró un peso específico de la arena $\rho_{arena} = 1850\,\mathrm{kg/m^3}$ (UNE-EN 1991-1-1, 2003). La sobrecarga que genera la arena se calcula entonces como muestra la Ecuación (6.8).

$$q_{arena} = 0.03\,\mathrm{m} \times 1850\,\mathrm{kg/m^3} = 56\,\mathrm{kg/m^2} \tag{6.8}$$

Por otro lado, la cubierta presenta por razones de aislación y terminación una capa de tejuelas de 3 cm de espesor en toda su superficie; la carga que esto genera se calcula en la Ecuación (6.9).

$$q_{tejuelas} = 0.03\,\mathrm{m} \times 1118\,\mathrm{kg/m^3} = 34\,\mathrm{kg/m^2} \tag{6.9}$$

Es importante mencionar que tanto la sobrecarga de arena como la de tejuelas se agregó al "origen de masa" (en inglés, *mass source*) del modelo, ya que el peso que agregan a la estructura es relevante a la hora de realizar un análisis dinámico.

6.4.2. Sobrecarga de uso

La sobrecarga de uso considerada se tomó de la Tabla 6.10 de la normativa europea UNE-EN 1991-1-1 (2003). La categoría aplicable para este caso es la H: "Cubiertas no accesibles excepto para su mantenimiento normal y reparación", que corresponde a una sobrecarga $q_{sc} = 40\,\mathrm{kg/m^2}$.

6.4.3. Acción del viento

Para calcular las fuerzas que ejerce el viento sobre la estructura se recurrió en un principio a la norma UNE-EN 1991-1-4 (2007), con la intención de obtener la presión de cálculo (que depende de la velocidad de cálculo del viento) y los coeficientes de presión para cada uno de los elementos de la estructura. Para ello,

hubo primero que encontrar la manera de aplicar esa normativa europea al medio local.

La norma uruguaya UNIT 50:84 (1994) determina "para todos los lugares ubicados a una distancia menor o igual a 25 kilómetros de cualquier punto de las márgenes del Río Uruguay y del Río de la Plata o de la costa atlántica" una velocidad característica $v_k = 43.9\,\mathrm{m/s}$. Sin embargo, existen ciertas diferencias entre las hipótesis que consideran ambas normativas para determinar dicha velocidad característica:

- La norma uruguaya define "velocidad característica" como la velocidad media de una ráfaga de 3 segundos de duración medida a 10 metros de altura sobre el terreno, en campo plano, abierto y sin obstáculos (rugosidad I), que tiene una probabilidad igual a 0.05 de ser excedida en cualquier año (período de recurrencia $R = 20$ años).
- La norma europea define "velocidad básica" como la velocidad característica media del viento medida durante 10 minutos a 10 metros sobre el nivel del suelo, en campo abierto (categoría II), que tiene una probabilidad anual de ser superada igual a 0.02 (período de recurrencia $R = 50$ años).

Para compatibilizar ambas normativas, se utilizaron los resultados de Páez (2014), quien propone una serie de factores de conversión que multiplican a la velocidad característica establecida por la UNIT, tal como muestra la Ecuación (6.10), para obtener la velocidad característica aplicable según otras normas, entre ellas el Eurocódigo.

$$v_{\mathrm{EC}} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times v_{\mathrm{UNIT}} \tag{6.10}$$

donde:

- α_1 es un factor que tiene en cuenta la categoría de terreno, que determina su rugosidad y para la cual se mide la velocidad característica. Para el Eurocódigo, $\alpha_1 = 0.858$.
- α_2 es un factor que considera los diferentes intervalos de muestreo de cada norma (3 s para la UNIT vs. 10 min para el Eurocódigo). En este caso, $\alpha_2 = 0.676$.
- α_3 es un factor que tiene en cuenta los diferentes períodos de recurrencia R que cada norma considera, es decir la probabilidad de que se excedan los valores de velocidad postulados. En el caso del Eurocódigo, $\alpha_3 = 1.0568$.

En resumen, se tiene que la velocidad característica a utilizar para aplicar el

Eurocódigo es:

$$v_{\mathrm{EC}} = 0.858 \times 0.676 \times 1.0568 \times 43.9 = 26.9\,\mathrm{m/s} \tag{6.11}$$

A continuación se debe hallar el valor de velocidad medio v_m necesario para calcular las presiones, multiplicando el valor característico por el factor de rugosidad c_r (Ecuación (6.12)) y el coeficiente topográfico c_o (que depende de la pendiente del terreno y vale $c_o = 1$ para este caso). Se considera que la iglesia se encuentra emplazada en un área "con una cobertura de vegetación uniforme o edificaciones o con obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos", lo cual corresponde a la categoría de terreno III, por lo que se toma $z_0 = 0.3\,\mathrm{m}$. Si bien el valor de c_r es variable con la coordenada vertical z, en una estructura baja como la de la iglesia (donde la altura total h es menor que la dimensión menor de la base d) se considera un único valor de presión igual al de la altura de referencia $z = h = 8.52\,\mathrm{m}$, por lo que se halla c_r para ese valor de z únicamente.

$$c_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{0.05}\right)^{0.07} \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.19 \left(\frac{0.3}{0.05}\right)^{0.07} \ln\left(\frac{8.52}{0.3}\right) = 0.721 \tag{6.12}$$

Por lo tanto, la velocidad media vale $v_m = 0.721 \times 26.9 = 19.4\,\mathrm{m/s}$. El siguiente paso es hallar la presión q_p correspondiente a la velocidad de pico. Se tiene que $q_p = c_e\, q_b$, donde c_e es el factor de exposición y q_b es la presión correspondiente a la velocidad media del viento v_m, dada por la Ecuación (6.13). La densidad del aire $\rho = 1.25\,\mathrm{kg/m^3}$ es la recomendada por la norma.

$$q_b = \frac{1}{2}\rho v_m^2 = \frac{1}{2} \times 1.25 \times 19.4^2 = 23.5\,\mathrm{kg/m^2} \tag{6.13}$$

El factor de exposición $c_e = 1 + 7I_v$ depende de la intensidad de la turbulencia I_v (Ecuación (6.14)), que depende a su vez de la topografía y rugosidad del terreno. Una vez más, se tiene $c_o = 1$ y, para una categoría de terreno III, $z_0 = 0.3\,\mathrm{m}$. El factor de turbulencia vale $k_1 = 1$ siguiendo la recomendación de la norma.

$$I_v = \frac{k_1}{c_0 \ln(z/z_0)} = \frac{1}{\ln(8.52/0.3)} = 0.299 \tag{6.14}$$

Se calcula entonces la presión asociada a la velocidad pico, que incluye la velocidad media del viento y las fluctuaciones de velocidad a corto plazo:

$$q_p = (1 + 7I_v)\, q_b = (1 + 7 \times 0.299) \times 23.5 = 3.09 \times 23.5 = 72.7\,\mathrm{kg/m^2} \tag{6.15}$$

Una vez hallada q_p, la presión que de verdad actúa sobre cada uno de los elementos estructurales se halla multiplicando esa presión máxima por los denominados *coeficientes de presión*, c_{pe} para las presiones externas y c_{pi} para las internas. Para obtener dichos coeficientes, el Eurocódigo distingue entre muros verticales (de edificios de planta rectangular) y cubiertas (de formas variadas), y proporciona tablas y gráficos según el caso.

Para obtener los coeficientes de presión sobre los muros, se aproximó la planta de la iglesia a un rectángulo de $16\,\text{m} \times 33\,\text{m}$. Como se muestra en la Figura 6.7, la norma determina un coeficiente para cada zona de muro según se encuentre a barlovento (D), sotavento (E) o el viento incida lateralmente (A, B o C).

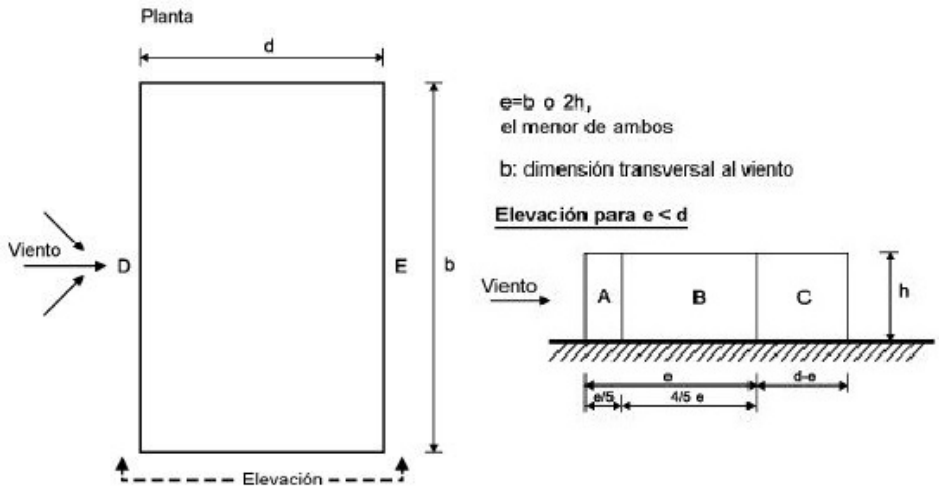


Figura 6.7: Figura 7.5 del Eurocódigo 1 Parte 1-4.

La norma divide los muros laterales en tres sectores en función de un parámetro que denomina *elevación*, $e = \text{mín}(b, 2h)$, siendo b la dimensión de la cara perpendicular a la dirección del viento y $h = 8.52\,\text{m}$ la altura máxima de la estructura. Luego, a cada sector le asigna uno de los coeficientes que se reproducen aquí en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2: Valores recomendados para los coeficientes de presión externa en muros verticales de edificios de planta rectangular. Fuente: UNE-EN 1991-1-4 (2007).

h/d	Zona				
	A	**B**	**C**	**D**	**E**
5	-1.2	-0.8	-0.5	+0.8	-0.7
1	-1.2	-0.8	-0.5	+0.8	-0.5
≤ 0.25	-1.2	-0.8	-0.5	+0.7	-0.3

Para valores intermedios de h/d la norma permite realizar interpolación lineal. Para estructuras con $h/d \leq 1$, la norma permite multiplicar los coeficientes de las zonas D y E por 0.85, para tener en cuenta la falta de correlación entre las diferentes presiones en los lados de sotavento y barlovento.

Para hallar la distribución de presiones externas sobre la cubierta se utilizó un procedimiento totalmente distinto. Se consideró que la forma totalmente atípica de la cubierta no corresponde a ninguna de las geometrías propuestas en el Eurocódigo, por lo que se decidió recurrir al software Flow Design (Autodesk, 2015), un programa que permite construir túneles de viento virtuales. Los datos de entrada necesarios son

- la geometría de la estructura, en forma de un archivo de objeto 3D que fue elaborado en el marco de las investigaciones del programa *Keeping It Modern*;
- la dimensión del túnel de viento. Se recomienda que la separación entre el modelo y el borde del túnel de viento en cada dirección sea entre 2 y 3 veces la dimensión del modelo en esa dirección, para que los bordes del túnel no afecten artificialmente el flujo de viento;
- la dirección y velocidad del viento. Se modelaron dos direcciones, una paralela y una perpendicular a los muros laterales, y la velocidad de viento considerada fue la característica asociada al Eurocódigo, $v_{\mathrm{EC}} = 26.9\,\mathrm{m/s}$, que fue obtenida en la Ecuación (6.11).

Los resultados del programa permiten ver el perfil de velocidades de viento que se genera alrededor de la estructura, y las presiones a las que se ve sometida la misma. Esta herramienta permite obtener con buena precisión las presiones medias, no así los valores debidos a fenómenos de turbulencia, por lo que su uso está limitado a un cálculo preliminar o al ámbito de la investigación.

Por último, para obtener los coeficientes de presión interna se recurrió nuevamente al Eurocódigo. Éste define el parámetro μ como muestra la Ecuación (6.16), y en base al valor de μ utiliza el gráfico de la Figura 6.8 para determinar el coeficiente c_{pi}.

$$\mu = \frac{\sum \text{Área de huecos con } c_{pe} \text{ negativa o cero}}{\sum \text{Área de todos los huecos}} \tag{6.16}$$

Se considera que la fachada frontal es el único muro que posee huecos (la entrada principal). Por lo tanto, cuando sobre la fachada actúe una presión externa entrante (c_{pe} positiva), $\mu = 0$ y se adopta el valor extremo $c_{pi} = +0.35$. Por el contrario, cuando sobre la fachada actúe una presión externa de succión (c_{pe} negativa),

$\mu = 1$ y se adopta el valor entre -0.3 y -0.5 que resulta de interpolar entre las dos curvas de la gráfica.

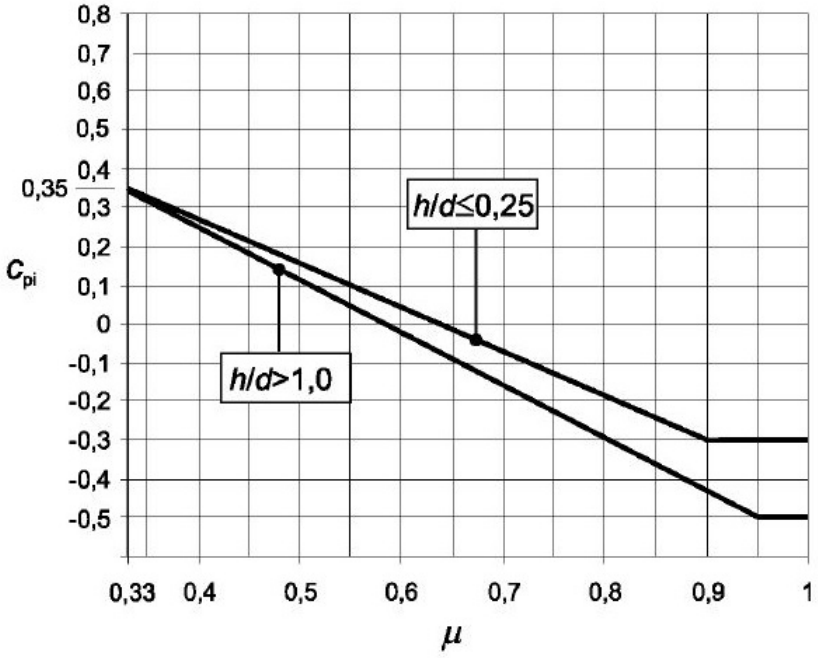


Figura 6.8: Coeficientes de presión interna. Fuente: UNE-EN 1991-1-4 (2007).

Viento paralelo a muros

Cuando el viento incide en forma perpendicular a la fachada principal y paralela a la directriz de los muros laterales, la presión que incidirá sobre ellos corresponde a las zonas A, B y C de la Figura 6.7.

$$\begin{aligned} q_A &= -1.2 \times 72.7 = -87.2\,\text{kg/m}^2 \\ q_B &= -0.8 \times 72.7 = -58.2\,\text{kg/m}^2 \\ q_C &= -0.5 \times 72.7 = -36.3\,\text{kg/m}^2 \end{aligned} \tag{6.17}$$

La elevación vale $e = \text{mín}(b, 2h) = \text{mín}(16, 2 \times 8.52) = 16\,\text{m}$ por lo que la presión q_A actúa en un ancho $e/5 = 3.2\,\text{m}$, la presión q_B actúa en un ancho $4/5\,e = 12.8\,\text{m}$ y la presión q_C actúa en los 17 m restantes.

El coeficiente de presión externa sobre la fachada principal es el correspondiente a la zona D, $c_{pe} = +0.8$. De acuerdo a la Ecuación (6.16) y la Figura 6.8, esto corresponde a un coeficiente de presión interna $c_{pi} = +0.35$, y por lo tanto a una presión interna $q_{int} = +0.35 \times 72.7 = +25.4\,\text{kg/m}^2$.

La Figura 6.9 fue obtenida utilizando Flow Design e ilustra la distribución de presiones a las que se ve sometida la cubierta. Realizando una interpolación lineal

entre los valores que aparecen en la leyenda, se concluyó que sobre la cubierta actúa una presión de succión de $15.6\,\mathrm{kg/m^2}$, excepto en la primera cresta (los primeros 1.5 metros de cubierta aproximadamente), donde actúa una succión de $26.0\,\mathrm{kg/m^2}$; esto corresponde a coeficientes de presión $c_e = -0.21$ y $c_e = -0.36$ respectivamente.

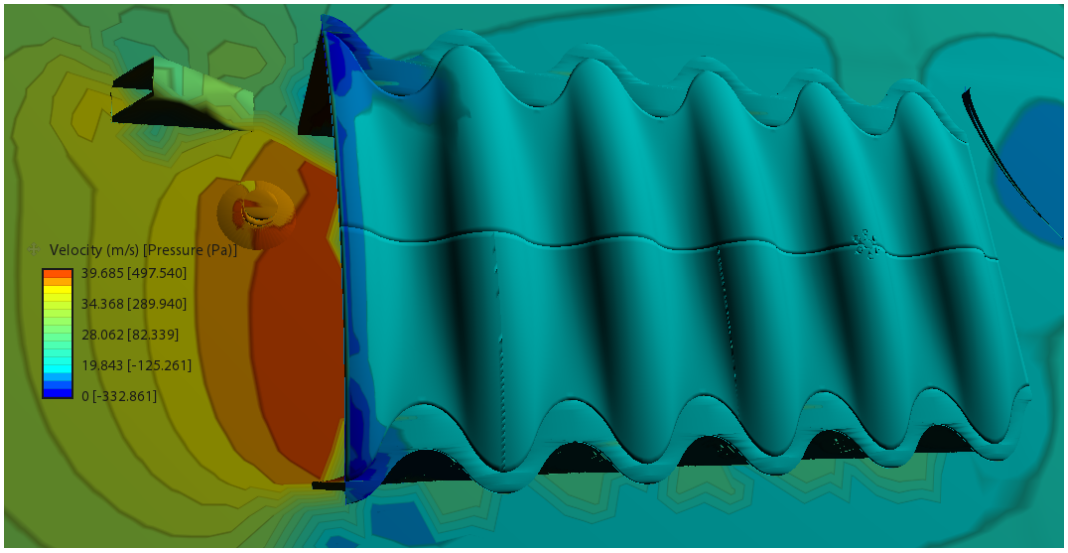


Figura 6.9: Viento paralelo: presiones sobre la cubierta.

Viento perpendicular a muros

Cuando la dirección del viento es perpendicular a la de los muros, el muro a barlovento corresponde a la zona D, $c_{pe} = +0.74$, y el muro a sotavento corresponde a la zona E, $c_{pe} = -0.38$, para una relación $h/d = 8.52/16 = 0.53$. Como $h/d \leq 1$, los coeficientes obtenidos pueden reducirse en un 15 %.

$$\begin{aligned} q_D &= 0.85 \times (+0.74) \times 72.7 = +45.6\,\mathrm{kg/m^2} \\ q_E &= 0.85 \times (-0.38) \times 72.7 = -23.2\,\mathrm{kg/m^2} \end{aligned} \tag{6.18}$$

La fachada principal pertenecerá a una de las zonas A, B o C por lo que experimentará una presión de succión. Para $\mu = 1$ y una relación $h/d = 0.53$, se obtiene de la Figura 6.8 un coeficiente de presión interna $c_{pi} = -0.38$, y por lo tanto una presión interna $q_{int} = -0.38 \times 72.7 = -27.3\,\mathrm{kg/m^2}$.

La Figura 6.10, obtenida del Flow Design, muestra las presiones de succión que experimenta la cubierta. Realizando una interpolación entre los valores de la leyenda, se pueden definir 5 zonas de presión uniforme como muestra la Figura 6.11.

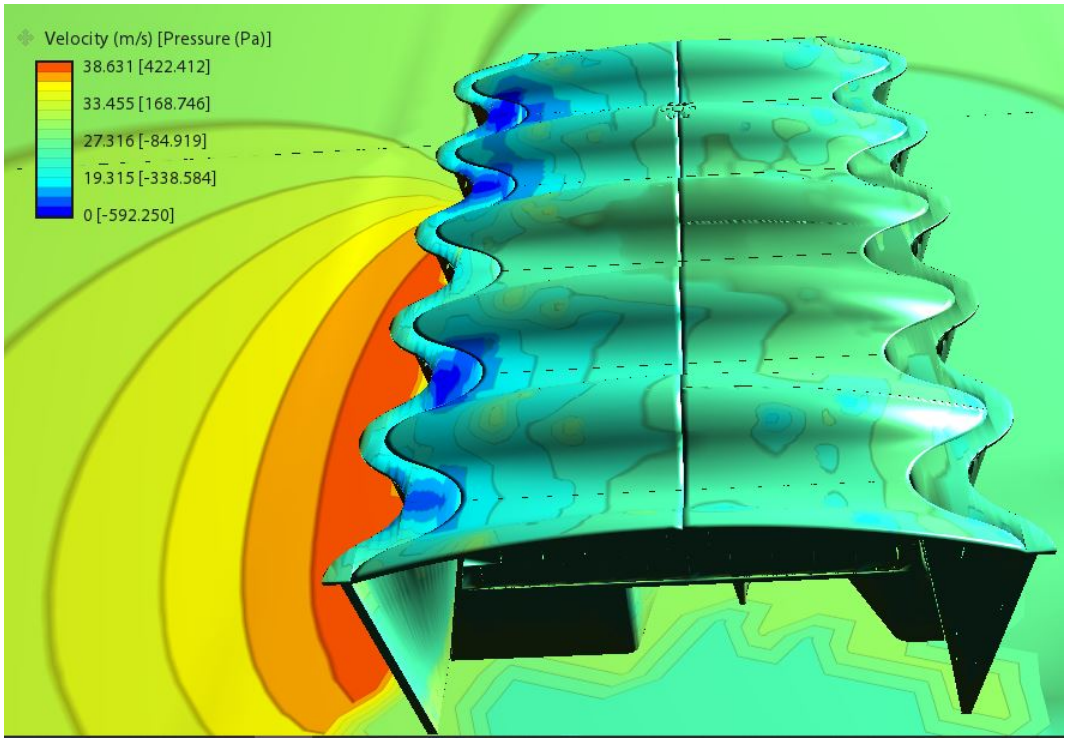


Figura 6.10: Viento perpendicular: presiones sobre la cubierta.

1

$$
\begin{aligned}
q_1 &= -47.6\,\mathrm{kg/m^2} \quad (c_{pe} = -0.65)\\
q_2 &= -29.2\,\mathrm{kg/m^2} \quad (c_{pe} = -0.40)\\
q_3 &= -22.0\,\mathrm{kg/m^2} \quad (c_{pe} = -0.30)\\
q_4 &= -14.9\,\mathrm{kg/m^2} \quad (c_{pe} = -0.20)\\
q_5 &= -7.8\,\mathrm{kg/m^2} \quad (c_{pe} = -0.11)
\end{aligned}
\tag{6.19}
$$

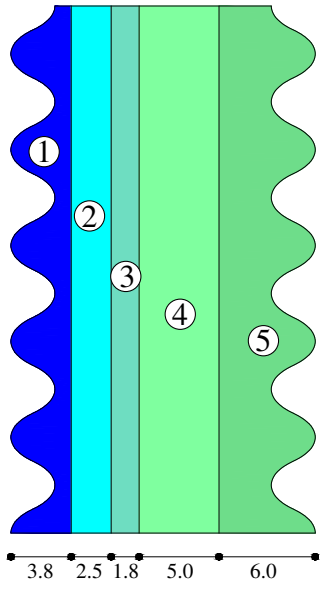


Figura 6.11: Franjas de presión sobre la cubierta

Capítulo 7

Análisis dinámico

7.1. Ensayos de impacto sobre la cubierta

7.1.1. Descripción del procedimiento experimental

Con el objeto de validar el modelo computacional de la iglesia, generado de acuerdo a lo detallado en los capítulos anteriores, se realizó un análisis del comportamiento dinámico de la cubierta.

