

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE  
LA CATEDRAL DE LIMA**

**TESIS**

Para optar el Título Profesional de  
**INGENIERO CIVIL**

**Luis Ricardo Proaño Tataje**

Lima - Perú

2006

## EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA CATEDRAL DE LIMA

### INDICE

Resumen	
Introducción.....	1
Capítulo 1: Materiales estructurales	
1.1 Piedra.....	3
1.2 Barro .....	5
1.3 Morteros .....	6
1.4 Mampostería.....	8
1.5 Madera .....	16
1.6 Metales.....	22
Capítulo 2: Elementos estructurales	
2.1 Cimentaciones.....	24
2.2 Pilares y Columnas.....	26
2.3 Muros .....	29
2.4 Arcos y Vigas .....	32
2.5 Bóvedas .....	35
2.6 Cúpulas o Domos.....	38
2.7 Costillas, contrafuertes y Arbotantes.....	42
2.8 Sistemas de Piso y Techos.....	45
Capítulo 3: Evolución de los sistemas estructurales en las catedrales.	
3.1 Templos en Europa del siglo I al V.....	47
3.2 Europa del siglo VI – Las Primeras iglesia: Basílicas.....	50
3.3 Europa y Bizancio de los siglos VI al X .....	53
3.4 Europa de los siglos XI y XII – Estilo Románico.....	60
3.5 Europa de los siglos XIII al XV – Estilo Gótico .....	64
3.6 Europa de los siglos XIV al XV – Renacimiento Italiano.....	68
3.7 El Renacimiento en Latinoamérica.....	73
Capítulo 4: Descripción de la estructura de la catedral de Lima.	
4.1 Breve reseña histórica sobre la catedral de Lima y los sismos .....	74
4.2 Modificaciones en la estructura a través del tiempo.....	79
4.3 Descripción actual de la estructura de la catedral.....	84
4.4 Sistema estructural para cargas de verticales.....	94
4.5 Sistema estructural para cargas horizontales.....	95

**Capítulo 5: Estado actual de la Estructura.**

5.1	Estado actual de la Estructura .....	97
5.1.1	Pilares .....	97
5.1.2	Muros .....	100
5.1.3	Arcos .....	102
5.1.4	Bóvedas de las capillas .....	102
5.1.5	Bóvedas al interior de la catedral .....	104
5.1.6	Estructura de madera de soporte del techo horizontal por sobre los pilares .....	106
5.1.7	Cúpula Posterior .....	108
5.1.8	Torres .....	109
5.1.9	Zona de antiguos Arbotantes .....	110
5.2	Estudio de Materiales .....	111
5.3	Conclusiones de la apreciación geotécnica .....	113

**Capítulo 6: Análisis estructural e interpretación de resultados.**

6.1	Modelos para el análisis .....	115
6.1.1	Consideraciones para el modelo .....	115
6.2	Pesos y cargas en la estructura .....	120
6.3	Comportamiento para cargas verticales en la estructura .....	121
6.3.1	Pilares de Madera .....	121
6.3.2	Muros de albañilería .....	121
6.3.3	Bóvedas nervadas de madera .....	125
6.3.4	Arcos de Madera .....	128
6.3.5	Desplazamientos .....	130
6.3.6	Deformaciones diferidas .....	131
6.3.7	Efectos de posibles desplazamientos .....	132
6.4	Comportamiento sísmico .....	132
6.4.1	Periodos y modos de vibración .....	132
6.4.2	Parámetros para el análisis sísmico .....	137
6.4.3	Análisis sísmico .....	139
6.4.4	Fuerzas en pilares, bóvedas y arcos .....	140
6.4.5	Esfuerzos en muros .....	143
6.4.6	Desplazamientos laterales .....	147
6.5	Apreciación sobre el comportamiento estructural de la catedral de Lima .....	153
6.5.1	De las modificaciones y reparaciones hechas en La catedral .....	153
6.5.2	Del comportamiento estructural actual de la catedral .....	155
6.5.3	Interpretación de los daños existentes .....	160
	Conclusiones y recomendaciones .....	163
	Referencias .....	170
	Anexo A: Archivo fotográfico de la catedral de Lima	

## RESUMEN

El presente trabajo de investigación relacionado con la evaluación estructural de la catedral de Lima ha sido subdividido en 6 capítulos de la siguiente forma:

En el capítulo 1 se presenta de manera introductoria los materiales utilizados en la construcción de monumentos históricos tales como catedrales, describiendo en cada caso los tipos, usos; así como, el comportamiento estructural, las propiedades mecánicas y tipos de falla asociados.

El capítulo 2 hace una descripción de los elementos estructurales utilizados en este tipo de edificios. Dentro de él, se especifica la función estructural, tipos, usos mas comunes, comportamiento mecánico, resistencia, problemas y tipos de falla asociados.

El capítulo 3 intenta hacer una breve descripción de la evolución de los sistemas estructurales y de cómo han sido construidas las estructuras correspondientes a las catedrales desde los inicios del cristianismo hasta el renacimiento italiano como preámbulo a la descripción y evaluación estructural de la catedral de Lima. Dentro de este capítulo se hace una breve descripción de los sistemas estructurales para cargas de gravedad y sísmicas; así como, los materiales mas usados en su construcción.

En el capítulo 4 se hace una descripción bastante detallada de la catedral de Lima, de los elementos componentes y de los sistemas estructurales dentro de ella. Dentro de este capítulo se muestra como preámbulo, una breve descripción, desde el punto de vista histórico, de cómo los sismos ocurridos en la ciudad de Lima la han afectado y de los cambios que han conllevado en los sistemas estructurales de este edificio.

El Capítulo 5 muestra una descripción de daños en la catedral desde el punto de vista estructural, lo cual va desde agrietamientos y fisuramientos en elementos estructurales hasta los estados de conservación de los mismos. En este capítulo se incluye el estudio de materiales y una breve descripción geotécnica del suelo de fundación.

En el capítulo 6 se realiza el análisis estructural de la catedral de Lima. Se presentan las consideraciones tomadas para la elaboración del modelo matemático y para el análisis estructural; así como, también se muestran las características dinámicas del edificio y los resultados de la evaluación estructural. Finalmente se describe el comportamiento sísmico, las deficiencias encontradas en el edificio y se intenta relacionarlas con los daños existentes en la estructura.

## INTRODUCCIÓN

La conservación de monumentos históricos es una actividad compleja y necesariamente multidisciplinaria, ya que requiere de la participación de arquitectos, historiadores, restauradores y en diversos casos la participación de especialistas en ingeniería estructural, geotecnia, ciencia de materiales y otras. El papel de cada uno de los especialistas en el proyecto específico dependerá de las circunstancias que hayan dado lugar a la necesidad de la evaluación y/o intervención.

No sino hasta hace algunas décadas atrás la conservación de monumentos históricos y la ingeniería estructural no siempre han ido de la mano; así mismo los métodos utilizados por los restauradores con tal fin tenían enfoques preponderantemente cualitativos con poca atención en las técnicas modernas de análisis y evaluación estructural. Sin embargo, en la actualidad existe un especial interés y se han logrado grandes avances en lo que respecta a la aplicación métodos cuantitativos de la ingeniería estructural en este tipo de edificios.

Es parte de la filosofía actual para la evaluación estructural de monumentos históricos que los principios y criterios de la ingeniería estructural son válidos para cualquier tipo de construcción y que los métodos empleados para los edificios modernos pueden ser aplicados a los monumentos históricos. Para ello se requieren adaptaciones basadas en un claro conocimiento del comportamiento de los materiales y formas estructurales que son diferentes a los actuales, conexiones, etc.; y de un profundo respeto por la cultura y las técnicas de las épocas en que se construyeron.

Los aspectos de la ingeniería estructural de estos edificios no se limita solo al cálculo y análisis de esfuerzos para la revisión de la seguridad y para el proyecto de las intervenciones de refuerzo. Estos también incluyen procedimientos de inspección de materiales, el diagnóstico del estado actual de la estructura, el monitoreo del comportamiento y de la evaluación de las técnicas para corregir deficiencias con la finalidad de reestablecer las condiciones adecuadas de comportamiento estructural.

En el Perú, uno de los monumentos históricos más importantes es la **catedral de Lima**, que erigida en los tiempos de la fundación de la ciudad de Lima como una humilde capilla y culminada en su construcción como templo mayor en 1926, ha sufrido el embate de más de 18 fuertes sismos, los cuales han ocasionado el cambio de su configuración estructural y de los materiales utilizados en su construcción. En la actualidad se observa el deterioro de algunos elementos estructurales, lo que se agrava por el insuficiente mantenimiento.

No existiendo estudios previos sobre el comportamiento estructural de este edificio, se hace necesario un trabajo como el propuesto, a fin de plantear

acciones que ayuden a preservar este monumento histórico para las futuras generaciones.

La importancia histórica de este edificio y de su contenido es evidente. No menos importante es garantizar la seguridad de las personas que allí se congregan. Por otro lado, el estudio aportará al desarrollo de procedimientos de análisis para este tipo de edificaciones.

Este estudio ha sido llevado a cabo mediante la inspección de campo, la elaboración de modelos numéricos y el análisis e interpretación de los resultados.

La evaluación estructural de la catedral de Lima es un estudio realizado en el CISMID (Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres) de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería el año 2006; en el cual el que suscribe la presente tesis participó directamente en lo que a la descripción histórica, elaboración del modelo matemático, descripción del estado actual de la estructura, evaluación estructural y interpretación de resultados se refiere.

## CAPITULO I

### MATERIALES ESTRUCTURALES

#### 1.1 PIEDRA

##### 1.1.1 Definición, tipos y Uso:

Es el material más común en la mampostería de monumentos o edificios históricos. Es de por sí un material estructural, usado como elemento monolítico o por bloques sobrepuestos.

Las **rocas ígneas** son las más duras y difíciles de trabajar, ya que están formadas por la consolidación del magma fluido, de modo tal que su uso fue restringido a los grandes bloques y a formas simples. El granito y el basalto son los más representativos de estos materiales. Las **rocas sedimentarias**, producidas por la descomposición y sucesiva reconsolidación de las rocas ígneas, son mucho más trabajables y han tenido un mayor uso en la construcción por la facilidad de ser cortadas y labradas en las formas deseadas. Las areniscas y las calizas son las más comunes entre las rocas de este tipo. Son más débiles en la dirección perpendicular a la dirección del depósito; esto es debido al hecho de haber sido depositadas en capas sucesivas. Las **rocas metamórficas**, provienen de la transformación química o por calor o presión de las rocas sedimentarias. Los mármoles son los que han tenido mayor empleo en la construcción de grandes monumentos. Las propiedades son similares a las de las más duras rocas sedimentarias.

##### 1.1.2 Comportamiento y Propiedades mecánicas

La durabilidad, la facilidad de ser trabajada para darle la forma deseada y la resistencia son las 3 características más importantes al

seleccionarse el material para su uso en los edificios o monumentos. La resistencia no ha sido generalmente el factor crítico para la elección de la piedra, en comparación con la capacidad de resistir los efectos del interperismo, especialmente los ciclos de hielo y deshielo.

Por lo general dos efectos hacen que la resistencia a la compresión de un bloque de piedra sea muy inferior a la obtenida de una probeta en un ensayo de laboratorio. El primero es el efecto de Tamaño. A medida que crecen las dimensiones de los elementos disminuye su resistencia. Mientras que, por otro lado, el efecto más significativo es el de las imperfecciones del contacto de un bloque con los adyacentes o de un monolito con su base. Estas imperfecciones dan lugar a importantes concentraciones de esfuerzos en los puntos salientes, los cuales si son pequeños y aislados se aplastan cuando las cargas son elevadas y se produce una redistribución de esfuerzos. Cuando las protuberancias son de mayor tamaño son capaces de transmitir cargas mayores y llegan a producir el agrietamiento vertical con el bloque que está en contacto. El uso de mortero en la junta, propicia la reducción de las concentraciones de esfuerzos además de permitir nivelar las imperfecciones.

La resistencia a la compresión de las piedras en la construcción esta en el rango de  $100\text{kg/cm}^2$  a  $1000\text{kg/cm}^2$ . La resistencia a la tensión es del orden de  $1/10$  de la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad es del orden de 1000 veces la resistencia a la compresión. Cuando se somete a una probeta de piedra a una maquina de ensayo, se registra un acortamiento progresivo. Aparejada al acortamiento longitudinal se observa una expansión transversal por el llamado efecto de Poisson. Por la baja resistencia a la tensión de estos materiales se comienza a presentar un microagrietamiento transversal que se propaga a medida que aumentan los esfuerzos, hasta producir la separación de una serie de pequeñas columnas individuales, cuya capacidad de carga esta limitada por pandeo. Se llegan a observar grietas en la probeta antes del colapso de la misma.



## 1.2 BARRO

### 1.2.1 Definición Tipos y Uso:

El barro fue usado en las construcciones como tierra apisonada (tapiales o ladrillos de adobe) o como relleno de entramados de madera o caña. Los bloques de ladrillos de barro secados al sol se conocen como Adobes y se emplean principalmente en la construcción de muros unidos con un mortero del mismo lodo. Este tipo de construcciones datan desde hace más de 3000 años y todavía son usadas en muchos países del mundo.

El barro tiene como debilidad principal la degradación por interperismo y el agrietamiento por contracción al secado; esta degradación por contracción puede reducirse con la adición de paja. El recubrimiento con algún tipo de mortero pulido lo protege de la lluvia. El problema de la contracción evolucionó hacia la preparación de piezas de tamaño manejable que pudieran ser secadas previamente al sol antes de ser colocadas en las construcciones.

### 1.2.2 Comportamiento y Propiedades mecánicas:

Las propiedades mecánicas de la tierra apisonada o adobe tienen grandes variaciones, según las características del suelo con que se fabrican y el cuidado en su elaboración. La adición de paja, estiércol o algún otro material aglutinante tiene el propósito de disminuir la contracción del material y aumentar su resistencia al interperismo. La resistencia a la compresión puede variar entre  $5\text{kg/cm}^2$  y  $20\text{kg/cm}^2$  y la resistencia a la tensión entre  $0.25\text{kg/cm}^2$  y  $1\text{kg/cm}^2$ . Estas resistencias no suelen ser críticas para la capacidad estructural de las construcciones, tanto como lo son el problema de la degradación del material y la dificultad de conectar las paredes de estos materiales entre sí y con los techos.

Un avance sustancial en la construcción de barro se dio con la aparición de los ladrillos, resultado de la cocción de piezas similares a los adobes, a una temperatura cercana a los 1000°C, con lo cual se logra una mayor resistencia al interperismo. Estas piezas, unidas con gruesas juntas de mortero, permitieron la construcción no solo de paredes, sino también de arcos y bóvedas. Su empleo estructural tuvo mayor desarrollo en los inicios del imperio romano. En América Latina, también se empleó en las construcciones prehispánicas y dio lugar a notables aplicaciones en la época de la colonia.

Nuevamente, las propiedades mecánicas del ladrillo cocido varían fuertemente según el tipo de suelo que se emplea, el procedimiento de fabricación y la temperatura de cocción. En las piezas de producción artesanal empleadas en los edificios históricos pueden encontrarse resistencias a la compresión desde 20kg/cm<sup>2</sup> y 150kg/cm<sup>2</sup>. Las propiedades mecánicas de la mampostería son fuertemente modificadas por su trabajo en conjunto con el mortero, por lo que es más apropiado considerarlas al tratar a la mampostería como material compuesto.

## 1.3 MORTEROS

### 1.3.1 Definición, Tipos y Uso:

Los morteros responden a la necesidad de un material en estado plástico que proporcione adherencia y continuidad entre las unidades sólidas en una mampostería. Así mismo, los morteros en la mampostería, ayudan a evitar las altas concentraciones de esfuerzos entre las unidades sólidas debidas a las imperfecciones en su elaboración

El barro fue probablemente el más elemental de estos materiales, cuya principal debilidad es la degradación ante la intemperie. En

Mesopotamia 3000 años A.C., se usó el asfalto como estabilizador del barro o lodo para las juntas y rellenos. Posteriormente, el mortero de cal y arena permitió la construcción de elementos más resistentes y más durables, por su mayor capacidad cementante y durabilidad.

### 1.3.2 Comportamiento y Propiedades mecánicas:

En muchos edificios antiguos de mampostería las unidades sólidas están generalmente unidas con morteros de cal y arena, lo que les confiere ciertas propiedades particulares. Por su lado, la cal adquiere cierta resistencia mediante un proceso de carbonatación que se da por el contacto con el aire. Este proceso ocurre lentamente y progresa de las caras exteriores hacia al interior del elemento estructural. De hecho, se requieren varios años para que un mortero de cal, en el interior de un elemento masivo, fragüe totalmente. Esta situación confiere a los elementos estructurales cierta capacidad de deformarse y adaptarse a cambios de forma, como los debidos a hundimientos de su cimentación.

Los morteros de cal y arena alcanzan típicamente resistencias en compresión de entre  $5\text{kg/cm}^2$  y  $20\text{kg/cm}^2$ . Aunque mucho más durables que los morteros de barro, son también afectados por interperismo, debido a que su relativa porosidad permite la penetración de la humedad, con sales que atacan al cementante.

Al inicio de nuestra era, los romanos lograron un avance significativo al agregar puzolana al mortero de cal. Este es un material fino de origen volcánico que reacciona directamente con cal. Produciendo su carbonatación sin necesidad de exposición al aire; da lugar a un endurecimiento mucho más rápido y a un importante aumento de resistencia e impermeabilidad y, por consiguiente, de durabilidad. Esto facilitó el desarrollo del primer concreto con el que se construyeron grandes obras: puentes, canales, acueductos y bóvedas de grandes claros.

En distintas épocas y culturas se emplearon diferentes aditivos para mejorar las propiedades de los morteros con el fin de incrementar su resistencia, durabilidad, impermeabilidad y sobre todo adherencia con las piedras y ladrillos. Muchos de estos “morteros mejorados” resultaban muy costosos y eran empleados solo para monumentos muy importantes. Fue común la adición de polvo de ladrillo y de arena pumítica con propiedades puzolánicas. Otros aditivos de tipo orgánico se empleaban para mejorar la adherencia; su efectividad a largo plazo es dudosa, ya que estos aditivos orgánicos se degradan con el tiempo.

La introducción del cemento Pórtland data de fines de XIX. De ahí que su presencia en los edificios antiguos es producto comúnmente de reparaciones o modificaciones recientes. El mortero de cemento, además de alcanzar resistencias muy superiores a las del mortero de cal ( $50\text{kg/cm}^2$  y  $200\text{kg/cm}^2$ ), tiene un endurecimiento muy rápido y mucho mayor módulo de elasticidad, lo que imparte mayor rigidez a la obra de mampostería, razón por la cual debe tenerse cuidado al reparar localmente con morteros de cemento elementos de mampostería construidos con morteros de cal. Esto introduce zonas más rígidas donde se tienden a producir concentraciones de esfuerzos.

Los morteros, como los concretos, los ladrillos y las piedras tienen buena capacidad para absorber esfuerzos de compresión, pero su resistencia en tensión es muy baja, típicamente de un décimo de la de compresión.

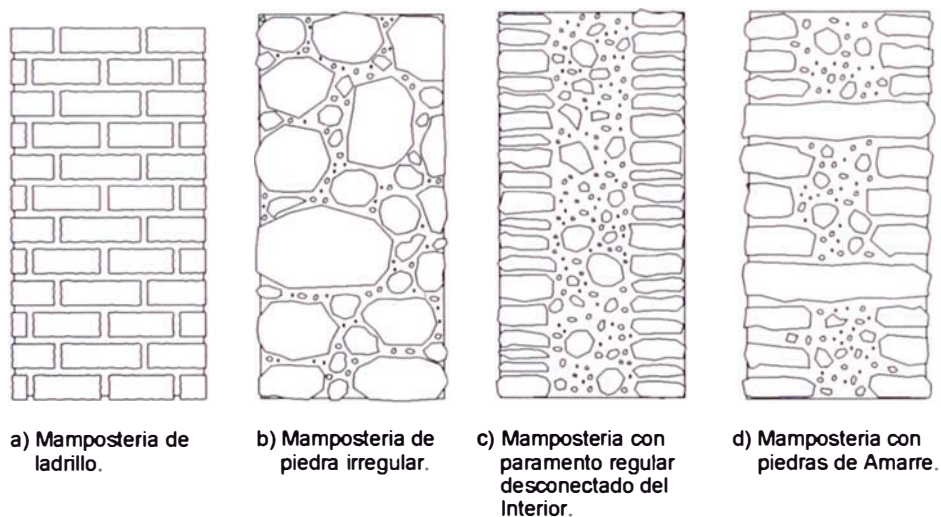
## **1.4 MAMPOSTERIA**

### **1.4.1 Definición, tipos y uso:**

Se denomina mampostería a la combinación de piedras, ladrillos y adobes con el mortero en las que esta última realiza múltiples funciones

tales como rellenar los huecos, mejorar la transmisión de cargas entre los elementos constructivos y permitir el posicionamiento deseado de las unidades.

Existen muchas modalidades constructivas para la mampostería en los edificios antiguos; sin embargo, se pueden definir dos grandes grupos: mampostería organizada, o con aparejo, y la mampostería irregular, en que las piedras se colocan sin labrar o casi, distribuidas en forma irregular en una matriz de mortero. Son comunes también los elementos en que las caras aparentes tienen un aparejo regular y en el interior es de tipo ciclópeo, para lo cual la mampostería exterior sirve de encofrado.



**Fig. 1.1** Tipos de Mampostería

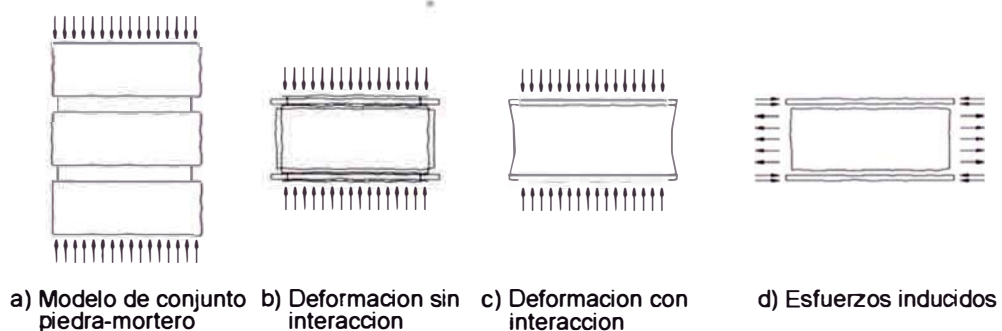
#### 1.4.2 Comportamiento y Propiedades mecánicas:

Las propiedades estructurales dependen del arreglo de los materiales componentes así como de las propiedades de los mismos (mortero y la piedra o ladrillo). Estas propiedades pueden verse afectadas también por el deterioro.

Para comprender el comportamiento mecánico de la mampostería,

conviene examinar el modelo simple de piedra mortero en capas superpuestas. Al estar sometido a un estado de esfuerzos de compresión, el conjunto experimenta un acortamiento en la dirección de los esfuerzos aplicados y un alargamiento en dirección transversal. El mortero es en general mucho menos rígido que la piedra y tiene deformaciones mayores tanto en la dirección de los esfuerzos de compresión aplicados como en la dirección transversal. En la superficie de contacto entre los dos materiales, las deformaciones transversales deben coincidir. Por ello, la interacción entre los dos produce una contracción transversal del mortero y una expansión de la piedra, ambos en dirección transversal.

Por la baja resistencia en tensión de la piedra, estos esfuerzos de tensión transversal producen un agrietamiento que crece a medida que la carga aumenta y que gobierna la capacidad del conjunto para resistir cargas axiales. La capacidad en compresión del mortero no suele ser crítica debido a que, por su pequeño espesor, queda confinado entre las piedras. Por el fenómeno anterior, la resistencia del conjunto es significativamente menor que la de la piedra, pero es mucho mayor a la del mortero. Cuando se trata de aparejos regulares, como las hiladas sucesivas de ladrillos y mortero, la resistencia del conjunto es típicamente entre 30% y 40% de la del ladrillo; los porcentajes mayores corresponden a mortero de más alta calidad.



**Fig. 1.2.** Modelo simple de interacción piedra-mortero en la Mampostería

Para arreglos irregulares de piedras y ladrillos, los mecanismos de falla son diferentes y estos no implican el agrietamiento transversal de las piedras, sino la separación en franjas verticales, independientes, lo que conduce al pandeo y al subsiguiente colapso. En este tipo de mampostería juega un papel importante la presencia de piedras transversales que amarren la mampostería en la dirección del espesor del elemento. Por lo anterior, la resistencia del conjunto tiene poca relación con la resistencia de las piedras, y depende más de la organización de las mismas y de la calidad del mortero.

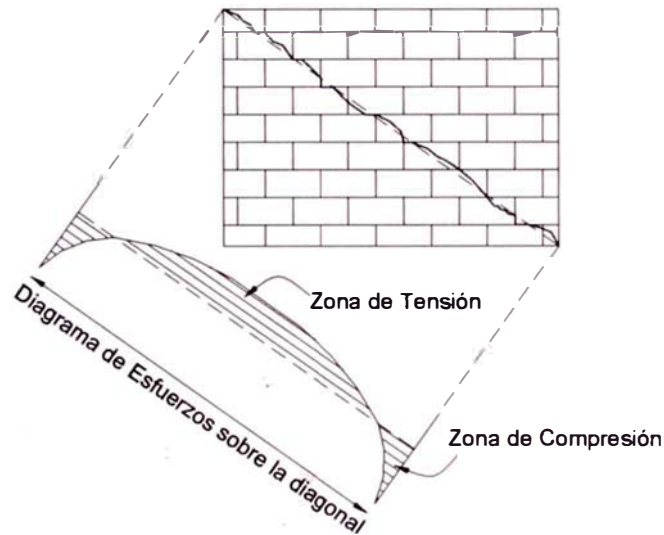
En la siguiente figura se ilustran 3 modos de falla típicos según el arreglo de los materiales componentes: por tensión transversal en la piedra cuando se trata de muros de ladrillo o de bloques o sillares, por aplastamiento del mortero y desprendimiento de las piedras en la mampostería irregular y por delaminación en placas separadas, cuando no existe buena liga entre las piedras en el espesor del elemento.



**Fig. 1.3.** Modos de falla de Mampostería ante cargas verticales

La falla de la mampostería es en tensión diagonal. Las cargas laterales en elementos de mampostería inducen a un estado de esfuerzos semejante al que es generado por cargas aplicadas a lo largo de la diagonal. Como se muestra en la figura 4. Esto produce un estado de tensión casi constante en dirección normal a la diagonal cargada. Por la baja resistencia en tensión de la mampostería, la falla se produce por

una grieta diagonal como la que es frecuente encontrar en muros afectados por hundimientos diferenciales o sismos.



**Fig. 1.4.** Falla en la mampostería por tensión diagonal

El comportamiento estructural de la mampostería ante los diferentes tipos de esfuerzos es esencialmente frágil. Esto es, el material falla de manera brusca al alcanzarse su capacidad de carga. El carácter frágil se acentúa para las mamposterías de mayor resistencia. Tales estructuras están expuestas a la posibilidad de colapsos súbitos con pocas señales de daño previo.

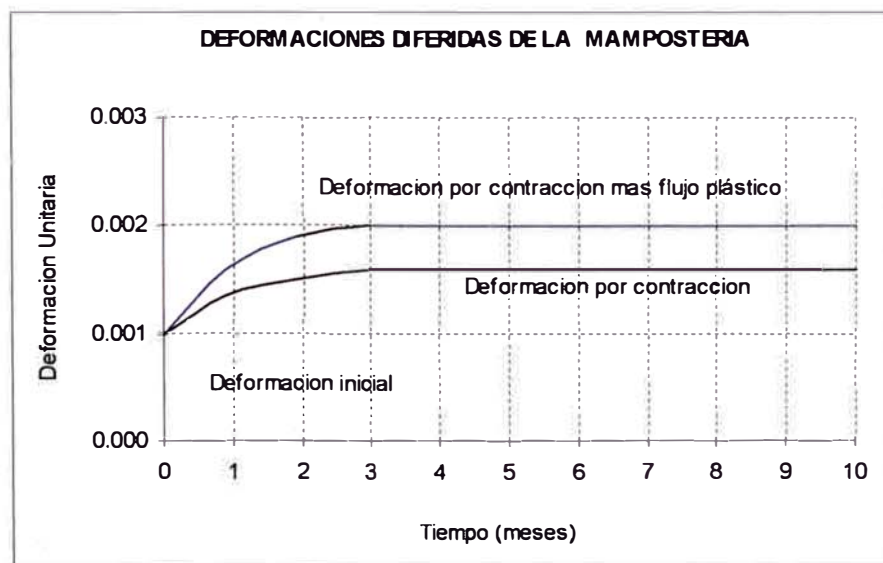
Por otro lado, la mampostería experimenta cambios volumétricos importantes por **contracción** de los materiales componentes. En la mampostería de adobe la contracción se debe al secado del barro; en la de ladrillo o piedras, al fraguado del mortero de cal que va acompañado de retracciones significativas. Es importante tomar en cuenta este fenómeno para la reposición o reparación de elementos estructurales en los edificios históricos, ya que aunque se empleen los mismos materiales originales, las partes nuevas tenderán a contraerse y a separarse de la estructura original.

Otro fenómeno que genera cambios volumétricos significativos es el **Flujo plástico** por el cual un material sometido a cargas de compresión,



después de un acortamiento inicial elástico, continua deformándose en el tiempo, mientras la carga permanezca. Este fenómeno es importante en los morteros de cemento Pórtland, pero lo es también en los morteros de cal para los cuales la deformación final llega a ser del mismo orden que la inicial. Nuevamente, esto debe de tomarse en cuenta para la inserción de nuevos elementos resistentes en las estructuras existentes. El fenómeno también es importante para definir la distribución de cargas en las estructuras compuestas de materiales diferentes. Debido al flujo plástico puede haber transferencia de carga de elementos inicialmente muy rígidos, pero que al continuar deformándose ceden parte de su carga a otros menos sensibles a ese fenómeno.

Las deformaciones de flujo plástico son proporcionales al volumen de mortero en la mampostería. En elementos de mampostería irregular, el mortero llega a constituir el 60% del volumen total, mientras que en elementos de bloques o sillares de cantera alcanza el 2% o 3% del total; por tanto, los primeros experimentan deformaciones diferidas mayores. El fenómeno del flujo plástico permite que las estructuras de mampostería se adapten a hundimientos diferenciales que crecen muy lentamente en el tiempo.



**Fig. 1.5.** Deformaciones diferidas en la mampostería

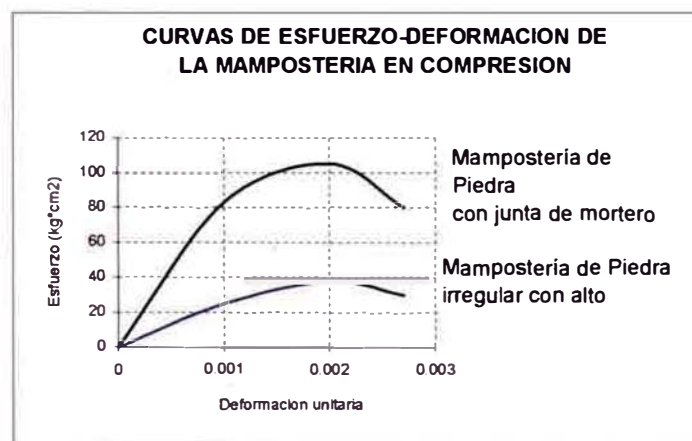
Para fines de cálculo la resistencia de elementos de mampostería, se recurre comúnmente a reglas empíricas, pero también se han empleado dos hipótesis extremas sobre el comportamiento de la mampostería: una es la de un comportamiento lineal hasta la falla, lo que da lugar al empleo de fórmulas de teoría elástica para el cálculo de los esfuerzos; la otra es la de un comportamiento plástico según la cual antes de la falla es factible que toda el área de la sección esté sujeta a esfuerzos de compresión alcance el esfuerzo máximo de compresión. Aunque esta última hipótesis puede parecer muy alejada del comportamiento de un material relativamente frágil, como la mampostería, es la que permite mejores estimaciones de la resistencia, ya que la distribución de esfuerzos que se presenta antes de la falla produce una condición mucho más cercana a la plastificación que a la distribución lineal.

La condición mas común de carga para un elemento de mampostería es la de la carga axial combinada con un momento flexionante, debido generalmente a la excentricidad de la carga axial. Para determinar la capacidad de los elementos sujetos a esta condición de carga se reduce la carga axial que es capaz de resistir el elemento, para tomar en cuenta los efectos de la excentricidad y de la esbeltez.

Una forma eficiente de mejorar el comportamiento de la mampostería ante cargas de compresión es mediante la aplicación de un confinamiento que restrinja la expansión lateral por el efecto de Poisson. Esto se ha aprovechado en diversos procedimientos para el refuerzo de elementos de mampostería sujetos a condiciones críticas de carga. Experimentalmente, se han derivado expresiones que relacionan la manera en que la aplicación de un esfuerzo lateral de confinamiento, aumenta el esfuerzo de compresión resistente y la deformación de falla.

Es difícil proponer valores típicos de las propiedades mecánicas; los resultados experimentales son escasos por la dificultad de reproducir en laboratorio las condiciones específicas de la obra y por la gran variedad

de situaciones que pueden presentarse. Únicamente para la mampostería de ladrillo la información experimental es relativamente abundante. La resistencia en compresión suele variar entre  $5\text{kg/cm}^2$  y  $50\text{kg/cm}^2$ . La resistencia en tensión de la mampostería es muy baja y es gobernada por la adherencia entre el mortero y las unidades. Para fines de cálculo es normalmente recomendable considerarla igual a cero, aunque puede alcanzar valores entre  $1\text{kg/cm}^2$  y  $2\text{kg/cm}^2$ . La resistencia de un muro a fuerzas de corte es también regida por esfuerzos de tensión, esta vez en dirección diagonal; por lo mismo, los valores que se alcanzan son bajos, pero en este caso no pueden despreciarse, ya que de ellos depende la resistencia de los muros y las construcciones ante fuerzas laterales como las inducidas por los sismos.



**Fig. 1.6.** Curvas de esfuerzo deformación para la mampostería en compresión

Para el análisis estructural de construcciones de mampostería, es importante conocer el módulo de elasticidad del material, que varía en rangos sumamente amplios. Se han obtenido valores desde  $5,000\text{kg/cm}^2$  para la mampostería irregular con alta proporción de mortero, hasta  $20,000\text{kg/cm}^2$  en mampostería de bloques de piedra de buena calidad con juntas de mortero muy delgadas. En una misma construcción, los módulos de elasticidad de los distintos elementos estructurales pueden presentar grandes variaciones e influir significativamente en la distribución de cargas entre los elementos.

## 1.5 MADERA

### 1.5.1 Definición, tipos y uso:

La madera debido a su bajo peso y relativamente alta resistencia a los esfuerzos de tensión ha sido el material de construcción mas usado desde tiempos remotos. En muchos lugares del mundo ha sido utilizada como elemento estructural en techos. Adicionalmente ha sido utilizada en columnas y como elemento de refuerzo en muros de mampostería (como es común en zonas con alta sismicidad). También ha sido utilizada en elementos de unión entre componentes estructurales tales como pilares, vigas y muros estructurales entre sí, brindando la continuidad que no es posible conseguir con la mampostería dada su baja resistencia a la tensión.

Las propiedades mecánicas de la madera varían no solo de acuerdo con la especie, sino aún dentro de la misma especie según las condiciones de crecimiento del árbol y la ubicación del elemento estructural dentro del tronco. En los grandes monumentos antiguos se trataba de usar las maderas más duras, como el roble y otros. Posteriormente, al reducirse la disponibilidad de estas especies se recurrió esencialmente a las diferentes variedades de pino, que son mucho más suaves que las primeras.

Las principales deficiencias de la madera son su combustibilidad, la poca durabilidad frente al interperismo o el ataque biológico (insectos y hongos) que pueden causar el deterioro y la destrucción de los elementos estructurales de este material. Otro problema que presenta la madera para su uso en estructuras de grandes proporciones consiste en la dificultad de grandes uniones, sobre todo cuando el elemento debe transmitir esfuerzos de tensión. En diferentes épocas y civilizaciones se han desarrollado soluciones muy diversas e ingeniosas al respecto; sin embargo, frecuentemente las uniones representan zonas de debilidad o de complicación en el proceso constructivo.

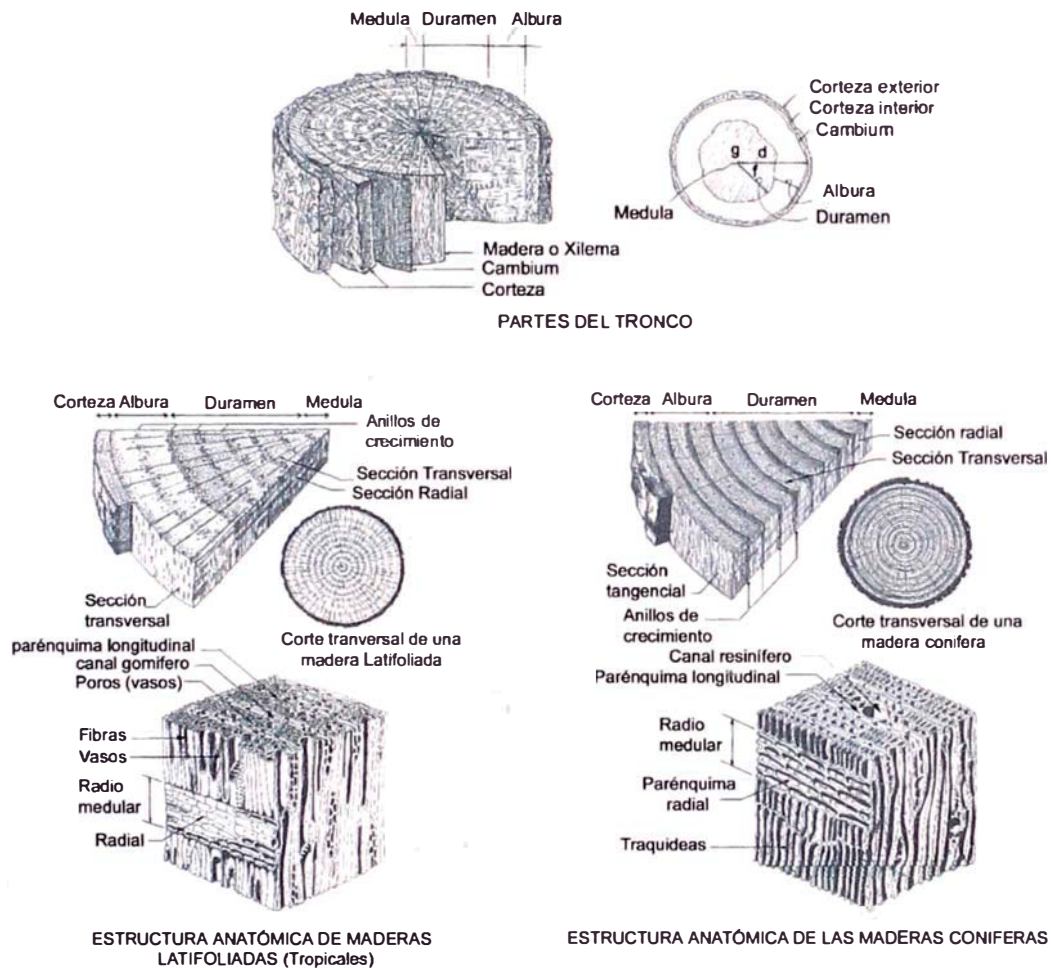
### 1.5.2 Comportamiento y Propiedades mecánicas:

Debido a la estructura al interior del árbol y a su forma de crecimiento, las propiedades mecánicas de la madera son muy diferentes según la dirección en la que se aplica la carga. Los haces de las fibras en la dirección vertical del árbol son las que estructuran y dan la principal resistencia al tronco. Las propiedades que definen la calidad estructural de la madera aumentan con el peso específico de ésta, el cual varía entre los  $600\text{kg/m}^3$  y  $1000\text{kg/m}^3$ .

Por su parte, la resistencia en tensión para la dirección de las fibras varía de especie a especie, para el tornillo es del orden de  $400\text{kg/cm}^2$  y para maderas como la Basalma y la Quinilla Colorada es del orden de  $1000\text{kg/cm}^2$ . Por otro lado, en la dirección normal a las fibras la resistencia a tensión es tan baja que suele despreciarse en los cálculos. La resistencia en compresión en la dirección de las fibras es menor que en tensión (de  $80\text{kg/cm}^2$  a  $100\text{kg/cm}^2$ ); la diferencia se debe a la posibilidad de pandeo de las fibras que son muy esbeltas. La resistencia en compresión normal a las fibras se encuentra entre  $15\text{kg/cm}^2$  y  $30\text{kg/cm}^2$ , y el esfuerzo cortante resistente entre  $15\text{kg/cm}^2$  y  $20\text{kg/cm}^2$ . El módulo de elasticidad típico es de  $100,000\text{kg/cm}^2$ . Valores más específicos de las especies más comunes se encuentran en los manuales de diseño de este material.

Los esfuerzos resistentes básicos corresponden a madera sin defectos. La resistencia se ve seriamente afectada por la presencia de nudos y por desviaciones en la dirección de las fibras con respecto a la del elemento. Se cuenta con factores reductivos de la resistencia básica para tomar en cuenta dichos defectos. Otro factor que afecta las propiedades mecánicas de la madera es su contenido de humedad. Los manuales especifican factores reductivos también por este concepto. En la reposición de elementos deteriorados de madera hay que procurar

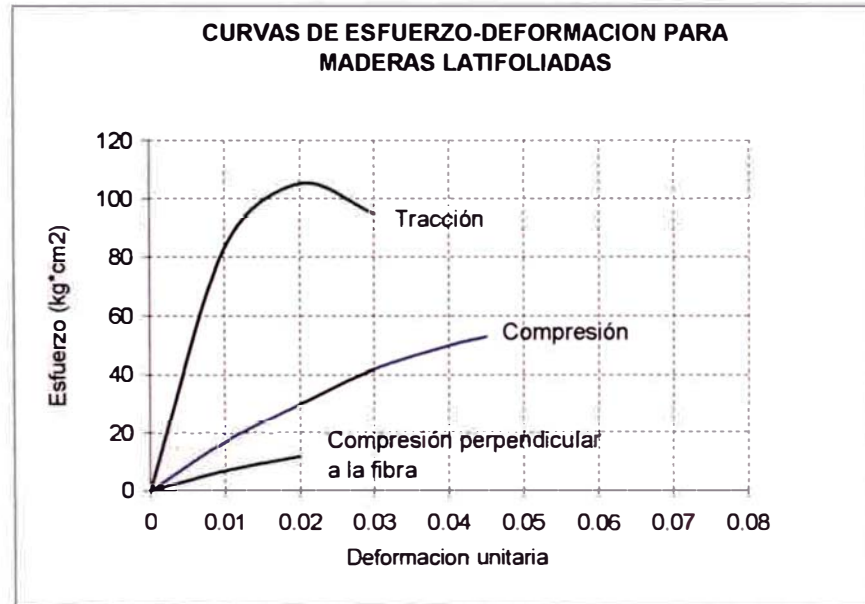
que los nuevos elementos tengan muy bajo contenido de humedad para que su comportamiento sea compatible con el de los existentes, que se han ya acondicionado al medio ambiente.



**Fig. 1.7.** Partes de la madera y su estructura anatómica

Cambios volumétricos importantes en la madera (expansión en temporada húmeda y retracción en época de secas) se dan debido a la variación de la humedad ambiental; esto es particularmente crítico para los elementos de madera embebidos en muros o columnas de mampostería o de piedra. Las expansiones de madera llegan a fracturar la mampostería; las contracciones por secado de la madera tienden además a producir el agrietamiento de los elementos de este material. Este agrietamiento no suele tener consecuencias directas en la

resistencia del elemento, pero facilita la penetración de insectos y agentes biológicos, acelerando el proceso de degradación.



**Fig. 1.8.** Curvas esfuerzos deformación para maderas latifoliadas

Entre los factores que afectan al comportamiento de la madera, está el flujo plástico (Creep). Cuando un elemento de madera se carga por primera vez se deforma elásticamente, y si la carga se mantiene se presenta una deformación adicional dependiente del tiempo (flujo plástico) Para algunas especies latifoliadas se ha encontrado que este incremento de la deformación puede llegar a ser en promedio 2 veces la deformación elástica inicial. Descargando el elemento la deformación elástica se recobra totalmente y sólo una fracción de la deformación plástica se recupera tardando un tiempo en hacerlo. Por otro lado, si en vez de controlar la carga se aplica una deformación constante, y mantenida, el esfuerzo inicial decrece a un 60% de su valor original luego de unos meses. A esta reducción se le denomina relajación. Investigaciones realizadas en Canadá indican que debido a estos efectos se afectan los valores de altas resistencias, sin embargo los valores correspondientes al 5to percentil, que son la base para establecer los valores de resistencia de diseño, la variación no es

significativa.

Cuando la madera, que es un material orgánico y natural constituido principalmente por celulosa y lignina, es sometida a ciertas condiciones de humedad, temperatura y oxígeno puede degradarse. La degradación de la madera se debe al ataque de organismos biológicos destructores como son los hongos y los mohos, que a dichas condiciones ambientales pueden alimentarse de ciertos componentes de la madera y si no son detectados a tiempo destruyen las células que la componen, afectando sus propiedades físicas y químicas y reduciendo severamente la resistencia estructural. El ataque de Mohos provoca lo que se conoce como pudrición de la madera y esta según el tipo puede ser "pudrición suave o blanda" cuando se destruye la celulosa y se caracteriza por ser superficial, degradando la madera hasta adquirir una consistencia grasosa de color oscuro. Los hongos cromógenos se alimentan de los azúcares y almidones almacenados en la madera que no son componentes estructurales de la madera. Los hongos xilófagos se comen la lignina (Pudrición Blanca) o las fibras (pudrición parda), en ambos casos cuando se destruyen los componentes estructurales de la madera; en ambos casos reduciendo significativamente la resistencia de la madera. Las condiciones para el desarrollo de los hongos son un contenido de humedad mayor al 182%, temperaturas entre los 5°C y los 35°C y el oxígeno libre.

Los mohos requieren de abundante humedad constituyendo formaciones algodonosas en la superficie. En la madera seca se eliminan fácilmente mediante el cepillado.

La durabilidad natural de la madera depende principalmente de la especie y la zona del tronco de donde ha sido extraída. Generalmente el duramen contiene sustancias tóxicas como las fenólicas por ejemplo, que rechazan a los agentes biológicos que quieran invadirla. En su estado natural la albura se considera no durable.



El ataque químico en la madera es altamente dependiente del tipo de estructura del compuesto. Líquidos que no producen hinchamiento de la madera, como aceites de petróleo o creosota, no tienen efectos apreciables, mientras que líquidos que hinchan la madera tales como agua o el alcohol pueden tener algún efecto aun cuando no produzcan degradación química. Esta pérdida en las propiedades depende del inchamiento y es un proceso reversible. Por otro lado, las soluciones químicas que descomponen las sustancias constitutivas de la madera tienen un efecto permanente. Se pueden hacer las siguientes generalizaciones:

Algunas especies son bastante resistentes al ataque de minerales diluidos y ácidos orgánicos.

Ácidos oxidantes degradan la madera más que los ácidos no oxidantes.

Soluciones alcalinas son más destructivas que las soluciones ácidas.

La protección de la madera contra el ataque de insectos o contra el fuego se logra mediante tratamientos con preservantes o con sales retardantes del fuego los cuales no evitan la combustión sino la retardan. Las propiedades mecánicas prácticamente no cambian con los preservantes, pero son afectadas algo por la combinación de los métodos de tratamiento químico retardante al fuego, métodos de tratamiento y el secado al horno. Comúnmente la resistencia a la flexión se reduce en alrededor del 10% sin embargo, la rigidez no es afectada apreciablemente.

