

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TERMINAL DE ÓMNIBUS DE LA COMPAÑÍA TURLIT

Autor: David Romera Navarro
Tutor: Ricardo Perelló Roso

Trabajo Fin de Grado
Curso 2020-2021
Grado en Fundamentos de la Arquitectura
Escuela Técnica Superior de Arquitectura



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCOLA TÈCNICA
SUPERIOR
D'ARQUITECTURA



**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL
DE LA TERMINAL DE ÓMNIBUS DE LA COMPAÑÍA TURLIT**

Autor: David Romera Navarro

Tutor: Ricardo Perelló Roso

Trabajo Fin de Grado

Curso 2020-2021

Grado en Fundamentos de la Arquitectura

Escuela Técnica Superior de Arquitectura



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCOLA TÈCNICA
SUPERIOR
D'ARQUITECTURA

RESUMEN

Eladio Dieste fue ingeniero uruguayo que desarrolla su obra entre 1945 y 1996. Es considerado como el precursor de la cerámica armada, una técnica que resulta de la unión entre ladrillo, mortero y acero. Si bien dicha combinación ya había sido utilizada, la cerámica armada constituye una alternativa eficaz, económica y elegante del hormigón, poniendo en valor los recursos del país.

Dieste basa su obra en el estudio de esta técnica, trabajando con una serie de tipologías estructurales, entre ellas, las cáscara autoportantes de directriz catenaria sin tímpanos. De este grupo se ha tomado como objeto de estudio la Terminal de ómnibus de la compañía Turlit, en Salto.

A partir de la documentación gráfica, para el análisis del comportamiento estructural, se lleva a cabo su modelizado y cálculo a través del software de cálculo Angle. A continuación se procede a una valoración crítica de los resultados obtenidos. Se pone especial atención y se realiza un análisis con mayor profundidad de algunas soluciones constructivas, en las cuales queda patente cómo la forma del edificio es resultado de las exigencias estructurales.

Palabras clave: Eladio Dieste, cerámica armada, estructura laminar, pretensado, Angle.

RESUM

Eladio Dieste va ser un enginyer uruguaià que desenvolupa la seua obra entre 1945 i 1996. És considerat com el precursor de la ceràmica armada, una tècnica que resulta de la unió entre rajola, morter i acer. Si bé aquesta combinació ja havia estat utilitzada, la ceràmica armada constitueix una alternativa eficaç, econòmica i elegant del formigó, posant en valor els recursos de país.

Dieste basa la seua obra en l'estudi d'aquesta tècnica, treballant amb una sèrie de tipologies estructurals, entre elles, les voltes autoportants de directriu catenària sense tímpanos. D'aquest grup s'ha pres com a objecte d'estudi la Terminal d'òmnibus de la companyia Turlit, en Salto.

A partir de la documentació gràfica, per a l'anàlisi del comportament estructural, es porta a terme el seu modelitzat i càlcul a través del programari de càlcul Angle. A continuació es procedeix a una valoració crítica dels resultats obtinguts. Es posa especial atenció i es realitza una anàlisi amb més profunditat d'algunes solucions constructives, a les quals queda patent com la forma de l'edifici és resultat de les exigències estructurals.

Paraules clau: Eladio Dieste, ceràmica armada, estructura laminar, pretesat, Angle.

ABSTRACT

Eladio Dieste was an Uruguayan engineer who developed his work between 1945 and 1996. He is considered the forerunner of reinforced ceramics, a technique that results from the union between brick, mortar and steel. Although this combination had already been used, reinforced ceramics constitute an efficient, economical and elegant alternative to concrete, foregrounding the country's resources.

Dieste bases his work on the study of this technique, working with a series of structural typologies, among them, the self-supporting shell with catenary guideline without tympanums. From this group, the Turlit company bus terminal in Salto has been selected for its study.

From the graphic documentation, in order to analyze the structural behavior, its modeling and calculation is carried out through the Angle calculation software. This is followed by a critical assessment of the results obtained. Special attention is paid and a more in-depth analysis is made of some construction solutions, in which it is evidenced how the building's shape is the result of the structural requirements.

Key words: Eladio Dieste, reinforced ceramics, thin-shell structure, prestressing, Angle.

ÍNDICE

OBJETIVOS.....	5	IV. ESTUDIO DE LA ESTRUCTURA.....	44
METODOLOGÍA.....	6	MODELIZACIÓN.....	44
I. INTRODUCCIÓN	8	CREACIÓN Y ASIGNACIÓN DE MATERIALES.....	46
BIOGRAFÍA.....	8	ASIGNACIÓN DE CARGAS	48
PENSAMIENTO	10	CARGAS PERMANENTES	48
ANTECEDENTES.....	11	CARGAS VARIABLE	48
II. LA CERÁMICA ARMADA	16	COMBINACIÓN DE CARGAS	54
ORIGEN	16	V. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRCUTURAL	58
TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES DE CUBIERTA.....	16	CARGAS GRAVITATORIAS.....	58
CÁSCARAS AUTOPORTANTES DE DIRECTRIZ CATENARIA SIN TÍMPANOS.....	19	TODAS LAS CARGAS	62
<i>PROCESO CONSTRUCTIVO</i>	19	DIMENSIONADO	64
<i>COMPONENTES</i>	21	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA SIN LOS PRETENSADOS	66
<i>VENTAJAS DE LA CERÁMICA ARMADA</i>	23	ANÁLISIS ELEMENTOS LINEALES.....	68
COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL: MEMBRANAS	24	EFECTO DEL FORJADO.....	71
III. TERMINAL DE ÓMNIBUS DE LA COMPAÑÍA TURLIT	29	EFECTO DE LOS MUROS DE FÁBRICA	72
ANTECEDENTE	29	EFECTO CONJUNTO DE LAS BÓVEDAS	73
DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	30	VI. OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE	75
DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	32	VII. CONCLUSIONES	75
DETALLES CONSTRUCTIVOS	34	BIBLIOGRFÍA	79
DOCUMENTACIÓN GRÁFICA.....	36	BIBLIOGRAFÍA FOTOGRÁFICA	81

OBJETIVOS

El objetivo principal del presente Trabajo Fin de Grado es conocer el comportamiento estructural de la Terminal de ómnibus de la compañía Turlit. Con el fin de satisfacer este objetivo se debe plantear una serie de objetivos secundarios como son:

- Investigar acerca de la vida y obra de Eladio Dieste, así como los antecedentes históricos sobre los que se sitúa su producción.
- Conocer el uso de la cerámica armada, tanto como técnica constructiva, como material estructural.
- Estudiar el comportamiento de las estructuras laminares, en concreto las membranas cilíndricas.
- Aprender el manejo de herramientas de cálculo estructural para el modelizado y cálculo de la estructura, ajustándose a las normativas correspondientes.
- Ser capaz de ejercer un análisis crítico de los resultados obtenidos y establecer conclusiones del estudio realizado.

METODOLOGÍA

A continuación se describe el procedimiento que se ha seguido para la elaboración del trabajo.

Primero de todo se ha procedido a la recopilación de información que pudiera resultar de utilidad. En su mayoría se ha recurrido a artículos de divulgación, aunque también se han consultado libros de teoría, monografías, normativas, videos, etc.

En vista de la escasa información gráfica que se encuentra en internet sobre la obra a analizar y que resulta esencial disponer para el estudio de la estructura, se procedió a contactar con el Instituto de Historia de la Arquitectura de la Universidad de la República de Uruguay, quienes nos facilitaron todos los planos de los que disponían.

A continuación se ha procedido a la lectura y estudio de las fuentes seleccionadas para la configuración del cuerpo teórico del trabajo. Esta tarea se compaginaba con la elaboración del modelo sobre el que se realiza el análisis. El cálculo de la estructura se ha realizado mediante el programa Angle, el cual permite la modelización de la estructura a partir del programa AutoCAD 2020. Una vez modelada la estructura y calculando su comportamiento, se ha realizado un análisis en profundidad de los resultados obtenidos. Todo el proceso se controlaba periódicamente mediante encuentros con el tutor.

Finalmente, a partir de todo lo expuesto durante el trabajo se extraen una serie de conclusiones que se fundamentan en los objetivos que se planteaban al inicio.

“Importa mucho la coherencia entre lo que nos muestra la forma y la realidad construida; la coherencia nos la vuelve inteligible”

Eladio Dieste (1917-2000)

I. INTRODUCCIÓN

BIOGRAFÍA

Eladio Dieste nace en Artigas, al norte de Uruguay, en 1917 (Dieste & Palma, 2000). En 1936 se desplaza a la capital para estudiar Ingeniería Civil en la Universidad de Montevideo. Se gradúa en 1943 y al año siguiente empieza como profesor de Mecánica Teórica en la misma universidad hasta 1973 (Marín & Barluenga Badiola, 2014).

Durante los próximos años compagina su labor como docente con trabajos en la empresa Christiani y Nielsen, así como en la Dirección de Vialidad del Ministerio de obras Públicas de Uruguay (1944-1947) y en la Jefatura en la Sección técnica de la Dirección de Obras Públicas de Uruguay (1945-1948) (Marín & Barluenga Badiola, 2014).

En 1945 y como profundizaremos más adelante, utiliza por primera vez la cerámica armada para la casa Berlinghieri, proyectada por el arquitecto español Antonio Bonet (Trallero Sanz & Marín Palma, 2005).

Dieste da a conocer su experiencia con esta nueva técnica a través de un artículo en la revista de Ingeniería de Montevideo, titulado «Bóveda Nevada de adrillos “de espejo”», en 1947 (A. Marín Palma, 2014).

En 1954, junto con su antiguo compañero de facultad, Eugenio Rolando y Montañez, Dieste funda en Montevideo la empresa Dieste & Montañez, centrándose en la realización de proyectos con la técnica de la cerámica armada. Será en esta empresa donde desarrolle la mayoría de su obra (A. M. Marín Palma, 2016). Durante el comienzo, se presentan a concursos que ganan debido a que ofertan el presupuesto más barato, sin dejar de lado la calidad de la obra. Una vez demostrada su efectividad, empezarían a recibir encargos de empresarios y realizarían

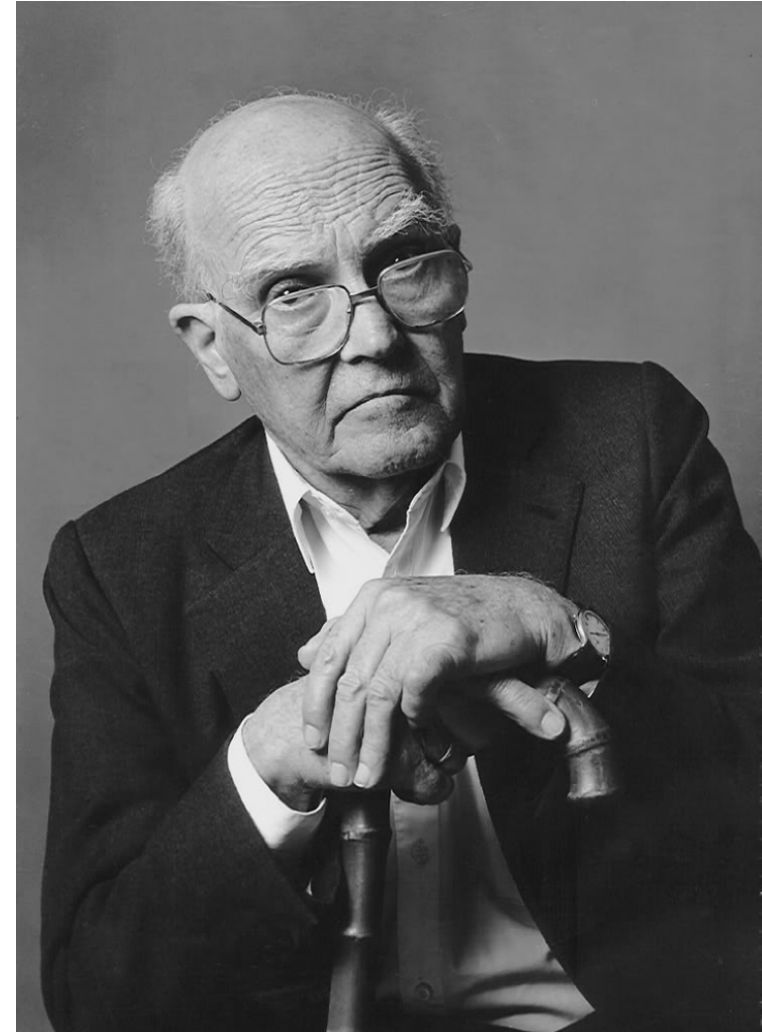


Figura 1.1 Eladio Dieste

obras por Argentina, Brasil y España. A mediados de los 90, Dieste se retira de la firma y deja a uno de sus hijos al mando. Para entonces, la empresa habría cubierto más de 1,5 millones de metros cuadrados (Cordero Toral, 2014).

En 1993 recibe el título de Doctor Honoris causa por la Universidad de la República (Grompone, 2011). Fallece en Montevideo en el año 2000 (A. M. Marín Palma, 2016).

En 2015, el gobierno uruguayo presentó la candidatura para que la obra de Dieste se declarara Patrimonio de la humanidad por la UNESCO. En Julio de 2021, la Iglesia de Atlántida, una de sus obras más importantes, recibe dicho reconocimiento (AA.VV., 2021).

PENSAMIENTO

El pensamiento de Eladio Dieste se basaba en lo que él denominaba economía cósmica (Grompone, 2011). Se debe entender economía no solo en su sentido puramente financiero, sino también como una economía de medios. El propio Dieste define este concepto cuando escribe: “lo que hagamos debe tener algo que podríamos llamar economía cósmica, estar de acuerdo con el orden profundo del mundo, y solo entonces podrá tener esa autoridad que tanto nos sorprende frente a las grandes obras del pasado”. Eladio Dieste es muy crítico con aquellas personas que tratan de crear riqueza ajustando el mundo a “su orden profundo” e imponiendo irreales conceptos de economía (Jiménez Torrecillas, 1997). Distingue así entre “lo aparentemente práctico” y “lo hondamente práctico” (Mas Guindal & Adell, 2005).

A partir de esta idea se puede justificar en parte su búsqueda por estructuras simples, esbeltas, sutilmente apoyadas, etc. Se desecha cualquier idea que suponga un gasto innecesario de material. Sobre este punto se basan muchas de las críticas de Dieste al Primer Mundo (Grompone, 2011).

Las ideas de Dieste eran claras: sacar el mayor aprovechamiento de los recursos disponibles, tanto a nivel estructural como de los conocimientos y reflexiones que se pudieran extraer de cada una de sus construcciones (Trallero Sanz & Marín Palma, 2005).

Además de por el ahorro de recursos y como sucede con otros creadores, Dieste encuentra en la cerámica armada la posibilidad de satisfacer su pasión por cubrir grandes espacios con el menor material posible, dando una imagen de ligereza y calidad estructural, buscando la resistencia de la forma y llevarla al límite (Trallero Sanz & Marín Palma, 2005). Dieste

entiende la forma como un lenguaje. La forma debe ser expresiva, no tiene que hablar de su contenido y de su función, debe ser inteligible, no puede perderse en “adornos” innecesarios (Dieste, 2000).

Todo lo anteriormente expuesto conduce a que en las obras de Dieste se exprese un dominio total del comportamiento estructural, donde cada elemento que la compone se ajusta al detalle para responder a los esfuerzos a los que se somete.

Por otra parte, Eladio Dieste era una persona muy religiosa y comprometida con la sociedad. La construcción manual significaba la implicación del alma humana desde el principio de la obra (Trallero Sanz & Marín Palma, 2005). Para Dieste la tecnología se debía de poner al servicio de las personas, sus diseños debían de suponer un ahorro de trabajo humano (Grompone, 2011).

Otro de los aspectos importantes de su pensamiento es el sentimiento de unión con el lugar. Dieste rescata un material autóctono, el ladrillo, como alternativa del hormigón y lo trabaja de una forma que puede recordar a las técnicas tradicionales del país. Demuestra así como el uso de recursos de la zona no es señal de retraso, sino signo de control sobre los elementos que se poseen, situando a Uruguay como foco de creatividad y tecnología (A. M. Marín Palma, 2017).

En relación con este tema, cuenta en su artículo “La invención inevitable” como la sociedad del futuro no debe crear una imagen unificada, un modelo único, sino que cada sitio debe desarrollar una técnica que se adapte a la vida de las persona en ese lugar. En este sentido, comenta, la cultura iberoamericana tiene mucho que aportar (Jiménez Torrecillas, 1997).

ANTECEDENTES

A la hora de hablar sobre los antecedentes de la obra de Eladio Dieste, se puede hacer desde dos perspectivas. Una desde el punto de vista de los materiales y otra desde la geometría empleada.

- Material

A lo largo de la historia reciente y a partir de la industrialización para la obtención de acero a mediados del siglo XIX, encontramos varios arquitectos e ingenieros de renombre que han empleado la combinación de material cerámico, mortero y acero en sus estructuras (Trallero Sanz & Marín Palma, 2005).

En el año 1890, Paul Cottancin, ingeniero francés, patentó un sistema llamado *ciment armé*, en el que se refuerzan ladrillos por medio de alambres y cemento. Estos dos últimos materiales se colocaban en mayor cantidad en las partes con más tracción y se reducían en las que solo trabajaban a compresión (Trallero Sanz & Marín Palma, 2005).

Empleando esta técnica, Anatole de Baudot construye en 1897 la hoy demolida iglesia de Saint Jean de Montmartre. Después continuaría utilizándola para realizar todo un conjunto de proyectos para la Exposición de París de 1900. El principal inconveniente del *ciment armé* era su complejidad, por lo que no tardó en quedar obsoleta (Trallero Sanz & Marín Palma, 2005).

Prácticamente durante los mismos años, el valenciano Rafael Guastavino (1842-1908) estaba mostrando, principalmente en Nueva York, la capacidad de las bóvedas tabicadas, que él denominaba construcción cohesiva. Estas se componen de una o varias capas de rasillas donde la

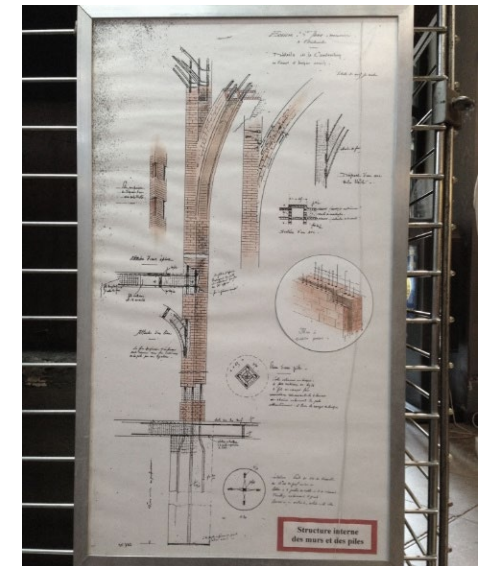


Figura 1.2 Detalle Saint Jean de Montmartre



Figura 1.3 Estación Central Buffalo

inferior se forjaba con yeso. Su principal ventaja resultaba de la inmediata adquisición de resistencia con lo que no era necesaria para su construcción la utilización de encofrados permanentes. Guastavino recupera una técnica que había sido utilizada en la zona del Mediterraneo desde hacía siglos y cuya técnica se sigue utilizando actualmente (Trallero Sanz & Marín Palma, 2005).

Varias décadas más adelante, de forma coetánea a Dieste, en 1952, será Le Corbusier (1887-1965) quien en la Maisons Jaoul utilice una bóveda de piezas cerámicas bajo una capa de hormigón que descansa sobre vigas de hormigón (Trallero Sanz & Marín Palma, 2005).

También en esta época, el ingeniero español Eduardo Torroja (1899-1961) construye los cerramientos y las bóvedas de la Iglesia de Pont Suert en 1954 con estos tres materiales. Dispuso tres capas de rasilla, cubriendo la primera con yeso, e introduciendo armadura ligera en el revestimiento exterior. Este sería el único proyecto en el que Torroja emplease este sistema (Cabeza Lainez & Almodóvar Melendo, 1996).

Por último, en 1962, en Oviedo, Ildefonso Sánchez del Río Pisón (1898-1980), construye el Palacio de Deportes de Oviedo. Combina el acero y hormigón con una serie de piezas cerámicas especiales llamadas "dovelas-onda", para configurar bóvedas cilíndrico-onduladas, cubriendo así una luz de 100 metros (AA.VV., 1977).

En ocasiones se relaciona de forma desacertada a Dieste con las bóvedas tabicadas. Cuando se le ha preguntado ha respondido que "la génesis no ha venido por ahí (habla de las bóvedas catalanas) sino que la génesis ha venido por las estructuras de hormigón armado, de desencofrado rápido; eso ha sido la madre de las estructuras [...] lo que hacemos, en



Figura 1.3 Maisons Jaoul

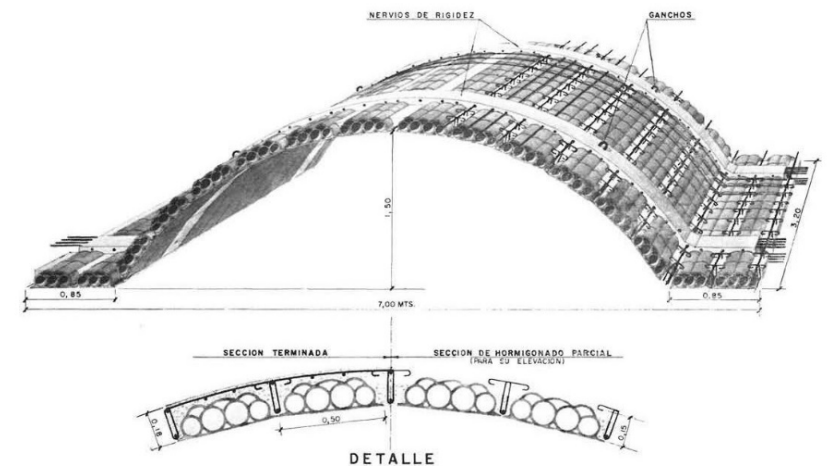


Figura 1.4 Detalle sección parcial Palacio de Deportes de Oviedo

la bóveda catalana, no tiene nada que ver” (Trallero Sanz & Marín Palma, 2005).

- *Geometría*

Para explicar la historia de las estructuras laminares nos debemos remontar antes a la aparición del hormigón como material de la edificación.

Uno de los avances más importantes de la revolución industrial fue la producción en masa del cemento Portland. A mediados del siglo XIX empezamos a ver las primeras estructuras en hormigón armado, como son la barca de Lambot (1848), la patente de Wilkinson y la de Joseph Monier en 1877. Los alemanes Wayss y Freitag obtuvieron la patente de Monier en 1884 y el francés Hennebique obtuvo la suya en 1892. Fueron los encargados de asentar las bases del nuevo material durante las últimas décadas del siglo y principios del siguiente (Torroja Cavanillas, n.d.).

Hennebique basa su éxito en la incorporación de redondos metálicos que se podían curvar, doblar o empalmar para construir elementos armados (Torroja Cavanillas, n.d.).

En los años 30 se empezó a estudiar las posibilidades resistentes del hormigón. Los estudios de Dyckerhoff y Widmann dieron como resultado sistemas de cálculo para el desarrollo de cubiertas laminares, de poco espesor en relación a sus grandes dimensiones. En 1925 construyen para el Planetario de Jena una cúpula de 25 m de diámetro con 6 cm de espesor. (Jordá Such, 2002).



Figura 1.6 Pabellón del Cemento

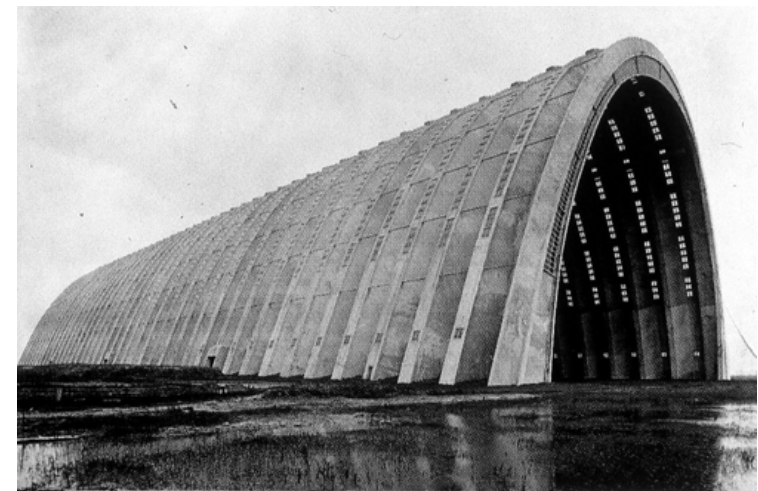


Figura 1.7 Hangares Orly

Maillart, discípulo de Hennebique, supone la transición entre los sistemas ortogonales de pilares a las cubiertas laminares. Patentó las losas-champiñón, en el que una placa horizontal de sección activa se integra con el apoyo vertical. Maillart tenía una concepción global de la estructura, como se observa en los puentes que construyó. En ellos intenta aprovechar la función resistente de la forma. Siguiendo esta idea plantea el Pabellón del Cemento para la exposición de Zurich de 1939. Se trata de una lámina parabólica de hormigón armado de 12 metros de altura que cubre una luz de 16 metros con un espesor de 6 cm (Jordá Such, 2002).

Freyssinet introduce el pretensado en su obra para absorber los esfuerzos horizontales del arco. La armadura se encarga de inducir tensiones en el hormigón para evitar la aparición de tracciones. Dedicó su vida al estudio de este material e introduce innovaciones como el descimbrado mediante gatos, los encofrados deslizantes, el vibrado, etc. Una de sus obras más distintivas son los Hangares de Orly (1921-1923), donde cubre 88 m de luz y 175 m de largo a través de una lámina de directriz parabólica de 9 cm de espesor (Jordá Such, 2002).

Eladio Dieste afirmó que durante sus años como estudiante sintió interés por la obra de Freyssinet, no tanto por la obra acabada sino por el valor que le daba a la labor artesanal. Si observamos la obra de ambos ingenieros, podemos relacionarlos con la forma en la que abordaban un proyecto y cómo trabajaban con el material. Ambos eran muy meticulosos a la hora de pensar la ejecución de la obra, del mismo modo que también empleaban mano de obra sin cualificar que se encargaban de capacitar. Además, Dieste heredará y perfeccionará el sistema de cimbras móviles y descimbrado por gatos, así como el uso de pretensados de Freyssinet (Marín & Barluenga Badiola, 2014).

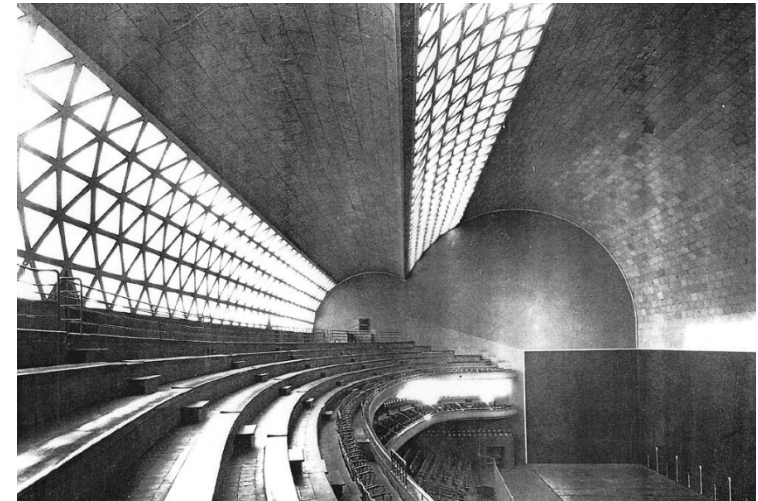


Figura 1.8 Frontón Recoletos



Figura 1.9 Hangares en Orvieto, Nervi, 1935

Eduardo Torroja también tiene su lugar en el recorrido de las láminas de hormigón. De entre todas sus obras rescatamos el Frontón Recoletos (1936), en el que mediante una lámina cilíndrica de dos lóbulos de diferentes radios y un espesor de 8 cm se salva una luz de 55 m (Jordá Such, 2002).

Durante el periodo que duró su trayectoria y en los años posteriores podemos encontrar otros arquitectos e ingenieros que trabajaron con estructuras laminares. Entre ellos cabe destacar a Pier Luigi Nervi (1891-1979), Félix Candela (1910-1997) y Eero Saarinen (1910-1961).

II. LA CERÁMICA ARMADA

ORIGEN

La primera vez que Eladio Dieste utilice la cerámica armada será en 1945, cuando el ingeniero español Antonio Bonet, exiliado en Uruguay, le pida ayuda para calcular la estructura de la casa Berlinghieri en Punta Ballena (Trallero Sanz & Marín Palma, 2005).

Como ya había hecho en otras ocasiones, Bonet quería cubrir la casa con bóvedas de hormigón armado, pero será Dieste quien le proponga su construcción en cerámica armada. Se resuelve con bóvedas de directriz catenaria de 6 m de luz y ladrillos macizos de 5,5 cm. En esta obra se coloca una segunda hilera de ladrillos de 12cm de espesor puestos de canto de forma no continua para crear una cámara de aire que aislara la vivienda. Para resistir los empujes laterales, coloca unos tirantes metálicos vistos en los extremos de cada bóveda (Trallero Sanz & Marín Palma, 2005).

A partir de esta experiencia, Dieste sigue trabajando con esta técnica para cubrir luces mayores. Antonio Bonet, si bien continúa con el uso de bóvedas en sus proyectos, como en el caso de la Ricarda (1949), no volverá a utilizar la cerámica armada (Trallero Sanz & Marín Palma, 2005).