Para realizar dicho estudio la cubierta fue sometida a una carga de impacto, que se materializó como una persona saltando sobre la misma (Figura 7.2). En la Figura 7.1 se encuentran indicados los puntos donde fue aplicada la carga, que se corresponden con los primeros cinco valles de la cubierta. En cada uno de los valles se realizó una serie de 6 saltos en el centro de la luz entre muros laterales.

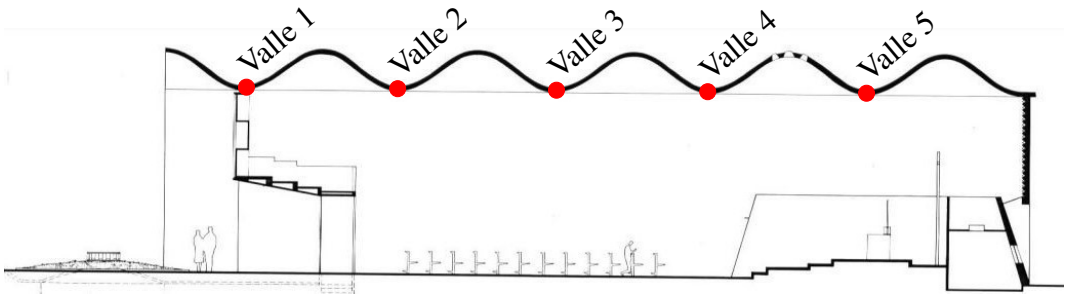


Figura 7.1: Puntos de la cubierta sobre los cuales se aplicó la carga de impacto (salto).



Figura 7.2: Persona saltando sobre la cubierta. En el lado derecho de la imagen se observa el dipositivo empleado para medir aceleraciones.

Durante los saltos se registraron los valores de aceleración de la superficie de la bóveda de mampostería. Estos valores se obtuvieron empleando un dispositivo con acelerómetro ubicado a un tercio de la luz libre entre muros. Se registraron señales de 500 puntos por segundo. Este conjunto de valores constituye un archivo de salida donde figura el valor de la aceleración según las direcciones x, y y z en $\mathrm{m/s^2}$ y el tiempo $t = 2\,\mathrm{ms}$ transcurrido desde el registro anterior. Las aceleraciones en las direcciones x e y son despreciables frente a la aceleración en la dirección vertical z, que es en la cual se centrará el análisis de resultados.

Para cada uno de los valles se obtiene entonces una serie de pares de valores (t, a_z), siendo t el instante de medición y a_z la aceleración en la dirección z. En la Figura 7.3 se encuentran graficados estos valores para la serie de saltos en el Valle 1. En el Apéndice 1 se encuentran los gráficos de todas las series de impactos registrados.

Para las cinco series de valores se aislarán de forma individual cada uno de los seis pulsos, que luego serán estudiados de acuerdo a lo desarrollado en la Subsección 7.1.2.

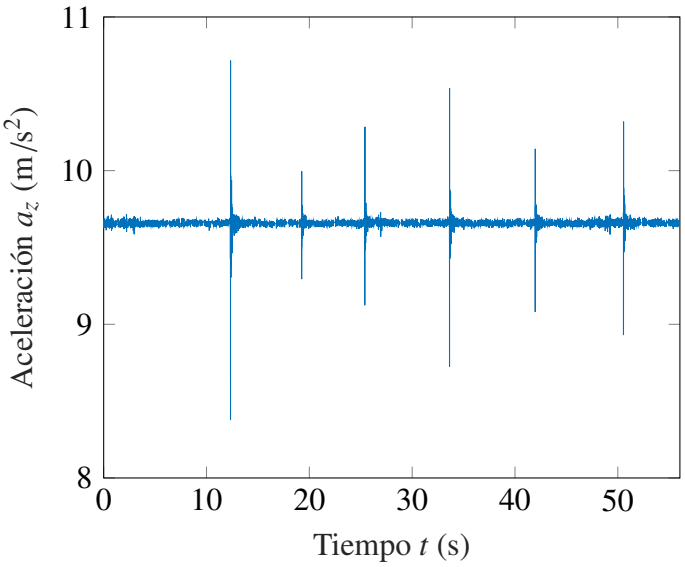


Figura 7.3: Aceleración en la dirección vertical a_z en función del instante de muestreo t para la serie de saltos en el Valle 1.

7.1.2. Procesamiento de datos

Para cada valle estudiado se obtuvo una serie de datos conteniendo los seis impactos realizados. Luego fueron agrupados de forma independiente los puntos que constituyen cada uno de los impactos efectuados. Como ejemplo, en la Figura 7.4 se representan los valores correspondientes al primer salto realizado sobre el Valle 1 (se realizó una *ground correction* para llevar el origen de coordenadas de $a_z = 9.8\,\mathrm{m/s^2}$ a $a_z = 0\,\mathrm{m/s^2}$).

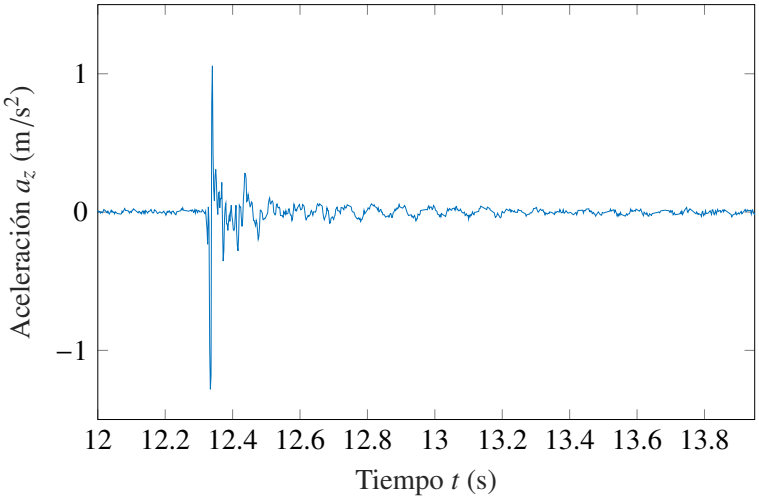


Figura 7.4: Aceleración en la dirección vertical a_z en función del instante de muestreo t para el primer salto en el Valle 1.

Para el conjunto de puntos (t, a_z) de cada uno de los pulsos fue determinada la transformada rápida de Fourier (FFT). La transformada de Fourier es una representación alternativa de la información contenida en la señal: mientras que la señal obtenida vive en el dominio del tiempo, la transformada deconstruye estos valores en una representación en el dominio de la frecuencia. La magnitud del espectro de una señal, obtenida por la transformada de Fourier, representa la distribución de la energía del salto entre las diferentes frecuencias; podría decirse que para cada frecuencia la transformada muestra "cuánta" de esta frecuencia es contenida en la señal (Prandoni y Vetterli, 2008).

El uso de la FFT permite entonces analizar las frecuencias que aparecen en las señales obtenidas por el acelerómetro: los puntos del gráfico se corresponden con las frecuencias de vibración de la cubierta excitadas por el salto, algunas en mayor medida que otras. Entre este conjunto de frecuencias existe una que predomina sobre las demás, que corresponde al pico del gráfico de la FFT y que está asociada al modo de vibración predominante en el movimiento de la cubierta originado por el impacto en estudio.

La frecuencia de vibración principal para cada valle se halló como el pico de la función definida por el promedio de las FFT de cada uno de los seis saltos. Estos valores de frecuencia se resumen en la Tabla 7.1.

En la Figura 7.5 se encuentra representada la función promedio de las FFT de todos los impactos efectuados sobre el Valle 1. En la Sección 7.3 se encuentran las FFT de los valores experimentales correspondientes a los demás valles.

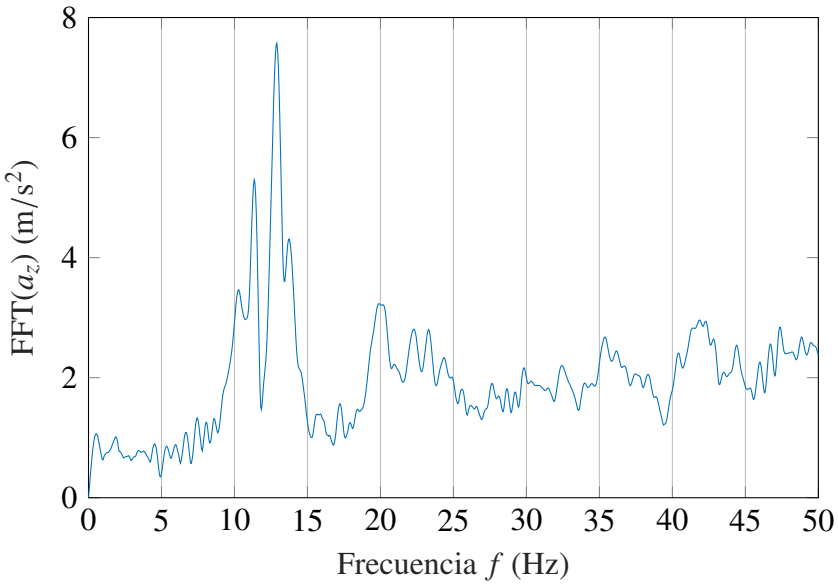


Figura 7.5: FFT promedio para los saltos en el Valle 1.

Tabla 7.1: Frecuencia correspondiente al modo de vibración principal excitado para cada uno de los valles estudiados, de acuerdo a los resultados experimentales.

	f_{exp} (Hz)
Valle 1	12.9
Valle 2	8.7
Valle 3	9.5
Valle 4	9.6
Valle 5	8.7

7.2. Modelado computacional del impacto sobre la cubierta

Con el objeto de validar el modelo computacional de la cubierta realizado se analizará el comportamiento del mismo al ser sometido a una carga de impacto equivalente al salto de una persona, y se compararán los resultados obtenidos con el comportamiento real de la estructura. Para esto, los módulos elásticos de los materiales deben ser los dinámicos, ya que se estará estudiando una carga de corta duración. Las cargas fueron asignadas de acuerdo a lo desarrollado en los apartados siguientes.

7.2.1. Definición de la carga de impacto

Al modelar la carga aplicada sobre la cubierta el objetivo fue hacerlo de modo tal que la misma se asemejara al salto aplicado en el estudio experimental, a fin de que los resultados de ambos procedimientos fuesen comparables.

Para obtener una función que exprese el valor de la fuerza aplicada sobre la cubierta debido al salto $F(t)$ en función del tiempo se emplearon los resultados de Sim et al. (2008) y Martínez et al. (2016), quienes postulan que el impacto del salto sobre la cubierta se puede expresar mediante una función de la forma:

$$F(t) = W k_p \cos^2\left(\frac{\pi t}{t_p}\right) \quad \text{para} - \frac{t_p}{2} \leq t \leq \frac{t_p}{2} \tag{7.1}$$

donde W es el peso de la persona saltando, k_p es el factor de impacto y t_p el período de contacto, es decir, la duración total del pulso. El presente estudio se centra en las frecuencias y modos de vibración excitados y no en la magnitud de las aceleraciones y desplazamientos producidos, por lo cual la amplitud de la curva que define el

impacto, afectada por W y k_p, no es relevante y se considera igual a 1. El tiempo de contacto t_p se tomó igual a 0.1 s.

Con el objeto de que el pulso comience en el instante $t = 0$ se afectó el argumento del coseno de la Ecuación (7.1) con un factor de $\pi/2$. En la Tabla 7.2 y en la Figura 7.6 se encuentra la descripción del pulso obtenido.

Tabla 7.2: Valores del pulso empleado para representar el salto en la cubierta.

t (s)	F(t) (kN)	t (s)	F(t) (kN)
0.000	0.000	0.055	0.976
0.005	0.024	0.060	0.905
0.010	0.095	0.065	0.794
0.015	0.206	0.070	0.655
0.020	0.345	0.075	0.500
0.025	0.500	0.080	0.345
0.030	0.655	0.085	0.206
0.035	0.794	0.090	0.095
0.040	0.905	0.095	0.024
0.045	0.976	0.100	0.000
0.050	1.000		

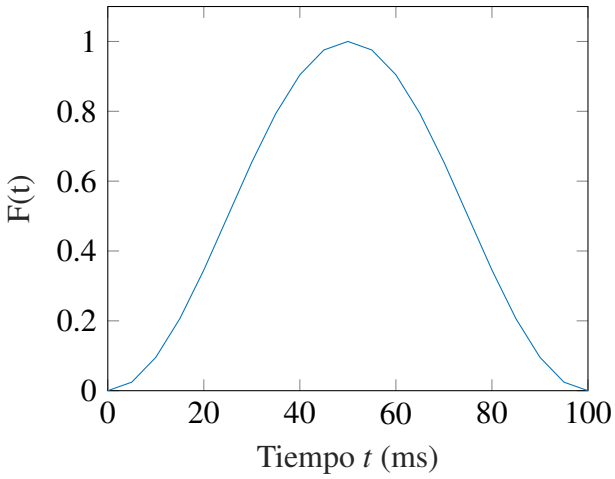


Figura 7.6: Pulso empleado para representar el salto en la cubierta.

En la Figura 7.7 se presenta la FFT del pulso elegido. Se puede observar que para el tiempo de contacto elegido $t_p = 0.1$ s se obtiene un pulso que es capaz de excitar frecuencias en el rango en el cual se encuentran las frecuencias de vibración de la cubierta; esto es, en el rango entre 0 y 15 Hz (Tabla 7.1).

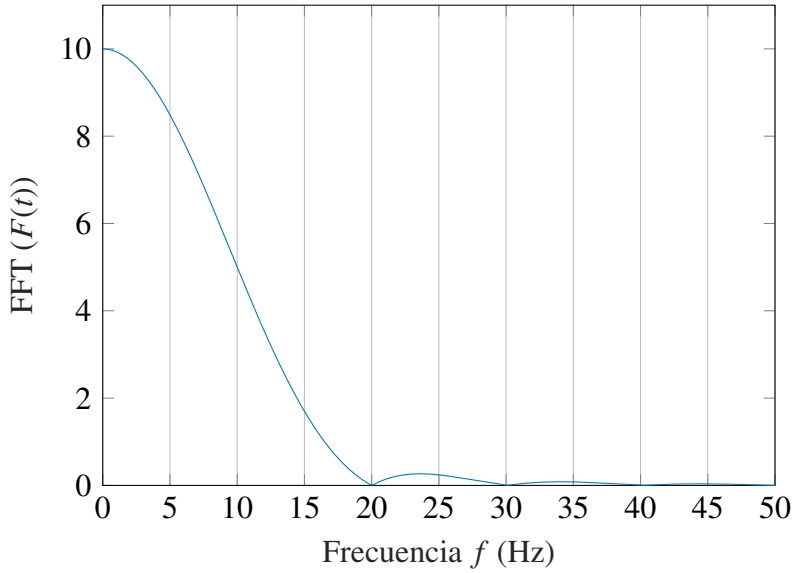


Figura 7.7: FFT para salto teórico.

7.2.2. Modelado de la carga de impacto

Para la asignación de las cargas en SAP2000 se emplearon *load cases* de tipo *time history*. Para entender este tipo de análisis se debe recordar que el equilibrio dinámico de un elemento es definido por la ecuación:

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = F \tag{7.2}$$

donde U es el vector de desplazamientos, M es la matriz de masa del elemento, C representa el amortiguamiento del movimiento, K es la matriz de rigidez del elemento y F el vector de fuerzas aplicadas, incluyendo fuerzas puntuales y fuerzas nodales equivalentes (Oñate et al., 1991).

En un análisis *time history* la Ecuación (7.2) es resuelta usando un análisis modal o aplicando integración directa, proporcionando la respuesta dinámica de la estructura frente a una carga aplicada. Esta carga, variable en el tiempo, responderá a una función que deberá ser definida previamente en el programa.

Sobre el modelo fue aplicado el impacto del salto en cada uno de los valles de la cubierta, en el centro de la luz libre entre muro laterales y a un tercio de la misma. De acuerdo a los resultados obtenidos se observa que para un mismo valle la FFT y las frecuencias excitadas no difieren significativamente aplicando la carga al centro o al tercio, por lo que el estudio se centrará en los resultados del primero de estos casos.

El procedimiento seguido para cargar el modelo consiste en asignar a la posición

del salto en estudio una carga cuyo módulo coincida con la amplitud del pulso $F(t)$; para el presente trabajo se trata de una carga de valor unitario. A continuación se deberá definir en el programa la función que seguirá el salto para lo cual se emplearon los valores de la Tabla 7.2.

Finalmente en un *load case* de tipo *time history* se aplica la carga unitaria variable de acuerdo a la función antes definida, que describe el impacto del salto en función del tiempo. Se emplea un análisis de tipo lineal y una solución de tipo modal con un *modal damping* de 2.5 %. Este valor de amortiguamiento, o *damping* en inglés, fue seleccionado dentro del rango de valores usual en estructuras de mampostería, que va de 2 % a 5 % (Anderson y Brzev, 2009). Se seleccionó un paso de 0.01 s.

Para este tipo de análisis se debe definir el conjunto de elementos que aportan a la matriz de masa del sistema, conjunto que en el programa se denomina *mass source*. Se consideró como fuente de masa toda la estructura modelada, el relleno de arena existente sobre la cubierta y las tejuelas colocadas por encima de este relleno. Como se ve en la Ecuación (7.2), la masa de la estructura es fundamental al momento de realizar un análisis dinámico.

7.2.3. Procesamiento de datos

Realizando el análisis computacional de la estructura modelada en SAP2000 se obtiene el conjunto de puntos correspondientes al valor de la aceleración en la dirección vertical y el número de muestreo asociado a ese valor de aceleración. Conocido el tiempo entre sampleos empleado por el programa es simple traducir este número de muestreo en un valor de tiempo.

Conocidos los pares (a_z, t) se puede procesar la información de forma análoga a lo desarrollado para los valores experimentales. Para el impacto en cada uno de los valles se puede determinar la FFT y el valor de frecuencia correspondiente al principal modo de vibración excitado.

En la Figura 7.8 se presentan graficados a modo de ejemplo los valores de aceleración obtenidos para el impacto en el Valle 1. En la Figura 7.9 se presenta la FFT correspondiente a dichos valores de aceleración. Las FFT de los valores computacionales para todos los valles se presentan en la Sección 7.3. En la Tabla 7.3 se resumen los valores de las frecuencias pico para cada uno de los valles.

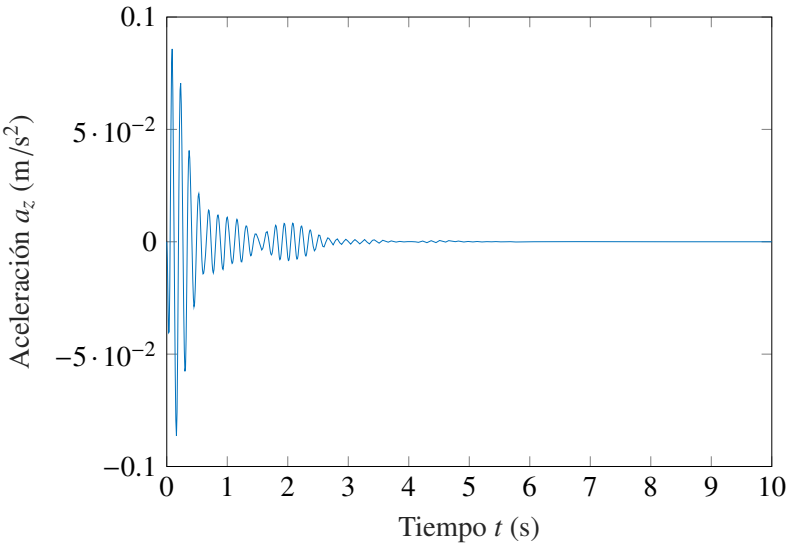


Figura 7.8: Aceleración a_z en función del instante de muestreo t para el impacto modelado en el Valle 1.

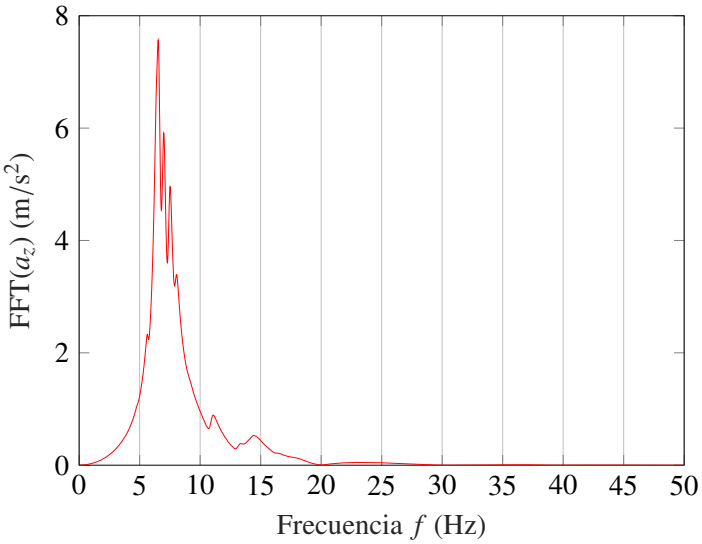


Figura 7.9: FFT para el impacto modelado en el Valle 1.

Tabla 7.3: Frecuencia correspondiente al modo de vibración principal excitado para cada uno de los valles estudiados, de acuerdo a los resultados del modelo computacional.

	f_{comp} (Hz)
Valle 1	6.5
Valle 2	6.4
Valle 3	8.0
Valle 4	8.1
Valle 5	7.0

7.3. Comparación de resultados y ajuste del modelo

En las Figuras 7.10 a 7.14 se presentan los gráficos de la FFT para los valores de aceleración en cada uno de los valles. Las curvas en azul representan la FFT de los valores de aceleración obtenidos experimentalmente mientras que las rojas representan la FFT de los valores obtenidos del modelo computacional.

En la Tabla 7.4 figuran los valores de la frecuencia asociada al modo principal excitado en cada uno de los casos junto con el porcentaje de error relativo de los resultados del modelo computacional f_{comp} respecto a los valores experimentales f_{exp}.

