

ESTUDIO INTEGRAL DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL Y PROYECTO DE CÚPULA DEL TEMPLO DE SAN FRANCISCO, CIUDAD DE CATAMARCA

Gómez, José Luis ¹; Fernández Saiz, M. del Carmen²; Ruata, M. Edel ³; Klein, Karin⁴

¹ Ingeniero Civil, ²Arquitecta, ³Arquitecta ⁴Arquitecta
Facultad de Arquitectura, Urbanismo y Diseño – U.N.C.
e-mail de contacto: ccp-cons@ciudad.com.ar

RESUMEN

Por convenio firmado entre la Facultad de Arquitectura, Urbanismo y Diseño (U.N.C.) y la Subsecretaría de Obras Públicas de la Nación se realizó el estudio integral del Templo San Francisco, en la Ciudad de Catamarca (1880-1891), con el fin de evaluar las condiciones de seguridad estructural del mismo y proponer intervenciones de recuperación. El convenio incluía el proyecto ejecutivo para la cúpula, no construida, sobre el cruce del Templo.

El siguiente trabajo describe las tareas realizadas, que incluyeron el relevamiento planialtimétrico general, para la confección de planos digitalizados y la determinación de los espesores de las bóvedas; la excavación en dos sectores del edificio para analizar las características geotécnicas del suelo y profundidad de las fundaciones; la verificación seccional de un sector de la bóveda, y el proyecto ejecutivo de la cúpula del Templo. Los resultados de estos estudios permitieron evaluar la seguridad de la estructura, proponer actuaciones para la preservación y mantenimiento del Templo, y justificar la factibilidad constructiva de la cúpula proyectada.

ABSTRACT

By an agreement between the Faculty of Architecture, Urbanism and Design (U.N.C.) and the National sub-secretariat of Public Works, we made a comprehensive study of the San Francisco Temple, in the city of Catamarca (1880-1891), in order to evaluate its structural safety and propose recovery interventions. The agreement included the executive project for the unbuilt dome over the transept.

The following paper describes the carried out tasks, which included the general planialtimetric survey, for making digitized maps and determining the thickness of the vaults; digging in two sectors of the building to analyze the geotechnical characteristics of the soil and depth of foundations; verification of a sectional area of the dome, and the final design of the dome of the Temple. The results of these studies allowed us to evaluate the safety of the structure, propose actions for the preservation and maintenance of the Temple, and justify the feasibility of the proposed constructive dome.

INTRODUCCIÓN

En 2011, la Subsecretaría de Obras Públicas del Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios y la Facultad de Arquitectura, Urbanismo y Diseño por intermedio del Taller de Investigación y Diseño Estructural de la misma, firmaron el convenio de colaboración y transferencia para la realización del estudio integral de la estabilidad estructural, relevamiento planialtimétrico y de patologías y elaboración del proyecto ejecutivo de la cúpula del Templo de San Francisco de la Ciudad de Catamarca.

Este Templo, de estilo con neto corte barroco, fue diseñado por el franciscano Luis Giorgi y su construcción se realizó entre los años 1880 y 1891. (Figura1)

Figura 1. Vista exterior e interior del Templo de San Francisco

ESTUDIOS REALIZADOS

El relevamiento planialtimétrico del templo, permitió dibujar la planta del mismo, así como un corte transversal, a partir de los cuales se generó el modelo sólido de CAD de un sector de la nave principal y laterales.

Los espesores de las bóvedas que conforman la nave principal y naves laterales del templo, se dedujeron en función de las mediciones de alturas desde el interior y exterior de las mismas, realizadas con estación total por el equipo de topógrafos. El espesor de la bóveda central resultó de 41 cm. (Figura 2)

Figura 2. Planta y Corte transversal del Templo

A partir de dos excavaciones realizadas con el objeto de explorar las condiciones geotécnicas del suelo de fundación, pudo verificarse que la profundidad de la cimentación es de 1,8 metros, por lo que en el modelo se prolongó la altura de muros de la iglesia más allá del nivel de piso, llegando con los mismos a la profundidad de contacto suelo-cimiento, con el objeto de poder establecer una comparación entre las tensiones de compresión resultantes en la base de los muros, en dicho horizonte de fundación, originadas por la carga permanente de la construcción, y los datos de capacidad portante del terreno aportados por el estudio geotécnico.