## **1.6 METALES**

### **1.6.1 Definición, tipos y uso:**

Son usados en elementos estructurales principales desde el siglo XIX. El

bronce tuvo algunas aplicaciones aisladas con preferencia al hierro por su mayor durabilidad al no ser sujeto a corrosión y por que requiere menor temperatura. En Roma en el siglo II se emplearon elementos de bronce para las armaduras de techo. Las más frecuentes aplicaciones de bronce y plomo fueron para grapas, principalmente en ranuras delgadas en los grandes bloques de cantera. Su objetivo, más que el de proporcionar liga era el de fijar la posición de bloques sobrepuestos.

El hierro fundido se obtenía del mineral de hierro al calentarlo con un combustible de carbón, que funcionara como reductor de oxígeno. Hasta el siglo XV las temperaturas que se alcanzaban eran apenas suficientes para extraer el hierro que era batido por el herrero. Después se usaron temperaturas mayores para las cuales el hierro fundido toma nuevamente oxígeno del carbón y puede vaciarse formando lingotes, que se vuelven a fundir y colarse en moldes con forma deseada. El hierro colado así obtenido tiene alta resistencia y puede dar lugar a elementos de características uniformes. Solo en el siglo XVIII este material llegó a ser suficientemente económico como para su uso estructural a escala importante.

El hierro colado es un material de buena resistencia, pero notablemente frágil cuando se sujeta a esfuerzos de tensión, debido a su alto contenido de carbono. Por ello fue empleado principalmente para elementos en compresión, como postes, columnas y arcos. Las conexiones fueron adaptadas de las usuales en estructuras de madera. Una aplicación particularmente importante del hierro colado fue en el palacio de cristal, en Londres, donde a mediados del siglo XIX, se emplearon técnicas avanzadas de prefabricación en una estructura sumamente ligera y atrevida.

A finales del siglo XIX se comenzaron a usar el hierro dulce y el acero; en este último, el carbono es removido de los lingotes de hierro, eliminado así el carácter frágil del hierro colado; esto permite rolar

elementos de secciones variadas y en grandes longitudes. La trabajabilidad del acero permitió el desarrollo de formas de unión más eficientes y sencillas, como los remaches, los pernos o tornillos, y la soldadura. La tecnología de las estructuras de acero, su comportamiento estructural y sus métodos de diseño son propios de la construcción moderna y fuera del alcance de este trabajo.

Son problemas principales de los elementos de hierro y acero su sensibilidad al fuego y a la corrosión; ambos factores han hecho que muchas estructuras metálicas antiguas no hayan sobrevivido. Otra razón para lo mismo ha sido el robo de este material, por su alto costo y la facilidad del reusado.

## CAPITULO II

### ELEMENTOS ESTRUCTURALES

#### 2.1 CIMENTACIONES

##### 2.1.1 Descripción y Uso:

Las cimentaciones son elementos de transición utilizados para transmitir las cargas de la estructura al suelo, que por lo general tiene una resistencia menor que la de los elementos de soporte de la estructura (columnas, pilares o muros). Aunque estos elementos han sido concebidos solo para transmitir cargas de gravedad, en muchas ocasiones fueron suficientes para transmitir los esfuerzos producidos por la acción sísmica, de lo cual hay evidencia en edificaciones históricas alrededor del mundo.

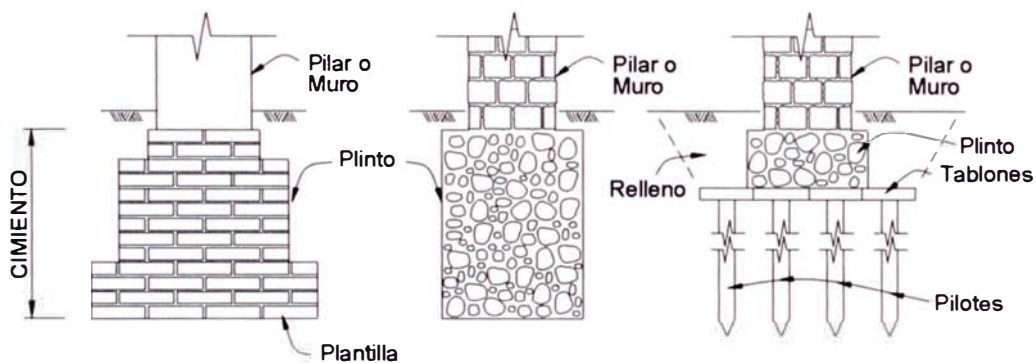
En la antigüedad, era práctica usual el buscar un terreno con cierta rigidez para decidir la ubicación de la estructura. Sin embargo, también hubieron otros factores que fueron decisivos para la elección del sitio de construcción, tal es el caso en el Perú y en México, en los que muchas construcciones se desplantaron sobre antiguas huacas y templos de naturaleza pagana para los españoles.

Con respecto a la selección de los materiales que formarían parte de la cimentación, era común usar los mismos materiales a ser utilizados para la construcción de los elementos de soporte de la estructura, tales como piedra o ladrillos.

##### 2.1.2 Tipos:

Por lo general las cimentaciones eran de grandes dimensiones, hechas

en base a un engrosamiento de la sección del elemento de soporte. Estas cimentaciones eran de forma cuadra o corrida; y estaban hechas por lo general de grandes piedras (y otros elementos de cierta dureza) embebidas en algún material aglomerante. En ocasiones, en suelos de muy baja resistencia o pantanosos (como en México y Venecia) se usaron plataformas con la finalidad de ampliar la superficie de contacto con el suelo; y en otros casos, se han descubierto pilotes cortos hechos en base a troncos de madera que transmiten la carga al suelo por la fricción de la superficie en contacto.



**Fig. 2.1.** Tipos de cimentaciones

### 2.1.3 Comportamiento mecánico y resistencia:

En lo que a la resistencia de las cimentaciones para construcciones antiguas se refiere, hay evidencia escrita de la antigua Grecia, de la metodología seguida para la selección de materiales para la cimentación. En la cual se indica que, en las canteras escogidas para la obtención de materiales para la construcción de los pilares y muros, se seleccionaban y cortaban las piedras destinadas a formar parte de la edificación. Luego se dejaban a la intemperie durante alguna cantidad de años, en la cual después de haber pasado la prueba del tiempo, los elementos intactos pasarían a formar parte de los elementos de la estructura y los que, de alguna forma se rompieron en pedazos más pequeños pero que habían mantenido su dureza, fueron destinados a

formar parte de la cimentación.

Estas cimentaciones aunque no eran a veces demasiado anchas en algunas ocasiones eran de gran peralte, con lo cual, el suelo sobre el cual estaban desplantadas, durante la construcción, ya estaba de cierta manera compactado de forma natural.

#### **2.1.4 Problemas y Tipos de Falla:**

Las fallas en cimentaciones de este tipo de construcciones son principalmente debidas a hundimientos diferenciales o por un deterioro de la capacidad admisible del suelo a consecuencia de la humedad.

Por otro lado, asentamientos posteriores que se dan hasta muchos siglos después de la construcción del edificio se deben a un deterioro de algún estrato del suelo (el cual no es necesariamente el superior) debido en muchas ocasiones a algún cambio importante del nivel freático.

## **2.2 PILARES Y COLUMNAS**

### **2.2.1 Descripción y Uso:**

Los Pilares y Columnas son elementos destinados a transmitir el peso de la estructura del techo a la cimentación y por consiguiente al suelo de fundación. Es común encontrar en la parte superior otros elementos tales como cornisas, capiteles y plintos que mejoran la captación de las cargas de la techumbre. No hay una diferencia significativa entre una columna y un pilar, ya que los dos cumplen la misma función estructural; sin embargo, debido a la forma y a la complejidad de materiales componentes y formas estructurales al interior del mismo elemento se podría hacer una distinción entre ambos.

Por otro lado, estos elementos en edificaciones históricas han cumplido

una función decorativa importante, lo cual la ha llevado a alcanzar un refinamiento muy especial y han sido objetos distintivos de varios estilos arquitectónicos.

### **2.2.2 Tipos:**

Estos elementos verticales han sido construidos de múltiples formas y con distintos materiales a lo largo del tiempo. En algunas ocasiones los pilares están hechos en base de grandes bloques de piedra de sillar o mármol, cuya forma define la sección del pilar, colocados unos sobre otros y conectados entre sí con elementos de madera o metal, como era el caso en la antigua Grecia y en Roma.

Por otro lado existen los pilares hechos en base a mampostería de piedra o ladrillo con aparejo exterior y un núcleo interno hecho en base a un conglomerado de piedra de menor resistencia.

Otro tipo de pilar, es el hecho en base a un entramado de madera, en los cuales troncos de madera a modo de columnas y otros elementos conectores definen el pilar en sí. La cobertura exterior, hecha con madera, caña y yeso le permite dar un toque decorativo al exterior.

### **2.2.3 Comportamiento mecánico y resistencia:**

Los pilares están concebidos para resistir principalmente cargas axiales debidas al peso propio; sin embargo, algunas veces son solicitados por fuerzas perpendiculares al elemento mismo, como la resultante entre las fuerzas coceo en la parte inferior de los arcos ubicados sobre ellos o a las fuerzas inerciales debidas a sismos.

Por lo general, la capacidad de carga de un pilar de piedra o mampostería está en función de la capacidad del conjunto de los materiales constituyentes. Por otro lado la mampostería presenta una

baja o casi nula capacidad para absorber los esfuerzos de tracción que se presenta entre el mortero y las unidades sólidas. Mientras que en los pilares de madera, la capacidad de carga no solo depende de la capacidad del material o los elementos componentes sino que, también, de la capacidad de las conexiones que hay entre estos.

Pérdidas en la capacidad de carga en pilares de mampostería son producto del efecto de flujo plástico, contacto de las unidades sólidas o por las excentricidades de las cargas aplicadas. En pilares de madera se ha visto el efecto de los nudos y desviaciones de las fibras en disminuir la resistencia del elemento de tamaño natural con respecto a la de una probeta sin defectos.

#### **2.2.4 Problemas y Tipos de Falla:**

Los pilares, en general, están sujetos a los problemas debidos a excentricidades en la aplicación de la carga, sea ésta por la desviación de las fuerzas transmitidas del techo o por irregularidades en la forma del mismo o por desplomes inducidos por asentamientos en su cimentación.

Por otro lado, un problema común en este tipo de construcciones es la pérdida de la capacidad de carga en un pilar, la cual está asociada a la falla de los materiales componentes.

En los pilares de piedra o mampostería, el aplastamiento del mortero debido no solo al flujo plástico, que se da en los primeros años, sino debido a posibles solicitaciones sísmicas o por asentamientos diferenciales de la cimentación hace que se produzcan posibles contactos entre las unidades sólidas de la mampostería. Este efecto crea zonas de alta concentración de esfuerzos que puede originar el despostillamiento de estas unidades; sin embargo, estas condiciones son por lo general locales y puede en algunos casos ser absorbidos por



una redistribución de esfuerzos en el resto de la sección transversal del pilar.

En pilares compuestos por mampostería exterior y un núcleo de menor capacidad, una pérdida de la capacidad de carga evidente y que no da lugar a colapso inmediato podría verse al observar una creciente separación lateral entre los bloques de piedra exterior que conforman el pilar.

Por otro lado, a diferencia de otros elementos estructurales de mampostería, los pilares de mampostería muestran signos claros de falla cuando llegan a condiciones cercanas al colapso. Su falla es de tipo frágil. El principal signo de que se está alcanzando la capacidad máxima del pilar es la aparición de un sistema de grietas verticales que indican que la expansión lateral de las unidades sólidas ha alcanzado niveles elevados y puede comenzar el desprendimiento del material.

En pilares de madera, una pérdida de la capacidad de carga puede estar asociada al agrietamiento de los elementos componentes o conexiones con signos evidentes de daño.

La problemática general de los pilares es la poca capacidad para absorber momentos flectores significativos.

## **2.3 MUROS**

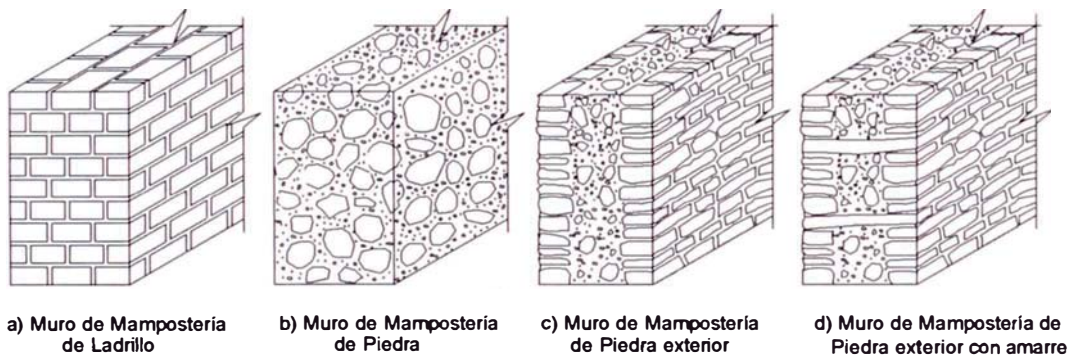
### **2.3.1 Descripción y Uso:**

Los muros en este tipo de estructuras son elementos que no solamente han sido concebidos para soportar el peso del techo o como elementos de cerramiento y delimitación de ambientes dentro de la edificación. También han sido utilizados como elementos de soporte lateral para las

fuerzas de reacción de los arcos y bóvedas, así como también para dar a la edificación rigidez y resistencia frente a los sismos; estos elementos son los contrafuertes y serán tratados más adelante.

### 2.3.2 Tipos:

Los muros por lo general son de mampostería de piedra o de ladrillo, en algunas ocasiones son compuestos por mampostería exterior con aparejo y un núcleo central de conglomerado de piedra con elementos conectores que de alguna manera le dan cierta unidad al elemento. Otro tipo de muros son los construidos por unidades de adobe.



**Fig. 2.2.** Tipos de muros de mampostería

### 2.3.3 Comportamiento mecánico y resistencia:

Aunque los muros son concebidos originalmente para tomar fuerzas en su plano tales como las cargas debidas al peso propio y de la techumbre; también experimentan acciones fuera de su plano, tal es el caso del empuje horizontal de los arcos, bóvedas y las inducidas por sismo. Por lo general el tipo de fuerzas inducidas a los muros depende del funcionamiento estructural del conjunto de muros dentro del edificio.

La capacidad de carga de los muros de piedra o mampostería está en función no solo de la capacidad a la compresión de los materiales

componentes (piedra o ladrillo y mortero) o del conjunto, sino también de la poca resistencia a tracción dentro del muro. Por otro lado, las pérdidas de capacidad de carga en los muros está relacionada con el flujo plástico, la falta de uniformidad en el contacto de las piedras y las excentricidades de las cargas aplicadas.

#### **2.3.4 Problemas y Tipos de Falla:**

Por lo general, Los muros de piedra o mampostería están sujetos a problemas relacionados con excentricidades y empujes originados por la estructura del techo en lo que a los muros exteriores se refiere, y a la poca capacidad para tomar esfuerzos de tracción. La pérdida de capacidad de carga no es muy frecuente en este tipo de elementos.

Las fallas debido a esfuerzos de tracción en el plano son ocasionados por sismos o asentamientos diferenciales. Tienden a producir agrietamiento en forma diagonal. Así mismo, muros de gran altura y espesor, con una longitud no arriostrada considerable presentan problemas debido a su propia masa, la cual en caso de un sismo podría producir la falla del muro fuera de su plano.

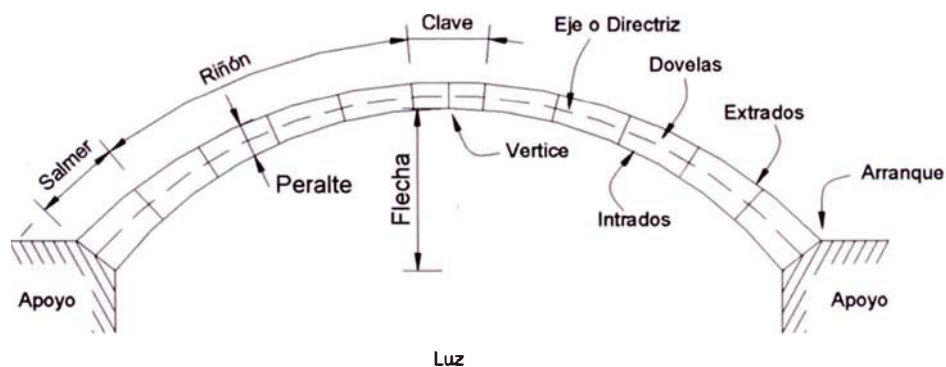
Otro factor que podría inducir falla en los muros por estabilidad es el efecto producido en los muros exteriores debido a las fuerzas fuera del plano como la componente horizontal de la estructura del techo (bóvedas y arcos). En este caso, el problema no es solamente de resistencia sino de rigidez fuera del plano; el muro se desplaza hacia el exterior del edificio y la bóveda del techo se abre, se agrieta y pierde estabilidad. Este problema puede verse incrementado si se toma en cuenta la excentricidad de la carga axial, en los muros perimétricos, que producen esfuerzos de tensión en la zona exterior del muro.

Por lo general, el pandeo no es problema ya que los espesores del muro son grandes y la relación altura: espesor no excede de 6.

## 2.4 ARCOS Y VIGAS

### 2.4.1 Descripción y Uso:

El cubrir o techar las estructuras ha sido un problema que por siglos el hombre ha tratado de resolver de distintas maneras. La madera fue, probablemente, el primer material utilizado con estos fines dada su capacidad para tomar esfuerzos de tracción. Luego, a medida que las luces se hacían más grandes, el paso siguiente fue el techar las estructuras con vigas de madera en forma de V invertida; en algunas ocasiones se utilizaron secciones aumentadas en los extremos a modo de acartelamientos, lo cual permitía distribuir mejor los esfuerzos de compresión en los extremos.

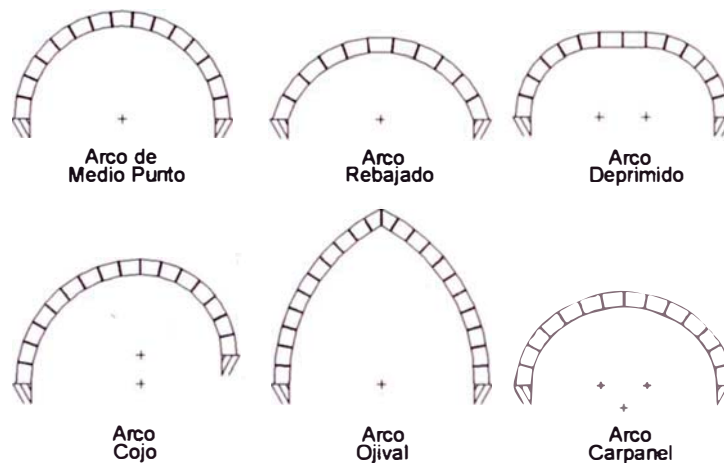


**Fig. 2.3.** Arco – principales partes

Los arcos de piedra o de mampostería fueron la solución encontrada para cubrir grandes luces en las cuales las vigas de madera, ya no eran suficientes dadas las grandes cargas destinadas a soportar. Los arcos circulares de piedra o mampostería permiten que las cargas se distribuyan a los apoyos a través de esfuerzos de compresión, para los cuales el material tiene buena resistencia.

### 2.4.2 Tipos:

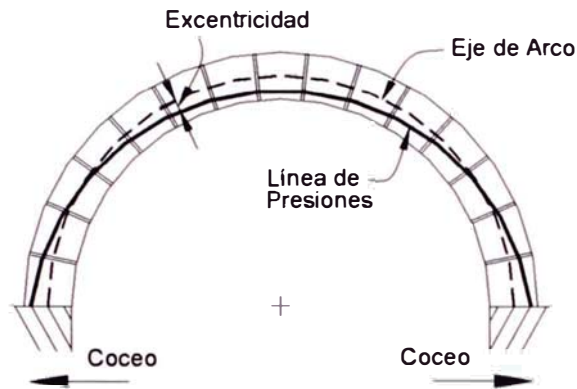
Los arcos se clasifican por la geometría que tienen y por el material con el que han sido construidos. La geometría de los arcos tiene un propósito estructural más que puramente arquitectónico y ha sido motivo de distintos estilos. Desde el punto de vista geométrico los arcos son de medio punto, rebajados u ojivales. Por otro lado, estos elementos estructurales han sido construidos de bloques de piedra, mampostería ó madera.



**Fig. 2.4.** Tipos de Arcos según la geometría

### 2.4.3 Comportamiento mecánico y resistencia:

Las cargas verticales aplicadas al arco se transmiten a los apoyos siguiendo una trayectoria que depende de la distribución de las cargas externas y de la geometría del arco. La trayectoria de las fuerzas internas en el arco se llama "línea de presiones". Cuando las cargas externas son tales que no coincide la línea de presiones y el eje del arco, se introducen esfuerzos de flexión en la sección, además de las cargas axiales. Adicionalmente, se presentan fuerzas cortantes en el arco. Al respecto, la forma e inclinación de los elementos de piedra, ladrillos que componen el arco es importante para definir la magnitud de los esfuerzos cortantes en las juntas. Las reacciones en los apoyos tienen una componente horizontal llamada comúnmente fuerzas de "coceo" que implica un empuje que tiende a mover los apoyos hacia fuera.



**Fig. 2.5.** Eje neutro y Línea de Presiones

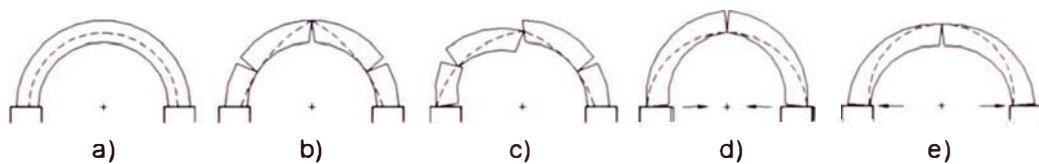
Para cada condición de carga existe una geometría para la cual la trayectoria de la línea de presiones coincide con el eje neutro del arco y, por lo tanto, el arco se encuentra en una condición de carga de flexión nula y compresión uniforme dentro de la sección, lo cual es más favorable para la estabilidad. Para la condición de peso propio uniforme a lo largo del arco, la geometría ideal es la parabólica, por conducir a la coincidencia entre el eje neutro y la línea de presiones; mientras que para una sobrecarga horizontal uniforme a lo largo del claro la configuración óptima es circular.

En general la geometría del arco es escogida con dos propósitos, el primero hacer mínimas las excentricidades entre la línea de presiones y el eje del arco, y la segunda es hacer mínimo el empuje lateral en los apoyos. El arco Ojival reduce la reacción horizontal en los apoyos, mientras que el arco rebajado lo incrementa. La platabanda es el caso extremo en el que la reacción horizontal desaparece y el arco se convierte en una viga, sin embargo, la estabilidad de ésta se funda en la inmovilidad de los apoyos y el efecto de arco se forma dentro del peralte de la viga.

#### **2.4.4** Problemas y Tipos de Falla:

Las fallas en los arcos se dan en forma de agrietamientos que, a medida

que se hacen más grandes, funcionan como articulaciones o bisagras. Estos podrían conllevar a mecanismos de falla y por consiguiente al colapso. Los agrietamientos están relacionados con esfuerzos de tensión, los cuales aparecen cuando la línea de presiones cae fuera del tercio central de la sección. La falla en los arcos más allá de la sobrecarga está relacionada con el movimiento de los apoyos debido a las fuerzas de coceo, asentamientos diferenciales o sismos.



**Fig. 2.6.** Tipos de falla en arcos – a) arco no deformado b) y c) modos de falla para cargas gravitatorias, d) y e) modos de falla por movimientos de los apoyos.

## 2.5 BOVEDAS

### 2.5.1 Descripción y Uso:

Las bóvedas pueden ser vistas como superficies obtenidas al colocar arcos paralelos adosados entre sí. Son utilizadas para cubrir áreas de forma cuadrada o rectangular.

### 2.5.2 Tipos:

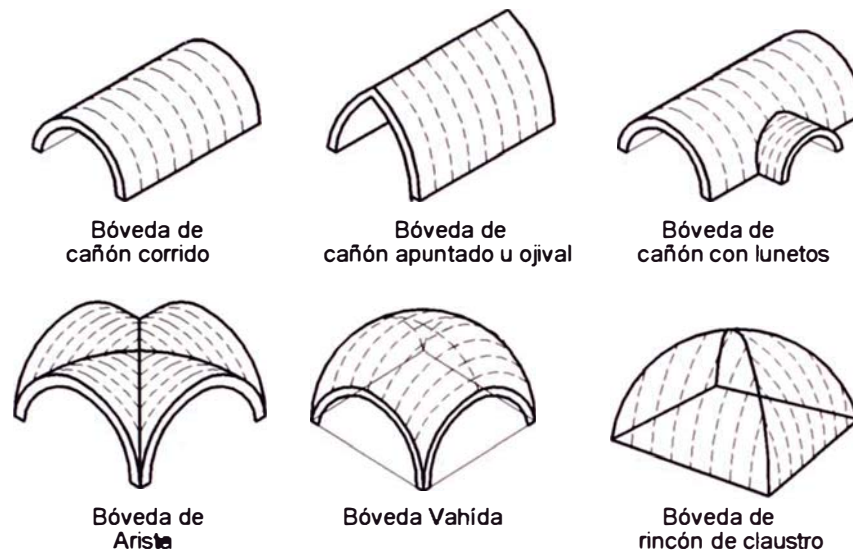
La bóveda más simple, es la **bóveda cilíndrica o de cañón corrido**, la cual puede concebirse como arcos paralelos idénticos apoyados sobre un muro continuo y puede ser analizada como un arco de ancho unitario. Estas bóvedas son utilizadas en áreas de forma rectangular de gran profundidad y luces medianamente grandes. En ocasiones, la necesidad de un apoyo continuo entra en conflicto con la iluminación al interior del edificio, para lo cual se abren en los muros de apoyo aberturas en forma de arco u otras formas que no afecten la rigidez del muro. En otras ocasiones, sin embargo, se colocaban lunetos, que eran bóvedas más

pequeñas, que intersecaban a la principal con ciertos ángulos y que de alguna manera permitían el paso de la luz por encima de los muros de apoyo. Estas bóvedas de cañón por lo general van acompañadas de arcos del mismo material y de mayor peralte que están espaciadas uniformemente dividiendo la cobertura en tramos constantes, lo cual le da mayor rigidez a la bóveda.

Por otro lado, a lo largo del tiempo se han creado un gran número de variantes, en lo que a la geometría se refiere, a través de la intersección de superficies cilíndricas u otras, lo cual hace a esta estructura muy versátil y útil para la cubrir espacios de medianas y grandes luces. Estas variantes se desarrollaron al principio del segundo milenio de nuestra era y encontraron su más alto nivel de desarrollo en las cubiertas de las grandes iglesias góticas. A continuación se describen algunas de estas variantes.

Las bóvedas cruzadas o intersecadas dan lugar a una cubierta con un trabajo propiamente tridimensional, cuya mayor rigidez le permite cubrir claros mucho mayores que con la bóveda de cañón. **La bóveda cuatrimpartida o bóveda de arista** es el ejemplo más común de estas estructuras de intersección; estructuralmente se le puede ver como formada por arcos diagonales ubicados en las aristas de encuentro entre las formas cilíndricas. Se puede considerar que dichos arcos principales soportan series de pequeños arcos paralelos en la dirección de las bóvedas constitutivas. Los arcos de encuentro, concentran, por ello, cargas elevadas y son los elementos críticos del conjunto; entonces resulta natural engrosar esas partes y formar nervaduras que dan lugar a las bóvedas nervadas. Estas bóvedas intersecadas y las nervaduras transmiten el peso del techo en un número reducido de puntos de apoyo, por lo que resulta crítica la carga vertical aplicada a los elementos de soporte, sobretodo por el coceo que se produce en los puntos de apoyo (fue esta situación la que introdujo los contrafuertes y arbotantes, tan característicos de la arquitectura gótica).





**Fig. 2.7.** Tipos de bóvedas según la geometría.

La **bóveda vahida**, es un hemisferio circular cortado por cuatro planos verticales perpendiculares entre sí, que dejan en los límites de la misma los arcos de apoyo que descargan el peso del techo en cuatro puntos de apoyo. La **bóveda de Rincón de claustro**, también es otra forma de bóveda obtenida de la intersección de dos superficies cilíndricas perpendiculares.

Los materiales más comunes utilizados para la construcción de bóvedas, han sido la piedra y la mampostería de ladrillo.

Otro tipo de bóvedas son las bóvedas nervadas de madera, de mucho menor peso que las de piedra o ladrillo. Estas tienen la forma geométrica de las bóvedas de mampostería o de ladrillo antes descritas; sin embargo, en este tipo de bóvedas los maderos a modo de nervaduras funcionan como una armadura tridimensional que transmite las cargas principalmente en forma de fuerza axial. Estas bóvedas por lo general tienen una cobertura de madera sobre la cual se coloca una torta de barro y caña.

### 2.5.3 Comportamiento mecánico y resistencia:

El comportamiento de las bóvedas de cañón puede ser entendido como el de un arco de ancho unitario. Sin embargo en las bóvedas más complejas obtenidas a través de la intersección de superficies esto se hace más difícil, ya que los arcos colocados en forma paralela ya no tienen la misma luz entre los apoyos, flecha, etc. Y las líneas de intersección entre las superficies en donde se colocan elementos de mayor espesor (llamados comúnmente nervaduras) descargan el peso de la estructura a un número reducido de puntos.

Las bóvedas transmiten la carga básicamente por esfuerzos de compresión a los arcos y puntos de apoyo

### 2.5.4 Problemas y Tipos de Falla:

La pérdida de la capacidad de una bóveda está en relación directa con la pérdida de la capacidad de los materiales constituyentes. Los movimientos de los apoyos, ya sea por asentamientos diferenciales o sismos, generan daños que tienden a hacer que el mortero utilizado para la construcción se pierda o se caiga, produciéndose de esta manera un agrietamiento pronunciado entre las unidades sólidas.

## 2.6 CÚPULAS O DOMOS

### 2.6.1 Descripción y Uso:

Las cúpulas o domos pueden verse como superficies de revolución obtenidas al hacer girar un arco sobre un eje central. Constructivamente están conformadas por anillos concéntricos colocados unos sobre otros, que van disminuyendo de radio gradualmente con respecto a la hilada inferior. Las cúpulas cambiaron radicalmente la distribución interior de

los templos y grandes construcciones al permitir cubrir grandes espacios.

### **2.6.2 Tipos:**

Las cúpulas en su geometría presentan variantes, las cuales van desde las semiesféricas hasta las cónicas; sin embargo, en monumentos históricos se encuentran algunas combinaciones con superficies cilíndricas.

En cuanto a los materiales, las cúpulas, fueron construidas con mampostería de de ladrillo y en algunas ocasiones con casetones huecos con la finalidad de disminuir el gran peso que este tipo de estructuras suelen tener.

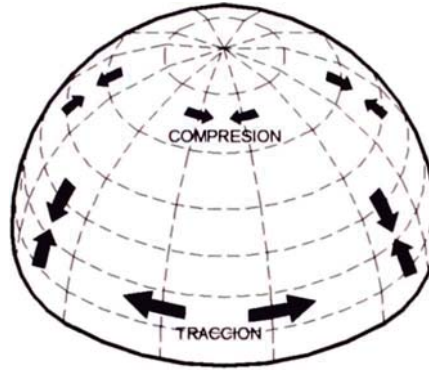
### **2.6.3 Comportamiento mecánico y resistencia:**

Las cúpulas son la forma primitiva de las actuales membranas delgadas, en las cuales las fuerzas debidas sobretodo al peso propio son transmitidas a través de esfuerzos contenidos en su superficie. Al igual que en los arcos, la geometría de las cúpulas y las cargas definen las excentricidades entre la línea de presiones y el eje neutro de la sección.

El peso de la cúpula genera esfuerzos de compresión en la dirección de los meridianos; mientras que, en la dirección horizontal se producen esfuerzos de compresión en la parte superior de la cúpula y esfuerzos de tracción en la parte inferior de la misma.

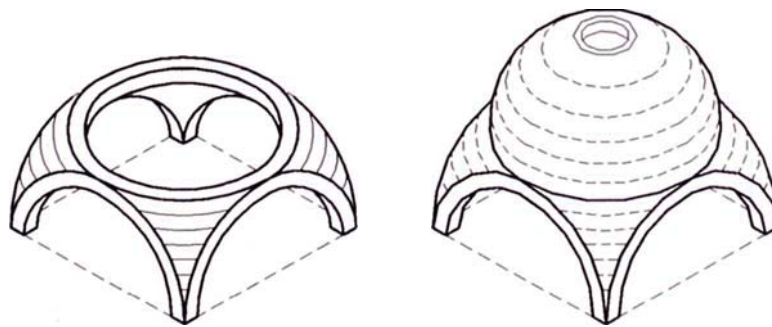
Existe una fuerza de coceo o componente horizontal en la parte inferior de la cúpula, la cual tiene que ser restringida por la estructura por debajo de la misma. En algunas ocasiones se colocan elementos rígidos en la parte inferior de la cúpula con la finalidad de contener los esfuerzos de tracción en la dirección tangencial y disminuir las fuerzas de coceo.

Existen también condiciones de carga y de forma para las que el coceo es mínimo.



**Fig. 2.7.** Esfuerzos en superficie de cúpula.

Hay casos especiales en los que la transmisión de la carga vertical es crítica, ya que por motivos arquitectónicos no se puede dar un apoyo continuo en toda la circunferencia de base de la cúpula. En estos casos la solución se encuentra en la utilización de "Pechinas" que son superficies en forma de triángulos esféricos que permite concentrar el peso de la cúpula en cuatro puntos y transmitirlos a columnas o muros y por consiguiente a la cimentación. Los arcos torales que se forman no tienen una función estructural específica, ya que es la pechina como elemento estructural integral la que recibe y transmite el peso de la cúpula. Esta solución marcó un cambio importante en construcciones antiguas, ya que permitió la colocación de cúpulas de base cuadrada o rectangular.



**Fig. 2.8.** Pechinas.

#### 2.6.4 Problemas y Tipos de Falla:

Por lo general el daño en las cúpulas que se manifiesta como agrietamiento en la dirección de los meridianos está relacionado con los esfuerzos de tracción en la dirección tangencial, dada la poca resistencia a la tensión de la mampostería. Sin embargo, aunque el agrietamiento se manifieste, los esfuerzos de compresión debido al peso propio en la dirección de los meridianos son bien transmitidos a la base de la cúpula. Este agrietamiento tiende a aumentar la fuerza de coceo en la base de la cúpula y es importante tenerlo en cuenta, ya que podría comprometer la estabilidad de la estructura. Otro factor que podría producir agrietamientos similares en la cúpula es el incremento de temperatura que producen también esfuerzos de tracción tangenciales.

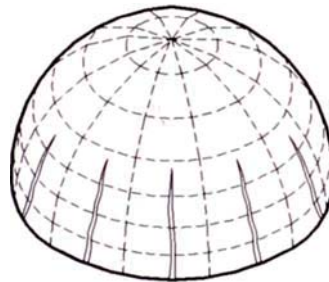


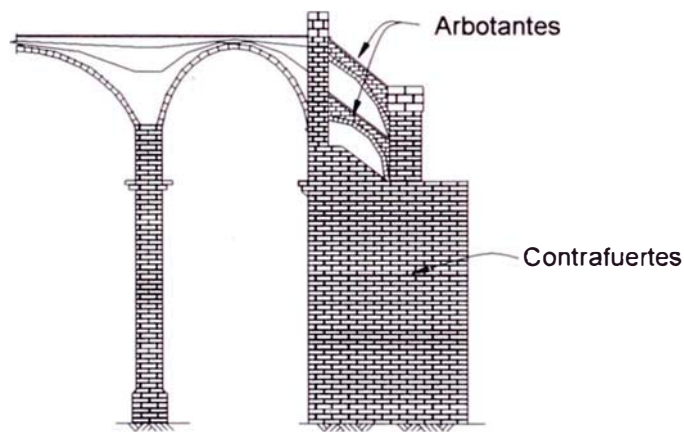
Fig. 2.9. Agrietamiento en cúpula debido a cargas de gravedad.

## 2.7 COSTILLAS, CONTRAFUERTE Y ARBOTANTES

### 2.7.1 Descripción y Uso:

Como respuesta al problema de estabilidad perpendicular al plano de los muros perimetrales de mampostería, debido al empuje de la estructura del techo, se desarrolló la solución colocando **costillas** o pilastras (un engrosamiento del muro en zonas de apoyo de arcos y bóvedas). Lo cual aumenta la rigidez fuera del plano del muro en estas zonas críticas.

Sin embargo, cuando la altura del muro perimetral y la magnitud del empuje crecen, se vuelve poco práctico contrarrestar el momento de volteo con espesores mayores del muro y la colocación de muros **contrafuertes** adosados a los muros perimetrales se vuelve más eficaz. Estos contrafuertes conducen los empujes laterales al terreno sin introducir esfuerzos de tracción al muro de mampostería perimetral. Con el tiempo, los contrafuertes, se volvieron la solución más adecuada para resistir sismos.



**Fig. 2.10.** Contrafuertes y Arbotantes.

En algunas ocasiones, con la finalidad de reducir el peso del contrafuerte, se disminuyó la altura de éste y se colocaron **arbotantes** que son arcos inclinados que conectan la estructura del techo con el contrafuerte y que actúan como puntales transmitiendo la fuerza de empuje. Los arbotantes son elementos de naturaleza netamente estructural y alcanzaron su máxima expresión en la arquitectura gótica del siglo XIII.

### 2.7.2 Tipos:

Estos contrafuertes de mampostería (de piedra, ladrillo y de tierra) son

por lo general de forma rectangular o trapezoidal y están adosados al muro perimetral. Tienen un gran espesor y por lo tanto un gran peso, el cual es transmitido a la cimentación que descansa sobre el terreno. Los arbotantes son por lo general de mampostería de piedra o ladrillo.

### **2.7.3 Comportamiento mecánico y resistencia:**

Los contrafuertes toman la fuerza del empuje del techo debido a cargas de gravedad y sismo que actúan en su plano; y por lo tanto, tienden a girar hacia fuera, por lo cual se hace necesario un soporte o cimiento rígido para contrarrestar este efecto.

Los arbotantes son arcos inclinados y estructuralmente trabajan como tales, transmitiendo la fuerza de empuje de la techumbre hacia los contrafuertes como carga axial, con esfuerzos de compresión en toda la sección; lo cual les permite (cuando la luz es pequeña) tener una configuración muy esbelta.

El estado de esfuerzos en el arco puede verse como la suma de los efectos de peso propio y del empuje lateral del techo. La composición de las líneas de presiones que ejercen los dos casos da lugar a la trayectoria final de fuerzas. El coceo del arbotante contrarresta, al menos parcialmente, el empuje lateral de la bóveda y contribuye a su estabilidad.

### **2.7.4 Problemas y Tipos de Falla:**

La problemática de los contrafuertes por lo general está relacionada con problemas de suelo y sismos. En ocasiones, la introducción de contrafuertes en una estructura sobre suelos deformables ha resultado contraproducente, debido al gran peso del elemento y a la falta de una cimentación adecuada. Por otro lado, asentamientos diferenciales a causa de la pérdida de capacidad del suelo por humedad y cambios en

el nivel freático pueden hacer girar al muro perimetral hacia fuera y agravar la condición de estabilidad de la estructura del techo.

En caso de sismo, algunas veces los contrafuertes de mampostería de gran altura y espesor, a causa de su gran masa inercial, no han cumplido con su función de controlar los desplazamientos laterales del muro perimetral. En estas ocasiones se presenta agrietamiento diagonal en el contrafuerte y esfuerzos de tracción en la mampostería del muro perimetral, lo que compromete la estabilidad del techo.

Los contrafuertes pueden presentar fallas debidas a esfuerzos en su plano, tales como esfuerzos cortantes debidos a asentamientos diferenciales y sismos.

La falla de los arbotantes por lo general está relacionada con los sismos y con un mal dimensionamiento. Los cuales debido a grandes desplazamientos de la estructura del techo podrían generar un agrietamiento en zonas de tracción.

## **2.8 SISTEMAS DE PISO Y TECHOS**

### **2.8.1 Descripción y Uso:**

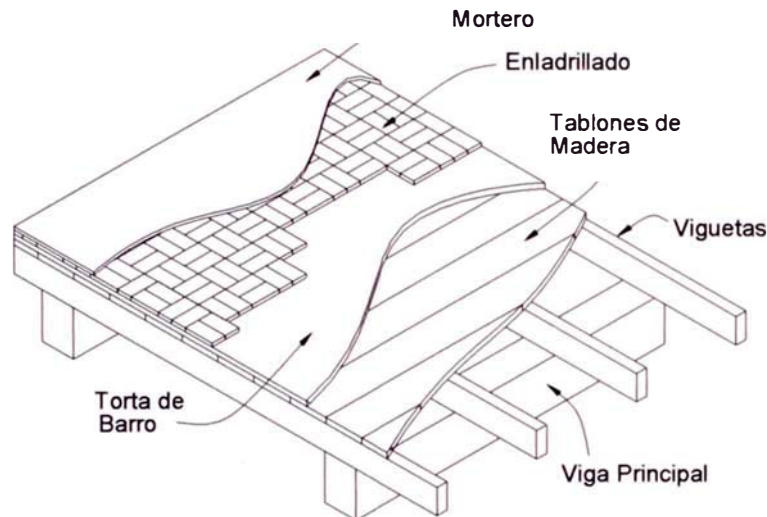
La estructuración de pisos intermedios y techos en monumentos históricos están por lo general basada en elementos de madera, razón por la cual pocos de estos han perdurado hasta la actualidad.

### **2.8.2 Tipos:**

Los sistemas de piso estaban formados por vigas de madera, sobre los cuales se colocaban tablonces de madera. Por encima de ellos se colocaba una capa de tierra para proporcionar un aislamiento acústico y



térmico, y finalmente se colocaba una capa de ladrillos como acabado de piso.



**Fig. 2.11.** Sistemas de piso.

### 2.8.3 Comportamiento mecánico y resistencia:

Estructuralmente estos sistemas de piso se basaban en vigas de madera simplemente apoyadas y superpuestas. Sus dimensiones estaban regidas más por condiciones de servicio que de seguridad ante el colapso, ya que debían ser suficientes para que las deflexiones y las vibraciones de los pisos sean pequeñas.

El aprovechamiento de la madera en modalidades estructuralmente más eficientes, se vio limitado por la dificultad de lograr uniones capaces de transmitir esfuerzos de corte y de tensión.

### 2.8.4 Problemas y Tipos de Falla:

Los principales enemigos de estos sistemas constructivos son por lo general el fuego, la humedad y el ataque biológico. Sin un adecuado mantenimiento, la vida de estos elementos es limitada. Particularmente críticas son las condiciones de apoyo de las vigas de madera que se

empotran en los muros que pueden ser sujetos a cambios importantes de humedad.

## CAPITULO III

### EVOLUCIÓN DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES EN LAS CATEDRALES

El presente capítulo intenta, de manera breve, hacer una descripción, a través de ejemplos, de las catedrales y los sistemas estructurales utilizados para su construcción desde los tiempos de la antigua Roma hasta el siglo XV como preámbulo a la descripción estructural y análisis de la catedral de Lima.

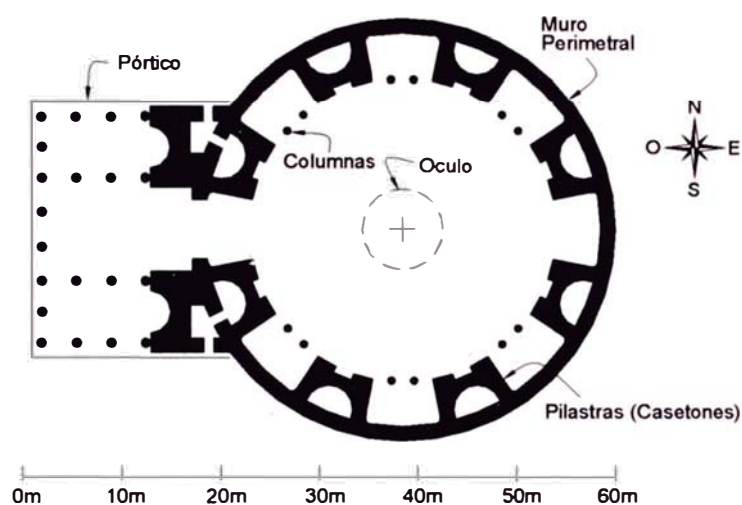
#### 3.1 TEMPLOS EN EUROPA DEL SIGLO I AL V

La arquitectura romana carecía del refinamiento estético griego, pero estructuralmente era mucho más avanzada. El arco semicircular, la bóveda de cañón y las de ella derivadas, la bóveda de arista y la cúpula, la utilización de materiales diferentes para funciones constructivas distintas, y sobre todo el uso del hormigón, fueron llevados a un alto grado de perfección, empleándose en edificios de gran tamaño cuya estabilidad se basaba en su masa (no en la contraposición de fuerzas que se da en las catedrales góticas), pero que, no obstante, tenían una gran audacia estructural.

Los avances de los romanos en la concepción de las estructuras, aunque se cuentan entre los mayores logros arquitectónicos de la historia, fueron lentos y balbucientes, resultado de una experiencia gradual y no de un ensayo creativo. Era una época más pragmática que intelectual, que ponía muchas trabas a la libertad del artista y del artesano. En estas circunstancias son aun más de destacar los logros de los anónimos constructores de Roma. Entre sus obras más perfectas está el templo llamado el Panteón, edificio de un fuerte carácter, inequívocamente romano y que sigue siendo aún el edificio mejor conservado de la Roma antigua.

Dedicado a todos los dioses, el Panteón de Roma fue consagrado como iglesia

cristiana en el año 609 de nuestra era. Su entereza estructural ha hecho que este edificio esté en uso por más de 19 siglos. No fue el primer edificio con domos construido por los romanos; sin embargo, el domo del emperador Adriano del nuevo panteón se comenzó a construir en el año 119DC y tomó 10 años en su construcción. El edificio fue hecho sobre uno anterior construido por Agripa del cual se conservó la forma del pórtico exterior.



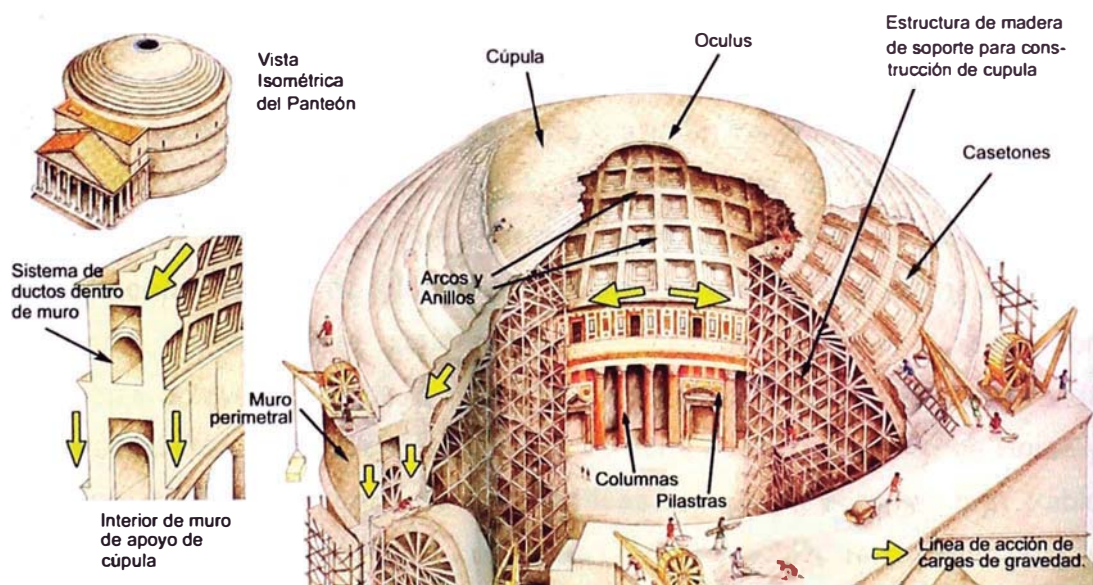
**Fig. 3.1** Vista en planta del Panteón

Esta estructura tiene forma cilíndrica con una cúpula en el techo y exteriormente a él un sistema aporricado. El área en planta de este edificio es de  $1530\text{m}^2$  (sin considerar los pórticos exteriores) y tiene una densidad de muros del orden del 27%. El diámetro de la estructura cilíndrica es de 43.6m y es de igual magnitud a la altura que hay desde el suelo a la parte superior del domo. La cimentación anular tiene 7.3m de ancho. Sobre ella, un sobrecimiento de 6m de espesor. La cúpula superior se apoya en forma continua sobre el muro perimetral. Adjunto a ese muro, hay ocho enormes pilastras que alternan con ocho nichos que contienen columnas circulares de 0.75m de diámetro. Los muros perimetrales y de los nichos tienen espesores aproximados de 1.5m. Los muros y la cubierta son de hormigón, y están revestidos con materiales como el ladrillo y el mármol. El muro cilíndrico perimetral tiene 3 niveles al exterior y solo 2 niveles al interior, ya que la cúpula arranca del remate del segundo nivel al interior. Este muro perimetral, en el segundo y tercer nivel, contiene en su interior ductos a

modo de pasajes, lo cual ayuda a disminuir el peso de la estructura.

