



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA
SUPERIOR DE
ARQUITECTURA

ESTUDIO, ANÁLISIS Y MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA
DEL CLUB DE YATES DE SANTA PAULA, DE JÓAO BATISTA
VILANOVA ARTIGAS, MEDIANTE SAP2000



GRADO EN FUNDAMENTOS DE LA ARQUITECTURA
TRABAJO FINAL DE GRADO

Claudia Miralles Castelló
Tutor: David Gallardo Llopis
Curso académico 2016/2017



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA
SUPERIOR DE
ARQUITECTURA

ESTUDIO, ANÁLISIS Y MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL CLUB DE YATES DE SANTA PAULA, DE JÓAO BATISTA VILANOVA ARTIGAS, MEDIANTE SAP2000

GRADO EN FUNDAMENTOS DE LA ARQUITECTURA
TRABAJO FINAL DE GRADO

Claudia Miralles Castelló

Tutor: David Gallardo Llopis

Curso académico 2016/2017

RESUMEN

La estructura de un edificio no tiene por qué ser solo su esqueleto, muchas veces arquitectura y estructura están tan relacionadas que la una no se puede concebir sin la otra.

Este es el caso del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula, del arquitecto brasileño João Batista Vilanova Artigas. Esta obra, en la que solo hay estructura, se ha convertido en un icono de la arquitectura brutalista paulista.

A lo largo de este trabajo se pretende realizar el estudio, análisis y modelización de la estructura del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula mediante el programa de cálculo de estructuras SAP 2000.

Para abordar este estudio se ha realizado una investigación acerca del arquitecto Vilanova Artigas, el contexto histórico en el que desarrolló su carrera profesional y el estilo arquitectónico que defendió, así como un análisis de las características del proyecto de estudio.

Esta primera parte será de gran utilidad para realizar el estudio y análisis de la estructura del edificio, que se llevará a cabo mediante la herramienta informática SAP2000, incorporando un modelo de su estructura con los detalles adecuados para que los resultados sean lo más fieles posibles a la realidad.

A partir de los resultados de este análisis efectuado, se llegará a unas conclusiones respecto a la validez del modelo, así como de la respuesta estructural del edificio.

Una vez analizado el comportamiento estructural, se desarrollarán con más detalle algunos elementos estructurales de más interés del proyecto.

Hormigón Armado | Elementos Finitos | Modelo | Garaje de Barcos | Arquitectura

RESUM

L'estructura d'un edifici no té per què ser només el seu esquelet, moltes vegades arquitectura i estructura estan tan relacionades que l'una no es pot concebre sense l'altra.

Aquest és el cas del Garatge de Vaixells del Club de lots de Santa Paula, de l'arquitecte brasiler João Batista Vilanova Artigas. Esta obra, en què només hi ha estructura, s'ha convertit en una fita de l'arquitectura brutalista paulista.

Al llarg d'aquest treball es pretén realitzar l'estudi, anàlisi i modelització de l'estructura del Garatge de Vaixells del Club de lots de Santa Paula per mitjà del programa de càlcul d'estructures SAP2000.

Per tal d'abordar este estudi s'ha realitzat una investigació sobre l'arquitecte Vilanova Artigas, el context històric en què va desenvolupar la seua carrera professional i l'estil arquitectònic que va defensar, així com una anàlisi de les característiques del projecte d'estudi.

Esta primera part serà de gran utilitat per a realitzar l'estudi i anàlisi de l'estructura de l'edifici, que es durà a terme per mitjà de la ferramenta informàtica SAP 2000, incorporant un model de la seua estructura amb els detalls adequats perquè els resultats siguin el més fidels possibles a la realitat.

A partir dels resultats d'este anàlisi efectuat, s'arribarà a unes conclusions respecte a la validesa del model, així com de la resposta estructural de l'edifici.

Una vegada analitzat el comportament estructural, es desenvoluparan amb més detall alguns elements estructurals de més interès del projecte.

Formigó Armat | Elements Finitis | Model | Garatge de Vaixells | Arquitectura

SUMMARY

The structure of a building does not have to be only its skeleton but often architecture as well since structure can never be conceived without architecture.

The boathouse for Santa Paula Yatch Club by the Brazilian architect Joao Batista Vilanova Artigas is an example of what referred above. This project has turned into an icon of brutalist Paulist architecture as the structure is its basis only.

Throughout this project it is intended to carry out the study, analysis and modeling of the boathouse for Santa Paula Yatch Club through purpose structural program SAP2000.

The investigation has approached the well-known architect Vilanova Artigas's life and work, the historical background in which he developed his professional career and architectural style he defended as well as an analysis of this project study traits.

This first part will be of great usefulness to carry out with the study and analysis of the building structure, which will be carried out through the computer tool SAP2000, including a model of its structure with the suitable details for the results to be as accurate as possible to reality.

On the basis of the results obtained there will be conclusions regarding the model validity as well as the building structural response.

Once the behavior of the structure analysed, further details referring some structural elements of higher relevance in the project will be developed.

Reinforced Concrete | Finite Elements | Model | Boat Garage | Architecture

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	pág. 6
2.	LA CIUDAD DE SÃO PAULO	pág. 6
3.	JOÃO BATISTA VILANOVA ARTIGAS.....	pág. 9
4.	LA ESCUELA PAULISTA	pág. 13
5.	EL GARAJE DE BARCOS DEL CLUB DE YATES DE SANTA PAULA	pág. 16
6.	DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.....	pág. 23
7.	PRESCRIPCIONES APLICABLES	pág. 27
8.	MODELO DE CÁLCULO	pág. 28
8.1.	Geometría	pág. 28
8.2.	Propiedades de los materiales	pág. 30
8.2.1.	Propiedades y coeficientes parciales de seguridad	pág. 31
8.2.2.	Durabilidad.....	pág. 34
8.3.	Secciones de los elementos	pág. 35
8.4.	Condiciones de enlace	pág. 39
8.5.	Acciones sobre la estructura	pág. 40
8.6.	Método de cálculo	pág. 41
9.	EVALUACIÓN DE LAS ACCIONES.....	pág. 41
9.1.	Clasificación de las acciones.....	pág. 41
9.2.	Acciones permanentes	pág. 41
9.3.	Acciones variables.....	pág. 42
9.3.1.	Sobrecarga de uso	pág. 43
9.3.2.	Viento	pág. 43
9.3.3.	Nieve	pág. 51
9.4.	Acciones extraordinarias	pág. 51
9.4.1.	Sismo.....	pág. 51
9.5.	Aplicación de acciones sobre la estructura	pág. 52
10.	VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD	pág. 52
11.	COMBINACIÓN DE ACCIONES	pág. 53
11.1.	Combinación de acciones y coeficientes de seguridad	pág. 53
11.1.1.	Coeficientes de ponderación de las acciones para ELU	pág. 53
11.1.2.	Coeficientes de ponderación de las acciones para ELS	pág. 54
11.2.	Combinación de Estado Límite Último	pág. 55
11.3.	Combinación de Estado Límite de Servicio	pág. 56
12.	COMPROBACIONES DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA.....	pág. 56
12.1.	Comprobación de los Estados Límite de Servicio	pág. 57

12.1.1. Comprobación a flechas verticales	pág. 57
12.1.2. Comprobación a flechas horizontales	pág. 66
12.2. Comprobación de los Estados Límite Últimos	pág. 67
12.2.1. Vigas principales	pág. 67
12.2.2. Vigas nervadas	pág. 72
12.2.3. Apoyo de las vigas principales	pág. 76
12.3. Revisión de la comprobación de los Estados Límite de Servicio	pág. 78
13. POSTESADO DE LA ESTRUCTURA.....	pág. 84
14. CONCLUSIONES.....	pág. 94
BIBLIOGRAFÍA.....	pág. 96
ÍNDICE DE IMÁGENES.....	pág. 99

1. INTRODUCCIÓN

Una obra de arquitectura no solo es consecuencia de una serie de aspectos formales, sino que ésta es consecuencia de aspectos tan diversos como la funcionalidad, la técnica constructiva, el sistema estructural empleado, los requisitos urbanísticos, etc. Todos estos elementos forman un conjunto que le dan la imagen final a la construcción.

Cada una de las piezas que dan lugar a la configuración arquitectónica deben armonizar entre ellas, de tal manera que se le debe dar importancia a todos los factores que van a formar parte del diseño arquitectónico. Esto significa que desde las primeras etapas del proyecto es fundamental que el proyectista tenga en cuenta aspectos tan importantes como la estructura y la técnica constructiva, para que la construcción sea coherente en todo su conjunto.

Las obras maestras de la arquitectura de todos los tiempos lo son por esta razón, porque en ellas todas las piezas armonizan y encajan entre sí.

Este es el caso del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula, obra del arquitecto brasileño João Batista Vilanova Artigas, en la que su forma es consecuencia de aspectos funcionales, constructivos y estructurales, entre otros. Gracias al sistema estructural elegido por el arquitecto, y el material utilizado para ello, se llegó a crear un pabellón para el almacenamiento de yates de los socios del club. A pesar de las grandes dimensiones de la construcción, ésta solo descansa en ocho puntos estratégicamente dispuestos para permitir luces de hasta 30 metros y un espacio interior libre de soportes.

Este icono de la arquitectura paulista está formado básicamente por su estructura. Por ello, a lo largo de este trabajo se va a justificar la solución adoptada por el arquitecto. Para poder llevar a cabo el estudio estructural de la obra de Vilanova Artigas, se va a utilizar el programa informático SAP2000 que permite analizar las estructuras a partir de un modelo, para obtener una serie de resultados que hagan posible el cálculo de las mismas.

2. LA CIUDAD DE SÃO PAULO

A lo largo del siglo XX, la ciudad de São Paulo sufrió su gran cambio, convirtiéndose en la imagen de la ciudad moderna brasileña, ya que, como indica Andréa de Oliveira Tourinho en su trabajo sobre la memoria paulista, la transformación de la propia Brasilia a finales de los años 50 no fue capaz de representar las ideas de progreso y de innovación que representa São Paulo.

A pesar de que el origen de la ciudad se dio hace unos 460 años, la consolidación de la ciudad tal y como se conoce hoy en día se dio entre la última década del siglo XIX y las primeras del siglo XX. José Tadeu Arantes, en su artículo *“La difusión de la arquitectura moderna en São Paulo a comienzos de la década de 1960”* data la transformación del núcleo original de la ciudad entre los años 1930 y 1950, periodo durante el cual el casco antiguo de la ciudad fue profundamente modificado, produciéndose a partir de este momento el auge de la ciudad moderna.

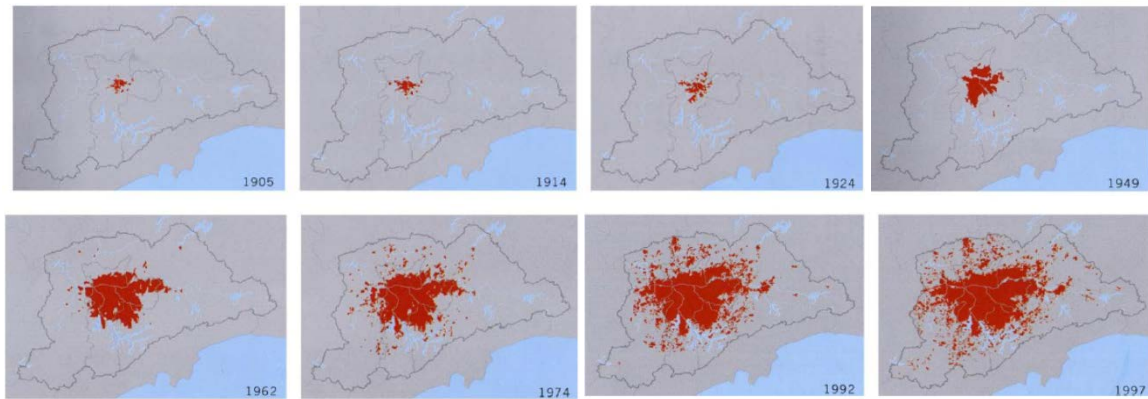


Imagen 1: Expansión urbanística de São Paulo 1905 – 1997.

Fuente: Laboratorio de Urbanismo de la ciudad

Con la expansión de la producción del café a finales del siglo XIX, la ciudad comenzó su proceso de industrialización, según Andréa de Oliveira Tourinho. El enriquecimiento que tuvo lugar en ese periodo permitió sentar las bases para el establecimiento de una poderosa oligarquía regional y la diversificación de sus actividades, y que fuese necesario el desarrollo de la ciudad y la sociedad de São Paulo en condiciones de modernidad.

Nicolau Sevecenko, en su libro *“São Paulo, sociedad y cultura en los oscuros años 20”*, explica que los procesos de metropolización, la industrialización propiciada por el gran crecimiento industrial del periodo posterior a la Primera Guerra Mundial y la modernización, ganó importancia en la década de 1920 con el establecimiento de un orden social más complejo, que surge de la búsqueda de una nueva identidad social y la destrucción de la ciudad colonial.



Imagen 2: Plaza del Patriarca en São Paulo en 1920.

Fuente: <http://www.vitruvius.com.br/revistas/read/arquitextos/07.082/259>

Esta situación exigió una respuesta cultural que permitiese “reorganizar los sistemas simbólicos y de percepción de las comunidades, en función de las exigencias del ritmo, la escala y la intensidad de la vida metropolitana moderna” (Sevecenko, 1992, pág. 18).

A partir de la década de 1950, con las políticas de desarrollo de Juscelino Kubitschek (1956-1960), que tuvieron como base una fuerte política industrial, se propició la intervención extranjera con una afluencia masiva de capital y que el estado se posicionase como agente del proceso de industrialización, lo que originó un cambio significativo en la organización de la industrialización del país, según explica Andréa de Oliveira Tourinho en su artículo sobre la modernidad paulista.



Imagen 3: Centro de São Paulo, visto desde la terraza del edificio Altino Arantes, en 1950.

Fuente: <http://blogdoims.com.br/sao-paulo-no-tempo>

Añade, además, que São Paulo desempeñó un papel importante a nivel nacional debido a su parque industrial y su enorme potencial, lo que supuso la entrada de capital extranjero y el aumento de la tecnología, así como de mano de obra, tanto trabajadora como cualificada, y el surgimiento de una clase media vinculada a las nuevas funciones de las compañías multinacionales, que debían responder a los requisitos que se iban imponiendo.

En su tesis doctoral sobre la ciudad de São Paulo y su urbanismo, Regina M. Prospero Meyer explica que, durante el periodo comprendido entre 1950 y 1960 se consolidó una cultura metropolitana en la que las nuevas formas de vida cotidiana, de pensamiento y las actividades implicaron la presencia de espacios diferenciados, ya fuese por su escala o por su complejidad. La creación de estos nuevos espacios, tanto los relacionados con los preceptos de la arquitectura clásica internacional, como los relacionados con la aceptación de los estándares de la industria y con intención de expresar la modernidad, fue responsable de la aparición una serie de edificios innovadores desde el punto de vista de la tecnología, el lenguaje y el programa.

Parfraseando a Andréa de Oliveira Tourinh, “la arquitectura que se produjo jugó un papel importante en la producción de estos nuevos espacios, estableciendo una relación entre la metrópolis y la modernidad. De hecho, las obras simbólicas de la arquitectura moderna de esta época en São Paulo se han convertido hoy en día en iconos de la ciudad”.

En el artículo de Andréa de Oliveira Tourinho se destaca el Club de Yates de Santa Paula como un excelente ejemplo de esta arquitectura moderna en la construcción de nuevos espacios de la metrópoli, que fue construido en 1961 por los arquitectos João Batista Vilanova Artigas y Carlos Cascaldi. Además, explica que este edificio revela una faceta particular de la modernidad del periodo posterior de la Segunda Guerra Mundial, un espíritu optimista e innovador en relación con la metrópoli que creció entre los años 1940 y principios de 1960, con la apuesta en los nuevos usos y programas que se generaban en la periferia de la ciudad.

3. JOÃO BATISTA VILANOVA ARTIGAS

João Batista Vilanova Artigas nació en Curitiba, la capital de la provincia de Paraná en Brasil, en 1915. Con dieciocho años se trasladó a São Paulo para estudiar, i en 1937 se graduó como arquitecto por la Escuela de Ingeniería de la Universidad de São Paulo, cuando arquitectura aún dependía de ingeniería. La mayor parte de su obra se produjo en la ciudad de São Paulo, siendo considerado uno de los protagonistas en la historia de la arquitectura en esta ciudad, tal y como explica Pedro Navarro en su artículo para la revista 2G N°54.

Según Dalva Elias Thomas, su formación estuvo influenciada por la estética clasicista y la solidez técnica tradicionales de la Escuela Politécnica de São Paulo.



Imagen 4: Vilanova Artigas en su mesa de trabajo
Fuente: <http://www.archdaily.com.br/br/tag/vilanova-artigas/page/>

Unos años después de graduarse fundó, junto a otros profesionales, la Facultad de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad de São Paulo (FAU-USP). Artigas participó activamente en la elaboración del plan de estudios de la carrera, llevando la arquitectura más allá del propio diseño del edificio, alejándose así del curso de ingeniería, según cuenta Julia Luna en su artículo “*João Batista Vilanova Artigas. Convicciones políticas expresadas en su obra*” para la revista *Metalocus*. Además de participar en la fundación de la facultad, en 1940 fue contratado como profesor asistente para enseñar arquitectura en la Universidad de São Paulo. Más tarde, en 1961, llevó a cabo el proyecto del edificio de la FAU-USP, con un diseño basado en sus propias ideas pedagógicas y con un alto compromiso político y social.



Imagen 5: FAU de la Universidad de São Paulo, en 1961

Fuente: <http://www.vilanovartigas.com/cronologia>

A partir de 1940, e influido por las convicciones marxistas que marcaron toda su carrera, según Dalva Elias Thomas, adoptó un estilo inspirado en las casas de la Pradera de Frank Lloyd Wright. Sus proyectos residenciales de esta época mostraron características de la arquitectura organicista de Wright: continuidad espacial, diferentes niveles de suelos y techos, ventanas horizontales, según la Edición Especial sobre Vilanova Artigas en la revista *Módulo*.



Imagen 6: Casita en São Paulo, de 1942. Fuente: <http://www.vilanovartigas.com/cronologia>

Además de sus actividades profesionales y docentes, Artigas también tuvo una vida política muy activa. Participó en la fundación del Departamento IAB de São Paulo (Instituto de Arquitectos Brasileños) y trabajó duramente para promoverlo entre sus compañeros así como para mejorar la participación brasileña en los congresos de la UIA (Unión Internacional de Arquitectos), tal y como se explica en el libro "Arquitectura Moderna Paulistana" de Alberto Xavier, Carlos Lemos y Eduardo Corona.



Imagen 7: Fundación del Departamento IAB de São Paulo, en 1943

Fuente: <http://www.vilanovaaartigas.com/cronologia>

Consciente de las principales cuestiones sociales del país, en 1945 se afilió al Partido Comunista de Brasil (PCB); así se explica en la Edición Especial sobre Vilanova Artigas en la revista Módulo. Su posicionamiento político y la lucha político-social ejercieron una gran influencia en su vida profesional. Plasmó sus ideologías a través del diseño de sus proyectos, que tienen una gran relación con las cuestiones sociales defendidas por él mismo.

Como se explica en "Desenhar é preciso. Viver também é preciso" de Dalva Elias Thomas, al principio de su carrera, Vilanova Artigas desconfiaba de las proposiciones de Le Corbusier y el racionalismo arquitectónico ya que se asociaba al autoritarismo político en Europa y en Brasil; mientras que el organicismo wrightiano y la integración de la naturaleza eran la expresión arquitectónica de la libertad.

Fue al final de la Segunda Guerra Mundial, en 1946, cuando Artigas obtuvo una beca de la Fundación Guggenheim para estudiar arquitectura contemporánea en los Estados Unidos. Tal y como se cuenta en el libro "Arquitectura Moderna Paulistana" de Alberto Xavier, Carlos Lemos y Eduardo Corona, tras su regreso a Brasil, se acercó al Movimiento Moderno arquitectónico brasileño, que se basaba en las ideas vanguardistas de Le Corbusier sobre arquitectura y urbanismo, y que tuvo su origen en la ciudad de Río de Janeiro con arquitectos como Oscar Niemeyer y Lucio Costa entre otros; pero parafraseando a Dalva Elias Thomas "de su periodo wrightiano siempre conservó una cierta fluidez espacial".



Imagen 8: Casa Vilanova Artigas en São Paulo, de 1949.

Fuente: <http://www.vilanovaartigas.com/cronologia>

Según el artículo *"The Artigas whirlwind"*, aunque Vilanova Artigas y Oscar Niemeyer eran amigos y compañeros del PCB, la historia de la arquitectura brasileña suele considerar a Vilanova Artigas responsable de romper con las ideas de generación que creó Brasilia (Niemeyer y Lucio Costa) y que algunos llaman Escuela Carioca. Vilanova Artigas experimenta estructuralmente en sus proyectos, pero simplificando el proceso de diseño y construcción. Utiliza el espacio abierto e interpreta las cuestiones sociales a través de una arquitectura libre de obstrucciones y puertas, pero no excesivamente bajo el hechizo de la forma libre y esa calidad del exhibicionismo que marca la Escuela Carioca.

Durante la dictadura militar (1964-1984) sus derechos políticos fueron suspendidos y se vio obligado a exiliarse a Uruguay, dejando atrás su puesto de profesor en la Universidad. No fue hasta 1979 cuando volvió a dar clases en la FAU-USP, donde siguió trabajando hasta su muerte en 1985, tal y como explica Pedro Navarro en su artículo para la revista 2G N°54.

Según este autor, Vilanova Artigas ha tenido una gran importancia en la Arquitectura Moderna de Brasil, y a partir de la corriente brutalista de la época, desarrolla su propio estilo. Fue el arquitecto que estableció las bases de la Escuela Brutalista Paulista, tal y como explican Alberto Xavier, Carlos Lemos y Eduardo Corona en su libro *"Arquitectura Moderna Paulistana"*.

Según el artículo *"The Artigas whirlwind"*, el brutalismo fue un movimiento mundial (no solo arquitectónico) que surgió de las ideas de los pensadores progresistas preocupados por cuestiones sociales, cuyas características más evidentes eran el uso de hormigón armado, normalmente visto, y con líneas básicas libres de ornamentación. Pero a diferencia de los brutalistas, Vilanova Artigas trabajaba partiendo de la continuidad de los espacios, mientras que los otros de su fragmentación.

Muchos arquitectos como Paulo Mendes da Rocha, Décio Tozzi y Ruy Ohtake fueron influenciados por sus proyectos, sus pensamientos y sus acciones. En 1985 la UIA reconoció su valor como arquitecto que le otorgó el premio Augusto Perret por la aplicación de la tecnología en arquitectura, tal y como se explica en la Edición Especial sobre Vilanova Artigas en la revista Módulo.

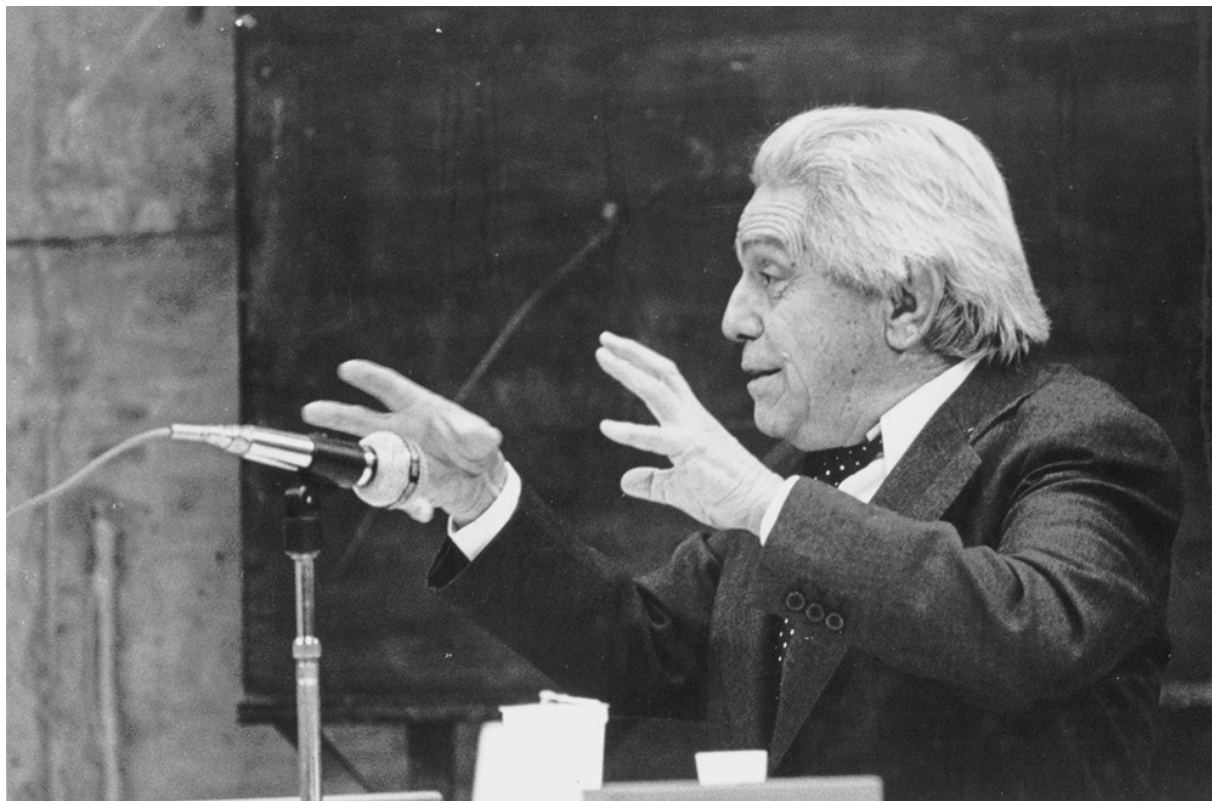


Imagen 9: Artigas ante la dirección de la FAU USP para recuperar su plaza como profesor titular, en 1984. Expuso "la función social del arquitecto". Fuente: <http://www.vilanovartigas.com/cronologia>

4. LA ESCUELA PAULISTA

Tal y como se explica en la *Enciclopedia Itaú Cultural*, Escuela Paulista es el nombre por el cual se conoce una parte importante de la producción arquitectónica moderna realizada entre las décadas de los años 50 y 70 en Brasil. Esta corriente brutalista tiene su influencia en las obras de Le Corbusier del período posterior a la Segunda Guerra Mundial, como la Unité d'Habitation en Marsella.

Este movimiento fue encabezado por el arquitecto João Batista Vilanova Artigas, y se caracterizó por llevar a cabo una arquitectura marcada por el énfasis en la técnica constructiva, por el uso del hormigón visto y por la experimentación estructural, según la *Enciclopedia Itaú Cultural*.

Vilanova Artigas se convirtió en el líder de la arquitectura paulista en 1956 con la Casa Baeta, y definió las bases de esta escuela con la secuencia de proyectos realizados entre 1959 y 1961, de entre los que destacan el Club de Yates de Santa Paula y la Facultad de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad de São Paulo, según explica José Lira en el seminario sobre Vilanova Artigas "Caminhos da arquitetura".



Imagen 10: Casa Baeta, obra de Vilanova Artigas

Fuente: <https://es.pinterest.com/pin>

Desde este momento la arquitectura que se llevó a cabo en São Paulo se caracterizó cada vez más por la introversión, la continuidad espacial garantizada por la utilización de rampas y la iluminación cenital, así como el uso de grandes luces que generan planos horizontales extensos de hormigón visto y que requieren el uso de técnicas constructivas innovadoras, como el hormigón pretensado, tal y como se explica en la *Enciclopedia Itaú Cultural*.



Imagen 11: Facultad de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad de São Paulo, obra de Vilanova Artigas, en 1961. Fuente: <http://www.vilanovartigas.com/cronologia>

Más que una búsqueda puramente estética o técnica, estas características revelaban un proyecto político para el país, apostando por la industrialización para superar el subdesarrollo de Brasil. Como ya se ha comentado anteriormente, Vilanova Artigas destacó por sus ideologías políticas que reflejó tanto en sus obras como en sus enseñanzas.

Según Vilanova Artigas era labor de los arquitectos contribuir a ese proyecto de desarrollo nacional, algo que solo podía lograrse mediante la inversión en la modernización de la técnica constructiva, empleando la técnica del hormigón armado, la racionalización del diseño orientado a la prefabricación y la mecanización de la construcción.

En este sentido, y según la *Enciclopedia Itaú Cultural*, la Escuela Paulista difiere de la Escuela Carioca de Oscar Niemeyer y Lucio Costa, ya que ésta se preocupaba más por la afirmación de un lenguaje moderno a la vez que nacional, caracterizado por la composición de una gramática racionalista con los elementos tradicionales.



Imagen 12: Congreso Nacional de Brasilia, una obra de Oscar Niemeyer.
Fuente: <http://oncubamagazine.com/cultura/el-regreso-de-niemeyer/>

Parafraseando a Josep Ferrando en su artículo para la revista DPA30, “la enseñanza de la arquitectura en São Paulo tenía una fuerte componente técnica, vinculada a la ingeniería, a diferencia de lo que sucedía en Río de Janeiro, donde constituía una rama de la escuela de Bellas Artes, basándose en los principios neoclásicos franceses. Esta formación determinó una actitud frente a los proyectos que condujo a estos arquitectos a interpretar todos los programas como grandes equipamientos públicos, con estructuras dimensionadas para salvar grandes luces que no desempeñaban el papel humilde de esqueleto, sino que expresaban la elegancia de vanos mayores”.

Entre los arquitectos de Río de Janeiro también existía la preocupación por los problemas que planteaba Vilanova Artigas y la experimentación estructural se aprecia en los diseños de Alfonso Reidy, así como en el testimonio de Oscar Niemeyer publicado en la revista Módulo.

De acuerdo con el arquitecto Hugo Segawa, la arquitectura de São Paulo también alcanzó su madurez de acuerdo con las ideologías que se generaron principalmente con la creación de la FAU-USP, donde el tema de debate trató sobre la formulación de un plan de estudios para la carrera de arquitectura.

El edificio de la FAU de la Universidad de São Paulo expresa este proyecto educativo, integrando por medio de rampas y el vacío central todas las actividades que se llevan a cabo en el centro, haciendo hincapié en el espacio de estudio y el de biblioteca. Además, se trata de un edificio sin puertas de entrada abierto a todos, es decir, un edificio que es en sí mismo la representación de la democracia, donde todas las actividades son legales, según el libro publicado por el Instituto Lina Bo e P.M. Bardi “*Vilanova Artigas: arquitetos brasileiros*”.



Imagen 13: FAU USP, obra de Vilanova Artigas.

Fuente: <https://archpaper.com>

Tal y como explica la *Enciclopédia Itaú Cultural* sobre la Escuela Paulista, si el Ministerio de Educación y Salud (MES) es el edificio que representa la arquitectura de la Escuela Carioca, el edificio de la FAU-USP es la obra principal de la Escuela Paulista.

Además de Vilanova Artigas, formaron parte de la Escuela Paulista o Brutalismo Paulista los arquitectos Paulo Mendes da Rocha, Marcelo Fragelli, Abrahão Sanovicz, Jhon Walter Toscano, Pedro Paulo de Mello Saravia y Ruy Ohtake, entre otros.

5. EL GARAJE DE BARCOS DEL CLUB DE YATES DE SANTA PAULA

Gracias al artículo de Andréa de Oliveira Tourinho sobre el conjunto del Club de Yates de Santa Paula se sabe que en 1948 se diseñó un complejo hotelero a orillas del lago Guarapiranga, en el barrio de Interlagos. Este proyecto, que debía recibir el nombre de Grand Hotel Interlagos, fue diseñado por Sanson en la línea de los hoteles de temporada de los Estados Unidos, como un atractivo para el barrio de Interlagos.



Imagen 14: Vista aérea del barrio de Interlagos, con el aeródromo a la derecha, y el conjunto del Club de Yates de Santa Paula (círculo rojo) y el lago Guarapiranga a la izquierda, en 2017.

Fuente: Google Earth.

Este proyecto terminó abandonándose por la falta de éxito que tuvo, y fue cuando la compañía Santapaula Melhoras S.A., propiedad de Adelino Boralli, adquirió la zona a principios de 1960 con la intención de conservar la estructura del edificio existente, tal y como se cuenta en el artículo.

Durante la década de los 60, el tranquilo barrio de Interlagos empezó a llamar la atención de los empresarios y poco a poco el Guarapiranga se convirtió en la playa de São Paulo. Pero el barrio carecía de una infraestructura para el ocio de sus habitantes, y al edificio preexistente se le adosó un pabellón que surgió como respuesta a la demanda de un complejo náutico para el lago, al que se le conoció como el Club de Yates de Santa Paula, según el artículo sobre el Club de Yates de Santa Paula de Glauca Garcia.



Imagen 15: Vista aérea del conjunto del Club de Yates de Santa Paula, en la década de los 60, donde se muestra la sede social del club y las piscinas, a un lado de la Avenida Kennedy, y el Garaje de Barcos y su rapa al otro lado, entre la avenida y el lago Guarapiranga.
Fuente: São Paulo Skyline

Fue en 1961 cuando João Batista Vilanova Artigas y Carlos Cascaldi (alumno de Vilanova Artigas) iniciaron el proyecto de renovación de la estructura existente del anterior complejo hotelero, reorganizando sus espacios internos y proyectando un conjunto de piscinas adosadas. Pero la actuación más importante que llevaron a cabo fue la construcción del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula, que se convertiría, en un futuro, en un hito de la arquitectura brasileña, el Club de Yates de Santa Paula, como explica Andréa de Oliveira Tourinho en su artículo.

Según Glaucia Garcia, el club náutico disponía de amplias instalaciones sociales tales como piscinas, saunas, restaurantes, un muelle y un taller para yates, y se convirtió en el mayor complejo náutico de América del Sur.

Tal y como cuenta Andréa de Oliveira Tourinho, el club social, que se corresponde con el antiguo conjunto hotelero, y el garaje de barcos están conectados a través de un paso subterráneo bajo la Avenida Robert Kennedy.

Según la tesis doctoral de Ruth Verde Zein "A Arquitetura da Escola Paulista Brutalista 1953-1973", el Garaje de Barcos diseñado por Vilanova Artigas y Cascaldi, fue construido entre 1961 y 1964 en São Paulo y ha resultado ser una obra maestra singular con un alto grado de experimentación estructural y formal. Aunque partía de unas premisas relativamente reducidas y un programa simple, resultó una solución única y creativa.



Imagen 16: Garaje de Barcos del club de Yates de Santa Paula.

Fuente: <http://www.vilanovaartigas.com/cronologia>

La concepción del edificio del Garaje de Barcos parte de las ideologías socialistas de Vilanova Artigas, ya que, a pesar de su uso como almacenamiento de barcos para una clase social alta, la imagen austera del garaje se ensalza a través de su estructura y del sencillo uso de los materiales

de construcción, generando así su característica más notable, según los comentarios de Ruth Verde Zein en su tesis doctoral. Este estilo arquitectónico se corresponde con el brutalismo típico de la Escuela Paulista.

Tal y como explica María José Aristizabal en su trabajo sobre el Club de Yates de Santa Paula, la relación entre el diseño arquitectónico y estructural es tan estrecha que hace que estos dos encajen a la perfección, fundiéndose en un solo elemento, reforzando así el concepto de sobriedad buscado.

En su tesis doctoral, Ruth Verde Zein explica que el garaje de barcos está definido por una cubierta rectangular de unos 72m x 14m, definida por una losa nervada tripartita que se apoya en dos vigas longitudinales de hormigón armado, que descansan en cuatro puntos en los muros de cimentación sobreelevados.



Imagen 17: Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula en construcción.

Fuente: <http://www.plataformaarquitectura.cl/>

Las vigas se componen de dos voladizos situados en los extremos de las mismas y tres vanos centrales. Tienen un canto que varía a lo largo de su longitud, necesario para salvar el cambio de altura entre las tres losas que componen la cubierta del proyecto, tal y como describe Ruth Verde Zein.

La losa central de la cubierta esta rebajada en relación a las dos laterales, permitiendo así dos aberturas horizontales en la cubierta, produciendo un efecto notable, según explica María José Aristizabal.