El dato aportado por el estudio geotécnico con relación a la capacidad portante del suelo, obtenido mediante la teoría de Terzaghi, indicó tomar como tensión admisible del suelo donde asienta la construcción unos $0,69 \text{ kg/cm}^2$, con un coeficiente de seguridad igual a 3. Por lo tanto, el valor de tensión de rotura del terreno resultó, según el mencionado estudio, de $2,07 \text{ kg/cm}^2$.

MODELADO DEL SECTOR DE LA BÓVEDA

El modelo del sector del templo, realizado como sólido en Autocad, fue posteriormente mallado automáticamente para la definición de los elementos “bricks”, tetraedros y prismáticos, y procesado mediante el programa de análisis por elementos finitos Algor V19. (Figura 3)

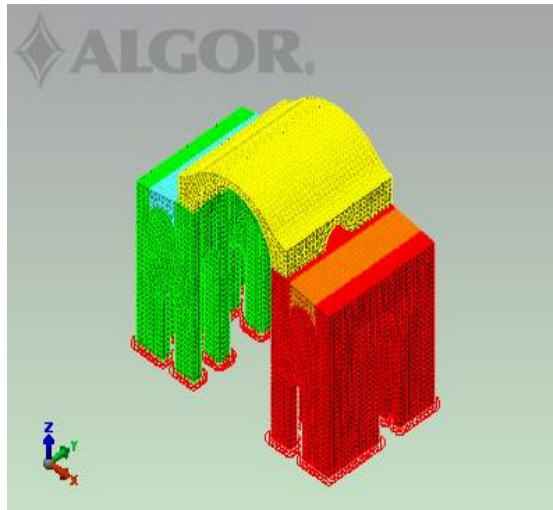


Figura 3. Modelo sólido con definición de elementos finitos

El tipo de análisis tensional realizado fue el de Tensión Estática con Materiales Lineales y se realizó con el estado de cargas de servicio permanentes, derivadas del peso propio de la construcción.

El material constructivo de las bóvedas y muros, mampostería cerámica, se definió con una densidad de 1600 kg/m^3 y un módulo de elasticidad de $2,7e^{10} \text{ N/m}^2$ (270000 kg/cm^2).

Resultados del Análisis Tensional del Sector de la Bóveda

Tensiones de Compresión: Las tensiones de compresión máximas en la bóveda muestran valores muy bajos para la capacidad resistente de la mampostería (no superiores a $2,5 \text{ kg/cm}^2$). (Figura 4)

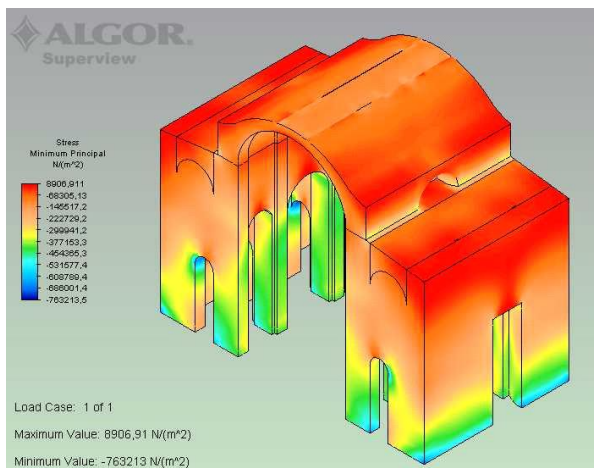


Figura 4. Tensiones de Compresión

Estas tensiones se van incrementando hacia la zona de los arranques de la bóveda, llegando a unos 3 kg/cm^2 en promedio, en la zona de su encuentro con los muros donde se apoya. El color rojo en el mapa de tensiones de compresión indica valores que incluso llegan a tener signo positivo (tracciones) aunque con valores muy bajos, como ocurre en el borde inferior de los nervios de refuerzo de la bóveda y en parte de la zona de arranque de la misma, esto podría tener su correlato, respectivamente, en las fisuras y humedades visualizadas en el interior de la nave de la iglesia, en esos dos sectores. (Figura 5)