Figura 2.1 Casa Berlinghieri

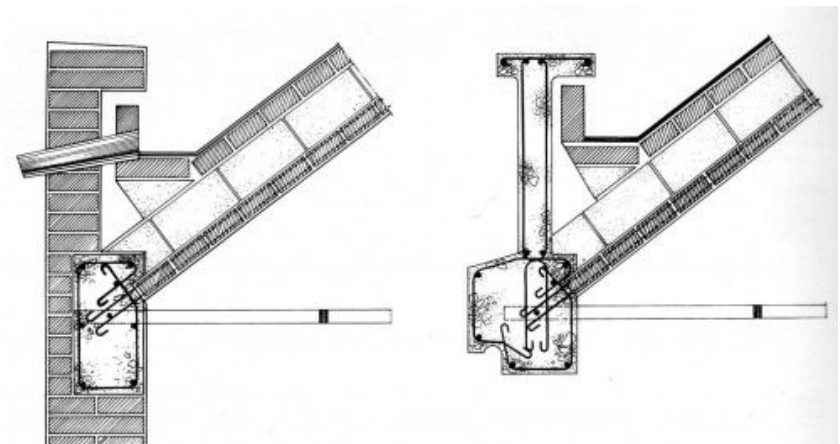


Figura 2.2 Detalle constructivo casa Berlinghieri

TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES DE CUBIERTA

Con la fundación de su constructora en 1954, Dieste ve la oportunidad de experimentar con el nuevo procedimiento constructivo. Gracias a la versatilidad que ofrece esta técnica, el ingeniero desarrolla todo un abanico de posibilidades capaz de resolver cualquier elemento estructural en cerámica armada, ya fueran cerramientos, forjados, escaleras, etc. Construyeron estructuras tan variadas como depósitos de agua o torres.

En nuestro caso nos centraremos en la cubierta, elemento en el cual se especializó la empresa y que podemos agrupar según tres tipologías:

- Superficies laminares de curvatura simple

La más importante es la cáscara autoportante de directriz catenaria sin tímpanos y que analizaremos con profundidad en los próximos apartados. Este sistema se elegía cuando se tenían luces reducidas, desde los 6 hasta los 30 metros. Se pueden subdividir entre continuas y discontinuas, permitiendo esta segunda el paso de la luz entre las bóvedas. Estas estructuras basaban su estabilidad con la inercia del espesor de la bóveda (Marín & Barluenga Badiola, 2014).

En este grupo también encontramos láminas circulares, como la del Parador de Ayuí en Salto (1977), aunque no las emplea tanto (Marín & Barluenga Badiola, 2014).

- Láminas de doble curvatura o bóvedas gausas

Forma creada y patentada por el propio Dieste, donde la ondulación de la bóveda aumenta mucho el momento de inercia y con ello su rigidez, sin tener que introducir demasiado material adicional. La geometría de la bóveda se obtiene desplazando una catenaria de luz fija igual a la luz

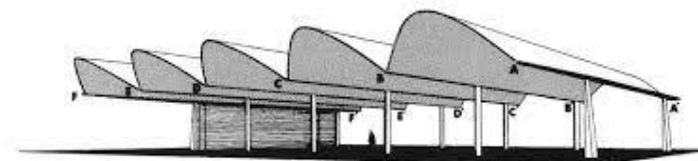


Figura 2.3 Bóvedas autoportantes de dirección catenaria sin tímpanos

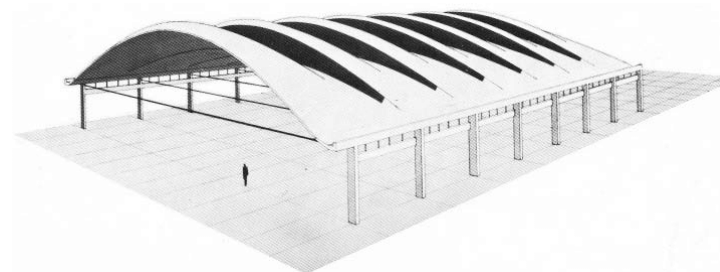


Figura 2.4 Bóvedas gausas

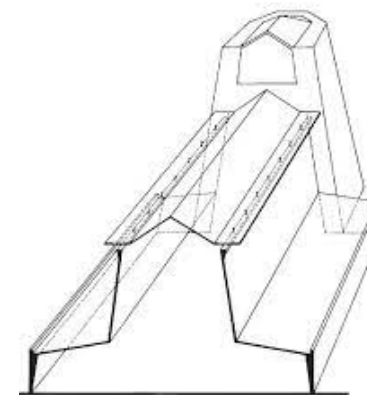


Figura 2.5 Láminas plegadas

y flecha variable a lo largo de la dirección de los apoyos (Marín & Barluenga Badiola, 2014).

Se utilizaba cuando las luces a cubrir era muy grandes, entre 30 y 50 metros. En el caso de las de mayor dimensión, se tiene que recurrir al atirantado de las bóvedas, dejando el tensor visto por debajo de la cubierta. Al igual que en la tipología anterior, también se dividen entre continuas y discontinuas o diente de sierra (Marín & Barluenga Badiola, 2014).

- *Laminas plegadas*

Se deja de lado la catenaria para tomar la superficie plana como elemento formal. Se entienden estas superficies como grandes vigas precomprimidas que apoyan sobre pilares de refuerzo embebidos en la fachada. Esta solución permite crear espacios de gran altura y cubrir grandes luces transversales (Marín & Barluenga Badiola, 2014).

Aunque no fue muy empleada por el ingeniero, una de sus obras más importantes utiliza esta tipología. Es el caso de la Iglesia de San Pedro en Durazno (1975), que cubre una luz de 32 m con una lámina de 8 cm, sin ningún apoyo intermedio (Marín & Barluenga Badiola, 2014).



Figura 2.6 Garaje Carugatti, Montevideo, 1978

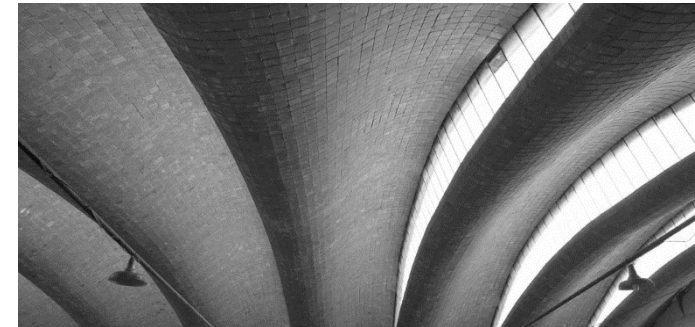


Figura 2.7 Gimnasio polideportivo, Durazno, 1974

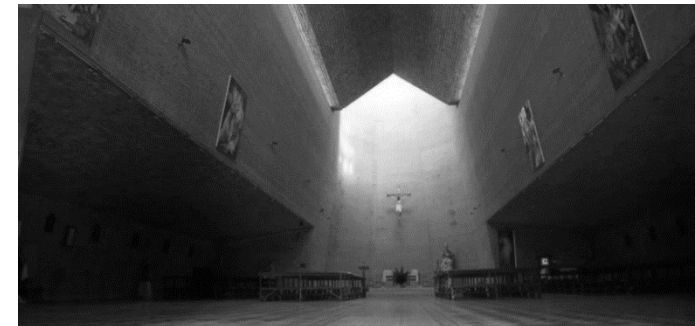


Figura 2.8 Iglesia de San Pedro, Durazno, 1971

CÁSCARAS AUTOPORTANTES DE DIRECTRIZ CATENARIA SIN TÍMPANOS

PROCESO CONSTRUCTIVO

Una vez elegido el sistema constructivo en función de la luz a cubrir, se define la geometría de la bóveda (flecha máxima) y el espesor en función de las cargas a transmitir.

Antes de la construcción de la propia bóveda se deben realizar los elementos de apoyo y contención de empujes laterales. Realizado el alisado del terreno y colocado los elementos para el cimbrado de la bóveda, se empieza por las losas horizontales de los encuentros entre bóvedas y los extremos, que deben ser convenientemente apuntaladas hasta la finalización del proceso (A. M. Marín Palma, 2007).

Entre las vigas se coloca la cimbra móvil sobre la que se disponen los ladrillos en retícula. Posteriormente se realiza un replanteo sobre el encofrado de madera para asegurar que entran todos los ladrillos sin necesidad de partirlos. Después, se clavan sobre la cimbra varillas de madera o PVC que hacen de guía para lograr una correcta alineación y acabado. Se consigue así un ligero rehundido de las juntas en el intradós y se evita posibles desplazamientos de las piezas al pasar los operarios por encima. Los ladrillos se colocan desde el arranque hasta la parte superior y tienen que mantenerse húmedos hasta la finalización del tramo (A. Marín Palma, 2014).

Para un correcto y uniforme acabado de las juntas, las piezas cerámicas de los extremos de las losas planas se cortan en forma de cuña para recibir la fábrica de las bóvedas (ver documentación gráfica), manteniendo siempre la dimensión en anchura del ladrillo constante. Para la construcción de las losas exteriores, como suelen tener formas



Figura 2.9 Construcción bóveda Gausa

irregulares, también se tenían que cortar los ladrillos para ajustarse a su geometría (A. Marín Palma, 2014).

Entre las juntas, de unos 2cm, se coloca mortero hasta mitad de la altura y encima de estas se apoya la armadura en ambos sentidos. La armadura transversal se sitúa cada dos piezas y la longitudinal a cada pieza (A. Marín Palma, 2014). Colocada la armadura, se termina de cubrir la junta con mortero (A. M. Marín Palma, 2007). Para asegurar la continuidad

en la armadura longitudinal, se deja una longitud de solape de 50cm con el siguiente tramo (A. Marín Palma, 2014).

Una vez a fraguado el mortero, se retira la cimbra de la porción construida y se desliza en el sentido de la generatriz para proceder a realizar otro tramo. Se repite el proceso hasta la finalización de la bóveda. Se aprovecha al desencofrar, cuando las juntas aún no han endurecido, para darles el acabado deseado (A. M. Marín Palma, 2007).

Los trabajos duraban de 7:00 de la mañana a 5:00 de la tarde, por lo que de una jornada a otra pasaban 14 horas, las necesarias para poder descimbrar el tramo construido el día anterior. Antes de descimbrar se realizaba una prueba de resistencia con una prensa ideada por Dieste (A. Marín Palma, 2014).

Se procede a realizar la capa de alisado. En caso de tener armadura de pretensado, se colocaría a continuación sobre la fábrica de ladrillo ya que esta parte está más solicitada (figura 2.10). El pretensado lo forman una serie de armaduras continuas con forma de ochos concéntricos partiendo desde el centro superior de la bóveda (A. Marín Palma, 2014). Se dispone a lo largo de las isóbaras de tracción para reducir los efectos de fisuración (Mas Guindal & Adell, 2005). Los cables se anclaban a la fábrica con abrazaderas metálicas y se tensionan desde el centro mediante un gato diseñado por Dieste (figura 2.11). Una vez hecho el pretensado, se termina con una capa de mortero de 2 a 2,5 cm con una malla electrosoldada (A. Marín Palma, 2014).

Por último, si se desea, se puede variar el acabado, ya sea con una capa de pintura blanca sobre el enlucido o colocando una capa de ladrillo visto (A. M. Marín Palma, 2007).

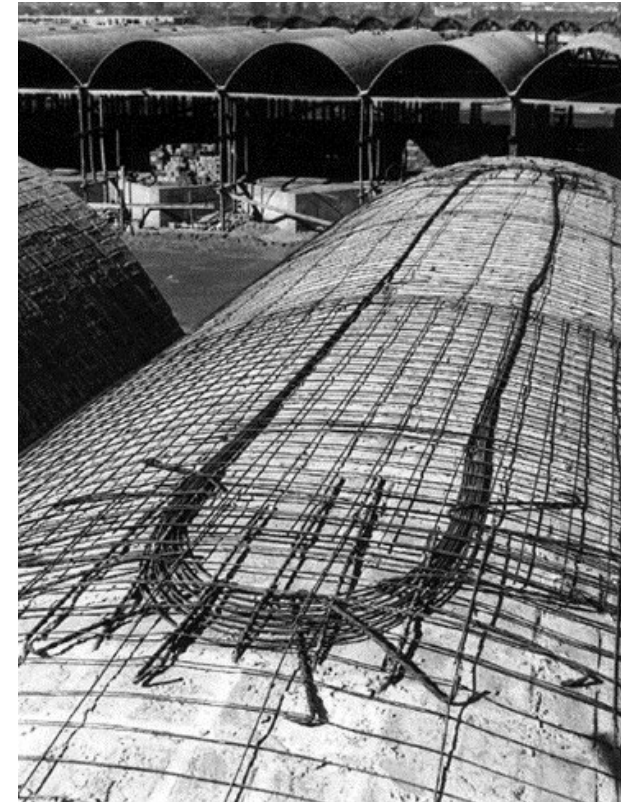


Figura 2. 10 Disposición armadura de pretensado, antes de aplicar tensiones

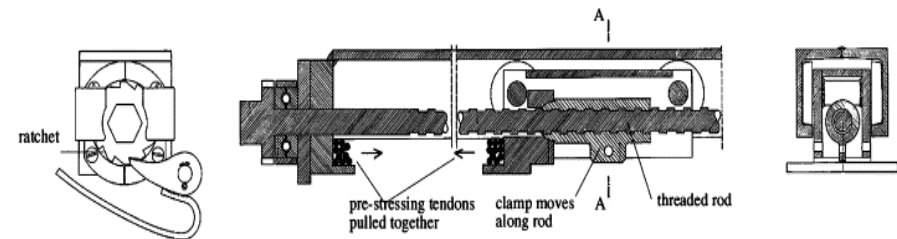


Figura 2.11 Gato diseñado por Eladio Dieste

COMPONENTES

- Piezas cerámicas

En función de la tipología utilizada se suelen utilizar piezas macizas de 25x12 cm y entre 5,5 y 7 de grueso para bóvedas autoportantes donde la luz es menor y piezas huecas de 25x25 cm y entre 8 y 15 de grueso para las bóvedas gausas (A. Marín Palma, 2014).

La forma de disponer las piezas cerámicas es alineando las juntas, sin trabazón. La resistencia a rotura de estas piezas es mayor a 220 kg/cm² (A. Marín Palma, 2014).

- Conglomerantes y conglomerados

Se emplea el cemento Portland para las juntas entre ladrillos y para la capa armada situada sobre las piezas cerámicas, llamada "capa de alisado". La juntas son de un espesor variable entre 2 y 3 cm, aproximadamente tres veces el diámetro de la armadura que se debía colocar. Su resistencia a rotura a los 28 días es de 300 kg/cm² (A. Marín Palma, 2014)

- Acero

Para las armaduras entre las juntas, ya que el espacio es muy pequeño se utilizan barras de acero corrugado o lisas, de acero inoxidable de diámetros de 3-4 mm hasta los 10-13 mm. Los límites elásticos oscilan entre los 4100-5100 kp/cm² (A. Marín Palma, 2014).

Para la malla electrosoldada, se usan barras de acero grafilados o lisos formando retículas de 10x10 cm o 15x15 cm y 3mm de diámetro. Se introducen un mínimo de 4 mm de profundidad en la capa de alisado y

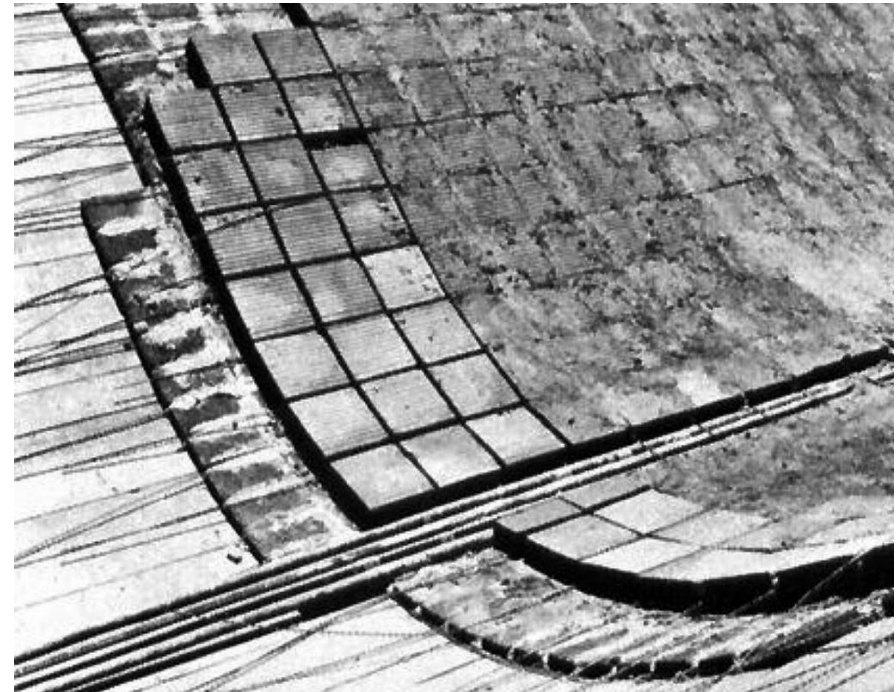


Figura 2. 12 Elementos que componen una bóveda gausa

su uso previene la fisuración por retracción debidas al fraguado y oscilaciones de temperatura (A. Marín Palma, 2014).

- Materiales de acabado

Para reducir la pérdida temprana de humedad, se coloca Antisol (emulsión acuosa de parafina) sobre la capa de alisado, asegurando un correcto curado y controlando el agrietamiento. Después se le puede aplicar una capa de pintura blanca, para impermeabilizar a la vez que

garantiza resistencia al desgaste y a la abrasión. Por último se aplicaría pintura a la cal, mejorando el aislamiento térmico (A. Marín Palma, 2014).

- Cimbra móvil

Se constituye de dos partes. El bastidor metálico, conformado por columnas, travesaños y diagonales de perfilera metálica hueca. Se apoya sobre ruedas y gatos, lo que facilita su transporte y su calibración. Encima de esta se sitúa el encofrado de tablas de madera calibradas. Para garantizar el correcto desplazamiento de la cimbra, previa a su colocación se construían unos raíles entre los que pasaban las ruedas (A. Marín Palma, 2014).

La longitud de las cimbras, que determinará el número de desplazamientos que habrá que realizar, venía condicionada por la luz entre pilares y solía rondar los 3 y 5,5 m. En caso de tener varias bóvedas en fila, se construía una cimbra por bóveda, ya que resultan muy económicas y de fácil ejecución (A. Marín Palma, 2014).

- Mano de obra

Esta era no cualificada, ya que los procedimientos empleados eran nuevos. Para cada obra nueva, contrataba diferente mano de obra, siempre del lugar en el que se trabajaba. Era el propio ingeniero quien les daba las indicaciones y les explicaba el proceso de ejecución de la bóveda. Si algo exigía un mayor control tecnológico, era Dieste quien lo realizaba. Con el aumento de la producción se seleccionaron a los más aventajados para el control de la obra (A. Marín Palma, 2014).



Figura 2.13 Construcción bóveda autoportante de los Pabellones de Comerciantes

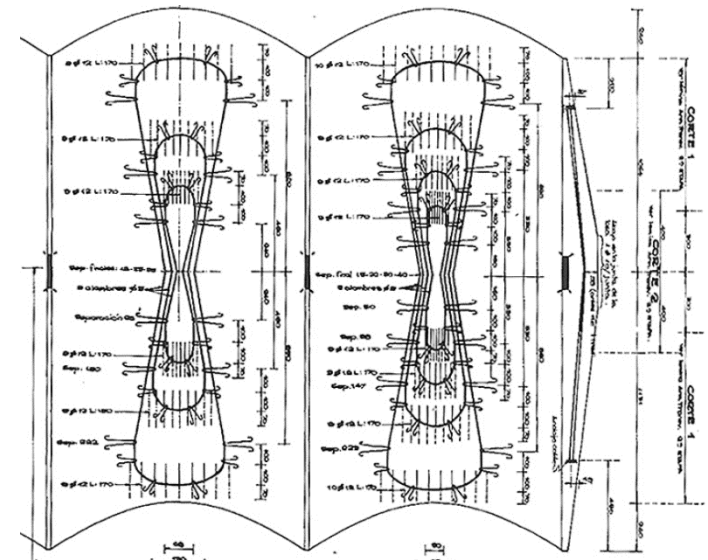


Figura 2.14 Esquema de pretensados

VENTAJAS DE LA CERÁMICA ARMADA

El uso de estructuras en cerámica armada implica una serie de ventajas respecto a aquellas íntegramente en hormigón armado:

El uso de piezas cerámicas supone una disminución en el uso de hormigón, dotando de mayor liviandad a la estructura. Esto resulta en una reducción en la cantidad de material necesario. Todo ello sin perder la capacidad mecánica que poseen estas piezas, como se ha indicado en el apartado anterior.

El material cerámico requiere de menos tratamiento para su conservación dado su buen envejecimiento, lo que supone una reducción en los costes de reparación.

A nivel de acondicionamiento ambiental también suponen una ventaja en todos los aspectos. Las superficies cerámicas irradian menos calor en verano y absorbe menos en invierno que una de hormigón. Además, el aislamiento térmico, el comportamiento acústico y la capacidad para ajustar de forma "natural" la humedad del ambiente son mejores que si solo se empleara hormigón.

En lo que respecta el coste material, no hay otro sistema de igual eficacia que se le pueda equiparar a nivel económico.

Desde el punto de vista constructivo, la escasa proporción de mortero utilizada, permite el desencofrado de las bóvedas en solo 14 horas, reduciendo tiempos de construcción y abaratando costes de ejecución.

Por otra parte, si tuviéramos que señalar algún inconveniente sobre este sistema sería el de verse obligado a utilizar armaduras galvanizadas, debido al escaso recubrimiento de estas con el mortero y que resulta en

un aumento del coste. Pese a ello, el coste total dista mucho de otros sistemas (Mas Guindal & Adell, 2005).

Otro inconveniente es una resistencia a corte menor que la del hormigón y su dificultad para colocar armaduras que resistan a este esfuerzo. Este problema se ve solucionado con la introducción del pretensado (Pedreschi, 2004).

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL: MEMBRANAS

Entre los mecanismos que emplean las estructuras para la transmisión de cargas existen dos que predominan en las bóvedas de directriz catenaria sin tímpanos. La acción de la forma y la de superficie.

- Acción de la forma

Se define estructura de forma como aquellas, en las que la transmisión de carga se produce por su adecuada forma y estabilidad de la forma característica. Se componen por materiales, no rígidos, en los que debido a su forma, es capaz de aguantar su propio peso y cubrir un espacio (Engel, 2006).

Son capaces de resistir esfuerzos normales, esto es, de tracción y compresión, pero no a flexión. Su forma de actuar es transformando las fuerzas exteriores en fuerzas normales que desvían hasta los apoyos (Engel, 2006).

La forma más eficaz de estas estructuras sería aquella que responda exactamente a la distribución de esfuerzos. Como dice Engel "las estructuras de forma activa son la expresión material de las direcciones "naturales" de las fuerzas". La forma ideal para la transmisión de esfuerzos a compresión se llama arco funicular. Este sistema es ideal para la cubrición de espacios utilizando la menor cantidad de material, cubriendo grandes luces para conseguir espacios diáfanos (Engel, 2006).

Para las estructuras que se basan en el arco funicular hay que tener en cuenta la aparición de empujes horizontales en el apoyo, los cuales son mayores cuanto menor es la altura respecto a la luz. Estos se pueden absorber empleando diversos sistemas como son los contrafuertes, los

tirantes o mediante la construcción de varios arcos en serie donde estos empujes se anulan (Engel, 2006).

El arco funicular no es una forma en concreto sino que depende de las cargas que se van a aplicar. En el caso en el que la estructura solo deba sustentar su peso propio, la geometría que se obtiene es la catenaria.

Cualquier perturbación que provoque el desplazamiento de la estructura de la curva funicular provocará una flexión. Esta perturbación puede ser producida por el peso propio (en caso de no ser una catenaria), cargas puntuales, la acción del viento, cambios térmicos o asentamientos diferenciales (Engel, 2006).

La unión de varios sistemas de forma se pueden combinar con los demás sistemas, siendo fundamental en el caso de estructuras de superficie.

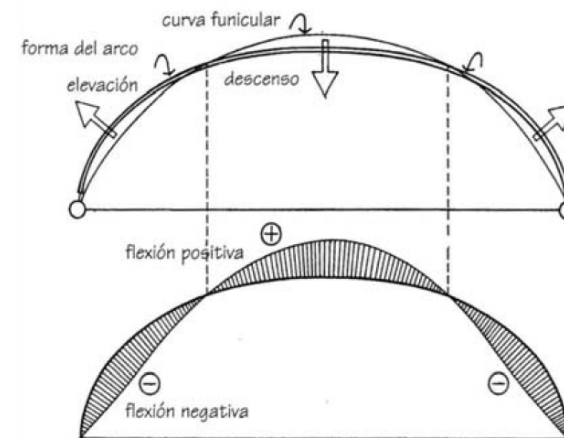


Figura 2.15 Distribución de flexiones en un arco

Como explicaremos a continuación, las estructuras que trabajan como membranas dependen de la curvatura para garantizar la transmisión de cargas (Salvadori & Heller, 1987).

- Acción de la superficie

Se define estructura de superficie como aquella que gracias a la resistencia de la superficie es capaz de soportar esfuerzos cortantes, de compresión y tracción, pese a no resistir flexiones (Engel, 2006).

Su capacidad portante depende principalmente de la disposición de la superficie con respecto a la de la fuerza actuante. En función de esta relación podemos diferenciar dos mecanismos resistentes: mecanismo de losa, cuando la fuerza es perpendicular al plano, y de membrana cuando es paralela, siendo este segundo más eficaz (Engel, 2006).

Aprovechando el mecanismo de membrana podemos modificar la geometría de la superficie para que tenga un comportamiento eficaz vertical frente a las cargas. En el acto creativo que supone buscar la forma apropiada para la transmisión de fuerzas exteriores y su distribución uniforme, se integra la acción de la forma anteriormente mencionada, es decir, aparece la capacidad sustentante del arco.

La eficacia de las cáscaras delgadas se debe a dos factores: la curvatura y el alabeo (Salvadori & Heller, 1987).

Para su correcto funcionamiento es fundamental la conservación de la forma, por lo que en muchas ocasiones se deberá rigidizar el perímetro de estas estructuras, sin que se produzca un cambio brusco en el grado de rigidez que pueda inducir tensiones excesivas en esta zona (Engel, 2006).

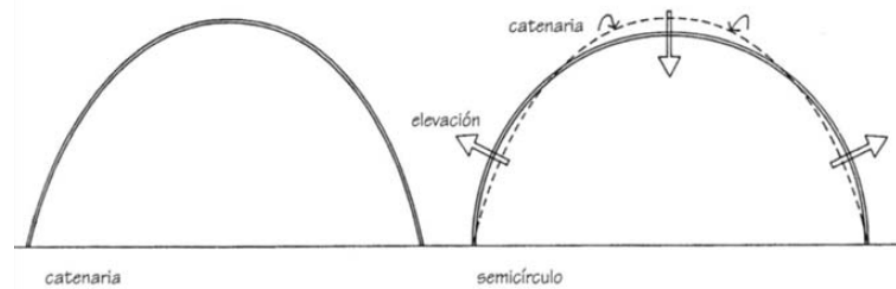


Figura 2.16 Influencia curvatura transversal

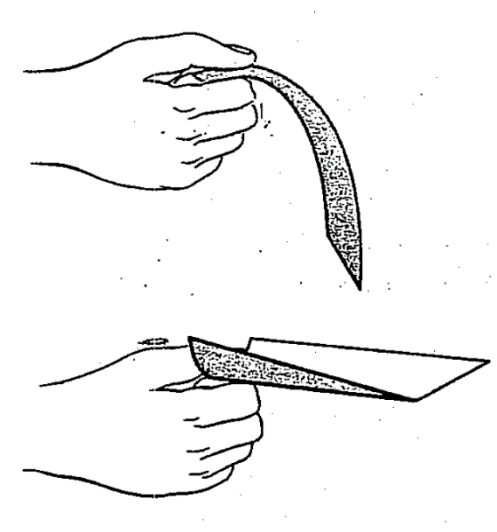


Figura 2.17 Resistencia por la forma

Por último, las estructuras de superficie suponen una solución eficaz para cubrir un espacio. Son en la mayoría de los casos las que configuran la imagen exterior e interior de la obra, con lo que se ha de considerar no solo su capacidad resistente y funcional, sino también su potencial estético (Engel, 2006).

De los tipos que encontramos en esta categoría nos vamos a centrar en las láminas de curvatura simple, en concreto en las superficies cilíndricas.

- Lámina cilíndrica

Las superficies cilíndricas son aquellas generadas por el desplazamiento de una línea o generatriz a lo largo de una curva o directriz, perpendiculares entre sí. La curvatura mayor se da en el plano de la directriz y la menor en el de la generatriz, siendo esta nula (Salvadori & Heller, 1987).

No se debe confundir las láminas cilíndricas con las bóvedas de cañón, ya que su comportamiento estructural es muy diferente. En el caso de las bóvedas de cañón se requiere siempre de apoyo a lo largo de la estructura, cosa que se puede suprimir en las láminas cilíndricas. Su comportamiento se asemeja más al de una viga que al de una bóveda (Torroja Miret, 1957).

- Distribución de tensiones

Se puede simplificar el comportamiento de una membrana cilíndrica como el de una viga de sección transversal curva en la dirección de la generatriz y como la de arco funicular en la de la directriz (Salvadori & Heller, 1987).