Adelino Boralli, en su entrevista para el Departamento del Patrimonio Histórico explica que el edificio genera una transición entre el nivel de la cota de la calle y el nivel del lago gracias a la cimentación sobreelevada. El nivel superior sirve de acceso desde la Avenida, mientras que el nivel inferior dispone de una rampa de 145m de largo y 30m de ancho, que conduce las embarcaciones desde el lago hasta su espacio de almacenaje. Además, este espacio ocupa dos tercios de la superficie de proyección de la cubierta y se trata de un semisótano contenido por los muros que forma la cimentación sobreelevada.

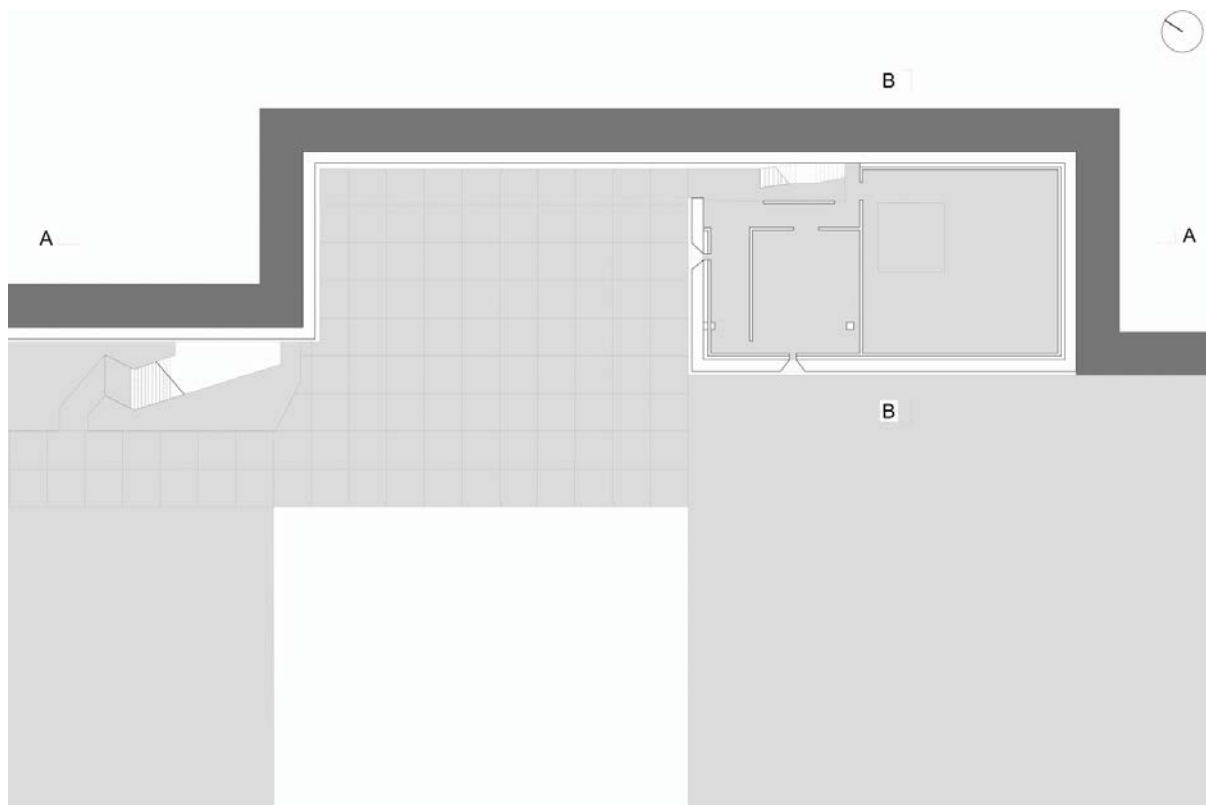


Imagen 18: Nivel inferior del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula
 Fuente: <http://uptaller3.blogspot.com.es/2011/05/yatch-club-santa-paula.html>

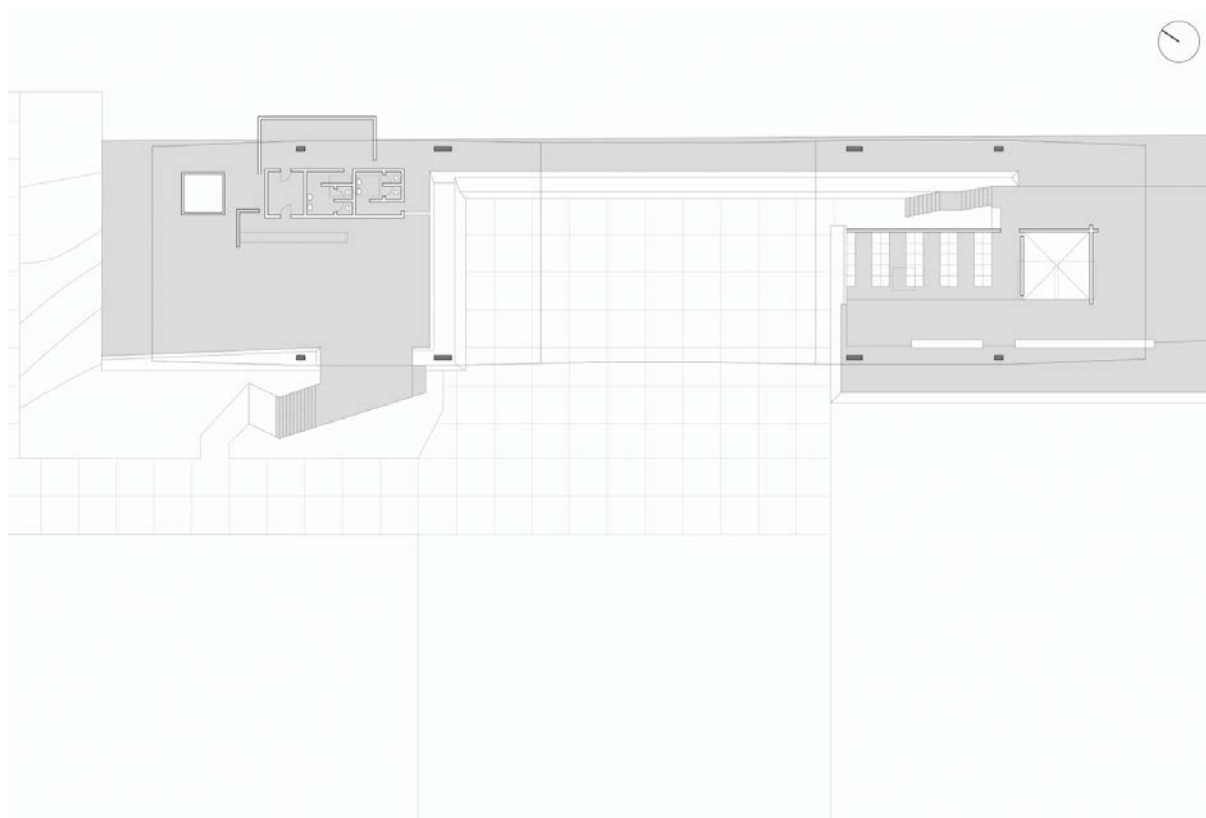


Imagen 19: Nivel superior del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula
 Fuente: <http://uptaller3.blogspot.com.es/2011/05/yatch-club-santa-paula.html>

A pesar de que el pabellón consta solamente de dos plantas y un espacio relativamente pequeño, su diseño propone espacios a distintas alturas. En el nivel superior se percibe el ritmo tripartito de la cubierta, con una doble altura en la parte central y dos salas abiertas al exterior en los extremos norte y sur, conectadas por un estrecho corredor, junto con diversas estructuras independientes para las instalaciones. El nivel del sótano está definido por un muro ciego de hormigón armado y cuenta con apenas unas pequeñas ventanas, que enfatizan el espesor y el aspecto macizo del muro. Todos los espacios están conectados visualmente, tal y como explica Ruth Verde Zein en su tesis doctoral.

Añade además, que ambos niveles se conectan mediante una escalera ligera entre el muro de contención y el espacio de almacenamiento de las embarcaciones. El acceso a la playa desde el nivel superior se resuelve con una escalera de hormigón armado, con un diseño único, que se apoya en el muro de contención y parece estar flotando sobre el suelo.

Las paredes que delimitan los talleres, cuartos de instalaciones y aseos no llegan a alcanzar la altura del forjado, y algunas se salen de la proyección horizontal de la cubierta, como explica Ruth Verde Zein en su tesis doctoral.



*Imagen 20: Escalera de conexión de los dos niveles del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula.
Fuente: Blog de Luiz Seo*

La ausencia de cerramientos verticales, junto con los dos quiebras que se forman por la diferencia de altura de los tres tramos de la losa de la cubierta y cinco lucernarios cerrados con fibra de vidrio, permiten que la luz fluya en el interior del pabellón, creando un juego junto con las sombras, tal y como explica Ruth Verde Zein en su tesis doctoral.

La sensibilidad del pabellón con el paisaje que le rodea se resuelve gracias a su conexión predominante con el exterior, imponiéndose como límite de la construcción. Esto se consigue gracias a la percepción del pabellón como una gran cubierta que descansa sobre cuatro puntos de apoyo y permite la gran relación del espacio interior y exterior, no habiendo un límite claro entre ambos, según explica María José Aristizabal.

Según Andréa de Oliveira Tourinho, el cierre del Club de Yates supuso su abandono y el garaje se encuentra actualmente en unas condiciones de degradación aceleradas. El hormigón se encuentra agrietado en muchos puntos dejando a la vista la armadura que ya aparece oxidada.



Imagen 21: Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula en la actualidad.

Fuente: Blog de Luiz Seo

El conjunto del Club de Yates de Santa Paula constituye una de las manifestaciones de la fase brutalista más significativas del Movimiento Moderno de São Paulo. Por esta razón el edificio está catalogado por el Consejo Municipal para la Preservación del Patrimonio Histórico de São Paulo (Conpresp) que impide su demolición por ser un hito de la arquitectura paulista, según explica Andréa de Oliveira Tourinho en su artículo.

En el mismo artículo, Andréa de Oliveira Tourinho explica que esta obra no solo se trata del proyecto fundamental de máxima expresión de la experimentación estructural en la obra de Vilanova Artigas, sino que también posee unos valores históricos, ambientales y paisajísticos del conjunto.



Imagen 22: Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula en construcción.

Fuente: FAU USP Archives

En el año 2010, según el artículo de Glaucia Garcia, el Consejo Municipal para la Preservación del Patrimonio Histórico de São Paulo (Conpresp) aprobó el proyecto de restauración y reforma del pabellón, el cual albergaría un restaurante. El Club de Yates de Santa Paula debía convertirse en un complejo hotelero y un centro de convenciones para el año 2014 con motivo de la Copa del Mundial de la FIFA de ese mismo año; pero nunca se llevó a cabo.

6. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Como ya se ha explicado, el Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula se trata de un edificio de planta rectangular compuesto por dos plantas, un semisótano delimitado por unos muros de contención de espesor continuo y que se extienden de norte a sur, a modo de cimentación sobreelevada, y una segunda planta cubierta por una losa tripartita apoyada sobre los muros de la planta inferior.

Tal y como explica Josep Ferrando en su artículo “João Vilanova Artigas, fundador de la Escola Paulista” para la revista DPA30, un elemento determinante en la plástica estructural de la arquitectura paulista era el punto de encuentro entre la cimentación y el techo. La cimentación emergía del suelo para recibir la viga de hormigón, sin transición del pilar. Esta idea de columna sin fuste, es decir, de contacto directo entre la base y el capitel construía complejos y confortables umbrales que respondían a la escala humana a la vez que se ponían a la altura de la escala del territorio; y el claro ejemplo de esta práctica se puede ver en la solución que Artigas usó para el Garaje de Barcos Del Club de Yates de Santa Paula, donde la cubierta se apoya en la cimentación en tan solo ocho puntos por medio de cilindros de acero.

En el concurso para la plaza de profesor titular de la FAU en 1984, Artigas afirmaba: “busco el valor de la fuerza de la gravedad, no mediante los procesos de hacer cosas muy delgadas, unas detrás de otras, de modo que lo ligero sea ligero por serlo. Lo que me gusta es utilizar formas pesadas, llegar cerca de la tierra y, dialécticamente, negarlas.”



*Imagen 23: Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula en construcción.
Fuente: Vilanova Artigas. Instituto Lina Bo e P.M. Bardi. Ed: São Paulo*

Puesto que el interés estructural del proyecto recae en su cubierta, este trabajo se centrará en el análisis de dicho elemento.

Tal y como se explica Ruth Verde Zein en su tesis doctoral sobre el Club de Yates de Santa Paula, la cubierta de 72m x 14m está definida por dos vigas longitudinales que cambian de sección a lo largo de su dirección longitudinal para descansar en cuatro apoyos simples de su trayectoria en los muros de cimentación sobreelevados. Estas vigas se componen de dos voladizos de 10 metros cada uno y situados a los extremos, dos vanos de 10 metros y otro central de 30 metros. El canto de las

vigas varía de 0,65 metros en el extremo de los voladizos a 4,40 metros en los apoyos, siendo necesario para salvar el cambio de altura entre las tres partes de la cubierta.

Añade además que, para materializar la cubierta, estas dos largas vigas de gran canto están conectadas a través de un sistema de vigas nervadas transversales dispuestas en dos niveles, de modo que los nervios de la parte central de la cubierta se sitúan a una altura más baja que las partes laterales de la misma.

Estos nervios están, a su vez, reforzados por dos vigas riostras longitudinales intermedias, dispuestas a un tercio de la longitud corta de la cubierta. Las vigas longitudinales de refuerzo se colocan formando tres tramos con alturas diferenciadas para posibilitar que la losa de la cubierta que sustentan se pueda organizar en tres tramos distintos, apenas parcialmente superpuestos, según la tesis doctoral de Ruth Verde Zein.

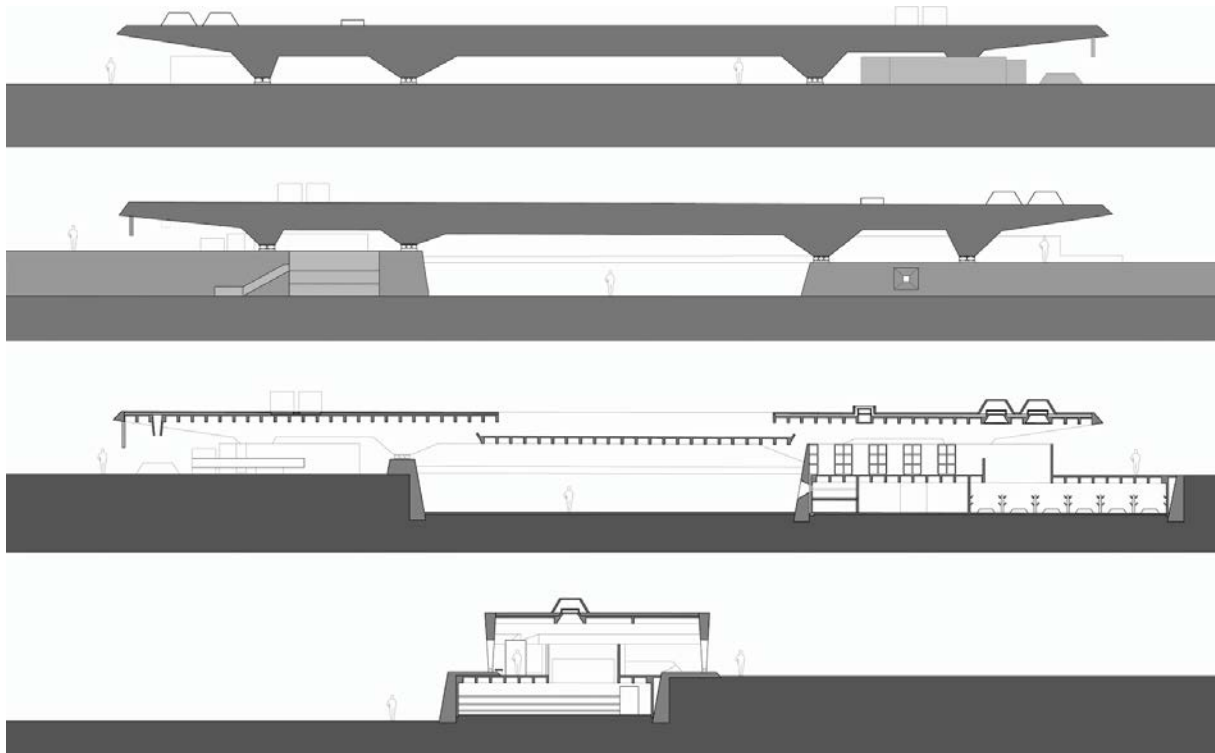


Imagen 24: Alzados y secciones del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula

Fuente: <http://uptaller3.blogspot.com.es/2011/05/yatch-club-santa-paula.html>

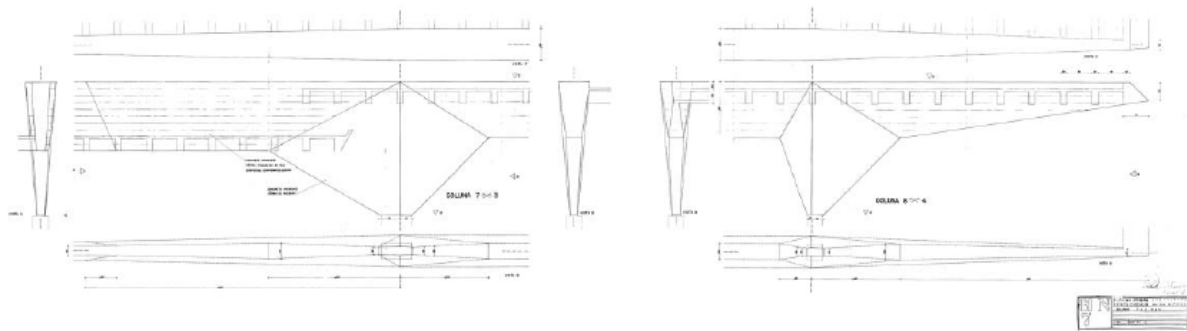


Imagen 25: Detalle de la estructura del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula.

Fuente: J. Ferrando. "João Vilanova Artigas, fundador de la Escola Paulista". DPA30 Arquitectura Paulista.

Tal y como explica Ruth Verde Zein en su tesis doctoral, la losa central de la cubierta está rebajada en relación a las dos laterales, formando así dos quiebros transversales en la cubierta que permiten la entrada de luz y la ventilación del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula. Además, las losas laterales permiten la entrada de luz a través de un total de cinco lucernarios cuadrados de 1 m x 1 m de anchos encajados entre dos nervios laterales.

Tanto las vigas nervadas como las riostras intermedias tienen un canto de 0,65 metros, al igual que el canto mínimo de las vigas laterales principales. Los nervios están separados entre sí 1 metro, por lo que entre las tres losas de la cubierta hay 75 vigas nervadas.



Imagen 26: Detalle de la losa nervada del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula.

Fuente: FAU USP Archives

Según el artículo de Andréa de Oliveira Tourinho sobre el Club de Yates de Santa Paula, las vigas principales descansan sobre cuatro soportes diferentes entre sí, y estos a su vez en los muros de cimentación. Los elementos de conexión entre estos cuatro puntos de apoyo y los muros son unas articulaciones compuestas por uno, dos o tres cilindros de acero macizo que confieren al proyecto una solución peculiar al diseño estructural. La estructura de hormigón no tiene juntas de dilatación, y los pequeños movimientos dimensionales que se producen debido al efecto de la variación de temperatura y de la luz solar, son absorbidos por estas articulaciones que permiten el deslizamiento en relación con las variaciones dimensionales.



Imagen 27: Detalles de los apoyos de la cubierta del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula
Fuente: Blog de Luiz Seo

Parfraseando a José María García del Monte, los soportes de la obra de Vilanova Artigas son motivo de un estudio monográfico particular: adelgazados hasta el límite, desequilibrados, irónicos, negados, etc. Los del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula son casi inexistentes, sólo el mínimo dictado por el aplastamiento de las cilindros, sometidas localmente a una tensión que se puede aventurar monstruosa.

“Traté los puntos de apoyo de mis obras de una manera específica y original. (...) Es como si hubiese dejado una marca en una relación que siempre me conmovió: colocar la obra en el paisaje, con cierto respeto por la manera como asienta en el suelo, cómo se equilibra, cómo exprime, a través de esa levedad, esa dialéctica entre el hacer y la dificultad de realizar” (Artigas, Rosa: “Vilanova Artigas”, p. 33.)



Imagen 28: Detalle del apoyo de la cubierta del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula.
Fuente: <http://www.vilanovartigas.com/cronologia>

Tal y como se explica en el artículo sobre el Club de Yates de Santa Paula en Plataforma Arquitectura, que se basa en las formulaciones de la tesis doctoral de Ruth Verde Zein, la solución técnica es absolutamente isostática. La cubierta apenas se apoya por encima de los anchos muros de espesor continuo que definen el sótano, que pueden interpretarse como cimentaciones sobreelevadas.

El contacto se lleva a cabo mediante un apoyo fijo en cada una de las vigas principales, mientras que el resto de apoyos permiten que la estructura se mueva en la dirección paralela a la trayectoria de estas vigas.

Puesto que el edificio no tiene cerramientos verticales, a excepción de los muros de cimentación sobreelevados, la rigidez de la estructura se debe a la propia configuración de la cubierta, según explica María José Aristizabal en su trabajo sobre el Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula. Además, la unión rígida entre vigas, nervios y losas consigue materializar un conjunto unitario que permite resolver los grandes vanos y voladizos.

Se trata de un edificio con un planteamiento estructural sencillo, pero, sin embargo, supone un reto no despreciable, por la escala de la construcción. Además se debe tener en cuenta que este edificio se construyó en la década de los años 60, cuando el cálculo por ordenador no existía de forma extendida, tal y como ocurre ahora. El análisis y cálculo de elementos finitos mediante programas informáticos está, hoy en día, al alcance de todos, y hace mucho más sencilla la proyección de estructuras de todo tipo.

La Escuela Paulista, a la que pertenece el Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula, se caracteriza por la utilización del hormigón armado como material principal en sus obras, como ya se ha explicado anteriormente. En este caso en concreto, el hormigón armado ha sido empleado en elementos de gran superficie (vigas de gran canto, forjados, muros, vigas pared, etc.) y su estructura se modeliza de forma idónea mediante elementos finitos. Se ha de tener en cuenta que, solo desde hace poco más de 10 años, el análisis por elementos finitos permite verificar con rigor el comportamiento intuido y resuelto hace más de 50 años por los arquitectos de ésta Escuela.

7. PRESCRIPCIONES APLICABLES

Para llevar a cabo el análisis estructural de la cubierta del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula se han seguido las prescripciones de la normativa brasileñas. La ABNT (*Associação Brasileira De Normas Técnicas*) constituye la base para las Normas Técnicas de aplicación siguientes y se utiliza conjuntamente con ellas:

Capítulo	
ABNT NBR 6118	Proyecto de estructuras de hormigón
ABNT NBR 6120	Acciones para los cálculos de estructuras de edificación
ABNT NBR 6123	Fuerzas derivadas del viento en edificación
ABNT NBR 15421	Proyecto de estructuras resistentes al sismo
ABNT NBR 7480	Acero destinado a armaduras para estructuras de hormigón
ABNT NBR 7482	Hilos de acero para hormigón prensado
ABNT NBR 7483	Cordones de acero para hormigón prensado

8. MODELO DE CÁLCULO

Para analizar estructuralmente la cubierta del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula se ha necesitado realizar un modelo de la estructura en el que se ha supuesto un comportamiento del material elástico y lineal, se ha aceptado la teoría de pequeños movimientos, así como la comprobación de la resistencia del material para la verificación de los diferentes Estados Límites. A partir de estos principios básicos, se ha empleado la herramienta informática SAP 2000 para poder obtener una serie de resultados conforme a los esfuerzos y movimientos de la estructura.

Según ABNT NBR 6118 en 14.2.1 *“el objetivo del análisis estructural es determinar los efectos de las acciones en una estructura, con la finalidad de efectuar las comprobaciones de los estados límites últimos y de servicio. Un análisis estructural permite establecer las distribuciones de esfuerzos internos, tensiones, deformaciones y deslizamientos, en una parte o en toda la estructura”*.

Según ABNT NBR 6118 en 14.2.2 *“un análisis debe hacerse a través de un modelo estructural realista, que permita representar de manera clara la distribución interna de los esfuerzos hasta los apoyos de la estructura y que permita también representar la respuesta no lineal de los materiales”*. Para llevar a cabo el análisis, la metodología asumida por la mayoría de las normativas nacionales de cada país asume un comportamiento elástico lineal del material a la hora de representar la distribución de los esfuerzos, mientras que para el dimensionado de las secciones se considera el comportamiento no lineal del hormigón.

A la hora de modelizar la estructura se debe llevar a cabo una serie de simplificaciones respecto a:

- La geometría de todos los elementos de la estructura
- Las propiedades de los materiales
- La sección de cada elemento de la estructura
- Las condiciones de enlace de los elementos de la estructura
- Las acciones que actúan sobre la estructura
- El método de cálculo utilizado en el análisis estructural

8.1. Geometría

El punto de partida es la modelización de la geometría de la cubierta del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula, que se ha realizado mediante el programa informático Autocad, para luego importarse a SAP2000.

A través de Autocad se ha dibujado tridimensionalmente el modelo de manera que las barras se dibujan simplificándose en líneas, mientras que los elementos finitos se representan como 3dcaras. En este caso, se han supuesto todos los elementos que componen la estructura como elementos finitos cuyo espesor es muy inferior a sus otras dos dimensiones, por lo que se han dibujado todos mediante la entidad de dibujo 3DCARA.

Los nudos no se representan mediante Autocad, ya que estos se generan de forma automática en los vértices de las 3dcaras, que son elementos superficiales.

El modelo se convierte en un sistema de ecuaciones de equilibrio/compatibilidad de nudo, por lo que la entidad que no se ha dibujado en el modelo, el nudo, es precisamente la protagonista del procedimiento de cálculo.

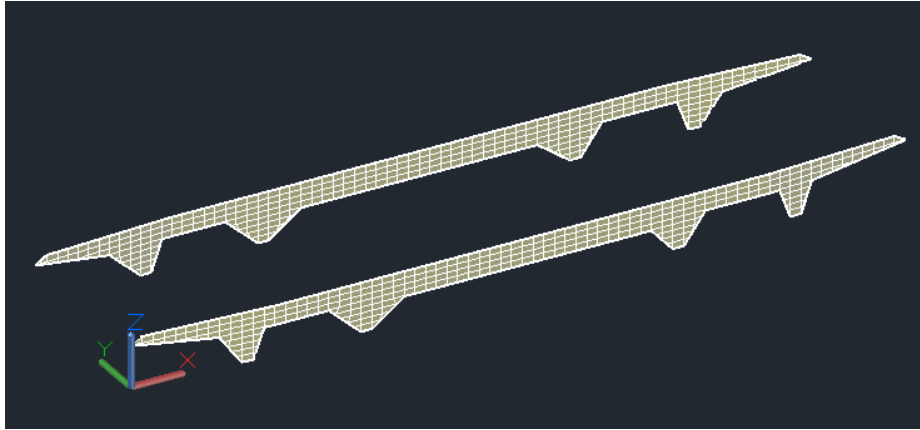


Imagen 29: Modelo Autocad – Vigas principales

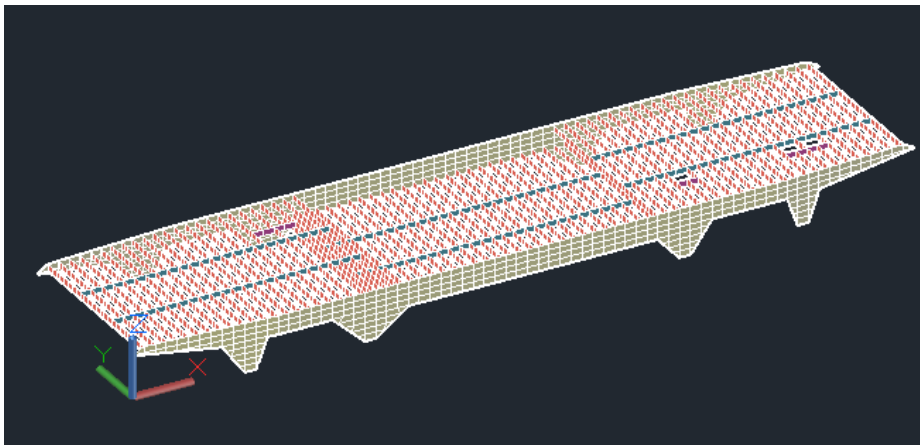


Imagen 30: Modelo Autocad – Vigas principales, nervadas y riostras

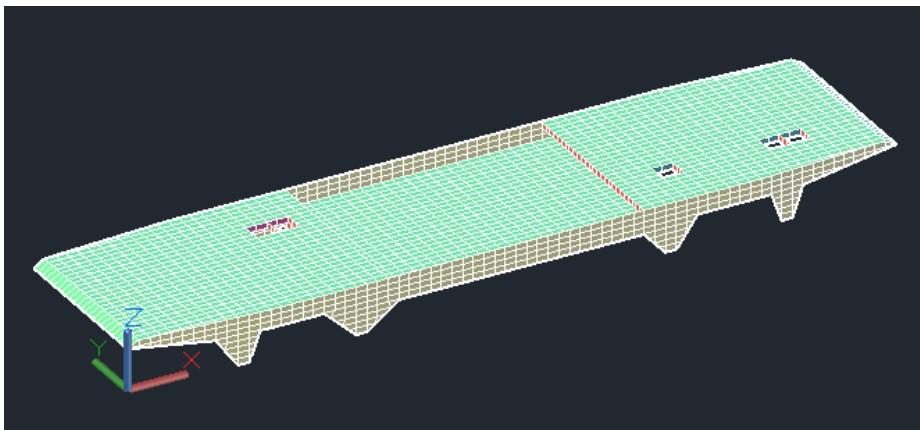


Imagen 31: Modelo Autocad completo

Cada tipo de elemento que compone la estructura de la cubierta del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula se ha dibujado en una capa distinta, de modo que al importar el modelo a SAP2000 se han seguido conservando las mismas capas:

- Vigas principales
- Vigas nervadas
- Vigas riostras
- Losas

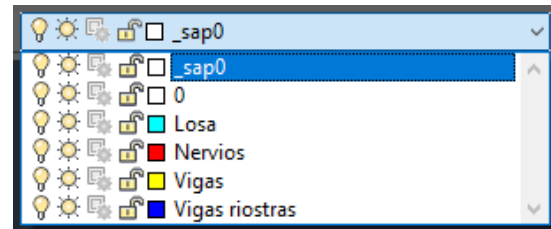


Imagen 32: Capas en Autocad

A través de la aplicación SAPDXF el modelo creado en Autocad se puede importar a SAP2000, ya que esta herramienta se encarga de transformarlo en un archivo DXF, archivo que SAP2000 permite leer. Esta aplicación permite unificar la dirección de las normales de los elementos finitos, para evitar problemas con la operación de promedio de esfuerzos en la salida de resultados alrededor de los nudos

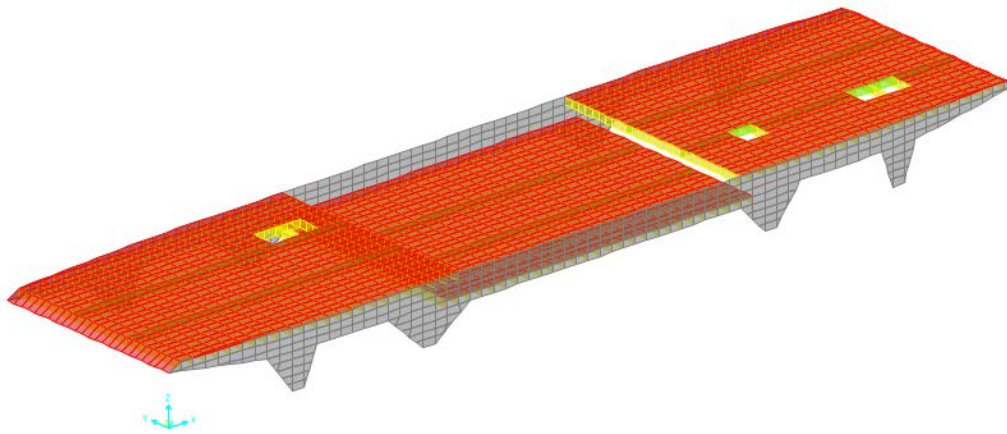


Imagen 33: Modelo SAP2000

8.2. Propiedades de los materiales

Aunque se desconoce con suficiente precisión el hormigón empleado realmente, parece razonable suponer un HA-25, dada la época en la que se construyó el edificio (años 60) y tecnología empleada (hormigón armado, no postesado).

A pesar de que el hormigón tiene un comportamiento no lineal, se supone su comportamiento como elástico y lineal, para la obtención de la respuesta estructural estática (esfuerzos) y cinemática (deformaciones), ya que se imponen una serie de coeficientes de seguridad tanto al material como en la aplicación de las cargas.

Según ABNT NBR 6118 la capacidad resistente del hormigón consiste en la seguridad a la rotura, mientras que la aptitud al servicio pretende que la estructura se mantenga en condiciones plenas de utilización, no debiendo presentar daños que comprometan en parte o totalmente el uso para el cual fue proyectada. Además se exigen unos criterios de durabilidad de la estructura para resistir las influencias ambientales previstas a lo largo de la vida útil del edificio.

8.2.1. Propiedades y coeficientes parciales de seguridad

El hormigón empleado se rige por las prescripciones de la ABNT NBR 6118. En esta estructura se ha utilizado el siguiente hormigón armado con su resistencia de cálculo correspondiente:

Resistencia a compresión del hormigón armado empleado			
Elemento	Resistencia a compresión f_{ck} (N/mm ²)	Resistencia de cálculo f_{cd} (N/mm ²)	Recubrimiento nominal (mm)
Losas	25	II	25
Vigas	25	II	30

Siendo las propiedades de este hormigón:

Características del hormigón empleado		
Coficiente de Poisson ν	0,20	
Coficiente de dilatación térmica	$1,00 \cdot 10^{-5}$	(°C) ⁻¹
Densidad (peso específico)	2.500	Kg/m ³

Se adopta la simplificación de considerar la resistencia a compresión media f_{cm} igual a 8N/mm² superior a la resistencia a compresión característica del hormigón f_{ck} correspondiente, tal y como prescribe el CTE.

La resistencia a tracción directa puede obtenerse a partir de la ecuación correspondiente al capítulo 8.2.5 de la ABNT NBR 6118:

ABNT NBR 6118 (8.2.5)	EHE – 08 (39.1)
$f_{ct,m} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	$f_{ct,k} = 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$

La resistencia característica a tracción inferior y superior, respectivamente, se pueden obtener a partir de las ecuaciones correspondientes al capítulo 8.2.5 de la ABNT NBR 6118:

$$f_{ctk,inf} = 0,70 \cdot f_{ct,m}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,30 \cdot f_{ct,m}$$

La resistencia a la tracción indirecta $f_{ct,sp}$ y la resistencia a la tracción en la flexión $f_{ct,f}$ deben ser obtenidas mediante los ensayos realizados según la ABNT NBR 7222 y la ABNT NBR 12142, respectivamente. Puesto que no se tiene acceso a dichos ensayos, para la obtención de la resistencia a flexotracción del hormigón se adopta la expresión 50.2.2.2.1 de la EHE – 08, que no depende de los ensayos.

$$f_{ct,f,k} = 0,37 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Según el capítulo 8.2.10 de la ABNT NBR 6118, para tensiones de compresión menores que 0,5 f_c , se puede admitir una relación lineal entre tensiones y deformaciones, adoptando para módulo de elasticidad el valor secante

El módulo de elasticidad se debe obtener según el ensayo descrito en la ABNT NBR 8522, pudiéndose considerar, según esta Norma, el módulo de elasticidad tangente inicial como el 30% f_c , según se indica en el capítulo 8.2.8 de la ABNT NBR 6118. Cuando no se realicen ensayos y no

existan datos más precisos sobre el hormigón utilizado a la edad de 28 días, se puede estimar el valor del módulo de elasticidad utilizando la expresión:

ABNT NBR 6118	EHE – 08
$E_{ci} = 5.600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$	$E_{0j} = 10000 \cdot \sqrt[3]{f_{cm,j}}$

El módulo de elasticidad para la edad de $j \geq 7$ días puede ser también evaluado a través de la expresión anterior, sustituyendo f_{ck} por f_{ckj} :

$$E_{cj} = 5.600 \cdot \sqrt{f_{ckj}}$$

El módulo de elasticidad secante a ser utilizado en los análisis elásticos de diseño, especialmente para la determinación de esfuerzos solicitantes y la verificación de estados límites de servicio, debe ser calculado por la expresión:

ABNT NBR 6118	EHE – 08
$E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci}$	$E_j = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm,j}}$

En la evaluación del comportamiento de un elemento estructural o sección transversal se puede adoptar un módulo de elasticidad único, tanto para tracción como para compresión, igual al módulo de elasticidad secante (E_{cs}).