Figura 5. Tensiones de Compresión

Por su parte, en la base de los muros y columnas, al nivel de terreno de fundación, las tensiones máximas llegan a los 763213 N/m^2 (aproximadamente $7,6 \text{ kg/cm}^2$), azul oscuro del mapa tensional, en algunos puntos muy localizados, pero puede tomarse como tensión de compresión en la base de muros un valor promedio de $3,8 \text{ kg/cm}^2$, colores celeste a beige claro. (Figura 6)

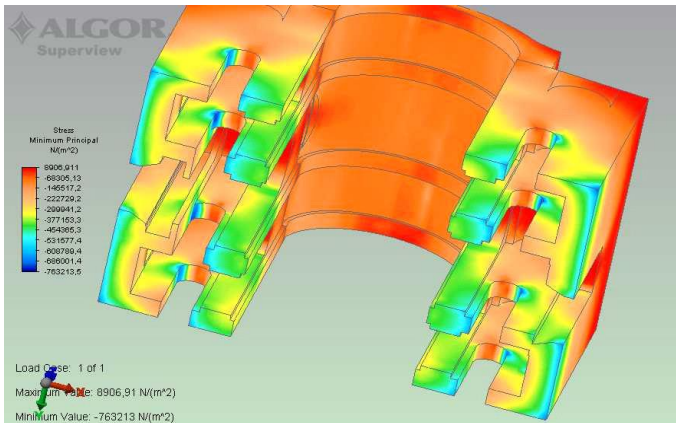


Figura 6. Tensiones de compresión en bases de muros

Este valor de tensiones transmitidas al terreno por la construcción, derivadas sólo de las cargas permanentes, resulta preocupante para la continuidad de los trabajos de restauración del Templo si se lo compara con el dato aportado por el estudio geotécnico de $2,07 \text{ kg/cm}^2$ como tensión de rotura del terreno.

Se considera necesario, para una etapa posterior del estudio, profundizar el estudio geotécnico a los fines de ratificar o rectificar los valores de rotura de suelo mencionados, así como también realizar modelos de otros sectores de la iglesia, o incluso de la totalidad del edificio, controlando exhaustivamente las mediciones realizadas con relación a espesores de muros y bóvedas, que permitan elaborar conclusiones de mayor precisión sobre el grado de seguridad del templo.

Tensiones de Tracción: en la bóveda los mapas tensionales de tracciones de la nave central muestran resultados que condicen con la visualización de fisuras durante el relevamiento, en los arcos de refuerzos. (Figura 7)

Figura 7. Fisuras en los nervios de la bóveda

En el intradós de la bóveda se observan zonas de tensiones de tracción con valores entre 0,23 y 1,07 kg/cm² (colores verde y amarillo). Estas tensiones, si bien están por debajo de la capacidad resistente aceptable de la mampostería cerámica, estimada en 1,8 kg/cm², presuponen la existencia de una excentricidad de la línea de presiones dentro de la sección, que bajo algún estado de sobrecarga variable, no previsto en este análisis, pudo ocasionar las fisuras existentes. (Figura 8)

Figura 8. Zonas de tracciones en los nervios de la bóveda

Por otra parte, el análisis tensional muestra sectores de tracción de cierta importancia en las claves de varios de los arcos que conforman los dinteles de las aberturas que vinculan la nave central con los laterales, y las aberturas de los locales laterales, con valores de tensión que están entre los 1,07 y 2,7 kg/cm², superando la capacidad resistente de la mampostería, lo que se corresponde con las fisuras relevadas en las mismas. (Figura 9)

