

Informe sobre la estabilidad y capacidad de carga de la bóveda del Salón del Pendón, Colegiata de San Isidoro, León

por:

Santiago Huerta Fernández

DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

con la colaboración de:

Paula Fuentes González

DR. ARQUITECTO
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

Rosa Ana Guerra Pestonit

DEPARTAMENTO DE ENXEÑERÍA AGROFORESTAL
UNIVERSIDADE DE SANTIAGO DE COMPOSTELA

DECOLESA, León
Madrid, diciembre de 2016

Índice

Introducción: Objetivo del informe	1
1. Marco teórico	3
1.1 El material: hipótesis del análisis límite	3
1.2 Condición de estabilidad; seguridad	3
1.3 Teorema Fundamental; límite inferior del coeficiente de seguridad	4
1.4 Movimientos y grietas	4
1.5 Verificación de la resistencia	5
2. Bóveda. Forma y construcción	5
2.1 Descripción	5
2.2 Forjado	8
2.2 Bóveda	9
3. Análisis de equilibrio	10
3.1 Posible inestabilidad de los tabiquillos: sustitución por muretes de ladrillo	10
3.2 Cargas	11
3.3 Estabilidad del muro-estribo	11
3.4 Colocación de tirantes	14
3.5 Posible uso de archivo	16
4. Conclusiones. Medidas de intervención	18
5. Bibliografía	19
6. Láminas	20

Introducción: Objetivo del informe

El hoy llamado “Salón del Pendón”, antiguo refectorio, fue construido en 1753. Ocupa el ala septentrional del primer claustro. En los años 1960 se realizaron obras de reforma y, desde entonces, funciona como salón solemne, Figura 1. Es una sala de planta rectangular, ligeramente oblicua, cubierta por bóvedas rebajadas de arista ricamente decoradas con yeserías y dorados, Figura 2. Si se examina el intradós con atención se observan los agrietamientos usuales en este tipo de bóvedas. Las bóvedas que cubren el Salón soportan el forjado de la planta superior. En los últimos decenios esta planta se ha venido usando para uso de oficinas y aulas sin que se haya detectado el menor problema estructural.

El objeto del presente informe es estimar la capacidad de carga de las bóvedas del Salón del Pendón de cara a un futuro cambio de uso. Este uso no está aún determinado; se estudiará el uso público como salón de actos y como museo.

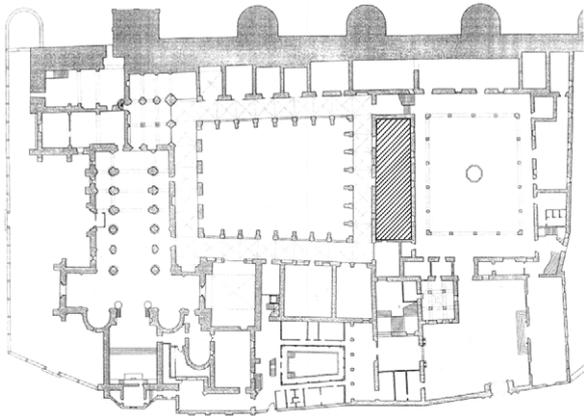


Figura 1
Salón del Pendón de la Colegiata de S. Isidoro. Localización y vista interior

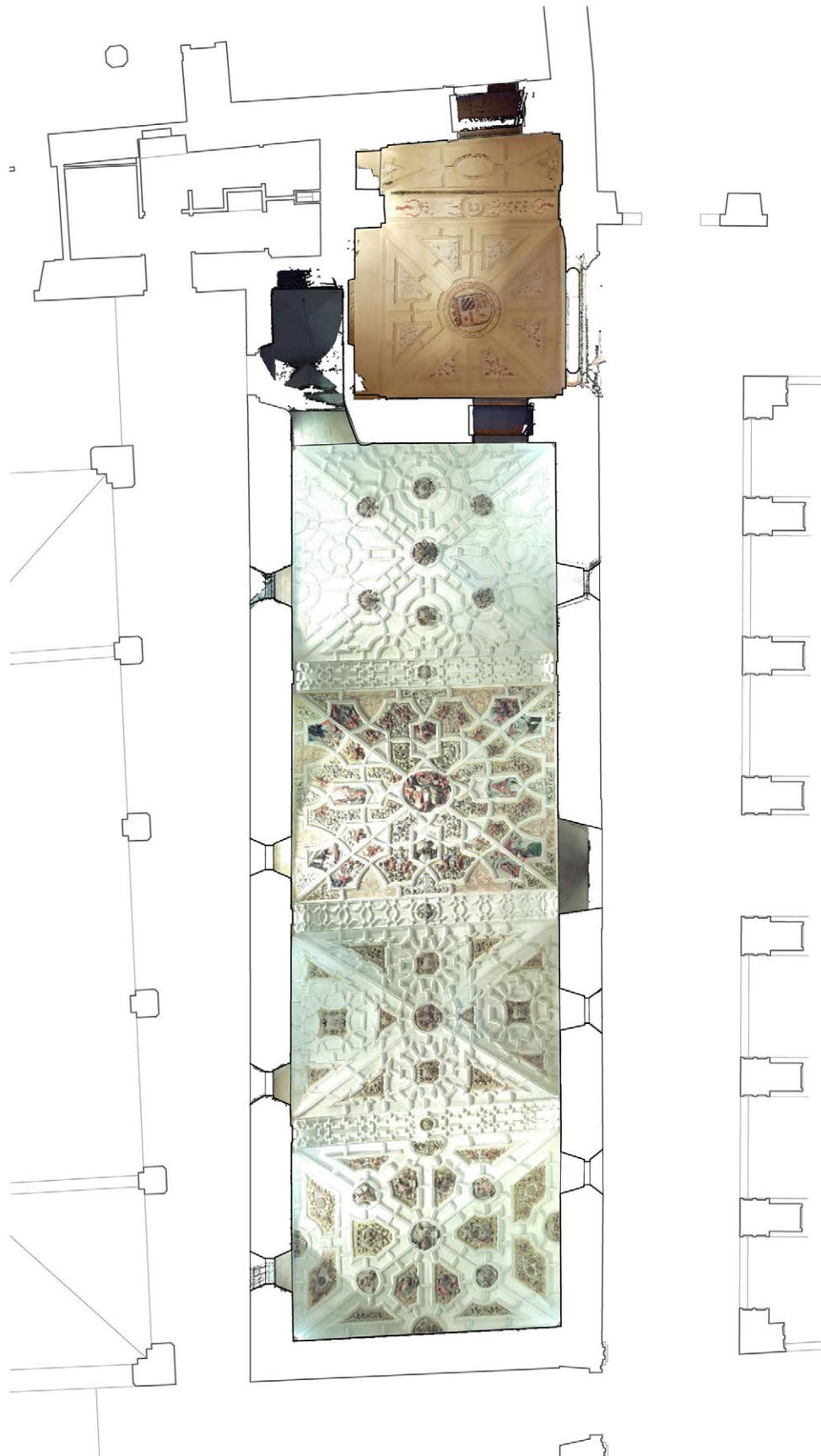


Figura 2
Planta y ortofoto de las bóvedas del Saón del Pendón (P. Fuentes y R. Guerra)

1. Marco teórico

Al realizar los estudios se ha aplicado la teoría del Análisis Límite de Estructuras de Fábrica, tal y como la ha desarrollado fundamentalmente Heyman en los últimos decenios —véase Heyman (1999, 2011 y 2015). En este apartado se resumirán los principios e ideas fundamentales.