La distribución de las tensiones en el sentido longitudinal son de forma lineal a través del espesor. La parte superior trabaja a compresión y la

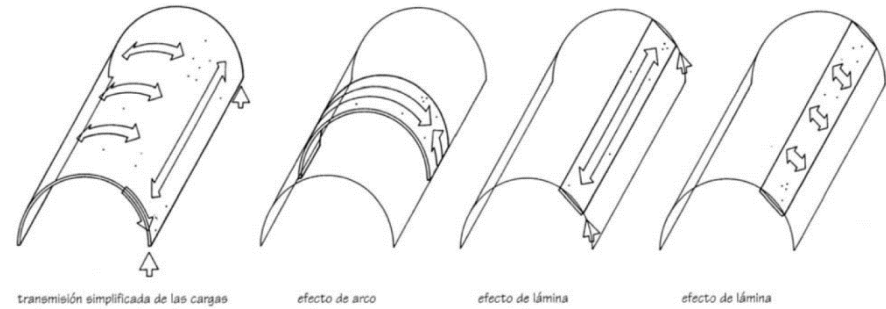


Figura 2.18 Acción portante lámina curvatura simple

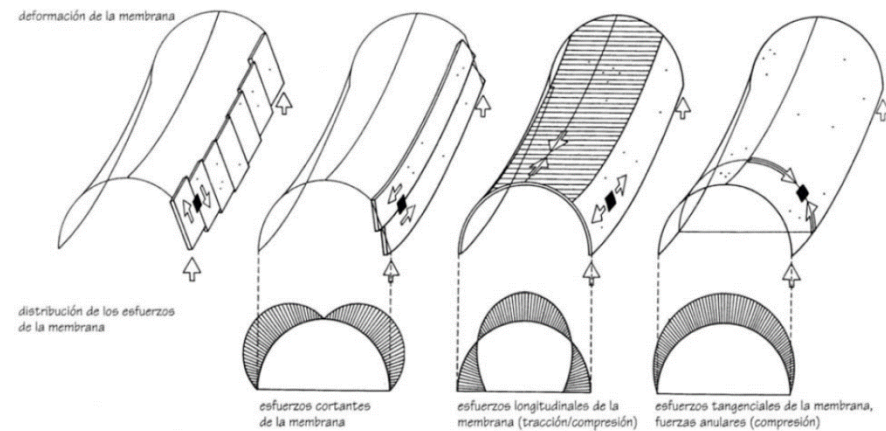


Figura 2.19 Mecanismo portante lámina curvatura simple

inferior a tracción (Salvadori & Heller, 1987). En el plano tangente actúan tensiones cortantes. Estas dos primeras son mayores cuanto menor es la altura de la lámina (Torroja Miret, 1957).

En la dirección de la directriz actúan tensiones de tracción y compresión. Estas, en el caso de las directrices de curva funicular, deben ser nulas, por lo que la introducción de armadura postensada que resista los cortantes debe ser suficiente. Este conjunto de esfuerzos dan lugar a dos grupos de isostáticas, de tracción y compresión, a la manera de las vigas y cuya distribución se ve en la figura 2.22 (Torroja Miret, 1957).

Debido a la deformación se generan otro tipo de tensiones. Se da en la dirección de la directriz y da lugar a flechas en el borde debido a momentos flectores y cortantes en esta zona (Torroja Miret, 1957).

Un factor a tener en cuenta es la influencia de la geometría en la dirección de la directriz en el comportamiento longitudinal. Si la curvatura de la membrana es catenaria, esta tiene la particularidad de transmitir todo su peso propio a los bordes, con lo que no se generan esfuerzos de flexión por su peso. Generalizando, si la geometría de la cáscara no es el funicular de las acciones sobre ella, se originan tensiones de flexión. En este caso no se producen en el borde, sino que se distribuyen por toda la cáscara (Salvadori & Heller, 1987).

En el caso de que la tangente de la membrana en su extremo no sea vertical con el punto de apoyo, esta genera momentos flectores en el borde. Como hemos comentado anteriormente, se debe rigidizar la membrana en el sentido longitudinal para reducir deformaciones no deseadas, considerando las perturbaciones en el borde (flexiones) que puede producir el cambio de rigidez (Salvadori & Heller, 1987). Hay que tener en cuenta que si el apoyo del cilindro es un elemento rígido, el

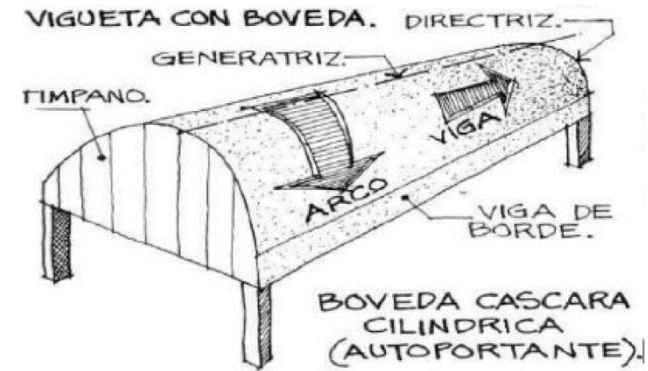


Figura 2.20 Bóveda cilíndrica autoportante



Figura 2.21 Esfuerzos en membrana

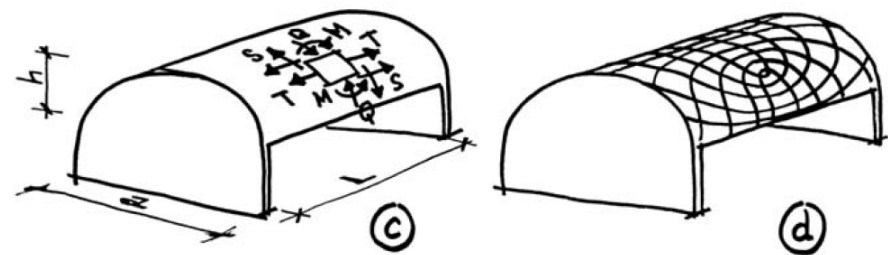


Figura 2.22 Tensiones de una lámina cilíndrica

borde de la cáscara tenderá a desplazarse hacia dentro (Salvadori & Heller, 1987).

Se ha de poner atención en los elementos de rigidez ya que la variación térmica o la retracción del hormigón pueden provocar esfuerzos de flexión mayores a la que producen las cargas (Salvadori & Heller, 1987).

Estos elementos de rigidez, que pueden ser vigas de borde, se encargan de resistir los esfuerzos de tracción de la bóveda, además de las tensiones de corte longitudinales que se crean en el borde (Salvadori & Heller, 1987).

El comportamiento de membrana o placa de la cáscara depende de su longitud. Si es muy reducida esta empezará a actuar como placa, lo que supone que la lámina induce flexión sobre los apoyos de la cáscara. Esta flexión se puede absorber aumentando el espesor de la cáscara en estos puntos. Cuanto mayor es la longitud del cilindro, mayor es el comportamiento de membrana y más pequeña es la zona afectada por las flexiones, con lo que menor será la porción a aumentar el canto (Salvadori & Heller, 1987).

Por último la cascara también se somete a pandeo en la dirección longitudinal. Esto se produce en su zona a compresión, en la parte superior y su resistencia es mayor que la de una cúpula ya que en el caso de las bóvedas solo se produce en esta única dirección y en una zona reducida. En cascara excesivamente largas la resistencia a pandeo puede exigir un aumento del espesor, lo que puede poner en riesgo el comportamiento de membrana. Por ellos se puede recurrir a disponer de nervios transversales a lo largo de la superficie (Salvadori & Heller, 1987).

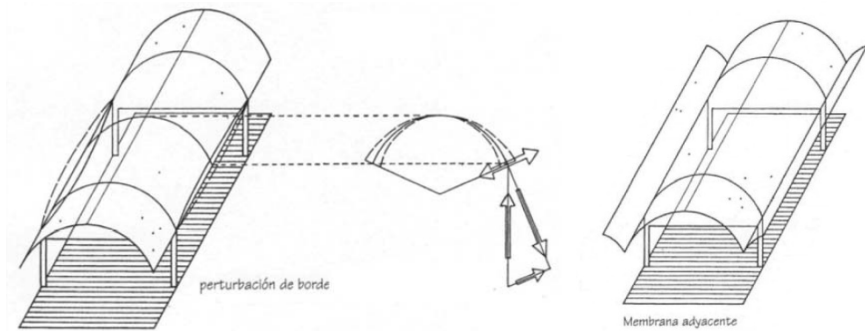


Figura 2.23 Flexión en el borde de la lámina y losa de rigidización

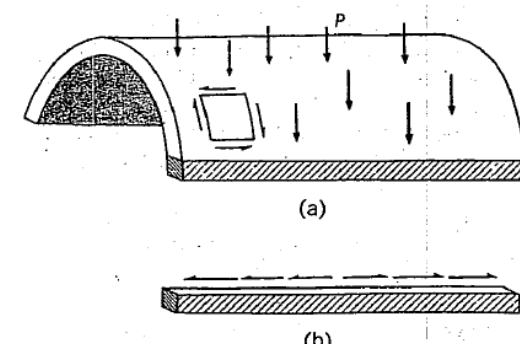


Figura 2.24 Cortante en el borde de la lámina

III. TERMINAL DE ÓMNIBUS DE LA COMPAÑÍA TURLIT

ANTECEDENTE

Antes de hablar de la obra objeto de estudio es necesario comentar una obra anterior de Dieste, ya que guarda muchas similitudes con la que analizaremos en los siguientes capítulos. Se trata de la Terminal de ómnibus de Salto, en el norte de Uruguay, construida en 1974.

Está formada por 7 bóvedas autoportantes de directriz catenaria sin tímpanos que cubren luces de 5,75 m y con un flecha de 1,97 m. Se apoyan sobre una única hilera de 8 pilares de 4 metros de altura, de sección rectangular de hormigón armado situados en la generatriz extrema de cada bóveda, justo en el centro. Esto supone que las bóvedas vuelen a ambos lados de los soportes 13,5 metros, cubriendo un total de 1120 m² (AA.VV., n.d.).

Para resistir los empujes laterales se disponen dos aleros planos cuyo borde se rigidiza con una viga de canto variable y que apoya en el centro en otra viga que transmite las cargas al pilar exterior. Como ocurre en otras obras, para resistir estos empujes se deben atirantar los pilares. En este caso, para que los tirantes no queden vistos, los introduce en el suelo (A. M. Marín Palma, 2017).

A nivel estructural, la estación de ómnibus de Salto supone un avance importante, ya que es la primera obra en la que se introduce armadura de pretensado, fundamental para la sustentación de los voladizos. Será un elemento que mantendrá en futuras obras e irá depurando la forma de introducirlo, logrando construir voladizos de hasta 16,4 m para una luz de 4,23 m (Marín & Barluenga Badiola, 2014).



Figura 3.1 Estación ómnibus de Salto



Figura 3.2 Estación de ómnibus de Salto, bóveda exterior

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Construida en 1980, también se sitúa en Salto, a 1 kilómetro al noreste de su antecesora. Actualmente pertenece a la Agencia Central de Uruguay.

Partiendo del mismo planteamiento, Dieste concibe la estación como un lugar en el que “la gente debe estar”, “que el espacio la contenga”. Por ello se vuelve a plantear una gran cubierta debajo de la cual tengan lugar las diversas funciones.

Se pueden distinguir dos espacios que vienen separados por la hilera de pilares principales. A un lado se deja un espacio exterior cubierto destinado al estacionamiento de vehículos y lugar de espera para los usuarios. El segundo corresponde con un volumen cubierto que alberga las oficinas en su planta baja. Este volumen se proyectó y construyó en un principio con una sola planta, como se puede ver en la figura 3.3, dejando el espacio superior suficiente y un hueco para las comunicaciones verticales para la posible ampliación de una planta. Con el paso de los años se acabó construyendo y actualmente alberga la cafetería de la estación junto con más oficinas (figura 3.4) (Jiménez Torrecillas, 1997).

Otro cambio que hubo es que en el plano original, en uno de los vanos exteriores, se planteaba la continuidad del volumen edificado. Si bien no se construyó, sí que quedó constancia en la obra terminada de esta intención. Si nos fijamos en los planos, la viga que atraviesa el frente del forjado, pasa por detrás de los pilares, a excepción del vano indicado, donde se suponía iba a continuar la edificación. Pese a que finalmente no se realizó esta parte, la viga en este vano sí atraviesa los pilares.



Figura 3.3 Terminal de ómnibus de la compañía Turlit, aspecto original



Figura 3.4 Terminal de ómnibus de la compañía Turlit, aspecto actual

Según el propio Dieste, durante su construcción se produjeron una serie de errores que desembocaron en una pérdida de la expresión formal de la obra. El primero de ellos tiene relación con la viga que pasa por detrás de los pilares y que detallaremos su comportamiento en profundidad más adelante. Esta, pese a estar conectada mediante perfiles metálicos a los soportes, debía dar la sensación de estar separada de la línea de pilares, dando así la sensación de que la cubierta y el edificio eran dos estructuras diferentes, como sucedía en su antecesora . Por desatención en la obra y el revoco no previsto del hormigón, acabó destruyéndose esta imagen deseada. También a causa del revoco en los pilares, se perdió la imagen de liviandad que se le quería dar a este elemento para que la cubierta pareciera lo más ligera posible. Cabe señalar que la empresa de Dieste solo se hizo responsable de proyectar la estructura y la ejecución de la cubierta. El resto de la obra la realizó una empresa local (Dieste, 2000).



Figura 3.5 Terminal de ómnibus de la compañía Turlit, vista lateral



Figura 3.6 Terminal de ómnibus de la compañía Turlit, detalle cubierta

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Empezando por el elemento que configura la imagen principal del proyecto, la cubierta está compuesta por 5 bóvedas autoportantes de directriz catenaria sin tímpanos. Cada una tiene una luz de 5,75 m y una flecha de 1,97 m, coincidiendo estas dimensiones con la de su antecesora. En sentido longitudinal se extienden un total de 28,1 metros. Su espesor total es de 8 cm, compuesta de una capa de ladrillo macizo de 5,5 cm de espesor y una capa de mortero de 2,5 cm. En el encuentro entre bóvedas el espesor aumenta hasta alcanzar los 20 cm.

Los extremos de la cubierta están resueltos por dos aleros de vuelo variable, menor en los bordes y aumentando hasta los 2,3 m de vuelo en su eje con la banda central de pilares. El espesor y materiales son iguales al de las bóvedas. Los aleros tienen una contraflecha de 6 cm en su extremo.

La cubierta se apoya sobre dos hileras de pilares en dirección paralela a la directriz, elevando la cubierta a 5,81 m de altura. La primera y principal se encuentra casi en el plano central de la cubierta, a 14,4 m desde el borde en voladizo. Está formada por pilares de hormigón armado HA-17,5 de 25x52 cm (el lado largo paralelo a la generatriz de la bóveda) para los pilares interiores. En el caso de los dos exteriores, también de HA-17,5, pero de sección variable, siendo de 25x52 cm en el extremo inferior y superior y aumentando hasta 60x52 cm a la altura del forjado de planta primera. La segunda hilera se sitúa a 2,9 m del borde opuesto. En este caso encontramos los cuatro primeros pilares de 12x15 cm, de HA 17,5 y los dos últimos son 2UPN-60 de acero S-275. Toda esta segunda línea de pilares está atada por un tirante de acero en cabeza.

Respecto a la armadura de la cubierta, para las bóvedas se disponen redondos del 6 cada 28 cm en la dirección de la generatriz y redondos del 6 cada 27 cm en la dirección de la directriz (1 redondo cada dos juntas en ambas direcciones). En la capa de alisado se aloja una simple malla electrosoldada de 15x15 cm de redondos del 3,8. En un tramo de las bóvedas exteriores, se dispone una doble malla electrosoldada de iguales dimensiones (ver documentación gráfica), así como la armadura en la dirección de la directriz pasa a ser del 8 en la zona cercana al apoyo interior de estas bóvedas.

En el encuentro entre bóvedas se disponen 2 redondos del 16 y en el encuentro en las bóvedas exteriores y los aleros 1 redondo del 28. Para el atado transversal de estos encuentros con las bóvedas se introducen armaduras de diferente grosor a diferentes cotas, por lo que es preferible ver el plano de despiece.

Por último, también en la capa de alisado y por debajo de la malla electrosoldada, se ubican armaduras de pretensado, introduciendo una mayor cantidad en las bóvedas exteriores.

Para los aleros se usa el mismo dimensionado de armado, reforzándose en los bordes, introduciendo redondos del 16 y 22. En esta parte no aparece pretensado.

Pasamos a describir el volumen de oficinas. La cubierta está resuelta por medio de una losa aligerada con casetones no recuperables de 53x51 cm y un espesor de 25 cm, entre dos capas de 5 cm. Los nervios entre cajones son de 5cm, en los que se introducen redondos de diferente dimensión. Sobre el forjado hay un pavimento también de 5 cm. La unión entre los puntos de apoyo se resuelve con vigas de hormigón armado.

Este forjado apoya según diferentes sistemas. En algunas partes, sobre todo la trasera y en el hueco de la escalera, apoya sobre muros de fábrica de ladrillo macizo, de espesores entre los 15 y 30 cm. En otros puntos apoya mediante pilares de acero 2UPN-65. En el caso de todo el frente principal este no apoya de forma directa sobre la hilera central de pilares, sino que del canto del forjado salen vigas en cajón 2UPN-180 en los pilares interiores y 2UPN-220 para los exteriores, que se introducen en los pilares. Se comportan como tensores de los pilares, para resistir los empujes horizontales de las bóvedas, principalmente las exteriores.

DETALLES CONSTRUCTIVOS

Una de las características que define las estructuras de Eladio Dieste y que demuestra el dominio que tenía sobre sus obras es que cada elemento, tiene una razón de ser. Desde las piezas principales hasta los pequeños detalles, las soluciones y formas que se les daban se ajustan a las necesidades de cada parte del proyecto. En este apartado nos centramos en los detalles que dan solución a la viga que ata los pilares, haciendo una aproximación a su comportamiento estructural.

En primer lugar, vamos a comentar el encuentro con los pilares exteriores. Para ello antes debemos hablar de la geometría de estos soportes, ya que también responde a condiciones de la estructura.

Los apoyos exteriores son los encargados de soportar los empujes laterales de las bóvedas y transmitirlos a la cimentación. Para recibir esta carga y dada la altura de los pilares se coloca en el punto medio del soporte una viga que los ata y actúa de tirante. Se produce en este punto una gran fuerza que reduce la reacción en la base del apoyo. Al ser los momentos mayores en el encuentro con el tirante, se coloca en ese punto la sección de mayor área.

Es interesante comparar este comportamiento con el de los soportes exteriores de la estación de ómnibus anterior (figura 3.7). En aquel caso, al no haber tirante intermedio, toda la flexión se transmitía a la base, donde esta era máxima y se absorbía mediante tirantes en la cimentación. Es por esto que en este caso la sección del soporte es mayor en la base y se reduce hasta llegar a la cabeza.

Respecto a cómo se plantea la unión, todos se hacen mediante perfiles metálicos en cajón 2UPN que van desde el forjado al soporte. En el caso de los pilares exteriores, el perfil está sometido a la gran fuerza que

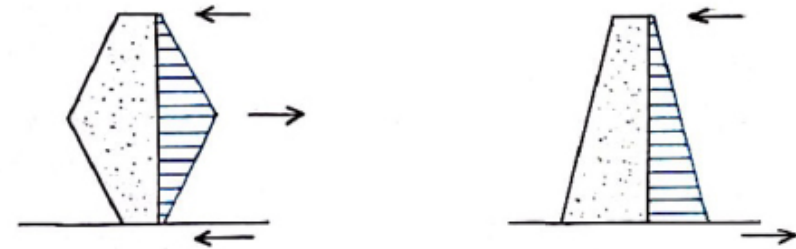


Figura 3.7 Esquema cargas en soportes exteriores

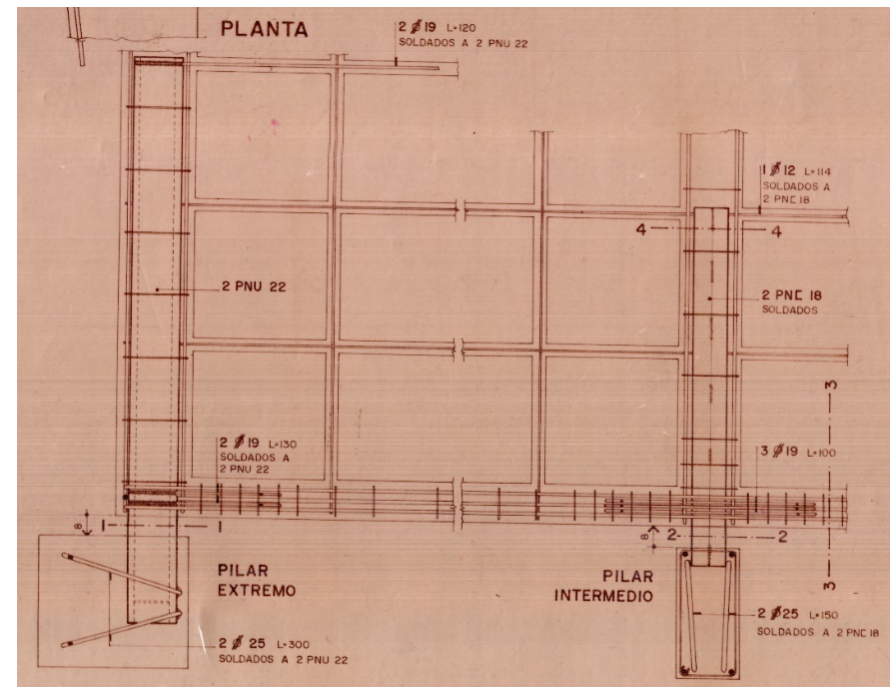


Figura 3.8 Detalle constructivo losa aligerada

produce el tirante y que tiende a desplazar dicho perfil hacia el exterior del pórtico. A este efecto se le suma el hecho de que el perfil se introduce en la cara interior del pilar, justo la zona donde hay tracciones con lo que el propio soporte también tiene a desplazar el perfil hacia fuera. Por ello se disponen dos redondos del 25 en forma de C, que recogen el perfil, absorbiendo los empujes a los que está sometido y transmitiéndolos a la cara comprimida del soporte (figura 3.9). Dentro del forjado se dispondrá la misma armadura que en el resto de casos que a continuación se comentan.

La unión con los pilares centrales plantea otra solución. Dentro del soporte se disponen a cada lado del perfil un redondo del 25 que se prolonga hacia la parte superior del soporte y que hace de armadura de cuelgue. Se encarga de contrarrestar la reacción por el apoyo del forjado. Del mismo modo, en el otro extremo del perfil también aparece una reacción por el apoyo. En este caso se introducen unas armaduras en forma de V que pasa por debajo del perfil y que ayuda a transmitir la carga a la parte superior del forjado. Justo en el encuentro con el forjado, en la viga de atado, debido a la reacción en el apoyo del soporte, se produce un momento negativo. Para contrarrestar estos esfuerzos se coloca una serie de armaduras en V invertida por encima del perfil.

Otro de los aspectos a tener en cuenta es la orientación de los perfiles en cajón. Todos los centrales, 2UPN-180, se han dispuesto con el eje fuerte paralelo al plano del forjado, ya que así el eje fuerte queda perpendicular a las fuerzas de flexión generadas en el encuentro con el soporte. En cambio, los dos extremos, 2UPN-220, tienen la orientación opuesta. Esto se debe a que las fuerzas que genera el tirante y que estos perfiles se encargan de absorber, son mucho mayores que las que genera el encuentro con el soporte.