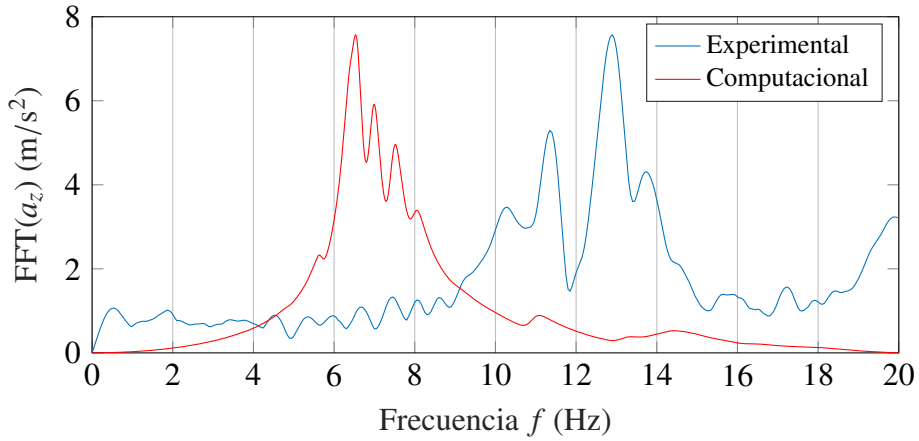


Figura 7.10: FFT para el impacto en el Valle 1

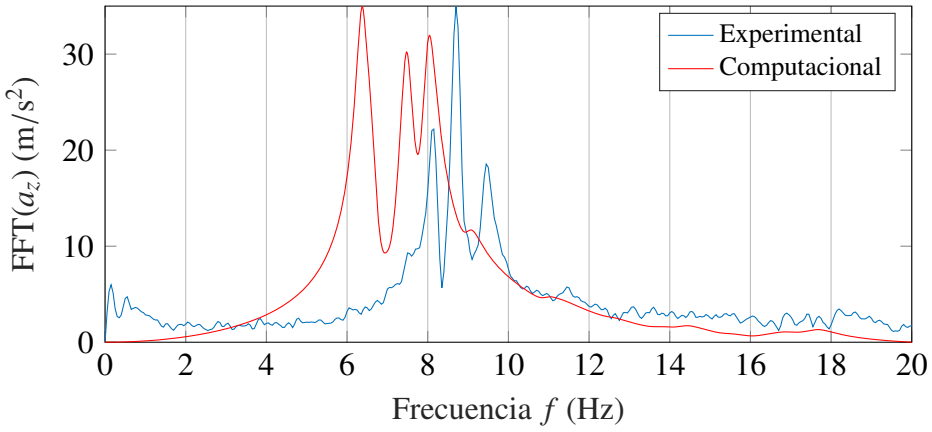


Figura 7.11: FFT para el impacto en el Valle 2

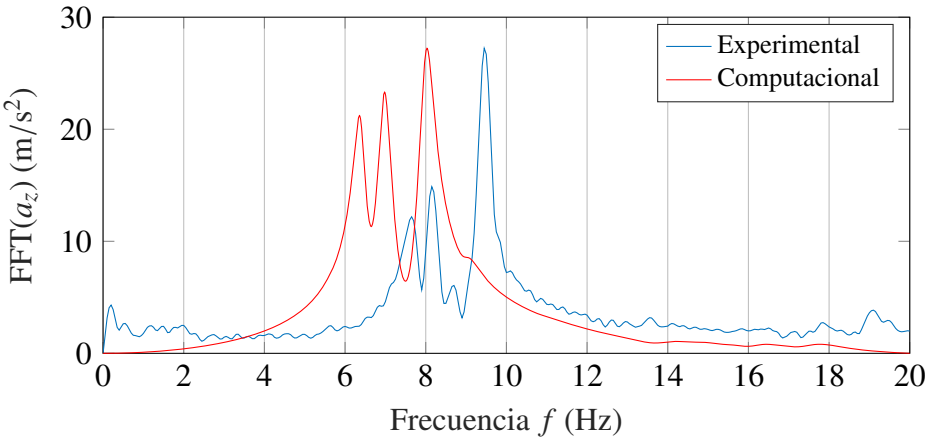


Figura 7.12: FFT para el impacto en el Valle 3

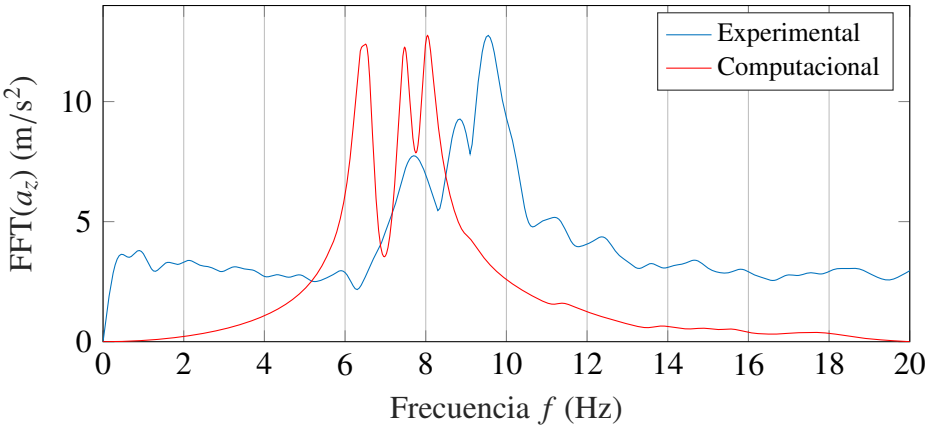


Figura 7.13: FFT para el impacto en el Valle 4

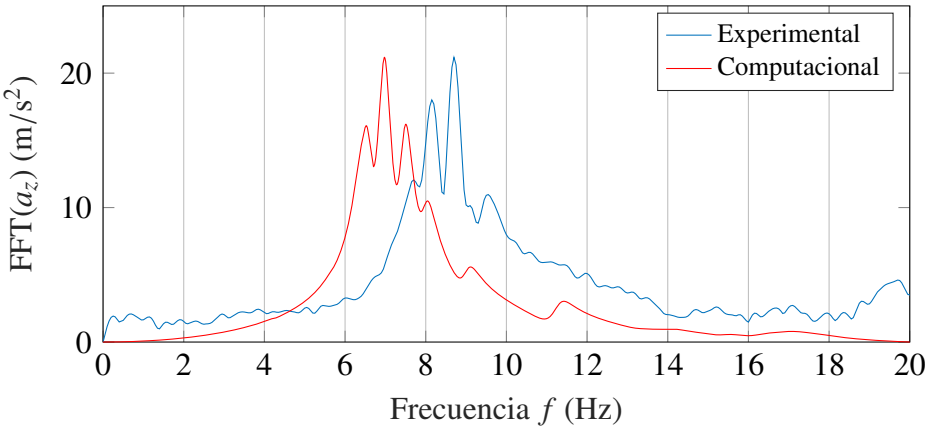


Figura 7.14: FFT para el impacto en el Valle 5

Tabla 7.4: Frecuencia correspondiente al modo de vibración principal para los resultados experimentales y del modelo junto con el porcentaje de error relativo.

	f_{exp} (Hz)	f_{comp} (Hz)	% ER
Valle 1	12.9	6.5	49.6
Valle 2	8.7	7.5	13.8
Valle 3	9.5	8.0	15.8
Valle 4	9.6	8.1	15.6
Valle 5	8.7	7.0	19.5

En primer lugar se puede observar de forma cualitativa la similitud entre las FFT obtenidas por ambos métodos: las curvas tienen formas similares, presentando la misma cantidad de picos. La semejanza en forma de las gráficas es un buen indicio, ya que a grandes rasgos indica que el comportamiento de la iglesia modelada frente a un impacto no difiere en gran manera del comportamiento real de la misma frente a cargas similares, excitándose ciertas frecuencias en particular por sobre las demás.

Esta similitud no es tal en los valores de estas frecuencias, donde el porcentaje de error de los resultados computacionales frente a los valores experimentales se encuentra entre el 10 y el 50 %. Esta diferencia numérica justifica la necesidad de realizar un ajuste en el modelo computacional a fin de que sea una representación más fiel de la realidad.

De acuerdo a la Ecuación 7.2 el comportamiento dinámico de la estructura dependerá de los siguientes factores:

- la masa de la cubierta;
- el amortiguamiento del movimiento;
- la rigidez de la cubierta, la cual depende de su geometría y del módulo elástico de los materiales que la constituyen;
- las condiciones de contorno del problema.

Por lo tanto, son muchos los factores que pueden explicar las diferencias cuantitativas entre los valores experimentales y los computacionales. En lo que refiere a la masa de la estructura, se debe recordar que la densidad de la mayoría de los materiales fue estimada y puede variar entre diferentes puntos de la cubierta, como también puede hacerlo el espesor (por ejemplo para dar pendiente a las aguas pluviales).

El valor del amortiguamiento se encuentra dentro del rango usual y se determinó mediante diversas ejecuciones del programa que no afecta de forma notable los

valores de frecuencia obtenidos del análisis. Esto es razonable ya que el amortiguamiento afecta directamente la amplitud del movimiento descrito por la cubierta pero no así la frecuencia de oscilación del mismo.

Respecto a la geometría de la estructura se considera que la estructura real cumple de manera satisfactoria con lo reflejado en los planos y por lo tanto en el modelo. Sin embargo, las condiciones de apoyo y los vínculos entre elementos (en particular cubierta - muros) fueron idealizados a la hora del modelado y es probable que no produzcan un reflejo completamente fiel de la estructura real.

Por último, el módulo elástico de los diferentes materiales que componen la cubierta fue también obtenido a partir de estimaciones, ya que no se disponía de resultados experimentales como los de ENDs realizados sobre los muros. Se decidió entonces modificar el valor del módulo elástico de la cubierta con el objetivo de lograr un mejor ajuste cuantitativo de los resultados, entre otras razones porque es el factor sobre el que se puede actuar de forma más sencilla.

Se procedió a variar de forma iterativa el módulo elástico de la mampostería de la cubierta con el objeto de que los valores computacionales de frecuencia pico se aproximen a los obtenidos experimentalmente. Se obtuvo un valor de módulo de elasticidad dinámico para la cubierta $E^*_{C,d}$ = 11.0 GPa (a partir del valor estimado $E_{C,d}$ = 6.95 GPa, un aumento de 58 %). En las Figuras 7.15 a 7.19 se representan las FFT para los resultados obtenidos de este modelo corregido y en la Tabla 7.5 figuran los nuevos valores de las frecuencias pico f^*_{comp} comparados con los valores experimentales f_{exp}. Se puede observar en todos los casos que esta versión del modelo computacional es una mejor aproximación de la estructura real de la cubierta de la iglesia.

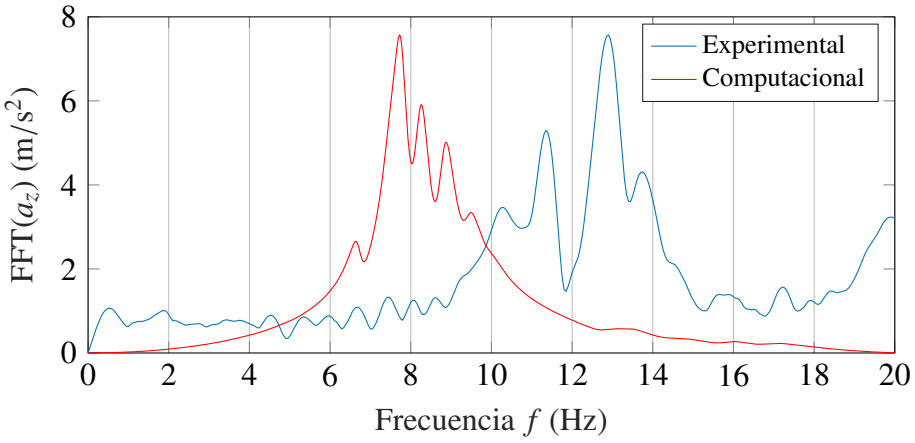


Figura 7.15: FFT para el impacto en el Valle 1. Resultados para el modelo computacional con módulo elástico ajustado.

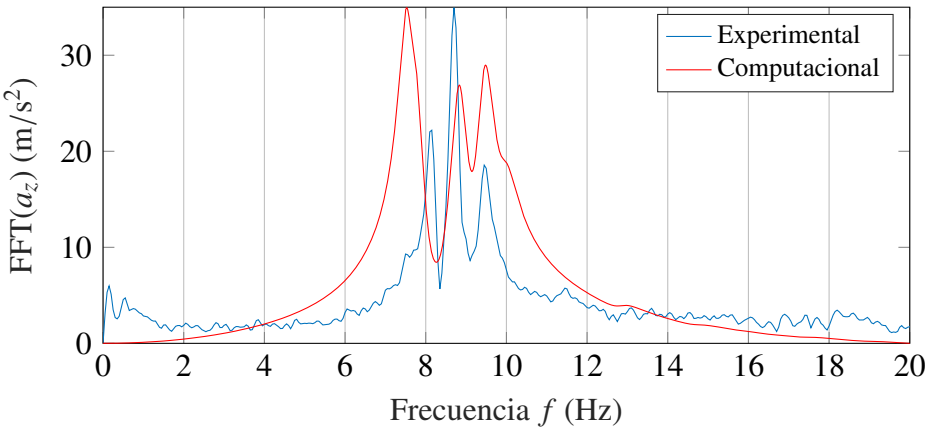


Figura 7.16: FFT para el impacto en el Valle 2. Resultados para el modelo computacional con módulo elástico ajustado.

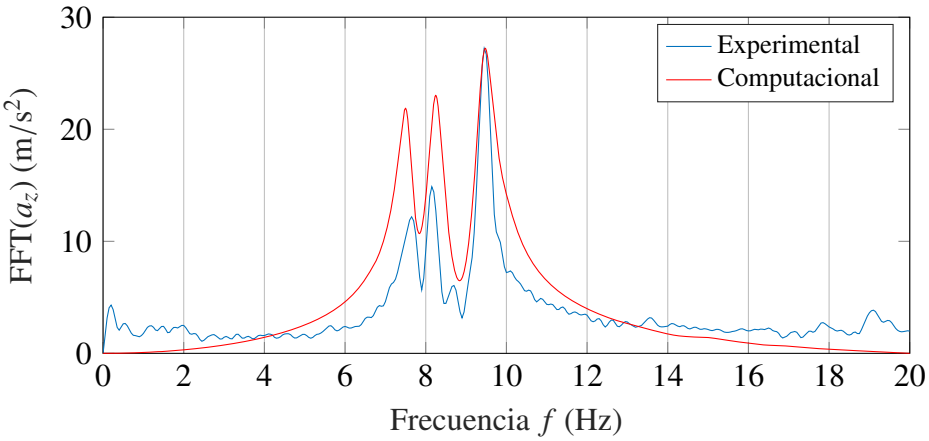


Figura 7.17: FFT para el impacto en el Valle 3. Resultados para el modelo computacional con módulo elástico ajustado.

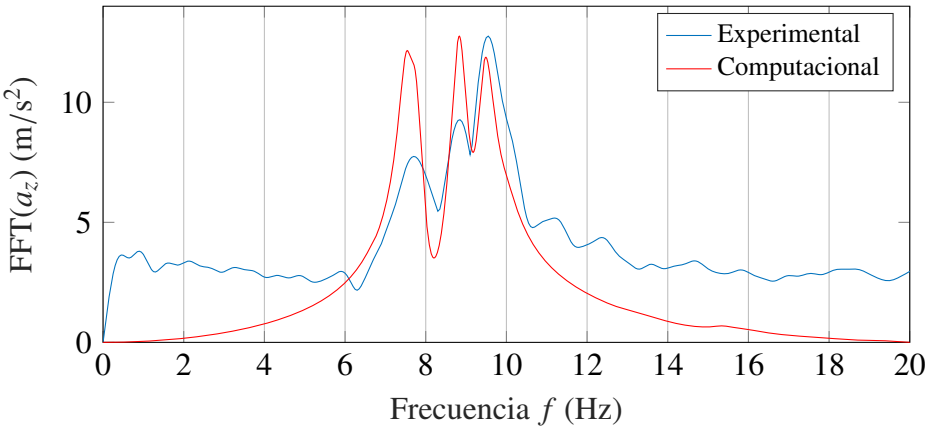


Figura 7.18: FFT para el impacto en el Valle 4. Resultados para el modelo computacional con módulo elástico ajustado.

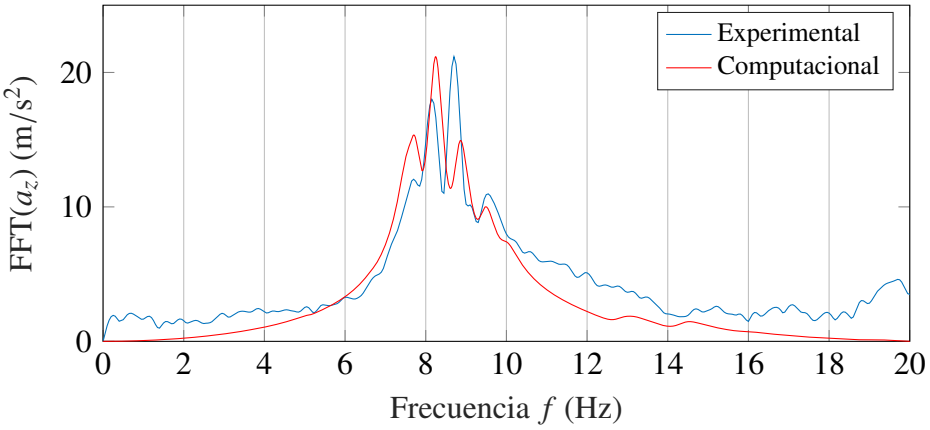


Figura 7.19: FFT para el impacto en el Valle 5. Resultados para el modelo computacional con módulo elástico ajustado.

Tabla 7.5: Frecuencia correspondiente al modo de vibración principal para los resultados experimentales y del modelo ajustado junto con el porcentaje de error relativo.

	f_{exp} (Hz)	f^{*}_{comp} (Hz)	% ER
Valle 1	12.9	7.7	40.3
Valle 2	8.7	8.8	1.1
Valle 3	9.5	9.5	0.0
Valle 4	9.6	9.5	1.0
Valle 5	8.7	8.2	5.8

Continuando el estudio de los resultados es interesante notar que las mayores discrepancias se dan en el Valle 1. Este valle se encuentra por encima de uno de los muros de fachada, los cuales no fueron representados de ningún modo en el modelo computacional ya que se tomó como hipótesis que los mismos no interactuaban de ninguna forma con la cubierta y que la misma se apoyaba únicamente en los muros laterales. Estos resultados parecen indicar que esta hipótesis no es totalmente cierta y que la ausencia de estos muros en el modelo podría ocasionar la diferencia de comportamiento que se hace notoria en el Valle 1. A fin de salvar esta diferencia se procedió a colocar en el modelo, en la linea de la cubierta que descansaría sobre la fachada principal, una serie de resortes con rigidez k_z en la dirección vertical. El valor de k_z se determinó iterativamente: para $k_z = 1500\,\text{kN/m}$ se obtienen las gráficas que se muestran en las Figuras 7.20 a 7.24, y en la Tabla 7.6 se presentan los valores de frecuencias experimentales f_{exp} versus las frecuencias del modelo computacional con resortes f^{**}_{comp}.

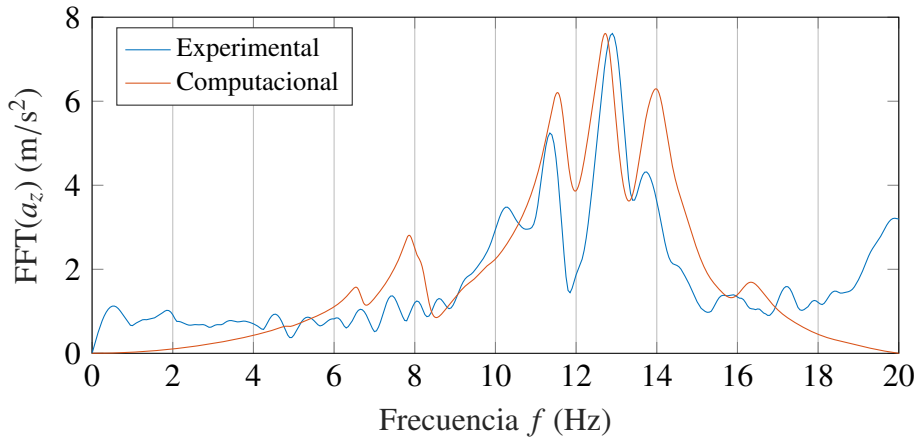


Figura 7.20: FFT para el impacto en el Valle 1. Resultados para el modelo computacional con módulo elástico ajustado y resortes en la fachada principal.

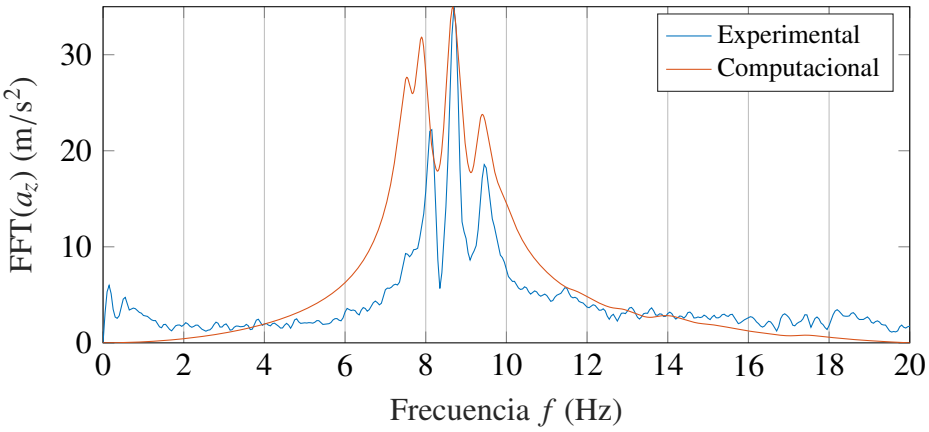


Figura 7.21: FFT para el impacto en el Valle 2. Resultados para el modelo computacional con módulo elástico ajustado y resortes en la fachada principal.

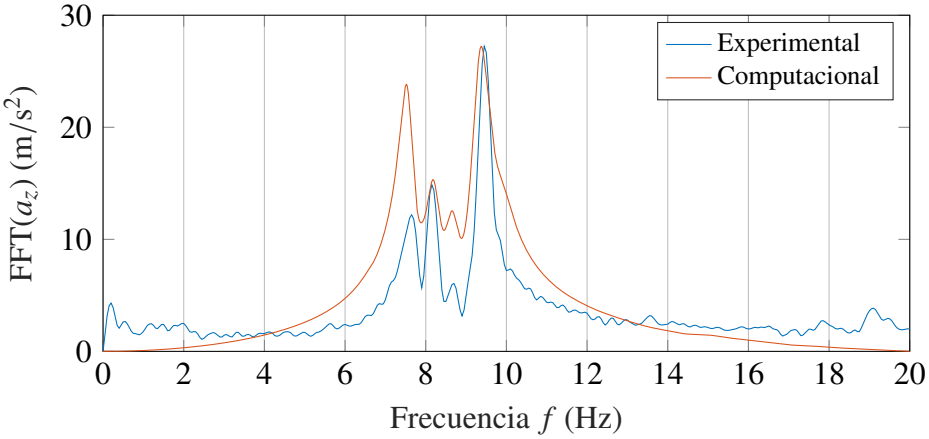


Figura 7.22: FFT para el impacto en el Valle 3. Resultados para el modelo computacional con módulo elástico ajustado y resortes en la fachada principal.

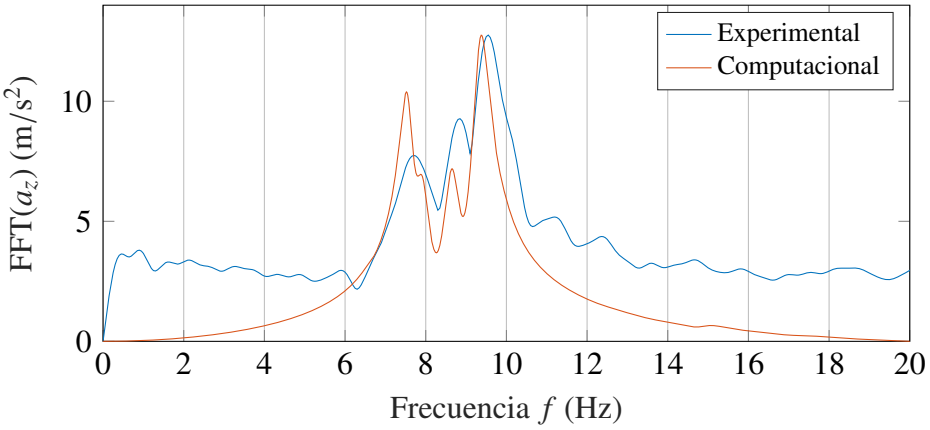


Figura 7.23: FFT para el impacto en el Valle 4. Resultados para el modelo computacional con módulo elástico ajustado y resortes en la fachada principal.

