



ESCOLA TÈCNICA
SUPERIOR
D'ARQUITECTURA



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESTUDIO, ANÁLISIS Y MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL
INSTITUTO DEL PATRIMONIO CULTURAL DE ESPAÑA,
MEDIANTE SAP 2000

Trabajo Final de Grado | Grado en Fundamentos de la Arquitectura 2019 – 2020
Autor Ismael Zazo Gómez Tutor David Gallardo Llopis

0. ÍNDICE

0. ÍNDICE	3
0.1. Resumen	4
0.2. Resum	5
0.3. Abstract	6
1. ANÁLISIS PREVIO	9
1.1. Análisis del arquitecto	9
1.2. Influencias del IPCE	12
1.3. El Instituto del Patrimonio Cultural de España	18
2. ESTRUCTURA Y COMPOSICIÓN	23
3. MODELO	37
3.1. Geometría AUTOCAD	37
3.2. Secciones SAP 2000	44
3.3. Cargas SAP 2000	50
3.4. Condiciones de enlace SAP 2000	64
3.5. Combinación de acciones	65
4. ANÁLISIS DE DEFORMACIÓN	71
4.1. Comprobación de flechas relativas	73
4.2. Comprobación de desplomes	84
5. ANÁLISIS DE RESISTENCIA	87
5.1. Losas de hormigón	88
5.2. Pilares	99
5.3. Viga	103
6. CONCLUSIONES	107
7. BIBLIOGRAFÍA	111
7.1. Listado de referencias textuales	111
7.2. Listado de figuras	114
7.3. Listado de tablas	118
7.4. Listado de cuadros	118
8. ANEXOS	121

0.1. Resumen

El Instituto del Patrimonio Cultural de España, también conocido como Corona de Espinas, es un edificio proyectado por Fernando Higuera junto a Antonio Miró entre 1961 y 1968, y construido entre 1968 y 1990. Es un ejemplo magistral del uso de la geometría radial, de la repetición de módulos y simetrías y del trabajo minucioso del hormigón.

Este trabajo aborda un estudio previo tanto de la obra de Fernando Higuera como de la historia y composición de la Corona de Espinas. Continúa con un análisis de las geometrías que conforman el edificio, mediante la herramienta Autocad. Por último, lleva a cabo una modelización de este mediante el software SAP 2000 para finalmente realizar un análisis de acuerdo a los requerimientos de la normativa constructiva española actual y con ello, una extracción de conclusiones acerca de la validez del modelo y la respuesta estructural del edificio.

Palabras clave Fernando Higuera, Corona de Espinas, SAP 2000, estructura de hormigón, análisis.

0.2. Resum

El Institut del Patrimoni Cultural d'Espanya, també conegut com a Corona d'Espines, és un edifici projectat per Fernando Higuera junt a Antonio Miró, entre 1961 i 1968, i construït entre 1968 i 1990. És un exemple magistral de l'ús de la geometria radial, de la repetició de mòduls i simetries i del treball minuciós del formigó.

Aquest treball aborda un **estudi** previ tant de l'obra de Fernando Higuera com de la història i composició de la Corona d'Espines. Continua amb un **anàlisi** de les geometries que configuren l'edifici, mitjançant la eina Autocad. Per últim, du a terme una **modelització** d'aquest mitjançant el software SAP 2000 per a finalment realitzar una anàlisi d'acord als requeriments de la normativa constructiva espanyola actual i amb això, una extracció de conclusions sobre la validesa del model i la resposta estructural de l'edifici.

Paraules clau Fernando Higuera, Corona d'Espines, SAP 2000, estructura de formigó, anàlisi.

0.3. Abstract

The **Spanish Cultural Heritage Institute**, commonly called 'Crown of Thorns', is a building designed by the architects Fernando Higuera and Antonio Miró from 1961 to 1968 and eventually built from 1968 to 1990. It is a master example of the use of radial geometry, the repetition of units and symmetrical structures and the work of concrete.

This paper covers a prior **study** of the work of Fernando Higuera as well as the history and structural composition of the 'Crown of Thorns'. Firstly, it conducts an **analysis** of the geometrics that shape the building, by means of the Autocad program. Next in the paper, a **modeling** is presented through the SAP 2000 software, as it finishes by making an analysis that takes into account the requirements of the current Spanish construction regulations. Lastly, everything together allows to draw a series of conclusions regarding the validity of that model and the structural answer of the building.

Key words *Fernando Higuera, Crown of Thorns, SAP 2000, concrete structure, analysis.*

1.1. Análisis del arquitecto

Fernando Higuera Díaz nació en 1930 en la ciudad de Madrid, España, lugar donde viviría toda su vida, y donde a día de hoy podemos encontrar gran parte de su obra. Su larga trayectoria como arquitecto ha dejado una obra fuertemente reconocible y de un alto valor cultural, así como le llevó a trabajar de la mano de otros grandes artistas españoles, como serían Saenz de Oiza, Félix Candela o Antonio Miró.

Su arquitectura se encuadra dentro de los estilos arquitectónicos constructivistas y orgánicos, con una fuerte influencia brutalista, donde el hormigón y la naturaleza son los verdaderos protagonistas.

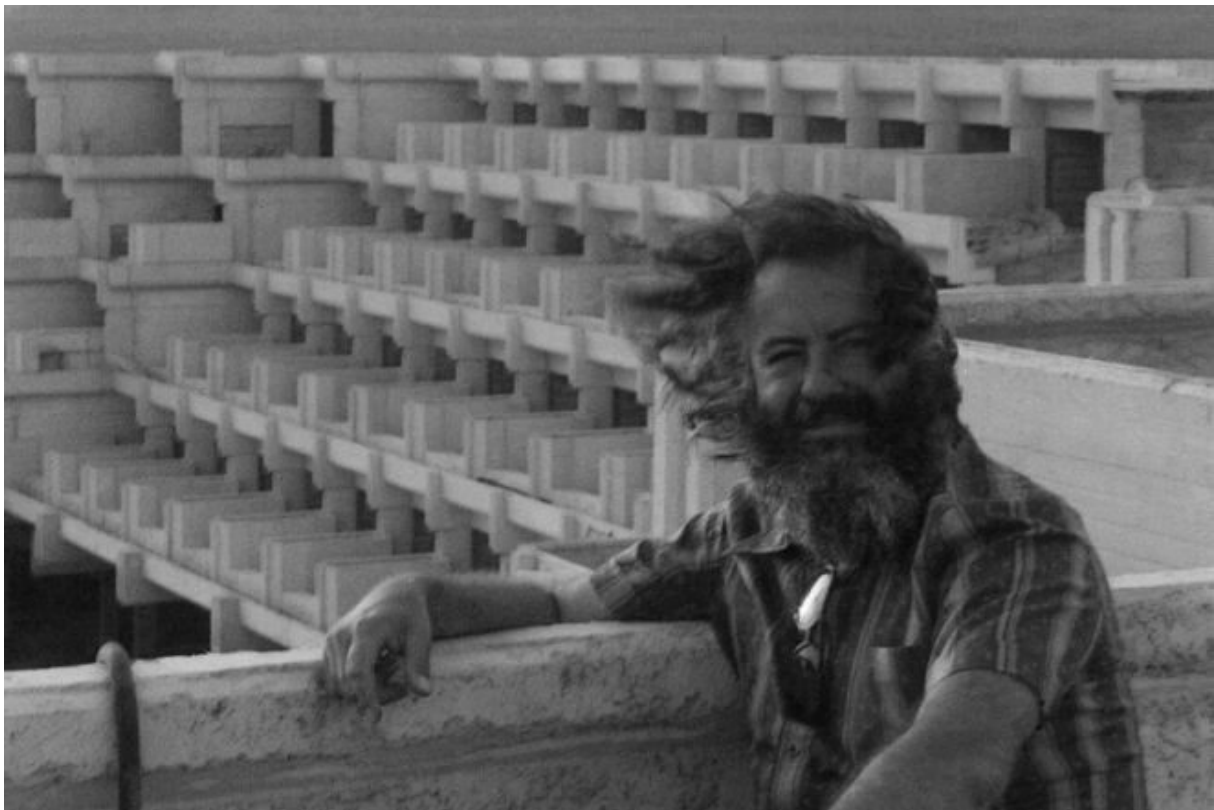


Figura 1. Fernando Higuera y el Hotel Las Salinas, en Lanzarote en el año 1970 [El Mundo, 2018]

Comenzó sus estudios en la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid (ETSAM), cinco años más tarde de lo previsto por no cumplir los requisitos de la misma. Acabó tarde la carrera, con 28 años, pero para entonces ya era famoso **nacionalmente**, con un PFC publicado en Nueva Forma, reconocida revista de arte y arquitectura, y con un accésit en el Premio Nacional de Arquitectura por sus 10 residencias para artistas en el Pardo.

No sería hasta 1969 con su propuesta de un Edificio Polivalente en Montecarlo para el Concurso Internacional Restringido a sólo 11 arquitectos, convocado por el Principado de Mónaco, que adquiriría reconocimiento **internacional**.

Según analizaría **Lola Botia** (pareja y fiel colaboradora de Fernando Higuera hasta su muerte en 2008), las distintas etapas de su obra se pueden sintetizar de la siguiente manera:



1930 | 1950 Infancia y adolescencia

1950 | 1960 Años de estudiante e inicio de profesión

Etapa de estudios en la ETSAM, donde hará amistades con diferentes artistas, que serán primeros clientes en su vida como arquitecto, entre ellos César Manrique. Colaboraciones con amigos arquitectos como son Pedro Capote y José Serrano-Suñer, con los que creará su primer estudio.

Diez residencias de artistas

1960 | 1962 Comienzos en solitario o con colaboraciones esporádicas

Adquiere el accésit del **Premio Nacional de Arquitectura 1960**, el cuál será uno de los causantes de su invitación al concurso de un Edificio Polivalente en Montecarlo. Obtiene finalmente el **Premio Nacional de Arquitectura 1961** por la propuesta del Centro de Restauraciones Artísticas.

Edificio Polivalente de Montecarlo
Centro de Restauraciones Artísticas en Madrid (Premio Nacional de Arquitectura 1961)

1962 | 1969 Obra tras la incorporación de Antonio Miró al estudio

Realización de gran cantidad de concursos que no se llegan a construir pero que estructuran los elementos de su arquitectura. Comienza aquí su relación con el desarrollo urbanístico de la isla de Lanzarote.

Teatro Principal de Burgos
Centro de Restauraciones en Madrid
Viviendas Militares en Madrid
Plan de Ordenación y Urbanización en Playa Blanca, Lanzarote

1969 | 1979 Años de expansión

Desarrolla sus trabajos en las Islas Canarias y la Costa del Sol, a la vez que su estudio se amplía con un nuevo inmueble y un mayor equipo como consecuencia.

Ayuntamiento de Ciudad Real
Hotel Las Salinas en Lanzarote

1979 | 1987 Incorporación intermitente de Félix Candela

Años en los que destaca la colaboración con el arquitecto Félix Candela, con el que culminan un total de siete proyectos, y ocasionalmente con su hija Dorothy Candela.

1987 | 2008 Años nuevamente productivos

Vuelve a los pequeños encargos a la vez que empieza a reducir el tamaño de su estudio, trasladándolo finalmente al *rascainfernos*. Resurge la obra más vanguardista e innovadora de Fernando Higuera.

Rascacielos horizontal en Shangai

Tras todos estos años, Fernando Higuera termina creando una arquitectura en la que “siempre está presente un rasgo personal que no se puede definir sino como genialidad” (Humanes, A., 2012) y en la cual se pueden leer de manera continua una serie de obsesiones transformadas en elementos arquitectónicos que convierten su obra en inconfundible.

Según Manuel Ocaña (Perea, A., Churtichaga, J., Ocaña, M. (2018), estos invariantes consisten en:

Modulación sencilla, mediante la cuál articula la geometría general de sus edificios, a través de la repetición y el ritmo. Establece un pequeño módulo compositivo, siempre estrechamente relacionado al módulo constructivo y estructural, para después crear series con el mismo. Esto otorga una simpleza a sus distribuciones espaciales, circulaciones claras y espacios bien jerarquizados. Cuando los edificios son grandes, este método lleva a la obtención de obras compactas, como resultado del uso de módulos de tamaño reducido.

Líneas de fuerza, las cuales no oculta ni invisibiliza, sino que suele enfatizar. Lo hace presente mediante voladizos, uso de nervaduras o salientes. Hace visible el módulo estructural y externaliza la geometría de sus edificios. Todo esto resulta en edificios cuya estructura queda desnuda y en ocasiones punzante o brusca, pero que contrastan con sus interiores donde las geometrías tienden a ser más apacibles.

Geometrías radiales y simétricas, las cuales utiliza como regla en esa repetición de módulos antes comentada. A medida que evoluciona su obra está cada vez más presente, siendo especialmente visible en los edificios más grandes de carácter monumental. Enfatiza así las entradas a los edificios o los centros de los mismos.

A estas características, Alberto Humanes (Humanes Bustamante, A., 2012) añade algunas más:

Luz cenital, la cual utiliza en ocasiones como culminación de sus edificios o como enfatizadora de algunos espacios.

Cubiertas tradicionales, con grandes aleros, sobre todo en las casas particulares, lo cuál acerca su arquitectura a una arquitectura climática (grandes aleros para cubrir del sol en verano y permitir el paso del mismo en invierno).

Vegetación, la cual hace presente mediante el uso de plantas trepadoras, jardineras divisorias y frontales en terrazas, gran arbolado o uso de patios interiores.

Terrazas, presentes en sus ejemplos de vivienda colectiva, siendo además estas muchas veces escalonada, fruto del orden compositivo en módulos ya mencionado.

Exageración, llegando a obtener como resultado obras desmesuradas o siendo capaz de alcanzar un aspecto monumental incluso en edificios pequeños.

Cabe añadir a las características citadas por estos dos autores, lo importante que fue el uso del hormigón en su obra. Si bien parte de su vida estuvo trabajando con uno de los grandes impulsores de las cáscaras de hormigón, Félix Candela, esto no influiría en el uso de las mismas en su arquitectura.

Utilizó el hormigón en su obra individual en forma de elementos de carácter más lineal que superficial, y siempre tendiendo a la línea recta o a elementos de sección rectangular antes que a las formas de mayor complejidad como sí lo harían las cubiertas en forma de paraboloides e hiperboloides de Candela.

1.2. Influencias del IPCE

El edificio que se va a trabajar a lo largo de este trabajo es el actualmente conocido como Sede del Instituto del Patrimonio Cultural de España (en adelante, IPCE) o Centro de Restauraciones, a pesar de hacer los dos nombres referencia a etapas distintas del mismo edificio.

Comúnmente, tanto en medios de comunicación como entre los allegados al edificio, se ha denominado al mismo **Corona de Espinas**, en referencia al símil entre la culminación de las cubiertas del edificio y el símbolo cristiano.



Figura 2. Dibujo de las obras del Instituto del Patrimonio Cultural de España [Miró, A., 1970]

El edificio es un edificio de geometría radial donde el trabajo con la luz y el espacio es de relevante importancia. Su desarrollo constructivo fue amplio en el tiempo, ya que desde el momento de publicación del primer proyecto hasta su inauguración tuvieron que pasar 29 años. Esto dio lugar a que muchas de las obras de Fernando Higuera se llevaran a cabo durante este periodo, y en las sucesivas modificaciones del proyecto queden plasmadas influencias de las mismas, así como las características del IPCE se vieran reflejadas en posteriores edificios. En los puntos **1.3. El Instituto del Patrimonio Cultural de España** y **2. Estructura y Composición** se realiza un análisis en mayor profundidad del edificio.

A continuación se muestran dos de estos proyectos que se desarrollaron a la vez que el IPCE y en los cuales podemos leer tanto las características mencionadas en el punto previo como algunos aspectos que ayudarán a comprender mejor el propio Centro de Restauraciones: el **Teatro Principal de Burgos** y el **Edificio Polivalente de Montecarlo**.

Teatro Principal Burgos

Se trata de un proyecto presentado en 1967 en un concurso de ideas junto con José Manuel Medrano y Antonio Miró. El proyecto resultó ganador, pero nunca se llegó a construir. No obstante, esto no lo convirtió en infructífero, pues la sección de este fue reciclada en el IPCE.

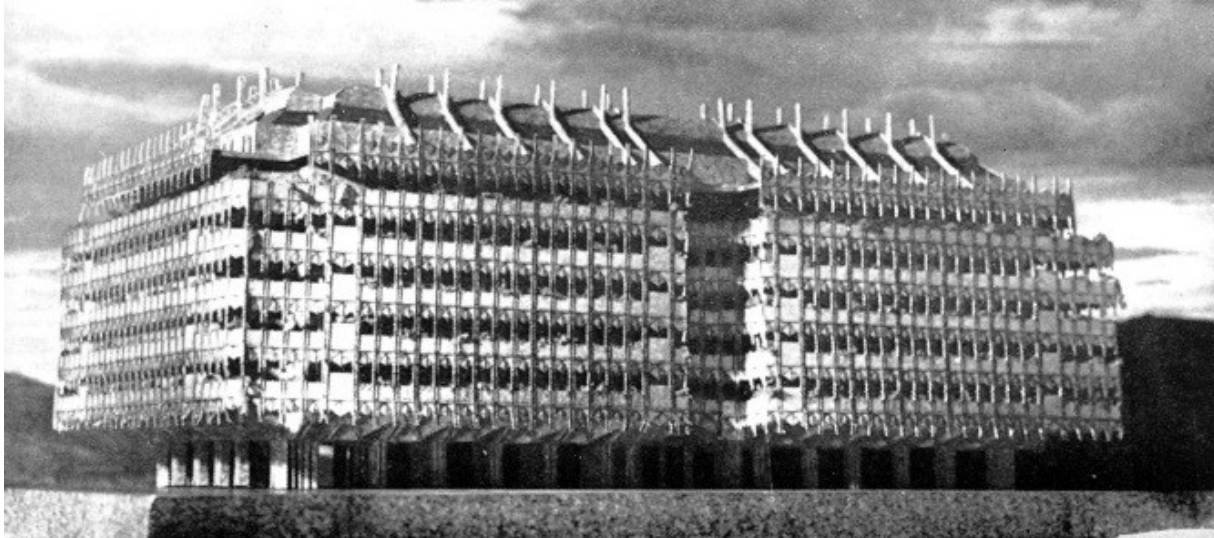


Figura 3. Maqueta del Concurso del Teatro Principal de Burgos [Higueras, F., Miró, A. y Medrano, J., 1967]

El proyecto consiste en un teatro enterrado sobre el cual se erigen dos cajas simétricas que albergan una serie de espacios donde realizar distintas actividades culturales. La planta baja se plantea diáfana, conectando peatonalmente las caras posterior y anterior del edificio. En el centro de ambas cajas se ubican dos patios verticales.

Lo verdaderamente interesante de esta propuesta, en cuanto a su relación con el IPCE respecta es el volumen construido sobre rasante.

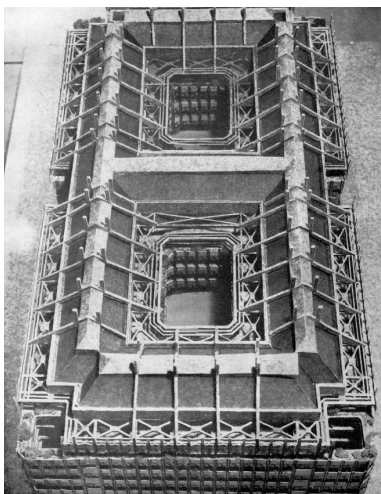


Figura 4. Izq. Cubierta del Concurso del Teatro Principal de Burgos [Higueras, F., Miró, A. y Medrano, J., 1967]

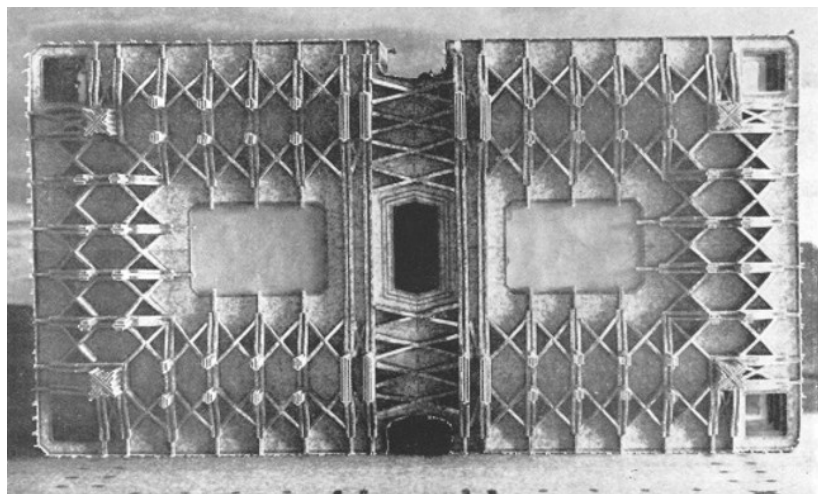


Figura 5. Der. Vista cenital del forjado del Concurso del Teatro Principal de Burgos [Higueras, F., Miró, A. y Medrano, J., 1967]

Las fachadas del edificio se crean en un énfasis de la modulación, lo que le confiere al mismo un delicado encaje estructural. La cubierta del edificio se propone inclinada a dos aguas, y esta misma se aprovecha para albergar almacenes. La planta baja se proyecta con sus pilares retranqueados, quedando todo el perímetro tanto exterior como interior de las cajas en voladizo.

El material constructivo del edificio es hormigón armado, y en todo momento se pretende dejar visto, no se camufla. Los forjados se construyen con vigas descolgadas y nervaduras que los arriostran de manera diagonal.

En las fachadas se lee un lenguaje, según califica “El Diario de Burgos” en 1967, neogótico, utilizando como elemento principal el claroscuro mediante salientes y retranqueos.

La sección del edificio por tanto queda en un volumen de cinco plantas con voladizos en planta primera y cubierta inclinada. Esta sección será reutilizada en el Centro de Restauraciones, pero con dos plantas intermedias en vez de cinco y aplicado a una geometría radial en vez de a una reticular.

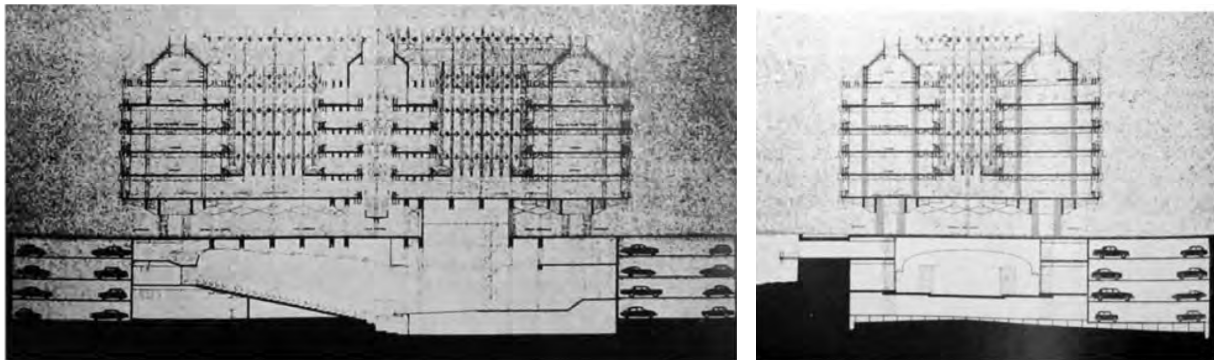


Figura 6. Secciones longitudinal y transversal del Concurso del Teatro Principal de Burgos [Higueras, F., Miró, A. y Medrano, J., 1967]

Además, la misma sección sería utilizada en el Ayuntamiento de Ciudad Real, construido entre los años 1970 y 1975, pero en este caso las fachadas mostrarían una estética más recargada y barroca. No obstante, será en este donde se colocarán cuatro cubiertas para los lucernarios en forma de espinas, elemento que será replicado posteriormente en el Centro de Restauraciones y que será el responsable de que reciba el nombre de Corona de Espinas.

Edificio Polivalente de Montecarlo

Es sin duda su obra más reconocida y la que le otorgó fama internacional. El proyecto fue presentado en el Concurso Internacional de Montecarlo en el año 1969, restringido a 11 participantes, por el equipo formado por Marisol del Castillo, Fernando Higuera, Eulalia Marqués, Antonio Miró, Jorge Sarquis, José Serrano Suñer, Ricardo Urgoti. El concurso lo ganó Archigram, conformado por Peter Cook, Dennis Crompton, Warren Chalk, David Green y Ron Herron.

El proyecto presentado por el equipo español consistía en una geometría radial como adición de anillos de módulos rectangulares en cuyo centro se ubicaba un estadio deportivo. El resto del edificio presenta tanto salas para diversas funciones, como un gran auditorio.