Por lo que se pueden obtener los siguientes parámetros mecánicos principales del hormigón empleado en los elementos estructurales:

Resistencia a compresión del hormigón armado empleado						
	Resistencia a compresión		Módulo de deformación		Resistencia	
	característica	media	tangente	secante	tracción	flexotracción
Elemento	f_{ck}	f_{cm}	E_{ci}	E_{cs}	$f_{ct,k}$	$f_{ct,f,k}$
Todos	25	33	28.000	23.800	2,565	1,795

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: HA-25

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 24,5

Mass per Unit Volume: 2,4983

Units

KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 23800000,

Poisson, U: 0,2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,000E-05

Shear Modulus, G: 9916667,

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 25000,

Expected Concrete Compressive Strength: 25000,

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Imagen 34: Propiedades del hormigón definido en SAP2000

Los únicos datos que se tienen sobre el tipo de armadura pasiva empleada en la estructura son las imágenes proporcionadas por el Archivo de la Facultad de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad de São Paulo, y en estas se aprecia el ferrallado de las vigas principales y de la losa nervada, en las que se disponen armaduras pasivas con un leve corrugado.

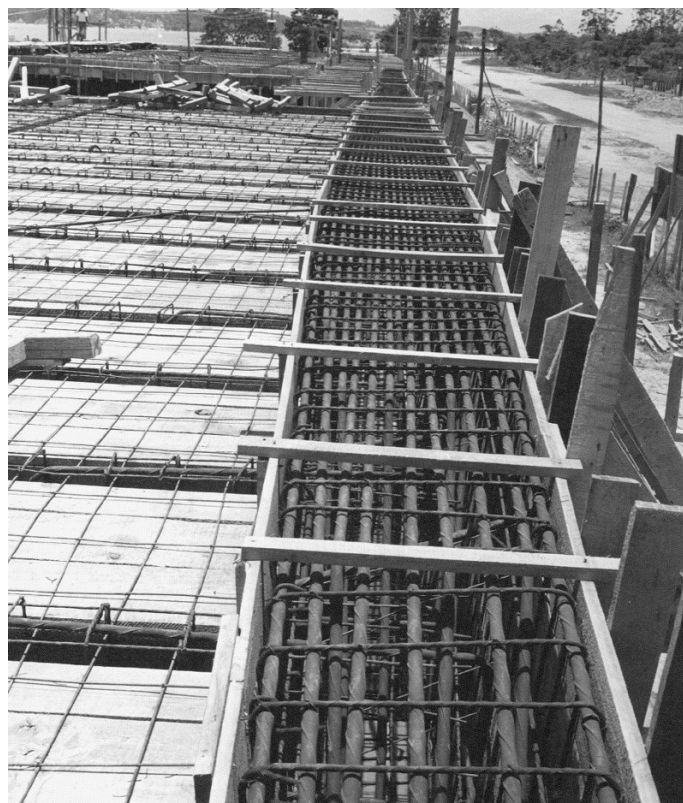


Imagen 35: Garaje del Club de Yates de Santa Paula en construcción
Fuente: Archivos de la FAUUSP

Por esto, y conforme a lo que dicta la ABNT NBR 7480 en su capítulo 4.2.1, se establece una categoría de la armadura pasiva de CA-50, ya que esta tipificación indica que se trata de una armadura corrugada de resistencia característica 500 MPa., y cuyas propiedades resistentes se establecen según lo indicado en la tabla B.3 de la ABNT NBR 7480:

Resistencia a compresión del hormigón armado empleado			
Elemento	Tipificación del acero	Resistencia característica f_{yk} (MPa)	Límite de resistencia
Todos	CA-50	500	$1,08 \cdot f_y$

Al ser hormigón armado se adoptan los coeficientes parciales de seguridad de los materiales fijados en la ABNT NBR 6118, en concreto en el artículo 12.4.1 (tabla 12.1), que son los siguientes:

Coeficientes parciales de seguridad de los materiales		
Situación de proyecto	Hormigón	Armaduras pasivas
Persistente o transitoria	1,40	1,15
Especiales o de construcción	1,20	1,15
Accidental	1,20	1,00

8.2.2. Durabilidad

Puesto que el Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula se encuentra ubicado a orillas del lago Guarapiranga, de agua dulce, la clase de agresividad ambiental se establece en moderada, que indica un riesgo pequeño del deterioro de la estructura.

Durabilidad de los elementos de hormigón armado (no contacto con terreno)				
Elemento	f_{ck} (N/mm ²)	Ambiente	Relación agua/cemento	Recubrimiento nominal (mm)
Vigas	25	II	0,60	30
Losas	25	II	0,60	25

8.3. Secciones de los elementos

A partir de los planos y secciones del edificio se ha podido asignar a cada elemento la sección que le corresponde. Puesto que todo el modelo de la estructura se ha realizado mediante elementos finitos, a cada uno se le ha asignado el espesor que le corresponde, teniendo todos ellos un ancho de 0,20 metros, excepto las vigas principales.

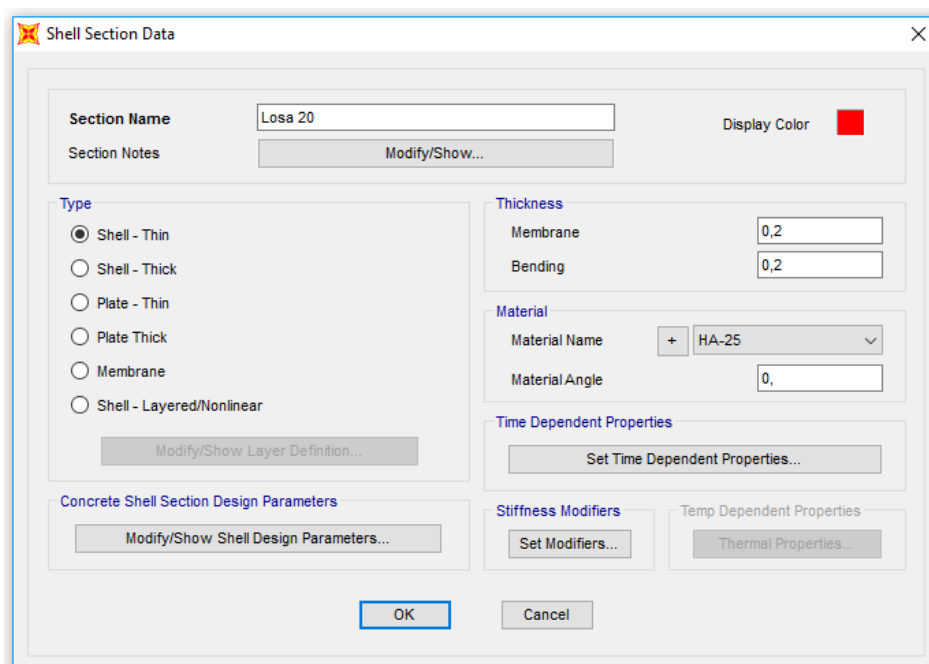


Imagen 36: Propiedades de la sección definida para la losa

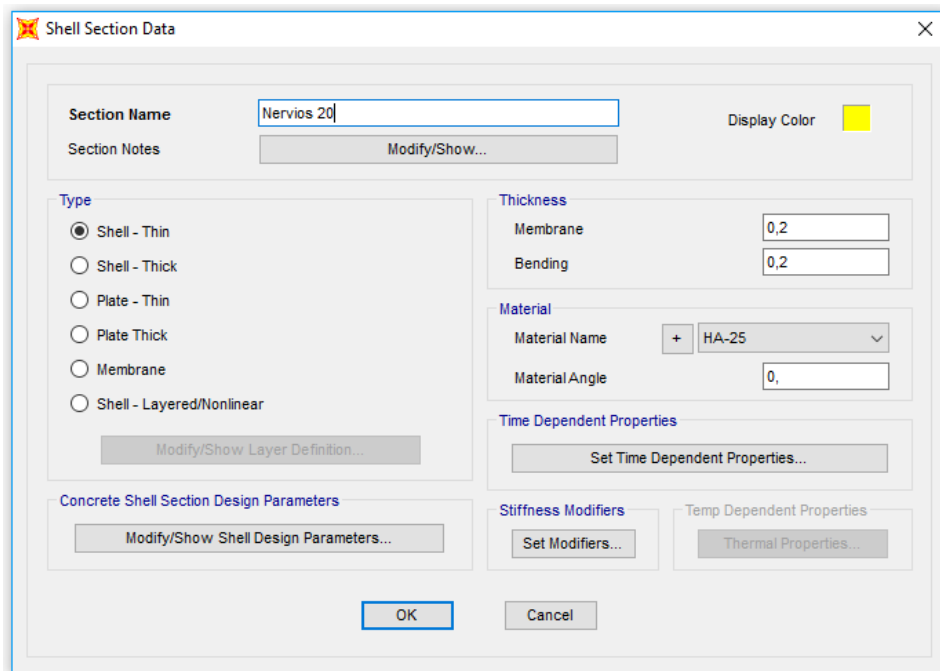


Imagen 37: Propiedades de la sección definida para las vigas nervadas

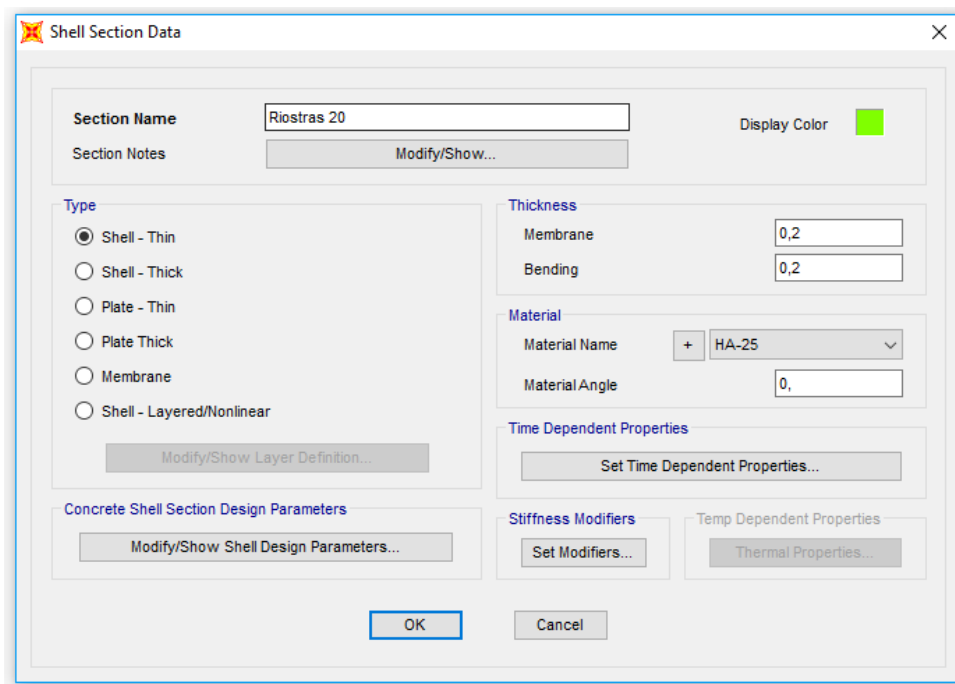


Imagen 38: Propiedades de la sección definida para las vigas riostras

En cuanto a las vigas principales, al ser elementos finitos de sección variable a lo largo de su altura, el procedimiento para definir su espesor es más complejo. En la base, el espesor de estos elementos es de 0,30m, mientras que en su coronación llegan a los 0,80m.

Asignando un JOINT PATTERN a las vigas principales se permite definir el patrón por el cual la el ancho varía a lo largo de su altura y a través de una función del tipo:

$$\text{Espesor} = m \cdot z + n;$$

donde m es la pendiente definida por el espesor, la base y coronación y la altura total de las vigas, mientras que n es el ancho de la viga en su base, es decir, 0,30 m.

Para que en la cabeza de las vigas su espesor sea 0,80m, m debe ser:

$$0,80 = m \cdot 4,40 + 0,30 \rightarrow m = \frac{0,80 - 0,30}{4,40} = 0,1136$$

Por lo que la función queda:

$$\text{Espesor} = 0,113636 \cdot z + 0,30$$

Imagen 39: JOINT PATTERN definido para las vigas principales

Este JOINT PATTERN se debe asignar como sección de las vigas principales, para lo cual se ha de definir una nueva sección a través de la herramienta AREA THICKNESS OVERWRITES, y utilizar el patrón creado anteriormente.

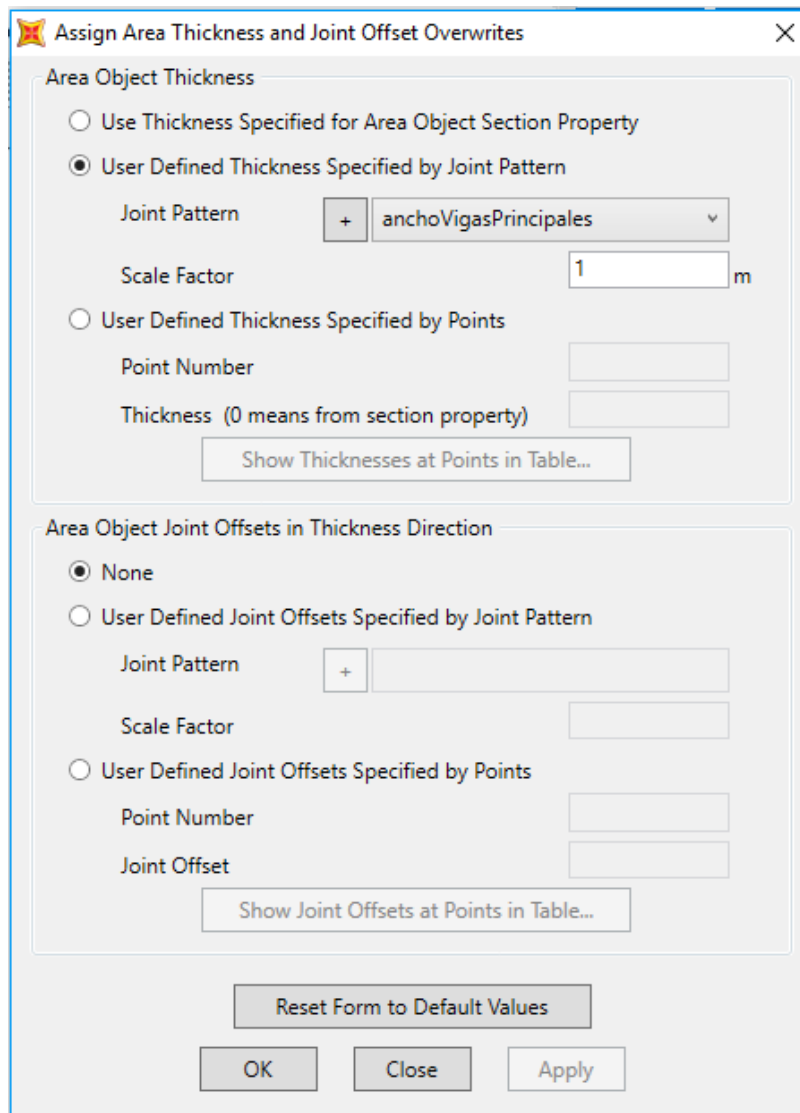


Imagen 40: Propiedades de la sección definida para las vigas principales

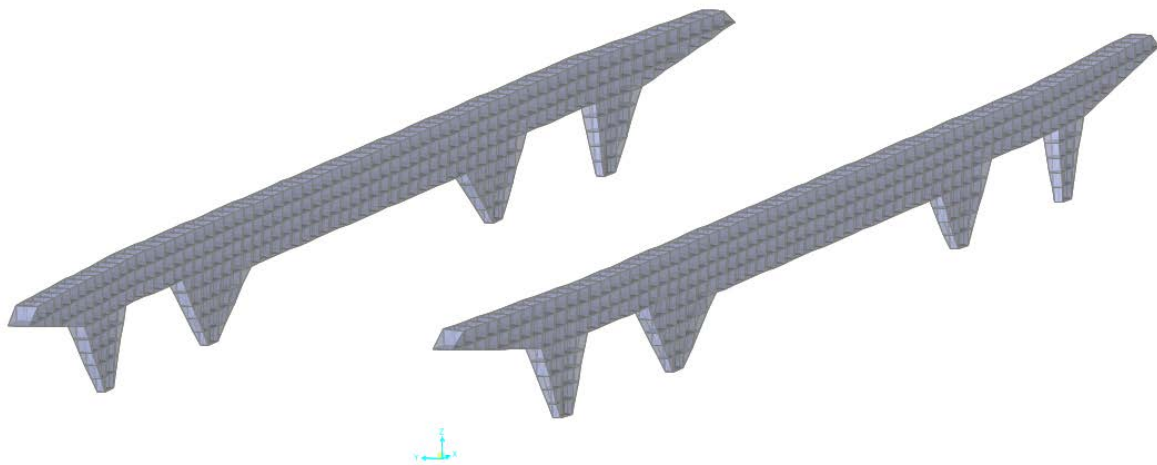


Imagen 41: Vigas principales con sección variable

8.4. Condiciones de enlace

La cubierta descansa en los muros de cimentación sobreelevados a través de los cuatro soportes que salen de las dos vigas principales. Las condiciones de enlace de estos puntos de apoyo se deben a la necesidad de que la estructura pueda absorber las variaciones dimensionales debidas a las acciones térmicas, que dan lugar a movimientos de contracción y dilatación. Como ya se ha comentado anteriormente, esta necesidad se debe a que no existe presencia de juntas de dilatación a lo largo de la estructura, lo que obliga a que se permita un pequeño movimiento relativo de la misma.

La solución adoptada deja uno de los puntos de apoyo de cada viga principal con los desplazamientos en las tres direcciones del espacio restringidos. Por otro lado, los otros tres puntos de apoyo restantes tienen el movimiento permitido en la dirección longitudinal de la viga, que en este caso es el movimiento en la dirección X.

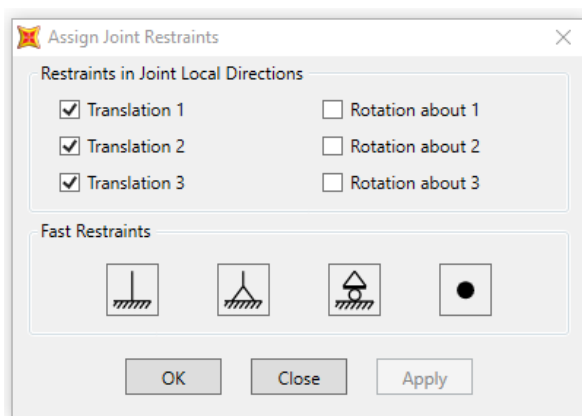


Imagen 42: Movimientos restringidos en un apoyo de cada viga

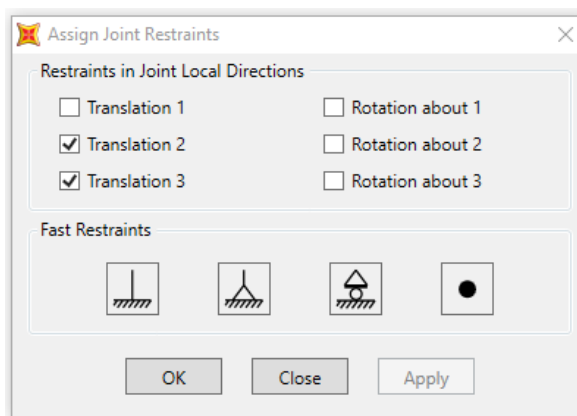


Imagen 43: Movimientos restringidos en tres apoyos de cada viga

Sin embargo, debido a que las vigas principales están definidas por 3dcara, la base de estas consta de dos vértices, con sus dos nudos respectivos. Cada nudo representa un apoyo, lo que en este caso no interesa, ya que el hecho de que se creen dos apoyos implica un par de reacciones que generan un momento, convirtiendo el par de apoyos en un empotramiento.

Para solucionarlo, se ha creado un único punto de apoyo en el centro de la base de la 3dcara que conforma el punto de descanso de la viga. Esto se ha conseguido dibujando una barra en esta base, a la que se le han asignado propiedades de sección nulas, y se ha dividido en dos para poder obtener el nudo en el centro de la 3dcara. A este nudo se le han asignado las condiciones de enlace correspondientes al apoyo en cuestión (con todos los desplazamientos restringidos o con solo un movimiento permitido), mientras que a los nudos de los vértices de la 3dcara, se le ha asignado un apoyo nulo (todos los movimientos permitidos).

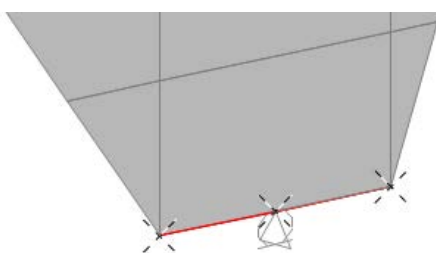


Imagen 44: Tres nudos, un único punto de apoyo

Sin embargo, con estas condiciones de enlace hasta ahora asignadas no se consigue plasmar la realidad de los apoyos de la estructura, ya que se debe conseguir que los tres nudos de los apoyos de las vigas trabajen como un sólido rígido. Con esto se conseguiría que los nudos extremos de la base generasen los mismos movimientos que el apoyo asignado en el centro de esta.

Para ello se ha definido, mediante la herramienta JOINT CONSTRAINTS, la condición de sólido rígido de los tres nudos que conforman la base de cada apoyo.

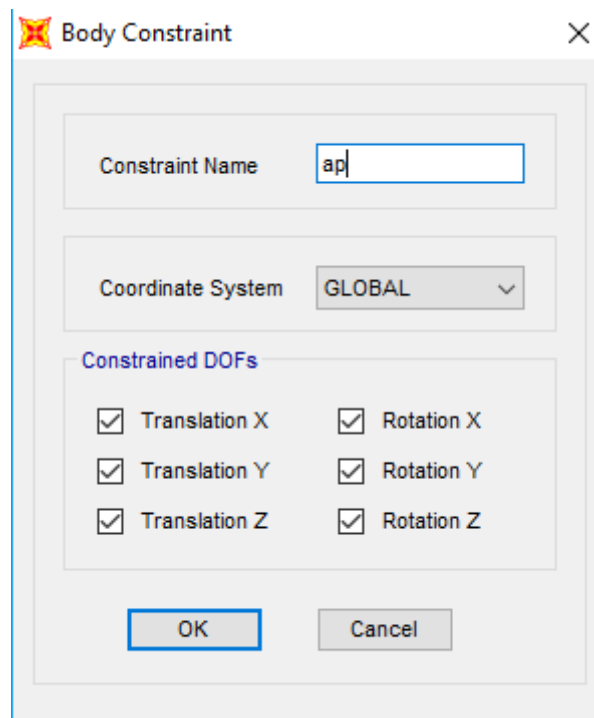


Imagen 45: Condición de sólido rígido a los tres nudos de cada apoyo

Todo este procedimiento se ha llevado a cabo en cada uno de los puntos de descanso de cada viga principal.

8.5. Acciones sobre la estructura

Las acciones se han modelizado por medio de fuerzas estáticas correspondientes tanto a cargas puntuales como uniformemente repartidas. Los valores de las acciones se adoptan según los criterios de la ABNT NBR 6118 (Proyecto de estructuras de hormigón) y ABNT NBR 6120 (Acciones para los cálculos de estructuras de edificación), tal y como se expone en el capítulo 9.2 y 9.3.2 de este documento.

Las acciones dinámicas debidas al viento o al sismo se representan a través de fuerzas estáticas equivalentes, a partir de los criterios establecidos en la ABNT NBR 6123 (Fuerzas derivadas del viento en edificación) y ABNT NBR 15421 (Proyecto de estructuras resistentes al sismo), tal y como se expone en los capítulos 9.3.2 y 9.4.1 de este documento, respectivamente.

8.6. Método de cálculo

Como ya se ha mencionado anteriormente, el método de cálculo de la estructura se basa en el comportamiento elástico y lineal del hormigón para determinar la respuesta de la misma en base a los movimientos de todos los nudos de la estructura, para poder obtener las leyes de esfuerzos en todos los elementos de la misma, así como las reacciones en los apoyos.

Gracias a la herramienta Section Cut del programa informático SAP2000 se pueden obtener los resultantes de esfuerzos en secciones a partir de la integración de los campos de tensiones en los bordes de los elementos finitos.

9. EVALUACIÓN DE LAS ACCIONES

9.1. Clasificación de las acciones

En la determinación de las situaciones de proyecto se adopta la propia clasificación que establece la ANBT NBR 6118 en el capítulo 11, de forma que *“cada carga está definida por la combinación de acciones que tienen probabilidades no despreciables de actuar simultáneamente sobre la estructura durante un tiempo determinado”* y estas están *“clasificadas según su variabilidad en el tiempo”*.

Clasificación de las combinaciones de las acciones según ANBT NBR 6118 en el capítulo 11	
PERSISTENTES	Las que ocurren con valores prácticamente constantes durante toda la vida de la construcción. También se consideran como permanentes las acciones que crecen en el tiempo, tendiendo a un valor límite constante.
VARIABLES	Las que dependen de la probabilidad de ocurrir durante la vida de la construcción (las sobrecargas de uso, las cargas accidentales de las construcciones, así como efectos, tales como fuerzas de frenado, de impacto y centrífugas, los efectos del viento, las variaciones de temperatura, la fricción en los aparatos de apoyo y, en general, las presiones hidrostáticas e hidrodinámicas).
EXTRAORDINARIAS	Las acciones derivadas de causas tales como explosiones, choques de vehículos, incendios, inundaciones o sismos excepcionales. Los incendios, en vez de ser tratados como causa de acciones excepcionales, también pueden ser tenidos en cuenta por medio de una reducción de la resistencia de los materiales constitutivos de la estructura.

9.2. Acciones permanentes

Según el capítulo 11.3.2 de la ABNT NBR 6118, las acciones permanentes están constituidas por el peso propio de la estructura y los pesos de los elementos constructivos fijos y de las instalaciones permanentes.

En esta norma se admite que el peso propio de la estructura sea evaluado conforme a su artículo 8.2.2, en el que se especifica que el peso específico del hormigón armado es de 2.500 kg/m^3 .

Los pesos específicos de los materiales de construcción actuales pueden evaluarse sobre la base de los valores indicados en la ABNT NBR 6120.

Los pesos de las instalaciones permanentes se consideran con los valores nominales indicados por los respectivos proveedores.

Materiales de construcción		Peso específico aparente (kN/m ³)
Rocas	Arena	26
	Basalto	30
	Gneis	30
	Granito	28
	Mármol y calcáreo	28
Bloques artificiales	Bloques de mortero	22
	Cemento amianto	20
	Baldosas cerámicas	18
	Ladrillos perforados	13
	Ladrillos macizos	18
	Ladrillos sílice-calcáreos	20
Revestimientos y hormigones	Mortero de cal, cemento y arena	19
	Mortero de cemento y arena	21
	Mortero de yeso	12,5
	Hormigón en masa	24
	Hormigón armado	25
Maderas	Pino, cedro	5
	Laurel, nogal, escobo	6,5
	Guayubira, guatambú, grupa	8
	Anchicho, cabreuva, lapacho negro	10
Metales	Acero	78,5
	Aluminio y aleaciones	28
	Bronce	85
	Plomo	114
	Cobre	89
	Hierro fundido	72,5
	Estaño	74
	Latón	85
	Zinc	72
Materiales diversos	Atornillado	12
	Asfalto	13
	Caucho	17
	Papel	15
	Plástico en hojas	21
	Vidrio plano	26

Tabla 1 de ABNT NBR 6120 "Peso específico de los materiales de construcción"

En este caso, el valor de la carga permanente de la cubierta se considera 2,5 kN/m², ya que se considera que la cubierta está revestida por una capa de grava de 10 cm.

9.3. Acciones variables

Según el artículo 11.4.1 de la ABNT NBR 6118, las acciones variables están constituidas por las cargas accidentales previstas para el uso del edificio, por la acción del viento y del agua, debiéndose respetar las prescripciones hechas por Normas Brasileñas específicas.

9.3.1. Sobrecarga de uso

Según el artículo 11.4.1.1 de la ABNT NBR 6118, las cargas accidentales corresponden normalmente a:

- Cargas verticales de uso del edificio;
- Cargas móviles, considerando el impacto vertical;
- Impacto lateral;
- Fuerza longitudinal de frenado o aceleración;
- Fuerza centrífuga

Estas cargas deben estar dispuestas en las posiciones más desfavorables para el elemento estudiado, salvo las simplificaciones permitidas por Normas Brasileñas específicas.

Para este caso, al tratarse de una cubierta plana con acceso único para mantenimiento, se considerará tan solo las cargas verticales debidas al uso de la cubierta, según las prescripciones de la Tabla 2 de la ABNT NBR 6120:

Local		Carga (kN/m ²)
Cubiertas	Sin acceso al público	2
	Con acceso al público	3
	No transitables	0,5
	Destinadas a helipuertos elevados: las cargas deberán ser suministradas por el órgano competente del Ministerio de Aeronáutica	–

Tabla 2 de ABNT NBR 6120 "Valores mínimos de las cargas verticales"

9.3.2. Viento

Según el artículo 11.4.1.2 de la ABNT NBR 6118, los esfuerzos debidos a la acción del viento deben ser considerados y se recomienda que se determinen de acuerdo con lo prescrito por la ABNT NBR 6123, permitiendo el empleo de reglas simplificadas previstas en Normas Brasileñas específicas.

Según esta norma, se deben determinar las fuerzas estáticas debidas al viento, que son:

1. La velocidad básica del viento, V_0 , adecuada al lugar donde se construirá la estructura, se determinará de acuerdo con lo dispuesto en el gráfico de las isolíneas de la velocidad básica en Brasil, con intervalos de 5 m / s. Según esta figura, para la ciudad de São Paulo le corresponde una velocidad $V_0 = 40$ m/s.

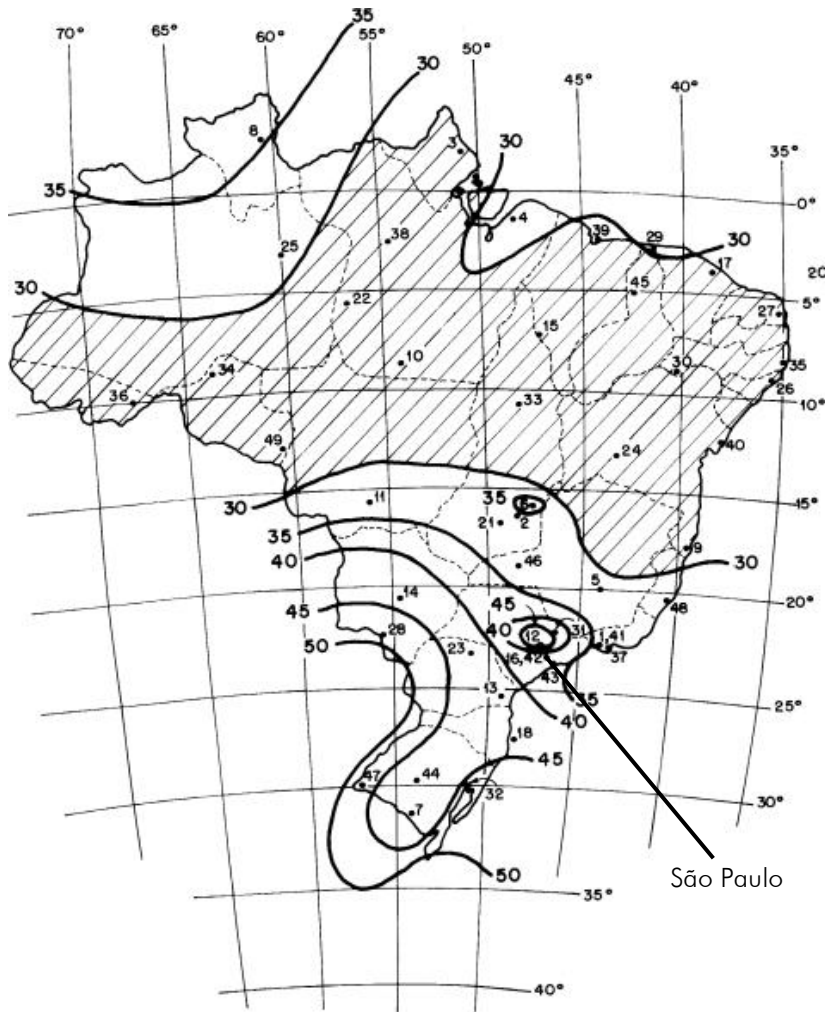


Imagen 46: Figura 1 de ABNT NBR 6123 "Isolíneas de la velocidad básica V_0 (m/s)"

2. La velocidad básica del viento se multiplica por los factores S_1 , S_2 y S_3 para obtener la velocidad característica del viento, V_k , para la parte de la edificación de acuerdo con 5.2. a 5.5. de esta norma técnica:

- Puesto que se encuentra en el borde de un talud, en el que puede admitirse un flujo de aire bidimensional soplando en el sentido indicado en la siguiente figura:

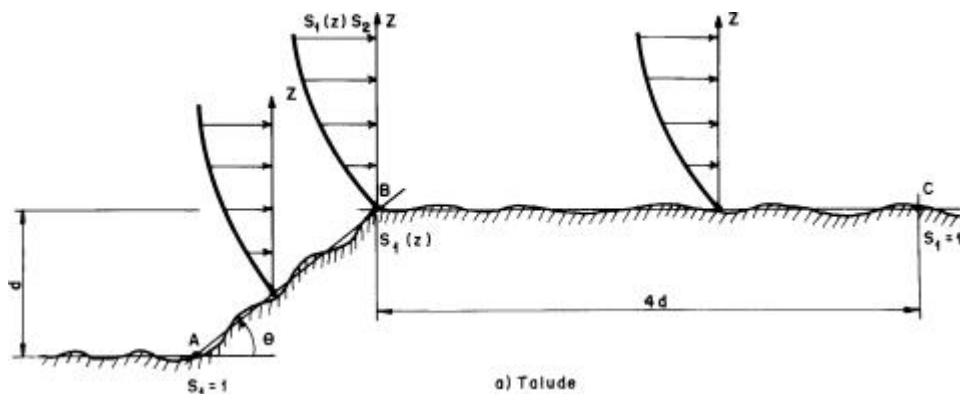


Imagen 47: Figura 2 de ABNT NBR 6123 "Factor topográfico S_1 "

Al tratarse pues del punto B, S_1 es una función $S_1(z)$, según el capítulo 5.2. de la ABNT NBR 6123. S_1 depende del ángulo del talud, por lo que, como $\theta \geq 45^\circ$:

$$S_1 = 1,00 + \left(2,50 - \frac{z}{d}\right) \cdot 0,31 \geq 1,00$$

Siendo z la altura medida desde la superficie del terreno en el punto considerado y d la diferencia de nivel entre la base y la cima del talud o morro.

$$S_1 = 1,00 + \left(2,50 - \frac{4,40}{3,70}\right) \cdot 0,31 = 1,41 > 1,00$$

- A los efectos del artículo 5.3. de la ABNT NBR 6123, el factor S_2 depende de:
 - La rugosidad del terreno y en este caso corresponde a la categoría 1, que se trata de superficies lisas de gran tamaño, con más de 5 km de longitud, medida en la dirección y sentido del viento incidente, como en lagos y ríos.
 - Para la definición de las partes de la edificación a considerar en la determinación de las acciones del viento, es necesario considerar características constructivas o estructurales que originen poca o ninguna continuidad estructural a lo largo de la edificación. En este caso el Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula corresponde a la clase C, ya que mayor dimensión horizontal excede de 50 m.
 - El factor S_2 se obtiene con la expresión siguiente, en la que z es la altura por encima del nivel del terreno, mientras que b y p son dos parámetros que se obtienen con la Tabla 1 de la ABNT NBR 6123:

$$S_2 = b \cdot (z/10)^p$$

$$S_2 = 1,12 \cdot (4,40/10)^{0,07} = 1,057$$

Categoría	z_g (m)	Parámetro	Clases		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
III	350	p	0,085	0,09	0,10
		b	0,94	0,94	0,93
IV	420	p	0,10	0,105	0,105
		b	0,86	0,85	0,84
V	500	p	0,12	0,125	0,135
		b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Tabla 1 de ABNT NBR 6123 "Parámetros meteorológicos"

- A partir del capítulo 5.4. de la ABNT NBR 6123 se obtiene el factor S_3 , cuyo valor se obtiene de la Tabla 3 de esta norma, y que en este caso S_3 se toma igual a 1,00, correspondiente a la clase 2.