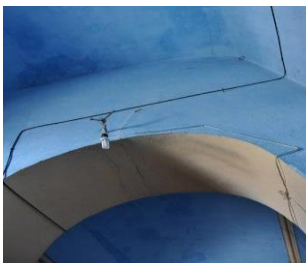


Figura 9. Zonas de tracciones en arcos dinteles

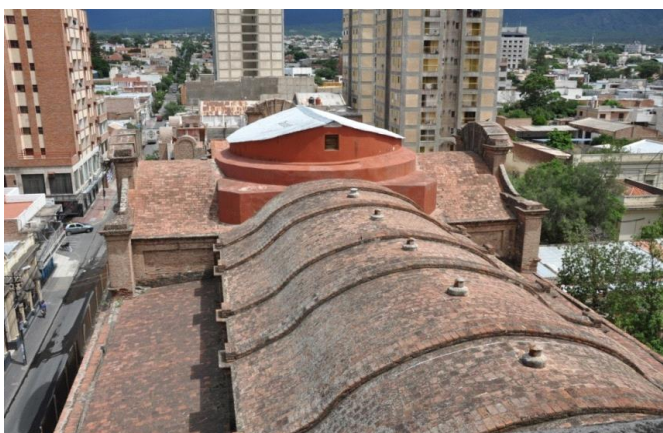
PROYECTO PARA LA CÚPULA DEL TEMPLO

Para el sector del crucero, y en reemplazo del cerramiento superior existente actualmente, se proyectó una cúpula con estructura de acero, conformada por seis arcos semicirculares reticulados concéntricos, de 9,60 metros de luz entre apoyos, que se vinculan en el centro a través de un anillo también de acero, conformando una linterna de 1,20 metros de diámetro, que permitirá una entrada de luz cenital en el punto central del crucero.

De tal forma, la planta de la cúpula conforma una figura poligonal constituida por doce sectores curvos trapeziales, cuya base mayor tiene 2,72 metros de longitud, y 0,35 metros en la base menor, que limita la linterna central.

El anillo de mampostería existente, deberá ser reemplazado por un anillo de acero construido con perfiles laminados UPN MC 12 x 30 rolados, encargados de equilibrar los empujes de los arcos reticulados vinculados al mismo, de modo tal que sólo se transmitan acciones verticales a los muros de mampostería cerámica existentes.

Previo a la colocación de este anillo de acero exterior, se deberá verificar la capacidad resistente de la mampostería masiva de asiento y fijación del mismo y de la cúpula toda, mediante ensayos a compresión y flexión de al menos dos muestras extraídas al efecto, y construir los refuerzos e insertos metálicos de fijación necesarios. (Figura 10)



Construcción a demoler

Figura 10. Sector de ubicación de la cúpula proyectada

Los 12 semiarcos reticulados de acero que conforman la estructura principal están constituidos por perfiles PCF U 84 x 40 x 2, para los cordones, y perfiles PCF C 80 x 50 x 15 x 2 para las diagonales y montantes. Estos concurren hacia el anillo interior, también conformado con perfiles de acero, encargado de transmitir los esfuerzos, una vez completado el montaje de toda la estructura. (Figura 11)