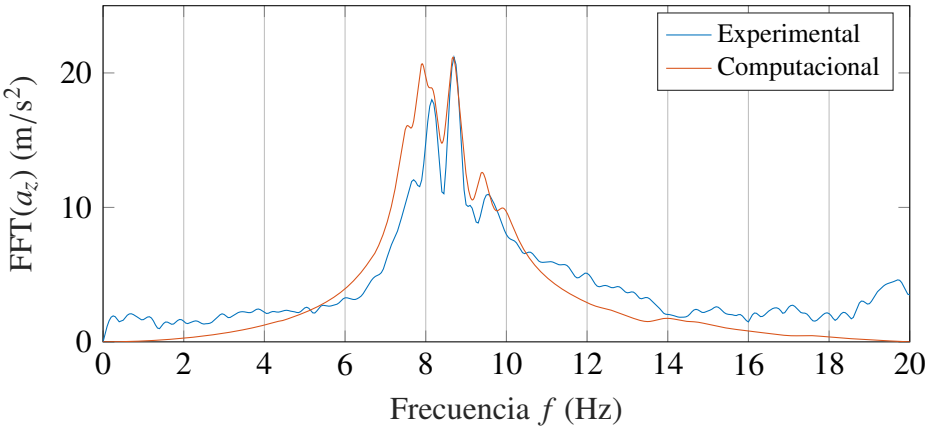


Figura 7.24: FFT para el impacto en el Valle 5. Resultados para el modelo computacional con módulo elástico ajustado y resortes en la fachada principal.

Tabla 7.6: Frecuencia correspondiente al modo de vibración principal para los resultados experimentales y del modelo ajustado con resortes junto con el porcentaje de error relativo.

	f_{exp} (Hz)	f^{**}_{comp} (Hz)	% ER
Valle 1	12.9	12.7	1.6
Valle 2	8.7	8.7	0.0
Valle 3	9.5	9.4	0.0
Valle 4	9.6	9.4	2.1
Valle 5	8.7	8.7	0.0

Para el modelo así ajustado, con módulo elástico de la cubierta $E^{*}_{C,d}$ y resortes en la fachada principal, se puede concluir que existe una muy buena aproximación

al comportamiento dinámico medido de la estructura. Para todos los valles, las gráficas de FFT obtenidas computacionalmente tienen una forma muy similar a las que se obtuvieron experimentalmente, y los valores de frecuencia excitada se aproximan mucho entre sí para ambos métodos (diferencia máxima de 2.1 % para las frecuencias principales de cada valle).

Las mayores diferencias continúan dándose en el Valle 1, cuya FFT computacional es la que menos se ajusta a su contraparte experimental. El comportamiento de la FFT para los valores de aceleración que se extraen del modelo es errático al modificar la constante k_z de los resortes. Es evidente que existe una interacción entre la cubierta y las fachadas, ya que el punto donde se da el mayor ajuste se encuentra en el Valle 3, el valle más alejado de ambas fachadas.

Podría ser interesante para futuras investigaciones intentar estimar de modo más preciso la rigidez de las fachadas, reflejarlas en el modelo computacional y observar cuál es entonces el comportamiento de la cubierta, o directamente modelar los muros de fachada así como se hizo con la cubierta y los muros laterales.

A pesar de eso, es importante recalcar que los resultados obtenidos de este modelo permiten concluir que las hipótesis consideradas acerca del comportamiento estructural de la iglesia fueron en su mayoría acertadas. Más aún, permitieron descubrir la interacción que existe entre la cubierta y las fachadas, algo no previsto en el análisis inicial y que claramente afecta el comportamiento estructural. Por lo tanto, se logra corroborar que el modelo computacional refleja válidamente el comportamiento real de la estructura.

El ajuste en el módulo elástico dinámico de los materiales se trasladó al módulo estático de los mismos. En base a resultados teóricos y de END, de acuerdo a lo expuesto en la Sección 5.4, se determinaron para la mampostería de la cubierta valores teóricos de módulo estático $E_{C,s,teo}$ y dinámico $E_{C,d,teo}$ que se muestran en la Ecuación (5.33). Se supone una relación de linealidad entre el módulo estático y el módulo dinámico:

$$\frac{E_{C,s,teo}}{E_{C,d,teo}} = \frac{6.51\,\text{GPa}}{6.95\,\text{GPa}} \Rightarrow E_{C,s} = 0.937\,E_{C,d} \tag{7.3}$$

En base a esta relación, se obtiene el módulo estático ajustado $E^*_{C,s}$ a partir del módulo dinámico ajustado $E^*_{C,d}$:

$$E^*_{C,s} = 0.937\,E^*_{C,d} = 0.937 \times 11.0 = 10.3\,\text{GPa} \tag{7.4}$$

En resumen:

$$E^*_{C,s} = 10.3\,\text{GPa} \qquad E^*_{C,d} = 11.0\,\text{GPa} \tag{7.5}$$

El modelo computacional con módulo elástico estático modificado $E^*_{C,s} = 10.3\,\text{GPa}$ y con apoyos adicionales en la fachada principal, es el que se empleará de aquí en adelante para obtener resultados del comportamiento estructural de la cubierta y realizar las verificaciones de esfuerzos correspondientes.

Capítulo 8

Análisis de resultados

En este capítulo se abordará en primer lugar un análisis teórico del comportamiento de la estructura como el que describen Dieste y Montañez (1985). Posteriormente se presentarán los resultados del modelo computacional corregido como se describe en el capítulo anterior, realizando comparaciones cualitativas y cuantitativas entre los dos métodos.

8.1. Análisis teórico

Siendo $L = 16\,\text{m}$ la luz a salvar, se considera en primer lugar una bóveda cilíndrica (curvatura en un solo sentido) con forma catenaria de flecha $f = 0.77\,\text{m}$. La expresión $y(x)$ de la catenaria, simétrica respecto al eje vertical, en función de la coordenada horizontal x es:

$$y(x) = f + R\left[1 - \cosh\left(\frac{x}{R}\right)\right] \tag{8.1}$$

siendo R el parámetro de la catenaria, que se halla imponiendo la condición $y(L/2) = 0$:

$$y(L/2) = 0 \Rightarrow 1 + \frac{f}{R} = \cosh\left(\frac{L}{2R}\right) \Rightarrow R = 41.7\,\text{m} \tag{8.2}$$

Se obtiene la pendiente de la curva en el arranque φ_0 derivando la expresión de la Ecuación (8.1) y evaluándola en $x = L/2$:

$$\varphi = \frac{dy}{dx} = -\sinh\left(\frac{x}{R}\right) \Rightarrow \varphi_0 = \varphi(L/2) = 10.9^\circ \tag{8.3}$$

El desarrollo s de la catenaria se calcula resolviendo la siguiente integral:

$$\begin{aligned} s &= 2\times\int_{x=0}^{x=8}\sqrt{1+\left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)^2}\,dx = 2\times\int_{x=0}^{x=8}\sqrt{1+\left[\sinh\left(\frac{x}{R}\right)\right]^2}\,dx = \\ &= 2R\sinh\left(\frac{x}{R}\right)\Big|_{x=0}^{x=8} = 16.10\,\text{m} \end{aligned} \tag{8.4}$$

La cubierta (de espesor 15 cm) se ve sometida a cargas permanentes (peso propio, arena, tejuelas) y sobrecargas de uso, como fue descrito en la Sección 6.4. Se tiene entonces que la carga total sobre la cubierta es:

$$q = pp + q_a + q_t + sc = 1343\times 0.15 + 56 + 34 + 40 = 330\,\text{kg/m}^2 \tag{8.5}$$

La catenaria sometida a carga uniformemente distribuida desarrolla únicamente fuerzas de directa N, que se hacen máximas en los apoyos y valen N_{φ_0}. Allí se descomponen en una reacción de componente vertical V y horizontal H:

$$\begin{aligned} V &= \frac{qs}{2} = \frac{330\times 16.10}{2} = 2656\,\text{kg/m} \\ H &= \frac{V}{\tan(\varphi_0)} = \frac{2656}{\tan(10.9°)} = 13750\,\text{kg/m} \\ N_{\varphi_0} &= \frac{V}{\sin(\varphi_0)} = \frac{V}{\sin(10.9°)} = 14005\,\text{kg/m} \end{aligned} \tag{8.6}$$

Las tensiones máximas en el arco comprimido $\sigma_{\text{máx}}$ se obtienen dividiendo N_{φ_0} entre el espesor equivalente del arco e_{eq}, que es el área por unidad de longitud de la cubierta (es decir se descuenta el área de los agujeros, ver Figura 5.8):

$$e_{eq} = \frac{305\,\text{cm}^2}{0.25\,\text{m}} = 12.2\,\text{cm}^2/\text{m} \Rightarrow \sigma_{\text{máx}} = \frac{14005\,\text{kg/m}}{12.2\,\text{cm}^2/\text{m}} = 11.5\,\text{kg/cm}^2 \tag{8.7}$$

Este resultado es acorde a lo que postula Dieste (1961): “las tensiones no llegan en promedio a los $15\,\text{kg/cm}^2$”. Estas tensiones son muy bajas en comparación con las de rotura del material, que para el ticholo gira en torno a $175\,\text{kg/cm}^2$ (Ramos de Carvalho, 2004).

La falla en la cubierta se dará no por rotura del material, sino por pandeo del arco comprimido. Para obtener la carga crítica q_{cr} de pandeo, Dieste y Montañez

(1985) proponen la siguiente fórmula:

$$q_{cr} = \chi \frac{E I_m}{(s/2)^3} \tag{8.8}$$

donde $E = 103\,000\,\mathrm{kg/cm^2}$ es el módulo elástico del material (Ecuación (7.5)), $s = 16.10\,\mathrm{m}$ es el desarrollo de la catenaria, e I_m es la inercia de la sección por unidad de longitud. En la Subsección 6.2.2 se determinó que una franja de $0.25\,\mathrm{m}$ de ancho tiene una inercia de $6561\,\mathrm{cm^4}$, por lo que:

$$I_m = \frac{6561}{0.25} = 26\,244\,\mathrm{cm^4/m} \tag{8.9}$$

Por su parte, χ es un parámetro que se obtiene de resolver la ecuación diferencial que muestra la Ecuación (8.10) (Dieste, 1985):

$$\frac{d^2y}{du^2} = -\chi y \sqrt{\gamma^2 + (1-u)^2} - \frac{\gamma^2 y}{\left[\gamma^2 + (1-u)^2\right]^2} \tag{8.10}$$

donde y es la deformada del arco pandeado, $u \in [0,2]$ es una coordenada solidaria al arco y $\gamma = 1/\tan(\varphi_0) = 5.18$. Se resuelve numéricamente la ecuación utilizando una rutina iterativa de Matlab, modificando el valor de χ hasta lograr imponer la condición $y(u=2) = 0$. De esta manera se obtiene $\chi = 1.93$, y la carga crítica resulta:

$$q_{cr} = 1.93 \times \frac{103\,000\,\mathrm{kg/cm^2} \times 26\,244\,\mathrm{cm^4/m}}{(8.05\,\mathrm{m})^3} = 1000\,\mathrm{kg/m^2} \tag{8.11}$$

El factor de seguridad CS se define como la carga crítica de pandeo q_{cr} sobre la carga q que efectivamente actúa sobre la cubierta:

$$CS = \frac{q_{cr}}{q} = \frac{1000}{330} = 3.03 \tag{8.12}$$

Para Dieste y Montañez (1985), un factor de seguridad menor a 4 resulta inadmisible dado que para cargas mayores a un cuarto de la carga crítica, las flexiones de segundo orden producen “deformaciones, y en general tensiones, incompatibles con el buen comportamiento de cualquier estructura”. Por lo tanto, es necesario incrementar la carga crítica de pandeo q_{cr}. Dada la luz y la flecha media de la cubierta (χ, s) y las propiedades de los materiales (E), esto se puede lograr dándole a la cubierta una geometría tal que aumente su inercia media I_m (esto también se logra aumentando el espesor de la cubierta, pero el incremento de inercia que se obtiene es sensiblemente menor y resulta antieconómico al precisarse mayor cantidad de

materiales).

Por lo tanto, se le da a la cubierta una curvatura en sentido longitudinal que Dieste denomina “bóveda gausa”: la cubierta ya no es cilíndrica, sino que está compuesta de una sucesión de catenarias de flecha variable, con un máximo de 147 cm y un mínimo de 7 cm (una variación $H = 140\,\text{cm}$).

La inercia media I_m del conjunto es la media geométrica de I_a (inercia en el “arranque”, es decir en los apoyos), I_r (inercia en el “riñón”, es decir en los cuartos de la luz) y I_c (inercia en la “clave”, es decir en el punto medio de la luz).

$$I_m = \sqrt[3]{Ia \times I_r \times I_c} \tag{8.13}$$

La inercia en el arranque continúa siendo $I_a = 26\,244\,\text{cm}^4/\text{m}$ como en el caso anterior. Por otro lado, Dieste y Montañez (1985) proponen que la inercia en la clave puede escribirse como $I_c = I_a + I_{xx}$, donde I_{xx} se calcula como se muestra a continuación:

$$\begin{aligned} I_{xx} &= \frac{e_{eq} H^2}{7.5} = \frac{12.2\,\text{cm} \times (140\,\text{cm})^2}{7.5} = 3\,188\,267\,\text{cm}^4/\text{m} \\ \Rightarrow I_c &= 26\,244 + 3\,188\,267 = 3\,214\,511\,\text{cm}^4/\text{m} \end{aligned} \tag{8.14}$$

Para corroborar este resultado, se dibujó en Autocad el patrón de 6 m de ancho que se repite a lo largo de la cubierta en la clave (Figura 8.1) y de allí se obtuvo una inercia $I = 3\,137\,860\,\text{cm}^4/\text{m}$, lo cual representa una diferencia de apenas 2 %.

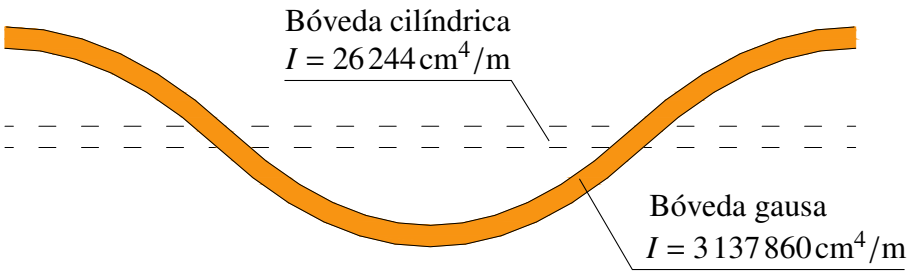


Figura 8.1: Inercia de la cubierta en la clave: bóveda cilíndrica vs. gausa.

De forma análoga se obtiene la inercia en el riñón. Los autores proponen que “la altura [del arco catenario] varía de forma prácticamente parabólica al pasar de la clave a los arranques. Siendo así, en el 1/4 de la luz tendrá una altura de onda igual a 3/4 de la clave”. Esto se comprueba fácilmente evaluando la Ecuación (8.1) en $x = 0\,\text{m}$ y $x = 4\,\text{m}$:

$$\frac{y(x = 4\,\text{m})}{y(x = 0\,\text{m})} = \frac{57.8\,\text{cm}}{77.0\,\text{cm}} = 0.75 \tag{8.15}$$

Por lo tanto, se tiene que en el 1/4 de la luz la diferencia de altura H entre crestas y valles es $H = 0.75 \times 140 = 105\,\text{cm}$, y la inercia en el riñón I_r se calcula:

$$\begin{aligned} I_{xx} &= \frac{e_{eq} H^2}{7.5} = \frac{12.2\,\text{cm} \times (105\,\text{cm})^2}{7.5} = 1\,793\,400\,\text{cm}^4/\text{m} \\ \Rightarrow I_r &= 26\,244 + 1\,793\,400 = 1\,819\,644\,\text{cm}^4/\text{m} \end{aligned} \tag{8.16}$$

Se obtiene entonces la inercia media I_m a partir de la Ecuación (8.13):

$$I_m = \sqrt[3]{Ia \times I_r \times I_c} = \sqrt[3]{26\,244 \times 1\,819\,644 \times 3\,214\,511} = 535\,440\,\text{cm}^4/\text{m} \tag{8.17}$$

Se hallan así nuevamente la carga crítica q_{cr} y el coeficiente CS:

$$\begin{aligned} q_{cr} &= 1.93 \times \frac{103\,000\,\text{kg/cm}^2 \times 535\,440\,\text{cm}^4/\text{m}}{(8.05\,\text{m})^3} = 20\,410\,\text{kg/m}^2 \\ CS &= \frac{20\,410}{330} = 61.8 \end{aligned} \tag{8.18}$$

En este caso, el coeficiente de seguridad CS es claramente satisfactorio. Según Dieste (1961), la "seguridad al pandeo es del orden de 40". La diferencia entre los valores radica seguramente en el valor de módulo elástico utilizado, que de acuerdo a Dieste y Montañez (1985) se encuentra alrededor de $70\,000\,\text{kg/cm}^2$, lo cual resulta en un valor de $CS = 42.0$. Es probable entonces que a la hora del diseño de la iglesia se haya utilizado un valor conservador de E.

De las diferentes catenarias que componen la bóveda gausa, existe la posibilidad de que las de menor altura, al deformarse por compresión, se acorten y pasen a tener un desarrollo s menor a la luz $L = 16\,\text{m}$ a salvar. Estos tramos de cubierta no trabajan entonces como arco comprimido, sino que pasan a simplemente "colgar" de las partes más altas de la bóveda. De esto se desprende la pregunta: ¿qué partes de la cubierta trabajan como arco, y cuáles son los tramos "colgados"?

La condición que debe cumplir cada una de las catenarias de la cubierta para trabajar como arco comprimido es:

$$s - \Delta s \geq 16\,\text{m} \Rightarrow \Delta s \leq s - 16\,\text{m} \tag{8.19}$$

donde el acortamiento Δs se calcula como muestra la Ecuación (8.20):

$$\Delta s = \frac{\int N\,ds}{EA} \tag{8.20}$$

La directa en un arco catenario se puede escribir como muestra la siguiente expresión (Dieste y Montañez, 1985):

$$N = -\rho q \cos\varphi \tag{8.21}$$

donde el radio de curvatura ρ se calcula de forma aproximada, suponiendo pequeñas deformaciones:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d^2y}{dx^2} \tag{8.22}$$

La coordenada s solidaria al arco se relaciona con la coordenada horizontal x de la siguiente manera:

$$ds = \frac{dx}{\cos\varphi} \tag{8.23}$$

Por lo tanto, el acortamiento Δs se obtiene como muestra la Ecuación (8.24), donde la expresión $y(x)$ de la catenaria es la que muestra la Ecuación (8.1).

$$\begin{aligned} \Delta s &= -\frac{q}{EA}\int\left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)^{-1} dx = -\frac{q}{EA}\int -\frac{R}{\cosh(x/R)}dx \\ &= \frac{2qR^2}{EA}\tan^{-1}\left[\tanh\left(\frac{x}{2R}\right)\right]\Bigg|_{x=-L/2}^{x=L/2} \end{aligned} \tag{8.24}$$

La Tabla 8.1 muestra el proceso iterativo utilizado para hallar la sección donde la cubierta deja de comportarse como arco comprimido: para cada valor de flecha f, se calcula el desarrollo s, el parámetro de la catenaria R y el acortamiento Δs, y se verifica la Ecuación (8.19). La carga aplicada vale $q = 330\,\mathrm{kg/m^2}$, el módulo elástico vale $E = 103\,000\,\mathrm{kg/cm^2}$ y el área por unidad de longitud vale $A = 12.2\,\mathrm{cm^2/m}$.

Tabla 8.1: Proceso iterativo para hallar tramos "colgados".

f (cm)	s (m)	R (m)	Δs (cm)	$s - 16\,\mathrm{m}$ (cm)	¿Verifica?
50	16.04	64.1	0.269	4.160	✓
40	16.03	80.0	0.336	2.667	✓
30	16.02	106.6	0.447	1.502	✓
20	16.01	159.8	0.671	0.668	x

Por lo tanto, se tiene que la sección cuya catenaria tiene un altura $f = 20\,\mathrm{cm}$ es una buena aproximación del plano donde la bóveda deja de trabajar como arco. De acuerdo a los planos de la iglesia, dicha sección se encuentra a aproximadamente 80 cm de cada valle (220 cm de cada cresta). Por lo tanto, el ancho del tramo que trabaja como arco es de aproximadamente 4.40 m y el ancho del tramo colgado es

1.60 m. Esto coincide con los resultados de Dieste (1961), quien afirmaba que “la distancia de cresta a cresta de la ondulación era de 6 m, y 4 m trabajaban como bóveda con un margen amplio de seguridad”.

8.2. Resultados del modelo computacional

Se presentarán a continuación los resultados obtenidos del modelo elaborado en SAP2000, para la estructura sometida al estado de carga que Dieste consideró en su diseño de la iglesia: cargas permanentes y sobrecarga de uso. Según Dieste y Montañez (1985), este estado de carga “ha probado ser perfectamente suficiente para las solicitaciones previsibles” como son las “eventuales cargas durante la construcción” o el viento. En efecto, la succión máxima de 47.6 kg/m^2 que se modeló sobre la cubierta no es suficiente para vencer sus 290 kg/m^2 de carga permanente, por lo que a efectos de hallar los esfuerzos sobre la cubierta la situación más desfavorable es la que no toma en cuenta los efectos del viento.

La Figura 8.2 muestra las fuerzas máximas de compresión que se dan en la bóveda, mientras que la Figura 8.3 muestra lo mismo en uno de los muros.

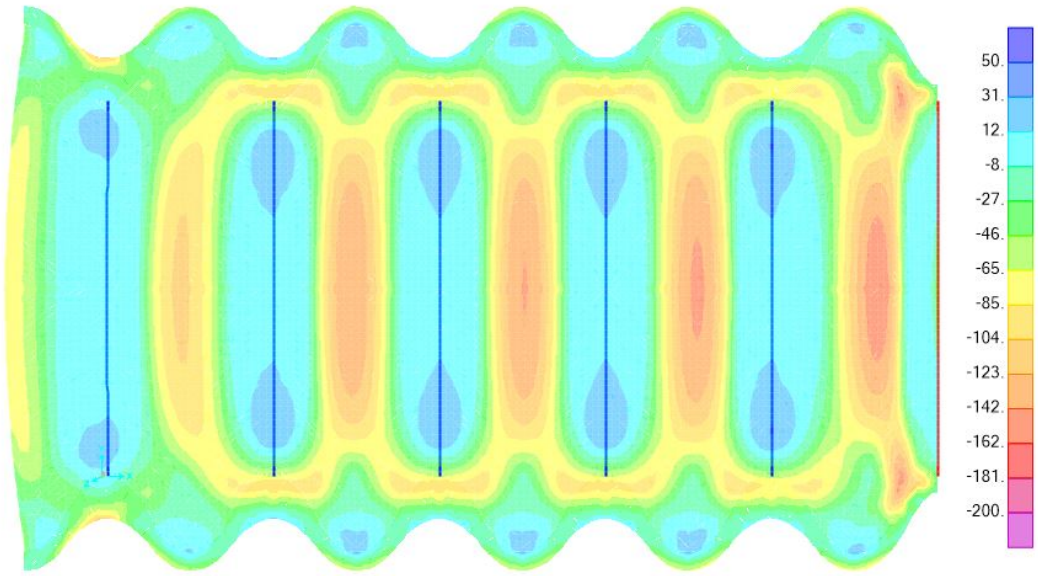


Figura 8.2: Compresiones máximas en la cubierta, bajo cargas permanentes y sobrecarga de uso (kN/m).