1.1 El material: hipótesis del análisis límite

Se considera la estructura de fábrica formada por un material rígido-unilateral, que resiste compresiones pero no resiste tracciones. Es decir, imaginamos la fábrica como un conjunto de bloques indeformables en contacto seco y directo que se sostienen por su propio peso. Supondremos también que las tensiones son bajas, no habiendo peligro de fallo por resistencia, y que el rozamiento entre las piedras es suficientemente alto como para impedir su deslizamiento. Estas tres hipótesis dan lugar a los Principios del Análisis Límite de las Fábricas:

- (1) la fábrica presenta una resistencia a compresión infinita;
- (2) la fábrica tiene una resistencia a tracción nula;
- (3) el fallo por deslizamiento es imposible.

La hipótesis (1) va ligeramente en contra de seguridad y se comprobará mediante un cálculo numérico. La suposición (2) va, evidentemente, a favor de seguridad. Finalmente, la hipótesis (3), vuelve a estar en contra de seguridad, pero los casos de deslizamiento entre piedras son extremadamente raros (suelen estar asociados a movimientos sísmicos).

1.2 Condición de estabilidad; seguridad

La condición de estabilidad de una fábrica construida con un material que cumpla los principios anteriores exige que la trayectoria de las fuerzas, la «línea de empujes», esté contenida dentro de la estructura; esto es, para cada sección hipotética de la estructura la resultante de las fuerzas debe estar contenida en su interior.

La seguridad está determinada, en cada sección, por la distancia relativa de la resultante de tensiones (empuje) a sus bordes. El coeficiente de seguridad es geométrico y definirá la posición que dicho empuje no debe sobrepasar dentro de cada sección. Los coeficientes de seguridad dependen del tipo y uso de la estructura, y tienen un carácter empírico. En particular, para el caso de edificios, son distintos para arcos y bóvedas y para estribos; el coeficiente de éstos últimos es mucho más restrictivo, por los motivos que se discutirán en el apartado dedicado a la seguridad del sistema de contrarresto.

1.3 Teorema Fundamental; límite inferior del coeficiente de seguridad

Si la estructura es hiperestática, como es habitual, será posible encontrar infinitas líneas de empujes contenidas dentro de la fábrica, que corresponden a las infinitas situaciones de equilibrio posibles (la línea de empujes no es más que una representación gráfica de las ecuaciones de equilibrio).

Si se cumplen los principios del análisis límite enunciados antes se puede demostrar el siguiente Teorema Fundamental del Análisis Límite (Teorema de la Seguridad o del Límite Inferior): *Dada una estructura, si es posible encontrar una situación de equilibrio compatible con las cargas que no viole la condición de límite del material (esto es, que no aparezcan tracciones) la estructura no colapsará. Aplicado a las fábricas: si es posible dibujar una línea de empujes contenida dentro de la estructura la estructura no se hundirá.*

La potencia del Teorema radica en que la línea de empujes, es decir, la situación de equilibrio, puede ser elegida libremente. Elegida una línea, podremos aplicar las condiciones de seguridad a cada una de las secciones que atraviesa y obtener, de esta forma, un límite inferior para el coeficiente de seguridad geométrico: sabemos que la estructura tiene al menos ese coeficiente de seguridad (en general, sería posible encontrar una línea de empujes que diera una situación más favorable).

El problema de la seguridad de las fábricas es, pues, un problema de estabilidad. De los tres criterios fundamentales que debe cumplir una estructura (resistencia, rigidez y estabilidad), es éste último el que gobierna el proyecto de las fábricas: las tensiones son bajas y las deformaciones pequeñas. El criterio de estabilidad conduce a una visión de las estructuras de fábrica basada firmemente en la geometría: es la forma la que posibilita que las trayectorias de esfuerzos estén siempre dentro de los límites de la fábrica (para una exposición clara y muy detallada de este enfoque, véase Heyman, 1999).

1.4 Movimientos y grietas

Las grietas son algo natural en un material que no resiste tracciones. De hecho, los agrietamientos son la única forma de adaptarse a pequeñas variaciones en las condiciones de contorno (por ejemplo, a un pequeño desplazamiento de los estribos, etc.). Las grietas dividen la estructura en un conjunto «articulado» de bloques que se mueve y adapta a las nuevas condiciones de contorno. A cada movimiento corresponde un agrietamiento distinto y una estructura puede presentar a lo largo de su historia distintos agrietamientos, que corresponden a distintas posiciones de las líneas de empujes (distintas soluciones de las ecuaciones de equilibrio). Sin embargo, el Teorema Fundamental nos asegura que, si encontramos «un sistema de líneas de empujes» (esto es una cierta situación de equilibrio) dentro de la fábrica, aunque pueden moverse bruscamente, éstas nunca se saldrán de los límites de la fábrica con lo que la estabilidad está asegurada. El Teorema de la Seguridad suministra el marco básico para cualquier análisis de equilibrio de una construcción de fábrica.

1.5 Verificación de la resistencia

Se ha dicho que la resistencia no es el criterio que rige el proyecto de las fábricas. Esta afirmación se puede comprobar calculando las tensiones de trabajo en algunas de las construcciones más grandes. Por ejemplo, la tensión media en la base de los pilares de la catedral de Beauvais que tiene las bóvedas más altas del gótico es de sólo 1,3 N/mm².

No obstante, en el caso de que la piedra sea excepcionalmente blanda o que el elemento de estudio soporte cargas concentradas muy grandes, se puede realizar una comprobación de resistencia, tras haber encontrado una situación suficientemente estable. No hay que olvidar que las bajas tensiones no garantizan, en absoluto, una estabilidad segura.

2. Bóveda. Forma y construcción

El siguiente apartado se basa en la documentación aportada por el arquitecto Ramón Cañas y un levantamiento realizado con escáner-láser por las arquitectas Rosa Ana Guerra y Paula Fuentes. Este último levantamiento ha sido necesario para medir con precisión las deformaciones y desplomes del sistema bóveda estribos.

2.1 Descripción

La planta del Sala del Pendón es un rectángulo ligeramente oblicuo de unos 6,80 m de ancho por casi 24 m de largo (23,40 m en sentido perpendicular a las paredes). Está cubierto por cuatro bóvedas de arista separadas por tres arcos perpiaños. Los tramos son diferentes con longitudes (en sentido perpendicular a los perpiaños) de 5,13; 4,74; 5,49 y 5,60 metros. Los tres arcos perpiaños son carpaneles (ovales); tienen el mismo ancho, 0,80 m, y la misma flecha, 2,16 m (Figura 3).

Los arcos formeros son también carpaneles. Las aristas y los perpiaños arrancan (decorativamente) de unas impostas aisladas. La clave de las bóvedas es ligeramente más alta que las de los perpiaños y formeros, de manera que las líneas de clave presentan tanto en sentido longitudinal como transversal un ligero quiebro hacia arriba.

Las bóvedas apoyan sobre dos muros paralelos del mismo espesor: poco más de 1 m (entre 1,05 y 1,10, depende de a qué altura se mida). La distancia de la parte superior de las impostas de arranque al suelo es de unos 3,40 m. El suelo exterior está al nivel del suelo de la Sala en el lado izquierdo (mirando desde la entrada); en el lado derecho está 1,25 m más alto.

El suelo del piso superior está poco más de 1 metro (1,03-1,09 m) por encima de la clave del intradós de los arcos perpiaños. El muro izquierdo se continúa otros 7,5 m por encima del nivel del suelo del piso superior, reduciéndose su sección a 0,90 m. El muro derecho termina al nivel del suelo superior.