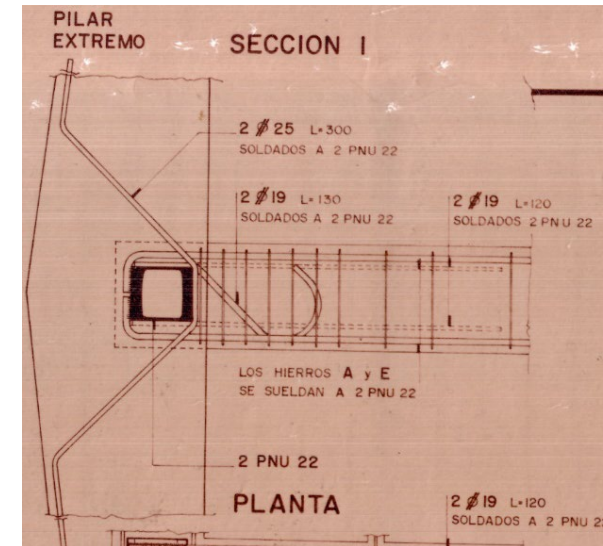


Figura 3.9 Detalle constructivo soportes exteriores

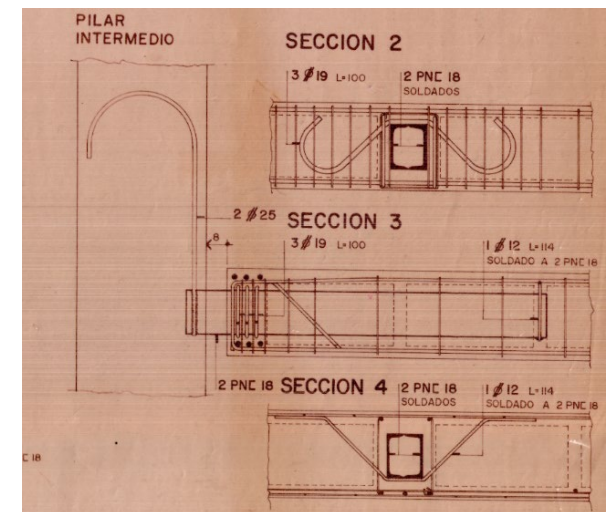


Figura 3.10 Detalle constructivo soportes interiores

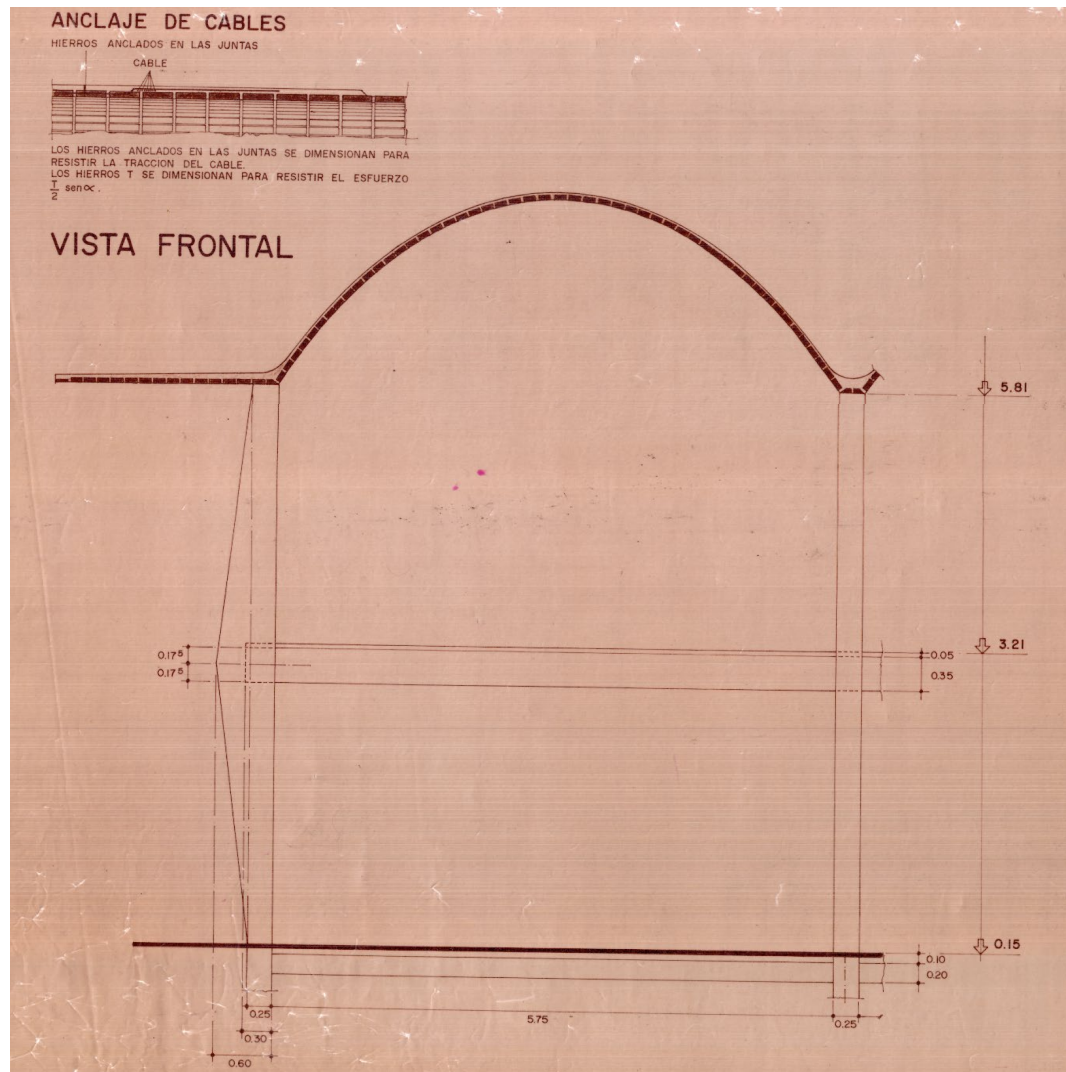
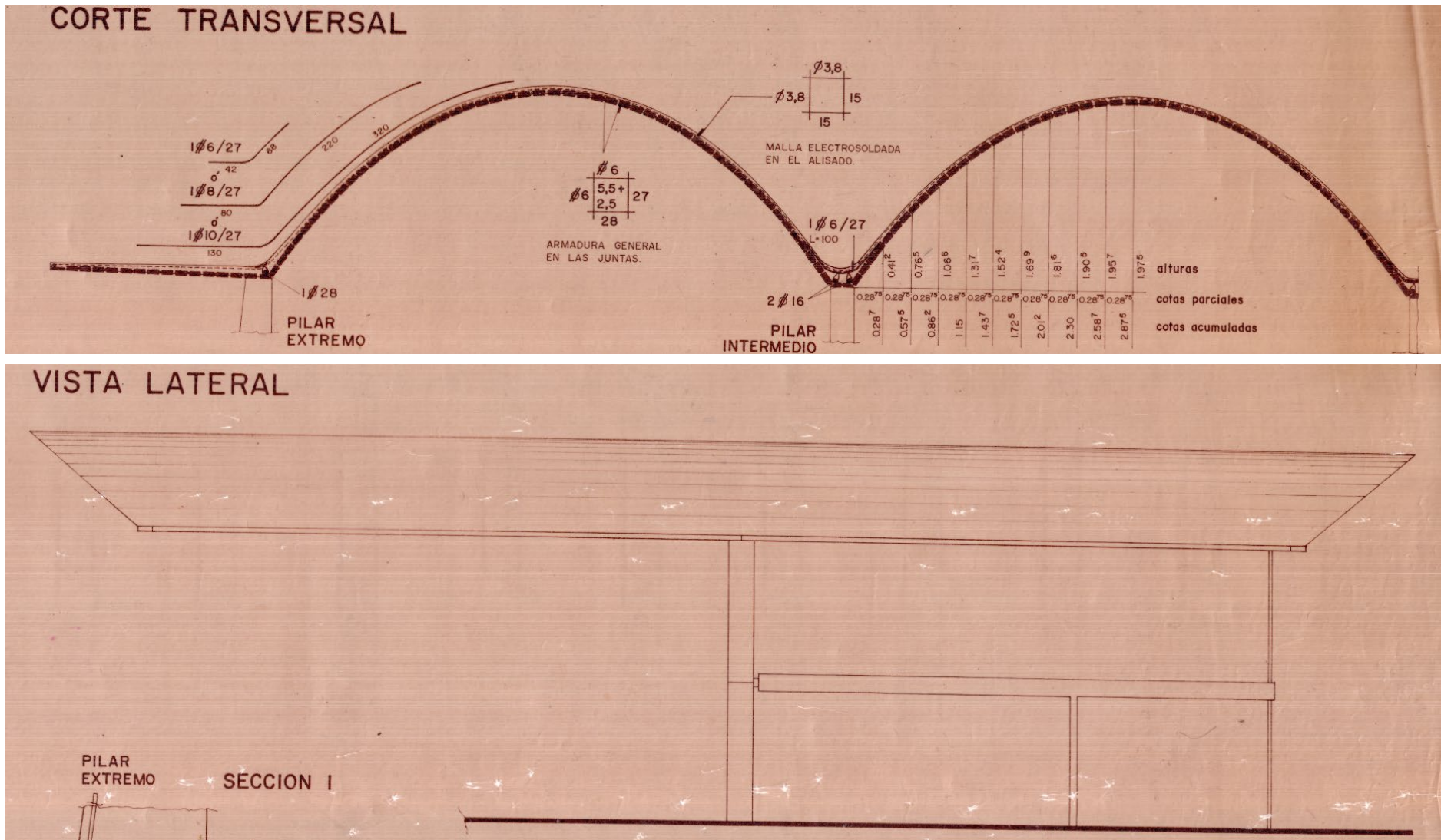
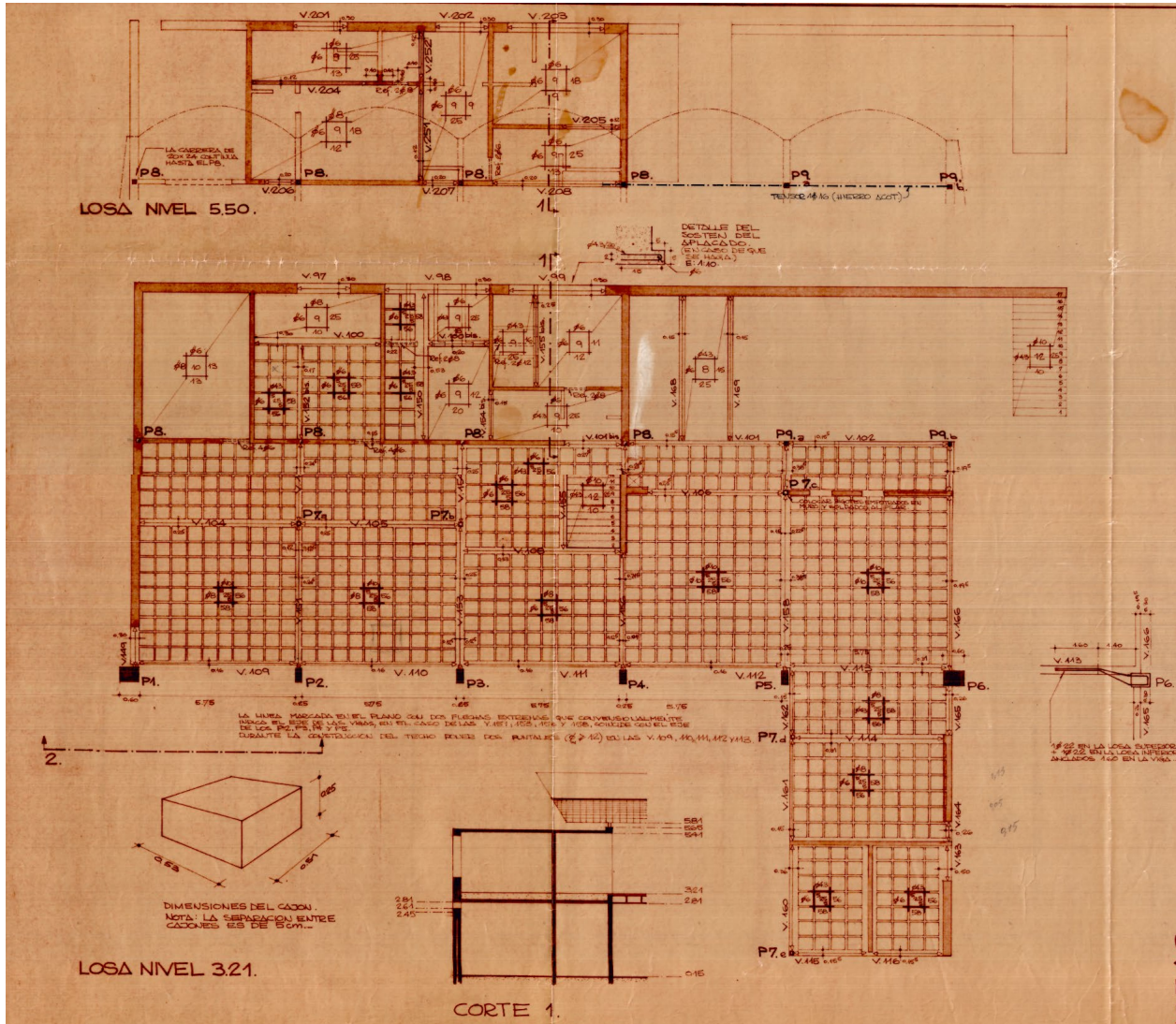


Figura 3. 12 Alzado bóveda exterior izquierda





PLANILLA DE PILARES.

P.1. P.2. P.3. P.4. P.5. P.6. P.7. P.8. P.9.

ALTIMETRIA	VER DETALLE	VER DETALLE	VER DETALLE	VER DETALLE	VER DETALLE	VER DETALLE	VER DETALLE	VER DETALLE
4.80	25 x 52	25 x 52	25 x 52	25 x 52	25 x 52	25 x 52	25 x 52	25 x 52
4.80	4φ16 φ4.3/20	4φ16 φ4.3/20	4φ16 φ4.3/20	4φ16 φ4.3/20	4φ16 φ4.3/20	4φ16 φ4.3/20	4φ16 φ4.3/20	4φ16 φ4.3/20
3.21	25 x 52	25 x 52	25 x 52	25 x 52	25 x 52	25 x 52	25 x 52	25 x 52
2.81	4φ16 φ4.3/20	4φ16 φ4.3/20	4φ16 φ4.3/20	4φ16 φ4.3/20	4φ16 φ4.3/20	4φ16 φ4.3/20	4φ16 φ4.3/20	4φ16 φ4.3/20
0.00	VER DETALLE	VER DETALLE	VER DETALLE	VER DETALLE	VER DETALLE	VER DETALLE	VER DETALLE	VER DETALLE
0.15	7φy 6 2PNC N°12	7φy 6 2PNC N°12	7φy 6 2PNC N°12	7φy 6 2PNC N°12	7φy 6 2PNC N°12	7φy 6 2PNC N°12	7φy 6 2PNC N°12	7φy 6 2PNC N°12
0.15	7φy 6 2PNC N°5	7φy 6 2PNC N°5	7φy 6 2PNC N°5	7φy 6 2PNC N°5	7φy 6 2PNC N°5	7φy 6 2PNC N°5	7φy 6 2PNC N°5	7φy 6 2PNC N°5
0.15	12x15	12x15	12x15	12x15	12x15	12x15	12x15	12x15
0.15	4φ10 φ4.3/20	4φ10 φ4.3/20	4φ10 φ4.3/20	4φ10 φ4.3/20	4φ10 φ4.3/20	4φ10 φ4.3/20	4φ10 φ4.3/20	4φ10 φ4.3/20
0.15	P.8. 2PNC N°5	P.8. 2PNC N°5	P.8. 2PNC N°5	P.8. 2PNC N°5	P.8. 2PNC N°5	P.8. 2PNC N°5	P.8. 2PNC N°5	P.8. 2PNC N°5
0.15	P.9a. 2PNC N°5	P.9a. 2PNC N°5	P.9a. 2PNC N°5	P.9a. 2PNC N°5	P.9a. 2PNC N°5	P.9a. 2PNC N°5	P.9a. 2PNC N°5	P.9a. 2PNC N°5
0.15	P.9b. 2PNC N°5	P.9b. 2PNC N°5	P.9b. 2PNC N°5	P.9b. 2PNC N°5	P.9b. 2PNC N°5	P.9b. 2PNC N°5	P.9b. 2PNC N°5	P.9b. 2PNC N°5

Figura 3. 14 Planta forjado; plantilla pilares

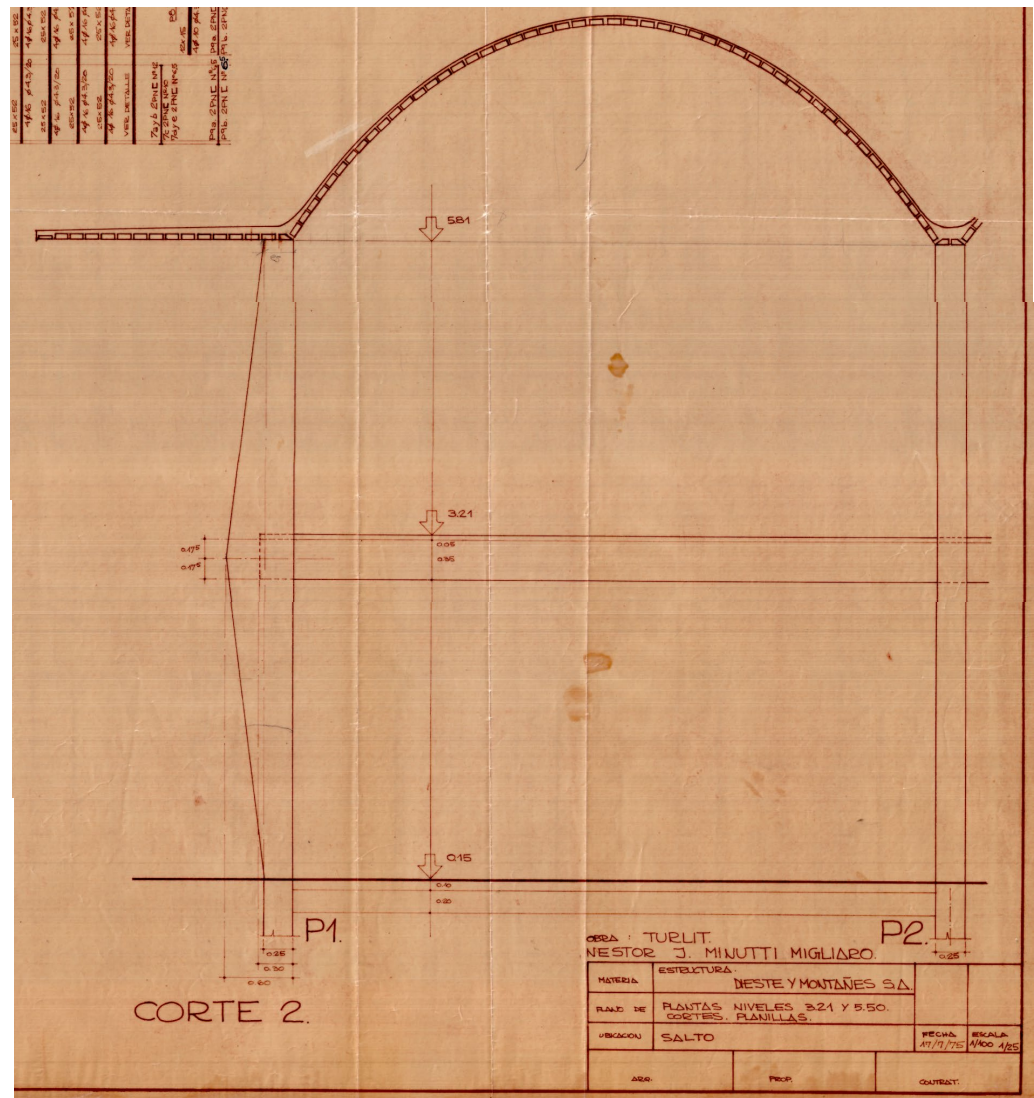
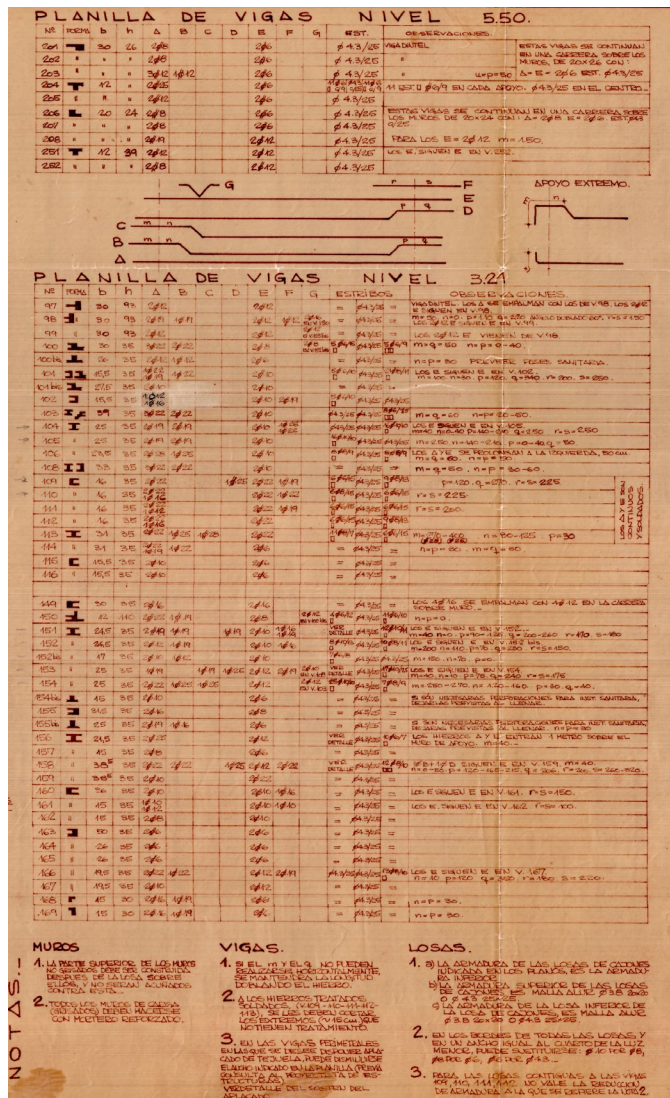
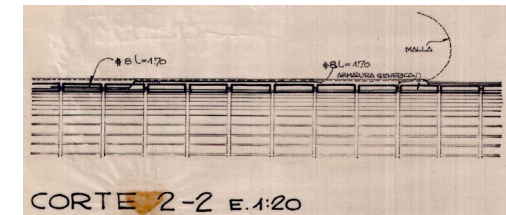
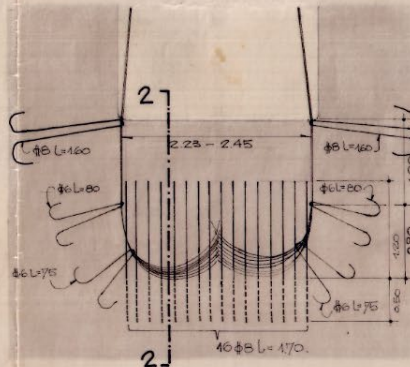
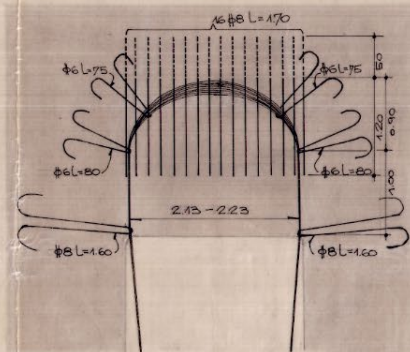


Figura 3. 15 Plantilla vigas; alzado bóveda exterior izquierda

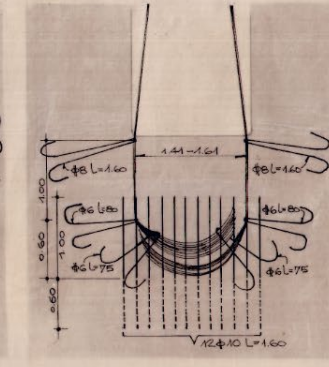
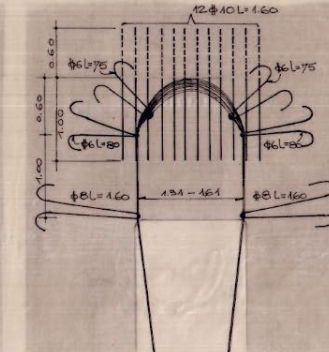


DETALLES ANCLAJES DE CABLES DE PRETENSADO. - E: 1:50.

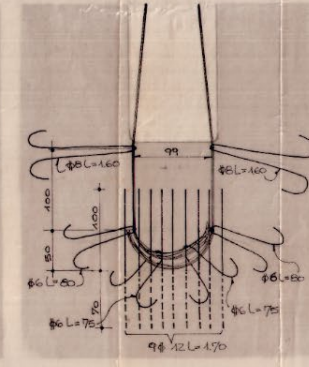
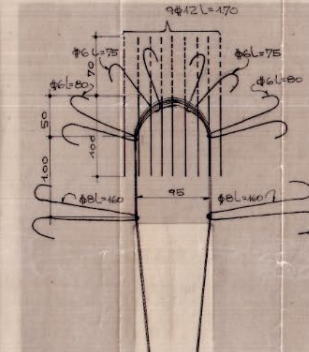
CABLES C4.YC7. 32T.
SEPARACIONES INICIALES 213 a 235 - 223 a 245.



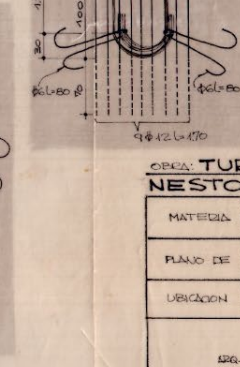
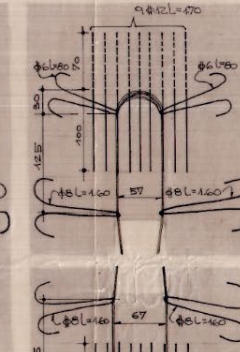
CABLES C3.YC6. 32T.
SEPARACIONES INICIALES 131 a 141 - 141.



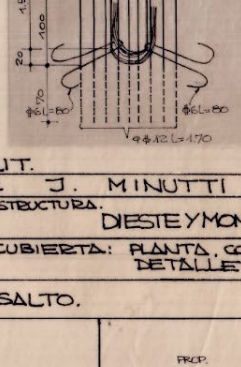
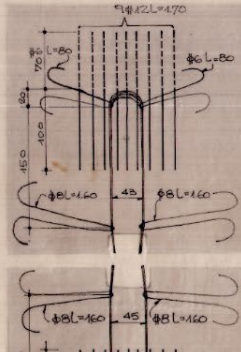
CABLE C2. 36T.
SEPARACION INICIAL 95 a 99.



CABLE C5. 36T.
SEPARACION INICIAL 57 a 67.

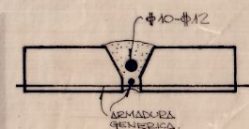


CABLE C1. 36T.
SEPARACION INICIAL 43 a 45.



NOTAS.

1. EN TODOS LOS CASOS EL ANCLAJE TOTAL DE LOS CABLES ES 250 EN LA ZONA EN QUE EL CABLE NO ES CONTINUO. -
2. a. LOS HIEBOS QUE CUBREN EL BUCLE DEL ANCLAJE DEBEN LLEVAR DE AFUERA A FUERA DEL MISMO.
- b. LA PARTE PUNTEADA DE ESTOS HIEBOS ESTA MARTILLADA Y ACURVA.
- c. EN EL CASO DE $\phi 40$ Y $\phi 12$ DEBEN COINCIDIR LOS CABLES COMO SE INDICA EN LA FIGURA PARA ENSAMBLAR LA JUNTA.



OPERA TURBIT.			
NESTOR J. MINUTTI MIGLIARO.			
MATERIA	ESTRUCTURA. DESTEMONTAJES SA		
PLANO DE	CUBIERTA: PLANTA, CORTE, DETALLES.		
UBICACION	SALTO.		FECHA
			ESCALA 1:60 1:50 1:25
DIR.	PREP.	CONT.	

Figura 3. 18 Detalle cables de pretensado

IV. ESTUDIO DE LA ESTRUCTURA

El estudio del comportamiento estructural de la terminal de ómnibus de la compañía Turlit se ha realizado por medio del programa de cálculo Angle.

La modelización se lleva a cabo desde el programa de diseño AutoCad 2020. Dentro del mismo programa se asignan las propiedades de todos los elementos que componen la estructura como la geometría de la sección de los elementos, los materiales y las diferentes hipótesis de cargas.

Una vez se obtiene el modelo se importa a Angle, donde se calcula el comportamiento estructural y que analizaremos en profundidad más adelante.

MODELIZACIÓN

Dada la complejidad en la geometría de la cubierta, esta no se puede reducir a una estructura de barras. Se debe proceder mediante elementos superficiales para su cálculo según el método de elementos finitos. Este método nos permitirá conocer las tensiones y deformaciones de cada punto que conforme la malla. Por lo tanto, para una mayor exactitud, se debe procurar que los elementos que componen la malla sean de reducido tamaño. Se ha realizado el mallado a partir del contorno de las bóvedas. La geometría del borde se ha logrado cortando la malla. Los aleros se han efectuado de la misma forma. En el caso de la losa aligerada y los muros de carga también se ha modelado mediante el mallado por sus bordes.

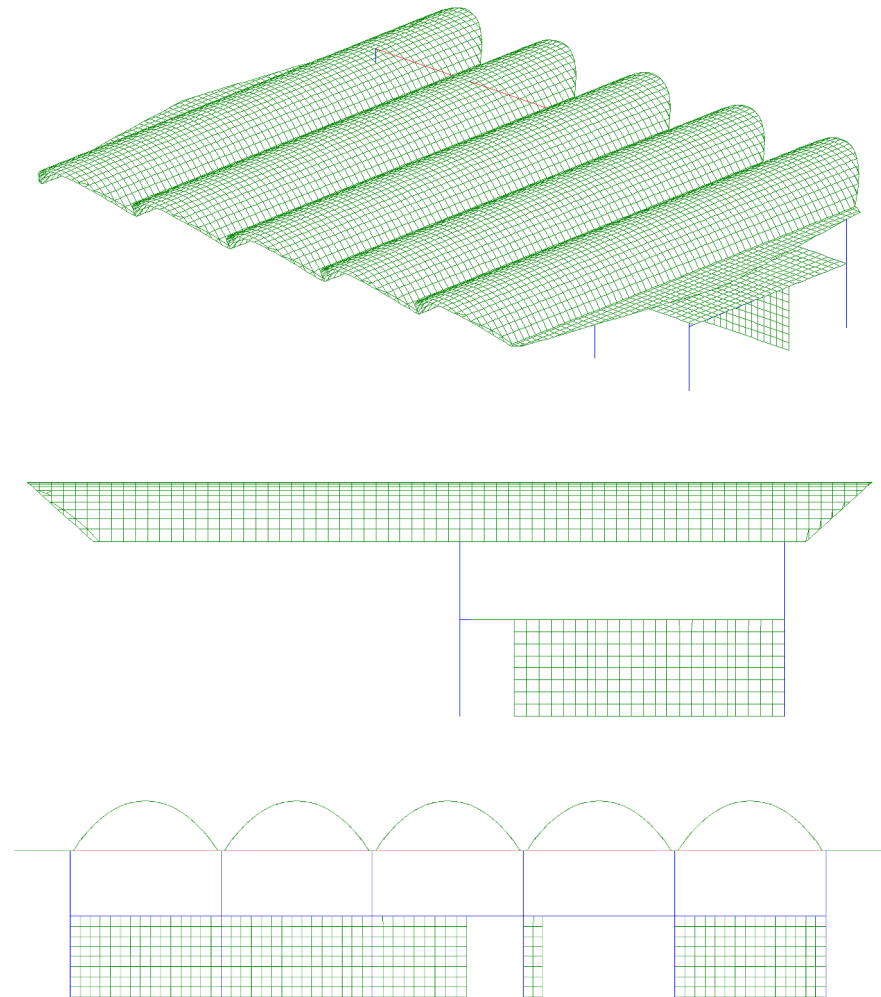


Figura 4.1 Modelo, axonometría, perfil y alzado

Se debe tener precaución a la hora del mallado en que los vértices de cada elemento debe coincidir con el adyacente al igual que en los apoyos, ya que sino el programa lo interpretaría como una junta.

Para que cada una de las partes de la cubierta tengan un comportamiento lo más parecido al real se han asignado diferentes factores de placa. A las bóvedas se les ha asignado un factor de placa de 0,2; a las vigas de unión entre las bóvedas 0,6 y a los aleros 1.

Para la cimentación se ha simplificado generando una zona plana de vínculos externos, en la cual todos los nudos que contiene se comportan como un empotramiento perfecto. Esto abarca tanto a los pilares como a los muros portantes.

Los pilares, vigas y tirantes se han modelizado como líneas a las que se les ha asignado la geometría y material correspondiente. En el caso de los pilares exteriores de sección variable, se ha simplificado dividiéndolos en tramos y asignando una sección de valor medio de cada tramo.

A la hora de colocar el postensado se ha de recurrir a una aplicación específica que incluye el programa para la introducción de este tipo de elementos. Su geometría se ha reducido y se ha representado solo los tramos longitudinales del postensado, como polilíneas 3D a lo largo de las bóvedas, prescindiendo de la parte que ata los cables.

Por último comentar algunas decisiones en el modelizado. Para el caso de la viga de la losa aligerada que pasa por delante de la línea de pilares y que se conectan mediante los perfiles metálicos en cajón, esta unión se ha representado como una articulación que no permite el movimiento en ningún eje, ni giros en el eje de la directriz pero sí en los otros dos ejes. El mismo tipo de articulación se ha empleado para el nudo de unión entre los pilares y la cubierta.

CREACIÓN Y ASIGNACIÓN DE MATERIALES

A la hora de asignar los materiales, el programa Angle tiene predefinidos algunos que hemos podido utilizar directamente. Es el caso del acero S-275 ($E = 210000 \text{ N/mm}^2$; $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$) para los soportes metálicos y la fábrica de ladrillo ($E = 6000 \text{ N/mm}^2$; $\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$) que se ha asignado a los muros de carga. A continuación se explica cómo se han establecido el resto de materiales.

Los elementos en hormigón armado, principalmente los apoyos y la capa correspondiente de las bóvedas, debido a que no se indica en ningún lugar, se ha supuesto un HA-17,5 teniendo en cuenta la época en la que fue construido.

Ya que este material no se encuentra entre los facilitados por el programa se ha debido crear uno nuevo, teniendo que calcular su módulo de deformación. Para ello se ha recurrido a la norma EHE-08, en el artículo 39.6, donde se puede obtener a partir de la siguiente expresión:

$$E_{cm} = 8500 \sqrt[3]{f_{cm}}, \quad \text{donde } f_{cm} = f_{ck} + 8$$

$$E_{cm} = 8500 \sqrt[3]{17,5 + 8} = 25018,75 \text{ N/mm}^2 \approx 25018 \text{ N/mm}^2$$

El resto de valores, se han mantenidos los predeterminados para un HA-25.

