



**APROXIMACIÓN ARQUITECTÓNICA Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE
LA CAPILLA DE SAN VICENTE DE PAUL
1959 COYOACÁN, MÉXICO
FÉLIX CANDELA**

Autora: Granell Santamaria, Sílvia

Tutor: Fenollosa Fomer, Ernesto Jesús

Cotutor: Mazarredo Aznar, Luis María de

TRABAJO FINAL DE GRADO

Grado en Fundamentos de la
Arquitectura

Escuela Técnica Superior de
Arquitectura de Valencia

Universidad Politécnica de Valencia
Curso 2016/2017



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCOLA TÈCNICA
SUPERIOR
D'ARQUITECTURA

“Mi trabajo consiste en convencer de que el éxito no estriba en construir formas extravagantes”.

Félix Candela. Tacuba, México (1956). El mago de los cascarones de hormigón.

RESUMEN

La Capilla de San Vicente de Paul situada en Coyoacán, México, fue proyectada por Félix Candela con la colaboración de Enrique de la Mora y Fernando López Carmona en 1959. En esta capilla Candela sintetiza sus ideas arquitectónicas mostrando su capacidad estructural.

El interés de esta obra reside en el empleo del paraboloides hiperbólico de hormigón armado como cubierta. El arquitecto trata de encontrar la estructura idónea para cada edificio, según su programa y función. En este edificio en concreto la estructura busca el diseño de un espacio arquitectónico a la vez que desea aportar una sensación de ligereza a la cubierta. Dicha sensación, la consigue obviando cualquier soporte o partición en el interior de la capilla, dando lugar así a un espacio diáfano. En esta idea de ligereza también interviene el empleo del mínimo espesor de las láminas que cubren el espacio. Para conseguir un mejor funcionamiento con el que reducir las tensiones y las deformaciones, adhiere los pilares de cerramiento a la estructura, evitando así la deformación excesiva en el perímetro de los cascarones.

El análisis detallado de las tensiones y deformaciones obtenidas mediante el modelo informático generado, demuestra la idoneidad de la estructura propuesta por Candela.

Palabras clave: Capilla San Vicente de Paul, Félix Candela, análisis estructural, paraboloides hiperbólico, modelo elementos finitos.

RESUM

La Capilla de San Vicente de Paul situada en Coyoacán, Mèxic, va ser projectada per Fèlix Candela amb la col·laboració d'Enrique de la Mora i Fernando López Carmona en 1959. En aquesta capella Candela sintetitza les seues idees arquitectòniques mostrant la seua capacitat estructural.

L'interès d'aquesta obra residix en l'ús del paraboloides hiperbòlic de formigó armat com a coberta. L'arquitecte trata de trobar l'estructura idònia per a cada edifici, segons el seu programa i funció. En aquest edifici en concret l'estructura busca el disseny d'un espai arquitectònic a la vegada que desitja aportar una sensació de lleugeresa a la cubrició. La dita sensació, l'aconsegueix obviant qualsevol suport o partició en l'interior de la capella, donant lloc així a un espai diàfan. En aquesta idea de lleugeresa també intervé l'ús del mínim grossor de les llamines que cobreixen l'espai. Per a aconseguir un millor funcionament amb el qual reduir les tensions i les deformacions, adhiereix els pilars de tancament a l'estructura, evitant així la deformació excessiva en el perímetre de les closques.

L'anàlisi detallat de les tensions i deformacions obtingudes mitjançant el model informàtic generat, demostra la idoneïtat de l'estructura proposada per Candela.

Paraules clau: Capilla San Vicente de Paul, Félix Candela, anàlisi estructural, paraboloides hiperbòlic, model elements finits.

ABSTRACT

The Chapel of Saint Vincent de Paul located in Coyoacán, Mexico, was designed by Felix Candela with the collaboration of Enrique de la Mora and Fernando Lopez Carmona in 1959. In this chapel Candela synthesizes his architectural ideas showing his structural capacity.

The interest of this work resides in the use of hyperbolic paraboloid of reinforced concrete as cover. The architect tries to find the structure suitable for each building, according to its program and function. In this particular building the structure seeks the design of an architectural space while at the same time wishing to provide a feeling of lightness to the covering. This sensation is achieved by avoiding any support or partition in the interior of the chapel, giving rise to a diaphanous space. In this idea of lightness also intervenes the use of the minimum thickness of the shells that cover the space. To achieve a better functioning with which to reduce tensions and deformations, it adheres the closing supports to the structure, thus avoiding excessive deformation in the perimeter of the shells.

The detailed analysis of the tensions and deformations obtained through the computer model generated, shows the suitability of the structure proposed by Candela.

Key words: Saint Vincent de Paul Chapel, Félix Candela, structural analysis, hyperbolic paraboloid, finite element model.

OBJETIVOS

La Capilla de San Vicente de Paul es una de las numerosas obras que diseñó y proyectó el famoso Félix Candela. Se trata de una obra no tan conocida ni publicada como pueden estar otras del mismo autor, sin embargo esta capilla es interesante no sólo por el espacio que crea sino también por la tipología estructural que utiliza formada por tres láminas de paraboloides hiperbólicos. La capilla fue proyectada en 1959 por el famoso arquitecto con la colaboración de Enrique de la Mora y Fernando López Carmona.

El objetivo de este trabajo será conocer el impacto que tuvo Félix Candela en la arquitectura de la época mediante sus singulares formas arquitectónicas destacando la influencia de la forma de la estructura en el comportamiento de la misma, asimismo poner en valor los espacios arquitectónicos que resultan de dichas formas, para terminar con un análisis detallado sobre la estructura de dicha capilla.

En primer lugar se realizará una breve introducción que nos permitirá entender el contexto histórico, político y social en el que se encontraba el arquitecto. Se pretende así establecer las bases y entender las motivaciones del arquitecto para que el edificio que finalmente construyó fuera ese y no otro distinto. También se realizará un estudio sobre la influencia de Félix Candela en la arquitectura religiosa mexicana, ya que esta capilla no fue la única que construyó.

En el siguiente apartado se elaborará un estudio sobre el paraboloides hiperbólico, atendiendo su evolución desde su inicio hasta Félix Candela, a su geometría y su comportamiento estructural, y a la evolución del paraboloides hiperbólico en la obra del arquitecto.

Posteriormente se analizará exhaustivamente la Capilla de San Vicente de Paul, con la intención de poner en valor tanto esta obra desconocida, como la tipología estructural y técnica constructiva adoptada, de modo que se estudiará en detalle la solución empleada y el proceso constructivo seguido para la ejecución de la estructura, teniendo en cuenta el contexto histórico en que se encontraba.

Para ello se propone la siguiente metodología; a partir de la información recogida en los planos, se generará un modelo estructural a base de elementos finitos y barras con la ayuda del programa informático de cálculo Architrave. A partir de ahí, se analizarán de forma aproximada las cargas a las que podría estar sometida la estructura real, para más tarde aplicárselas a la modelización, incluyendo el efecto del viento. Seguidamente, se realizará una comparación con cuatro modelos estructurales distintos con el objetivo de entender por qué Candela se inclinó por la solución final.

Por último, con el modelo que utilizó el arquitecto, se estudiarán los resultados obtenidos mediante el programa informático y a partir de ellos se desarrollarán una serie de conclusiones buscando alguna que pueda aplicarse a otros edificios de equivalentes características, con la misma tipología estructural y la misma técnica constructiva.

ÍNDICE

1. FÉLIX CANDELA

1.1 BIOGRAFÍA

Etapa de formación. España (1910 -1939)

Etapa profesional. México (1939 -1970)

Etapa académica. Estados Unidos (1971 -1997)

1.2 PENSAMIENTO

1.3 INFLUENCIA EN LA ARQUITECTURA RELIGIOSA

1.4 CRONOLOGÍA VIDA Y OBRA

2. PARABOLOIDE HIPERBÓLICO

2.1. HISTORIA Y EVOLUCIÓN HASTA FÉLIX CANDELA

2.2. GEOMETRÍA Y EXPRESIVIDAD

2.3. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

2.4. EVOLUCIÓN DEL HYPAR EN FÉLIX CANDELA

3. CAPILLA DE SAN VICENTE DE PAUL, MÉXICO D.F. 1959

3.1 CONTEXTO Y ENTORNO

3.2 PROYECTO ARQUITECTÓNICO

3.3 ESTRUCTURA DEL PROYECTO

3.4 TÉCNICA CONSTRUCTIVA

4. MODELO DE CÁLCULO

4.1 DISCRETIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA REAL

4.2 EVALUACIÓN Y ASIGNACIÓN DE CARGAS

4.3 COMBINACION DE CARGAS

4.4 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

4.5 COMPARACIÓN DE DIFERENTES MODELOS PARA

LA COMPROBACIÓN DEL MODELO UTILIZADO POR

FÉLIX CANDELA

4.6 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL: ANÁLISIS DE

LOS RESULTADOS

Efecto de las cargas gravitatorias

Efecto de la carga de viento

5. CONCLUSIONES

6. BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS A IMÁGENES

6.1. FUENTES

6.2. REFERENCIAS DE IMÁGENES



1 | FÉLIX CANDELA

1.1 | BIOGRAFÍA

Félix Candela nació el 27 de enero de 1910 en Madrid, fue una de las figuras fundamentales de la arquitectura del siglo XX en cuanto al desarrollo de estructuras laminares de hormigón armado, popularmente conocidas como cascarones.

Está considerado como un pionero de la arquitectura sostenible por su compromiso de realizar obras económicas, bellas y duraderas. Su influencia se extendió por el mundo, y todavía hoy podemos hallarla en la expresión formal de algunos arquitectos contemporáneos.

Su vida se dividió en tres etapas de duración similar, en las que residió en tres países distintos, cada etapa se puede identificar con su trayectoria vital:

• Etapa de formación. España (1910 -1939)

Madrid fue el escenario en el que desarrolló su infancia y su juventud. Desde su infancia fue un alumno aventajado, acompañaba los estudios con el deporte, y desde pequeño se aficiona al excursionismo. En su adolescencia se incorpora a la sociedad gimnástica y a los 15 años empezó a hacer toda clase de deportes, siendo el deporte en el que más destacó el esquí alpino.



Imagen 1.1 Félix Candela, c 1936. FDCA-PU

Al terminar el bachillerato no tenía todavía una vocación bien concretada, pero optó por estudiar Arquitectura animado por un cliente de su padre. Hizo los dos primeros años de Ciencias Exactas que se exigían para ingresar a la Escuela de Arquitectura, en los que Candela comentó que fue fundamental para su formación el “[...] haber estudiado la analítica, la métrica y la trigonometría tan seriamente [...]”¹.

No obstante su ingreso a la carrera se retrasó un año por las dificultades para pasar sus pruebas de dibujo. En 1929, cuando consiguió su admisión en la Escuela de Arquitectura, falleció su padre por tuberculosis pulmonar.

Éste empezó a interesarse por las estructuras laminares de hormigón armado a través de revistas contemporáneas que consultaba en la biblioteca. Se licenció en Arquitectura en 1935 un año antes de que estallara la Guerra Civil. Pero por la confusión del momento no pudo recoger su título de la Escuela de Arquitectura de la Universidad de Madrid. En 1936, como premio a su tesis doctoral se le otorgó una beca, para ampliar sus estudios sobre estructuras laminares en Alemania, pero este viaje se vio frustrado, pues la Guerra Civil estalló el mismo día que partía su tren.

Este incidente le planteó un dilema que no dudó en resolver dando su apoyo a la República y alistándose en el Ejército Popular. Tiempo después tuvo que iniciar el camino hacia el exilio junto al bando derrotado en la retirada de Cataluña. El 8 de febrero de 1939 cruzó la frontera y se refugió en un campo de concentración en Perpiñán, en el que estuvo 3 meses.

El 24 de mayo de 1939 partió hacia México en el barco francés Sinaia, con 1.599 refugiados, iniciando así un nuevo exilio que suponía breve, pero que duró casi cincuenta años. En México, le esperaba un futuro incierto siendo éste un país desconocido que lo acogió fraternalmente.

¹Félix Candela 1910 – 2010. Generalitat Valencia. IVAM

• Etapa profesional. México (1939 -1970)

La segunda etapa de Félix Candela inició al tocar tierra en el puerto de Veracruz en Junio de 1939. Ya en la capital del país, comenzó a buscar opciones de trabajo. La primera oportunidad laboral vino de las propias organizaciones de ayuda a los refugiados. Así se inició para él una década algo inestable pero muy intensa que le llevó a desarrollar diversos trabajos por buena parte del país.

En 1941 confirmó la nacionalidad mexicana, sin embargo por otra parte las cosas no fueron tan sencillas con los trámites de homologación de su título profesional ya que nunca había recogido el título original. El no haber logrado la confirmación de su título no fue impedimento para que ejerciera la profesión de manera completa, salvando el problema de la firma de proyectos con asociados que lo hicieran por él.

Después de unos años en los que Félix aprovechó para progresar en sus investigaciones sobre cubiertas ligeras y para estudiar las características del hormigón aireado, vino la mejor parte de su etapa profesional. En el verano de 1949, consiguió construir su primer cascarón experimental.



Imagen 1.2 Félix Candela. FDCA-PU



Imagen 1.3 Félix Candela enseñando un diseño de sus hyper experimentales

“Era como si todos los acontecimientos previos de mi vida empezaran a tener sentido y significado. Comencé a sentirme mentalmente en forma, como un atleta se siente físicamente. Me di cuenta de que había llegado el momento de hacer algo.”²

A partir de entonces se convierte en un constructor de éxito, que alcanzó su máximo auge a lo largo de las dos décadas siguientes con los trabajos que realizaría desde su empresa Cubiertas Ala, fundada en 1949, en la que actuaba como arquitecto, diseñador estructural, consultor, calculista y constructor. Al principio le faltaron los clientes, pero la incorporación de los primeros arquitectos mexicanos a Cubiertas Ala, fue la clave para el ascenso de la compañía.

Las ingeniosas mentes que coincidían en Cubiertas Ala se esforzaban duramente en resolver los problemas estructurales y constructivos de los proyectos siguiendo las tres premisas fundamentales de la filosofía de Félix Candela; economía, sencillez de cálculo y flexibilidad. Y para ello se trabajaba fundamentalmente con una forma geométrica que reunía todas estas características: el paraboloides hiperbólico.

En 1952 el mundo conoció el Pabellón de Rayos Cósmicos que Candela construyó en la Ciudad Universitaria de la UNAM (Universidad Nacional Autónoma de México) este fue el primer ejemplo de cubierta formada con un paraboloides hiperbólico. La empresa elaboró 1.439 proyectos de los que se realizaron 869, sumando un total de un millón de metros cuadrados de espacio arquitectónico.

Desde 1961, cuando se le concedió el premio Augusto Perret, se solicitaba su presencia en muchos países. En 1971, después de realizar su última gran obra en México, el Proyecto del Palacio de los Deportes para las Olimpiadas, decidió dejar México y trasladarse a Estados Unidos.

²Colin Faber, *op. cit.* pág.15

• Etapa académica. Estados Unidos (1971 -1997)

En 1971 Candela decidió emigrar a los Estados Unidos al aceptar la oferta de la Escuela de Arquitectura de la Universidad de Illinois, para incorporarse a su plan docente como profesor. Entre las razones que lo incitaron a tomar esta medida estuvieron su progresivo distanciamiento de Cubiertas Ala, la sensible pérdida de encargos profesionales, el tenso ambiente político que se vivía en México, y el hecho de que una universidad norteamericana reconociera su labor académica con tan importante nombramiento.

Aunque su actividad constructora disminuyó notablemente en los Estados Unidos, se centra entonces en la docencia y la consultoría para grandes estudios de arquitectura. Adquirió la nacionalidad estadounidense en 1978, año en que se jubiló como profesor de la universidad de Illinois, que le nombró Doctor honoris causa.

Hacia 1980 inició en España una práctica profesional que, combinada con la de Norteamérica, hizo que pudiera dedicar menos tiempo al diseño de las estructuras. Félix Candela murió en Raleigh, Carolina del Norte el 7 de diciembre de 1997, cuando se hallaba sumergido en la construcción de su último proyecto, el Oceanográfico de las Ciudad de las Artes y las Ciencias en Valencia, éste sería el remate de una brillante carrera.

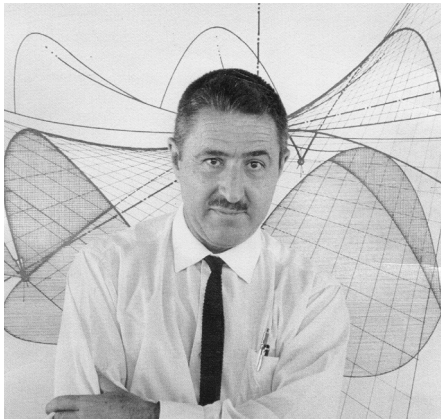


Imagen 1.4 Félix Candela junto a su diseño del restaurante Los manantiales.



Imagen 1.5 Félix Candela junto con Santiago Calatrava

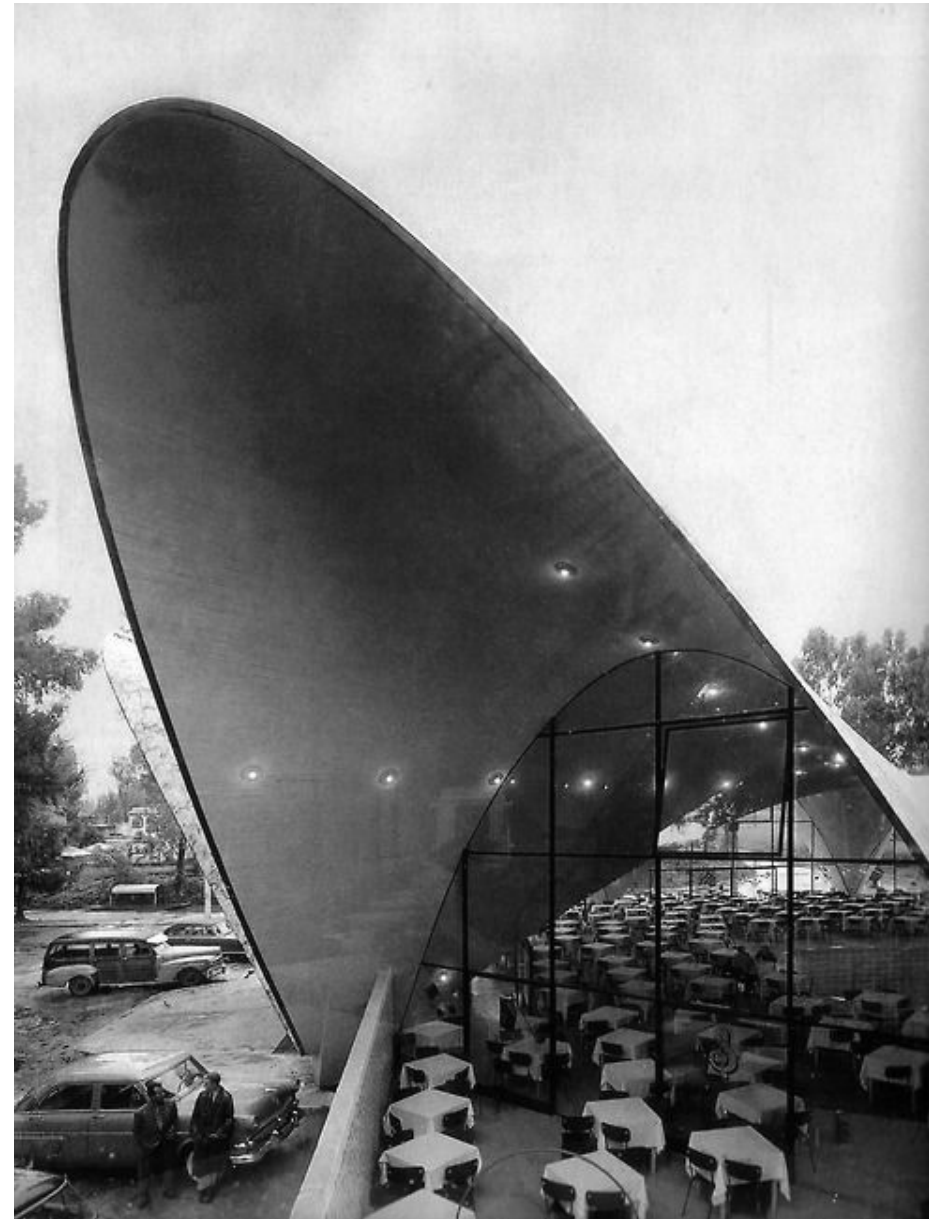


Imagen 1.6 Restaurante "Los Manantiales". 1958

1.2 | PENSAMIENTO

Félix Candela destaca por su mente abierta a nuevas ideas pero también por su carácter crítico, éste enfocó su trabajo en México a partir de dos condiciones. Por un lado proyectaba propuestas arquitectónicas espectaculares por su forma y dimensión y por el otro lado, amaba su trabajo con un método matemático que le permitía construir formas predeterminadas a partir de intersecciones de figuras geométricas.

Para él era fundamental mantener el equilibrio entre estructura, materiales y forma. Su compromiso de realizar obras económicas, duraderas y bellas lo convirtió en un percusor de la arquitectura sostenible.

Candela no fue el inventor de las estructuras laminares, pero si fue el autor de las ecuaciones de membrana, sistema de cálculo que permite aplicar la metodología estática a la concepción y comprobación de la forma y el espesor de una estructura. Así se llegaba al resultado final de la *“manera más fácil posible”*, como dijo Candela, y se evitaba el desperdicio del material, de ahí la delicadeza de las formas.

La verdad es que se identificaba con el formalismo porque entendía el arte como una voluntad de forma, pero de forma ordenada, armónica y estable. Fue un activo difusor de su teoría y de la confirmación de la misma con sus obras construidas. Paralelamente a su trabajo constructivo, redactó ensayos técnicos y de crítica sobre la arquitectura, la educación o los problemas de la ecología; fue un hombre de amplia cultura que se mantuvo presente en la cátedra universitaria y en la difusión de las ideas mediante conferencias.

Sus ensayos evidencian tres rasgos característicos: pensamiento histórico para estudiar los acontecimientos arquitectónicos del pasado, dominio del tema de las superficies de hormigón a partir de la matemática y la geometría en el espacio, y crítica constante a los modelos actuales tanto de pensamiento de la arquitectura, como del alejamiento de la lógica cuando se trataba de usar el hormigón armado y los sistemas de cálculo de estructuras.

Su principal arma fue la intuición, con la cual advirtió las posibilidades de uso del hormigón en formas diferentes a las que hasta entonces se

habían realizado en la arquitectura. El otro apoyo con el que contó fue la claridad que tenía para ver y entender el ámbito abstracto de la matemática, a partir de la cual creaba respuestas precisas que permitieran garantizar la estabilidad de las formas doblemente curvadas y en aparente movimiento.

La gran aportación de Candela a la formulación del espacio arquitectónico del siglo XX puede expresarse en tres niveles: primero, la propuesta de que las figuras cuádricas podían llegar a construirse en el mundo real. En segundo lugar, el descubrimiento de las fórmulas para calcular la cantidad de material necesario para que, esas superficies cuádricas no se vinieran abajo. Y en tercer lugar, la proposición de hacer moldes de madera, con lo que llevaba a la realidad física la figura imaginaria de las curvas rotando en el espacio.

Por tanto, su obra hace que se replantee el papel del arquitecto en relación con los problemas estructurales de la arquitectura a partir de las tres ideas anteriormente nombradas: economía, sencillez de cálculo y flexibilidad.

Sin embargo, lo extraordinario de su obra reside en el sentimiento para proyectar espacios.



Imagen 1.7 Palácio de los Deportes . 1968

1.3 | INFLUENCIA EN LA ARQUITECTURA RELIGIOSA

Félix Candela tuvo muy presente durante toda su trayectoria profesional que tenía que resolver el problema de la habitabilidad de la manera más eficiente. El interés que poseía por la forma lo llevó a sintetizar la relación del comportamiento mecánico con la belleza.

Hasta que Enrique de la Mora en 1946 construyera el templo de la Purísima, la arquitectura religiosa era neobarroca, neoclásica y neocolonial, pero este templo rompió los esquemas tradicionales de muros y cúpulas, dando lugar a un par de mantos intersectados de directriz catenaria construidos con hormigón armado.

Para completar este cambio entre 1953 y 1955 se realizó una sorprendente primera edificación religiosa proyectada con superficies de paraboloides en la Ciudad de México: el templo de la Medalla Milagrosa. Esta edificación se atribuyó únicamente a Candela, aunque muy posiblemente fueron tomadas en consideración las opiniones de sus colaboradores, Enrique de la Mora y Fernando López Carmona. La planta tradicional en cruz no se transformó, la innovación se realiza en la cubierta que delimita el espacio, una cubierta con base a un paraguas inclinado y doblado en uno de sus mantos. Ambos arquitectos marcaron un hito y abrieron nuevas posibilidades en la construcción del espacio religioso en México.



Imagen 1.8 Capilla de Nuestra Señora de la Soledad "El Altillo". 1955

Todos los modelos que hay de arquitectura religiosa en México muestran la síntesis entre la arquitectura y la ingeniería, entre habitar y construir, en donde el espacio religioso alcanzó una dimensión física y psicológica para complacer, a través de las herramientas que facilita la tecnología, las necesidades espirituales de la sociedad.

Los cascarones de hormigón armado de Candela se inventaron con la aspiración de crear una relación equilibrada entre la forma y el comportamiento estructural, aprovechando con talento los recursos naturales y manifestando así una gran capacidad en la creación arquitectónica para concebir un diseño arquitectónico y estructural sostenible.

El arquitecto Félix Candela consiguió dar solución al problema de la habitabilidad en el espacio religioso. El confort espiritual, el orden, la armonía y la belleza, como potenciadores de la espiritualidad humana, se combinaron con la lógica estructural en sus cubiertas de paraboloides hiperbólicos, con el contexto ideológico de la Iglesia Católica y las nuevas ideas de modernidad enfocadas a la simplicidad. Se puede afirmar que las cubiertas de paraboloides hiperbólicos fueron el medio adecuado para trasladar al usuario una percepción distinta del espacio religioso después de más de 400 años.



Imagen 1.9 Capilla en Lomas de Cuernavaca 1959



Imagen 1.10 Iglesia de la Virgen de la Milagrosa. 1953 -1955

“Hay muy pocos edificios en los que la arquitectura, como arte plástica y formal, pueda entrar en juego tan decisivamente como en éstos, y por ello considero el encargo de un templo como la mejor oportunidad que puede concederse a un arquitecto para que intente al menos hacer algo trascendente.”

Félix Candela. Bitácora 23 Arquitectura.

1.4 | CRONOLOGÍA VIDA Y OBRA

ETAPA DE FORMACIÓN (1910 - 1939)	ETAPA PROFESIONAL (1939 - 1970)	ETAPA ACADÉMICA (1971 - 1997)
1910 Nacimiento de Félix Candela	1939 Exilia a México	1971 Emigra a Estados Unidos
	1949 Fundación de la empresa "Cubiertas Ala"	1978 Doctor Honoris causa por la Universidad de Santa María. Venezuela
	1951 Pabellón de Rayos Cósmicos, México D.F.	1978 Doctor Honoris causa por la Universidad de Nuevo México. Albuquerque
	1953 Iglesia de la Virgen Milagrosa, México D.F.	1981 Medalla de Oro de la Arquitectura. Consejo Superior de Arquitectos. España
	1954 Centro nocturno "La Jacaranda", México D.F.	1985 Premio Antonio Camuñas de Arquitectura. Madrid.
	1955 Mercado en Coyocacán, México D.F.	1994 Doctor Honoris causa por la Universidad Politécnica de Madrid
	1955 Capilla de Nuestra Señora de la Soledad "El Altillo", México D.F.	2002 El Oceanográfico, Ciudad de las Artes y las Ciencias, Valencia, España
	1955 Sala principal Bolsa de Valores, México D.F.	
	1956 Iglesia de San Antonio de las Huertas, México DW	
	1958 Plaza "Los Abanicos", Morelos	
	1958 Restaurante "Los Mantiales", México D.F.	
	1959 Capilla en Lomas de Cuernavaca, Morelos	
	1959 Capilla de San Vicente de Paul, México D.F.	
	1960 Planta embotelladora de Bacardí, Estado de México	
	1960 Iglesia de Santa Mónica, México D.F.	
	1961 Medalla de Oro de Institution of Structural Engineers, Londres.	
	1961 Premio Augusto Perret de la Unión Internacional de Arquitectos.	
	1968 Palacio de los Deportes, México D.F.	