Primeramente se observa que es claro el comportamiento de arco comprimido que presentan las crestas de la bóveda gausa. Las mismas se ven sometidas a fuerzas de compresión cuyo máximo ronda los 150 kN/m (tal como se calculó en la Ecuación (8.6)), mientras que los momentos flectores no sobrepasan los 5 kNm/m.

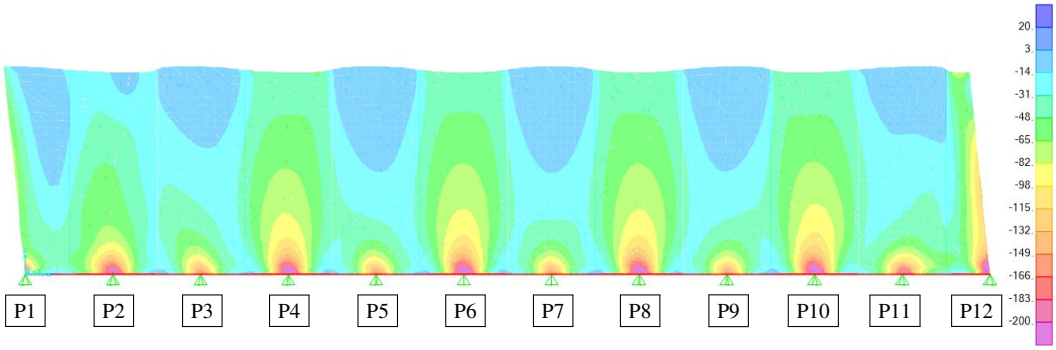


Figura 8.3: Compresiones máximas en los muros, bajo cargas permanentes y sobrecarga de uso (kN/m).

Las tensiones de compresión en la cima de cada cresta se encuentran en torno a los 11 kg/cm^2, lo cual confirma los resultados de Dieste y de la Ecuación (8.7). Por otro lado, los valles se encuentran traccionados a una tensión de aproximadamente 9 kg/cm^2. Es posible que en la práctica dichas tensiones fisuren al material cerámico, cuya resistencia a la tracción es muy pequeña frente a la de compresión; por lo tanto, serán los tensores de acero los responsables de soportar dichas tracciones. Integrando los valores de tracción en los valles y dividiendo el resultado entre el área de los tensores resulta que los mismos trabajan a tensiones que no superan los 1000 kg/cm^2 en servicio (ver la Tabla 9.2 para la verificación de los tensores en diseño).

En segundo lugar, se observa que el ancho de la franja trabajando a compresión es menor al estimado inicialmente: cada franja comprimida mide 3 m de ancho, al igual que cada uno de los valles "colgados". Al aproximarse a la viga de borde dichas franjas se "bifurcan", conduciendo las compresiones a las zonas próximas al anclaje de los tensores de acero. Es por eso que la descarga a los muros se realiza, como muestra la Figura 8.3, sobre los tramos que coinciden en planta con los valles de la cubierta. Por este motivo, los pilotes que se encuentran inmediatamente debajo de los valles reciben una carga aproximadamente 20 % por encima de la media, mientras que los que se encuentran bajo las crestas reciben una carga aproximadamente 20 % por debajo de la media. Esto se ve reflejado en la Tabla 8.2. La tensión máxima a la que se ven sometidos los pilotes (de diámetro $\Phi = 15$ cm, $A = 177\,\text{cm}^2$) es de 123 kg/cm^2.

La descarga sobre la fachada principal es de 11108 kg, que para los 16 m de muro equivale a una carga lineal de aproximadamente 700 kg/m. Esto corresponde a 2.8 % de la carga total sobre la cubierta. La interacción de la fachada se ve reflejada en la deformación de la bóveda, que se muestra en la Figura 8.4: el descenso

Tabla 8.2: Reacción de los pilotes, bajo cargas permanentes y sobrecarga de uso.

Pilote	Q (kg)	Δ (%)	Pilote	Q (kg)	Δ (%)
P1	5479	–	P7	14541	-20
P2	19969	+10	P8	21305	+17
P3	14835	-18	P9	14505	-20
P4	20932	+15	P10	21756	+20
P5	14577	-20	P11	17972	-1.1
P6	21371	+18	P12	8305	–
Carga Q media (pilotes 2 a 11): 18176 kg					

del Valle 1 es mínimo, mientras que en la parte posterior de la cubierta se dan los desplazamientos máximos que alcanzan los 15 mm. Es probable que estos descensos no se den en la práctica, debido a la presencia de la fachada posterior. Se reitera la posibilidad de en el futuro ver reflejadas las fachadas en el modelo para observar su comportamiento y su interacción con la nave principal.

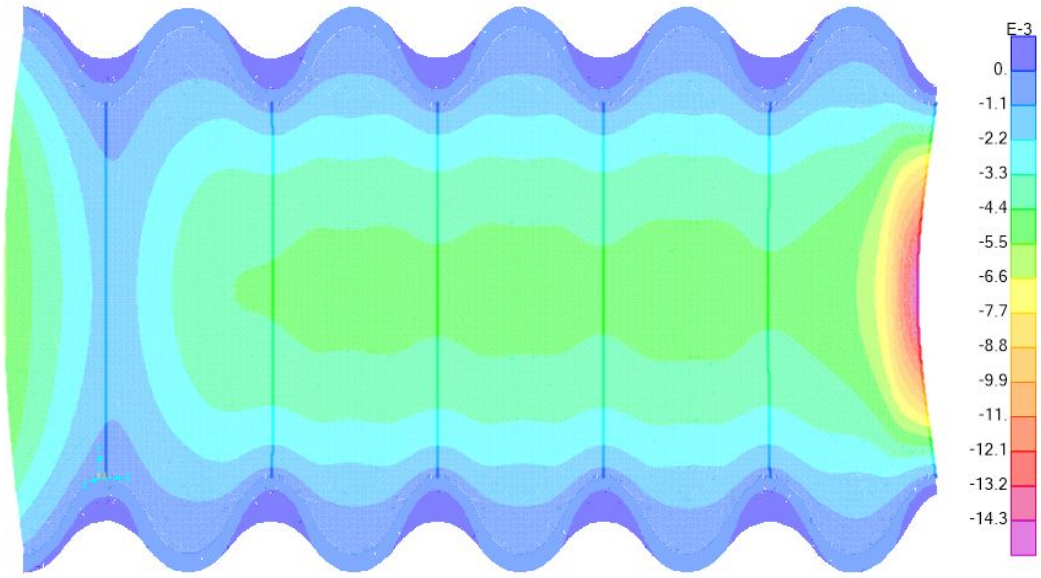


Figura 8.4: Desplazamiento de la cubierta en dirección vertical z bajo cargas permanentes y sobrecarga de uso (m).

Como era de esperarse, los esfuerzos en los muros son de compresión prácticamente pura, con los momentos flectores no alcanzando 1 kNm/m. Las directas de compresión, que varían entre 30 y 200 kN/m, viajan verticalmente y se concentran en los puntos de apoyo en la parte inferior. Perpendicularmente aparecen tracciones horizontales de alrededor de 2 kN/m, que deberán ser resistidos por el armado dispuesto en las hiladas de los muros.

Capítulo 9

Verificación de la estructura

Una vez obtenido el modelo computacional de la iglesia, validado y ajustado mediante el análisis dinámico, se procede a obtener resultados de esfuerzos y tensiones que permitan verificar el comportamiento de la estructura en Estado Límite Último (ELU).

En este capítulo se realizará la verificación en ELU siguiendo los procedimientos definidos en el Eurocódigo 6 (UNE-EN 1996-1-1, 2005). De aquí en adelante se hará referencia a los capítulos y las secciones de dicha norma.

9.1. Bases de diseño

De acuerdo a la Sección 2 se emplearon los siguientes coeficientes de seguridad para las acciones establecidos en UNE-EN 1990 (2003):

- Acciones permanentes desfavorables: γ_G=1.35.
- Acciones permanentes favorables: γ_G=0.9.
- Acciones variables desfavorables: γ_Q=1.5.
- Acciones variables favorables: γ_Q=0.

9.2. Clasificación de los mampuestos

Se clasificaron los mampuestos que componen los muros y la cubierta de la iglesia de acuerdo a lo estipulado en la Sección 3.1., donde se hace referencia a la norma UNE-EN 771-1 (2005).

Los mampuestos se clasifican en Categoría I o II. En el caso de la iglesia todos

los mampuestos entran en la Categoría II ya que no se conoce el valor de la resistencia a compresión con una probabilidad de ser alcanzada de al menos el 95 %.

9.3. Verificación de los muros laterales

Los muros laterales, conformados por dos muros de mampostería y un relleno de mortero en el centro, podrían ser estudiados como muro de doble pared o muro doble relleno, clasificaciones detalladas en el Apartado 1.5.10 del Eurocódigo 6.

Para ambos casos el Artículo 5.1.1.3 indica que el espesor efectivo empleado para estudiar el muro deberá ser tomado igual al espesor real de la pared, en este caso $t_{ef} = t = 30\,\text{cm}$.

Para la verificación de los muros no se tuvo en cuenta la contribución del acero de modo que se siguió la verificación para muros de mampostería tradicional sometidos a fuerza axial. Tal verificación se encuentra en la Sección 6.1.2.1.

El muro deberá cumplir:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \tag{9.1}$$

El valor de diseño de resistencia de la cubierta responde a la expresión:

$$N_{Rd} = \Phi\, t\, f_d \tag{9.2}$$

donde Φ es el factor de reducción de la capacidad resistente de la mampostería, t es el espesor de la misma y $f_d = f_k/\gamma_M$ es la resistencia a la compresión de la mampostería, siendo γ_M el factor de seguridad del material. El coeficiente de seguridad γ_M depende del grado de control bajo el cual se llevó a cabo la ejecución de la obra y es, en principio, una incógnita. Para los muros laterales $f_k = 8.59\,\text{MPa}$, tal como se determinó en el Capítulo 5.

El factor de reducción de capacidad Φ en la base y en la cima del muro se define en la sección 6.1.2.2. de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\Phi = 1 - 2\frac{e_i}{t} \tag{9.3}$$

siendo t el espesor de la pared y e_i la excentricidad en la base o cima del muro, determinada de acuerdo a la Ecuación 9.4:

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0.05\,t \tag{9.4}$$

M_{id} y N_{id} son los valores de diseño del momento flector y de la carga verti-

cal en la cumbre o en la base de muro, e_{he} es la excentricidad en la cima o base del muro debida a cargas horizontales y e_{init} es la excentricidad inicial asociada a imperfecciones constructivas, sumada con el signo que maximice el módulo de e_i.

Para las imperfecciones constructivas la excentricidad inicial es:

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{700\,\text{cm}}{450} = 1.6\,\text{cm} \tag{9.5}$$

Respecto a la excentricidad asociada a las cargas horizontales que actúan sobre los muros, entendemos que e_{he} se encuentra comprendida en los valores de momento en el muro obtenidos del modelo computacional, ya que la única carga horizontal actuante es el viento y fue oportunamente ingresada en el modelo. Entonces la suma $M_{id}/N_{id} + e_{he}$ puede determinarse directamente como el cociente entre el momento y la directa obtenidos del modelo. En todos los elementos del muro se aprecia que el valor de momento es muy bajo: el máximo es de 1.2 kNm/m. El muro trabaja predominantemente a compresión sin flexiones (el valor promedio del cociente M_{id}/N_{id} es de 1.3 mm) por lo cual consideraremos como despreciable el aporte de este término a la excentricidad total.

En resumen, la excentricidad total y el factor de reducción de capacidad son:

$$e_i = 1.6\,\text{cm} \geq 1.5\,\text{cm} \Rightarrow \Phi = 1 - 2\frac{1.6\,\text{cm}}{30\,\text{cm}} = 0.89 \tag{9.6}$$

Se determina entonces la capacidad resistente del muro:

$$\Rightarrow N_{Rd} = \Phi\, t\, f_d = 0.89 \times 0.30\,\text{m} \times \frac{8.59\,\text{MPa}}{\gamma_M} = \frac{2294}{\gamma_M}\,\frac{\text{kN}}{\text{m}} \tag{9.7}$$

Luego:

$$N_{Rd} = \frac{2294}{\gamma_M}\,\frac{\text{kN}}{\text{m}} \geq N_{Ed} \tag{9.8}$$

El valor máximo de directa en el muro en la combinación de diseño se da en la base del mismo y es de valor $N_{Ed} = -610\,\text{kN/m}$, para el cual es necesario un valor de $\gamma_M \leq 3.8$ para que el muro cumpla con la verificación en ELU.

Por otro lado, se deberá verificar una sección en la altura media del muro. En este caso el factor de reducción Φ se determinará a partir de la Ecuación 9.3, pero empleando e_{mk} en lugar de e_i.

$$e_{mk} = e_m + e_k = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} + e_k \geq 0.05\,t \tag{9.9}$$

donde e_k es la excentricidad asociada a fenómenos de fluencia de los materiales y

las demás variables son análogas a lo descrito para la Ecuación 9.4.

La excentricidad por efectos de fluencia responde a la ecuación:

$$e_k = 0.002\,\phi_\infty \frac{h_e f}{t_e f}\sqrt{t\,e_m} = 0.002 \times 1 \times \frac{700\,\text{cm}}{30\,\text{cm}}\sqrt{30\,\text{cm} \times 1.6\,\text{cm}} = 0.3\,\text{cm} \quad (9.10)$$

Luego:

$$e_{mk} = 1.6 + 0.3 = 1.9\,\text{cm} \geq 1.5\,\text{cm} \Rightarrow \Phi = 1 - 2\frac{1.9\,\text{cm}}{30\,\text{cm}} = 0.87 \quad (9.11)$$

A continuación se determina la capacidad resistente del muro para una sección media:

$$\Rightarrow N_{Rd} = \Phi\, t\, f_d = 0.87 \times 0.30\,\text{m} \times \frac{8.59\,\text{MPa}}{\gamma_M} = \frac{2242}{\gamma_M}\frac{\text{kN}}{\text{m}} \geq N_{Ed} \quad (9.12)$$

Para los elementos del muro ubicados en el tercio central de la altura la máxima directa de diseño toma el valor $N_{Ed} = -210\,\text{kN}$. Para este valor se obtiene $\gamma_M \leq 10.7$.

En el Apartado 2.4.3 de la norma figuran los valores sugeridos para el coeficiente de seguridad γ_M. Para mampuestos de Categoría II este coeficiente toma valores entre 2 y 3. Cualquiera de esos valores cumple con las inecuaciones halladas anteriormente, por lo que los muros laterales verifican con los requisitos normativos para su comportamiento en ELU sin importar la clase de control bajo la cual se haya ejecutado la obra.

9.4. Verificación de la cubierta

9.4.1. Verificación de esfuerzos admisibles

Para la verificación de esfuerzos admisibles en la cubierta se deberá tener en cuenta que, dada la relación existente entre el módulo elástico de la mampostería y su resistencia a la compresión, el ajuste del módulo de la mampostería de la cubierta antes realizado implica también un ajuste de la resistencia de dicho material.

La relación entre ambos parámetros es la dada por la Ecuación 5.7. Se empleará el módulo elástico estático corregido $E^*_{C,s} = 10.3\,\text{GPa}$. A partir dicha ecuación se obtiene se obtiene:

$$f^*_k = \frac{1+\phi_\infty}{K_e} E^*_{C,s} = \frac{1+1}{1000} 10.3\,\text{GPa} \Rightarrow \boxed{f^*_k = 20.6\,\text{MPa}} \quad (9.13)$$

En el Eurocódigo 6 no está previsto un procedimiento de verificación específico

para elementos estructurales de las características de la cubierta. El procedimiento de verificación propuesto en la norma para mampostería sometida principalmente a compresión axial, aplicado anteriormente para los muros laterales, consiste en determinar una excentricidad equivalente, que comprende no únicamente la excentricidad de la directa actuante en el muro sino también las imperfecciones constructivas y los efectos de fluencia, y luego para dicha excentricidad determinar un área cobaricéntrica. La tensión que se obtiene de dividir la directa de diseño entre esta área equivalente deberá ser inferior a la tensión admisible del material, dividida por cierto coeficiente de seguridad γ_M.

Para verificar la mampostería de la cubierta se podría seguir un procedimiento análogo, determinando una excentricidad equivalente para la cubierta. Se entiende que las ecuaciones propuestas en el Eurocódigo para determinar estas excentricidades no son aplicables a la cubierta por estar pensadas para muros verticales y no para bóvedas. Como un primer acercamiento se plantea la verificación empleando para el cálculo la excentricidad $e_i = M_{id}/N_{id}$.

- En las crestas de la cubierta: los valores de las solicitaciones en diseño son $N_{id} = -219\,\text{kN/m}$ y $M_{id} = 4\,\text{kNm/m}$. Para estos valores se obtiene:

$$e_i = 1.8\,\text{cm} \Rightarrow \Phi = 1 - 2\frac{1.8\,\text{cm}}{15\,\text{cm}} = 0.76 \Rightarrow N_{Rd} = \frac{2348}{\gamma_M}\frac{\text{kN}}{\text{m}} \geq N_{Ed} \qquad (9.14)$$

  Para $N_{ed} = 219\,\text{kN/m}$ se obtiene $\gamma_M \leq 10.7$.
- En la zona de descarga cercana al muro: los valores de las solicitaciones en diseño son $N_{id} = -254\,\text{kN/m}$ y $M_{id} = 9\,\text{kNm/m}$. Para estos valores se obtiene:

$$e_i = 3.5\,\text{cm} \Rightarrow \Phi = 1 - 2\frac{3.5\,\text{cm}}{15\,\text{cm}} = 0.53 \Rightarrow N_{Rd} = \frac{1648}{\gamma_M}\frac{\text{kN}}{\text{m}} \geq N_{Ed} \qquad (9.15)$$

  Para $N_{ed} = 254\,\text{kN/m}$ se obtiene $\gamma_M \leq 6.5$.

Se debe tener presente que los cálculos anteriores no son suficientes para asegurar la verificación de la estructura en ELU, ya que falta contemplar aspectos como las imperfecciones geométricas.

Analizar los esfuerzos y evaluar la capacidad resistente de bóvedas de mampostería nunca ha sido una tarea simple. Tradicionalmente, e incluso hasta la fecha, es una opinión ampliamente aceptada que el análisis de estado límite ha probado ser el método más efectivo para una evaluación rápida y confiable de la capacidad de carga de una bóveda de mampostería (Tralli et al., 2014). En el trabajo citado

se revisan algunos métodos utilizados para el análisis de este tipo de bóvedas empleando el MEF y se mencionan ejemplos y algunos programas computacionales disponibles en el mercado.

9.4.2. Análisis de inestabilidad

Para estudiar la inestabilidad de la cubierta se empleó en SAP2000 un análisis de tipo *buckling*. Este tipo de análisis permite obtener un factor de pandeo, que es calculado respecto a un conjunto de cargas aplicadas. Para las cargas elegidas, el factor de carga es un indicador de cuantas veces puede ser aumentada esta carga antes de que la estructura se inestabilice. Si este factor es menor que uno significa que las cargas aplicadas exceden el valor crítico que puede soportar el sistema.

Fueron aplicados al modelo de la iglesia diversos análisis de este tipo, considerando diferentes combinaciones de cargas. Los factores de carga obtenidos se encuentran en la Tabla 9.1, donde PP corresponde al peso propio, CM a la carga muerta (tejuelas superiores y relleno de arena), SCU a la sobrecarga de uso y W al viento incidiendo en la dirección que se indique. Se observa que para todos los casos se obtiene un factor de carga muy superior a 1, por lo que se entiende que la estructura se encuentra lejos de fallar por inestabilidad.

Tabla 9.1: Factores de carga para análisis de inestabilidad

	Factor de carga
PP+CM	45.4
PP+CM+SCU	40.1
PP+CM+SCU+Wper	46.4
PP+CM+SCU+Wpar	54.9
PP+CM+Wper	43.9
PP+CM+Wpar	51.3

Este análisis constituye un primer acercamiento al problema, sin embargo, la carga de pandeo de bóvedas construidas con un material elástico y homogéneo disminuye al aumentar la amplitud de las imperfecciones iniciales. Este descenso de la capacidad resistente se debe a la imperfección en si misma y a la excentricidad de la fuerza de compresión causada por esta imperfección. En un estudio completo de la cubierta de la iglesia se debería llevar a cabo un análisis similar al desarrollado por Tomás y Tovar (2012) para bóvedas de hormigón armado o por Mohammadi et al. (2012) para bóvedas reticuladas, en el cual se estudie la inestabilidad de la cubierta teniendo en cuenta posibles imperfecciones geométricas.

9.4.3. Verificación de los tensores

Para los tensores de la cubierta se verificará que la tensión máxima en los mismos no supere la tensión admisible del acero que los conforma. Para realizar esta verificación se entiende que cada uno de los tensores llevará no solo la directa actuante en el elemento lineal que lo representa en el modelo computacional, sino también la resultante de toda la zona traccionada del valle correspondiente, ya que se toma como hipótesis que la mampostería se fisurará y transmitirá dichos esfuerzos directamente a los tensores o a las crestas adyacentes, que a su vez los trasladarán a las vigas laterales y luego a los tensores.

En la Tabla 9.2 se encuentran los valores de estas solicitaciones en ELU tomadas del modelo, y la verificación de la tensión en el acero para cada uno de los valles. N_d^{tens} es la directa que experimenta el elemento lineal que modela el tensor, mientras que N_d^{cub} es la integral de los esfuerzos de directa en la zona traccionada del valle alrededor de cada tensor. La fuerza total es $N_d^{tot} = N_d^{tens} + N_d^{cub}$. A_s es el área correspondiente al armado de cada tensor, el cual experimenta una tensión $\sigma_d = N_d^{tot}/A_s$. La tensión de fluencia del acero que conforma los tensores tiene un valor de $f_{yk} = 240\,\text{MPa}$ (Ramos de Carvalho, 2004), y $\gamma = f_{yk}/\sigma_d$ es el coeficiente de seguridad. Se verifica que todos los tensores tienen un coeficiente de seguridad superior a 1.

Tabla 9.2: Verificación de la tensión en el acero de los tensores.

	N_d^{tens} (kN)	N_d^{cub} (kN)	N_d^{tot} (kN)	Armado	A_s (cm^2)	σ_d (MPa)	γ
Valle 1	41	159	200	2ϕ38+2ϕ32	38.8	51.6	4.7
Valle 2	79	321	400	4ϕ32	32.2	124.3	1.9
Valle 3	83	332	415	2ϕ38+2ϕ32	38.8	107.0	2.2
Valle 4	82	328	410	4ϕ32	32.2	127.4	1.9
Valle 5	97	384	481	4ϕ38	45.4	106.0	2.3
Valle 6	44	107	151	1ϕ25+1ϕ28	11.1	136.5	1.8

Capítulo 10

Conclusiones

Podemos afirmar que se cumplieron los objetivos planteados para esta investigación. La estructura de la Iglesia Cristo Obrero fue modelada exitosamente en un software de elementos finitos, y los ajustes realizados sobre el modelo permitieron visualizar el comportamiento estructural del edificio y compararlo con los resultados teóricos de Dieste y los valores experimentales del análisis dinámico.