Para los elementos en cerámica armada, es decir, la cubierta, también se ha debido crear un nuevo material. El cálculo del módulo de elasticidad y densidad se ha obtenido como media ponderada de las del elemento cerámico (5,5 cm de espesor) y el hormigón (2,5 cm de espesor) que resulta:

$$E = \frac{6000 \cdot 5,5 + 25018 \cdot 2,5}{8} = 11943,13 \text{ N/mm}^2 \approx 11943 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1800 \cdot 5,5 + 2500 \cdot 2,5}{8} = 2018,75 \text{ kg/m}^3 \approx 2019 \text{ kg/m}^3$$

Para la losa aligerada, ya que no es un elemento macizo en hormigón, se ha necesitado crear otro nuevo material. Pese a que el programa da la posibilidad generar con exactitud forjados reticulares, se ha preferido simplificar el problema calculando un forjado macizo ficticio de iguales características que el reticular original.

Primero se ha calculado el nuevo espesor ficticio igualando la inercia real y la ficticia ($I_{y,r} = I_{y,t}$), obteniendo:

$$\frac{5 \cdot 25^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{58 \cdot 5^3}{12} + 5 \cdot 58 \cdot 15^2 \right) = \frac{58 \cdot d^3}{12}$$

$$d = 30,58 \text{ cm} \approx 306 \text{ mm}$$

Conocido este dato se puede obtener la densidad del nuevo material. Para ello se ha calculado la masa de hormigón contenido entorno al eje de cuatro casetones, abarcando un ámbito de 63 x 61 cm de la losa (figura 4.3) y dividirlo por el volumen total del forjado ficticio entorno al mismo área.

$$V_{r, \text{total}} = 63 \cdot 61 \cdot 35 = 134505 \text{ cm}^3$$

$$V_{HA,r} = 134505 - (58 \cdot 56 \cdot 25) = 53305 \text{ cm}^3$$

$$m_{HA,r} = 53305 \cdot 10^{-6} \cdot 2500 = 133,26 \text{ kg}$$

$$V_{f, \text{total}} = 63 \cdot 61 \cdot 30,58 = 117518,94 \text{ cm}^3$$

$$\rho = \frac{133,26}{117518,94 \cdot 10^{-6}} = 1133,94 \text{ kg/m}^3 \approx 1134 \text{ kg/m}^3$$

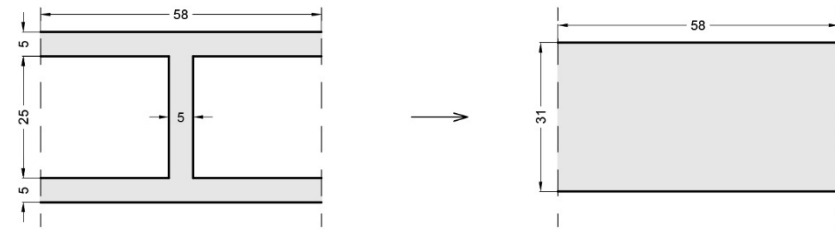


Figura 4.2 Sección losa aligerada y forjado ficticio

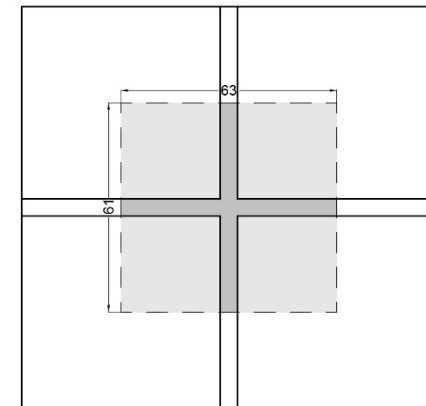


Figura 4.3 Planta losa aligerada, ámbito para el cálculo de la densidad equivalente

ASIGNACIÓN DE CARGAS

Una vez se ha realizado el modelizado, se asignan las cargas a las que puede estar sometida la estructura y que modificarán su estado tensional. Se recurre a las indicaciones establecidas en el DB-SE-AE, Acciones en la Edificación.

CARGAS PERMANENTES

- Pesos propios y pretensados

Las cargas permanentes son aquellas que actúan siempre, en la misma posición y con valor constante. Principalmente están constituidos por los pesos propios. Ya que la cubierta estructuralmente solo debe sostenerse a sí misma, sin presentar cargas permanentes por tabiquerías ni pavimentos, el peso propio supondrá la mayor parte de las acciones recibidas.

A nivel de programa no es necesario asignar ninguna carga, ya que el propio software, a partir de la densidad y espesor de los materiales asignados, ya incorpora las acciones por peso propio. La única carga que se ha debido asignar es la correspondiente a la producida por el peso de la pavimentación sobre la losa aligerada. Según la Tabla C.5 para solados de espesor menor a 5 cm le corresponde una carga de 1 kN/m².

En cuanto a las cargas por el pretensado estas vienen indicadas en la documentación gráfica. Toman valores de entre 320 kN para los cables más exteriores y 360 kN para los centrales. Se introducen por medio de la aplicación mencionada en el apartado anterior.

Tabla C.5 Peso propio de elementos constructivos

Solados (incluyendo material de agarre)	kN / m ²
Lámina pegada o moqueta; grueso total < 0,03 m	0,5
Pavimento de madera, cerámico o hidráulico sobre plastón; grueso total < 0,08 m	1,0
Placas de piedra, o peldaños; grueso total < 0,15 m	1,5

Figura 4.4 Tabla C.5 Peso propio de elementos constructivos

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
		G2	Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
				0	2

Figura 4.5 Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

CARGAS VARIABLE

Las cargas variables son aquellas que pueden estar presentes o no durante un periodo de tiempo de la vida útil de la estructura. Distinguiremos entre sobrecarga de uso y viento. Dada la localización geográfica no se ha considerado la carga de nieve.

- Sobrecarga de uso

Se define en la norma sobrecarga de uso como "el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso".

La losa aligerada, según la Tabla 3.1. se clasificaría dentro de la subcategoría G1, cubiertas únicamente accesibles para la conservación con inclinación inferior a 20°, por lo que se le asigna una carga uniforme de 1 kN/m².

El caso de la cubierta es un poco más complejo ya que, al depender el valor de la sobrecarga de la inclinación y al ser esta de pendiente variable, se deberá determinar las diferentes superficies para las que aplicar la sobrecarga correspondiente.

La cubierta se clasificará como G1 y se le asignará una carga de 1 kN/m² si la inclinación es inferior a 20°

La cubierta se clasificará como G2 y se le asignará una carga de 0 kN/m² si la inclinación es superior a 40°

En los tramos en los que la cubierta se encuentra entre ambos casos se ha optado por asignar un valor medio de 0,5 kN/m².

Para determinar estas zonas, primero obtenemos la función que define la directriz de la cubierta. Al ser una curva catenaria tendrá la forma:

$$y = a \cdot \cosh\left(\frac{x}{a}\right)$$

Situando el eje de coordenadas en el eje de la catenaria según la figura 4.6, se tiene la siguiente expresión:

$$y = a \cdot \cosh\left(\frac{x}{a}\right) - a + c$$

Donde c es la variable independiente que coincide con la flecha máxima. Por lo que c=1,975.

La variable a es un término que depende de la componente horizontal de la tensión y de la masa por unidad de longitud del cable de la catenaria. Para su determinación podemos expresar la fórmula en función de un punto conocido, como es el vértice (0;1,975):

$$1,975 = a \cdot \cosh\left(\frac{0}{a}\right) - a + 1,975$$

Realizando un tanteo se obtiene que a = -2,36363.

Por lo tanto, la fórmula que define los puntos de la catenaria es:

$$y = -2,36363 \cdot \cosh\left(\frac{x}{-2,36363}\right) + 2,36363 + c$$

Podemos saber la pendiente en cualquier punto a partir de la fórmula derivada, que resulta:

$$y' = \frac{e^{x/-2,36363} - e^{x/2,36363}}{2}$$

El punto para el cuál la cubierta tiene una pendiente de 40° será aquel que satisfaga la condición $y' = tg(40)$. Resolviendo la ecuación se obtiene:

$$X_1 = -1,80324 \quad X_2 = 1,80324$$

Repetimos lo mismo para 20° , calculamos $y' = tg(20)$.

$$X_1 = -0,842347 \quad X_2 = 0,842347$$

En definitiva podemos establecer los siguientes rangos:

$$-0,843 < x < 0,843 \rightarrow 1 \text{ kN/m}^2 \text{ (G1)}$$

$$0,843 < x < 1,803 \rightarrow 0,5 \text{ kN/m}^2 \text{ (G1 - G2)}$$

$$-1,803 < x < -0,843 \rightarrow 0,5 \text{ kN/m}^2 \text{ (G1 - G2)}$$

$$1,803 < x < 2,875 \rightarrow 0 \text{ kN/m}^2 \text{ (G2)}$$

$$-2,875 < x < -1,803 \rightarrow 0 \text{ kN/m}^2 \text{ (G2)}$$

$$\text{Zonas de cubierta plana} \rightarrow 1 \text{ kN/m}^2 \text{ (G1)}$$

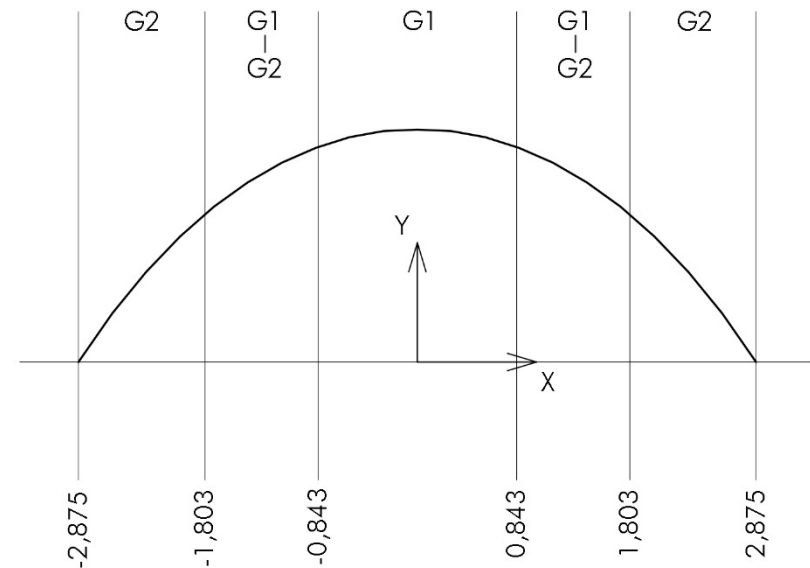


Figura 4.6 Distribución valores sobrecarga de uso

- Viento

Según el punto 3.3.2 la acción del viento, como fuerza perpendicular a la superficie, q_e , se puede expresar como:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

q_b es la presión dinámica del viento. De forma simplificada se adopta $q_b = 0,5 \text{ kN/m}^2$.

c_e es el coeficiente de exposición. Según la Tabla 3.4., dado un entorno IV, zona urbana en general, industrial o forestal, y una altura de la cubierta de 6 m, si tiene que $c_e = 1,4$.

Por último nos queda determinar el coeficiente eólico o de presión, c_p , que variará según la dirección en que estudiemos la acción del viento.

a. Dirección transversal (directriz)

El conjunto de las cinco bóvedas se trata como una cubierta múltiple. Como se indica en la Tabla D.9, según el tramo de la cubierta habrá que considerar una posible reducción del coeficiente de presión. Para determinar el coeficiente de una de las bóvedas tomamos las indicaciones de la Tabla D.12 para cubiertas cilíndricas. La acción del viento se divide según tres zonas. Entrando en la gráfica adjunta, tomando $f/d = 1,975/5,75 = 0,3434$ y $g/d = 5,81/5,75 = 1,05 > 0,5$, se obtiene que:

$$c_{p,A} = 0,39$$

$$c_{p,B} = -1,04$$

$$c_{p,C} = -0,4$$

Tabla D.9 Cubiertas múltiples

Dirección del viento $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$

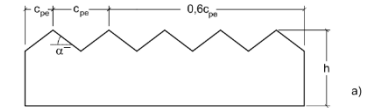


Figura 4.7 Tabla D.9 Cubiertas múltiples

Tabla D.12 Cubiertas cilíndricas

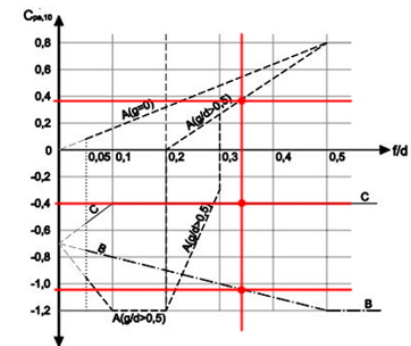
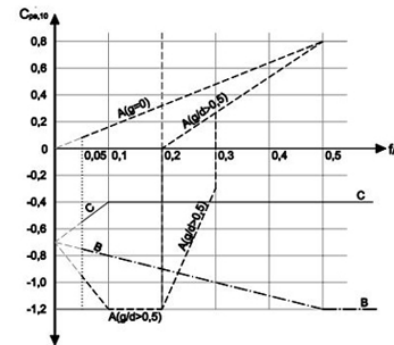
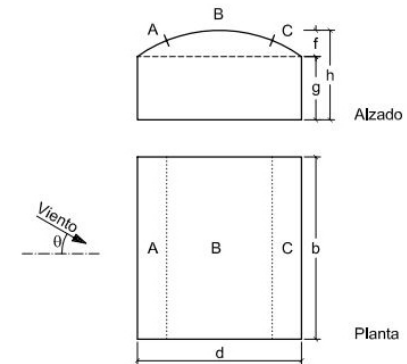


Figura 4.8 Tabla D.12 Cubiertas cilíndricas

Por lo que la carga por acción del viento en la dirección transversal será:

$$\text{Zona A} \quad q_e = 0,5 \cdot 1,4 \cdot 0,39 = 0,273 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zona B} \quad q_e = 0,5 \cdot 1,4 \cdot -1,04 = -0,728 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zona C} \quad q_e = 0,5 \cdot 1,4 \cdot -0,4 = -0,28 \text{ kN/m}^2$$

Las zonas planas de la cubierta se han simplificado considerando zona A o C, en función de la zona de la bóveda más próxima. Por lo tanto, las vigas entre las bóvedas se tomará, desde la directriz, mitad zona A, mitad zona C. Para los aleros, uno será íntegramente zona A y el otro zona C.

Con estos datos se puede calcular la acción del viento para cada una de las bóvedas que se esquematiza en la figura 4.10.

Para esta dirección habrá una distribución para cada uno de los dos sentidos. Al ser la cubierta simétrica en esta dirección, se pueden tomar los mismo valores comenzando desde el extremo opuesto.

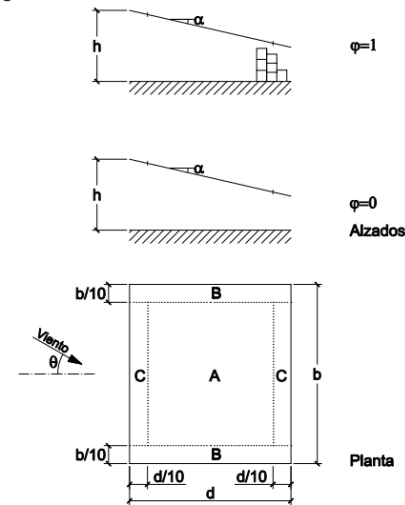
b. Dirección longitudinal

Para la dirección longitudinal se ha considerado la cubierta como una marquesina a un agua. Tomamos los valores de la Tabla D.10, que distingue una presión distinta para la acción hacia arriba y hacia abajo, además de diferenciar entre tres zonas. Se ha considerado una pendiente de 0° y un factor de obstrucción de 0,5. En el caso del efecto del viento hacia arriba, dado que no hay una entrada en concreto para el factor de obstrucción se ha tomado el valor medio entre el dado para 1 y 0. Los coeficientes de presión obtenidos son los siguientes:

$$c_{p,A,abajo} = 0,5; \quad c_{p,B,abajo} = 1,8; \quad c_{p,C,abajo} = 1,1$$

$$c_{p,A,arriba} = -1,05; \quad c_{p,B,arriba} = -1,55; \quad c_{p,C,arriba} = -1,8$$

Tabla D.10 Marquesinas a un agua



		Coeficientes de presión exterior			
		$c_{p,10}$			
Pendiente de la cubierta α	Efecto del viento hacia	Factor de obstrucción φ	Zona (según figura)		
			A	B	C
0°	Abajo	$0 \leq \varphi \leq 1$	0,5	1,8	1,1
	Arriba	0	-0,6	-1,3	-1,4
	Arriba	1	-1,5	-1,8	-2,2

Figura 4.9 Tabla D.10 Marquesinas a un agua

Por lo que la carga de viento en la dirección longitudinal será:

Hacia abajo

$$\text{Zona A} \quad q_e = 0,5 \cdot 1,4 \cdot 0,5 = 0,35 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zona B} \quad q_e = 0,5 \cdot 1,4 \cdot 1,8 = 1,26 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zona C} \quad q_e = 0,5 \cdot 1,4 \cdot 1,1 = 0,77 \text{ kN/m}^2$$

Hacia arriba

$$\text{Zona A} \quad q_e = 0,5 \cdot 1,4 \cdot -1,05 = -0,735 \text{ kN/m}^2$$

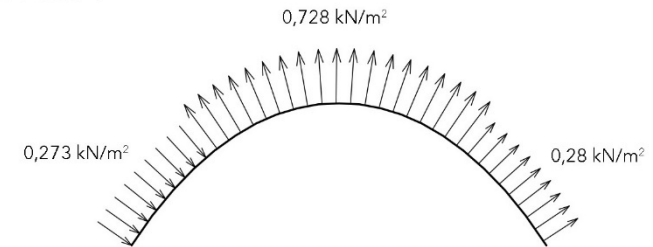
$$\text{Zona B} \quad q_e = 0,5 \cdot 1,4 \cdot -1,55 = -1,085 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zona C} \quad q_e = 0,5 \cdot 1,4 \cdot -1,8 = -1,26 \text{ kN/m}^2$$

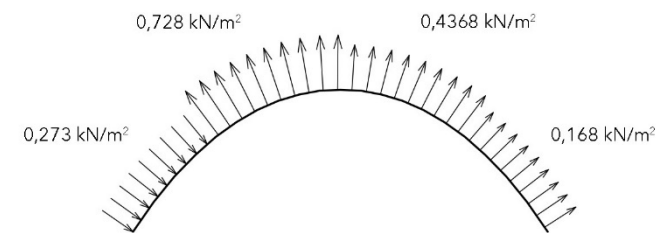
Al igual que ocurría para la dirección perpendicular, al ser la cubierta simétrica en esta dirección, los valores para ambos sentidos son iguales. Además, al tener también los valores una distribución simétrica la acción del viento en ambos sentidos resulta idéntico con lo que no será necesario hacer una distinción para el cálculo.

Por último cabe comentar que en nuestro caso se ha decidido simplificar la zona B como la correspondiente a los aleros.

Bóveda 1



Bóveda 2



Bóveda 3-5

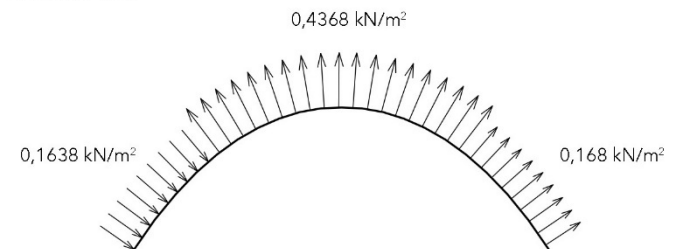


Figura 4.10 Esquema de distribución de presiones del viento en sentido transversal

COMBINACIÓN DE CARGAS

Las hipótesis que se han considerado e introducido en el programa son las siguientes:

HIP01: Carga permanente: peso propio.

HIP02: Carga variable: sobrecarga de uso cubierta.

HIP03: Carga variable: sobrecarga de uso forjado.

HIP04: Carga variable: sobrecarga de viento dirección transversal, de izquierda a derecha.

HIP05: Carga variable: sobrecarga de viento dirección transversal, de derecha a izquierda.

HIP06: Carga variable: sobrecarga de viento en la dirección longitudinal hacia abajo.

HIP07: Carga variable: sobrecarga de viento en la dirección longitudinal hacia arriba.

HIP11: Carga permanente: pretensado.

Para establecer las combinaciones de carga y coeficientes de ponderación recurrimos al DB-SE, Seguridad Estructural. En la Tabla 4.1 se establecen los coeficientes parciales de seguridad, en los que habrá que distinguir entre Estado Límite Último (ELU) y Estado Límite de Servicio). En la Tabla 4.2 se establecen los coeficientes de simultaneidad.

Como se puede ver se ha tenido que diferenciar la sobrecarga de uso en dos hipótesis diferentes, ya que los coeficientes de simultaneidad son

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

Tipo de verificación ⁽¹⁾	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

⁽¹⁾ Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

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 E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		⁽¹⁾	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	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.

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

diferentes. Según la Tabla 4.2, la cubierta entra dentro de la categoría G mientras que el forjado entraría en la categoría C.

En el caso de Estados Límites últimos, la combinación de cargas utilizada por el programa es la correspondiente a la producida por los efectos de las acciones correspondientes a una situación persistente o transitoria, que se expresa:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.3)$$

En cambio cuando estemos en Estados Límite de Servicio se determinarán mediante diferentes combinaciones de acciones:

Combinación característica

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.6)$$

Combinación frecuente

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.7)$$

Combinación casi permanente

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.8)$$

En el caso de los pretensados, se ha recurrido a la Tabla 12.1.a del EHE-08, donde establece un coeficiente de seguridad de $\gamma_P = 1$ en ELU. En el caso de ELS, si bien la Tabla 12.2 indica unos valores de $\gamma_P = 0,9$ y $\gamma_P = 1,1$; como vamos a seguir las expresiones dadas anteriormente, el valor del pretensado aparece en todos los casos sin coeficiente de seguridad.

A continuación se presentan una tablas resumen de las combinaciones consideradas:

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	—	—	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

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

ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

		HIP_01	HIP_02	HIP_03	HIP_04	HIP_05	HIP_06	HIP_07	HIP_11
	γ	1,35	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1
	ψ_0	1	0	0,7	0,6	0,6	0,6	0,6	1
	ψ_1	1	0	0,7	0,5	0,5	0,5	0,5	1
	ψ_2	1	0	0,6	0	0	0	0	1
ELU_01	Gravitatorias	1,35	1,5	1,5					1
ELU_02		1,35	1,5	1,05					1
ELU_03		1,35	0	1,5					1
ELU_04	Perm+ UsoCubiertaPrinc	1,35	1,5	1,05	0,9				1
ELU_05		1,35	1,5	1,05		0,9			1
ELU_06		1,35	1,5	1,05			0,9		1
ELU_07		0,9	0	0				0,9	1
ELU_08	Perm+ UsoForjadoPrinc	1,35	0	1,5	0,9				1
ELU_09		1,35	0	1,5		0,9			1
ELU_10		1,35	0	1,5			0,9		1
ELU_11		0,9	0	0				0,9	1
ELU_12	Perm+VientoTrans Izq-Derch Princ	1,35	0	1,05	1,5				1
ELU_13	Perm+VientoTrans Derch-Izq Princ	1,35	0	1,05		1,5			1
ELU_14	Perm+VientoLong Abajo Princ	1,35	0	1,05			1,5		1
ELU_15	Perm+VientoLong Arriba Princ	0,9	0	0				1,5	1

Tabla 1. Combinaciones de cargas para Estados Límites Últimos

ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

		HIP_01	HIP_02	HIP_03	HIP_04	HIP_05	HIP_06	HIP_07	HIP_11
	γ	1,35	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1
	ψ_0	1	0	0,7	0,6	0,6	0,6	0,6	1
	ψ_1	1	0	0,7	0,5	0,5	0,5	0,5	1
	ψ_2	1	0	0,6	0	0	0	0	1
ELS_1	Característica 0 (gravitatorias)	1	1	0,7					1
ELS_2		1	0	1					1
ELS_3	Característica 1 (uso cubierta princ)	1	1	0,7	0,6				1
ELS_4		1	1	0,7		0,6			1
ELS_5		1	1	0,7			0,6		1
ELS_6		1	1	0,7				0,6	1
ELS_7	Característica 2 (uso forjado princ)	1	0	1	0,6				1
ELS_8		1	0	1		0,6			1
ELS_9		1	0	1			0,6		1
ELS_10		1	0	1				0,6	1
ELS_11	Característica 3 (viento princ)	1	0	0,7	1				1
ELS_12		1	0	0,7		1			1
ELS_13		1	0	0,7			1		1
ELS_14		1	0	0,7				1	1
ELS_15	Frecuente 1 (uso cubierta princ)	1	0	0,6	0	0	0	0	1
ELS_16	Frecuente 2 (nieve forjado princ)	1	0	0,7	0	0	0	0	1
ELS_17	Frecuente 3 (viento princ)	1	0	0,6	0,5				1
ELS_18		1	0	0,6		0,5			1
ELS_19		1	0	0,6			0,5		1
ELS_20		1	0	0,6				0,5	1
ELS_21	Casi permanente	1	0	0,6	0	0	0	0	1

Tabla 2. Combinaciones de cargas para Estados Límites de Servicio

V. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRCUTURAL

Después de asignar materiales y cargas sobre el modelizado de la estructura y crear las combinaciones de carga, ya se puede importar el modelo en programa Angle. A continuación se procede a realizar el cálculo de esfuerzos y deformaciones de la estructura para estudiar los resultados.

Dividiremos el análisis en dos partes. En la primera se estudiarán los efectos producidos por las cargas gravitatorias, pesos propios y sobrecargas de uso, y en el segunda añadiremos el efecto de las variables, el viento. En cada una de ellas se observará el valor de las tensiones y las deformaciones.

Dado que es el elemento más importante de la estructura, primero nos centraremos en el comportamiento de la cubierta para más adelante comentar los apoyos y el resto de elementos.

Por último, se trabajará con diferentes versiones del modelo para llegar a comprender de forma más clara las diferentes partes que componen la estructura.

CARGAS GRAVITATORIAS

- Tensiones

Las combinaciones que trabajan con cargas gravitatorias son la ELU_1, ELU_2 y ELU_3.

Si miramos las tensiones en el sentido de la generatriz, tensiones S_x , las mayores concentraciones de tensiones se producen para la combinación ELU_3, sobrecarga de uso en el forjado como carga principal. Como vemos en la figura 5.1, prácticamente toda la cubierta trabaja a

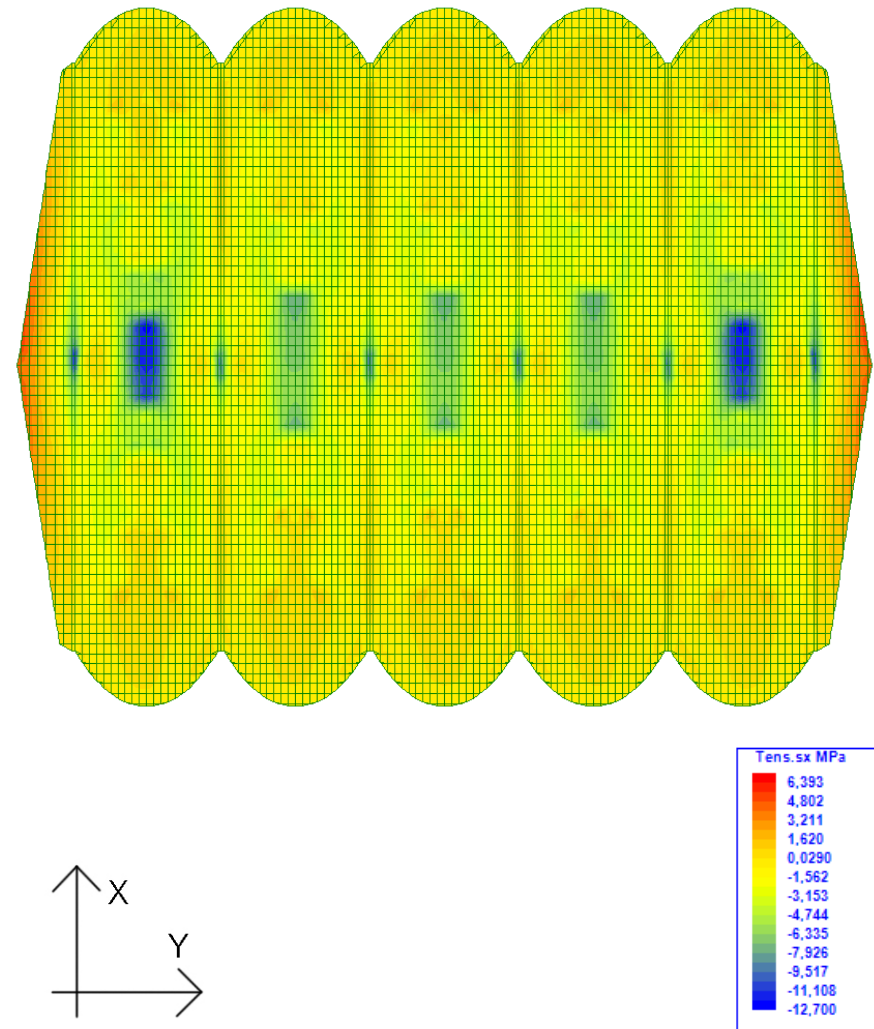


Figura 5.1 Tensiones S_x , ELU_3

compresión. En la parte central de la coronación de las bóvedas aparecen unos esfuerzos de compresión máximos de $-12,7$ MPa. Estos esfuerzos son causados por las fuerzas del pretensado, las cuales se tensan desde estos puntos y donde las bóvedas de los extremos poseían mayor cantidad de cables de pretensado. Además, en esta hipótesis el valor de la sobrecarga de uso en cubierta es nulo. De existir estas cargas, como ocurre en las otras combinaciones la cargas en el resto de la bóveda ayudan a contrarrestar estas fuerzas de compresión.