Imagen 1.11 Pabellón de Rayos Cósmicos, México D.F. 1951



Imagen 1.12 Iglesia de la Virgen Milagrosa, México D.F. 1953



Imagen 1.13 Centro nocturno 'La Jacaranda', México D.F. 1954

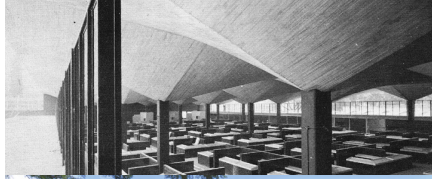


Imagen 1.14 Mercado en Coyoacán, México D.F. 1955



Imagen 1.15 Capilla de Nuestra Señora de la Soledad 'El Altillo', México D.F. 1955



Imagen 1.16 Sala principal Bolsa de Valores, México D.F. 1955



Imagen 1.17 Iglesia de San Antonio de las Huertas, México D.F. 1956



Imagen 1.18 Plaza 'Los Abanicos', Morelos 1958



Imagen 1.19 Restaurante 'Los Manantiales', México D.F. 1958



Imagen 1.20 Capilla en Lomas de Cuernavaca, Morelos 1959



Imagen 1.21 Capilla de San Vicente de Paul, México D.F. 1959

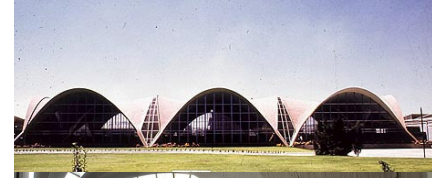


Imagen 1.22 Planta embotelladora de Bacardí, Estado de México 1960

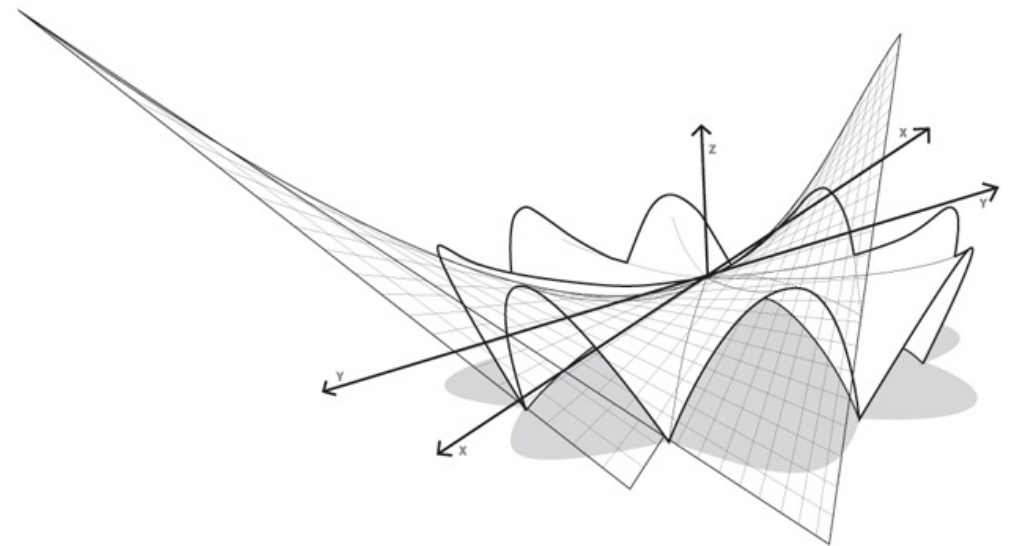


Imagen 1.23 Iglesia de Santa Mónica, México D.F. 1963



Imagen 1.24 Palacio de los Deportes, México D.F. 1968

2 | PARABOLOIDE HIPERBÓLICO



Aproximación arquitectónica y evaluación estructural
de la Capilla de San Vicente de Paul. **Félix Candela**

2.1 | HISTORIA Y EVOLUCIÓN DEL HYPAR HASTA FÉLIX CANDELA

Las superficies de doble curvatura no comenzaron a estudiarse en el siglo XX, sino que mucho antes, en tiempos de los griegos ya se experimentaban estas formas y se analizaba su forma de trabajo. La figura del paraboloides hiperbólico ya se conocía, pero hasta el siglo XX no ha sido realmente objeto de aplicación en el campo de la construcción.

Una de las primeras personas en experimentar con estas superficies fue el arquitecto español Antonio Gaudí, éste a principios del siglo XX desarrolló en la cripta de la Colonia Güell las primeras bóvedas de paraboloides hiperbólico en la historia de la arquitectura.³

Pero los primeros cascarones de hormigón armado con la forma del paraboloides hiperbólico surgen en la década de los 20, creados por un grupo de ingenieros, los cuales tenían como objetivo cubrir un espacio con el mínimo material posible.

Unos años más tarde, alrededor de la década de los 30, el ingeniero francés, Bernard Laffaille presentó un proyecto innovador llamado "V" Laffaille. Se trataba de una obra concebida mediante paraboloides hiperbólicos en hormigón armado, compuesta por una cubierta formada por cuatro paraboloides hiperbólicos y una estructura prefabricada de soporte en forma de V.⁴

En 1936 el ingeniero francés Fernand Aimond, publicó un primer tratado: Estudio estático de las bóvedas delgadas en paraboloides hiperbólico trabajando sin flexión (Pilarski, 1936). Este tratado fue la base de estudio para muchos ingenieros y arquitectos de la época.

A partir de ese momento fueron apareciendo y perfeccionándose nuevas formas para calcular y solucionar las estructuras mediante el paraboloides hiperbólico.

³ Según Daniel Giralt Miracle. (Pág 40) Gaudí. La búsqueda de la forma

⁴ Según Rafael Gerardo Páez.(Pág 56) Edificaciones con paraboloides hiperbólicos

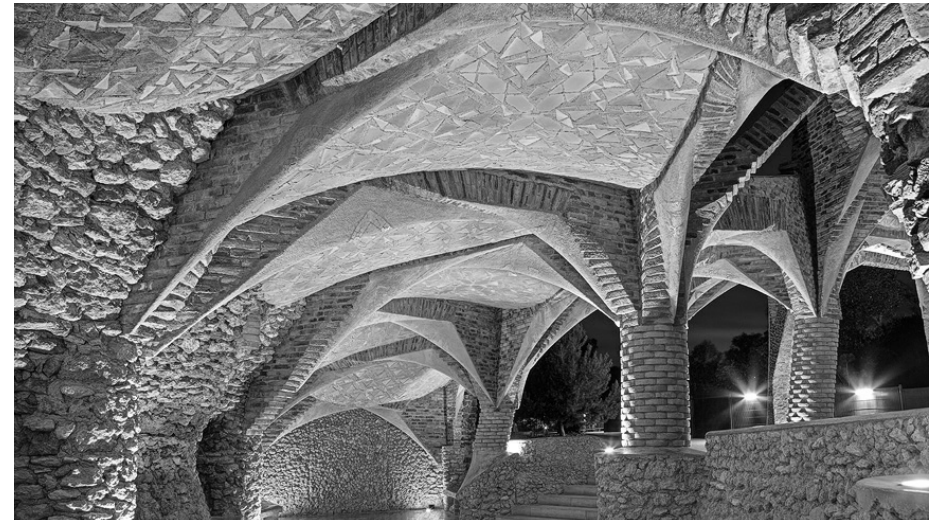


Imagen 2.1 Cripta Colonia Güell. Antonio Gaudí



Imagen 2.2 Sección de la Iglesia de Nuestra Señora de Francia en Bizerta. Bernard Laffaille

2.2 | GEOMETRÍA Y EXPRESIVIDAD

Las láminas de paraboloides hiperbólicos son elementos estructurales que determinan el comportamiento estructural mediante la forma que adoptan. Por eso es importante describir y entender inicialmente su geometría para poder comprender el comportamiento resistente de las láminas.

Para definir una superficie se tienen en cuenta las curvaturas principales de ésta, se obtienen cortando la superficie por una serie de planos que contienen a la normal en un punto, siendo el producto de las curvaturas principales la curvatura gaussiana. Si una de las curvaturas principales es nula, la curvatura gaussiana también lo será, siendo éstas, superficies de curvatura simple. Si las curvaturas tienen valor diferente de cero, se les llaman superficies de doble curvatura. De manera que si la curvatura gaussiana es positiva, es decir, si las dos curvaturas principales están dirigidas en el mismo sentido, se dice que es una superficie sinclástica o elíptica y por el contrario si las dos curvaturas principales van dirigidas en sentidos opuestos, la curvatura gaussiana será negativa, y la superficie será anticlástica o hiperbólica.

Por tanto una vez sabido esto, se afirma que el paraboloides hiperbólico es una forma geométrica de doble curvatura negativa, o anticlástica, lo que dota a su superficie gran rigidez estructural, teniendo la cualidad de transmitir casi exclusivamente esfuerzos a compresión minimizando al máximo las flexiones, y así trabajar en estados de membrana siempre

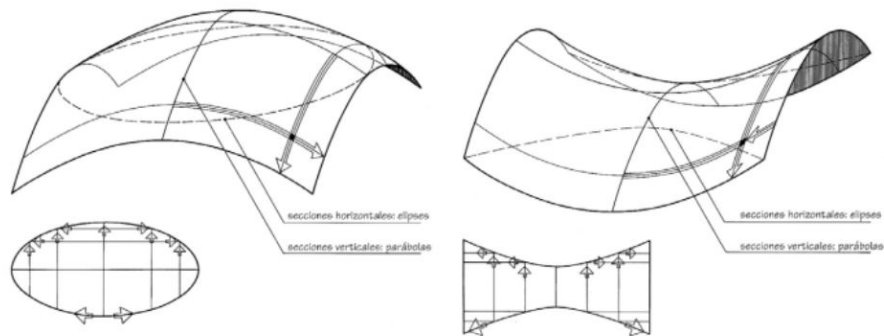


Imagen 2.3 Geometría láminas clásticas de doble curvatura.
1. Sinclástica 2. Anticlástica

que la disposición de la estructura y de sus apoyos sea la correcta y los valores de los esfuerzos no excedan de los límites admisibles. Estas propiedades permiten construir láminas muy delgadas de espesor constante.

Su definición analítica es la función de segundo grado más simple posible $z=kxy$, lo que simplifica no solo los cálculos geométricos sino también los estructurales.

Incluido en las superficies clásticas, se trata además de una cuádrica reglada por la propiedad de contener dos familias de rectas que se apoyan de forma ordenada sobre la cuádrica. El paraboloides hiperbólico se genera por una recta, generatriz, que se mueve apoyándose sobre dos rectas, directrices, manteniéndose paralela a un plano dado, plano director. Por ese motivo las superficies regladas son más fáciles de replantear en el espacio, con lo que se simplifica el montaje del encofrado, lo que simplifica vigorosamente su construcción.

También se puede decir que la superficie de paraboloides hiperbólico es infinita, es decir, se extiende por el espacio geométrico como si de un manto se tratase, y además se puede afirmar que dados cuatro puntos en el espacio que no estén en un mismo plano, hay un único paraboloides hiperbólico que pasa precisamente por estos cuatro puntos.

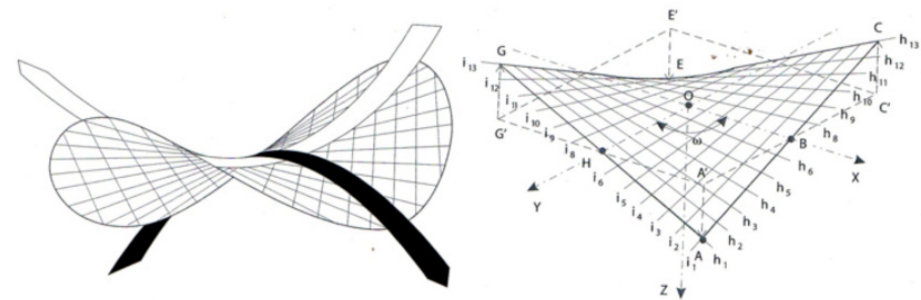


Imagen 2.4 Paraboloides hiperbólico

2.3 | COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Estas superficies son capaces de sostenerse en pie si se diseña una adecuada forma que garantice su estabilidad y se utilizan unos materiales que proporcionen la necesaria continuidad. Es en este punto donde interviene el hormigón armado con malla de acero. El siguiente paso consiste en determinar la sección de la lámina y los refuerzos en los apoyos de forma que se usará lo estrictamente necesario para evitar el sobre peso por el sobrante.

Félix Candela para poder explicar el comportamiento estructural de los paraboloides hiperbólicos se basó en las ecuaciones de equilibrio, dejando a un lado las de elasticidad. Aplicó las ecuaciones de membrana, verificando con ellas que las tensiones soportadas por la estructura podían equilibrarse con los materiales propuestos. Por esta razón, se centró en los sistemas de comprobación estáticos dejando de lado la hiperestática, ya que ésta antepone el panorama teórico de las rupturas en la comprobación de las cantidades y disposición de materiales.

Por tanto como se ha dicho anteriormente la condición para que no existan flexiones es que la superficie que crea la lámina sea de doble curvatura, consiguiéndose así dos ventajas fundamentales, reducción del peso propio y posibilidad de adaptación en su comportamiento estructural en casos de cargas no previstas, sin salirse del régimen de membrana.



Imagen 2.5 Bóveda experimental. Félix Candela



Imagen 2.6 Pabellón de Rayos C3smicos, Ciudad Universitaria, D.F.

2.4 | EVOLUCIÓN DEL HYPAR EN FÉLIX CANDELA

Félix Candela a lo largo de su vida utilizó en sus estructuras multitud de formas geométricas y estructurales, buscaba la forma más eficiente desde distintos puntos de vista, siendo para él el paraboloides hiperbólico la forma geométrica ideal.

Las cubiertas diseñadas con ésta forma geométrica se pueden clasificar a grandes rasgos en dos grandes grupos; cascarones de borde recto y cascarones de borde curvo. Entre las variaciones o tipos de láminas de Candela, las que más desarrolló fueron las de tipo paraguas. Se trata de un elemento económico y cambiante formado por cuatro segmentos de hyperpar que coinciden en un apoyo central que transmite las cargas al terreno. Esto permitía un análisis muy simplificado de esfuerzos, puesto que los esfuerzos oblicuos se despreciaban.

A pesar de esto, las variaciones en las que Candela mostró mayor inspiración pertenecen al grupo de los cascarones de borde curvo, concretamente a la familia de las bóvedas por arista realizadas con paraboloides hiperbólicos.

La primera solución geométrica de bóveda por arista construida con paraboloides hiperbólicos fue planteada en 1953, en el proyecto del edificio para la Bolsa Mexicana de Valores. Con esta estructura se inició la exitosa colaboración profesional entre Enrique de la Mora, Fernando López Carmona y Félix Candela, que aportaría a la arquitectura mexicana del siglo XX algunas de sus obras representativas, como por ejemplo y en particular en el ámbito religioso las capillas del Attillo y San Vicente de Paul en Coyoacán.

Candela no estaba convencido con las costillas rigidizantes que tuvieron que emplear en los arcos de borde de la Bolsa de Valores. Le incomodaba que en sus mejores obras, como la iglesia de la Virgen de la Medalla Milagrosa, no se observara la ligereza del cascarón por culpa de los refuerzos que se necesitaban para estabilizar los elementos de borde.

Estaba seguro de que se podía lograr, y establecer analíticamente, un estado de esfuerzos que no originara fuerzas normales a lo largo de los



Imagen 2.7 Paraguas experimental. Félix Candela

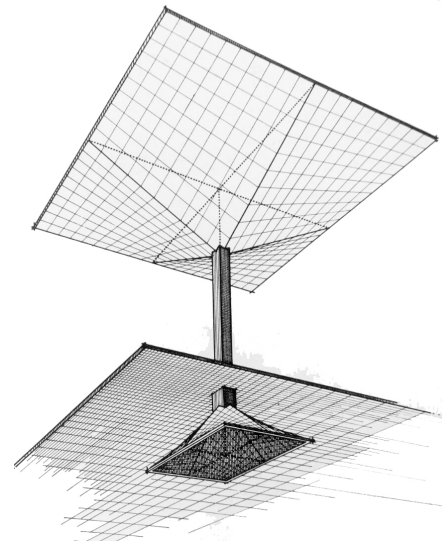


Imagen 2.8 Prototipo del paraguas de Félix Candela

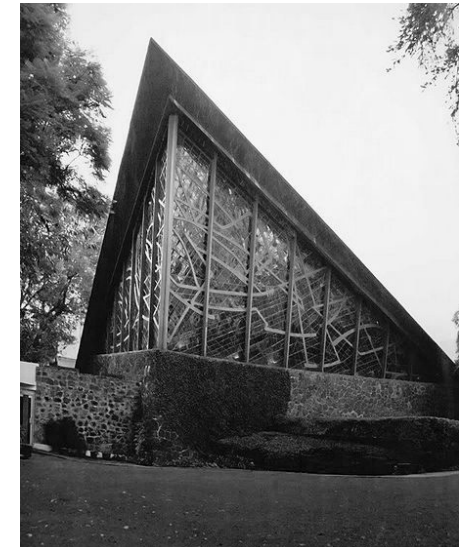


Imagen 2.9 Detalle borde Capilla del Attillo. Félix Candela

arcos perimetrales, lo que le permitiría dejar a la vista los cuatro centímetros de espesor de la lámina sin ningún tipo de refuerzo, el deseado borde libre. En la Bolsa de Valores no lo había conseguido debido a que la planta rectangular rompía la simetría biaxial que se necesitaba para lograrlo.

Finalmente pudo poner en práctica su idea con un nuevo trabajo de Enrique de la Mora. En 1956 se levantaron las primeras estructuras de este tipo, tres bóvedas por arista con paraboloides hiperbólicos que, alineadas y separadas entre sí, forman la nave principal de la parroquia de San Antonio de las Huertas. Con esta nueva variedad, Candela consiguió uno de los mayores logros estéticos en el campo de las estructuras laminares, los cascarones de borde libre.⁵

⁵ Colin Faber; *Las estructuras de Candela*. C.E.C.S.A Cassinello, Pepa; *Félix Candela; Centenario 2010* Gutiérrez, E. (2001) *Félix Candela y el borde libre*



Imagen 2.10 Detalle borde Oceanográfico de Valencia. Félix Candela

“Todo es tan sencillo cuando se sabe, que produce enojo no haberlo percibido al primer vistazo, en lugar de tener que realizar un trabajoso proceso de pensamiento. Sabía yo que el borde libre era una idea práctica mucho antes de que comprendiera cómo trabaja, y de que me atreviera a construirlo”.

Félix Candela. Bitácora 23 Arquitectura.

3 | CAPILLA SAN VICENTE DE PAUL



3.1 | CONTEXTO Y ENTORNO

De 1940 a 1970, México se encaminó hacia un proceso de industrialización gracias a los estímulos que dieron los presidentes del momento para incitar el crecimiento económico y la creación de infraestructura, a estos años se les conoce como “Milagro Mexicano”.

Durante estos años el país vivió una época de estabilidad política y de crecimiento económico que facilitó la instrumentación de programas de desarrollo urbano y social que impulsaron la industria de la construcción. El apogeo profesional de Candela coincidió con la época de bonanza que se vivía en México, sin embargo esta bonanza empezó a disminuir en los años sesenta debido a un irrefrenable proceso de descomposición política.

Las estructuras laminares de hormigón armado marcaron una época en la arquitectura mexicana, éstas pudieron ser construidas gracias a la visión espacial y realismo de Félix Candela y otros expertos, los cuales consiguieron dominar la geometría y el complejo sistema constructivo necesario para desarrollarlas.

En otro lugar del mundo hubiera sido difícil llegar a estas soluciones tan audaces, ya que las delgadas láminas que componen los cascarones no cumplían las normas mínimas de seguridad de ningún reglamento de construcción.

De la misma forma influía el aspecto económico, ya que estas obras se fundaban por su rentabilidad en la mano de obra, barata y de primera calidad. El 1964 el presidente vigente anunció una ley en la que se implantaba un salario mínimo para los trabajadores que, junto al encarecimiento de la materia prima, hizo que este tipo de estructuras dejara de ser económicamente ventajosa frente a otras formas de cubrición.

Al ambiente socioeconómico del país se le sumarían otros factores que causaron el imparable declive de las estructuras laminares en México.



Imagen 3.1 Crecimiento económico en el Milagro Mexicano



Imagen 3.2 El movimiento del ferrocarril en el contexto del Milagro Mexicano

3.2 | PROYECTO ARQUITECTÓNICO

A finales de los años cincuenta Enrique de la Mora recibió el encargo para realizar la ampliación del convento de Las Hermanas de la Caridad de San Vicente de Paul, éste junto a Félix Candela y Fernando López Carmona decidieron hacer realidad este nuevo trabajo.

El proyecto está ubicado en el centro de una manzana en Coyoacán cerca de "El Altillo". Coyoacán está dentro de la memoria de la Ciudad de México por ser una zona densamente arbolada y ajardinada, las hermanas paulistas edificaron en uno de estos terrenos una casa de retiro para ancianos, en la que más adelante ampliaron el proyecto con una capilla, la Capilla de San Vicente de Paul. Candela consiguió hacer de ésta una de las capillas más sencillas y modestas de las realizadas por él y a su vez ejecutarla con una limpieza sorprendente.

A diferencia de otros proyectos, en este caso se disponía de un terreno escaso y sin muchas posibilidades de ofrecer perspectivas tan amplias como en otras actuaciones.



Imagen 3.3 Situación de la Capilla de San Vicente dentro de Coyoacán

Además, otro problema a resolver fue la necesidad de conectar el acceso de la capilla con la "casa retiro" para evitar a los ocupantes el desplazamiento por el exterior de la propiedad.

Candela resuelve estos problemas emprendiendo el proyecto desde dos puntos de vista: el esquema moderno en planta, y el modo de solucionarlo de una manera unitaria con un sistema de cubrición que está en función del problema a resolver, el programa y los efectos espaciales que él busca.

La solución fue totalmente original tanto en planta como en alzado, el arquitecto dejó presente su capacidad proyectual en la hábil solución del templo de planta triangular con su altar en el centro, su escalera con peldaños en voladizo encajada en una de las agudas esquinas para subir al coro y sus confesionarios y puertas de acceso en el vestíbulo del sotocoro, priorizando así el eje norte-sur. Para solucionar la estructura, Félix Candela se inspiró en la toca tradicional de las monjas de la congregación de San Vicente hecha con tres lienzos de tela plegada.

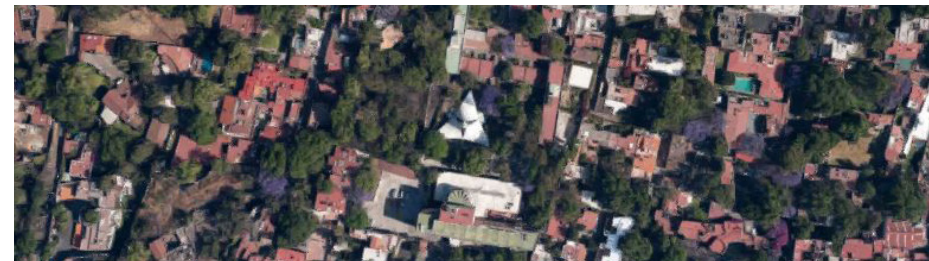


Imagen 3.4 Emplazamiento Capilla de San Vicente de Paul



Imagen 3.5 Vista de pájaro de la Capilla de San Vicente de Paul

El edificio está formado por tres paraboloides hiperbólicos simétricos de eje inclinado y de borde recto que descansan sobre tres apoyos, los hypars parece que se sostengan en el aire gracias a su delicadeza proyectual. Cada cascarón se apoya de forma puntual en dos de sus vértices a tierra mediante unos apoyos, éstos tienen forma triangular y una aleta perpendicular externa que opera como contrafuerte, siendo los otros dos vértices bordes libres, mientras uno de sus extremos se proyecta hacia el exterior en un audaz voladizo de 17'5 metros, el otro asciende casi verticalmente hasta los 12 m de altura.

La cubierta es totalmente independiente del contenido, por lo tanto al ser completamente diáfano deja libertad absoluta de composición en su interior, albergando una superficie de aproximadamente 450 m² en el interior. Candela decide colocar el altar centralizado dividiendo éste tres zonas de bancos coincidiendo con cada uno de los hypars: uno relacionado con el convento, de uso exclusivo para las monjas; otro que abre hacia el asilo anexo para los ancianos; y el tercero destinado a los fieles que acceden desde la calle, separando así a los tres tipos de usuarios.



Imagen 3.6 Capilla San Vicente de Paul

Los materiales utilizados para su construcción son el hormigón armado, el acero para barras y pilares y la madera para las cimbras, consiguiendo que los hypars de hormigón armado tengan espesor constante de 4 cm.

Debido a la inclinación de los ejes de los paraboloides, los bordes interiores de los tres cascarones crean unas aberturas en la cubierta que se unen entre sí con una ligera estructura metálica, esta estructura sirve para estabilizar y dar rigidez al conjunto además de sostener el colorido vitral que baña el espacio interior con luz cenital, de esta forma se aprecia un toque de modernidad en un edificio destinado a una función religiosa. Estos elementos metálicos conforman unas cerchas bidimensionales unidas por la parte superior, las cuales además sirvieron para dar sensación de suspensión de la estructura. Según Colin Faber, la solución de las costuras de acero que equilibran los tres hypars es "puramente Candela", es decir, comprometió una vez más el tema estructural a la solución estética del edificio, en este caso los tres de vitrales de color.



Imagen 3.7 Detalle de borde de la Capilla San Vicente de Paul

Las vigas de borde que refuerzan los lados largos de cada cascarón desaparecen conforme se aproximan a las puntas en voladizo, bajo estas vigas se colocan los postes de acero, hoy en día recubiertos con perfiles metálicos, que impiden la vibración de los cascarones y sostienen el cerramiento perimetral vidriado creando un espacio interior nítido y luminoso gracias a los jardines circundantes. El ingenio del diseño estructural no se limitó a las láminas de la cubierta, también es admirable la solución del entrepiso con encasetonado triangular que cubre la cripta y la sacristía, formando el piso de la capilla, así como los pequeños paraguas que surgen de dos de los apoyos y protegen los accesos al sótano.

El acceso desde la casa del retiro a la capilla, no permite suponer la grandeza del espacio ya que se cruza a través de una puerta de 1,50 x 2 metros de altura. Cuando se realizó el proyecto de la capilla, Candela dominaba totalmente el tema de la estabilidad estructural y los arquitectos asociados ya sabían perfectamente cómo hacer coincidir los temas del espacio litúrgico con las posiciones estructurales.