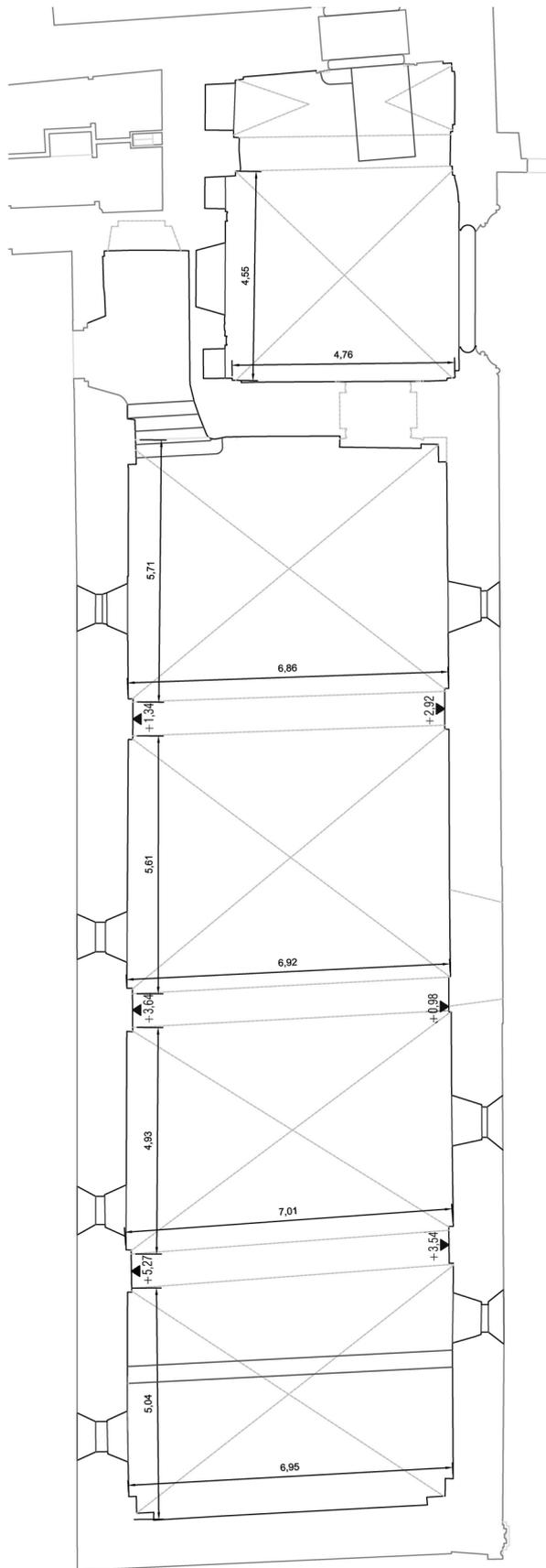


Figura 3

Planta del Salón del Pendón, indicando las medidas generales y los desplomes a la altura del arranque de las bóvedas (a la derecha, el claustro principal) (P. Fuentes y R. Guerra)

Finalmente, hay que señalar que, antes de la obra ahora en curso, y desde fecha desconocida, apoyaba en el espinazo de la bóveda un muro de carga de ladrillo de medio pie (0,15 m) de espesor y 2,80 m de alto, que soportaba un forjado superior. Recibía la carga de unos 4 m del forjado por metro lineal. Todos estos elementos producían una carga lineal por metro sobre la línea de clave de unos 15-20 kN/m, Figura 4. En la obra actual se ha demolido este muro.

Para conocer la estructura interna de la bóveda se han hecho catas superiores y se ha perforado la bóveda en algunos puntos. A falta de datos sobre la historia de la construcción de la bóveda y de sucesivas intervenciones, las interpretaciones sobre el proceso constructivo que siguen son sólo conjeturas razonables.

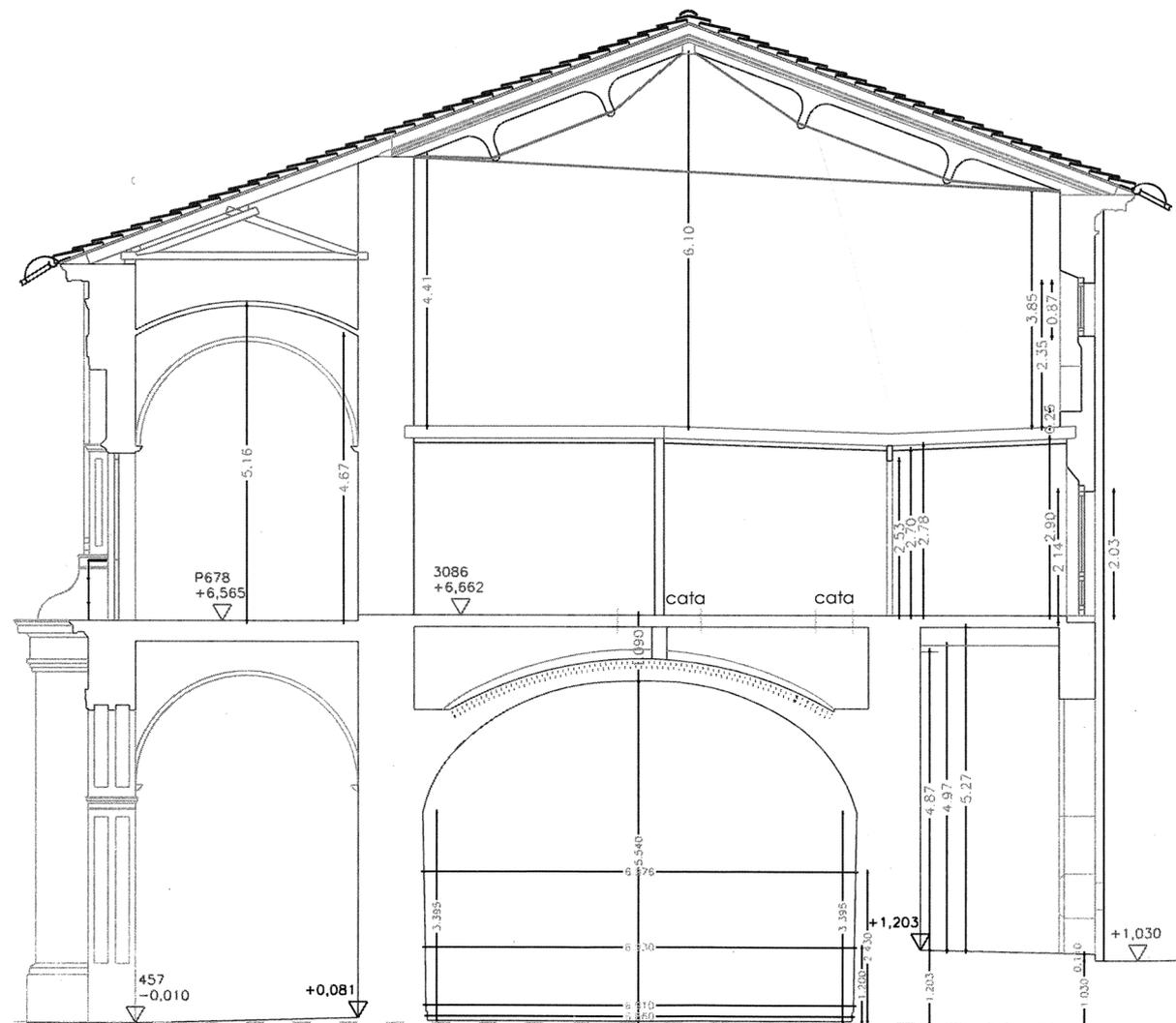


Figura 4
Sección transversal del estado original antes de la reforma del piso superior (R. Cañas)

2.2 Forjado

En la actualidad la bóveda soporta un forjado formado por un doble tablero de rasilla de unos 10 cm de espesor. Este tablero apoya sobre unos tabiquillos transversales de panderete de hueco sencillo de 5,5 cm de espesor, espaciados unos 70 cm; también hay tabiquillos longitudinales que arriostran los transversales. Sobre el forjado va una base de mortero de cal (7 cm) y un solado de baldosa cerámica de 2,5 cm de espesor.