Por otro lado, el valor máximo de tensión en esta dirección lo encontramos en la combinación ELU_1, concentrada sobre los pilares extremos, con un valor de $-16,6$ MPa.

Es para la combinación ELU_1 donde se producen mayores tensiones de tracción, las cuales se concentran en los bordes de los aleros, con un valor máximo de $8,25$ MPa. Estas tracciones se deben a la función de los aleros de rigidizar las bóvedas.

En el sentido de la directriz, tensiones S_y , el comportamiento mejora notablemente. Mirando el caso más desfavorable, ELU_1, las tensiones de tracción que se producen a lo largo de los extremos de la cubierta son prácticamente nulas. Estos resultados demuestran el comportamiento de la bóveda en este sentido como arco funicular y que trabaja solo a compresión. En los bordes de las bóvedas rondan valores entre 0 y 1 kN/m. Se produce una concentración de compresiones en los apoyos, con máximos en los extremos de $-4,25$ MPa.

En el caso de las tensiones principales, como vemos para las tensiones de compresión, Principal III, prácticamente toda la cubierta trabaja a compresión. Solo hay tracciones en los bordes de los aleros.

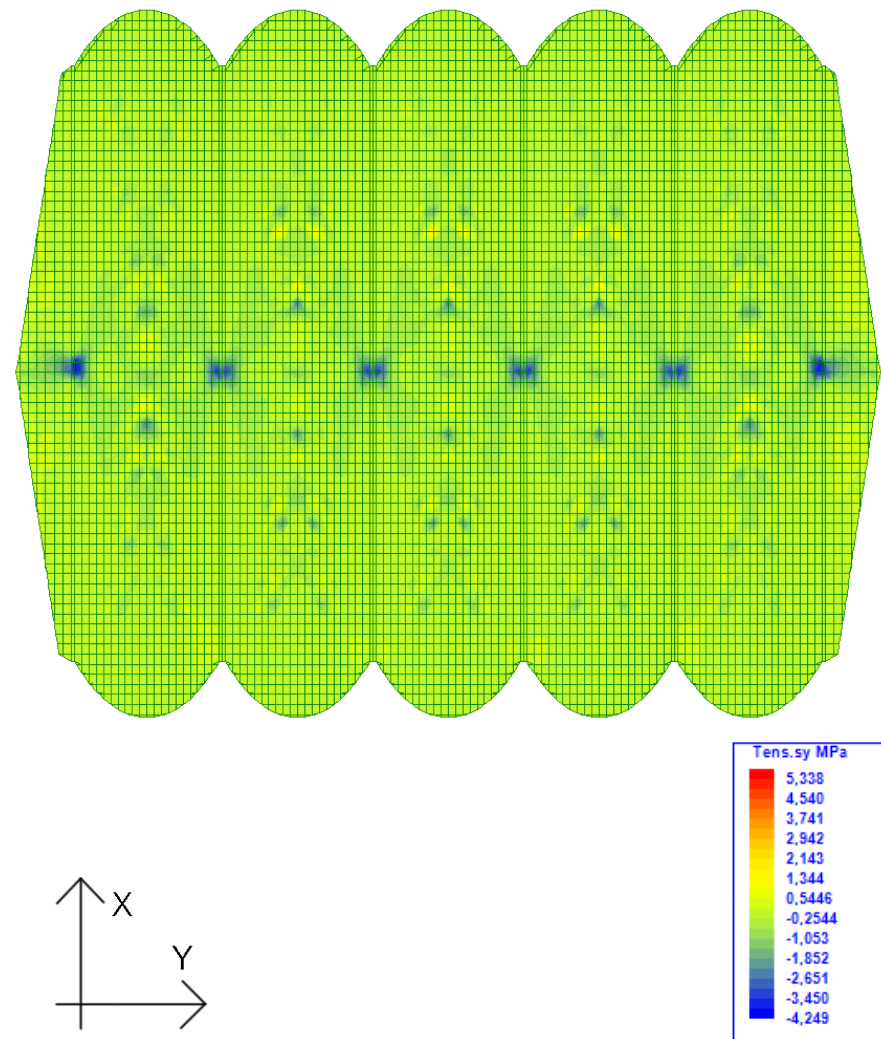


Figura 5.2 Tensiones S_y , ELU_1

La distribución y valores de compresiones máximas se aproxima mucho a la que hemos visto en la dirección longitudinal, S_x . El máximo en este caso es de $-16,7$ MPa. Esto se debe a que los mayores esfuerzos son los producidos por el pretensado, los cuales podemos considerar que actúan en esta dirección. Hay que tener en cuenta que estos valores se alcanzan para la hipótesis ELU_6, donde consideramos la sobrecarga de uso en su totalidad y la de viento parcialmente, con lo que no es de esperar que se de esta combinación.

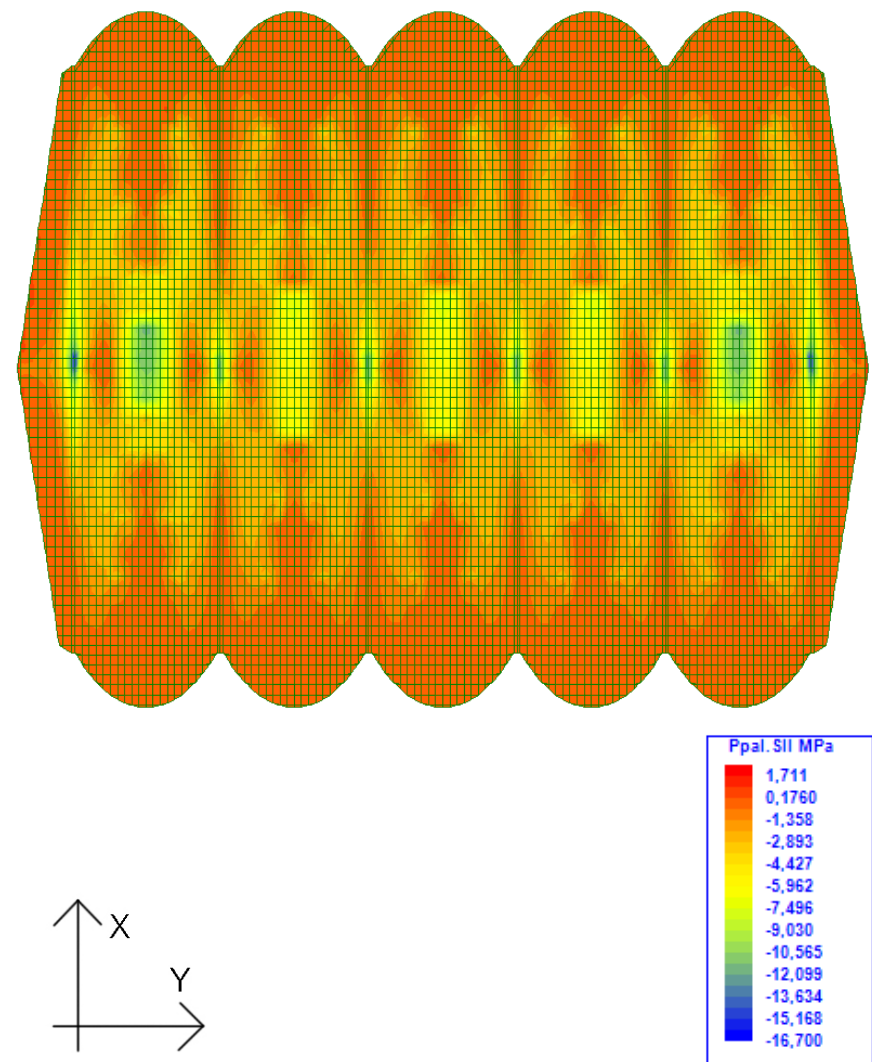


Figura 5.3 Tensiones Principales Compresión, ELU_1

- Deformaciones

Para el análisis de las deformaciones debemos mirar los resultados obtenidos para Estados Límites de Servicio. Las combinaciones que trabajan con cargas gravitatorias son la ELS_1 y ELS_2.

Primero vemos las deformaciones en el eje Z, siendo mayores para la combinación ELS_1. Como se puede ver en la figura 5.4, se concentran sobre todo en el borde exterior de las bóveda de los extremos, en el lado en voladizo y el borde del alero. Se alcanza un máximo en esta zona de -4,68 cm.

Otra zona de concentración de deformaciones se produce en el centro de la coronación de cada bóveda. Como hemos explicado antes, esta deformación se debe a las compresiones generadas por los cables de pretensado, siendo mayores en la de los extremos. Por consiguiente, en la dirección de la directriz entorno a esta zona, se produce unos levantamientos en la parte inferior, con valor máximo en los extremos de 1,27 cm.

También por el efecto del pretensado, se puede apreciar como todas la parte trasera de las bóvedas, como las tres centrales del lado del voladizo, se mantienen prácticamente rectas, con pequeñas deformaciones positivas, siendo máximas en los bordes.

Las deformaciones en el eje Y son prácticamente nulas en las tres bóvedas centrales. La zona con mayor deformación es en los apoyos exteriores, donde las cubierta y la cabeza del soporte se abre 3,3 cm (ELS_1). Se observa pues el efecto de los empujes laterales y como consecuencia, la necesidad de los soportes exteriores por absorberlos.

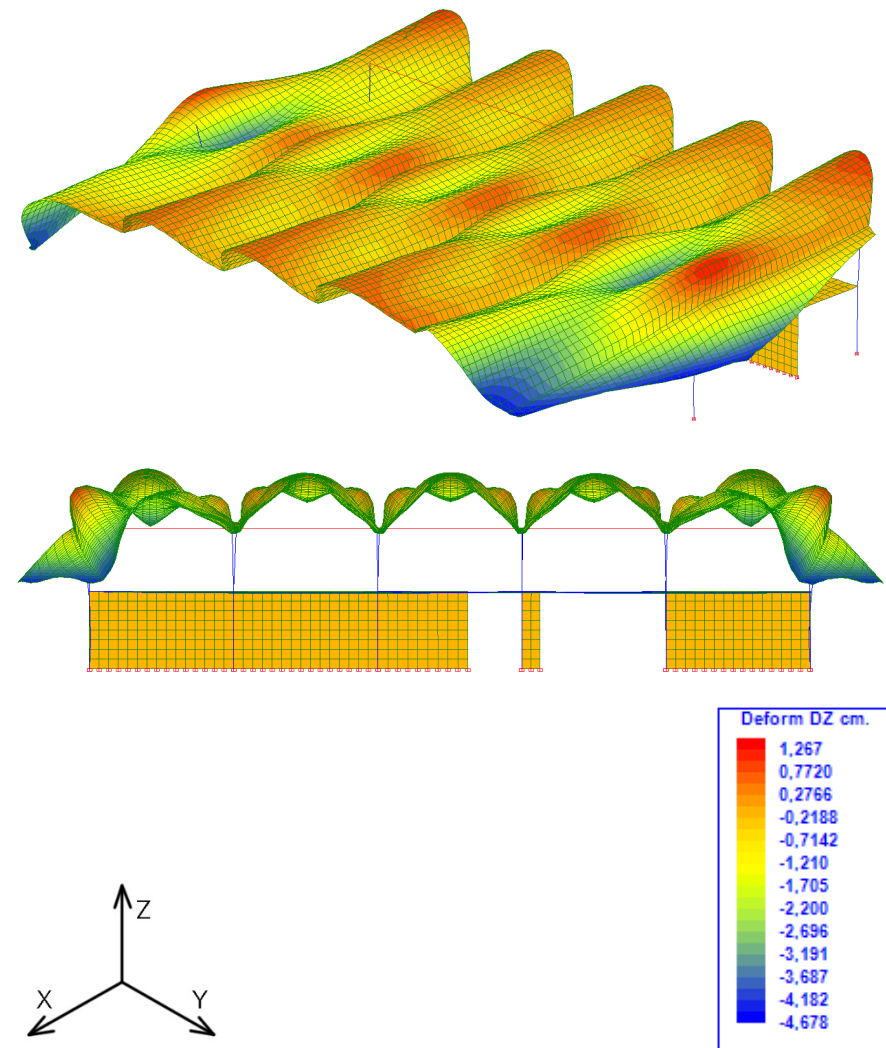


Figura 5.4 Deformaciones Dz, axonometría y alzado, ELS_1

TODAS LAS CARGAS

En este apartado analizamos el comportamiento estructural considerando la acción del viento.

- Tensiones

Las combinaciones correspondientes a esta parte del análisis son las comprendidas entre ELU_4 y ELU_15.

En el sentido longitudinal, tensiones S_x , las combinaciones de vientos en la dirección de la directriz prácticamente no varían la distribución de tensiones.

En cambio, el viento en sentido longitudinal hacia abajo, se puede observar como ayuda a mejorar las compresiones en el centro de las cáscaras pero por el contrario las concentra en los apoyos con los pilares. La más perjudicial de este tipo es la combinación ELU_6, donde las compresiones en este sentido se incrementan hasta los -20,43 MPa.

En el sentido transversal S_y , las cargas de viento prácticamente no afectan a los valores de las tensiones. En la dirección de la directriz, el viento reduce sensiblemente las compresiones en el encuentro con los apoyos, llegando a un mínimo de -2,9 MPa para la combinación ELS_12. En cambio, cuando el viento actúa en la dirección longitudinal hacia abajo, se produce el efecto contrario. Las compresiones en los apoyos aumentan hasta los -5,07 MPa para la combinación ELS_6. Por otro lado, cuando el viento actúa hacia arriba, la concentración de compresiones en los apoyos desaparece y las tensiones en toda la cubierta se reducen, con máximo de compresiones de -2,501 MPa para la combinación ELS_7. En cuanto a las tracciones, en comparación con las compresiones son muy bajas para cualquier combinación de viento.

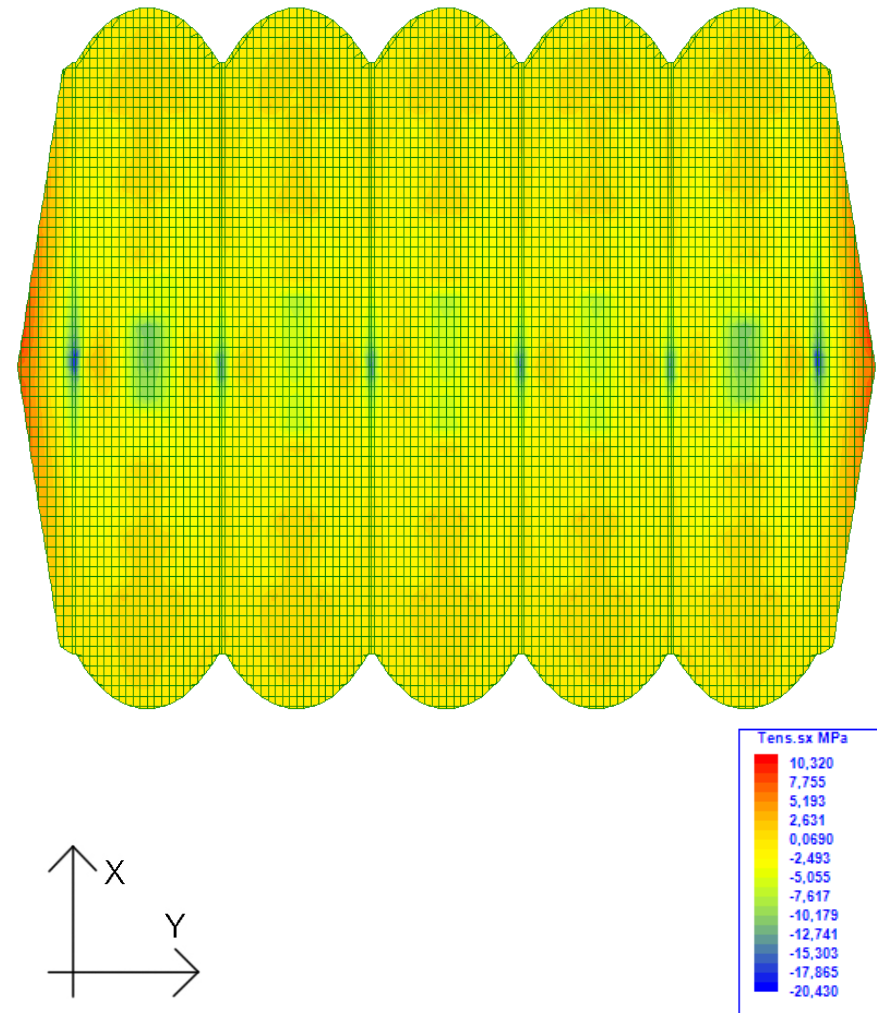


Figura 5.5 Tensiones S_x , ELU_6

- Deformaciones

Para el viento que en la dirección de la directriz, como ocurría con las tensiones, no se presentan grandes variaciones en las deformaciones en el eje Z. El valor máximo es de -4,73 cm para la combinación ELS_3.

En el sentido longitudinal, como es de esperar, la acción del viento hacia abajo incrementa las deformaciones. Para la combinación ELS_5 se observa el mayor valor, de -6,75 cm, es decir, se incrementa 2 cm con respecto a la deformación solo por cargas gravitatorias. Cabe comentar cómo el descenso en el alero coincide aproximadamente con el valor de la contraflecha aplicada de 6 cm.

Si aplicamos la normativa, este valor no puede ser mayor a dos veces la luz entre 300. Se tiene $(2 \cdot 1440) / 300 = 9,6 \text{ cm} > 6,75 \text{ cm}$. Por lo tanto se cumple la limitación a flecha.

Por otro lado, cuando el viento actúa hacia arriba se reducen las deformaciones, hasta el punto en el que toda la zona del borde del voladizo tiene deformación positiva, con el máximo en la punta de las bóvedas centrales, de 3,15 cm (figura 5.7). Este levantamiento incrementa las tensiones en la coronación de las bóvedas, lo que hace que la flecha negativa máxima se alcance en esta zona, hasta los -2,19 cm. Estos valores se dan para la combinación ELS_14.

Si estudiamos las deformaciones en el eje Y, las distribuciones son muy parecidas a cuando analizábamos solo las cargas gravitatorias. En el caso del viento en el sentido longitudinal que actúa hacia abajo, al incrementar el peso sobre toda la cubierta y no haber succión en ninguna parte, se produce un pequeño incremento en la apertura de las bóvedas. Las tes centrales continúan manteniéndose fijas y es en el encuentro con los apoyos de las exteriores que se abren 3,65 cm (ELS_5).

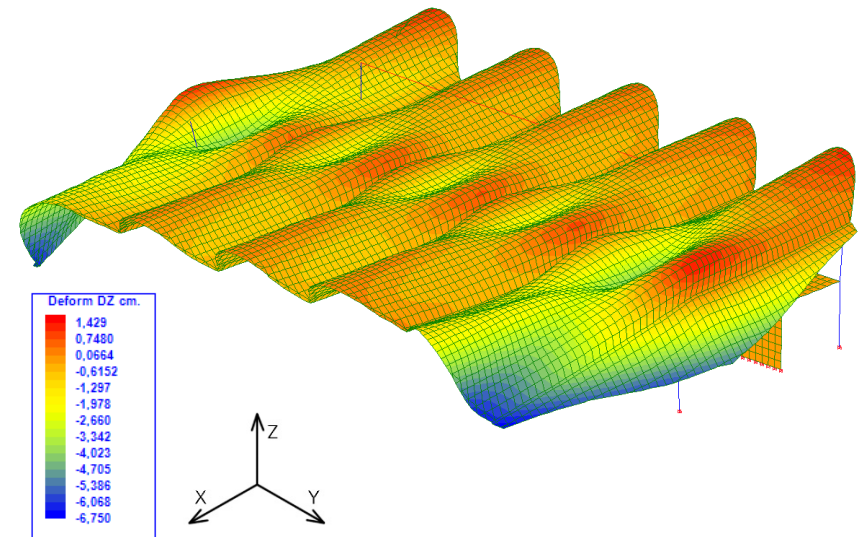


Figura 5.6 Deformaciones Dz, ELS_5

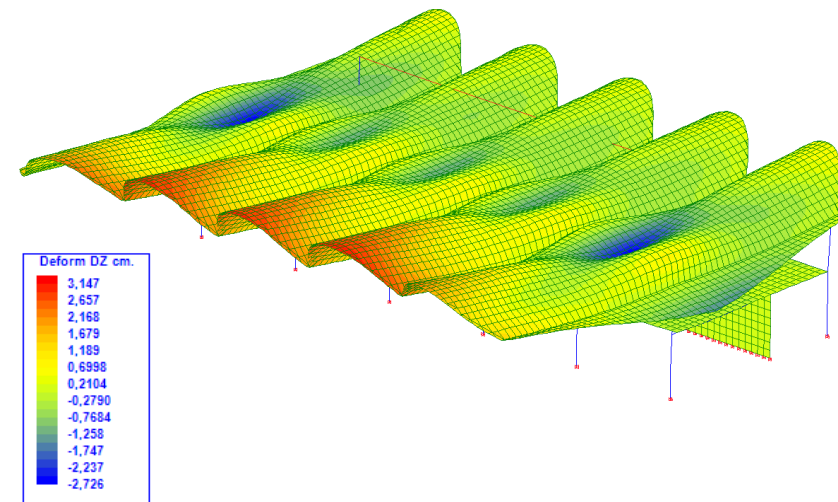


Figura 5.7 Deformaciones Dz, ELS_14

DIMENSIONADO

-Resistencia a compresión

Los mayores esfuerzos a los que se somete la cubierta son de compresión. Estos se concentran en la coronación de las bóvedas y son debidos a la acción de los cables de pretensado.

Los mayores valores se alcanzan para la combinación ELU_3 con valor de 12,7 MPa en las bóvedas exteriores y de 8 MPa para las interiores.

Para el cálculo de la resistencia se va a considerar un hormigón HA-30 y una resistencia a compresión de 20 MPa en el caso del ladrillo, según se indica en el artículo "Eladio Dieste y la tecnología de la cerámica armada" (A. Marín Palma, 2014). Se considera que ambos materiales han alcanzado el momento de plastificación, por lo que su resistencia a compresión de cálculo es igual a:

$$f_{cd} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ld} = \frac{20}{1,6} = 12,5 \text{ N/mm}^2$$

Se obtiene la resistencia media de cálculo como media ponderada de las resistencias por el espesor de cada material:

$$f_{cd} = \frac{20 \cdot 2,5 + 12,5 \cdot 5,5}{8} = 14,84 \text{ N/mm}^2 > 12,7 \text{ N/mm}^2$$

Por lo tanto, la sección de cerámica armada resiste las tensiones de compresión.

- Armadura longitudinal: tracción

Como se ha visto en los apartados anteriores, la cubierta trabaja en su mayoría a compresión, por lo que para el cálculo de la armadura se van a tomar las tensiones sin el pretensado. Para este modelo aparecen tracciones en la parte central, con valores máximo en torno a los 2 MPa para la hipótesis de pesos propios. Las armaduras utilizadas son S-500, formada por $\varnothing 6/28$ cm.

Por lo tanto la fuerza que debe resistir cada armadura es:

$$F = (2 \cdot 280 \cdot 80) \cdot 1,5 = 67200 \text{ N}$$

Calculamos el área necesaria de armadura para esta fuerza:

$$A_s = \frac{67200}{\left(\frac{500}{1,15}\right)} = 154,56 \text{ mm}^2$$

Obtenemos y comparamos con el área dispuesta.

$$A_s(\varnothing 6) = 28,27 \text{ mm}^2 < 154,56 \text{ mm}^2$$

Se observa que para esta hipótesis el armado dispuesto es mucho menor que el realmente necesario. Por lo tanto, se comprueba que el uso del pretensado para disminuir las tracciones es esencial para poder reducir el armado longitudinal.

- Armadura alero: tracción

En caso de considerar el pretensado la tensión de tracción máxima se produce en el borde de los aleros. Para el cálculo se ha creado una nueva combinación, ELU_16, constituida por la hipótesis de peso propio ($\gamma=1,35$) y la hipótesis de pretensado ($\gamma=1$). Para el dimensionado nos situamos sobre el eje transversal central del alero y se toman los valores de las tensiones de tracción, así como el tamaño de los elementos finitos. De exterior a interior se obtienen los siguientes valores:

$$S_{x_1} = 4,57 \text{ MPa (143 mm)}$$

$$S_{x_2} = 3,94 \text{ MPa (314 mm)}$$

$$S_{x_3} = 3,29 \text{ MPa (314 mm)}$$

$$S_{x_4} = 2,2 \text{ MPa (314 mm)}$$

$$S_{x_5} = 0,79 \text{ MPa (157 mm)}$$

La fuerza aplicada en esta área es:

$$F = (4,57 \cdot 143 + (3,94 + 3,29 + 2,2) \cdot 314 + 0,79 \cdot 157) \cdot 80$$

$$F = 299716,8 \text{ N}$$

El área de armadura necesaria resulta:

$$s = \frac{299716,8}{\left(\frac{500}{1,15}\right)} = 689,35 \text{ mm}^2$$

En esta sección del alero tenemos en los bordes dos armaduras, $\varnothing 22$ ($380,13 \text{ mm}^2$) y $\varnothing 16$ ($201,06 \text{ mm}^2$). A lo largo del metro de alero que abarcan las tracciones hay $4\varnothing 6$ entre las piezas cerámicas. El área total es:

$$A = 380,13 + 201,06 + (28,27 \cdot 4) = 694,28 \text{ mm}^2 > 689,35 \text{ mm}^2$$

Como se observa, la armadura dispuesta es suficiente para resistir las tensiones de tracción, pese a que es un resultado muy justo. Además, hay que tener en cuenta que en esta hipótesis no se ha tenido en cuenta la sobrecarga de uso. Se puede deducir que para el cálculo de la estructura no se consideró sobrecarga de uso por conservación, sino que se propone un plan de conservación donde se indiquen las zonas donde producir la carga.

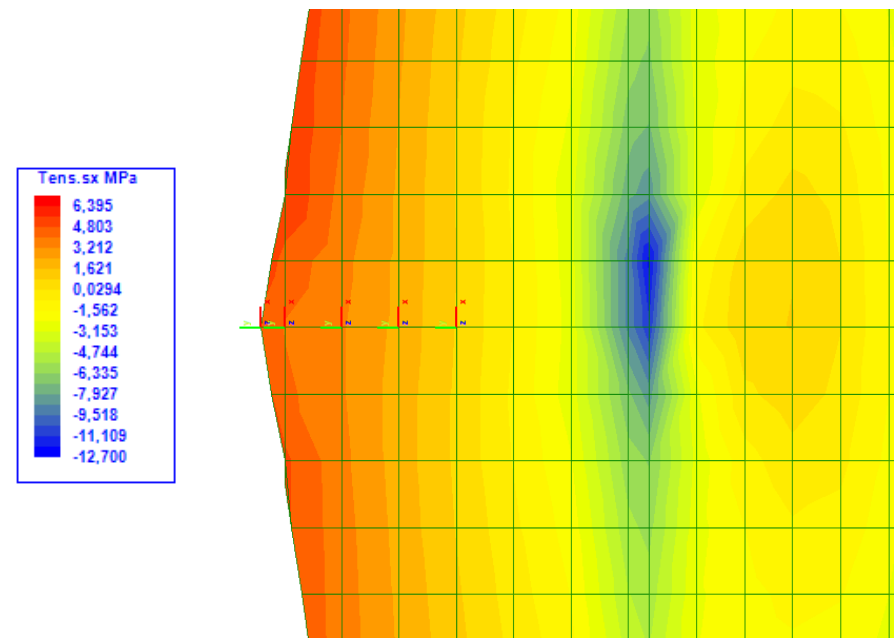


Figura 5.8 Tensiones S_x , detalle alero, ELU_16

ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA SIN LOS PRETENSADOS

Como hemos visto uno de los elementos que más ha condicionado el comportamiento estructural es el pretensado. Por lo tanto vamos a hacer un comentario sobre los valores que adoptaría la estructura si prescindieramos de los cables de pretensado.

- Tensiones

Empezando por las tensiones en el eje longitudinal, S_x . Aparecen esfuerzos de tracción en la parte central de la viga y de compresión de menor valor en los extremos. Como se comentaba en el apartado sobre la distribución de tensiones de este tipo de estructuras, se comprueba el comportamiento como viga en voladizo en esta dirección.

Por otra parte, se puede observar claramente la distribución de las tensiones de tracción responden a la distribución de los cables de pretensado. Las tracciones son mayores en el centro de la coronación de la bóveda por lo que con el pretensado se le aplicará unas cargas de compresión para contrarrestar estas tracciones. Las tensiones son más extensas en las bóvedas exteriores, además de que en la zona próxima a los apoyos de los extremos aparecen más concentradas. Es por esto que en dicha zona se refuerza la armadura y se coloca una doble malla electrosoldada. Por otro lado, las tracciones mas grandes se producen en los bordes de los aleros, lo que justifica que en esta parte se refuerze el armado.