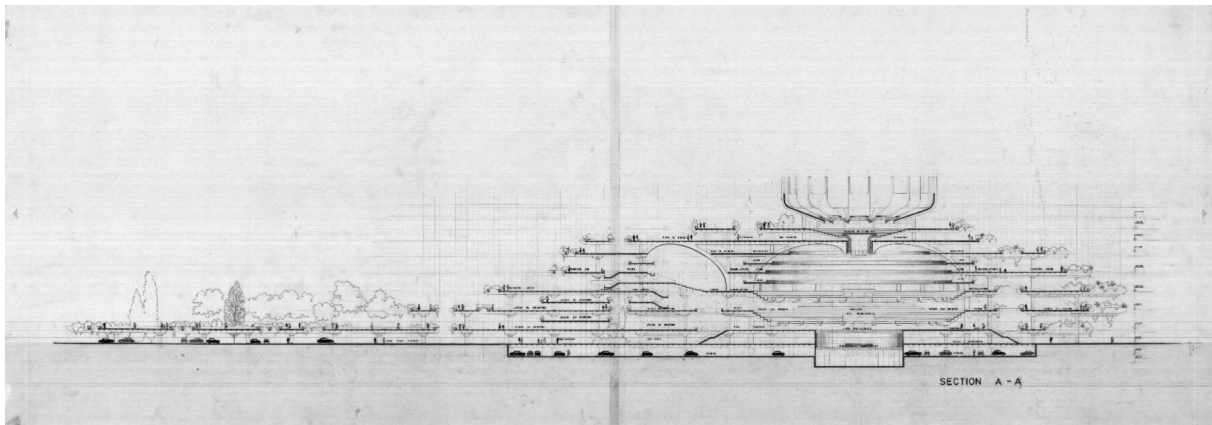


Figura 7. Sección longitudinal del Edificio Polivalente de Montecarlo [Higuera, F. et al., 1969]

En este proyecto se lleva al máximo esplendor el concepto de radialidad que tanto obsesionaba a Higuera. No obstante, el arquitecto desarrolla a lo largo de su obra dos formas distintas de atacar el círculo: la de módulos rectangulares e intersticios triangulares, y la de pórticos radiales.

Módulos rectangulares e intersticios triangulares

Desarrollado por primera vez en su Pabellón de Nueva York en el año 1963, tal y como cuenta Fernando Higuera en la Revista Japonesa “Architecture and Urbanism” el sistema consiste en lo siguiente:

“[...] Este sistema, que a simple vista parece irregular, en realidad está basado en un principio muy simple: en el centro existe un hexágono de 6m de lado, y trazando por una circunferencia circunscrita, un polígono de 1x6m, y 2x6 lados; a continuación otro de 2²x5, después otro de 2³x6, etc. se van abriendo distancias en una proporción de 1, 2, 2², 2³... frente a la distancia de la unidad.

Dividendo esta entre, la misma distancia y trazando circunferencias concéntricas se tiene enseguida el plan y constitución del edificio. [...]”

Este esquema lleva, según Higuera (Higuera Díaz, F., 1976), a una simpleza constructiva: se consigue una geometría radial utilizando únicamente forjados de 6 metros de luz entre los cuales quedan unas “cazoletas” triangulares con desagüe, en el centro de gravedad del triángulo, que a su vez es el pilar de estos triángulos intersticiales. Conforme la geometría se aleja del centro, los triángulos aumentan de longitud.

Ejemplos del uso de este tipo de geometría son el **Palabellón de Nueva York (1963)**, el **Concurso del Palacio de Exposiciones y Congresos de Madrid (1964)** y el **Edificio Polivalente de Montecarlo (1969)**.

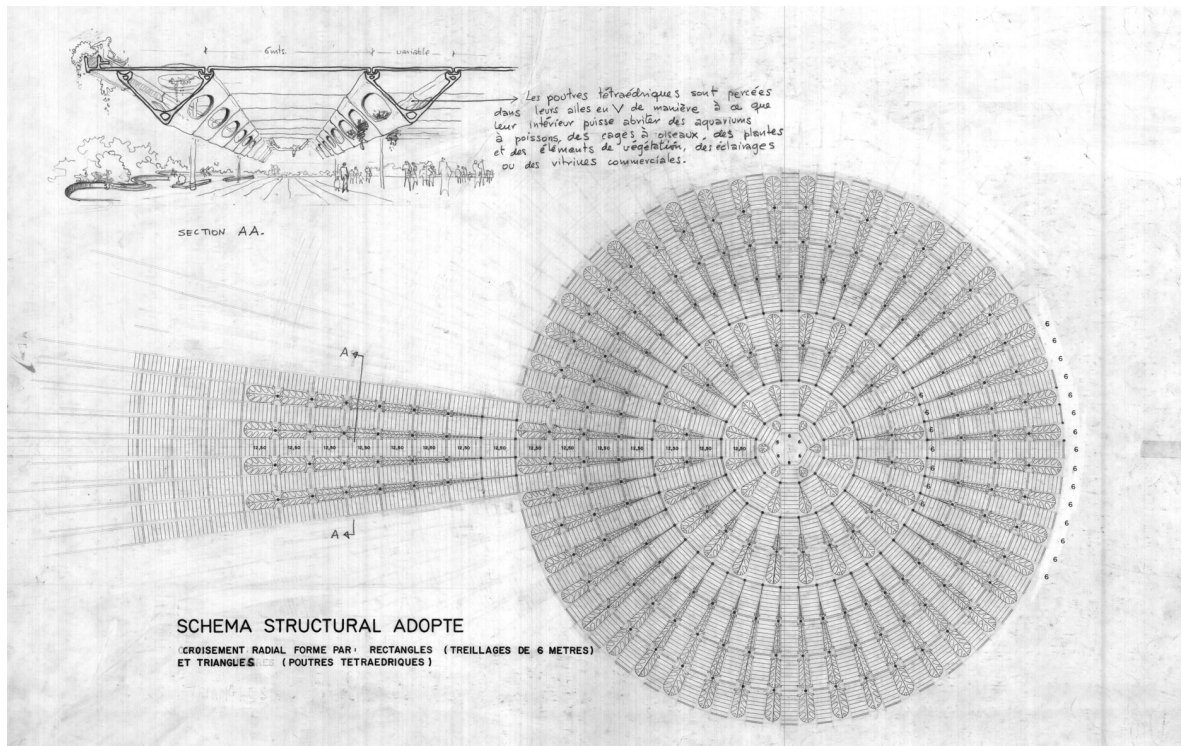


Figura 8. Esquema estructural del Concurso para un Edificio Polivalente en Montecarlo, modelo de módulos rectangulares y triángulos intersticiales [Higueras, F. et al., 1969]

Pórticos radiales

Esta geometría consiste en la pura aplicación de un centro de circunferencia y la sucesiva adición de sectores circulares. No es una geometría tan atada como la anterior, sino que queda más libre, no obstante, al igual que la primera otorga un valor especial al espacio central por tratarse de una geometría radial.

La estructura de este modelo pasa a ser algo singular, ya que ahora no depende de forjados rectangulares sino de gajos de circunferencia, con anillos de pilares a distancias variables. Sin embargo, para Higueras este modelo también permite una simplificación del trabajo, pues el dibujo de un solo gajo y su precálculo permite la repetición exacta del mismo tantas veces como sean necesarias para completar los 360° del edificio, tal como cuenta de manera jocosa (Colomo Producciones, 2014):

“[...] Si yo hago un edificio simétrico como se han hecho los últimos 20 000 años, pues dibujo menos, porque hay 60 gajos iguales: me dibujo un gajo y saco 60 copias, las pego, y he trabajado 60 veces menos. Es broma pero es verdad [...]”

Ejemplos del uso de este tipo de geometría son la **Casa Wütrich (1962)**, el **Teatro de la Ópera de Madrid (1964)** y el **Centro de Restauraciones (1968)**.

En resumen, tanto los módulos rectangulares como los pórticos radiales son utilizados con un carácter de énfasis de la zona que queda en el espacio central, en el cual todo el edificio mira a ese lugar interior, pero a la vez confiere una fachada explosiva, donde terrazas y elementos apuntan siempre hacia el exterior. Esta forma inspirada en las formas de los moluscos es similar a la comentada anteriormente en el Teatro Principal de Burgos, la cual genera de nuevo, con el uso de los mismos elementos, un lenguaje de claroscuros en fachada.

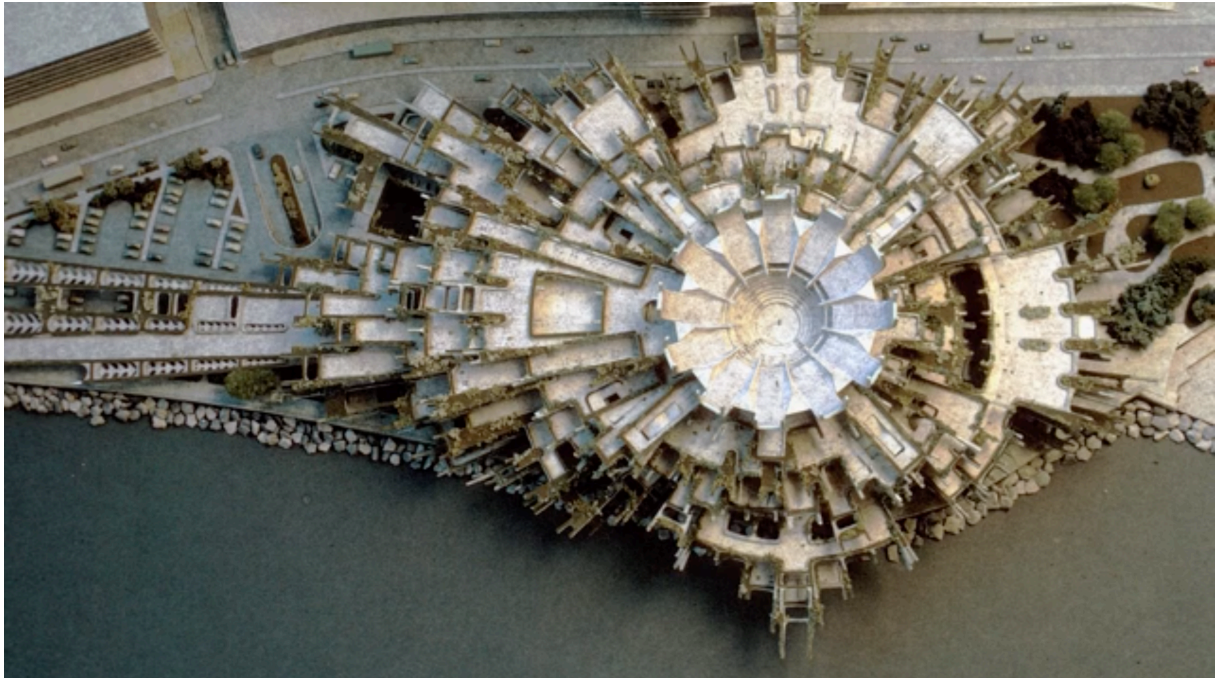


Figura 9. Vista superior de la maqueta del Edificio Polivalente de Montecarlo [Higuera, F. et al., 1969]

1.3 El Instituto del Patrimonio Cultural de España

El edificio en el cual se centra este trabajo, el IPCE, como antes se ha mencionado, tuvo que pasar por un desarrollo de sus proyectos a lo largo de muchos años. El edificio que comenzó siendo, distaría mucho de aquel en el que se terminaría convirtiendo, pero en todo caso mantuvo el carácter de edificio circular y de pórticos radiales.

Las distintas exigencias en cada proyecto, fueron cada vez mayores, y llevarían a aproximarlos a una arquitectura más real. Comenzó siendo un proyecto de concurso carente de ubicación, pero pasaría de ser un edificio sin un uso aparente, a variar su planteamiento numerosas veces.

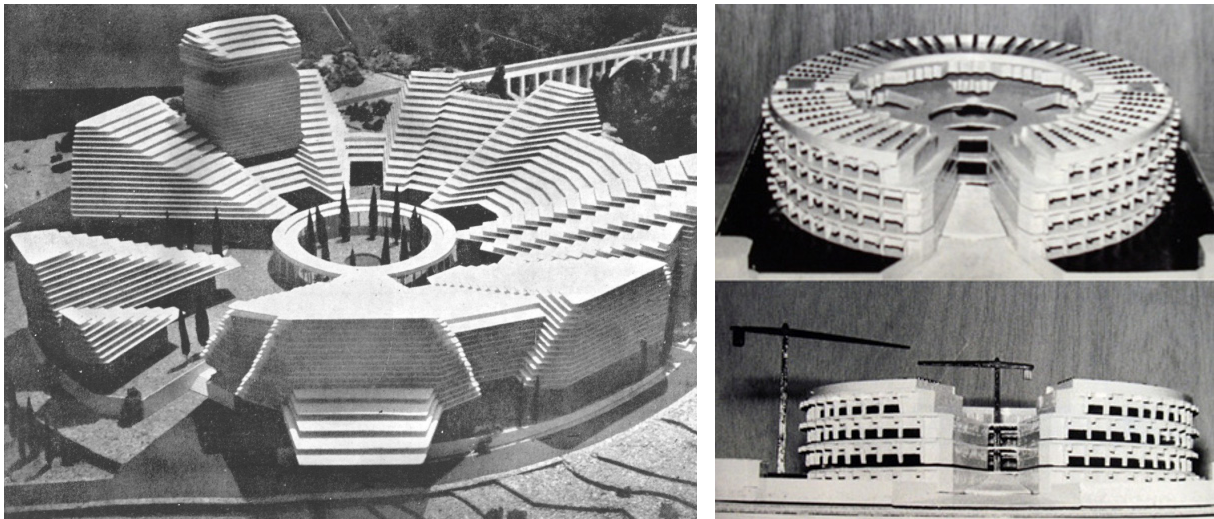


Figura 10. Izq. Maqueta del Centro de Restauraciones Artísticas [Higuera, F., Miró, A., 1961]

Figura 11. Der. Maqueta del Proyecto para Instituto de Conservación y Restauración de Obras de Arte [Higuera, F., Miró, A., 1965]

Tal y como enuncia Fernando Higuera (Colomo Producciones, 2014), trataron de crear un edificio polivalente, en el cual predominaran los espacios amplios y diáfanos pero a su vez con un carácter muy marcado compositivamente: un espacio central al que el programa se vuelca.

“[...] Y este edificio que empezó siendo Centro de Restauraciones Artísticas, cambió trece veces de programa, con los trece directores generales de Bellas Artes, e hicimos una capa española en vez de un traje a medida, porque una capa española sirve para un alto para un bajo para un gordo y para un delgado. [...]”

La línea cronológica del edificio, además, no fue continua, sino que estuvo interrumpida por un parón de 16 años en que el edificio acumulaba titulares en los periódicos sobre su abandono. Esto se debió a que durante la etapa en la cual el objetivo del edificio era ser sede del Instituto de Conservación y Restauración de Obras de Arte, el Instituto se dispersó por la dimisión de su creador, lo cual conllevó a la paralización de las obras del edificio, a la espera de encontrarle un nuevo uso.

Este parón permite dividir la cronología del edificio en tres partes, una **primera** que incluye los proyectos de 1961, 1965 y 1968, de definición de volumen y estructura del edificio, una **segunda**, durante la paralización, de búsqueda de uso definido y propietario del edificio, y una **tercera**, con un destinatario fijado, de restauración de la construcción y adaptación de las distintas partes del edificio.



1961 Centro de Restauraciones Artísticas

El primer anteproyecto de edificio se configura como el ganador del Concurso Nacional de Arquitectura, a manos de Fernando Higuera, Rafael Moneo y Luis Roig. El proyecto propone una construcción radial con volúmenes de forma escalonada y con un vacío central. Los distintos gajos son autónomos pero se articulan entre ellos formando un solo edificio.

El lugar donde debía ubicarse el proyecto debía ser a decisión de los participantes, con la única limitación de estar dentro de España. El equipo decide ubicarlo en la Ciudad Universitaria de Madrid, próximo a la Escuela de Bellas Artes y el Museo de Reproducciones Artísticas.

1965 Proyecto para Instituto de Conservación y Restauración de Obras de Arte

Una vez asignado el proyecto como sede del ICROA, se comienza el proyecto del edificio de nuevo a partir del anteproyecto. Se mantiene la disposición circular, pero en este caso el edificio pasa a adquirir un aspecto macizo.

Como si se tratara de una plaza de toros, se proyecta un volumen cilíndrico de 40 metros de radio, con aspecto sólido visto desde el exterior, de cuatro plantas y terraza plana, en torno a un claustro central y un jardín interior a la altura de la primera planta. Este proyecto incluye ya los cinco patios laterales.

1968 Proyecto reformado para Instituto de Conservación y Restauración de Obras de Arte

Una vez comenzadas las obras y tras descubrir que el terreno sobre el que se ubicaría el edificio es de echadizo, se propone una reforma del proyecto que se adecue a los distintos problemas surgidos.

Los pilares de planta primera se retranquean 4 metros con el fin de dejar un pasillo de circulaciones que ofrezca cobijo a la carga y descarga de obras de arte. Además, se retranquea la cuarta planta para albergar un espacio más amplio bajo cubiertas inclinadas culminadas en lucernarios.

Este proyecto ya tiene el aspecto del edificio que se contempla hoy en día.

1970 OBRAS PARALIZADAS

1971 Centro Nacional de las Artes y de la Cultura

Tras la paralización de las obras por la disolución del ICROA, se trata de buscar una nueva función al edificio. Estructuralmente el edificio ya está definido, no obstante, en cuanto a arquitectura se refiere, falta definir las instalaciones interiores.

Se solicita un complejo programa que incluye, entre otros un salón de actos, una biblioteca y diversas salas y galerías. Se retira la idea de jardín central en primera planta y se coloca en el espacio que

ocuparía la tierra del jardín, bajo rasante, el salón de actos, y el resto del programa se distribuye por las distintas plantas superiores.

Este proyecto no se llega a construir, pero es el que mayor reconocimiento adquiere.



Figura 12. Instituto del Patrimonio Cultural de España durante el invierno de 1972 [Archivo del IPCE, 1972]

1983 Proyecto de Restauración del Edificio Circular de la Ciudad Universitaria de Madrid

Los años siguen pasando por la lentitud de las distintas burocracias entre Institutos y empresas constructoras. Esto lleva a la renuncia por parte de Dragados, la empresa encargada de la construcción del edificio por alegar las malas condiciones en que se encontraba la estructura.

Es en este proyecto en el que, una vez dispuesto a retomar las obras, se hace un proyecto de estudio de estado de las obras y rehabilitación de las partes que han quedado perjudicadas.

1984 Proyecto de Edificio para la Presidencia de Gobierno en la Ciudad Universitaria

Este proyecto, llega a proponer la construcción anexa de un edificio lineal como complemento a la construcción circular y entre los dos albergar un nuevo espacio a la Presidencia de Gobierno, ampliando así el Palacio de la Moncloa, el cuál se ubica a escasos metros del lugar.

1986 OBRAS RETOMADAS

1986 Proyecto de rehabilitación y adaptación de las plantas 0-3 del Edificio Circular de la Ciudad Universitaria de Madrid, para el Instituto de Conservación y Restauración de Bienes Culturales

A partir de 1985 tanto Fernando Higuera como Antonio Miró entregan una sucesión de proyectos cuyo propósito es la terminación del edificio. En este caso, el proyecto de 1986 plantea tanto la limpieza, como la sustitución de los elementos que no estén en condiciones de permanecer en la obra.

Se plantea la cubrición mediante cerchas tanto del patio central como de los cinco patios laterales y el de entrada.

1988 Proyecto de rehabilitación y adaptación de los espacios bajo la escalinata de acceso y patio central del Edificio Circular de la Ciudad Universitaria de Madrid, para Sala de Actos y Biblioteca del Instituto de Conservación y Restauración de Bienes Culturales

El último de los proyectos plantea la ubicación de una biblioteca en el cilindro central bajo rasante del edificio, donde en el proyecto de 1971 se proyectó el salón de actos. Este último pasa a ubicarse en el espacio bajo la escalinata de acceso al edificio.

1990 Inauguración del edificio

Finalmente, el 25 de octubre de 1990 se inaugura el edificio, tras 29 años de burocracias y un total de 13 proyectos distintos.

En el año 2001 fue declarado Bien de Interés Cultural, siendo hasta entonces el primer y único edificio declarado con este título en vida de los autores.



Figura 13. Fernando Higueras durante una entrevista en la cubierta del IPCE [Colomo Producciones, 2014]

2. ESTRUCTURA Y COMPOSICIÓN

Como ya se ha comentado en el punto 1.1. **Análisis del arquitecto**, tanto la utilización de un módulo simple como la enfatización de las líneas de fuerza provoca que las obras proyectadas por Fernando Higuera cuenten con una estrecha relación entre la estructura y la composición del edificio.

En particular, en este edificio, es especialmente visible esta relación tanto en los pilares, como en las vigas colgadas, nervaduras o salientes en fachada del edificio. Las nervaduras del edificio adquieren tal importancia que el dibujo de sus diseños es reflejado en los dibujos del pavimento interior.

La utilización de la losa nervada le permite tanto dotar al edificio de un mayor valor estético como ahorrar en costes, ya que frente a una losa maciza, la primera presenta una reducción de materiales y un aumento de eficacia resistente.

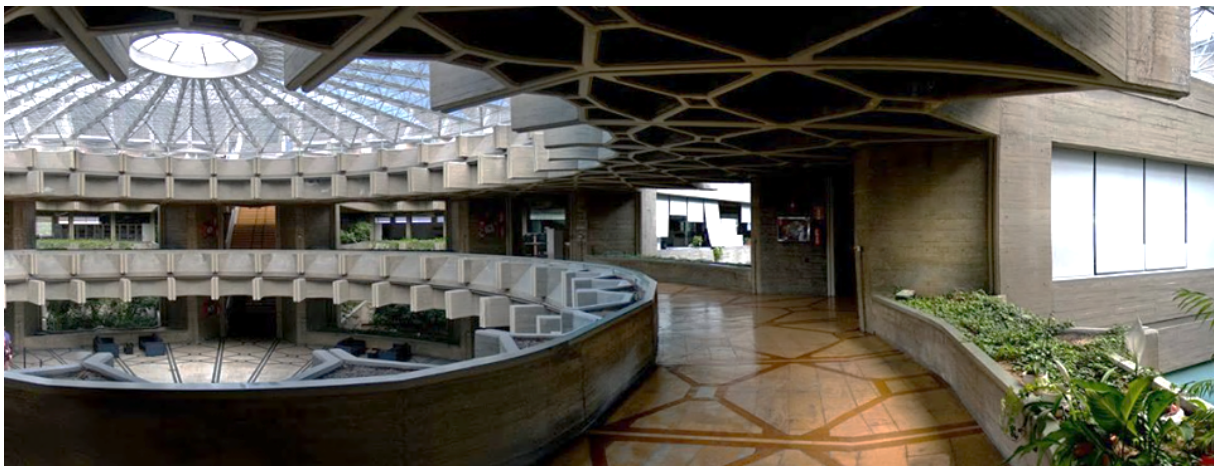


Figura 14. Planta segunda del IPCE entre el patio central y uno de los patios laterales. [OpenHouseMadrid, 2018]

La forma del edificio tal y como cuenta Fernando Higuera está constituida por una secuencia de 56 gajos:

“El sistema estructural está constituido por 56 pórticos principales de dos y un tramo, con voladizos laterales que disminuyen los momentos de pilares y vigas, al mismo tiempo que crean unas zonas de protección de fachadas. Los arriostramientos forman anillos de gran rigidez, que cumplen al mismo tiempo una función decorativa, en los techos sobre las zonas de circulación.”

Estos 56 gajos nacen de la subdivisión del cilindro total en 60 gajos y la sustracción de 4, dejando un espacio reservado a la escalinata de entrada. Gracias a esta escalera y otros factores espaciales, el edificio adquiere un carácter monumental, tal y como cuenta el creador (Colomo Producciones, 2014):

“[...] Esto también lo hicimos en la época de ir en contra de los dogmativos, por eso nos apetecía mucho hacer un edificio monumental, porque además costaba igual que uno que no fuese monumental, entonces hicimos esto lo más monumental que pudimos, sobretodo dijimos, en vez de hacer una escalerita vamos a hacer una escalinata. [...]”

Estos gajos, una vez encajados, muestran un sistema estructural de pórticos de 3 pilares, los cuales en las distintas plantas se van desplazando e inclinando, dando a un juego espacial muy interesante.



Figura 15. Instituto del Patrimonio Cultural de España desde el jardín exterior [Santiago Fajardo, 2015]

El programa del edificio incluye semisótano, planta baja, planta primera conectada a la calle, planta segunda, planta tercera en la cuál se ubica la terraza y planta de doble altura del anillo exterior.

Siguiendo el recorrido de abajo a arriba, en la planta semisótano y baja se ubican tanto laboratorios, como el salón de actos y una biblioteca en el espacio cilíndrico central. Ambas plantas -1 y 0 utilizan un juego de forjados mediante el cual quedan interconectadas espacialmente.



Figura 16. Biblioteca del IPCE y el óculo en el forjado [Página web del archivo del IPCE]

La biblioteca conecta con el hall central del edificio mediante un óculo. La intención de los arquitectos era que este óculo estuviera lleno de agua para crear un efecto de refracción de la luz dentro de la biblioteca, pero finalmente quedó en una cúpula de vidrio simple.

Las plantas primera y segunda presentan una secuencia de aulas, laboratorios y cafetería en todo el perímetro exterior del edificio, mientras que en su interior queda el reconocible hall del edificio, un espacio a doble altura donde vuelcan los espacios de circulación, y en cuyo centro queda el óculo de la biblioteca. Es a partir de estas plantas donde el anillo exterior de pilares se hace más amplio, y por tanto se genera el retranqueo de pilares incorporado en el proyecto de 1968.



Figura 17. Hall interior del IPCE [Página web del archivo del IPCE]

El edificio está atravesado verticalmente por varios patios donde tiene lugar la vegetación, uno central (el hall antes mencionado), y cinco patios laterales. La función principal de estos es iluminar el interior del edificio, a la vez que cosen las plantas del edificio y lo dotan de unidad. Los patios se cubren con cerchas para así protegerlos de la temperatura exterior, la nieve y la lluvia, a la vez que crean un efecto de invernadero.



Figura 18. Imágenes de uno de los patios laterales y la cercha que lo cubre [Fotografías del autor, 2020]

La planta tercera del edificio está formada por la terraza donde se ubican un total de siete cerchas cubriendo patios, y además se ubican una serie de talleres cubiertos.