Grupo	Descripción	S ₃
1	Edificios cuya ruina total o parcial puede afectar la seguridad o posibilidad de socorro a personas después de una tempestad destructiva (hospitales, cuarteles de bomberos y de fuerzas de seguridad, centrales de comunicación, etc.).	1,10
2	Edificios de hoteles y residencias. Edificios para comercio e industria con alta ocupación.	1,00
3	Edificios e instalaciones industriales con baja de ocupación (depósitos, silos, construcciones rurales, etc.).	0,95
4	Sellados (tejas, vidrios, paneles de sellado...).	0,86
5	Edificios temporales. Estructuras de los grupos 1 a 3 durante la construcción.	0,83

Tabla 3 de ABNT NBR 6123 "Valores mínimos del factor estadístico S₃"

Por lo que según la expresión del capítulo 4.2 de la ABNT NBR 6123 el valor de V_k es:

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

$$V_k = 40 \cdot 1,41 \cdot 1,057 \cdot 1,00 = 59,62 \text{ m/s}$$

3. La velocidad característica del viento permite determinar la presión dinámica por la expresión que proporciona el artículo 4.2. de la ABNT NBR 6123:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2$$

$$q = 0,613 \cdot 59,62^2 = 2.178,94 \text{ N/m}^2 = 2,18 \text{ kN/m}^2$$

Como la fuerza del viento depende de la diferencia de presión en las caras opuestas de la parte de la edificación en estudio, los coeficientes de presión son dados para superficies externas y superficies internas. A los efectos del capítulo 4.2.1 de la ABNT NBR 6123, se entiende por presión efectiva, Δp, en un punto de la superficie de una edificación, el valor definido por:

$$\Delta p = (c_{pe} - c_{pi}) \cdot q$$

donde c_{pe} es el coeficiente de presión externa y c_{pi} es el coeficiente de presión interna.


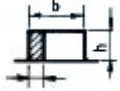

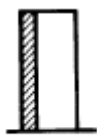
Para obtener el valor de la fuerza del viento sobre un elemento plano de edificación que actúa en dirección perpendicular a él, se calcula por la expresión dada por la ABNT NBR 6123 en su artículo 4.2.2:

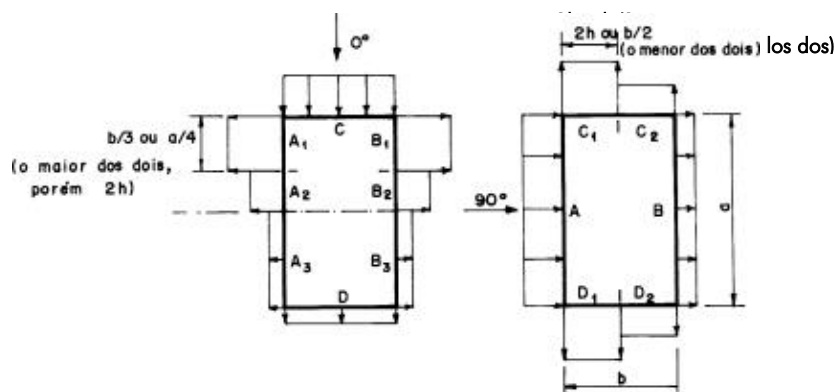
$$F = (C_e - C_i) \cdot q$$

Para los casos previstos en esta Norma, la presión interna se considera uniformemente distribuida en el interior de la edificación. Por lo tanto, en superficies internas planas, como es el caso, c_{pi} = C_i.

Como el edificio que se está analizando está formado por paredes internas permeables, la presión interna puede ser considerada uniforme. En este caso, y según el artículo 6.2.5 de la ABNT NBR 6123, se debe adoptar el valor más desfavorable para el coeficiente de presión interna c_{pi} = -0,3 o c_{pi} = 0 para el caso de que las cuatro caras del edificio tengan la misma permeabilidad.

Mediante la Tabla 4 de la ABNT NBR 6123 se obtienen los coeficientes de presión y de forma, externos para paredes de edificaciones de planta rectangular:

Altura relativa		Valores de C_e para								C_{pe} medio 
		$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$				
		A_1 e B_1	A_2 e B_2	C	D	A	B	C_1 e D_1	C_2 e D_2	
 $0,2b \leq h$ (el menor de los dos) $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,8	0,5	+0,7	-0,4	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	-0,9
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,8	0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,0
 $\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,9	-0,5	+0,7	-0,5	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,1
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,9	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5	-1,1
 $\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-1,0	-0,6	+0,8	-0,6	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-1,0	-0,5	+0,8	-0,3	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2



Notas:

a) Para a / b entre $3/2$ y 2 , interpolar linealmente.

b) Para viento a 0° , en las partes A_3 y B_3 , el coeficiente de forma C_e tiene los siguientes valores:

- si $a / b = 1$: mismo valor de las partes A_2 y B_2 ;
- para $a / b \geq 2$: $C_e = -0,2$;
- si $1 < a / b < 2$: interpolar linealmente.

c) Para cada una de las dos incidencias del viento (0° o 90°), el coeficiente de presión medio externo C_{pe} medio, se aplica a la parte de barlovento de las paredes paralelas al viento, a una distancia igual a $0,2 b$ o h , considerándose el menor de estos dos valores.

c) Para determinar el coeficiente de arrastre, C_a , se debe utilizar el gráfico de la Figura 4 (viento de baja turbulencia) o de la Figura 5 (viento de alta turbulencia - ver 6.5.3).

Imagen 48: Tabla 4 de ABNT NBR 6123 "Coeficientes de presión y de forma, externos, para paredes de edificaciones de planta rectangular"

Para este caso no se va a considerar la acción del viento con una incidencia de 0°, es decir, perpendicularmente al lado menor del edificio, ya que no hay ningún elemento sobre el que pueda actuar.

A partir de la Tabla 5 de la ABNT NBR 6123 se obtienen los coeficientes de presión y de forma, externos en cubierta de edificaciones de planta rectangular:

Altura Relativa	θ	C_e				C_{pe} medio			
		$\alpha = 90^\circ$		$\alpha = 0^\circ$					
		EF	GH	EG	FH				
$\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$ 	0°	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	---
	5°	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0
	10°	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4		-1,2
	15°	-1,0	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,2		-1,2
	20°	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0			-1,2
	30°	0	-0,4	-0,7	-0,6	-0,8			-1,1
	45°	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6				-1,1
	60°	+0,7	-0,6	-0,7	-0,6				-1,1
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$ 	0°	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	---
	5°	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-1,1	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-1,0	-0,6	-0,8	-0,6	-1,8	-1,5	-1,5	-1,2
	20°	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,0
	30°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0			-1,0
	45°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,8				-1,0
	60°	+0,6	-0,5	-0,8	-0,8				-1,0
$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$ 	0°	-0,8	-0,6	-0,9	-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	---
	5°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,8	-1,8	-1,5	-1,2
	20°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2
	30°	-1,0	-0,5	-0,8	-0,7	-1,5			-1,2
	40°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0			-1,2
	60°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,7				-1,2

Notas:

- a) El coeficiente de forma C_e en la cara inferior del alero es igual al de la pared correspondiente.
- b) En las zonas en torno a partes de elementos salientes al tejado, se considerará un coeficiente de forma $C_e = 1,2$, hasta una distancia igual a la mitad de la dimensión de la diagonal de la saliente vista en planta.
- c) En la cubierta de linternas, C_{pe} medio = - 2,0.
- d) Para viento a 0°, en las partes I y J el coeficiente de forma C_e tiene los siguientes valores: $a / b = 1$: mismo valor de las partes F y H; $A / b \geq 2$: $C_e = - 0,2$. Interpolarse linealmente para valores intermedios de a / b

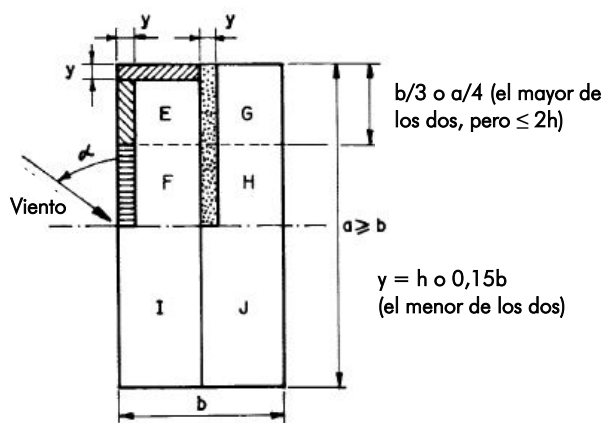


Imagen 49: Tabla 5 de ABNT NBR 6123 "Coeficientes de presión y de forma, externos, para tejados con dos aguas, simétricos, en edificaciones de planta rectangular"

Por lo que, para el caso que corresponde, se tienen los siguientes valores de los coeficientes de presión y de forma, externos:

α	Fachada		
	Barlovento	Sotavento	c_{pe} medio
	C_e	C_e	
90°	+0,7	-0,5	-1,0

α	Zonas	Cubierta	
		C_e	c_{pe} medio
0°	EG	-0,8	-2,0
	FH	-0,4	
	IJ	-0,2	
90°	EF	-0,8	-2,0
	GH	-0,4	
	IJ	-0,2	

Suponiendo diversas hipótesis de viento en función del elemento sobre el que incide el viento y de la dirección del mismo, se tienen diversos valores de la fuerza del viento, que para cada hipótesis son:

- Hipótesis de viento 1: Viento incidiendo sobre el lado largo del edificio:

Fachada barlovento: $F = (+0,7 - 0) \cdot 2,18 = + 1,53 \text{ kN/m}^2$ (presión)

Fachada sotavento: $F = (-0,5 - 0) \cdot 2,18 = -1,09 \text{ kN/m}^2$ (succión)

Zona EF de la cubierta: $F = (-0,8 - 0,3) \cdot 2,18 = - 2,40 \text{ kN/m}^2$ (succión)

Zona GH de la cubierta: $F = (-0,4 - 0,3) \cdot 2,18 = - 1,53 \text{ kN/m}^2$ (succión)

Zona IJ de la cubierta: $F = (-0,2 - 0,3) \cdot 2,18 = - 1,09 \text{ kN/m}^2$ (succión)

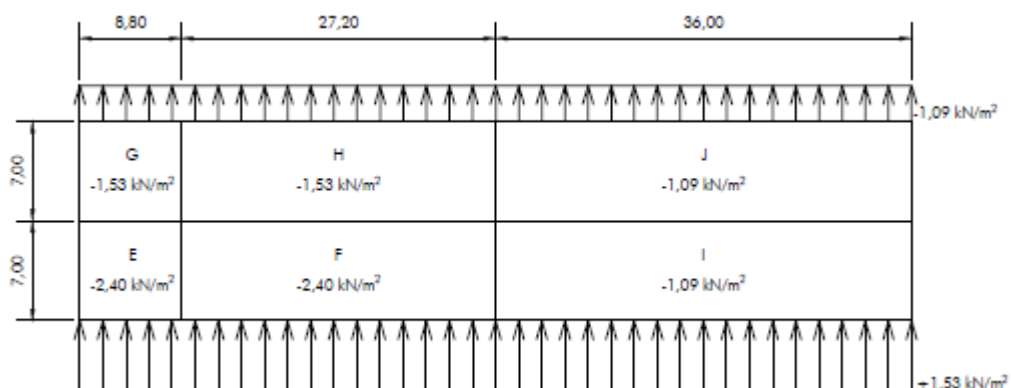


Imagen 50: Hipótesis de viento 1

- Hipótesis de viento 2: Simétrica a la hipótesis de viento 1

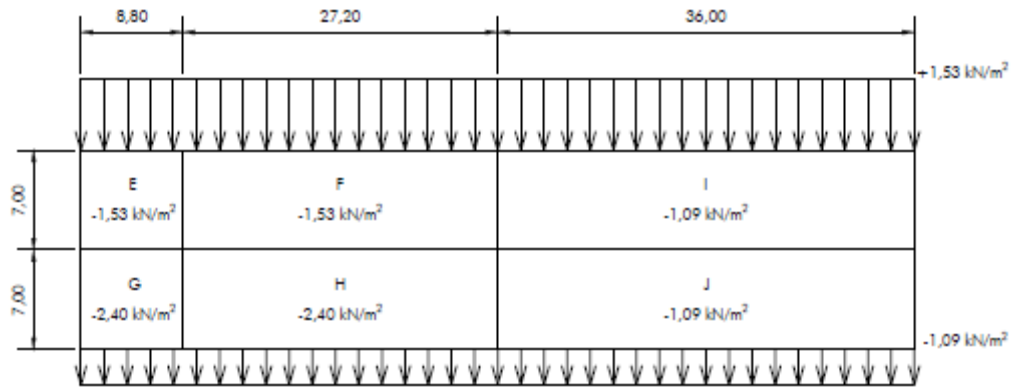


Imagen 51: Hipótesis de viento 2

- Hipótesis de viento 3: Viento incidiendo sobre el lado corto del edificio:

Zona EG de la cubierta: $F = (-0,8 - 0,3) \cdot 2,18 = -2,40 \text{ kN/m}^2$ (succión)

Zona FH de la cubierta: $F = (-0,4 - 0,3) \cdot 2,18 = -1,53 \text{ kN/m}^2$ (succión)

Zona IJ de la cubierta: $F = (-0,2 - 0,3) \cdot 2,18 = -1,09 \text{ kN/m}^2$ (succión)

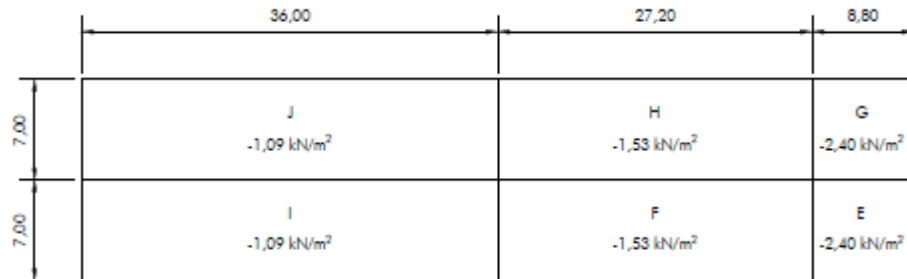


Imagen 52: Hipótesis de viento 3

- Hipótesis de viento 4: Viento incidiendo sobre el lado corto del edificio:

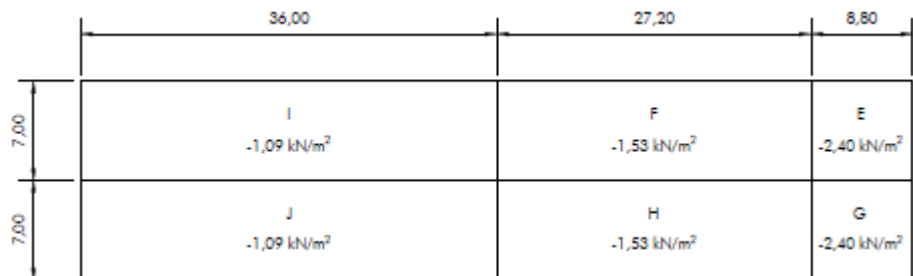


Imagen 53: Hipótesis de viento 4

9.3.3. Nieve

La norma ABNT NBR 6118 no considera la influencia de la nieve para el cálculo de las acciones variables actuantes en la estructura de las construcciones.

9.4. Acciones extraordinarias

En el diseño de estructuras sujetas a situaciones excepcionales de carga, cuyos efectos no puedan ser controlados por otros medios, deben considerarse acciones excepcionales con los valores definidos, en cada caso particular, por Normas Brasileñas específicas.

Se considerará pues la normativa ABNT NBR 15421, para proyectos de estructuras sismoresistentes.

9.4.1. Sismo

Según esta norma, a efectos de la definición de las acciones sísmicas a ser consideradas en el proyecto, debe considerarse la zonificación sísmica de la Figura 1 de la ABNT NBR 15421.

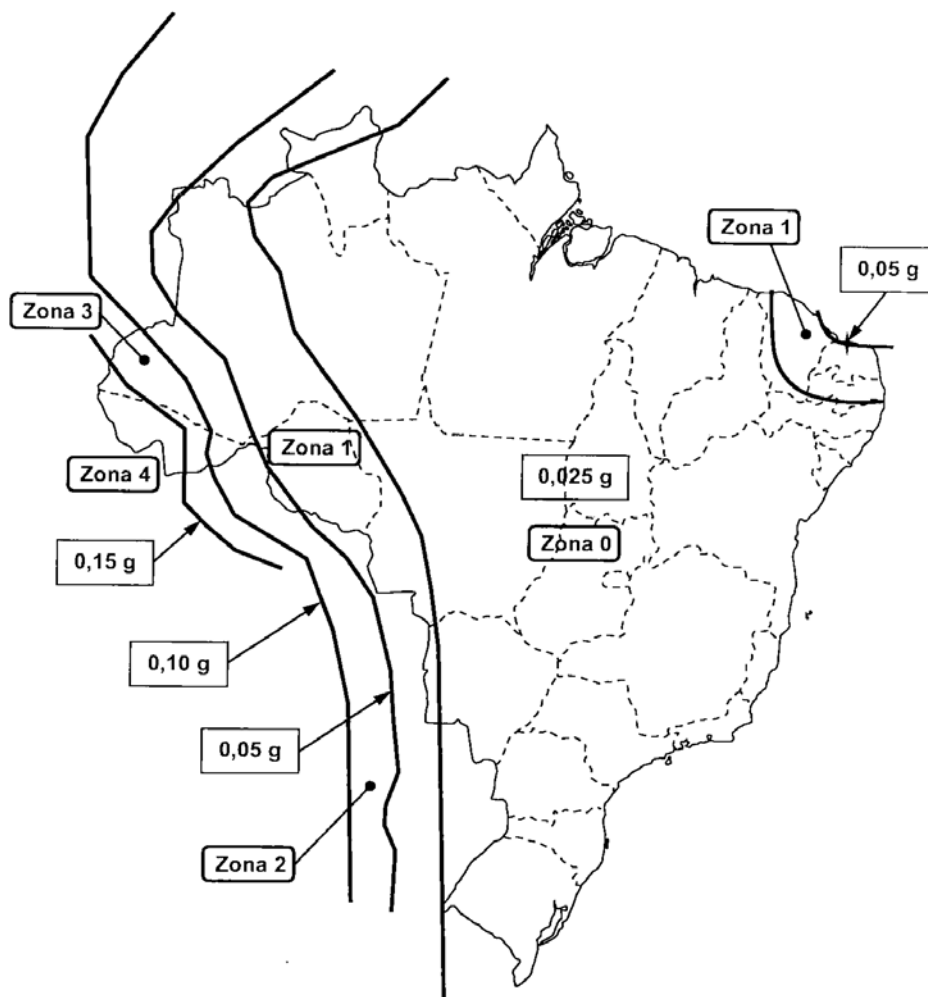


Imagen 54: Figura 1 de ABNT NBR 15421 "Mapeo de la aceleración sísmica horizontal característica en Brasil"

Según el capítulo 7.3 de la ABNT NBR 15421, la categoría sísmica para la zona 0 a la que corresponde São Paulo es la A, tal y como indica la Tabla 5 de la misma norma.

Zona sísmica	Categoría sísmica
Zonas 0 a 1	A
Zona 2	B
Zonas 3 a 4	C

Tabla 5 de ABNT NBR 15421 "Categoría sísmica"

Los requisitos de análisis para la categoría sísmica A según el artículo 7.3.1 de la ABNT NBR 15421 Para las estructuras ubicadas en la zona sísmica 0, no se requiere ningún requisito de resistencia sísmica, por lo que no se va a tener en cuenta la normativa sísmica para el análisis estructural de la cubierta del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula.

9.5. Aplicación de acciones sobre la estructura

Clasificación de las acciones	Tipo de acción			Valor
Permanentes	Peso propio de la estructura			25 kN/m ³
	Capa de grava sobre la cubierta			2,5 kN/m ²
Variables	Sobrecarga de uso de tipo			2,0 kN/m ²
	Viento en la dirección del eje X	Lateral	Barlovento	1,53 kN/m ²
			Sotavento	-1,09 kN/m ²
		Cubierta	Zona EF	-2,40 kN/m ²
			Zona GH	-1,53 kN/m ²
			Zona IJ	-1,09 kN/m ²
		Viento en la dirección del eje Y	Lateral	Barlovento
	Sotavento			-0,65 kN/m ²
	Cubierta		Zona EG	-2,40 kN/m ²
			Zona FH	-1,53 kN/m ²
		Zona IJ	-1,09 kN/m ²	
Extraordinarias	Sismo			No se tiene en cuenta

10. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD

Según la ABNT NBR 6118, el objetivo del análisis estructural es determinar los efectos de las acciones en una estructura, con la finalidad de efectuar las comprobaciones de los estados límites últimos y de servicio. El análisis estructural permite establecer las distribuciones de esfuerzos internos, tensiones, deformaciones y desplazamientos, en una parte o en toda la estructura.

Se distinguen dos tipos de estados límites, definidos en el artículo 10 de la ABNT NBR 6118:

Estados límite	
Estados Límite Últimos	<p>La seguridad de las estructuras de hormigón siempre debe comprobarse en relación con los siguientes estados límites:</p> <ul style="list-style-type: none"> a) estado límite último de la pérdida del equilibrio de la estructura, admitida como cuerpo rígido; b) estado límite último de agotamiento de la capacidad resistente de la estructura, en su totalidad o en parte, debido a las sollicitudes normales y tangenciales, admitiendo la redistribución de esfuerzos internos, siempre que se respete la capacidad de adaptación plástica, y, en general, las comprobaciones separadas de las sollicitudes normales y tangenciales; c) estado límite último de agotamiento de la capacidad resistente de la estructura, en su totalidad o en parte, considerando los efectos de segundo orden; d) estado límite último provocado por sollicitudes dinámicas; e) estado límite último de colapso progresivo; f) otros estados limitados que eventualmente puedan ocurrir en casos especiales.
Estados Límite De Servicio	<p>Los estados límite de servicio son aquellos relacionados con la durabilidad de las estructuras, la apariencia, la comodidad del usuario y la buena utilización funcional de las mismas, ya sea en relación con los usuarios, o en relación con las máquinas y los equipos utilizados.</p> <p>La seguridad de las estructuras de hormigón puede requerir la verificación de algunos estados límite de servicio.</p> <p>En construcciones especiales puede ser necesario verificar la seguridad con respecto a otros estados límites de servicio no definidos en esta Norma.</p>

11.COMBINACIÓN DE ACCIONES

De acuerdo con ABNT NBR 6118 en el capítulo 11 *“en el análisis estructural debe considerarse la influencia de todas las acciones que puedan producir efectos significativos para la seguridad de la estructura en examen, teniendo en cuenta los posibles estados límites últimos y los de servicio”*.

11.1. Combinación de acciones y coeficientes de seguridad

Según el capítulo 11.8 de ABNT NBR 6118, cada carga está definida por la combinación de las acciones que tienen probabilidades no despreciables de actuar simultáneamente sobre la estructura durante un período preestablecido.

11.1.1.Coficientes de ponderación de las acciones para Estado Límite Último (ELU)

Según el artículo 11.7 de la ABNT NBR 6118, las acciones deben ser mayoradas por los coeficientes γ_f ; cuyos valores se establecen en las Tablas 11.1 y 11.2 de la misma Norma para γ_{f1} , γ_{f3} y γ_{f2} respectivamente.

Combinación de acciones	Acciones							
	Permanentes (g)		Variables (q)		Pretensado (p)		Recalce de apoyos y retracción	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normales	1,40 ¹⁾	1,00	1,40	1,20	1,20	0,90	1,20	0,00
Especiales o de construcción	1,30	1,00	1,20	1,00	1,20	0,90	1,20	0,00
Extraordinarias	1,20	1,00	1,00	0,00	1,20	0,90	0,00	0,00

Donde:
D es desfavorable, F es favorable, G representa las cargas variables en general y T es la temperatura.
¹⁾ Para las cargas permanentes de pequeña variabilidad, como el peso propio de las estructuras, especialmente las preformadas, este coeficiente puede reducirse a 1,3.

Tabla 11.1 de ABNT NBR 6118 "Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{fi}, \gamma_{fs}$ "

Acciones		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_1 ¹⁾	Ψ_2
Cargas accidentales en edificios	Lugares en que no hay predominio de pesos de equipos que permanecen fijos por largos períodos de tiempo, ni de elevadas concentraciones de personas ²⁾	0,50	0,40	0,30
	Lugares en que hay predominio de pesos de equipos que permanecen fijos por largos períodos de tiempo, o de alta concentración de personas ³⁾	0,70	0,60	0,40
	Biblioteca, archivos, talleres y garajes	0,80	0,70	0,60
Viento	Presión dinámica del viento en las estructuras en general	0,60	0,30	0,00
Temperatura	Variaciones uniformes de temperatura en relación con la media anual local	0,60	0,50	0,30

¹⁾ Para los valores de Ψ_1 relativos a los puentes y principalmente a los problemas de fatiga.
²⁾ Edificios residenciales.
³⁾ Edificios comerciales, de oficinas, estaciones y edificios públicos.

Tabla 11.2 de ABNT NBR 6118 "Valores del coeficiente γ_{f2} "

11.1.2. Coeficientes de ponderación de las acciones para Estados Límite de Servicio (ELS)

Según la ABNT NBR 6118, las acciones variables que se consideren en el análisis de una estructura deben mayorarse por el coeficiente γ_{f2} , cuyo valor se determina en la Tabla 11.2 del capítulo 11.7 de la misma Norma.

Acciones		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_1 ¹⁾	Ψ_2
Cargas accidentales en edificios	Lugares en que no hay predominio de pesos de equipos que permanecen fijos por largos períodos de tiempo, ni de elevadas concentraciones de personas ²⁾	0,50	0,40	0,30
	Lugares en que hay predominio de pesos de equipos que permanecen fijos por largos períodos de tiempo, o de alta concentración de personas ³⁾	0,70	0,60	0,40
	Biblioteca, archivos, talleres y garajes	0,80	0,70	0,60
Viento	Presión dinámica del viento en las estructuras en general	0,60	0,30	0,00
Temperatura	Variaciones uniformes de temperatura en relación con la media anual local	0,60	0,50	0,30

1) Para los valores de Ψ_1 relativos a los puentes y principalmente a los problemas de fatiga.
 2) Edificios residenciales.
 3) Edificios comerciales, de oficinas, estaciones y edificios públicos.

Tabla 11.2 de ABNT NBR 6118 "Valores del coeficiente γ_{f2} "

11.2. Combinación de Estado Límite Último

Según el artículo 11.8.2 la ABNT NBR 6118, la verificación de la seguridad en relación con los estados límites últimos debe ser realizada en función de combinaciones últimas y de forma que puedan determinarse los efectos más desfavorables para la estructura. Estas combinaciones se disponen en la Tabla 11.3 de la misma Norma.

Combinaciones últimas (ELU)	Descripción	Cálculo de las solicitaciones
Normales	Agotamiento de la capacidad resistente de los elementos estructurales de hormigón armado ¹⁾	$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\epsilon g} \cdot F_{\epsilon gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \Psi_{oi} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{sq} \cdot \Psi_{os} \cdot F_{sqk}$
	Agotamiento de la capacidad resistente de los elementos resistentes para elementos prensados	Se debe considerar, cuando sea necesario, la fuerza de pretensado como carga externa con los valores P_{kmax} y P_{kmin} para la fuerza desfavorable y favorable, respectivamente.
	Pérdida del equilibrio como elemento rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} \cdot G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} \cdot G_{nk} + \gamma_q \cdot Q_{nk} - \gamma_{sq} \cdot Q_{s,min}$; donde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \Psi_{oi} \cdot Q_{jk}$
Especiales o de construcción ²⁾	$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\epsilon g} \cdot F_{\epsilon gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \Psi_{oi} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{sq} \cdot \Psi_{os} \cdot F_{sqk}$	
Extraordinarias ²⁾	$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\epsilon g} \cdot F_{\epsilon gk} + F_{q1ext} + \gamma_q \cdot \sum \Psi_{oi} \cdot F_{qjk} + \gamma_{sq} \cdot \Psi_{os} \cdot F_{sqk}$	

Donde:

F_d es el valor de cálculo de las acciones para la combinación última;

F_{gk} representa las acciones permanentes;

$F_{\epsilon k}$ representa las acciones permanentes como la retracción $F_{\epsilon gk}$ y variables como la temperatura $F_{\epsilon qk}$;

F_{qk} representa las acciones variables, de las que F_{q1k} es la principal;

$\gamma_g, \gamma_{\epsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\epsilon q}$ – ver tabla 11.1;

Ψ_{oi}, Ψ_{os} – ver tabla 11.2;

F_{sd} representa las acciones estabilizantes;

F_{nd} representa las acciones no estabilizantes;

G_{sk} es el valor característico de la acción permanente estabilizante;

R_d es el esfuerzo resistente considerado como estabilizante, cuando haya;

G_{nk} es el valor característico de la acción permanente desestabilizadora;

$$G_{nk} = G_{1k} + \sum_{j=2}^m \Psi_{01} \cdot Q_{jk}$$

Q_{nk} es el valor característico de las acciones variables desestabilizadora;

Q_{1k} es el valor característico de la acción variable desestabilizadora considerada como principal;

Ψ_{oi} y Q_{jk} son las demás acciones variables inestables, consideradas con su valor reducido;

$Q_{s,min}$ es el valor característico mínimo de la acción variable estabilizante que acompaña obligatoriamente una acción variable desestabilizadora.

¹⁾ En el caso general, deben considerarse incluso combinaciones donde el efecto favorable de las cargas

permanentes sea reducido por la consideración de $\gamma_g = 1,0$. En el caso de estructuras usuales de edificios, estas combinaciones que consideren γ_g reducido (1,0) no necesitan ser consideradas.
 2) Cuando F_{g1k} o F_{g1exc} actúen en tiempo muy pequeño o tengan una probabilidad de ocurrencia muy baja Ψ_{0j} , puede ser sustituido por Ψ_{2j} .

Tabla 11.3 de ABNT NBR 6118 "Combinaciones últimas"

11.3. Combinación de Estado Límite de Servicio

Según el artículo 11.8.3 la ABNT NBR 6118, la verificación de la seguridad en relación con los estados límites de servicio debe ser realizada en función de combinaciones de servicio y de forma que puedan determinarse los efectos más desfavorables para la estructura. Estas combinaciones se disponen en la Tabla 11.4 de la misma Norma.

Combinaciones de servicio (ELS)	Descripción	Cálculo de las solicitaciones
Combinaciones cuasi permanentes de servicio (CQP)	En las combinaciones casi permanentes de servicio, todas las acciones variables son consideradas con sus valores casi permanentes $\Psi_2 \cdot F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \sum \Psi_{2j} \cdot F_{qjk}$
Combinaciones frecuentes de servicio (CF)	En las combinaciones frecuentes de servicio, la acción variable principal F_{q1} se toma con su valor frecuente $\Psi_1 \cdot F_{q1k}$ y todas las demás acciones variables se toman con sus valores casi permanentes $\Psi_2 \cdot F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \Psi_1 \cdot F_{q1k} + \sum \Psi_{2j} \cdot F_{qjk}$
Combinaciones raras de servicio (CR)	En las combinaciones raras de servicio, la acción variable principal F_{q1} se toma con su valor característico F_{q1k} y todas las demás acciones se toman con sus valores frecuentes $\Psi_1 \cdot F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + F_{q1k} + \sum \Psi_{1j} \cdot F_{qjk}$
Donde: $F_{d,ser}$ es el valor de cálculo de las acciones para combinación de servicio; F_{q1k} es el valor característico de las acciones variables principales; Ψ_1 es el factor de reducción de la combinación frecuente para ELS; Ψ_2 es el factor de reducción de la combinación cuasi permanente para ELS.		

Tabla 11.4 de ABNT NBR 6118 "Combinaciones de servicio"

12. COMPROBACIONES DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

Conocidas las cargas y aplicadas al modelo, se va a realizar un análisis de los resultados obtenidos mediante el programa informático SAP2000 para las distintas combinaciones de los Estados Límites.

12.1. Comprobación de los Estados Límite de Servicio

12.1.1. Comprobación a flechas verticales

Para llevar a cabo la comprobación del proyecto se deben cumplir las condiciones de flecha, según lo indicado en la tabla 13.2 de la ABNT NBR 6118, en materia de los límites para desplazamientos:

Tipo de efecto	Razón de la limitación	Ejemplo	Desplazamiento a considerar	Desplazamiento límite
Aceptación sensorial	Visual	Desplazamientos visibles en elementos estructurales	Total	$l/250$
	Otro	Vibraciones	Debidos a cargas accidentales	$l/350$
Efectos estructurales en servicio	Superficies que deben drenar agua	Cubiertas y balcones	Total	$l/250$ ¹⁾
	Pavimentos que deben permanecer planos	Gimnasios y pistas de bolos	Total	$l/350 + \text{contraflecha}$ ²⁾
			Ocurrida después de la construcción del pavimento	$l/600$
Elementos que soportan equipos sensibles	Laboratorios	Ocurrido después de la nivelación del equipo	De acuerdo con la recomendación del fabricante del equipo	
Efectos en elementos no estructurales	Paredes	Albañilería, marcos y revestimientos	Después de la construcción de la tabiquería	$l/500$ ³⁾ o 10 mm o $\theta = 0,0017 \text{ rad}$ ⁴⁾
		Tableros ligeros y marcos telescópicos	Ocurrido después de la instalación de la partición	$l/250$ ³⁾ o 25 mm
		Movimiento lateral de edificios	Provocado por la acción del viento para la combinación frecuente ($\psi_1 = 0,30$)	$H/1700$ o $H_i/850$ ⁵⁾ entre pavimentos ⁶⁾
		Movimientos térmicos verticales	Provocado por la diferencia de temperatura	$l/400$ ⁷⁾ o 15 mm
	Revestimientos	Movimientos térmicos horizontales	Provocado por la diferencia de temperatura	$H_i/500$
		Revestimientos pegados	Ocurrido después de la construcción del revestimiento	$l/350$
		Revestimientos colgados o con juntas	Desplazamiento ocurrido después de la construcción del revestimiento	$l/175$
Puentes rodantes	Desalineación de rieles	Desplazamiento provocado por las acciones derivadas del frenado	$H/400$	
Efectos en elementos estructurales	Alejamiento con respecto a las hipótesis de cálculo adoptadas	Si los desplazamientos son relevantes para el elemento considerado, sus efectos sobre las tensiones o sobre la estabilidad de la estructura deben ser considerados, incorporándolos al modelo estructural adoptado.		

¹⁾ Las superficies deben estar suficientemente inclinadas o el desplazamiento previsto compensado por contraflechas, de modo que no se tenga una acumulación de agua.

²⁾ Los desplazamientos pueden ser parcialmente compensados por la especificación de contraflechas. Sin embargo, la actuación aislada de la contraflecha no puede ocasionar una desviación del plano mayor que $l/350$.

³⁾ El vano se debe tomar en la dirección en la que se desarrolla la pared o la partición.

⁴⁾ Rotación en los elementos que soportan paredes.