Logramos obtener los valores de aceleración que la cubierta de la iglesia experimenta al ser sometida a un impacto, lo que nos permitió hallar las frecuencias de los modos de excitación de la estructura y contrastarlas con las que se obtuvieron del modelo.

El resultados permitieron validar el desempeño del modelo computacional, por lo que concluimos que las hipótesis de comportamiento estructural utilizadas para la elaboración del modelo fueron acertadas. Se logró ver que existe cierta interacción entre la nave central y las fachadas de la iglesia, si bien la misma no fue tenida en cuenta para el diseño de la estructura. En futuras investigaciones puede profundizarse en este punto modelando las fachadas con el resto de la estructura. Asimismo se puede realizar un análisis estructural de este tipo para el baptisterio subterráneo o la torre campanario.

Hallamos iterativamente un valor de módulo elástico para la cubierta que logró un muy buen ajuste tanto cualitativo como cuantitativo de las gráficas de distribución de la frecuencia. Dicho valor del módulo elástico fue 58 % mayor al calculado primeramente en base a los resultados de ensayos no destructivos; éste último constituye en nuestra opinión una satisfactoria aproximación conservadora al módulo elástico del material. La diferencia mencionada puede deberse no solamente a una componente de error en el cálculo del módulo elástico de los materiales, sino también a las hipótesis realizadas sobre la geometría, espesor y condiciones de apoyo

de la cubierta o la densidad de los materiales que la componen; todos estos puntos fueron estimados pudiendo influir en los resultados del análisis dinámico.

Con el modelo ajustado logramos observar que el comportamiento de la iglesia es casi idéntico al que Dieste describe en su obra. Las similitudes halladas son tanto cualitativas como cuantitativas: el efecto de arco en las crestas de la bóveda de doble curvatura es fácilmente apreciable, así como las tracciones que existen en los valles, y los valores de fuerzas y tensiones a los que se ve sometida la cubierta se encuentran en el rango establecido por Dieste.

Entre las discrepancias, encontramos que el ancho de las franjas comprimidas (3 m) es menor al que Dieste consideró en su diseño (4 m). Además, el arco comprimido no apoya en el centro del vano entre tensores de la viga de borde, sino que el camino de las tensiones se bifurca y se aproxima a la zona de anclaje de los tensores de acero.

Realizamos una verificación para la estructura basada en el método del Estado Límite Último siguiendo las recomendaciones del Eurocódigo 6. Esta tarea fue compleja dado que la geometría de la iglesia dista mucho de ser como la de los edificios de mampostería tradicionales. A grandes rasgos se concluyó que todos los elementos considerados verifican de acuerdo a la normativa, pero en el caso de la bóveda se podría ahondar en la verificación estructural considerando más precisamente las consecuencias de las imperfecciones constructivas, o realizando un análisis no lineal del comportamiento de los materiales para hallar la falla en estado límite. Planteamos esto como consigna para futuras investigaciones.

En suma, podemos concluir que Eladio Dieste era un gran ingeniero, matemático e inventor. Su desarrollo teórico es difícil de abordar pero logra predecir con precisión el comportamiento de bóvedas finas de mampostería reforzada, como se vio en el transcurso de esta investigación. Dieste logró un sistema estructural en el que un material no tradicional —como la mampostería— está optimizado al máximo como consecuencia de una geometría compleja. Esperamos que este trabajo sirva como inspiración para nuevas investigaciones sobre la obra de Dieste y su aporte a la ingeniería civil, y más aún sobre la mampostería como material estructural, cuyo potencial Dieste quiso siempre recalcar en su trabajo.

Referencias bibliográficas

Amrhein, J. E. y Porter, M. L. (2009). *Reinforced Masonry Engineering Handbook: Clay and Concrete Masonry*. Masonry Institute of America and International Code Council, Washington DC, EE. UU.

Anderson, D. y Brzev, S. (2009). *Seismic Design Guide for Masonry Buildings*. Canadian Concrete Masonry Producers Association, Toronto, Canadá.

Anderson, S. (2004). *Eladio Dieste: Innovation in Structural Art*. Princeton Architectural Press, New York, EE. UU.

Autodesk (2015). Getting Started with Autodesk Flow Design. https://knowledge.autodesk.com/support/flow-design/learn-explore/caas/CloudHelp/cloudhelp/ENU/FlowDesign/files/GUID-71F807F0-F3E7-4DFA-99B7-356DD8708AC8-htm.html. [Online; visitado el 4-Mayo-2019].

Bonta, J. P. (1963). *Eladio Dieste*. Universidad de Buenos Aires, Instituto de Arte Americano e Investigaciones Estéticas, Buenos Aires, Argentina.

Caro, R., Toledo, M. W. E., y Nallim, L. G. (2014). Evaluación sismorresistente, proyecto y ejecución del edificio "Palacio Zorrilla" en la ciudad de Salta (Argentina). *XXXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural - Montevideo, Uruguay*.

Comisión del Patrimonio Cultural de la Nación (2017). Plan de Conservación y Manejo de la Iglesia de la Parroquia de Cristo Obrero. http://www.getty.edu/foundation/pdfs/kim/comision_del_patrimonio_cultural_de_la_nacion_management_plan.pdf. [Online; visitado el 7-Abril-2019].

Costruire (1962). La chiesa di Atlántida in Uruguay. 12:39–46.

CSI (2016). *CSI Analysis Reference Manual*. Computers & Structures, Inc., Berkeley, California, EE.UU.

Dieste, E. (1961). Iglesia en Montevideo, templo parroquial de Atlántida. *Informes de la Construcción*, 13(127):148–160.

Dieste, E. (1982). La cerámica armada. *Formas para la Construcción*, 1.2.2. Cerámicos(5):57–109.

Dieste, E. (1985). *Pandeo de láminas de doble curvatura*. Ediciones Banda Oriental, Montevideo, Uruguay.

Dieste, E., Barthel, R., y Institut für Entwerfen und Bautechnik (München) (2001). *Eladio Dieste: Form und Konstruktion*. Verlag Das Beispiel, Düsseldorf, Alemania.

Dieste, E., Daguerre, M., Chiorino, M., y Silvestri, G. (2003). *Eladio Dieste: 1917-2000*. Electa, Milán, Italia.

Dieste, E., Facultad de Arquitectura, Universidad de los Andes (Bogotá, Colombia), y School of Architecture, University of Miami (1987). *Eladio Dieste: la estructura cerámica*. Colección SomoSur. Diseño y edición, Escala.

Dieste, E. y Montañez, E. R. (1985). *Bóvedas arco de directriz catenaria en cerámica armada*. Oficina Regional de Ciencia y Tecnología de la UNESCO para América Latina y el Caribe, Montevideo, Uruguay.

Dieste Ex Machina (2019). `http://www.diesteexmachina.com/acerca-del-proyecto/`. [Online; visitado el 7-Abril-2019].

Domenech, L. D., Spalvier, A., Moltini, G., Aulet, A. B., y Cetrangolo, G. P. (2018). Non-destructive evaluation of a Dieste's historical reinforced brick masonry church. *International Journal of Heritage Architecture*, 2(1):115–127.

EHE (2008). Instrucción de Hormigón Estructural. Norma, Ministerio de Fomento, Gobierno de España, Madrid, España.

Erdèlyi, L. (2004). Eladio Dieste: El Señor de los ladrillos. *Suplemento Cultural: Ciencias, Artes y Letras del Diario El País*, 1(769).

Farshchi, D. M. (2008). *A theoretical investigation on the seismic retrofitting of historical masonry buildings using FRP post-tensioned systems*. Tesis de doctorado, University of Tehran, Tehran, Iran.

Francis, A. J., Horman, C. B., y Jerrems, L. E. (1971). The effect of joint thickness and other factors on the compressive strength of brickwork. *Proceedings of 2nd International Brick Masonry Conference, Reino Unido*.

Garcia Fritz, J. y Garcia Lammers, F. (2016). The Industrial Revolution & Masonry Vaulting: The Decline of the Guastavino Company & The Rise of Eladio Dieste. *Construction History Society of America 5th Biennial Meeting, University of Texas*.

Guindal, A. J. M. y Adell, J. M. (2005). Eladio Dieste y la cerámica armada en Uruguay. *Informes de la Construcción*, 56(496):13–23.

Jimenez Torrecillas, A. y de Porres Ramírez Pérez, M. (2001). *Eladio Dieste : 1943-1996*. Junta de Andalucía, Consejería de Obras Públicas y Transportes, Sevilla, España.

Kokusai Kentiku (1961). Church at Atlántida, Uruguay. 28:88–89.

L'Architecture d'Aujourd'hui (1961). Église paroissiale d'Atlántida, Montevideo, Uruguay. 32(96):88–89.

Martínez, J. F., Hermanns, L., Lerma, A. F. D., y Álvarez, E. A. (2016). Jumping Load Models Applied on a Gymnasium Floor. *Engineering Structures*, 125(1):26–38.

Mohammadi, M., Abedi, K., y Taghizadieh, N. (2012). Stability analysis of single layer barrel vault sapec structures. *International Journal of Space Structures*, 27(4):203–218.

Narayan, R. (1971). Dynamic Poisson's ratio of portland cement paste, mortar and concrete. *Cement and Concrete Research*, 1(5):559–583.

Narayanan, S. P. y Sirajuddin, M. (2013). Properties of Brick Masonry for FE modeling. *American Journal of Engineering Research (AJER)*, pages 6–11.

Nichols, J. M. y Totoev, Y. Z. (1997). Experimental determination of the dynamic Modulus of Elasticity of masonry units. *Proceedings of 11th International Brick/Block Masonry Conference, China*.

Oñate, E., Periaux, J., y Samuelsson, A. (1991). *The Finite Element Method in the 1990's*. Springer Verlag Berlin Heidelberg, Berlín, Alemania.

Orchard, D. F., Walker, J. A., y Stewart, D. T. (1966). A study of the relationship between the static and dynamic modulus of elasticity and other properties of certain materials. *Proceedings of 3rd Australian Road Research Board (ARRB) Conference, Australia*.

Pedreschi, R. y Dieste, E. (2000). *The Engineer's Contribution to Contemporary Architecture: Eladio Dieste*. Thomas Telford, Londres, Reino Unido.

Páez, P. M. (2014). *Acción del viento sobre edificios de hormigón armado: estudio comparativo entre los principales códigos a nivel mundial, la norma uruguaya y otras de alcance regional*. Tesis de maestría, Universidad de la República, Montevideo, Uruguay.

Prandoni, P. y Vetterli, M. (2008). *Signal Processing for Communications*. CRC Press, Florida, EE.UU.

Quinteros, R. D., Oller, S., y Nallim, L. G. (2012). Nonlinear homogenization techniques to solve masonry structures problems. *Composite Structures*, 94(2):724–730.

Ramos de Carvalho, M. C. (2004). *Caracterização da tecnologia construtiva de Eladio Dieste: contribuições para a inovação do projeto arquitetônico e da construção em alvenaria estrutural*. Tesis de doctorado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil.

Revista de la Facultad de Arquitectura (1961). Estructuras de cerámica armada. 3:15–25.

Sabalsagaray, S., Romay, C., Aulet, A. B., y Mussio, G. (2017). La iglesia de Cristo Obrero de Eladio Dieste. Caracterización y evaluación de los morteros y cerámicos empleados. *5to Congreso Iberoamericano y XIII Jornadas Técnicas de Restauración y Conservación del Patrimonio, La Plata, Argentina*.

Schultz, O. y Månsson, M. (1994). *Bärande murverk i modern arkitektur*. Arkitekternas forum för forskning och utveckling (ARKUS), Estocolmo, Suecia.

Sim, J., Blakeborough, A., Williams, M. S., y Parkhouse, G. (2008). Statistical Model of Crowd Jumping Loads. *Journal of Structural Engineering*, 134(12).

Suprenant, B. A. y Schuller, M. P. (1994). *Nondestructive Evaluation and Testing of Masonry Structures*. Aberdeen Group, Massachusetts, EE. UU.

The Architectural Review (1961). Church at Atlántida, Uruguay. 775:173–175.

The Getty Foundation (2019). Keeping It Modern Architectural Conservation Grants. http://www.getty.edu/foundation/initiatives/current/keeping_it_modern/. [Online; visitado el 6-Abril-2019].

Timoshenko, S. y Goodier, J. N. (1951). *Theory of Elasticity*. McGraw-Hill, New York, EE. UU.

Timoshenko, S. y Woinowsky-Krieger, S. (1987). *Theory of Plates and Shells*. McGraw-Hill, New York, EE. UU.

Tomás, A. y Tovar, J. P. (2012). The influence of initial geometric imperfections on the buckling load of single and double curvature concrete shells. *Computers and Structures*, 96:34–45.

Torrens, M. L. (1962). Una obra maestra de la arquitectura moderna en el Uruguay. *El País*.

Totoev, Y. Z. y Nichols, J. M. (1997). A comparative experimental study of the Modulus of Elasticity of bricks and masonry. *Proceedings of 11th International Brick/Block Masonry Conference, China*.

Tralli, A., Alessandri, C., y Milani, G. (2014). Computational methods for masonry vaults: A review of recent results. *The Open Civil Engineering Journal*, 8:272–287.

UNE-EN 1990 (2003). Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras. Norma, Comité Europeo de Normalización, Bruselas, Bélgica.

UNE-EN 1991-1-1 (2003). Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-1: Acciones generales. Pesos específicos, pesos propios, y sobrecargas de uso en edificios. Norma, Comité Europeo de Normalización, Bruselas, Bélgica.

UNE-EN 1991-1-4 (2007). Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-4: Acciones generales. Acciones de viento. Norma, Comité Europeo de Normalización, Bruselas, Bélgica.

UNE-EN 1996-1-1 (2005). Eurocódigo 6: Proyecto de estructuras de fábrica. Parte 1-1: Reglas generales para estructuras de fábrica armada y sin armar. Norma, Comité Europeo de Normalización, Bruselas, Bélgica.

UNE-EN 771-1 (2005). Especificaciones de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Piezas de arcilla cocida. Norma, Comité Europeo de Normalización, Bruselas, Bélgica.

UNIT 50:84 (1994). Acción del viento sobre construcciones. Norma, Instituto Uruguayo de Normas Técnicas, Montevideo, Uruguay.

Webb, M., Schwartzman, A., y Warren, S. B. (2000). *It's a Great Wall!* Watson-Guptill, New York, EE.UU.

Wright, G. R. H. (2009). *Ancient Building Technology. Volume 3: Construction.* Brill, Leiden, Países Bajos.

APÉNDICES

Apéndice 1

Análisis dinámico: ensayos de impacto sobre la cubierta

Pulsos generados por el salto

- Valle 1

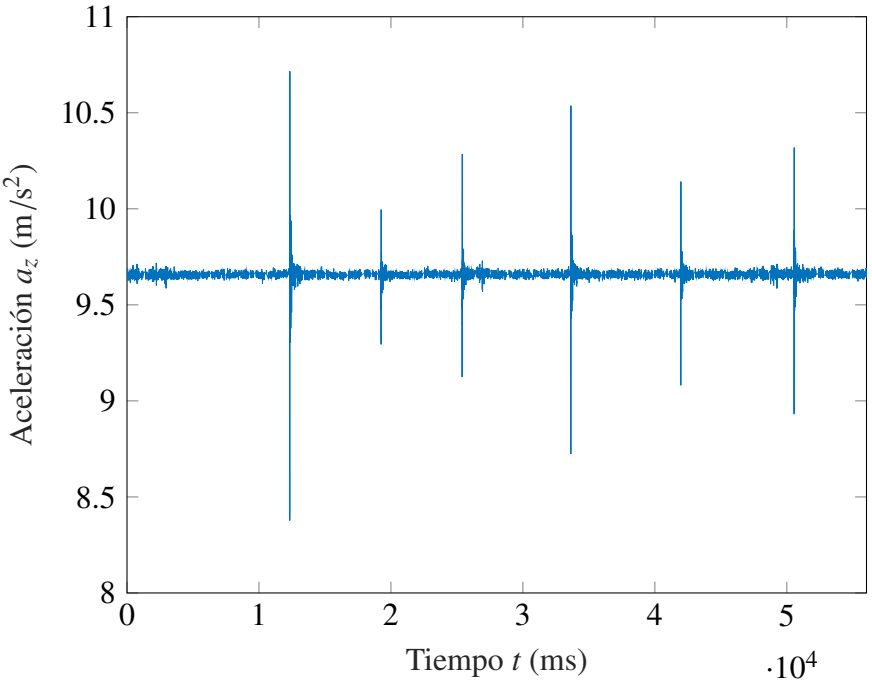


Figura 1.1: Aceleración en la dirección vertical a_z en función del instante de muestreo t para la serie de saltos en el Valle 1.

- Valle 2

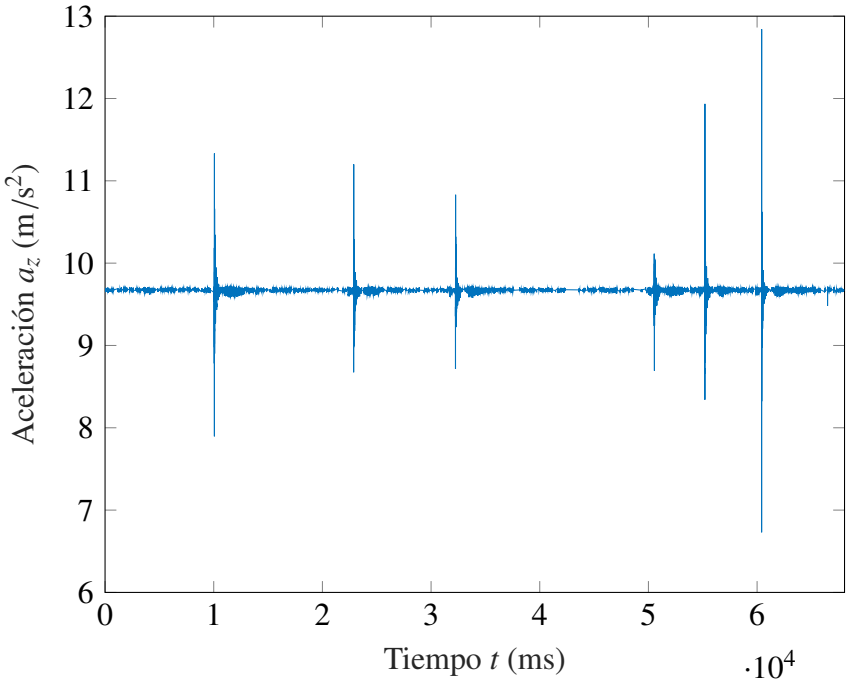


Figura 1.2: Aceleración en la dirección vertical a_z en función del instante de muestreo t para la serie de saltos en el Valle 2.

- Valle 3

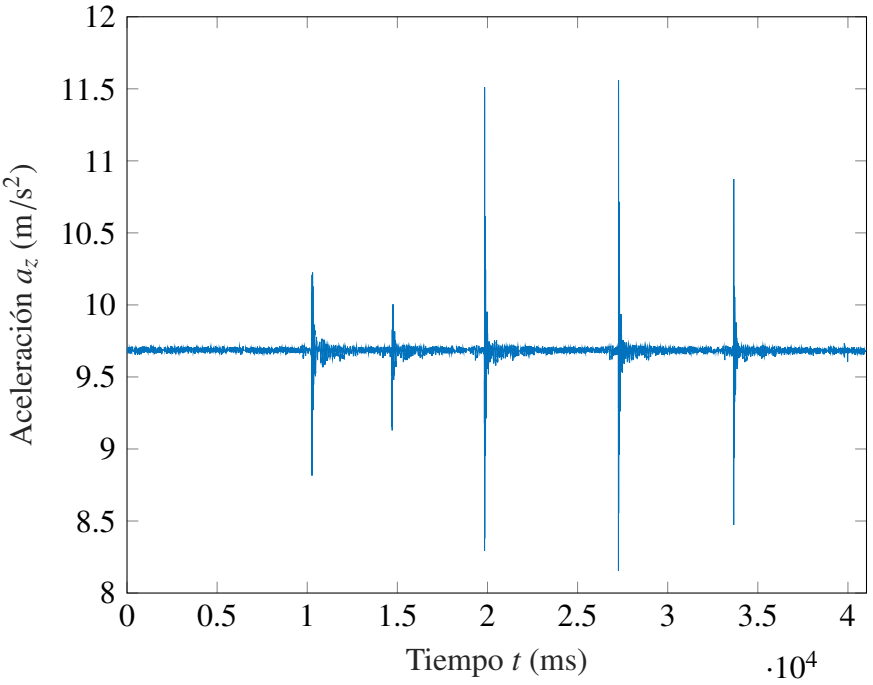


Figura 1.3: Aceleración en la dirección vertical a_z en función del instante de muestreo t para la serie de saltos en el Valle 3.

- Valle 4

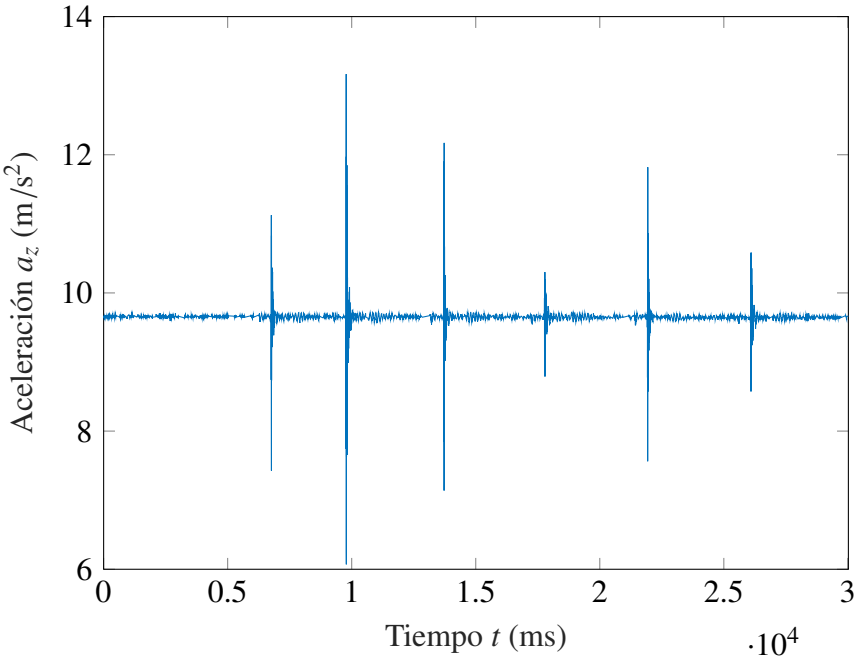


Figura 1.4: Aceleración en la dirección vertical a_z en función del instante de muestreo t para la serie de saltos en el Valle 4.