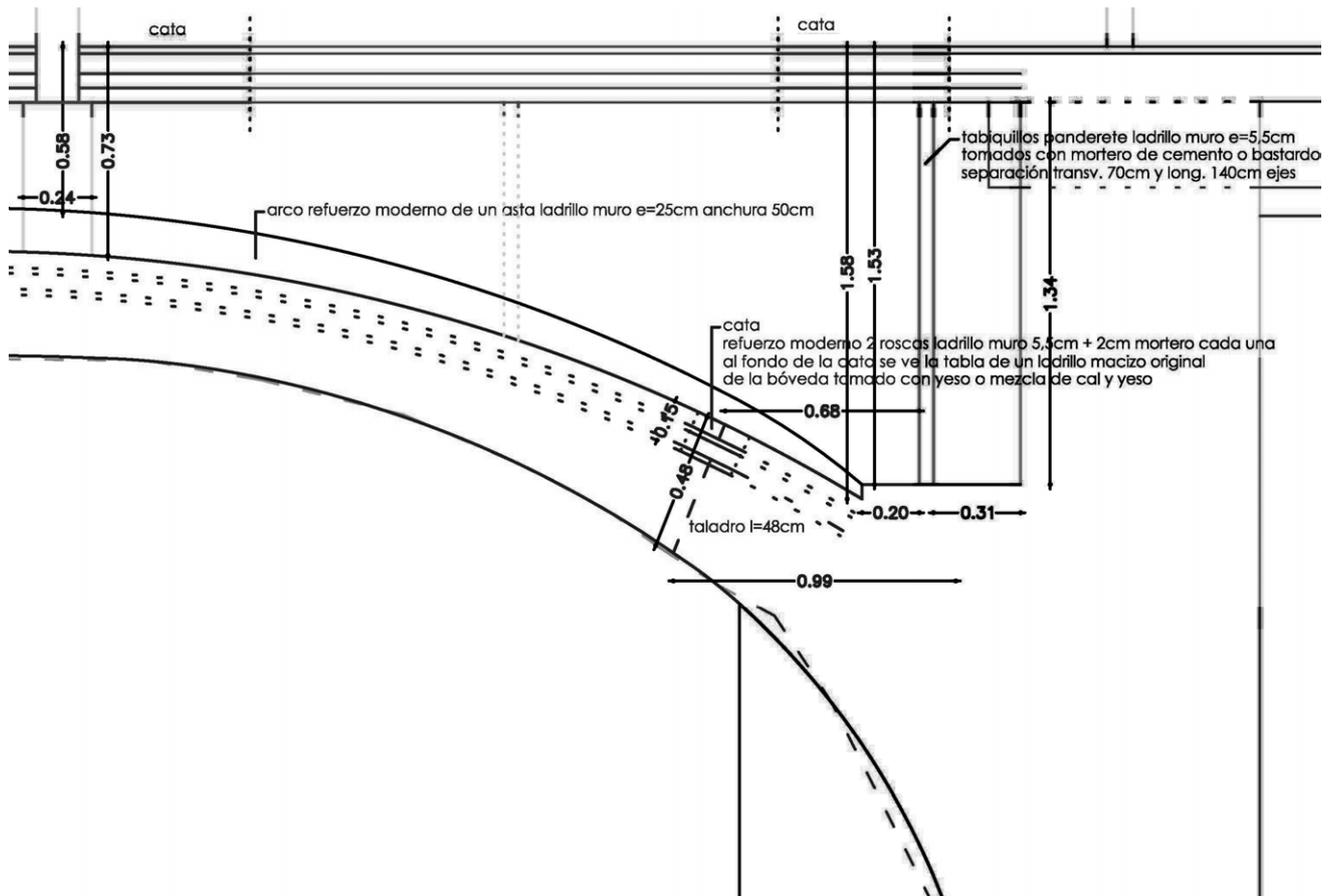


Figura 5
Detalle del estado actual de la bóveda y el forjado superior (R. Cañas)

El espesor total es, pues, de unos 20 cm, cuyo peso por metro cuadrado es de alrededor de 3 kN/m^2 . Los tabiquillos conducen a una carga de $0,80 \times h \text{ kN/m}^2$, donde h es la distancia vertical entre el trasdós de la bóveda y la superficie interior del forjado. Los tabiquillos apoyan sobre un tabique longitudinal y llegan hasta la cabeza de los muros laterales alternadamente, es decir, pueden transmitir empuje cada $2 \times 0,70 = 1,40 \text{ m}$.

2.2 Bóveda

Como se ha dicho, la bóveda está formada por una serie de bóvedas de arista entre arcos perpiaños. Los arcos perpiaños están rebajados algo más del tercio de la luz; son carpaneles pero arrancan con cierta oblicuidad. El espinazo de la bóveda no está en un plano: el cruce de las aristas se levanta unos 40 cm sobre las claves de los arcos. Esta disposición, que se remonta a las bóvedas bizantinas, facilita la construcción sin cimbra por hojas (Choisy 1883), reduce ligeramente el empuje de la bóveda y, además, reduce un poco el espesor de las grietas de articulación en la clave.

Los tramos son ligeramente distintos. Desde la entrada (a la derecha en la Figura 6), las distancias entre arcos perpiaños son de: 5,17 m, 5,61 m, 4,93 m y 5,04 m, respectivamente. El primer tramo ni siquiera un rectángulo oblicuo, sino un trapecoide. Estas pequeñas “imperfecciones” sirven para disimular la irregularidad de la planta. De hecho, para el visitante el Salón es un rectángulo perfecto y todos los tramos parecen iguales, con los arcos perpiaños perpendiculares a los muros.

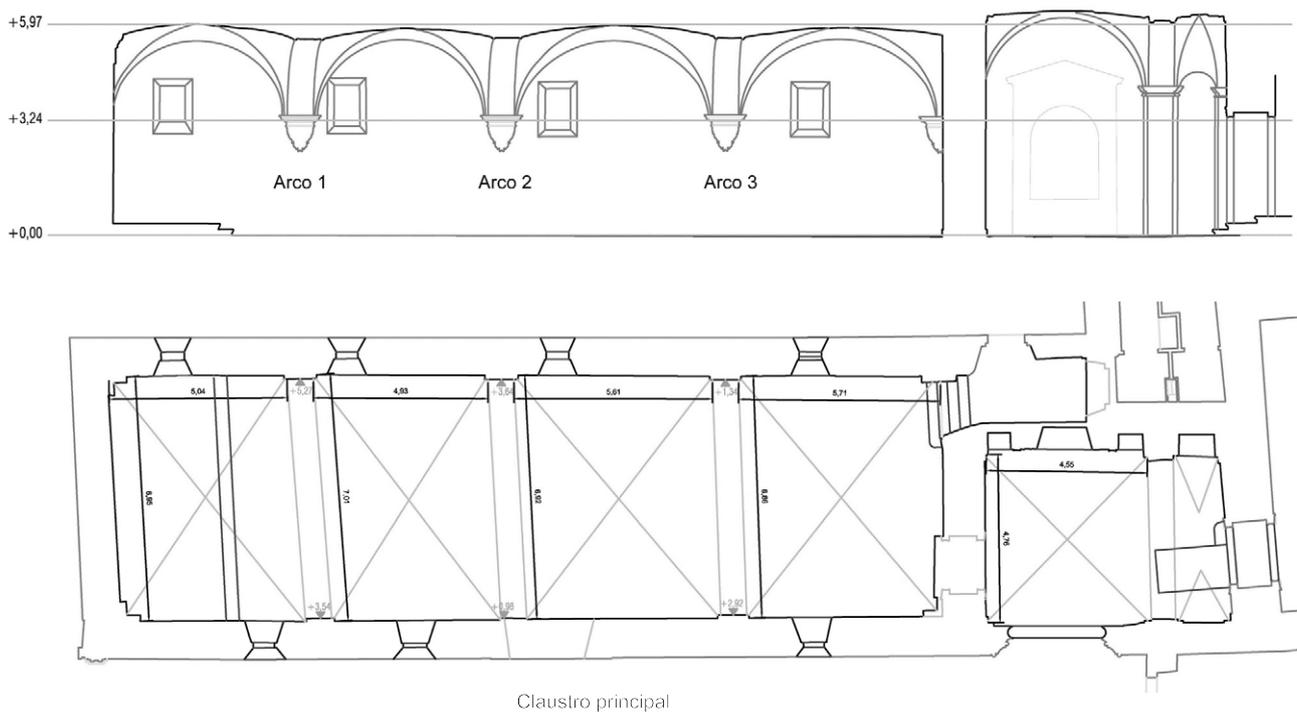


Figura 6
Sección longitudinal del Salón del Pendón (P. Fuentes y R. Guerra)

La bóveda está trasdosada por los tabiquillos y presenta unos refuerzos que se detallan a continuación. El relleno de los riñones alcanza 3/4 de la flecha de la bóveda. Una perforación a un metro el muro, ha permitido conocer algo de la estructura interna de la rosca de la bóveda.