Figura 19. Terraza del IPCE y la "corona exterior de espinas" [Página web del archivo del IPCE]

Los talleres cubiertos antes mencionados, funcionan como un gran espacio circular a doble altura, para poder albergar las grandes obras que se restauran en el edificio.



Figura 20. Talleres a doble altura en la planta tercera del IPCE [Yorokobu, 2016]

Figura 21. Lucernarios de la planta cuarta del IPCE [

El material estructural del edificio es en todo caso el hormigón armado, con la excepción de las cerchas existentes en la cubierta. Tal como indica Fernando Higuera:

“El aspecto total del edificio lo impone el sistema constructivo del hormigón armado que tanto en estructura, como en cerramientos exteriores quedará visto, sin añadidos sin chapados posteriores. El ahorro que esto supone se invertirá en la mejor calidad y acabado de la estructura resistente que así será la única que preste carácter al conjunto. Por esta razón se ha estudiado con detalle el tamaño y forma de vigas principales y de arriostramiento, etc, pilares, escaleras modulando y con arreglo al tamaño de la tabla de encofrado.”

Fernando Higuera utiliza en sus obras unos recubrimientos muy escasos en este material, de apenas 1'5cm, ya que es lo que indicaba la normativa contemporánea con la que se calculó este edificio, la EHE-68. Los cálculos que se realizarán en el punto 5. **Análisis de resistencia**, tienen en cuenta estos recubrimientos mínimos.

Planteamiento del ejercicio

Para la aproximación a este TFG, se partió de un trabajo de campo de recogida de planos en el archivo donde se encontraban los planos originales, el cuál es, casualmente (por ser el Centro de Restauraciones) el mismo edificio IPCE. Por tanto, lo que tenía intención de ser una aproximación a los planos fue también una aproximación física al edificio.

Los planos a los que se tuvo acceso fueron a los del proyecto de 1965, aunque también se han podido encontrar planos del proyecto de 1968, en el cuál se define la estructura del proyecto tal y como la conocemos. Además, se ha accedido a los planos actuales redibujados del proyecto.

No obstante, se ha realizado un redibujo propio del edificio, con el objetivo de conocer mejor el mismo, y ser capaz de comprender de manera óptima tanto la complejidad espacial de este, como su complejidad geométrica, que es realmente importante. Además, se ha tratado de redibujar con medidas exactas y teniendo muy en cuenta la correlación entre plantas, lo cuál en muchos casos ha dado lugar a dudas, por deber tener en cuenta tantas versiones del proyecto.

Esto ha creado un esfuerzo extra de interpretación de planos y de unificación de estos, lo cuál ha resultado en un trabajo mayor en una parte del TFG que no era la prevista (la mayor parte de trabajo debería dedicarse a la interpretación de resultados y los dimensionados, no tanto en el redibujo de los planos del proyecto).

En las próximas páginas se muestra este redibujo de planos de plantas así como de secciones del Instituto del Patrimonio Cultural de España.

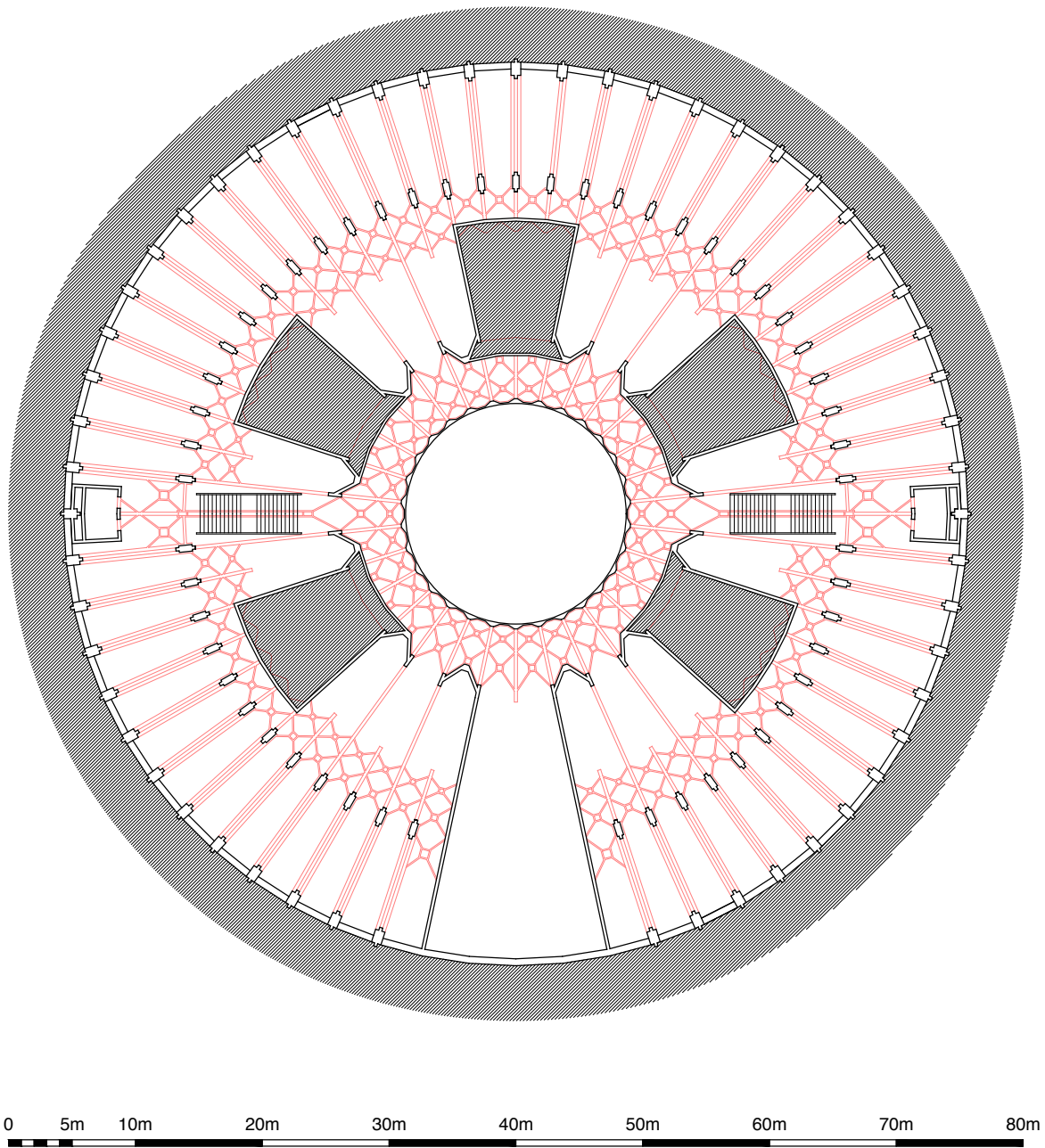
PLANTA -1

Figura 22. Plano de planta sótano del IPCE, con nervaduras superiores proyectadas en planta, a escala 1/500 [Dibujo del autor]

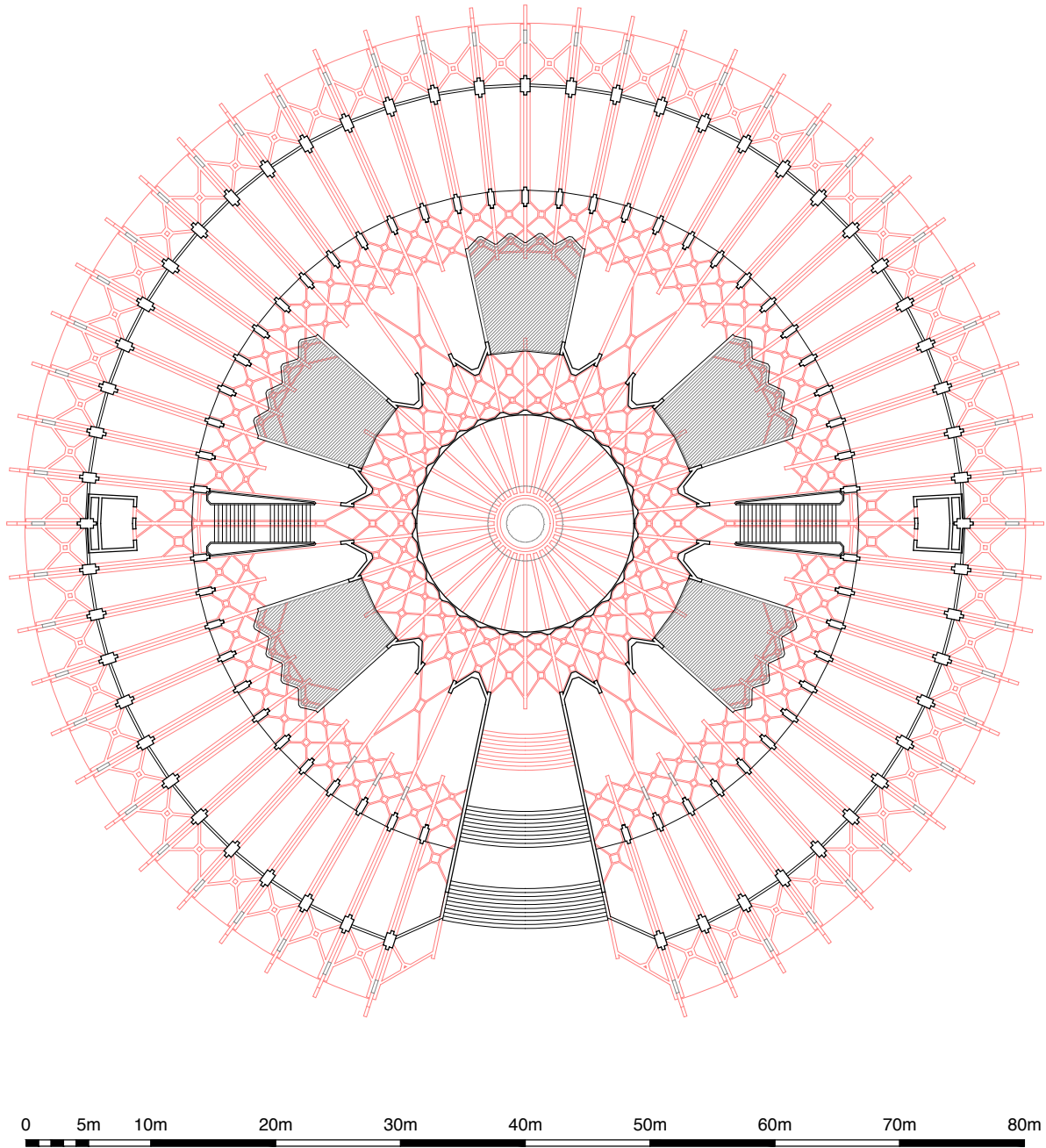
PLANTA 0

Figura 23. Plano de planta baja del IPCE, con nervaduras superiores proyectadas en planta, a escala 1/500 [Dibujo del autor]

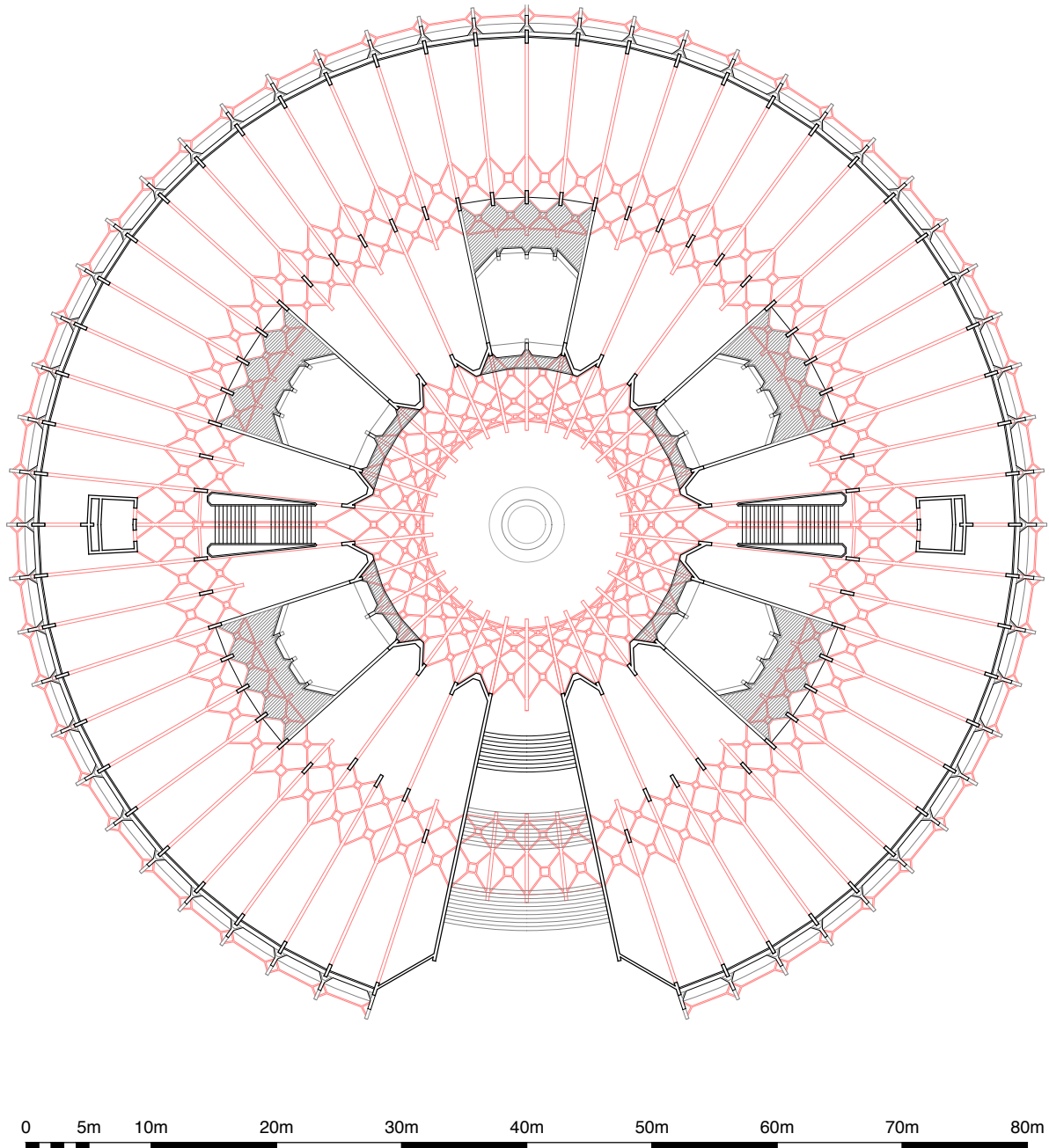
PLANTA +1

Figura 24. Plano de planta primera del IPCE, con nervaduras superiores proyectadas en planta, a escala 1/500 [Dibujo del autor]

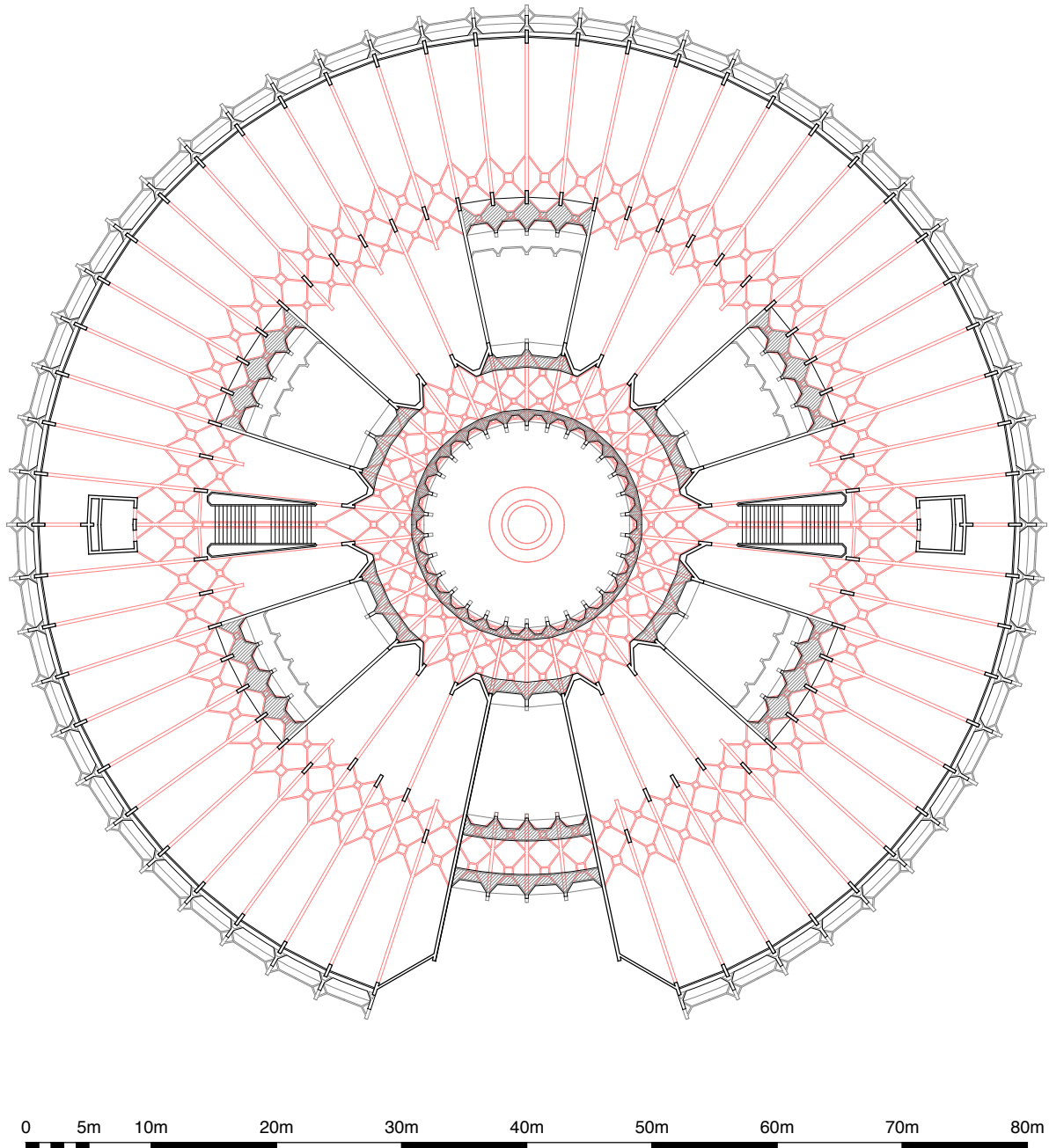
PLANTA +2

Figura 25. Plano de planta segunda del IPCE, con nervaduras superiores proyectadas en planta, a escala 1/500 [Dibujo del autor]

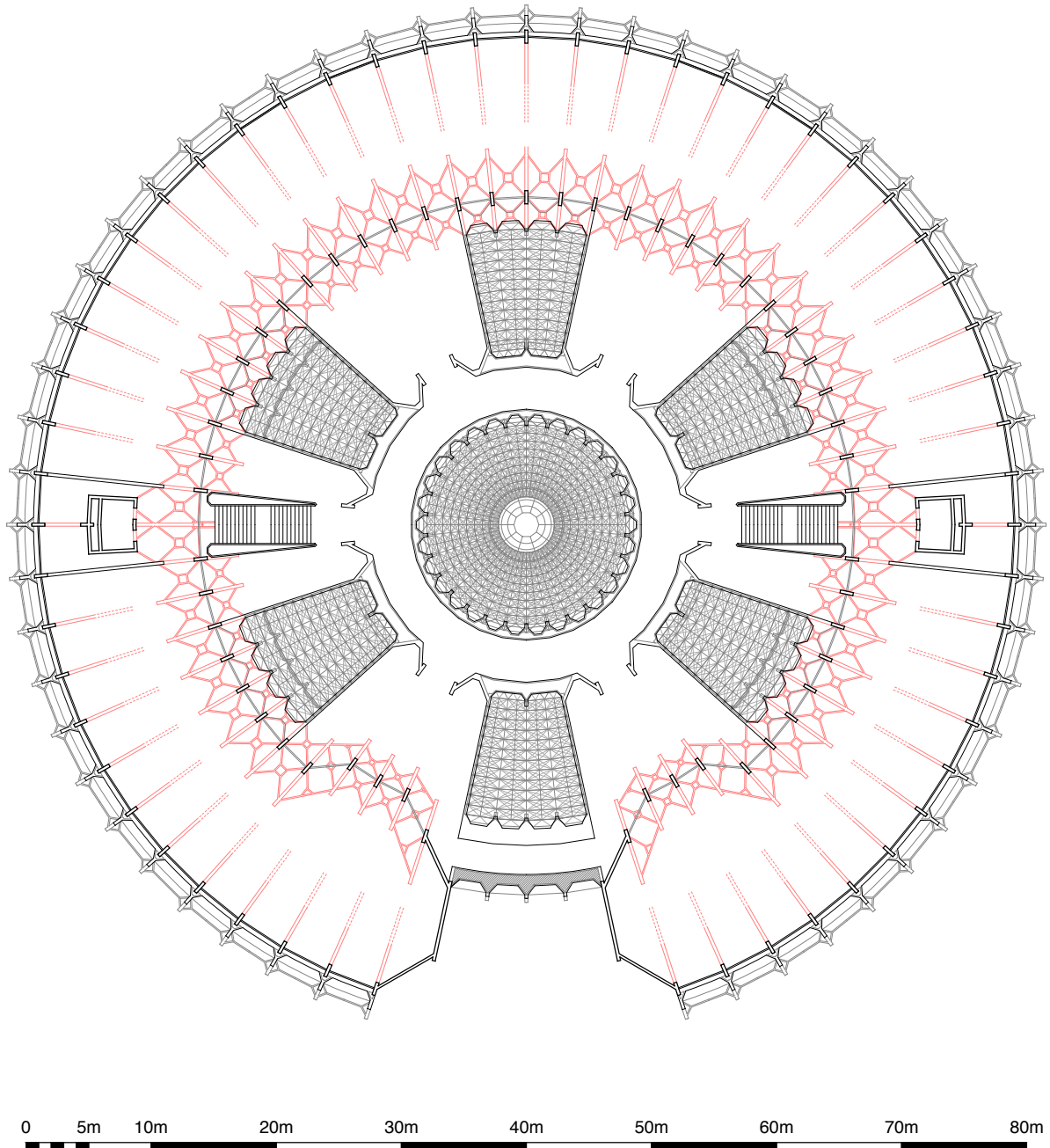
PLANTA +3

Figura 26. Plano de planta tercera del IPCE, con nervaduras superiores proyectadas en planta, a escala 1/500 [Dibujo del autor]

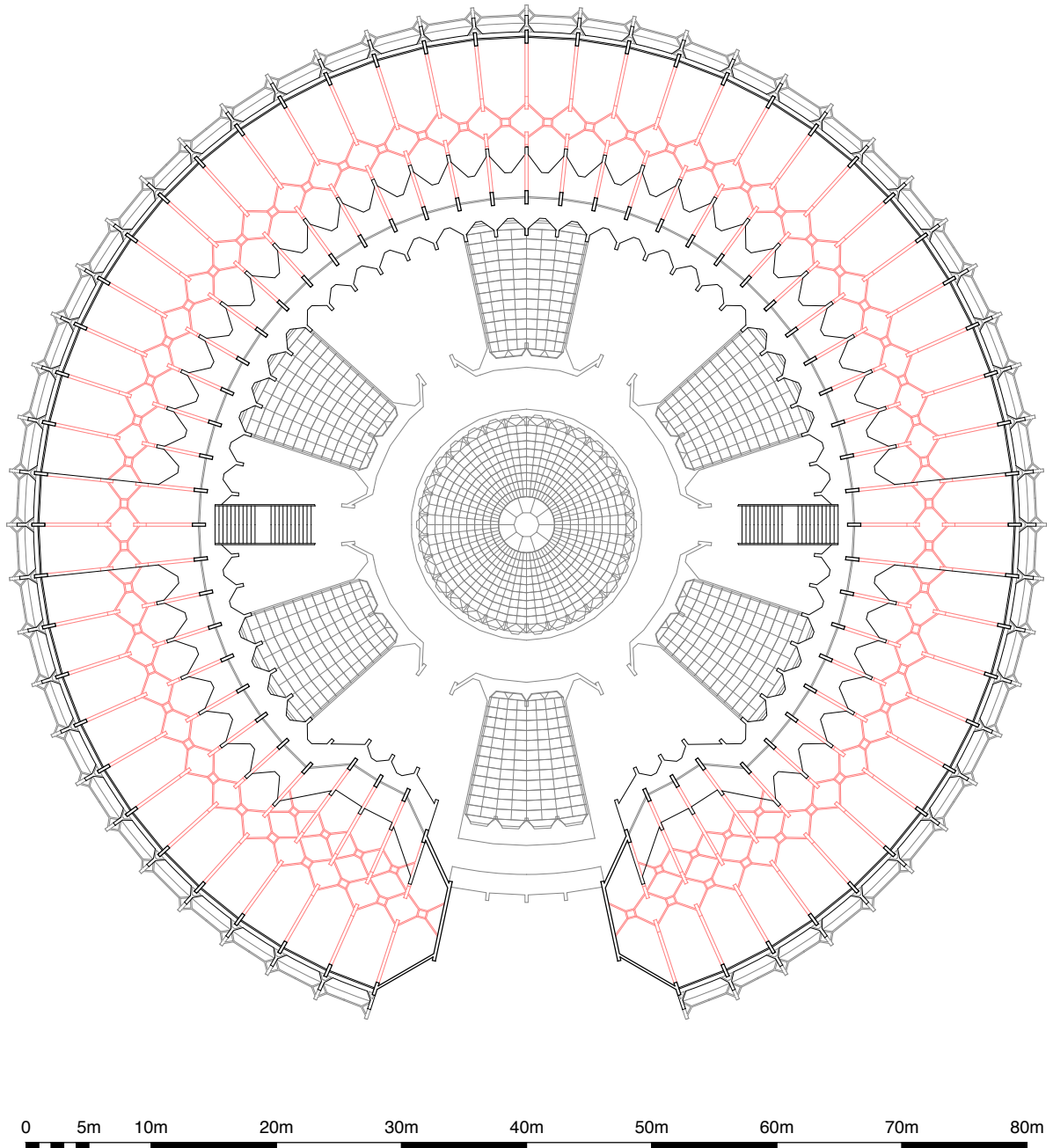
PLANTA +4

Figura 27. Plano de planta cuarta del IPCE, con nervaduras superiores proyectadas en planta, a escala 1/500 [Dibujo del autor]