<p>⁵⁾ H es la altura total del edificio e H_i el desnivel entre dos pavimentos vecinos.</p> <p>⁶⁾ Este límite se aplica al desplazamiento lateral entre dos pavimentos consecutivos debido a la actuación de acciones horizontales. No deben incluirse los desplazamientos debidos a deformaciones axiales en los pilares. El límite también se aplica para el desplazamiento vertical relativo de los extremos de los dinteles conectados a dos paredes de contraviento, cuando H_i representa la longitud del dintel.</p> <p>⁷⁾ El valor se refiere a la distancia entre el pilar externo y el primer pilar interno.</p> <p>NOTAS</p> <p>Todos los valores límites de desplazamientos suponen elementos de vano soportados en ambos extremos por apoyos que no se mueven. Cuando se trata de balcones, el vano equivalente debe ser considerado el doble de la longitud del balcón.</p> <p>En el caso de elementos superficiales, los límites prescritos consideran que el valor es el menor vano, excepto en casos de verificación de paredes y divisorias, donde interesa la dirección en la cual la pared o partición se desarrolla, limitándose ese valor al más pequeño de los dos.</p> <p>El desplazamiento total debe ser obtenido a partir de la combinación de las acciones características ponderadas por los coeficientes definidos en el capítulo 11 de la Norma.</p> <p>Los desplazamientos excesivos pueden ser parcialmente compensados por contraflechas.</p>
--

Tabla 13.2 de la ABNT NBR 6118 "Límites para deslizamientos"

Al tratarse de una estructura de hormigón armado, se ha de tener en cuenta que el hormigón es un material que se readapta con el tiempo y tiene una curva de adaptación que puede durar años. Por lo tanto, es importante saber que los resultados cinemáticos que proporciona el programa informático SAP2000, por defecto, suponen un comportamiento elástico lineal y solo dan datos del movimiento elástico instantáneo.

Pero calcular la deformación final no es fácil, ya que en el hormigón se ha de contabilizar una flecha extra debida al momento del descimbrado, la relación entre el peso propio y la sobrecarga de uso, de la cantidad de armadura dispuesta, etc.

De manera simplificada se va a considerar que el factor por el que se amplifica la flecha teniendo en cuenta la flecha diferida y la fisuración que se produce en el hormigón es 3.

Para la comprobación de la flecha se deben contemplar tres situaciones:

- Integridad constructiva: se calcula mediante la combinación ELS_q , que considera el peso propio de los elementos constructivos pero no el de la estructura. Esta situación no se va a considerar en este caso ya que las paredes que delimitan los talleres, cuartos de instalaciones y aseos no llegan a alcanzar la altura del forjado, por lo que no tendría sentido considerar esta situación. Además, no se podría tener en cuenta la flecha diferida del peso propio de la estructura, ya que solo se considera la flecha instantánea debida a la construcción del elemento constructivo, sin tener en cuenta la debida al peso propio de la estructura.
- Confort de los usuarios: se calcula mediante la hipótesis SCU, que solo tiene en cuenta la sobrecarga de uso, pero no se tiene en cuenta el factor de amplificación, ya que la sobrecarga de uso no tiene efecto diferido.
- Apariencia de la obra: se calcula mediante la combinación ELS_{qpu} , que tiene en cuenta todos los pesos propios y la sobrecarga de uso, y si el resultado se multiplica por el factor de amplificación se obtendría una aproximación a la flecha total.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): ELSqpu

Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

Options: Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
CMP	Linear Static	1,
CMP	Linear Static	1,
DEAD	Linear Static	1,
SCU	Linear Static	0,3

Buttons: Add, Modify, Delete

Buttons: OK, Cancel

Imagen 55: Combinación de cargas para comprobación de ELS

Para este caso, debido a que la situación más restrictiva es la de la apariencia de la obra, se va a limitar el desplazamiento vertical conforme a lo establecido en la Tabla 13.2 de la ABNT NBR 6118 para elementos estructurales en servicio, en concreto para una cubierta, donde el límite de la flecha debe ser $l/250$, por lo tanto:

La flecha en el vano central debe ser $\leq 30/250 = 0,12$ m:

La longitud con la que se comprueba la flecha es la longitud del vano central.

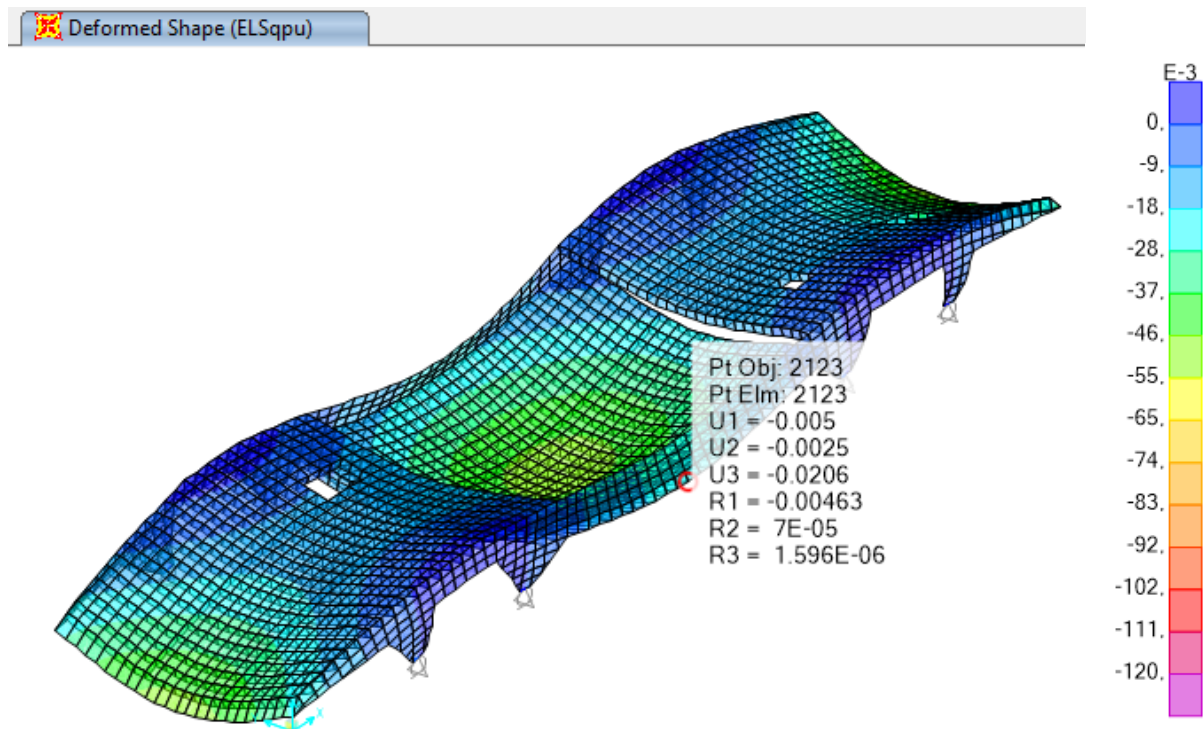


Imagen 56: Deformada ELSqpu proporcionada por SAP2000_Flecha máxima 120 mm

La flecha instantánea máxima en el vano central es de 0,0206m, mientras que la flecha total en este punto será pues $0,0206 \cdot 3 = 0,0618$ m $< 0,12$ m, por lo que se cumple la limitación de la flecha máxima.

La flecha total del centro de la cubierta debe ser $\leq 31,2/250 = 0,125$ m:

La longitud con la que se comprueba la flecha es la diagonal de la losa central de la cubierta.

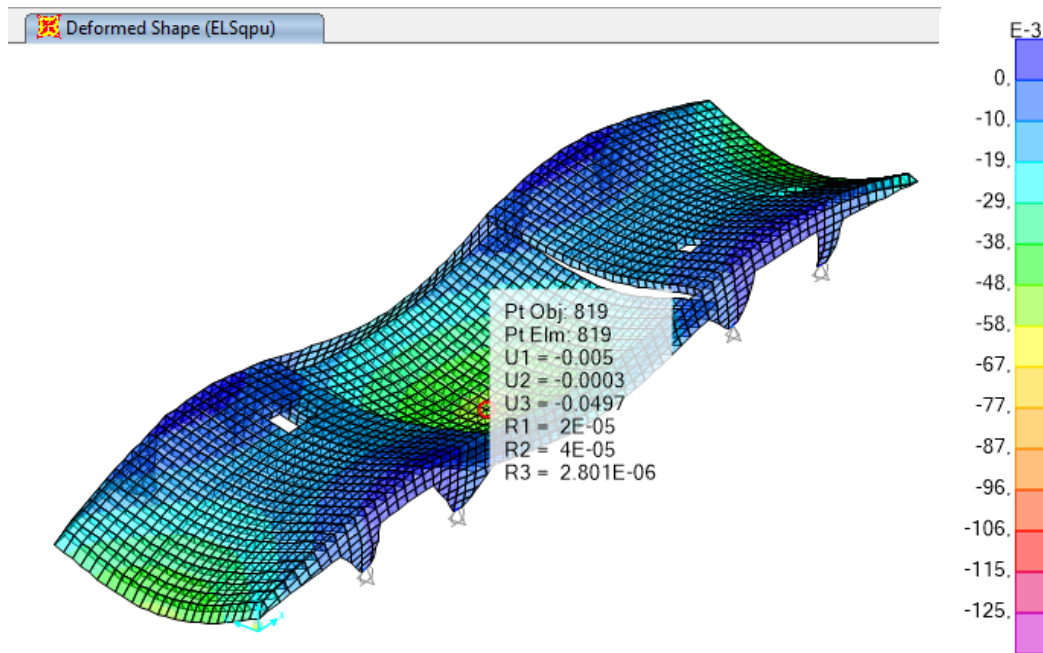


Imagen 57: Deformada ELSqpu proporcionada por SAP2000_Flecha máxima 125 mm

El movimiento vertical máximo del punto medio de la losa central es de 0,0497m, pero la flecha en este punto es la diferencia entre este movimiento vertical y la flecha en los vértices de la losa: $0,0497 - 0,0027 = 0,047$ m; mientras que la flecha total en este punto será pues $0,047 \cdot 3 = 0,141$ m $> 0,125$ m; por lo que no se cumple la limitación de la flecha máxima.

La flecha total del centro de la cubierta debe ser $\leq (2 \cdot 20) / 250 = 0,16$ m:

La longitud con la que se comprueba la flecha es el doble de la diagonal de la losa lateral de la cubierta.

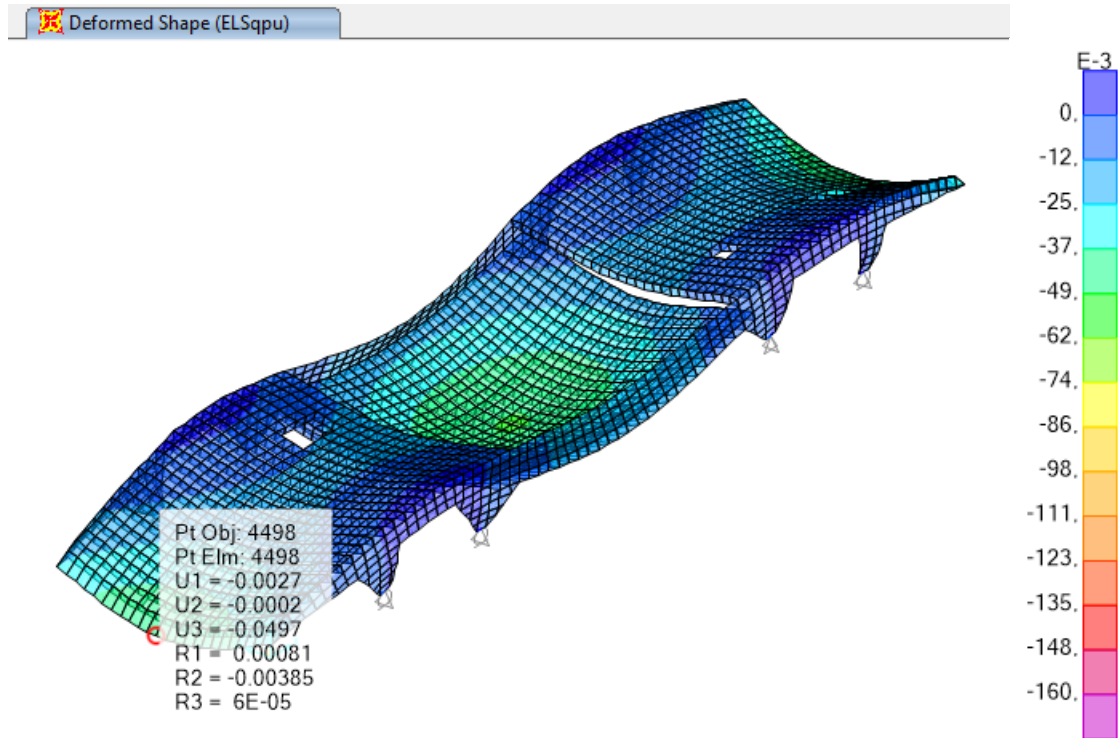


Imagen 58: Deformada ELSqpu proporcionada por SAP2000_Flecha máxima 160 mm

La flecha instantánea máxima en el centro del voladizo es de 0,0497m, mientras que la flecha total en este punto será pues $0,0497 \cdot 3 = 0,149$ m $>$ 0,16 m, por lo que se cumple la limitación de la flecha máxima.

La flecha en los vanos laterales $\leq 10/250 = 0,04$ m:

La longitud con la que se comprueba la flecha es la longitud del vano lateral.

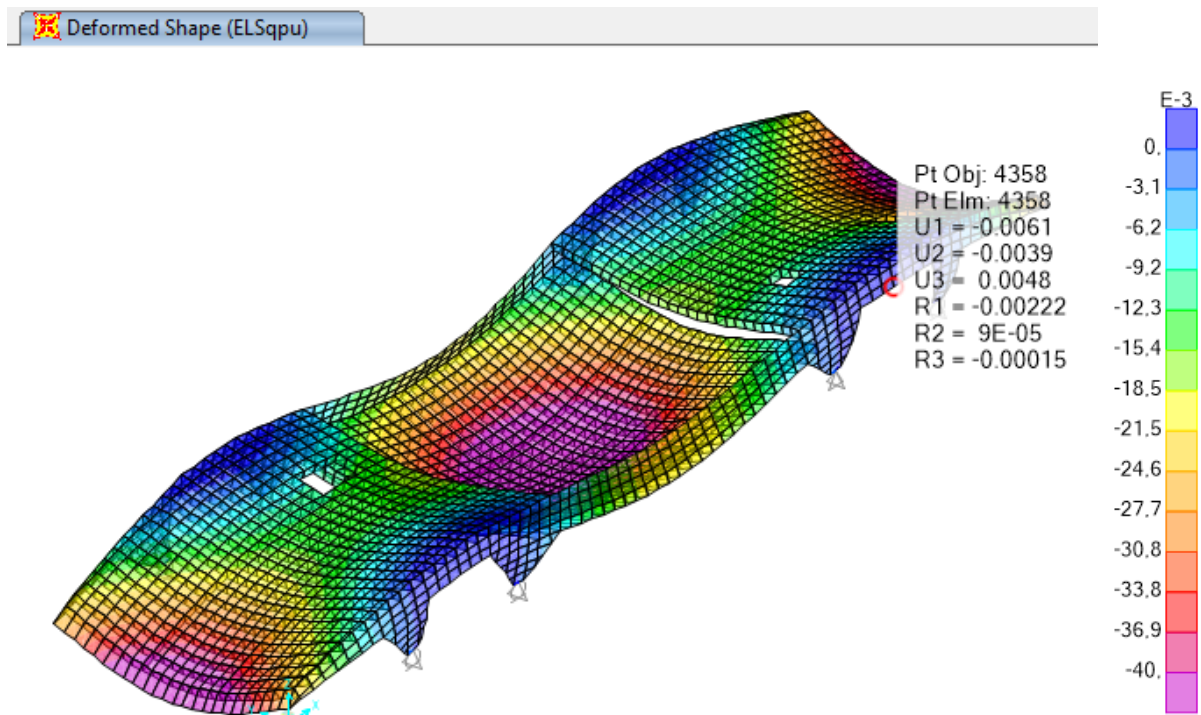


Imagen 59: Deformada ELSqpu proporcionada por SAP2000_Flecha máxima 40 mm

La flecha instantánea máxima en los vanos laterales es de 0,0048m, mientras que la flecha total en este punto será pues $0,0048 \cdot 3 = 0,0144$ m $< 0,04$ m, por lo que se cumple la limitación de la flecha máxima.

La flecha en los voladizos debe ser $\leq (2 \cdot 10)/250 = 0,08$ m:

La longitud con la que se comprueba la flecha es el doble de la longitud del voladizo.

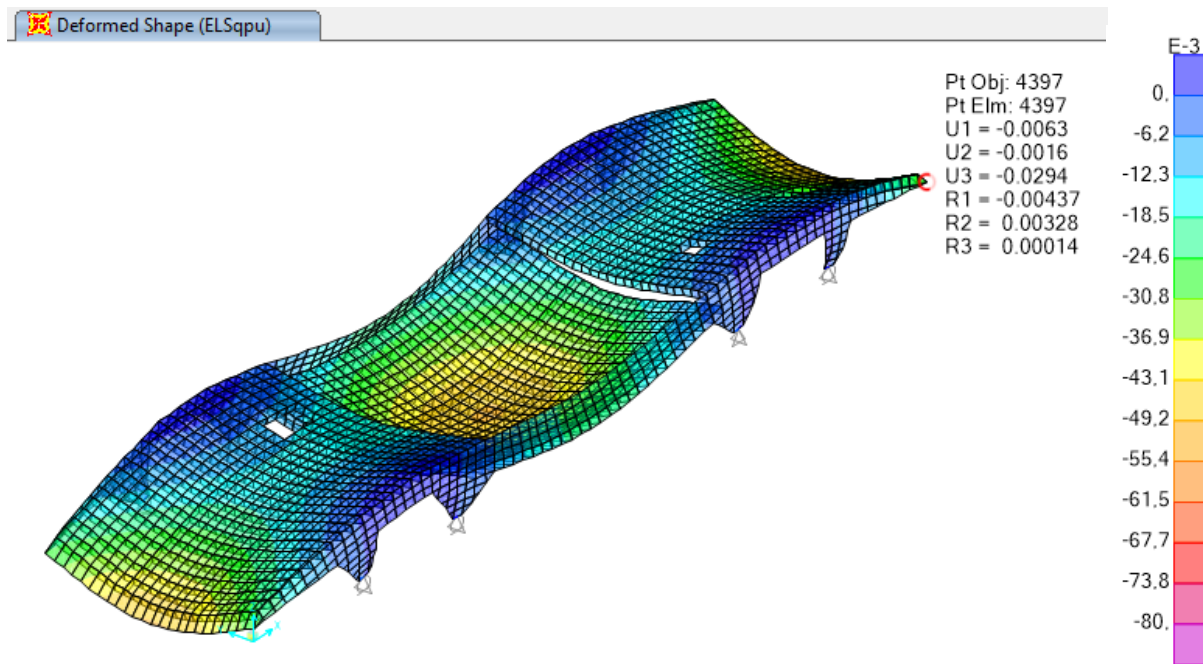


Imagen 60: Deformada ELSqpu proporcionada por SAP2000_Flecha máxima 80 mm

La flecha instantánea máxima de los voladizos es de 0,0294m, mientras que la flecha total en este punto será pues $0,0294 \cdot 3 = 0,0882$ m $> 0,8$ m, por lo que no se cumple la limitación de la flecha máxima.

La flecha en el punto medio entre las dos vigas principales $\leq 14/250 = 0,056$ m:

La longitud con la que se comprueba la flecha es la longitud del vano lateral.

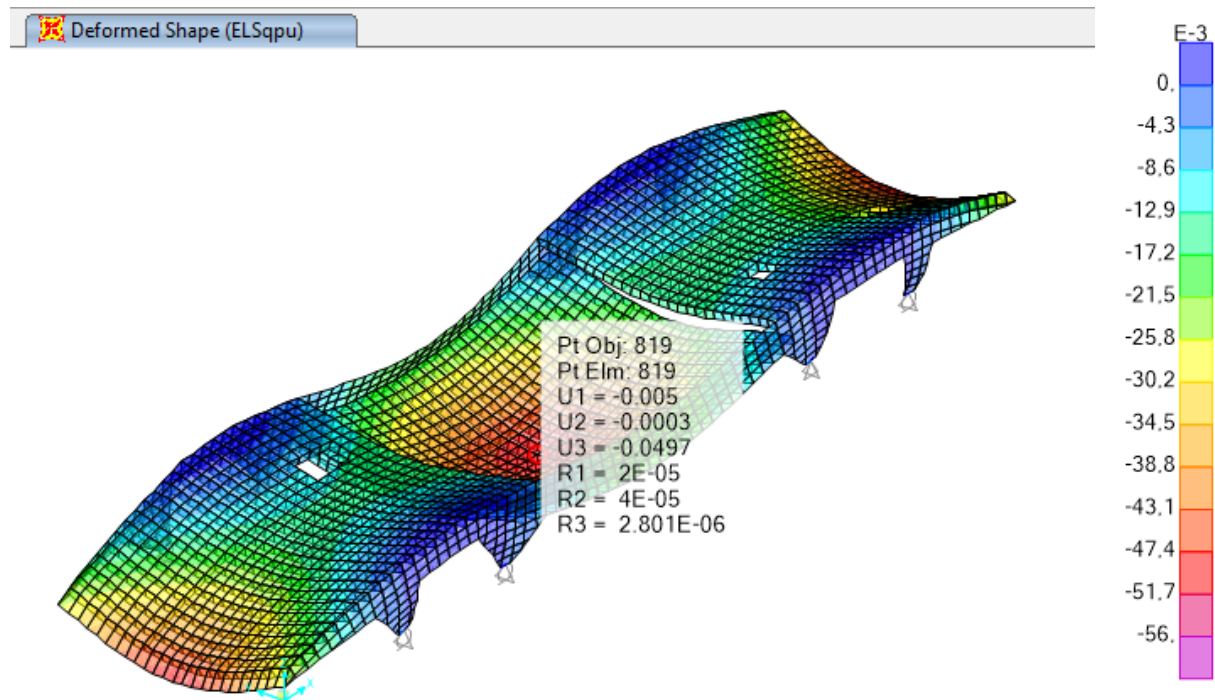


Imagen 61: Deformada ELSqpu proporcionada por SAP2000_Flecha máxima 56 mm

El movimiento vertical máximo del punto medio de la losa central es de 0,0497m, pero la flecha en este punto es la diferencia entre este movimiento vertical y la flecha en la losa en el punto central de su extremo: $0,0497 - 0,0204 = 0,0293$ m; mientras que la flecha total en este punto será pues $0,0293 \cdot 3 = 0,0879$ m $> 0,056$ m; por lo que no se cumple la limitación de la flecha máxima.

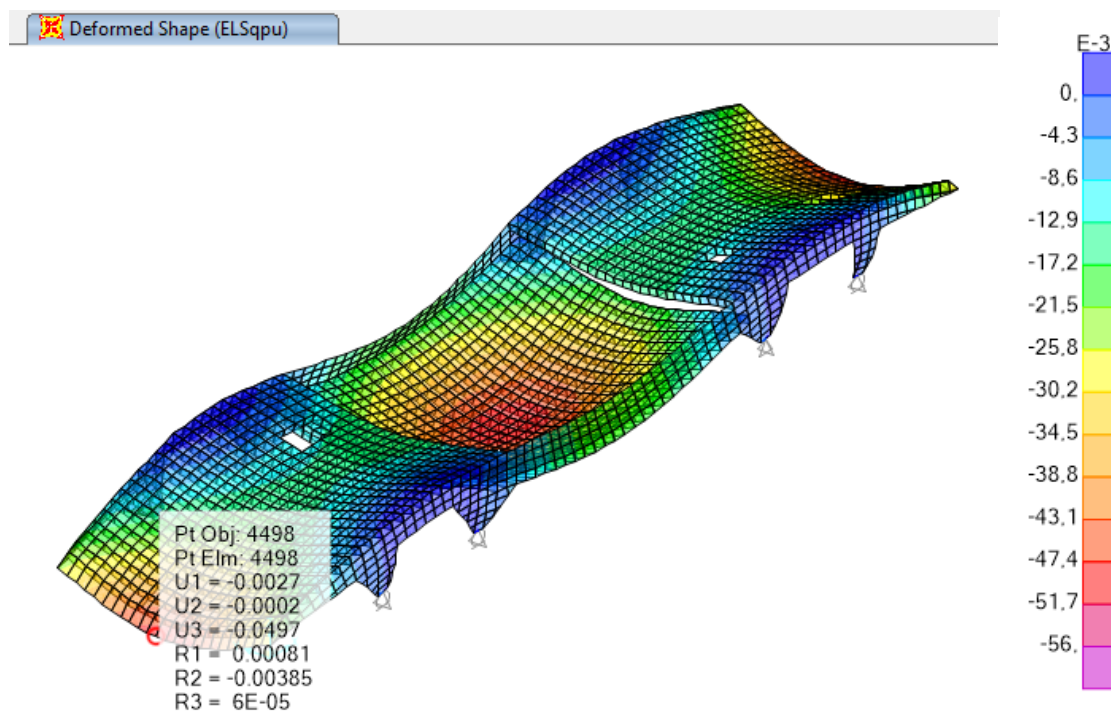


Imagen 62: Deformada ELSqpu proporcionada por SAP2000_Flecha máxima 56 mm

El movimiento vertical máximo del punto medio del voladizo de la losa lateral es de 0,0521m, pero la flecha en este punto es la diferencia entre este movimiento vertical y la flecha en la losa en el punto central de su extremo: $0,0497 - 0,025 = 0,0247$ m; mientras que la flecha total en este punto será pues $0,0247 \cdot 3 = 0,0741$ m $> 0,056$ m; por lo que no se cumple la limitación de la flecha máxima.

12.1.2.Comprobación a flechas horizontales

Para comprobar los desplazamientos laterales de la estructura bajo la acción de las cargas de viento se ha utilizado la hipótesis SCVy, y que para la verificación de la flecha lateral no se considera el peso propio de la estructura ni las cargas permanentes, solamente la carga debida al viento.

La hipótesis de viento SCVy es la más desfavorable de las hipótesis de viento porque el viento que incide en la dirección del eje X solo afecta a la cubierta, ya que el edificio es completamente permeable en esta dirección. Sin embargo, en la dirección del eje Y, el viento afecta tanto a la cubierta como a las vigas principales.

La Norma ABNT NBR 6118 limita el desplazamiento lateral de la estructura a $H/1700$, por lo que, para este caso, la flecha horizontal máxima es: $4,40 / 1700 = 0,0025$ m

Como se aprecia en la imagen 61, la acción del viento produce las máximas deformaciones en el vano central de las vigas principales, con una flecha horizontal del orden de 0,2 mm. Según lo prescrito por la normativa brasileña, la estructura cumple la limitación de desplazamiento horizontal, ya que en ningún punto se produce un desplazamiento igual o superior a 2,5 mm.

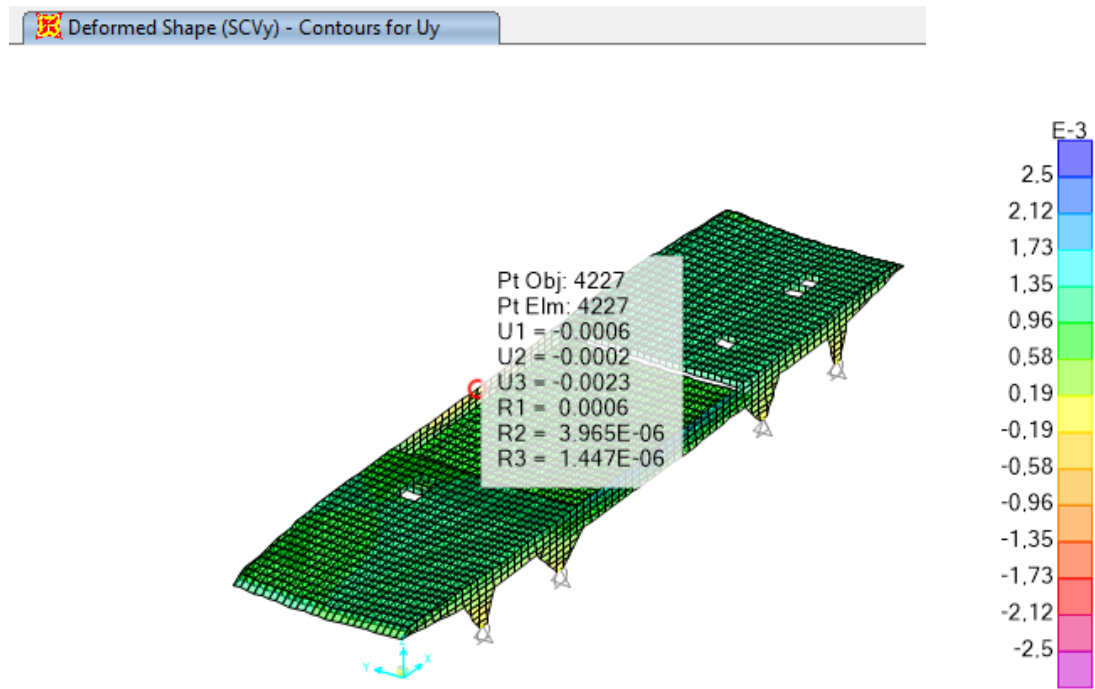


Imagen 63: Deformada SCVy proporcionada por SAP2000_Flecha máxima 2,5 mm

12.2. Comprobación de los Estados Límite Últimos

A partir de los resultados cinemáticos obtenidos, el programa informático SAP2000 deduce los esfuerzos que permitirán hacer las comprobaciones de resistencia de las secciones principales de la estructura.

12.2.1. Vigas principales

Para saber que secciones son las más solicitadas a esfuerzo axil de las vigas principales se debe atender a la componente F11 de los esfuerzos de las mismas.

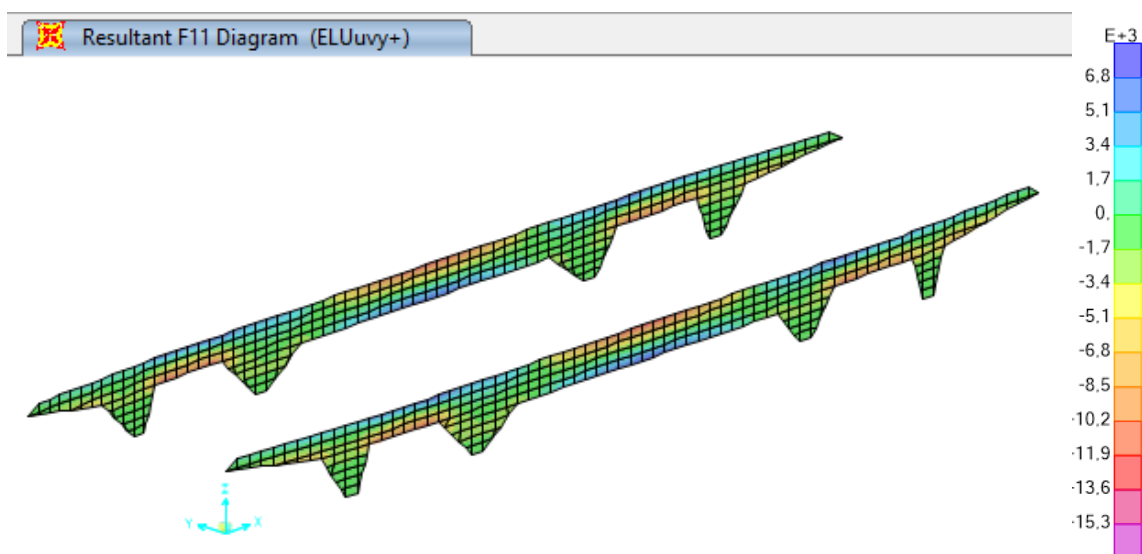
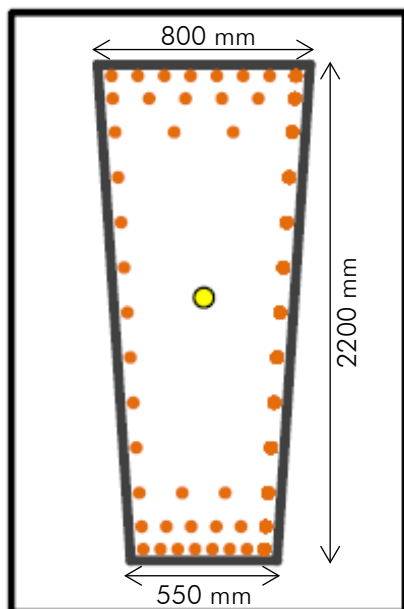


Imagen 64: Combinación ELUuyv+: Fuerzas de armado F11 en las vigas principales

Como se observa en la imagen 62, las secciones más críticas son las de arranque del voladizo y las centrales de los vanos central y lateral.

Para saber los esfuerzos en cada una de las secciones se ha utilizado la herramienta Seccion Cut, que permite que el programa informático SAP2000 los proporcione para cada sección a comprobar y para cualquier combinación. Para llevar a cabo la comprobación a resistencia de las vigas principales se ha utilizado la combinación más desfavorable, que es la ELUuvy+.

Sección de centro de vano central:



SECCIÓN				
ACERO				
		Nº	Y (mm)	Ø (mm)
1	Armadura de compresión	8	50	20
2		6	150	20
3		4	300	20
4	Armadura de alma	2	500	16
5		2	700	16
6		2	900	16
7		2	1100	16
8		2	1300	16
9		2	1500	16
10	Armadura de tracción	2	1700	16
11		4	1900	20
12		6	2050	20
13		8	2150	20

Imagen 65: Armado de la sección central del vano central de las vigas principales

El armado propuesto de la sección central del vano central de las vigas principales es la de la figura 63, que, como se puede apreciar en la siguiente tabla y diagrama, cumple para los esfuerzos de la combinación ELUuvy+ que solicitan la viga en esta sección.

N (M=0)	-27.095,68	[kN]	N max,c	-27.453,08	[kN]	N max,t	4.912,90	[kN]
			M	-333,56	[kNm]	M	333,56	[kNm]
M (N=0)	4.829,55	[kNm]	N	-10.926,73	[kN]	N	-27.453,08	[kN]
			M max,+	10.011,98	[kNm]	M max,-	-333,56	[kNm]

FLEXIÓN SIMPLE Mult 4.829,55 [kNm] DOMINIO 2 FIB. NT. 288,71 [mm]		DOMINIO 3 C.SEG. 1,0389 [] C. SATU. 0,9626 [] FIB. NT. 484000017,93 [mm]		ESFUERZOS DE CÁLCULO Md 7.951,88 [kNm] Nd -4668,7 [kN] CUMPLE	
AXIL SIMPLE Nult (-) -27.095,68 [kN] Nult(+) 4.912,90 [kN]		Øst 8 [mm] Nst 2 [] st 100 [mm] stmax 183 [mm]		Vrd1 8,28 [kN] Vrd2 8,28 [kN] Vu1 6.777,33 [kN] Vu2 1.523,35 [kN]	
CRITERIO SEGURIDAD PEREPÉREZ CORTANTE SI				CUMPLE	

Imagen 66: Verificación de la resistencia de la sección central del vano central de las vigas principales

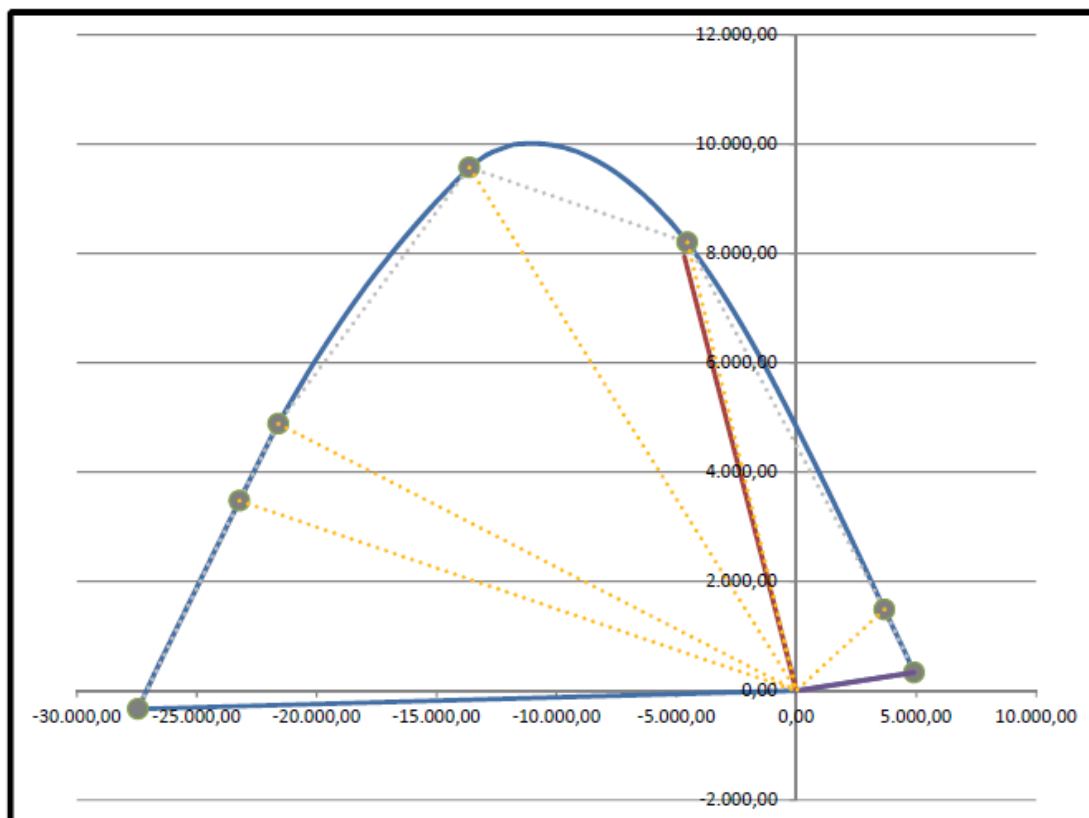
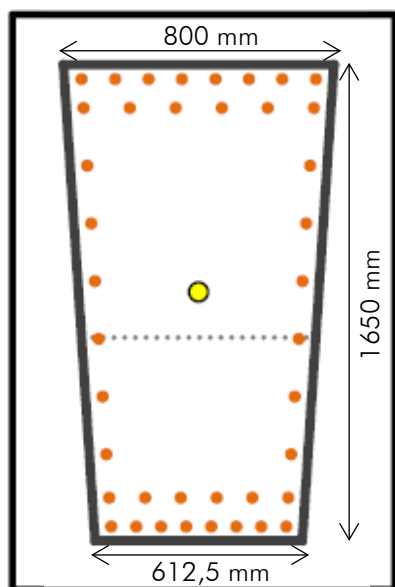


Imagen 67: Diagrama de interacción adimensional flexocompresión y compresión compuesta de la sección central del vano central de las vigas principales

Sección de centro de vano lateral:



SECCIÓN				
ACERO				
		Nº	Y (mm)	Ø (mm)
1	Armadura de compresión	8	50	20
2		6	150	20
3	Armadura de alma	2	300	20
4		2	500	16
5		2	700	16
6		2	900	16
7		2	1100	16
8		2	1300	16
9	Armadura de tracción	6	1500	16
10		8	1600	16

Imagen 68: Armado de la sección central del vano lateral de las vigas principales

El armado propuesto de la sección central del vano lateral de las vigas principales es la de la figura 66, que, como se puede apreciar en la siguiente tabla y diagrama, cumple para los esfuerzos de la combinación ELU_{vuy+} que solicitan la viga en esta sección.