Por el exterior hay dos hojas de ladrillo "muro" perforado de 5,5 cm que con el mortero dan un espesor de 15 cm. Esto constituye sin duda un recrecido de la bóveda original. La perforación dio un espesor, casi perpendicular al intradós, de 48 cm. En consecuencia, los 33 cm restantes podría corresponder a una rosca de un pie de ladrillo, más el enlucido de yeso.

Los arcos perpiaños se han reforzado con un sobrearco de 25x50 cm (un pie por dos pies) de ladrillo muro perforado. Este sobrearco se debió construir antes de las hojas antes citadas, pues el doblado acomete a media altura. El resalto hacia arriba es variable, de unos 10-15 cm. Las aristas están reforzadas por el trasdós por un nervio de 1/2 pie por 1 pie (unos 15x25 cm) de rosca de ladrillo muro. Como en el caso anterior, estos nervios de refuerzo parecen haberse ejecutado antes del doblado. El refuerzo se hizo, casi con seguridad, cuando se añadió el muro de carga a lo largo del espinazo de la bóveda, Figura 5.

3. Análisis de equilibrio

El análisis de una estructura histórica que lleva varios siglos en pie es un ejercicio redundante: la estructura ya ha demostrado su viabilidad. Sólo es preciso realizar un estudio cuando hay signos evidentes de movimientos recientes (agrietamientos y desplomes) o cuando se debe peritar la bóveda para nuevas cargas. En este caso, se trata de estudiar la capacidad de carga de la bóveda para ver si sería posible un cambio de uso, con el consiguiente incremento de sobrecarga.

3.1 Posible inestabilidad de los tabiquillos: sustitución por muretes de ladrillo

Toda la teoría de estructuras de fábrica parte de que no ha y problemas de estabilidad local ni global. En este caso, el sistema de tabiquillos que transmite la carga del forjado hasta la bóveda puede estar sujeto a problemas de inestabilidad.

En efecto, los tabiquillos tienen sólo 5,5 cm de espesor y alcanzan una altura de 1,30 m en la zona del relleno. Esto da una esbeltez de $130/5,5 = 24$. Esta esbeltez es inaceptablemente alta dentro de los modernos estándares (1/20) e incumple la normativa actual como elemento portante de fábrica no armada.

A esto se une el desconocimiento del estado real de la estructura. Sólo se disponen los datos correspondientes a la cata y, dado que no existe proyecto ni documentación sobre la intervención, no se puede garantizar que en otros puntos la situación sea incluso más desfavorable. No obstante, es un hecho que la estructura de tabiquillos ha transmitido la carga sin problemas aparentes desde su colocación y esto constituye una verificación empírica de la seguridad para las cargas de uso hasta la fecha.

Al cambiar el uso sería preciso eliminar esta estructura secundaria y sustituirla por otra que cumpla con los requisitos actuales. En lo que sigue, a efectos del cálculo de estabilidad, supondremos que la estructura de tabiquillos se sustituye por otra de muretes de ladrillo de medio pie de espesor.

3.2 Cargas

El peso propio del sistema bóveda forjado se calculará considerando muretes de ladrillo de medio pie cada metro. Por supuesto, se podrían estudiar otras soluciones de menor peso, pero este valor puede servir de referencia. La siguiente tabla ha sido elaborada por el arquitecto de la Colegiata Ramón Cañas. Puede verse que no hay gran diferencia entre el uso de “aula” y de “museo”. Así, pues, los cálculos se harán para una carga total de 16 kN/m². Los coeficientes de seguridad se comentarán más adelante.

Niveles	Peso propio del forjado	Cargas permanentes	Sobrecarga de Uso	Sobr. de Tabiquería	Carga Total
Nivel 1 (N.P.T: +6,65) Planta Primera Bóveda evaluar capacidad del tablero En función uso a disponer	Bóveda 5,20 Doblado 3,00 8,20 kN/m ²	2,80 kN/m ² (1) (2)	uso museo 5,00 kN/m ²	La lineal real a disponer altura por hasta 1,2 kN/m ² de tabique se puede hacer repartida en superficie planta	16,00 kN/m ²
			uso aula 3,00 kN/m ²		14,00 kN/m ²
			uso biblioteca o archivo calcular discrecional y poner en placa 5,00 kN/m ² mixto 10,00 kN/m ² archivado (3)		14,00 kN/m ²
			uso residencial-hotel 2,00 kN/m ²	1 kN/m ²	14,00 kN/m ²

- (1) En carga permanente considerados muretes de fábrica de apoyo si se sustituyen tabiquillos actuales (1/2 asta ladrillo perforado separados 1,5m aprox. por ejemplo) con otros de atado perpendiculares (2,15 kN/m²) más una estimación solado y entramado portante de madera (0,65 kN/m²). Total 2,80 kN/m².
- (2) Si se hace forjado sería 0,9 forjado + 0,6 solado = 1,5 kN/m² incluyendo el p.p. de estructura, pero ya no se consideraría la bóveda al ir la estructura de muro a muro
- (3) En la zona de forjado antiguo existente que es el vano de planta que no tiene bóveda, se evalúa una carga total a considerar incluyendo su p.p. de 8,30 kN/m² en uso mixto de mesas archivo y algún estante, y de 13,30 kN/m² en zonas de estantes de archivo con pasos entre ellos. (habría que evaluar las pilas de la arquería, aparte del forjado).

Tabla 1. Valores de las cargas (R. Cañas)

3.3 Estabilidad del muro-estribo

Es un hecho conocido que las bóvedas rebajadas son muy estables pero producen un elevado empuje horizontal. El problema, pues, no está en la bóveda sino en el sistema de contrarresto. En este caso los estribos son los muros laterales. Su espesor de poco más de un metro parece a primera vista escaso para una luz de casi 7 metros. En efecto, las reglas tradicionales asignan al estribo 1/4 de la luz (por ej. Fray Lorenzo de San Nicolás. Véase Huerta 2004). Pero esta regla es para iglesias con muros de un altura, hasta el arranque de las bóvedas, igual a la luz.

En este caso los muros son mucho más bajos, siendo las alturas hasta el arranque de la bóveda de 3,40 m y 2,20 m. El muro más alto presenta una fuerte carga y la situación más desfavorable es la del muro de 2,20 m (véase Fig. 4).

Para estimar la estabilidad basta con estudiar el equilibrio global del sistema bóveda-estribo. Para el empuje de la bóveda, se harán las siguientes suposiciones:

- 1) se considerará que la línea de clave es horizontal y que está a la altura de la clave de los arcos perpiaños. Esta suposición va a favor de seguridad pues el ligero peralte de las bóvedas de arista conduciría a un empuje menor.
- 2) se tomará el centro de gravedad de la media bóveda a $1/5$ de la luz. Esto es muy aproximadamente cierto. El valor se ha tomado de las tablas de Ungewitter/Mohrmann para el cálculo de bóvedas, para una bóveda de esta relación flecha luz.
- 3) el empuje resultante será el mínimo, tangente al intradós del arco perpiaño en los arranques. En realidad, para un material de resistencia finita se separaría una cantidad, pero ésta es despreciable en relación a las dimensiones generales.