Imagen 3.8 Interior de la Capilla San Vicente de Paul



Imagen 3.9 Exterior ajardinado de la Capilla de San Vicente de Paul
Imagen 3.10 (Derecha) Capilla San Vicente de Paul desde el exterior



PLANIMETRÍA

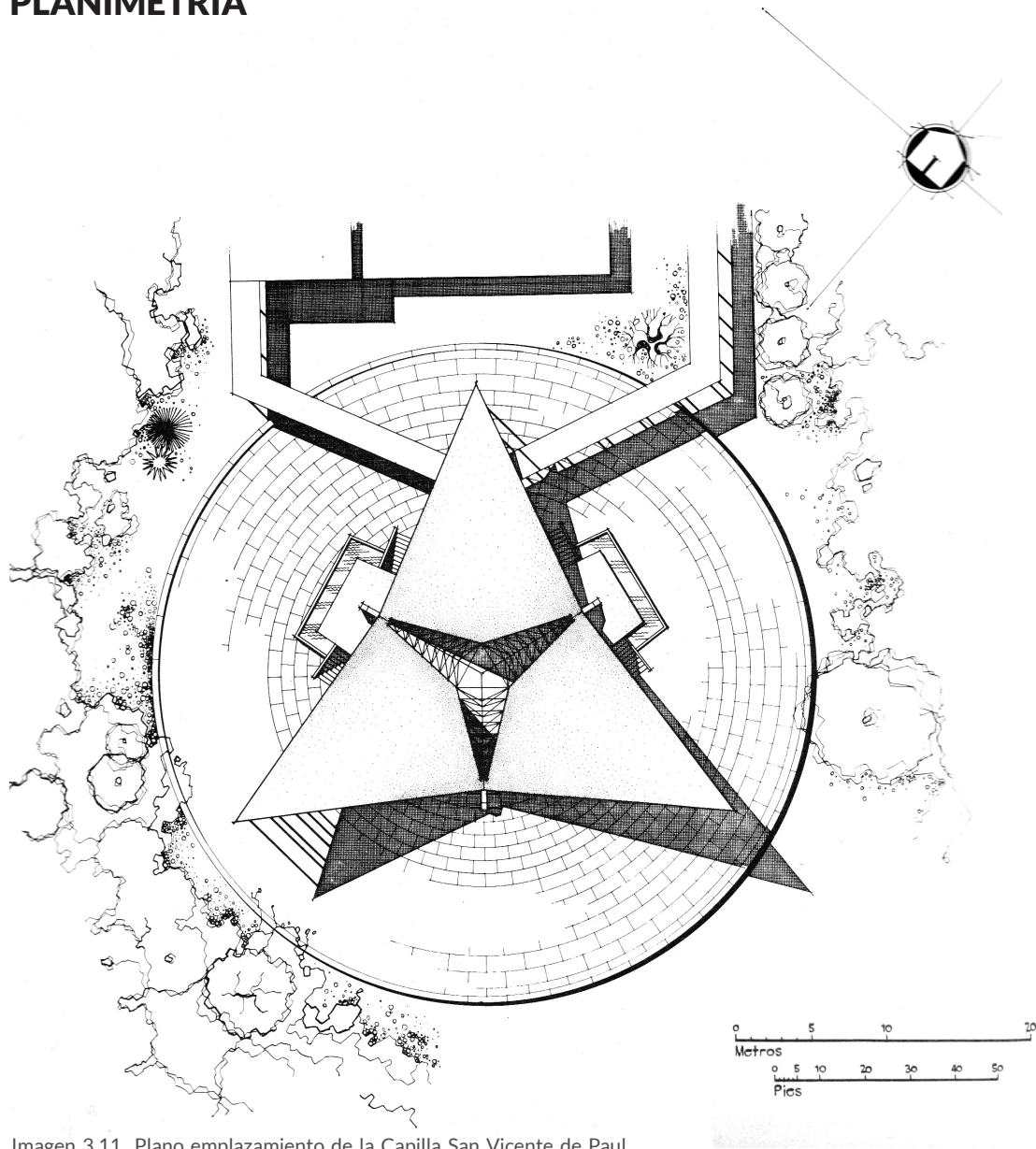


Imagen 3.11 Plano emplazamiento de la Capilla San Vicente de Paul

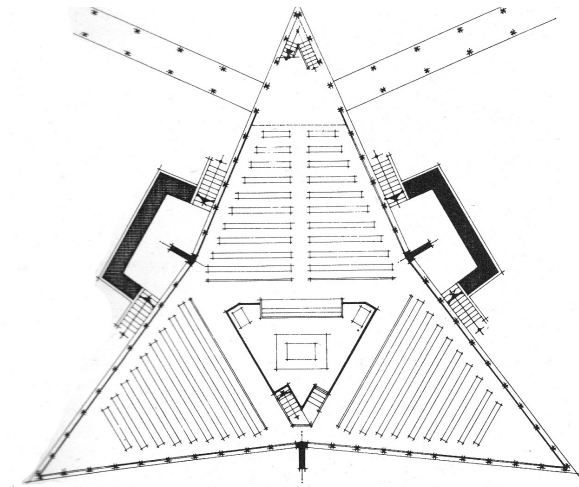


Imagen 3.12 Planta de piso superior

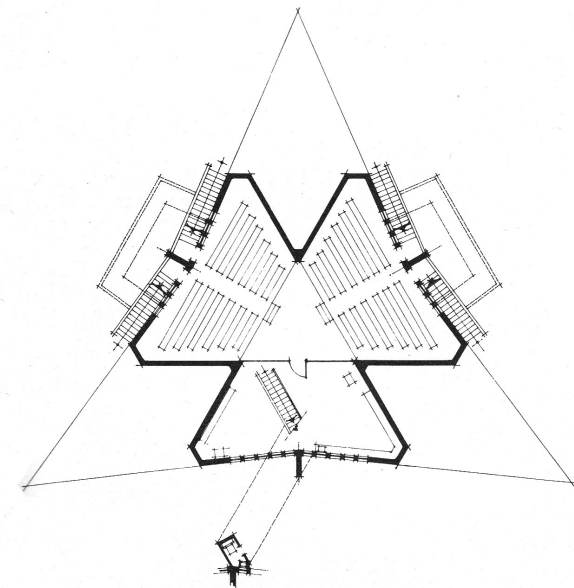


Imagen 3.13 Planta de piso de la cripta

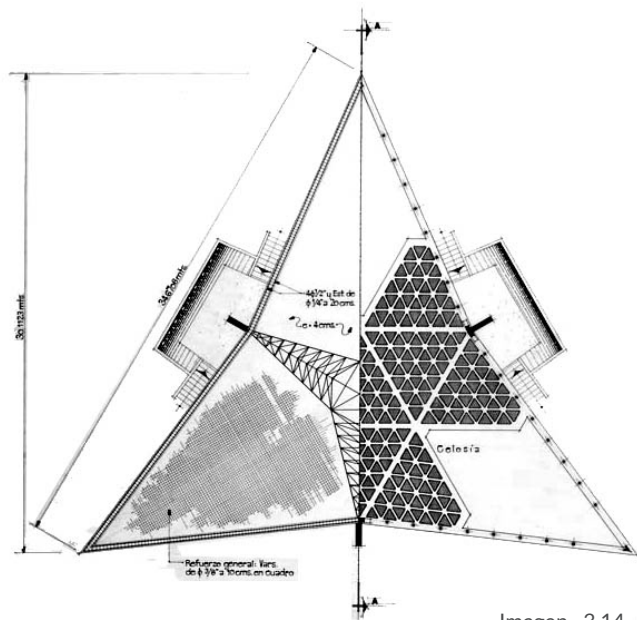


Imagen 3.14 | Planta constructiva

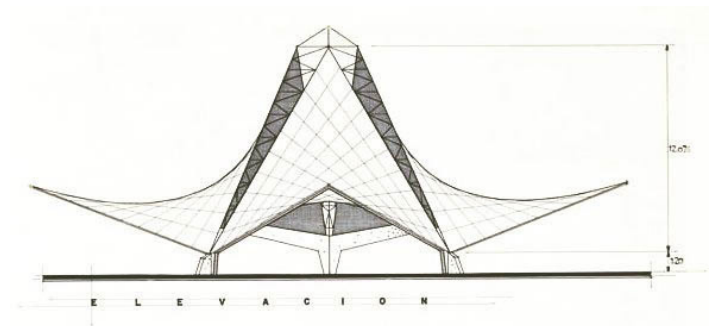


Imagen 3.16 | Alzado de la Capilla de San Vicente de Paul

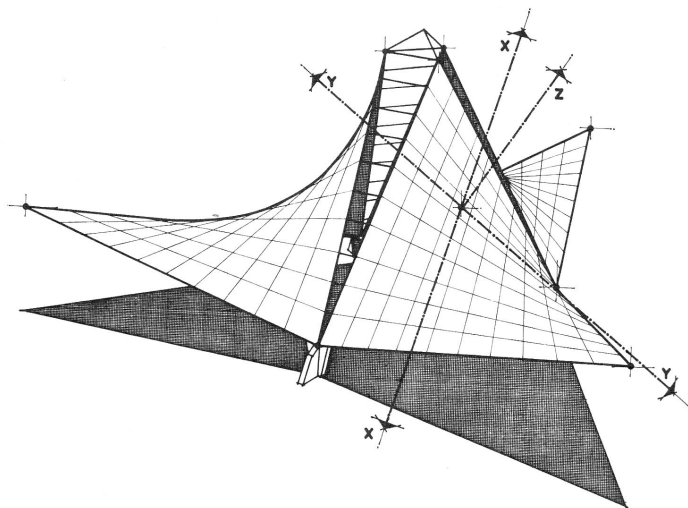


Imagen 3.15 | Levantamiento

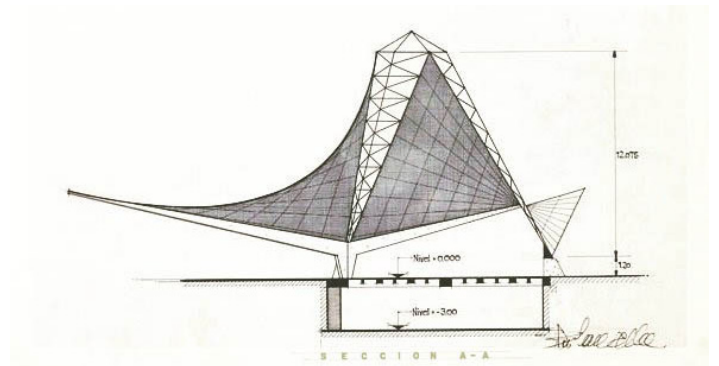


Imagen 3.17 | Sección de la Capilla de San Vicente de Paul

3.3 | ESTRUCTURA DEL PROYECTO

En contraste con las pesadas costillas de algunas de las obras de Félix Candela, la estructura en la Capilla de San Vicente de Paul es ingeniosa y sutil.

Para entender bien la solución que propuso, a continuación se explica el proceso que siguió. Para empezar se determinaron los esfuerzos de membrana en todos los puntos de los bordes de cada lámina, se anulaban los esfuerzos oblicuos en los dos bordes más largos, fijando, por tanto, los esfuerzos en los bordes interiores. De manera que en cada punto de los bordes interiores actúa un esfuerzo tangencial dirigido a lo largo del borde y un esfuerzo oblicuo dirigido a lo largo de la generatriz que interseca al borde en ese punto.

Los esfuerzos tangenciales se podrían haber tomado en los bordes interiores por medio de una nervadura, pero los esfuerzos oblicuos se tenían que descomponer en tres direcciones que fueron:

Los tirantes del marco espacial, es decir por la cercha que conecta cada par de hojas, componente con la que se determinaron las secciones de los tirantes. La dirección inclinada del borde mismo, la cual crea unas fuerzas que después fueron agregadas a las producidas por los esfuerzos tangenciales. Y una tercera dirección para la cual había varias alternativas, podría haberse tomado cualquier dirección contenida en el plano formado por los dos bordes contiguos del cascarón, pero esto llevaba a la necesidad de calcular ambos bordes sujetos a flexión, lo que requería costillas muy pesadas. Con el fin de evitar las costillas, en este caso se tomó la dirección normal a la cuerda inferior, que coincide con el borde del cascarón. Con este último grupo de fuerzas se calcularon las armaduras.⁶

Por tanto los tirantes y costillas se sustituyen por estos elementos metálicos, cuyas cuerdas inferiores coinciden con los bordes del cascarón. De esta manera se logra un entramado cuyas proporciones combinan con

⁶Colin Faber; *Las estructuras de Candela*. C.E.C.S.A



Imagen 3.18 Vista exterior de la escalera del altillo



Imagen 3.19 Espacio interior

la delgadez de los cascarones ya que el marco espacial tiene un aspecto delicado, y por tanto el efecto visual logrado por este método da la impresión de un borde libre.

Los bordes externos de las láminas se dejaron con esfuerzos tangenciales que provocan fuerzas de compresión en ellos. Por tanto se puede afirmar que la rigidez del conjunto se consigue mediante la rigidez de los tres apoyos principales ya que si se hubieran dejado sin apoyo, el peso propio de las vigas de compresión podría hacer que se flexionen éstas, y además cuentan también con la ayuda de los postes de acero de las ventanas, que sirven para anclar la estructura cuando se produce viento o temblores de tierra, evitando así que vibren los cascarones.

Candela escribió: *“En la construcción, las formas más adecuadas no son, frecuentemente, fáciles de investigar desde un riguroso punto de vista matemático, y han sido, por tanto, despreciadas en favor de formas menos apropiadas, pero más fáciles de analizar. Espero que esta era de análisis obsesivo esté cerca de su fin, y que podamos empezar un nuevo periodo en el que sea posible el diseño sintetizado de las cosas.”*⁷

Modelo estructural, espesores

Gracias a la forma de paraboloides hiperbólicos y su cualidad de transmitir casi exclusivamente esfuerzos a compresión minimizando al máximo las flexiones, y de esta forma trabajar en estados de membrana, le permite construir láminas de extrema delgadez de espesor constante, en este caso 4cm.

Material

Al tratarse de un paraboloides hiperbólico las tensiones en el hormigón serán bajas y sólo una malla de acero de refuerzo será suficiente para asegurar su estabilidad. El hormigón toma las compresiones y la malla de acero, absorbe cualquier fuerza de tracción, además protege contra las grietas causadas por la fluencia, la contracción, y los efectos de la temperatura en el hormigón. Quedando así las inevitables flexiones en algunas zonas de sus cáscaras, las cuales son solicitaciones secundarias en el proyecto de Candela.

⁷Colin Faber; *Las estructuras de Candela*. C.E.C.S.A

Candela utiliza el hormigón para construir sus cáscaras, se trata de un hormigón con poca fluidez, ya que debe ser colocado en superficies inclinadas. Cuando la inclinación es muy marcada el hormigón debe tener muy poca humedad. En estos casos, para mejorar el acabado de la superficie interior, se coloca una capa fina de mortero sobre el encofrado, inmediatamente antes del hormigonado.



Imagen 3.20 Vista de la Capilla desde el jardín exterior

3.4 | TÉCNICA CONSTRUCTIVA

La obra de Candela es espléndida, en sus diseños están implícitamente contemplados el proceso constructivo y la simplicidad del montaje del encofrado que reproduce la compleja superficie espacial. Una vez establecida la geometría de las láminas y comprobado el cálculo estructural, el proceso de fabricación requería la participación de hábiles carpinteros para poner en pie el encofrado, y de un gran grupo de albañiles para la colocación del armado y el vertido del hormigón, el desencofrado y el acabado de los detalles. Para replantear espacialmente los paraboloides hiperbólicos basta disponer las dos rectas directrices en el espacio y montar una estructura que las materialice.

Cimbra y encofrado

El tendido de cimbra tenía su grado de complicación. Las cimbras de paraboloides hiperbólicos requerían del trazo en planta de los dos sistemas de generatrices, tanto si eran de bordes rectos como de bordes curvos. Como ya se sabe, la planta es un cuadrilátero cualquiera o hasta un triángulo cuando uno de sus bordes es vertical. De cualquier modo, el trazo comenzaba por la planta, como en cualquier obra.



Imagen 3.21 Construcción del cascarón mediante cimbras

Se trata de unir los puntos correspondientes de las dos directrices mediante hilos cercanos que constituyen las generatrices del paraboloides, y una vez en esta posición montar las piezas de madera. Los postes o pies derechos debían estar alineados con uno de los sistemas de generatrices ya que cargaban las maderas, éstas solían ser piezas de madera de gran sección cuadrada. Como cada madrina tenía una pendiente distinta, los postes debían tener una altura diferente cada uno, variando así linealmente para poder formar el paraboloides hiperbólico. En el sentido de las otras generatrices se colocaban los puentes, los cuales solían ser piezas de madera de menor sección, apoyados sobre las maderas y distanciados entre ellos unos sesenta centímetros. Finalmente se colocaba el forro final de duela en el mismo sentido que las maderas, es decir siguiendo el primer sistema de generatrices.

Al poner el forro lineal, el cual ya es una superficie continua, aparecía el primer problema fundamental, la tabla tiene un ancho constante, por lo que si en la generatriz más corta van pegadas unas a otras, en la generatriz más larga se abría un espacio más ancho, por lo que la diferencia



Imagen 3.22 Detalle vista interior de las marcas del encofrado

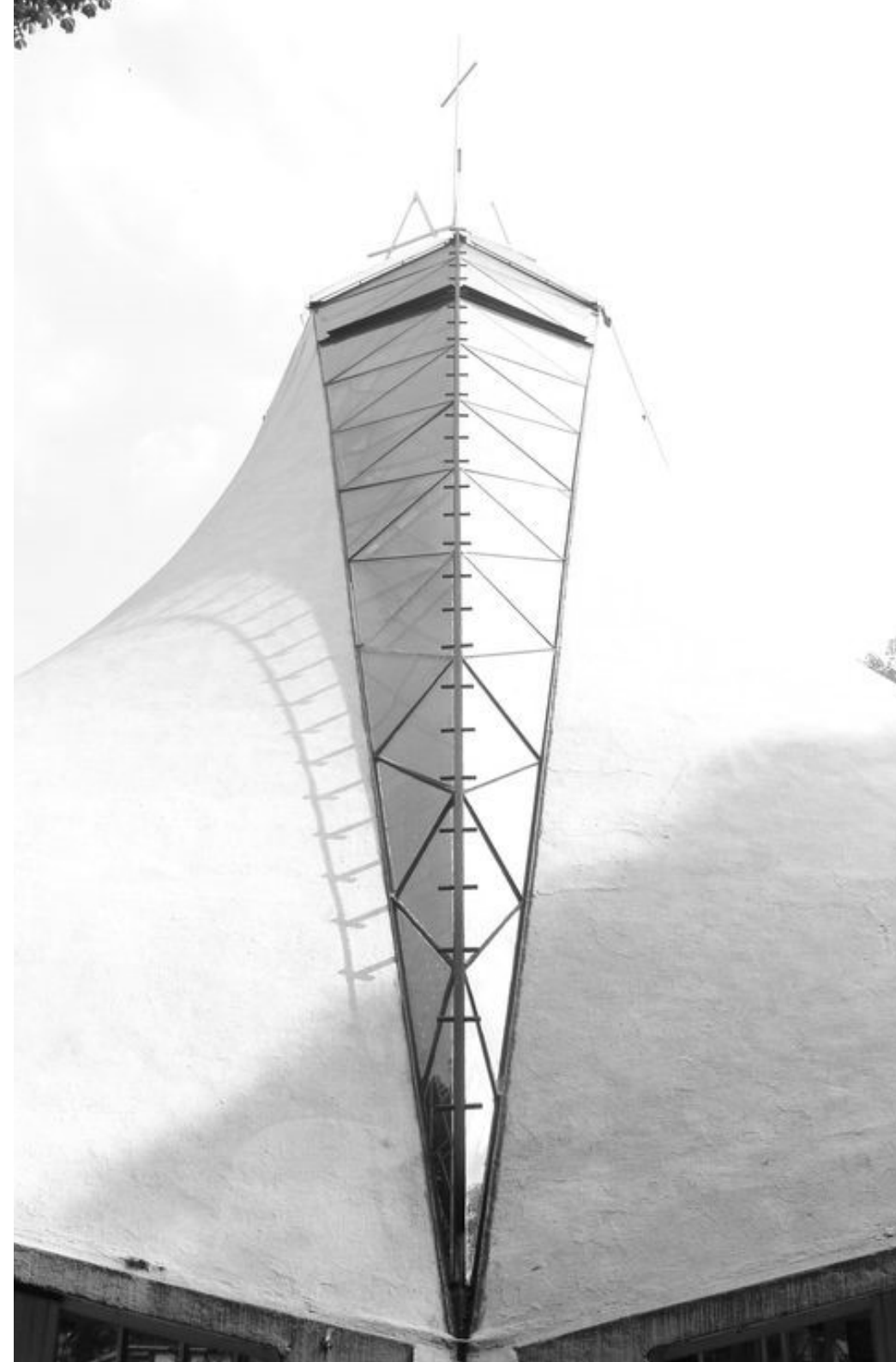
debía de ser rellenada con cuñas de duela, es decir, con directrices auxiliares intermedias, lo que hacía que se alterara la forma del paraboloide. Este problema era tanto más grave cuanto más alabeada era la superficie, y debía ser corregido en cada caso.

Otro problema que se mostraba era el apoyo de unas piezas rectangulares entre sí, pues tenían que guardar siempre las caras opuestas verticales. De aquí surgía el problema de que dos piezas sobrepuestas siempre se apoyaban en un punto y no en dos superficies de contacto planas, con lo cual había que alcanzar con cuñas los apoyos, por ejemplo entre madriñas y puentes.



Imagen 3.23 Inspiración Candela en la toca de las monjas

Imagen 3.24 (Derecha) Detalle barras metálicas de unión entre los hypars



La clave del proceso constructivo de los cascarones estaba en la compleja fabricación del encofrado hecha a base de tablillas rectas de madera que conformaba la superficie alabeada que daba forma a la cubierta, sobre la cimbra se extendía el armado final de finas varillas que creaban la retícula sobre la que se vertía el hormigón, una masa viscosa que, una vez fraguaba y se desmontaba el encofrado, se convertía en una pieza pétrea que se sostenía a sí misma, sin ningún tipo de columnas que contaminaran su sutil figura. La lámina tomaba así su forma definitiva, apoyando tan ligeramente en el terreno que daba la sensación de flotar.



Imagen 3.25 Detalle de las marcas del encofrado en el hormigón



Imagen 3.26 Detalle vista exterior

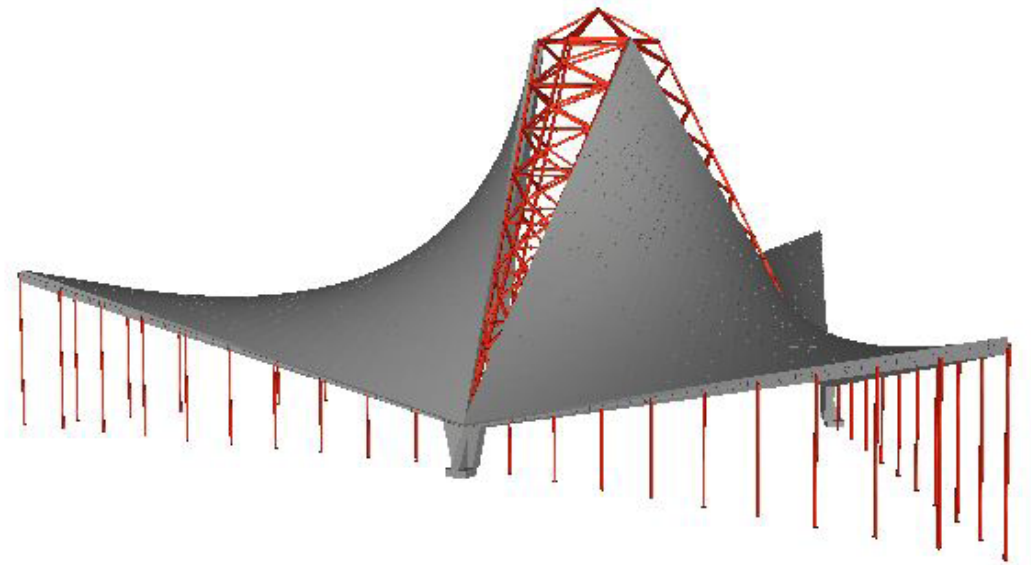


Imagen 3.27 Detalle unión de los tres paraboloides



Imagen 3.28 Vista interior de la Capilla

4 | MODELO DE CÁLCULO



Aproximación arquitectónica y evaluación estructural
de la Capilla de San Vicente de Paul. **Félix Candela**

Con el propósito de conocer el comportamiento estructural en profundidad de la Capilla de San Vicente de Paul, se ha realizado un modelo estructural del edificio con la ayuda del programa informático AutoCad 2016©.

En primer lugar se realiza la modelización simplificada de la estructura real, permitiendo con ésta obtener un análisis más exhaustivo y llegar a conclusiones sobre el comportamiento estructural. Una vez realizado el modelo, se sigue con la evaluación y asignación de cargas al modelo, definiendo también los materiales y las secciones de los elementos a estudiar.

Con todo esto se consigue un modelo estructural simplificado respecto de la estructura real, que teniendo en cuenta las limitaciones del programa, permite obtener conclusiones válidas del funcionamiento de la estructura.

Una vez modelado, hecha la asignación de cargas, y puestas las secciones y materiales, el cálculo de la estructura se realiza a través de la herramienta informática Architrave ©.

4.1 | DISCRETIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA REAL

El objetivo del trabajo es entender el comportamiento de la Capilla de San Vicente de Paul, en concreto como trabaja la cubierta y como afectan los delgados pilares que forman el cerramiento a la estructura completa. Por tanto, en el modelado se decide despreciar los elementos enterrados por tratarse de una estructura independiente más convencional, es decir, solo se evalúa el funcionamiento estructural de la planta principal, considerando que los soportes y los tres apoyos principales que sustentan la cubierta apoyan directamente sobre el suelo.

Debido a la peculiaridad de la cubierta del edificio que nos ocupa, no se puede modelizar como barras, sino que se trata como elementos superficiales que se calculan mediante el método de elementos finitos. Del mismo modo los tres apoyos principales se calculan también como elementos finitos debido a su forma característica. De este modo, la proximidad

del modelado con la realidad es mayor. Los pilares y las barras que unen los tres hypars son una excepción y sí que se modelizan como barras ya que sí que funcionan como tal.

El método de los elementos finitos es un método numérico general para la aproximación de soluciones de ecuaciones diferenciales parciales. El método trata de dividir un elemento estructural superficial en muchos elementos más pequeños los cuales están interconectados. Cada una de estas subdivisiones es un elemento finito al que se les asignan unas condiciones de contorno, ecuaciones de equilibrio y ecuaciones constitutivas (tensión – deformación). El programa informático es el encargado de dar solución al sistema de ecuaciones para cada uno de los elementos, mostrando los resultados globales de la estructura.

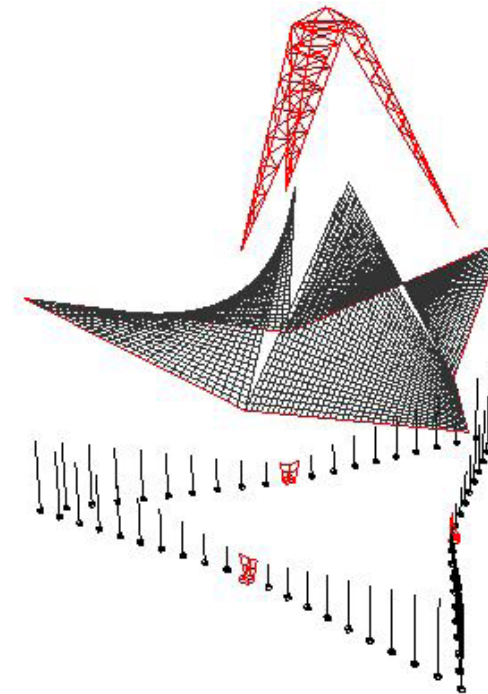


Imagen 4.1 Estructura 3D de la Capilla San Vicente de Paul descompuesta

El cálculo mediante elementos finitos permite un estudio minucioso sobre las solicitaciones, tensiones y deformaciones de cada punto dentro de una gran malla superficial, lo que lo hace especialmente conveniente para edificios con gran presencia de elementos estructurales superficiales como es la Capilla de San Vicente de Paul. Se trata de un método aproximado, pero muy exacto si se elabora correctamente. Para lograr unos buenos resultados que se aproximen a la realidad se debe elaborar un correcto modelado (condiciones de contorno, tipo de uniones etc.). Además, cuanto más pequeños sean los elementos finitos mayor será la exactitud del resultado, tanto para calcular las ecuaciones diferenciales, como para ajustarse a la geometría real del elemento estructural.

Para la modelización de la Capilla de San Vicente de Paul se han utilizado en su mayoría elementos finitos cuadriláteros, solo se han utilizado elementos finitos triangulares y trapezoidales para los apoyos principales ya que estas formas resultaban más convenientes para adaptarse a la geometría (imagen 4.2). Un total de 3.064 elementos finitos componen el modelo de la capilla. A los elementos finitos se les ha asignado un hormigón HA-25, con un módulo de elasticidad de 28.000 N/mm^2 , un coeficiente de Poisson de 0,2 y un peso específico de 25 kN/m^3 .

En el modelo, la cimentación se ha sustituido por una serie de empotramientos perimetrales en la base de los soportes que forman el cerramiento, y también con una zapata corrida bajo muro en cada uno de los apoyos principales, de tal forma se conseguía que la cimentación en los apoyos tuviera la superficie real del empotramiento, formando un total de 60 empotramientos (imagen 4.2).

La cubierta está formada con elementos finitos cuadriláteros de tamaño variable para adaptarse a la geometría del paraboloide hiperbólico, estos elementos se ven delimitados por las diferentes familias de generatrices que forman la superficie reglada (imagen 4.2). En la zona más central del paraboloide hiperbólico los elementos finitos tienen una superficie de $0,07 \text{ m}^2$ mientras que en el perímetro son de aproximadamente $0,11 \text{ m}^2$. En toda la cubierta el espesor de los elementos finitos es de 4 cm.

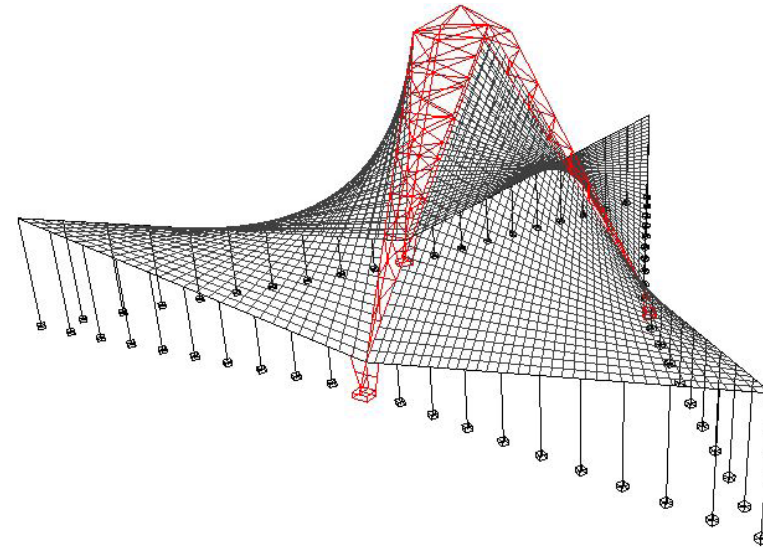


Imagen 4.2 Perspectiva 3D modelo alámbrico

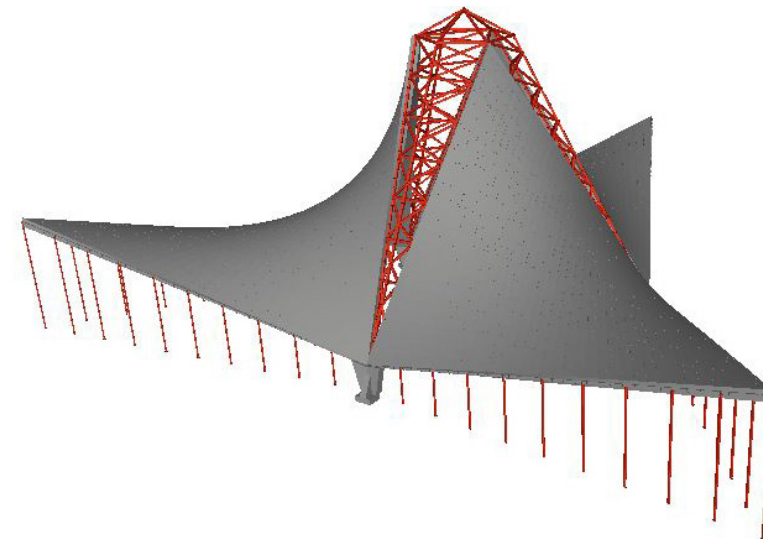


Imagen 4.3 Perspectiva 3D modelo sólido

Por otra parte, en los apoyos principales la modelización se realiza con elementos triangulares para el contrafuerte y trapezoidales para lo que es el apoyo en sí. La parte del contrafuerte está formada por dos elementos finitos y su superficie se divide de igual manera, siendo esta de 0,18 m² para cada elemento. La parte que queda del apoyo está formado por 4 elementos finitos de forma trapezoidal, teniendo los dos de arriba una superficie de 0,40 m² cada uno y los dos de abajo 0,31 m² cada uno. En todo caso, tanto el apoyo en sí como en la parte del contrafuerte el espesor de los elementos finitos es de 30 cm (imagen 4.4).