N (M=0)	3.721,87	[kN]	N max,c	-21.665,31	[kN]	N max,t	3.977,53	[kN]
			M	207,47	[kNm]	M	-207,47	[kNm]
M (N=0)	2.840,36	[kNm]	N	-8.386,84	[kN]	N	3.977,53	[kN]
			M max,+	5.992,97	[kNm]	M max,-	-207,47	[kNm]

FLEXIÓN SIMPLE		DOMINIO	3		ESFUERZOS DE CÁLCULO	
Mult	2.840,36	C.SEG.	1,3053	□	Md	4.317,88 [kNm]
DOMINIO	2	C. SATU.	0,7661	□	Nd	-4237,87 [kN]
FIB. NT.	235,61	FIB. NT.	704,29	[mm]		CUMPLE
AXIL SIMPLE		\varnothing st	8	[mm]	Vrd1	489,51 [kN]
Nult (-)	3.721,87	Nst	2	□	Vrd2	8,28 [kN]
Nult(+)	3.977,53	st	100	[mm]	Vu1	5.975,03 [kN]
		stmax	155	[mm]	Vu2	1.298,79 [kN]
CRITERIO SEGURIDAD PEREPÉREZ CORTANTE				SI	CUMPLE	

Imagen 69: Verificación de la resistencia de la sección central del vano lateral de las vigas principales

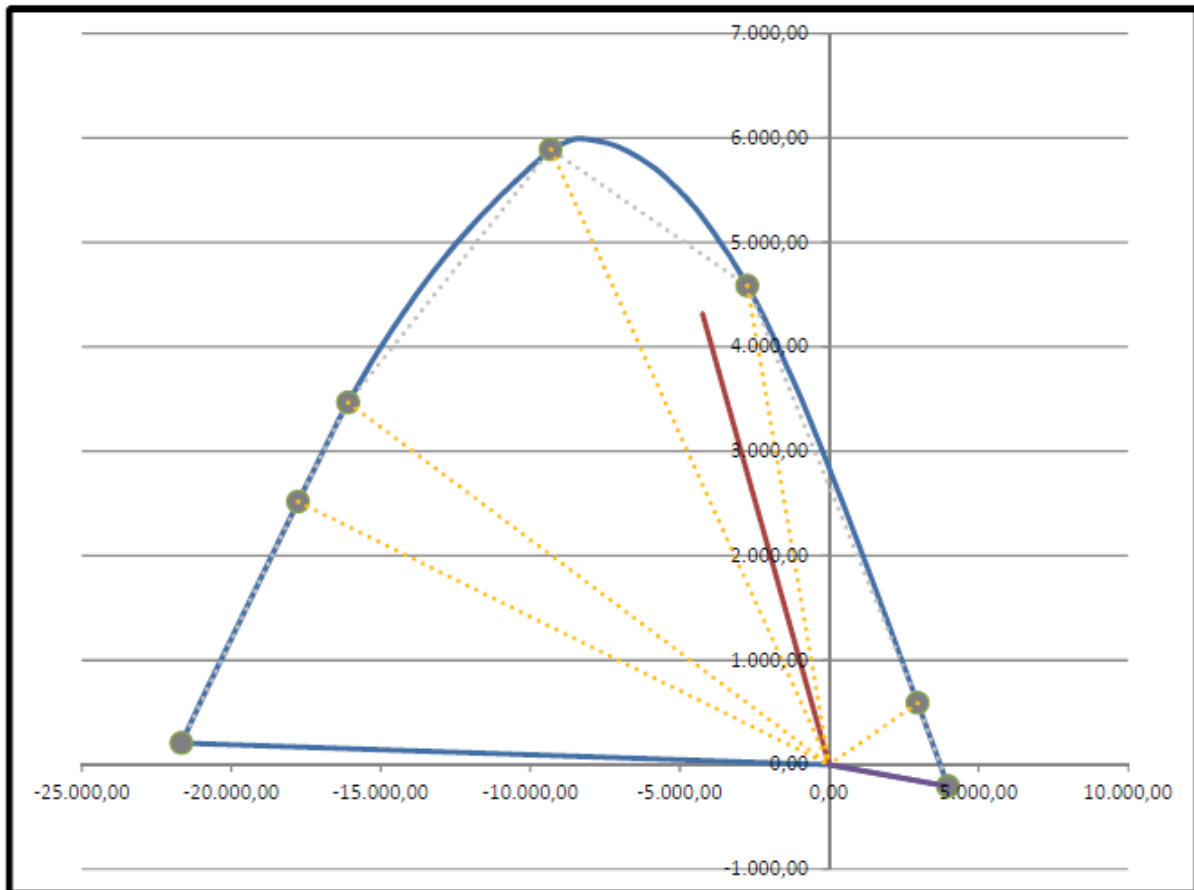
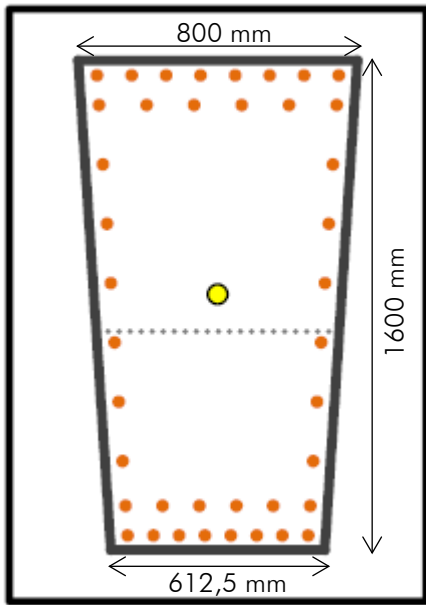


Imagen 70: Diagrama de interacción adimensional flexocompresión y compresión compuesta de la sección central del vano lateral de las vigas principales

Sección de arranque del voladizo:



SECCIÓN				
ACERO				
		Nº	Y (mm)	Ø (mm)
1	Armadura de tracción	8	50	20
2		6	150	20
3	Armadura de alma	2	300	20
4		2	500	16
5		2	700	16
6		2	900	16
7		2	1100	16
8		2	1300	16
9	Armadura de compresión	6	1500	16
10		8	1600	16

Imagen 71: Armado de la sección de arranque del voladizo de las vigas principales

El armado propuesto de la sección de arranque del voladizo de las vigas principales es la de la figura 68, que, como se puede apreciar en la siguiente tabla y diagrama, cumple para los esfuerzos de la combinación ELU_vy+ que solicitan la viga en esta sección.

N (M=0)	3.358,30	[kN]	N max,c	-21.219,48	[kN]	N max,t	3.531,70	[kN]
			M	140,71	[kNm]	M	-140,71	[kNm]
M (N=0)	2.595,27	[kNm]	N	-8.189,87	[kN]	N	3.531,70	[kN]
			M max,+	5.866,98	[kNm]	M max,-	-140,71	[kNm]

FLEXIÓN SIMPLE		DOMINIO 3		ESFUERZOS DE CÁLCULO	
Mult	2.595,27 [kNm]	C.SEG.	1,9845 []	Md	2.808,78 [kNm]
DOMINIO	2	C. SATU.	0,5039 []	Nd	-2923,6 [kN]
FIB. NT.	215,50 [mm]	FIB. NT.	736,52 [mm]	CUMPLE	
AXIL SIMPLE		Øst	8 [mm]	Vrd1	1279,85 [kN]
Nult (-)	3.358,30 [kN]	Nst	4 []	Vrd2	1279,85 [kN]
Nult(+)	3.531,70 [kN]	st	100 [mm]	Vu1	5.640,55 [kN]
		stmax	310 [mm]	Vu2	1.499,26 [kN]
CRITERIO SEGURIDAD PEREPÉREZ CORTANTE			SI	CUMPLE	

Imagen 72: Verificación de la resistencia de la sección de arranque del voladizo de las vigas principales

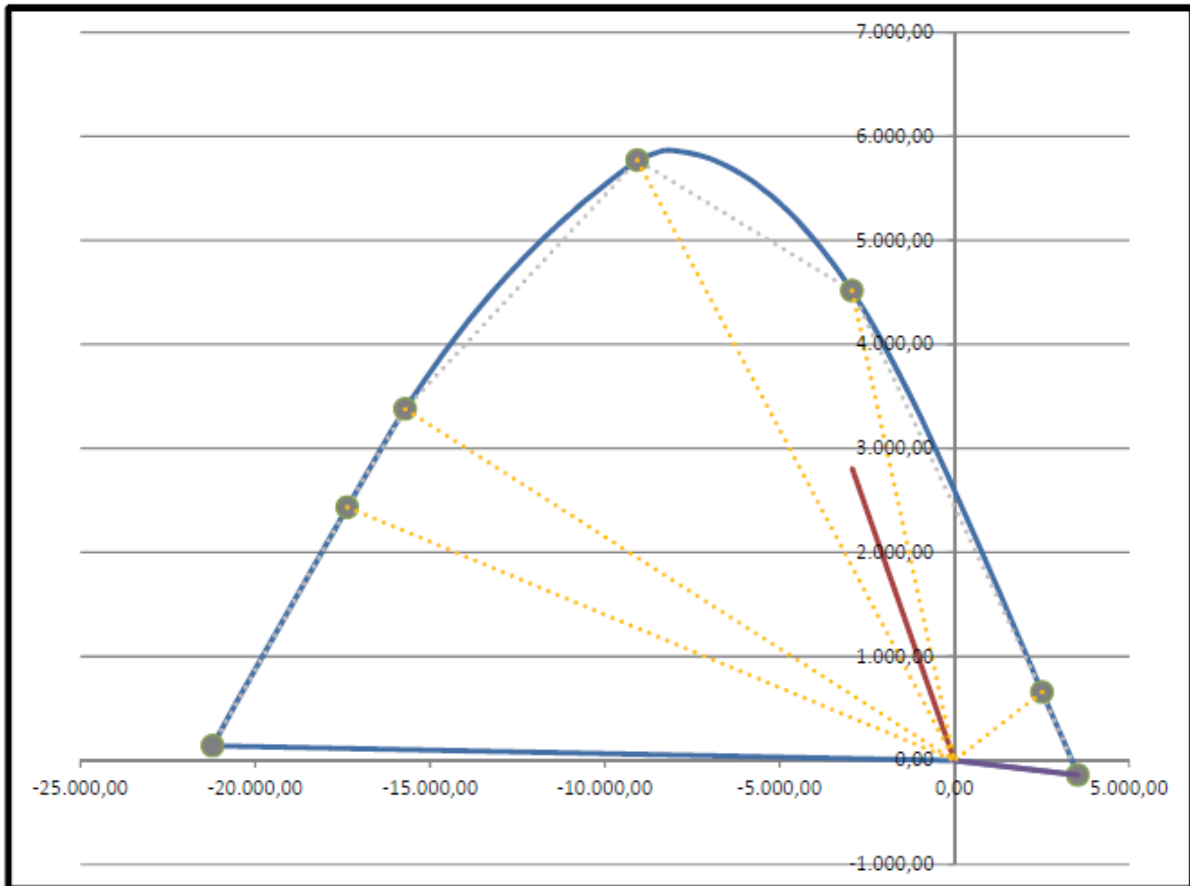


Imagen 73: Diagrama de interacción adimensional flexocompresión y compresión compuesta de la sección de arranque del voladizo de las vigas principales

12.2.2. Vigas nervadas

Para saber que secciones son las más solicitadas a esfuerzo axial de los nervios de la losa se debe atender a la componente F11 de los esfuerzos de las mismas.

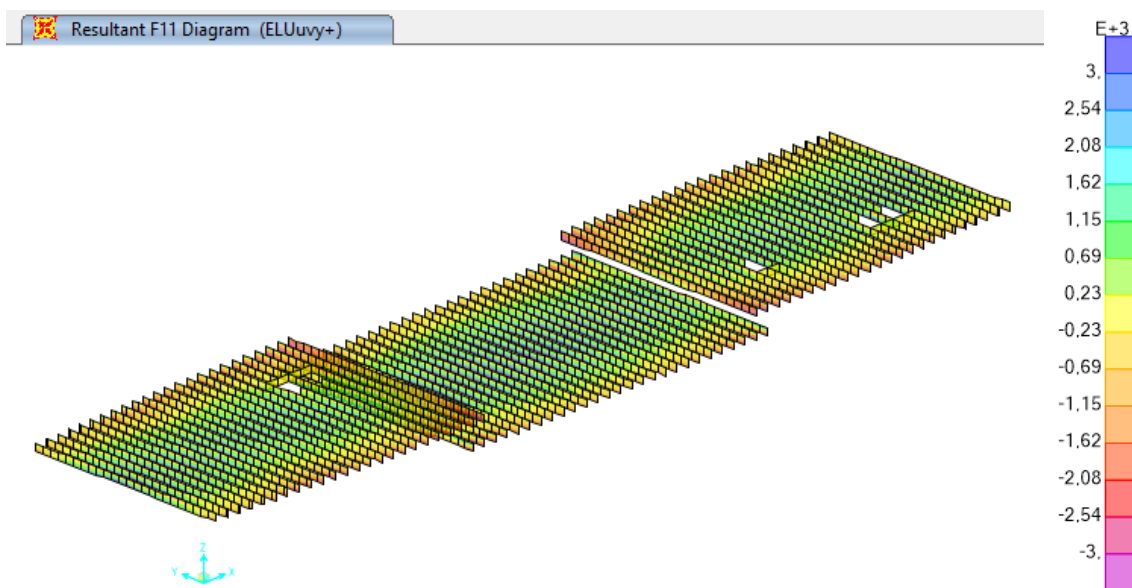
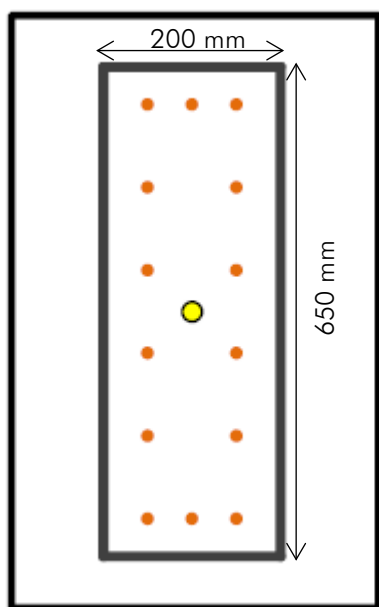


Imagen 74: Combinación ELUvy+: Fuerzas de armado F11 en las vigas nervadas

Como se observa en la imagen 71, las secciones más críticas son las de arranque y el centro de vano de las vigas nervadas.

Para saber los esfuerzos en cada una de las secciones se ha utilizado la herramienta Seccion Cut, que permite que el programa informático SAP2000 los proporcione para cada sección a comprobar y para cualquier combinación. Para llevar a cabo la comprobación a resistencia de las vigas nervadas se ha utilizado la combinación más desfavorable, que es la ELUvvy+.

Sección de arranque de los nervios:



SECCIÓN			
ACERO			
	Nº	Y (mm)	∅ (mm)
1	3	50	20
2	2	160	16
3	2	270	16
4	2	380	16
5	2	490	16
6	3	600	20

Imagen 75: Armado de la sección de arranque de las vigas nervadas

El armado propuesto de la sección de arranque de las vigas nervadas es la de la figura 72, que, como se puede apreciar en la siguiente tabla y diagrama, cumple para los esfuerzos de la combinación ELUvvy+ que solicitan la viga en esta sección.

N (M=0)	823,48	[kN]	N max,c	-2.908,59	[kN]	N max,t	935,38	[kN]
M (N=0)	219,49	[kNm]	M	30,77	[kNm]	M	-30,77	[kNm]
			N	-1.202,64	[kN]	N	935,38	[kN]
			M max,+	364,27	[kNm]	M max,-	-30,77	[kNm]

FLEXIÓN SIMPLE		DOMINIO		ESFUERZOS DE CÁLCULO	
Mult	219,49 [kNm]	5		Md	98,84 [kNm]
DOMINIO	2	C.SEG.	1,5873 []	Nd	-1555,43 [kN]
FIB. NT.	119,22 [mm]	C. SATU.	0,6300 []	CUMPLE	
		FIB. NT.	715,21 [mm]	Vrd1	78,26 [kN]
AXIL SIMPLE		∅st	8 [mm]	Vrd2	78,26 [kN]
Nult (-)	823,48 [kN]	Nst	2 []	Vu1	750,00 [kN]
Nult(+)	935,38 [kN]	st	100 [mm]	Vu2	226,01 [kN]
		stmax	450 [mm]	CUMPLE	
CRITERIO SEGURIDAD PEREPÉREZ CORTANTE			SI	CUMPLE	

Imagen 76: Verificación de la resistencia de la sección de arranque de las vigas nervadas

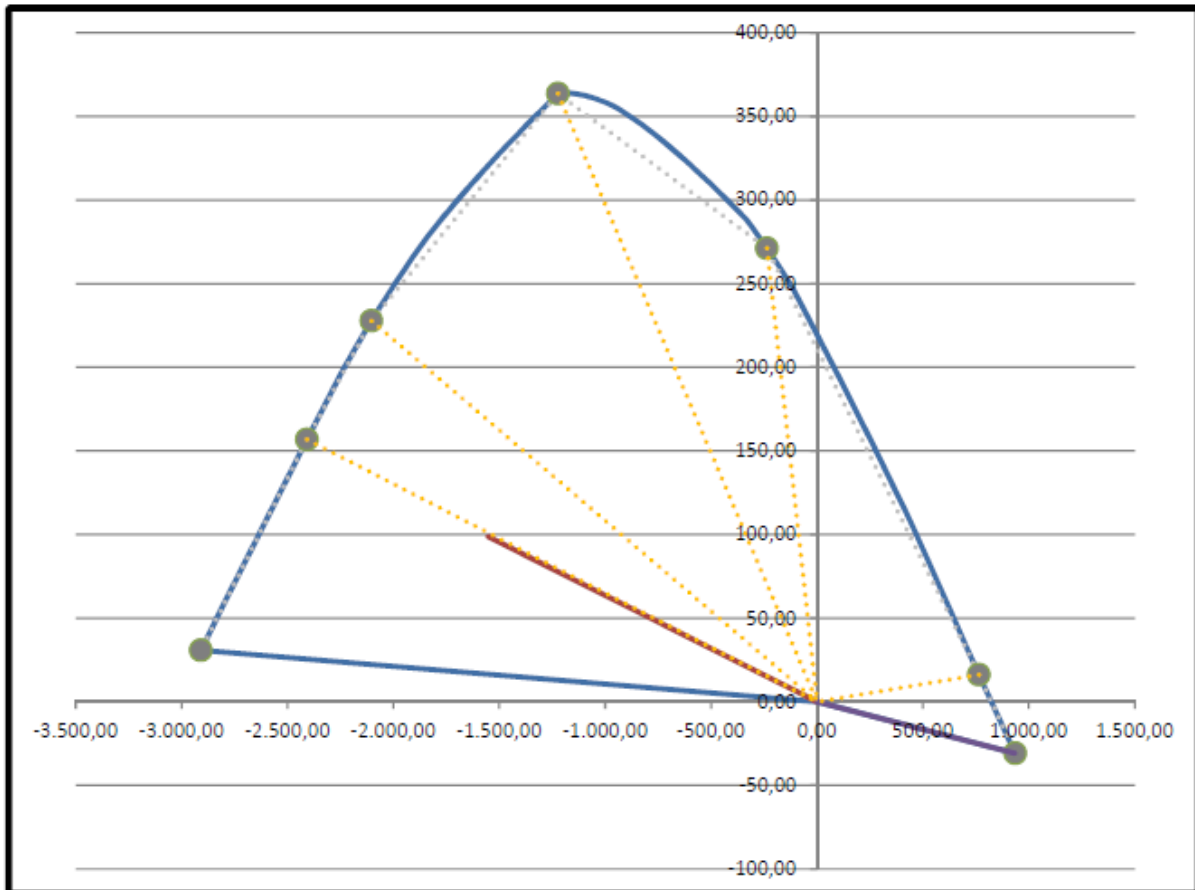
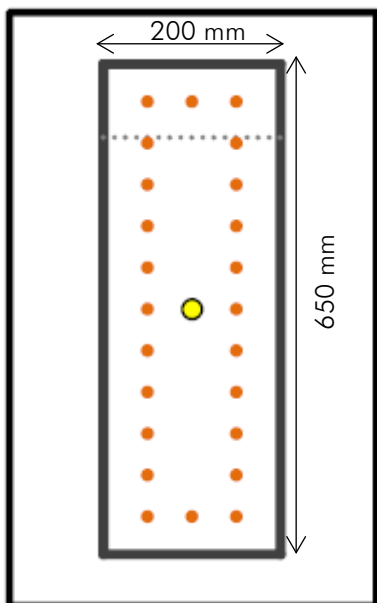


Imagen 77: Diagrama de interacción adimensional flexocompresión y compresión compuesta de la sección de arranque de las vigas nervadas

Sección de centro de vano de los nervios:



SECCIÓN			
ACERO			
	Nº	Y (mm)	Ø (mm)
1	3	50	20
2	2	105	20
3	2	160	20
4	2	215	16
5	2	270	16
6	2	325	16
7	2	380	16
8	2	435	16
9	2	490	16
10	2	545	20
11	3	600	20

Imagen 78: Armado de la sección de centro de vano de las vigas nervadas

El armado propuesto de la sección de centro de vano de las vigas nervadas es la de la figura 75, que, como se puede apreciar en la siguiente tabla y diagrama, cumple para los esfuerzos de la combinación ELUuy+ que solicitan la viga en esta sección.

N (M=0)	-4.045,03	[kN]	N max,c	-4.045,03	[kN]	N max,t	2.071,81	[kN]
			M	0,00	[kNm]	M	0,00	[kNm]
M (N=0)	458,07	[kNm]	N	-791,92	[kN]	N	2.071,81	[kN]
			M max,+	500,36	[kNm]	M max,-	0,00	[kNm]

FLEXIÓN SIMPLE		DOMINIO 2		ESFUERZOS DE CÁLCULO		
Mult	458,07 [kNm]	C.SEG.	1,0934 []	Md	221,17 [kNm]	
DOMINIO	3	C. SATU.	0,9146 []	Nd	1021,08 [kN]	
FIB. NT.	219,17 [mm]	FIB. NT.	97,32 [mm]	CUMPLE		
AXIL SIMPLE		∅st	8 [mm]	Vrd1	-159,42 [kN]	
Nult (-)	-4.045,03 [kN]	Nst	2 []	Vrd2	-159,43 [kN]	
Nult(+)	2.071,81 [kN]	st	100 [mm]	Vu1	600,00 [kN]	
		stmax	450 [mm]	Vu2	248,07 [kN]	
CRITERIO SEGURIDAD PEREPÉREZ CORTANTE			SI		CUMPLE	

Imagen 79: Verificación de la resistencia de la sección de centro de vano de las vigas nervadas

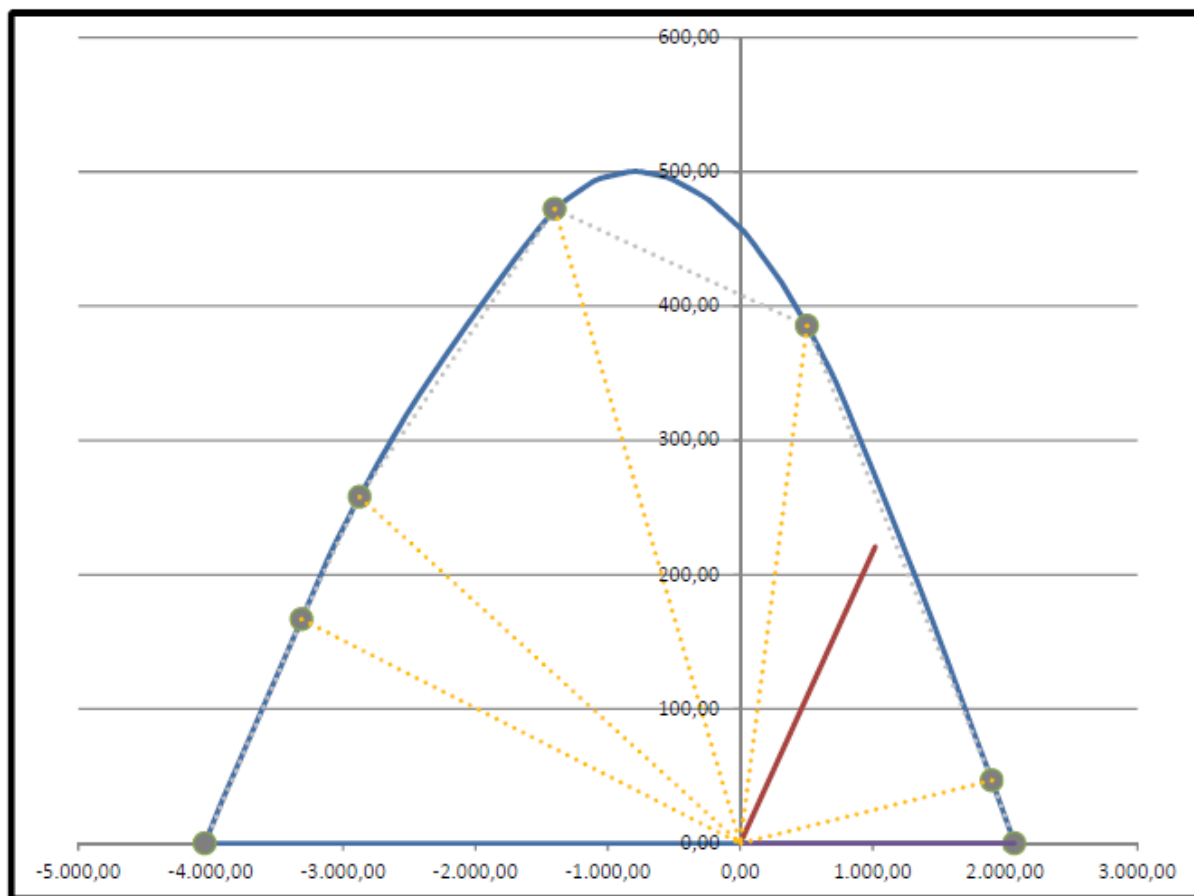


Imagen 80: Diagrama de interacción adimensional flexocompresión y compresión compuesta de la sección de centro de vano de las vigas nervadas

12.2.3. Apoyo de las vigas principales

Para saber que secciones son las más solicitadas a esfuerzo axial en los soportes de las vigas principales se debe atender a la componente F22 de los esfuerzos de las mismas.

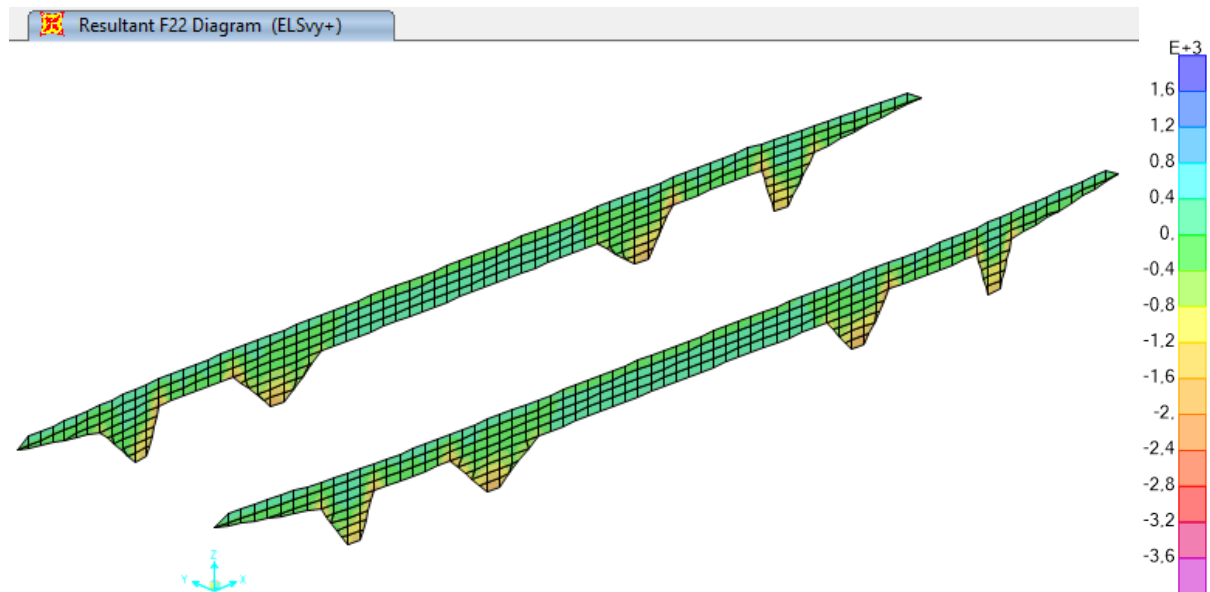
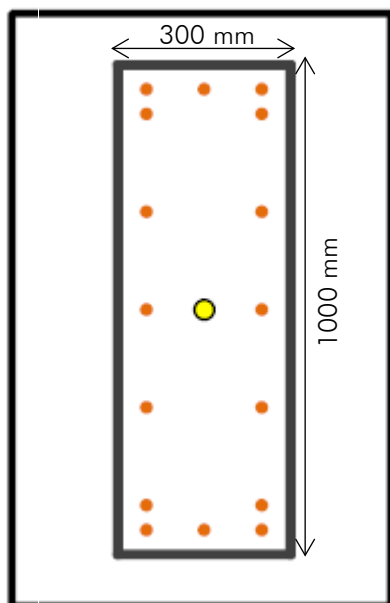


Imagen 81: Combinación ELUvy+: Fuerzas de armado F22 en las vigas principales

Como se observa en la imagen 77, la sección más crítica es la de la base del apoyo de las vigas principales.

Para saber los esfuerzos en la sección se ha utilizado la herramienta Seccion Cut, que permite que el programa informático SAP2000 los proporcione para la sección a comprobar y para cualquier combinación. Para llevar a cabo la comprobación a resistencia de los soportes de las vigas principales se ha utilizado la combinación más desfavorable, que es la ELUvy+.

Sección de apoyo de las vigas principales:



SECCIÓN			
ACERO			
	Nº	Y (mm)	Ø (mm)
1	3	50	20
2	2	100	12
3	2	300	12
4	2	500	12
5	2	700	12
6	2	900	12
7	3	950	20

Imagen 82: Armado de la sección de apoyo de las vigas principales

N (M=0)	-5.602,59	[kN]	N max,c	-5.602,59	[kN]	N max,t	1.049,02	[kN]
M (N=0)	465,95	[kNm]	M	0,00	[kNm]	M	0,00	[kNm]
FLEXIÓN SIMPLE			DOMINIO			ESFUERZOS DE CÁLCULO		
Mult	465,95	[kNm]	C.SEG.	1,1666	□	Md	91,24	[kNm]
DOMINIO	2		C. SATU.	0,8572	□	Nd	-4561,9	[kN]
FIB. NT.	142,32	[mm]	FIB. NT.	1108,34	[mm]	CUMPLE		
AXIL SIMPLE			Øst	16	[mm]	Vrd1	755,85	[kN]
Nult (-)	-5.602,59	[kN]	Nst	4	□	Vrd2	756,87	[kN]
Nult(+)	1.049,02	[kN]	st	100	[mm]	Vu1	831,50	[kN]
			stmax	285	[mm]	Vu2	1.497,51	[kN]
CRITERIO SEGURIDAD PEREPÉREZ CORTANTE			SI			CUMPLE		

Imagen 83: Verificación de la resistencia de la sección de apoyo de las vigas principales

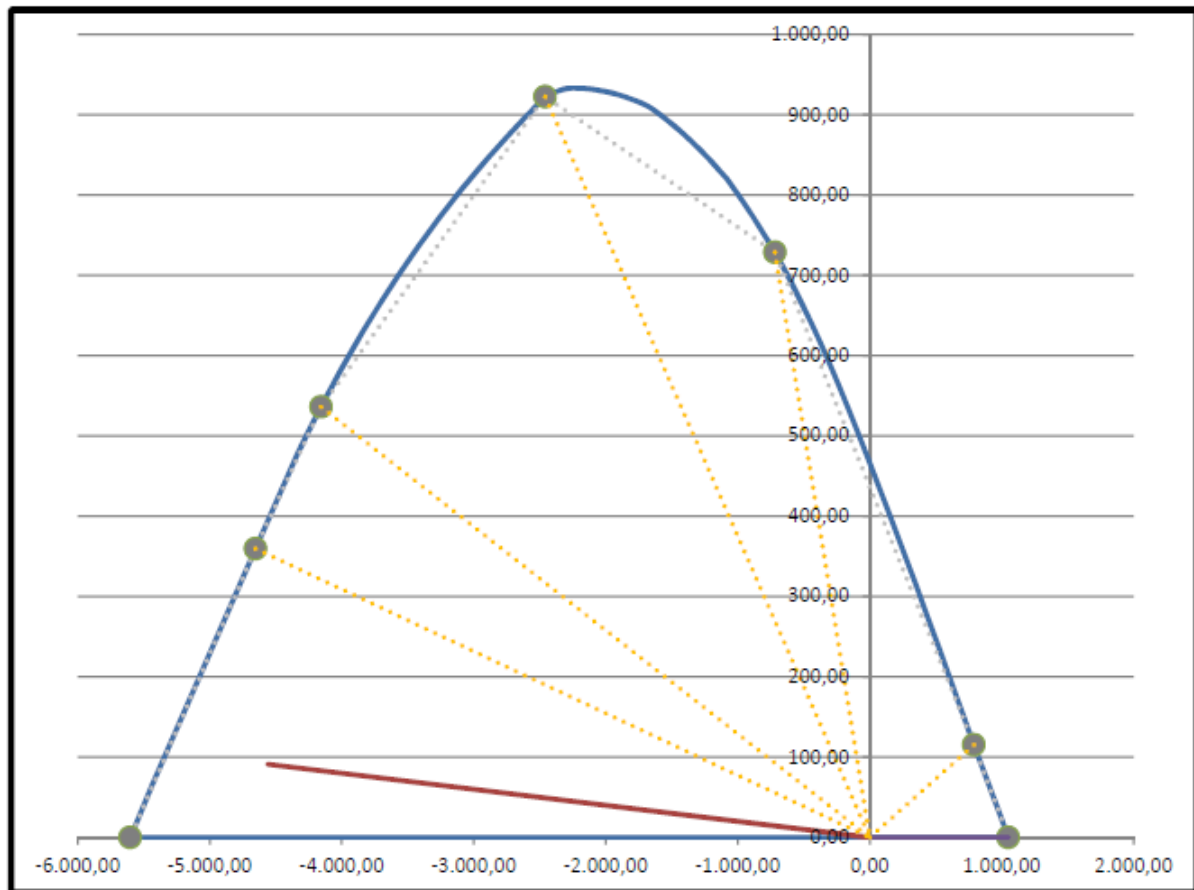


Imagen 84: Diagrama de interacción adimensional flexocompresión y compresión compuesta de la sección de apoyo de las vigas principales

12.3. Revisión de la comprobación de los Estados Límite de Servicio

Puesto que la flecha de la viga en el voladizo, de la losa central y de la losa en voladizo no cumple la limitación de desplazamiento vertical de la ABNT NBR 6118 en su artículo 13 con la simplificación hecha en el capítulo 12.1 de este documento, se va a comprobar la misma a través de una tabla Excel que tiene en cuenta la flecha instantánea y la flecha diferida de todas las cargas que gravitan sobre la estructura.