En la Figura 7 se ha dibujado el esquema de equilibrio global para una rebanada de un metro de espesor. El peso P_b de la media bóveda está en equilibrio por el empuje horizontal H en la línea de clave y el peso del estribo P_e . El empuje resultante de P_b y H tiene la dirección del segmento RS. La acción de este empuje sobre el estribo desplaza el peso P_e hacia afuera una distancia x .

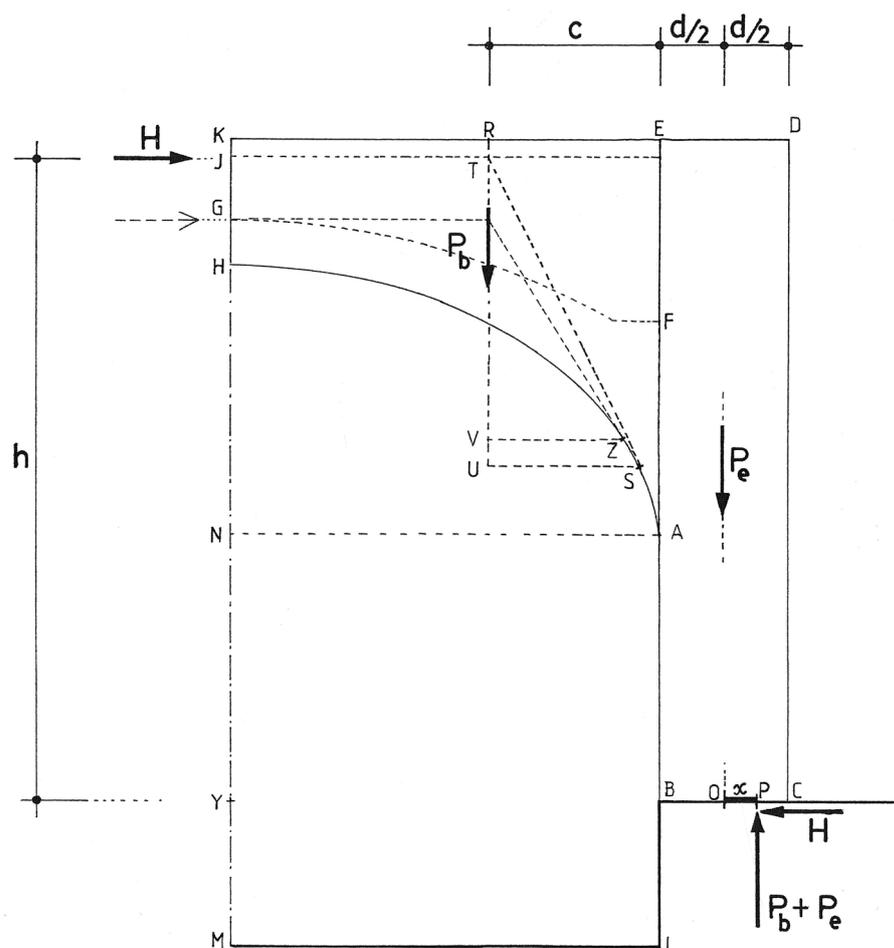


Figura 7
Esquema de equilibrio de la bóveda

El peso de la semibóveda P_b resulta de multiplicar la carga total por metro cuadrado por la semiluz de la bóveda.

Una vez considerado fijo el centro de gravedad de la semibóveda y suponiendo el empuje tangente al intradós, los valores de P_b y H están relacionados, dependiendo del punto de aplicación de H :

- si se considera H aplicado en el punto J, entonces, $P_b / H = TU / US$ y, aproximadamente, $H = 0,5 P_b$.
- si se considera H aplicado en el punto G, entonces, $P_b / H = RV / VZ$ y, aproximadamente, $H = 0,6 P_b$.

El peso del estribo será el área del rectángulo EDBC por el peso específico. Tomaremos 22 kN/m^3 (entre una mampostería y una sillería). Para las dimensiones de la figura se llega a un peso $P_e = 120 \text{ kN}$.

La distancia $c = L/5 = 7/5 = 1,40 \text{ m}$.

La altura $h = 5,30 \text{ m}$. (Si se aplica el empuje en G, $h = 4,80$.)

Estos son los parámetros que definen la estabilidad del sistema bóveda-estribo.

El cálculo de x puede hacerse analítica o gráficamente. En este caso, como se van a probar varias hipótesis de carga y soluciones de equilibrio resulta más conveniente hacerlo analíticamente. Tomando momentos respecto al punto B:

$$H(h) + P_e(d/2) - P_b(c) - (P_b + P_e)(x + d/2) = 0$$

$$x = \frac{H(h) + P_e(d/2) - P_b(c) - (P_b + P_e)(d/2)}{(P_b + P_e)}$$

La estabilidad del estribo viene dada por la distancia x que se separa la resultante en la base del centro del estribo. El coeficiente geométrico de seguridad se define como:

$$c.g.s = \frac{d/2}{x}$$

A continuación se estudiarán varias hipótesis.

Hipótesis 1: Estado actual. Carga de uso 2 kN/m^2

- La carga total sobre la bóveda se asimila a una carga de 10 kN/m^2 . $P_b = (3,5) (10) = 35 \text{ kN}$
- El empuje aplicado en J. Se supone que el tablero y los tabiquillos transmiten empuje.

El c.g.s. es de 2,95. Considerando el empuje aplicado en G el c.g.s. baja a 2,25. Estos resultados explican el buen estado de la bóveda bajo las cargas de uso hasta la actualidad.

Hipótesis 2: Se sustituyen los tabiquillos por muretes de $\frac{1}{2}$ pie. Carga total de 16 kN/m^2 .

Considerando el empuje aplicado en J. El c.g.s. vale 2,1. Si se considera aplicado en G baja a 1,60.

Si se baja la carga hasta un total de 14 kN/m^2 , el c.g.s. sube ligeramente a 2,3 con *H aplicado* en J, y a 1,75 con *H aplicado* en G.

Análisis de los resultados

El valor mínimo usual en el caso de estribos debe ser superior a 3, esto es, la resultante debe estar contenida dentro del tercio central. Este valor se puede reducir o aumentar en función de la naturaleza de la cimentación y de la altura del estribo (Huerta 2010). En este caso, al ser un estribo muy poco esbelto un valor de 3 parece adecuado.

La situación actual, Hip. 1, parece segura, pero hay que considerar que el sistema de apoyo sobre tabiquillos no cumple la normativa actual.

Los valores para la Hip. 2 están por debajo de la seguridad geométrica estándar.

3.4 Colocación de tirantes

La única manera de mejorar la estabilidad para las nuevas cargas de uso (14 ó 16 kN/m^2) es colocar un sistema de tirantes. Por motivos de estática, estos tirantes debería estar situados por encima de la bóveda. No obstante la eficacia del tirante superior está limitada por el peso de fábrica situado por encima. Puede verse en la Figura 8 que, independientemente de la resistencia del tirante, la fuerza horizontal que tiende a reducir el empuje de la bóveda depende del peso superior y del coeficiente de rozamiento de la fábrica del estribo (se desprecia la “cohesión”, suponiendo un contacto seco y directo).