La cúpula superior es de hormigón y tiene 1.5m de espesor en la corona inferior, el cual disminuye hacia la parte superior de la misma. Al interior de la cúpula existe un entramado de anillos y arcos de modo tal (casetones en forma de "waffle"), que permitió disminuir el peso. La cúpula culmina en oculo u oculus que es una abertura circular de 8.25m de diámetro.

La variedad del hormigón romano era tal que, cuando mojado, podía encorvarse y podría moldearse a voluntad. Consolidado por los morteros excelentes de arena volcánica, contuvo mezclas de variados agregados: Roca, piedra volcánica, hasta materiales de edificios demolidos. Esto tornaba el concreto más liviano o pesado permitiéndole a los constructores modular la densidad de sus estructuras. Capa a capa, horizontalmente, el concreto del panteón disminuye su peso reduciendo el peso del material a aproximadamente la mitad que el producido con los agregados más pesados. Los concretos pesados usaban agregados como el basalto pesado, mientras que los concretos livianos usaban toba amarilla y hasta piedra pómez.



**Fig. 3.2** Cortes en la estructura del Panteón - Isometría

Estructuralmente este edificio es sencillo en su funcionamiento. La cúpula

descansa sobre el muro cilíndrico exterior del edificio y a su vez las pilastras que tienen muros en la dirección radial contienen el empuje horizontal de la cúpula sobre el muro de apoyo (ver Fig. 3.2), así como también toman las fuerzas de inercia inducidas por sismo.

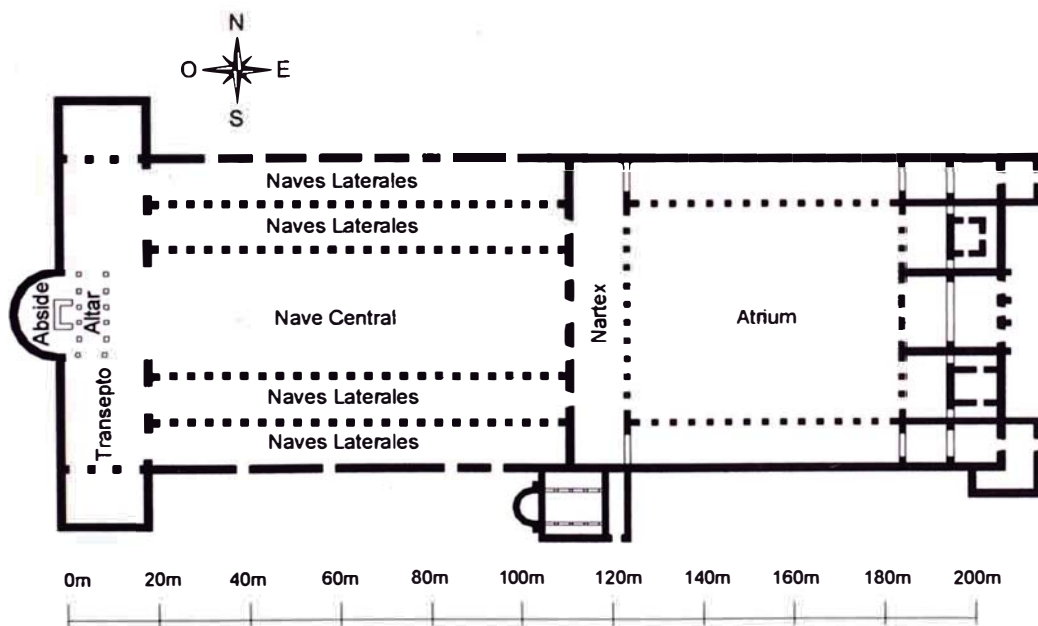
### 3.2 EUROPA DEL SIGLO VI – LAS PRIMERAS IGLESIAS: BASILICAS

Previa a la llegada del cristianismo, los templos eran tronos ofrecidos a los dioses y sus adoradores se reunían fuera de ellos. Por el contrario, una iglesia debía de albergar en su interior a los fieles, por lo que era necesaria una nueva forma arquitectónica. Desde el principio, la forma adoptada por los cristianos occidentales fue la **basílica**. En la Roma imperial, este era un edificio para la administración pública y para las operaciones mercantiles. Su forma típica era una nave larga y estrecha, cubierta con bóveda de cañón o de arista, o más a menudo, una cubierta de cerchas de madera, flanqueada por naves laterales más pequeñas por encima de las cuales las ventanas altas iluminaban la parte central del edificio. Uno de ambos extremos terminaba en un ábside en el que se ubicaba el altar votivo, los asientos de los consejeros y el trono de pretor. La **basílica** era un edificio relativamente utilitario y su sencilla construcción era una forma económica de cubrir un gran espacio rectangular. En las apuradas condiciones económicas en que creció la iglesia en los primeros años, la forma de **basílica** era ideal para el culto y la gran nave recta, flanqueada por naves laterales que llevaban a un altar situado al fondo, **se convirtió en un arquetipo para la construcción de iglesias en occidente**. La forma fue aprendida de los artesanos romanos que construyeron los primeros ejemplos, a veces con columnas aprovechadas de la ruinas de los templos paganos. Algunas de las mejores iglesias en **basílica** de los primeros tiempos se encuentran en Roma y Rabean, como es el caso de las **basílicas de San Pedro y San Pablo Extramuros** ubicadas en Roma que datan del 324 y 380DC respectivamente, y **Santa Maria la Mayor**, también en Roma, que data del 432DC.

La antigua **basílica de San Pedro** está ubicada sobre el sitio donde al principio

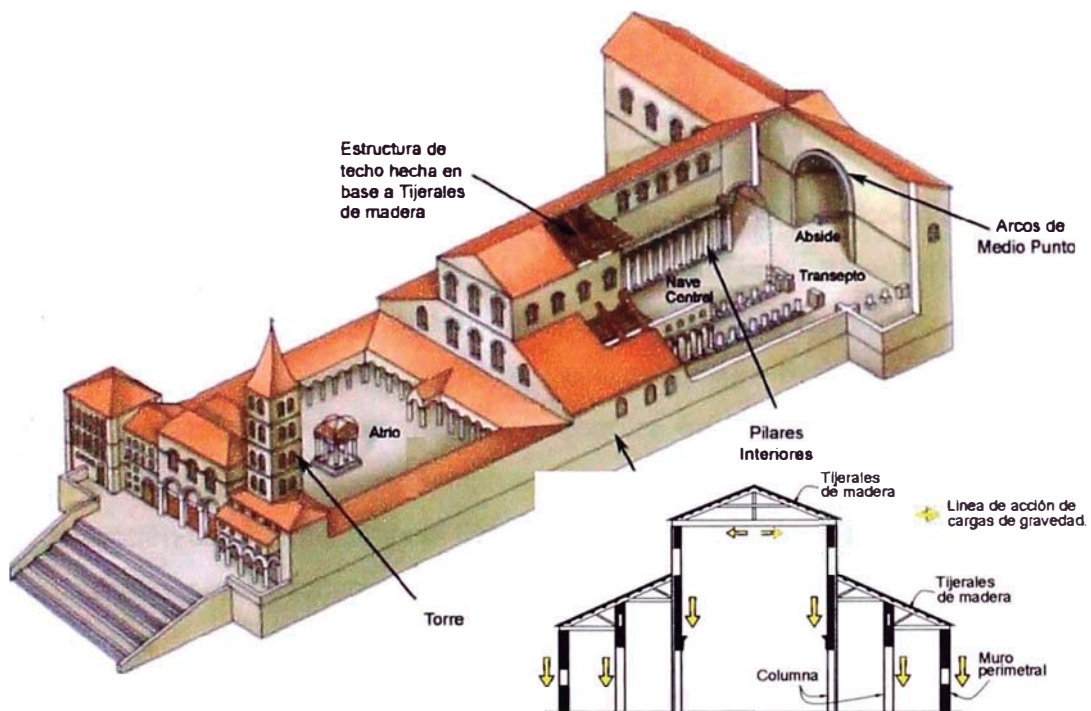
del primer siglo eran los jardines de Agripina. Su hijo, Caius Caligula, construyó un circo allí, luego el emperador Nerón estaba especialmente encariñado con este circo y arregló muchos espectáculos en él, en donde se daba muerte a los primeros cristianos y donde San Pedro (discípulo de Cristo) fue crucificado. Luego entre los años 324 y 333DC el Emperador Constantino mando construir una de las primeras iglesias justo sobre el sepulcro de San Pedro. Su construcción tomo algo más de 30 años. Doce siglos transcurrieron entre la construcción de la antigua basílica de San Pedro y la primera demolición de una parte importante de ella. Su reconstrucción durante el renacimiento 1450 - 1626 tomó 176 años y es la que actualmente se conoce como la basílica de San Pedro en el Vaticano.

La antigua basílica de San Pedro tenía forma cruciforme en planta con un transepto de 93m de largo y 20 m de ancho, así como un ábside en el extremo Oeste. Las cinco naves principales tenían 90 de largo. Había un atrio de entrada de 60m de largo que incluía un jardín. Cinco puertas daban el ingreso al interior del templo. La basílica propiamente dicha tenía un área aproximada de 8,700m<sup>2</sup>, mientras que el atrio con los edificios anexos a éste tenían un área aproximada de 6970m<sup>2</sup>. La densidad de muros era del orden del 11%.



**Fig. 3.3** Vista en planta de la antigua basílica de San Pedro

Cinco naves constituían el interior de la basílica con 4 filas de 22 columnas, de 1.70m x 1.70m cada una, que soportaban el peso de la estructura del techo de madera. La nave central de 26m de ancho, era mas la más alta con 32m de altura, mientras que las cuatro naves laterales de 10m de ancho tenían alturas del orden de entre los 18m y 14m. Los muros superiores que delimitaban la nave central arrancaban sobre los 10m de altura, justo sobre las columnas interiores centrales, estos presentaban ventanas en la parte superior las cuales dejaban pasar la luz del exterior. Los muros exteriores en la basílica y el atrio eran de ladrillo recubierto con cemento y tenían espesores del orden de 1.3m a 1.6m de ancho. La estructura del techo sobre la nave central estaba compuesta por tijerales simples de madera de 2 aguas, mientras que las naves laterales tenían techos también de madera hechos con entramados inclinados.



**Fig. 3.4** Isometría y Sección transversal de la estructura de la antigua basílica de san Pedro.

Estructuralmente, para las cargas de gravedad, el peso de la estructura del techo era íntegramente resistido por los muros exteriores y las columnas al interior. Los tijerales de madera del techo no ejercían un empuje lateral sobre



los muros, ya que la brida inferior hacia las veces de tirante, eliminando la reacción horizontal en los apoyos (ver Fig. 3.4).

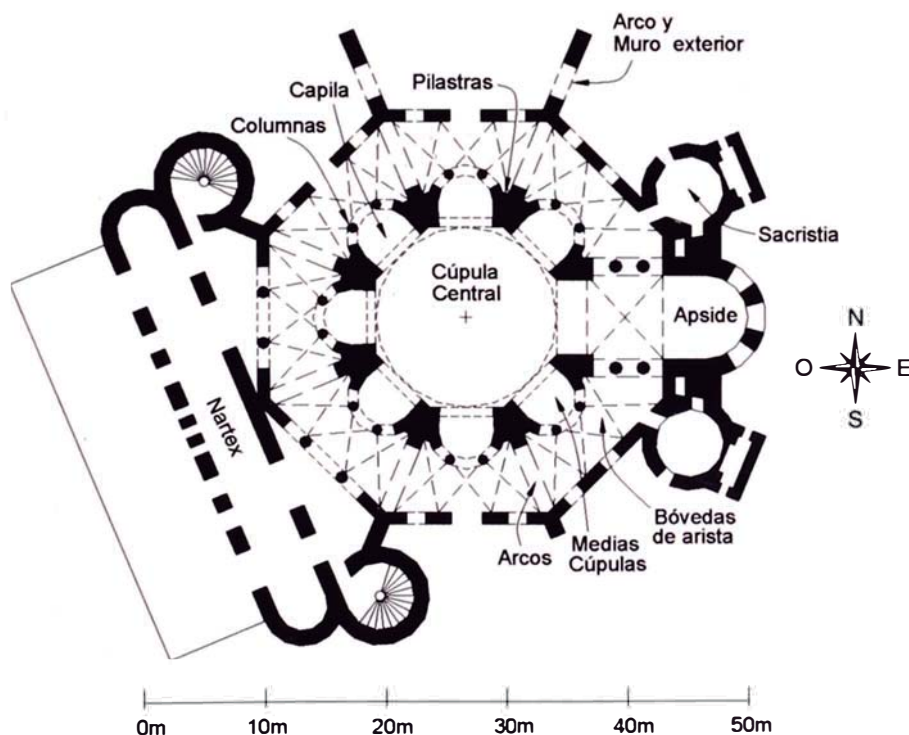
Para soportar las fuerzas inducidas por sismo, este tipo de edificaciones cuenta con la rigidez lateral básicamente dada por muros de corte. En el presente caso, en la dirección longitudinal la estructura era más rígida que en la transversal dada la mayor longitud y menor luz entre los muros perimetrales. Por tal motivo, en la dirección transversal se muestra la estructura más vulnerable dada la gran luz de los muros no soportados lateralmente y la masa inercial de los mismos. Sin embargo, a favor de esta estructura está el techo de madera liviano en comparación con otro tipo de cerramientos para luces similares, tales como las bóvedas de cañón hechas con materiales más pesados.

### 3.3 EUROPA Y BIZANCIO DE LOS SIGLOS VI AL X

Entre los siglos V al IX, paralizada casi por completo la construcción de grandes proyectos en Europa occidental, **el desarrollo de la arquitectura queda a cargo de Bizancio**, que conservaba un gran poder económico y fuertes relaciones comerciales con Occidente. **La arquitectura Bizantina se convirtió en una notable síntesis entre la arquitectura de la Roma imperial y la del Oriente medio**. De Roma tomaron su conocimiento del ladrillo y de la construcción con hormigón y del Este la utilización de la cúpula. El modo en que los bizantinos solucionaron el problema de colocar cúpulas sobre espacios cuadrados y rectangulares a través de pechinas (triángulos esféricos o curvilíneos) dio a los arquitectos libertad para crear formas variadas y complejas, contrarrestando los empujes de las cubiertas con contrafuertes, con otras bóvedas de medio cañón, medias cúpulas o muros más gruesos. El desarrollo de la técnica del ladrillo y la piedra favoreció la utilización de materiales secundarios como el revestimiento interior de muros y techos, en especial el mosaico.

Las iglesias bizantinas con cúpula del siglo VI son al cristianismo oriental lo que la basílica es al occidental, y cristalizaron la forma de lo que iba a ser la base de la arquitectura cristiana oriental durante los siguientes 1000 años. En la propia Constantinopla se produjeron las grandes obras maestras de los primeros tiempos del cristianismo tanto de Oriente como de Occidente. La iglesia de San Sergio y San Baco (Constantinopla) en el 825DC es uno de los primeros ejemplos de cúpula sobre ocho pilares en un edificio cuadrado y San Vitale de Ravena (construida por artesanos bizantinos durante la dominación ostrogoda de Italia) es otro ejemplo con cúpula sobre 8 pilares sobre una planta octogonal. Este último templo italiano fue levantado entre los años 538 y 547DC.

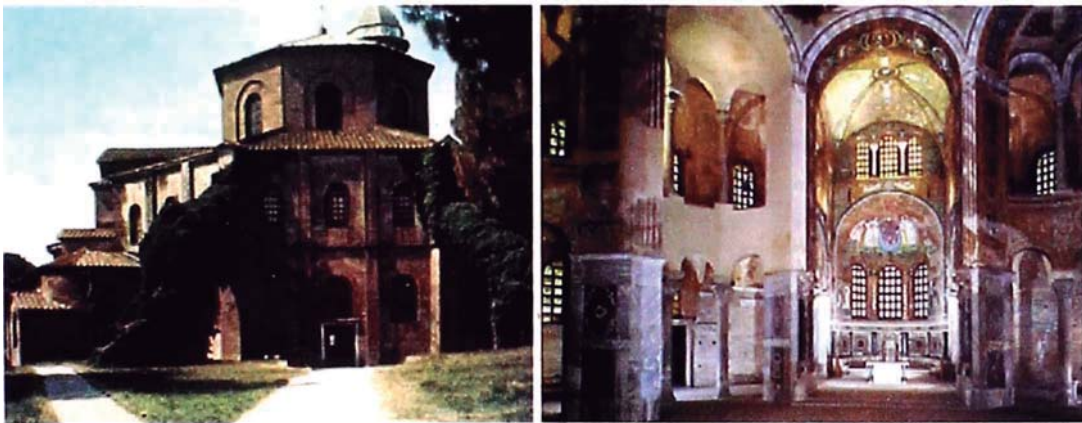
**San Vitale de Ravena** presenta una planta centralizada de forma octogonal cuyos elementos se disponen alrededor de una gran cúpula central. La Iglesia tiene un área total en planta de 1633m<sup>2</sup> y una densidad de muros del orden de 23% (ver Fig. 3.5).



**Fig. 3.5** Planta de la Iglesia San Vitale de Ravena

Los muros perimetrales exteriores son de ladrillo de 1m de espesor y de 15m de alto inscritos sobre una circunferencia en planta de 17.5m de radio. Hacia el

centro y sobre los 15m se encuentra la cúpula superior que tiene aproximadamente un radio de 8m y está apoyada en todo su perímetro sobre un muro de mampostería de ladrillo que descansa sobre los 8 grandes pilastras centrales al interior del recinto y que dan paso a 7 capillas semicirculares de 4.5m de diámetro y que están apoyadas sobre un sistema estructural conformado por dos pisos de columnas de 80cm de diámetro. Hacia el exterior se abre un complicado sistema de techos compuestos por bóvedas de arista de mampostería de ladrillo los cuales descansan sobre arcos al interior de la iglesia en las direcciones radial y circunferencial, así como sobre el muro perimetral exterior. Sobre estas paredes perimetrales se abren grandes ventanas separadas por columnas adosadas de 1.30m de longitud.



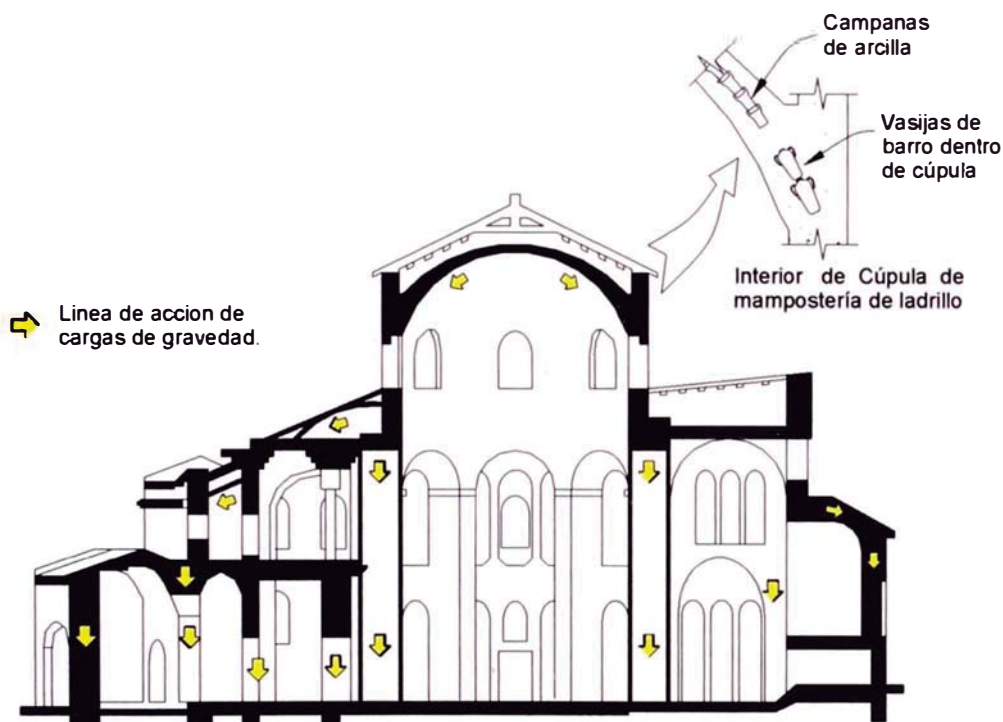
**Fig. 3.6** Vistas, Exterior e interior, de la Iglesia San Vitale de Ravenna

La iglesia llega a tener una altura del orden de 23m. La cúpula central es de mampostería de ladrillo con vasijas de arcilla llenas de argamasa al interior que ayudan a disminuir el peso.

La estructura cuenta hacia el exterior con el nartex o pórtico de ingreso que sobresale transversalmente a los pies del templo, marcando un eje longitudinal que contrasta con el sentido centralizado de la planta. También cuenta con 4 estructuras circulares en planta que sirven de acceso al 2do piso y para las sacristías.

También hacia el exterior, del lado Norte, la estructura tiene con dos muros a

modo de contrafuertes conectados a la estructura a través de medios arcos o arbotantes (ver Fig 3.5); los cuales, conjuntamente con las estructuras del Nartex y las sacristías, toman las reacciones horizontales de la estructura del techo y brindan cierta rigidez lateral al edificio para el caso de sismos (ver Fig. 3.7).



**Fig. 3.7** Sección transversal de la Iglesia San Vitale de Ravena

El aligeramiento de la cúpula mediante vasijas de arcilla permitió reducir la carga sobre las pilastras, columnas y muros. La característica constructiva más destacada es su cúpula: está construida a partir de una hélice continua de ánforas rellenas de argamasa y encastradas unas en otras. Sobre la estructura del techo (cúpulas y bóvedas de arista) existe una cobertura hecha con madera y tejas de arcilla.

Otro ejemplo de la arquitectura Bizantina que se presenta como la obra cumbre y ejemplo más singular es la **basílica de Santa Sofía** (o Hagia Sofía) de Constantinopla en cuya construcción, junto al palacio imperial, puso Justiniano su máximo interés concibiéndola como su basílica particular. La edificación de

este templo se llevará a cabo en la década de los treinta del siglo VI (532 - 537) siendo reconstruida como consecuencia de los daños causados por los terremotos de los años 553 y 557. Los arquitectos de esta gran obra fueron Antemio de Tralles e Isidoro de Mileto; el primero de ellos, matemático, sería el autor del proyecto y el segundo, en su calidad de ingeniero, se encargaría de hacerlo realidad. Ambos partieron de la herencia técnica y constructiva de la antigüedad clásica, de ahí que el estudio y diseño de la planta se conciba como una fusión del modelo basilical occidental y el modelo centralizado oriental, que dio como resultado una planta de cruz griega, que a su vez engloba y configura una planta de tres naves coronada por tribunas.

La planta es de forma rectangular y tiene medidas de 75m x 82m (5740m<sup>2</sup>) con una densidad de muros planta del orden del 15%. La cúpula central tiene un diámetro de 31m y una altura libre de 55m al centro.

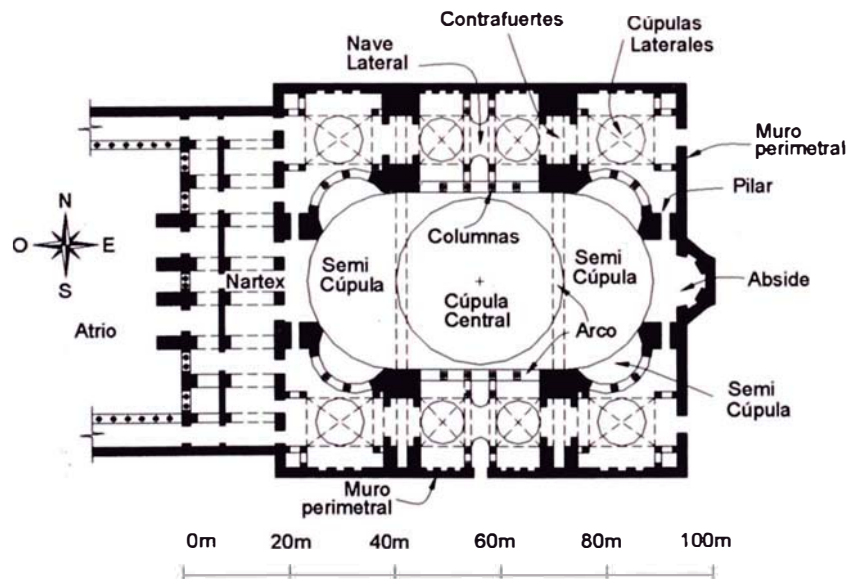


Fig. 3.8 Planta de la basílica Santa Sofía (ó Hagia Sofía)

Una de las principales características estructurales de esta cúpula es que el peso está soportado por arcos y pechinas que concentran la carga sobre cuatro grandes macizos principales que también hacen las veces de contrafuertes. En la dirección Este-Oeste esta cúpula se sostiene lateralmente sobre otras dos semi-cúpulas que extienden el claro libre entre apoyos verticales a cerca de

60m; a su vez estas dos semicúpulas se sostienen, también lateralmente, sobre otras dos más pequeñas situadas en los lados a una menor altura. Esta multiplicación de cúpulas crea, como en este caso, un novedoso sistema de soportes encadenados que se reparten el peso de la gran cúpula central y supone un rasgo definitorio de la arquitectura bizantina. Las naves laterales, divididas en dos pisos, se cubren de bóvedas de arista.

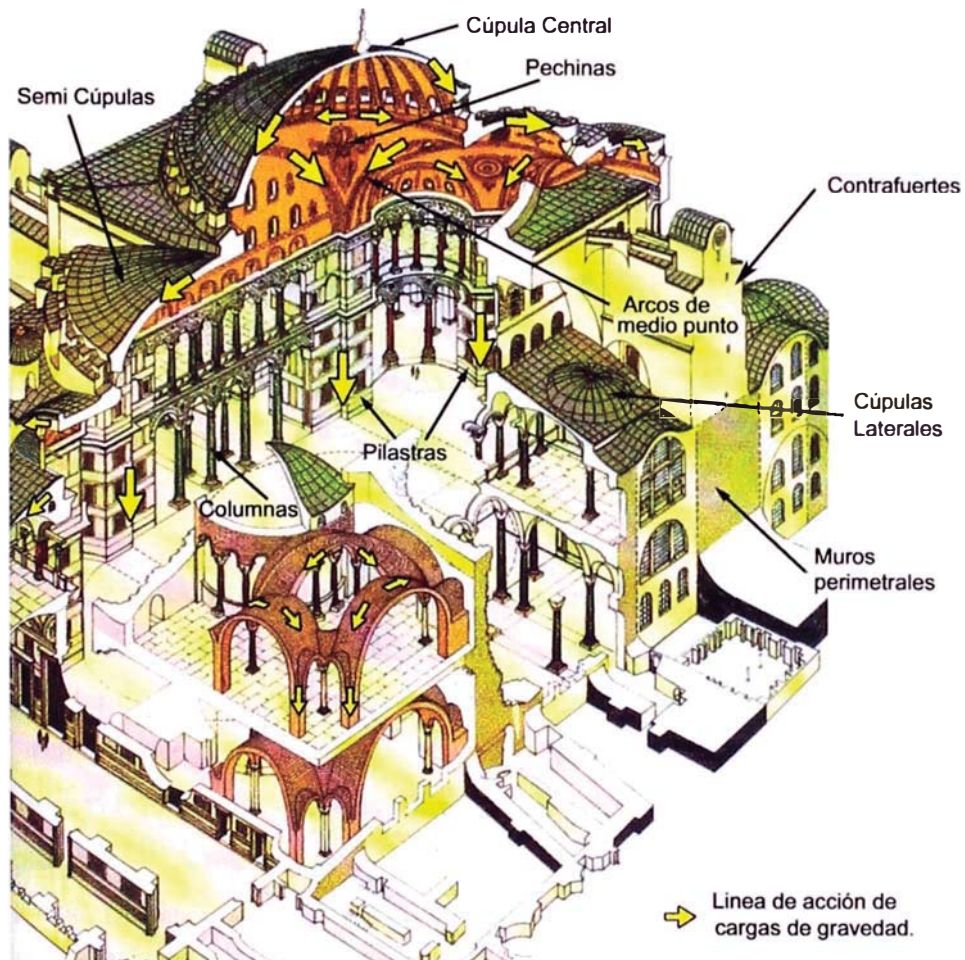
La estructura está íntegramente hecha de mampostería de ladrillo, salvo los pilares principales que son de piedra de sillar en la parte inferior. El terreno rocoso sobre el que fue desplantado permitió reducir los problemas de la transmisión del cuantioso peso de la construcción, así como los efectos de los sismos. La estructura se fue levantando simultáneamente en toda su área avanzando en estratos horizontales hasta el desplante de los grandes arcos centrales y de la cúpula. Al construir estos, se comenzaron a notar movimientos hacia fuera de los apoyos principales, lo que condujo a reforzar tanto los arcos como los pilares y a aumentar el tamaño de los contrafuertes.



**Fig. 3.9** Vistas, exterior e interior, de la Iglesia Santa Sofía

Persiste hasta la actualidad la evidencia clara de los efectos que sobre la estructura han tenido los empujes laterales producidos por el coceo de la cúpula central y por los sismos. En la dirección Norte-Sur, el agrietamiento en la parte inferior de la cúpula en la dirección de los meridianos evidencia la abertura de su base por insuficiencia de restricción lateral. El agrietamiento por el intrados y extrados de los arcos centrales indica lo mismo. De igual manera,

la fuerte inclinación hacia afuera de los pilares centrales de apoyo y el agrietamiento por flexión y por cortante de estos mismos y de otros elementos, son producto de los movimientos laterales inducidos por la acción de los sismos y del coceo de la cúpula sobre los arcos.



**Fig. 3.10** Cortes en la estructura de la Iglesia Santa Sofía

Desde el punto de vista estructural, el aspecto más interesante es la solución que se ha dado en este templo a la estructuración de la cúpula central, de gran dimensión y altura, y sobre todo la manera en que se ha resuelto la transmisión de los empujes laterales desde el nivel de apoyo de la cúpula hasta el terreno. En la dirección Este-Oeste las dos semicúpulas colocadas al lado de la cúpula central sirven de contrafuertes para transmitir el empuje lateral a un nivel inferior donde pudo ser absorbido más fácilmente por otros pilares. Mientras

que, en la dirección Norte-Sur la solución ha sido audaz, ya que el empuje lateral es resistido principalmente por el arco de la pechina que trabaja en flexión lateral y en los apoyos por dos grandes contrafuertes que se elevan por el exterior de la cúpula.

### 3.4 EUROPA DE LOS SIGLOS XI AL XII – ESTILO ROMANICO

En todo el mundo, sobre todo en Italia y en las Galias hubo un resurgimiento de la construcción de iglesias en basílica. Los cristianos, competían entre sí, para ver quiénes eran los que las construía más nobles. Durante el siglo XI en toda Europa occidental y en particular en Italia, Francia, España y Gran Bretaña, aparecieron nuevos edificios cuyo tamaño y altura, por primera vez en ocho siglos, podían competir con los de la antigua Roma.

En los nuevos edificios se hizo una síntesis entre la planta basilical de la tradición romana y la planta central de cruz griega de Bizancio. Reinterpretada según el riguroso lenguaje románico. El resultado fue la planta de cruz latina, la primera planta de iglesia verdaderamente propia de la iglesia nor-occidental y base del diseño de la planta de casi todas las catedrales medievales posteriores. La relación entre las iglesias de Roma y Bizancio decayó durante los siglos IX y X. A mediados del siglo XI el rompimiento era casi total, y aunque la influencia indirecta del Este se hacía aún sentir, las ciudades con fuertes vínculos comerciales, el desarrollo cultural de Europa en su conjunto iba tomando un carácter más occidental.

En el románico, un aspecto creciente de la identidad europea fue la importancia ideológica de España, convertida en sujeto de la ambición cristiana, a causa de la invasión islámica. Por razones políticas, además de las religiosas, se despertó un gran interés por el santuario de Santiago de Compostela en la ruta seguida por los peregrinos. En el camino se construyeron grandes iglesias, en Tours, Limoges, Conques y Toulouse. La propia importancia simbólica de la catedral de **Santiago de Compostela** la convirtió en



el foco de una gran actividad internacional y por consiguiente de las ideas arquitectónicas europeas.

La iglesia de Santiago de Compostela se empezó a construir en el año de 1075. El área en planta es del orden de  $2790\text{m}^2$  y la densidad de muros es del orden de 26%.

La catedral de Santiago de Compostela tiene planta de cruz latina, organizada en tres naves longitudinales y un amplio transepto dividido también en tres naves. En la cabecera se organiza un deambulatorio o girola, con capillas radiales, que permite rodear el altar mayor. En el ábside, bajo el altar mayor, se construyó una cripta donde se conservan los restos del apóstol Santiago. A los pies del templo se encuentra el pórtico de la Gloria y dos torres laterales.

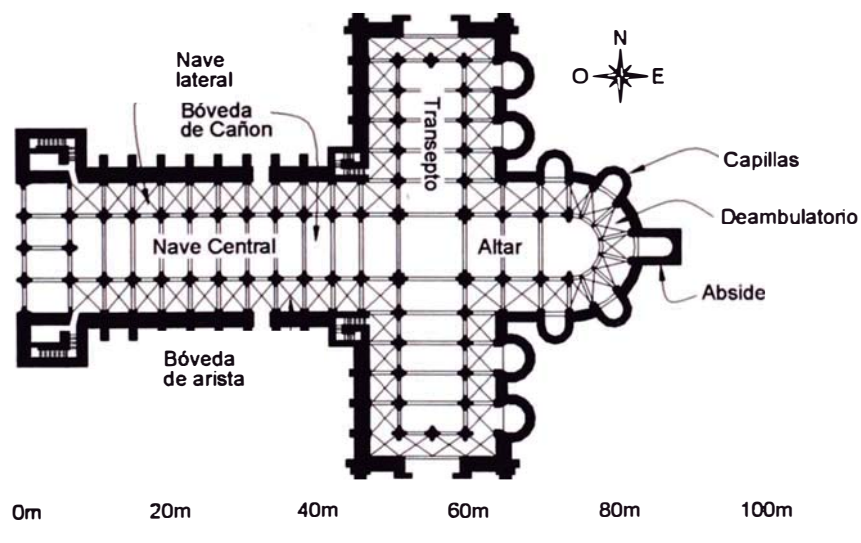


Fig. 3.11 Planta de la Iglesia de Santiago de Compostela.

La nave central longitudinal tiene once tramos, con una altura de 22m y 8m de ancho está cubierta por una bóveda de cañón con arcos fajones y de aristas laterales. Sobre las naves laterales se dispuso una tribuna en un piso intermedio, el que se abre a la nave central a través de los vanos del triforio (en forma de ventanas geminadas). Esta tribuna interior permite crear un espacio desde el que los peregrinos podían asistir al culto y están cubiertas con

bóvedas continuas de cuarto de esfera o medio cañón. La sección longitudinal del templo se articula en un piso inferior comunicado con las naves laterales cubiertas con bóvedas de arista.

Al interior de la catedral, los arcos son de medio punto peraltados y los pilares son de forma cruciforme. También hay columnas adosadas a los muros perimetrales con la finalidad de restringir los desplazamientos laterales inducidos por la reacción horizontal de la nave central y por los sismos.



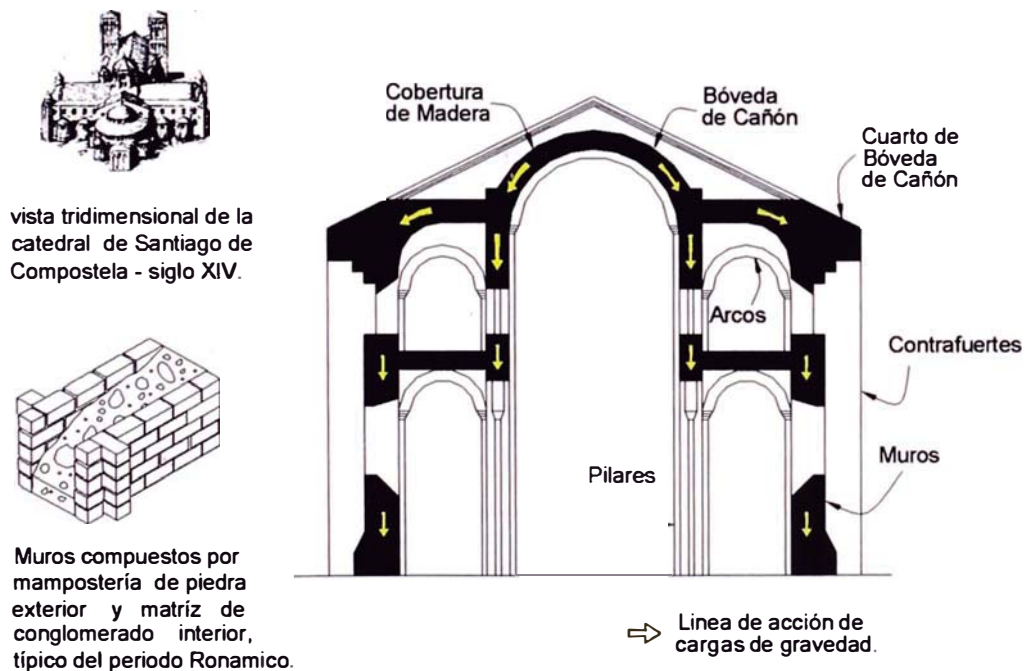
**Fig. 3.12** Vistas de la fachada exterior e interiores de la Iglesia de Santiago de Compostela.

En los extremos de la nave del crucero, en la intersección del crucero con la nave central y en la fachada de los pies, aparecen unas torres proyectadas que fueron las únicas que se construyeron en el siglo XII. En el barroco fueron reformadas, como todo el exterior del templo. La iglesia está construida íntegramente en mampostería de piedra de granito. Un rasgo característico del románico que se puede observar en otras iglesias es el hecho de que los muros perimetrales son de mampostería de piedra en el exterior y con una matriz de conglomerado de piedra. (ver Fig. 3. 13)

Estructuralmente, para las cargas de gravedad, todo el peso de la estructura del techo descansa íntegramente sobre los pilares centrales de  $2.0\text{m}^2$  de área y los muros perimetrales, de 2m de espesor, a través de arcos de piedra de medio punto. El empuje de la bóveda de cañón de la nave central es soportado

lateralmente por una bóveda continua de cuarto de cañón, que está apoyada sobre el muro perimetral y las columnas adosadas a este a modo de contrafuertes. La cúpula central ubicada en el cruce de la nave principal y el transepto, y descansa sobre los 4 pilares centrales de  $3.0\text{m}^2$  de área.

Para fuerzas de sismo, la estructura en la dirección Este – Oeste cuenta con los muros perimetrales, los cuales brindan a la estructura gran rigidez, dada la longitud de los mismos. En la dirección Norte – Sur, los contrafuertes dan a la estructura cierta rigidez la cual no puede ser proporcionada por el muro perimetral. Las bóvedas laterales de cuarto de cañón sirven como arbotantes continuos de la nave central y que a su vez conectan al sistema de muros contrafuertes de 4m de longitud ubicado a cada 3.75m aproximadamente sobre el muro perimetral. En la zona del transepto, el altar y las capillas, los muros de estas últimas son las que brindan la rigidez lateral a esta parte del edificio.



**Fig. 3.13** Sección Transversal de la estructura de la Catedral de Santiago de Compostela.

Las torres delanteras, de 40m de altura y con espesor de muro del orden de 2.5m, están adosadas a la estructura del edificio. Hacia el centro de la catedral, sobre el cruce de la nave central y el transepto, se ubica una cúpula de

mampostería de piedra con aberturas laterales la cual está apoyada íntegramente sobre los cuatro pilares centrales de la iglesia.

### 3.5 EUROPA DE LOS SIGLOS XIII AL XV – ESTILO GOTICO

La construcción antes del siglo XII había sido una empresa feudal en la que dominaba la iglesia y la aristocracia. Los creadores de las grandes abadías habían sido a menudo los monjes y los artesanos que las construyeron tenían categoría de siervos – lo que permitía que hubiese pocos contactos o intercambios de ideas con el exterior, estableciéndose en su lugar un alto grado de implicación dentro de cada comunidad local e identificación con el trabajo.

El advenimiento, durante el siglo XII, de la sociedad urbana y secular modifica estas relaciones. Libres de los vínculos feudales los tejedores, tintoreros, carniceros y otros empezaron a formar gremios para la protección de sus intereses y era lógico que la industria de la construcción hiciese algo análogo. Sin embargo el método empleado para la construcción de un gran edificio era diferente a las demás actividades comerciales: en lugar de una serie de artesanos dedicados todos al mismo oficio, era necesario un equipo compuesto por oficios diversos, formándose pues, las logias, que eran grupos jerárquicos de diseñadores, albañiles, carpinteros, canteros, cristaleros, pintores y sus respectivos jornaleros y apéndices. La logia se agrupaba para cada proyecto constructivo concreto; al acabar el trabajo se disolvía para volver a agruparse en otro sitio.

**La aparición del estilo Gótico**, no se da porque contuviese rasgos góticos reconocibles como las bóvedas nervadas, las bóvedas de crucería, los arbotantes o los arcos apuntalados que tenían muchos precedentes, ni tampoco simplemente por que se reuniesen por primera vez todos estos elementos en un diseño único. La razón para el estilo gótico, se debió a que estos elementos dieron la oportunidad de que se produjese un cambio sutil en la forma de ordenar los espacios. Los constructores románicos dividían los espacios en compartimientos ordenados, los constructores del siglo XII en adelante trataban

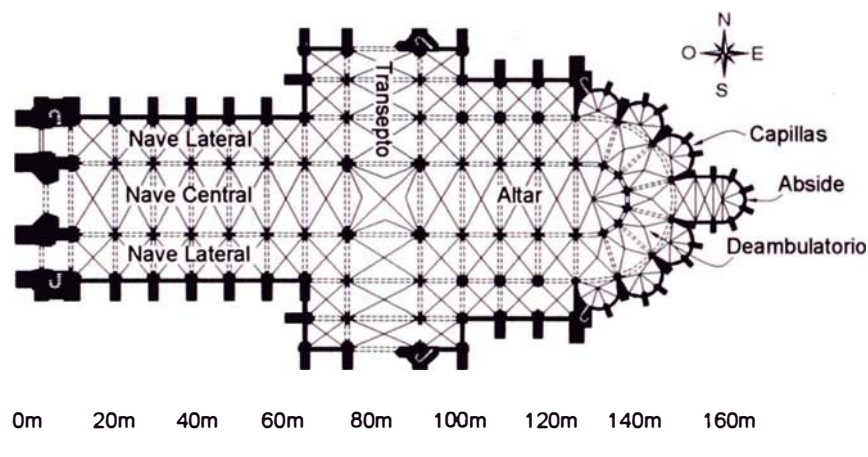
de eliminar cada vez más las divisiones espaciales; las columnas se hicieron más ligeras, los muros de división menos importantes, las cubiertas de formas más libres, permitiendo que el espacio fluya de una zona a otra. Desde el comienzo el estilo gótico se desarrolló con rapidez en todas partes. Surgió un vocabulario común, de formas y contenido: un modo básico que permitía miles de variaciones locales.

En el gótico son típicas las grandes bóvedas de crucería de piedra, cuyo empuje hacia el exterior era contrarrestado por los **arbotantes**. Las **bóvedas de crucería** permitían concentrar las fuerzas en lugares puntuales del muro; de esta forma, en los espacios intermedios se podían abrir huecos cada vez más grandes, lo que permitió durante el siglo XII un enorme desarrollo de las vidrieras. El **arco ojival u aovado** permitía una gran libertad de planta: el arco semicircular tiende a imponer un módulo estructural cuadrado, que limitaba la forma de las plantas románicas, pero, al poder mediante arcos aovados o apuntalados igualar las alturas para diferentes luces, la planta gótica gozaba de mucha mayor libertad. Son frecuentes los módulos estructurales rectangulares, produciendo unas plantas de gran flexibilidad, economía estructural y efectos espaciales más sutiles.

En la edad media no había teoría de estructuras y la estabilidad de un edificio no podía predecirse de antemano sino únicamente ensayarla en la práctica, lo cual es de por sí testimonio de la audacia de los constructores. Hubieron casos en los que las alturas proyectadas para las catedrales sobrepasaron evidentemente los límites de la tecnología medieval. Se construyeron en toda Europa: Italia, Alemania, España y los Países Bajos, pero fue fundamentalmente en Inglaterra donde se continúa con mayor rigor este invento francés.

**La catedral de Amiens**, ubicada en Picardie - Francia, es uno de los ejemplos más representativos del estilo gótico Francés. Se empezó a construir en el año 1220DC y fue terminada para el año de 1269DC. Las torres fueron terminadas en el siglo XV. Tiene un área construida aproximada de 7000m<sup>2</sup>, y una

densidad de muros del orden del 15%. Tiene forma de cruz latina en planta y presenta en la dirección longitudinal una nave central con un ancho de 14.60m y 42.30m de altura; las naves laterales tienen un ancho de 6.1m y una altura de 22m. El transepto tiene un ancho de 29.0m y 70.0m de largo. Hacia el Este se presenta una mayor libertad de la planta, dado el uso de las girolas y capillas dispuestas sobre la semi circunferencia, gracias al arco apuntado, que produce una mayor fluidez espacial.

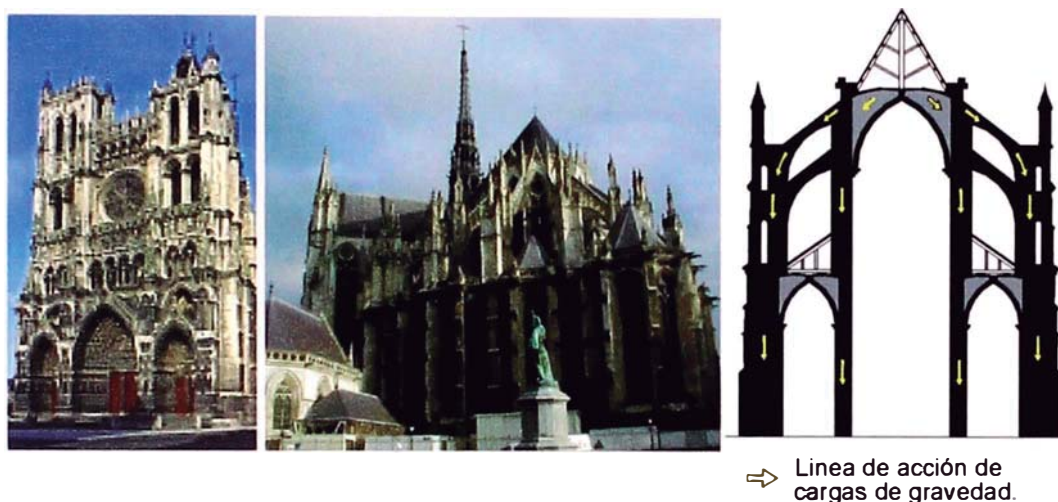


**Fig. 3.14** Planta de la Catedral de Amiens, Francia.

La estructura del techo está hecha en base a bóvedas de crucería (nervadas) fabricadas con mampostería de ladrillo con arcos apuntados o aovados en los extremos. Sobre las bóvedas de la nave central se colocó una cobertura de madera. En el área de intersección de la nave central y el transepto se ubica una bóveda con una torre tipo aguja en la cubierta que llega a tener una altura de hasta 113m. Hacia el interior de la catedral, las columnas son de mampostería de piedra en forma de cruz, con un área del orden de  $3.5\text{m}^2$ . Las cuatro grandes columnas ubicadas en el cruce de la nave central y el transepto tienen un área de  $6.5\text{m}^2$ .