La flecha instantánea en el extremo del voladizo es de 32,6mm:

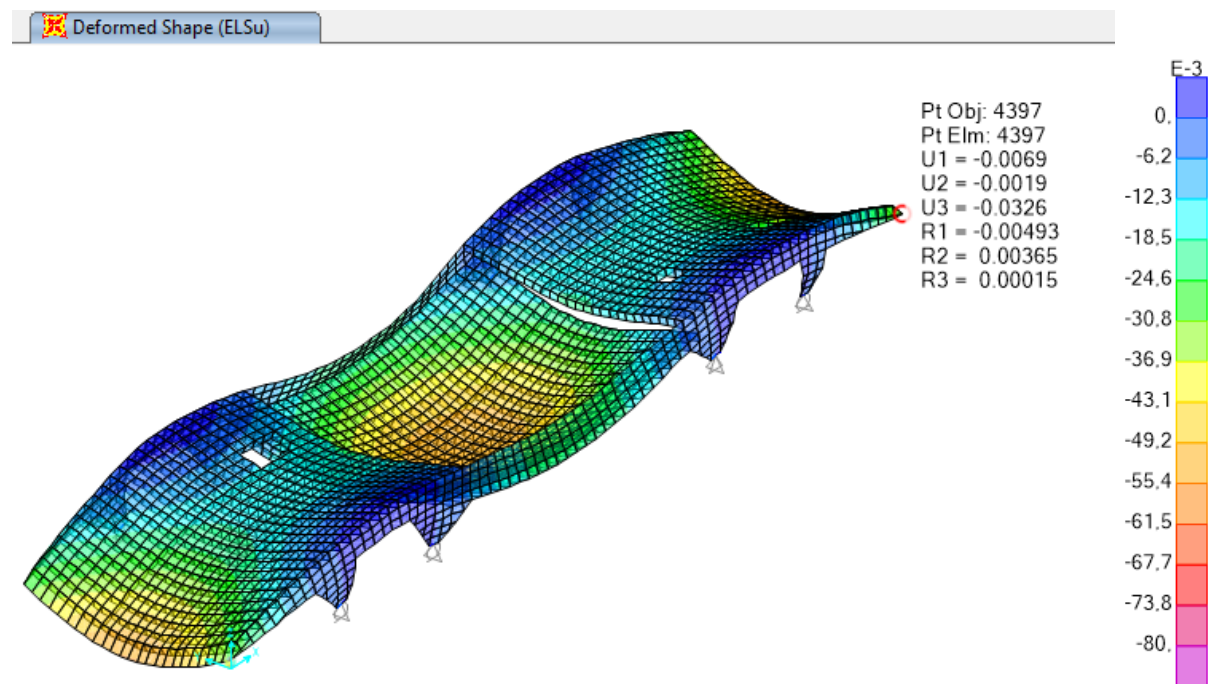


Imagen 85: Deformada ELSu proporcionada por SAP2000_Flecha máxima 80 mm

Sabiendo el movimiento vertical instantáneo proporcionado por el programa informático SAP2000, se va a calcular la flecha total, considerando la flecha diferida que se va a producir a lo largo del tiempo, mediante la tabla Excel:

CALCULO FLECHAS VIGAS HORMIGON			tipo viga	voladizo
fck(j)	25	[N/mm2]	modulo Ec	27.264,04 [N/mm2]
fcm(j)	33	[N/mm2]	modulo Es	200.000,00 [N/mm2]
fyk	500	[N/mm2]	n	7,34
B	700	[mm]	W bruto (H)	317.625.000,00 [mm3]
H	1650	[mm]	I bruta (H)	262.040.625.000,00 [mm4]
C	50	[mm]	A bruta (D)	1.120.000,00 [mm2]
L	10000	[mm]	D	1600 [mm]
flim1	250	[L]	Mfis	814,70 [kNm]
G0	10	[kN/m2]	DEAD (peso propio forjado estructural)	
G1	2,5	[kN/m2]	CMP* (CMP hasta tabiqueria inclusive)	
G2	0	[kN/m2]	Resto de CMP (falsos techos, ...)	
Q	2	[kN/m2]	Sobrecarga de uso	
psi2 Q	0,3	[]	Factor cuasipermanente uso ψ_2	
fELSu (G+Q)	32,6	[mm]	Flacha ELS (G+Q) instantanea elástica	
T0	4	[semanas]	Edad de descimbrado	
T1	8	[semanas]	Edad ejecución tabiqueria	
T2	8	[semanas]	Edad ejecución resto CMP	
TQ2	260	[semanas]	Edad se alcanza cuasipermanente Q	
COMPROBACIONES DE FLECHA LIMITE SEGÚN CTE				
f CONFORT	14,99	[mm]	< flim CONFORT	57,14 [mm]
f APARIENCIA	227,68	[mm]	> flim APARIENCIA	80,00 [mm]

Imagen 86: Cálculo de la flecha total en el extremo del voladizo

EXTREMO MAS SOLICITADO		
ARMADURA SUPERIOR (TRACC.)		
Nc	14	[]
Øc	20	[mm]
Area	4.398,23	[mm2]
rho	3,93E-03	[]
ARMADURA INFERIOR (COMP.)		
Nc	14	[]
Øc	20	[mm]
Area	4.398,23	[mm2]
rho	3,93E-03	[]
Ma (ELS=G+Q)	1897,17	[kNm]
Xprof	308,57	[mm]
Ifis	62.822.106.959,55	[mm4]
Ieq	78.598.175.165,57	[mm4]
fELS G0	22,48275862	[mm]
fELS G1	5,620689655	[mm]
fELS G2	0	[mm]
fELS Q	4,496551724	[mm]
contraflecha aplicada	210	
	566	
	CUMPLE	

Imagen 87: Cálculo de la contraflecha a aplicar en el extremo del voladizo

Según la tabla, la flecha total que se produciría en el extremo del voladizo de la viga alcanzaría los 227,68 mm, que es mucho mayor que el límite establecido por la Norma Brasileña, que para este caso es de 80 mm. El factor de ampliación de la flecha instantánea que considera la flecha diferida es de 6,95 para este caso.

Para evitar esta deformación se debería ejecutar el extremo del voladizo con una contraflecha de 210 mm, que es una contraflecha muy excesiva.

La flecha instantánea en el centro del vano central es de 22,5mm:

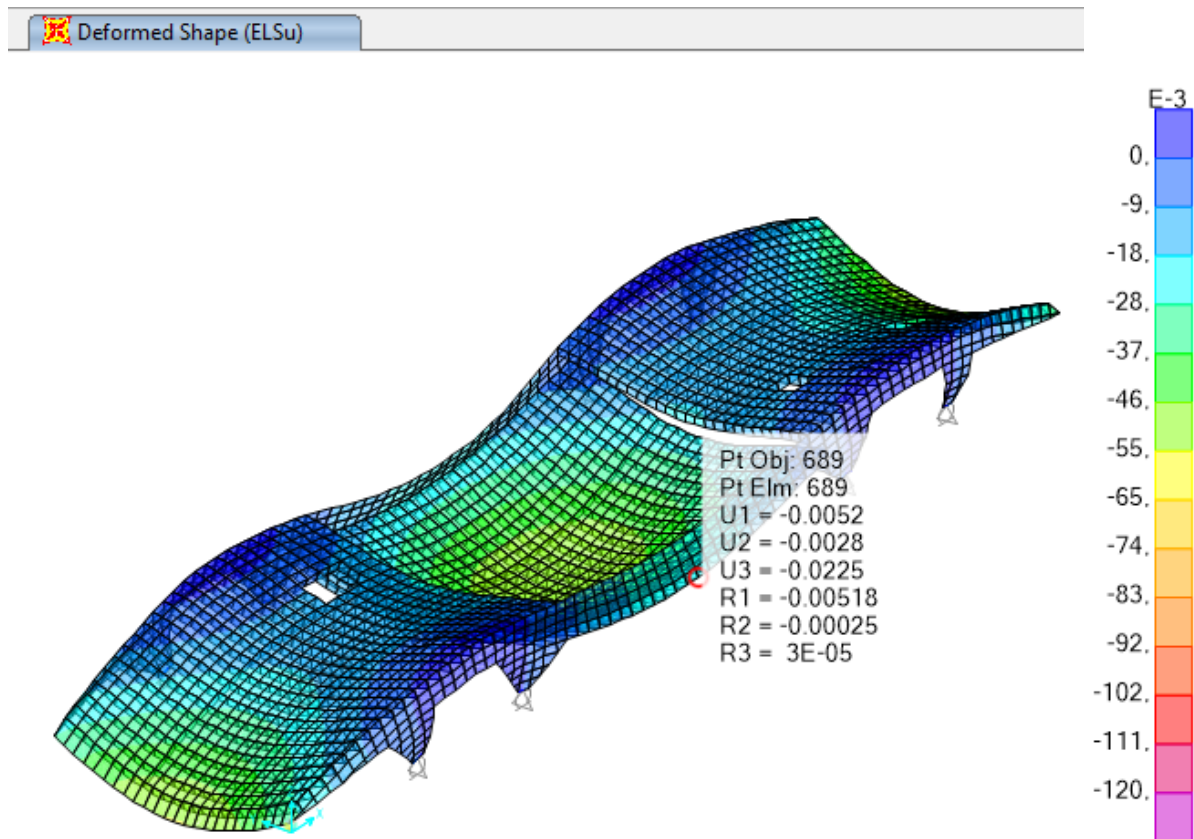


Imagen 88: Deformada ELSu proporcionada por SAP2000_Flecha máxima 120 mm

Sabiendo el movimiento vertical instantáneo proporcionado por el programa informático SAP2000, se va a calcular la flecha total, considerando la flecha diferida que se va a producir a lo largo del tiempo, mediante la tabla Excel:

CALCULO FLECHAS VIGAS HORMIGON			tipo viga	biempotrada
fck(j)	25	[N/mm2]	modulo Ec	27.264,04 [N/mm2]
fc(m(j))	33	[N/mm2]	modulo Es	200.000,00 [N/mm2]
fyk	500	[N/mm2]	n	7,34
B	700	[mm]	W bruto (H)	564.666.666,67 [mm3]
H	2200	[mm]	I bruta (H)	621.133.333.333,33 [mm4]
C	50	[mm]	A bruta (D)	1.505.000,00 [mm2]
L	30000	[mm]	D	2150 [mm]
flim1	250	[L/]	Mfis	1.448,35 [kNm]
G0	10	[kN/m2]	DEAD (peso propio forjado estructural)	
G1	2,5	[kN/m2]	CMP* (CMP hasta tabiqueria inclusive)	
G2	0	[kN/m2]	Resto de CMP (falsos techos, ...)	
Q	2	[kN/m2]	Sobrecarga de uso	
psi2 Q	0,3	[]	Factor cuasipermanente uso ψ_2	
fELSu (G+Q)	22,5	[mm]	Flecha ELS (G+Q) instantanea elástica	
T0	4	[semanas]	Edad de descimbrado	
T1	8	[semanas]	Edad ejecución tabiqueria	
T2	8	[semanas]	Edad ejecución resto CMP	
TQ2	260	[semanas]	Edad se alcanza cuasipermanente Q	
COMPROBACIONES DE FLECHA LIMITE SEGUN CTE				
f CONFORT	6,05	[mm]	< flim CONFORT	85,71 [mm]
f APARIENCIA	91,82	[mm]	< flim APARIENCIA	120,00 [mm]

Imagen 89: Cálculo de la flecha total en el centro de vano de la viga

CENTRO DE VANO			
ARMADURA SUPERIOR (COMP.)			
Nc	18	[]	
Øc	20	[mm]	
Area	5.654,86	[mm2]	
rho	3,76E-03	[]	
ARMADURA INFERIOR (TRACC.)			
Nc	18	[]	
Øc	20	[mm]	
Area	5.654,86	[mm2]	
rho	3,76E-03	[]	
Ma (ELS=G+Q)	5369,11	[kNm]	
Xprof	405,69	[mm]	
Ifis	147.042.316.209,09	[mm4]	
Ieq	156.348.573.531,75	[mm4]	
factor f dif G0	1,30	[]	
factor f dif G1	1,15	[]	
factor f dif G2	1,15	[]	
factor f dif Q	0,00	[]	
contraflecha aplicada	10	[mm]	
	367	[L/]	
	CUMPLE		

Imagen 90: Cálculo de la contraflecha a aplicar en el centro de vano de la viga principal

Según la tabla, la flecha total que se produciría en el centro de vano de la viga alcanzaría los 91,82 mm, que es menor que el límite establecido por la Norma Brasileña, que para este caso es de 120 mm. El factor de ampliación de la flecha instantánea que considera la flecha diferida es de 4,1 para este caso.

Para evitar esta deformación se debería ejecutar el extremo del voladizo con una contraflecha de 10 mm.

La flecha instantánea en el centro de vano de los nervios es de 32,5mm:

El movimiento vertical en el centro de vano del nervio en la losa central es de 0,0551m, pero la flecha en este punto es la diferencia entre este movimiento vertical y la flecha en los vértices del nervio, producida por la deformación del vano central de la viga: $0,0551 - 0,0225 = 0,0326$ m.

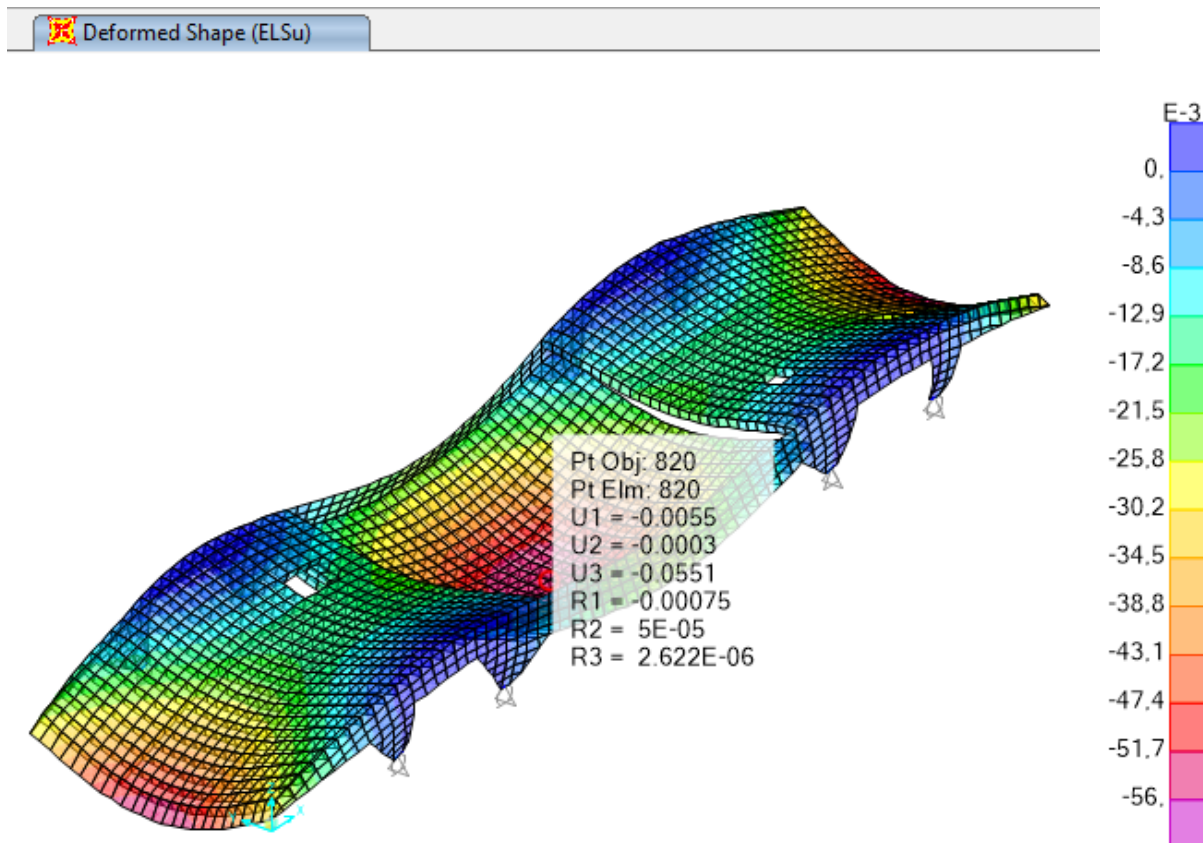


Imagen 91: Deformada ELSu proporcionada por SAP2000_Flecha máxima 56 mm

Sabiendo el movimiento vertical instantáneo proporcionado por el programa informático SAP2000, se va a calcular la flecha total, considerando la flecha diferida que se va a producir a lo largo del tiempo, mediante la tabla Excel:

CALCULO FLECHAS VIGAS HORMIGON			tipo viga	biapoyada
fck(j)	25	[N/mm ²]	modulo Ec	27.264,04 [N/mm ²]
fc(m)(j)	33	[N/mm ²]	modulo Es	200.000,00 [N/mm ²]
fyk	500	[N/mm ²]	n	7,34
B	200	[mm]	W bruto (H)	14.083.333,33 [mm ³]
H	650	[mm]	I bruta (H)	4.577.083.333,33 [mm ⁴]
C	50	[mm]	A bruta (D)	120.000,00 [mm ²]
L	14000	[mm]	D	600 [mm]
flim1	250	[L/]	Mfis	36,12 [kNm]
G0	10	[kN/m ²]	DEAD (peso propio forjado estructural)	
G1	2,5	[kN/m ²]	CMP* (CMP hasta tabiqueria inclusive)	
G2	0	[kN/m ²]	Resto de CMP (falsos techos, ...)	
Q	2	[kN/m ²]	Sobrecarga de uso	
psi2 Q	0,3	[]	Factor cuasipermanente uso ψ2	
fELSu (G+Q)	32,6	[mm]	Flecha ELS (G+Q) instantanea elástica	
T0	4	[semanas]	Edad de descimbrado	
T1	8	[semanas]	Edad ejecución tabiqueria	
T2	8	[semanas]	Edad ejecución resto CMP	
TQ2	260	[semanas]	Edad se alcanza cuasipermanente Q	
COMPROBACIONES DE FLECHA LIMITE SEGUN CTE				
f CONFORT	10,64	[mm]	< flim CONFORT	40,00 [mm]
f APARIENCIA	161,56	[mm]	> flim APARIENCIA	56,00 [mm]

Imagen 92: Cálculo de la flecha total en el centro de vano de los nervios

CENTRO DE VANO			
ARMADURA SUPERIOR (COMP.)			
Nc	3	[]	
Øc	20	[mm]	
Area	942,48	[mm ²]	
rho	7,85E-03	[]	
ARMADURA INFERIOR (TRACC.)			
Nc	3	[]	
Øc	20	[mm]	
Area	942,48	[mm ²]	
rho	7,85E-03	[]	
Ma (ELS=G+Q)	82,6	[kNm]	
Xprof	153,84	[mm]	
Ifis	1.693.507.215,72	[mm ⁴]	
Ieq	1.934.692.849,33	[mm ⁴]	
factor f dif G0	1,30	[]	
factor f dif G1	1,15	[]	
factor f dif G2	1,15	[]	
factor f dif Q	0,00	[]	
contraflecha aplicada	130	[mm]	
	444	[L/]	
	CUMPLE		

Imagen 93: Cálculo de la contraflecha a aplicar en el centro de vano de los nervios

Según la tabla, la flecha total que se produciría en el centro de vano del nervio central alcanzaría los 161,56 mm, que es mucho mayor que el límite establecido por la Norma Brasileña, que para este caso es de 56 mm. El factor de ampliación de la flecha instantánea que considera la flecha diferida es de 4,96 para este caso.

Para evitar esta deformación se debería ejecutar el centro de vano del nervio con una contraflecha de 130 mm, que es una contraflecha excesiva.

Como se ha comprobado, la deformación vertical total de la estructura no cumple con las limitaciones establecidas por la Norma Brasileña, según se expone en la tabla 13.2 de la ABNT NBR 6118.

13. POSTESADO DE LA ESTRUCTURA

Para solucionar el problema de las deformaciones excesivas que se pueden producir en los elementos estructurales, debido a la suma de la flecha instantánea y de la flecha diferida que se puede producir a lo largo del tiempo, se propone mejorar el comportamiento de la estructura mediante un postesado de los elementos de la misma.

La intención de este modelo es ver cómo se puede aprovechar la incorporación de una barra en el elemento de hormigón para lograr el postesado, que podría ser equivalente a un pretensado. Esta barra se trata de un tendón que va a ocupar una posición adecuadamente elegida, de tal manera que se va a colocar en la parte de las tracciones de la pieza para que, con el efecto del postesado, se generen una serie de compresiones en esas fibras, que compensarán las tracciones que se producen por el efecto de la flexión debida a las cargas principales.

De este modo se genera una especie de contraflecha, que es la ventaja que tiene el postesado; se compensan las tracciones debidas a la flexión con una compresión extra descentrada.

Para llevar a cabo el análisis del postesado en esta estructura a partir del programa informático SAP2000 se va a hacer una simulación a través de un cambio de temperatura, ya que un cambio de temperatura negativa equivale a exigirle a la barra a la que se le modifica la temperatura que se acorte.

Partiendo de la ley Hook, por la que se supone un comportamiento elástico del material:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon; \quad \sigma = \frac{N}{A}; \quad \varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

donde σ es la tensión, E es el módulo de deformación, ε es la deformación unitaria, N es la resultante de las normales, A es el área, ΔL es la variación dimensional y L es la longitud.

Por otro lado, el cambio de longitud como consecuencia del cambio de temperatura se rige por la siguiente fórmula lineal:

$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T$$

donde α es un coeficiente que depende del material e indica el alargamiento del mismo por unidad de longitud.

Todas estas expresiones se pueden relacionar en una misma fórmula:

$$\sigma = E \cdot \frac{\Delta L}{L} = E \cdot \frac{\alpha \cdot L \cdot \Delta T}{L} = E \cdot \alpha \cdot \Delta T = \frac{N}{A}$$

De esta manera, igualando la tensión anterior a la tensión del postesado se puede obtener el cambio de temperatura equivalente a la fuerza de postesado:

$$f_{yp} = E \cdot \alpha \cdot \Delta T$$

cuyo axil de postesado será:

$$N_p = E \cdot \alpha \cdot A_p \cdot \Delta T$$

A mayor área de tendón, con la misma variación de temperatura, se tendrá mayor fuerza de postesado.

Se considera que los cables del postesado están conformados por un acero con un límite elástico mucho más alto. El cable de acero más habitual es el CP – 190 RB, que según la ABNT NBR 7843 tiene las siguientes características:

Categoría	Designación	Diámetro nominal del cordón (mm)	Tolerancia del diámetro nominal (mm)	Área de la sección del acero del cordón nominal (mm ²)			Masa nominal kg/1.000m	Carga mínima de rotura (kN)
				Mínimo	Nominal	Máximo		
RB 190	CP – 190 RB 9,5	9,5	+ 0,4 - 0,2	54,9	55,5	57,3	441	104,3
	CP – 190 RB 12,7	12,7		98,6	101,4	102,9	792	187,3
	CP – 190 RB 15,2	15,2		139,9	143,5	146,3	1126	265,8

f_{ptk} = cociente entre la carga de rotura y el área de la sección del acero del cordón nominal

Tabla 1 de la ABNT NBR 7483 "Características de los cordones de siete hilos con relajación baja (RB)"

Designación	Módulo de elasticidad E (MPa)	α	f_{ptk} (kN/mm ²)	$f_{pyk} = 0,90 \cdot f_{ptk}$ (kN/mm ²)	Alargamiento total en rotura mínimo (%)
CP – 190 RB	195	$1,17 \cdot 10^{-5}$	1.900	1.710	3,5

Categoría	Designación	$\Delta T_{m\acute{a}x}$ (°C)	Área de la sección del acero del cordón nominal (mm ²)	Diámetro del cordón (mm)	Axil que experimenta el cordón trabajando a la tensión admisible
RB 190	CP – 190 RB 9,5	-749,5	55,5	8,41	94,91
	CP – 190 RB 12,7		101,4	11,36	173,39
	CP – 190 RB 15,2		143,5	13,51	245,04

Se va a definir un nuevo material, el CP – 190 RB, en el programa informático SAP2000 con los parámetros calculados en las tablas anteriores.

The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in SAP2000. The dialog is titled 'Material Property Data' and has a close button (X) in the top right corner. It is divided into several sections:

- General Data:**
 - Material Name and Display Color: CP-190 RB (with a green color swatch)
 - Material Type: Tendon (dropdown menu)
 - Material Notes: Modify/Show Notes... (button)
- Weight and Mass:**
 - Weight per Unit Volume: 76,9729 (input field)
 - Mass per Unit Volume: 7,849 (input field)
- Units:**
 - Units: KN, m, C (dropdown menu)
- Uniaxial Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 1,950E+08 (input field)
 - Poisson, U: 0, (input field)
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,170E-05 (input field)
 - Shear Modulus, G: 0, (input field)
- Other Properties for Tendon Materials:**
 - Minimum Yield Stress, Fy: 1710000, (input field)
 - Minimum Tensile Stress, Fu: 1900000, (input field)

At the bottom, there is a checkbox labeled 'Switch To Advanced Property Display' which is currently unchecked. Below the checkbox are two buttons: 'OK' and 'Cancel'.

Imagen 94: Propiedades del material del cordón de acero mediante SAP2000

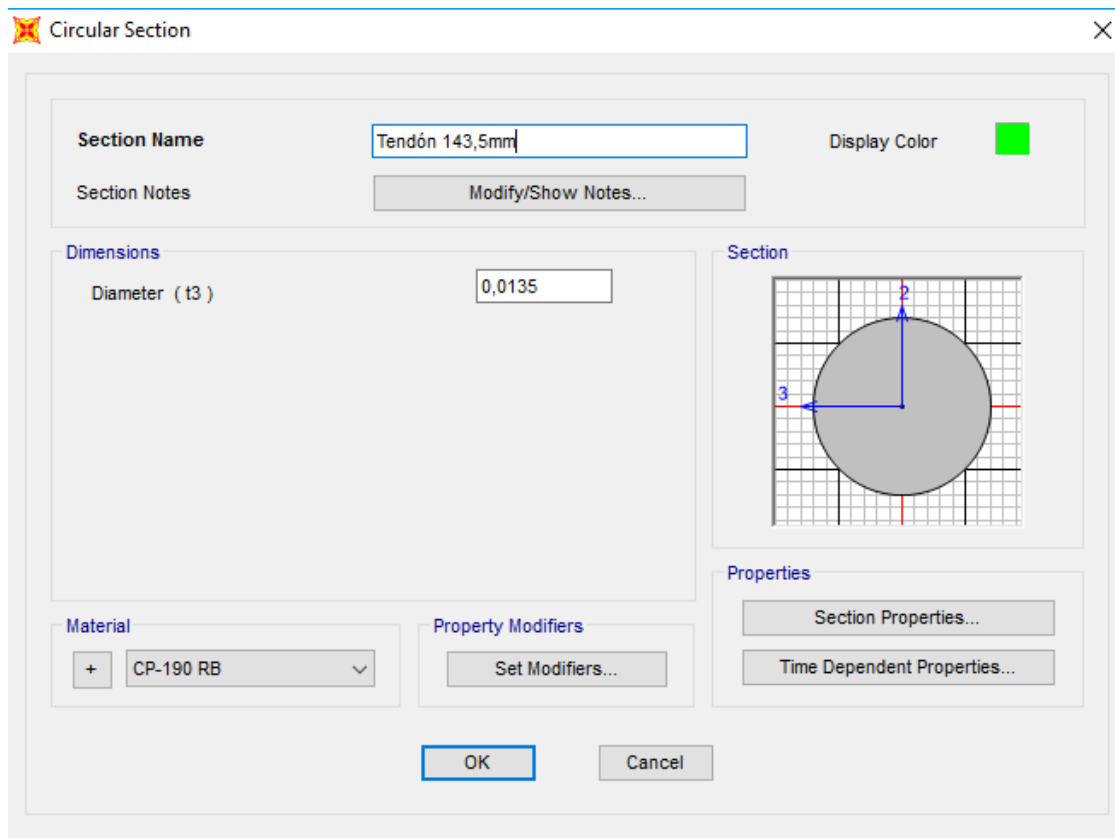


Imagen 95: Propiedades de la sección del cordón de acero mediante SAP2000

La fuerza de postesado se trata de una carga térmica de $-749,5\text{ }^{\circ}\text{C}$ y se debe aplicar al tendón. Por lo tanto, se ha de crear una nueva hipótesis PST de postesado:

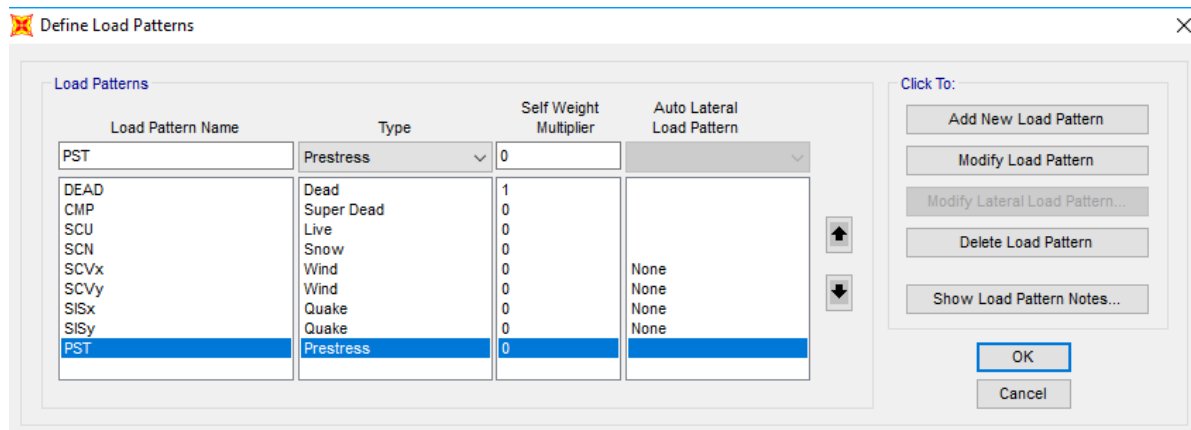


Imagen 96: Hipótesis de postesado mediante SAP2000

De esta manera, se podrá ver el efecto de las fuerzas de postesado de manera aislada y combinada con otras cargas.

Al aplicar una carga de temperatura a un tendón que tiene unas condiciones de enlace fijas genera tensiones, mientras que si tiene unas condiciones de enlace no fijas no genera tensiones pero genera acortamiento. Por lo tanto, cuando este cable se introduce dentro del elemento de hormigón, el hormigón coartará ese acortamiento, pero a cambio el tendón no estará libre y se generarán en él

axiles. Ese axil, situándolo adecuadamente, ayudará a generar la compresión con flexión contraria a la de las cargas verticales.

Por un lado se va a realizar el postesado del voladizo de las vigas principales para reducir su movimiento vertical, y por otro lado, y de manera conjunta, el postesado del vano central de las vigas principales y de los nervios, para reducir la flecha en el centro de la losa que forma la cubierta.

Postesado en los voladizos de las vigas principales:

Para impedir la flexión del voladizo, el tendón que se ha de colocar en esta parte de las vigas principales debe quedar en la parte superior del canto de las mismas. El enlace de este tendón a la viga de hormigón es la condición que le va a impedir el acortamiento libre y entrará en carga, generando un momento contrario al que producen las cargas verticales porque está situado por encima del centro de gravedad de la viga. Así pues, habrá compresiones en la parte superior y tracciones en la inferior, a diferencia de si no se ejecuta el postesado.

Para saber cuántos tendones se han de colocar, se debe saber qué momento es el que se quiere compensar, ya que la carga de postesado es una fuerza aplicada a una determinada excentricidad del centro de gravedad y eso se traduce en un momento positivo, en este caso.

Se han dispuesto 8 tendones en la parte superior del canto del voladizo, ya que es el número máximo de barras de armadura de tracción en una capa que se han dispuesto en el armado del mismo. La clase de los tendones utilizados es CP – 190 RB 15,2, que es el tendón de mayor diámetro y por lo tanto el que mayor fuerza de postesado proporciona.

De este modo que el momento en arranque del voladizo ha disminuido lo suficiente, gracias al momento positivo que el efecto de los tendones ha producido. La flecha instantánea en el voladizo es ahora de 22,5mm, y la flecha total, según la tabla Excel es 56,98mm < 80mm, y por lo tanto, cumple el límite de flecha para este punto de la estructura, tal y como indica la ABNT NBR 6118 en la tabla 13.2.