Siguiendo con la modelización, los pilares que unen el paraboloide hiperbólico con la cimentación junto con las barras que unen los paraboloides hiperbólicos entre sí, son los únicos elementos que se modelizan como barras, y no con elementos finitos.

A los pilares del cerramiento, dado que no se ha encontrado el valor de la sección que estos pudieran tener, se les ha asignado barras de acero S275 con una sección PHR 100x60x4mm, ya que por las imágenes encontradas se trata de elementos rectangulares y esbeltos, pudiendo coger esta sección como posible. Estos pilares van aumentando su longitud desde el apoyo principal hasta el extremo del voladizo siguiendo la forma del paraboloide hiperbólico, teniendo el pilar más corto una longitud de 1,60m, y el más largo una longitud de 5,22m (imagen 4.5).

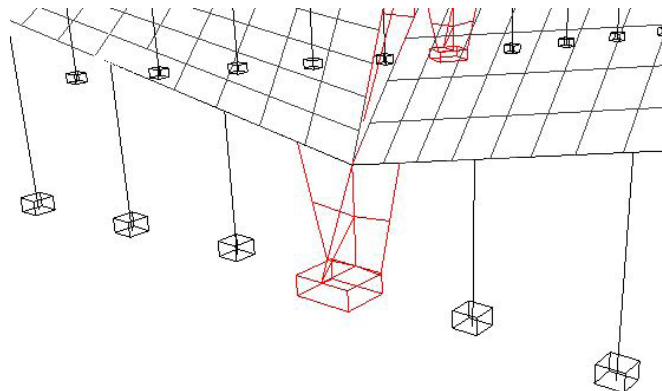


Imagen 4.4 Detalle inalámbrico apoyo principal

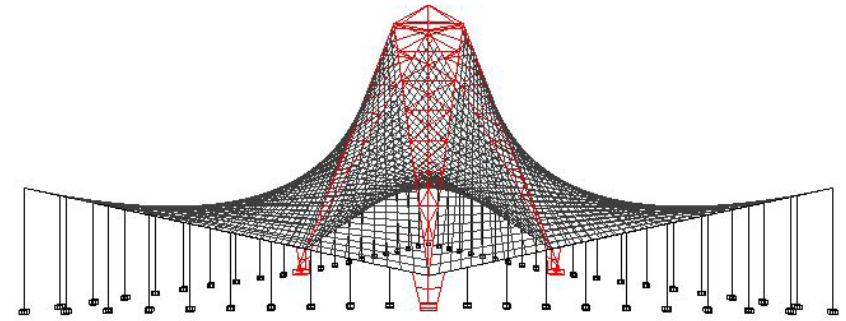


Imagen 4.5 Alzado modelo alámbrico

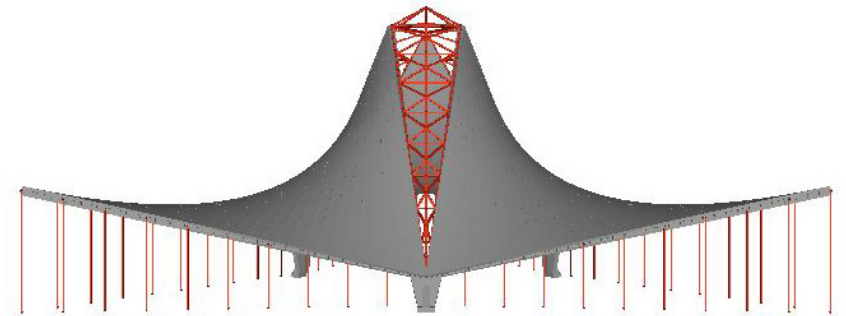


Imagen 4.6 Alzado modelo sólido



Imagen 4.7 Alzado real

Como los vértices de los Elementos Finitos no coinciden con los extremos de los soportes, para que ambos queden conectados se ha colocado una viga en el perímetro del paraboloide hiperbólico para que recoja los valores de la lámina y se transmitan a los pilares. Como esta viga solo tendrá la función de transmitir esfuerzos, se modeliza como una barra de hormigón armado cuadrada de 100x100mm, sección mínima que el programa deja establecer.

De la misma forma, a las barras que sirven para unir los tres hypars, como no se ha encontrado el valor de la sección que estos pudieran tener, se les ha asignado barras de acero S275 con una sección de PHC 100x100x3mm.

Para la modelización es muy importante que los vértices de los elementos finitos coincidan, y que no haya ningún vértice en contacto con una cara del elemento finito. Esto, sumado a la peculiar geometría de la cubierta de la capilla ha hecho que la modelización se haga por sectores, es decir, construyendo uno de los tres hypars que forman el edificio y repitiendo este modelado 3 veces mediante una matriz polar (imagen 4.8).

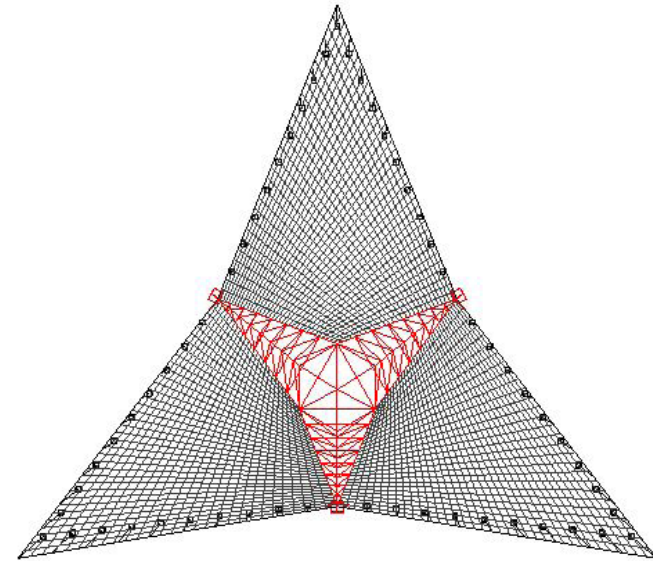


Imagen 4.8 Planta modelo alámbrico

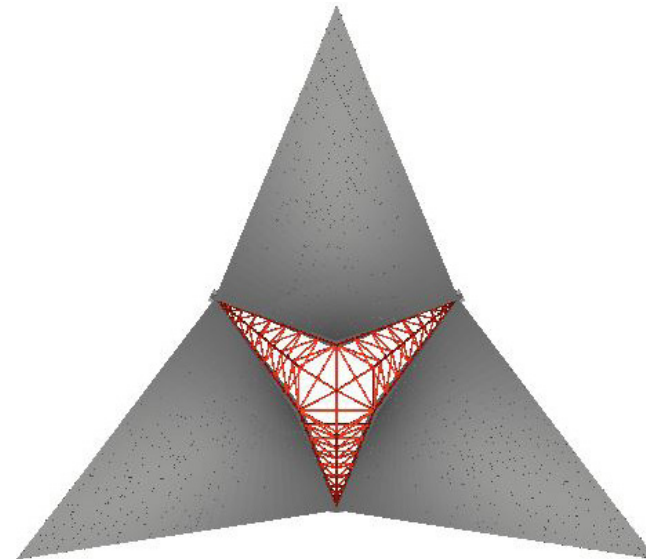


Imagen 4.9 Planta modelo sólido

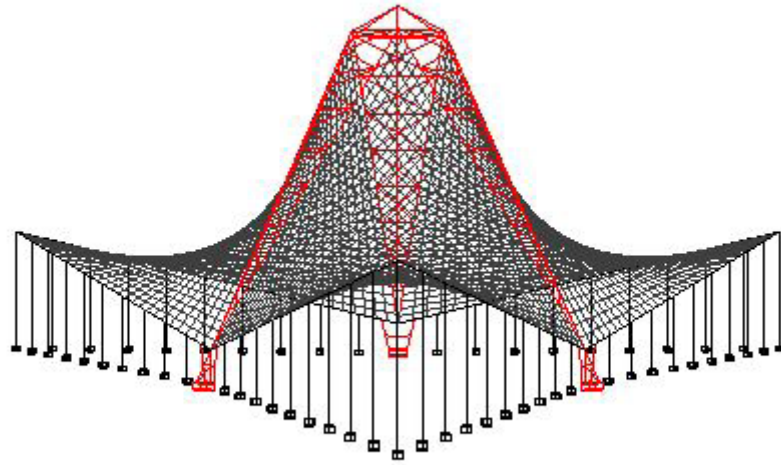


Imagen 4.10 Alzado modelo alámbrico

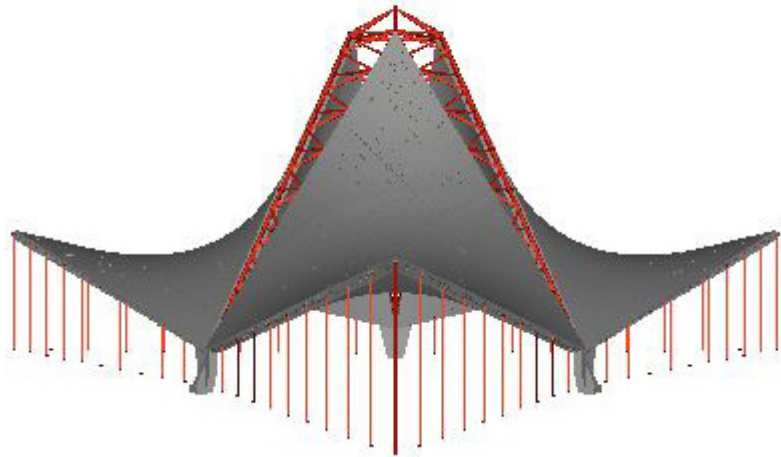


Imagen 4.11 Alzado modelo sólido



Imagen 4.12 Alzado real en construcción

4.2 | EVALUACIÓN Y ASIGNACIÓN DE CARGAS

Una vez realizado el modelo estructural, se procede a la evaluación y asignación de cargas, es decir, se analizan de forma aproximada las cargas a las que podría estar sometida la estructura real. Dicha evaluación se realiza de acuerdo a lo establecido en el *Código Técnico de la Edificación (CTE)*, en concreto en su apartado *DB-SE-AE: Documento Básico de Seguridad Estructural, Acciones en la Edificación*.

Para la evaluación de cargas, se realiza una distinción entre las cargas de carácter permanente, como el peso propio y las cargas de carácter variable, como las sobrecargas de uso, nieve y viento. Sin embargo, no se han considerado para el análisis estructural las acciones accidentales, es decir, sismo, impacto e incendio.

CARGAS PERMANENTES

Peso Propio (PP)

Las cargas permanentes son básicamente las formadas por el peso propio de la estructura y de los elementos constructivos como pavimentos, tabiquería, cerramientos, falsos techos, etc., además del posible mobiliario o maquinaria fija.

En lo referente a la Capilla de San Vicente de Paul consideramos que el peso propio de la estructura supone un porcentaje muy elevado de las cargas gravitatorias permanentes totales, ya que se trata de una estructura de hormigón armado.

Teniendo en cuenta que el edificio crea un espacio diáfano y por tanto no cuenta con tabiquería, ni pavimento, ni falsos techos. Además de no influir para el cálculo estructural el vidrio de los cerramientos, se puede decir que la totalidad de cargas permanentes se reducen al peso de los elementos estructurales.

El programa informático utilizado para el análisis (Architrave©) tiene en cuenta el peso del material al indicar que es un hormigón HA-25 y el espesor de cada elemento. Por este motivo, no es necesario introducir de manera externa las cargas correspondientes al peso propio de la estructura.

CARGAS VARIABLES

Las cargas variables son aquellas que actúan únicamente durante un periodo de tiempo y su valor de carga en el momento que actúa no es constante. Las cargas variables más significativas son la sobrecarga de uso, el viento, y la sobrecarga de nieve. Para el cálculo de la sobrecarga de nieve y viento es necesaria la ubicación del edificio.

Para la evaluación de cargas variables se recurre al apartado 3. *Acciones Variables del DB - SE - AE*.

1. Sobrecargas de uso (SCU)

Según el apartado 3.1 *Sobrecargas de uso del Documento Básico*, las láminas que configuran la cubierta debido a su peculiar forma pertenecen a la categoría y subcategoría de uso G2, cubiertas con inclinación superior a 40°.

De acuerdo a la *tabla 3.1 Valores característicos* (imagen 4.13), la carga a aplicar es de 0 KN/ m². No obstante, se decide estimar 1 KN/m² como carga referente al mantenimiento de la cubierta.

SCU = 1 KN/m²

Hay que destacar que esta acción se ha introducido en el modelo como carga vertical y superficial gravitatoria aplicada sobre superficies de elementos finitos.

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Imagen 4.13 Tabla 3.1 del DB SE-AE Valores característicos de las sobrecargas de uso

2. Sobrecarga de nieve (SCN)

En el caso de la Capilla de San Vicente de Paul, se podría despreciar la sobrecarga de nieve debido al clima en el que se encuentra ubicada, pero se va a hacer la comprobación de todas formas.

De acuerdo con el punto 3.5 Nieve del Documento Básico, y en concreto con el apartado 3.5.1. Determinación de la carga de nieve indica que "como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, q_n , puede tomarse: $q_n = u \cdot S_k$. Siendo u el coeficiente de forma de la cubierta según 3.5.3. y S_k el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal según 3.5.2."

Como el edificio a estudiar está situado en la ciudad de México, y se está empleando para los cálculos la normativa europea, se va a considerar que

el edificio se encuentra situado en España. México se encuentra a una altitud de 2.250 m sobre el nivel del mar, con temperaturas máximas en verano de 28°C y llegando a alcanzar en invierno los 0°C. Como se aprecia en la imagen 4.14 ninguna de las ciudades españolas está a tanta altitud como la ciudad de México. Por tanto la ciudad que mayor altitud tiene en España es Ávila, con una altitud de 1130m.

Aunque las condiciones climáticas no sean las mismas, si se coge el valor de Ávila según la tabla 3.8 (imagen 4.14), el valor de S_k es de 1 kN/m². Por otra parte, el coeficiente de forma, al tratarse de una cubierta con una inclinación mayor o igual a 60°, toma el valor de 0 (imagen 4.15). Por tanto de estas dos variables, $q_n = u \cdot S_k = 0 \cdot 1$, se obtiene un valor de sobrecarga de nieve de 0kN/m², por lo tanto no se considera.

$$SCN = 0 \text{ kN/m}^2$$

Tabla 3.8 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas

Capital	Altitud m	S_k kN/m ²	Capital	Altitud m	S_k kN/m ²	Capital	Altitud m	S_k kN/m ²
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	1.130	0,2	Huesca	470	0,7	San Sebastián/Donostia	0	0,3
Ávila	1.130	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	1.000	0,3
Badajoz	188	0,2	León	820	1,2	Segovia	10	0,7
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	150	0,5	Sevilla	1.090	0,2
Bilbao / Bilbo	860	0,3	Logroño	380	0,6	Soria	0	0,9
Burgos	440	0,6	Lugo	470	0,6	Tarragona	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tenerife	950	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Teruel	550	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	0	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Orense / Ourense	130	0,4	Valencia/València	690	0,2
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valladolid	520	0,4
Coruña / A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Vitoria / Gasteiz	650	0,7
Cuenca	1.010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	210	0,4
Gerona / Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	0	0,5
Granada	690	0,5	Pamplona/Iruña	450	0,7	Ceuta y Melilla	0	0,2

Imagen 4.14 Tabla 3.8 del DB SE-AE Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas

En un faldón limitado inferiormente por cornisas o limatesas, y en el que no hay impedimento al deslizamiento de la nieve, el coeficiente de forma tiene el valor de 1 para cubiertas con inclinación menor o igual que 30° y 0 para cubiertas con inclinación de mayor o igual que 60° (para valores intermedios se interpolará linealmente). Si hay impedimento, se tomará $\mu = 1$ sea cual sea la inclinación.

Imagen 4.15 Coeficiente de forma

3. Sobrecarga de viento (SCV)

Se calcula con el apartado 3.3 Viento y con el punto 3.3.2. Acción del viento. Según lo especificado en la imagen 4.16 la acción del viento se calcula con la siguiente expresión $q_n = q_b \cdot C_e \cdot C_p$.

3.3.2 Acción del viento

- 1 La acción de viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, q_e puede expresarse como:

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p \quad (3.1)$$

siendo:

- q_b la presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse $0,5 \text{ kN/m}^2$. Pueden obtenerse valores más precisos mediante el anejo D, en función del emplazamiento geográfico de la obra.
- C_e el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. Se determina de acuerdo con lo establecido en 3.3.3. En edificios urbanos de hasta 8 plantas puede tomarse un valor constante, independiente de la altura, de 2,0.
- C_p el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión. Su valor se establece en 3.3.4 y 3.3.5.

Imagen 4.16 Acción del viento

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición C_e

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Imagen 4.17 Tabla 3.4 del DB SE-AE Valores del coeficiente de exposición

Tabla 3.5. Coeficiente eólico en edificios de pisos

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≥ 5,00
Coefficiente eólico de presión, C_p	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coefficiente eólico de succión, C_s	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

Imagen 4.18 Tabla 3.5 del DB SE-AE Coeficiente eólico

La presión dinámica del viento de forma simplificada se toma $0,5 \text{ kN/m}^2$. El coeficiente de exposición, que depende de la altura del punto considerado y del entorno donde se ubica el edificio, se determina con el apartado 3.3.3 del CTE (imagen 4.17). La cubierta de la Capilla de San Vicente de Paul se sitúa en una zona rural con algunos obstáculos como árboles o construcciones pequeñas, por lo que se corresponde a un grado de aspereza III. En cuanto a la altura, el punto más elevado de la cubierta está a 13,275 metros del suelo, que por interpolación lineal le corresponde de un valor de $C_e = 2,55$.

Por último, se calcula el coeficiente eólico de presión, con el apartado 3.3.4 del CTE (imagen 4.18). Debido a la peculiaridad del edificio, éste no se adecua a las condiciones de la tabla para establecer una esbeltez determinada, por tanto se decide coger como resultados aproximados de C_p y C_s , $0,7$ y $-0,3$ respectivamente.

De modo que el valor de la sobrecarga de viento de presión resulta $q_n = 0,5 \cdot 2,55 \cdot 0,7 = 0,8925 \text{ kN/m}^2$, mientras que la sobrecarga de viento de succión resulta $q_n = 0,5 \cdot 2,55 \cdot (-0,3) = -0,3825 \text{ kN/m}^2$.

Por tanto se decide estimar como sobre carga de viento de presión 1 kN/m^2 , y de viento de succión una sobrecarga de $0,4 \text{ kN/m}^2$.

$$\text{SCV (presión)} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{SCV (succión)} = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

Dada la complejidad geométrica del edificio el cual no coincide con la tipología definida en el Código Técnico, se decide aplicar la carga de viento suponiendo que actúa en la dirección del eje de una única lámina. La aplicación de la carga sobre ella se realiza de forma perpendicular sobre los elementos finitos. En la parte superior (vertical) se aplica como presión y en la parte inferior (más horizontal) como succión.

El resumen de las cargas a aplicar, el elemento estructural en el que se aplican y la hipótesis de carga en la que se incluyen resulta: (tab.4.8)WWW

Hipótesis de carga			Elemento en que se aplica	Valor
HIP 01	PP	Peso propio	Todos los elementos	Lo calcula Architrave
HIP 02	SCU	Sobrecarga de mantenimiento	Láminas de cubierta (Elementos finitos)	1 KN/m ²
HIP 03	SCN	Sobrecarga de nieve	Ningún elemento	0 KN/m ²
HIP 04	SCV (Presión)	Sobrecarga de viento	Parte de arriba de una lámina de paraboloide hiperbólico	1 KN/m ²
	SCV (Succión)	Sobrecarga de viento	Parte de debajo de una lámina de paraboloide hiperbólico	0'4 KN/m ²

Imagen 4.19 Tabla resumen de cargas aplicadas

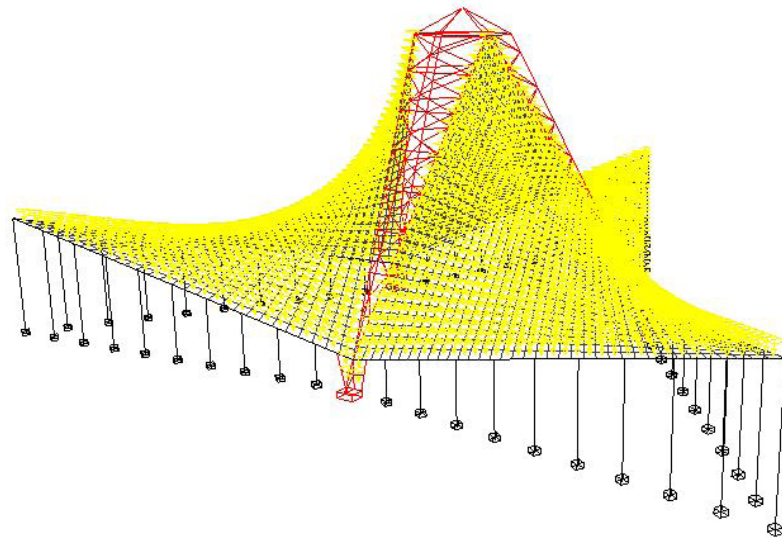


Imagen 4.20 Modelo alámbrico con cargas gravitatorias de mantenimiento

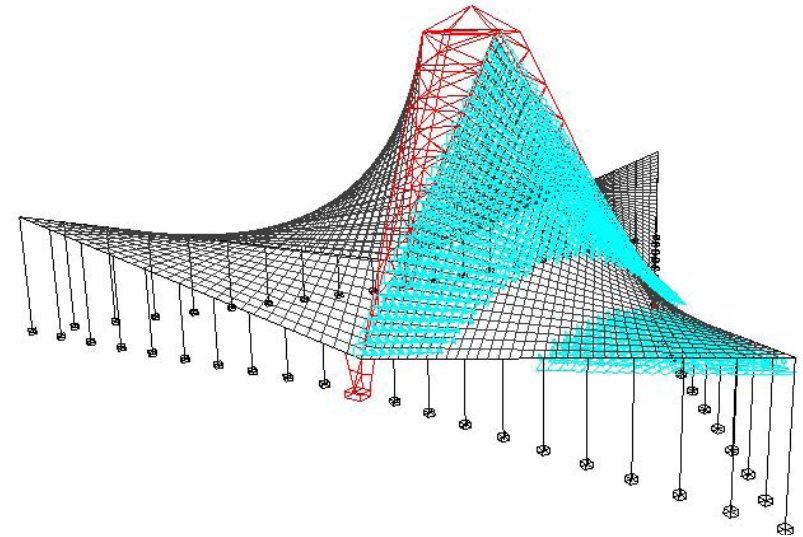


Imagen 4.21 Modelo alámbrico con cargas de viento de presión y succión

4.3 | COMBINACION DE CARGAS

La combinación de cargas la realiza automáticamente el programa Architrave © una vez son asignados los valores de ponderación de cada acción extraídos del *Código Técnico de la Edificación (CTE), Documento Básico de Seguridad Estructural (DB-SE)* en el apartado 4 *Verificaciones basadas en coeficientes parciales*, y la *Instrucción española del Hormigón Estructural (EHE - 08)* en los artículos 12º *Valores de cálculo de las acciones* y 13º *Combinación de acciones*.

En las siguientes imágenes (Imagen 4.22 - 4.24) se indican las combinaciones de cargas y coeficientes de mayoración empleados en el cálculo para la comprobación de resistencia (Estados Límites Últimos) y deformaciones (Estados Límites de Servicio).

Combinaciones para Estados Límite Últimos:

Tabla 12.1.a. Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite Últimos

TIPO DE ACCIÓN	Situación persistente o transitoria		Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	-	-	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Imagen 4.22 Coeficientes parciales de seguridad ELU

En situaciones permanentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,l} Q_{k,l} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- $G_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes.
- $G_{k,j}^*$ Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.
- P_k Valor característico de la acción del pretensado.
- $Q_{k,1}$ Valor característico de la acción variable determinante.
- $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.
- $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ Valor representativo frecuente de la acción variable determinante.
- $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ Valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental.
- A_k Valor característico de la acción accidental.
- $A_{E,k}$ Valor característico de la acción sísmica.

Imagen 4.23 Combinación de acciones en situaciones permanentes o transitorias ELU

Combinaciones para Estados Límites de Servicio:

Tabla 12.2. Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite de Servicio

TIPO DE ACCIÓN		Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente		$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	Armadura pretesa	$\gamma_P = 0,95$	$\gamma_P = 1,05$
	Armadura postesa	$\gamma_P = 0,90$	$\gamma_P = 1,10$
Permanente de valor no constante		$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable		$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

Imagen 4.24 Coeficientes parciales de seguridad ELS

- Combinación poco probable o característica

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinación frecuente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinación cuasipermanente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_P P_k + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Imagen 4.25 Combinación de acciones en ELS

Siendo los coeficientes de simultaneidad tanto para ELU como para ELS:

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (Ψ)

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
•Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
•Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
•Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
•Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
•Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría F)	0,7	0,7	0,6
•Cubiertas transitables (Categoría G)		(1)	
•Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría H)	0	0	0
Nieve			
•para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
•para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

(1) En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Imagen 4.26 Coeficientes de simultaneidad

Para la comprobación de resistencia en situaciones persistentes o transitorias, se obtienen las siguientes combinaciones:

- ELU 1. $1'35 * HIP\ 01 + 1,5 * HIP\ 02$
- ELU 2. $1'35 * HIP\ 01 + 1,5 * HIP\ 02 + 0'9 * HIP\ 04$
- ELU 3. $1'35 * HIP\ 01 + 1'05 * HIP\ 02 + 1'50 * HIP\ 04$

Para la comprobación de las deformaciones, la EHE sólo hace referencia a las situaciones persistentes o transitorias, resultando las combinaciones siguientes:

- Combinación poco probable

- ELS 1. $1 * HIP\ 01 + 1 * HIP\ 02$
- ELS 2. $1 * HIP\ 01 + 1 * HIP\ 02 + 0'6 * HIP\ 04$
- ELS 3. $1 * HIP\ 01 + 0'7 * HIP\ 02 + 1 * HIP\ 04$

- Combinación frecuente

- ELS 4. $1 * HIP\ 01 + 0'5 * HIP\ 02$
- ELS 5. $1 * HIP\ 01 + 0'3 * HIP\ 02 + 0'5 * HIP\ 04$

- Combinación casi permanente

- ELS 6. $1 * HIP\ 01 + 0'3 * HIP\ 02$

De esta forma resultan 3 combinaciones para la comprobación de resistencia y 6 combinaciones para la comprobación de deformaciones o flechas.