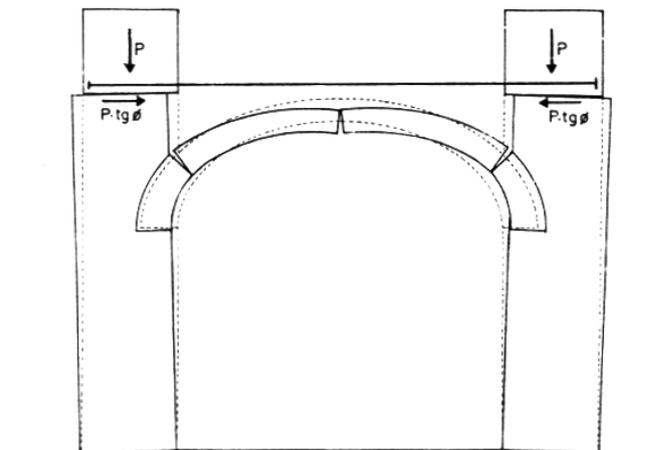


Figura 8

Limitación de la eficacia de un tirante superior ($\varphi =$ ángulo de rozamiento)

En la Figura 9 se muestra una disposición esquemática de los tirantes. Se dispone un par a ambos lados de los arcos perpiñones y otro dos a ambos extremos del salón: un total de 8 tirantes.

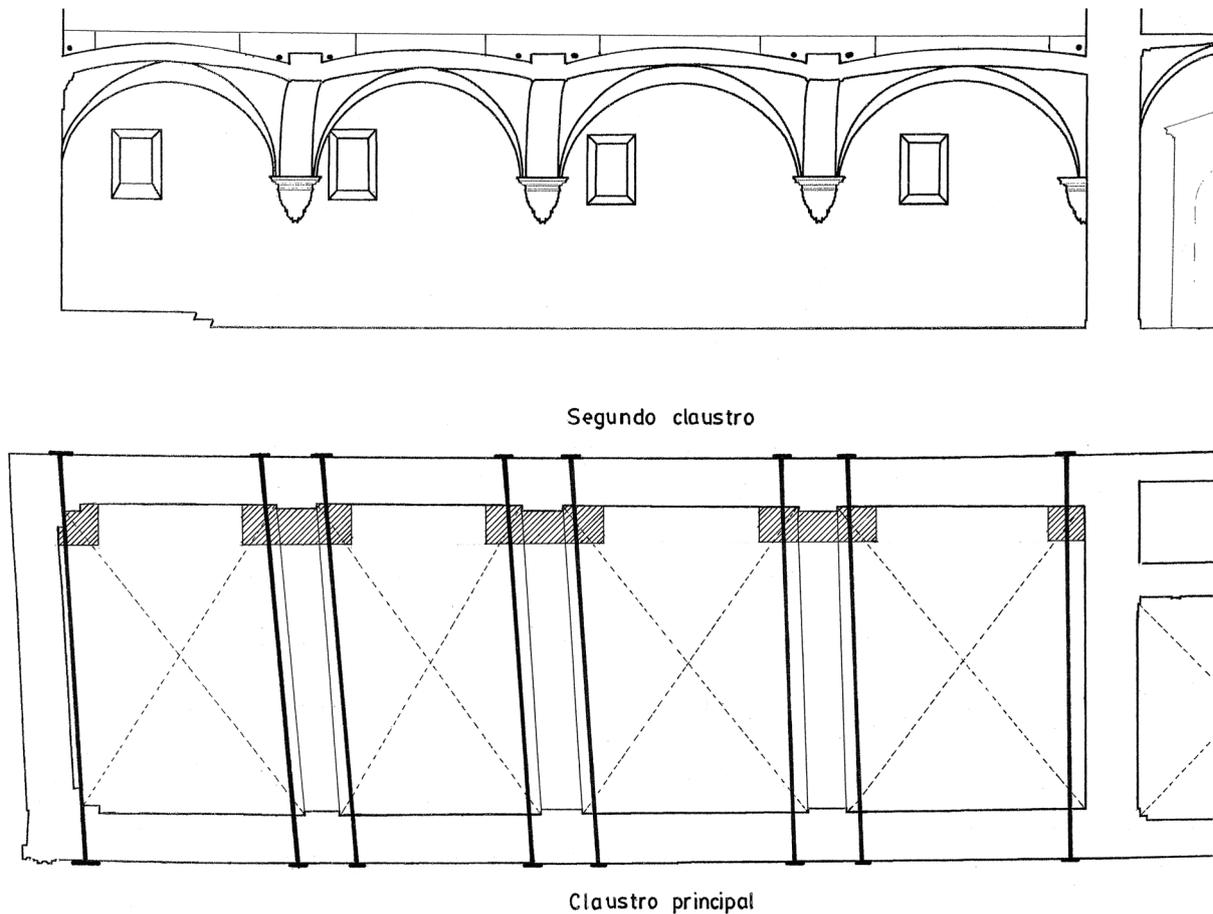


Figura 9
Esquema de disposición de los tirantes y zonas de macizado del relleno hasta el nivel del piso

Los tirantes introducen en el sistema de equilibrio de la Figura 7 una fuerza horizontal a una altura $h_T = 4,70$ m, Figura 11.

Ahora en la ecuación de equilibrio aparece un término más y la distancia x se reduce:

$$x = \frac{H(h) + P_e(d/2) - P_b(c) - (P_b + P_e)(d/2) - T(h_T)}{(P_b + P_e)}$$

Resulta sencillo calcular el valor de la fuerza del tirante T para un cierto coeficiente geométrico de seguridad. Para c.g.s. = 3, la fuerza T debe ser igual a 5,5 kN/m. El salón salón tiene una longitud de unos 24 m y la fuerza horizontal total que deben poder absorber los tirantes es de $T = 5,5 \times 24 = 132$ kN. Cada tirante debería resistir con seguridad una tracción de $132/8 = 16,5$ kN.

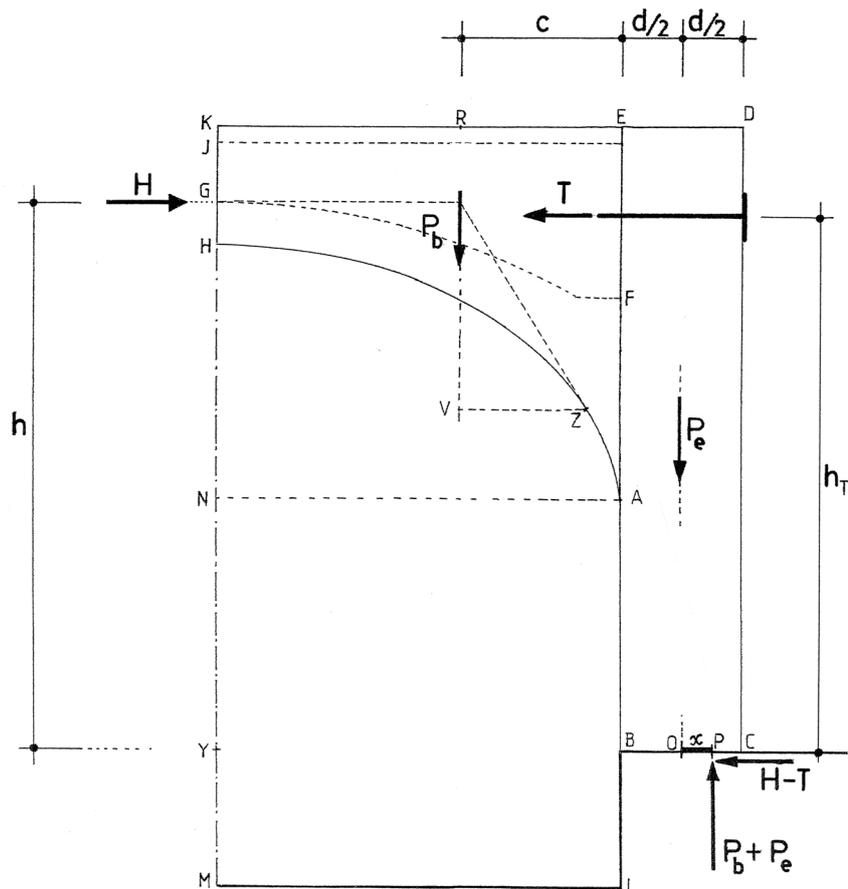


Figura 10
Sistema en equilibrio con la fuerza de los tirantes

Considerando un coeficiente de rozamiento de 0,6 (ángulo de rozamiento ϕ de unos 30°), necesitamos disponer encima del nivel de los tirantes, a cada lado, un peso de $132 \times 0,6$, unos 80 kN. Para una fábrica de 20 kN/m^3 , habría que disponer de 4 m^3 de fábrica por encima del nivel de los tirantes. Hay 8 tirantes, cada uno debe tener por encima $0,5 \text{ m}^3$ de fábrica.