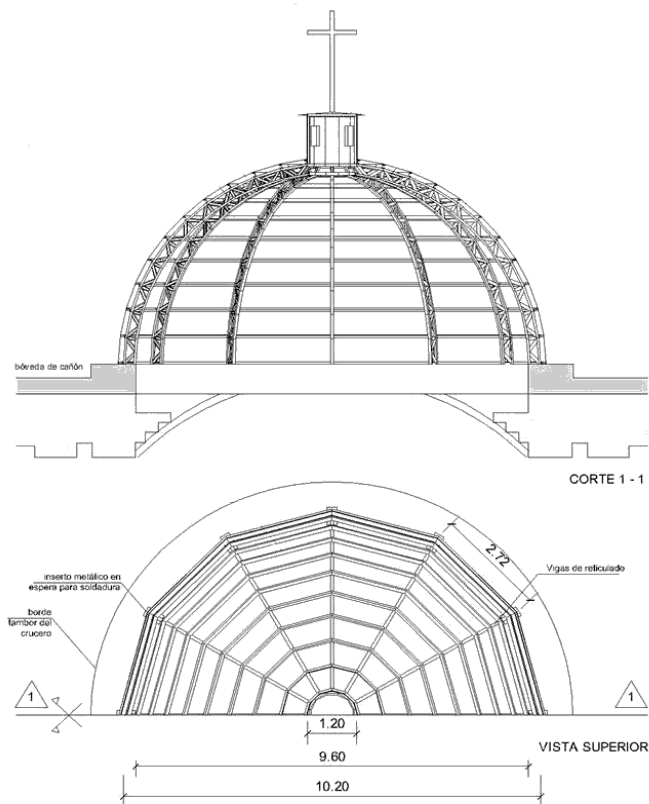


Figura 11. Planta y Corte de la cúpula proyectada

Entre los arcos reticulados y sobre el cordón exterior de los mismos, se colocarán correas metálicas, constituidas por perfiles PCF C 100 x 50 x 20 x 2 mm, separadas entre sí 0,68 m en coincidencia con los nudos del reticulado de los arcos. La luz máxima de estas correas es 2,63 m.

Los arcos reticulados que conforman la cúpula fueron verificados bajo las combinaciones de cargas estipuladas por el Reglamento CIRSOC 301 para cargas permanentes y viento; cuatro combinaciones para el diseño de secciones por resistencia aplicando coeficientes de mayoración y dos combinaciones para verificación de deformaciones, sin mayorar.

Para cargas permanentes se consideraron el peso propio de la estructura de acero, y la carga del peso de la cubierta de chapa preoxidada, aislaciones y cielorraso de placas de yeso (35 kg/m²).

Para la determinación de cargas de viento, según el Reglamento CIRSOC 102, se consideró la velocidad de referencia $\beta = 26$ m/seg, estimada para la ciudad de Catamarca.

Para edificios del Grupo 1 (construcciones cuyo colapso o deterioro puede afectar la seguridad) corresponde:

-Coeficiente de velocidad probable: $c_p = 2,13$

-Velocidad Básica de Diseño:

$$V_0 = \beta \times c_p = 26 \text{ m/seg} \times 2,13 = 55,4 \text{ m/seg}$$

-Presión dinámica básica:

-Presión dinámica de cálculo:

El coeficiente adimensional $c_z = 0,86$, corresponde para una rugosidad del tipo II, (zonas llanas y poco rugosas) y una altura de la construcción entre 10 y 20 metros.

Se consideró el coeficiente de reducción por dimensiones, $c_d = 0,85$.

Para establecer la distribución de presiones sobre la superficie de la cúpula se han tomado los datos publicados en el libro "Ação do vento em telhados", para cubiertas esféricas. Se han las definido curvas isobáricas y el perfil de succiones y presiones, como se indica en planta y corte esquemáticos. (Figuras 12 y 13)

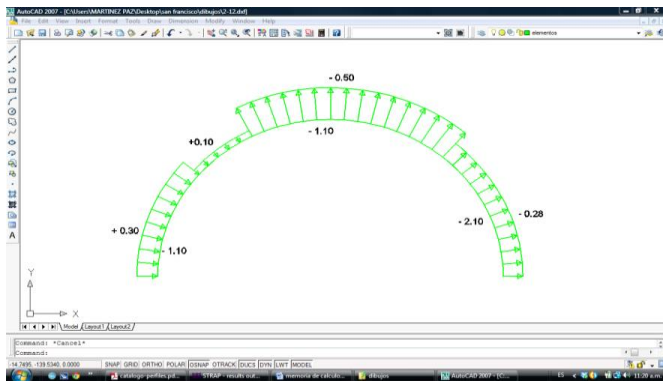
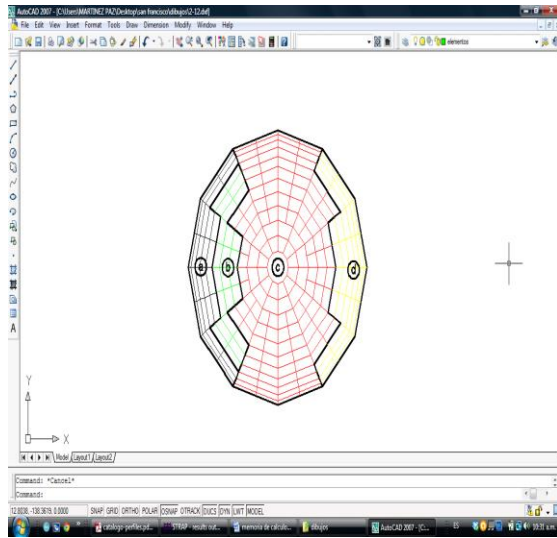


Figura 12. Planta esquemática.