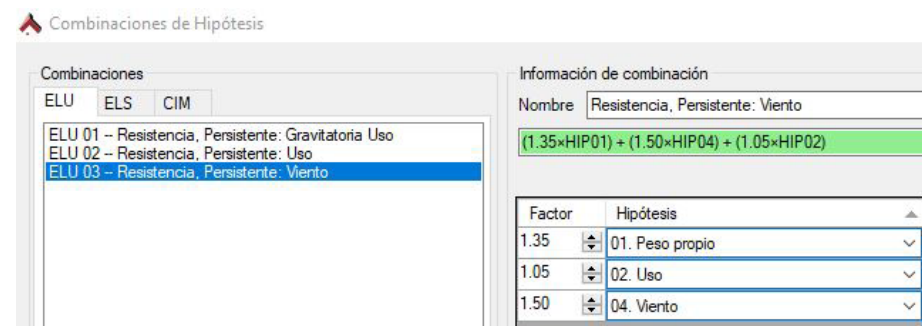
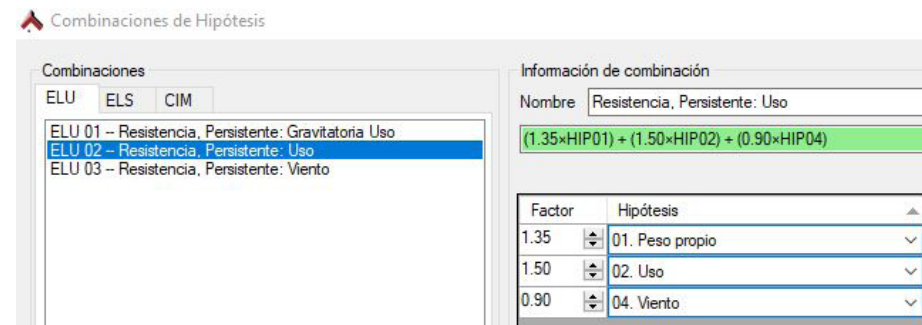
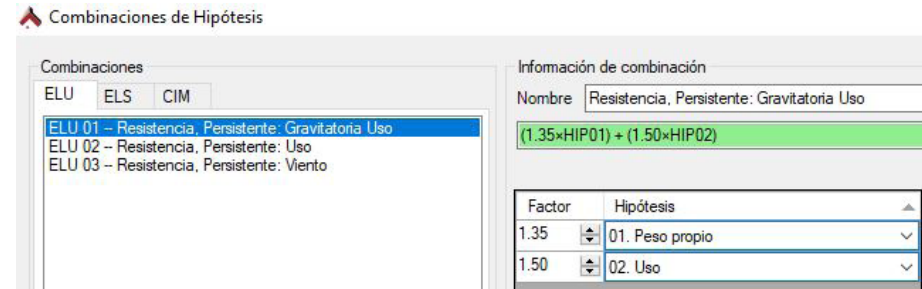


Imagen 4.27 Combinaciones para Estados Límite Últimos

Combinaciones de Hipótesis

Combinaciones: ELU ELS CIM

ELS 01 -- Característica: Gravitatoria Uso
 ELS 02 -- Característica: Uso
 ELS 03 -- Característica: Viento
 ELS 04 -- Frecuente: Uso
 ELS 05 -- Frecuente: Viento
 ELS 06 -- Casi Permanente

Información de combinación

Nombre: Característica: Gravitatoria Uso

$(1.00 \times \text{HIP01}) + (1.00 \times \text{HIP02})$

Factor	Hipótesis
1.00	01. Peso propio
1.00	02. Uso

Combinaciones de Hipótesis

Combinaciones: ELU ELS CIM

ELS 01 -- Característica: Gravitatoria Uso
 ELS 02 -- Característica: Uso
 ELS 03 -- Característica: Viento
 ELS 04 -- Frecuente: Uso
 ELS 05 -- Frecuente: Viento
 ELS 06 -- Casi Permanente

Información de combinación

Nombre: Frecuente: Uso

$(1.00 \times \text{HIP01}) + (0.50 \times \text{HIP02})$

Factor	Hipótesis
1.00	01. Peso propio
0.50	02. Uso

Combinaciones de Hipótesis

Combinaciones: ELU ELS CIM

ELS 01 -- Característica: Gravitatoria Uso
 ELS 02 -- Característica: Uso
 ELS 03 -- Característica: Viento
 ELS 04 -- Frecuente: Uso
 ELS 05 -- Frecuente: Viento
 ELS 06 -- Casi Permanente

Información de combinación

Nombre: Característica: Uso

$(1.00 \times \text{HIP01}) + (1.00 \times \text{HIP02}) + (0.60 \times \text{HIP04})$

Factor	Hipótesis
1.00	01. Peso propio
1.00	02. Uso
0.60	04. Viento

Combinaciones de Hipótesis

Combinaciones: ELU ELS CIM

ELS 01 -- Característica: Gravitatoria Uso
 ELS 02 -- Característica: Uso
 ELS 03 -- Característica: Viento
 ELS 04 -- Frecuente: Uso
 ELS 05 -- Frecuente: Viento
 ELS 06 -- Casi Permanente

Información de combinación

Nombre: Frecuente: Viento

$(1.00 \times \text{HIP01}) + (0.50 \times \text{HIP04}) + (0.30 \times \text{HIP02})$

Factor	Hipótesis
1.00	01. Peso propio
0.30	02. Uso
0.50	04. Viento

Combinaciones de Hipótesis

Combinaciones: ELU ELS CIM

ELS 01 -- Característica: Gravitatoria Uso
 ELS 02 -- Característica: Uso
 ELS 03 -- Característica: Viento
 ELS 04 -- Frecuente: Uso
 ELS 05 -- Frecuente: Viento
 ELS 06 -- Casi Permanente

Información de combinación

Nombre: Característica: Viento

$(1.00 \times \text{HIP01}) + (1.00 \times \text{HIP04}) + (0.70 \times \text{HIP02})$

Factor	Hipótesis
1.00	01. Peso propio
0.70	02. Uso
1.00	04. Viento

Combinaciones de Hipótesis

Combinaciones: ELU ELS CIM

ELS 01 -- Característica: Gravitatoria Uso
 ELS 02 -- Característica: Uso
 ELS 03 -- Característica: Viento
 ELS 04 -- Frecuente: Uso
 ELS 05 -- Frecuente: Viento
 ELS 06 -- Casi Permanente

Información de combinación

Nombre: Casi Permanente

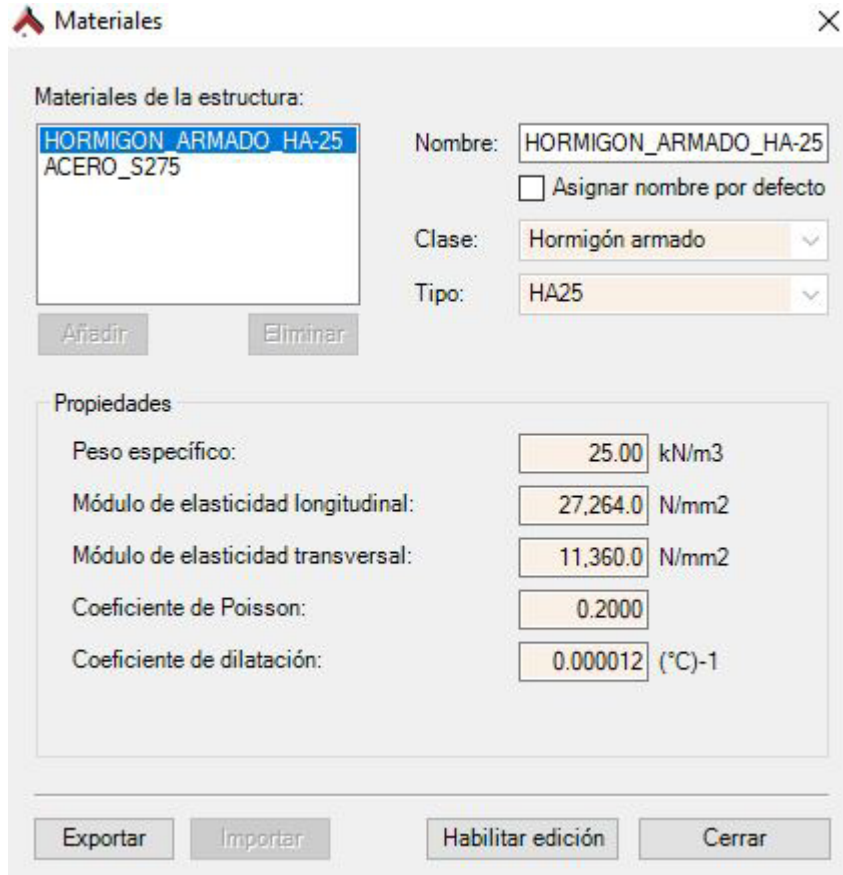
$(1.00 \times \text{HIP01}) + (0.30 \times \text{HIP02})$

Factor	Hipótesis
1.00	01. Peso propio
0.30	02. Uso

Imagen 4.28 Combinaciones para Estados Límite de Servicio

4.4 | CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Se definen las siguientes características para el hormigón estructural empleado y para el acero utilizado en las barras, tanto en los pilares como en las barras de unión:

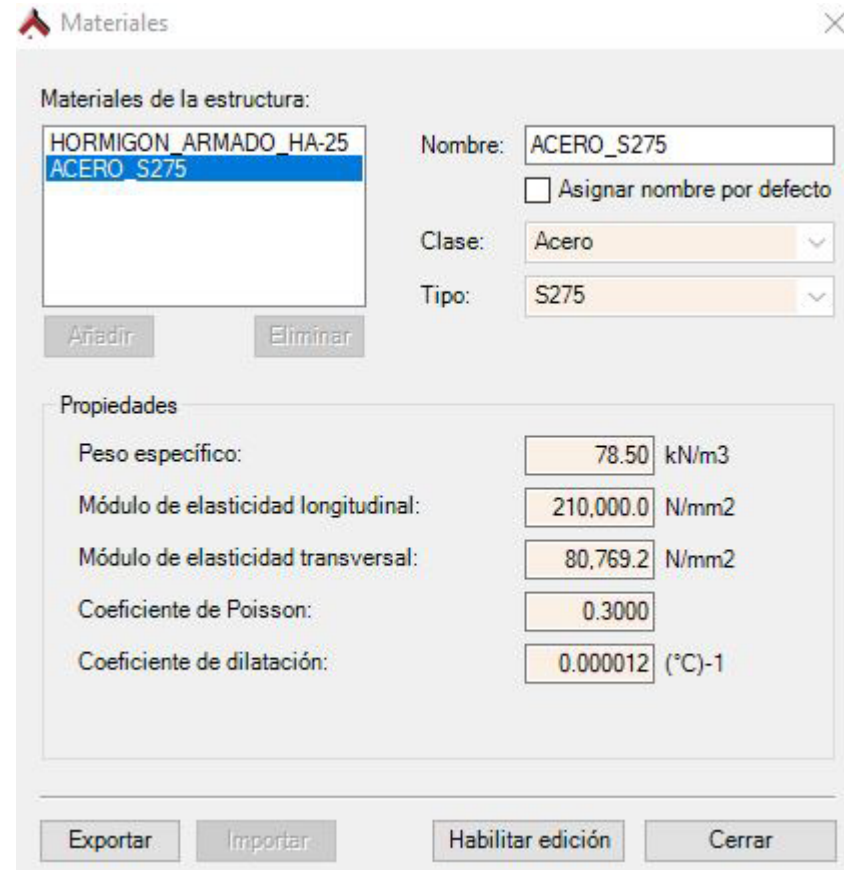


The screenshot shows the 'Materiales' dialog box with the following configuration:

- Materiales de la estructura:** A list containing 'HORMIGON_ARMADO_HA-25' and 'ACERO_S275'. 'HORMIGON_ARMADO_HA-25' is selected.
- Nombre:** 'HORMIGON_ARMADO_HA-25'. There is an unchecked checkbox for 'Asignar nombre por defecto'.
- Clase:** 'Hormigón armado'.
- Tipo:** 'HA25'.
- Propiedades:**
 - Peso específico: 25.00 kN/m³
 - Módulo de elasticidad longitudinal: 27,264.0 N/mm²
 - Módulo de elasticidad transversal: 11,360.0 N/mm²
 - Coefficiente de Poisson: 0.2000
 - Coefficiente de dilatación: 0.000012 (°C)⁻¹

Buttons at the bottom: 'Añadir', 'Eliminar', 'Exportar', 'Importar', 'Habilitar edición', 'Cerrar'.

Imagen 4.29 Características del hormigón utilizado



The screenshot shows the 'Materiales' dialog box with the following configuration:

- Materiales de la estructura:** A list containing 'HORMIGON_ARMADO_HA-25' and 'ACERO_S275'. 'ACERO_S275' is selected.
- Nombre:** 'ACERO_S275'. There is an unchecked checkbox for 'Asignar nombre por defecto'.
- Clase:** 'Acero'.
- Tipo:** 'S275'.
- Propiedades:**
 - Peso específico: 78.50 kN/m³
 - Módulo de elasticidad longitudinal: 210,000.0 N/mm²
 - Módulo de elasticidad transversal: 80,769.2 N/mm²
 - Coefficiente de Poisson: 0.3000
 - Coefficiente de dilatación: 0.000012 (°C)⁻¹

Buttons at the bottom: 'Añadir', 'Eliminar', 'Exportar', 'Importar', 'Habilitar edición', 'Cerrar'.

Imagen 4.30 Características del acero utilizado

4.5 | COMPARACIÓN DE DIFERENTES MODELOS PARA LA COMPROBACIÓN DEL MODELO UTILIZADO POR FELIX CANDELA

En este punto lo que se va a hacer es una comparación entre cuatro modelos estructurales distintos, teniendo en cuenta que los pilares del cerramiento tengan función portante o no, y además se va a estudiar el efecto de que exista o no una viga de refuerzo situada en los bordes inferiores de las láminas de paraboloide hiperbólico. Este estudio se hace con el fin de entender por qué Candela se inclinó por la solución final.

Para hacer más amena la explicación se van a utilizar las siguientes abreviaturas para cada uno de los cuatro casos:

- CASO 1:** Modelo sin pilares de cerramiento ni viga de borde.
- CASO 2:** Modelo sin pilares de cerramiento con viga de borde.
- CASO 3:** Modelo con pilares de cerramiento y con viga de borde.
- CASO 4:** Modelo con pilares de cerramiento sin viga de borde.

Para la comparación de los cuatro casos se va a tener en cuenta la sobrecarga de uso, es decir la sobrecarga de mantenimiento de 1kN/m^2 . Por tanto se van a calcular los cuatro modelos con cargas gravitatorias en concreto con la combinación ELU 1. Los valores que se van a comparar son las solicitaciones de los elementos finitos sacados del programa informático Architrave, en concreto los desplazamientos en z (Dz), y en el caso de que existan pilares de cerramiento, a qué resistencia están trabajando. Con estos dos valores se obtiene información suficiente para compararlos y llegar a las siguientes conclusiones.

Si se empieza analizando el **CASO 1**, se aprecia que los desplazamientos en z son mayores en los extremos del voladizo, esto se debe a la ausencia de apoyos en toda esta zona, ya que los desplazamientos en z van disminuyendo conforme se acercan a los apoyos principales y a las barras que unen los tres hypars (imagen 4.31). El mayor desplazamiento en z es de $-1'885\text{ cm}$, este valor podría afectar a la durabilidad de los vidrios del cerramiento, ya que se podría producir rotura en ellos debido a la deformación de las láminas. Con todo esto se puede entender que los elementos rigidizadores de este modelo son los tres apoyos, y también las barras que unen los tres hypars.

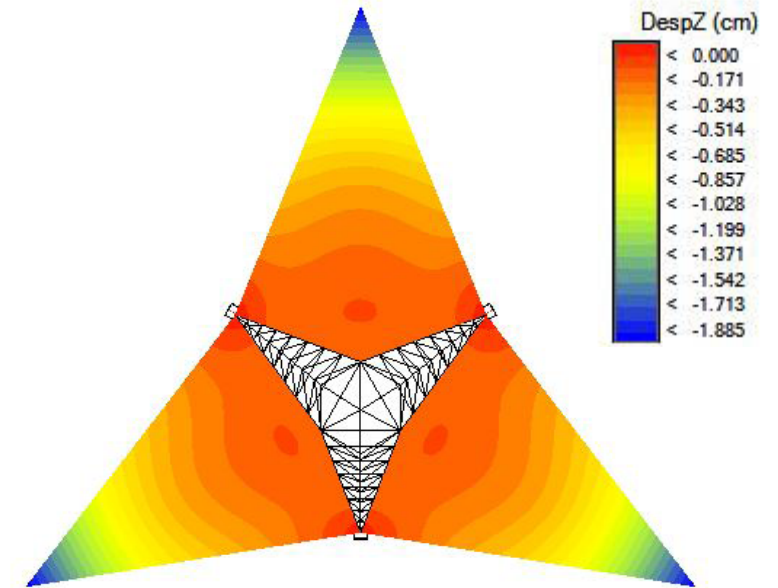


Imagen 4.31 Planta CASO 1 desplazamientos en z

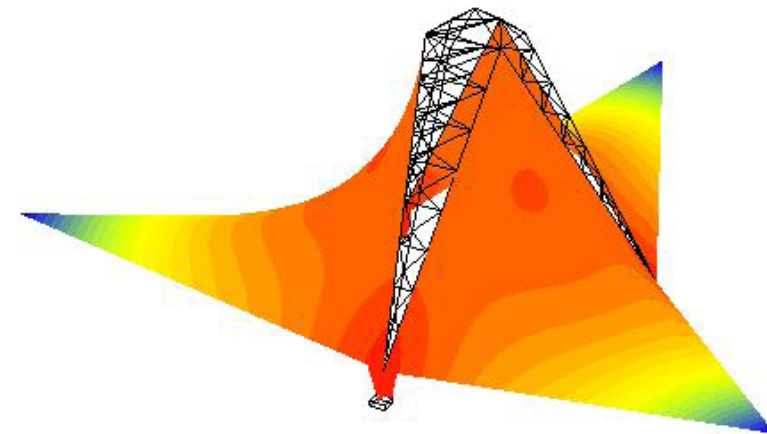


Imagen 4.32 Perspectiva CASO 1 desplazamientos en z

Si se sigue con el **CASO 2**, a este modelo se le ha añadido una viga de borde de 30x30 cm para ver cuáles son sus efectos en el modelo. De la misma forma que en el **CASO 1**, los mayores desplazamientos se producen en los extremos de los voladizos por la misma razón que antes. Como se aprecia en la imagen 4.33 los desplazamientos en z siguen el mismo patrón que en el **CASO 1**, solo cambian los valores aunque no demasiado. El mayor desplazamiento que se produce en este caso es de -1'819 cm. Si comparamos estos dos casos ya se ve que la viga rigidizante de borde no afecta nada a la estructura ya que el desplazamiento prácticamente es el mismo, esto puede deberse a que la viga no tiene donde apoyarse, por tanto aunque quiera hacer efecto portante no puede transmitir los esfuerzos que a ella le llegan a ningún elemento. Además al igual que en el **CASO 1** las deformaciones podrían afectar negativamente al cerramiento vidriado, siendo una consideración a tener en cuenta en su diseño y en la disposición de juntas elásticas.

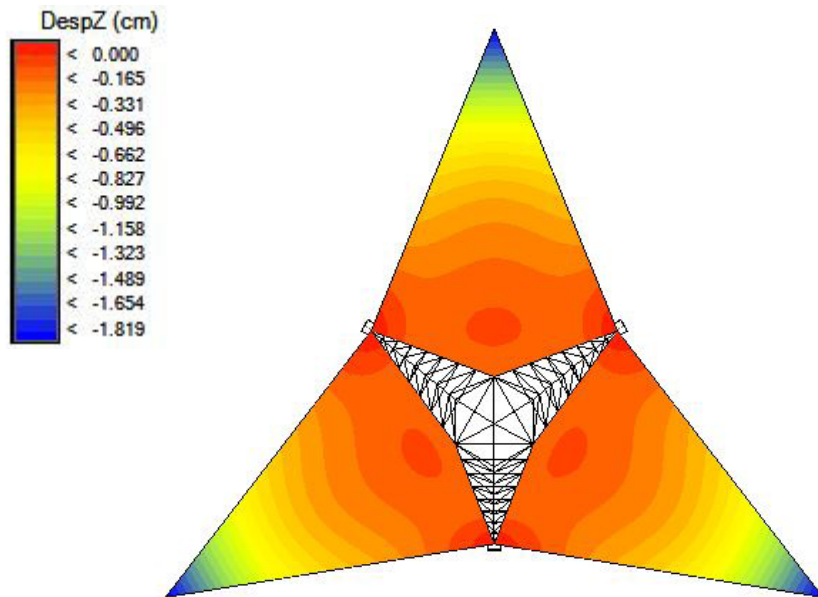


Imagen 4.33 Planta CASO 2 desplazamientos en z

Siguiendo con el **CASO 3**, se le han añadido los pilares del cerramiento al **CASO 2**, es decir, la viga de borde de 30x30 cm sigue apareciendo en este modelo. Como se puede apreciar en la imagen 4.35 en este caso los desplazamientos ya no se producen de la misma forma, sino que ahora los mayores desplazamientos en z aparecen en el centro de la lámina siendo estos ahora de -0,146 cm, este valor disminuye conforme se acerca a los bordes del paraboloides hiperbólico, y también cuando se acerca a las barras que unen los tres hypars pero en menor medida, de todas formas los desplazamientos en z son muy pequeños. El valor con respecto a los dos casos anteriores ha disminuido bastante, esto se debe a la adición de los pilares de cerramiento. Con esto se puede llegar a la conclusión de que los pilares de cerramiento sí que tienen un efecto portante en la estructura.

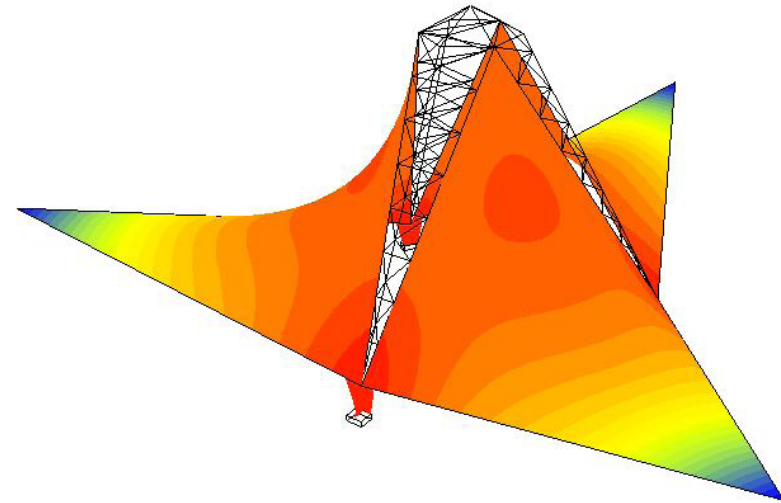


Imagen 4.34 Perspectiva CASO 2 desplazamientos en z

Además en este caso, donde aparecen ya los pilares del cerramiento, se puede saber a la resistencia a la que están trabajando. Esto sirve para observar si éstos están sobredimensionados ya que el valor de la sección real no se conoce. Como se puede observar en la imagen 4.33, el pilar más corto, es decir, el situado más cerca del apoyo está trabajando al 33% de su capacidad resistente, este valor disminuye conforme se va alejando del apoyo principal hasta llegar al último apoyo situado en el extremo del voladizo el cual está trabajando al 3% de su capacidad resistente. Se puede deducir que con estos valores tan bajos de resistencia, los pilares están sobredimensionados.

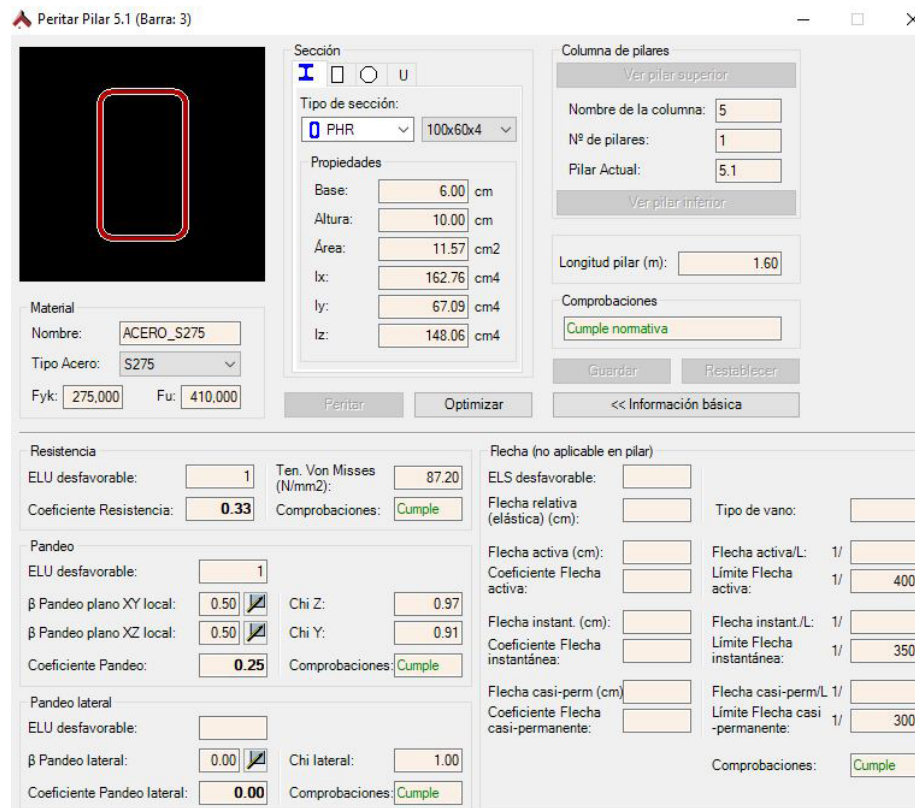


Imagen 4.37 Tabla información para el CASO 3 del pilar más corto

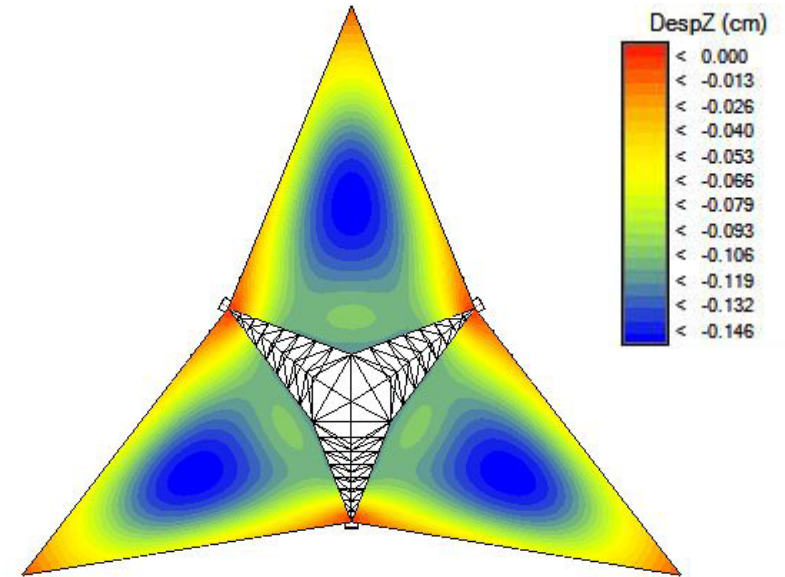


Imagen 4.35 Planta CASO 3 desplazamientos en z

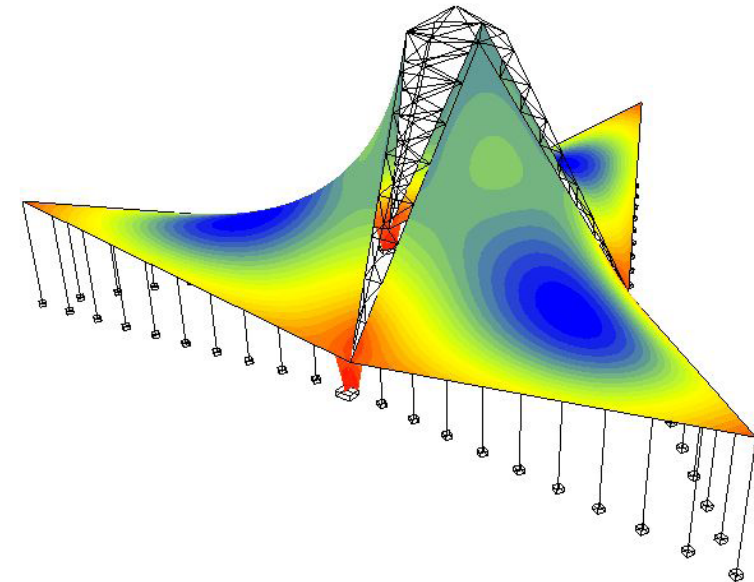


Imagen 4.36 Perspectiva CASO 3 desplazamientos en z

Pero para terminar la comparación se va a analizar el **CASO 4**, el cual sigue teniendo los pilares de cerramiento pero se ha cambiado la viga de borde de 30x30 cm, por una de 10x10 cm, sección mínima que el programa informático deja aplicar para una sección de hormigón armado. Esta viga, como ya se ha dicho anteriormente, es necesaria para transmitir los esfuerzos de los elementos finitos a los pilares situados debajo, ya que si se elimina completamente, los esfuerzos del paraboloides no se transmiten a los pilares.

De la misma manera que en el caso anterior, los mayores desplazamientos se producen en la parte central de la lámina, estos desplazamientos han aumentado respecto al **CASO 3**, siendo ahora el desplazamiento máximo de -0'227cm (imagen 4.38). Como se ve, este aumento es muy pequeño, con lo que se podría decir que la viga de borde no hace ningún efecto estructural, pero antes se va a comprobar la resistencia a la que están trabajando los pilares para llegar a una conclusión.

En este caso el pilar que está trabajando a mayor resistencia es el mismo que en el caso anterior, el pilar de menor longitud, pero ahora está trabajando al 37% de su capacidad resistente (imagen 4.40), de igual forma que en el **CASO 3** la resistencia va disminuyendo conforme se va alejando del apoyo principal, hasta llegar al pilar más alejado del apoyo el cual está trabajando al 1% de su capacidad resistente (imagen 4.41). Con esto se puede llegar a la conclusión de que en el **CASO 3**, el último pilar podría estar soportando el peso propio de la viga de borde y por eso estaba trabajando con una resistencia mayor a la del **CASO 4**, ya que ahora al disminuir su sección la capacidad resistente a la que está trabajando el pilar también es menor.

Con todos estos análisis se entiende porque Candela eligió el **CASO 4** como la mejor opción para construir la Capilla de San Vicente de Paul. La visión que quería dar con la capilla, era la de un edificio ligero, y con la viga de borde no lo conseguía. Aquí se ha comprobado que el efecto que hace la viga de borde en este edificio no es fundamental para conseguir la estabilidad del edificio y por tanto, puede suprimirse teniendo la precaución de la transmisión de los esfuerzos cortantes entre la lámina y los pilares para evitar así el punzonamiento. Además debido a la evidencia de la capacidad portante de los pilares de cerramiento, las deformaciones en el perímetro se reducen notablemente, evitando así los efectos desfavorables sobre el cerramiento vidriado.