- Valle 5

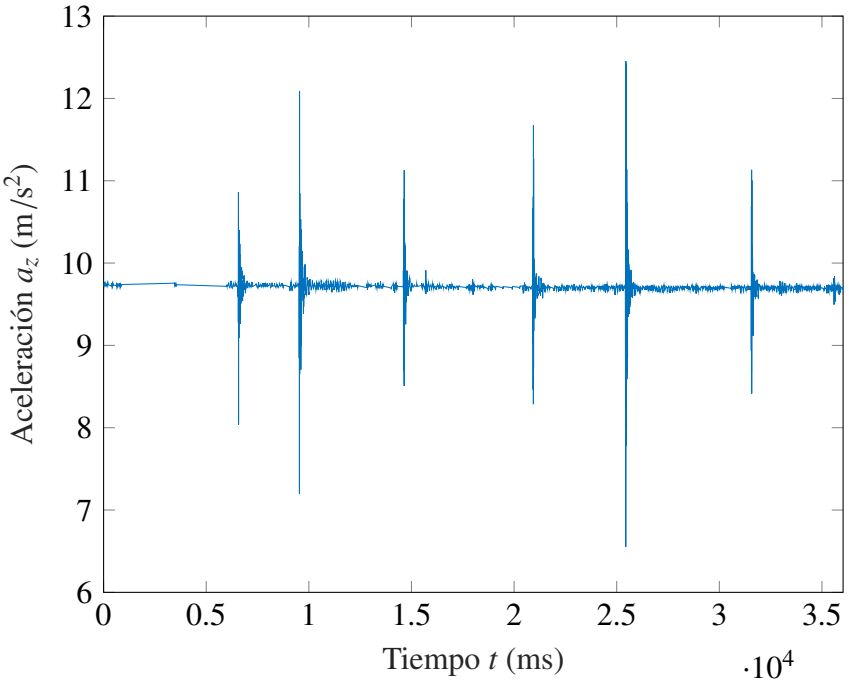
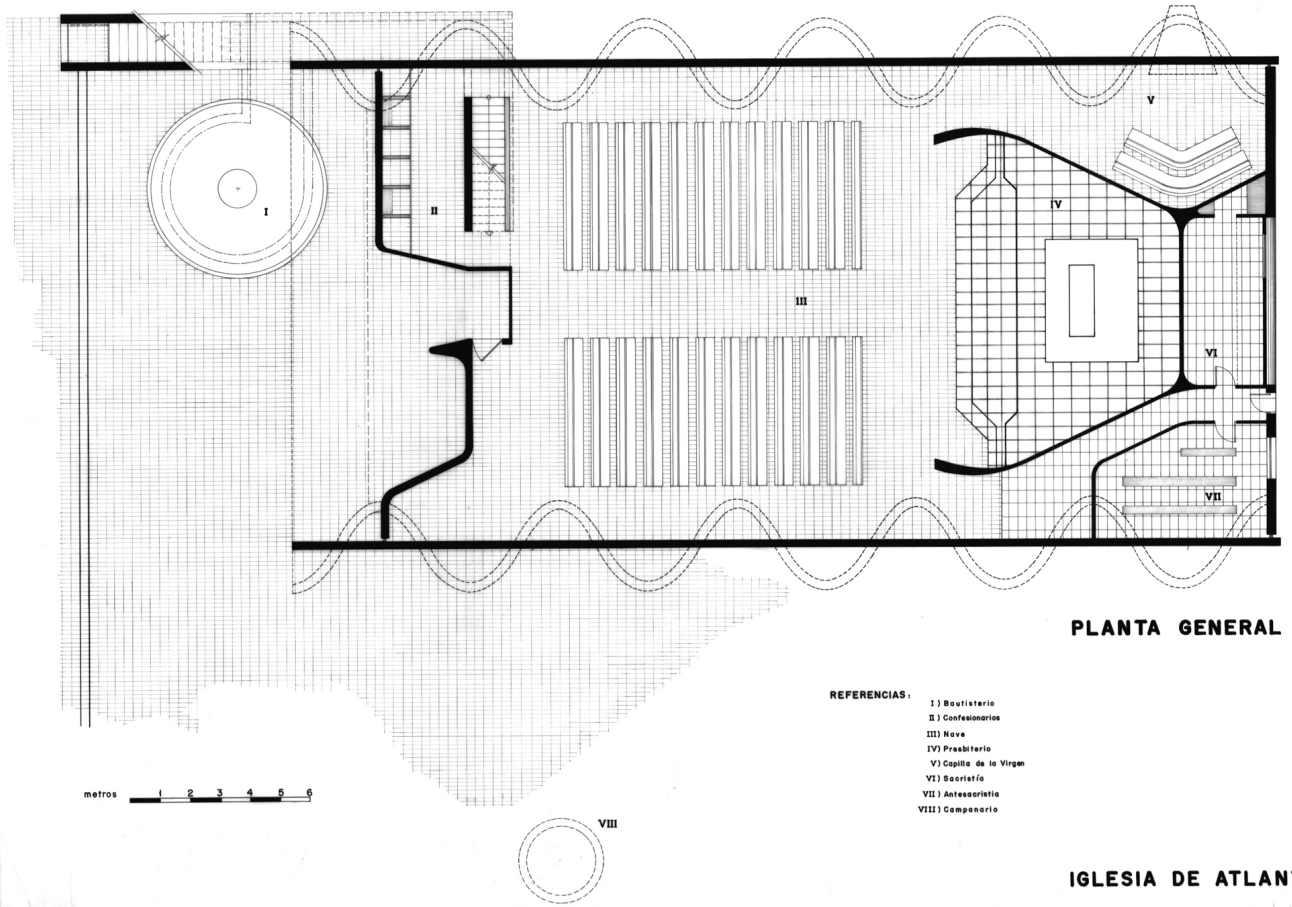


Figura 1.5: Aceleración en la dirección vertical a_z en función del instante de muestreo t para la serie de saltos en el Valle 5.

ANEXOS

Anexo 1

Planos originales



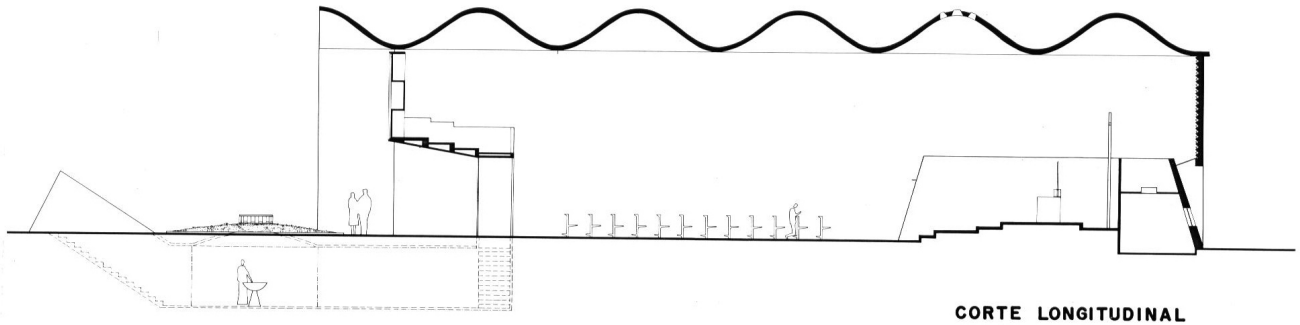
PLANTA GENERAL

REFERENCIAS:

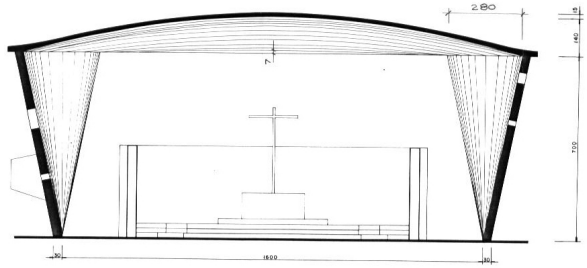
I) Bautisterio
II) Confesionarios
III) Nave
IV) Presbiterio
V) Capilla de la Virgen
VI) Sacristía
VII) Antesacristía
VIII) Campanario

metros 1 2 3 4 5 6

IGLESIA DE ATLANTIDA



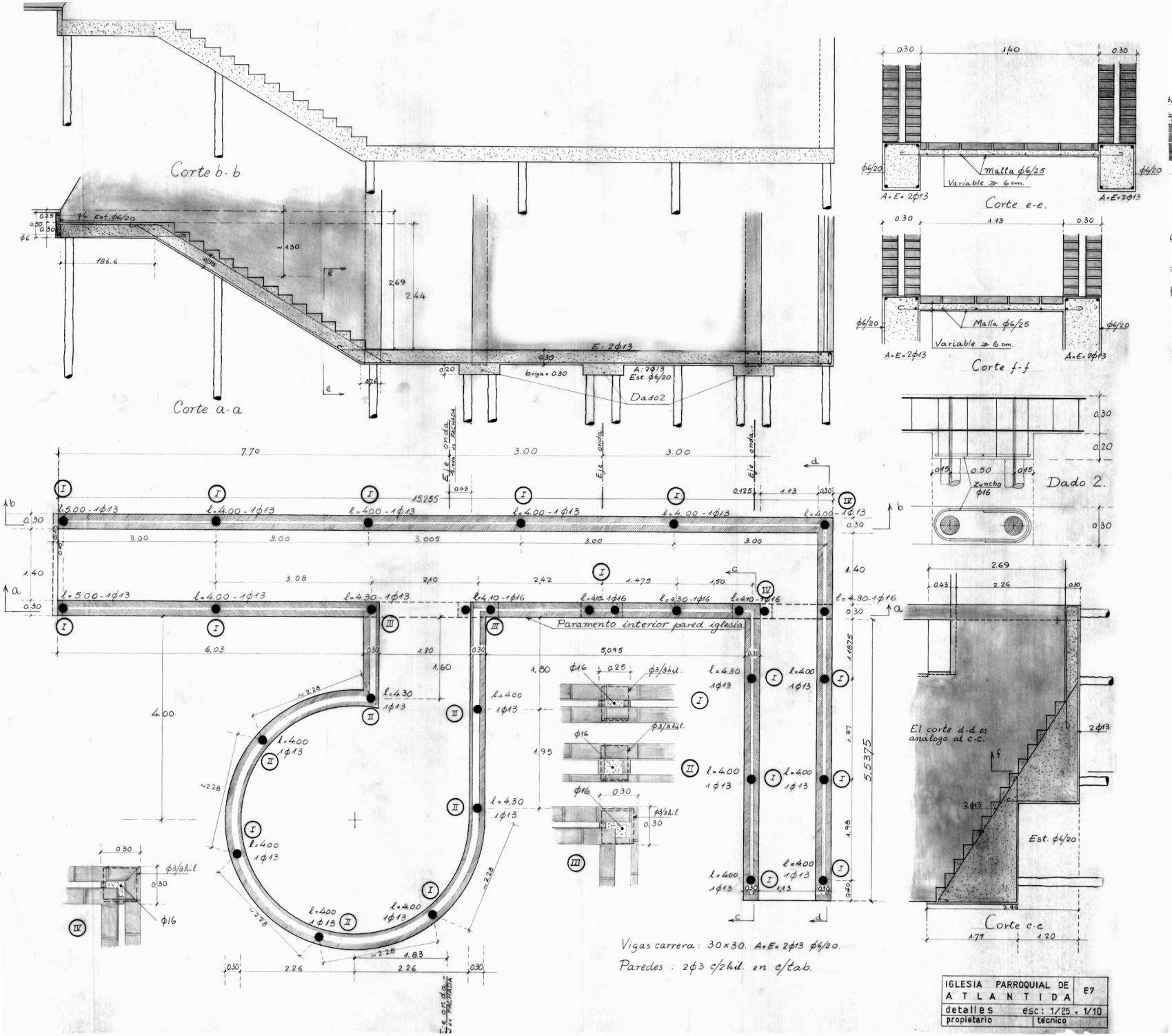
CORTE LONGITUDINAL

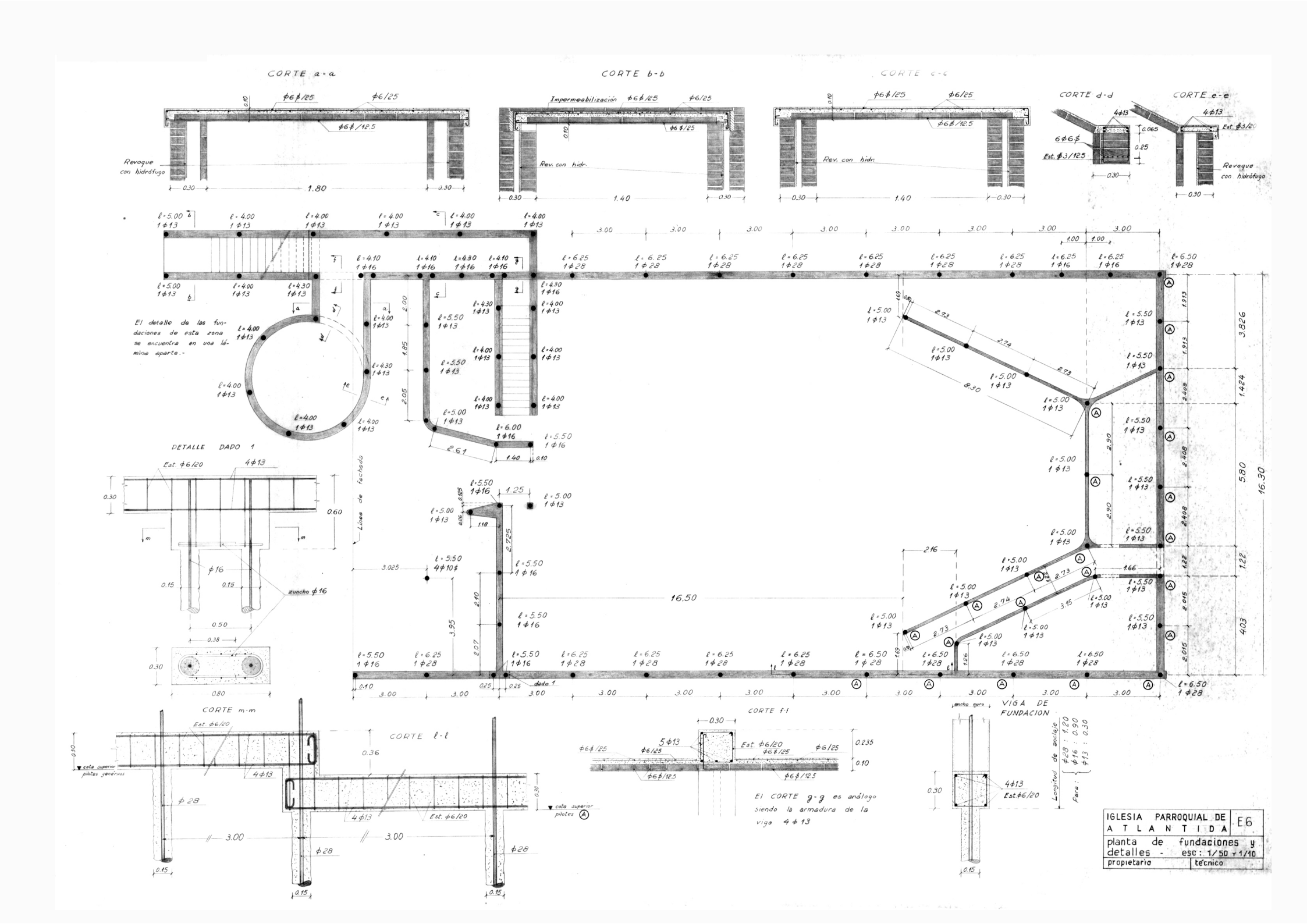


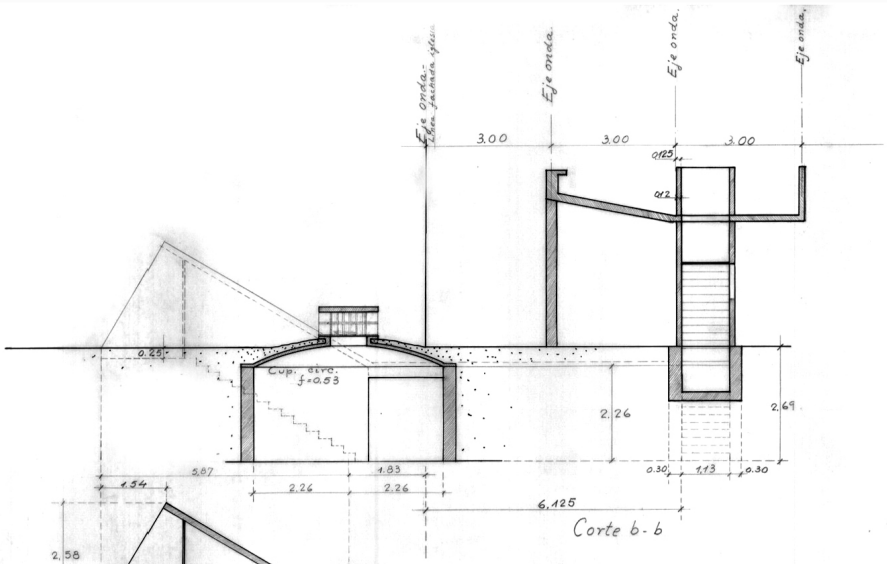
CORTE TRANSVERSAL

metros 1 2 3 4 5 6

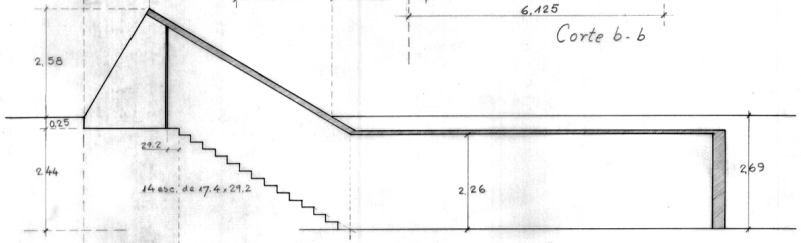
IGLESIA DE ATLANTIDA


Corte b-b
Corte a-a
Est. ϕ6/20
E: 2ϕ13
A: 2ϕ13
Est. ϕ6/20
viga = 0.30
Dado2
Corte e-e.
Malla ϕ6/25
Variable ≥ 6 cm.
A=E=2ϕ13
Corte f-f
Dado 2.
Zuncho ϕ16
Paramento interior pared iglesia
Vigas carrera: 30x30. A=E=2ϕ13 ϕ6/20.
Paredes: 2ϕ3 c/2hil. en c/tab.
El corte d-d es análogo al c-c.
Corte c-c
Est. ϕ6/20
Revoque con hidrófugo
IGLESIA PARROQUIAL DE ATLANTIDA
detalles
esc: 1/25 y 1/10
propietario
técnico
E7
IGLESIA PARROQUIAL DE ATLANTIDA
E6
esc: 1/50 y 1/10
técnico

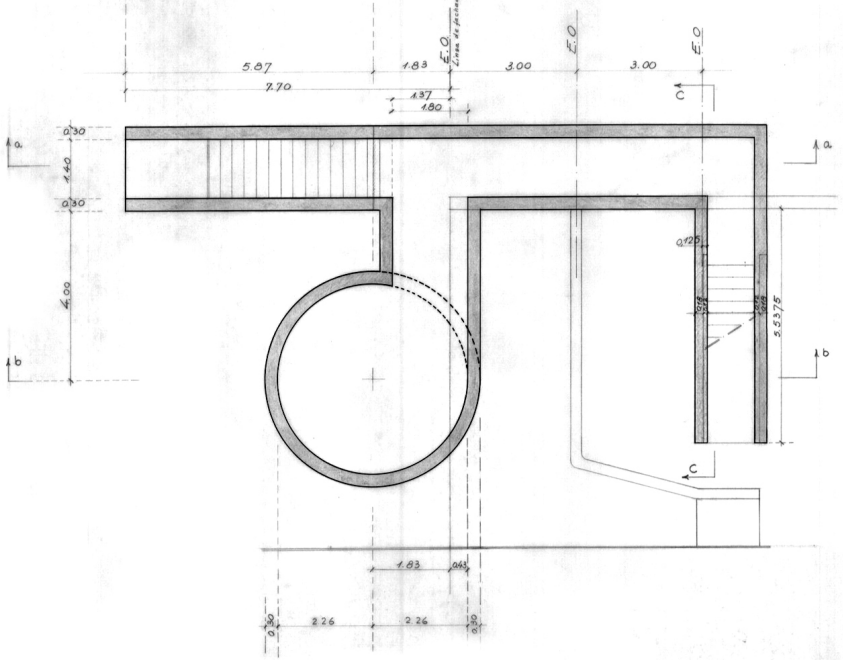

CORTE a-a
CORTE b-b
CORTE c-c
CORTE d-d
CORTE e-e
Revoque con hidrófugo
Impermeabilización
Rev. con hidr.
El detalle de las fundaciones de esta zona se encuentra en una lámina aparte.-
DETALLE DADO 1
Línea de fachada
zuncho ϕ16
dado 1
16.50
16.30
CORTE m-m
CORTE l-l
CORTE f-f
VIGA DE FUNDACION
El CORTE g-g es análogo siendo la armadura de la viga 4 ϕ 13
Longitud de anclaje
IGLESIA PARROQUIAL DE ATLANTIDA
E6
planta de fundaciones y detalles - esc: 1/50 y 1/10
propietario
técnico

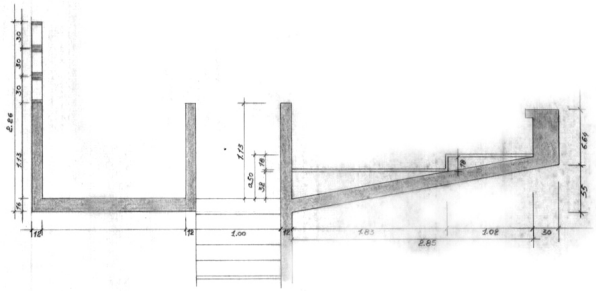


Corte b-b

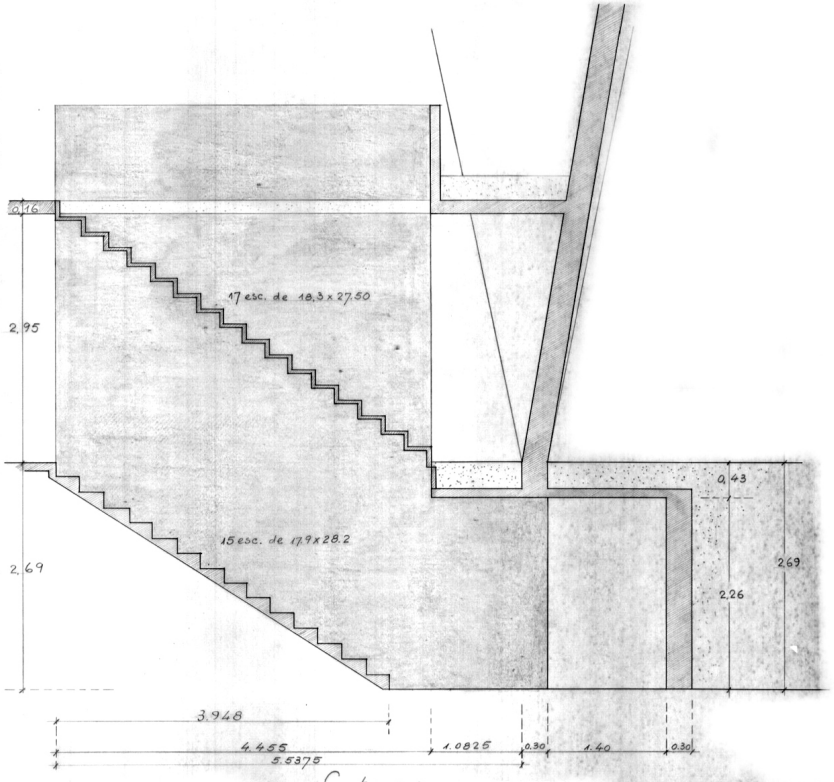


Corte a-a

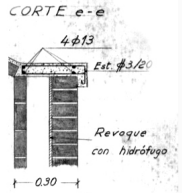


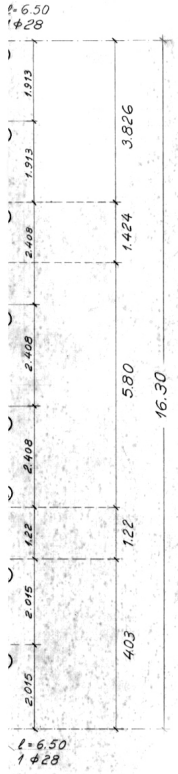


corte a nivel del coto



Corte c-c.