SECCIONES

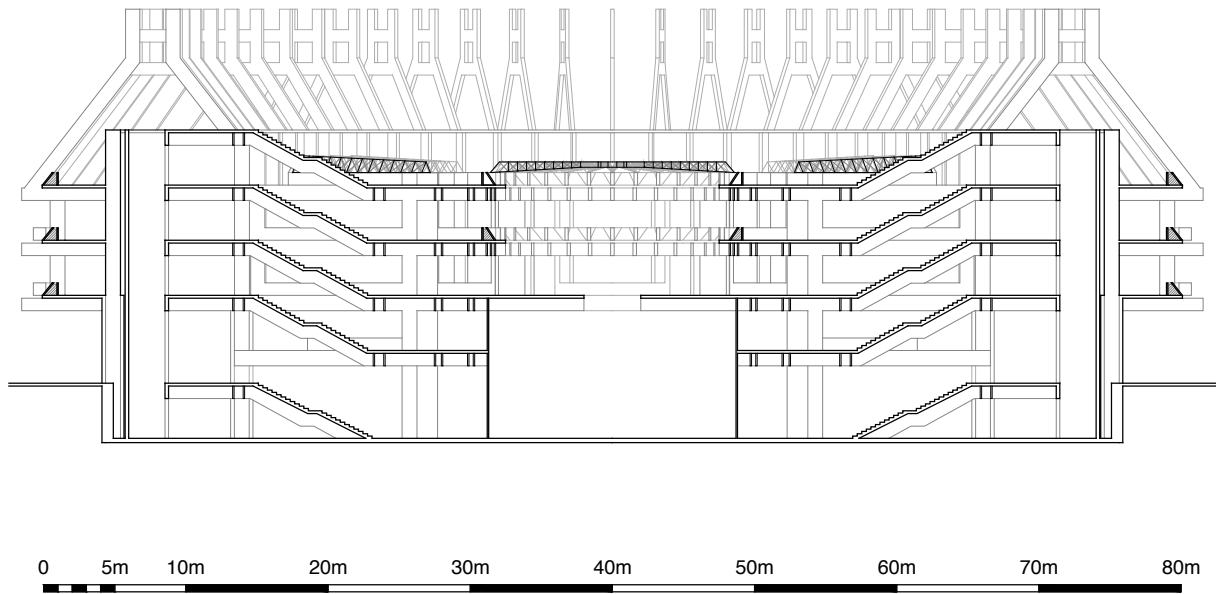


Figura 28. Sección estructural por escaleras del IPCE, a escala 1/500 [Dibujo del autor]

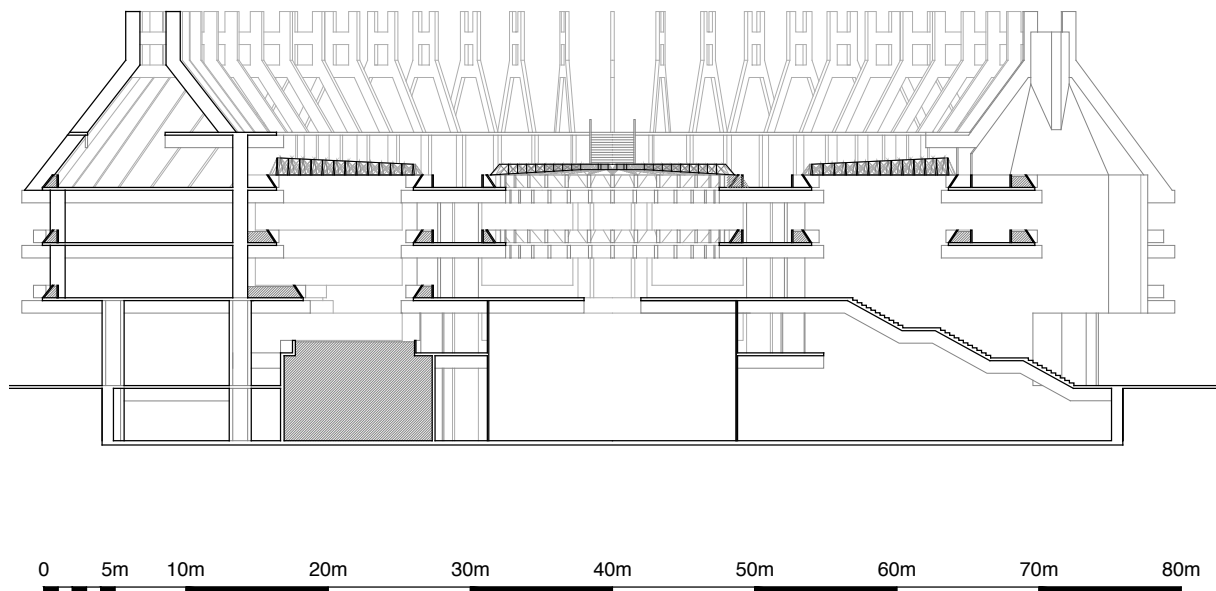


Figura 29. Sección estructural por patio y entrada del IPCE, a escala 1/500 [Dibujo del autor]

3.1. Geometría Autocad

En primer lugar, se ha analizado la geometría básica del edificio, y se ha subdividido el mismo en 5 tipos de sectores de 48° y 12° (divididos en 4 y 1 gajos de 12° en el anillo interior, y subdivididos en 8 y 2 gajos de 6° en el anillo exterior). Los sectores identificados son el de **entrada**, los de los **patios**, los de **escaleras** y dos pares de interiores.

- Entrada** 8 gajos
Contiene el auditorio y la entrada al interior del edificio.
- Int 1** 2 gajos
Conecta la **Entrada** con los **Patios**.
Tiene una serie de pilares retranqueados.
- Patios** 8 gajos
Donde se ubican los patios del edificio.
Se culminan con las cerchas laterales.
- Escaleras** 2 gajos
Almacenan los núcleos de comunicaciones del edificio.
- Int 2** 2 gajos
Similar a **Int 1**, conectan los **Patios** del fondo, sin pilares retranqueados.

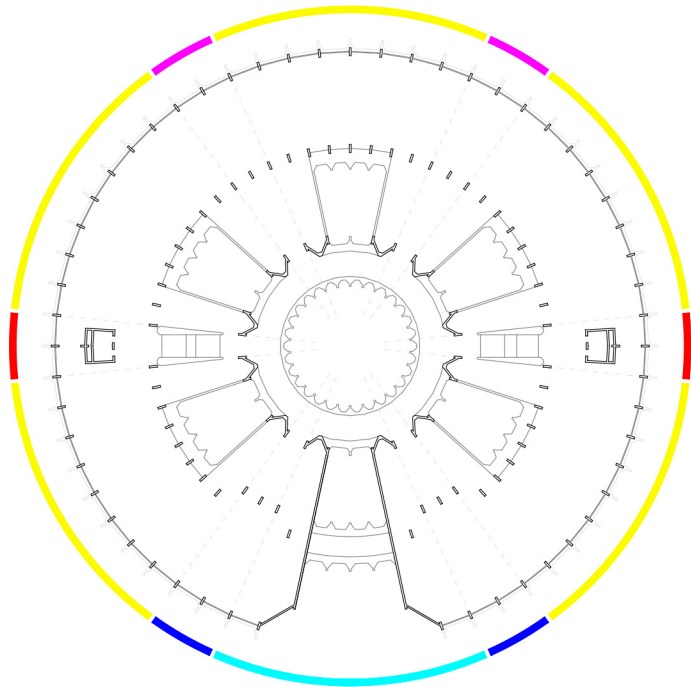


Figura 30. Sectores en los que se subdivide formalmente el edificio [Dibujo del autor]

La circunferencia del edificio varía en función de las plantas, por lo que la planta -1 y planta baja se encuentran inscritas en una circunferencia de aproximadamente **35m de radio**, y las plantas 1, 2, 3 y 4, en una circunferencia de aproximadamente **40m de radio**. Las medidas exactas se han obtenido a partir de un plano acotado de instalaciones de la planta baja.

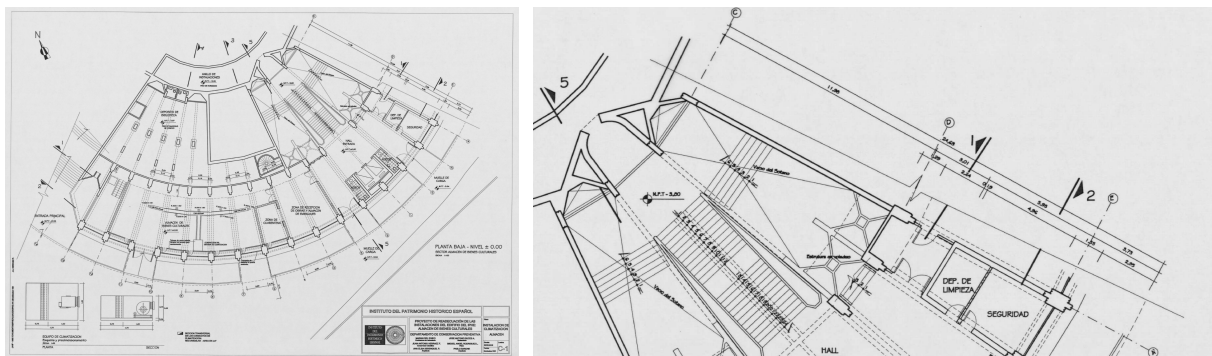


Figura 31. Planos de instalaciones de la cafetería del Centro de Restauraciones [IPCE, 2001]

Para la creación del modelo de la Corona de Espinas, se ha utilizado el software Autocad, programa desarrollado por Autodesk. Se ha comenzado por el redibujo de los planos mostrados en los apartados anteriores para la comprensión de la geometría, ya que la misma, más allá de todas las nervaduras, presenta una alta complejidad espacial.

A partir de los planos redibujados se han identificado los ejes de pilares, vigas y nervaduras para dibujar los elementos del modelo a partir de estos. Al igual que los planos, estos ejes se han tratado de dibujar con dimensiones exactas, para aproximar la modelización a una real. La situación de los ejes además se ha tratado de realizar unificando las distintas plantas para llegar a una división de elementos homogénea independiente de la planta. El objetivo de esto último es simplificar el proceso de dibujo y de trabajo.

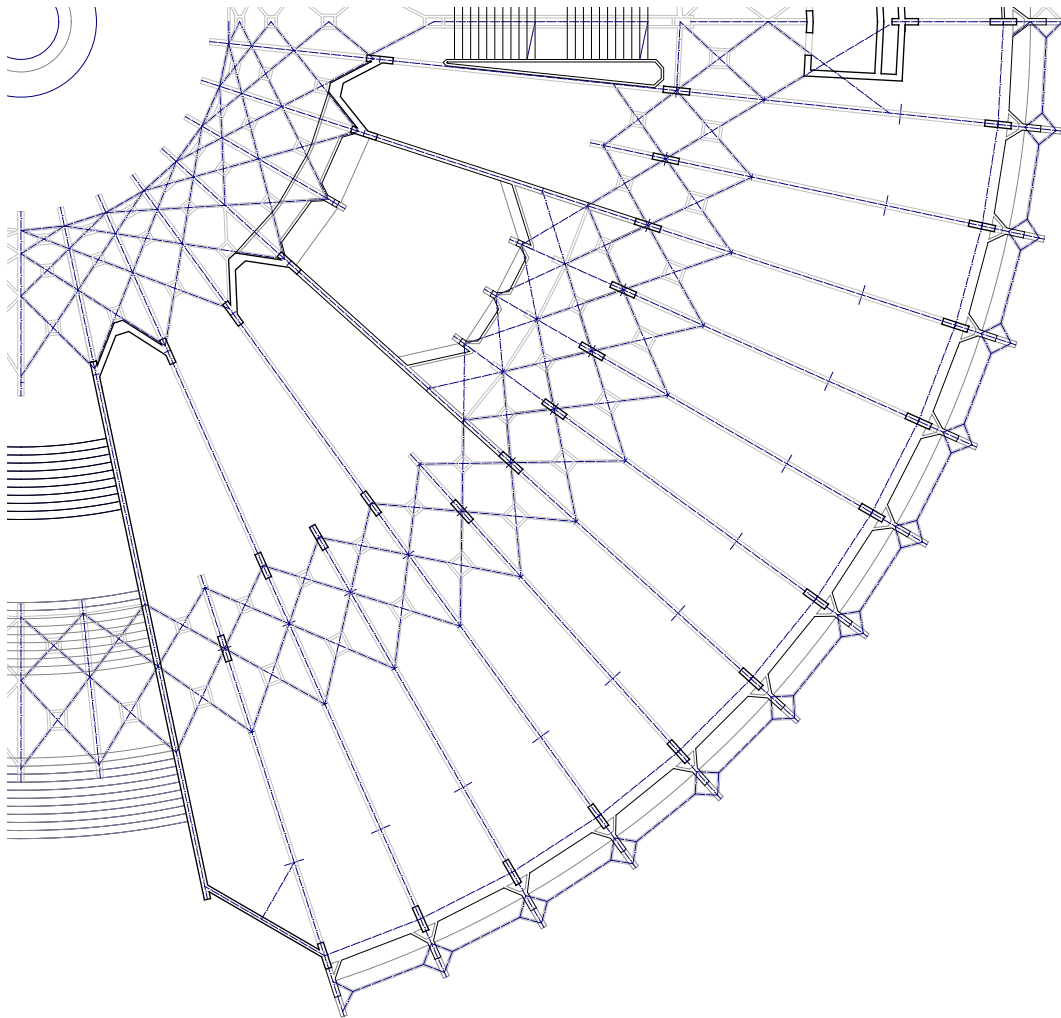


Figura 32. Dibujo de ejes sobre un fragmento del plano de planta primera, a escala 1/250 [Dibujo del autor]

A continuación se procede al dibujo de estos elementos en Autocad. Se ha valorado si era conveniente la realización de las vigas y nervaduras como barras con sección descentrada o bien con elementos finitos a los que posteriormente se les asigna un espesor. La forma de introducción de estos elementos influye mucho a la hora de analizar el modelo, ya que el primer método obliga a la creación de dos modelos distintos, uno para deformadas (con sección descentrada) y otro para esfuerzos (con sección centrada), mientras que el inconveniente del segundo es la creación de un exceso de EF, lo cual puede ser motivo de saturación del software SAP 2000.



Figura 33. Modelización de los nervios como barras con sección descentrada. Cotas en metros. [Dibujos del autor]

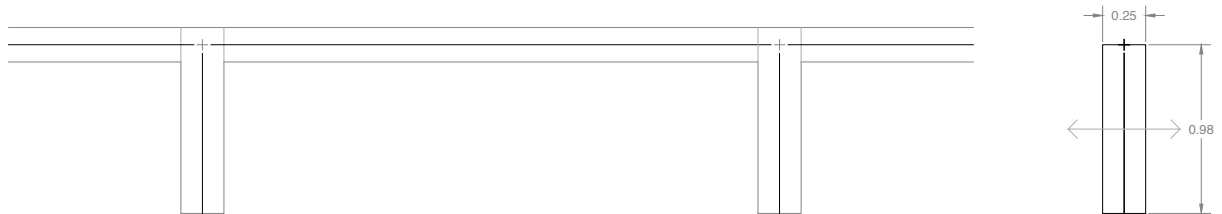


Figura 34. Modelización de los nervios como elementos finitos. Cotas en metros. [Dibujos del autor]

La modelización seleccionada finalmente para los nervios es como **elementos finitos**, ya que representa de manera más fiel el comportamiento de la propia estructura y ofrece unos resultados posteriores más homogéneos y veraces.

A continuación, se muestra el desglose de uno de los gajos de planta primera, en tres partes, pilares, vigas y nervios, y losa. La losa ha sido subdividida en elementos de proporción siempre menor a 1/4, para que el programa nos devuelva datos más minuciosos sobre la deformada y con ello campos de esfuerzos. De igual manera se ha procedido con vigas, nervios y pilares.

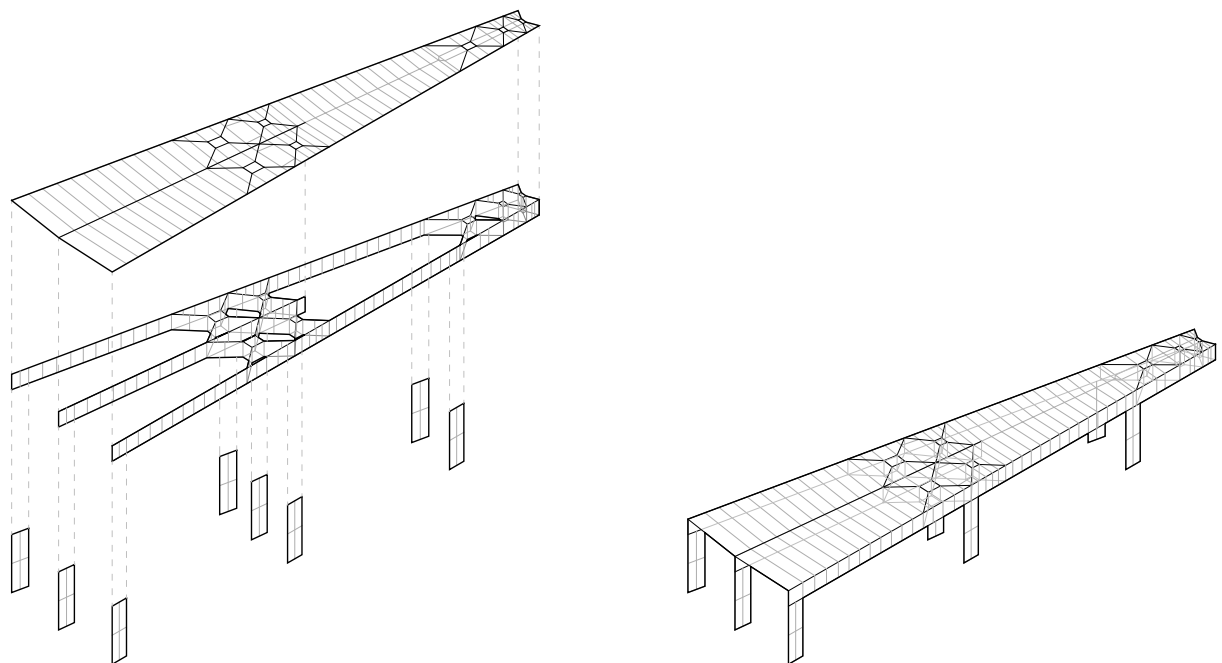


Figura 35. Modelización de uno de los gajos de 12º de planta primera. [Dibujos del autor]

La geometría de los pilares de planta sótano y planta baja no es como pantallas simples, sino que tienen forma de cruz. La modelización de los mismos se ha realizado dividiendo las pantallas en función de los cambios de sección del elemento, tal como se muestra en las figuras siguientes:

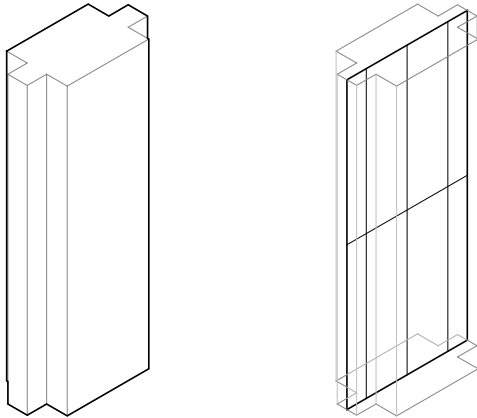


Figura 36. Izq. Modelización de los pilares de planta sótano y baja. [Dibujos del autor]

Figura 37. Der. Imagen del interior de uno de los talleres de planta baja. [Yorokobu, 2016]

Para la modelización de las cerchas se ha partido de planos de detalles del proyecto. A pesar de no apreciarse las cotas, se han aproximado a partir de las plantas generales del edificio. Se han modelizado en distintas capas los elementos principales de las cerchas y los arriostramientos de cada cuadro de las mismas, con el objetivo de facilitar la aplicación de secciones a sus elementos.

En el caso de la cercha central, se ha tomado la consideración de tomar el anillo central en vez de como una sección esbelta, como un anillo doble triangulado. Lo importante en este caso es que la relación de rigideces entre este elementos y las cerchas que lo soporten sea muy distinta, siendo el anillo mucho más resistente y por tanto comportándose como elemento indeformable.

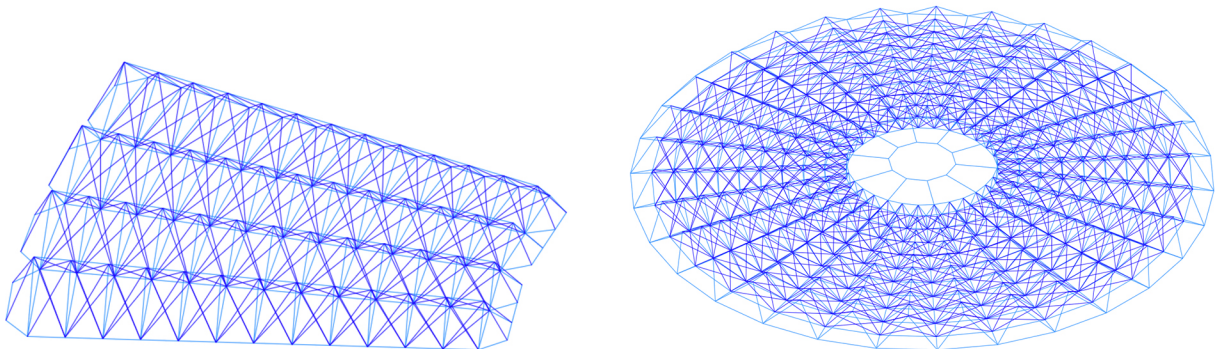
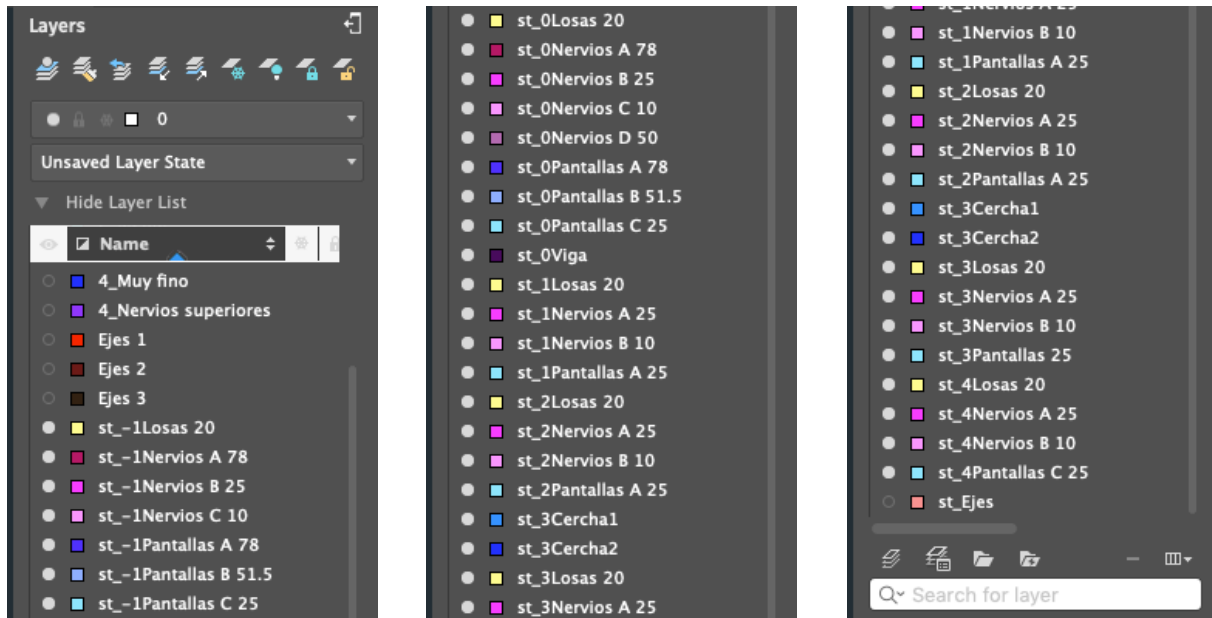


Figura 38. Cerchas del IPCE. Izq. Cercha lateral (6 en todo el edificio). Der. Cercha central (1 en todo el edificio) [Autocad]

En las siguientes imágenes se muestran las capas que se han utilizado en el modelo de Autocad, en función del espesor de los elementos que lo conforman, así como el modelo completo, y los distintos sectores antes mencionados que conforman la circunferencia completa del edificio.

En el apartado 3.2 Secciones SAP 2000, se pueden apreciar con mayor detalle y de manera desglosada las distintas capas que conforman cada planta del edificio, distinguiendo entre pilares, vigas, nervaduras y losas.