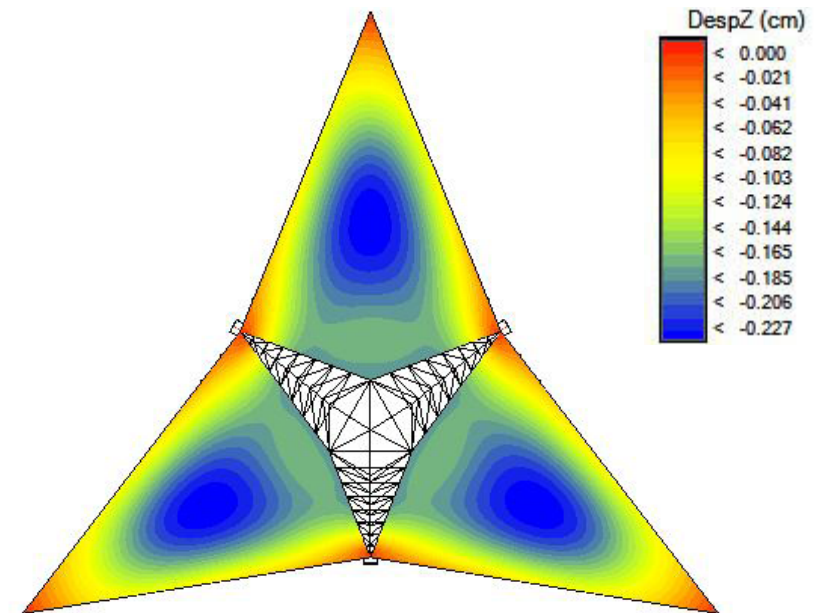


Imagen 4.38 Planta CASO 4 desplazamientos en z

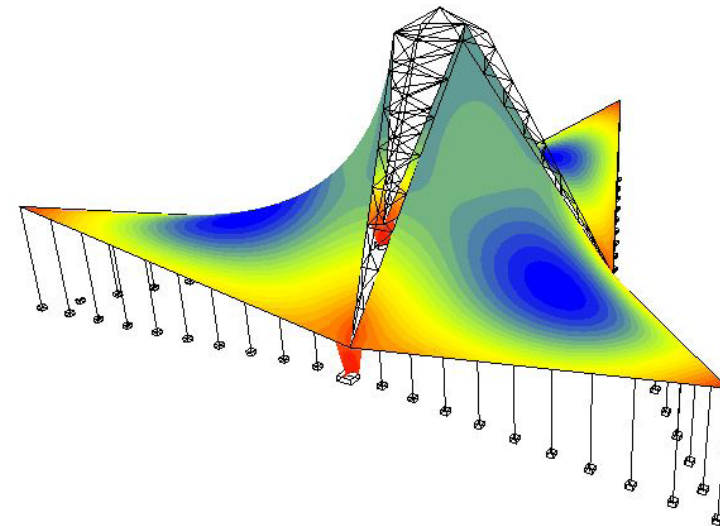
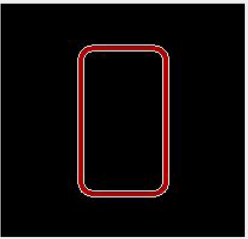


Imagen 4.39 Perspectiva CASO 4 desplazamientos en z

Peritar Pilar 5.1 (Barra: 3)



Sección

Tipo de sección: PHR 100x60x4

Propiedades:

Base: 6.00 cm
 Altura: 10.00 cm
 Área: 11.57 cm²
 Ix: 162.76 cm⁴
 Iy: 67.09 cm⁴
 Iz: 148.06 cm⁴

Material: ACERO_S275

Fyk: 275,000 Fu: 410,000

Columna de pilares

Ver pilar superior

Nombre de la columna: 5
 Nº de pilares: 1
 Pilar Actual: 5.1

Ver pilar inferior

Longitud pilar (m): 1.60

Comprobaciones: **Cumple normativa**

Resistencia

ELU desfavorable: 1
 Coeficiente Resistencia: 0.37

Ten. Von Misses (N/mm²): 98.07
 Comprobaciones: **Cumple**

Flecha (no aplicable en pilar)

ELS desfavorable:

Flecha relativa (elástica) (cm): Tipo de vano:

Pandeo

ELU desfavorable: 1
 β Pandeo plano XY local: 0.50
 β Pandeo plano XZ local: 0.50
 Coeficiente Pandeo: 0.29

Chi Z: 0.97
 Chi Y: 0.91
 Comprobaciones: **Cumple**

Flecha activa (cm): Flecha activa/L: 1/

Coeficiente Flecha activa: Límite Flecha activa: 1/ 400

Flecha instant. (cm): Flecha instant./L: 1/

Coeficiente Flecha instantánea: Límite Flecha instantánea: 1/ 350

Pandeo lateral

ELU desfavorable:

β Pandeo lateral: 0.00
 Coeficiente Pandeo lateral: 0.00

Chi lateral: 1.00
 Comprobaciones: **Cumple**

Flecha casi-perm (cm): Flecha casi-perm/L: 1/

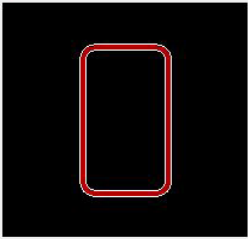
Coeficiente Flecha casi-permanente: Límite Flecha casi-permanente: 1/ 300

Comprobaciones: **Cumple**

Modifique el perfil o el tipo de material hasta que los coeficientes de resistencia, pandeo y flechas sean menores o iguales a 1.00. En todo caso, se recomienda recalcular y redimensionar el modelo con los cambios realizados.

Coeficientes a mostrar
 Seguridad Aprovechamiento

Peritar Pilar 55.2 (Barra: 55)



Sección

Tipo de sección: PHR 100x60x4

Propiedades:

Base: 6.00 cm
 Altura: 10.00 cm
 Área: 11.57 cm²
 Ix: 162.76 cm⁴
 Iy: 67.09 cm⁴
 Iz: 148.06 cm⁴

Material: ACERO_S275

Fyk: 275,000 Fu: 410,000

Columna de pilares

Ver pilar superior

Nombre de la columna: 55
 Nº de pilares: 1
 Pilar Actual: 55.2

Ver pilar inferior

Longitud pilar (m): 5.22

Comprobaciones: **Cumple normativa**

Resistencia

ELU desfavorable: 1
 Coeficiente Resistencia: 0.01

Ten. Von Misses (N/mm²): 3.44
 Comprobaciones: **Cumple**

Flecha (no aplicable en pilar)

ELS desfavorable:

Flecha relativa (elástica) (cm): Tipo de vano:

Pandeo

ELU desfavorable: 1
 β Pandeo plano XY local: 0.50
 β Pandeo plano XZ local: 0.50
 Coeficiente Pandeo: 0.02

Chi Z: 0.64
 Chi Y: 0.41
 Comprobaciones: **Cumple**

Flecha activa (cm): Flecha activa/L: 1/

Coeficiente Flecha activa: Límite Flecha activa: 1/ 400

Flecha instant. (cm): Flecha instant./L: 1/

Coeficiente Flecha instantánea: Límite Flecha instantánea: 1/ 350

Pandeo lateral

ELU desfavorable:

β Pandeo lateral: 0.00
 Coeficiente Pandeo lateral: 0.00

Chi lateral: 1.00
 Comprobaciones: **Cumple**

Flecha casi-perm (cm): Flecha casi-perm/L: 1/

Coeficiente Flecha casi-permanente: Límite Flecha casi-permanente: 1/ 300

Comprobaciones: **Cumple**

Modifique el perfil o el tipo de material hasta que los coeficientes de resistencia, pandeo y flechas sean menores o iguales a 1.00. En todo caso, se recomienda recalcular y redimensionar el modelo con los cambios realizados.

Coeficientes a mostrar
 Seguridad Aprovechamiento

Imagen 4.40 Tabla información para el CASO 4 del pilar más corto

Imagen 4.41 Tabla información para el CASO 4 del pilar más largo

4.6 | COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL: ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

Para esta última fase en la que se pone en carga el modelo y se analizan los resultados obtenidos mediante el programa informático Architrave, se ha decidido optimizar los pilares para que trabajen a un rendimiento mayor, pasando de una sección PHR 100x60x4mm a una sección de PHR 60x40x4mm. De la misma forma se ha decidido optimizar las barras que unen los tres hypars pasando de una sección PHC 100x100x3mm a una sección de PHC 40x40x2mm.

Con esta aplicación informática se obtienen los valores de las tensiones, de los momentos flectores, axiles y cortantes, y también la deformación que se produce en la estructura.

Para realizar este análisis primero se toma como carga constante el peso propio y la sobrecarga de uso, es decir, las cargas gravitatorias, y una vez estudiado el edificio con estas cargas se hará el análisis incluyendo el viento.

• Efecto de las cargas gravitatorias

TENSIONES

Lo primero que se va a analizar son las tensiones que se producen en la envolvente. Los valores e imágenes que se muestran a continuación se han obtenido en Estados Límites Últimos.

Como se puede apreciar en la imagen, las tensiones de membrana S_x , son prácticamente uniformes en todo el ámbito de la cubierta, pero si se analiza en profundidad el diagrama de tensiones, aunque la imagen aparente ser de color naranja, lo que significan valores positivos por tanto que las láminas están trabajando a tracción, en realidad la lámina está trabajando a compresión, ya que al analizar la magnitud y el signo de los elementos finitos individualmente, quitando algún punto localizado en el que sí existen tracciones, los valores son entre $-0,01 \text{ N/mm}^2$ y $-0,17 \text{ N/mm}^2$, el signo negativo significa que existen compresiones, por tanto la lámina en realidad está trabajando a compresión. Estos valores son muy bajos en comparación con la resistencia del hormigón (Imagen 4.42 - 4.43).

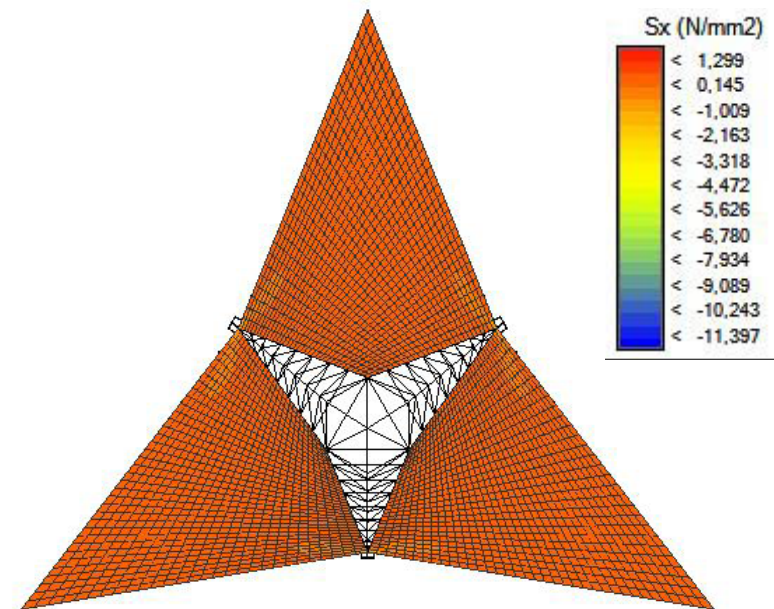


Imagen 4.42 Planta modelo tensiones S_x

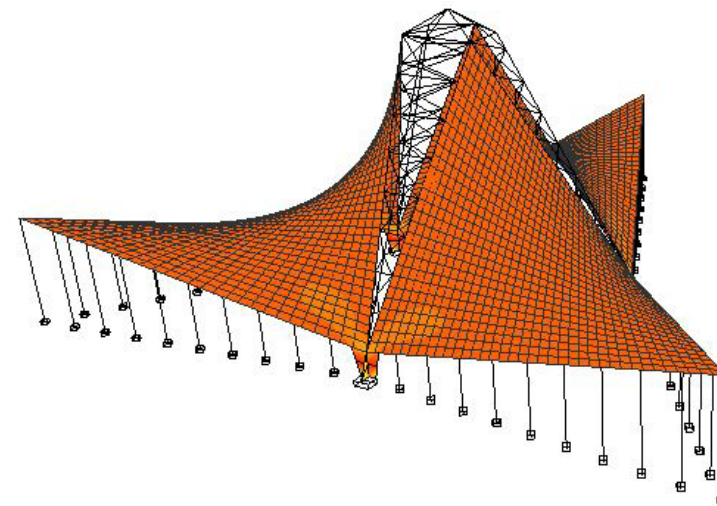


Imagen 4.43 Perspectiva modelo tensiones S_x

El máximo valor que aparece en el mapa de valores de tracción, es del orden de $1,299 \text{ N/mm}^2$, este se encuentra en los apoyos principales (Imagen 4.44). En la zona del contrafuerte del poyo principal se produce el máximo valor de compresión, siendo este de $-11,397 \text{ N/mm}^2$, este valor se debe a que actúa como rigidizador de las fuerzas producidas por la lámina.

Si se hace el análisis de las tensiones de membrana en la otra dirección S_y (Imagen 4.45 - 4.46), se observa que la lámina en general está trabajando uniformemente a tracción, pero al igual que en las tensiones S_x al analizar los elementos finitos individualmente solo aparecen tracciones en puntos localizados, trabajando la mayor parte de la lámina a compresión. La magnitud de los valores son alrededor de $-0,05 \text{ N/mm}^2$, valores muy bajos al igual que en la otra dirección. De la misma forma que en la dirección S_x , se producen las mayores tensiones de compresión en el contrafuerte del apoyo, en este caso con un valor de $-17,999 \text{ N/mm}^2$.

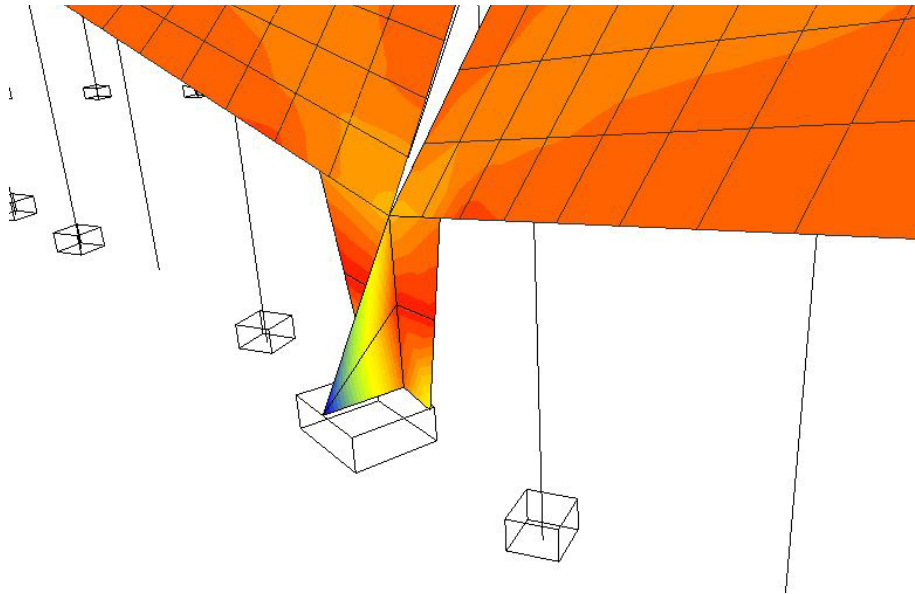


Imagen 4.44 Detalle apoyo tensiones S_x

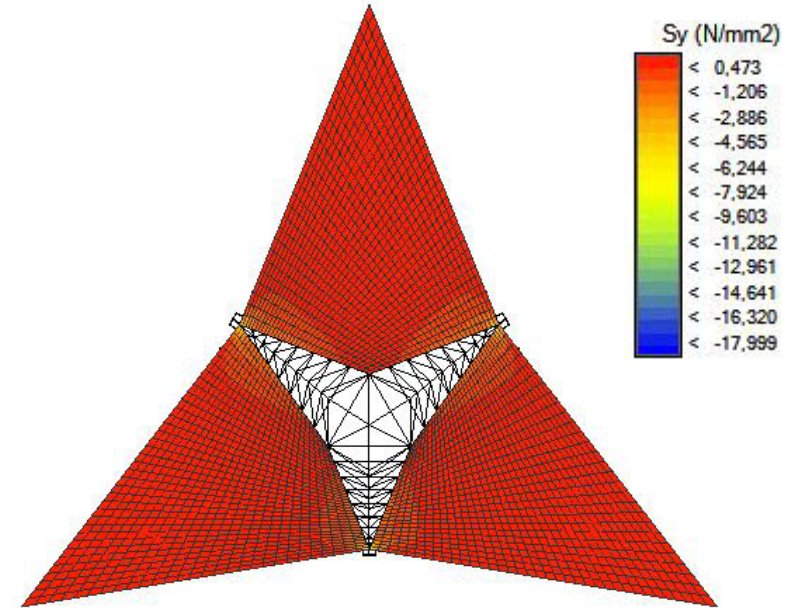


Imagen 4.45 Planta modelo tensiones S_y

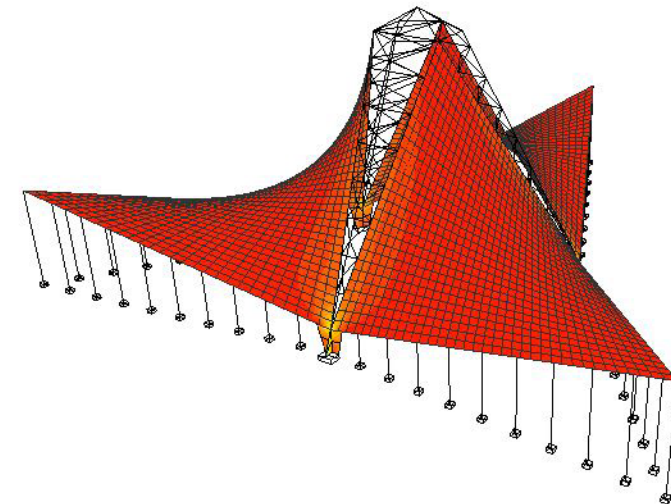


Imagen 4.46 Perspectiva modelo tensiones S_y

DEFORMACIONES

Otro aspecto interesante que deriva del análisis es la deformación del elemento estructural. Por tanto se sigue con el estudio de las deformaciones que se producen en la envolvente, el cual se ha hecho sobre las combinaciones de Estados Límite de Servicio.

Si se analiza el mapa de colores de la deformada en z, D_z (Imagen 4.47), como cabría esperar, las deformaciones son mayores cuanto más se aleja de los puntos de apoyo. Si se observan los valores, la deformación es prácticamente nula en todo el ámbito de la cubierta, en ningún momento llega al medio centímetro de deformación, esto puede deberse a que la forma del paraboloides hiperbólico es lo que hace resistente la cubierta, y por esta razón no aparecen deformaciones excesivas.

En el diagrama de deformaciones se aprecia que los desplazamientos en Z son nulos solo en el extremo del voladizo y en la parte del apoyo principal. Que el desplazamiento no sea nulo en el resto de perímetro del paraboloides, donde se apoya en los pilares de cerramiento, significa que existe desplazamiento horizontal en los pilares debido al desplazamiento de la lámina, ya que estos la acompañan en el desplazamiento, por tanto en estos pilares existe un pequeño momento flector, siendo este el responsable de que exista curvatura en la parte superior del pilar, lo cual se analizará posteriormente. Las deformaciones máximas se producen en la zona central de la lámina del paraboloides hiperbólico, siendo su valor de $-0,214$ cm, este valor es muy pequeño, las deformaciones van disminuyendo conforme se acercan tanto a las barras que unen los tres hipars como a los pilares y a los apoyos principales.

Gracias a la forma del diagrama tan característica, se observa una clara distinción de cómo se deforma la estructura. Como ya se ha dicho anteriormente, los pilares del cerramiento, ayudan a que se reduzcan notablemente las deformaciones, y así poder concebir el cerramiento vidriado que planteaba Candela para darle luminosidad a la capilla.

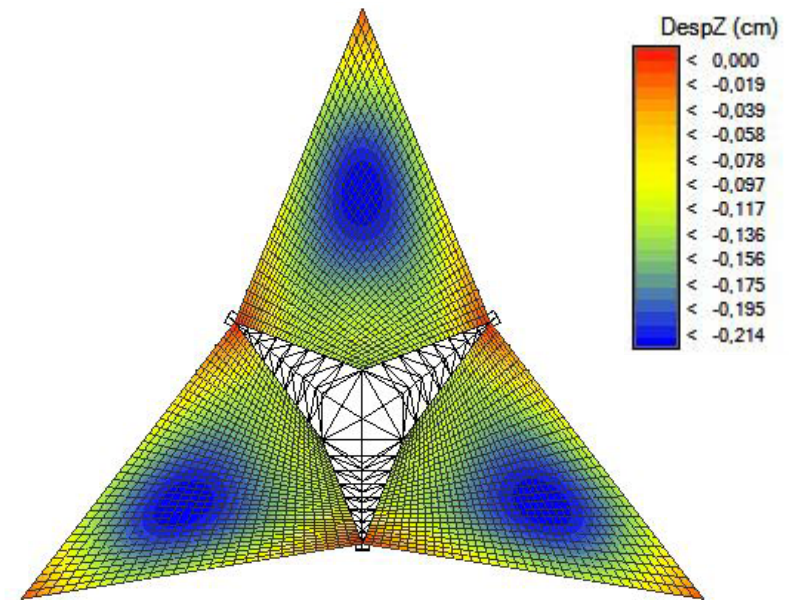


Imagen 4.47 Planta modelo deformaciones en z D_z

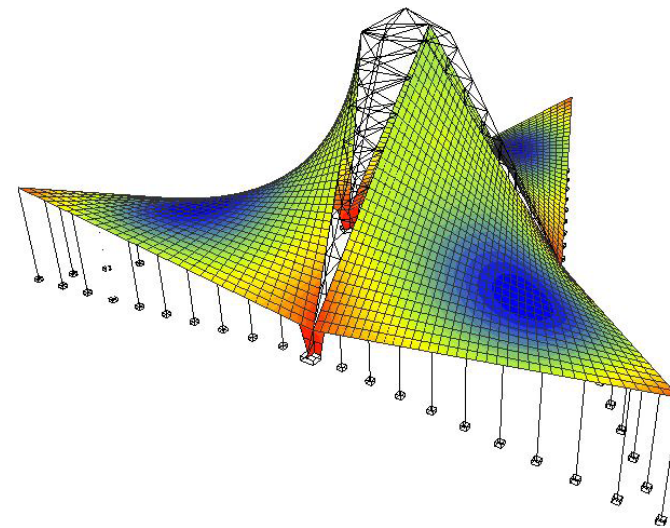


Imagen 4.48 Perspectiva modelo deformaciones en z D_z

En la imagen 4.49 se muestra en detalle la deformación de la cubierta en relación con los apoyos principales y la influencia de los apoyos perimetrales que forman el cerramiento a la estructura.

En las siguientes volumetrías (Imagen 4.50 - 4.51) se muestra la deformación global de la estructura en relación con la posición inicial. En estas imágenes se confirma lo comentado anteriormente, y ofrece una representación mucho más visual de cómo se deforma la estructura, y cuál es su funcionamiento.

Como se aprecia en las imágenes en los puntos superior e inferior de la lámina, es decir en la unión superior de los tres hypars, y en la unión del paraboloide hiperbólico con el apoyo principal, se produce un desplazamiento hacia el exterior de las láminas, este desplazamiento es provocado por el propio peso de la lámina y por la sobrecarga de uso que está actuando sobre ella. Además donde se produce el máximo desplazamiento vertical, es decir en el centro de la lámina, la deformada está oculta detrás de lo que es el modelo indeformado, ya que en este punto la lámina se rebaja, debido a las cargas nombradas anteriormente. También es importante destacar la deformación tanto de los apoyos principales como de los pilares ya que debido a los esfuerzos que se producen en las láminas éstos se desplazan también hacia el exterior, de ahí la necesidad del contrafuerte en el apoyo principal, para evitar que las deformaciones sean mayores.

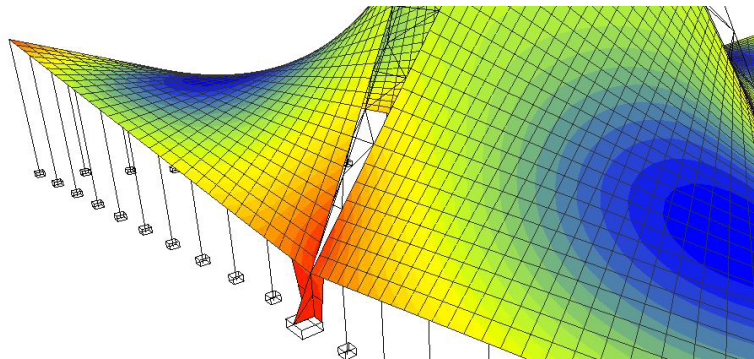


Imagen 4.49 Detalle apoyo deformaciones en z Dz

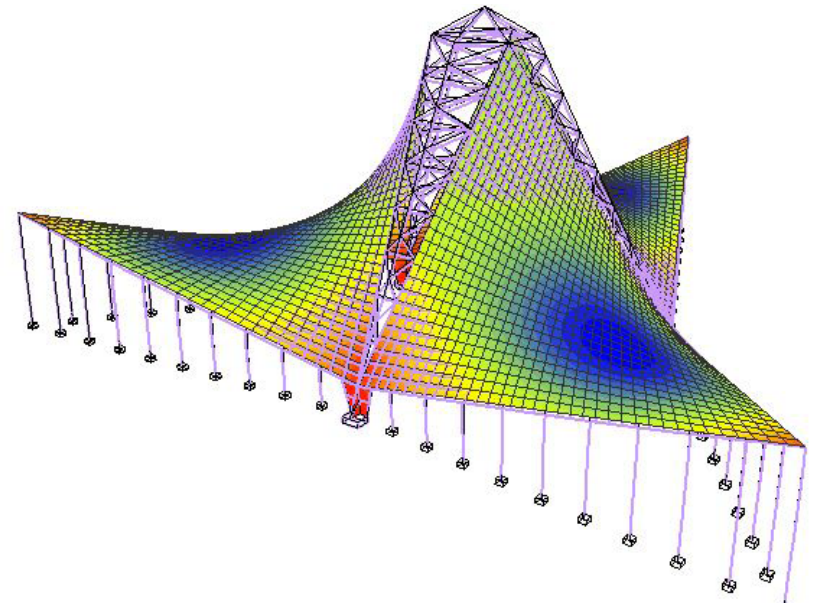


Imagen 4.50 Deformación en z Dz global de la estructura

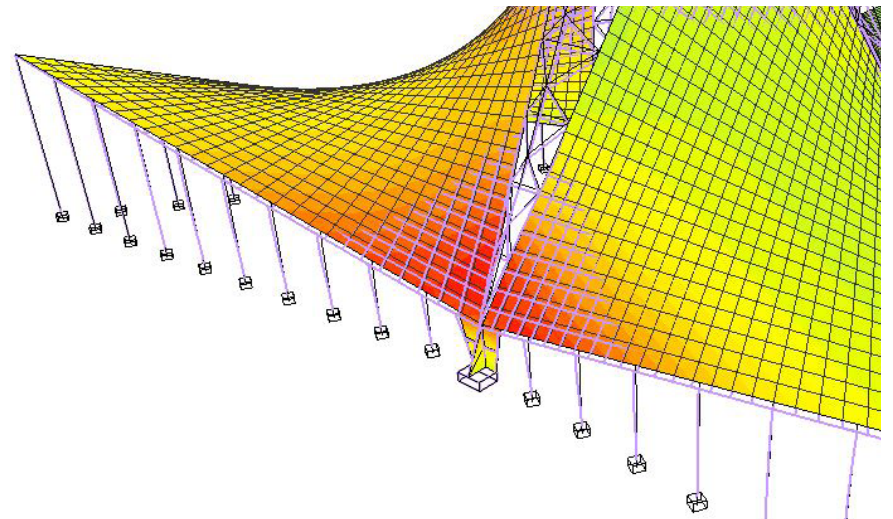


Imagen 4.51 Detalle de la deformación en x Dx

SOPORTES PERIMETRALES

Los 57 soportes perimetrales los cuales soportan el peso de la cubierta, junto con los tres apoyos principales, y las barras que unen los tres hypars son los únicos elementos los cuales se han modelado como barras y no como elementos finitos. Como barras que son, los diagramas obtenidos son lineales y no superficiales como sucede en el resto de los elementos de la estructura de la Capilla de San Vicente de Paul. Este estudio se ha hecho sobre las combinaciones de Estados Límite de Últimos.

Debido a la diferencia de longitud de los apoyos por la necesidad de acoplarse a la forma de la cubierta, cada pilar deforma de forma diferente, y tiene solicitaciones distintas. A pesar de esto se aprecia que hay una relación entre los pilares que tienen la misma longitud, y están situados en la misma posición respecto a la lámina de paraboloides hiperbólicos. Siguiendo la misma regla el entramado de barras que une los tres hypars también guarda la misma relación.