Los muros perimetrales son de mampostería de piedra y tienen un espesor del orden de 0.80m; insertados en estos se encuentran muros perpendiculares a modo de contrafuertes con longitudes del orden de 5m y espesores de 2.2m,

espaciados a cada 8.5m. Por encima de cada muro contrafuerte se encuentran dos arbotantes de mampostería de piedra ubicados en 2 niveles, tal como se observa en el corte transversal. (ver Fig. 3.15).



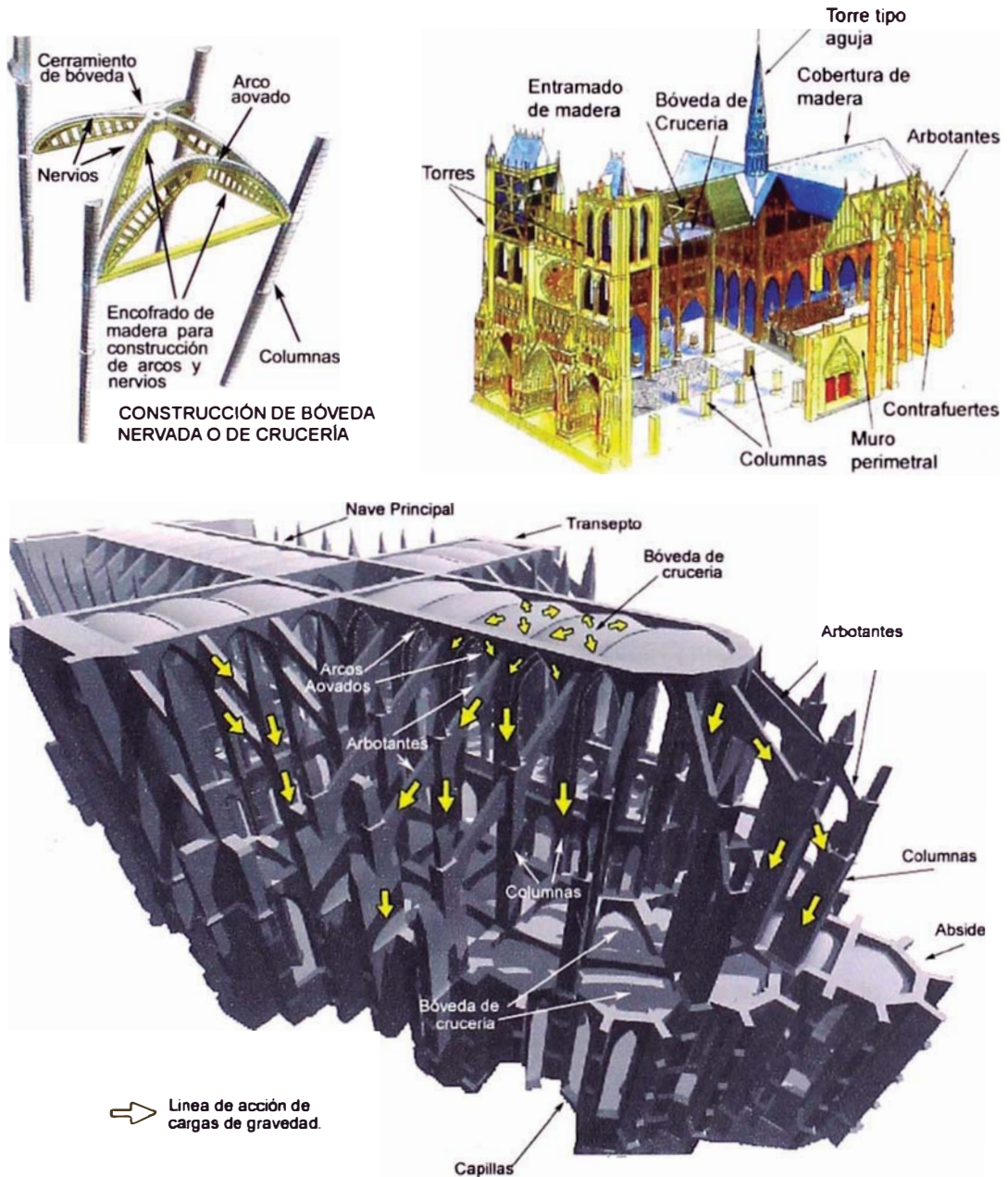
**Fig. 3.15** Vistas exteriores y sección transversal de la Catedral de Amiens, Francia.

Estructuralmente el peso de las bóvedas de crucería descansa casi íntegramente sobre los apoyos de los arcos o nervios apuntados que la conforman y que son la estructura resistente de las mismas. De esta forma el peso es transmitido directamente sobre las columnas interiores y las columnas adosadas a los muros perimetrales. El resto del peso de las bóvedas es también transmitido a las columnas a través de arcos apuntados u ojivales a las columnas dentro del edificio.

El problema del traslado del empuje de la nave central hacia el exterior fue resuelto con el uso de arbotantes o arcos volteados que enlazan los ángulos de la bóveda con las columnas exteriores a modo de contrafuertes.

Para fuerzas de sismo, podríamos decir que, durante su apogeo la construcción de esta iglesia se dio en lugares de baja o casi nula actividad sísmica, el sistema sismorresistente en la dirección longitudinal está dado por muros longitudinales; mientras que en la dirección transversal sismorresistente estaría dado por las columnas exteriores a modo de contrafuertes los cuales deberían

de tener una longitud adecuada para resistir no solo el empuje de la bóveda central a través de los arbotantes sino también de la fuerza inercial sísmica.



**Fig. 3.16** Cortes en la estructura e isometría de elementos estructurales de la Catedral de Amiens, Francia.

### 3.6 EUROPA DE LOS SIGLOS XIV AL XV – RENACIMIENTO ITALIANO



La verdadera explosión artística italiana se produjo durante el Renacimiento. El Renacimiento, el redescubrimiento de la cultura greco romana y la resurrección de las antiguas civilizaciones que dieron lugar a ella. De hecho este movimiento nace en Florencia a principios del siglo XV gracias a los príncipes de los estados italianos que no dudaron en ser los mecenas de artistas que, sin este apoyo, quizá no hubieran conseguido ni siquiera sobrevivir. Todas las manifestaciones artísticas fueron potenciadas en este período.

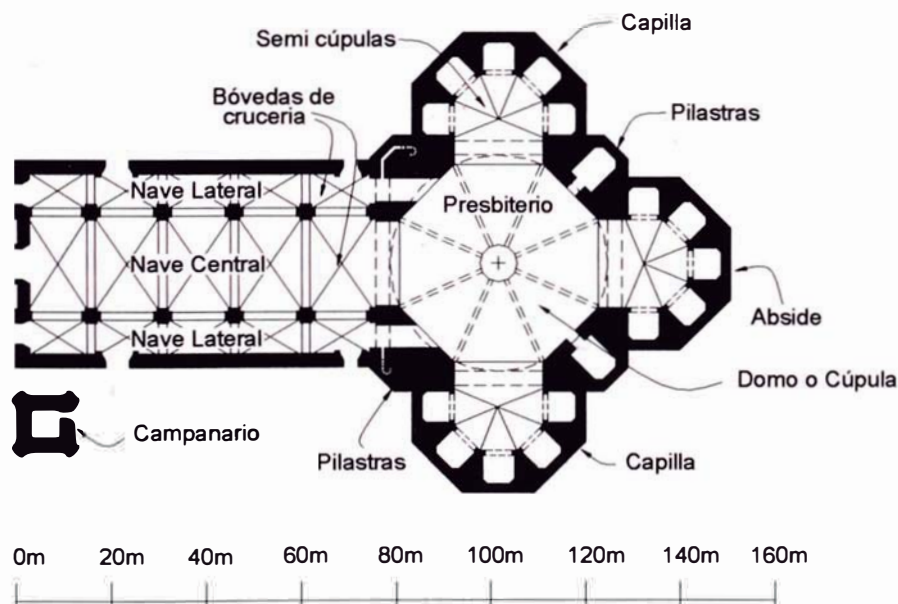
Está aceptado, por bien razonado, que la intervención llevada por Brunelleschi en la catedral de Florencia marcó el comienzo de una nueva manera de concebir el papel del arquitecto y de organizar unitariamente la construcción de un edificio. Brunelleschi y Alberti analizaron las muestras de arquitecturas de la antigua Roma que estuvieron a su alcance y sintetizaron todos los parámetros conceptuales que esta arquitectura les ofrecía, coeficientes y formas geométricas perfectas.

De hecho, se renovó toda la construcción arquitectónica. Los arquitectos de Florencia y de otras ciudades de Venecia, Umbría o Marcas fueron conscientes de que en la medida en que aplicaban estas relaciones conseguían una armonía y una belleza de cuño muy particular de la imperecedera arquitectura clásica. En eso consistía el Renacimiento, no precisamente en copiar, sino en desarrollar siguiendo en la misma línea la creación que fue propia de una época que había quedado interrumpida. Había conectado con tiempos pasados, volviendo a dar vida al mundo clásico que había quedado adormecido.

En las estructuras del Renacimiento se utilizan los elementos constructivos de la antigüedad, la bóveda de cañón, la cúpula, los entablamentos, los arcos de medio punto, las columnas, etc. Domina la arquitectura de carácter civil, en las que el muro es de carga, además de cierre del espacio.

Posteriormente, el desarrollo normal de la cultura renacentista se ve afectado por el hecho simultáneo de las luchas religiosas derivadas de la revolución

protestante. Así, en Alemania, se cortó el brote renacentista, al igual que en Francia con las guerras civiles de la segunda mitad del siglo XVI. Además en los países adheridos a las confesiones protestantes, el credo iconoclasta de los nuevos evangelios suprimió la ocasión de ejercitar el mecenazgo eclesiástico. El ejemplo mas claro de inicios del renacimiento Italiano es sin duda la Cúpula catedral de **Santa Maria del Fiore** de Florencia. El edificio de la catedral tiene un área de 8230m<sup>2</sup> y una densidad de muros del orden de 24%. Está hecha íntegramente con mampostería de piedra y ladrillo. Fue construida por Arnolfo di Cambio, que empezó la construcción en el crucero octogonal, de 43m de ancho en el año de 1296. Tres de los brazos que conforman el presbiterio y los transeptos, son pequeños ábsides rodeados con capillas octogonales inscritas en una circunferencia de 20m de radio y una altura de bóveda de 42m; el cuarto brazo es una larga estructura rectangular de 75m de largo con tres naves, una central de 21m de ancho y 42m de alto; las dos naves laterales de 8.5m de ancho y de 27m de alto.



**Fig. 3.17** Planta de la catedral de Santa Maria del Fiore, Florencia – Italia.

Se utilizaron unos cuantos elementos góticos, para el sistema estructural del techo, tales como arcos aovados de mampostería de piedra y bóvedas nervadas de mampostería de ladrillo y piedra. No se utilizaron arbotantes para

contrarrestar los empujes laterales. Los pilares al interior de la catedral son de forma cruciforme con una área de  $10.5\text{m}^2$ , Los muros perimetrales son de  $3.5\text{m}$  de espesor. Las cuatro grandes pilastras que sostienen el peso de la gran cúpula tienen áreas de entre  $150\text{m}^2$  y  $180\text{m}^2$ .

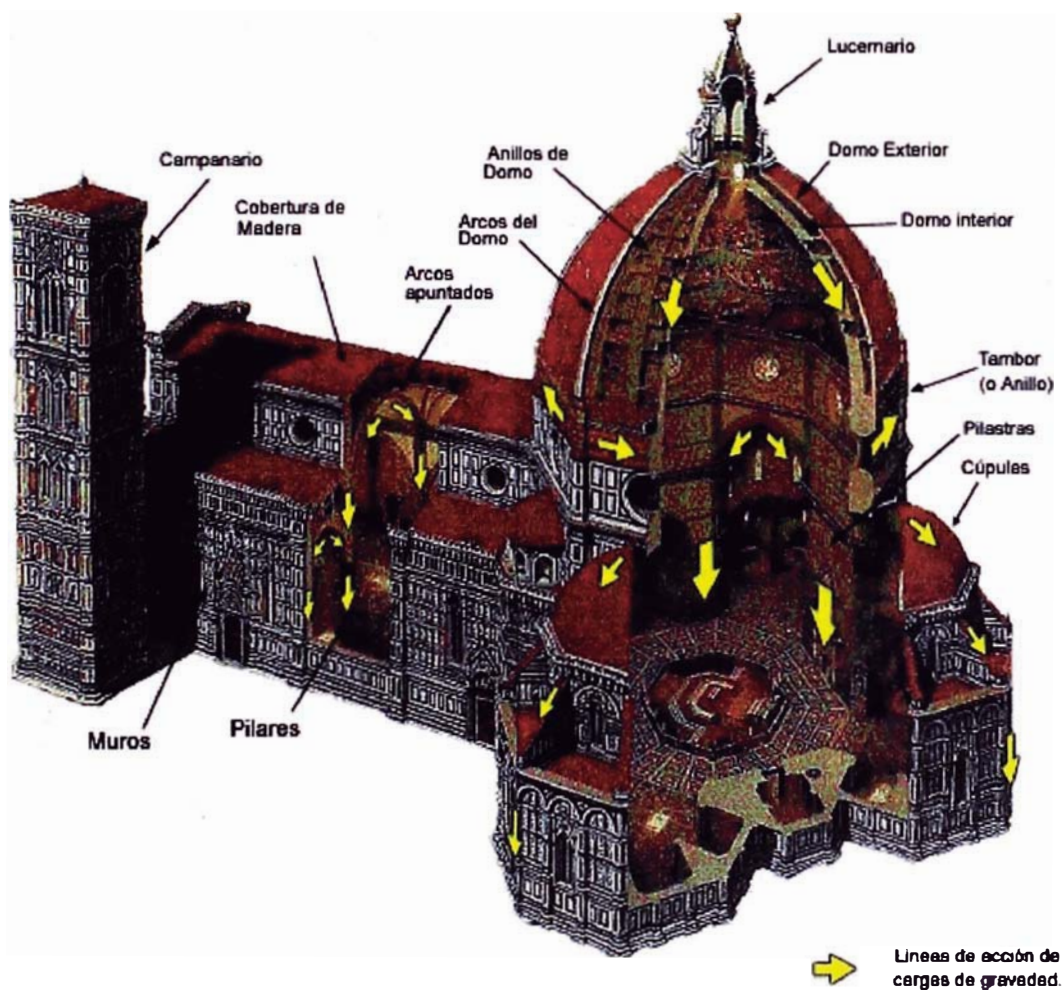


**Fig. 3.18** Vistas Exteriores de la catedral de Santa Maria del Fiore.

El elemento más importante tanto interior como exterior dentro de todo el diseño es la cúpula octogonal situada en el crucero, construida casi en 100 años después por Brunelleschi, en la que hay un rechazo conciente de la expresión estructural a favor de la simetría exterior. Combinando ciencia y arte en un estándar para el futuro, la bóveda de Filippo Brunelleschi para Santa María del Fiore, catedral de Florencia, definió audazmente **el renacimiento** cuando finalmente fue terminada en 1436. Hacia el exterior, el campanario es una estructura independiente de la catedral que tiene  $84\text{m}$  de altura, con forma cuadrada en planta.

La base octogonal (tambor) para la cúpula, ubicada en el crucero y definida por ocho pilastras, era bastante extensa con  $3.65\text{m}$  de espesor y permitió a Brunelleschi diseñar una cúpula octogonal lo suficientemente gruesa para poder contener dentro de ella a una cúpula circular de mampostería y que actuaría pues como una cúpula circular durante su construcción. La solución más evidente fue una construcción a base de ocho nervios con paneles de relleno entre ellos. La cúpula fue dividida en una cáscara interna gruesa y una externa más delgada. Se levantó como serie concéntrica de anillos horizontales auto sustentables del ladrillo y piedra (sin el uso de algún encofrado o subestructura

usada para su construcción). Las dos cúpulas están unidas entre sí por 8 costillas verticales (que definen las esquinas del octógono) y 10 circunferenciales hechas de piedra de arenisca gris. Existe una escalera al interior del espacio entre las cúpulas para facilitar la inspección y el mantenimiento de las mismas.



**Fig. 3.19** Cortes en la estructura de la Catedral de Santa Maria del Fiore

En la base de la cúpula se colocó un anillo de bloques de arenisca atados entre sí con llaves de hierro cubiertas de plomo para impedir que se abriera la cúpula debido a la tensión circunferencial en la base. En la parte superior de la cúpula

se abre un Oculo u Oculus de 6m de diámetro. Las estructuras de la tres semicúpulas circundantes correspondientes a las capillas sirven como contrafuertes a la base del tambor de la gran cúpula.

### 3.7 EL RENACIMIENTO EN LATINOAMÉRICA

La llegada de los españoles al continente americano a finales del siglo XV trajo consigo las primeras manifestaciones arquitectónicas de influencia europea que, aunque en un principio contenían elementos del gótico tardío, pronto adquirieron rasgos típicos del renacimiento español y más concretamente del plateresco.

En la segunda mitad del siglo XVI se empiezan a construir grandes catedrales en Latinoamérica. La austeridad compositiva de la catedral de Jaén, en España, proyectada por el arquitecto Andrés de Vandelvira, sirve de modelo a un buen número de templos del Nuevo Mundo, especialmente a aquellos diseñados por Francisco Becerra. La llamada 'estructura salón', creada por Vandelvira, se mantiene en las catedrales peruanas de Lima (cuya descripción y estudio se verá en los siguientes capítulos) y Cuzco, proyectadas ambas por Becerra. La disposición en tres naves, el crucero sin largos brazos y la ausencia de ábside, girola y cúpula, proporcionan al exterior un volumen cúbico casi perfecto.

En México destacan de forma especial dos catedrales, la de Puebla, también de Becerra, y la de la ciudad de México, cuyos trazos pertenecen a Claudio de Arciniega. En Colombia se observa la influencia del español Juan de Herrera en los remates en bola de las pirámides superiores de la portada de la catedral de Tunja. Por último, en Quito, Ecuador, se encuentra la catedral de San Francisco, quizá uno de los ejemplos más hermosos de manierismo en América.

## CAPITULO IV

### DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA DE LA CATEDRAL DE LIMA

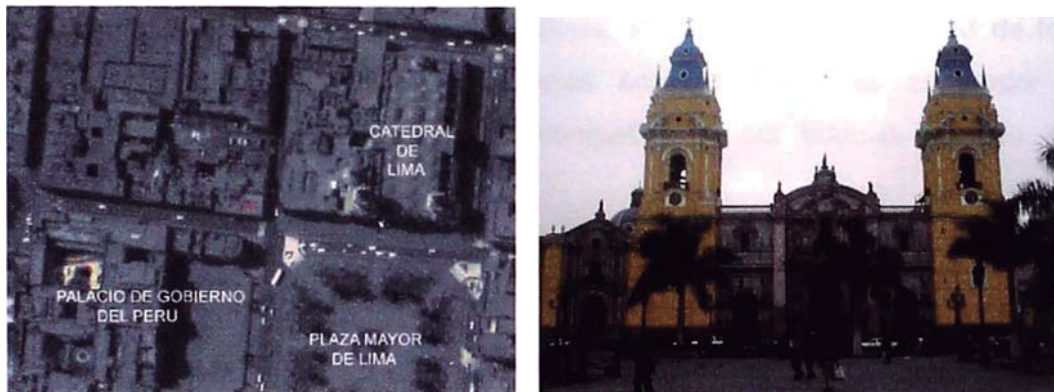
La catedral de Lima ha pasado por múltiples cambios a lo largo de su historia debido a los embates de los más de 18 grandes sismos que han afectado a la ciudad de Lima desde sus inicios de su construcción en el siglo XVI. Y es con tal motivo, que previamente a la descripción actual de la estructura en sí, se muestran los distintos sistemas estructurales que ha tenido y los daños que los grandes sismos ocasionaron en ella. Para una mejor comprensión de la estructura se recomienda ver archivo fotográfico en el anexo A.

#### 4.1 BREVE RESEÑA HISTORICA SOBRE LA CATEDRAL DE LIMA Y LOS SISMOS

El solar asignado a la catedral, fue el primer inmueble que trazó el conquistador español Don Francisco Pizarro el 18 de enero de 1535, fecha de la fundación de la Ciudad de los Reyes o de Lima. El predio se encuentra ubicado al sureste de la Plaza Mayor o de Armas, en la margen izquierda del río Rímac y al pie del cerro de San Cristóbal.

Inicialmente la iglesia fue una humilde capilla hecha de materiales ligeros, que fue inaugurada por el Obispo Valverde en 1540. Años más tarde, el Arzobispo Loayza inicia la construcción de una nueva iglesia de adobe y madera, que demandó 24 años en su construcción. Y finalmente el Arzobispo Santo Toribio de Mogrovejo y el Virrey Luis de Velasco, demolieron la existente Iglesia y construyeron una nueva que fue inaugurada en 1604 como tercera y nueva edificación. Fue gravemente afectada por el Sismo de 1609. Siendo reconstruida, fue reinaugurada en 1635. El Papa Pío V, otorgó mediante bula papal la categoría de Basílica a esta tercera edificación, convirtiéndose en la sede oficial del arzobispo primado de la Iglesia Católica Peruana.

Actualmente, comprende una superficie más de 5,000m<sup>2</sup>. Se encuentra ubicada en la plaza Mayor de Lima, en el distrito del Cercado de Lima. Por el lado posterior, la catedral se encuentra limitada por el Jr. Lampa, de igual forma, entrando a la catedral para el lado derecho se encuentra el Jr. Huallaga y por el lado izquierdo se encuentra el Jr. Junín, asimismo, la entrada principal a la catedral de Lima es por el Jr. Augusto Wiese (Ex - Carabaya).



**Fotos 4.1 y 4.2.** Izquierda: Ubicación de la Catedral de Lima.  
Derecha: Vista frontal de la catedral

Durante la vida de la catedral de Lima han sucedido diversos sismos como los acontecidos en 1609, 1630, 1655, 1678, 1687, 1690, 1887, 1690, 1746, 1806, 1904, 1940, 1951, 1966, 1970 y 1974, los cuales afectaron a la estructura en mayor o menor grado. Sin embargo, cuatro de ellos ocurridos en 1609, 1630, 1687 y 1746 comprometieron la integridad de este edificio, a tal punto, que obligaron posteriores reconstrucciones que involucraban la configuración estructural de la catedral, como se verá mas adelante.

A continuación pasamos a describir los pareceres de algunos autores sobre los sismos de 1609, 1630, 1687 y 1746.

### **EL SISMO DE 1609**

La obra de la catedral hasta ese momento comprendía en su

construcción solo con cuatro naves transversales contadas a partir del muro testero, con capillas y muros laterales. Con el sismo de del sismo del 19 de octubre de 1609 las bóvedas posteriores quedaron completamente inservibles y las delanteras presentaban agrietamientos de consideración.

La construcción siguió con ciertos cambios los cuales se concluyeron el año de 1622. Al cabo de cincuenta y siete años de comenzada la obra de esta santa Iglesia lograban, pues, los vecinos de la ciudad de los Reyes verla terminada de puertas adentro y con tal esplendor y magnificencia que bien podía competir con las buenas iglesias de España.

### **EL SISMO DE 1630**

Con el sismo del 27 de Noviembre de 1630 las torres de la catedral se derrumbaron averiando con su caída las primera bóvedas colaterales del templo. Con todo, los daños que experimentó esta vez el templo en su fábrica interior, no fueron, si se quiere, tan considerables, pues los pilares que sustentaban las bóvedas mayores se mantuvieron firmes, deteriorándose sólo el revestimiento o revoque de aquellas, y algo del comisamento de los ventanales del contorno, principalmente de los que se renovaron después del terremoto de 1609, y cuya ornamentación era en parte superpuesta.

Como uno de los edificios que más sufriera por el cataclismo fuese esta Iglesia, se acordó la reedificación de las torres y la reparación de las bóvedas. Así se hizo; y a vuelta de pocos meses tornaban las torres de esta santa Iglesia a dibujar en el plomizo horizonte de la ciudad de los Reyes, sus esbeltas arcadas y las delicadas siluetas de sus cruces y agujas.



## EL SISMO DE 1687

A las cuatro y media de la mañana del 20 de octubre de 1687, este templo sufrió el embate de un fuerte sismo que acabó por convertir en un enorme acervo de inútiles escombros la legendaria opulencia de la Catedral. Y aunque sus bóvedas fueron reforzadas con gruesos estribos y aiosos arbotantes, a raíz del violento temblor que sacudiera estas costas, en 17 de Junio de 1678, ello no vino ahora a resultar insuficiente, sino inútil.

En esta vez, como en 1630, fueron las torres las que causaron el mayor destrozo, pues una de ellas cayó íntegra sobre las bóvedas de la nave respectiva, agrietándolas pavorosamente, arrancando y derribando enormes bloques de material; y la otra opuesta perdió su remate y cuerpo superior, quedando al descubierto los corpulentos maderos que sustentaban las campanas mayores, y aunque este no hizo tanto daño, no por eso dejó de hendir algunas bóvedas y resentir los pilares que encuadraban el recinto interior del coro. Solo quedaron ilesos los muros colaterales del templo y las capillas hornacinas que ahí encajaban.

La Real Hacienda de Lima contribuyó, a la medida que se lo permitían las circunstancias a la reparación del templo: pronto se reedificaron las bóvedas caídas y se repararon las demás, se tornaron a levantar las torres, se aseguraron las portadas, luego se revisó el cornizaje y remates de todo el edificio, que era lo más averiado, y en breve quedó el templo habilitado y restituido a su antiguo esplendor.

## EL SISMO DE 1746

Según, los escritos de Domingo Angulo: "Después del terremoto de 1687, nadie se habría aventurado en la ciudad de los Reyes, a vislumbrar otro más violento y de mayores consecuencias, ya que aquel en su intensidad y efectos había superado en mucho a todos los

registrados en los anales sísmicos de la ciudad. El sismo del 28 de octubre de 1746 vino desgraciadamente a comprobar que en su previsión y cálculos andaban aquí las gentes muy alejadas de la realidad, pues revistió este cataclismo tan extraordinarias y singulares proporciones, que si hubiéremos de recapitular los estragos que se experimentaron en todos los anteriores, seguramente que los causados por éste sobrepujarían en mucho a todos ellos”.

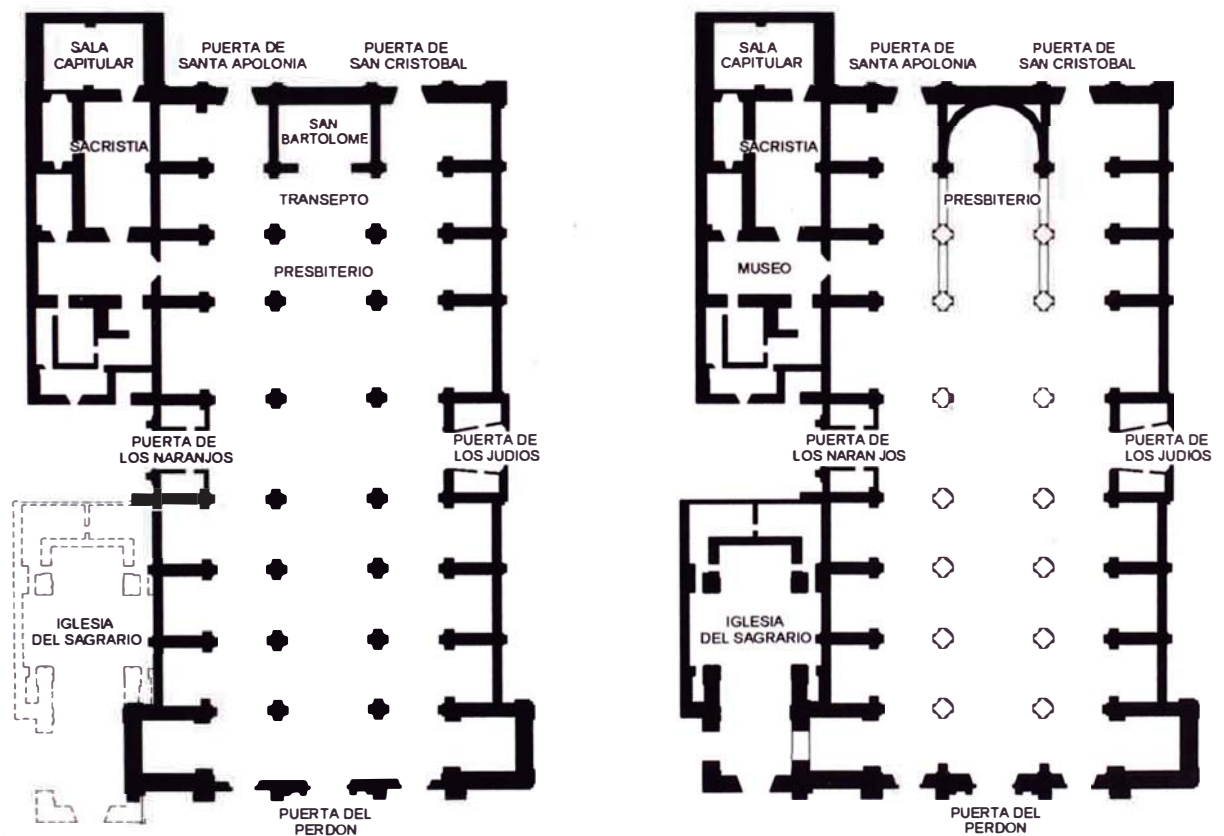
En esta ocasión, como en las anteriores, fueron las torres de esta santa Iglesia las que vinieron a causar en ella mayores estragos, pues tomaron a caer sobre las bóvedas de las naves y capillas inmediatas, arrastrando arcos y pilares y cubriendo el área del templo con los despojos de la catástrofe. Según Domingo Angulo: “Daba lástima ver un templo tan majestuoso y arrogante convertido en un hacinamiento de inútiles escombros: derruidos sus magníficos retablos, destrozados sus capiteles y cornisas, rasgados sus mejores lienzos, perdidas sus preseas y ornamentos, su argentería rota y fragmentada; y en suma, lo que no cayó embarazaba más que lo que estaba en el suelo, porque era preciso derribarlo para evitar que su caída trajese consigo mayores pérdidas que lamentar”.

El problema que entrañaba la reedificación de esta santa Iglesia parecía insoluble, dadas las difíciles circunstancias de aquel momento y la aguda crisis que afligía a la generalidad de los vecinos debida al sismo, repercutiéndose sensiblemente en la Real Hacienda. Sólo la demolición de lo averiado, e inservible y la extracción de los desmontes, demandaba en si altos costos. Desde luego, el Virrey cuidó de convocar oportunamente a los arquitectos y artífices de la ciudad, pues compulsando los diversos pareceres la reconstrucción se adaptaría al tipo que mejor pudiese contrarrestar a las fatales influencias telúricas predominantes en estas costas meridionales del continente.

## 4.2 MODIFICACIONES EN LA ESTRUCTURA A TRAVÉS DEL TIEMPO

La estructura de la catedral ha sufrido el embate de fuertes sismos, que han definido los cambios en lo que a su configuración estructural y los materiales usados para su construcción se refiere.

La estructura original de la catedral fue proyectada por el Arquitecto Francisco de Becerra (Ver Fig. 4.1 y 4.2a). Esta edificación era de concepción renacentista en su estilo. La cimentación estaba hecha de grandes bloques de piedra. La fábrica de la catedral estaba conformada por muros de gran espesor y pilares de albañilería, sobre los cuales se apoyaban arcos aovados, de ladrillo y cal, que soportaban el peso de las bóvedas de arista del mismo material. La altura promedio de los techos era de 21m.



**Fig. 4.1.** Planta de la estructura de la catedral  
Izquierda: Planta Original, Derecha: Planta actual.

Fue el sismo del 19 de octubre de 1609 el que, por los daños ocasionados en la estructura, obligó a revisar los procedimientos constructivos y arquitectónicos empleados durante esta primera etapa en lo que a la configuración estructural se refiere. Hasta esa fecha solo estaba construido el muro testero y las cuatro primeras naves transversales contadas a partir de la Puerta del Perdón.

Después del sismo de 1609, en todos los pareceres y en los acuerdos de los cabildos y del real acuerdo de la época, se encuentra la propuesta de bajar la altura de las bóvedas nuevas con relación a las que había construido Becerra. Estas modificaciones fueron llevadas a cabo por el maestro mayor Martines de Arona y marcan una segunda etapa en la configuración estructural de la catedral.

Estos cambios incluyeron la homologación de la altura de las bóvedas en las tres naves abiertas, dejando túneles transversales y horizontales en cuadro cubiertos a nivel homogéneo, entre los 17m y 18m en promedio, como si se tratara de corredores de algún claustro con bóvedas de arista, y cruzados a modo de tablero de ajedrez. Se redujo la altura de las bóvedas sin variar el nivel de los pilares de ladrillo y cal existentes. Estas nuevas bóvedas eran de un estilo arquitectónico gótico-isabelino, hechas a base de cal y ladrillo y aunque eran llamadas bóvedas de crucería, por los detalles dibujados en ella a manera de crucetas y formas arabescas, el peso de éstas descansaba directamente sobre los arcos. Los arcos pasaron a ser de medio punto y construidos del mismo material que las bóvedas. Las modificaciones en la reconstrucción y la culminación de la construcción de la catedral incluyendo las torres duraron aproximadamente hasta el año 1626. (Ver Fig. 4.2b).

Debido al sismo del 27 de noviembre de 1630, las torres fueron reconstruidas casi completamente a partir de su segundo cuerpo; así como algunas de las bóvedas fueron reconstruidas y reparadas conservando los estilos existentes. Hacia el año de 1650 se terminó la construcción de la Iglesia del Sagrario, anexa a la estructura de la catedral.

A raíz del sismo del 17 de Junio de 1678, en la que los daños solo se

manifestaron en forma de agrietamientos en las bóvedas, se amplió el espesor de los muros en los estribos laterales o contrafuertes y se colocaron arbotantes sobre ellos con lo que restringía en parte el libre movimiento de las bóvedas. (Ver Fig. 4.2c).

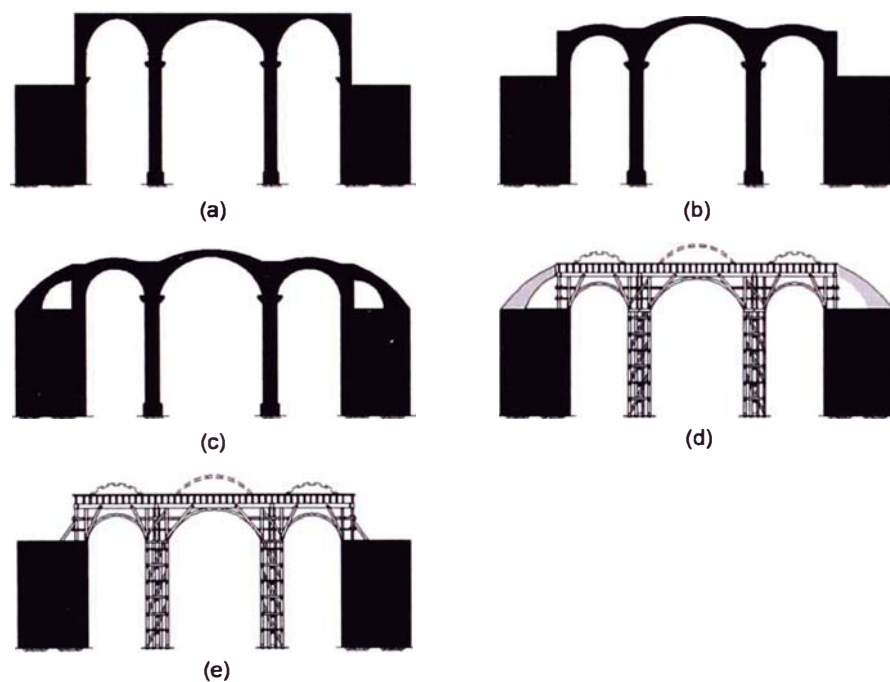
El sismo del 20 de octubre de 1687 ocasionó varios cambios dentro de la catedral. Las bóvedas postreras de las tres naves centrales que caen detrás del altar mayor se bajaron al parejo de las de los costados. Se adoptó una solución intermedia para la portada testera o principal de la Puerta del Perdón, la cual consistía en levantar pilares adicionales arrimados a la portada, cubriéndolos con arcos nuevos más bajos de pilar a pilar sin segar la semicircunferencia de los arcos más altos. Se conservó el estilo gótico-isabelino en la reconstrucción de las cuatro bóvedas del crucero central longitudinal y dos a cada lado de la bóveda principal junto al muro testero con cal y ladrillo. Las torres fueron reconstruidas casi completamente.

El sismo del 28 de octubre de 1746 marcó una tercera etapa en lo que a la configuración estructural de la catedral se refiere (Ver Fig. 4.2d). El proyecto de reconstrucción se hizo según los planos del arquitecto Padre Juan Rher y bajo el mando del alarife Santiago Rosales, que era el titular de la fábrica exterior e interior de esta iglesia. Este proyecto suprimió las pesadas bóvedas de mampostería y las reemplazó por otras de madera y cobertura interior de caña y yeso, las que eran llamadas artesonadas ya que desde su interior se colgaban molduras postizas de variadas maderas, las que se enlazaban unas con otras y formaban las figuras de los artesones. La reforma de las bóvedas de la catedral consistió en el cambio de todas las bóvedas de las tres naves principales abiertas y las del crucero central (26 en total).

También se cambiaron las gruesas pilastras o pilares de mampostería, que sustentaban las antiguas bóvedas por otras más ligeras compuestas por 8 columnas de madera las que se apoyaban sobre sendas bases de piedra.

Se reconstruyeron las torres según el diseño del arquitecto Ignacio Martorell. La

basa o base de las torres era de sección cuadrada de ladrillo y cal, habiéndose recortado en chaflán el espacio de las esquinas comprendido entre los ejes de soportes. En el segundo cuerpo de las torres, correspondientes a los campanarios, los soportes de las pilastras o columnas son lisas, de capitel corintio. En lo alto de éstas, el capitel piramidal de madera es de configuración curvilínea cóncava. También se ensanchó la fachada principal del muro testero asegurando este ensanchamiento con la portada principal a través de gruesos pemos.



**Fig. 4.2.** Concepción estructural de la catedral de Lima. a) Bóvedas y arcos aovados apoyados sobre pilares y muros de cal y ladrillo antes del sismo de 1609. b) Bóvedas aovadas sobre arcos de medio punto, pilares y muros de cal y ladrillo, después del sismo de 1609. c) Ensanchamiento de muros estribos e inclusión de arbotantes sobre estos, después del sismo de 1678. d) Bóvedas artesonadas de madera sobre arcos de medio punto, pilares de madera, después del sismo de 1746. Hay evidencia de la existencia de arbotantes sobre los muros. e) Sistema estructural actual desde su reconstrucción en 1898, Bóvedas nervadas de madera sobre pilares de madera y muros de ladrillo y cal. Nótese la eliminación de arbotantes.

Hacia los años entre 1890 y 1898, debido a su lamentable estado de conservación, fue necesario demoler por completo las bóvedas artesonadas levantadas en el período de 1751-1758. Este cambio fue motivado por la descomposición interna de las bóvedas a causa de la humedad, la oxidación y la polilla. Esta vez la reconstrucción no se debía a la estabilidad sísmica.

Las nuevas bóvedas nervadas de crucería fueron construidas por el ingeniero E. Castañón y el arquitecto José E. Canecas Riera. Estas bóvedas eran de estilo Neo-gótico y estaban hechas a base de nervaduras de madera que dibujan cruces de malta y similares visibles en el intrados. Tenían una cobertura compuesta por tablas de cedro sobre la cual se colocaba una torta de caña-yeso y barro. Las bóvedas son llamadas de crucería ya que casi todo el peso de estas descansa sobre los pilares de madera ubicados en las esquinas y en menor proporción sobre los arcos de madera de medio punto.

En las fotos 4.2 y 4.3 se observan vistas aéreas de la plaza Mayor de Lima; se pueden apreciar en ellas los arbotantes a los lados de la catedral. Dado a que en la foto de la derecha aparece el Palacio de Gobierno del Perú remodelado, podemos suponer que estas fotos fueron tomadas después de 1920, año en el que se realizaron los cambios en este edificio. Según los escritos de Antonio San Cristóbal sobre la Catedral de Lima, Hart-Terré fue el encargado de reparar los daños ocurridos en la catedral y sus torres debidos al sismo de 1940.



**Fotos 4.2 y 4.3.** Vistas aéreas de la Plaza Mayor de Lima. Nótese existencia de arbotantes sobre los muros estribos de la catedral.

En la bibliografía revisada, no se reportan nuevos cambios en la estructura; sin embargo en la actualidad se observa la eliminación de los arbotantes que se podría suponer eran de madera dado el cambio en la estructura del techo de la catedral a raíz del sismo de 1746. (ver Fig. 4.2.e).

### 4.3 DESCRIPCIÓN ACTUAL DE LA ESTRUCTURA DE LA CATEDRAL

La Catedral de Lima está desplantada sobre un área de 5020 m<sup>2</sup>. Tiene forma de cruz en planta. Está compuesta por 3 naves centrales con alturas que alcanzan hasta los 21m y 2 naves laterales de 11m de alto en promedio. Las dos torres están ubicadas en la parte testera o delantera del edificio, a ambos lados de la Puerta del Perdón.

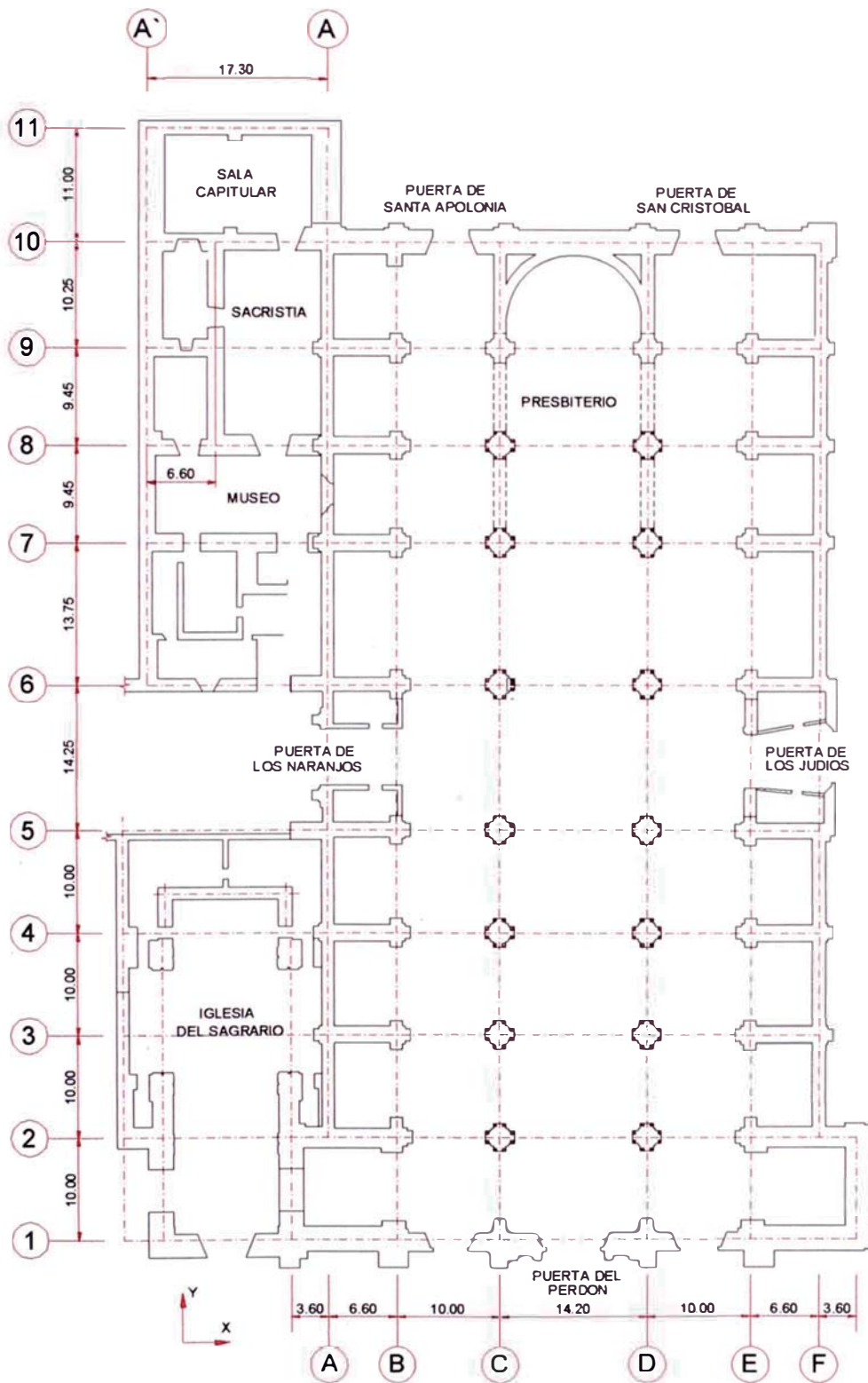
Adosadas al edificio de la catedral, del lado de la Puerta de los Naranjos, se encuentra la Iglesia del Sagrario hacia la parte testera del edificio, con 400 m<sup>2</sup> de área en planta, mientras que en la parte posterior se encuentra la estructura correspondiente al museo de sitio y Sacristía con un área en planta de 932 m<sup>2</sup>. Estas edificaciones comparten muros divisorios con la catedral. (ver Fig. 4.3)

Estructuralmente está compuesta por 16 pilares centrales de madera así como también por muros de albañilería longitudinales paralelos a la calle de los Judíos (dirección Y) y muros transversales a modo de contrafuertes o estribos (dirección X), sobre los cuales descansa la estructura del techo propiamente dicho.

Los pilares de madera, cada uno con un área en planta de 5.50 m<sup>2</sup>, están compuestos por 8 columnas de madera, cada una con elementos de confinamiento y cobertura exterior. Tienen 13 m de altura aproximadamente.

Los muros de mampostería de ladrillo y cal son de gran espesor, el cual varía entre 1.20 m y 2.40 m. Se aprecian contrafuertes bien equilibrados en los muros de las capillas laterales. Todos los muros tienen 13m de altura.





**Fig. 4.3.** Planta de la estructura de la Catedral de Lima

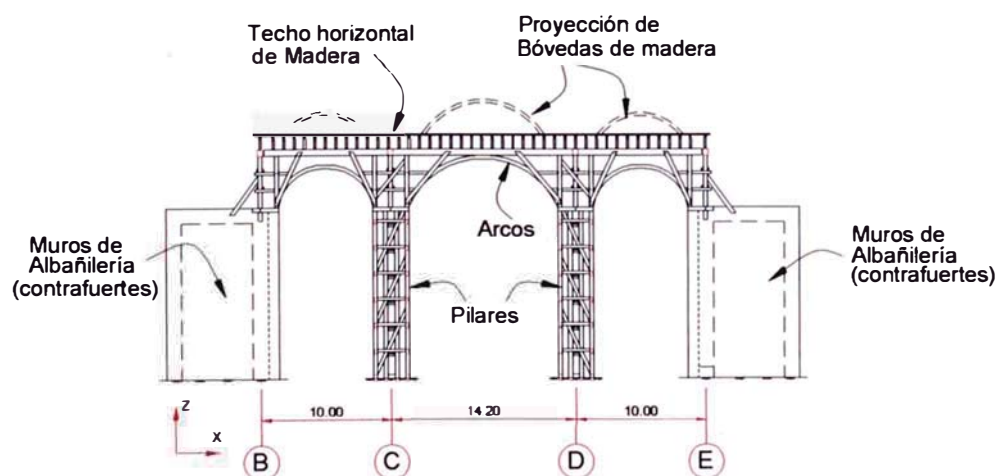
El techo superior de la catedral, correspondiente a las 3 naves centrales y las del crucero, está compuesto por 26 bóvedas nervadas con cobertura de madera y un entramado horizontal, también de madera, el cual sirve de apoyo a la cobertura y por el que se accede a la parte superior de la edificación.