Cuadro 1. Capas utilizadas en el modelo de Autocad [Autocad]

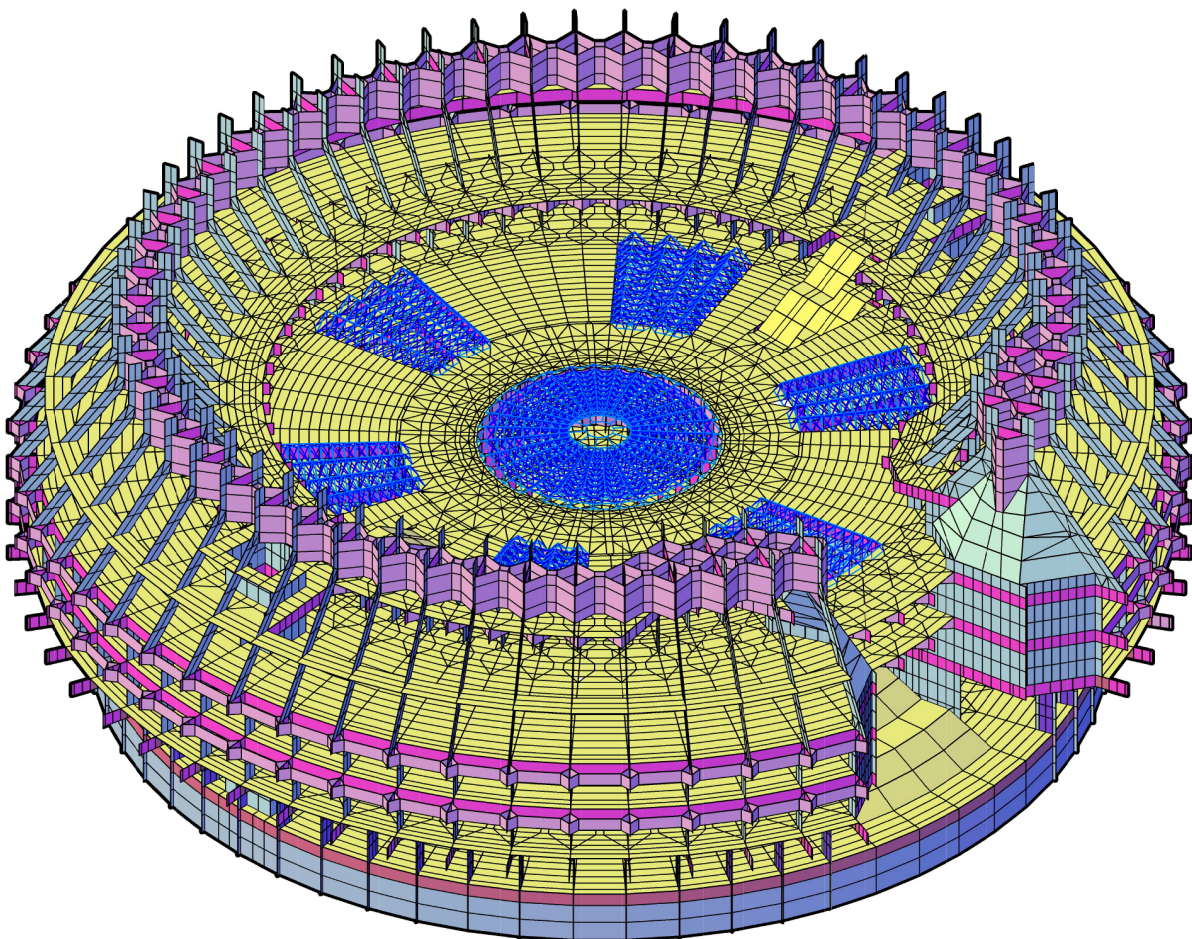
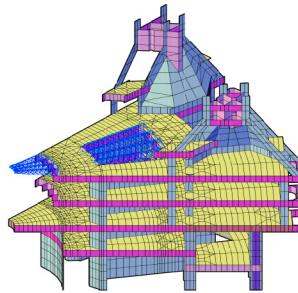
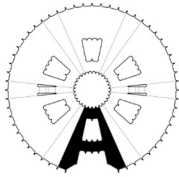


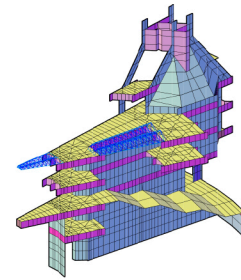
Figura 39. Modelo de Autocad en axonometría [Autocad]

Entrada

En ella se ubica una escalinata en tres tramos entre planta 0 y 1. Tiene dos muros laterales que van de planta -1 a 4.



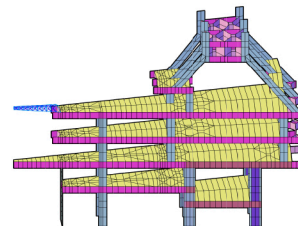
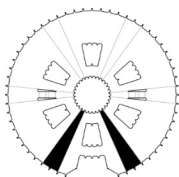
Sector completo



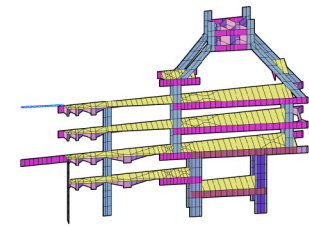
Sector seccionado

Int 1

Es un gajo de interior pero los pilares de plantas 1 y 2 están retranqueados. Presentan además dobles lucernarios.



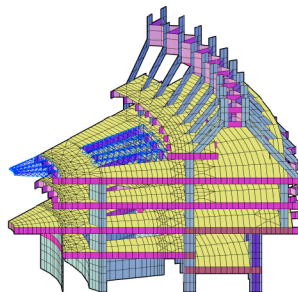
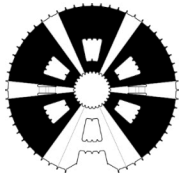
Sector completo



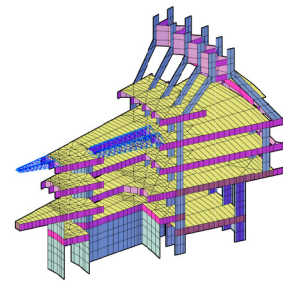
Sector seccionado

Patios

Los patios tienen agujeros de distinta forma en plantas 0, 1, 2 y 3, y culminan con una cercha lateral.



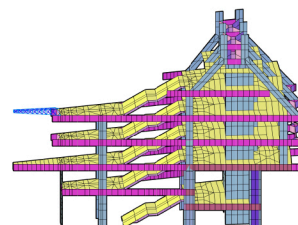
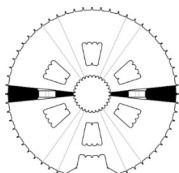
Sector completo



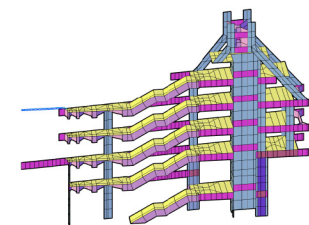
Sector seccionado

Escaleras

Estos gajos tienen, a parte de las escaleras, dos núcleos rígidos verticales para los ascensores.



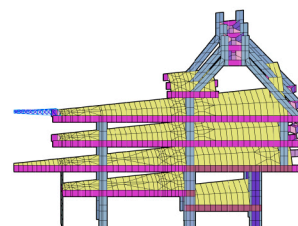
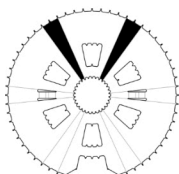
Sector completo



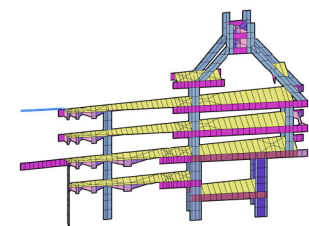
Sector seccionado

Int 2

Estos gajos sirven de nexo entre patios y no tienen una estructura diferente ni retranqueos como sí tiene Int1.



Sector completo



Sector seccionado

ELEMENTOS DE MODELIZACIÓN

TIPO DE ELEMENTO	PLANTA	ELEMENTO	NÚMERO
BARRAS LÍNEAS	Planta 0 Escalera	Viga	20
	Planta 3 Cerchas	Barras 1	2300
		Barras 2	3468
		Total	5 768
	Total	5 788 barras	
ELEMENTO FINITO 3DCARAS	Planta -1	Pilares	3580
		Vigas	2574
		Nervios	1826
		Losas	3690
		Total	11 670
	Planta 0	Pilares	2144
		Vigas	3826
		Nervios	2344
		Losas	5474
		Total	13 788
	Planta +1	Pilares	1036
		Vigas	2449
		Nervios	2408
		Losas	4232
		Total	10 125
	Planta +2	Pilares	1036
		Vigas	2449
		Nervios	2408
		Losas	4232
		Total	10 125
	Planta +3	Pilares	770
		Vigas	810
		Nervios	1310
		Losas	1854
		Total	4 744
	Planta +4	Pilares	2053
		Vigas	150
		Nervios	1366
		Losas	96
		Total	3 665
Total	54 117 EF		

Tabla 1. Número de elementos de modelizado utilizados en el modelo de Autocad [Elaboración propia]

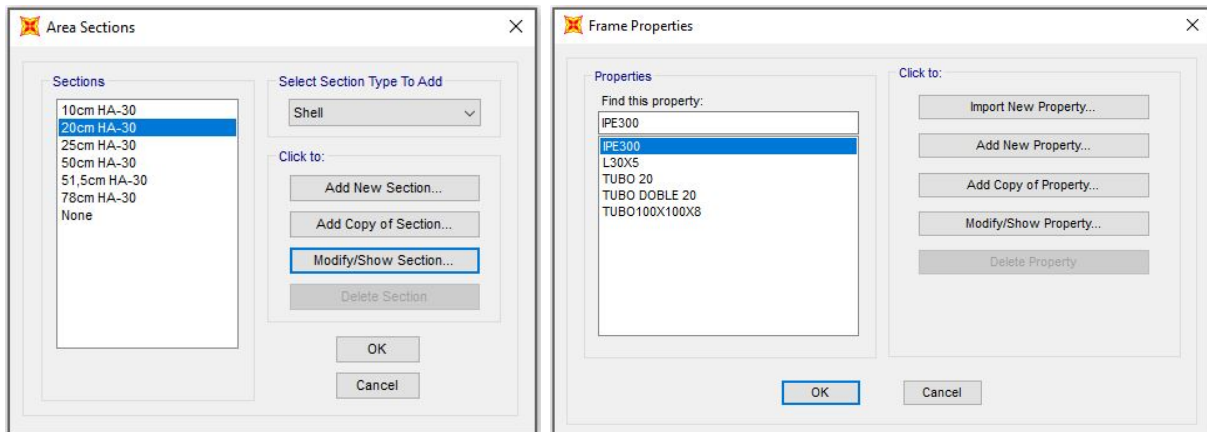
IMPORTACIÓN DEL MODELO

La importación del modelo desde Autocad hasta SAP 2000, se ha realizado con la ayuda de una aplicación desarrollada por David Gallardo, mediante la cual el programa es capaz de reorientar tanto barras como elementos finitos para que su orientación sea la misma y por tanto, sea posible la realización del cálculo en SAP 2000.

3.2. Secciones SAP 2000

La estructura resistente de la Corona de Espinas está hecha de hormigón armado y acero: **hormigón armado** en el esqueleto general del edificio y **acero** en las cerchas que conforman la cubierta de los 5 patios laterales, el patio de entrada y el patio central.

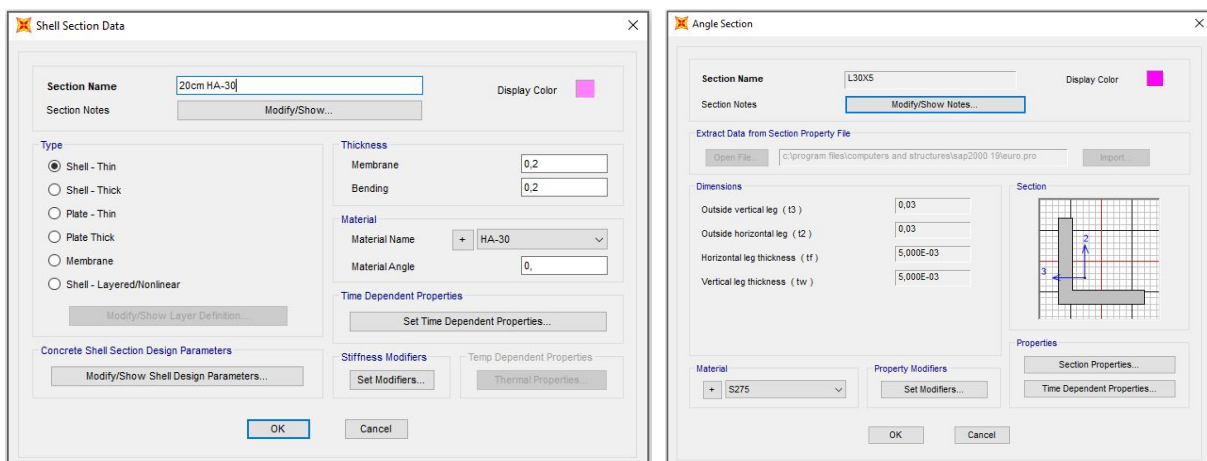
La asignación de secciones se realiza de forma distinta según el elemento de asignación sea un elemento finito (cuadro de diálogo **Area Sections**) o una barra (cuadro de diálogo **Frame Properties**). En los mismos se han creado las distintas secciones que se utilizarán en el modelo.



Cuadro 2. Izq. Secciones para elementos finitos utilizadas en el modelo [SAP 2000]

Cuadro 3. Der. Secciones para elementos lineales utilizadas en el modelo [SAP 2000]

Además, se les ha asignado tanto a los EF como a las barras el material del que están fabricadas (ver cuadros de propiedades de materiales en el apartado **3.3 Cargas SAP 2000**), siendo todos los elementos finitos de hormigón armado, y las barras de acero, cuidando la orientación de las secciones de estas últimas. A continuación se pueden observar dos ejemplos de creación de secciones.



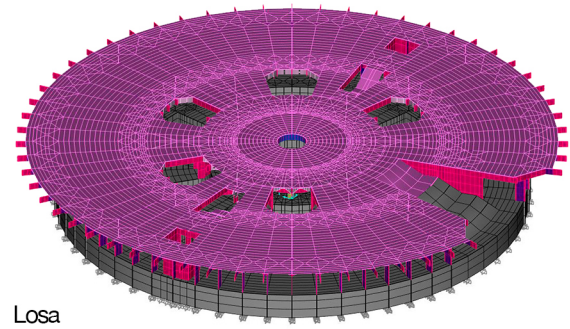
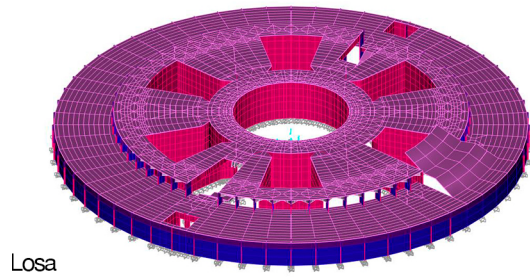
Cuadro 4. Izq. Detalles para la sección de hormigón armado HA-30 de 20cm de espesor [SAP 2000]

Cuadro 5. Der. Detalles para la sección de acero L30x5 [SAP 2000]

En las siguientes páginas se han adjuntado una serie de imágenes de las distintas plantas del modelo donde se observan tanto las secciones que se han aplicado a cada parte del mismo como la creación de las áreas de sección **None**, cuyo objetivo es la asignación de cargas pero la nula resistencia.

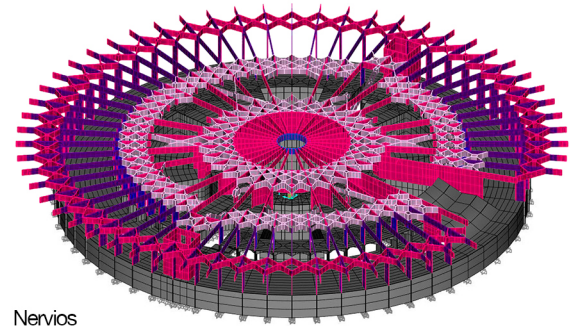
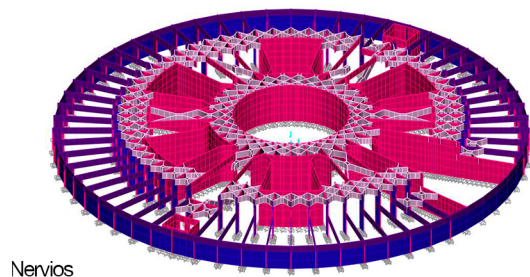
Planta -1

Planta 0



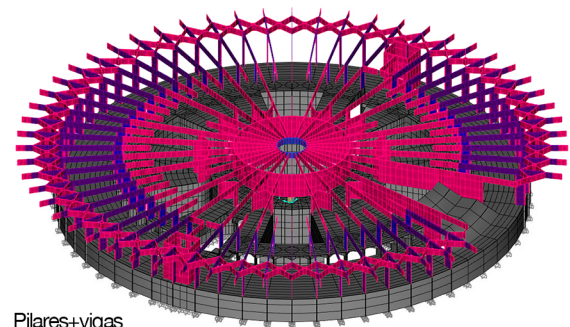
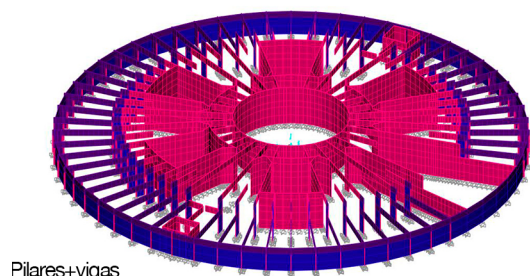
Losa

Losa



Nervios

Nervios



Pilares+vigas

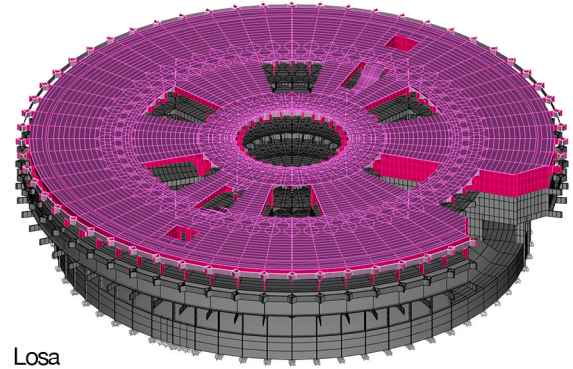
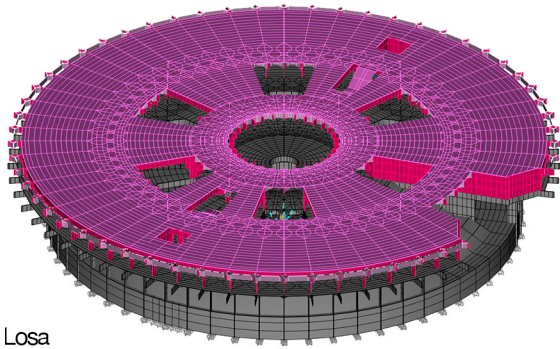
Pilares+vigas



Figura 40. Secciones utilizadas en las plantas -1 y 0 del modelo [SAP 2000]

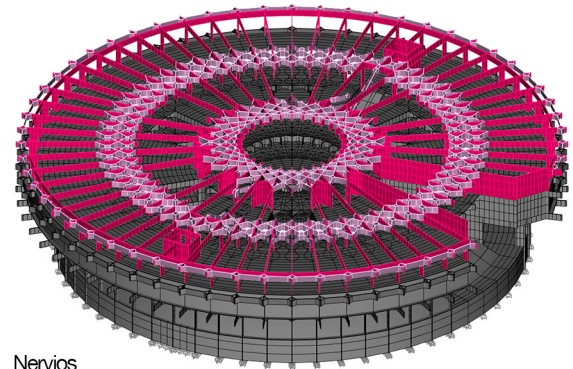
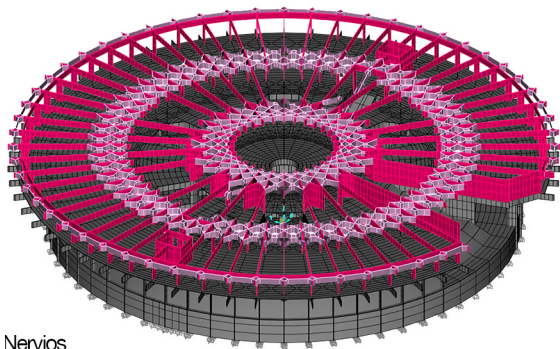
Planta +1

Planta +2



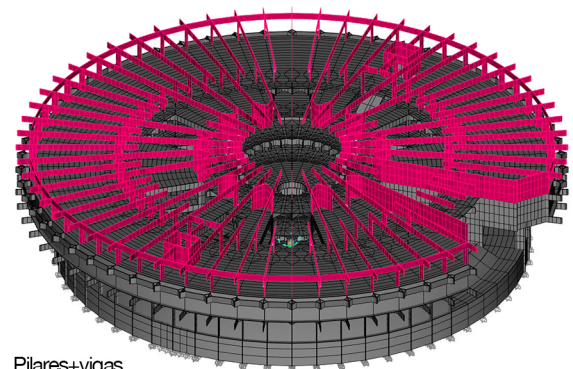
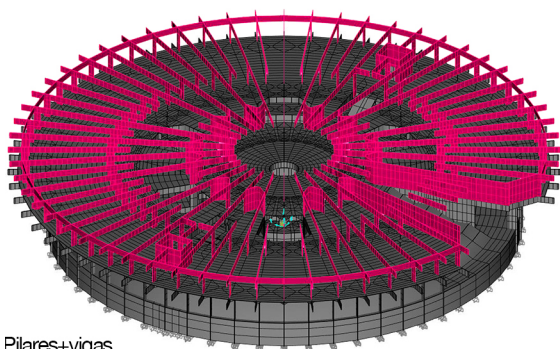
Losa

Losa



Nervios

Nervios



Pilares+vigas

Pilares+vigas

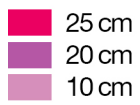
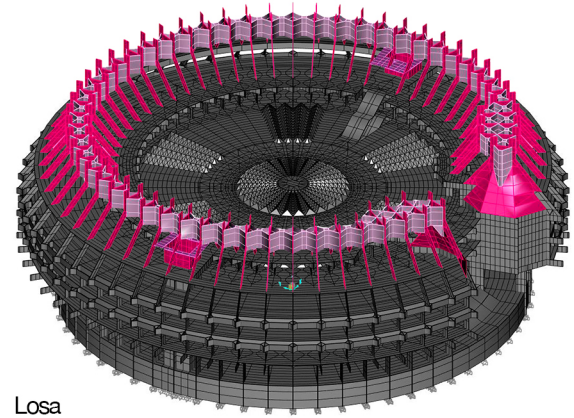
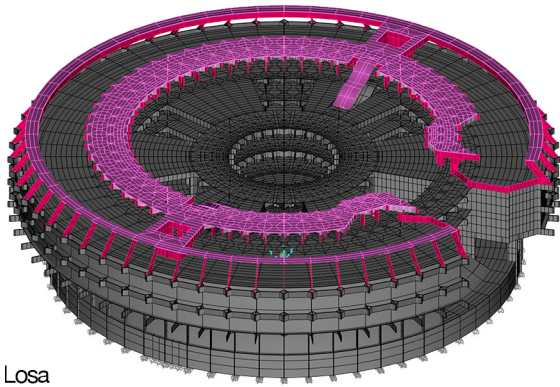


Figura 41. Secciones utilizadas en las plantas +1 y +2 del modelo [SAP 2000]

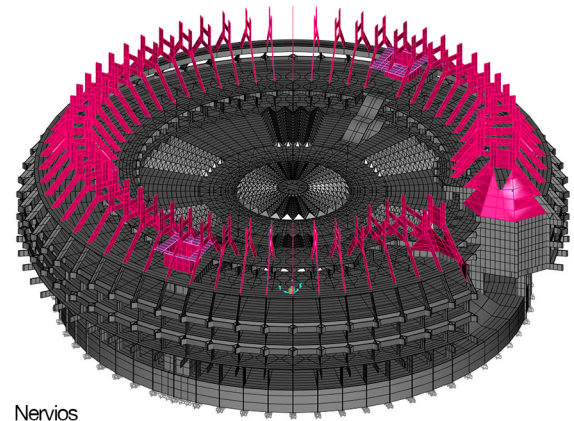
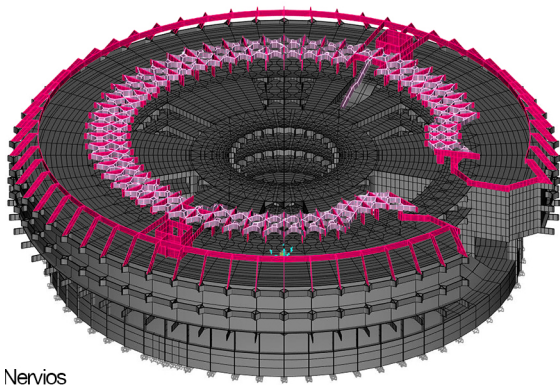
Planta +3