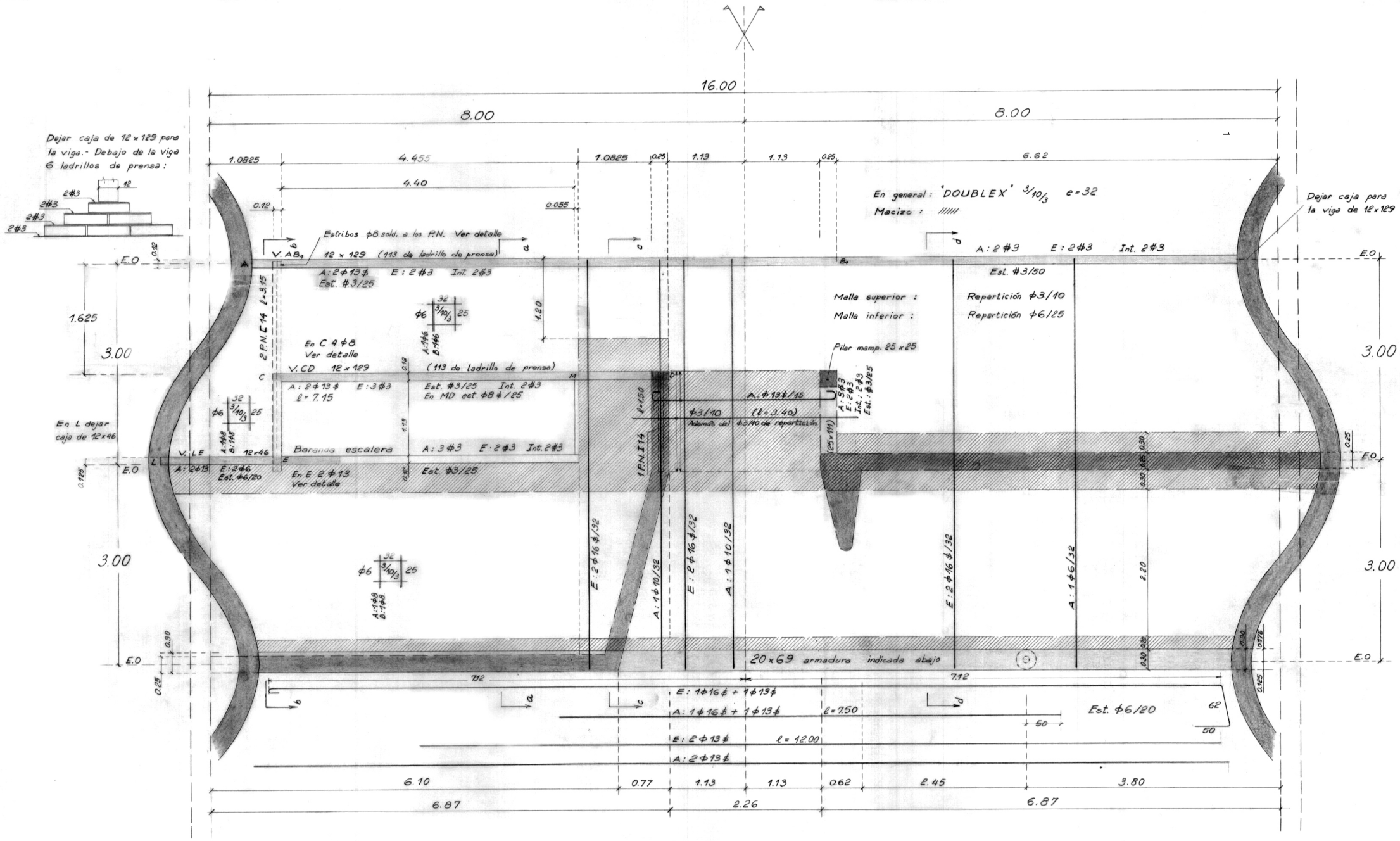




0.30
cota superior pilotes genéricos

IGLESIA PARROQUIAL DE ATLANTIDA		PC-1
planos constructivos	esc.1/50-1/25	
prop.	tec.	cont.

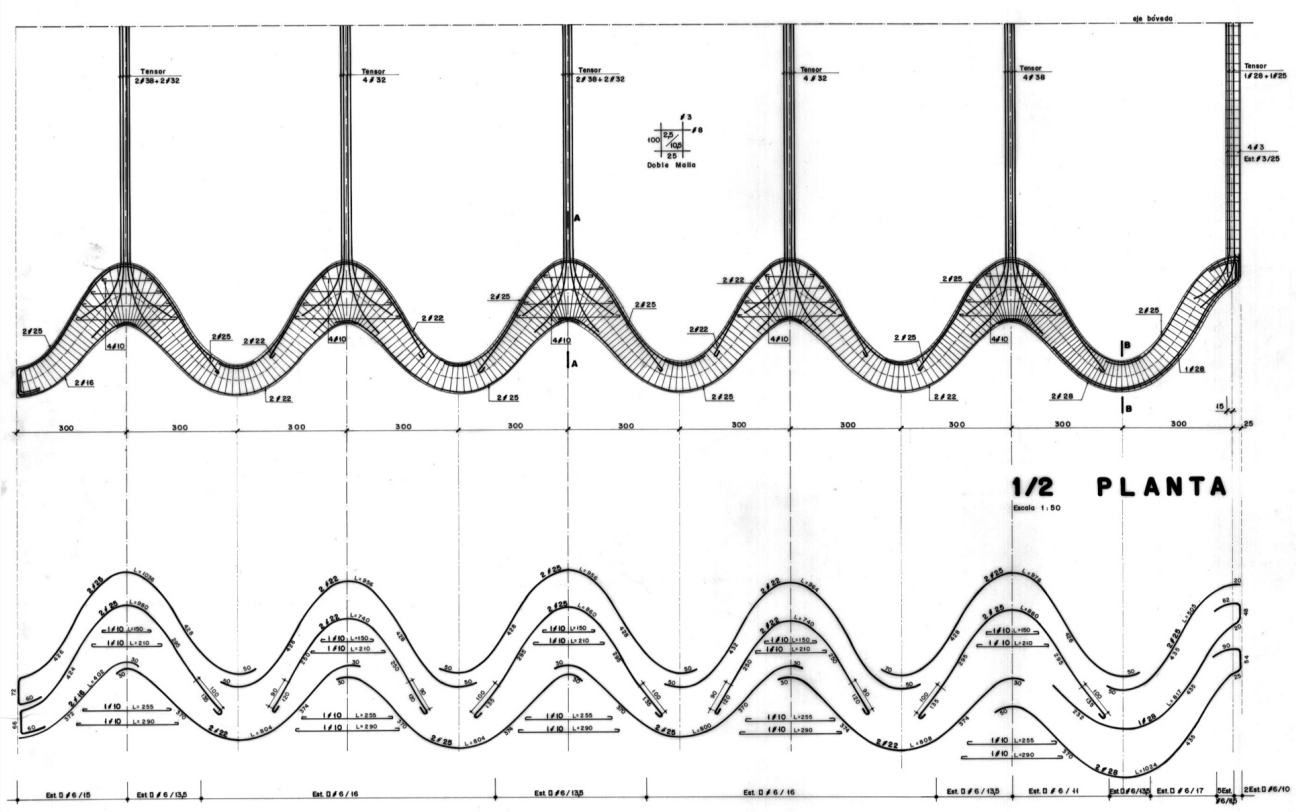
ROQUIAL DE TIDA	E6
fundaciones y	
esc: 1/50 y 1/10	
técnico	



NOTA GENERAL: En las entrantes y salientes de la pared constituir pilar de mampostería de 30 x 30 poniendo estribos 25 / 25 #3 c/3 hiladas hasta los 2.95

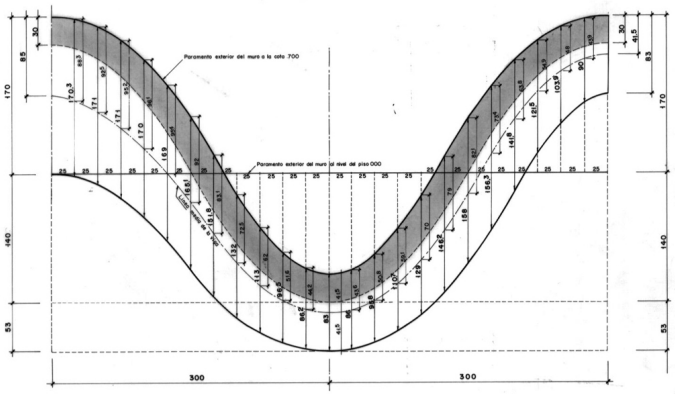
PILAR: φ 10/30 5φ13 φ6/15
Abajo φ38

IGLESIA PARROQUIAL DE ATLANTIDA		E.2
estructura coro	esc. 1/25	
propietario:	técnico:	

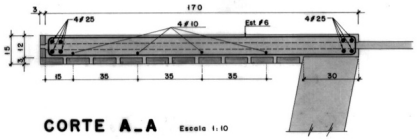


DESPIECE ARMADURA VIGA ALERO

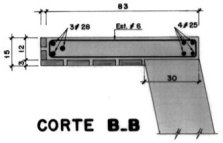
MEDIA VIGA GENERICA Escala 1:20



MEDIA VIGA EXTREMA

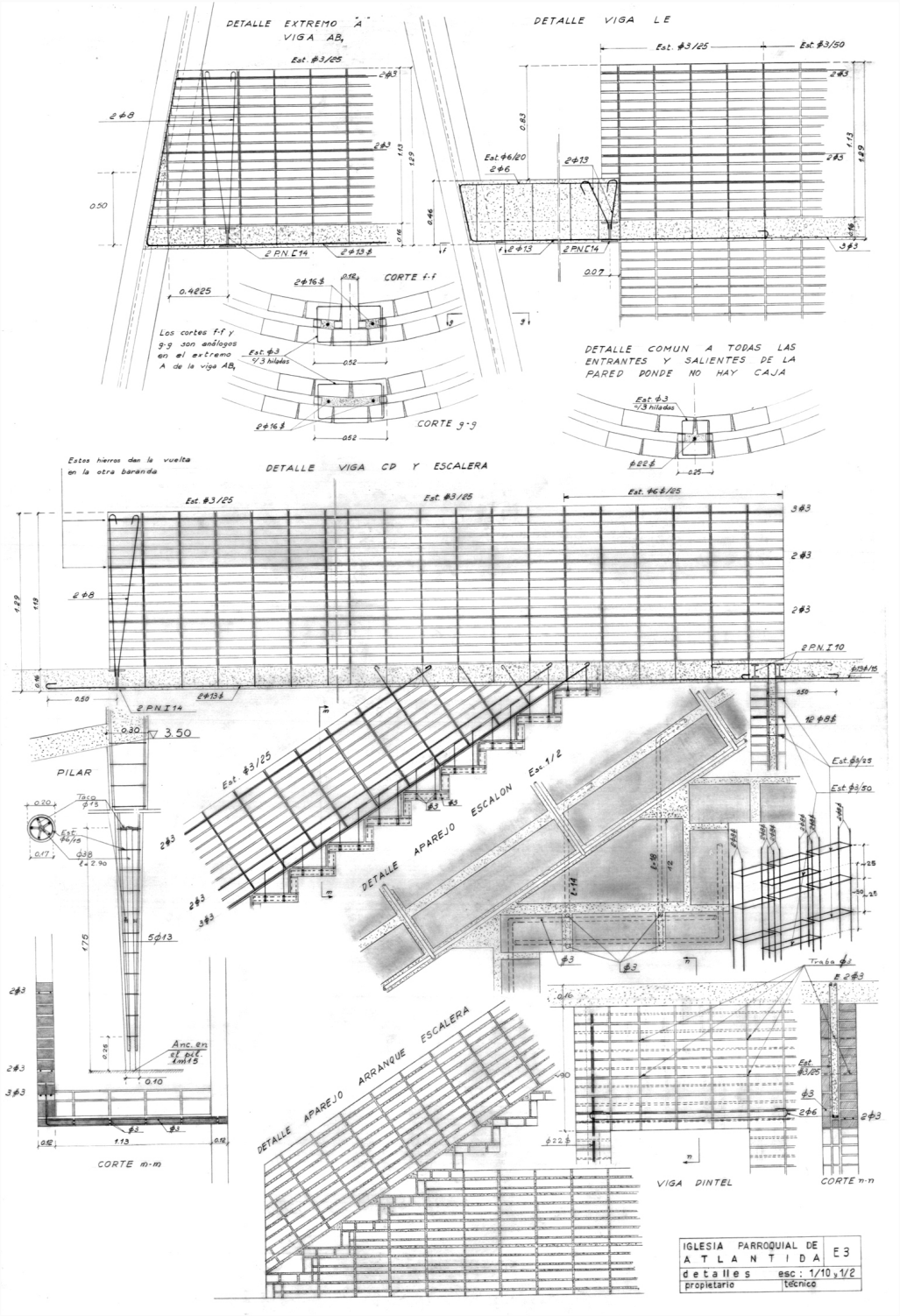


CORTE A_A Escala 1:10

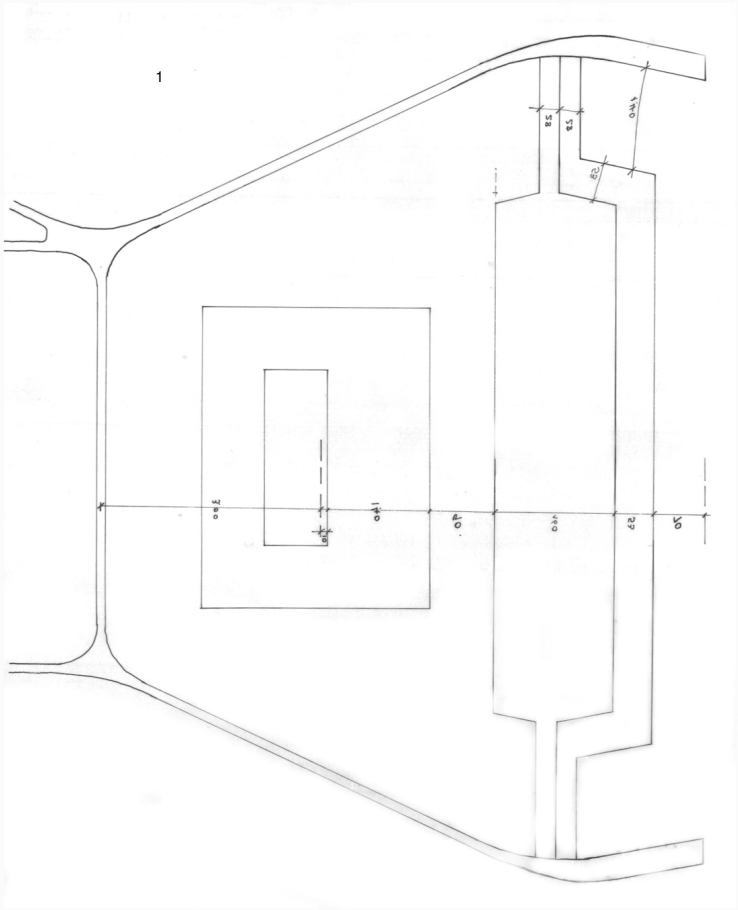


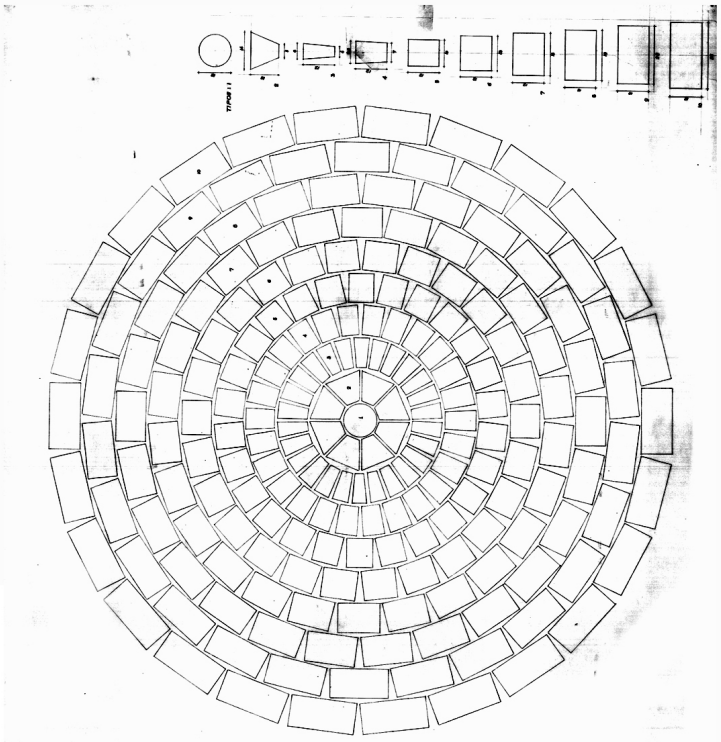
CORTE B_B

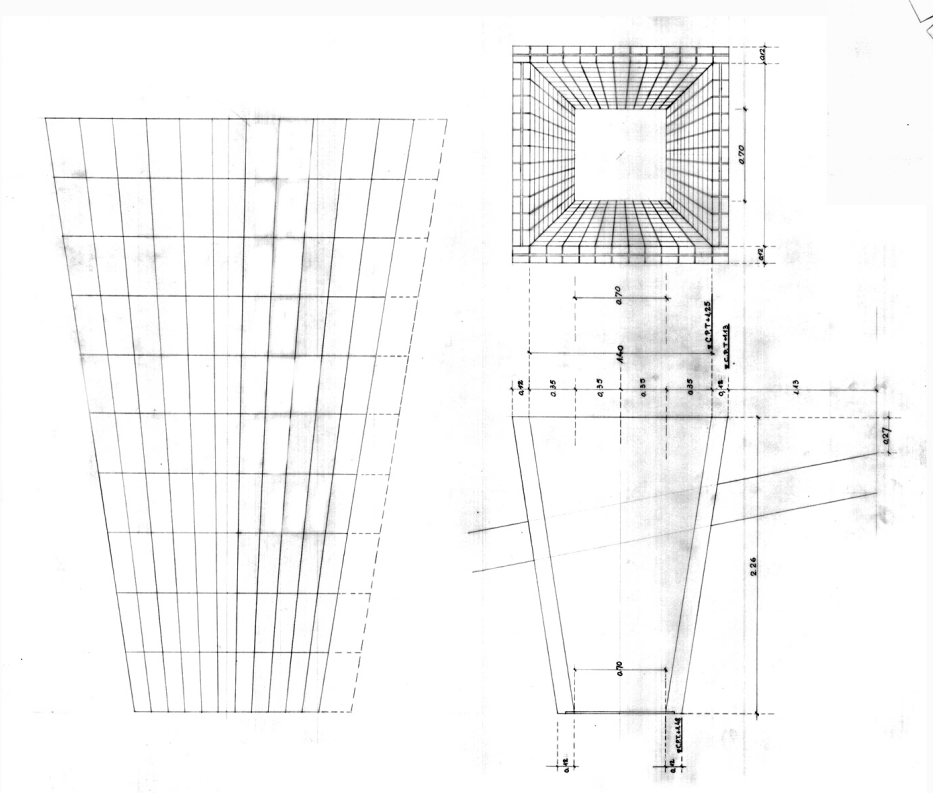
IGLESIA DE ATLANTIDA


DETALLE EXTREMO A
VIGA AB1
DETALLE VIGA LE
Est. ϕ3/25
Est. ϕ3/50
2ϕ8
2ϕ3
Est. ϕ6/20
2ϕ6
2ϕ13
2 P.N.C 14
2ϕ13 ϕ
3ϕ3
0.50
0.4225
2ϕ16 ϕ
CORTE f-f
Los cortes f-f y g-g son análogos en el extremo A de la viga AB1
Est. ϕ3 c/3 hiladas
0.52
CORTE g-g
DETALLE COMUN A TODAS LAS ENTRANTES Y SALIENTES DE LA PARED DONDE NO HAY CAJA
ϕ22 ϕ
0.25
Estos hierros dan la vuelta en la otra baranda
DETALLE VIGA CD Y ESCALERA
Est. ϕ6 ϕ/25
3ϕ3
2ϕ3
2 P.N.I 10
2 P.N.I 14
2ϕ13 ϕ
10 ϕ8 ϕ
Est. ϕ5/25
Est. ϕ5/50
0.30
3.50
PILAR
Tacos ϕ13
Est. ϕ5/15
ϕ38
L=2.90
5ϕ13
1.75
Anc. en el pil. 4 ml 15
0.10
1.13
CORTE m-m
DETALLE APAREJO ESCALON
Esc 1/2
DETALLE APAREJO ARRANQUE ESCALERA
Trabe ϕ3
E 2ϕ3
Est. ϕ3/25
ϕ3
2ϕ6
VIGA DINTEL
CORTE n-n
IGLESIA PARROQUIAL DE
A T L A N T I D A
E 3
detalles
esc: 1/10 y 1/2
propietario
técnico

1







COSTILLA 7.10
0.631
0.612
0.555
0.473
0.360
0.233
0.175
0.037
0.000
0.635
1.985
COSTILLA 7.60
0.509
0.489
0.433
0.353
0.243
0.123
0.019
0.000
0.88
1.560
COSTILLA 8.10
0.378
0.359
0.303
0.226
0.119
0.007
0.000
0.88
1.270
COSTILLA 8.60
0.240
0.219
0.164
0.089
0.000
0.88
0.970
COSTILLA 3.10
0.092
0.072
0.049
0.000
0.675
0.575
COSTILLA 4.00
0.044
0.057
0.096
0.162
0.259
0.391
0.562
0.746
0.905
1.034
1.126
1.185
1.204
3.00
COSTILLA 5.00
0.030
0.048
0.066
0.115
0.191
0.298
0.445
0.611
0.763
0.887
0.977
1.035
1.054
COSTILLA 6.00
0.012
0.016
0.030
0.058
0.107
0.185
0.302
0.448
0.588
0.706
0.794
0.852
0.871
COSTILLA 6.60
0.000
0.001
0.005
0.019
0.050
0.107
0.203
0.334
0.468
0.584
0.668
0.726
0.744
COSTILLA 0 (elevar)
0.070
0.089
0.148
0.245
0.381
0.556
0.770
0.984
1.159
1.295
1.392
1.451
1.470
3.00
COSTILLA 1.00
0.069
0.087
0.145
0.240
0.373
0.546
0.757
0.969
1.143
1.279
1.378
1.434
1.453
COSTILLA 2.00
0.064
0.081
0.135
0.224
0.351
0.515
0.718
0.924
1.096
1.230
1.326
1.384
1.404
COSTILLA 3.00
0.056
0.071
0.118
0.198
0.313
0.463
0.653
0.850
1.016
1.148
1.243
1.301
1.320