Las 14 bóvedas laterales correspondientes a las capillas, así como las 2 bóvedas ubicadas junto al muro posterior y a los lados de la nave central son en su mayoría de ladrillo y cal.

Los arcos de madera son de medio punto y descansan directamente sobre los pilares y muros.

La catedral tiene 2 torres delanteras de 100 m<sup>2</sup> de área aproximadamente cada una. Son estructuras de albañilería con espesor de muro de 2.40 m. La altura de las torres es del orden de 45m.

La techumbre de la catedral se descompone en una exterior horizontal y otra interior compuesta por bóvedas que se intersecan originando aberturas circulares sobre el techo horizontal. Ambas estructuras en el interior descansan directamente sobre los pilares y en el exterior sobre los muros de albañilería.

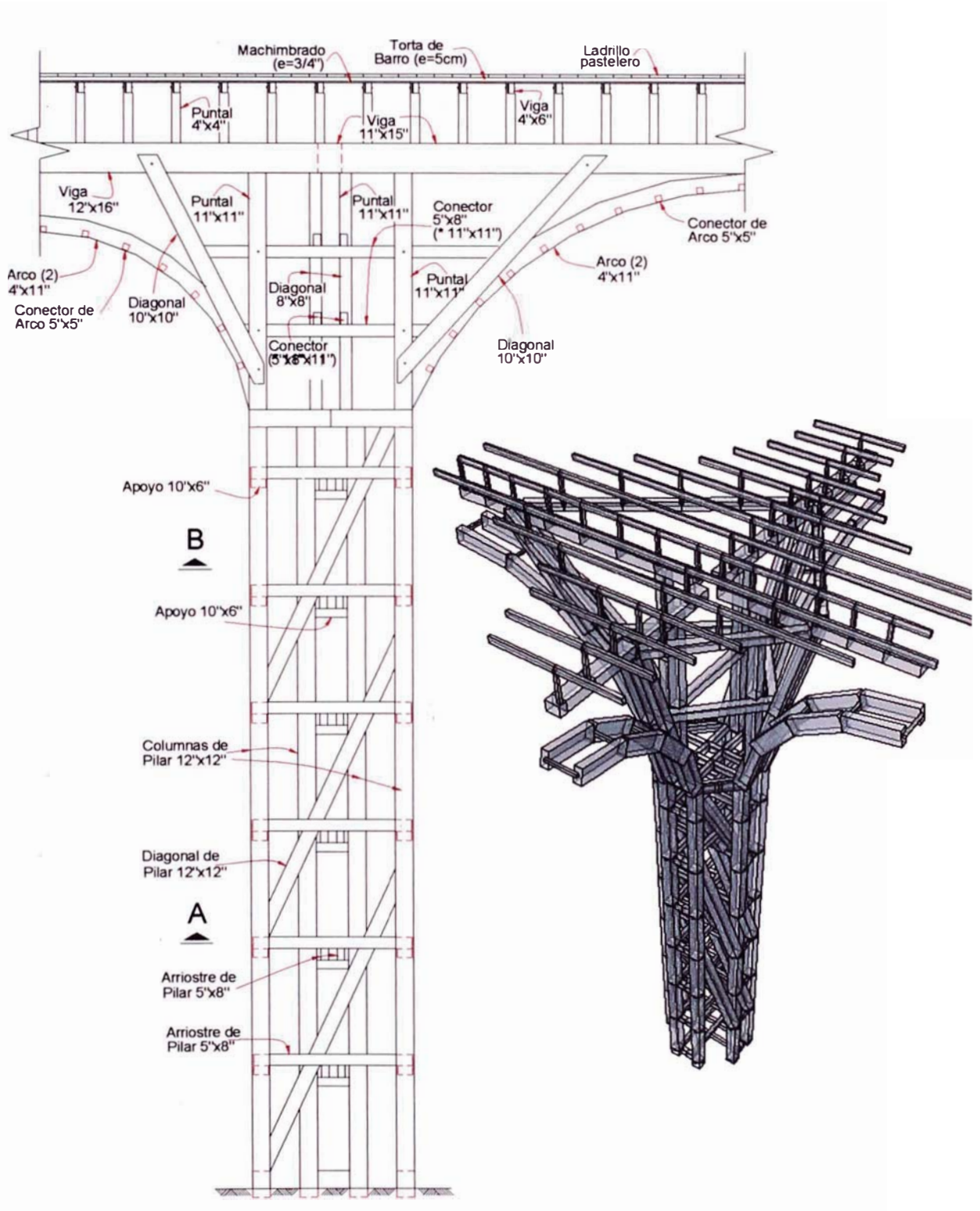


**Fig. 4.4.** Elevación – Elementos de la estructura.

El techo horizontal exterior está compuesto por un sistema de vigas de 4"x6" paralelas a la dirección Y y espaciadas entre sí a 0.80m, sobre el cual descansa un piso de madera en forma de machihembrado de ¾" de espesor con una capa de torta de barro de 10cm y con ladrillo pastelero en la parte superior. Estas vigas de 4"x6" descansan sobre vigas principales de sección 10"x10" a través de unos elementos verticales de madera de sección cuadrada de 4"x4". Las vigas principales están dispuestas en forma paralela a las direcciones X e Y y diagonales en planta a manera de rombo, tal como se muestra en la Fig. 4.4.

Este techo horizontal descansa al centro sobre los pilares de madera y en los extremos en los muros de albañilería (ver figuras 4.4 y 4.5). Esto lo hace a través de elementos de madera (soportes verticales de sección 11"x11" e inclinados de sección 10"x10"). Existen elementos de arriostre horizontales que unen los elementos de soporte vertical e inclinado y también un arriostre diagonal que une los elementos de soporte vertical.

Los Pilares de madera están compuestos por 8 columnas de madera de sección cuadrada de 12"x12" y de 13m de largo aproximadamente. Estos elementos están apenas apoyados sobre los cimientos o en algunos casos tienen un pequeño empotramiento que no llega a 10 cm. Existen elementos de arriostre horizontales, que confinan la sección compuesta uniendo las columnas de madera contiguas y opuestas entre si, de secciones de 10"x6" y 5"x8" respectivamente y colocadas en la altura con un espaciamiento aproximado de 1.90 m. También existen elementos de arriostre diagonal colocados en forma de cruceta en cada dirección uniendo las columnas de madera opuestas dentro de la sección del pilar. (ver figuras 4.5 y 4.6).



**Fig. 4.5.** Izquierda: Elevación de pilar y sistema de techo sobre el pilar. Derecha: isometría del sistema de techo horizontal.

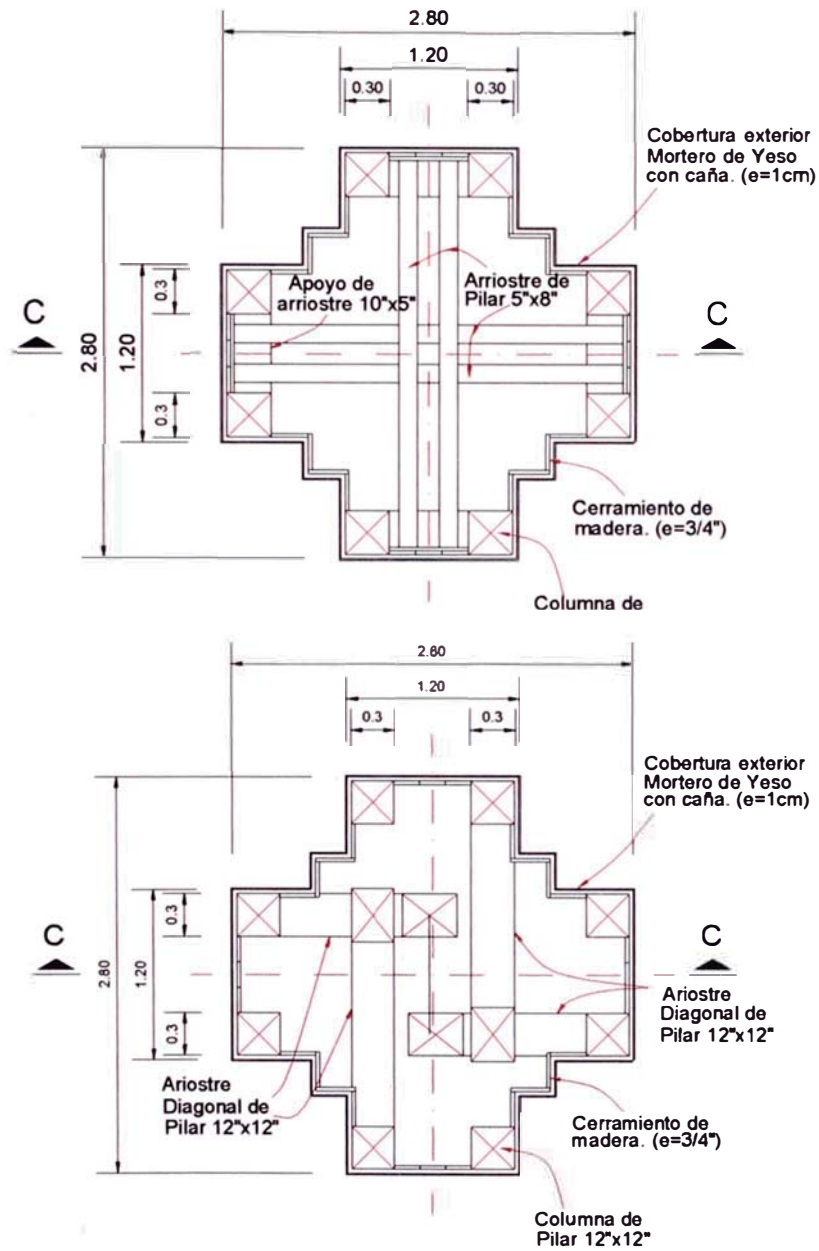


Fig. 4.6. Cortes A-A y B-B de la sección del pilar. (ver Fig. 4.5)

En el exterior del pilar existen tablonces de madera de  $\frac{3}{4}$ " de espesor ubicados entre las columnas, que dan cerramiento y definen la geometría exterior. Sobre esta base se tiene un revestimiento yeso con caña de 2cm de espesor.

A continuación se muestran cortes en la estructura de la catedral en los ejes B y C (Fig. 4.7) y en los ejes 3 y 5 (Fig. 4.8).

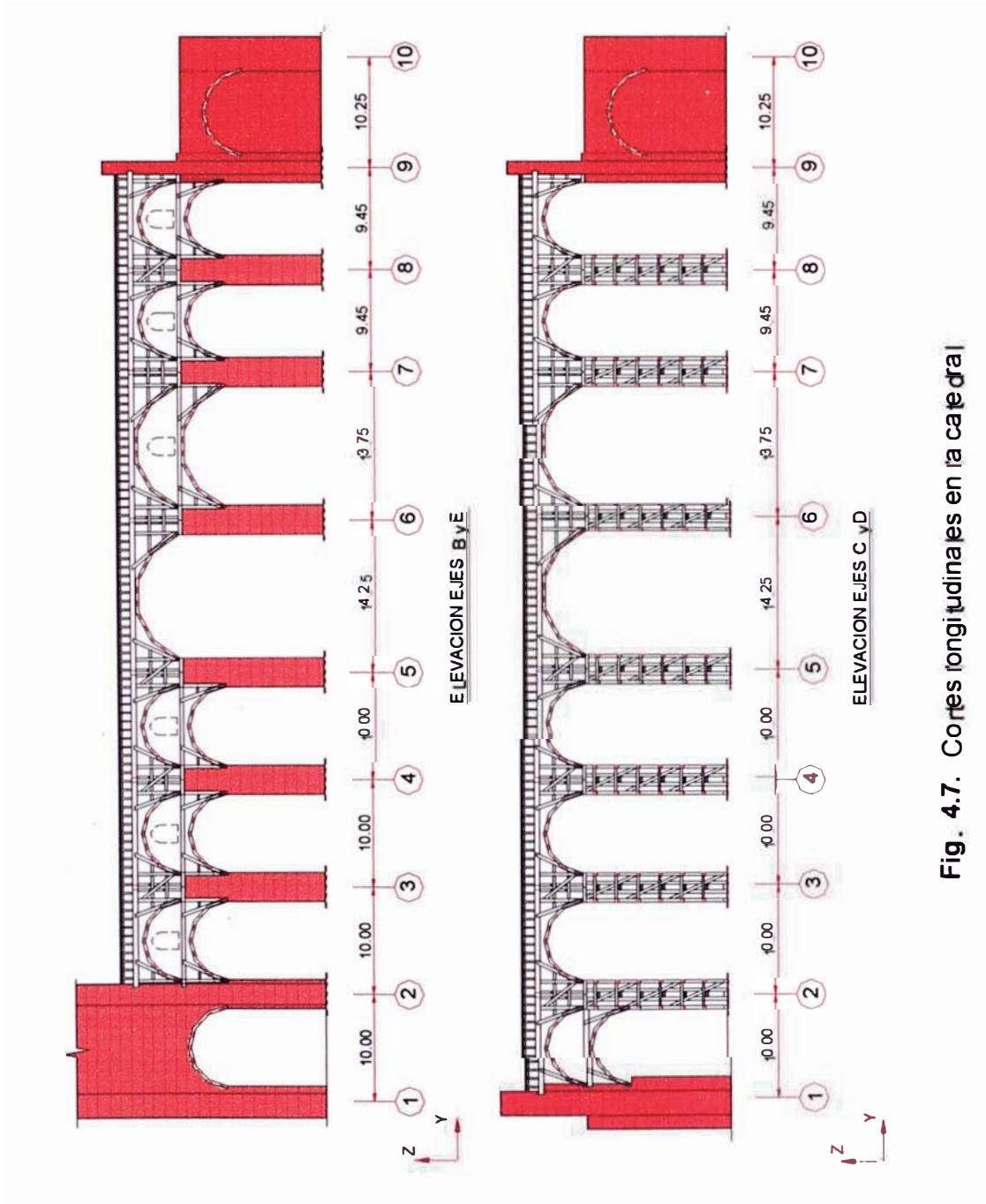
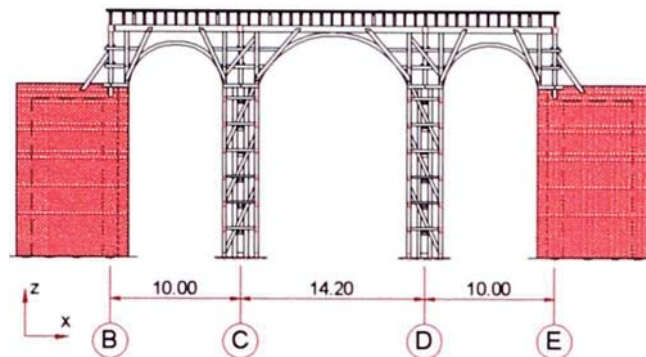
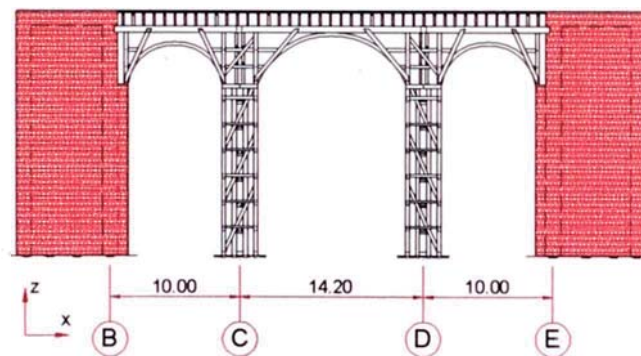


Fig. 4.7. Cortes longitudinales en la catedral



ELEVACION EJES 2, 3, 4, 7 y 8

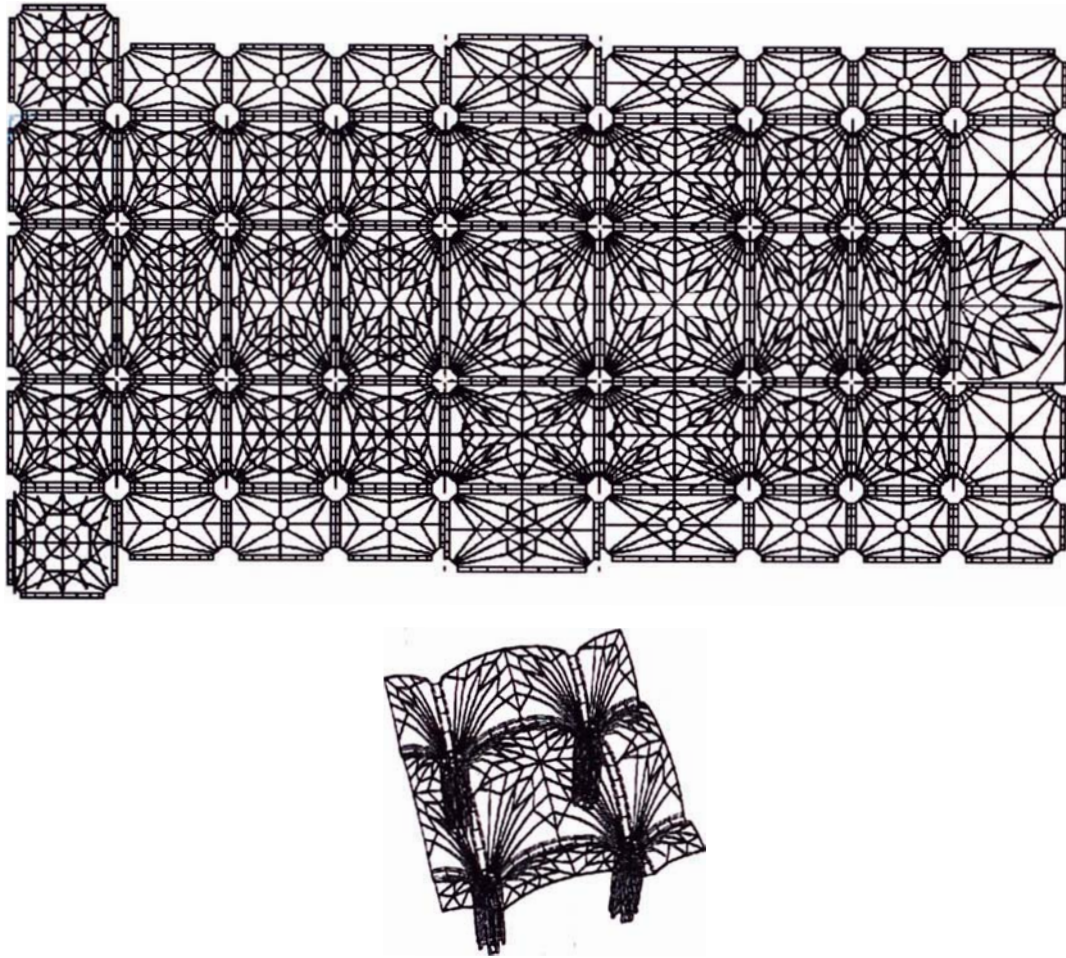


ELEVACION EJES 5 y 6

Fig. 4.8. Cortes transversales en la catedral

El segundo techo, el inferior, compuesto por bóvedas con elementos a modo de nervaduras de madera de sección de 5"x12" y de geometría variada. Tiene una cobertura de madera de  $\frac{3}{4}$ " de espesor sobre la cual existe una torta de barro de 5cm de espesor con elementos de caña por debajo del techo horizontal. Para las zona ubicada sobre el techo horizontal la torta de barro llega a tener en algunos casos hasta 10cm de espesor y con un mortero de cemento de 3cm a 5cm de espesor.

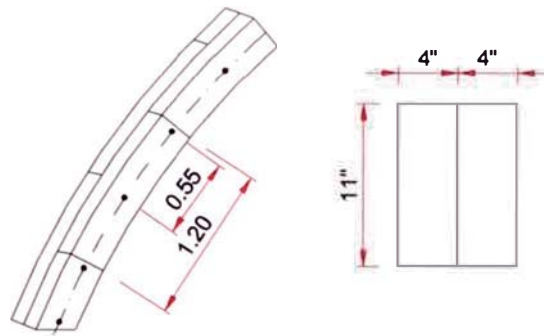
La disposición de las bóvedas en la catedral y su variada geometría con cruces de Malta se muestran en la Fig. 4.9. Estas bóvedas nervadas descansan casi en su totalidad directamente sobre los pilares y en mucha menor proporción sobre los arcos de madera.



**Fig. 4.9.** Arriba: Vista en planta de la geometría de las bóvedas nervadas en la catedral. Abajo: Vista isométrica de una bóveda.

Los arcos de madera (2 en cada eje) están constituidos cada uno por 2 maderos de secciones de 4"x11" y construidos con tramos rectos de 1.20 m de longitud aproximadamente y colocados en forma desfasada con clavos de hierro de 3/8" y 1/2" espaciados a cada 0.55m aproximadamente. Existen 2 arcos paralelos ubicados en cada eje de la catedral espaciados aproximadamente 84cm y están unidos a través de elementos de madera de 4"x2" espaciados a cada 1.2m (ver isometría en Fig.4.9). La cobertura exterior de los arcos esta hecha en base a tablonces de madera de 3/4" de espesor conectadas a los arcos de madera a través de clavos. Los arcos de madera descansan directamente sobre los pilares de madera. En la figura 4.10 se muestra la forma como han sido construidos estos elementos.





**Fig. 4.10.** Izquierda: Construcción de arcos en base a maderos rectos colocados en forma desfasada. Derecha: Sección del arco.

Las conexiones de la estructura de madera al interior de la catedral son de variada naturaleza, según los materiales de los elementos conectados. La conexión entre elementos de madera está hecha en base a clavos de hierro de diversos diámetros. Las uniones entre dichos elementos son de múltiples formas, según cada caso particular. Este tipo de conexiones por lo general no restringen de manera eficaz el giro relativo de los elementos.

Las uniones entre los elementos de madera y los muros laterales o contrafuertes de ladrillo y cal están hechas en base a empotramientos los cuales, según se evidencia en otro templos de la época, tienen longitudes mayores a un metro, garantizando de alguna manera la restricción al giro relativo de los elementos de madera con respecto a los muros.

En cambio, las columnas de madera al interior de los pilares han sido introducidas dentro de la cimentación de conglomerado de piedra en longitudes pequeñas, que no sobrepasan los 10cm. Este tipo de conexión de apoyo no restringe debidamente el giro en la base de las columnas.

Las torres de la catedral constan de 3 tramos. El primero, de 18m de altura aproximada, está hecho en base a muros de ladrillo y cal de 2.40m de espesor. Existe una escalera de acceso a los campanarios al interior de los muros. El

segundo tramo, también de aproximadamente 18m, está igualmente hecho en base a muros de ladrillo y cal con espesores de 1.9m. En este tramo se tienen 4 aberturas a modo de portales, por donde se pueden observar las campanas de la catedral. Estos muros han sido recortados en las esquinas con un chaflán de 1.5m. Al interior de este segundo tramo existe una estructura de madera de soporte para las campanas, que está apoyada sobre los mismos muros. El tercer tramo de las torres tiene aproximadamente 9m y está hecho íntegramente en base a elementos de madera con una cobertura exterior también de madera.

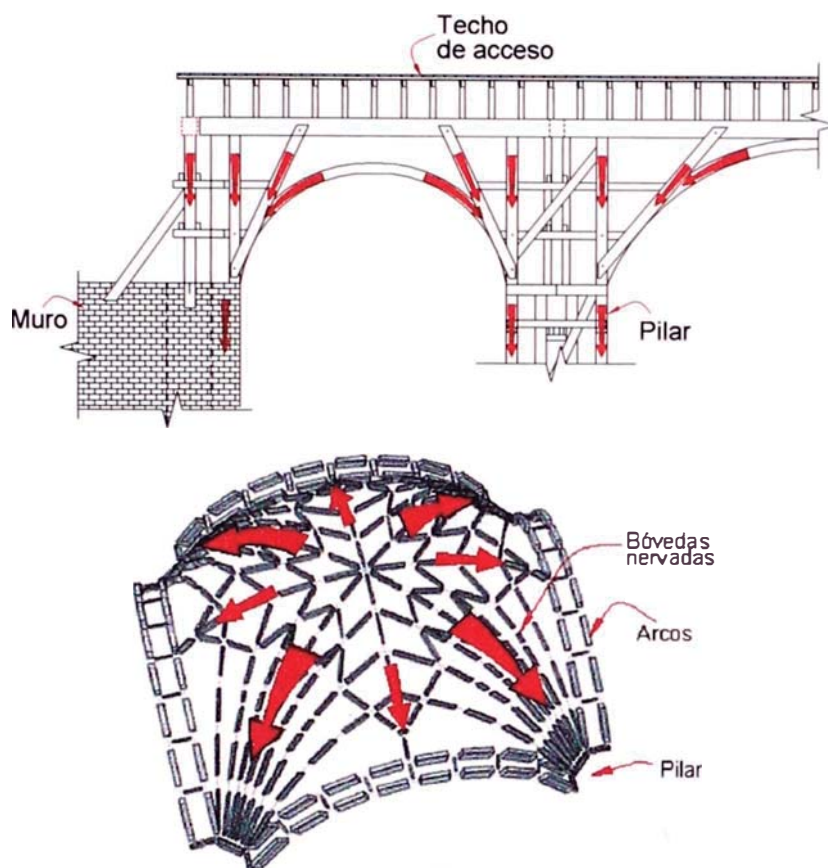
Los muros de albañilería son de espesor variado con aparejo exterior. La disposición de los muros de albañilería en la catedral es como se muestra en la Fig. 4.3. El muro del frontis es de 1.9m de espesor y 18m de alto. El muro posterior tiene espesor de 2.45m y 13.5m de alto, los muros laterales tienen un espesor del orden de 1.2m y 16m de alto, y los muros contrafuertes tienen un espesor del orden de 1.60 m. y una altura promedio de 13.5m. Las torres tienen muros con espesor promedio de 2.45m de espesor.

#### **4.4 SISTEMA ESTRUCTURAL PARA CARGAS VERTICALES**

En general el sistema de cargas verticales de la catedral descansa en los pilares de madera y en los muros de albañilería.

Todo el peso del techo horizontal de acceso baja a través de los elementos llamados de soporte vertical e inclinado ubicados por encima del pilar de madera (tal como se muestra en la Fig. 4.11). Seguidamente este peso se distribuye directamente sobre las 8 columnas de madera hasta la cimentación. De la misma forma a través de estos elementos de soporte los muros contrafuertes de albañilería toman el peso.

El peso de las bóvedas de madera se transmite casi directamente a través de las nervaduras de madera, y en menor proporción a través de los arcos.



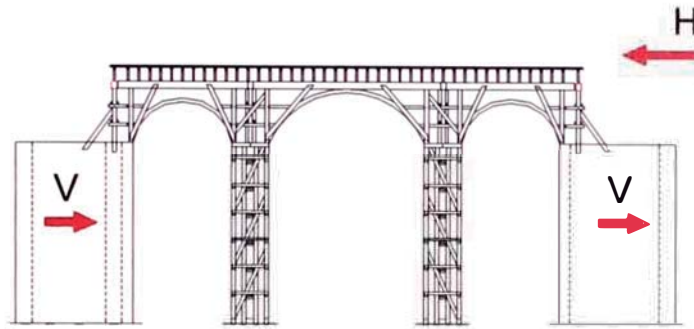
**Fig. 4.11.** Sistema de cargas verticales. Arriba: distribución del peso del techo horizontal. Abajo: distribución de fuerzas de bóvedas nervadas.

#### 4.5 SISTEMA ESTRUCTURAL PARA CARGAS HORIZONTALES

La concepción básica de la estructura es en general correcta según los criterios actuales, teniéndose sin embargo algunas deficiencias que se indican más adelante.

Un alto porcentaje de la fuerza sísmica es resistida por los muros de albañilería, tanto en la dirección longitudinal (Y) por los muros laterales y como en la dirección transversal (X) por los muros contrafuertes dispuestos a lo largo de la edificación.

Los pilares de madera tienen muy poca rigidez lateral en comparación a los muros, sin embargo, como la estructura de techo es relativamente flexible frente a acciones en su plano, parte de las cargas laterales terminan siendo resistidas por los pilares.



**Fig. 4.12.** Sistema de cargas horizontales

Posiblemente el defecto más notorio, en la actualidad, con relación a la estructuración está en que las fuerzas de inercia originadas a nivel del techo no son transferidas directamente a los muros de albañilería, sino por medio de estructuras de madera de baja capacidad (ver Fig. 4.12). Esto ha originado que se carguen y deformen más las estructuras de los pilares.

Algunos de los pilares han sufrido desplazamientos notorios en sismos pasados, que no han sido totalmente corregidos en las sucesivas reparaciones y pueden observarse en la estructura en su condición actual.

## CAPITULO V

### ESTADO ACTUAL DE LA ESTRUCTURA DE LA CATEDRAL DE LIMA

En general, los trabajos de reforzamiento y reparación de las edificaciones que son exitosos a largo plazo son aquellos que no solo reparan los daños existentes, sino sobre todo corrigen los defectos básicos de la estructura. Para ello es fundamental identificar, clasificar y cuantificar los daños existentes en elementos estructurales y no estructurales, ya que al ser evaluados y comparados con los resultados del análisis evidenciarán las posibles deficiencias estructurales.

En consecuencia, el levantamiento de daños para catedral de Lima tiene por finalidad: 1) La identificación de daños existentes en la estructura, para su posterior evaluación y apreciación. 2) La cuantificación del daño, lo que servirá como base para la elaboración de futuros trabajos de rehabilitación y reforzamiento.

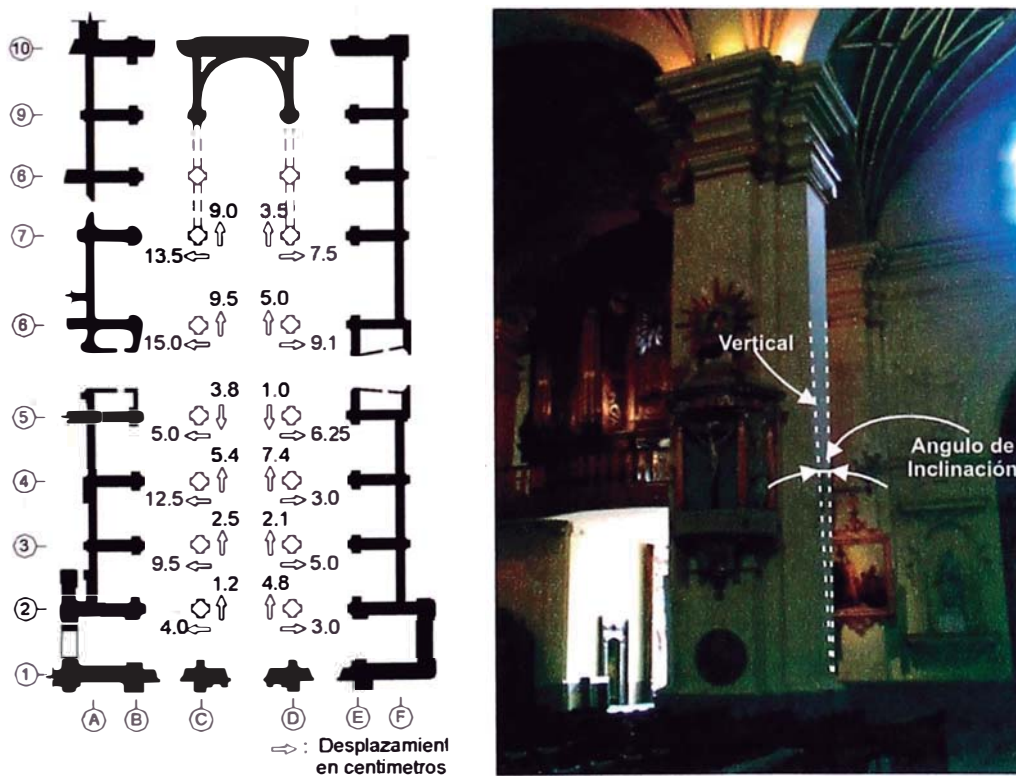
El presente capítulo presenta en base a material fotográfico el estado actual de la estructura, así como del levantamiento de daños para los elementos estructurales de este edificio. Adicionalmente se presenta también un resumen de la apreciación geotécnica y las características de los materiales realizados departamentos de geotecnia y el laboratorio de materiales de CISMID.

#### 5.1 ESTADO ACTUAL DE LA ESTRUCTURA

##### 5.1.7 PILARES

Los pilares de madera al interior del edificio presentan en su mayoría inclinaciones o desplazamientos laterales en la parte superior, los cuales fueron medidos in situ, a través de equipos mecánicos (ver Fig. 5.1).

En la dirección X o transversal se observan en todos los pilares inclinaciones hacia afuera de la nave central. Los desplazamientos laterales en la parte superior están en el rango entre 3cm a 15cm. Los pilares con mayor desplazamiento lateral son los ubicados en los ejes 6 y 7. En la dirección Y o longitudinal los desplazamientos laterales en la parte superior varían entre 1cm y 9.5cm; presentándose las mayores inclinaciones en los ejes 6 y 7, del lado de la Puerta de los Naranjos. Como resultado de los desplazamientos laterales, algunos de los elementos verticales de madera que conforman los pilares se han separado de sus apoyos, ya que no tienen ningún tipo de conexión que les permita desarrollar fuerzas de tracción (Ver Foto 5.5).



Izquierda: Fig. 5.1 Desplazamiento en parte superior de pilares.

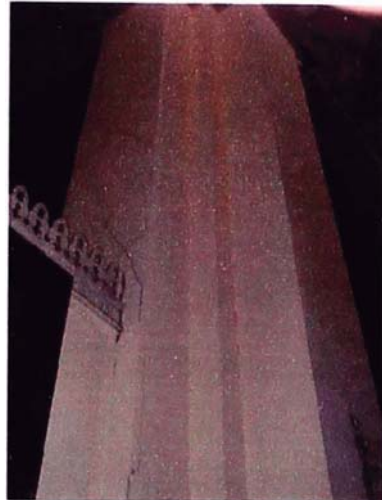
Derecha: Foto 5.1. Pilar inclinado ubicado en ejes 6-C

En general, los elementos de madera que conforman la estructura de los pilares y las conexiones entre elementos se encuentran en buen estado,

con pocas zonas de apollamiento concentradas. No hay evidencia de humedad. (ver Foto 5.4)



**Foto 5.2.** Fisuras verticales en pilar ubicado en ejes 4-D.



**Foto 5.3.** Fisuras diversas en pilar ubicado en ejes 7-D.



**Foto 5.4.** Madera al interior del pilar de madera, en buen estado de conservación.



**Foto 5.5.** Levantamiento de columna de madera en un pilar, debido a la inclinación del mismo.

La cobertura exterior de la mayoría de los pilares de madera, hecha con yeso y cal, presenta múltiples fisuras, que son más notorias en la parte central. Dichas fisuras son verticales y diagonales. No hay evidencia de que la caña de base haya sido atacada por insectos o afectada por la humedad. (ver fotos 5.2 a 5.3).

### 5.1.2 MUROS

Los grandes muros hechos con ladrillo y cal que conforman el edificio tienen por lo general 13m de alto, salvo los casos del muro testero y el postrero con alturas de 18m y 13.5m, respectivamente. Se ha constatado en campo la verticalidad de los mismos y la no existencia de asentamientos diferenciales.



**Foto 5.6.** Agrietamiento en muro contrafuerte del eje 6.



**Foto 5.7.** Agrietamiento en contrafuerte del eje 5. Obsérvese, refuerzo con grapas de acero.

En general, en los muros estructurales de fachada (testero, postrero y laterales) no se observan daños o agrietamientos apreciables. Sin embargo en los muros a modo de contrafuertes de 18 m de alto ubicados en los ejes 5 y 6, del lado de la Puerta de los Judíos, hay evidencia de daño, con agrietamientos muy notorios, como se muestra en las fotos 5.6 y 5.7. Estas grietas van desde los 13m de altura hasta la parte superior del muro. También se pueden observar reparaciones hechas con grapas de acero. Hay humedad excesiva en la parte inferior de algunos muros contrafuertes al interior de las capillas, evidenciados por el descascaramiento de la pintura (ver fotos 5.8 y 5.9).



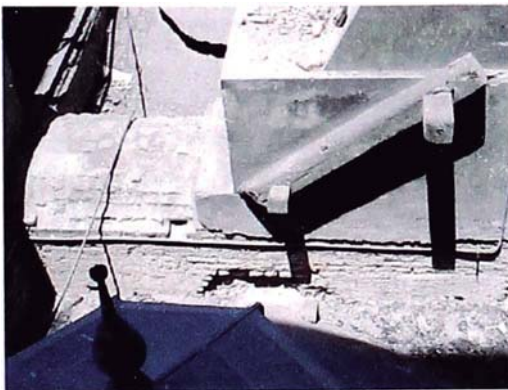


**Foto 5.8.** Evidencia de humedad en parte baja de muros contrafuertes al interior de las capillas. Ejes 4 y E.



**Foto 5.9.** Humedad en la parte baja de contrafuertes al interior de las capillas. Ejes 4 y B. Nótese descascaramiento de pintura.

Se observa deterioro en los muros contrafuertes por encima de las bóvedas laterales, del lado de la Puerta de los Naranjos; esto es a causa de un inadecuado mantenimiento. (fotos 5.10 y 5.11).



**Foto 5.10.** Vista exterior de muro estribo del lado de la Puerta de los Naranjos, cerca de la torre. Obsérvese la mampostería.



**Foto 5.11.** Contrafuerte faltante por encima de bóvedas laterales, del lado de la Puerta de los Naranjos, hacia la Puerta de Santa Apolonia. Obsérvense restos de mampostería

### 5.1.3 ARCOS

Se ha podido observar que algunas de las maderas que conforman los arcos están apollilladas. Aparentemente es un problema local. No se observan rajaduras en los elementos que componen los arcos. Hay cierta evidencia de humedad en la parte superior de la Iglesia, en donde se encuentran dichos arcos. Las conexiones entre los elementos que conforman los arcos, hechas con clavos de hierro, presentan cierto grado de oxidación.

El apoyo de los arcos sobre los pilares se encuentra aparentemente en buen estado y fijo a la parte superior de los pilares.

En el revestimiento de los arcos, hecho en base a tablas de madera, se pueden notar separaciones entre las tablas, probablemente como resultado de la contracción de la madera. También se observa hacia el interior de la catedral un evidente descascaramiento de la pintura sobre la cobertura interior de los arcos, lo cual evidencia la humedad presente.

### 5.1.4 BOVEDAS DE LAS CAPILLAS

Las bóvedas sobre las capillas laterales de la catedral, hechas con ladrillo y cal, que se encuentran del lado de la Puerta de los Naranjos y del lado de las puertas de Santa Apolonia y San Cristóbal presentan un gran deterioro, debido a la falta de mantenimiento.

En algunos casos este deterioro se hace evidente en la pérdida de unidades de ladrillo. Por otro lado, del lado posterior a la Puerta de los Naranjos se puede observar que la parte superior de los muros contrafuertes, por encima de las bóvedas, ha sido eliminada.



**Foto 5.12.** Deterioro de las bóvedas sobre capillas del lado de la Puerta de los Naranjos. Obsérvese eliminación de muros contrafuertes por sobre las bóvedas.



**Foto 5.13.** Deterioro de bóvedas sobre capillas de lado de la Puerta de los Naranjos. Pérdida de la capa exterior de mortero de concreto.



**Foto 5.14.** Capa de mortero de cemento colocada sobre bóvedas de capillas laterales de ladrillo y cal.



**Foto 5.15.** Pérdida de unidades de ladrillo en bóvedas laterales ubicadas del lado de la puerta de San Cristóbal.

Las bóvedas ubicadas del lado de la Puerta de los Judíos se encuentran en buen estado en clara contraposición con el mantenimiento que han recibido las de la puerta de los Naranjos.



**Foto 5.16.** Bóveda sobre capilla del lado de la Puerta de los Judíos.



**Foto 5.17.** Bóvedas sobre capilla del lado de la Puerta de los Judíos. Los contrafuertes llegan a 2m por sobre encima de las bóvedas.

#### 5.1.4 BÓVEDAS AL INTERIOR DE LA CATEDRAL

Las bóvedas nervadas de madera al interior de la catedral se muestran en buen estado de conservación. Los maderos que conforman las nervaduras que dan hacia el interior no presentan signos de apolillamiento exterior; sin embargo, en la zona de los apoyos ubicados en la parte superior de los pilares se evidencia en algunos casos la humedad. In situ se ha constatado que los apoyos en los pilares se encuentran fijos y en buen estado. No se ha podido observar el estado de los elementos de hierro en las conexiones.



**Foto 5.18.** Vista interior de las bóvedas nervadas de madera.



**Foto 5.19.** Vista de una bóveda. Obsérvese que no hay descascaramiento de la pintura por humedad.

Sobre la parte superior de las bóvedas, ubicadas por sobre el techo horizontal de madera, se ha colocado una cobertura adicional, hecha con torta de barro y cubierta con una gruesa capa de mortero de cemento, la cual tiene cierto agrietamiento o deterioro por intemperismo. Sin embargo, ha sido efectiva en proteger a la madera de la humedad.



**Foto 5.20.** Buen estado de la madera de nervaduras en la zona de apoyo sobre los pilares.



**Foto 5.21.** Buen estado de conservación de la torta de barro colocada sobre la cobertura de madera de las bóvedas.



**Foto 5.22.** Grietas en la cobertura exterior de las bóvedas nervadas de madera.



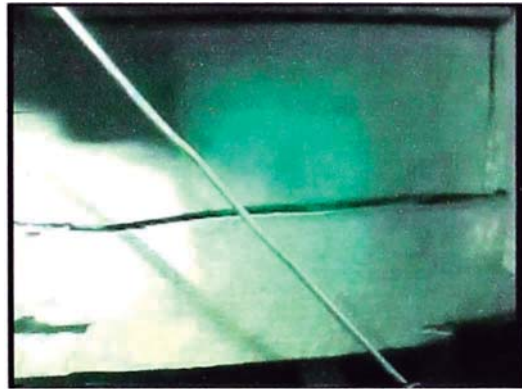
**Foto 5.22.** Deterioro en la cobertura exterior de bóvedas nervadas de madera.

### 5.1.6 ESTRUCTURA DE MADERA DE SOPORTE DEL TECHO HORIZONTAL POR SOBRE LOS PILARES

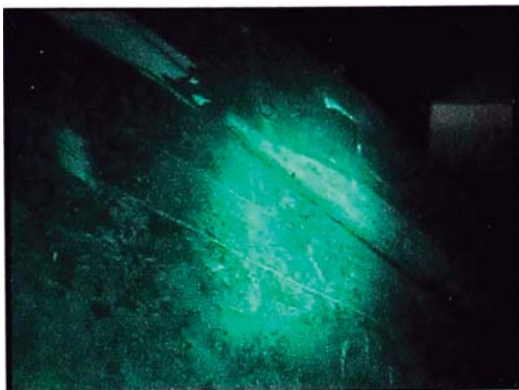
Durante la exploración al interior de la estructura del techo se pudo observar que algunos puntales y vigas presentaban rajaduras a lo largo de los elementos. Por otro lado, hay presencia de humedad. El ataque de polilla es evidente en algunos elementos de madera en la estructura del techo.



**Foto 5.24.** Elemento vertical de madera por encima de los pilares. Presenta rajadura de 0.5 cm.



**Foto 5.25.** Viga de madera de estructura de techo con rajadura de 1cm de espesor.



**Foto 5.26.** Apollamiento en elemento diagonal de madera



**Foto 5.27.** Conectores de hierro entre elementos de madera, en aparente buen estado.

Algo que evidencia los cambios ocurridos en la estructura del techo de catedral en la zona ubicada en los ejes 6 y 7 se detalla a continuación.

Los elementos verticales o puntales ubicados sobre los pilares de madera de este sistema de soporte de techo se encuentran unidos por medio de dos elementos horizontales de madera, ubicados a  $1/3$  y  $2/3$  de su altura, que llegan hasta los elementos diagonales de soporte del techo, de modo tal que se rigidiza el conjunto de elementos verticales y diagonales. Sin embargo, sobre los pilares ubicados en los ejes 6 y 7 se observó que dichos elementos conectores no llegaban hasta las diagonales. Además, se encuentra un solo elemento conector en lugar de dos



**Foto 5.28.** Dos elementos conectores en cada dirección, uniendo soportes verticales y diagonales, entre ejes 4 y B.



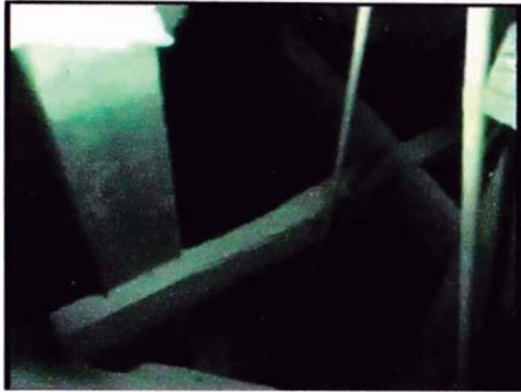
**Foto 5.29.** Al centro se observa conector uniendo elemento vertical y diagonal al fondo. Entre ejes 3 y D.



**Foto 5.30.** Entre los ejes 6 y D nótese conectores ubicados a  $2/3$  de la altura de elemento de soporte vertical, que no llegan a unir los elementos de soporte diagonal.



**Foto 5.31.** Entre los ejes 6 y C, conectores de madera que no llegan a los elementos de soporte diagonal.



**Fotos 5.32.** Entre los ejes 6 y D, 1 solo conector de madera ubicado a 1/3 de la altura del elemento de soporte vertical y al mismo tiempo ni llega a elemento de soporte diagonal.



**Fotos 5.33.** Entre ejes 7 y C, 1 solo conector de madera, similar a lo explicado en la foto 5.29.

Se observa cierto deterioro o desgaste del ladrillo pastelero que cubre el sistema de techo plano.



**Foto 5.34.** Desgaste de ladrillo pastelero en la azotea.



**Foto 5.35.** Fisuras leves y resanes en la cobertura de la cúpula posterior.

### 5.1.7 CÚPULA POSTERIOR

La base de la cúpula posterior presenta desgaste y fisuras (ver fotos 5.39 y 5.40). La cúpula posterior propiamente dicha tiene fisuras leves y resanes en la parte inferior, adyacente al techo horizontal (ver foto 5.41).





**Foto 5.36.** Deterioro en la base de la cúpula posterior de madera y quincha.



**Foto 5.37.** Agrietamiento en zona inferior de la cúpula.

### 5.1.8 TORRES

Las torres de la catedral presentan fisuras en las zonas cercanas a los portales del campanario y en sus bases. Se observan elementos diagonales de acero al interior de los campanarios, dispuestos en forma de cruz sobre la losa de acceso (ver foto 5.45).



**Foto 5.38.** Fisura en zona superior portal de la torre ubicada del lado de la Puerta de los Judíos.



**Foto 5.39.** Fisuras en la zona superior del portal en torre ubicada del lado de la Puerta de los Naranjos.



**Foto 5.40.** Fisura en pared de la torre ubicada del lado de la Puerta de los Judíos.



**Foto 5.41.** Refuerzo de acero colocado en la torre ubicada del lado de la Puerta de los Judíos.

El tercer cuerpo de las torres, hecho con elementos de madera, se encuentra en general en buen estado, aunque con apollamientos localizados en pocos elementos. Sin embargo, hay que anotar la existencia de suciedad y excremento de aves sobre las vigas de madera, lo que puede afectar su durabilidad.