Planta +4



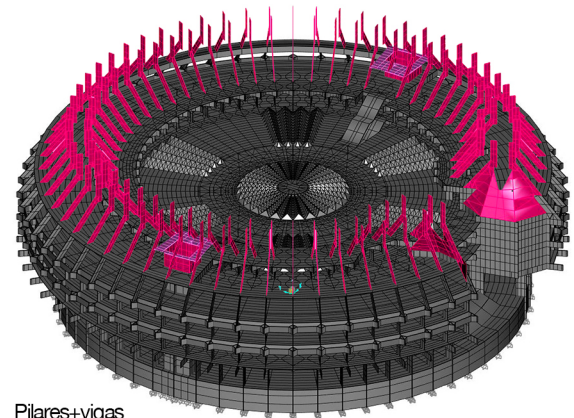
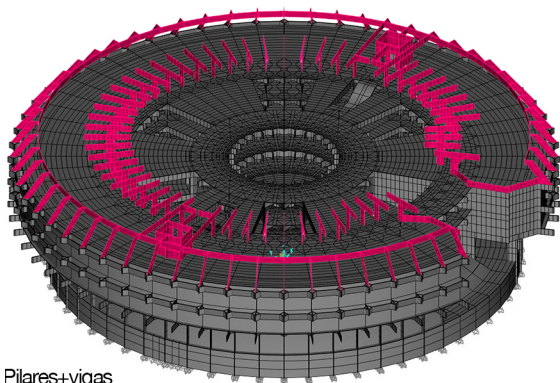
Losa

Losa



Nervios

Nervios



Pilares+vigas

Pilares+vigas

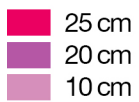
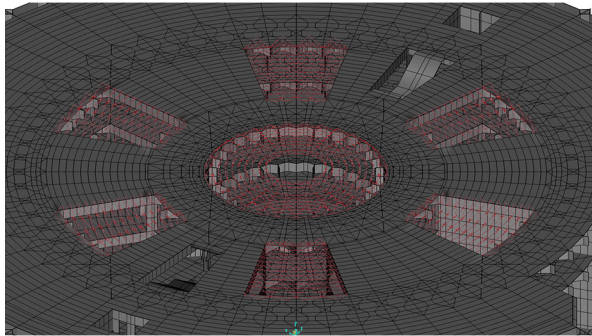
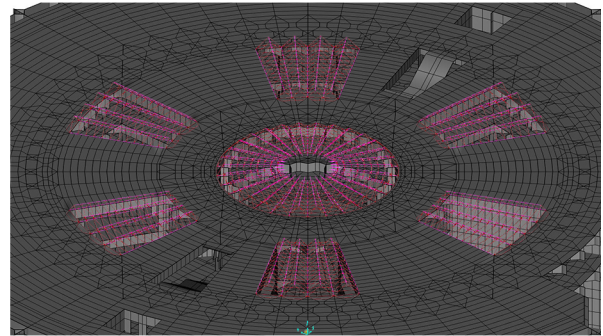


Figura 42. Secciones utilizadas en las plantas +3 y +4 del modelo [SAP 2000]

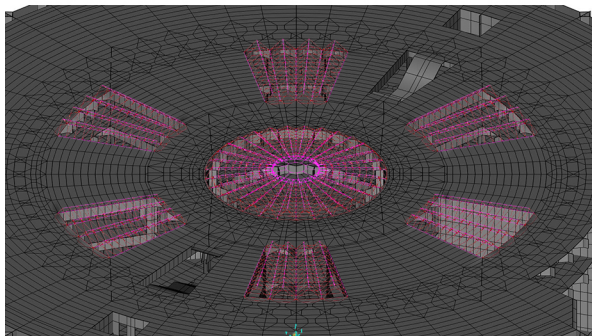
Cerchas



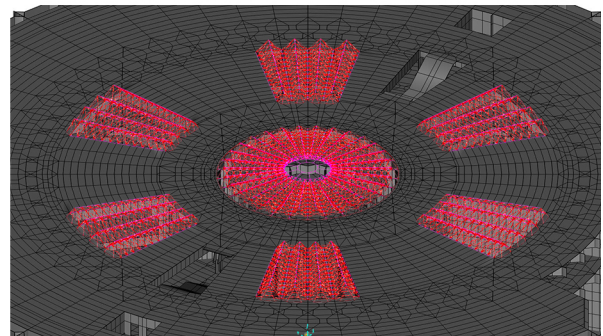
Tubo doble 20



Tubo doble 20 + Tubo 20



Tubo doble 20 + Tubo 20 + Tubo 100x100x8



Tubo doble 20 + Tubo 20 + Tubo 100x100x8 + L30x5

Figura 43. Secciones utilizadas en las cerchas central y laterales [SAP 2000]

Cercha central

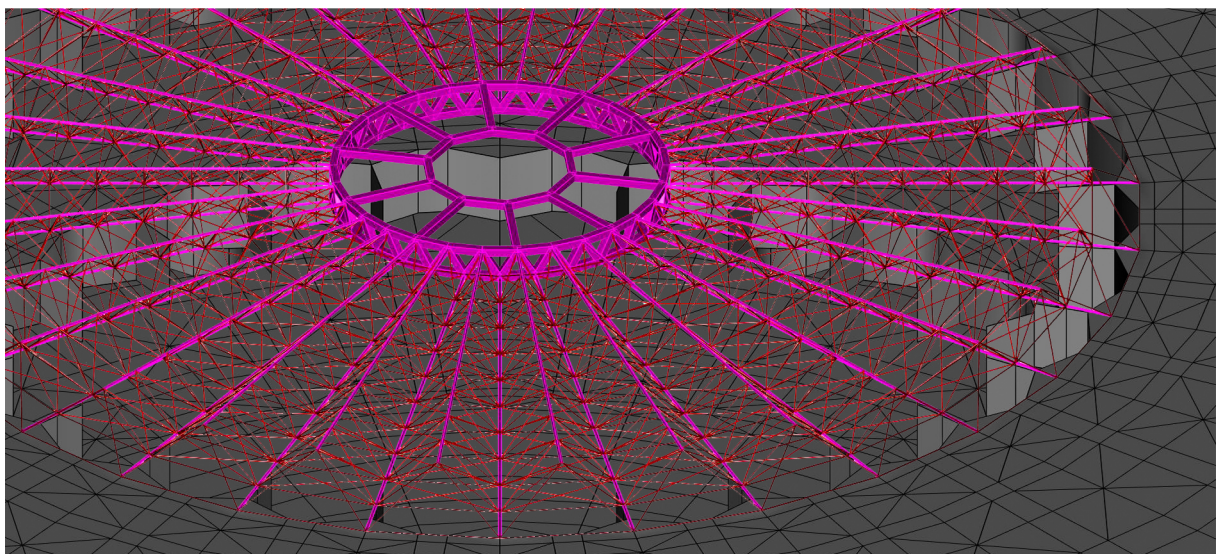
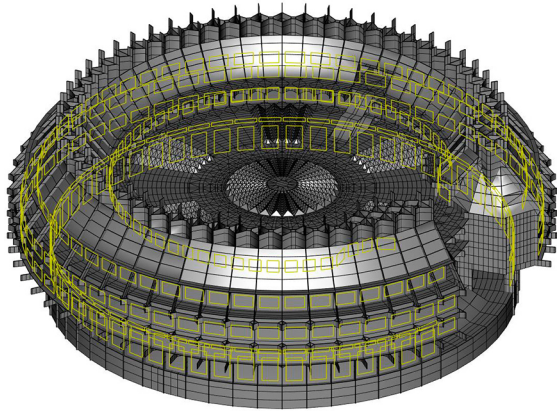


Figura 44. Zoom de la cercha central con opción de visualización Extruded [SAP 2000]

Secciones *None*

Fachadas



Tejados

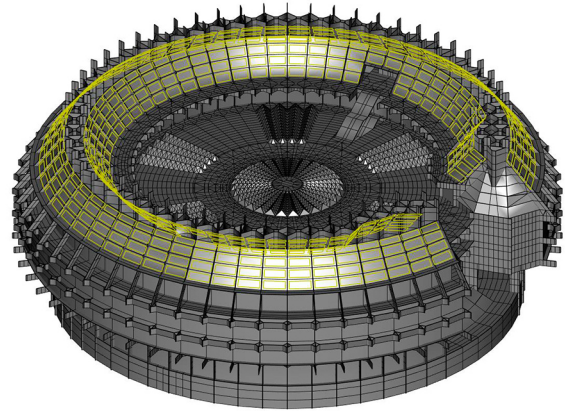


Figura 45. Elementos finitos de sección nula del modelo [SAP 2000]

3.3. Cargas SAP 2000

PESO PROPIO (DEAD)

Los pesos propios corresponden a la carga aportada por las densidades de los propios materiales de la estructura portante. En este caso los materiales que conforman la estructura portante del edificio son hormigón y acero.

La introducción de estas cargas es realizada automáticamente por el programa, ya que tiene en cuenta los pesos específicos de estos materiales y los multiplica por el área de las secciones de las barras y elementos finitos para obtener una carga lineal aplicada a los mismos.

La introducción de las distintas propiedades de estos materiales se realiza desde el cuadro de diálogo **Define > Materials...** y seleccionando cada uno de los materiales podemos introducir en la casilla "Weight per Unit Volume" su peso específico. Es aquí donde quedan especificadas además otras características como el módulo elástico del material o sus propiedades mecánicas. Por tanto, obtenemos:

$$\gamma_{\text{hormigón}} = 24'5 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{acero}} = 76'97 \text{ kN/m}^3$$

The image displays two side-by-side screenshots of the 'Material Property Data' dialog box in SAP 2000. The left dialog is for material HA-30 (Concrete) and the right is for material S275 (Steel).

Property	Material HA-30 (Concrete)	Material S275 (Steel)
Material Name and Display Color	HA-30	S275
Material Type	Concrete	Steel
Weight per Unit Volume	24,5	76,9729
Mass per Unit Volume	2,4983	7,849
Modulus of Elasticity, E	28576791	2,100E+08
Poisson, U	0,2	0,3
Coefficient of Thermal Expansion, A	1,000E-05	1,170E-05
Shear Modulus, G	11906996	80769231
Specified Concrete Compressive Strength, fc	30000	-
Expected Concrete Compressive Strength	30000	-
Minimum Yield Stress, Fy	-	275000
Minimum Tensile Stress, Fu	-	430000
Expected Yield Stress, Fye	-	302500
Expected Tensile Stress, Fue	-	473000

Cuadro 6. Izq. Propiedades del material hormigón armado HA-30 [SAP 2000]

Cuadro 7. Der. Propiedades del material acero S275 [SAP 2000]

CARGA MUERTA PERMANENTE (CMP)

La carga muerta permanente es la correspondiente a todas las cargas permanentes del edificio no pertenecientes a los pesos propios. En el caso de nuestro edificio corresponde al peso de las fachadas, el tejado, los antepechos de hormigón y los maceteros.

Algunos de estos pesos, se han presupuesto a partir del **Anejo C. Prontuario de pesos y coeficientes de rozamiento interno** del DBSE-AE, en el cuál se nos adjuntan una serie de tablas con pesos específicos y pesos por unidad de superficie de distintos materiales y elementos constructivos.

Pavimento

El pavimento utilizado en todas las superficies interiores parece que es de granito. El peso específico del granito, según la Tabla C.1 es de 27-30 kN/m³, y suponiendo un espesor de 25mm, obtenemos un peso de las losas de granito por unidad de superficie de $30 \text{ kN/m}^3 \cdot 0'025 \text{ m} = 0'75 \text{ kN/m}^2$.

Teniendo en cuenta el peso del mortero y recurriendo a una simplificación, tomaremos como carga de pavimentación:

$$q_{\text{pavimento}} = 1 \text{ kN/m}^2$$

Peldañado

Las escaleras del edificio se han modelado como rampas, por lo que, a parte del peso propio de la propia losa de hormigón, debemos tener en cuenta la carga del peldañado, así como el pavimento colocado sobre este. Según la Tabla C.5, la carga por un peldañado es de 1'5 kN/m². Por tanto, contando con el peso antes calculado para el pavimentado, obtenemos:

$$q_{\text{peldañado}} = 1 + 1'5 = 2'5 \text{ kN/m}^2$$

Maceteros

Los maceteros de los que consta el edificio son de sección trapezoidal, no obstante se considerarán de sección rectangular y misma base con el objetivo de simplificar los cálculos, ya que no todos los maceteros del edificio tienen la misma forma. Dado que la Tabla C.5 del DBSE-AE nos indica el peso específico de un terreno de jardinera, incluyendo material de drenaje, multiplicándolo por la altura de los maceteros obtenemos el peso superficial de los mismos.

$$q_{\text{maceteros}} = 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0'88 \text{ m} = 17'6 \text{ kN/m}^2$$

Fachada planta 0

La fachada de planta baja es una carpintería de suelo a techo, por lo que la carga atribuida es constante, y se toma de la Tabla C.2 del DBSE-AE, donde se indica que el peso por unidad de superficie de una vidriera, incluyendo la carpintería, de vidrio normal de 5mm de espesor es de 0'25 kN/m².

$$q_{\text{fachada } p_0} = 0'25 \text{ kN/m}^2$$

Fachadas plantas 1, 2 y 3

Las fachadas de las plantas 1, 2 y 3, están constituidas por un antepecho de hormigón de 25 cm de espesor y una carpintería hasta un nervio superior. Para poder aplicar una carga constante a la fachada se han ponderado las áreas constituidas por cada material, por tanto, considerando un peso específico del hormigón de 25 kN/m³ y un peso superficial del vidrio de 0'25 kN/m² obtenemos:

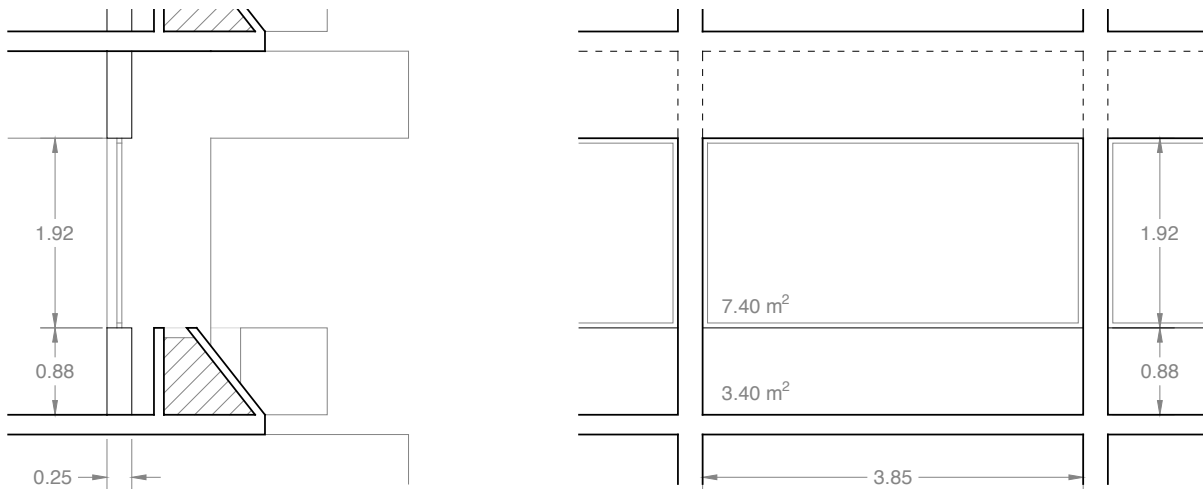


Figura 46. Sección y alzado de la fachada tipo de las plantas 1 y 2. Cotas en metros. [Dibujos del autor]

$$q_{\text{fachada P1,2,3}} = \frac{p_{\text{hormigón}} + p_{\text{ventana}}}{\text{superficie}} = \frac{0'25 \cdot 3'40 \cdot 25 + 7'40 \cdot 0'25}{7'40 + 3'40} = \frac{21'25 + 1'85}{10'70} = 2'15 \text{ kN/m}^2$$

Cubierta plana

El IPCE tiene dos tipos de cubierta, una cubierta plana en la zona central y cubiertas inclinadas en forma de tejado en todo el anillo exterior. La cubierta plana de la zona central parece ser de losa, por lo que tomamos un valor de peso superficial de la construcción de la cubierta por encima de la losa de la Tabla C.5 del DBSE-AE, de la cual tomamos el valor para una cubierta plana a la catalana, a pesar de no ser nuestro caso con baldosín cerámico.

$$q_{\text{cubierta}} = 1'5 \text{ kN/m}^2$$

Cercha

La carga de los vidrios de la cercha se toma, al igual que el peso de la fachada de planta baja, de la Tabla C.2 del DBSE-AE, donde se indica que el peso por unidad de superficie de una vidriera, incluyendo la carpintería, de vidrio normal de 5mm de espesor es de 0'25 kN/m².

Tejado

La memoria del edificio indica que la cubierta está construida con teja árabe. La Tabla C.5 del DBSE-AE nos indica que el peso propio por unidad de superficie de faldones de placa, teja o pizarra será de 2 kN/m².

$$q_{\text{tejado}} = 2 \text{ kN/m}^2$$

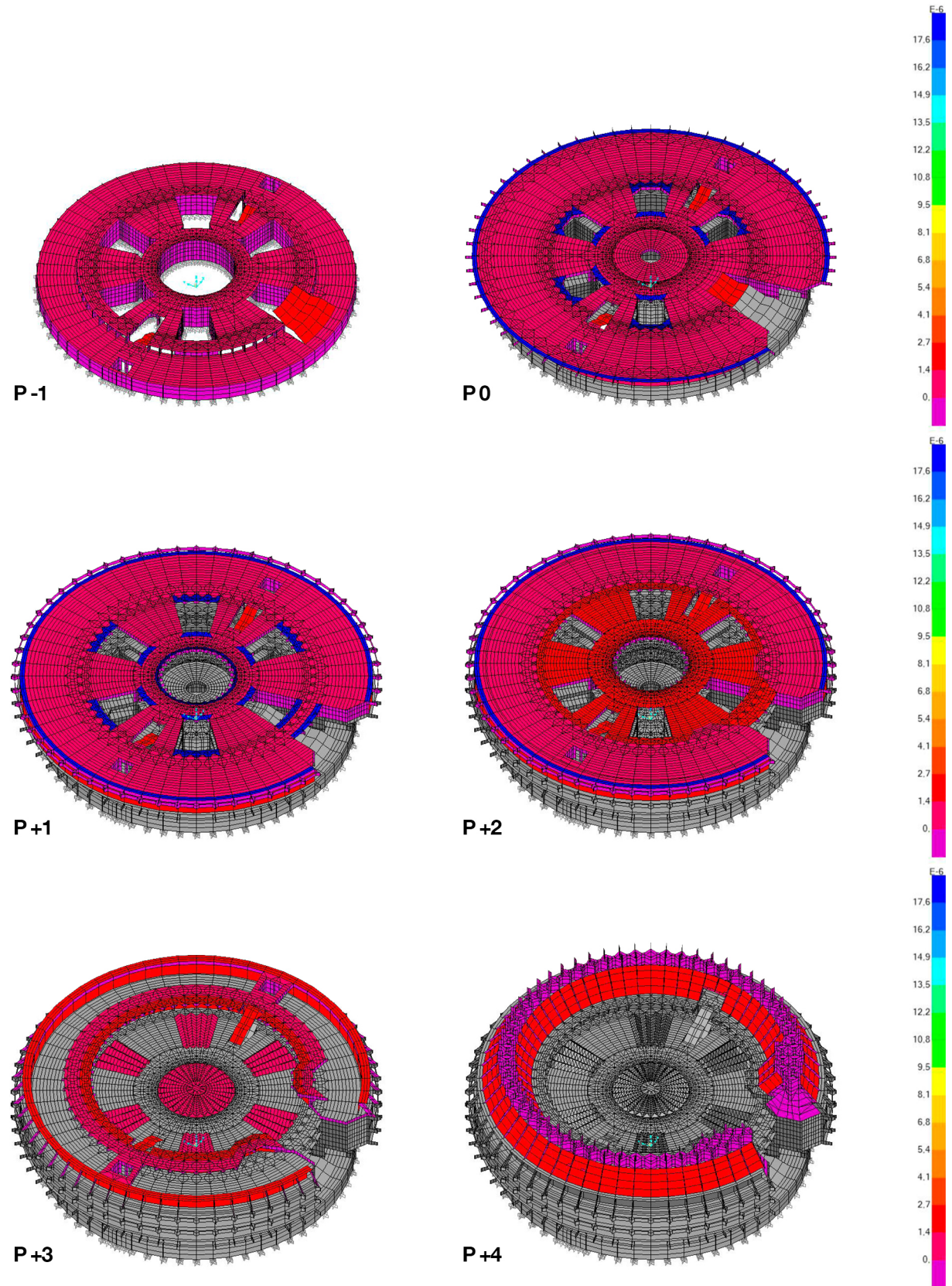


Figura 47. Cargas de la hipótesis CMP en kN/m² (Cargas Muertas Permanentes) aplicadas al modelo [SAP 2000]

SOBRECARGA DE USO (SCU)

Según el apartado 3.1 del DBSE.AE, la sobrecarga de uso es el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso.

El mismo apartado aporta una tabla con valores característicos de la sobrecarga. De la misma se toman tres valores de sobrecarga, en función de la zona del edificio.

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

Tabla 2. Valores característicos de las sobrecargas de uso [Tabla 3.1 DBSE-AE]

Planta 1

Se trata de una zona que hace función de hall del edificio (el acceso se hace directamente a la cota +6'18 m mediante la escalinata de entrada), por lo que la categoría de uso es **C** y la subcategoría **C3**.

$$q_{u,P1} = 5 \text{ kN/m}^2$$

Plantas 0, 2, y 3

Se trata de zonas de paso y aulas de trabajo. La función del edificio es servir de archivo y lugar de restauración de obras, por lo que, a pesar de tratarse de zonas con mesas y sillas en su mayoría, es posible que la presencia de estanterías, archivadores y demás maquinaria técnica aumente la carga que indica la subcategoría **C1**, por lo que se toma el criterio de aumentar la misma en 1 kN/m².

$$q_{u,P0,2,3} = 4 \text{ kN/m}^2$$

Cubierta plana

La cubierta plana no tiene acceso al público, pero sí que es transitable de manera privada, por lo que la categoría de uso es **F**.

$$q_{u,cubierta} = 1 \text{ kN/m}^2$$

Tejados

Los tejados del edificio presentan una inclinación de 52°, por lo que se trata de cubiertas con inclinación superior a 40°. Se toma por tanto el valor de carga uniforme de la subcategoría **G2**.

$$q_{u,tejados} = 0 \text{ kN/m}^2$$

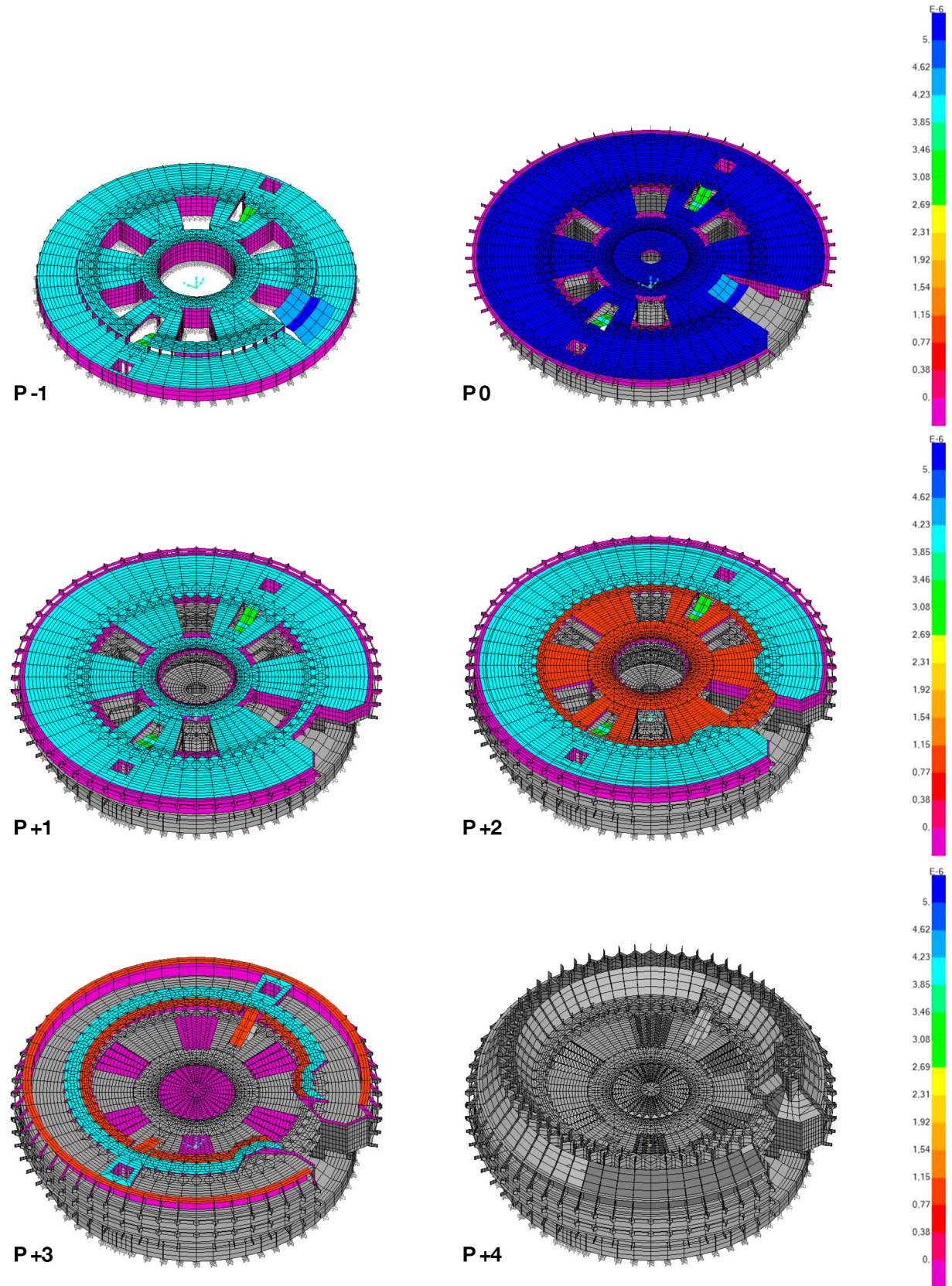


Figura 48. Cargas de la hipótesis SCU en kN/m^2 (SobreCarga de Uso) aplicadas al modelo [SAP 2000]

SOBRECARGA DE NIEVE (SCN)

El valor de la carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, q_n , el cuál depende de la ubicación geográfica del edificio, se puede expresar de forma simplificada de la siguiente manera:

$$q_n = s_k \cdot \mu$$

siendo:

s_k el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal

μ el coeficiente de forma de la cubierta

El valor de la carga de nieve sobre un terreno horizontal es aportado por el Código Técnico para capitales de provincia en la Tabla 3.8 del DBSE-AE, por tanto como el edificio a estudiar se encuentra dentro del municipio de Madrid, tomamos un s_k de 0'6 kN/m².