La imagen muestra la distribución de tensiones debido a las cargas gravitatorias, pero los máximos valores se alcanzas para las combinaciones con la acción del viento en el sentido de la directriz actuando hacia abajo (ELU_6). Se alcanzan valores de 10,26 MPa en el

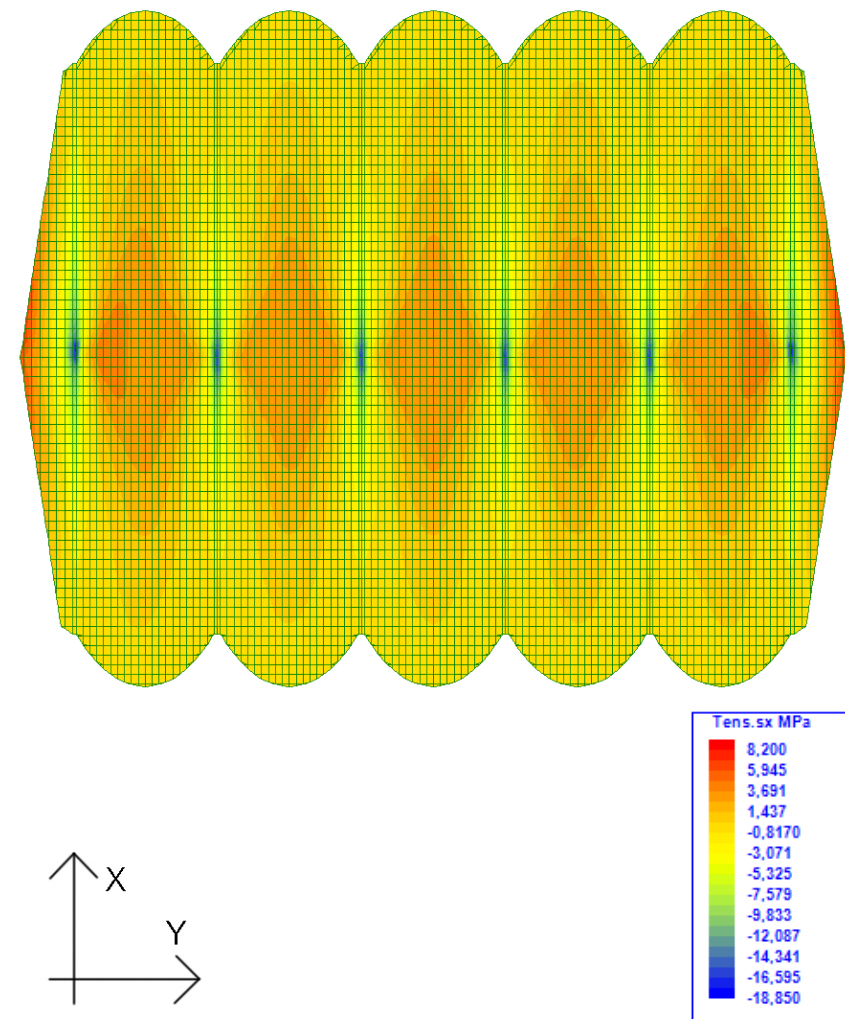


Figura 5.9 Tensiones S_x , ELU_2

borde de los aleros y de -22,68 MPa concentradas en el encuentro con los apoyos exteriores.

En el sentido transversal, tensiones S_y , las tensiones tienen una distribución y unos valores muy similares a cuando se añade el pretensado.

- Deformaciones

Como vemos la deformada que se muestra es de esperar. En la zona en voladizo las deformaciones van aumentando a medida que nos alejamos de los apoyos hasta alcanzar el máximo en los extremos de las bóvedas exteriores. Esto provoca el levantamiento de la parte trasera de la cáscara, aunque con valores asumibles, con máximos entorno a 1 cm. En el caso de analizar solo las cargas gravitatorias, la flecha máxima es de -9,8 cm (ELS_1). Considerando la acción del viento, la flecha se incrementa 2 cm hasta los -11,87 cm (ELS_5) en la misma zona.

Como hemos visto anteriormente, la limitación de flecha es de 9,6 cm, por lo que de no utilizar el pretensado nos encontraríamos con valores muy próximos a los admisibles.

Las deformaciones en el eje Y son muy similares al caso de introducir los pretensados. Las bóvedas exteriores se abren unos 3 cm en el encuentro con los soportes.

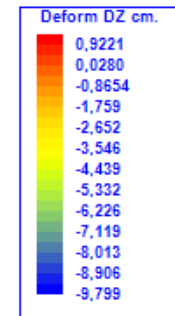
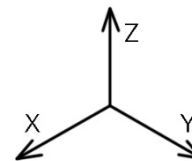
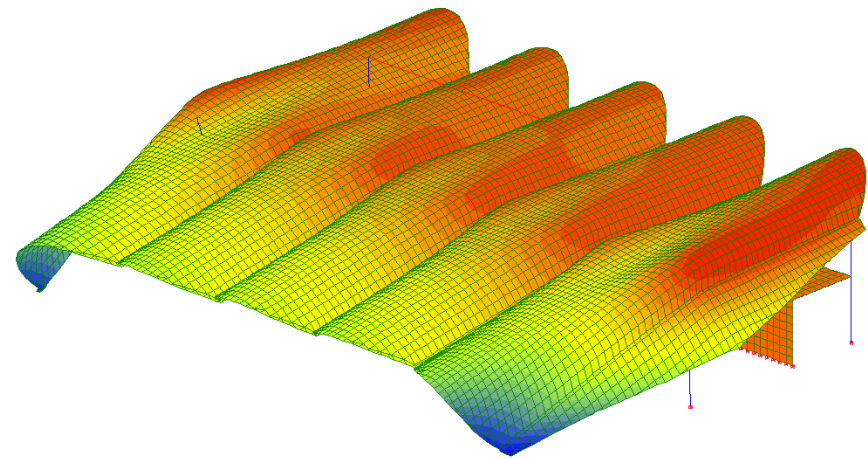


Figura 5.10 Deformaciones D_z , ELS_1

ANÁLISIS ELEMENTOS LINEALES

- Momentos

Empezamos por los momentos en Z, M_z (Eje Z local perpendicular a la directriz). Los soportes más solicitados son los dos exteriores. Es un comportamiento esperable ya que son ellos los que se encargan tanto de absorber los momentos generados por la reacción de los empujes laterales de las bóvedas como los generados por la reacción de compresión de la viga del forjado que ata los pilares. Es por ello que nos da una distribución de tensiones de tipo triangular, siendo casi nulo en los extremos y máximo en el encuentro con el forjado, con un valor de -434,17 kNm. En este punto presenta un salto de momentos debido a los generados por el momento torsor de la viga que se introduce en el pilar y que mediante las armaduras de atado trata de llevarlo a la zona de compresiones. Dada la distribución de momentos se entiende de forma más clara el planteamiento del soporte, siendo este de sección variable siguiendo la inversa de la geometría de las solicitaciones. El resto de soportes no presenta casi momentos en esta dirección, son despreciables.

En cuanto a los momentos en Y, M_y (Eje Y local perpendicular a la directriz y al eje Z), volvemos a tener más solicitaciones en los apoyos extremos con una distribución similar. El máximo es mucho menor, de -120,87 kNm. Se comprueba así la orientación de los perfiles metálicos que unen los soportes al forjado, como vimos en el apartado de detalles constructivos. En este caso sí aparecen momentos considerables en los apoyos centrales. Al ser predominantes los momentos en esta dirección se entiende la decisión de disponer los pilares de 25x52 cm con el eje fuerte (el paralelo al lado menor) perpendicular a esta dirección. El flector máximo del apoyo central, situado en la unión con el forjado es de 21,59 kNm.

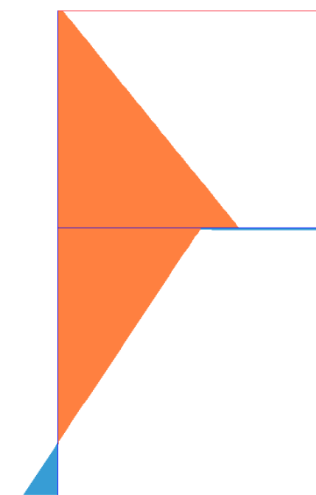


Figura 5.11 Momentos M_z , soporte exterior, ELU_1

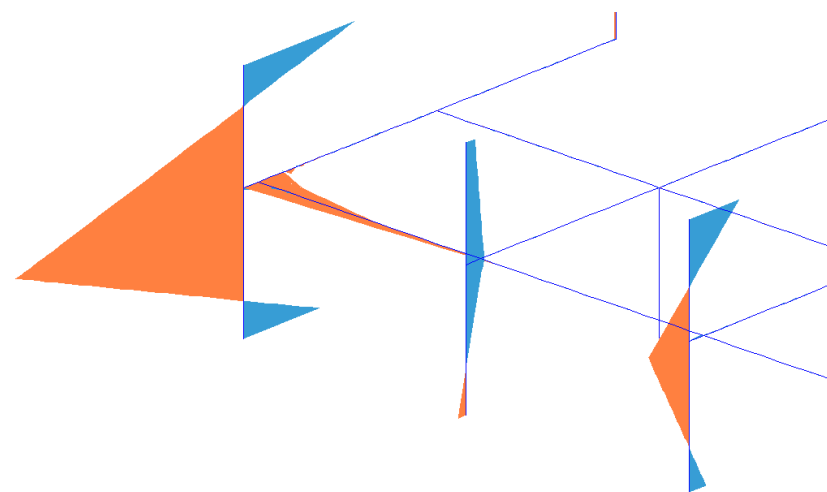


Figura 5.12 Momentos M_y , ELU_1

- Cortante

Para los cortantes, como se puede esperar a raíz de los flectores solo son considerables en el caso de los apoyos exteriores. Se aprecia una carga de 162,2 kN en cabeza de soporte por el empuje de las bóvedas, una carga de 295 kN en la unión con la viga y por tanto una una reacción en el empotramiento de -133 kN.

Es interesante la aparición de cortantes en el encuentro del forjado con los soportes. Como vemos en el apoyo tiene que aparecer una reacción positiva de 99 kN para sostener el forjado. En el encuentro con el forjado aparece otra carga de 124,53 kN y que se va disipando a medida que se entra en el forjado. Esta distribución de cortantes explica la disposición de las armaduras en los diferentes tramos de la unión, tal como se ha descrito en el apartado de detalles constructivos.



Figura 5.13 Cortantes, soportes exterior, ELU_1

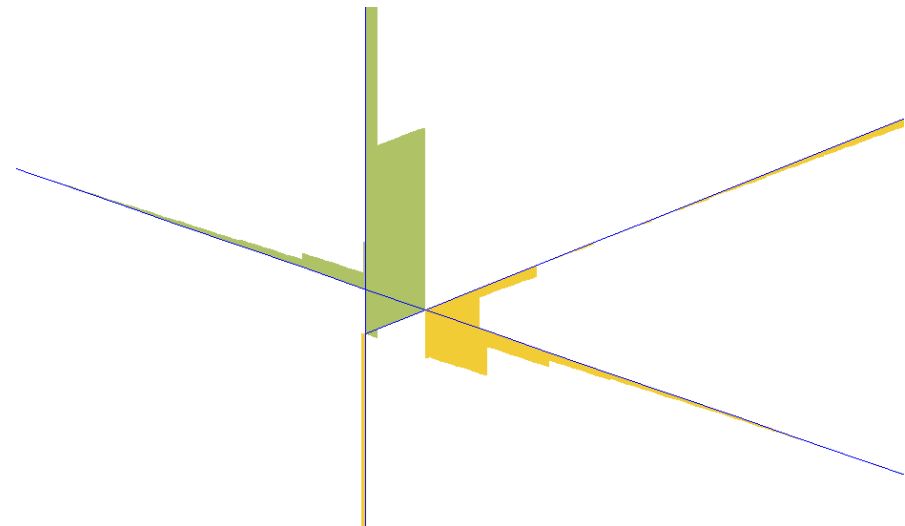


Figura 5. 14 Cortantes, encuentro soporte central-forjado, ELU_1

- Axiles

En el caso de los axiles son los soportes centrales los más solicitados, ya que transmiten el peso de la mitad de las dos bóvedas que apoyan sobre él. Mientras en la base de los soportes extremos reciben compresiones de $-447,19 \text{ kN}$, en el caso de los centrales llega hasta los -710 kN en la base de los dos más interiores.

La línea trasera de pilares también recibe axiles, en menor cantidad. Mientras que los dos exteriores se comprimen $-14,46 \text{ kN}$, los tres centrales trabajan a tracción, resistiendo $18,85 \text{ kN}$ el más solicitado. Como hemos visto, estas tres barras no están sometidas a momentos, solo trabajan a tracción, por lo que se comportan como un tirante debido al efecto del descenso del voladizo e incrementado por el efecto del pretensado.

En el caso del tirante que ata las cabezas de la línea de soportes trasera y evita que las bóvedas se abran, presenta axiles menores en los extremos, $12,82 \text{ kN}$ y van incrementando hasta el centro, con un axil de tracción de $49,28 \text{ kN}$.

Por último, la viga frontal del forjado también tiene un comportamiento de tirante con la hilera de soportes principal. La distribución de tracciones es al contrario que en el tirante anterior, siendo muy superior en el encuentro con los pilares exteriores, de $354,47 \text{ kN}$ y 411 kN y disipándose a lo largo del forjado.

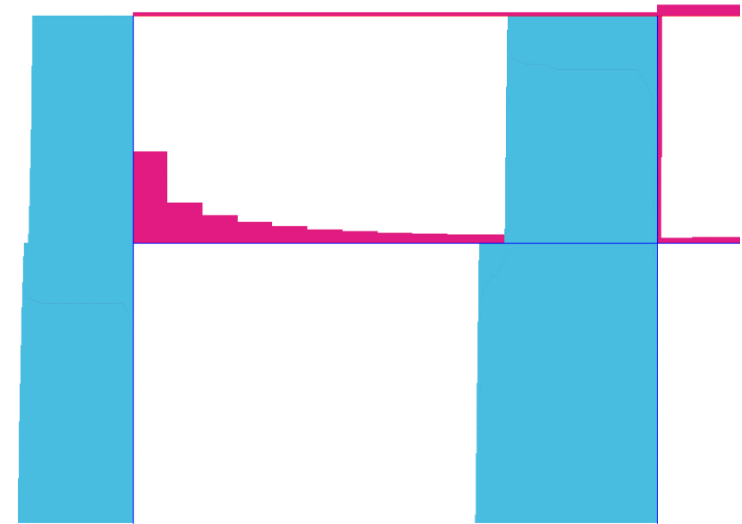


Figura 5.15 Axiles, ELU_1

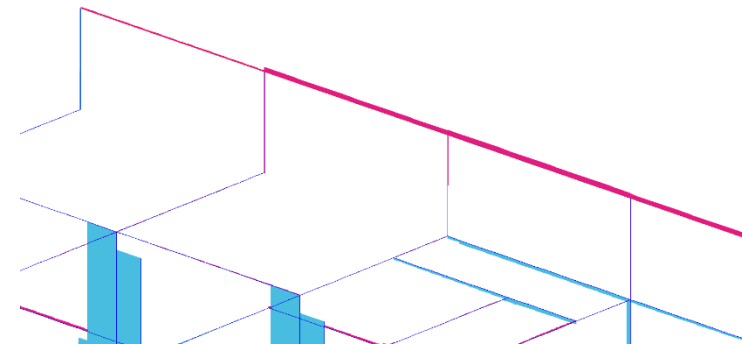


Figura 5.16 Axiles, tirante posterior, ELU_1

EFECTO DEL FORJADO

A continuación se va a estudiar la importancia y comportamiento del forjado intermedio y sobre todo de la viga de atado de los pilares frontales. Para ello se va a analizar un modelo sobre el cual se han retirado estos elementos.

-Tensiones

Las tensiones se elevan considerablemente. En el sentido longitudinal, S_x , para la combinación ELU_1, se pasa de compresiones de -12,7 MPa a tensiones de -21 MPa y de tracciones de 6,39 MPa a 10,91 MPa. Para las tensiones S_y , las tracciones son similares y la compresiones aumentan a -7 MPa.

-Deformaciones

Analizando las deformaciones, se ve a simple vista como los soportes no pueden resistir los empujes laterales y se abren de manera considerable. Esta apertura alcanza valores de -15 cm en el eje Y; y el descenso en el eje Z en los extremos es de -10,48 cm. Todo ello solo considerando cargas gravitatorias (ELS_1). Cabe tener en cuenta que se ha mantenido el tirante trasero, el cual absorbe los empujes en esa parte. De no estar aún obtendríamos mayores deformaciones, sobre todo en el eje Y. Lo mismo podríamos comentar sobre el pretensado para las deformaciones en Z.

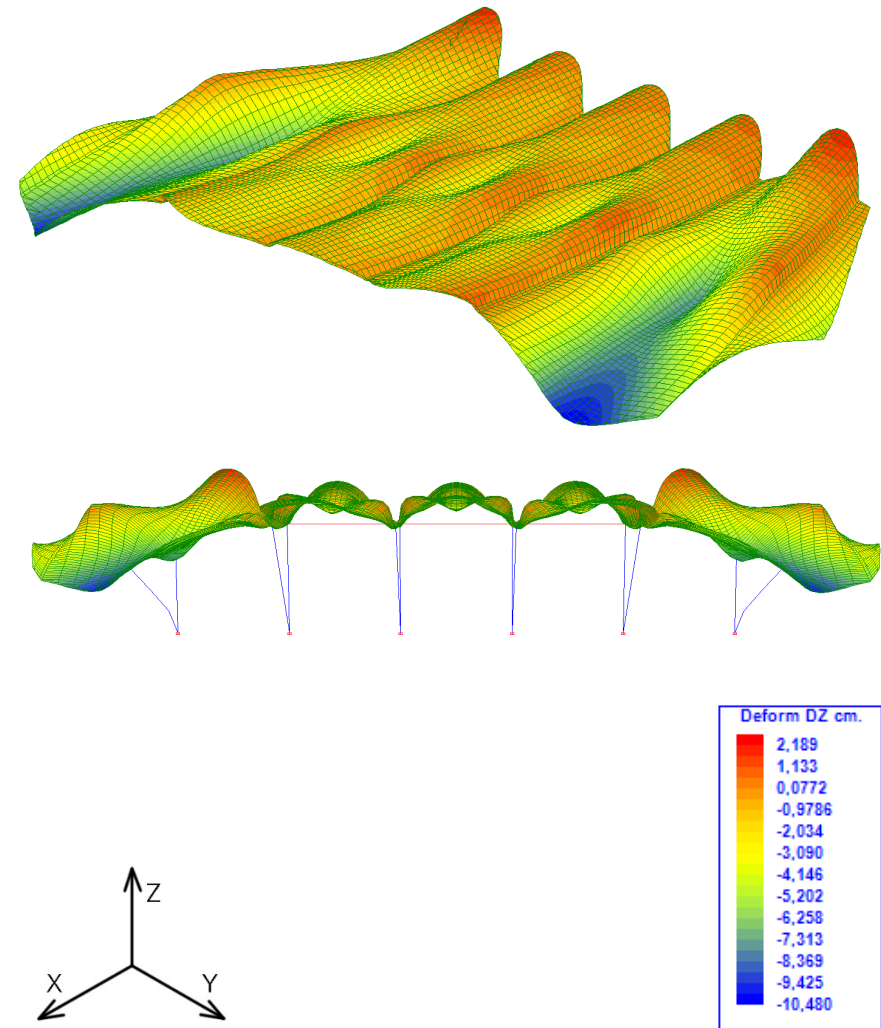


Figura 5.17 Deformaciones Dz, axonometría y alzado, ELS_1

EFFECTO DE LOS MUROS DE FÁBRICA

Por último vamos a estudiar la posible contribución de los muros de fábrica de ladrillo en la resistencia de las cargas de viento. Para ello se ha realizado otro modelo en el que se han sustituido estos muros por soportes.

Como estamos analizando solo el efecto del viento, comparamos las deformaciones producidas solo por la hipótesis de viento deseada.

En el caso del viento transversal de izquierda a derecha, hipótesis 4, hay un desplazamiento lateral, D_y , máximo de 1,4 cm. Sin embargo, cuando añadimos los muros, el desplazamiento disminuyen a 0,86 cm. Es decir, los muros de fabrica arriostan la estructura en esta dirección y reducen el efecto del viento en un 40%.

Sin embargo, en la dirección transversal, cuando actúa hacia arriba, según la hipótesis 6, los resultados son muy similares. Sin muros hay un desplazamiento en esta dirección, D_x , de 0,23 cm, mientras que con ellos solo se reduce a 0,18 cm.

Esta diferencia de comportamiento entre los dos sentidos puede entenderse ya que, debido a la disposición de los pilares y la geometría de la cubierta, la estructura es mucho mas estable a esfuerzos del viento en la dirección longitudinal frente a los trasnversales.

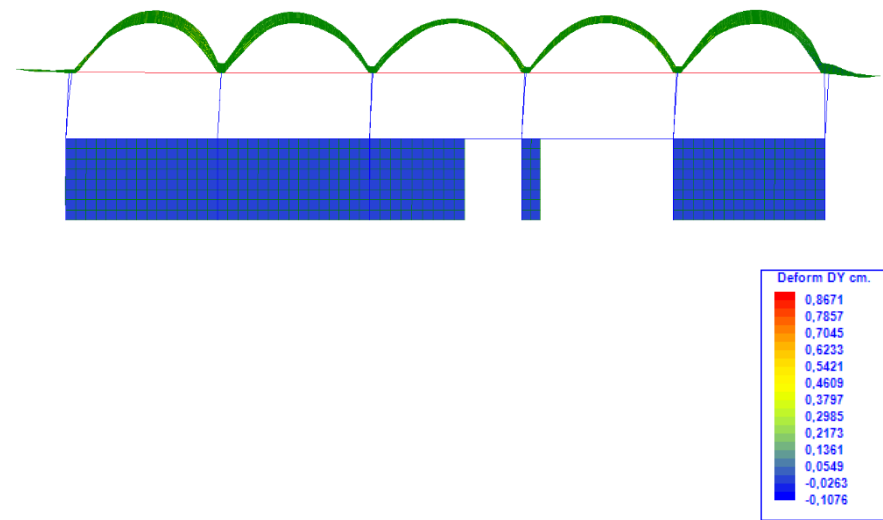


Figura 5.18 Deformaciones D_y , con muros, hipótesis 6

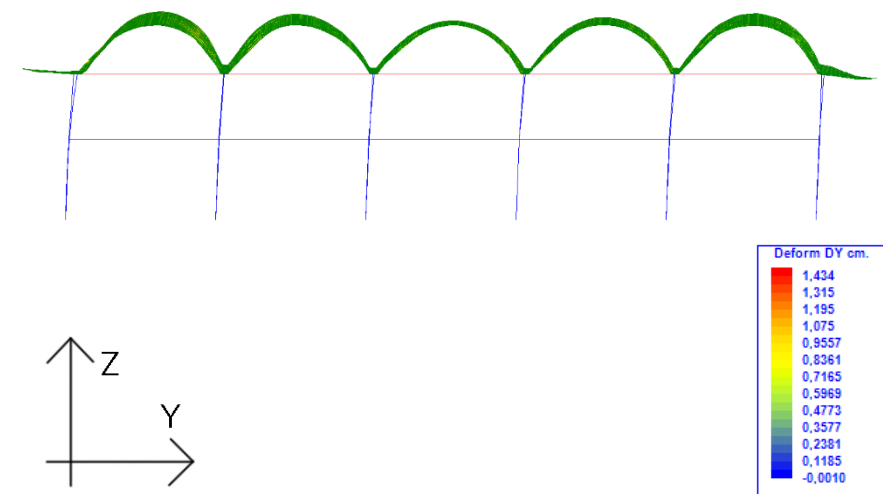


Figura 5.19 Deformaciones D_y , sin muros, hipótesis 6

EFFECTO CONJUNTO DE LAS BÓVEDAS

Otro de los aspectos que se quiere analizar es el efecto de disponer las bóvedas en línea. Para ello se ha realizado un modelo con una sola bóveda, sin el forjado intermedio ni los aleros. Solo se ha mantenido el tirante de los soportes traseros. Los apoyos son igual que los centrales, de 25x52 cm y los de la parte derecha se han considerado como deslizantes en el eje transversal. Las vigas de borde se han sustituido por membranas de 80 mm de espesor y factor de membrana 20.

Si miramos la deformación de la estructura observamos como la bóveda tiende a abrirse, lo que provoca el desplazamiento de los apoyos hacia fuera, con un máximo de 92,6 cm, para la combinación ELS_1. Las deformaciones en el eje vertical, D_z , alcanzan los 74,4 cm.

Para estudiar la evolución de las deformaciones se ha planteado un segundo modelo en el que se han modificado las condiciones de enlace en los apoyos, considerándolos todos como empotramientos. Si miramos las deformaciones la principal diferencia que observamos con el modelo original es la tendencia de los extremos del voladizo a desplazarse hacia dentro, mientras que a la altura de los apoyos centrales estos tienden a abrirse. Pese al esfuerzo ejercido por el pretensado, se produce un gran descenso, D_z , de -39,29 cm en los extremos del voladizo. La cabeza de los soportes centrales se abren 15,5 cm. La parte posterior continúa elevándose.

Con el fin de reducir las deformaciones, se ha generado un tercer modelo al cual se le ha añadido el forjado intermedio, así como los muros de fábrica. El comportamiento mejora notablemente. Los extremos del voladizo continúan tendiendo a cerrarse, salvo que ahora sufren un descenso de -21,64 cm. El desplazamiento lateral se reduce a 5,5 cm.

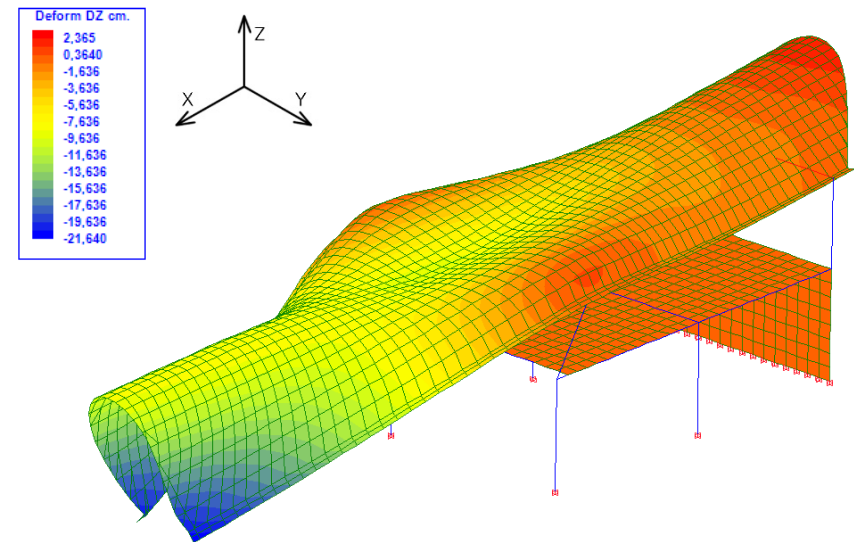


Figura 5.20 Deformaciones D_z , modelo 3, ELS_1

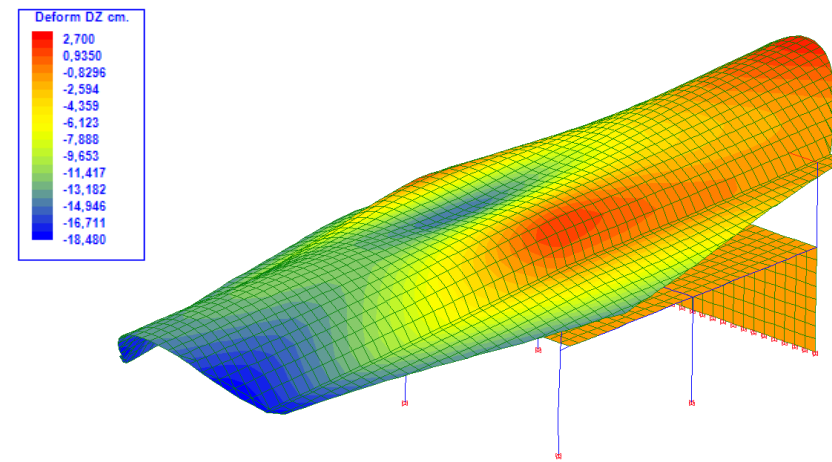


Figura 5.21 Deformaciones D_z , modelo 6, ELS_1

Para estudiar la evolución de las deformaciones se ha hecho un cuarto modelo en el que se ha conservado las propiedades de las vigas de borde de 200 mm de espesor y factor de membrana de 80. Las deformaciones son solo ligeramente mejores. El máximo en el eje Z es de -19,33 cm.

Sobre este cuarto modelo se ha proseguido cambiando los soportes por los extremos de sección variable. En esta ocasión el comportamiento sí que mejora bastante. La deformación máxima es de -12,69 cm en el eje Z, y de 8,76 cm en el eje Y. La deformación en cabeza de soporte es de 1,99 cm en el sentido de la directriz.

Se ha decidido hacer un sexto modelo rigidizando aún más el borde. Por ello se le ha añadido al modelo anterior los aleros de la estructura original. En esta ocasión los resultados son mucho más favorables. Los bordes del voladizo apenas se cierran 0,9 cm, y el descenso máximo es de -5,45 cm. El desplazamiento en cabeza de soporte es de 1,53 cm. Es interesante ver como para este caso, el descenso en coronación de la bóveda es de -4,1 cm, mientras que en el modelo inicial era solo de -0,65 cm. Esto es debido en parte a los momentos flectores que induce el alero sobre la lámina al aumentar su rigidez. Analizamos el comportamiento de las tensiones principales de compresión, SII, en ambos modelos. Como se puede observar, el modelo final recibe menos tensiones de compresión concentradas en los soportes. Estas se producen por las tensiones del voladizo, las cuales en el segundo caso, son absorbidas por los aleros.

Por último, debido a la variación en las deformaciones que supone la introducción de los aleros, se ha decidido hacer un modelo igual al original quitando este elemento. Como resultado se obtiene un descenso de -18,48 cm y un desplazamiento de los extremos hacia dentro de 4 cm.