Curvas isobáricas

Figura 13. Corte esquemático. Perfil de presiones y succiones sobre cubierta

Los valores de presiones resultaron:

$$\text{zona a: } 0,8 \times 140,2 \text{ kg/m}^2 = 112,16 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{zona b: } 1 \times 140,2 \text{ kg/m}^2 = 140,2 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{zona c: } 1,6 \times 140,2 \text{ kg/m}^2 = 224,32 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{zona d: } 2,3 \times 140,2 \text{ kg/m}^2 = 322,46 \text{ kg/m}^2$$

La verificación seccional de las barras que constituyen los arcos reticulados se realizó con el software de análisis por elementos finitos Strap, mediante un modelo espacial de la estructura. (Figura 14)

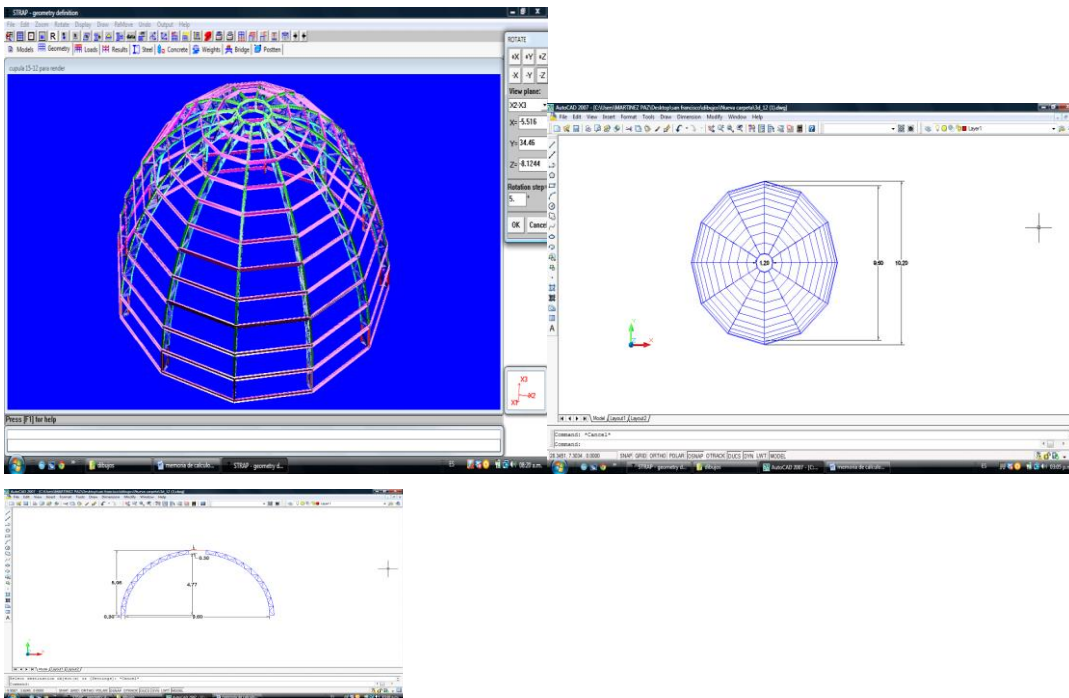
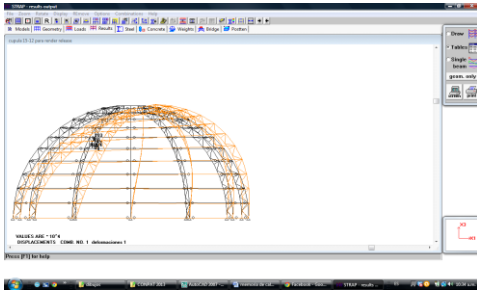