### 5.1.9 ZONA DE ANTIGUOS ARBOTANTES



**Foto 5.42.** Fisuras en elementos decorativos del lado de la Puerta de los Judíos.



**Foto 5.43.** Falla de algunos elementos decorativos en la zona posterior de la catedral.

Los antiguos arbotantes de la catedral fueron remplazados por elementos más arquitectónicos que estructurales. En una visita de campo realizada en el 2003 se observaron daños en tales elementos por encima de las puertas de Santa Apolonia y San Cristóbal, como se muestra en la foto 5.48.

En la zona ubicada por el lado de la Puerta de los Judíos estos elementos presentan un agrietamiento moderado en la cobertura exterior.

De los arbotantes solo quedan pequeños elementos estructurales que no cumplen eficientemente la función para la cual fueron concebidos, algunos de ellos presentan cobertura y se observa la falta de mantenimiento.

## 5.2 ESTUDIO DE MATERIALES

Con la finalidad de determinar las características mecánicas de los materiales: se tomaron muestras en elementos de madera, de la zona correspondiente entre los ejes 5-C y 6-C, en forma aleatoria de la madera de la estructura del techo y de los pilares. Por otro lado, para la albañilería se tomaron muestras en un muro contrafuerte ubicado en el eje 5 del lado de la puerta de los naranjos.



**Foto 5.44** Muestras extraídas de madera de la estructura. Izquierda: Especímenes 3 y 4. Derecha: espécimen de madera con presencia de polilla.

En total se extrajeron cuatro muestras de la madera que forma la estructura reticular en columnas, anillos e inicio de arco. En la Foto 5.44 se muestran los especímenes antes de ser ensayados. Se observa que el espécimen 2 se encuentra alterado por la presencia de polillas en su interior.

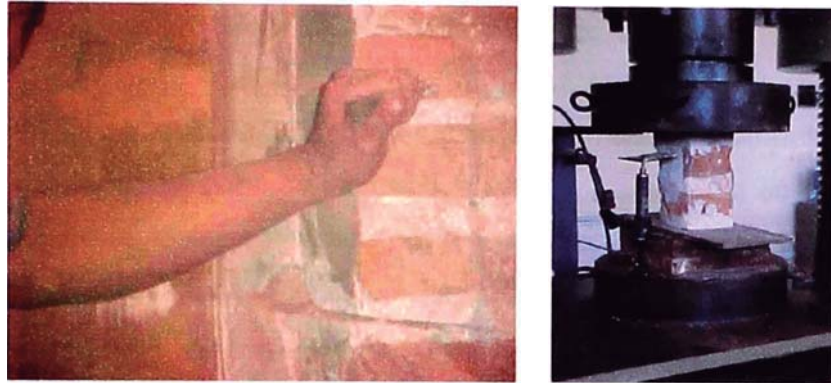


Foto 5.45 Albañilería con mortero de cal Derecha dentro de la catedral  
Foto 5.46 Ensayo a la compresión de muestra de albañilería.

### 5.2.1 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

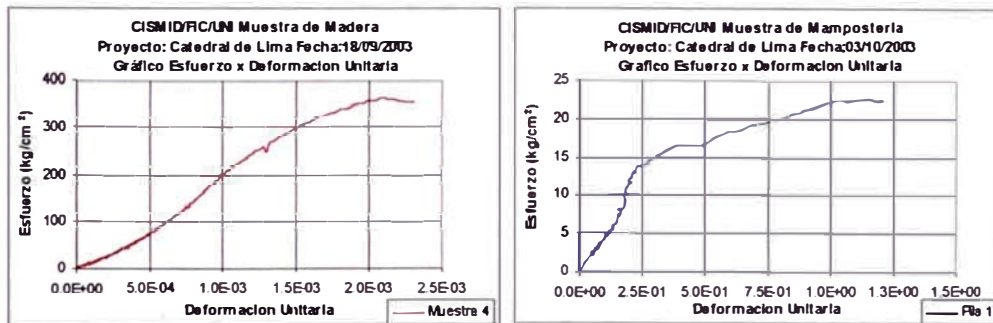


Fig. 5.2 Curva esfuerzo deformación de una muestra de madera.  
Fig. 5.3 Curva esfuerzo deformación de una muestra de Albañilería.

Para las muestras de madera que forman la estructura reticular del interior de las columnas de la Catedral, se determinó que el valor máximo de esfuerzo a la rotura por compresión paralela es del orden de 329 kg/cm<sup>2</sup>, valor que corresponde a una madera del Tipo A de acuerdo a la norma técnica NTE-E102. Se recomienda usar un módulo de elasticidad para las maderas del orden de entre los 75000 kg/cm<sup>2</sup> y los 95000 kg/cm<sup>2</sup>.

Para las muestras de albañilería se obtuvo un valor de esfuerzo máximo de rotura del orden de  $22.57 \text{ kg/cm}^2$ . En este caso se recomienda usar un módulo de elasticidad del orden de  $11288 \text{ kg/cm}^2$ .

### 5.3 CONCLUSIONES DE LA APRECIACIÓN GEOTÉCNICA

De la apreciación geotécnica de los terrenos donde se encuentra cimentado la basílica catedral de Lima se debe de indicar que esta se realizó solo en función de la información arqueológica elaborada por la empresa Willca SAC en el año 2003 en los interiores de la catedral y la información del estudio de mecánica de suelos realizada en el edificio Luis Alberto Sánchez ubicado a 2 cuadras de la catedral. Este último estudio elaborado por el CISMID en el año 2003.

De lo cual se concluyó que se tiene una primera capa de terreno que está conformada por rellenos limpios a poco contaminados de matriz limo arcillosa que en algunos casos se encuentran compactos. El color es beige claro, con gravas muy pequeñas y algunos fragmentos de ladrillos, fragmentos de madera, clavos oxidados. En el caso de los ladrillos, éstos se encuentran embebidos sobre una argamasa de barro muy compacta, habiendo sido selladas las juntas con cal.

Asimismo, dentro del relleno existe una capa de arena pobremente gradada en estado compacto y cuyo espesor no pasa de 0.08m. Embebidos en estos rellenos se encuentran lente de basura de forma irregular con restos de papel. Asimismo se ha encontrado adobes y piedras pequeñas.

En la zona del cruce de la catedral (entre las puertas de los Naranjos y los Judíos), hasta 1.85m. se ha encontrado tierra compacta lo que evidencia que el menos hasta esta profundidad sigue existiendo relleno.

Se conoce de acuerdo a las investigaciones arqueológicas, que existe bóvedas que permiten comunicaciones por debajo de las estructuras y que

aproximadamente tienen 3.00m. de alto; posiblemente la función de estas bóvedas hayan servido una cripta funeraria.

En la investigación realizada por el CISMID – 2003, en un edificio cercano (Edificio Luis Alberto Sánchez), se encontró que el perfil del terreno, presenta una capa superficial de relleno poco contaminado con una profundidad aproximada de 1.35m., presentándose por debajo del relleno la grava arenosa pobremente gradada en estado de compacidad semicompacta a compacta.

De acuerdo a la investigación arqueológica realizada por Willca SAC, por lo menos hasta los 1.85m. de profundidad no se encuentra la cimentación de los pilares y muros estribos, ya que si hubiese estado a esa profundidad o a una menor profundidad hubiese ocurrido asentamiento porque los suelos son rellenos arcillo limosos que pierden resistencia con la humedad.

Con la probable profundidad de cimentación ( $D_f = 2.50\text{m.}$ ), las dimensiones mínima probable del ancho de las zapatas (2.80m.) y el tipo de suelo se ha calculado la capacidad admisible obteniéndose un valor de

$$\sigma_t = 4.00\text{Kg/cm}^2$$

El suelo donde probablemente se encuentra desplantada la cimentación, es más competente que los suelos finos que se encuentran por encima de él y esta conformado por gravas arenosas semicompactas a compactas. El asentamiento elástico para una zapata cuadrada de dimensiones mínimas podrían alcanzar un valor de 1.49cm, que es aceptable.

Para el análisis sismorresistente de las edificaciones según el RNC se recomienda considerar el área de estudio; comprendida en la zona sísmica 3 (Zona de Sismicidad Alta); al suelo clasificado como de perfil de suelo tipo S1 y con período  $T_p = 0.4 \text{ s.}$

## CAPITULO VI

### ANÁLISIS ESTRUCTURAL E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

#### 6.1 MODELOS PARA EL ANÁLISIS

En las últimas décadas se han hecho importantes avances en las técnicas de análisis estructural, que permiten un estudio más realista de edificaciones con geometrías irregulares y materiales no homogéneos, como es el caso de la Catedral de Lima.

Sin embargo, la preparación del modelo matemático para el análisis de esta estructura presenta algunos retos que no se tienen en las construcciones más convencionales. Por ejemplo, es muchas veces difícil distinguir entre elementos de carácter estructural de aquellos que tienen una función más bien decorativa. La mayor limitación está en la descripción imperfecta del comportamiento de los materiales. Debe anotarse que en este caso no ha sido factible obtener muestras para ensayo de todos los materiales y en general los especímenes ensayados son pocos en relación con la magnitud de la obra y la diversidad de los materiales empleados.

En consecuencia, el análisis debe ser considerado como una estimación imperfecta, con la que se logra tener una idea aproximada del estado de esfuerzos debido a las cargas gravitacionales; mientras que, para acciones sísmicas el objetivo es apenas lograr una comprensión cualitativa del comportamiento de la estructura.

##### 6.1.1 CONSIDERACIONES PARA EL MODELO

El modelo para el análisis de la Catedral considera al edificio principal en conjunto con el Museo de Sitio y la Sacristía, así como con la Iglesia del

Sagrario, para tener en cuenta la interacción existente con esos edificios vecinos.

Los muros de albañilería, las coberturas de los pilares y el techo de acceso a la azotea fueron representados por elementos finitos tipo cáscara, de 4 nudos, con 6 grados de libertad por nudo. Los elementos de madera que conforman los pilares, la estructura de soporte del techo sobre los pilares, los arcos y las nervaduras de las bóvedas fueron modelados con elementos lineales, también con 6 grados de libertad por nudo.

En el modelo se supusieron comportamientos elásticos y lineales para los materiales. Los módulos de elasticidad para la madera y la albañilería se obtuvieron en base a los resultados del estudio de materiales, complementados con información de otras fuentes. Los muros de albañilería fueron tratados como si fueran homogéneos (ver acápite 9.3.2).

Se supuso a los muros de albañilería como empotrados en la base. Esto se justifica porque en las distintas situaciones de carga consideradas no se observan tensiones que puedan llegar a producir levantamiento o deslizamiento de los muros y, además, los efectos de los giros resultan despreciables. Sin embargo, para las columnas de madera de los pilares se consideraron apoyos fijos de rótula y en algunos análisis una separación efectiva entre la madera y su cimentación; ya que hay evidencia, constatada in situ, de que éstas están desplantadas sobre la cimentación muy superficialmente, prácticamente sin restricción al giro o al levantamiento.

Con respecto a la continuidad de los elementos, se consideraron diversas posibilidades. Se realizaron tanto análisis basados en la hipótesis de continuidad de los elementos de madera para efectos de flexión, como otros en que se supusieron extremos articulados. Cabe



anotar que las uniones entre elementos de madera con clavos o ensambles no restringen significativamente los giros relativos entre las partes, por ser los brazos de palanca de los elementos de unión relativamente pequeños.

Se hicieron también distintas hipótesis en los modelos para estudiar la sensibilidad de los resultados frente a la imperfecta continuidad entre los elementos de madera de las bóvedas nervadas y de la estructura del techo de la azotea con los muros de ladrillo y cal.

Se hizo además una reducción importante en las propiedades de corte de los elementos de cobertura de pilares y arcos, así como para la estructura del techo de acceso a la azotea, para tener en cuenta la separación de las tablas originada por la contracción, así como un cierto grado de deterioro en el material de cobertura.

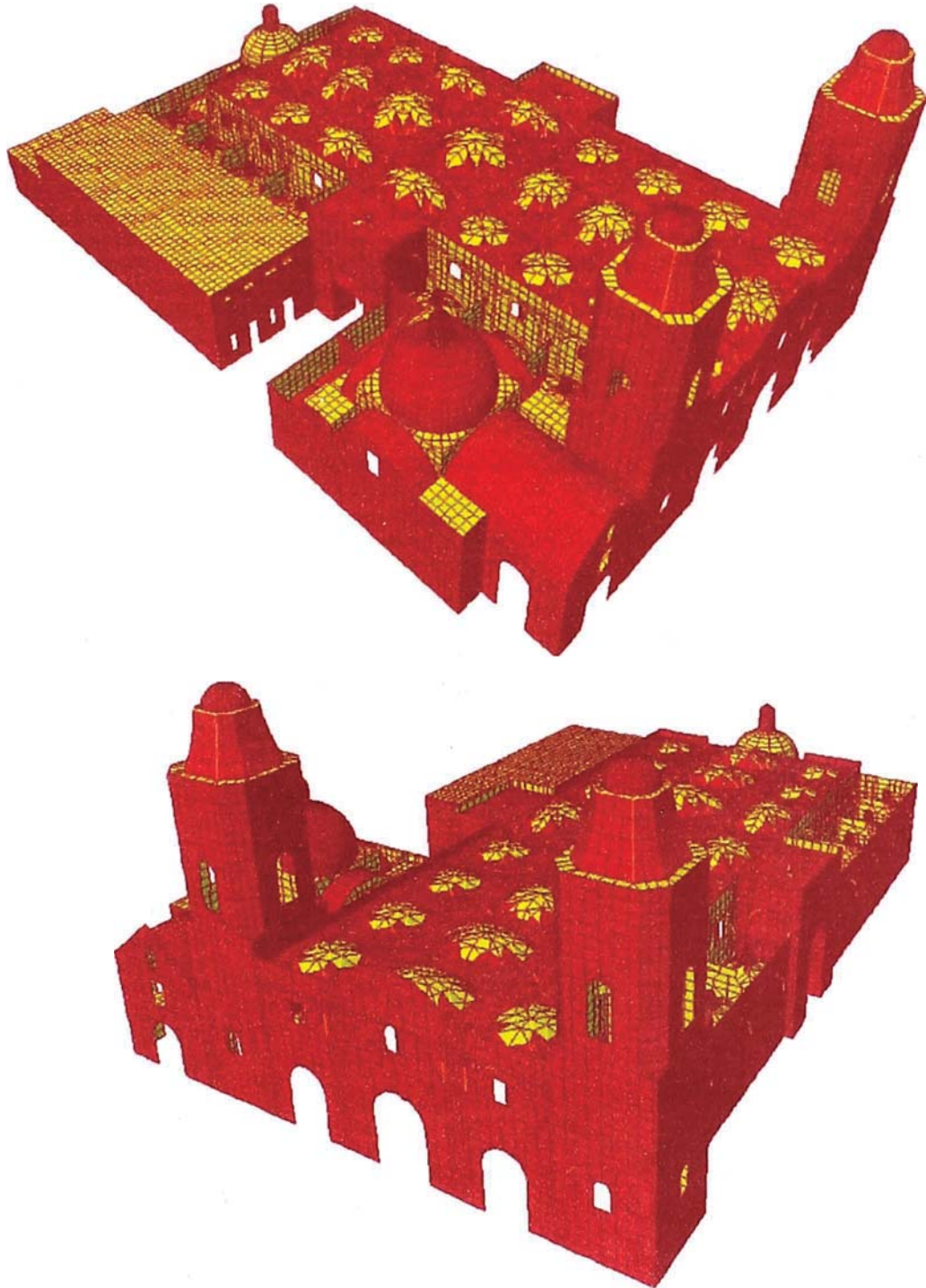
La mayor parte de las masas y pesos propios de la estructura fueron consideradas en el modelo a través de las propiedades del material. A éstas se agregaron las cargas vivas, así como pesos y masas de elementos no estructurales no incluidos directamente en el modelo.

Sucesivos modelos fueron corregidos para ajustarse lo mejor posible a los resultados obtenidos del estudio de micro trepidaciones (vibraciones ambientales) en distintas partes de la estructura, para producir un modelo adecuado para el estudio de los efectos de las cargas en condiciones de servicio, con deformaciones pequeñas.

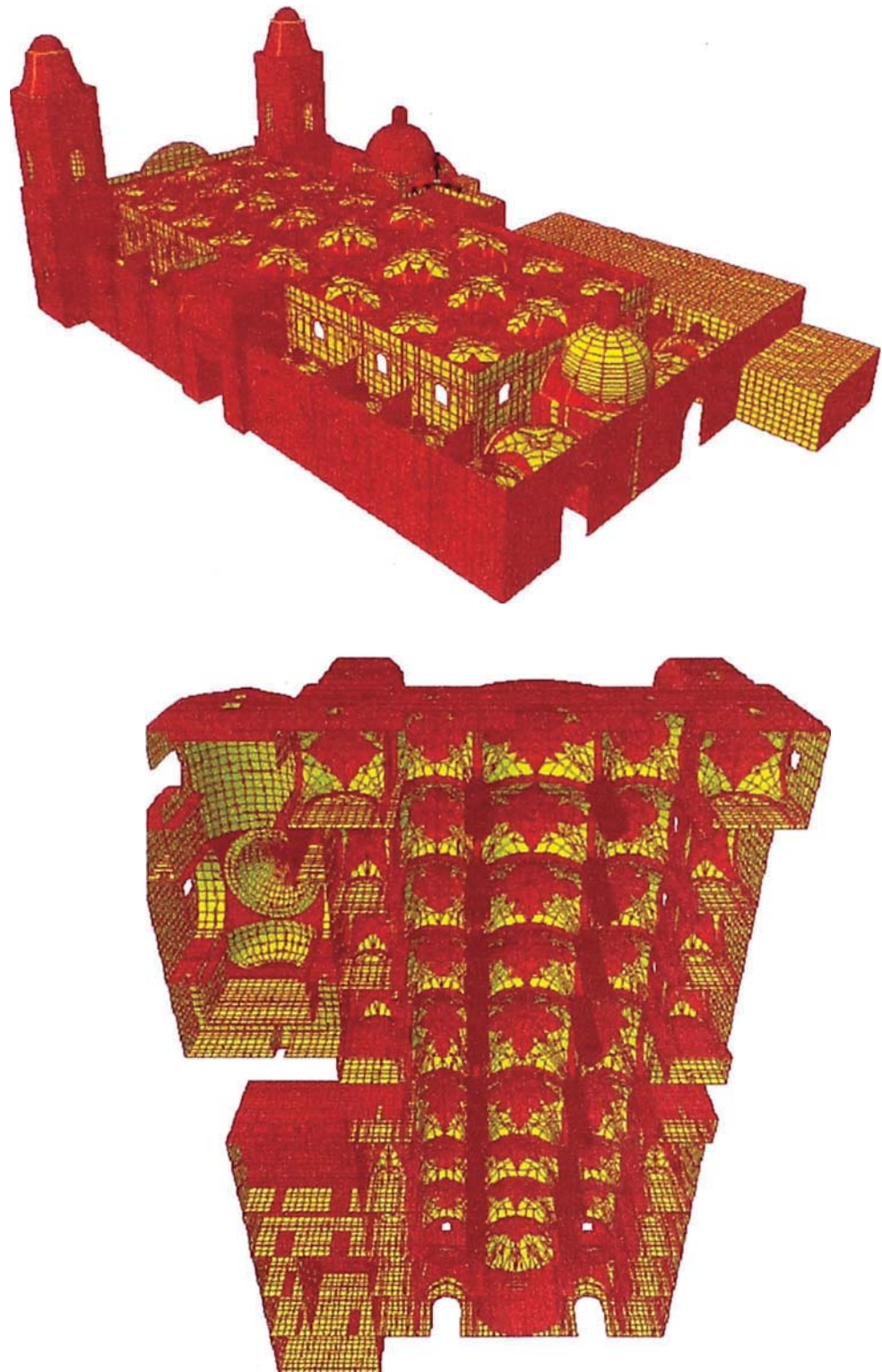
Las acciones sísmicas fueron definidas como fuerzas inerciales obtenidas con un espectro de pseudo aceleración según el procedimiento de la norma vigente.

### 6.1.2 GRAFICAS 3D DEL MODELO ESTRUCTURAL

A continuación se muestran vistas del modelo usado para el análisis.



**Fig. 6.1.** Vistas isométricas del modelo de la Catedral de Lima



**Fig. 6.2.** Vistas del modelo de la catedral de Lima. Arriba: Vista posterior.  
Abajo: Vista inferior

## 6.2 PESOS Y CARGAS EN LA ESTRUCTURA

Para la estimación del peso propio de la estructura se han considerado todos los espesores y alturas de muros, secciones y longitudes de los elementos de madera, así como los espesores de las coberturas de los elementos tales como machihembrados de madera, tortas de barro y otros con caña y yeso. Los pesos específicos utilizados en estos cálculos fueron:

Mampostería	1800 kg/m <sup>3</sup> (17.64 kN/m <sup>3</sup> )
Madera	700 kg/m <sup>3</sup> (6.86 kN/m <sup>3</sup> )
Tortas de barro	1800 kg/m <sup>3</sup> (17.64 kN/m <sup>3</sup> )

El peso total de la Catedral de Lima es del orden de 27,550 t (270,000 kN). Los muros de albañilería directamente desplantados sobre el suelo (incluyendo los muros transversales a modo de contrafuertes) tienen un peso del orden de 19,730 t (193,350 kN), lo que significa 71.3% del peso total. El peso de todos los pilares de madera (incluyendo su cobertura de madera con recubrimiento de caña y yeso) es del orden de 209 t (2,050 kN), 0.8% del peso total. El peso de toda la estructura de techos (que incluye toda la estructura de madera de soporte, bóvedas, arcos y sistema de techo) es de 2,750 t (26,950 kN), aproximadamente 10% del peso total, lo que representa un equivalente de 530 kg/m<sup>2</sup>. El peso de las dos torres de la catedral, de 45 m de altura, es 8,030 t (78,700 kN). El peso de la cúpula mayor ubicada en la parte posterior de la catedral es de 75 t (735 kN) aproximadamente. Las losas interiores ubicadas dentro de las torres y en la zona donde está ubicado el órgano de viento y los coros tienen una carga muerta del orden de 550 kg/m<sup>2</sup>.

Existen otras cargas que podrían ser consideradas como permanentes, tales como el peso de los artefactos de iluminación, que en algunos casos son del orden de 1 t (10 kN), pero en relación a la estructura en conjunto son de poca importancia, ya que no sobrepasan los 15 kg/m<sup>2</sup>. El peso total de las campanas es aproximadamente 6 t (59 kN), lo que representa un 0.15% del peso de las torres.

Las cargas vivas consideradas en el análisis fueron de  $50 \text{ kg/m}^2$  para la azotea y  $250 \text{ kg/m}^2$  en las losas interiores.

### **6.3 COMPORTAMIENTO PARA CARGAS VERTICALES EN LA ESTRUCTURA**

#### **6.3.1 PILARES DE MADERA:**

Cada uno de los 8 elementos verticales de madera que conforman un pilar soporta una fuerza axial de entre 9.8 t a 11.5 t (96 KN a 112 KN), de acuerdo al área tributaria correspondiente en cada caso.

La carga de pandeo de cada columna de madera de 30 cm x 30 cm, considerada como aislada y libre al giro en ambos extremos, es de 37.8 t (370 KN). Del mismo modo, la carga de pandeo para cada una de estas columnas de madera considerando todo el pilar compuesto (incluyendo los elementos de arriostre horizontal y diagonal) es de 137 t (1344 KN). De esto se concluye que las cargas debidas a fuerzas de gravedad están muy por debajo de la carga crítica de pandeo global de los pilares o local de los elementos que los componen.

Los arriostres horizontales tienen poca fuerza, lo cual era de esperarse, ya que su función principal es la de restringir los desplazamientos laterales y mantener la integridad de la sección compuesta del pilar, con fuerzas que no pasan de 0.5 t (4.9 KN). Los arriostres diagonales trabajan en compresión con fuerzas que no superan las 2.5 t (24.5 KN).

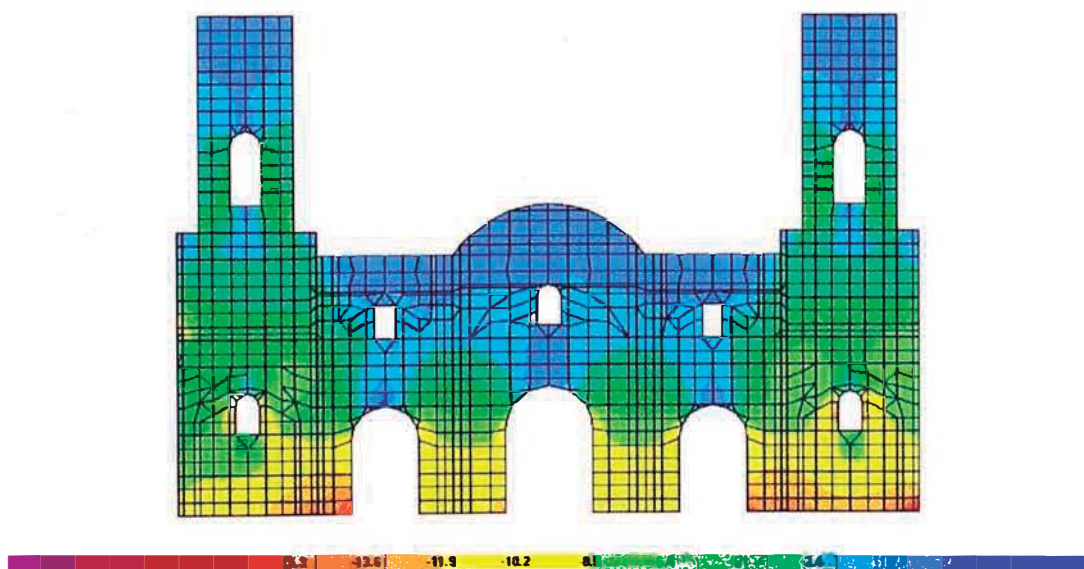
#### **6.3.2 MUROS DE ALBAÑILERÍA:**

En estructuras similares a la de la Catedral de Lima, se observa que los muros de albañilería de gran espesor, hechos con ladrillo y cal, no

siempre fueron levantados con un solo material. Más bien se encuentra que están compuestos por albañilería con aparejo en el exterior y relleno en el interior hecho con un material aglomerante o cementante y piedra, el cual tiene módulo de elasticidad igual o menor que el del material exterior.

Dado a que en el presente caso no ha sido posible estudiar el material al interior de los muros, se han hecho varias suposiciones en los espesores para la albañilería, así como, para las relaciones entre los módulos de elasticidad de la albañilería exterior y el material de relleno, con la finalidad de tener una idea de los máximos esfuerzos que podrían tenerse.

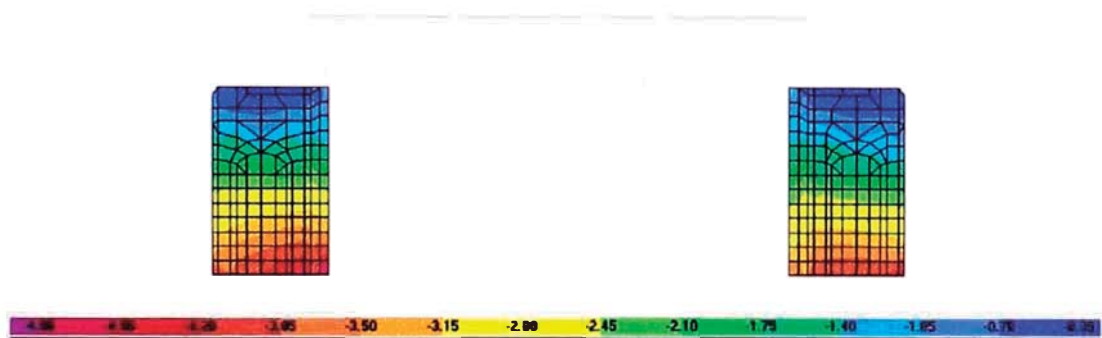
En el presente caso los esfuerzos verticales máximos que soporta la albañilería por efecto de las cargas de gravedad se deben en su mayor parte al peso propio de los muros.



**Fig. 6.3a.** Esfuerzos verticales debidos a cargas de gravedad ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ). Muro de fachada en el eje 1.

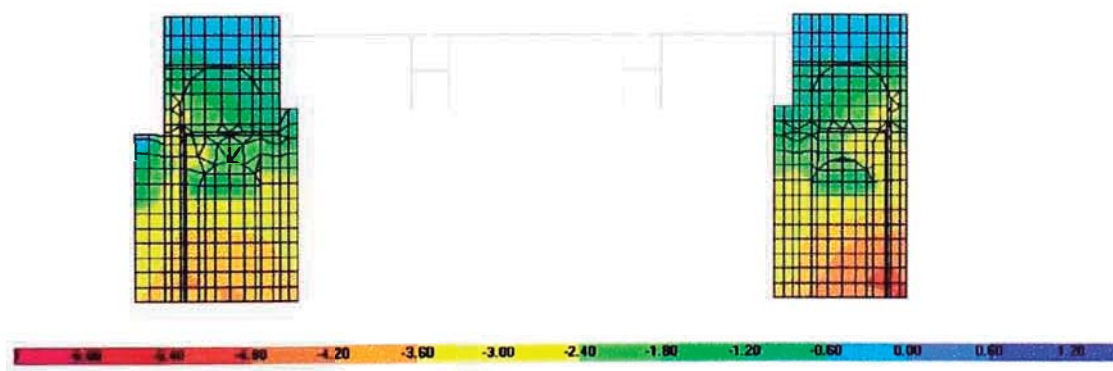
Estos esfuerzos verticales tienen valores máximos del orden de  $11 \text{ kg}/\text{cm}^2$  ( $1.07 \text{ MPa}$ ) en el muro testero o de fachada (eje 1). En los

muros contrafuertes de 13 m de alto ubicados en los ejes 3, 4, 7 y 8 son del orden de  $3.9 \text{ kg/cm}^2$  ( $0.38 \text{ MPa}$ ). En los contrafuertes de los ejes 5 y 6 los esfuerzos verticales máximos son  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  ( $0.44 \text{ MPa}$ ) y, similarmente,  $4.2 \text{ kg/cm}^2$  ( $0.41 \text{ MPa}$ ) en el muro del eje 9 y  $4.15 \text{ kg/cm}^2$  ( $0.40 \text{ MPa}$ ) en el muro posterior ubicado en el eje 10. En la parte inferior de las torres este esfuerzo llega a ser del orden de  $13.5 \text{ kg/cm}^2$  ( $1.32 \text{ MPa}$ ). En los muros longitudinales, paralelos al eje Y, ubicados en los ejes A y F, son del orden de  $4.4 \text{ kg/cm}^2$  ( $0.43 \text{ MPa}$ ).

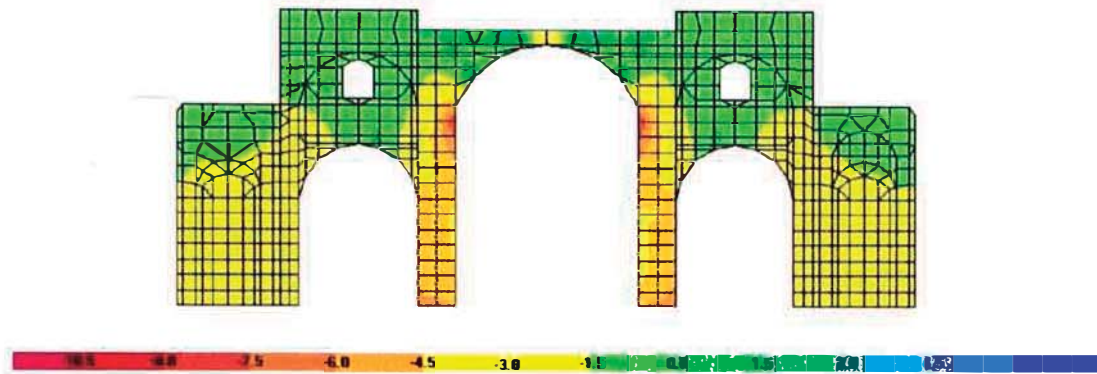


**Fig. 6.3b.** Esfuerzos verticales debidos a cargas de gravedad ( $\text{kg/cm}^2$ ) típicos en los muros de los ejes 3, 4, 7 y 8.

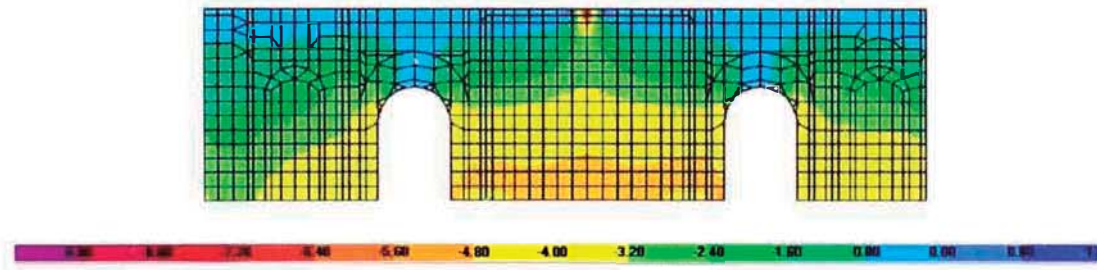
En muros de gran espesor, las deformaciones verticales producidas por las cargas en el plano de los muros generan esfuerzos horizontales de tracción, que en el presente caso son del orden de  $1/16$  del valor absoluto del esfuerzo máximo de compresión, llegando a  $0.8 \text{ kg/cm}^2$ .



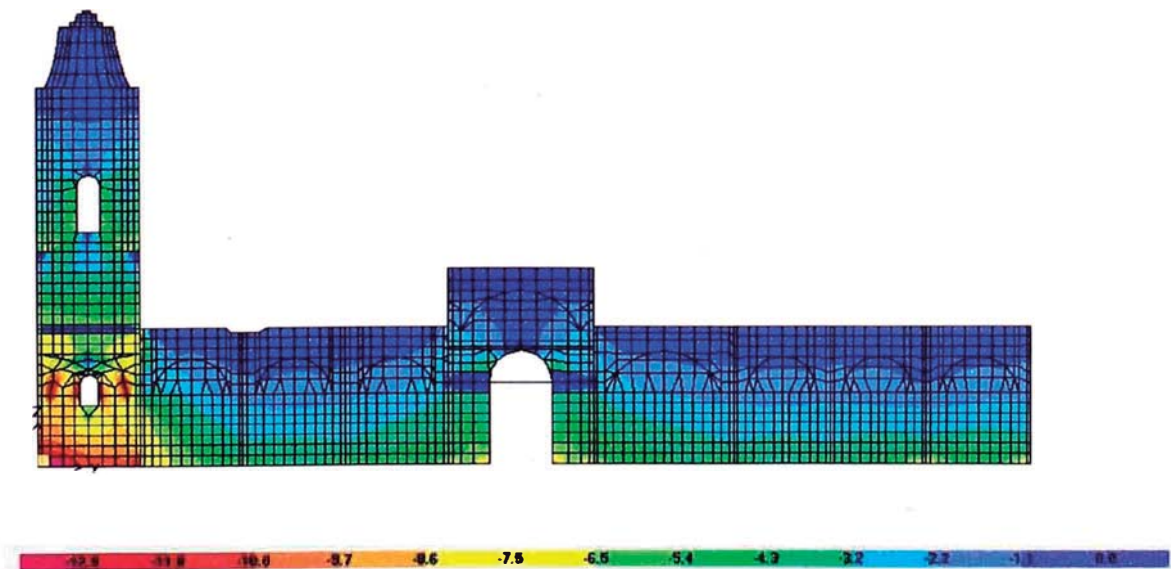
**Fig. 6.3c.** Esfuerzos verticales debidos a cargas de gravedad ( $\text{kg/cm}^2$ ) típicos en los muros de los ejes 5 y 6.



**Fig. 6.3d.** Esfuerzos verticales debidos a cargas de gravedad ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) en el muro del eje 9.



**Fig. 6.3e.** Esfuerzos verticales debidos a cargas de gravedad ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) en el muro del eje 10.



**Fig. 6.3f.** Esfuerzos verticales debido a cargas de gravedad ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) en el muro del eje F.



### 6.3.3 BOVEDAS NERVADAS DE MADERA

Dada la forma geométrica de las bóvedas, éstas trabajan en general en compresión y el peso de las mismas en su mayoría es descargado directamente sobre los pilares de madera y en menor proporción sobre los arcos. Las maderas a manera de nervaduras tienen fuerzas axiales variables dependiendo del claro de luz de la cúpula, la geometría de la misma y de la ubicación de éstas dentro de la catedral. En la figura 9.4 se muestra la distribución de las bóvedas dentro de la catedral y la configuración de las nervaduras.

Las bóvedas nervadas tipo  $B_1$  son en total de 10. Tienen luces de aproximadamente 10 m x 10 m ó 9.45 m. Las fuerzas en los elementos son del orden de -0.5 t a -0.9 t (-4.9 KN a -8.8 KN) en el centro del claro, de -0.35 t a -1.15 t (-3.4 KN a -11.3 KN) en los elementos que llegan a los pilares y de -0.55 t a -1.1 t (-5.4 KN a -10.8 KN) en los elementos que llegan al centro de los pilares.

Las bóvedas tipo  $B_2$  son 2 y tienen luces aproximadas de 14.2 m x 10 m. Las fuerzas axiales de los elementos son del orden de -0.5 t a -1.5 t (-4.9 KN a -14.7 KN) en el centro del claro, de -0.55 t a -1.20 t (-5.4 KN a -11.7 KN) en los elementos que llegan a los pilares y de -0.45 t a -0.95 t (4.4 KN a -9.3 KN) en los que llegan a los arcos.

Las bóvedas tipo  $B_3$  son 2 y tienen luces aproximadas de 14.2 m x 10 m. Las fuerzas axiales de los elementos son del orden de -0.25 t a -1.25 t (-2.5 KN a -12.3 KN) en el centro del claro, de -0.35 t a -1.20 t (-3.4 KN a -11.7 KN) en los elementos que llegan a los pilares y de -0.45 t a -1.35 t (-4.4KN a -13.2 KN) en los elementos que llegan a los arcos.

Las bóvedas  $B_4$  son 2 y tienen luces aproximadas de 14.2 m ó 13.75 m x 10 m. Las fuerzas axiales tienen valores de -0.5 t a -1.75 t (-4.9 KN a -17.2 KN) en el centro de la cúpula, de -0.8 t a -3.0 t (-7.8 KN a

-29.4 KN) en los elementos que llegan a los pilares y de -0.30 t a -0.8 t (-2.9 KN a -7.8 KN) en los elementos que llegan al centro de los arcos de madera.

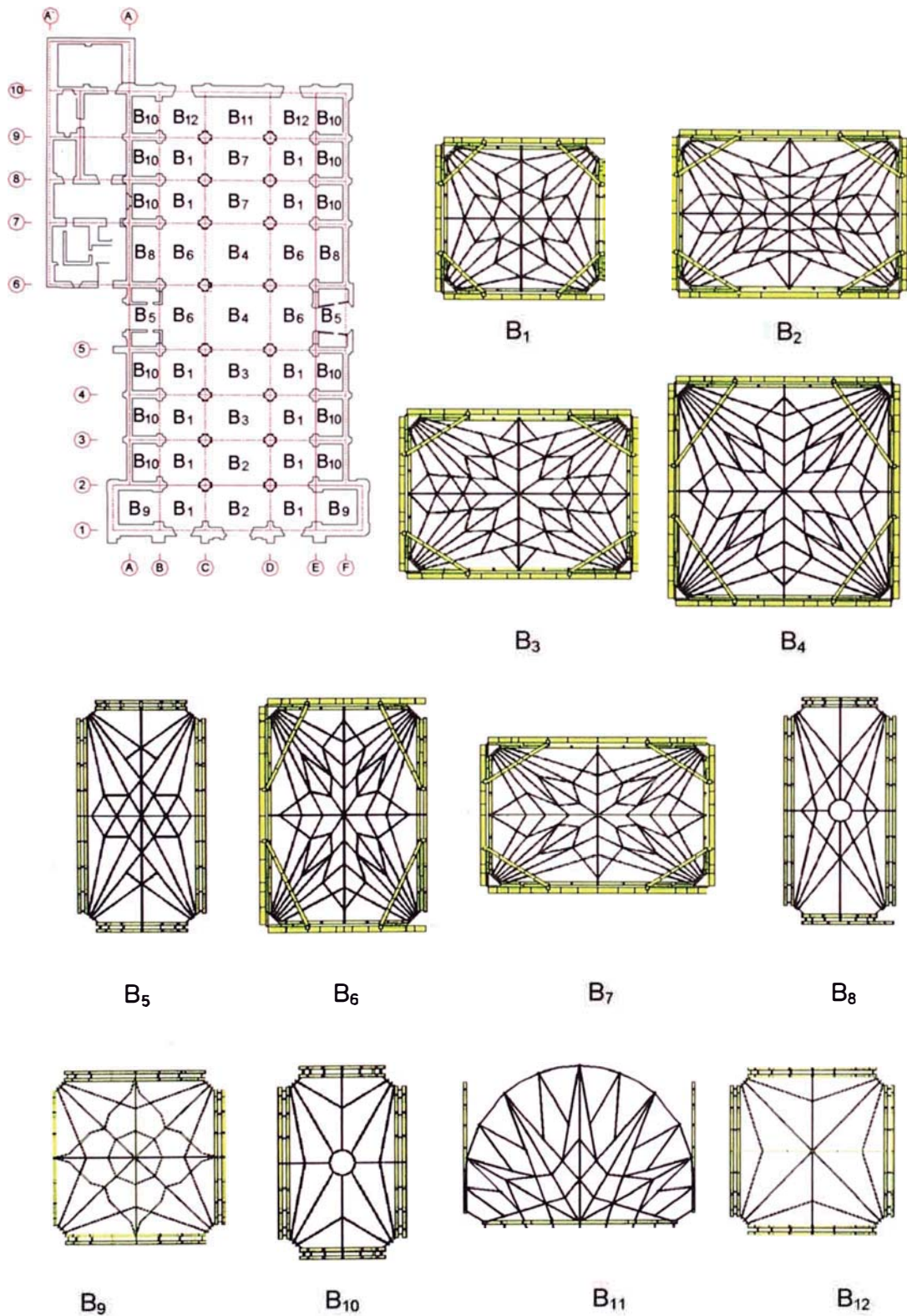
Las bóvedas tipo B<sub>5</sub> son 2 y tienen luces aproximadas de 6.6m x 14.25 m. Las fuerzas axiales de los elementos son del orden de -2.3 t a -3.6 t (-22.5 KN a -35.3 KN) en el centro del claro, de -0.35 t a -0.65 t (-3.4 KN a -6.4 KN) en los elementos que llegan a los pilares y de -0.25 t a -0.85 t (2.45 KN a -8.3 KN) en los elementos que llegan a los arcos de madera.

Las bóvedas B<sub>6</sub> son 4 y tienen luces aproximadas de 10 m x 14.25 m o 13.75 m. Las fuerzas axiales de los elementos son del orden de -1.05 t a -1.5 t (-10.3 KN a -14.7 KN) en el centro del claro, de -0.5 t a -2.2 t (-4.9 KN a -21.5 KN) en los elementos que llegan a los pilares y de -0.25 t a -0.95 t (2.5 KN a -9.3 KN) en los que llegan a los arcos.

Las bóvedas tipo B<sub>7</sub> son 2 y tienen luces aproximadas de 14.20 m x 9.45 m. Las fuerzas axiales de los elementos varían de -1.2 t a -2.2 t (-11.8 KN a -21.6 KN) en el centro del claro, de -0.5 t a -1.5 t (-4.9 KN a -14.7 KN) en los elementos que llegan a los pilares y de -0.25 t a -1.15 t (-2.45 KN a -11.27 KN) en los elementos que llegan a los arcos.

Las bóvedas B<sub>8</sub> son 2 y tienen luces aproximadas de 6.6m x 13.75 m. Las fuerzas axiales varían de -1.0 t a -1.35 t (-9.8 KN a -13.2 KN) en el centro del claro, de -0.65 t a -0.85 t (-6.4 KN a -8.3 KN) en los elementos que llegan a las esquinas de la capilla y de -0.25 t a -0.80 t (-2.45 KN a -7.8 KN) en los elementos que llegan a los centros de las paredes de la capilla.

Las bóvedas B<sub>10</sub> son 10, que en la actualidad están hechas algunas del material original con cal y ladrillo y otras con nervaduras de madera, tienen luces aproximadas de 6.6 m x 10 m ó 9.45 m. En las bóvedas erigidas con nervadura de madera las fuerzas axiales en las nervaduras



**Fig. 6.4.** Distribución de las bóvedas nervadas dentro de la catedral y detalles de su geometría.

son del orden de -1.1 t a -1.8 t (-10.8 KN a -17.6 KN) en el centro del claro, de -0.20 t a -0.35 t (-2.0 KN a -3.4 KN) en los elementos que llegan a las esquinas. Mientras que en las bóvedas hechas con ladrillo y cal, los esfuerzos de membrana no superan los  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  (0.44 MPa) en compresión.

La bóveda  $B_{11}$  es única y está apoyada en el arco ubicado en el eje 9 y en una pared de forma semicircular en planta sobre la cual descansa toda su parte baja. Esta bóveda tiene una luz de 14.2m x 10.25 m. Los elementos ubicados en la parte superior delantera tienen cargas axiales del orden de -0.5 t a -1.3 t (-4.9 KN a -12.7 KN), mientras que en la parte inferior posterior tienen fuerzas axiales del orden de -0.4 t a -1.4 t (-3.9 KN a -13.7 KN).

Las bóvedas  $B_{12}$  son 2 y tiene luces aproximadas de 10.25 m x 10 m. Las fuerzas axiales varían de -1.25 t a -2.15 t en el centro del claro, de -0.25 t a -0.55 t (-2.4 KN a -5.4 KN) en los elementos que llegan a los pilares y de -0.25 t a -1.05 t (-2.4 KN a -10.3 KN) en los elementos que llegan a los arcos de madera.

En resumen, en términos relativos a las capacidades de los elementos que conforman las bóvedas nervadas, las fuerzas producidas por gravedad son poco importantes.

#### **6.3.4 ARCOS DE MADERA**

Los arcos de madera soportan su peso propio y solo una pequeña parte del peso de las bóvedas nervadas, lo que incluye la cobertura de madera, yeso y cal. Sin embargo, están sujetos a las deformaciones que el resto de la estructura les impone, como por ejemplo las debidas a las fuerzas de coceo (horizontales) de las nervaduras de las bóvedas en la parte superior de los pilares de madera. Por lo tanto las fuerzas y

esfuerzos en los arcos están directamente relacionados con la luz del claro, geometría de las bóvedas que llegan a ellos y su ubicación dentro de la estructura.

Por su geometría, los arcos en general soportan principalmente fuerzas axiales, y en menor grado fuerzas cortantes y momentos flectores.

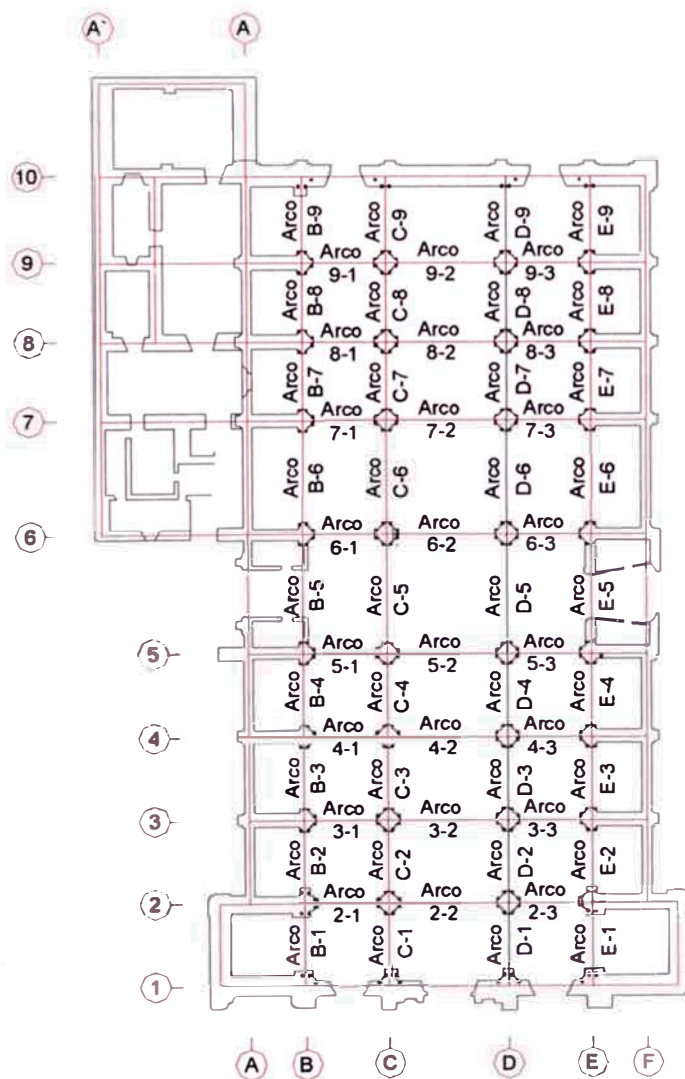


Fig. 6.5. Disposición de arcos en la catedral.