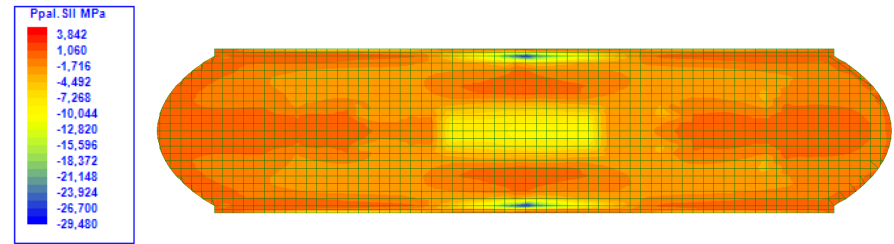


Figura 5.22 Tensiones principales de compresión, modelo 3, ELU_1

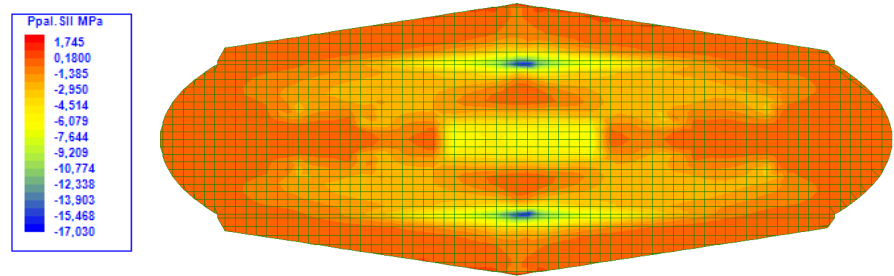


Figura 5.23 Tensiones principales de compresión, modelo 6, ELU_6

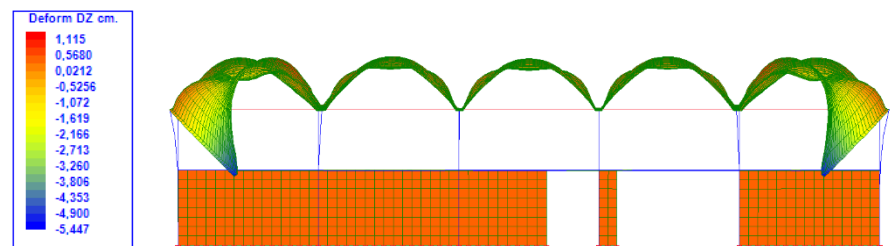


Figura 5.24 Deformaciones Dz, ELS_1

VI. OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE

Una vez se ha realizado el estudio del comportamiento estructural, es importante reflexionar de qué manera podemos relacionar todo lo expuesto hasta este punto con los Objetivos de Desarrollo Sostenible para la Agenda 2030.

En primer lugar, podemos hablar de la cerámica armada como alternativa al hormigón armado. En este sentido, se pueden establecer relaciones directas con el objetivo 13, acción por el clima, al reducir las emisiones de CO₂ en la menor producción de hormigón. También es el caso del objetivo 9, industria, innovación e infraestructura, en concreto con la meta 9.1 de “desarrollar infraestructuras fiables, sostenibles, resilientes y de calidad”.

De igual manera tenemos el objetivo 12, producción y consumo responsable, que plantea en el punto 12.2 la “gestión sostenible y el uso eficiente de recursos naturales”. Como se ha visto, una de las ideas principales sobre las que se basa la obra de Dieste es la optimización de recursos, incluyendo el proceso constructivo.

Una de las ventajas de la cerámica armada es el de proporcionar mayor confort térmico que el hormigón. Se “mejora la eficiencia energética” de la construcción, como se comenta en el punto 7.3 del objetivo 7, energía asequible y no contaminante.

Por último, la dedicación de Dieste por instruir a gente no cualificada para facilitar su acceso al entorno laboral se puede relacionar con el objetivo 4, que propone “promover oportunidades de aprendizaje durante toda la vida para todos”.

En conclusión, pese a que durante la época en la que Eladio Dieste dio vida a sus estructuras no existía esa concienciación por los objetivos marcados por la Agenda 2030, la obra de Eladio Dieste, más allá de cuales fueran sus verdaderas motivaciones, plantea soluciones válidas para lograr los Objetivos de Desarrollo Sostenible.



Figura 6.1 Objetivos de Desarrollo Sostenible

VII. CONCLUSIONES

El presente trabajo partía con el objetivo principal de analizar el comportamiento estructural de la Terminal de ómnibus de la compañía Turlit, en Salto, diseñada por el ingeniero Eladio Dieste en 1979.

Para ello se han planteado una serie de objetivos secundarios que han dado lugar a los diferentes apartados que componen el trabajo y sobre los cuales podemos extraer diversas conclusiones.

- En primer lugar se ha estudiado la vida y pensamiento de Dieste, así como los antecedentes históricos sobre los que se sitúa su obra.

A pesar de que ya se había visto con anterioridad ejemplos de obras que utilizaban la combinación de cerámica, hormigón y acero, es Dieste el que le da un nombre y posiciona el ladrillo como uno de los materiales estructurales del siglo XX (A. M. Marín Palma, 2017).

En ocasiones se ha relacionado la cerámica armada con las bóvedas catalanas de Guastavino. Se ha comprobado cómo tanto a nivel constructivo como estructural son sistemas bien diferenciados.

Desde mediados del siglo XIX y durante la vida de Dieste existe un auge de las estructuras laminares. Varios son los arquitectos e ingenieros que trabajan con hormigón armado con el fin de cubrir el mayor espacio con la menor cantidad de material. Dieste no solo consigue posicionarse como un referente en este campo, sino que lo hace empleando la cerámica como material principal, consiguiendo resultados tan válidos como aquellos que trabajaron con hormigón armado.

Respecto al pensamiento del autor, se observa como la arquitectura de Dieste puede considerarse pionera en conceptos de sostenibilidad, que

para la época no estaban tan asimilados. Aboga por el uso de materiales naturales, haciendo un uso racional de ellos, en ocasiones reutilizables y buscando el aprovechamiento de la luz natural (Mas Guindal & Adell, 2005).

- En segundo lugar se ha investigado sobre la técnica de la cerámica armada. Se ha profundizado en las cáscaras autoportantes de directriz catenaria sin tímpanos, explicando el proceso constructivo, detallando los materiales empleados y las ventajas que supone.

Eladio Dieste proyecta una serie de tipologías a la hora de cubrir espacios y donde cada solución se adapta a unas necesidades estructurales. Se demuestra así la gran versatilidad que ofrece la cerámica armada, al igual que la destreza técnica y creativa de Dieste.

La cerámica armada supone una alternativa eficaz, económica y elegante del hormigón armado en su país (A. M. Marín Palma, 2017).

- En tercer lugar se ha hecho una aproximación al comportamiento de las estructuras laminares, en concreto de las láminas cilíndricas.

Aprovechando conjuntamente la acción de la forma, donde el arco funicular de una distribución de cargas es capaz de transmitir esfuerzos sin generar flexión, y la acción de la superficie, en la que se puede establecer una geometría en la cual las cargas actúen paralelas a la superficie, lo que hace que la lámina trabaje por su mecanismo como membrana, es posible diseñar estructuras capaces de resistir grandes esfuerzos con muy poco material, sin renunciar por ello a la capacidad estética del conjunto.

- En cuarto lugar se ha modelizado y calculado la estructura y se ha procedido al análisis de los resultados.

En cuanto a las acciones, estas son en su mayoría gravitatorias, pesos propios y sobrecarga de uso. La combinación más desfavorable en la mayoría de casos se producía con la introducción del viento en dirección longitudinal actuando hacia abajo, pese a que el viento no supone un gran porcentaje de las cargas aplicadas. El viento produce efectos principalmente en la deformación vertical, mientras que los empujes laterales, más desfavorables en el sentido transversal, se mantienen iguales.

A raíz de los resultados se ha podido entender con mayor precisión cuál es el comportamiento de la estructura y cuál es la función de cada uno de los elementos que la compone.

La cubierta trabaja en su mayoría a compresión debido fundamentalmente al efecto del pretensado. En el sentido longitudinal, las bóvedas se comportan como vigas en voladizo.

La hilera central de pilares es la encargada de transmitir los esfuerzos de compresión de la cubierta, provocados principalmente por las cargas gravitatorias. Además, los pilares extremos son los encargados de transmitir los empujes horizontales a la cimentación. Por otro lado, la hilera trasera de pilares tiene una función de tirante, para soportar las tracciones generadas por el descenso de la zona en voladizo de la cubierta y que tiende a elevar la parte opuesta. En esta parte trasera los empujes laterales están absorbidos por unos tirantes en cabeza de pilar.

El forjado intermedio es fundamental para el correcto funcionamiento de la estructura, ya que la viga que ata los pilares actúa de tirante para contrarrestar el empuje lateral en los extremos de la cubierta. Esto

condiciona la distribución de momentos flectores en la hilera de soportes centrales, los cuales se adaptan su geometría y orientación para trabajar según la forma óptima. Estas directrices también se aplican a la hora de diseñar el encuentro de la viga de atado con los pilares.

Los muros de fábrica contribuyen a mejorar el comportamiento frente al empuje del viento, sobre todo en la dirección transversal, más desfavorable.

Los aleros extremos también resultan imprescindibles. Dan rigidez en los bordes de la cubierta, lo que permite reducir considerablemente las deformaciones en el borde exterior del voladizo y que tienden a cerrarse hacia el interior.

La introducción del pretensado supone un cambio muy importante en el comportamiento de la estructura. Sin el pretensado tenemos deformaciones negativas en todo el voladizo, con concentraciones en los extremos. Con el pretensado las deformaciones máximas se reducen considerablemente, permitiendo que sean admisibles, y las bóvedas centrales se deforman sensiblemente hacia arriba. Por el contrario, se producen compresiones en la coronación de las bóvedas. Se ha comprobado como esta variación de tensiones permite reducir considerablemente el armado entre las piezas cerámicas. Por lo tanto, a diferencia de cómo se encontraba en el artículo de "Eladio Dieste y la cerámica estructural en Uruguay" (Mas Guindal & Adell, 2005), se concluye que la función del pretensado va más allá de controlar la fisuración por retracción del cemento.

- Por último, una vez valorados todos los apartados por separado, se pueden establecer una serie de conclusiones globales.

Dieste consigue elevar la expresión formal de un material autóctono, el ladrillo, con una técnica nueva que nos recuerda a los sistemas tradicionales del lugar, dotándolo de identidad propia (Trallero Sanz & Marín Palma, 2005).

Para llegar a entender en profundidad la obra de Dieste, es imprescindible conocer el proceso constructivo, ya que cada parte del proyecto no es casual y responde a una necesidad (Mas Guindal & Adell, 2005).

En la obra de Dieste existe una relación muy estrecha entre forma, función y estructura. Dieste crea un lenguaje muy variado y de gran expresividad, sin caer por ello, en caprichos formales (Dieste & Palma, 2000).

A nivel estructural, la cerámica armada pretensada tiene la capacidad de ofrecer resultados igualmente válidos que las estructuras en hormigón armado. Pese a ello, no debemos ver a la cerámica armada como un sustitutivo del hormigón, sino como la combinación de dos materiales con sus ventajas, que de unirse siguiendo las formas apropiadas, se pueden obtener resultados beneficiosos (Pedreschi, 2004).

En definitiva, con el análisis efectuado se ha comprobado como la estructura de la Terminal de ómnibus de la compañía Turlit presenta un buen comportamiento estructural y plantea un diseño coherente que se ajusta a las necesidades del proyecto.

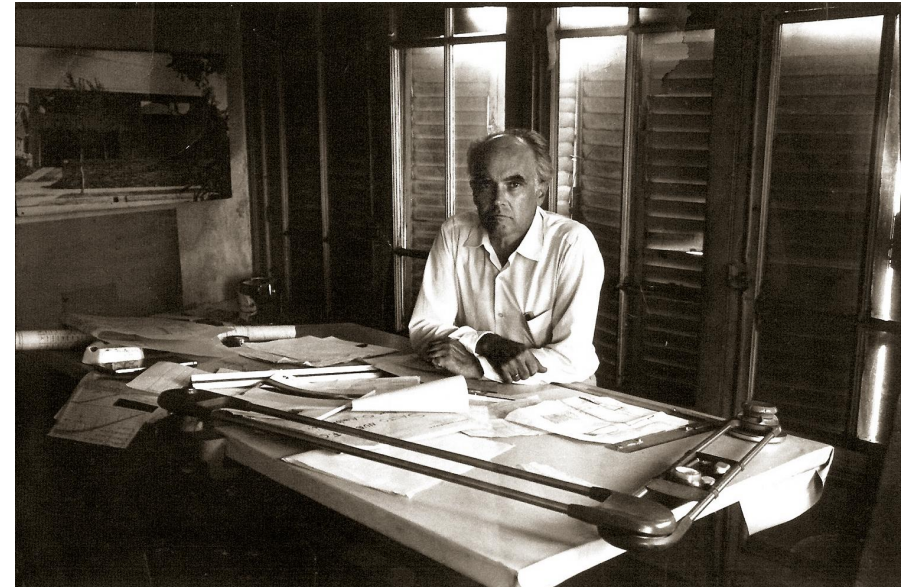


Figura 7.1 Eladio Dieste

BIBLIOGRFÍA

- AA.VV. (n.d.). *Terminal Municipal de Ómnibus - Eladio Dieste*. Retrieved July 23, 2021, from <http://www.fadu.edu.uy/eladio-dieste/obras/terminal-municipal-de-omnibus/>
- AA.VV. (2021). *La Iglesia de Atlántida, en Uruguay, fue declarada Patrimonio Mundial de la Humanidad por la UNESCO*. UNESCO. Retrieved July 29, 2021, from <https://es.unesco.org/news/iglesia-atlantida-uruguay-fue-declarada-patrimonio-mundial-humanidad-unesco>
- AA.VV. (1977). Palacio de Deportes de Oviedo. *Informes de La Construcción Vol. 29, N° 287, 29*.
- Cabeza Lainez, J. M., & Almodóvar Melendo, J. M. (1996). Las bóvedas de cerámica armada en la obra de Eladio Dieste. Análisis y posibilidades de adaptación a las condiciones constructivas españolas. *Historia*, 19–21.
- Cordero Toral, J. F. (2014). *Arquitectura de un futuro pasado*. 18–20.
- Dieste, E. (2000). La conciencia de la forma. *Eladio Dieste*. <https://doi.org/10.1680/edtectca.27725>
- Dieste, E., & Palma, A. M. M. de. (2000). Eladio Dieste, el arte de construir en ladrillo. *Historia*, 26–28.
- Engel, H. (2006). Sistemas de estructuras. *Editorial Gustavo Gili S.L.*, 1–57.
- Grompone, J. (2011). *Eladio Dieste, maestro de la ingeniería*. 1–36.
- Jiménez Torrecillas, A. (1997). *Eladio Dieste 1943 - 1996.pdf*.
- Jordá Such, C. (2002). Eduardo Torroja: la vigencia de un legado. *Angewandte Chemie International Edition*, 6(11), 951–952. Retrieved July 29, 2021, from <https://es.unesco.org/news/iglesia-atlantida-uruguay-fue-declarada-patrimonio-mundial-humanidad-unesco>
- Marín, A. M., & Barluenga Badiola, G. (2014). Eladio Dieste y la cerámica armada: la forma de lo resistente. *Arquitecturas Del Sur*, 32(45), 90–103.
- Marín Palma, A. (2014). Eladio Dieste y la tecnología de la cerámica armada. *Arquitecturas Del Sur*, 32(45), 90–103.
- Marín Palma, A. M. (2007). Cáscaras autoportantes de directriz catenaria sin tímpanos en cerámica armada. *Historia*, 7–9.
- Marín Palma, A. M. (2016). *Eladio Dieste En El Corredor Del Henares*. 989–998.
- Marín Palma, A. M. (2017). Seminario Torroja. Eladio Dieste y la cerámica armada. In *Instituto Torroja TV*. <https://www.youtube.com/watch?v=naoM6QMOJc>
- Martí, C. (2001). La iglesia de San Pedro en Durazno. *Documents de Projectes d'Arquitectura*, 15, 58–63.
- Mas Guindal, A. J., & Adell, J. M. (2005). Eladio Dieste y la cerámica estructural en Uruguay. *Informes de La Construcción*, 56(496), 13–23. <https://doi.org/10.3989/ic.2005.v57.i496.459>

Pedreschi, R. (2004). Structural innovation in pre-stressed brickwork. *Construction and Building Materials*, 18(2), 99–109. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2003.08.013>

Romero Hernández, A. (2013). *Estructuras de concreto. Resumen de cúpulas, plegaduras y bóvedas de cáscara cilíndrica*. 1–11.

Salvadori, M., & Heller, R. (1987). *Estructuras para arquitectos*.

Torroja Cavanillas, J. A. (n.d.). *Eduardo torroja. Una visión personal*.

Torroja Miret, E. (1957). *Razón y ser de los tipos estructurales*.

Trallero Sanz, A., & Marín Palma, A. M. (2005). El nacimiento de la cerámica armada. *Cuarto Congreso Nacional de Historia de La Construcción*, (19), 707–715.

SOFTWARE

Alonso Durá, Adolfo. (2021). Angle (01-01-2021) [Software].

Autodesk. (2020). AutoCAD (2020) [Software].

BIBLIOGRAFÍA FOTOGRÁFICA

I. INTRODUCCIÓN

Biografía

Figura 1.1 Eladio Dieste. Autor: Alberto Mengual Muñoz. Fuente: https://www.urbipedia.org/hoja/Eladio_Dieste

Antecedentes

Figura 1.2 Detalle Saint Jean de Montmartre. Autor: TWLESLIE (2014). Fuente: <https://architecturefarm.wordpress.com/2014/05/18/st-jean-de-montmartre/>

Figura 1.3 Estación Central de Buffalo. Autor: Jose Juan Barba (2016). Fuente: <https://www.metalocus.es/es/noticias/rafael-guastavino-el-arquitecto-de-nueva-york>

Figura 1.4 Maisons Jaoul. Autor fotografías: Cemal Emden (1995). Fuente: <http://hicarquitectura.com/2020/06/le-corbusier-maisons-jaoul/>

Figura 1.5 Sección parcial Palacio de Deportes de Oviedo. Autor desconocido (2016). Fuente: <http://arquitecturadeasturias.com/obras/palacio-de-los-deportes-de-oviedo/>

Figura 1.6 Pabellón del cemento. Autor: Ben Huser (2010). Fuente: <https://benhuser.com/2010/11/28/la-biennale-di-venezia-people-meet-in-architecture/>

Figura 1.7 Hangares Orly. Autor: Octavio Domosti (2001). Fuente: <https://www.jotdown.es/2011/11/los-hypars-de-felix-candela-i/>

Figura 1.8 Frontón Recoletos. Autor: Alberto Mengual Muñoz. Fuente: https://www.urbipedia.org/hoja/Front%C3%B3n_Recoletos

Figura 1.9 Hangares en Orvieto, Nervi, 1935. Autor desconocido. Fuente: <http://www.diedrica.com/2013/11/orvieto-aircraft-hangar.html>

II. LA CERÁMICA ARMADA

Origen

Figura 2.1 Casa Berlinghieri. Autor desconocido (2018). Fuente: <https://arqtemple.blogspot.com/2017/10/casa-berlingieri-planos-planta-baja-la.html>

Figura 2.2 Detalle constructivo casa Berlinghieri. Autor fotografías: Aldo Facho Dede (2011). Fuente: <https://habitar-arq.blogspot.com/2011/06/casa-en-punta-ballena.html?m=1>

Tipologías estructurales de cubierta

Figura 2.3 Bóvedas autoportantes de directriz catenaria sin tímpanos. Fuente: (Marín & Barluenga Badiola, 2014)

Figura 2.4 Bóvedas gausas. Autor: Josep Maria Adell. Fuente: https://www.researchgate.net/figure/Figura-3-Vista-del-conjunto-de-una-nave-con-Bovedas-Gausas-atirantadas_fig3_43121613_A partir de (Mas Guindal & Adell, 2005).

Figura 2.5 Láminas plegadas. Fuente: (Martí, 2001)

Figura 2.6 Iglesia de San Pedro, Durazno, 1971. Autor desconocido.
Fuente: <https://pym.de/en/filme/dieste-uruguay>

Figura 2.7 Gimnasio polideportivo, Durazno, 1974. Autor desconocido.
Fuente: <http://www.fadu.edu.uy/eladio-dieste/obras/polideportivo/>

Figura 2.8 Garaje Carugatti, Montevideo, 1978. Autor desconocido.
Fuente: <https://nomada.uy/guide/view/attractions/3933>

Cascaras autoportantes sin tímpanos

Figura 2.9 Construcción bóveda Gausa. Autor desconocido. Fuente: <https://architectureofdoom.tumblr.com/post/61288722132/subtilitas-how-to-build-a-gaussian-vault-that>

Figura 2.10 Disposición armadura de pretensado, antes de aplicar tensiones. Fuente: Pedreschi, R. (2004). Structural innovation in pre-stressed brickwork. *Construction and Building Materials*, 18(2), 99–109. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2003.08.013>

Imagen 2. 11 Gato diseñado por Eladio Dieste. Autor: Remo Pedreschi (2004). Fuente: (Pedreschi, 2004)

Figura 2. 12 Elementos que componen una bóveda gausa. Autor: Josep Maria Adell. Fuente: https://www.researchgate.net/figure/Figura-3-Vista-del-conjunto-de-una-nave-con-Bovedas-Gausas-atirantadas_fig3_43121613_A partir de (Mas Guindal & Adell, 2005).

Figura 2.13 Construcción bóveda autoportante de los Pabellones de Comerciantes. Fuente: Días Comas, C. E. (1999). Mercado Central de Porto Alegre. *Dpa*, 15, 32–37.

Figura 2.14 Esquema de pretensados. Fuente: (A. Marín Palma, 2014)

Comportamiento estructural: membrana

Figura 2.15 Distribución de flexiones en un arco. Fuente: (Engel, 2006)

Figura 2.16 Influencia curvatura transversal. Fuente: (Engel, 2006)

Figura 2.17 Resistencia por la forma. Fuente: (Salvadori & Heller, 1987)

Figura 2.18 Acción portante lámina curvatura simple. Fuente: (Engel, 2006)

Figura 2.19 Mecanismo portante lámina curvatura simple. Fuente: (Engel, 2006)

Figura 2.20 Bóveda cilíndrica autoportante. Fuente: (Romero Hernández, 2013)

Figura 2.21 Esfuerzos en membrana. Fuente: (Romero Hernández, 2013)

Figura 2.22 Tensiones de una lámina cilíndrica. Fuente: (Torroja Miret, 1957)

Figura 2.23 Flexión en el borde de la lámina y losa de rigidización. Fuente: (Engel, 2006)

Figura 2.24 Cortante en el borde de la lámina. Fuente: (Salvadori & Heller, 1987)

III. ESTACIÓN DE ÓMNIBUS DE LA COMPAÑÍA TURLIT

Antecedente

Figura 3.1 Estación ómnibus Salto. Autor desconocido. Fuente: <http://nomada.uy/guide/view/attractions/4087> extraída del Instituto de Historia de Arquitectura de la Universidad de la República de Uruguay

Figura 3.2 Estación de ómnibus de Salto, bóveda exterior. Autor: Arinda (2010). Fuente: <http://arindabo.blogspot.com/2010/12/10-de-diciembre-de-1917-nace-eladio.html>

Descripción del proyecto

Figura 3.3 Terminal de ómnibus de la compañía Turlit, aspecto original. Fuente: (Dieste, 2000)

Figura 3.4 Terminal de ómnibus de la compañía Turlit, aspecto actual. Autor desconocido. Fuente: <https://es.paperblog.com/ex-terminal-de-omnibus-de-salto-e-dieste-4064602/>

Figura 3.5 Terminal de ómnibus de la compañía Turlit, vista lateral. Autor desconocido. Fuente: <https://onsitereview.ca/miscellanea/2013/1/7/eladio-diestes-bricks.html>

Figura 3.6 Terminal de ómnibus de la compañía Turlit, detalle cubierta. Autor: Pedro Bustamnte (2010) <http://migrandtour.blogspot.com/2010/04/creo-en-dieste-arquitecto-ingeniero.html>

Detalles constructivos

Figura 3.7 Esquema cargas en soportes exteriores. Fuente: Elaboración propia

Figura 3.8 Detalle constructivo losa aligerada. Fuente: Instituto de Historia de la Arquitectura de la Universidad de la República de Uruguay

Figura 3.9 Detalle constructivo soportes exteriores. Fuente: Instituto de Historia de la Arquitectura de la Universidad de la República de Uruguay

Figura 3.10 Detalle constructivo soportes interiores. Fuente: Instituto de Historia de la Arquitectura de la Universidad de la República de Uruguay

Documentación gráfica

Figura 3. 11 Planta cubierta. Fuente: Instituto de Historia de la Arquitectura de la Universidad de la República de Uruguay

Figura 3. 12 Alzado bóveda exterior izquierda. Fuente: Instituto de Historia de la Arquitectura de la Universidad de la República de Uruguay

Figura 3. 13 Detalle bóvedas; alzado lateral. Fuente: Instituto de Historia de la Arquitectura de la Universidad de la República de Uruguay

Figura 3. 14 Planta forjado; plantilla pilares. Fuente: Instituto de Historia de la Arquitectura de la Universidad de la República de Uruguay

Figura 3. 15 Plantilla vigas; alzado bóveda exterior izquierda. Fuente: Instituto de Historia de la Arquitectura de la Universidad de la República de Uruguay

Figura 3. 16 Planta cubierta. Fuente: Instituto de Historia de la Arquitectura de la Universidad de la República de Uruguay

Figura 3. 17 Detalle bóvedas. Fuente: Instituto de Historia de la Arquitectura de la Universidad de la República de Uruguay

Figura 3. 18 Detalle cables de pretensado. Fuente: Instituto de Historia de la Arquitectura de la Universidad de la República de Uruguay

IV. ESTUDIO DE LA ESTRUCTURA

Modelización

Figura 4.1 Modelo, axonometría, perfil y alzado. Fuente: Elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 4.2 Sección losa aligerada y forjado ficticio. Fuente: elaboración propia

Figura 4.3 Planta losa aligerada, ámbito para el cálculo de la densidad equivalente. Fuente: elaboración propia

Asignación cargas

Figura 4.4 Tabla C.5 Peso propio de elementos constructivos. Fuente: Documento Básico, Seguridad Estructural, Acción Estructural, 2009

Figura 4.5 Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso. Fuente: Documento Básico, Seguridad Estructural, Acción Estructural, 2009

Figura 4.6 Distribución valores sobrecarga de uso. Fuente: elaboración propia

Figura 4.7 Tabla D.9 Cubiertas múltiples. Fuente: Documento Básico, Seguridad Estructural, 2019

Figura 4.8 Tabla D.12 Cubiertas cilíndricas. Fuente: Documento Básico, Seguridad Estructural, Acción Estructural, 2009

Figura 4.9 Tabla D.10 Marquesinas a un agua. Fuente: Documento Básico, Seguridad Estructural, Acción Estructural, 2009

Figuras 4.10 Esquema de distribución de presiones de viento en el sentido transversal. Fuente: elaboración propia

Combinación de cargas

Figuras 4.11 Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones. Fuente: Documento Básico, Seguridad Estructural, 2019.

Figura 4.12 Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ). Fuente: Fuente: Documento Básico, Seguridad Estructural, 2019.

Figura 4.13 Tabla 12.1.a Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límites Últimos. Fuente: EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural

Tabla 1. Combinaciones de cargas para Estados Límites Últimos. Fuente: elaboración propia

Tabla 2. Combinaciones de cargas para Estados Límites de Servicio: Fuente: elaboración propia

V. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Figura 5.1 Tensiones S_x , ELU_3. Fuente: elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 5.2 Tensiones S_y , ELU_1. Fuente: elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 5.3 Tensiones Principales Compresión, ELU_1 Fuente: elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 5.4 Deformaciones D_z , axonometría y alzado, ELS_1. Fuente: elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 5.5 Tensiones S_x , ELU_4. Fuente: elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 5.6 Deformaciones D_z , ELS_5. Fuente: elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 5.7 Deformaciones D_z , ELS_7. Fuente: elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 5.8 Tensiones S_x , detalle alero, ELU_16. Fuente: elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 5.9 Tensiones S_x , ELU_6. Fuente: elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 5.10 Deformaciones D_z , ELS_1. Fuente: elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 5.11 Momentos M_z , soporte exterior, ELU_1. Fuente: elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 5.12 Momentos M_y , ELU_1. Fuente: elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 5.13 Cortantes, soportes exterior, ELU_1. Fuente: elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 4.14 Cortantes, encuentro soporte central-forjado, ELU_1. Fuente: elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 4.15 Axiles, ELU_1. Fuente: elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 4.16 Axiles, tirante posterior, ELU_1. Fuente: elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 4.17 Deformaciones D_z , axonometría y planta, ELS_1. Fuente: elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 4.18 Deformaciones D_y , con muros, hipótesis 6. Fuente: elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 4.19 Deformaciones D_y , sin muros, hipótesis 6. Fuente: elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 4.20 Deformaciones D_z , modelo 3, ELS_1. Fuente: elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 4.21 Deformaciones D_z , modelo 6, ELS_1. Fuente: elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 4.22 Tensiones principales de compresión, modelo 3, ELU_1. Fuente: elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 4.23 Tensiones principales de compresión, modelo 6, ELU_6.
Fuente: elaboración propia mediante el programa Angle

Figura 4.24 Deformaciones Dz, ELS_1. Fuente: elaboración propia
mediante el programa Angle

VI. OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE

Figura 6.1 Objetivos de desarrollo sostenible. Fuente:
<https://www.un.org/sustainabledevelopment/es/news/communications-material/>

VII. CONCLUSIONES

Figura 7.1 Eladio Dieste. Autor: Joaquín Medina Warmburg (2017).
Fuente: <https://arquitecturaviva.com/articulos/eladio-dieste-un-centenario>