El coeficiente de forma de la cubierta es importante para conocer si la nieve va a acumularse en alguna parte de esta, aumentando por tanto la carga considerada. Nuestro edificio presenta dos tipos de cubiertas desde la perspectiva de los coeficientes de forma, el correspondiente a los faldones inclinados en el anillo de los lucernarios, y la cubierta plana en toda la zona central del edificio.

Faldón inclinado

Tanto el faldón interior y el exterior tienen una pendiente de $\alpha_2 = 52^\circ$ y están limitados inferiormente por una superficie plana $\alpha_1 = 0^\circ$, por lo que, como indica el apartado 3.5.3 del DBSE-AE, el coeficiente de forma para ambos faldones (inclinado y plano), en función de $\beta = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$ es:

$$\text{si } \beta > 30^\circ \rightarrow \mu = 2'0$$

$$\text{si } \beta < 30^\circ \rightarrow \mu = 1 + \frac{\beta}{30^\circ}$$

$$\beta = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} = \frac{0^\circ + 52^\circ}{2} = 26^\circ < 30^\circ \rightarrow \mu = 1 + \frac{26^\circ}{30^\circ} = 1'87$$

$$q_{n,\text{inclinada}} = s_k \cdot \mu = 0'6 \cdot 1'87 = 1'122 \cong 1'2 \text{ kN/m}^2$$

Cubierta plana

El factor de forma para una cubierta plana es $\mu = 1$ ya que la definición de s_k es el valor característico de la carga de nieve en una superficie horizontal, por lo tanto:

$$q_{n,\text{plana}} = s_k \cdot \mu = 0'6 \cdot 1 = 0'6 \text{ kN/m}^2$$

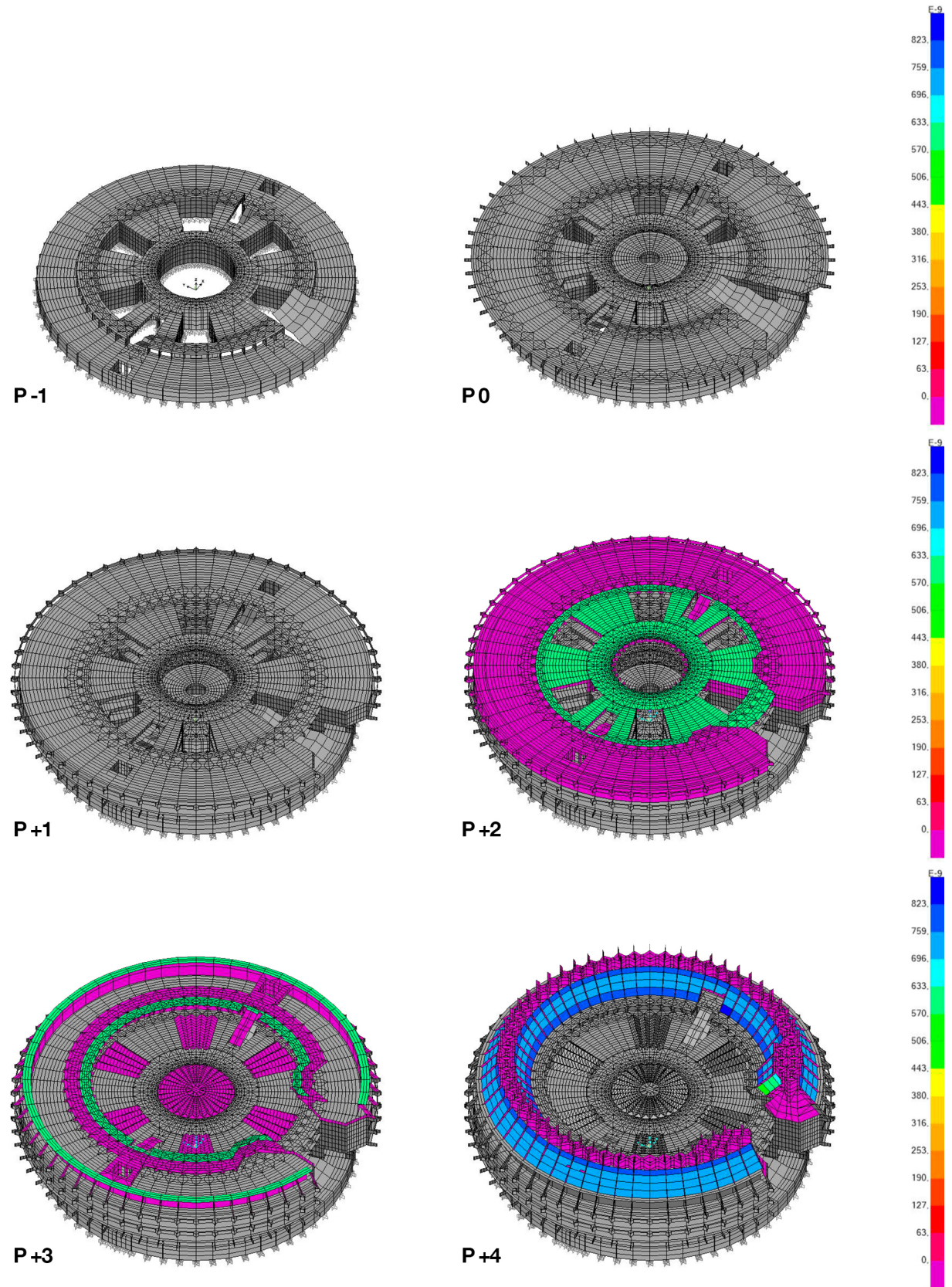


Figura 49. Cargas de la hipótesis SCN en kN/m² (SobreCarga de Nieve) aplicadas al modelo [SAP 2000]

SOBRECARGA DE VIENTO (SCV)

Según el apartado 3.3.2 del DBSE-AE, la acción de viento o presión estática q_e se puede expresar como una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto mediante la ecuación:

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

siendo:

q_b la presión dinámica del viento, que depende del emplazamiento geográfico

c_e el coeficiente de exposición, que depende de la altura del edificio y su entorno

c_p el coeficiente eólico o de presión, que depende de la forma y orientación de la superficie respecto al viento

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2$$

siendo:

δ la densidad del aire, 1'25 kg/m³

v_b el valor básico de la velocidad del viento

Según la Figura D.1 del DBSE-AE, el valor básico de la velocidad del viento, v_b , en la ciudad de Madrid, la cual se encuentra en **Zona A**, es de 26 m/s. Por tanto, se obtiene una presión dinámica del viento de:

$$q_b = 0,5 \cdot 1'25 \cdot 26^2 = 422'5 \text{ N/m}^2 = 0'4225 \text{ kN/m}^2$$

Para obtener el coeficiente de exposición, c_e , consideramos un grado de aspereza del entorno **III**, ya que el edificio se encuentra en Ciudad Universitaria, en la periferia de Madrid, y una altura del punto de 13'16 m respecto a la rasante (consideramos 15 m), por tanto el valor obtenido es de 2'6.

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

Tabla 3. Valores del coeficiente de exposición c_e [Tabla 3.4 DBSE-AE]

El valor del coeficiente eólico, que cuantifica la forma del edificio, puede obtenerse en función de si la construcción es diáfana o una nave, o bien si es un edificio de pisos. En nuestro caso tenemos tres partes que cuantificaremos de manera distinta, las fachadas verticales de las plantas 0, 1, 2 y 3 los tejados, y las cerchas.

Fachadas plantas 0, 1, 2 y 3

En el caso de las fachadas verticales, tendremos en cuenta el criterio del apartado 3.3.4 del DBSE-AE para la obtención del coeficiente eólico de pisos, pues se trata de un edificio “con forjados que conectan todas las fachadas a intervalos regulares, con huecos o ventanas pequeños practicables o herméticos, y compartimentado interiormente”. Para ello debemos obtener únicamente el valor de la esbeltez de nuestro edificio (constante en todas sus direcciones por ser radial):

$$esbeltez = \frac{h}{l} = \frac{26'3}{83'1} = 0'31$$

Tomando los valores más desfavorables (esbeltez de 0'50) obtenemos un coeficiente eólico de presión $c_p = 0'7$ y un coeficiente eólico de succión $c_s = -0'4$.

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

Tabla 4. Coeficiente eólico en edificios de pisos [Tabla 3.5 DBSE-AE]

Por tanto, obtenemos dos valores de acción de viento, uno para barlovento (viento de cara) y otro para sotavento (viento de espalda).

$$q_{e,barlovento,fachada} = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0'4225 \cdot 2'6 \cdot 0'7 = 0'769 \cong 0'8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{e,sotavento,fachada} = q_b \cdot c_e \cdot c_s = 0'4225 \cdot 2'6 \cdot (-0'4) = -0'439 \cong -0'45 \text{ kN/m}^2$$

Dado que nuestro edificio es de forma radial no podemos identificar claramente el barlovento y el sotavento, así como tampoco podemos identificar un par de ejes principales en base a los cuales valorar el viento. El CTE tampoco especifica el caso para edificios de forma cilíndrica, por tanto, se ha procedido a una simplificación de la influencia del aire en el modelo.

Puesto que las hipótesis con las que contamos son un viento en el eje X, y otro en el eje Y, se recurre a la proyección de las cargas de viento obtenidas en cada dirección, de manera que por trigonometría, al sumar ambos vectores de carga de viento obtenemos la misma carga en todas las fachadas, independientemente de su posición.

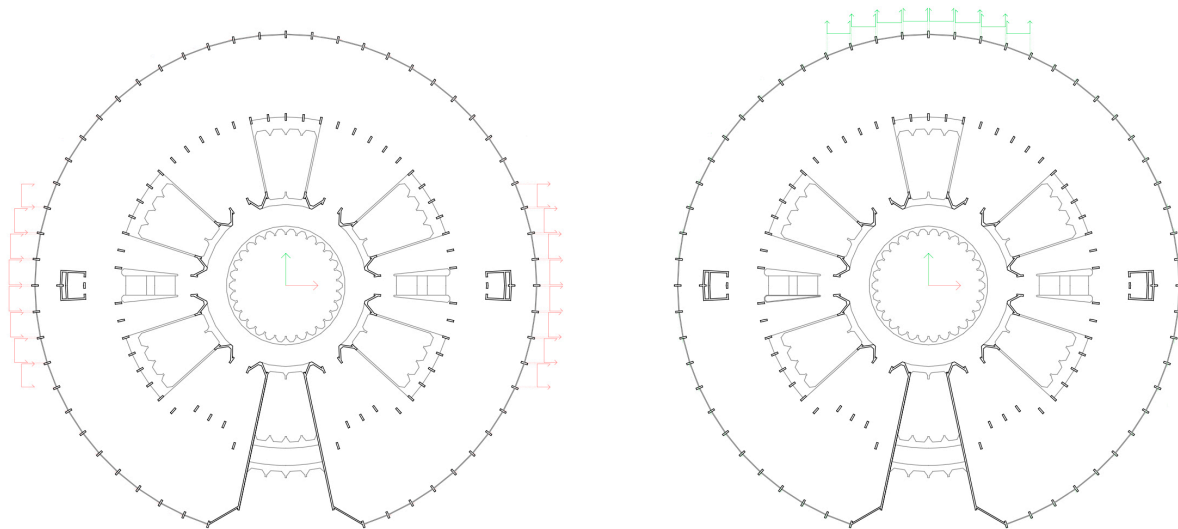


Figura 50. Proyecciones de las cargas de viento en las fachadas en la dirección X e Y respectivamente, a barlovento y sotavento. [Dibujos del autor]

Tejados

Como se presupone que la carga de viento no va a tener mucha importancia en este edificio, comparada con la propia carga de los pesos propios, para la carga en los tejados se toma el criterio de aplicar las mismas cargas obtenidas en el apartado anterior para las fachadas verticales.

En este caso es importante considerar que los planos de los tejados ya no están inclinados únicamente en el plano horizontal, manteniendo la normal de los planos también en el plano horizontal, sino que ahora los planos están inclinados en el eje Z también. Esto significa que, como los tejados están también en disposición radial, y no se puede aplicar la carga de manera perpendicular a la superficie (por considerar las hipótesis de viento en los ejes principales), se aplicarán las cargas X e Y proyectadas y además la Z proyectada también según los ejes globales.

El valor de la carga que se aplicará será el de la mayor que se ha obtenido en el apartado de las fachadas verticales, el cual corresponde a la carga de viento a barlovento (presión).

$$q_{e,barlovento,tejado} = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0'4225 \cdot 2'6 \cdot 0'7 = 0'769 \cong 0'8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{e,sotavento,tejado} = q_b \cdot c_e \cdot c_s = 0'4225 \cdot 2'6 \cdot (-0'4) = -0'439 \cong -0'45 \text{ kN/m}^2$$

Cerchas

El edificio cuenta con 7 cerchas cubriendo los huecos del edificio. Estas se encuentran a una cota 12'4 m inferior al punto más alto del edificio y están rodeadas por el anillo de los tejados. Esta situación lleva a reducir la influencia del viento, pues lo que correspondería al grado de aspereza del entorno es inferior al del resto del edificio (coeficiente de exposición). Se toma por tanto un grado de aspereza del entorno IV, y por tanto un valor de $c_e=2'1$ (Tabla 3.4 DBSE-AE).

Las cerchas están formadas por faldones inclinados un ángulo de 42°. Para obtener el coeficiente de forma se acude a la Tabla D.5 del Anejo D del DBSE-AE, la cual indica los coeficientes correspondientes a cubiertas a un agua. De la misma manera que se ha procedido en los tejados se

toma de esta tabla el valor de para una pendiente de 45° y en la zona H del faldón (la más extendida, a modo de simplificación). Independientemente del área del faldón se obtiene un valor de 0'6 en presión.

Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45$		
		F	G	H
5°	≥ 10	-1,7 +0,0	-1,2 +0,0	-0,6 +0,0
	≤ 1	-2,5 +0,0	-2,0 +0,0	-1,2 +0,0
15°	≥ 10	-0,9 0,2	-0,8 0,2	-0,3 0,2
	≤ 1	-2,0 0,2	-1,5 0,2	-0,3 0,2
30°	≥ 10	-0,5 0,7	-0,5 0,7	-0,2 0,4
	≤ 1	-1,5 0,7	-1,5 0,7	-0,2 0,4
45°	≥ 10	-0,0 0,7	-0,0 0,7	-0,0 0,6
	≤ 1	-0,0 0,7	-0,0 0,7	-0,0 0,6
60°	≥ 10	0,7	0,7	0,7
	≤ 1	0,7	0,7	0,7
75°	≥ 10	0,8	0,8	0,8
	≤ 1	0,8	0,8	0,8

Tabla 5. Coeficiente de forma en cubiertas a un agua [Tabla D.5 DBSE-AE]

Teniendo en cuenta todos los factores se calcula el valor de la carga de viento para las cerchas. En este caso como simplificación se toma únicamente el valor de de presión en las cerchas, ya que es el que actuará junto al peso y por tanto será el más desfavorable.

$$q_{e,cerchas} = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0'4225 \cdot 2'1 \cdot 0'6 = 0'532 \cong 0'55 \text{ kN/m}^2$$

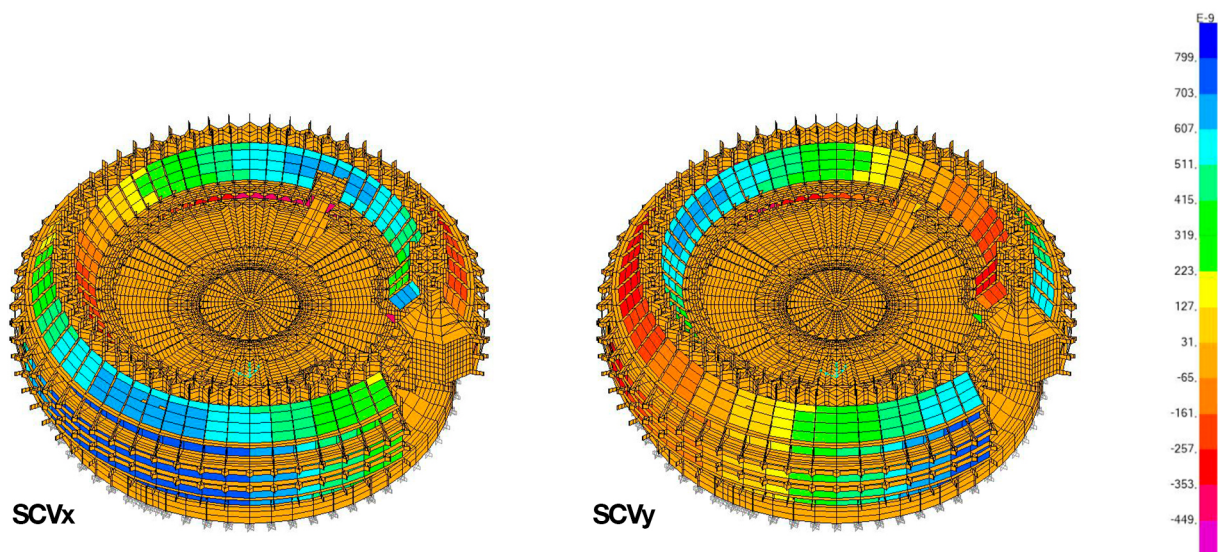


Figura 51. Cargas de la hipótesis SCV en kN/m² (SobreCarga de Viento) aplicadas al modelo [SAP 2000]

SISMO (SIS)

No procede el cálculo sísmico ya que, según el mapa sísmico de la norma sismorresistente NCSE-02, la provincia de Madrid, donde se encuentra nuestro edificio, se encuentra fuera de peligro sísmico con una aceleración sísmica $a_b < 0'4$.

TEMPERATURA (TEM)

Dado que el modelo es una simplificación, no se ha tenido en cuenta esta carga, pues además, en edificios de hormigón no supone una carga decisiva como sí lo sería en un edificio con estructura de acero, cuyo material es mucho más susceptible a contracciones y dilataciones por cargas térmicas.

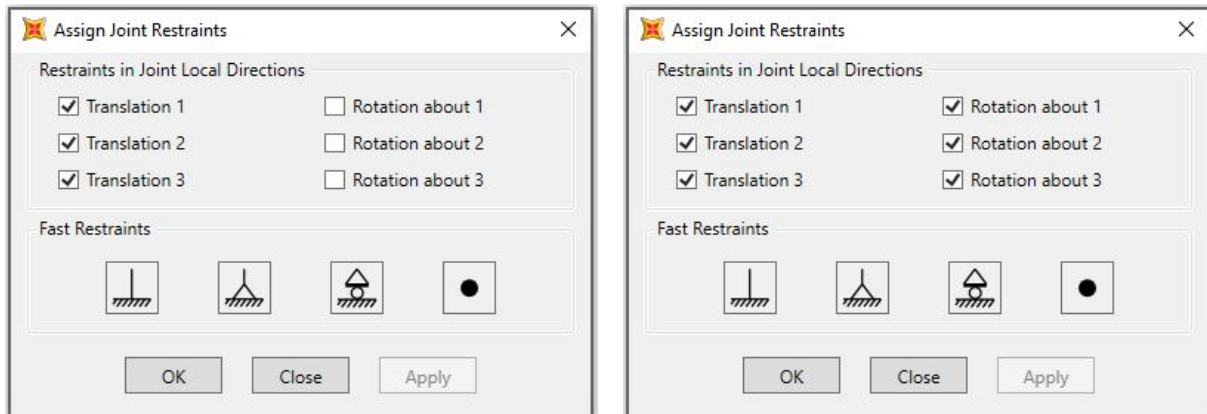
CUADRO RESUMEN DE CARGAS

CLASIFICACIÓN	TIPO	ELEMENTO	VALOR
ACCIONES PERMANENTES (G)	Peso propio (DEAD)	Hormigón	$\gamma = 24'5 \text{ kN/m}^3$
		Acero	$\gamma = 76'92 \text{ kN/m}^3$
	Cargas muertas permanentes (CMP)	Pavimento	$q = 1 \text{ kN/m}^2$
		Peldañado	$q = 2'5 \text{ kN/m}^2$
		Fachada P0	$q = 0'25 \text{ kN/m}^2$
		Fachada P1, 2 y 3	$q = 2'15 \text{ kN/m}^2$
		Maceteros	$q = 17'6 \text{ kN/m}^2$
		Cubierta	$q = 1'5 \text{ kN/m}^2$
		Cerchas	$q = 0'25 \text{ kN/m}^2$
		Tejado	$q = 2 \text{ kN/m}^2$
ACCIONES VARIABLES (Q)	Sobrecarga de uso (SCU)	Planta 1	$q_u = 5 \text{ kN/m}^2$
		Plantas 0, 2 y 3	$q_u = 4 \text{ kN/m}^2$
		Cubierta plana	$q_u = 1 \text{ kN/m}^2$
		Tejados	$q_u = 0 \text{ kN/m}^2$
	Sobrecarga de nieve (SCN)	Faldón inclinado	$q_n = 1'2 \text{ kN/m}^2$
		Cubierta plana	$q_n = 0'6 \text{ kN/m}^2$
	Sobrecarga de viento (SCV)	Fachadas P0, 1, 2 y 3	$q_{v,barlovento} = 0'8 \text{ kN/m}^2$ $q_{v,sotavento} = 0'45 \text{ kN/m}^2$
		Tejados	$q_{v,barlovento} = 0'8 \text{ kN/m}^2$ $q_{v,sotavento} = -0'45 \text{ kN/m}^2$
		Cerchas	$q_v = 0'55 \text{ kN/m}^2$

Tabla 6. Cuadro resumen de acciones aplicadas al modelo. [Elaboración propia]

3.4. Condiciones de enlace SAP 2000

Las condiciones de enlace informan al programa sobre los desplazamientos y rotaciones que se les permite realizar a los distintos nudos del modelo. Al ser un edificio de hormigón, cimentado sobre zapatas, todos los nudos de cota -3.88 se encuentran empotrados, es decir, con todos los movimientos (desplazamientos y rotaciones) restringidos. Esto hace que las partes inferiores de los elementos empotrados admitan momentos y cortantes. Estas restricciones se han asignado mediante el comando **Assign > Joint > Restraints...** a cada uno de los nudos.