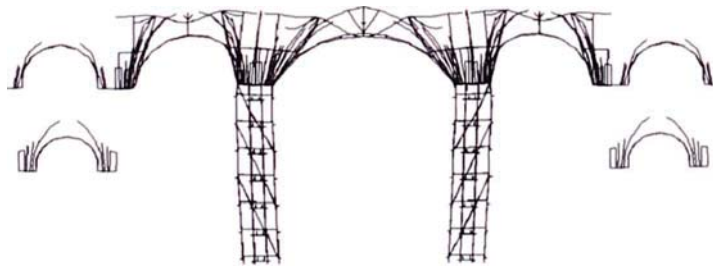
En la dirección transversal, X, los arcos de madera ubicados en los ejes 2, 3, 4, 5, 8 y 9 tienen fuerzas axiales máximas del orden de  $-6\text{ t}$  ( $-58\text{ kN}$ ), y momentos flectores del orden de  $0.6\text{ ton-m}$  ( $5.8\text{ KN-m}$ ) lo cual

está dentro de lo permisible. Sin embargo, en los ejes 6 y 7 las fuerzas axiales en los arcos son del orden de  $-16\text{ t}$  ( $-156\text{ KN}$ ) y los momentos flectores máximos se producen en los arcos 6-1, 6-3, 7-1 y 7-3 (ver figura 9.5) y tienen valores del orden de  $1.45\text{ t-m}$  ( $14.2\text{ KN-m}$ ). Estos momentos máximos se producen en las zonas cercanas a los ejes C y D.

En la dirección longitudinal, Y, los arcos de madera en los ejes B y E tienen fuerzas axiales máximas del orden de  $-58\text{ KN}$  ( $-6\text{ t}$ ) y momentos flectores del orden de  $0.45\text{ t-m}$  ( $4.4\text{ KN}$ ). En los ejes C y D las fuerzas axiales son en todos los tramos del orden de  $-4\text{ t}$  ( $-39\text{ KN}$ ), excepto en los arcos C-5, C-6, D-5 y D-6, en los que las fuerzas axiales tienen valores del orden de  $11\text{ t}$  ( $107\text{ KN}$ ). Los momentos flectores en ninguno de los casos supera los  $0.5\text{ t-m}$  ( $4.9\text{ KN-m}$ ). En esta dirección ninguno de los arcos tiene cargas axiales ni momentos mayores que la capacidad de los elementos.

### 6.3.5 DESPLAZAMIENTOS

Los desplazamientos en la estructura debidos a las cargas verticales no son significativos debido al relativamente poco peso de la estructura del techo.



**Fig. 6.6.** Deformada de la estructura por cargas de gravedad

Por efectos del peso propio los muros tienen deformaciones unitarias verticales que no pasan de  $8 \times 10^{-5}$ . Los pilares de madera tienen

deformaciones unitarias verticales entre  $1.5 \times 10^{-4}$  y  $3 \times 10^{-4}$  dependiendo de la luz de las bóvedas adyacentes.

Por otro lado, las componentes horizontales de las fuerzas provenientes de las cúpulas y arcos de madera que actúan sobre el extremo superior de los pilares y muros hacen que estos se desplacen lateralmente, tal como se muestra en la Fig.º9.6. Estos desplazamientos están en el rango de 0.2 cm a 0.5 cm en el caso de los pilares de madera. Los pilares que experimentan los mayores desplazamientos son los ubicados en los ejes 5 y 6. En los muros estos desplazamientos horizontales son del orden de 0.1 cm.

### 6.3.6 DEFORMACIONES DIFERIDAS

Los elementos de madera pueden tener deformaciones diferidas del mismo orden de magnitud que las deformaciones elásticas iniciales, especialmente cuando se cargan en condición “verde”, es decir, estando la madera con un alto contenido de humedad. Aún considerando tal incremento, los resultados obtenidos del análisis para cargas verticales no son suficientes para explicar los desplazamientos horizontales actualmente observables en la parte superior de los pilares.

Por otro lado, la madera experimenta contracciones o dilataciones, no solamente por los cambios de temperatura, sino también por los cambios en el contenido de humedad, que constantemente se producen para mantener un equilibrio con las condiciones del medio ambiente. Estas deformaciones pueden originar la separación de las tablas de revestimiento y como consecuencia una pérdida de rigidez frente a esfuerzos cortantes. Sin embargo, las deformaciones en la dirección de las fibras son mucho menores que las que se producen en dirección transversal (radial o tangencial), de lo que se concluye que, excepto por lo mencionado para los revestimientos, los desplazamientos de las

estructuras de madera con cargas verticales son poco afectados por las condiciones del medio ambiente.

### **6.3.7 EFECTOS DE POSIBLES ASENTAMIENTOS**

Se ha confirmado, según lo observado en las visitas de campo y con la ayuda de equipo mecánico, la verticalidad de los muros, lo cual descarta la hipótesis de posibles asentamientos diferenciales. Estos problemas son comunes en este tipo de estructuras dado el gran peso que estos muros de gran espesor transmiten al suelo y que podrían causar asentamientos no uniformes y por consiguiente esfuerzos en la estructura del techo de este edificio,

## **6.4 COMPORTAMIENTO SISMICO**

### **6.4.1 PERÍODOS Y MODOS DE VIBRACIÓN**

Las masas y rigideces de la estructura determinan las formas naturales de vibración (o modos de vibración) y sus correspondientes períodos. Estos modos de vibración permiten interpretar más fácilmente la respuesta frente a acciones dinámicas y en particular frente a acciones de sismo.

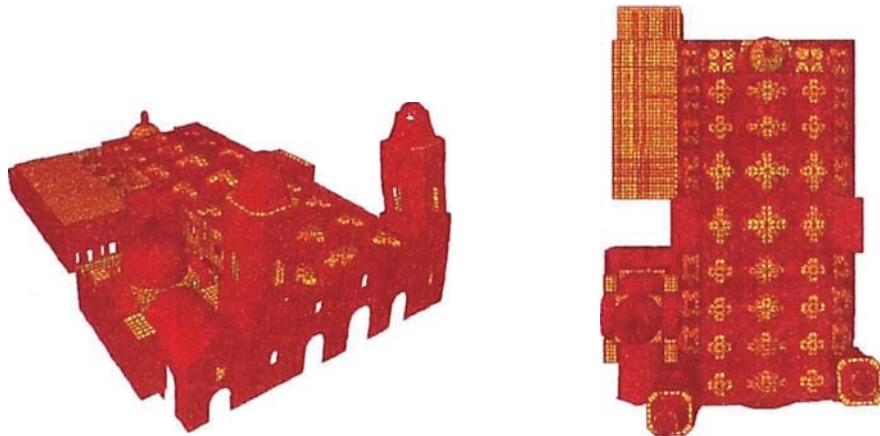
Para determinar los modos de vibración de la Catedral, se ha considerado su interacción con las estructuras adyacentes, como lo son el Museo de sitio y la Iglesia del Sagrario.

En el cuadro 9.1 se listan los 50 primeros modos de vibración, los correspondientes períodos naturales y los porcentajes de masa efectiva, es decir, una medida de la relativa importancia del modo en las fuerzas debidas a la acción sísmica.



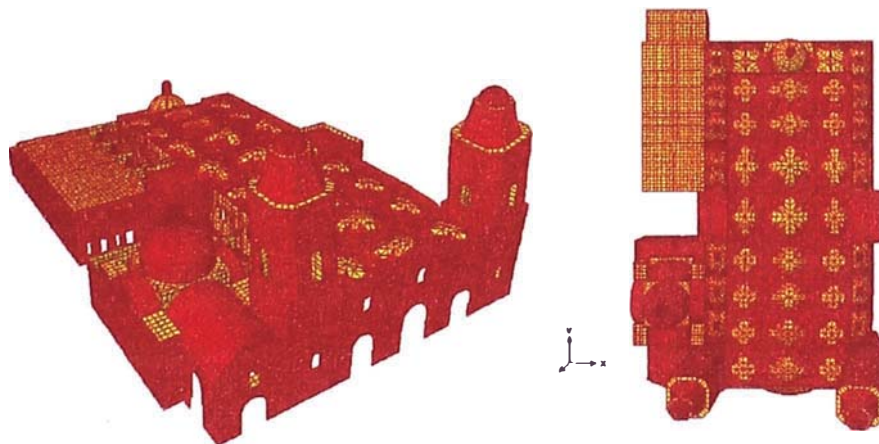
Los primeros modos de vibración obtenidos se relacionan con movimientos de carácter muy local y tienen poca importancia en el comportamiento del edificio en conjunto. En lo que sigue se describen los modos de vibración más significativos para la respuesta sísmica.

El modo 16 tiene un período de 0.78 s y compromete al 8.45% de la masa total. En este modo se puede observar a la torre derecha de la catedral, del lado de la Puerta de los Judíos, vibrando en la dirección longitudinal, arrastrando a la estructura de techo cercana.



**Fig. 6.7.** 16<sup>vo</sup> modo de vibración

El modo 17 tiene un período de 0.75 s y compromete 11.1% de la masa de la catedral vibrando en la dirección transversal, X. Aquí se puede observar como la parte central de la estructura del techo ubicada entre las torres vibra con ellas.



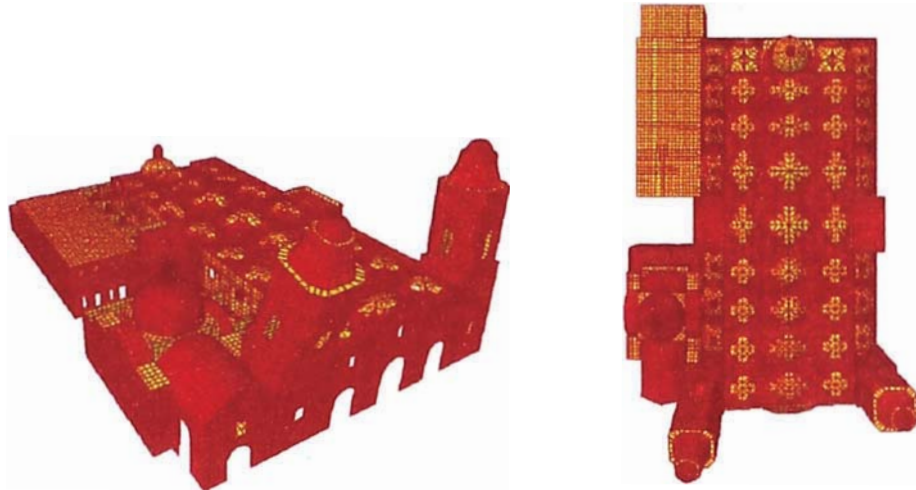
**Fig. 6.8.** 17<sup>vo</sup> modo de vibración

Cuadro 9.1 – Periodos Naturales y Masas Efectivas

Modo	Periodo (seg)	% de Masa Efectiva			% de Masa Efectiva Acumulada		
		X	Y	Z	X	Y	Z
1	1.425	0.00%	0.00%	0.06%	0.00%	0.00%	0.06%
2	1.424	0.00%	0.00%	0.06%	0.00%	0.00%	0.12%
3	1.289	0.00%	0.00%	0.02%	0.00%	0.00%	0.14%
4	0.985	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.15%
5	0.967	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.15%
6	0.966	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.15%
7	0.934	0.00%	0.00%	0.09%	0.00%	0.00%	0.24%
8	0.880	0.00%	0.00%	0.04%	0.00%	0.00%	0.28%
9	0.878	0.00%	0.00%	0.04%	0.00%	0.00%	0.32%
10	0.870	0.00%	0.00%	0.07%	0.00%	0.00%	0.39%
11	0.869	0.00%	0.00%	0.07%	0.00%	0.00%	0.46%
12	0.855	0.00%	0.00%	0.03%	0.00%	0.00%	0.50%
13	0.813	0.00%	0.00%	0.04%	0.00%	0.00%	0.54%
14	0.789	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.54%
15	0.787	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.54%
16	<b>0.782</b>	1.41%	<b>8.45%</b>	0.01%	1.41%	<b>8.45%</b>	0.55%
17	<b>0.750</b>	<b>11.08%</b>	1.53%	0.00%	<b>12.49%</b>	9.98%	0.55%
18	0.716	0.06%	0.00%	0.00%	12.56%	9.98%	0.55%
19	0.715	0.00%	0.00%	0.00%	12.56%	9.98%	0.56%
20	0.701	0.00%	0.14%	0.00%	12.56%	10.12%	0.56%
21	<b>0.690</b>	0.00%	<b>6.60%</b>	0.01%	12.56%	<b>16.72%</b>	0.56%
22	0.671	1.74%	0.36%	0.01%	14.30%	17.08%	0.57%
23	0.666	0.00%	0.00%	0.02%	14.30%	17.08%	0.59%
24	0.610	0.50%	0.01%	0.00%	14.80%	17.10%	0.59%
25	0.608	0.01%	0.83%	0.00%	14.80%	17.93%	0.59%
26	0.578	0.00%	0.00%	0.01%	14.80%	17.93%	0.60%
27	0.541	0.00%	0.00%	0.02%	14.80%	17.93%	0.63%
28	0.518	0.00%	0.00%	0.03%	14.80%	17.93%	0.65%
29	0.486	0.00%	0.00%	0.00%	14.80%	17.93%	0.66%
30	0.457	0.00%	0.13%	0.00%	14.81%	18.05%	0.66%
31	<b>0.452</b>	0.00%	<b>13.41%</b>	0.01%	14.81%	<b>31.46%</b>	0.67%
32	0.451	0.01%	0.16%	0.00%	14.81%	31.63%	0.67%
33	0.383	0.40%	4.75%	0.04%	15.22%	36.38%	0.71%
34	<b>0.368</b>	<b>23.41%</b>	0.23%	0.01%	<b>38.63%</b>	36.60%	0.72%
35	0.354	3.83%	0.47%	0.00%	42.46%	37.07%	0.72%
36	0.334	3.58%	2.05%	0.00%	46.03%	39.12%	0.72%
37	<b>0.320</b>	<b>9.50%</b>	0.89%	0.04%	<b>55.54%</b>	40.01%	0.76%
38	<b>0.309</b>	0.42%	<b>12.48%</b>	0.01%	55.96%	<b>52.49%</b>	0.77%
39	0.273	3.07%	0.38%	0.07%	59.03%	52.87%	0.84%
40	<b>0.272</b>	0.00%	<b>5.24%</b>	0.00%	59.03%	<b>58.11%</b>	0.84%
41	<b>0.232</b>	<b>8.28%</b>	0.13%	0.14%	<b>67.31%</b>	58.24%	0.98%
42	<b>0.223</b>	1.44%	<b>5.20%</b>	0.35%	68.75%	<b>63.44%</b>	1.33%
43	<b>0.197</b>	<b>8.15%</b>	1.48%	0.01%	<b>76.90%</b>	64.92%	1.34%
44	<b>0.187</b>	0.13%	<b>10.48%</b>	0.00%	77.03%	<b>75.40%</b>	1.34%
45	<b>0.145</b>	<b>4.87%</b>	0.61%	0.00%	<b>81.90%</b>	76.00%	1.34%
46	<b>0.139</b>	0.41%	<b>5.06%</b>	0.05%	82.31%	<b>81.06%</b>	1.39%
47	<b>0.094</b>	<b>6.06%</b>	0.66%	0.15%	<b>88.38%</b>	81.72%	1.54%
48	<b>0.092</b>	0.79%	<b>6.25%</b>	0.00%	89.17%	<b>87.96%</b>	1.54%
49	<b>0.045</b>	1.80%	<b>5.61%</b>	0.05%	90.97%	<b>93.58%</b>	1.59%
50	<b>0.045</b>	<b>4.94%</b>	1.96%	0.09%	<b>95.91%</b>	95.54%	1.67%

**Nota:** Los valores de los periodos del modelo matemáticos han sido calibrados con los resultados del estudio de microtepidaciones ambientales realizados sobre la estructura de la catedral de Lima por parte del laboratorio de geotecnia del CISMID.

El modo 21 tiene un período de 0.69 s y compromete 6.6% de la masa total vibrando en la dirección Y. Aquí se puede observar a la torre izquierda, del lado de la Puerta de los Naranjos, vibrando con amplitud menor que el de la otra torre, ya que la estructura del Sagrario restringe el libre movimiento de ésta. También se puede observar que la zona del techo cercana a esta torre es comprometida con este movimiento.



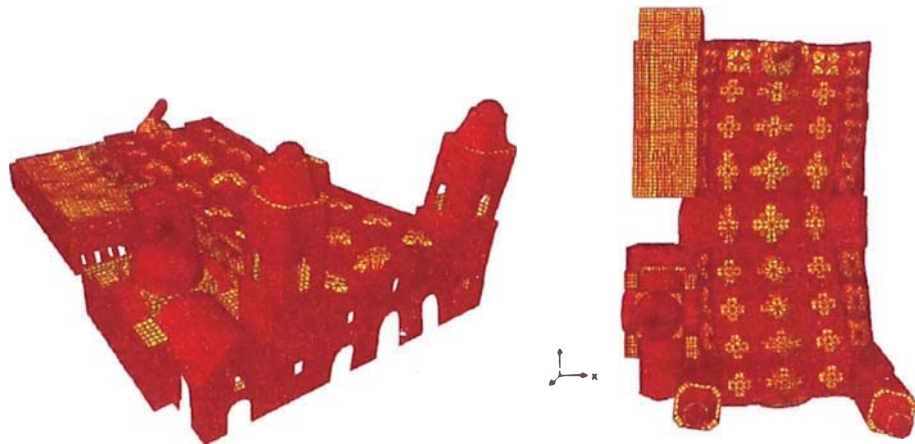
**Fig. 6.9.** 21<sup>vo</sup> modo de vibración

El modo 31 tiene un período de 0.45 s, con 13.4% de masa efectiva en la dirección longitudinal, Y. En este modo el muro de la fachada principal de la catedral ubicado entre las 2 torres vibra en forma acoplada con toda la estructura del techo y las torres, en lo que resulta el segundo modo de vibración importante en la dirección Y.



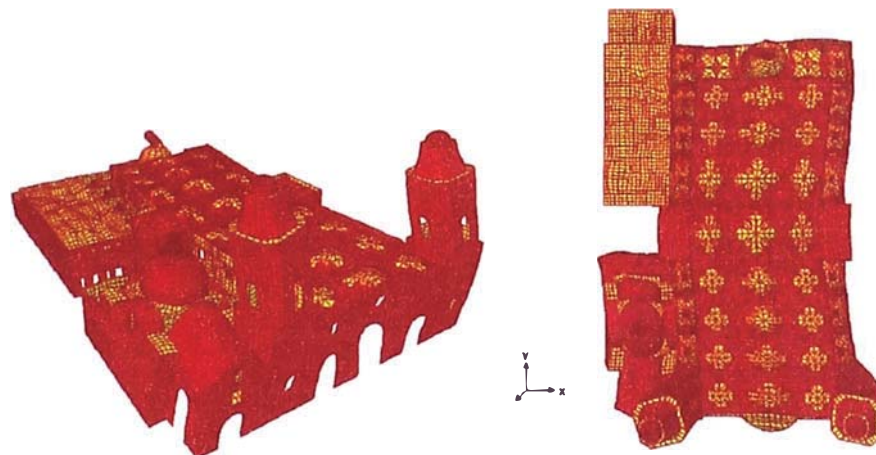
**Fig. 6.10.** 31<sup>vo</sup> modo de vibración

El modo 34 tiene un período de 0.37 s y 23.4% de la masa efectiva en dirección X. En este modo vibra la estructura del techo restringida en sus extremos ubicados en los muros de la fachada delantera y trasera y en el intermedio por los muros estribos. Se observa también en las torres algún efecto torsional.



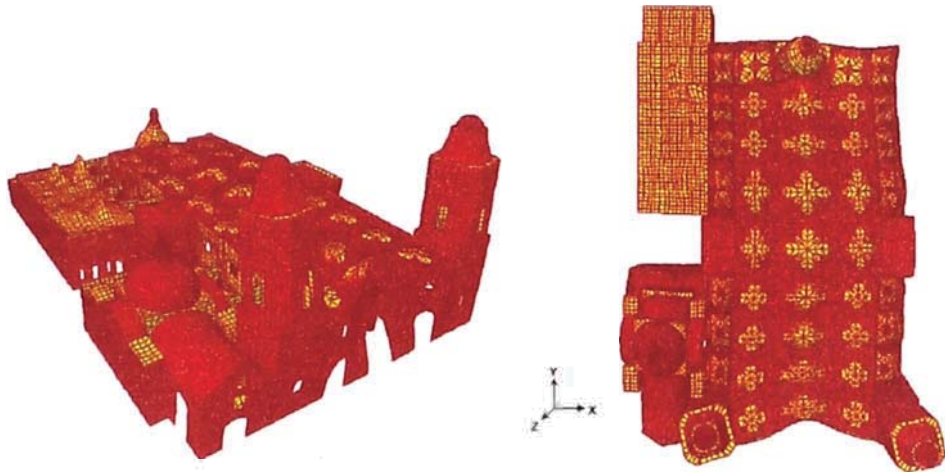
**Fig. 6.11.** 34<sup>vo</sup> modo de vibración

El modo 37 tiene un período de 0.32 s, con un 9.50% de la masa de la estructura vibrando en la dirección X. Es el segundo modo de vibración de las torres en la dirección X. La estructura de la fabrica de la catedral vibra en la dirección X.



**Fig. 6.12.** 37<sup>vo</sup> modo de vibración

El modo 38 tiene un período de 0.31 s, con 12.5% de la masa efectiva en dirección Y. Se observa deformación importante en la estructura del techo. Es el segundo modo de vibración del muro (fuera del plano) de la fachada delantera de la catedral. Hay un efecto de torsión en la torre interior.



**Fig. 6.13.** 38<sup>vo</sup> modo de vibración

Por otro lado, es importante comentar aquí sobre el comportamiento dinámico de los muros transversales (contrafuertes) cuando se estudian por separado. Estos muros son de gran espesor, lo que implica no solo gran rigidez sino además gran masa. En el caso de los muros de 18 m de altura y de 1.75 m de espesor ubicados en el crucero del lado de la Puerta de los Judíos, se tendría un período de vibración del orden de 0.46 s. Esto explica porqué estos muros, al ser más flexibles que otros elementos, no restringen el movimiento del techo en la dirección X. En cambio, los muros de 13m de altura que se encuentran en otros ejes tienen, cuando se analizan como elementos aislados, un período del orden de 0.23 s.

#### 6.4.2 PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SISMICO

En lo que se refiere a las acciones sísmicas se ha considerado de

manera referencial la norma de Diseño Sismorresistente NTE.030 vigente (2003), a pesar que no es estrictamente aplicable en todas sus partes para este tipo de edificaciones. A fin de estimar el nivel de aceleración sísmica esperada en la estructura, se han considerado los siguientes parámetros definidos en dicha norma.

### **Zonificación Sísmica**

Según el mapa de zonas sísmicas de la norma vigente, el departamento de Lima se encuentra en la Zona Sísmica 3, correspondiendo esto a una sismicidad alta, con un factor de zona de  $Z= 0.4$ .

Este valor puede interpretarse como la aceleración máxima del terreno (expresada % de la aceleración de la gravedad) para un sismo con un período medio de retorno de 475 años. Alternativamente, es la aceleración del terreno que tiene 10% de probabilidad de ser excedida en 50 años.

### **Categoría de las Edificaciones**

Cada estructura se clasifica de acuerdo a las categorías indicadas en la Tabla 3 de la norma de Diseño Sismorresistente. Tanto por su carácter de patrimonio histórico, como por ser una estructura que puede albergar un gran número de personas, corresponde en este caso la categoría B. Según esta clasificación, se le asigna el coeficiente de uso  $U = 1.3$ .

### **Coeficiente de amplificación dinámica C**

Este coeficiente es función del período y del amortiguamiento. Puede interpretarse como la razón entre la aceleración máxima en un sistema de un grado de libertad y la aceleración máxima del terreno.

En este trabajo se ha determinado C según lo especificado en la norma

de diseño sismorresistente lo que, entre otras cosas, implica un amortiguamiento igual a 5% del crítico. Se espera que la estructura en estudio tenga, para el sismo severo considerado como referencia, una disipación mucho mayor, por lo que las expresiones de la norma NTE.030 resultan conservadoras.

### **Perfil de suelo**

De acuerdo a la apreciación geotécnica de suelos realizado, el suelo de cimentación corresponde a un perfil tipo  $S_1$ , con un período característico  $T_p=0.4$  s y un factor de suelo de  $S = 1.0$ .

### **Coefficiente de reducción de la fuerza sísmica R**

La configuración estructural básica es de muros de corte de albañilería no confinada de gran espesor, con bóvedas, arcos y pilares de madera. Este caso no está específicamente tratado en la norma sísmica vigente.

Los elementos de madera y, más aún, las uniones clavadas pueden tener un comportamiento muy dúctil. Sin embargo, en este caso no son los principales elementos resistentes a las acciones de sismo. Estos son básicamente los muros de albañilería no confinada, para los que se ha supuesto apropiado el valor  $R=3$  (para fuerzas en condiciones de servicio).

#### **6.4.3 ANÁLISIS SISMICO**

Se realizó el análisis dinámico por superposición modal espectral, con un espectro de pseudo aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUSC}{R} * g$$

donde:

Z	: Factor de zona	(Zona 3: Lima)	0.40
U	: Coeficiente de uso	(Categoría B)	1.30
S	: Factor de suelo	(Perfil tipo S1)	1.00
R	: Factor de reducción	(Albañilería)	3.00
g	: aceleración de la gravedad	( $m/s^2$ )	9.81
C	: Coeficiente de amplificación dinámica		
$T_p$	: Período característico del suelo	(s)	0.40

Obteniéndose un valor para la pseudo aceleración máxima de 425  $cm/s^2$ .

El cortante sísmico dinámico total en la base considerando los parámetros arriba indicados es aproximadamente 7,000 t.

#### 6.4.4 FUERZAS EN PILARES, BOVEDAS NERVADAS Y ARCOS

##### Pilares de Madera

La rigidez lateral de los pilares de madera depende de las características de sus elementos componentes y sus conexiones, de las condiciones de apoyo y de las restricciones al desplazamiento por la estructura del techo, llegando a valores del orden de 7.4 t/cm (72.7 KN/cm).

En caso de sismo, las fuerzas axiales en algunas de las columnas de madera que conforman el pilar sufren incrementos importantes, los cuales en algunos casos llegan a ser del orden  $\pm 25$  t ( $\pm 245$  kN). Cuando se producen fuerzas de tracción, éstas pueden ser mayores (en valor absoluto) que las compresiones debidas a cargas por gravedad, produciéndose el levantamiento



de los elementos por encima de sus apoyos y una redistribución de los esfuerzos dentro de los elementos que conforman el pilar. Las compresiones que se producen en los elementos del lado opuesto llegan a ser del orden de -40 t (-392 KN) lo cual está aún por debajo de la resistencia última de estos elementos, estimada en 90 t aproximadamente.

En lo que respecta a momentos flectores y fuerzas cortantes sobre las columnas de madera, se observan máximos del orden de 1.5 t-m (14.7 KN-m) y 1.2 t (11.7 KN) respectivamente, los cuales no representan problemas para el pilar. Los elementos diagonales de madera de los pilares, así como los elementos de confinamiento horizontales, no experimentan esfuerzos significativos.

Los esfuerzos de corte en la cobertura de madera, caña y yeso son importantes localmente, pero con pocas consecuencias para el comportamiento global. Los máximos valores se presentan para la componente de sismo actuando en dirección X en los pilares cercanos al crucero, con valores hasta del orden de  $2.85 \text{ kg/cm}^2$  (0.28 MPa), mientras que con el sismo en la dirección Y se observan en los pilares cercanos al muro testero, con valores de  $2.4 \text{ kg/cm}^2$  (0.23 MPa).

En consecuencia, puede fisurarse el recubrimiento, no solamente en un evento como el sismo de diseño, sino también en eventos mucho menos severos.

### **Bóvedas Nervadas**

Las bóvedas de madera están sujetas a fuerzas inerciales originadas por su propia masa y también a fuerzas debidas a las deformaciones impuestas por otros elementos de la estructura de

techo. Sin embargo, es importante recalcar que las bóvedas tienen elementos de madera horizontales que, en conjunto con el techo de madera y los materiales de cobertura les dan cierto grado de confinamiento.

La capacidad de las bóvedas está sobre todo limitada por las conexiones entre los elementos nervados de madera. Tales conexiones funcionan bien en caso de transmitir fuerzas de compresión, aun cuando prácticamente sean rótulas. Sin embargo, en el caso de fuerzas de tracción, las conexiones podrían fallar, separándose los elementos.

Las fuerzas debidas a sismo en los elementos de madera son del orden de 0.5 t a 3 t (4.9 KN a 29.4 KN) como máximo, lo cual en caso de fuerzas de compresión está muy por debajo de la capacidad de los elementos de madera, que es del orden de 30 t (294 KN). Sin embargo, en el caso de fuerzas de tracción se superan en algunos casos las compresiones preexistentes debidas a fuerzas de gravedad.

Las bóvedas con mayor demanda sísmica dentro de la catedral son las que están ubicadas cerca de las torres entre los ejes 1 y 3, lo que se debe a los grandes desplazamientos que las masas de las torres producen en la estructura del techo adyacente.

En lo que respecta a los esfuerzos de corte para las bóvedas nervadas, se presentan esfuerzos de corte en general del orden de  $0.8 \text{ kg/cm}^2$  (0.08 MPa); sin embargo, los máximos esfuerzos de corte se presentan en la zona cercana al muro testero, con valores de hasta  $1.6 \text{ kg/cm}^2$  (0.15 MPa).

### **Arcos de madera**

Las fuerzas en los arcos resultan principalmente como consecuencia del desplazamiento inducido en sus apoyos (en la parte superior de los pilares) por la acción sísmica. Considerando solo la acción sísmica, las fuerzas axiales máximas son del orden de 12 t (120 kN), mientras que los momentos flectores correspondientes son del orden de 1.2 t-m (11.7 KN-m).

La demanda sísmica en los arcos supera la capacidad de los mismos, que está limitada por las conexiones entre los elementos de madera. Sin embargo, cuando se supera la capacidad no se produce una falla del arco, sino más bien una rótula plástica y la redistribución de los esfuerzos, con un cierto grado de daño de carácter local.

Aunque en general casi todos los arcos presentan demandas que sobrepasan la capacidad, los arcos más solicitados son los ubicados en los ejes 6 y 7. Los esfuerzos de corte en la cobertura de madera caña y yeso llegan a ser del orden de  $3.9 \text{ kg/cm}^2$  (0.38 MPa).

#### 6.4.5 ESFUERZOS EN MUROS

Los esfuerzos más críticos en los muros son esfuerzos de corte, que tienen una relación directa con la acción sísmica. En lo que sigue se hace una descripción de tales esfuerzos, con el propósito de identificar las zonas más vulnerables.

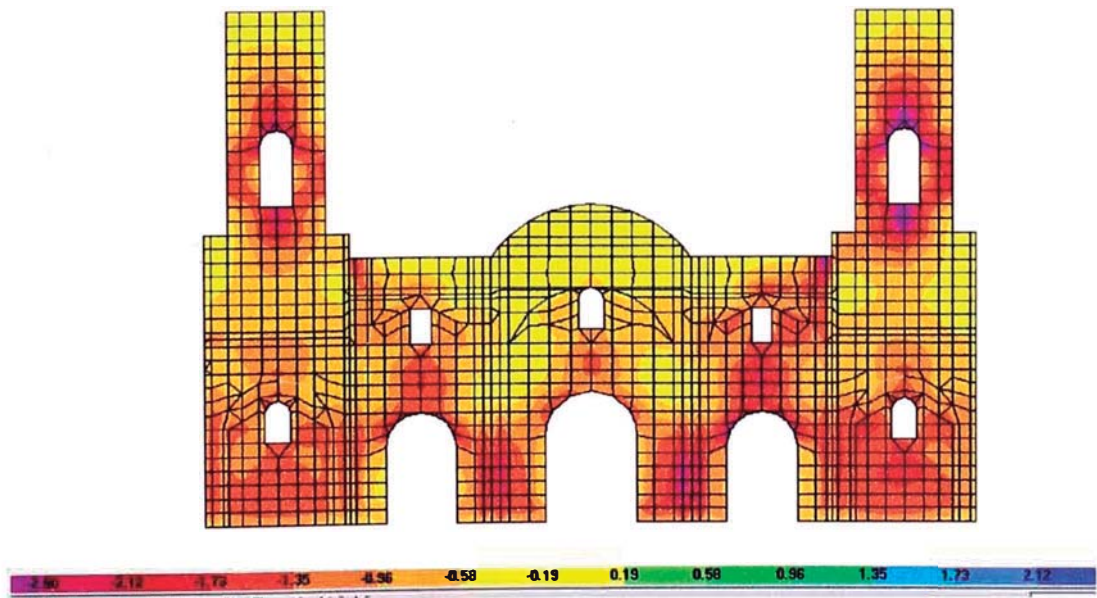
Los esfuerzos verticales producidos por sismo en los muros no son de real importancia, ya que están muy por debajo de la capacidad admisible. En el muro testero o de fachada del eje 1 se encuentran valores máximos del orden de  $16 \text{ kg/cm}^2$  (1.57 MPa), que ocurren en

zonas cercanas a las puertas de ingreso a la catedral. Al lado opuesto, en el eje 10, estos esfuerzos verticales llegan a  $2.5 \text{ Kg/cm}^2$  ( $0.24 \text{ MPa}$ ). En el eje 9, los esfuerzos verticales máximos son del orden de  $3.5 \text{ kg/cm}^2$  ( $0.34 \text{ MPa}$ ). En los contrafuertes ubicados entre los ejes 3 y 8 los esfuerzos verticales máximos son de  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  ( $0.44 \text{ MPa}$ ) en las esquinas inferiores de los muros.

Aunque los esfuerzos de corte son en general menores que los esfuerzos verticales, resultan más importantes cuando se los compara con la modesta capacidad del material para esta clase de sollicitación.

En la figura 9.14 se muestran los esfuerzos de corte en el muro de fachada (eje 1). Se aprecian esfuerzos que superan los  $2.5 \text{ kg/cm}^2$  ( $0.24 \text{ MPa}$ ) en la parte inferior entre las puertas y en la zona de las torres en la zona de los campanarios. En la parte inferior de las torres se observan valores de  $2.0 \text{ kg/cm}^2$  ( $0.19 \text{ MPa}$ ).

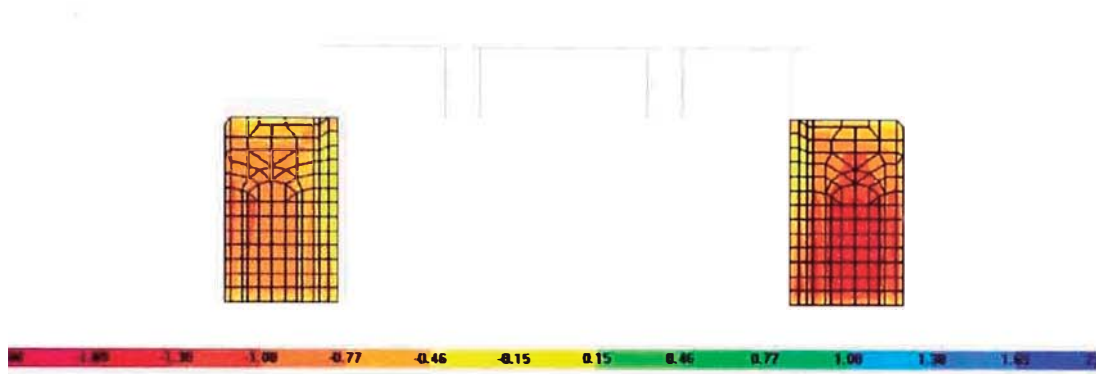
nervaduras



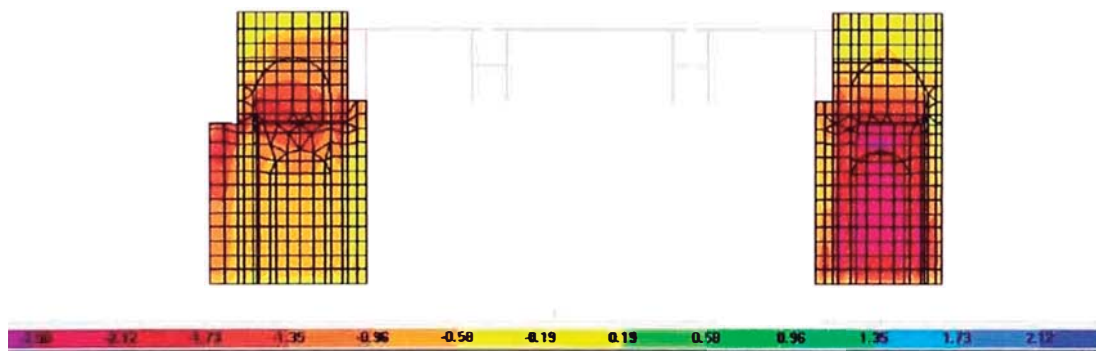
**Fig. 6.14.** Esfuerzos cortantes inducidos por sismo en muro de eje 1

En los muros contrafuertes de 13m de altura ubicados en los ejes 3,4, 7

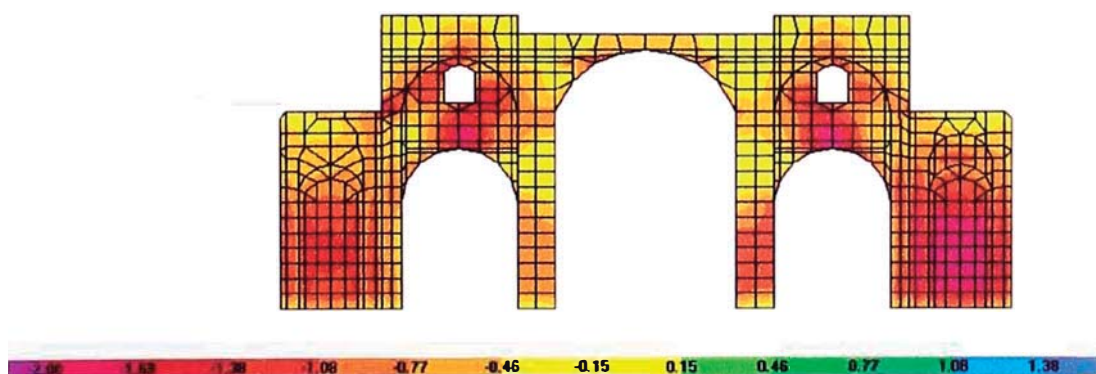
y 8 (ver Fig. 9.15) los esfuerzos cortantes máximos son del orden de  $1.7 \text{ kg/cm}^2$  ( $0.16 \text{ MPa}$ ).



**Fig. 6.15.** Esfuerzos cortantes inducidos por sismo en muros de ejes 3,4,7 y 8



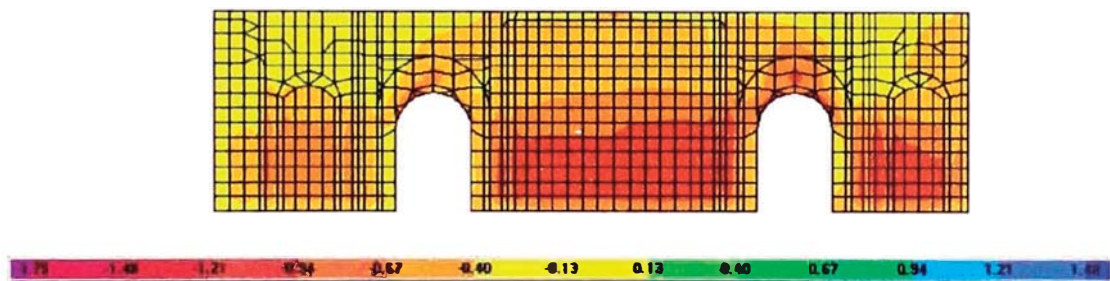
**Fig. 6.16.** Esfuerzos cortantes inducidos por sismo en muros de ejes 5 y 6



**Fig. 6.17.** Esfuerzos cortantes inducidos por sismo en muro de eje 9

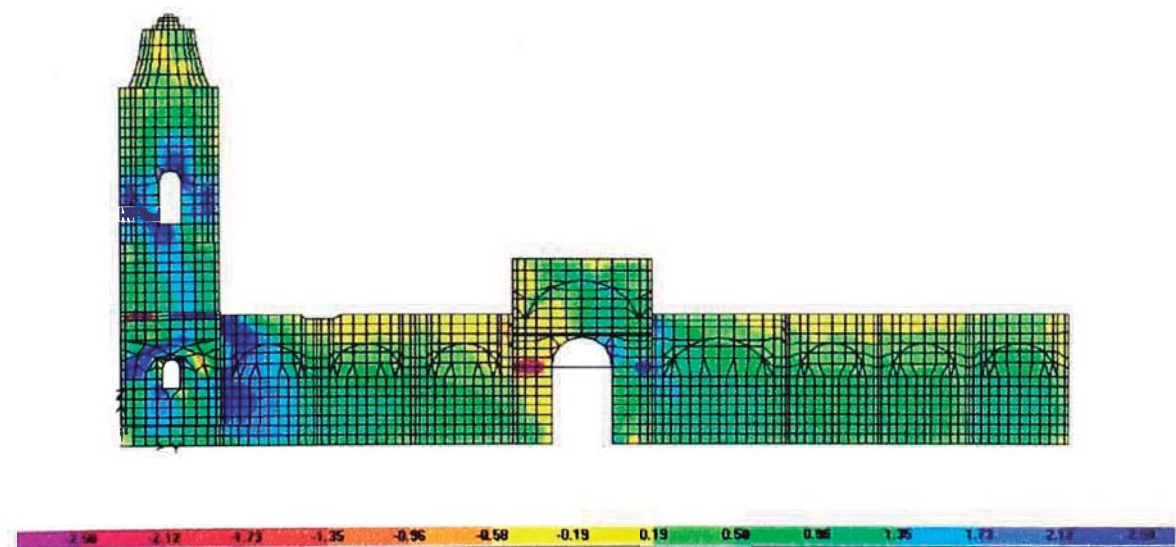
En los muros contrafuertes de los ejes 5 y 6, en la zona del cruce, se observan esfuerzos cortantes máximos del orden de  $2.5 \text{ kg/cm}^2$

(0.24 MPa), que se presentan en los muros ubicados al lado de la Puerta de los Judíos. En los contrafuertes ubicados cerca de la Puerta de los Naranjos estos esfuerzos son mucho menores, ya que en este caso los contrafuertes coinciden con los muros de la Iglesia del Sagrario y el Museo de Sitio. Los esfuerzos cortantes máximos son del orden de  $1.10 \text{ kg/cm}^2$  (0.10 MPa) (ver Fig. 9.16). En el muro ubicado en el eje 9 (ver Fig. 9.17), se aprecian esfuerzos cortantes máximos de  $2.0 \text{ kg/cm}^2$  (0.19 MPa).



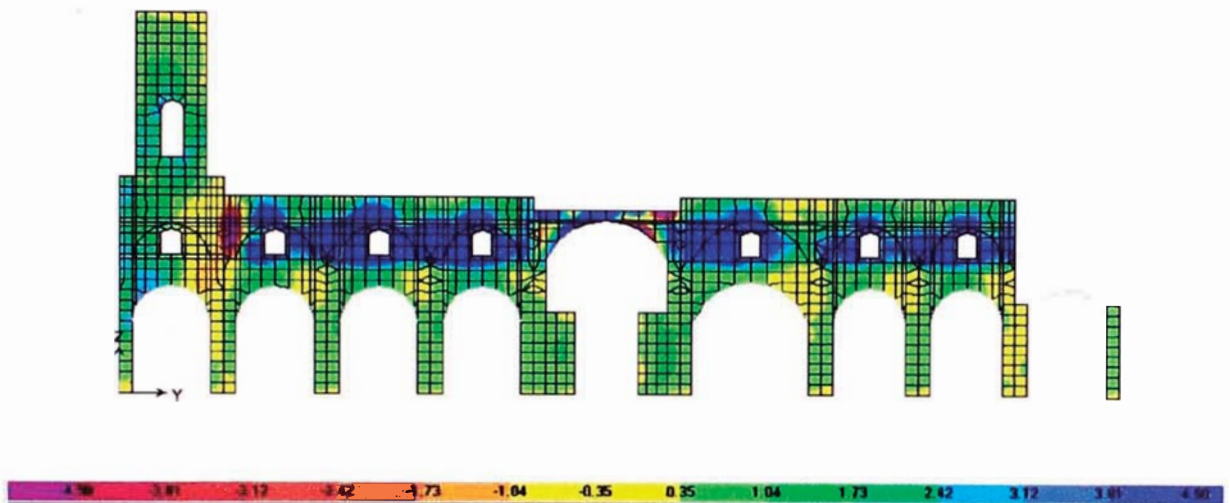
**Fig. 6.18.** Esfuerzos cortantes inducidos por sismo en muro de eje 10

En el muro ubicado en el eje 10 (ver Fig. 9.18) los esfuerzos cortantes máximos son del orden de  $1.30 \text{ kg/cm}^2$  (0.13 MPa).



**Fig. 6.19.** Esfuerzos cortantes inducidos por sismo en muro de eje F

En el muro ubicado en el eje F (ver Fig. 9.19), se aprecia una concentración de esfuerzos cortantes máximos del orden de  $2.5 \text{ kg/cm}^2$  ( $0.24 \text{ MPa}$ ) en la zona cercana a las torres delanteras.



**Fig. 6.20.** Esfuerzos cortantes inducidos por sismo en muro de eje E

La estructura del muro en el eje E por encima de los arcos es de entramados de madera con coberturas de yeso y cal. En este eje se producen esfuerzos cortantes importantes (ver Fig. 9.20) con valores superiores a los  $4 \text{ kg/cm}^2$  ( $0.39 \text{ MPa}$ ) en la zona cercana a las torres delanteras.

#### 6.4.6 DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Los desplazamientos laterales debidos a sismo en la estructura de la Catedral de Lima varían significativamente entre distintos puntos. Esto se debe a la no continuidad de rigidez en la altura y en planta; así como a la flexibilidad de la estructura del techo de madera y de las bóvedas nervadas con respecto a los muros de albañilería.

Desde el punto de vista de los desplazamientos, se pueden observar dos tipos estructuras interactuando entre sí: las 2 torres delanteras y el edificio de la catedral propiamente dicho. Debe también tenerse en cuenta que la estructura de la catedral es adyacente a la Iglesia del

Sagrario y al Museo de Sitio (ambas consideradas en el presente análisis) lo cual de alguna manera restringe los desplazamientos.

Las torres delanteras de la catedral tienen desplazamientos máximos al nivel de la estructura del techo plano ( $Z=+18.0$  m), determinadas según los criterios de la norma E.030, de entre 5 cm y 7 cm. En la parte superior de las torres ( $Z=+40.0$  m) los desplazamientos son del orden de 14 cm a 17 cm. Como era de esperarse, la torre de la izquierda contigua al Sagrario tiene menores desplazamientos y distorsiones que la torre de la derecha, ubicada en la esquina. Por otro lado se observa cierto comportamiento torsional en la torre de la izquierda. Las distorsiones máximas en la albañilería de las torres son del orden de 0.3% en la parte inferior, es decir por debajo del techo de la catedral. Sin embargo, las distorsiones promedio en la parte superior de las torres, por encima del techo, son del orden de 0.6%, lo que se estima excesivo para los materiales empleados.