Figura 14. Planta, alzado y perspectiva del modelo de la cúpula para Strap

La verificación estructural de la cúpula mostró deformaciones laterales máximas de 0,00995 m, para la combinación más desfavorable, con intervención de la acción de viento, valor menor que lo establecido por CIRSOC 303:



(Figura 15)

$$\text{luz}/160 = 5,10 \text{ m}/160 = 0,034 \text{ m} > 0,00995 \text{ m}$$

Figura 15. Deformaciones globales con cargas de viento

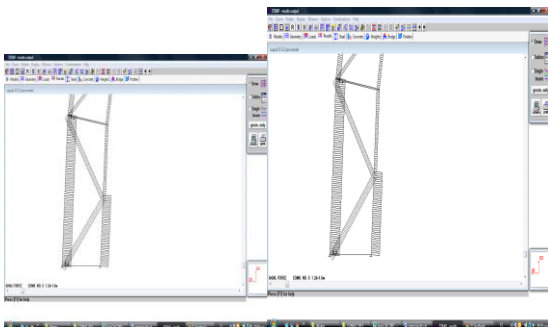
Por su parte, la flecha máxima de correas, de 0,000142 m es mucho menor que la aceptable: $\text{luz}/200 = 2,63/200 = 0,01315 \text{ m}$.

Las solicitaciones máximas en las barras de los arcos reticulados, todas para la combinación 1,2 D + 1,6 W, con los siguientes valores, con los cuales se verificaron las secciones de perfiles propuestos: (Figura 16)

Cordón Exterior: $N = 7,065 \text{ t}$ (compresión) - $M_f = 0,019 \text{ tm}$

Cordón Interior: $N = 7,08 \text{ t}$ (compresión) - $M_f = 0,024 \text{ tm}$

Diagonales: $N = 2,982 \text{ t}$ (compresión) - $M_f = 0,023 \text{ tm}$



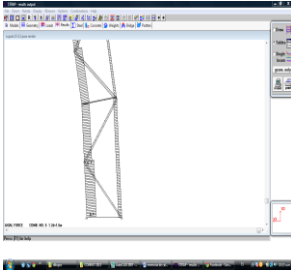


Figura 16. Barras con solicitaciones Normales máximas

El estudio del Templo, incluyó también la verificación del entrepiso que conforma la zona del coro, que mostraba visualmente deformaciones superiores a las aceptables, y también la verificación de los pináculos ornamentales exteriores, ubicados en las esquinas frontales del templo, con importantes manifestaciones patológicas, ambos estudios no desarrollados en este trabajo.

CONCLUSIONES

La verificación tensional de la bóveda, bajo el estado de cargas permanentes, evidenció zonas de tracciones en la mampostería cerámica, compatibles con las fisuras observadas en el relevamiento visual, sobre todo en los dinteles en arco, por lo que se proponen tareas de refuerzo y restitución de las condiciones de transmisión de esfuerzos entre los mampuestos que los componen.

Se indicó profundizar el estudio geotécnico con la realización de nuevas exploraciones del nivel de fundación, para certificar los valores obtenidos, en función de la preocupante tensión resultante a nivel de base de los muros, superior al valor de rotura del terreno resultante.

Por otra parte, antes de proseguir con las tareas de restauración general del Templo y principalmente con la construcción de la cúpula proyectada, se hace necesario realizar nuevas mediciones y calicatas que permitan ratificar o rectificar los espesores de muros y bóvedas existentes, así como las cargas permanentes derivadas de rellenos y cubiertas para la confección de otro modelo del sector del crucero, que deberá verificarse también bajo acción sísmica, atendiendo a la ubicación geográfica de la obra, para poder garantizar a futuro la estabilidad global de la estructura.

Aspectos relacionados con la preservación y el respeto por lo patrimonial condicionaron fuertemente el diseño y características de la cúpula. Actualmente el equipo está desarrollando el proyecto ejecutivo para su construcción.