AXILES

Como ya se ha dicho anteriormente pilares son los encargados de transmitir todo el peso de la cubierta a la cimentación, mientras que la función de las barras de unión entre los tres hypars, tienen como su propio nombre indica, la función de unir. La estructura de hormigón armado de la cubierta no tiene un gran peso, ya que la lámina solo tiene 4 cm, por lo que los axiles que debe transmitir cada pilar no son muy altos. Estos van desde un valor máximo de $-50,377$ kN en los pilares más centrados, hasta valores de $-2,769$ kN, en los pilares de mayor longitud situados en el extremo del voladizo. En las barras que unen los tres hypars los valores son similares, van desde valores de $43,970$ kN hasta $3,184$ kN.

CORTANTES

Los valores de la solicitación a cortante son despreciables tanto en los soportes como en las barras de unión, estos valores obtenidos del análisis estructural son muy pequeños por lo que se tiene que exagerar mucho la escala del diagrama para que se puedan leer.

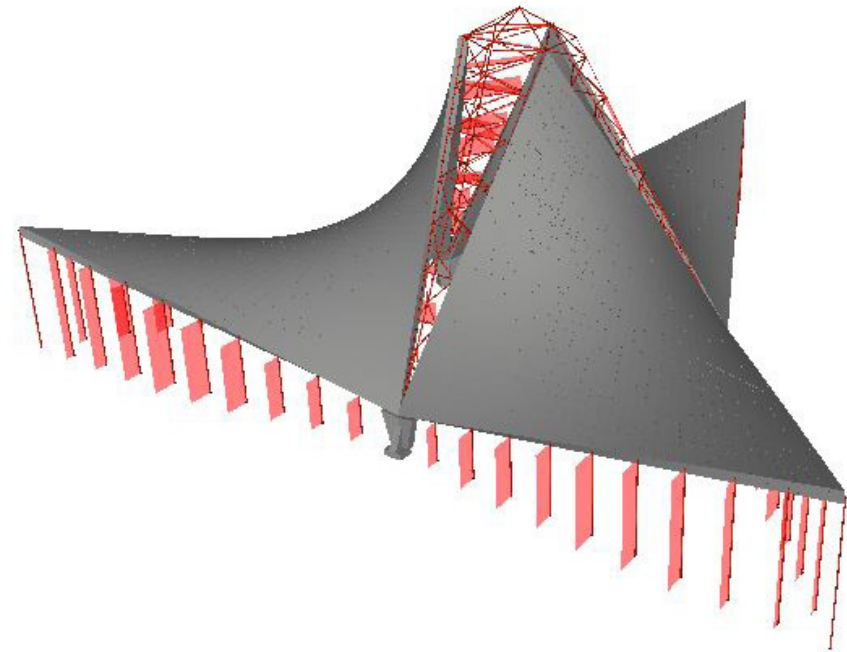


Imagen 4.52 Perspectiva modelo con axiles

MOMENTOS FLECTORES

Al igual que ocurre en el cortante los valores obtenidos del análisis son muy pequeños, pero se puede apreciar que en los soportes solo afectan los momentos M_z , es decir, solo afectan los momentos en la dirección radial del edificio, mientras que en la dirección perpendicular los momentos flectores son nulos. Por el contrario en las barras que unen los tres hypars afectan en mayor medida los momentos M_y .

DEFORMADA

Tal y como se observa en la imagen 4.53, como se ha dicho anteriormente los pilares se deforman desplazando la cabeza hacia el exterior generando una forma sinuosa. El punto de inflexión que aparece en el primer tercio del pilar se debe a la rigidez que proporciona el empotramiento.

Conjuntamente a la deformación respecto a la directriz del soporte se produce en todos los pilares un acortamiento que va variando de dimensión. Además de la deformación de los pilares, estos también se desplazan ya que van unidos a la lámina de paraboloides hiperbólicos. Este desplazamiento varía también por la diferencia de longitudes.

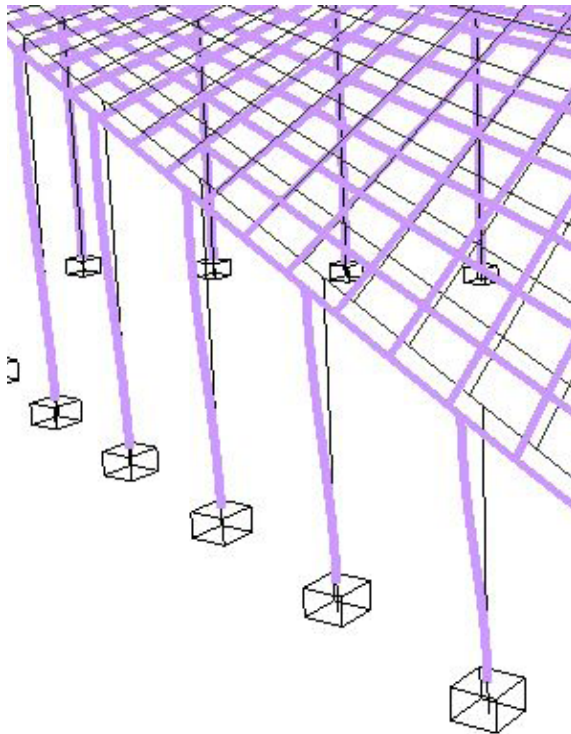


Imagen 4.53 Detalla de la deformación en z de los pilares

• Efecto de la carga de viento

En el análisis realizado anteriormente no se ha tenido en cuenta la acción variable del viento, por tanto ahora se va a analizar de nuevo el modelo aplicándole esta acción para ver cómo afecta y cuáles son los nuevos resultados. De este modo se analiza la combinación más desfavorable para la envolvente.

TENSIONES

Lo primero que se va a analizar es cómo afecta la acción del viento a las tensiones (E.L.U.) que se producen en la envolvente.

En la imagen 4.54 se muestran las tensiones de membrana S_x . Como se aprecia, el viento ha hecho que los valores de compresión sean ligeramente menores, y los de tracción ligeramente mayores. La magnitud y el signo de las tensiones sigue teniendo el mismo patrón que en el modelo sin la acción del viento, la única diferencia es que ahora las tensiones máximas de compresión son del orden de $-11,205 \text{ N/mm}^2$, y las tensiones de tracción máximas tienen una magnitud de $1,457 \text{ N/mm}^2$. Las láminas al igual que en la anterior combinación están trabajando a compresión aunque el diagrama global diga lo contrario. De igual manera que en el modelo anterior, en los apoyos principales es donde se produce el máximo valor de compresión, en concreto en el contrafuerte del apoyo principal.

Si se analizan las tensiones de membrana en la otra dirección S_y , el viento prácticamente no afecta, los valores en general han disminuido pero esta disminución se puede despreciar, ya que la diferencia es mínima. La tensión de la lámina toma valores alrededor de $-0,05 \text{ N/mm}^2$ y la tensión máxima de compresión aparece en el en el contrafuerte del apoyo, en este caso con un valor de $-17,696 \text{ N/mm}^2$ (Imagen 4.57).

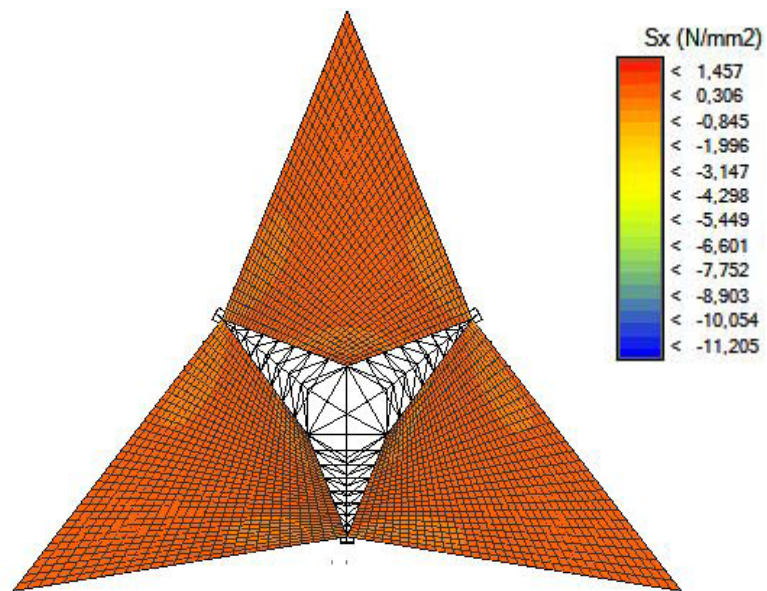


Imagen 4.54 Planta modelo tensiones S_x con la acción del viento

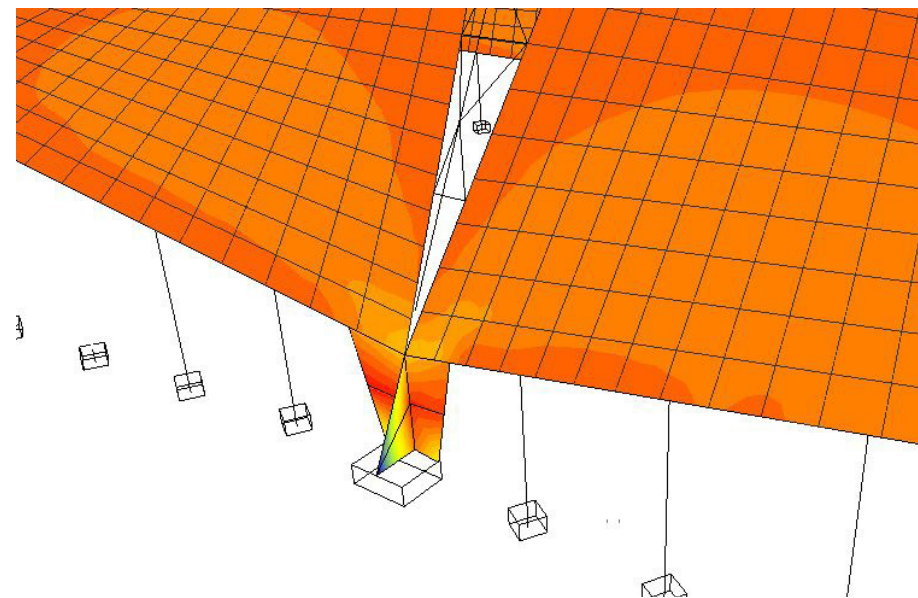


Imagen 4.56 Detalle apoyo tensiones S_x con la acción del viento

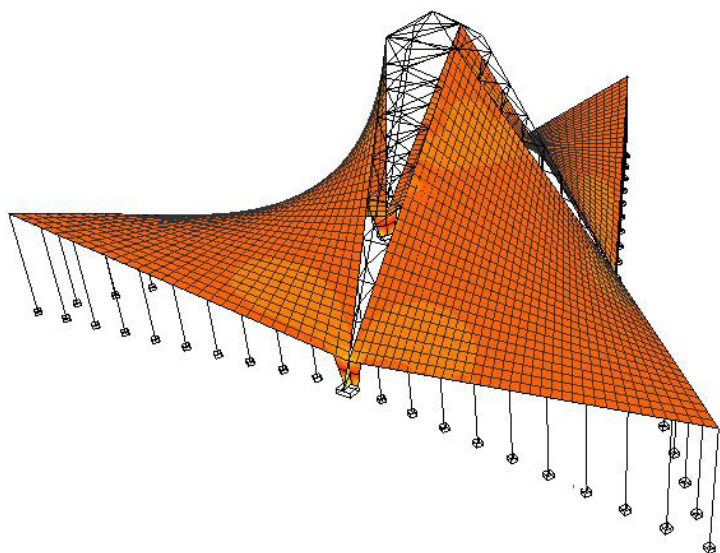


Imagen 4.55 Perspectiva modelo tensiones S_x con la acción del viento

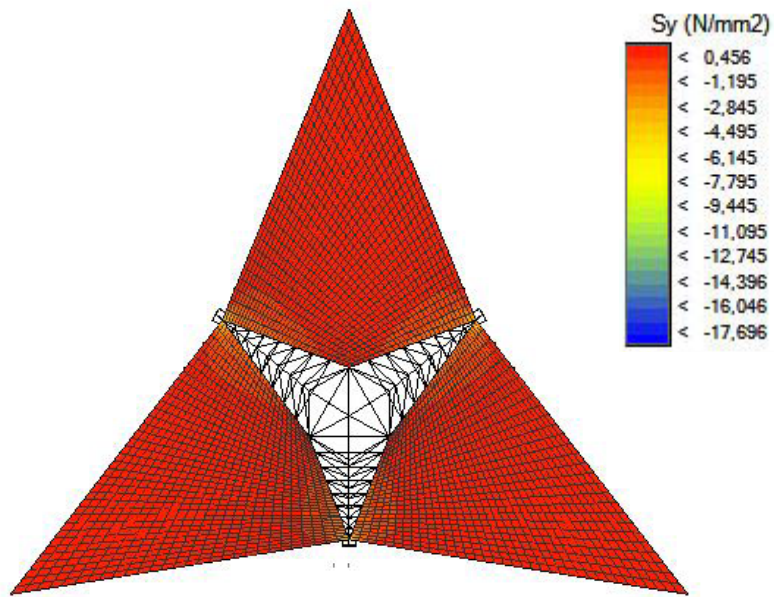


Imagen 4.57 Planta modelo tensiones S_y con la acción del viento

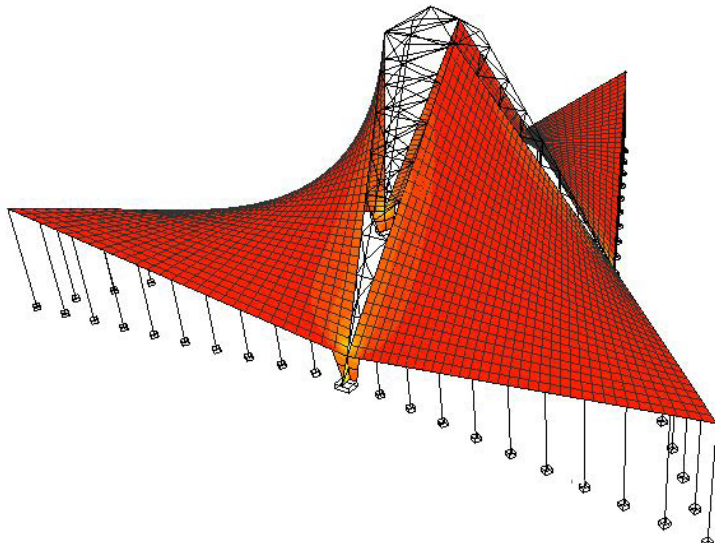


Imagen 4.55 Perspectiva modelo tensiones S_y con la acción del viento

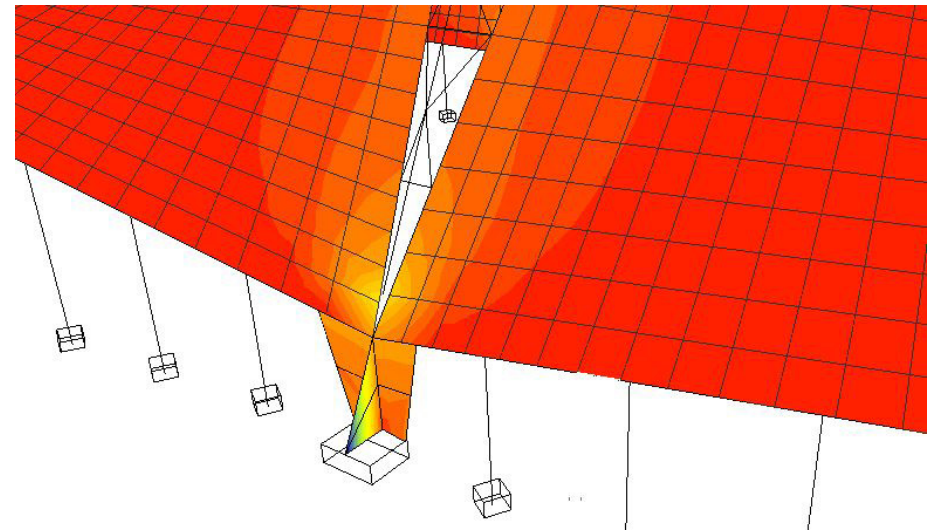


Imagen 4.56 Detalle apoyo tensiones S_y con la acción del viento

DEFORMACIONES

Es importante estudiar la deformación que produce el viento en la estructura, tanto la deformación vertical como la horizontal, este estudio se ha hecho sobre las combinaciones de E.L.S.

Si se analiza primero la deformada en z, Dz, el mapa de colores sigue el mismo patrón que en el anterior modelo, pero si se comparan los valores con los resultados sacados anteriormente, se aprecia una ligera disminución de los desplazamientos, esto puede deberse a que el viento contrarresta la flecha provocada por las acciones gravitatorias, ayudando a que la deformación sea menor, el valor del máximo desplazamiento es de -0,210 cm, como ya habíamos visto anteriormente estos valores son muy pequeños. No obstante se observa que en ningún punto del edificio se producen deformaciones positivas, esto demuestra que la succión del viento no llega a provocar el levantamiento de la cubierta, esto es bastante predecible, ya que la cobertura es de un material pesado, si la cubierta fuese más ligera sería probable que aparecieran problemas de este tipo. En la imagen se observa como los apoyos principales no deforman produciéndose todo el desplazamiento en la parte superior de las láminas

Se sigue con el análisis de los desplazamientos horizontales, se estudia tanto el desplazamiento en Dx como en Dy. En ambos diagramas aparecen valores tanto positivos como negativos. En ninguno de los dos casos los desplazamientos superan los 2mm, es decir los desplazamientos en horizontal del edificio son prácticamente nulos, reiterando así que la forma que Candela eligió para el edificio es resistente por la forma que adopta en la que no es necesario nada más que la propia cubierta del edificio para darle estabilidad al conjunto.

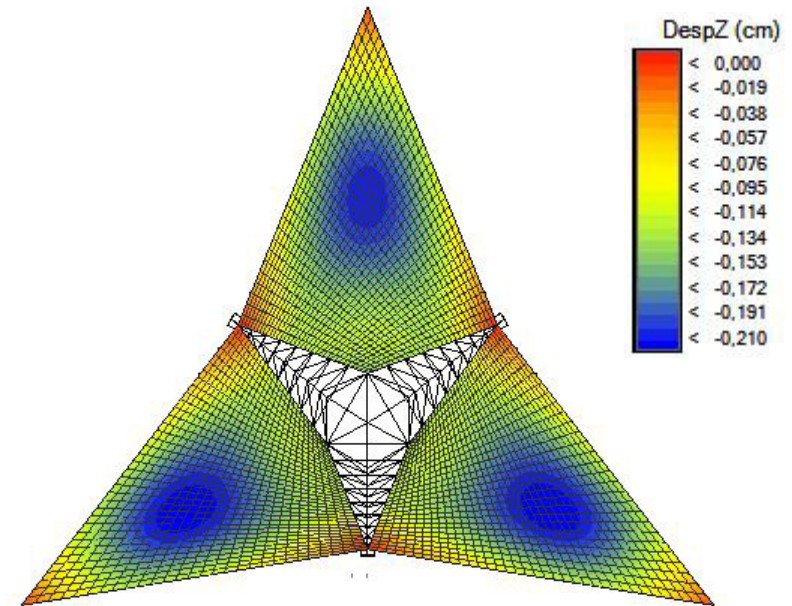


Imagen 4.57 Planta modelo deformaciones Dz con la acción del viento

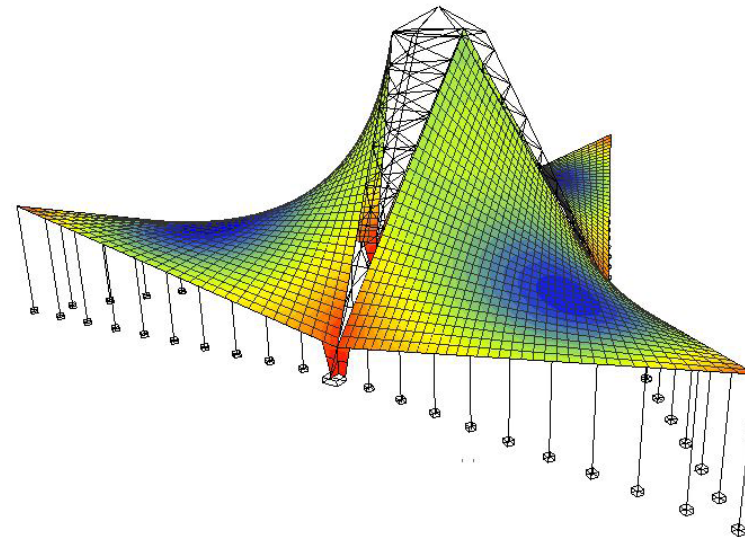


Imagen 4.58 Perspectiva modelo deformaciones Dz con la acción del viento

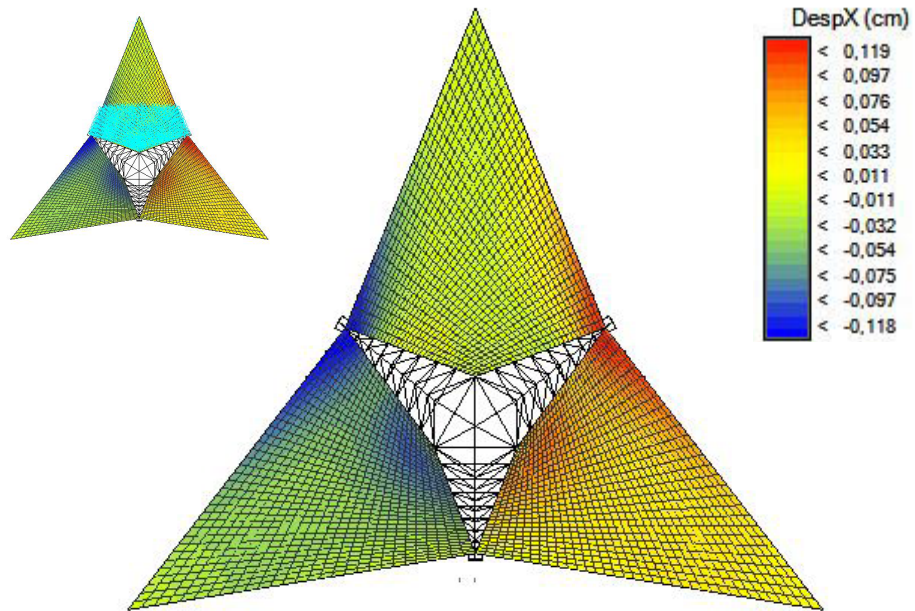


Imagen 4.59 Planta modelo deformaciones Dx con la acción del viento

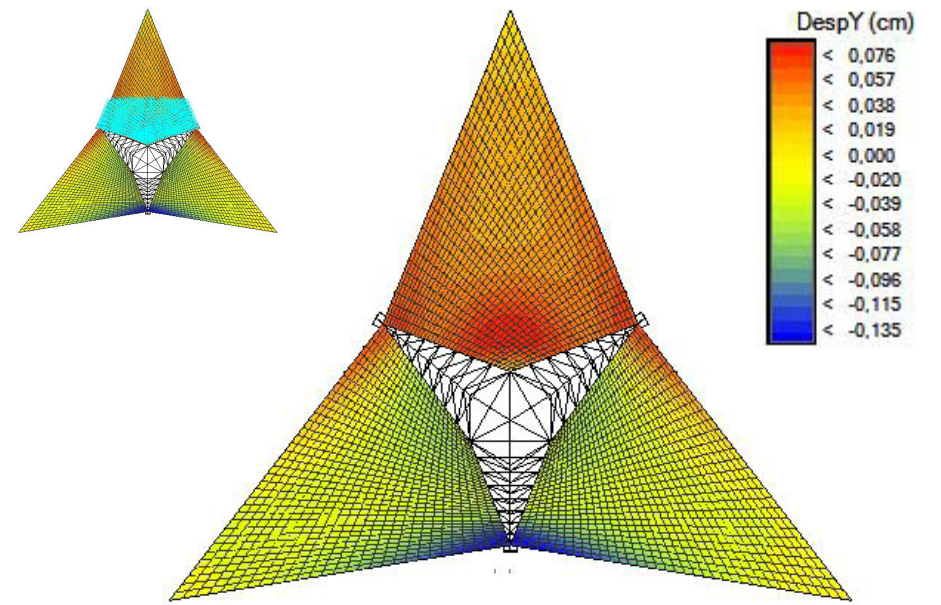


Imagen 4.61 Planta modelo deformaciones Dy con la acción del viento

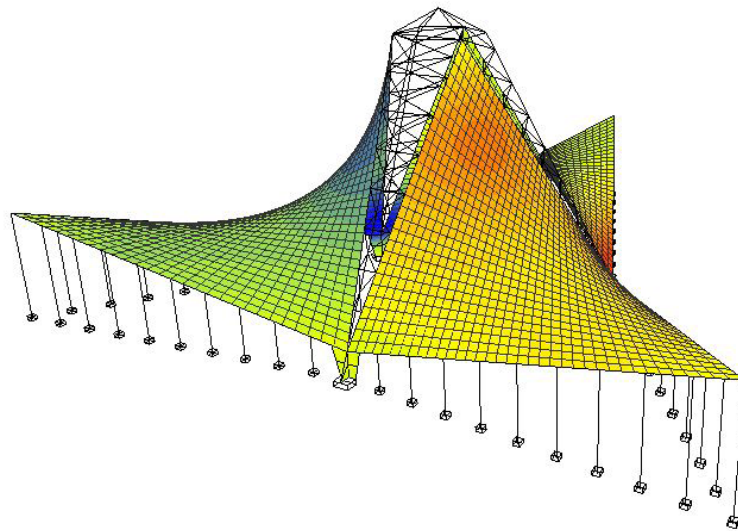


Imagen 4.60 Perspectiva modelo deformaciones Dx con la acción del viento

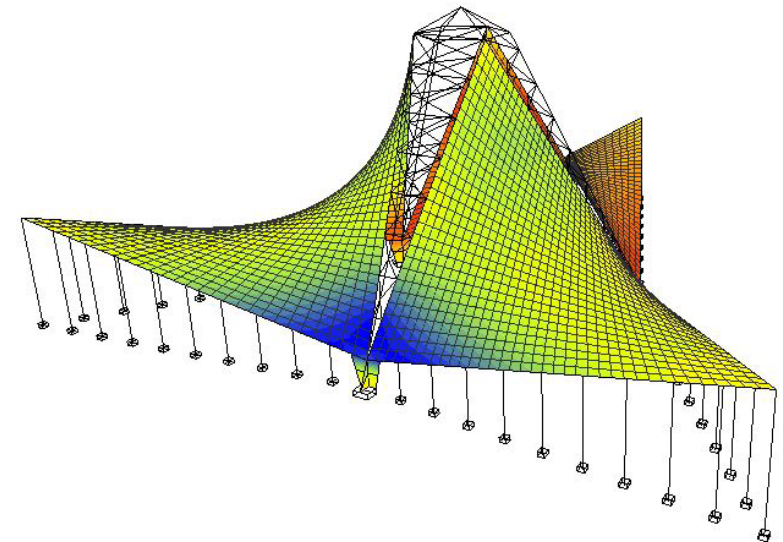


Imagen 4.62 Perspectiva modelo deformaciones Dy con la acción del viento

5 | CONCLUSIONES

Desde el primer momento, cabe indicar que se han conseguido los objetivos que se proponían al inicio del trabajo:

- El primero mostrar el impacto que provocó Candela en la arquitectura del siglo XX en cuanto al desarrollo de estructuras laminares de hormigón armado, en concreto con las láminas de paraboloides hiperbólico.
- El segundo, poner en valor la tipología estructural, su geometría y su comportamiento estructural.
- Y el tercer propósito, y fundamental del trabajo, analizar la tipología estructural, la técnica constructiva y la calidad arquitectónica de la Capilla de San Vicente de Paul situada en Coyoacán (México), tratando de exponer y resaltar los beneficios que aporta la forma en esta obra y comprobando la adecuación al proyecto a través del estudio de la estructura en el programa Architrave.

Con mayor detalle, se desarrollan a continuación las conclusiones obtenidas en el presente trabajo.

Se ha mostrado la trayectoria profesional de Félix Candela: era un arquitecto, constructor, diseñador estructural, que abordaba el proyecto estructural no sólo desde el punto de vista del buen comportamiento estructural, sino también desde el punto de vista económico. Está considerado como un pionero de la arquitectura sostenible por su compromiso de realizar obras económicas, bellas y duraderas. Candela no tuvo una vida fácil, pero a pesar de ello pudo alcanzar el éxito profesional en la ciudad de México, ciudad que lo acogió después de tener que huir de España por la Guerra civil. La época de bonanza que se vivía en la ciudad de México en esos años hizo posible que fuera evolucionando en su estudio del paraboloides hiperbólico hasta conseguir fundar su propia empresa *Cubiertas Ala*.