**Fig. 6.21.** Deformada de la estructura debida al sismo en dirección X

Refiriéndose a la nave principal de la catedral, los mayores desplazamientos para la componente de sismo en dirección transversal o X se observan en la zona del crucero, es decir, la parte central del edificio (ver Fig. 9.21) hacia el lado de la puerta de los Judíos. En el nivel +18 m los desplazamientos máximos son de 7.3 cm, con



distorsiones del orden de 0.4%, mientras que en la parte delantera y trasera estos desplazamientos en la parte superior no superan los 3 cm con distorsiones del orden de 0.2%. En los muros estribos o contrafuertes de 13 m de altura los desplazamientos en la parte superior son del orden de 3 cm con distorsiones no mayores a 0.23%.

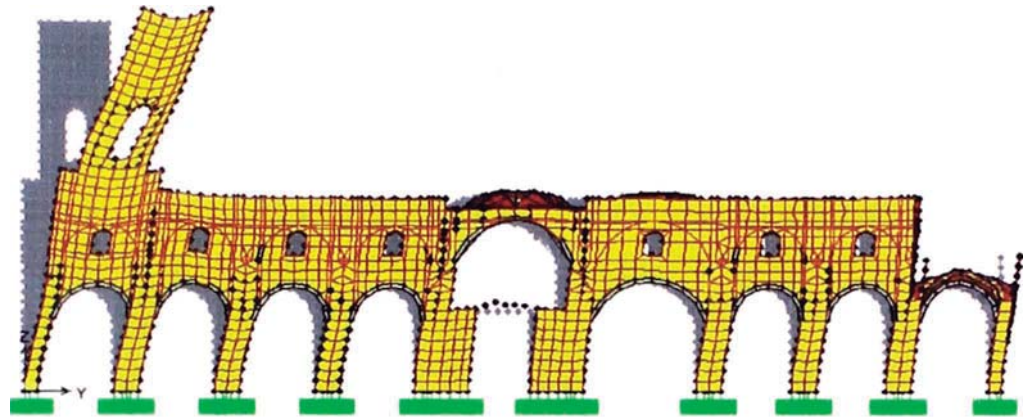


**Fig. 6.22.** Deformada de la estructura en el eje 4, debida a la componente de sismo en dirección X

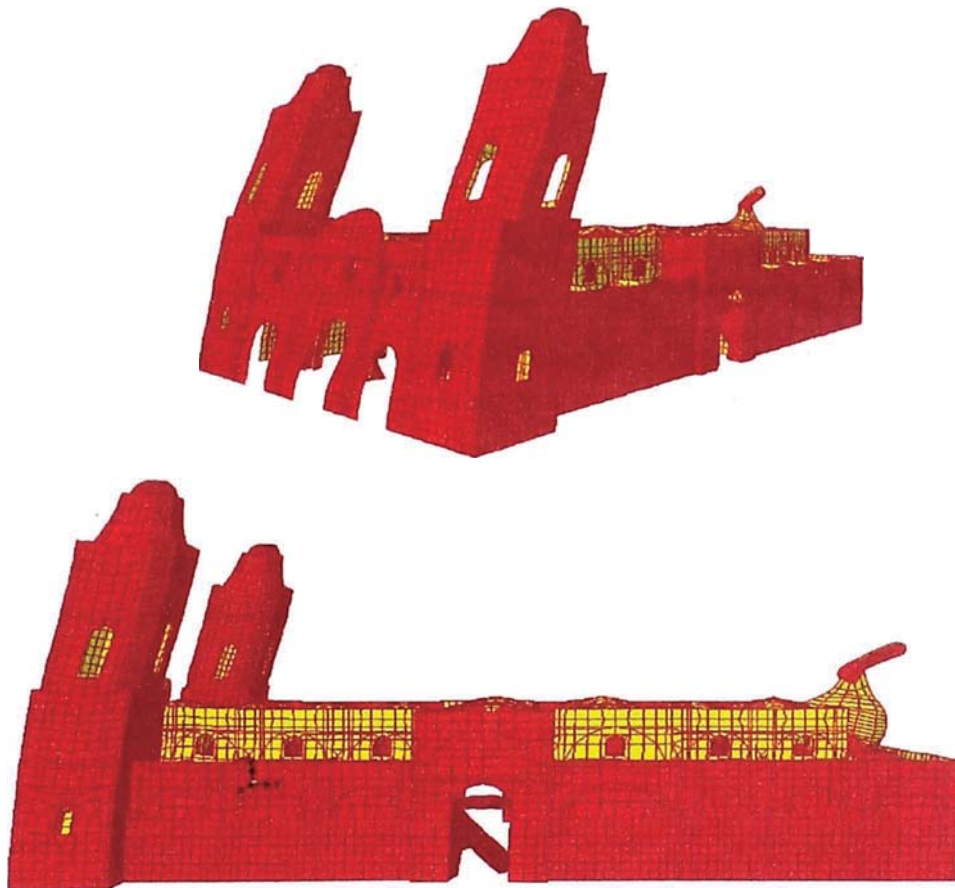


**Fig. 9.23.** Deformada de la estructura en eje 6, debida a la componente de sismo dirección X

Los elementos de madera que forman los muros huecos ubicados por encima de los 13 m de los ejes B y D, tienen distorsiones máximas del orden de 0.44%. Estos valores serían menores si se repusieran los arbotantes que se tenían a inicios del siglo pasado.



**Fig. 6.24.** Deformada de la estructura en eje E, debida a la componente de sismo en la dirección Y.



**Fig. 6.25.** Deformada de la estructura debida a la componente de sismo Y

Para la componente de sismo en la dirección Y (ver Fig. 9.25) se puede observar que los muros longitudinales en los ejes A y F no tienen desplazamientos importantes. Eso se debe a la gran cantidad de muros en esa dirección. Las distorsiones no superan 0.15%.

Sin embargo, los muros transversales tienen desplazamientos importantes fuera de su plano, como es el caso del muro de testero o de fachada, ubicado entre las dos torres, en el cual los desplazamientos fuera del plano, en la parte superior, son del orden de 7 cm. En el muro de la fachada posterior los desplazamientos máximos fuera del plano son del orden de 2.8 cm.

La estructura de la cúpula mayor, ubicada en la parte posterior de la catedral, entre los ejes 9-10 y C-D, está hecha con caña y madera, pero aún así su peso no puede considerarse como poco importante, al estar apoyada en otra estructura flexible, la bóveda nervada ubicada entre los referidos ejes.

Las deformaciones del techo de madera son importantes, dada la flexibilidad de la estructura. Se debe observar en la Fig. 9.26 que los contrafuertes en los ejes 5 y 6, al lado de la Puerta de los Judíos, no restringen suficientemente el desplazamiento en dirección transversal. Como antes se indicó, al analizar estos muros como elementos aislados se observa que tienen un período mayor que el de la estructura a la que deberían arriostar. En dirección longitudinal, los grandes muros de mampostería restringen el desplazamiento de las zonas adyacentes pero, por la flexibilidad de la estructura del techo, no son tan efectivos para la parte central.

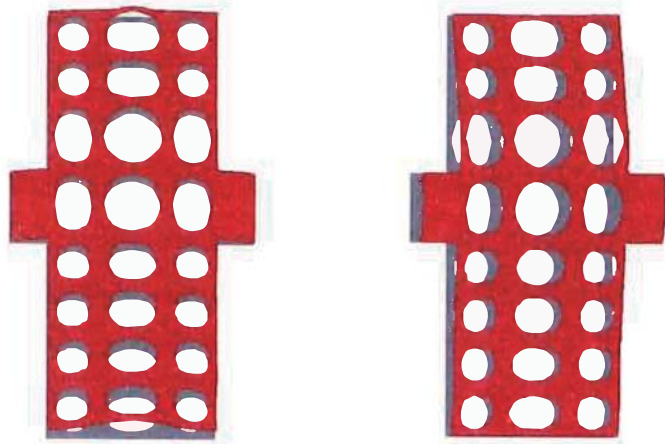


Fig. 6.26. Deformadas de la estructura del techo debidas a sismo (Izquierda: Componente X, Derecha: Componente Y)

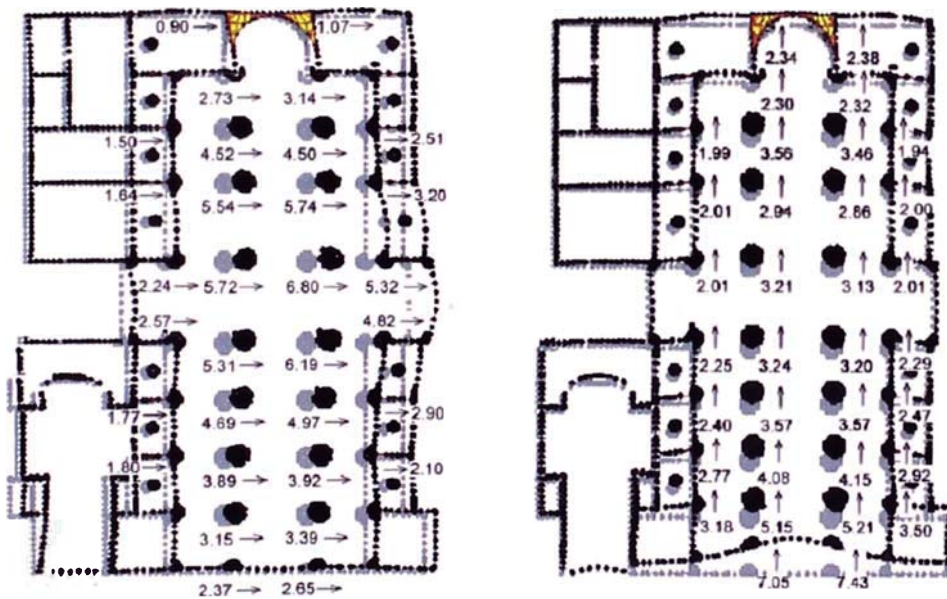


Fig. 6.27. Desplazamientos de la estructura en parte alta ( $Z=+13$  m).de pilares interiores y contrafuertes, en cm (Izquierda: Componente X, Derecha: Componente Y).

En la Fig. 6.27 se muestran los valores de los desplazamientos (en cm) en la parte superior de los pilares ( $Z=+13.0$  m) para las componentes de sismo en las direcciones X e Y. Se puede observar que los mayores desplazamientos para la componente de sismo en la dirección X están en la zona del crucero en los ejes 5, 6 y 7, con un máximo del orden de

6.8 cm. En la dirección Y los desplazamientos máximos se observan en los ejes 2 y 3. Son del orden de 7.4 cm en la zona del muro testero o de fachada. En los pilares posteriores estos valores van disminuyendo hasta 3 cm en el crucero. Los desplazamientos en la parte superior de los pilares responden a la flexibilidad de la estructura de madera y en cierta manera son independientes de los desplazamientos que experimentan los muros de albañilería, mucho más rígidos.

## **6.5 APRECIACION SOBRE EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA CATEDRAL DE LIMA**

La estructura de la catedral ha tenido numerosas modificaciones, en la geometría y en los materiales de los elementos componentes, a lo largo de los últimos cuatro siglos, desde que el primer sismo, en 1609, hiciera estragos sobre su fábrica. En sucesivas reconstrucciones o reparaciones se ha reducido su vulnerabilidad, pero aún se encuentran diversos aspectos que deberían corregirse.

### **6.5.1 DE LAS MODIFICACIONES Y REPARACIONES HECHAS EN LA CATEDRAL.**

La decisión de disminuir la altura de los techos, luego del sismo de 1609, fue correcta desde el punto de vista de reducir las acciones sísmicas originadas por la gran masa de las bóvedas de ladrillo y cal, a la vez que incrementar la rigidez. Sin embargo, no se resolvió lo básico, es decir, el excesivo peso de la estructura de techo en comparación a su poca rigidez y resistencia. Adicionalmente, no había una transmisión adecuada de las fuerzas a los muros contrafuertes, dada la discontinuidad de la rigidez que había en la altura.

La inclusión de arbotantes de ladrillo y cal, luego del sismo de 1678,

corrigió de alguna manera la discontinuidad de la rigidez lateral en la altura. Pero el ensanchamiento de los contrafuertes hecho en esa ocasión aumentó la masa de éstos, lo cual, para el caso de los muros de gran altura ubicados en el crucero al lado de la puerta de los Judíos, los volvió más flexibles, al punto de no actuar efectivamente como contrafuertes.

A raíz del sismo de 1687 se hicieron también mejoras en el muro de la fachada principal. Se aumentó el espesor del muro y se le adosaron pilares de albañilería. También se agregaron arcos de madera conectando el muro de fachada con los primeros pilares interiores. Esto no aumenta significativamente la rigidez del muro para acciones normales a su plano, pero contribuye a su estabilidad. No se corrigió la posible inestabilidad de la porción de muro por encima del nivel del techo.

El cambio de materiales en la estructura al interior del edificio y en los techos abovedados por madera, luego del sismo de 1746, disminuyó la masa del techo y, por consiguiente, mejoró drásticamente el comportamiento sísmico del edificio. En parte por este cambio y en alguna medida por no haber ocurrido desde entonces un sismo comparable al de 1746, la estructura ha tenido pocos daños en los últimos 250 años. La reconstrucción de los techos de la catedral realizada en 1898 se debió al deterioro de los materiales componentes y no fue consecuencia de un sismo.

La decisión de hacer que las bóvedas nervadas descansan sobre los pilares y muros estribos permitió hacer de los nuevos arcos de madera de medio punto elementos no tan importantes desde el punto de vista estructural.

Con respecto a las torres de albañilería, éstas siempre han sido vulnerables. Las torres y las zonas cercanas a éstas son las que

siempre han tenido la mayor cantidad de daños. En por lo menos dos casos las torres han ocasionado el colapso de las bóvedas adyacentes. Aparte de procesos de reconstrucción, la única evidencia escrita que se tiene en relación a su reforzamiento o modificación, se refiere al agregado de maderos en sus bases, después del sismo de 1746. A lo largo de la historia de la catedral, las torres han mantenido su gran masa y consecuente flexibilidad.

La eliminación de los arbotantes, que existían sobre los muros contrafuertes hasta las primeras décadas del siglo pasado, ha agravado la discontinuidad en la rigidez lateral de la estructura en dirección transversal. En alguna medida este es un problema que la estructura ha tenido siempre y nunca ha sido corregido satisfactoriamente.

## 6.5.2 DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ACTUAL DE LA CATEDRAL

Con respecto al **muro testero** de la fachada principal de la catedral, éste presenta sus mayores deficiencias frente a las componentes de sismo perpendiculares a su plano. Este muro está conectado a la estructura de madera del techo a través de 4 arcos, colocados en pares a 13 m y 7 m de altura, lo que en alguna medida contribuye a su estabilidad, evitando que se desplome hacia afuera de la catedral, aún cuando experimente desplazamientos fuera del plano mayores que 7 cm. El buen funcionamiento de esto dependerá del estado de la conexión entre los arcos de madera y el muro.

Por otro lado debe anotarse que la parte superior de este muro, por encima de la estructura del techo, está libre y podría desplomarse hacia afuera al ocurrir un sismo severo. Esto implica un riesgo importante para las personas, puesto que afectaría una de las principales vías de salida. Es indispensable agregar elementos de arriostre, capaces de tomar

fuerzas sísmicas del orden de 30% del peso.

Los esfuerzos de corte en este muro alcanzan los 0.24 MPa (2.5 kg/cm<sup>2</sup>) en las zonas ubicadas entre las puertas, lo cual supera la capacidad de la albañilería pero es menor que el esfuerzo que podría tolerar la piedra con la que está hecha la portada exterior. Se espera un daño moderado al ocurrir un evento como el sismo de diseño especificado en la norma.

**Los muros estribos o contrafuertes** están colocados a lo largo de la estructura con la finalidad de restringir los desplazamientos laterales en dirección transversal. Sin embargo, no están rígidamente conectados a la estructura del techo actual, dada la diferencia de niveles entre ambos, del orden de 5 m.

Los esfuerzos cortantes que experimentan los contrafuertes en los ejes 3, 4, 7 y 8; son del orden de 0.16 MPa (1.7 kg/cm<sup>2</sup>), que están por debajo de la capacidad admisible para el muro hecho con ladrillo y cal. Los muros contrafuertes altos ubicados en el crucero (ejes 5 y 6) del lado de la puerta de los Judíos presentan esfuerzos cortantes mayores, del orden de 0.24 MPa (2.5 kg/cm<sup>2</sup>). Esto es debido a la mayor altura. En estos ejes podría tenerse fisuras al ocurrir un sismo severo.

Por otro lado los contrafuertes altos en el crucero que están ubicados hacia el lado de la Puerta de los Naranjos tienen más longitud, ya que coinciden con las estructuras de la Iglesia del Sagrario y del Museo. La mayor longitud significa mayor rigidez y resistencia, por lo que se espera tengan un buen comportamiento sísmico y no experimenten daño comparables a los del otro lado.

El muro ubicado en el eje 9 y el de la fachada posterior tienen esfuerzos de corte importantes, pero que no superan la capacidad de la albañilería. No se esperan daños significativos para el sismo de diseño.

Los **muros longitudinales** tienen amplio margen frente a las acciones



de sismo en su plano. Sin embargo, el muro de la fachada lateral, en el eje F, tiene problemas de estabilidad frente a la componente de sismo en dirección transversal (X). La porción de muro por encima de las bóvedas está fisurada e implica un riesgo para las personas que podrían encontrarse en zonas cercanas al ocurrir un sismo. También en este caso es indispensable mejorar el sistema de arriostre. Hacia el lado de la Puerta de los Naranjos no se tiene un problema similar, gracias a la rigidez de las estructuras adyacentes (la Iglesia del Sagrario y el Museo).

En lo que respecta a **la estructura de madera al interior de la catedral**, conviene considerar separadamente a los pilares y a la estructura del techo propiamente dicha, conformada por las bóvedas y el techo plano con su estructura de soporte sobre los pilares.

Esta estructura interna de madera es flexible, no solo por el material empleado sino sobre todo por las conexiones entre los elementos. Un aspecto favorable es que es una estructura altamente redundante, lo que significa que en caso se produjera la falla de algún elemento sería factible una redistribución de las fuerzas a otras componentes de la estructura, de modo tal de que la estructura seguiría siendo estable.

El deterioro de algunos elementos de madera es visible, afectando hasta 1" de profundidad. En otros casos se observan elementos de madera con rajaduras, que podrían deberse a esfuerzos originados por conectores o a un secado no uniforme. El deterioro es más visible en elementos de madera en la parte superior de la estructura, por encima de los pilares. La madera que compone los pilares y las nervaduras de las bóvedas se aprecia en buen estado.

En los **Pilares**, las fuerzas axiales en las columnas de madera que conforman cada uno de los pilares de la catedral, debidas a los efectos combinados de gravedad y sismo llegan a ser, como máximo, de 40 t (392 KN), lo cual está muy por debajo de la capacidad admisible en

compresión.

Los desplazamientos laterales en la parte superior de los pilares debidos a sismo llegan a ser hasta 7 cm en dirección X (transversal) y aproximadamente 5 cm en dirección Y (longitudinal). Una fracción importante de estos desplazamientos puede ser permanente, lo que posiblemente ya ocurrió en sismos pasados, porque las conexiones entre los elementos de madera, particularmente las realizadas a base de ensambles, no son perfectamente elásticas, es decir, no recuperan su posición original al cesar la fuerza. Es posible que la falta de verticalidad que se observa actualmente en los pilares sea el resultado de tales desplazamientos, que no pudieron ser totalmente corregidos al realizar diversos trabajos de reconstrucción parcial o total.

Las fuerzas laterales pueden causar el levantamiento de algunas de las columnas de madera existentes por sobre el suelo, ya que están colocadas casi superficialmente por sobre la cimentación de piedra. Esto se observa efectivamente en algunas de las columnas de madera que conforman los pilares más inclinados. Cabe anotar que este levantamiento implica una redistribución de esfuerzos, pero no la falla del pilar.

En el revestimiento de los pilares se tendrían por acción del sismo de diseño esfuerzos de corte de hasta  $2.85 \text{ kg/cm}^2$  (0.28 MPa), lo que produciría el agrietamiento del yeso, pero tampoco esto implicaría la falla del pilar.

En la configuración actual los **arcos de madera** están poco esforzados por las cargas verticales. Sin embargo, los efectos de las acciones de sismo si pueden exceder la capacidad, limitada por los conectores, con lo que algunas secciones funcionarían como rótulas, manteniendo la mayor parte de su capacidad frente a fuerzas axiales.

Por otro lado, la cobertura hacia el interior de la catedral experimentará,

en caso de sismo, esfuerzos cortantes mayores a su capacidad. Se esperan agrietamientos y desprendimientos de estos elementos de cobertura, sin que ello signifique la falla de los arcos de madera.

Las **bóvedas nervadas de madera** en general tienen un buen comportamiento ante sollicitaciones sísmicas, no tanto por su geometría cuanto por los confinamientos horizontales de madera existentes. Asimismo, el techo horizontal de madera proporciona un confinamiento adicional. También en este caso puede afirmarse que son las conexiones. Por otro lado podríamos decir que el punto débil de ellas está en el tipo de conexión existen entre los elementos de madera los que determinan la capacidad.

La cobertura de las bóvedas, hecha con tablones de madera y una capa externa de caña y barro, tiene poca rigidez, pero a la vez tolera fácilmente las deformaciones.

Las **torres de la catedral**, hechas en base a ladrillo y cal, son estructuras de mucha mayor altura que el resto del edificio. En términos relativos a su masa tienen poca rigidez, por lo que tendrían desplazamientos importantes frente a un sismo severo. El comportamiento dinámico de las torres está influenciado por las estructuras con las cuales colindan. La torre ubicada hacia el lado de la Puerta de los Judíos experimenta mayores desplazamientos y esfuerzos cortantes que la otra, ubicada hacia la Puerta de los Naranjos. En esta última se observa una importante componente torsional, consecuencia de su interacción con las estructuras adyacentes.

Los esfuerzos cortantes máximos debidos al sismo de diseño, en la zona de los campanarios, están de entre  $2 \text{ kg/cm}^2$  y  $2.5 \text{ kg/cm}^2$  (0.19 MPa y 0.24 MPa) lo cual está por encima del límite admisible para el material. Se espera un agrietamiento significativo en esas zonas, como ya ocurrió en sismos pasados.

Estas torres, aunque sirven de apoyo al muro de fachada, inducen mayores esfuerzos sobre la estructura del techo en las zonas adyacentes.

### **6.5.3 INTERPRETACION DE DAÑOS EXISTENTES**

#### **Estructura de Madera**

Uno de los defectos más notorios en la estructura en su condición actual es la inclinación de los pilares. En la zona del crucero se observan desplomes de hasta 15 cm en 13 m de altura. Esta inclinación no implica necesariamente la falla de los pilares. Los análisis realizados indican que eventos como el sismo de diseño podrían producir desplazamientos del orden de 7 cm en la parte superior, siendo parte de esto de carácter permanente. Se ha considerado también la hipótesis de un desbalance en la componente horizontal del empuje de los arcos, que podría ser consecuencia de la falla de algunos elementos. Sin embargo, aún con escenarios extremos, no llegan a producirse desplazamientos similares a los realmente observados. Se ha considerado también la posibilidad de asentamientos diferenciales, pero el patrón de asentamientos que se requeriría tener para explicar la inclinación de los pilares no es consistente con la verticalidad ya verificada de los muros de mampostería.

La hipótesis más creíble es que la inclinación de los pilares es resultado de un daño acumulado. Sucesivos sismos originaron inclinaciones adicionales, que no pudieron ser totalmente corregidas (y en algunos casos podrían haber sido agravadas) cuando se hicieron reparaciones o sustituciones en la estructura de techo.

Los agrietamientos existentes en las coberturas de yeso de los pilares,

son el producto de los esfuerzos cortantes inducidos por desplazamientos laterales debidos a sismo. Los análisis realizados indican que incluso eventos moderados pueden ser suficientes para producir tal agrietamiento. Cabe anotar que la pérdida de rigidez y de resistencia de los pilares como consecuencia de este agrietamiento es despreciable. En cambio, si podría afectarse la durabilidad de la caña de base para el revestimiento.

La separación de los tablones que conforman la cobertura de madera de los arcos es producto de desplazamientos de la estructura del techo, lo cual se observa más claramente en la zona del crucero de la catedral, que es aquella que experimenta los mayores desplazamientos en caso de sismo.

Los elementos de madera principales de los pilares prácticamente no están afectados por ataques biológicos, sean hongos o insectos. No se ha hecho una identificación precisa de la madera utilizada, pero se presume por su aspecto que en los pilares se utilizó principalmente Cedro, una madera muy durable en relación a las condiciones de exposición frente a ataques biológicos. En la estructura del techo, reconstruida a fines del siglo XIX y posiblemente reparada a mediados del siglo pasado, se encuentra madera de menor calidad, lo que se evidencia por el deterioro de algunos elementos, principalmente por ataque de polilla. En algunos casos es notoria la sustitución de elementos de madera, especialmente en los ejes 6 y 7. Además, la estructura de madera por encima de los pilares está también más afectada por la humedad.

### **Elementos de Mampostería**

Los defectos más importantes son los encontrados en los muros de las fachadas principal, lateral y posterior, especialmente por encima del nivel del techo. Estos muros tienen insuficiente arriostre frente a

acciones sísmicas perpendiculares a su plano. En la zona de la Puerta de los Judíos sí se tienen muros transversales, pero la unión entre el muro de fachada (eje F) y los referidos muros transversales ha sido mal hecha, habiéndose producido en sismos pasados grietas verticales, que en la práctica significan que no hay arriostramiento suficiente frente al posible desplome hacia afuera de la parte superior del muro.

La falla de los elementos a modo de arbotantes ubicados en el muro postrero sobre las puertas de San Cristóbal y Santa Catalina, es también consecuencia de las acciones de sismo. Estos elementos tienen naturaleza decorativa, más que estructural y no restringen de manera efectiva el desplazamiento de la estructura del techo.

En general, no hay elementos apropiados para transferir las fuerzas horizontales (transversales y longitudinales) de la estructura de techo a los muros de albañilería. Este es el principal defecto de estructuración y causa directa de la mayor parte de los daños observados.

Finalmente, en las torres, más específicamente en la zona de los campanarios, se observan agrietamientos que han sido producidos por sismos de poca intensidad, lo que pone en evidencia la vulnerabilidad de estas estructuras.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### CONCLUSIONES

#### Modificaciones y Reparaciones en la Catedral

Algunos de los cambios hechos en el pasado a la estructura de la catedral han contribuido significativamente a reducir su vulnerabilidad sísmica. Deben destacarse la reducción de la altura de los techos, luego del sismo de 1609, y más aún el cambio de la estructura al interior del edificio y en los techos abovedados por madera, luego del sismo de 1746. A raíz del sismo de 1687 se hicieron también mejoras en el muro de la fachada principal, aumentando su espesor y agregándose arcos de conexión con los primeros pilares interiores.

Un defecto que la estructura ha tenido siempre y que nunca ha sido corregido satisfactoriamente, y más bien se ha agravado, es la insuficiente capacidad para transferir las fuerzas de sismo del nivel +18 m al nivel superior de los contrafuertes, +13 m. El retiro de los arbotantes sobre los contrafuertes, que se habían agregado después del sismo de 1687, o su reemplazo por elementos meramente decorativos, fue en ese sentido desfavorable.

Por otro lado, las torres de albañilería siempre han sido vulnerables. A lo largo de la historia de la catedral, han mantenido su gran masa y consecuente flexibilidad, así como su relativamente baja resistencia. Las torres y las zonas cercanas a éstas son las que siempre han tenido la mayor cantidad de daños. En por lo menos dos casos las torres ocasionaron el colapso de las bóvedas adyacentes.

## **Muros de Mampostería**

Los muros longitudinales tienen amplio margen frente a las componentes de sismo en su plano. En dirección transversal estos muros están arriostrados hasta el nivel +13 m por los lados de las capillas, que actúan como contrafuertes. Sobre ese nivel el arriostre es en general insuficiente, excepto del lado de la Puerta de los Naranjos, donde se tienen construcciones adyacentes que proveen rigidez lateral.

Al analizar la estructura para el sismo de diseño, se observa que el muro de la fachada principal de la catedral y los contrafuertes altos de los ejes 5 y 6 tienen esfuerzos cortantes excesivos. Podrían producirse agrietamientos en esos muros al ocurrir un sismo severo.

Los defectos más importantes son los encontrados en los muros de las fachadas principal, lateral hacia el lado de la Puerta de los Judíos y posterior, por encima del nivel del techo. La parte superior de estos muros podría desplomarse hacia afuera al ocurrir un sismo severo. Esto implica un riesgo importante para las personas, por lo que es absolutamente indispensable mejorar los elementos de arriostre, que no pueden ser puramente decorativos.

## **Torres**

Las torres de la catedral, hechas en base a ladrillo y cal, son estructuras de mucha mayor altura que el resto del edificio. En términos relativos a su masa tienen poca rigidez y resistencia. Su comportamiento dinámico está influenciado por las estructuras adyacentes.

Las torres tendrían desplazamientos importantes frente a un sismo severo, produciéndose esfuerzos excesivos no solamente en las propias torres sino además en los muros adyacentes. Se espera un agrietamiento significativo en esas zonas, como ya ocurrió



repetidamente en sismos pasados.

### **Estructura de Madera**

La estructura del techo de madera es flexible, no sólo por el material empleado sino sobre todo por las conexiones entre los elementos. Esta flexibilidad significa que pueden producirse deformaciones importantes, con daño significativo en los materiales de cobertura.

Entre los aspectos favorables de la estructura de techo está que es relativamente liviana. Además, es una estructura altamente redundante. Si se produjera la falla de algún elemento, sería factible una redistribución de las fuerzas a otras componentes, de modo tal de que la estructura seguiría siendo estable.

El defecto más importante en la estructura de techo es que no hay elementos apropiados para transferir las fuerzas sísmicas horizontales (transversales y longitudinales) de la estructura de techo (en el nivel +18 m) a los muros de albañilería (en el nivel +13 m). Los arbotantes en la parte posterior de la catedral son sólo elementos decorativos. Los arriostres del lado de la Puerta de los Judíos son totalmente insuficientes. Este defecto de estructuración es la causa directa de la mayor parte de los daños observados.

### **Pilares**

El defecto más notorio en la estructura de madera en su condición actual es la inclinación de los pilares, con un máximo de 15 cm en 13 m en la zona del crucero. Esta inclinación es posiblemente el resultado de desplazamientos acumulados en diversos sismos, que no pudieron ser totalmente corregidos cuando se hicieron reparaciones o sustituciones

en la estructura de techo.

Las fuerzas en los elementos que constituyen los pilares, debidas a los efectos combinados de gravedad y de sismo, están muy por debajo de la capacidad admisible. Esto incluso teniendo en cuenta las redistribuciones de esfuerzos originadas al separarse algunas columnas de madera de la cimentación, en los pilares más inclinados.

Las fisuras en las coberturas de yeso de los pilares se deben a esfuerzos cortantes por sismo. Incluso sismos moderados son suficientes para producir la fisuración. Esta fisuración influye poco en la rigidez y resistencia de la estructura, pero podría afectar la durabilidad de la capa de base del revestimiento.

Los elementos de madera principales de los pilares prácticamente no están afectados por hongos o insectos. En cambio, en la estructura del techo, reconstruida a fines del siglo XIX y posiblemente reparada a mediados del siglo pasado, hay cierto deterioro, principalmente por ataque de polilla. Además, la estructura de madera por encima de los pilares está también más afectada por la humedad. En algunos casos faltan elementos.

### **Arcos de Madera**

En la configuración actual los arcos están poco esforzados por las cargas verticales. Sin embargo, los efectos de sismo si pueden exceder la capacidad, limitada por los conectores. Pueden producirse agrietamientos y desprendimientos de elementos de la cobertura, sin que ello signifique la falla de los arcos de madera.

La separación de las tablas que conforman la cobertura de madera de los arcos se debe a desplazamientos de la estructura del techo y a las contracciones de la madera. Se observa más claramente en la zona del

crucero de la catedral, que es aquella donde se producen los mayores desplazamientos.

### **Bóvedas Nervadas**

Las bóvedas tienen un buen comportamiento ante sollicitaciones sísmicas, no tanto por su geometría cuanto por el confinamiento que proporcionan otros elementos. La cobertura de las bóvedas, hecha con tablas de madera y una capa externa de caña y barro, tiene poca rigidez, pero a la vez tolera fácilmente las deformaciones.

## RECOMENDACIONES

Los trabajos más urgentes son los que se refieren a dar estabilidad a los muros de fachada, especialmente en las zonas de las portadas. Se requiere no sólo reparar los elementos agrietados, sino darles mayor capacidad frente a acciones sísmicas en dirección perpendicular a los muros. Esto también se aplica al muro testero y a la conexión de los contrafuertes en los ejes 5 y 6 con el muro de eje F. Los arriostres deben ser capaces de soportar fuerzas de sismo del orden de por lo menos 30% del peso.

Para mejorar el comportamiento general de la estructura, la medida correctiva más importante es conectar más eficientemente el techo a nivel +18 m con los contrafuertes a nivel +13 m. Es necesario reponer los arbotantes, no como elementos puramente decorativos, sino con capacidad suficiente para transferir las acciones sísmicas con el mínimo movimiento del techo de madera.

En la condición actual, la estructura principal del techo no fallaría frente a un sismo como el de diseño, pero tendría deformaciones suficientes para ocasionar el desprendimiento de elementos de cobertura. Por lo tanto, la nave central de la Catedral no puede considerarse como una zona segura. Las zonas menos inseguras serían las capillas laterales entre los ejes 5 y 10.

Las torres y las zonas aledañas son muy vulnerables. Siempre lo han sido. Han colapsado en todos los sismos importantes (1630, 1687, 1746). Para reducir la vulnerabilidad a niveles comparables con los aceptados para otras edificaciones, es necesario agregar una nueva estructura al interior de cada una de las torres.

No se recomienda intentar corregir la inclinación de los pilares de madera, que en la condición actual no afecta significativamente a la

rigidez y a la resistencia. Estas correcciones sí deberían hacerse si llegaran a cambiarse los elementos de toda una zona del techo de madera.

Se requiere un mantenimiento permanente de la estructura de madera. Hay que reponer los elementos faltantes sobre los pilares de los ejes C y D, 6 y 7. Se recomienda una inspección detallada de esta estructura, para reemplazar los elementos más afectados por la polilla, a la brevedad posible. Debe darse también mantenimiento a la cobertura del techo, para reducir en lo posible la humedad, e igualmente evitarse la acumulación de materiales, que facilitan los ataques biológicos a la madera.

## Referencias

- Aguilar, J. (1994) Adhesion Between Repair Mortars and Concrete, University of Minho, Portugal.
- Alva Hurtado J.E., Meneses J. y Guzmán V. (1984). "Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú", V Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Tacna, Perú.
- Ballardini, R., Gavarini, C. (1992) Seismic Protection of Monumental Buildings in Italy, *Proceedings of the tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Spain A. A. Balkema, Rotterdam
- Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres-CISMID (2002). "Estudio de la Vulnerabilidad Estructural de la Catedral del Cusco". Auspiciado por Telefónica del Perú y el Arzobispado del Cusco.
- Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres-CISMID (2003). "Evaluación Geotécnica y Auscultación de la Cimentación del Edificio Luis Alberto Sánchez", trabajo solicitado por el Congreso de la República – Lima
- Consejo Provincial de Lima, (1935). Monografías históricas sobre la ciudad de Lima - Tomo 2.
- De la Serna, J. y Carrillo, P. (1996). Restauración del campanario de la Torre del Evangelio de la Basílica Catedral del Cusco. INC-AECI-Embajada de la República Federal de Alemania. Cusco.
- D.J. Dawe (1984) Matrix and Finite Element Displacement Analysis of Structures, Clarendon Press, Oxford [Oxfordshire]
- Domingo, A. (1935) *Monografías Históricas sobre la Ciudad de Lima*, Concejo Provincial de Lima, tomo 2, p 57-79, Lima-Perú.
- Instituto Geográfico Nacional (1989). "Atlas del Perú".
- Klaus-Jürgen Bathe, Edward L. Wilson (1976) *Numerical Methods in Finite Element Analysis*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- Meli, R. (1998). *Ingeniería Estructural de Edificios Históricos*. Fundación Ica A.C. México.
- Meli, R. Y Sánchez-Ramirez, R. (1993). Studies for the Rehabilitation of the Mexico City Cathedral. Structural Preservation of the Architectural Heritage, IABSE Symposium, Rome, Italy.

- O.C. Zienkiewicz, K. Morgan (1983) *Finite Elements and Approximation*, Wiley, c., New York
- Russo Spina, et al. (1995) *Strengthening of Masonry Structures with Innovative Techniques and Materials*, 4<sup>th</sup> International Conference on Inspection Appraisal Repairs & Maintenance of Building Structures, Hong Kong.
- San Cristóbal, A. (1996). "La Catedral de Lima: Estudios y Documentos". Publicado por el Museo de Arte Religioso de la Catedral de Lima.
- San Cristóbal, A. (1999). "Arquitectura Virreinal Peruana". Instituto General de Investigación, Facultad de Arquitectura, Urbanismo y Artes. Universidad Nacional de Ingeniería.
- SENSICO, (2003). "Reglamento Nacional de Construcciones del Perú".
- Silgado, E. (1978). Historia de los sismos más notables ocurridos en el Perú (in Spanish.) *Geodinámica e Ingeniería Geológica*. Boletín N°3, serie C. Geological and Mining Institute, Lima Perú.

# **Anexo A**

## **ARCHIVO FOTOGRAFICO DE LA CATEDRAL DE LIMA**



## 1 FACHADAS DE LA CATEDRAL



**Foto A.1.** Fachada principal de la catedral que da hacia la Plaza de Mayor de Lima.



**Foto A.2.** Fachada lateral de catedral que da hacia la puerta y antigua calle de los Judíos.



**Foto A.3.** Fachada trasera de la catedral que da hacia las puertas de Santa Apolonia y San Cristóbal.



**Foto A.4.** Fachada de la Iglesia del Sagrario, anexa a la catedral.

## 2 PILARES (INTERIORES Y EXTERIORES)



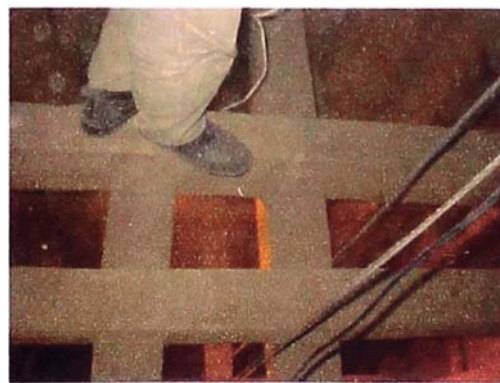
**Foto A.5.** Vistas panorámicas de los pilares de madera al interior de la catedral.



**Foto A.6.** Vistas panorámicas de los pilares de madera al interior de la catedral.



**Foto A.7.** Vista interior – elementos horizontales de madera de cerramiento del pilar en la parte superior de este.



**Foto A.8.** Vista interior - Conectores horizontales de madera de que confinan la sección compuesta del pilar.



**Foto A.9.** Vista interior – Diagonales de madera que unen las columnas de madera ubicados al interior del pilar.



**Foto A.10.** Vista interior – Columnas de Pilar. Obsérvese tablonces de madera a modo de cerramiento para la cobertura del Pilar.



**Foto A.11.** Vista interior – Cobertura de Pilar. Obsérvese al interior tablonces de madera cubiertos hacia exterior con caña, la cual será cubierta con yeso.



**Foto A.12.** Vista interior – Columna de madera del Pilar. Obsérvese que la columna esta sobrepuesta sobre el suelo.

### 3 ESTRUCTURAS DEL TECHO A MODO DE CUADRICULA



**Foto A.13.** Vista exterior - techo plano de la catedral por sobre encima de los pilares de madera cubierto con torta de barro y ladrillo pastelero.



**Foto A.14.** Vista interior – Estructura interna de techo plano por sobre los pilares de madera. Obsérvese puntales de madera soportando las vigas de madera secundarias y tablonés de madera a modo de machihembrado.



**Foto A.15.** Vista interior – Puntales de madera que apoyan sobre las vigas principales de madera.



**Foto A.16.** Vista interior – Diagonales de madera que soportan las vigas principales del techo.



**Foto A.17.** Vista interior – Conectores horizontales de madera (4) que unen los puntales principales que se apoyan sobre los maderos de cerramiento de los pilares.



**Foto A.18.** Vista interior – Ductos de acceso al interior de la estructura de madera del techo plano y pilares.



**Foto A.19.** Vista interior – Apoyos de conectores horizontales en las diagonales de soporte del techo plano.



**Foto A.20.** Vista interior – Apoyos de las vigas principales del techo plano sobre las diagonales.



**Foto A.21.** Vista interior – Vigas de confinamiento de bóvedas apoyadas sobre las vigas principales del techo plano.



**Foto A.22.** Vista interior – Puntales principales verticales que soportan el techo plano y que se apoyan sobre los pilares de madera.

## 4 ARCOS



**Foto A.23.** Vista interior – Arcos de madera con cobertura interior de madera ubicados entre las bóvedas nervadas.



**Foto A.24.** Vista interior – Elementos de madera que conforman los arcos de madera. Obsérvese unión entre elementos que definen la forma como están contruidos.



**Foto A.25.** Vista interior – Clavos de hierro utilizados para unir elementos que conforman los arcos de madera.



**Foto A.26.** Vista interior – Cobertura interior de madera de los arcos.



**Foto A.27.** Vista de arco de madera que une el muro testero de la catedral con los pilares interiores, construcción que fue hecha después del sismo de 1687.



## 5 BÓVEDAS NERVADAS DE LA CATEDRAL (INTERIORES)



**Foto A.28.** Vista interior de la catedral que muestra las bóvedas nervadas.



**Foto A.29.** Vista exterior de las bóvedas nervadas en la que se muestra como éstas atraviesan el nivel del techo plano de madera. Obsérvese cobertura exterior hecha con torta de barro, ladrillo pastelero y mortero de cemento.



**Foto A.30.** Vista interior de bóvedas nervadas que muestra el estilo neo-gótico en forma de cruces de Malta.



**Foto A.31.** Vista interior de bóvedas nervadas que muestra el estilo neo-gótico en forma de cruces de Malta.



**Foto A.32.** Vista de cobertura exterior de las bóvedas nervadas, por debajo del techo plano de madera, hecho con torta de barro y caña.



**Foto A.33.** Apoyo de nervaduras de madera de bóvedas en parte superior del pilar de madera.

## 6 BÓVEDAS DE LAS CAPILLAS (EXTERIORES)



**Foto A.34.** Vista exterior de bóvedas en capillas hacia el lado de la puerta de los Judíos, cercanas a las torres.



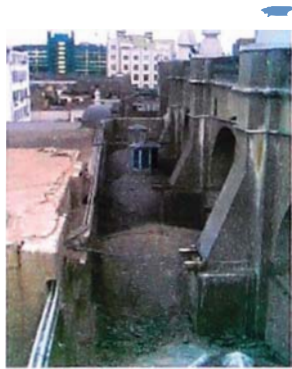
**Foto A.35.** Vista exterior de bóveda ubicada hacia el muro postrero del lado de la puerta de los Naranjos.



**Foto A.36** Vista exterior de bóvedas de capillas ubicadas del lado de la puerta de los naranjos, cercanas a las torres.



**Foto A.37.** Vista de cobertura exterior de las bóvedas nervadas, por debajo del techo. Vista exterior de bóvedas hacia el lado del muro postrero sobre la puerta de Santa Apolonia.



**Foto A.38.** Vista exterior de bóvedas hacia el lado postrero de lado de la puerta de los Naranjos.



**Foto A.39.** Vista interior de bóvedas de capillas del lado de la puerta de los Naranjos.

## 7 TORRES



**Foto A.40.** Vista exterior de torre de la catedral del lado de la puerta de los Judíos.



**Foto A.41.** Vista exterior de torre de la catedral del lado de la puerta de los Naranjos.



**Foto A.42** Vista del lateral de la torres de la catedral.



**Foto A.43.** Vista del segundo cuerpo de la catedral. Obsérvese escalera de acceso a los campanarios.



**Foto A.44.** Vista de una de las portadas de las torres de la catedral.



**Foto A.45.** Campanas de bronce en las torres de la catedral colgadas sobre viga de madera.



**Foto A.46** Estructuras de madera de soporte de campanas de bronce al interior de las torres de la catedral.



**Foto A.47** Vista interior de estructuras de madera en la parte alta de las torres.



**Foto A.48.** Vista interior de estructuras de madera en la parte alta de las torres..



**Foto A.49.** Vista interior de bóvedas de las torres por debajo del nivel de los campanarios.

## 8 MUROS (INTERIORES Y EXTERIORES)



**Foto A.50.** Vista interior dentro de capilla de muro estribo o contrafuerte ubicado hacia la izquierda.



**Foto A.51.** Muro estribo. Obsérvese puerta de armario creado dentro de muro.



**Foto A.52** Vista exterior de muro estribo ubicado en el crucero de la catedral (Eje 5) del lado de la puerta de los Judíos.



**Foto A.53.** Vista desde azotea de muro estribo ubicado en el crucero de la catedral (eje 6).





**Foto A.54.** Vista desde el patio hacia la puerta de los Naranjos de muro estribo en eje 5.



**Foto A.55.** Vista desde el patio hacia la puerta de los Naranjos de muro estribo en eje 6.

## 9 CUPULA POSTERIOR



**Foto A.56.** Vista exterior desde la azotea de la cúpula posterior de la catedral, ubicada entre las puertas de Santa Apolónia y San Cristóbal.



**Foto A.57.** Ventanas en cúpula posterior de la catedral.



**Foto A.58** Zona de Apoyo de la cúpula posterior de la catedral desplantada sobre bóveda nervada ubicada entre las puertas de Santa Apolónia y San Cristóbal.



**Foto A.59.** Vista interior de la cúpula posterior de la catedral. Se observa estructura de madera con cobertura exterior.

## 10 ZONA DE ANTIGUOS ARBOTANTES



**Foto A.60.** Vista exterior de zona de arbotantes eliminados del lado de la puerta de los Judíos y hacia las torres de la catedral.



**Foto A.61.** Vista exterior de zona de arbotantes eliminados del lado de la puerta de los Naranjos y hacia las torres de la catedral.



**Foto A.62** Vista exterior de zona de arbotantes eliminados del lado de la puerta de los Judíos y hacia la parte posterior de la catedral. Nótese elementos decorativos de madera con cobertura exterior de madera y yeso.



**Foto A.63.** Vista exterior de zona de arbotantes eliminados del lado de la puerta de los Naranjos y hacia las torres de la catedral..



**Foto A.64.** Véase elementos huecos que contienen elementos de madera inclinados que van desde la estructura del techo hacia los muros contrafuertes.



**foto A.65.** Vista exterior de zona de arbotantes eliminados del lado postrero de la catedral. Nótese elementos decorativos de madera con cobertura exterior de madera y yeso.

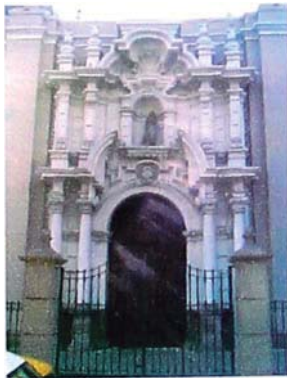
## 11 PORTADAS Y PUERTAS DE LA CATEDRAL



**Foto A.66.** Portada de la Puerta del Perdón ubicada sobre el muro testero de la catedral.



**Foto A.67.** Portadas de las puertas de San Cristóbal y Santa Apolonia ubicados sobre el muro postrero de la catedral.



**Foto A.68.** Detalle de las portadas de San Cristóbal y Santa Apolonia.



**Foto A.69.** Vista exterior de la portada ubicada en la Puerta de los Judíos.



**Foto A.70.** Vista exterior de la Puerta de los Naranjos.