En el lado del claustro principal este peso está sobradamente cubierto por el muro de carga del piso superior. Por el contrario, en el otro lado el muro muere al nivel del piso superior. Además es un muro de menor espesor.

Así, pues, sólo es preciso disponer el relleno en el lado del claustro segundo. Esto resulta sencillo pues los tirantes están a unos 0,60 cm del nivel del piso. Bastaría, pues, macizar el relleno hasta la altura del piso una distancia de al menos 1 m, como se indica en el esquema de la Figura 9.

3.5 Posible uso de archivo

El arquitecto de la Colegiata me ha pedido que considere un posible uso de archivo sobre la bóveda del Salón del Pendón. El problema del "uso de archivo" es que no está bien definido. Si el archivo se convierte en un almacén de documentos o si se incorporan archivadores deslizantes las cargas pueden ser muy superiores a las calculadas.

Para una carga total de 21 kN/m², la tracción necesaria en el tirante subiría a 9 kN/m, estos es, el volumen de fábrica se multiplicaría por $9/5,5 = 1,64$, pasando de 0,5 m³ a 0,82 m³. Este volumen de fábrica se podría disponer sin dificultad. Los tirantes ahora deberían resistir con seguridad 27 kN.

En caso de que se decidiera un uso de archivo habría que disponer las medidas y avisos pertinentes para evitar que en ningún caso se supere la carga de cálculo.

4. Conclusiones. Medidas de intervención

ESTABILIDAD ACTUAL

- La bóveda en su estado actual es segura para las cargas que ha soportado hasta ahora, como lo demuestra su supervivencia durante varios decenios.
- No obstante lo anterior, es preciso decir que el sistema de tabiquillos no cumple con los estándares actuales en lo referente a la estabilidad: los tabiquillos son demasiado esbeltos y deberían ser sustituidos.

MODIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

- Si se sustituyen los tabiquillos por un sistema de muretes de medio pie de ladrillo, se resuelve el problema anterior, pero la seguridad geométrica del estribo es insuficiente para las cargas de uso de aula o museo. Se recomienda, en cualquier caso, eliminar el sistema de tabiquillos que hoy día está fuera de norma.
- Si se coloca un sistema superior de tirantes se puede mejorar la seguridad geométrica de los estribos, disponiendo un relleno de fábrica para asegurar el anclaje de los tirantes en el lado del claustro segundo. Este dispositivo funcionaría incluso para la carga de archivo, con las precauciones que se han detallado antes.
- Finalmente, es evidente que se podrían disponer vigas apoyando en los muros de carga de los lados. Esta sería la única solución para cargas extraordinarias de museo o archivo.

Todo lo cual afirmo y rubrico a mi leal saber y entender, en Madrid a 11 de diciembre de 2016

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'S. Huerta', with a stylized flourish at the end.

Fdo. Santiago Huerta Fernández

5. Bibliografía

Cañas, Ramón. 2016. Breve reseña histórica y evolución arquitectónica. En: *Trabajos de restauración de la Real Colegiata de San Isidoro de León*. León.

Choisy, Auguste. 1997 [1883]. *El arte de construir en Bizancio* S. Huerta y F. J. Girón, eds. Madrid: Instituto Juan de Herrera / CEHOPU.

Heyman, Jacques. 1999. *El esqueleto de piedra. Mecánica de la arquitectura de fábrica*. Madrid: Instituto Juan de Herrera / CEHOPU.

Heyman, Jacques. 2011. *Teoría básica de estructuras*. Madrid: Instituto Juan de Herrera.

Heyman, Jacques. 2015. *Teoría, historia y restauración de estructuras de fábrica. Colección de ensayos (1966-2014)*. Editado por S. Huerta. 2 Vols. Madrid: Instituto Juan de Herrera.

Huerta, Santiago. 2004. *Arcos, bóvedas y cúpulas. Geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*. Madrid: Instituto Juan de Herrera.

Huerta, Santiago. 2010. The safety of masonry buttresses. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Engineering history and Heritage*, Vol. 163, 2010. pp. 3-24.

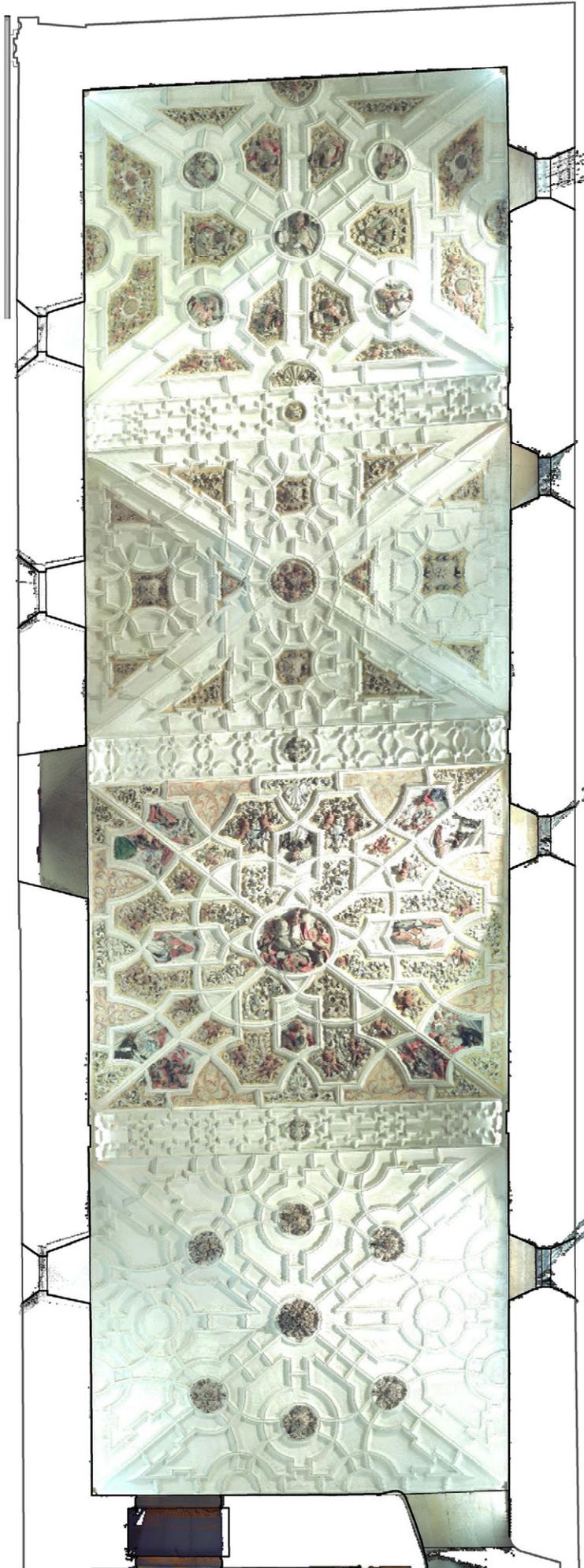
6. Láminas



1



2





4



5



6



7



8



9



10



11



12



13



14



15





17



18



19



20



21



22