A través de sus obras se ha podido ver cuál era su pensamiento y su evolución con el paraboloides hiperbólico. El arquitecto no solo se guiaba por la forma a la hora de proyectar, sino que también tenía mucha delicadeza y sensibilidad para proyectar dichas formas. Por todo ello se le considera

una de las figuras fundamentales de la arquitectura del siglo XX en cuanto al desarrollo de estructuras laminares de hormigón armado. A lo largo de su trayectoria profesional se ha podido apreciar la destreza del arquitecto para lograr estructuras de grandes luces con espesores mínimos, al mismo tiempo que queda reflejada la importancia de la forma y de la técnica constructiva en el buen comportamiento estructural. En el trabajo se ha estudiado la influencia y el pensamiento que tenía el arquitecto sobre la arquitectura religiosa, ya que construyó numerosas obras con esta función.

Se ha analizado la tipología de paraboloides hiperbólico y destacado su capacidad para salvar grandes luces con espesores tan delgados gracias a la rigidez que aporta su forma. En el trabajo queda demostrado como esta tipología estructural se convirtió en una de las más utilizadas entre los años 50 y 70, además se ha explicado cuál fue su evolución desde sus inicios hasta Félix Candela, y también cuál fue su evolución en la obra de Candela. Éste aprovechó al máximo la forma utilizando numerosas posibilidades geométricas que ésta le ofrecía.

A continuación se ha puesto en valor la Capilla de San Vicente de Paul, obra de Félix Candela escasamente conocida y publicada, ya sea desde el punto de vista arquitectónico, como de la forma estructural y de la técnica constructiva empleada. Como se ha mostrado, la Capilla es una obra de gran interés arquitectónico, no solo por el espacio que alberga bajo la cubierta formada por tres paraboloides hiperbólicos y la iluminación que esta presenta, sino por su gran delicadeza en los materiales y construcción. Ha quedado en evidencia que se trata de una estructura singular, en la cual Candela utiliza todos sus recursos para mejorar el comportamiento estructural y conseguir construir el edificio que mejor se adoptaba a la función.

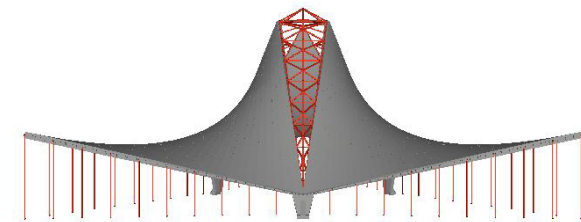


Imagen 5.1 Alzado modelo sólido

Se ha visto que la estructura está formada básicamente por dos partes: la cubierta y los soportes. La intención de Candela en este edificio era eliminar la viga de borde que aparecía en proyectos anteriores. Éste buscaba en la capilla la ligereza y la abstracción, para conseguir así la sensación que él quería dar en el interior ya que se trataba de una obra religiosa, por el contrario la viga de borde no le brindaba esa visión. Por lo tanto, como solución utiliza unos pilares perimetrales que le ayudan a reducir las deformaciones y las tensiones de la cubierta además de poder eliminar la viga de borde, consiguiendo así transmitir estos esfuerzos a través de los soportes a la cimentación. Así la cubierta queda totalmente independiente del contenido, dejando el espacio interior completamente diáfano. Esta solución empleada por el arquitecto fue espléndida, consiguiendo así la abstracción que él deseaba.

Todo lo anterior ha quedado reflejado en el análisis estructural realizado en el programa de cálculo Architrave, en el que se ha modelizado esta estructura de paraboloides hiperbólicos mediante elementos finitos, de la manera más similar posible a la realidad. Se han modelizado aplicado las cargas a las que podría estar sometida, incluyendo el viento. A través de los distintos diagramas sacados del programa de cálculo, se ha demostrado cómo influye de forma positiva la forma y geometría en el comportamiento estructural. A esta conclusión se ha llegado a partir del análisis de las tensiones de membrana, las deformaciones verticales y horizontales para distintas hipótesis y combinaciones de carga, y también conociendo las sollicitaciones a las que están sometidos los apoyos.

Respecto a las tensiones a la que están sometidas las láminas, los diagramas muestran que las tensiones son muy uniformes y con valores muy reducidos, dando a entender que no son significativos en el comportamiento de la estructura y que esto se debe al diseño de la cubierta. Pero al hacer el estudio en profundidad, los resultados han mostrado como la cubierta bajo la acción de su peso propio y mantenimiento estaba sometida fundamentalmente a tensiones de compresiones. Sin embargo hay algunos puntos en los que se aprecian tracciones pero con valores muy reducidos. Todos estos valores son muy bajos en comparación con la resistencia del hormigón. Gracias a estas tensiones tan pequeñas de compresión se ha demostrado que las láminas pueden tener ese espesor tan delgado.

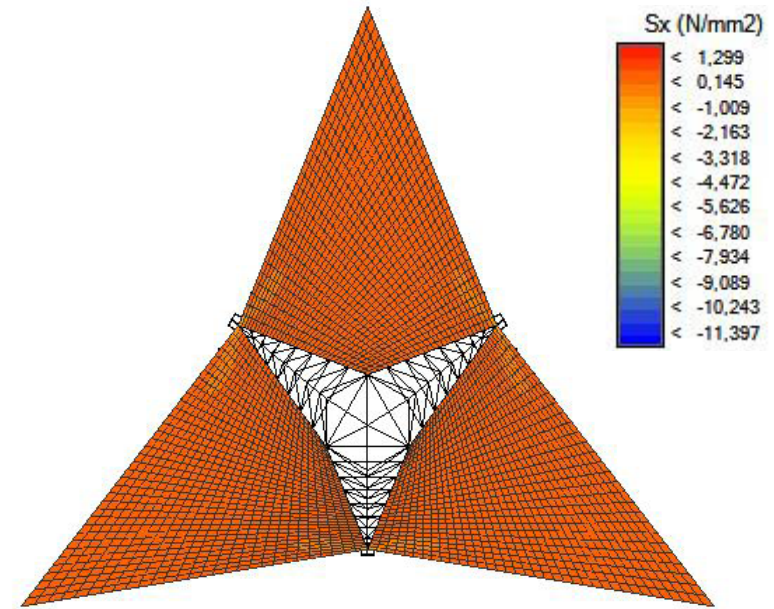


Imagen 5.2 Planta modelo tensiones S_x sometido a cargas gravitatorias

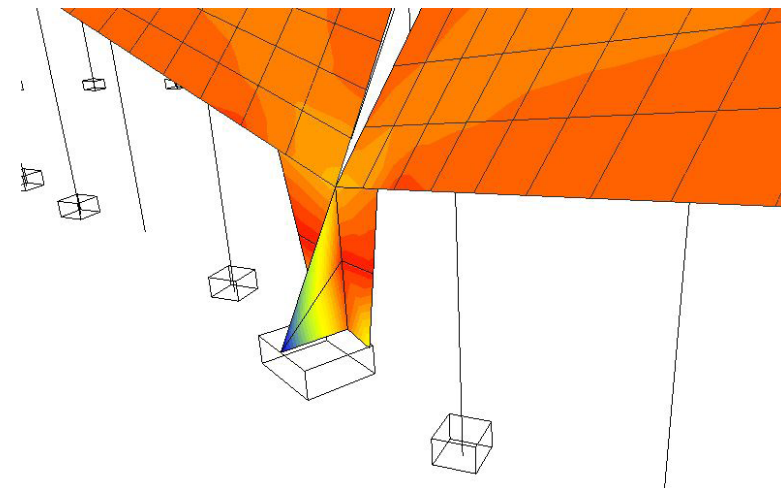


Imagen 5.3 Detalle apoyo tensiones S_x sometido a cargas gravitatorias

Por otra parte, analizados los diagramas de desplazamientos verticales en distintas hipótesis y combinaciones así como estudiando las deformadas, se ha demostrado que el efecto que hacen los pilares del perímetro a la estructura es fundamental para su buen funcionamiento. Como se ha visto en los diagramas, las deformaciones en z van disminuyendo conforme se acercan tanto a las barras que unen los tres hypars como a los apoyos principales. Sin embargo se aprecia que los desplazamientos son nulos solo en los extremos de voladizo y en la parte del apoyo principal. Se ha comprobado mediante el estudio de los soportes que los desplazamientos no son nulos es esa parte ya que existe un desplazamiento horizontal en los soportes, debido al desplazamiento de la lámina, ya que estos la acompañan. Por lo que en los pilares existe un pequeño momento flector responsable de que exista la curvatura en la parte superior de los soportes.

Con todo este trabajo se puede concluir con que, gracias a la constancia y la sabiduría de Félix Candela, la estructura de la Capilla de San Vicente de Paul se adecúa a sus necesidades, con un diseño que propicia el buen funcionamiento estructural. Además se ha comprobado que la vinculación entre la forma, función y estructura es total, tal y como defiende el arquitecto. Se entiende por qué Félix Candela es una de las figuras fundamentales de la arquitectura del siglo XX en cuanto al desarrollo de estructuras laminares de hormigón armado

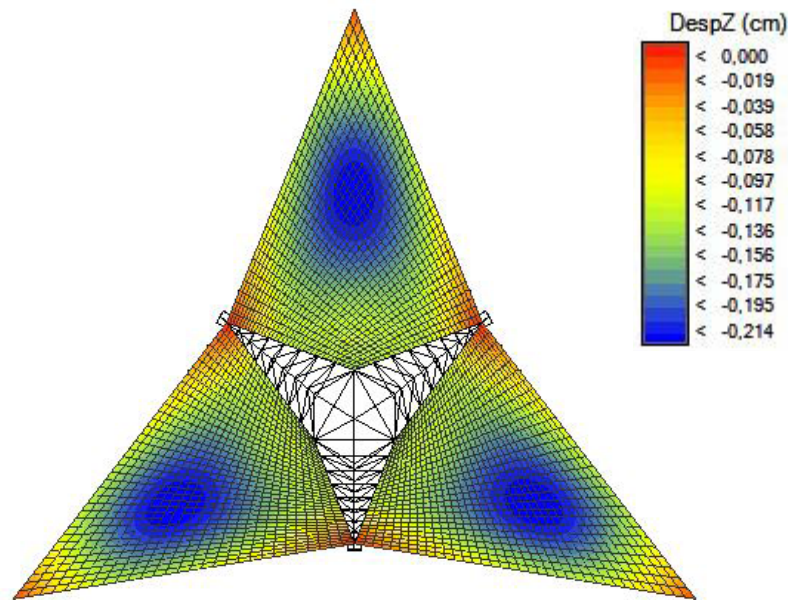


Imagen 5.4 Planta modelo deformaciones en z Dz sometido a cargas gravitatorias

6 | BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

6.1 | BIBLIOGRAFÍA DOCUMENTAL

LIBROS

1. FABER, COLIN (1981). Las estructuras de Candela.
2. GARLOCK, MARIA E. MOREYRA (2008). *Félix Candela: engineer, builder, structural artist*.
3. DE ANDA ALANÍS, ENRIQUE X. (2008). *Félix Candela : 1910-1997 : el dominio de los límites*.
4. BASTERRA, ALFONSO (2010). *Félix Candela 1910-2010 : [Exposición] IVAM Institut Valencià d'Art Modern, 21 de octubre 2010*
5. CANDELA, FÉLIX (1994). *Félix Candela arquitecto : Exposición. De pósito elevado del Canal de Isabel II. Madrid, 11 mayo*.
6. CASSINELLO, PEPA (2010). *Félix Candela : centenario 2010 : la conquista de la esbeltez = the achievement of slenderness*
7. DEL CUETO RUIZ-FUNEZ, JUAN IGNACIO (2013). *Guía Candela*
8. MASSIMILIANO SAVORRA (2013). *La forma e la struttura. Félix Candela, gli scritti*.

ARTÍCULOS

1. FUNDACIÓN JUANELO TURRIANO; UNIV. POLITÉCNICA DE MADRID (2010). *Félix Candela. La conquista de la esbeltez*.
2. GOICOLEA RUIGÓMEZ, JOSÉ MARÍA (2009). *El Formalismo de Félix Candela*.
3. DEL CUETO RUIZ FUNES, JUAN IGNACIO. *Félix Candela, el mago de los cascarones de concreto*
4. MARTÍNEZ MARTÍN, LETICIA (2011). PFG: *Superficies Arquitectónicas Singulares. Cubierta de acceso al Oceanográfico*.

5. RODRÍGUEZ CANCELA, DANIEL (2015). TFG *Cubiertas laminares modulares en paraboloides hiperbólico*.
6. ANDRÉS, FRANCISCO RAMÓN; FADÓN, FERNANDO. XVI CONGRESO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA GRÁFICA. *Análisis gráfico de obras emblemáticas de Félix Candela*.
7. GIRALT MIRACLE, DANIEL (2002). *Catálogo: Gaudí. La búsqueda de la forma*.
8. RAFAEL GERARDO PÁEZ (2011). *Edificaciones con paraboloides hiperbólicos. La obra de Félix Candela en México y de Álvaro Coto en Venezuela*.
9. OLIVA QUECEDO, J.; ANTOLÍN SÁNCHEZ, P.; GOICOLEA RUI GÓMEZ, J. (2010). *Análisis estructural de algunas obras de Félix Candela mediante modelos de elementos finitos*
10. TORRE BATISTA, NICOLÁS. UNIVERSIDAD JORGE TADEO LOZANO (2015). *Estudio estructural Capilla de San Vicente de Paul*.
11. VÁZQUEZ ÁNGELES, JORGE (2015). *Félix Candela. Contratista*
12. PÁEZ, RAFAEL (2016). *Superficies alabeadas de doble curvatura: los paraboloides hiperbólicos y las sillas de mono. un análisis retrospectivo de sus aplicaciones en procedimientos constructivos*.

REVISTAS

1. BASTERRA, A.; CHAMIZO, A.; GUTIÉRREZ, E. (2001) *Félix Candela y el borde libre, el caso de la capilla de Palmira en Cuernavaca*. *Revista Bitácora Arquitectura*, nº 5. Mexico D.F. pp. 38-47.
2. MARTÍ MESTRE, M.; GERARDO OLIVA, J.; ALARCÓN AZUEL, E. (2011). *Félix Candela: dossier*. *Revista Bitácora Arquitectura*, nº 23.

NORMATIVAS

1. INSTRUCCIÓN ESPAÑOLA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL (EHE 08) - Artículos 12º y 13º -
<http://www.fomento.gob.es/MFOM/LANG_CASTELLANO/ORGANOS_COLEGIADOS/MASORGANOS/CPH/instrucciones/EHE_es/>
2. CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN (CTE) - Documento básico de seguridad estructural (DB - SE). DB - SE - AE (Acciones en la edificación). 2009. Ministerio de fomento, Gobierno de España
<<http://www.codigotecnico.org/index.php/menu-seguridad-estructural>>

PÁGINAS WEB

1. “Los hypars de Félix Candela (y II).”
<<http://www.jotdown.es/2011/11/los-hypars-de-felix-candela-y-ii/>>
2. “Candela y la geometría de su obra. Conversación con el Dr. Juan Ignacio del Cueto”
<<http://notaalpie.org/2014/03/candela-y-la-geometria-de-su-obra-onversacion-con-el-dr-juan-ignacio-del-cueto/>>
3. “Félix Candela arquitectura que roba suspiros”
<<https://www.elsiglodetorreon.com.mx/noticia/1059980.felix-candela.html>>
4. “Plataforma Arquitectura. En perspectiva: Félix Candela”
<<http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/626588/feliz-cumpleanos-felix-candela>>
5. “La vida no imita al arte”
<<http://lavidanoimitaalarte.blogspot.com.es/2013/06/felix-candela-el-arquitecto-que-unio.html>>

6. “Capilla San Vicente de Paul”
<<https://es.scribd.com/doc/122872265/Capilla-San-Vicente-de-Paul>>
7. “Félix Candela. En memoria (1910-1997). Del cascarón de hormigón a las estructuras ligeras del s. XXI”
<<http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es/index.php/informesdelaconstruccion/article/view/1033/1119>>

VIDEOS

1. “Simposio Félix Candela: ayer, hoy y mañana · Félix Candela: el constructor prodigioso”. YouTube.
<<https://www.youtube.com/watch?v=D11J9HxOzLE>>
Publicado el 17 jun. 2013 Por la Facultad de Arquitectura UNAM.

PROGRAMAS DE CÁLCULO

1. ARCHITRAVE. Programa de análisis estructural por elementos finitos en régimen elástico y lineal. Versión 2015 Académica (v1.1).
<http://www.architrave.es/index.php>

Autores del Grupo de Investigación en Grid y Computación de Altas Prestaciones (GRyCAP):
Hernández, V., Alonso, J.M., Campos, F.J., Lozano, P., De la Fuente, P.
Autores del Grupo de Investigación CiD
Pérez, A., Alonso, A., Guardiola, A., Gómez, F.
2. Programa informático Autocad 2016©.

6.2 | BIBLIOGRAFÍA FOTOGRÁFICA

FÉLIX CANDELA

- Imagen 1.1** Félix Candela, c 1936. FDCA-PU
- Imagen 1.2** Félix Candela. FDCA-PU
- Imagen 1.3** Félix Candela enseñando un diseño de sus hyper experimentales
- Imagen 1.4** Félix Candela junto a su diseño del restaurante Los manantiales.
Fuente: [Exposición] IVAM Institut Valencià d'Art Modern
- Imagen 1.5** Félix Candela junto con Santiago Calatrava
<<http://www.obrasweb.mx/arquitectura/2015/01/27/felix-candela-siempre-por-lo-alto>>
- Imagen 1.6** Restaurante “Los Manantiales”
Fuente: [Exposición] IVAM Institut Valencià d'Art Modern
- Imagen 1.7** Palacio de los Deportes. 1968
<<http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/tag/felix-candela>>
- Imagen 1.8** Capilla de Nuestra Señora de la Soledad “El Altillo” 1955
<<https://howweimagined.tumblr.com/page/27>>
- Imagen 1.9** Capilla en Lomas de Cuernavaca 1959
<<http://www.diedrica.com/2014/10/capilla-lomas-de-cuernavaca.html>>
- Imagen 1.10** Iglesia de la Virgen de la Milagrosa. 1953 -1955
<<https://s-media-cache-ak0.pinimg.com/originals/9a/0f/c2/9a0fc254eb34976dda39baf3592e9af5.jpg>>
- Imagen 1.11** Pabellón de Rayos Cósmicos 1951
<<http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-110674/clasicos-de-arquitectura-pabellon-de-rayos-cosmicos-felix-candela>>
- Imagen 1.12** Iglesia de la Virgen de la Milagrosa. 1953 -1955
<<https://s-media-cache-ak0.pinimg.com/originals/9e/dd/3d/9edd3d529778b15563c8e2bedbbf6ccb.jpg>>
- Imagen 1.13** Centro nocturno “La Jacaranda”, México D.F. 1954
<<https://s-media-cache-ak0.pinimg.com/originals/bc/c0/a2/bcc0a2076f5bb97d77aeaf0eea455f26.jpg>>
- Imagen 1.14** Mercado en Coyoacán, México D.F. 1955
<<https://s-media-cache-ak0.pinimg.com/originals/d4/65/37/d46537d502f3bd0b871e8723ec2603f7.jpg>>
- Imagen 1.15** Capilla de Nuestra Señora de la Soledad “El Altillo”, México D.F. 1955
<<https://www.elsiglodetorreon.com.mx/noticia/1099795.la-capilla-de-el-altillo-joya-de-la-modernidad.html>>
- Imagen 1.16** Sala principal Bolsa de Valores, México D.F. 1955
<<https://es.pinterest.com/pin/372884044120638899/>>
- Imagen 1.17** Iglesia de San Antonio de las Huertas, México DW. 1956
<<http://www.flickrriver.com/photos/eltb/sets/72157614597100276/>>
- Imagen 1.18** Plaza “Los Abanicos”, Morelos 1958
<<https://icaronycteris.tumblr.com/image/41814957359>>
- Imagen 1.19** Restaurante “Los Manantiales”, México D.F. 1958
- Imagen 1.20** Capilla en Lomas de Cuernavaca, Morelos 1959
- Imagen 1.21** Capilla de San Vicente de Paul, México D.F. 1959
Fuente: [Exposición] IVAM Institut Valencià d'Art Modern
- Imagen 1.22** Planta embotelladora de Bacardí, Estado de México 1960
<https://es.wikiarquitectura.com/wp-content/uploads/2017/01/Embot_bacardi_1960_se_completaron_3.jpg>
- Imagen 1.23** Iglesia de Santa Mónica, México D.F. 1963
<<https://s-media-cache-ak0.pinimg.com/736x/f3/ae/a7/f3aea73f3ca7231a88d1e0b94a1f9b70.jpg>>
- Imagen 1.24** Palacio de los Deportes, México D.F. 1968
<<http://i0.wp.com/haltermag.com/haltermag/wp-content/uploads/2015/11/palacio-deportes.png?resize=629%2C330>>

PARABOLOIDE HIPERBÓLICO

- Imagen 2.1** Cripta Colonia Güell. Antonio Gaudí
<<http://www.canonistas.com/galerias/showphoto.php?photo=320389&title=cripta-colonia-guell-6&cat=1454>>
- Imagen 2.2** Sección de la Iglesia de Nuestra Señora de Francia en Bizerta. Bernard Laffaille
<<http://www.notre-dame-royan.com/expositions/notre-dame-le-symbole-de-royan/laffaille-et-sarger-ingenieurs-de-notre-dame/>>
- Imagen 2.3** Geometría láminas clásticas de doble curvatura.
Fuente: TFG Análisis de la estructura de la Universidad Laboral de Tarragona (E.Torroja). Cristina Baldanta Callejo.
- Imagen 2.4** Paraboloide hiperbólico
Imagen 2.5 Bóveda experimental. Félix Candela
Fuente: Colin Faber(1981). Las estructuras de Candela.
- Imagen 2.6** Pabellón de Rayos Cósmicos, Ciudad Universitaria, D.F.
<<http://unavidamoderna.tumblr.com/image/147042159103>>
- Imagen 2.7** Paraguas experimental. Félix Candela
Imagen 2.8 Prototipo del paraguas de Félix Candela
Fuente: Colin Faber (1981). Las estructuras de Candela.
- Imagen 2.9** Detalle borde Capilla del Altillo. Félix Candela
Imagen 2.10 Detalle borde Oceanográfico de Valencia. Félix Candela
Fuente: [Exposición] IVAM Institut Valencià d'Art Modern

CAPILLA SAN VICENTE DE PAUL, MÉXICO D.F. 1959

- Imagen 3.1** Crecimiento económico en el Milagro Mexicano
<<http://milagro-mexicano.blogspot.com.es/2011/05/el-milagro-mexicano.html>>
- Imagen 3.2** El movimiento del ferrocarril en el contexto del Milagro Mexicano
<<http://palabradeclio.blogspot.com.es/2015/11/el-movimiento-ferrocarrilero-en-el.html>>
- Imagen 3.3** Situación de la Capilla de San Vicente dentro de Coyoacán
Imagen 3.4 Emplazamiento Capilla de San Vicente de Paul
Imagen 3.5 Vista de pájaro de la Capilla de San Vicente de Paul
Fuente: Google Maps
- Imagen 3.6** Capilla San Vicente de Paul
Imagen 3.7 Detalle de borde de la Capilla San Vicente de Paul
Imagen 3.8 Interior de la Capilla San Vicente de Paul
Fuente: [Exposición] IVAM Institut Valencià d'Art Modern
- Imagen 3.9** Exterior ajardinado de la Capilla de San Vicente de Paul
<http://www.imgrum.org/mdia/1184386372818719586_161328354>
- Imagen 3.10** (Derecha) Capilla San Vicente de Paul desde el exterior
<http://www.imgrum.org/media/1540169338228312724_2092976735>
- Imagen 3.11** Plano emplazamiento de la Capilla San Vicente de Paul
Imagen 3.12 Planta de piso superior
Imagen 3.13 Planta de piso de la cripta
Imagen 3.14 Planta constructiva
Fuente: Colin Faber (1981). Las estructuras de Candela.
- Imagen 3.15** Levantamiento
Fuente: [Exposición] IVAM Institut Valencià d'Art Modern

- Imagen 3.16** Alzado de la Capilla de San Vicente de Paul
Imagen 3.17 Sección de la Capilla de San Vicente de Paul
 Fuente: Colin Faber (1981). Las estructuras de Candela.
- Imagen 3.18** Vista exterior de la escalera del altillo
 Fuente: Félix Candela (1994).Félix Candela arquitecto: Exposición
- Imagen 3.19** Espacio interior
 <<http://webgram.co/p/BK1NK02Bv9T>>
- Imagen 3.20** Vista de la Capilla desde el jardín exterior
 <<http://webgram.co/p/BSy6uTXj22w>>
- Imagen 3.21** Construcción del cascarón mediante cimbras
 Fuente: Colin Faber (1981). Las estructuras de Candela.
- Imagen 3.22** Detalle vista interior de las marcas del encofrado
Imagen 3.23 Inspiración Candela en la toca de las monjas
 Fuente: Félix Candela (1994).Félix Candela arquitecto: Exposición
- Imagen 3.24** Detalle barras metálicas de unión entre los hypars
 <<https://s-media-cache-ak0.pinimg.com/originals/77/a4/a0/77a4a0a64c4cb2825bc1dfa94fc66397.jpg>>
- Imagen 3.25** Detalle de las marcas del encofrado en el hormigón
 <http://www.imgrum.org/media/1280869251351949806_42369015>
- Imagen 3.26** Detalle vista exterior
 Fuente: Félix Candela : 1910-1997 : el dominio de los límites.
- Imagen 3.27** Detalle unión de los tres paraboloides
 Fuente: [Exposición] IVAM Institut Valencià d'Art Modern
- Imagen 3.28** Vista interior de la Capilla
 <<https://s-media-cache-ak0.pinimg.com/originals/d2/92/cf/d292cfc39d0e8424d22b552351aa657a.jpg>>

MODELO DE CÁLCULO

- Imagen 4.1** Estructura 3D de la Capilla San Vicente de Paul descompuesta
Imagen 4.2 Perspectiva 3D modelo inalámbrico
Imagen 4.3 Perspectiva 3D modelo sólido
Imagen 4.4 Detalle inalámbrico apoyo principal
Imagen 4.5 Alzado modelo inalámbrico
Imagen 4.6 Alzado modelo sólido
 Fuente: elaboración propia mediante el programa Architrave ©
- Imagen 4.7** Alzado real
 <http://www.imgrum.org/media/1491571214744750315_2869377540>
- Imagen 4.8** Planta modelo inalámbrico
Imagen 4.9 Planta modelo sólido
Imagen 4.10 Alzado modelo inalámbrico
Imagen 4.11 Alzado modelo sólido
 Fuente: elaboración propia mediante el programa Architrave ©
- Imagen 4.12** Alzado real en construcción
 Fuente: [Exposición] IVAM Institut Valencià d'Art Modern
- Imagen 4.13** Tabla 3.1 del DB SE-AE Valores característicos de las sobrecargas de uso
Imagen 4.14 Tabla 3.8 del DB SE-AE Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas
Imagen 4.15 Coeficiente de forma
Imagen 4.16 Acción del viento
Imagen 4.17 Tabla 3.4 del DB SE-AE Valores del coeficiente de exposición
Imagen 4.18 Tabla 3.5 del DB SE-AE Coeficiente eólico
 Fuente: CTE. Documento Básico de Seguridad Estructural – Acciones en la edificación (DB SE – AE)
- Imagen 4.19** Tabla resumen de cargas aplicadas
 Fuente: elaboración propia

- Imagen 4.20** Modelo alámbrico con cargas gravitatorias de mantenimiento
Imagen 4.21 Modelo alámbrico con cargas de viento de presión y succión
Fuente: elaboración propia mediante el programa Architrave ©
- Imagen 4.22** Coeficientes parciales de seguridad ELU
Imagen 4.23 Combinación de acciones en situaciones permanentes o transitorias ELU
- Imagen 4.24** Coeficientes parciales de seguridad ELS
Imagen 4.25 Combinación de acciones en ELS
Imagen 4.26 Coeficientes de simultaneidad
Fuente: CTE. Documento Básico de Seguridad Estructural – Acciones en la edificación (DB SE – AE)
- Imagen 4.27** Combinaciones para Estados Límite Últimos
Imagen 4.28 Combinaciones para Estados Límite de Servicio
Imagen 4.29 Características del hormigón utilizado
Imagen 4.30 Características del acero utilizado
Fuente: obtenidas en el programa de cálculo Architrave ©
- Imagen 4.31 - 4.36** Resultados del análisis de deformaciones en z (Dz)
Fuente: elaboración propia mediante el programa de cálculo Architrave ©
- Imagen 4.37** Tabla información pilar
Fuente: obtenidas en el programa de cálculo Architrave ©
- Imagen 4.38 - 4.39** Resultados del análisis de deformaciones en z (Dz)
Fuente: elaboración propia mediante el programa de cálculo Architrave ©
- Imagen 4.40 - 4.41** Tabla información pilar
Fuente: obtenidas en el programa de cálculo Architrave ©
- Imagen 4.42 - 4.62** Resultados del análisis. Solicitaciones, tensiones, deformaciones.
Fuente: elaboración propia mediante el programa de cálculo Architrave ©

CONCLUSIONES

- Imagen 5.1** Alzado modelo sólido
Imagen 5.2 Planta modelo tensiones Sx sometido a cargas gravitatorias
Imagen 5.3 Detalle apoyo tensiones Sx sometido a cargas gravitatorias
Imagen 5.4 Plantas modelo deformaciones en z sometido a cargas gravitatorias
Fuente: obtenidas en el programa de cálculo Architrave ©