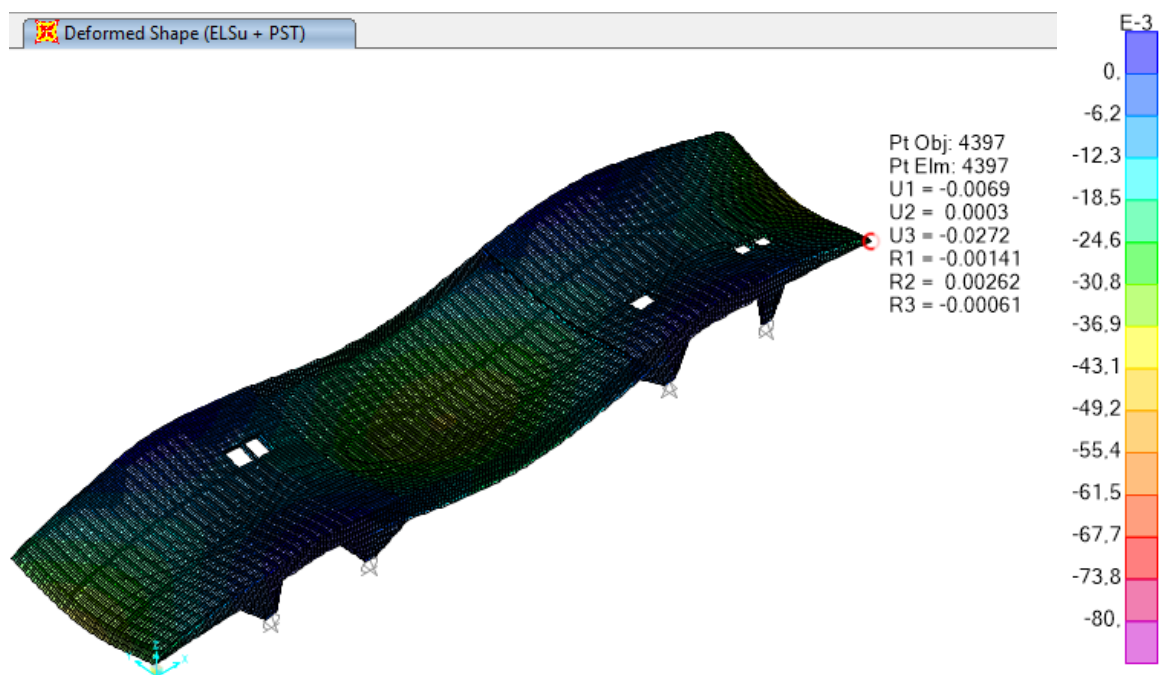


Imagen 97: Deformada ELSu+PST proporcionada por SAP2000_Flecha máxima 80 mm

CALCULO FLECHAS VIGAS HORMIGON			tipo viga	voladizo	
fck(j)	25	[N/mm ²]	modulo Ec	27.264,04	[N/mm ²]
fcm(j)	33	[N/mm ²]	modulo Es	200.000,00	[N/mm ²]
fyk	500	[N/mm ²]	n	7,34	
B	700	[mm]	W bruto (H)	317.625.000,00	[mm ³]
H	1650	[mm]	I bruta (H)	262.040.625.000,00	[mm ⁴]
C	50	[mm]	A bruta (D)	1.120.000,00	[mm ²]
L	10000	[mm]	D	1600	[mm]
flim1	250	[L/]	Mfis	814,70	[kNm]
G0	10	[kN/m ²]	DEAD (peso propio forjado estructural)		
G1	2,5	[kN/m ²]	CMP* (CMP hasta tabiqueria inclusive)		
G2	0	[kN/m ²]	Resto de CMP (falsos techos, ...)		
Q	2	[kN/m ²]	Sobrecarga de uso		
psi2 Q	0,3	[]	Factor cuasipermanente uso ψ2		
fELSu (G+Q)	27,2	[mm]	Flecha ELS (G+Q) instantanea elástica		
T0	4	[semanas]	Edad de descimbrado		
T1	8	[semanas]	Edad ejecución tabiqueria		
T2	8	[semanas]	Edad ejecución resto CMP		
TQ2	260	[semanas]	Edad se alcanza cuasipermanente Q		
COMPROBACIONES DE FLECHA LIMITE SEGUN CTE					
f CONFORT	3,75	[mm]	< flim CONFORT	57,14	[mm]
f APARIENCIA	56,98	[mm]	< flim APARIENCIA	80,00	[mm]

Imagen 98: Cálculo de la flecha total en el extremo del voladizo de las vigas principales

EXTREMO MAS SOLICITADO		
ARMADURA SUPERIOR (TRACC.)		
Nc	19	[]
Øc	20	[mm]
Area	5.969,02	[mm ²]
rho	5,33E-03	[]
ARMADURA INFERIOR (COMP.)		
Nc	14	[]
Øc	20	[mm]
Area	4.398,23	[mm ²]
rho	3,93E-03	[]
Ma (ELS=G+Q)	704,16	[kNm]
Xprof	356,74	[mm]
Ifis	81.310.020.729,80	[mm ⁴]
Ieq	262.040.625.000,00	[mm ⁴]
fELS G0	15,51724138	[mm]
fELS G1	3,879310345	[mm]
fELS G2	0	[mm]
fELS Q	3,103448276	[mm]

Los ocho tendones de 13,51mm diámetro real equivalen a cinco armaduras de 20mm de diámetro, por lo que, a las 14 barras que forman la armadura de tracción de la viga, se le ha añadido los cinco tendones equivalentes, para tener en cuenta la rigidez que estos aportan.

Imagen 99: Condiciones del extremo más solicitado del arranque del voladizo de las vigas principales

Postesado en el centro de vano de las vigas principales:

Se va a colocar un tendón en la parte inferior de las vigas principales. El enlace de este tendón a la viga de hormigón es la condición que le va a impedir el acortamiento libre y entrará en carga, generando un momento contrario al que producen las cargas verticales porque está situado por debajo del centro de gravedad de la viga. Así pues habrá compresiones en la parte inferior y tracciones en la superior, a diferencia de si no se ejecuta el postesado.

Para saber cuántos tendones se han de colocar, se debe saber qué momento es el que se quiere compensar, ya que la carga de postesado es una fuerza aplicada a una determinada excentricidad del centro de gravedad y eso se traduce en un momento negativo, en este caso.

Se han dispuesto 8 tendones en la parte inferior del canto del vano central de la viga, ya que es el número máximo de barras de armadura de tracción en una capa que se han dispuesto en el armado del mismo. La clase de los tendones utilizados es CP – 190 RB 15,2, que es el tendón de mayor diámetro y por lo tanto el que mayor fuerza de postesado proporciona.

De este modo, el momento en el centro de vano ha disminuido lo suficiente, gracias al momento positivo que el efecto de los tendones ha producido. La flecha instantánea en el vano es ahora 22,2mm, y la flecha total, según la tabla Excel es 59,08mm < 120mm, y por lo tanto, cumple el límite de flecha para este punto de la estructura, tal y como indica la ABNT NBR 6118 en la tabla 13.2.

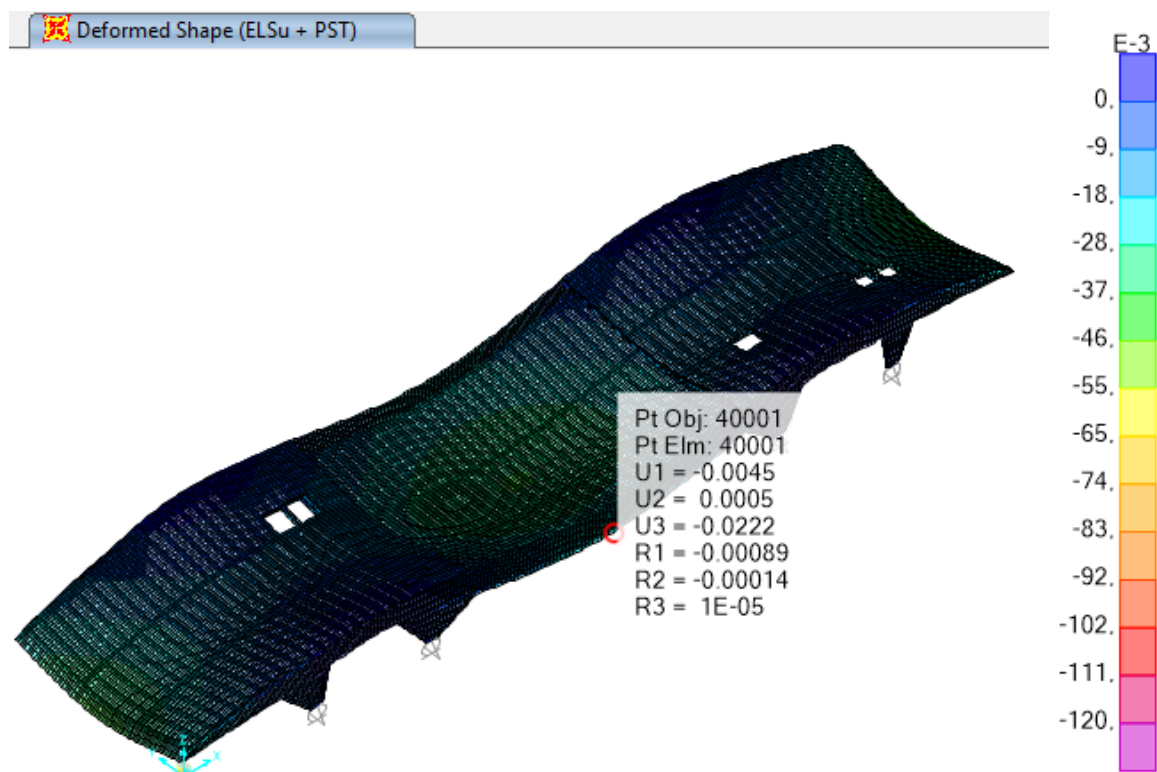


Imagen 100: Deformada ELSu+PST proporcionada por SAP2000_Flecha máxima 120 mm

CALCULO FLECHAS VIGAS HORMIGON			tipo viga	biempotrada	
fck(j)	25	[N/mm ²]	modulo Ec	27.264,04	[N/mm ²]
fcm(j)	33	[N/mm ²]	modulo Es	200.000,00	[N/mm ²]
fyk	500	[N/mm ²]	n	7,34	
B	700	[mm]	W bruto (H)	564.666.666,67	[mm ³]
H	2200	[mm]	I bruta (H)	621.133.333.333,33	[mm ⁴]
C	50	[mm]	A bruta (D)	1.505.000,00	[mm ²]
L	30000	[mm]	D	2150	[mm]
flim1	250	[L]	Mfis	1.448,35	[kNm]
G0	10	[kN/m ²]	DEAD (peso propio forjado estructural)		
G1	2,5	[kN/m ²]	CMP* (CMP hasta tabiqueria inclusive)		
G2	0	[kN/m ²]	Resto de CMP (falsos techos, ...)		
Q	2	[kN/m ²]	Sobrecarga de uso		
psi2 Q	0,3	[]	Factor cuasipermanente uso ψ2		
fELSu (G+Q)	22,2	[mm]	Flecha ELS (G+Q) instantanea elástica		
ZZ					
T0	4	[semanas]	Edad de descimbrado		
T1	8	[semanas]	Edad ejecución tabiqueria		
T2	8	[semanas]	Edad ejecución resto CMP		
TQ2	260	[semanas]	Edad se alcanza cuasipermanente Q		
COMPROBACIONES DE FLECHA LIMITE SEGUN CTE					
f CONFORT	3,89	[mm]	< flim CONFORT	85,71	[mm]
f APARIENCIA	59,08	[mm]	< flim APARIENCIA	120,00	[mm]

Imagen 101: Cálculo de la flecha total en el centro de vano de las vigas principales

CENTRO DE VANO		
ARMADURA SUPERIOR (COMP.)		
Nc	18	[]
Øc	20	[mm]
Area	5.654,86	[mm ²]
rho	3,76E-03	[]
ARMADURA INFERIOR (TRACC.)		
Nc	23	[]
Øc	20	[mm]
Area	7.225,66	[mm ²]
rho	4,80E-03	[]
Ma (ELS=G+Q)	1967,38	[kNm]
Xprof	456,41	[mm]
Ifis	181.067.226.448,09	[mm ⁴]
Ieq	356.646.561.609,01	[mm ⁴]
factor f dif G0	1,30	[]
factor f dif G1	1,15	[]
factor f dif G2	1,15	[]
factor f dif Q	0,00	[]

Los ocho tendones de 13,51mm diámetro real equivalen a cinco armaduras de 20mm de diámetro, por lo que, a las 18 barras que forman la armadura de compresión de la viga, se le ha añadido los cinco tendones equivalentes, para tener en cuenta la rigidez que estos aportan.

Imagen 102: Condiciones del extremo más solicitado en el centro de vano de las vigas principales

Postesado de los nervios que forman la cubierta:

Se va a colocar un tendón en la parte inferior de las vigas nervadas que forman la cubierta. El enlace de este tendón a la viga de hormigón es la condición que le va a impedir el acortamiento libre y entrará en carga, generando un momento contrario al que producen las cargas verticales porque está situado por debajo del centro de gravedad de la viga. Así pues habrá compresiones en la parte inferior y tracciones en la superior, a diferencia de si no se ejecuta el postesado.

Para saber cuántos tendones se han de colocar, se debe saber qué momento es el que se quiere compensar, ya que la carga de postesado es una fuerza aplicada a una determinada excentricidad del centro de gravedad y eso se traduce en un momento negativo, en este caso.

Se han dispuesto 4 tendones en la parte inferior del canto de los nervios, ya que es el número mínimo que se necesitan para cumplir con la limitación impuesta por la ABNT NBR 6118, en la tabla 13.2. La clase de los tendones utilizados es CP – 190 RB 15,2, que es el tendón de mayor diámetro y por lo tanto el que mayor fuerza de postesado proporciona.

De este modo, el momento en el centro de vano de los nervios ha disminuido lo suficiente, gracias al momento positivo que estos han producido.

El movimiento vertical máximo en el centro de vano del nervio es de 0,0374m, pero la flecha en este punto es la diferencia entre este movimiento vertical y la flecha en la losa en el punto central de su extremo: $0,0374 - 0,0222 = 0,0152$ m. La flecha instantánea en el voladizo es ahora 15,2mm, y la flecha total, según la tabla Excel es 37,58mm < 56mm, y por lo tanto, cumple el límite de flecha para este punto de la estructura, tal y como indica la ABNT NBR 6118 en la tabla 13.2.

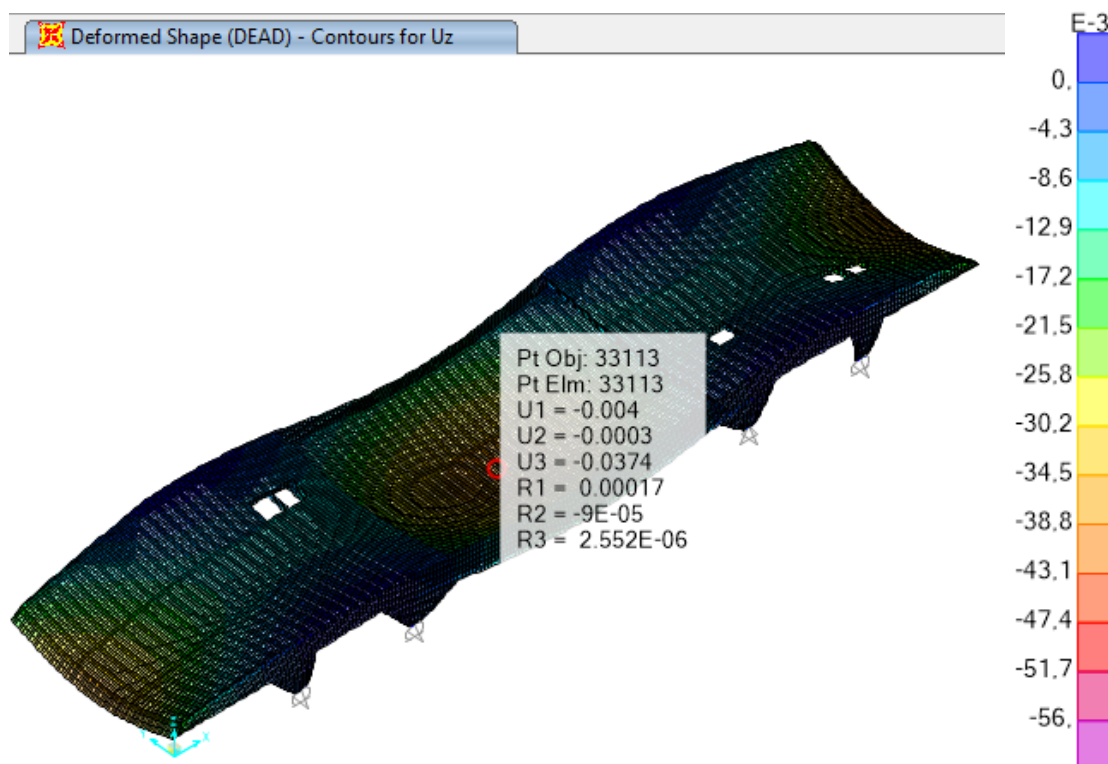


Imagen 103: Deformada ELSu+PST proporcionada por SAP2000_Flecha máxima 56 mm

CALCULO FLECHAS VIGAS HORMIGON			tipo viga	biapoyada	
fck(j)	25	[N/mm2]	modulo Ec	27.264,04	[N/mm2]
fcmm(j)	33	[N/mm2]	modulo Es	200.000,00	[N/mm2]
fyk	500	[N/mm2]	n	7,34	
B	200	[mm]	W bruto (H)	14.083.333,33	[mm3]
H	650	[mm]	I bruta (H)	4.577.083.333,33	[mm4]
C	50	[mm]	A bruta (D)	120.000,00	[mm2]
L	14000	[mm]	D	600	[mm]
flim1	250	[L/]	Mfis	36,12	[kNm]
G0	10	[kN/m2]	DEAD (peso propio forjado estructural)		
G1	2,5	[kN/m2]	CMP* (CMP hasta tabiqueria inclusive)		
G2	0	[kN/m2]	Resto de CMP (falsos techos, ...)		
Q	2	[kN/m2]	Sobrecarga de uso		
psi2 Q	0,3	[]	Factor cuasipermanente uso ψ_2		
fELSu (G+Q)	15,2	[mm]	Flecha ELS (G+Q) instantanea elástica		
T0	4	[semanas]	Edad de descimbrado		
T1	8	[semanas]	Edad ejecución tabiqueria		
T2	8	[semanas]	Edad ejecución resto CMP		
TQ2	260	[semanas]	Edad se alcanza cuasipermanente Q		
COMPROBACIONES DE FLECHA LIMITE SEGUN CTE					
f CONFORT	2,47	[mm]	< flim CONFORT	40,00	[mm]
f APARIENCIA	37,58	[mm]	< flim APARIENCIA	56,00	[mm]

Imagen 104: Cálculo de la flecha total en el centro de vano de los nervios de la cubierta

CENTRO DE VANO		
ARMADURA SUPERIOR (COMP.)		
Nc	3	[]
Øc	20	[mm]
Area	942,48	[mm2]
rho	7,85E-03	[]
ARMADURA INFERIOR (TRACC.)		
Nc	5	[]
Øc	20	[mm]
Area	1.570,80	[mm2]
rho	1,31E-02	[]
Ma (ELS=G+Q)	41,52	[kNm]
Xprof	192,58	[mm]
Ifis	2.529.384.565,73	[mm4]
Ieq	3.877.894.628,57	[mm4]
factor f dif G0	1,30	[]
factor f dif G1	1,15	[]
factor f dif G2	1,15	[]
factor f dif Q	0,00	[]

Los cuatro tendones de 13,51 mm diámetro real equivalen a dos armaduras de 20mm de diámetro, por lo que, a las tres barras que forman la armadura de tracción de la viga, se le ha añadido los dos tendones equivalentes, para tener en cuenta la rigidez que estos aportan.

Imagen 105: Condiciones del extremo más solicitado en el centro de vano de los nervios de la cubierta

14. CONCLUSIONES

A lo largo de este trabajo se ha estudiado el comportamiento estructural del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula, obra del arquitecto brasileño Vilanova Artigas. Para realizar adecuadamente el análisis de su estructura, que se puede considerar singular por sus grandes luces y voladizos, se ha tenido en cuenta su comportamiento unitario tridimensional, mediante el programa informático SAP2000.

Se ha pretendido que el modelo de la estructura, que se ha realizado mediante elementos finitos, sea lo más fiel posible a la geometría real de la misma, para poder llevar a cabo un control más exhaustivo de la estructura.

Gracias al programa informático SAP2000, se han dimensionado las secciones principales de los elementos que conforman la estructura del edificio. Esta herramienta informática también ha permitido la obtención de una serie de resultados sobre su comportamiento en servicio, según los cuales se ha podido observar la necesidad de realizar un postesado de los elementos cuyas flechas excedían las limitaciones que establece la Norma Brasileña ABNT NBR 6118 en su tabla 13.2 sobre los desplazamientos máximos permitidos.

En concreto, la flecha del voladizo y la de la zona central de la losa que forma la cubierta no cumplían con las limitaciones de esta Norma Brasileña, si se tenía en cuenta la apariencia visual de la estructura, con un simple armado del hormigón.

Para solucionarlo, se ha llevado a cabo el análisis, mediante SAP2000, del comportamiento de la misma realizando el postesado del voladizo, con tendones de acero colocados en la parte superior del canto del mismo, así como postesando el vano central de las vigas principales y los nervios que forman la losa de la cubierta, con tendones de acero colocados en la parte inferior del canto de los mismos.

De esta manera se ha podido comprobar la eficacia de la ejecución del postesado de la estructura, ya que de este modo la deformación de la estructura cumplía con lo establecido por la ABNT NBR 6118 en su tabla 13.2.

Gracias a colocar una serie de tendones de acero en la parte superior del canto del voladizo de las vigas principales se ha permitido reducir el momento en el arranque de este y las tracciones en la parte superior del canto de la viga en voladizo, con la consiguiente reducción de la flecha.

Del mismo modo, colocando una serie de tendones de acero en la parte inferior del canto del vano central de las vigas principales, así como en la de los nervios que forman la losa de la cubierta, se ha permitido reducir el momento en el centro de vano y las tracciones en la parte inferior del canto de estas vigas. Con el postesado conjunto de estos elementos estructurales se ha logrado reducir el movimiento vertical del centro de la losa que forma la cubierta.

Por último, cabe añadir que, tras haber realizado el análisis estructural de la obra paulista del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula, se ha podido comprobar el interés que tiene el postesado en estructuras con grandes luces y voladizos, ya que gracias a esta técnica de ejecución, se pueden lograr estructuras singulares de hormigón, con mejores prestaciones, especialmente en cuanto a la deformación.

A lo largo de este trabajo se ha observado la importancia que tiene la estructura en relación a la arquitectura, y que en el caso concreto del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula está muy patente.

Con este Trabajo Final de Grado se ha podido comprobar cómo el empleo de una herramienta de análisis estructural, como es el programa informático SAP2000, se puede convertir en un punto de apoyo para la toma de decisiones de diseño estructural y arquitectónico.

Además, desarrollar este TFG es un método idóneo para iniciarse en un trabajo autónomo de investigación especializada en arquitectura, y en concreto en el análisis y cálculo estructural.

BIBLIOGRAFÍA

Referencias:

TOURINHO, Andréa de Oliveira. **O tombamento do antigo Santapaula lateclube em Interlagos: memórias de uma modernidade paulistana. The conservation of Santapaula Yacht Club in Interlagos: memories of a modern São Paulo.** USJT – ARQ.URB. Número 14. 2015

FRANÇA, Elisabete (Coord.). **Guarapiranga – Recuperação Urbana e Ambiental no Município de São Paulo.** São Paulo: M. Carrilho Arquitetos, 2000.

MEYER, Regina M. Proserpi. **Metrópole e Urbanismo: São Paulo anos 50.** São Paulo: 1991. Tese de Doutorado, FAUUSP.

SEVCENKO, Nicolau. **Orfeu extático na metrópole.** São Paulo, sociedade e cultura nos frementes anos 20. São Paulo: Companhia das Letras, 1992.

Módulo, **Edição Especial Vilanova Artigas,** Avenir Editora, Rio de Janeiro, 1985.

XAVIER, Alberto; LEMOS, Carlos & CORONA, Eduardo. **Arquitetura Moderna Paulistana.** Editora Pini, São Paulo, 1983.

FRAMPTON, Kenneth; VILANOVA ARTIGAS, João Batista & WISNIK, Guilherme. **João Vilanova Artigas.** Revista 2G. Nº54. 2010.

FERRANDO, Josep. **João Vilanova Artigas, fundador de la “Escola Paulista”.** DPA30 ARQUITECTURA PAULISTA. Marzo 2014. Dep. Projectos – UPC

VILANOVA ARTIGAS, João Batista & ARTIGAS, Rosa. **Arquitectura y construcción.** DPA30 ARQUITECTURA PAULISTA. Marzo 2014. Dep. Projectos – UPC

LIRA, José. Apresentação. In: ARTIGAS, Vilanova. **Caminhos da arquitetura.** São Paulo: Cosac Naify, 2004. 240p, il.pb., p.9.

CARVALHO FERRAZ, Marcelo; PUNTONI, Álvaro; PIRONDI, Ciro; LATORRACA, Giancarlo & ARTIGAS, Rosa. **Vilanova Artigas: Arquitetos brasileiros.** São Paulo: Instituto Lina Bo e P. M. Bardi

SEGAWA, Hugo. **Arquiteturas no Brasil, 1900-1990.** São Paulo: Edusp, 1998.

VILANOVA ARTIGAS, João Batista. **Vilanova Artigas.** São Paulo: Faculdade de Arquitectura e Urbanismo-USP. Fundação Vilanova Artigas. 2007.

VILANOVA ARTIGAS, João Batista & ARTIGAS, Rosa. **Caminhos da arquitetura.** São Paulo: Cosac Naify, 4ta edición. 2004.

VERDE ZEIN, Ruth. **A Arquitectura da escola Paulista Brutalista 1953 – 1973.** São Paulo. 2003. Tese de doutoramento em arquitetura. Faculdade de arquitetura da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, PROPAPAR.

GARCÍA DEL MONTE, José María. **De las posibilidades arquitectónicas del pretensado. Técnica y proyecto en la obra de Paulo Mendes Da Rocha.** Departamentos de Projectos Arquitectónicos. Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.

GALLARDO LLOPIS, David. **INTRODUCCIÓN A SAP2000 PARA ARQUITECTURA.** Universitat Politècnica de València.

ALVES GOMES JUNIOR, Humberto. **Vigas protegidas – estudio de norma y modelado con ayuda de programa de análisis comercial.** Proyecto de Graduación presentado al cuerpo docente del Departamento de Mecánica Aplicada y Estructuras de la Escuela Politécnica de la Universidad Federal de Río de Janeiro, como requisito para obtener el título de Ingeniero Civil.

Normativa:

- ABNT NBR 6118. Proyecto de estructuras de hormigón
- ABNT NBR 61204. Acciones para los cálculos de estructuras de edificación
- ABNT NBR 6123. Fuerzas derivadas del viento en edificación
- ABNT NBR 15421. Proyecto de estructuras resistentes al sismo
- ABNT NBR 7480. Acero destinado a armaduras para estructuras de hormigón
- ABNT NBR 7482. Hilos de acero para hormigón prensado
- ABNT NBR 7483. Cordones de acero para hormigón prensado

Videos:

GALLARDO LLOPIS, David. Lecciones de SAP2000. Universitat Politècnica de València:

- 161115 Importar en plantilla – Grupos – Geometría
- 161118 Secciones de barras
- 161122 Secciones EF – Apoyos – Desconexiones
- 161125 Hipótesis – Combinaciones – Cargas
- 161129 InsertionPoint – JointPattern
- 161202 Constraints y cables sin peso propio
- 161202 Viento – Sismo
- 161213 Cimentación muelles - Sismo modal
- 170110 Deformaciones y nudos dobles
- 170117 Dimensionado de barras, completo
- 170120 Dimensionado losas hormigón
- 170124 Dimensionado de muros, vigas pared y chapas de acero – Section cut
- 170201 Postesado como cambio temperatura

Sitios web consultados:

<http://www.jauregui.arq.br/sanpablo.html>

http://agencia.fapesp.br/la_difusion_de_la_arquitectura_moderna_en_sao_paulo_a_comienzo_de_la_decada_de_1960/22603/

<http://www.cs.cmu.edu/~artigas/home/thearchitect/>

<http://revistapesquisa.fapesp.br/en/2015/06/30/the-artigas-whirlwind/>

<http://www.metalocus.es/es/noticias/joao-vilanova-artigas>

<http://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/13602365.2015.1048698?af=R&>

<http://www.metalocus.es/es/noticias/joao-batista-vilanova-artigas-convicciones-politicas-expresadas-en-su-obra>

<http://enciclopedia.itaucultural.org.br/termo8817/escola-paulista>

<http://estudioa0.com/blog/2012/08/03/arquitectura-paulista-el-proyecto-continental-de-una-aspiracion-arquitectonica/>

<http://www.vitruvius.com.br/revistas/read/arquitextos/06.069/375>

<http://www.archdaily.com.br/br/01-142684/classicos-da-arquitetura-santa-paula-iate-clube-slash-vilanova-artigas>

<http://vilanovaartigas.com/cronologia/projetos/garagem-de-barcos>

<http://www.saopauloantiga.com.br/santapaula-iate-clube/>

<http://www.saopauloantiga.com.br/santapaula-iate-clube/>

<https://es.slideshare.net/mariajosearistizabal1/cuaderno-entrega-1>

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen	Título	Fuente
1	Expansión urbanística de São Paulo 1905 – 1997	Laboratorio de Urbanismo de la ciudad
2	Plaza del Patriarca en São Paulo, en 1920	http://www.vitruvius.com.br/revistas/read/aquitextos/07.082/259
3	Centro de São Paulo, visto desde la terraza del edificio Altino Arantes, en 1950	http://blogdoims.com.br/sao-paulo-no-tempo
4	Vilanova Artigas en su mesa de trabajo	http://www.archdaily.com.br/br/tag/vilanov-a-artigas/page/
5	FAU de la Universidad de São Paulo, en 1961	http://www.vilanovartigas.com/cronologia
6	Casita en São Paulo, de 1942	http://www.vilanovartigas.com/cronologia
7	Fundación del Departamento IAB de São Paulo, en 1943	http://www.vilanovartigas.com/cronologia
8	Casa Vilanova Artigas en São Paulo, de 1949	http://www.vilanovartigas.com/cronologia
9	Artigas ante la dirección de la FAU USP para recuperar su plaza como profesor titular, en 1984. Expuso “la función social del arquitecto”	http://www.vilanovartigas.com/cronologia
10	Casa Baeta, obra de Vilanova Artigas	https://es.pinterest.com/pin
11	Facultad de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad de São Paulo, obra de Vilanova Artigas, en 1961	http://www.vilanovartigas.com/cronologia
12	Congreso Nacional de Brasilia, una obra de Oscar Niemeyer	http://oncubamagazine.com/cultura/el-regreso-de-niemeyer/
13	FAU USP, obra de Vilanova Artigas	https://archpaper.com
14	Vista aérea del barrio de Interlagos, con el aeródromo a la derecha, y el conjunto del Club de Yates de Santa Paula (círculo rojo) y el lago Guarapiranga a la izquierda, en 2017	Google Earth
15	Vista aérea del conjunto del Club de Yates de Santa Paula, en la década de los 60, donde se muestra la sede social del club y las piscinas, a un lado de la Avenida Kennedy, y el Garaje de Barcos y su rapa al otro lado, entre la avenida y el lago Guarapiranga	São Paulo Skyline
16	Garaje de Barcos del club de Yates de Santa Paula	http://www.vilanovartigas.com/cronologia
17	Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula en construcción	http://www.plataformaarquitectura.cl/
18	Nivel inferior del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula	http://uptaller3.blogspot.com.es/2011/05/yatch-club-santa-paula.html
19	Nivel superior del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula	http://uptaller3.blogspot.com.es/2011/05/yatch-club-santa-paula.html
20	Escalera de conexión de los dos niveles del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula	Blog de Luiz Seo
21	Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula en la actualidad	Blog de Luiz Seo
22	Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula en construcción	FAU USP Archives
23	Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula en construcción	Vilanova Artigas. Instituto Lina Bo e P.M. Bardi. Ed: São Paulo
24	Alzados y secciones del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula	http://uptaller3.blogspot.com.es/2011/05/yatch-club-santa-paula.html

25	Detalle de la estructura del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula	J. Ferrando. "João Vilanova Artigas, fundador de la Escola Paulista". DPA30 Arquitectura Paulista
26	Detalle de la losa nervada del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula	FAU USP Archives
27	Detalles de los apoyos de la cubierta del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula	Blog de Luiz Seo
28	Detalle del apoyo de la cubierta del Garaje de Barcos del Club de Yates de Santa Paula	http://www.vilanovartigas.com/cronologia
29	Modelo Autocad – Vigas principales	
30	Modelo Autocad – Vigas principales, nervadas y riostras	
31	Modelo Autocad completo	
32	Capas en Autocad	
33	Modelo SAP2000	
34	Propiedades del hormigón definido en SAP2000	
35	Garaje del Club de Yates de Santa Paula en construcción	Archivos de la FAUUSP
36	Propiedades de la sección definida para la losa	
37	Propiedades de la sección definida para las vigas nervadas	
38	Propiedades de la sección definida para las vigas riostras	
39	JOINT PATTERN definido para las vigas principales	
40	Propiedades de la sección definida para las vigas principales	
41	Vigas principales con sección variable	
42	Movimientos restringidos en un apoyo de cada viga	
43	Movimientos restringidos en tres apoyos de cada viga	
44	Tres nudos, un único punto de apoyo	
45	Condición de sólido rígido a los tres nudos de cada apoyo	
46	Figura 1 de ABNT NBR 6123 "Isolíneas de la velocidad básica V_o (m/s)"	ABNT NBR 6123
47	Figura 2 de ABNT NBR 6123 "Factor topográfico S_1 "	ABNT NBR 6123
48	Tabla 4 de ABNT NBR 6123 "Coeficientes de presión y de forma, externos, para paredes de edificaciones de planta rectangular"	ABNT NBR 6123
49	Tabla 5 de ABNT NBR 6123 "Coeficientes de presión y de forma, externos, para tejados con dos aguas, simétricos, en edificaciones de planta rectangular"	ABNT NBR 6123
50	Hipótesis de viento 1	
51	Hipótesis de viento 2	
52	Hipótesis de viento 3	
53	Hipótesis de viento 4	
54	Figura 1 de ABNT NBR 15412 "Mapeo de la aceleración sísmica horizontal característica en Brasil"	ABNT NBR 6123
55	Combinación de cargas para comprobación de	

	ELS	
56	Deformada ELSqpu proporcionada por SAP2000 Flecha máxima 120 mm	
57	Deformada ELSqpu proporcionada por SAP2000 Flecha máxima 125 mm	
58	Deformada ELSqpu proporcionada por SAP2000 Flecha máxima 160 mm	
59	Deformada ELSqpu proporcionada por SAP2000 Flecha máxima 40 mm	
60	Deformada ELSqpu proporcionada por SAP2000 Flecha máxima 80 mm	
61	Deformada ELSqpu proporcionada por SAP2000 Flecha máxima 56 mm	
62	Deformada ELSqpu proporcionada por SAP2000 Flecha máxima 56 mm	
63	Deformada SCVy proporcionada por SAP2000 Flecha máxima 2,5 mm	
64	Combinación ELUvy+: Fuerzas de armado F11 en las vigas principales	
65	Armado de la sección central del vano central de las vigas principales	
66	Verificación de la resistencia de la sección central del vano central de las vigas principales	
67	Diagrama de interacción adimensional flexocompresión y compresión compuesta de la sección central del vano central de las vigas principales	
68	Armado de la sección central del vano lateral de las vigas principales	
69	Verificación de la resistencia de la sección central del vano lateral de las vigas principales	
70	Diagrama de interacción adimensional flexocompresión y compresión compuesta de la sección central del vano lateral de las vigas principales	
71	Armado de la sección de arranque del voladizo de las vigas principales	
72	Verificación de la resistencia de la sección de arranque del voladizo de las vigas principales	
73	Diagrama de interacción adimensional flexocompresión y compresión compuesta de la sección de arranque del voladizo de las vigas principales	
74	Combinación ELUvy+: Fuerzas de armado F11 en las vigas nervadas	
75	Armado de la sección de arranque de las vigas nervadas	
76	Verificación de la resistencia de la sección de arranque de las vigas nervadas	
77	Diagrama de interacción adimensional flexocompresión y compresión compuesta de la sección de arranque de las vigas nervadas	
78	Armado de la sección de centro de vano de las vigas nervadas	
79	Verificación de la resistencia de la sección de centro de vano de las vigas nervadas	
80	Diagrama de interacción adimensional	

	flexocompresión y compresión compuesta de la sección de centro de vano de las vigas nervadas	
81	Combinación ELUvy+: Fuerzas de armado F22 en las vigas principales	
82	Armado de la sección de apoyo de las vigas principales	
83	Verificación de la resistencia de la sección de apoyo de las vigas principales	
84	Diagrama de interacción adimensional flexocompresión y compresión compuesta de la sección de apoyo de las vigas principales	
85	Deformada ELSu proporcionada por SAP2000 Flecha máxima 80 mm	
86	Cálculo de la flecha total en el extremo del voladizo	
87	Cálculo de la contraflecha a aplicar en el extremo del voladizo	
88	Deformada ELSu proporcionada por SAP2000 Flecha máxima 120 mm	
89	Cálculo de la flecha total en el centro de vano de la viga	
90	Cálculo de la contraflecha a aplicar en el centro de vano de la viga principal	
91	Deformada ELSu proporcionada por SAP2000 Flecha máxima 56 mm	
92	Cálculo de la flecha total en el centro de vano de los nervios	
93	Cálculo de la contraflecha a aplicar en el centro de vano de los nervios	
94	Propiedades del material del cordón de acero mediante SAP2000	
95	Propiedades de la sección del cordón de acero mediante SAP2000	
96	Hipótesis de postesado mediante SAP2000	
97	Deformada ELSu+PST proporcionada por SAP2000 Flecha máxima 80 mm	
98	Cálculo de la flecha total en el arranque del voladizo de las vigas principales	
99	Condiciones del extremo más solicitado arranque del voladizo de las vigas principales	
100	Deformada ELSu+PST proporcionada por SAP2000 Flecha máxima 120 mm	
101	Cálculo de la flecha total en el centro de vano de las vigas principales	
102	Condiciones del extremo más solicitado en el centro de vano de las vigas principales	
103	Deformada ELSu+PST proporcionada por SAP2000 Flecha máxima 56 mm	
104	Cálculo de la flecha total en el centro de vano de los nervios de la cubierta	
105	Condiciones del extremo más solicitado en el centro de vano de los nervios de la cubierta	