Cuadro 8. Izq. Cuadro de restricciones para un apoyo estructural [SAP 2000]

Cuadro 9. Der. Cuadro de restricciones para un empotramiento estructural [SAP 2000]

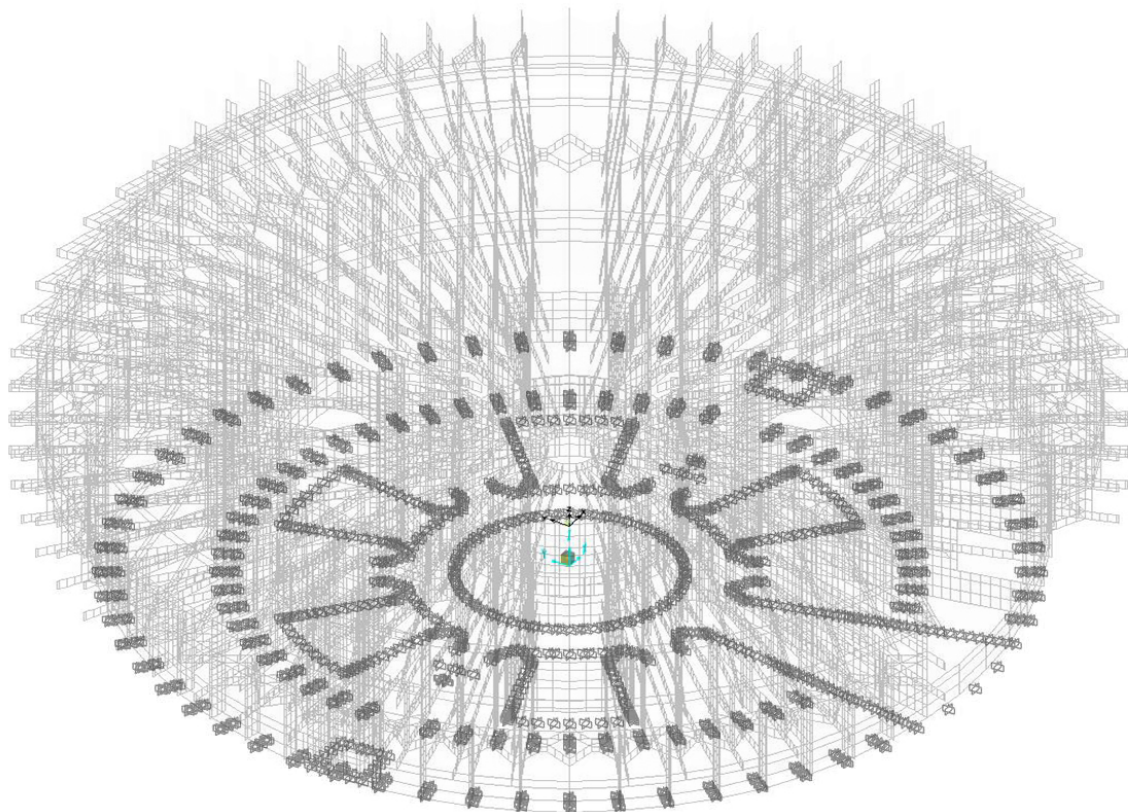


Figura 52. Empotramientos asignados a la base del modelo. [SAP 2000]

3.5. Cálculo de combinaciones

Como se ha visto en el apartado anterior, las acciones asignadas a la estructura son las siguientes:

ACCIONES PERMANENTES (G)

Peso propio (DEAD)

Cargas muertas permanentes (CMP)

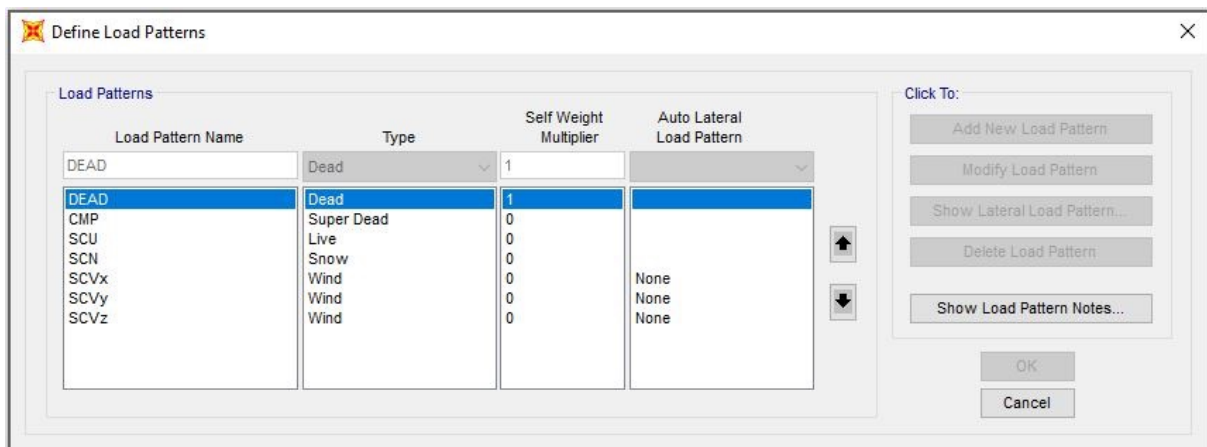
ACCIONES VARIABLES (Q)

Sobrecarga de uso (SCU)

Sobrecarga de nieve (SCN)

Sobrecarga de viento (SCV)

Las hipótesis, ya utilizadas en el apartado anterior, se introducen desde el comando **Define > Load Patterns**. Como se puede apreciar, la hipótesis de Sobrecarga de viento (SCV) se ha introducido en tres hipótesis separadas, descompuesta a partir de los tres ejes principales x, y, z.



Cuadro 10. Hipótesis utilizadas en el modelo [SAP 2000]

La aplicación de estas cargas en el análisis del modelo, se ha realizado mediante las combinaciones de acciones que utiliza el **Documento Básico de Seguridad Estructural** en su apartado 4.2.2 **Combinación de acciones**. De esta manera se obtiene un valor de cálculo en función de si la combinación es para Estados Límites de Servicio (ELS) o Estados Límites Últimos (ELU), y teniendo en cuenta los coeficientes de simultaneidad ψ , que son coeficientes que minoran las cargas considerando la menor probabilidad de que los valores máximos de varias cargas se den simultáneamente.

La aplicación de estos coeficientes de simultaneidad suponen tomar para cada combinación una carga variable como acción principal y el resto de cargas variables en su valor de combinación (multiplicadas por el coeficiente de simultaneidad ψ correspondiente). Estos coeficientes ψ pueden hacer referencia a valor de combinación, frecuente o cuasi permanente:

ψ_0 valor de combinación, el cual considera la pequeña probabilidad de que dos acciones actúen simultáneamente.

ψ_1 valor frecuente, el valor de la acción que será sobrepasado durante un período de corta duración.

ψ_2 valor cuasi permanente, la fracción de la carga que se considera permanente en la estructura.

ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO (ELS)

Son aquellos que de ser superados producen deficiencias en la integridad de elementos constructivos, en el confort de los usuarios o en la apariencia de la obra, debido a la excesiva deformación de la propia estructura.

La norma considera en las combinaciones correspondientes al análisis de deformaciones la adopción de un coeficiente de mayoración de cargas $\gamma = 1$ y unas combinaciones para:

Acciones de corta duración con efectos irreversibles

Acciones de corta duración con efectos reversibles

Acciones de larga duración

En el caso del presente ejercicio se ha hecho una simplificación en los ELS y se han ignorado los casos en que se debería tener en cuenta más de una variable, por lo que se han realizado las comprobaciones a partir de combinaciones con una sola variable principal.

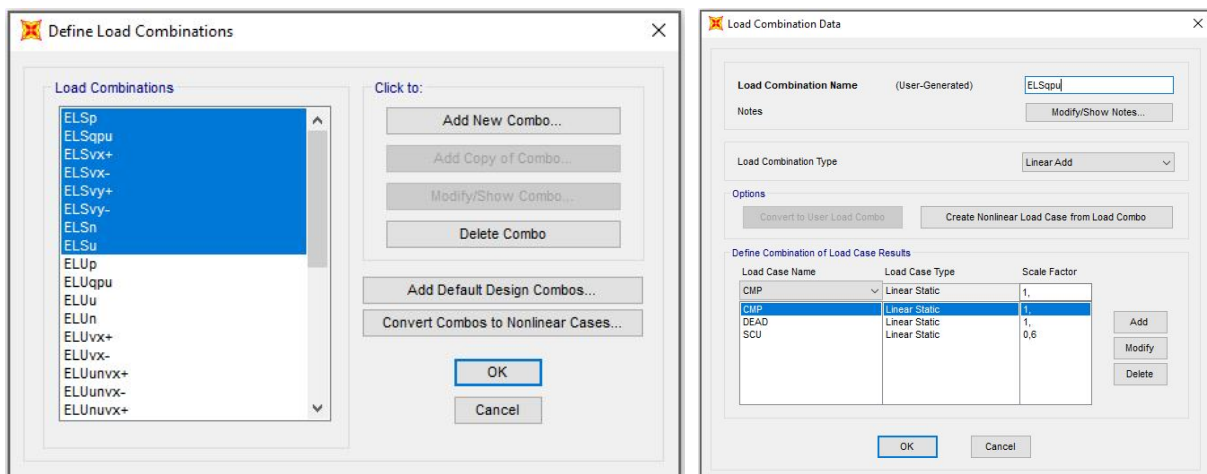
Para ello se ha seguido la fórmula aportada por el DBSE en su apartado 4.3.2 **Combinación de acciones para acciones de corta duración con efectos irreversibles**, pero sin contabilizar el valor del sumatorio para $i > 1$:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Además, se ha tenido en cuenta una combinación para **acciones de larga duración**, ELSqpu, en la que a las cargas permanentes se les ha sumado la cuantía cuasi permanente de la hipótesis de uso únicamente, SCU (la parte correspondiente al factor ψ_2):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Por último, para la limitación de integridad de los elementos constructivos, se ha realizado una combinación especial basada en los elementos colocados en obra, sin tener en cuenta el peso propio del edificio, ELSintcon.



Cuadro 11. Izq. Combinaciones de acciones para ELS introducidas en el modelo [SAP 2000]

Cuadro 12. Der. Introducción de la combinación ELSqpu [SAP 2000]

ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS (ELU)

Son aquellos que de ser superados producen el colapso de la estructura bien por la pérdida de la capacidad resistente de alguno de sus elementos o por la conversión de la estructura en otras equivalentes con grados de hiperestaticidad menor sucesivamente, hasta transformarse la misma en una estructura hipostática (mecanismo) y como consecuencia, pérdida de equilibrio.

La norma considera en las combinaciones correspondientes al análisis de resistencia la adopción de un coeficiente de mayoración de cargas $\gamma = 1.35$ para acciones permanentes y $\gamma = 1.5$ para acciones variables y unas combinaciones para:

Acciones en situaciones persistentes o transitorias

Acciones en situaciones accidentales

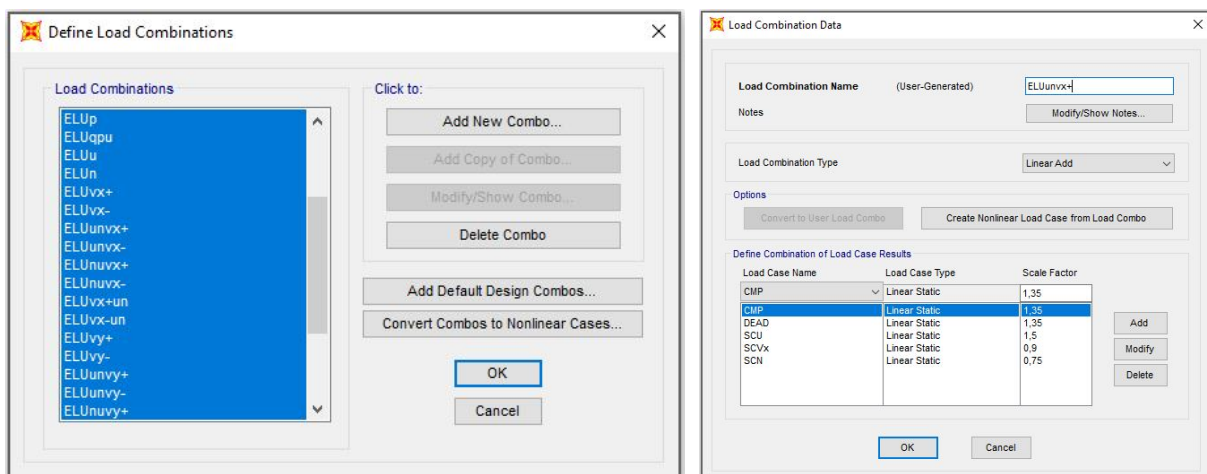
Acciones en situación accidental de sismo

En el caso del presente ejercicio, se han considerado únicamente las combinaciones que afectan a las **acciones en situaciones persistentes o transitorias**, por ser este una simplificación y por ser las mismas las más restrictivas:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

En este caso sí que se ha seguido rigurosamente la combinación de acciones tal y como indica el DBSE, por lo que se ha obtenido un número mayor de combinaciones. No obstante, también se han creado una serie de combinaciones que tienen en cuenta una única hipótesis variable como principal, para poder observar los efectos de cada una de estas de forma aislada.

Además, de forma similar a las ELS, se ha creado una combinación que considera las acciones de larga duración en el edificio, considerando la parte cuasi permanente de la sobrecarga de uso SCU, resultando en la combinación ELUqpu.



Cuadro 13. Izq. Combinaciones de acciones para ELU introducidas en el modelo [SAP 2000]

Cuadro 14. Der. Introducción de la combinación ELUunvx+ [SAP 2000]

En el cuadro siguiente se muestran todas las combinaciones utilizadas en el modelo, según sean para Estados Límites de Servicio o Estados Límites Últimos.

COMBINACIÓN	PERMANENTES		VARIABLE ₁		VARIABLE ₂					
	γ	G	γ	Q	γ	ψ	Q	γ	ψ	Q
ELSp	1	· G								
ELSqpu	1	· G			+ 1	· 0'6	· SCU			
ELSu	1	· G	+ 1	· SCU						
ELSn	1	· G	+ 1	· SCN						
ELVx+	1	· G	+ 1	· SCVx						
ELVx-	1	· G	+ 1	· SCVx						
ELVy+	1	· G	+ 1	· SCVy						
ELVy-	1	· G	+ 1	· SCVy						
ELSintcon	1	· CMP			+ 1	· 0'6	· SCU			
COMBINACIÓN	PERMANENTES		VARIABLE ₁		VARIABLE ₂			VARIABLE ₂		
ELU	γ	G	γ	Q ₁	γ	ψ	Q ₂	γ	ψ	Q ₂
ELUp	1'35	· G								
ELUqpu	1'35	· G			+ 1'5	· 0'6	· SCU			
ELUu	1'35	· G	+ 1'5	· SCU						
ELUn	1'35	· G	+ 1'5	· SCN						
ELUvx+	1'35	· G	+ 1'5	· SCVx						
ELUvx-	1'35	· G	- 1'5	· SCVx						
ELUvy+	1'35	· G	+ 1'5	· SCVy						
ELUvy-	1'35	· G	- 1'5	· SCVy						
ELUunvx+	1'35	· G	+ 1'5	· SCU	+ 1'5	· 0'5	· SCN	+ 1'5	· 0'6	· SCVx
ELUunvx-	1'35	· G	+ 1'5	· SCU	+ 1'5	· 0'5	· SCN	- 1'5	· 0'6	· SCVx
ELUnuvx+	1'35	· G	+ 1'5	· SCN	+ 1'5	· 0'7	· SCU	+ 1'5	· 0'6	· SCVx
ELUnuvx-	1'35	· G	+ 1'5	· SCN	+ 1'5	· 0'7	· SCU	- 1'5	· 0'6	· SCVx
ELUvx+un	1'35	· G	+ 1'5	· SCVx	+ 1'5	· 0'7	· SCU	+ 1'5	· 0'5	· SCN
ELUvx-un	1'35	· G	- 1'5	· SCVx	+ 1'5	· 0'7	· SCU	+ 1'5	· 0'5	· SCN
ELUunvy+	1'35	· G	+ 1'5	· SCU	+ 1'5	· 0'5	· SCN	+ 1'5	· 0'6	· SCVy
ELUunvy-	1'35	· G	+ 1'5	· SCU	+ 1'5	· 0'5	· SCN	- 1'5	· 0'6	· SCVy
ELUnuvy+	1'35	· G	+ 1'5	· SCN	+ 1'5	· 0'7	· SCU	+ 1'5	· 0'6	· SCVy
ELUnuvy-	1'35	· G	+ 1'5	· SCN	+ 1'5	· 0'7	· SCU	- 1'5	· 0'6	· SCVy
ELUvy+un	1'35	· G	+ 1'5	· SCVy	+ 1'5	· 0'7	· SCU	+ 1'5	· 0'5	· SCN
ELUvy-un	1'35	· G	- 1'5	· SCVy	+ 1'5	· 0'7	· SCU	+ 1'5	· 0'5	· SCN

Tabla 7. Cuadro resumen de combinaciones aplicadas al modelo. [Elaboración propia]

4. ANÁLISIS DE DEFORMACIONES

Una vez se han introducido todos los datos de materiales, secciones, cargas, hipótesis... vistos en los apartados anteriores en el modelo de SAP 2000, se procede al análisis del modelo mediante el comando **Analyze > Run Analysis**.

El análisis de la estructura que lleva a cabo el programa es de tipo **lineal**, de **primer orden**, en el cuál las deformaciones se consideran muy pequeñas como para alterar los puntos de aplicación de las cargas. Esto permite asociar una deformación a cada una de las hipótesis de acciones consideradas, y por tanto obtener las deformaciones para cada combinación como suma de las deformaciones causadas por cada hipótesis.

El análisis de deformaciones es el primero que se lleva a cabo, para seguir así el método de cálculo utilizado por el programa, ya que este, mediante las matrices de rigideces primero calcula las deformaciones de la estructura (ELS), y a partir de estas, los esfuerzos en todos sus puntos (ELU)

Una vez realizado este análisis, mediante el cuadro de diálogo **Display > Show Deformed Shape...** se puede ajustar tanto la combinación para la cual se muestra la deformada de la estructura, la escala de las deformaciones mostradas o la escala y criterio de colores para el dibujo de líneas de contorno que muestren los valores de los desplazamientos en cada punto de la estructura.

Los análisis de deformación de SAP 2000 realizan los cálculos para materiales elásticos. No obstante, el edificio que en este caso se está analizando está construido en acero (cerchas) y hormigón (esqueleto del edificio). Este último material, el hormigón, no tiene una respuesta deformacional real ni elástica ni lineal, es decir, no sigue el comportamiento de una ley de Hooke. Además, presenta una deformación adicional diferida en el tiempo. Sin embargo, aunque el diagrama tensión-deformación del hormigón es parábola/rectángulo, en el ámbito de cargas reducidas de ELS (las que afectan a deformaciones) la rama/tangente/secante del diagrama es casi lineal, por lo que podría parecer que cumple la ley de Hooke. Esto no es así ya que la fisuración del hormigón armado implica considerar una sección mixta (hormigón-acero) y con ello el tipo de armaduras, su posición..., por tanto, presenta un comportamiento mucho más complejo, al que además hay que añadirle esa deformación diferida.

A modo de simplificación, en este trabajo se han considerado las deformaciones totales de la estructura aumentadas en un factor $m=3$ respecto a las deformaciones instantáneas (las mostradas por las gráficas de SAP 2000).

La escala de desplazamientos en el dibujo de las deformadas será de 100, excepto cuando se consideren combinaciones de larga duración, en que a modo comparativo entre deformadas, se tomará una escala de desplazamientos de valor 300 (considerando el factor $m=3$).

A modo de análisis general, en la siguiente página se muestran las deformadas del edificio de forma axonométrica para la combinación **ELSp**, es decir, en la cual se consideran únicamente las cargas permanentes. La escala de deformación es de 100, por lo que solo se muestran las deformaciones elásticas, es decir, las que se darían nada más terminar la construcción del edificio.

Se puede apreciar como la tendencia de la deformación del edificio es la de “derretirse”, es decir, como si se “desparramase” hacia el exterior. Esto se debe a la falta de continuidad entre pilares entre las plantas 0 y 1, por lo que se crean voladizos con carga puntual aplicadas hacia sus extremos. También se aprecia cómo las deformaciones son mayores en las zonas cercanas a los gajos de entrada, debido a que las luces entre los pilares de estos pórticos son considerablemente mayores, y son menores en las zonas envolventes de los núcleos de comunicación, ya que los núcleos de ascensores aportan una rigidez mayor en esas partes de la estructura.

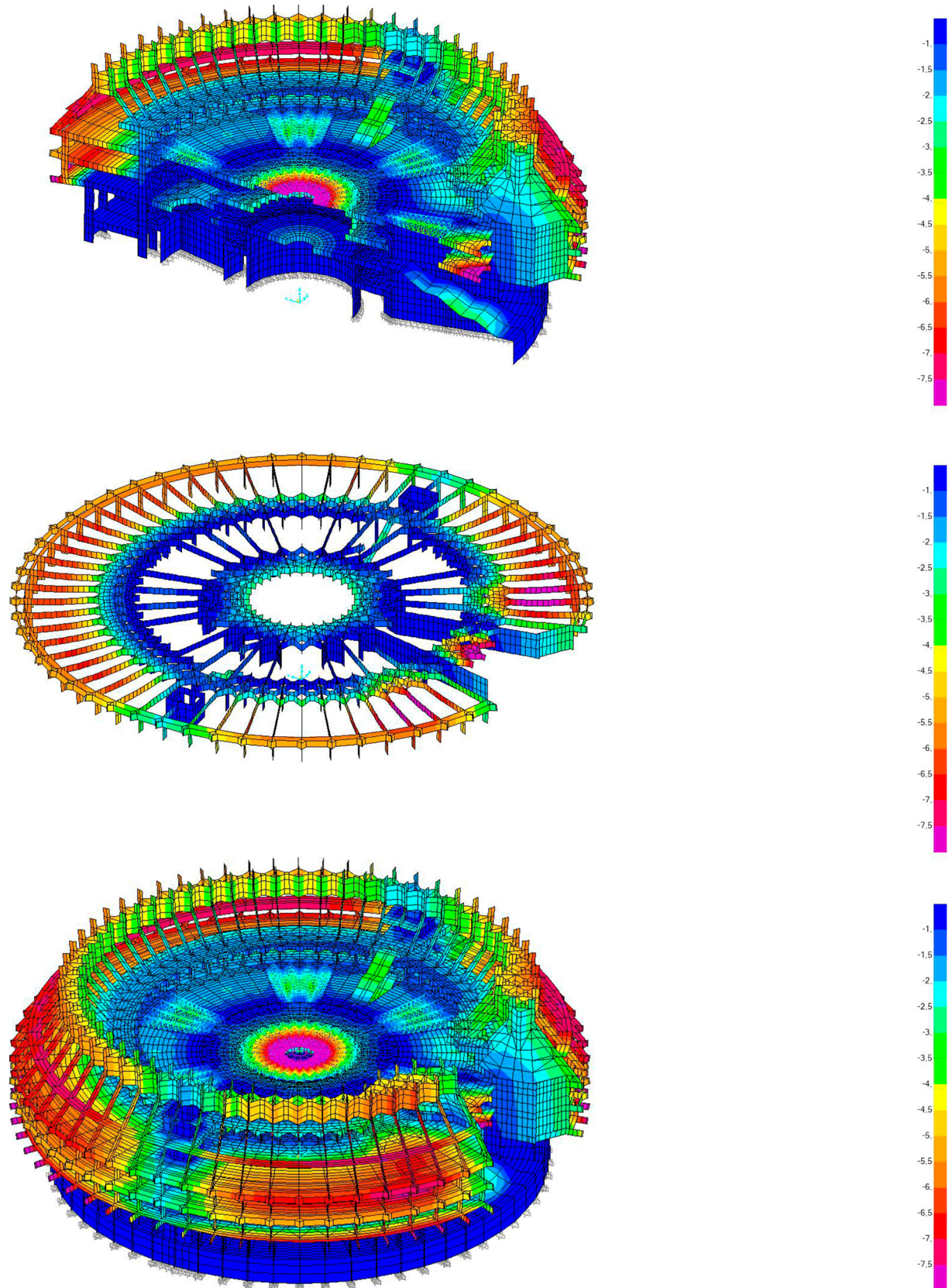


Figura 53. De arriba a abajo: Sección general; estructura de planta primera y deformada completa con escala en mm [SAP 2000]

4.1. Comprobación de flechas relativas

Para dar por buenos los resultados del análisis de deformaciones, se siguen las indicaciones del Documento Básico de Seguridad Estructural en su apartado 4.3.3 Deformaciones. En él se explican los distintos casos para los cuales se consideran las flechas y los desplomes de un edificio.

El cálculo de las flechas relativas se realiza dividiendo la diferencia de desplazamientos entre dos puntos cualesquiera 1 y 2 de la estructura y dividiéndola por el doble de la distancia D en proyección horizontal entre estos dos puntos. Siendo estrictos, esta comprobación lo que realiza es una comprobación de pendientes máximas de la estructura y no tanto de flechas.

$$\Delta dz = dz_2 - dz_1$$

$$f = \frac{\Delta dz}{2 \cdot D} < \frac{1}{k} \rightarrow 1/f = \frac{2 \cdot D}{\Delta dz} > k$$

El resultado de esta flecha relativa, obtenida considerando en cada caso una combinación distinta, ha de ser menor que la inversa de un factor k , el cuál depende de distintos casos a considerar según se tenga en cuenta:

Integridad de los elementos constructivos $\rightarrow k = 500 \rightarrow \text{ELSintcon}$

Esta consideración se refiere a que, una deformación excesiva de la estructura puede resultar en el colapso de algunos de los elementos colocados a posteriori, como pueden ser tabiques o falsos techos.

Confort de los usuarios $\rightarrow k = 350 \rightarrow \text{SCU}$

Esta limitación considera las posibles deformaciones del edificio que impidan su correcto uso (deslizamiento dificultoso de puertas correderas, movimiento de mobiliario con ruedas por excesivas pendientes...). Para ello únicamente se tienen en cuenta las acciones de corta duración, lo que en nuestro modelo corresponde a la comprobación de la combinación SCU (la cual solamente considera la sobrecarga de uso).

Apariencia de la obra $\rightarrow k = 300 \rightarrow \text{ELSqpu}$

Esta consideración se refiere a la percepción de las deformaciones en la estructura. La limitación trata de imponer un máximo de flecha relativa para la cual la deformación puede resultar desagradable estéticamente o transmitir inseguridad a los usuarios.

La comprobación de deformaciones de flecha relativa se ha realizado de forma separada para la estructura de hormigón y la estructura de la cercha, ya que la cercha, al ser de acero, sea cual sea el estado de cargas se mostrará con una escala de deformaciones de 100, y el hormigón, tal como se ha comentado antes, en algunos casos se mostrará con una escala de 300 para simbolizar las deformaciones diferidas.

ESTRUCTURA DE HORMIGÓN

Integridad de los elementos constructivos

Dado que se trata de una simplificación, el interior del edificio se ha considerado diáfano, por tanto no se ha considerado la presencia de tabiques u otros elementos que puedan resultar dañados a causa de las deformaciones del edificio en las zonas interiores.

No obstante, se considerará la presencia de carpinterías en los petos laterales de los patios interiores, por lo que sí se comprobará que la flecha en el centro de estas vigas sea menor a la máxima permitida. Las gráficas se han mostrado con una escala de grafiado de contornos con un valor de $y \in (-2'4mm, 0'2mm)$, la cuál a pesar de no ser muy clara en el anillo exterior, muestra las variaciones en la zona de estudio.

$$\begin{aligned} dz_1 &= -0'33mm \\ dz_2 &= -0'23mm \end{aligned} \rightarrow \Delta dz = -0'23 - (-0'33) = 0'10mm$$

$$D = 6'06m$$

$$f < \frac{1}{500} \rightarrow 1/f = \frac{2 \cdot 6'06 \cdot 10^3}{0'1} = 121200 > 500$$

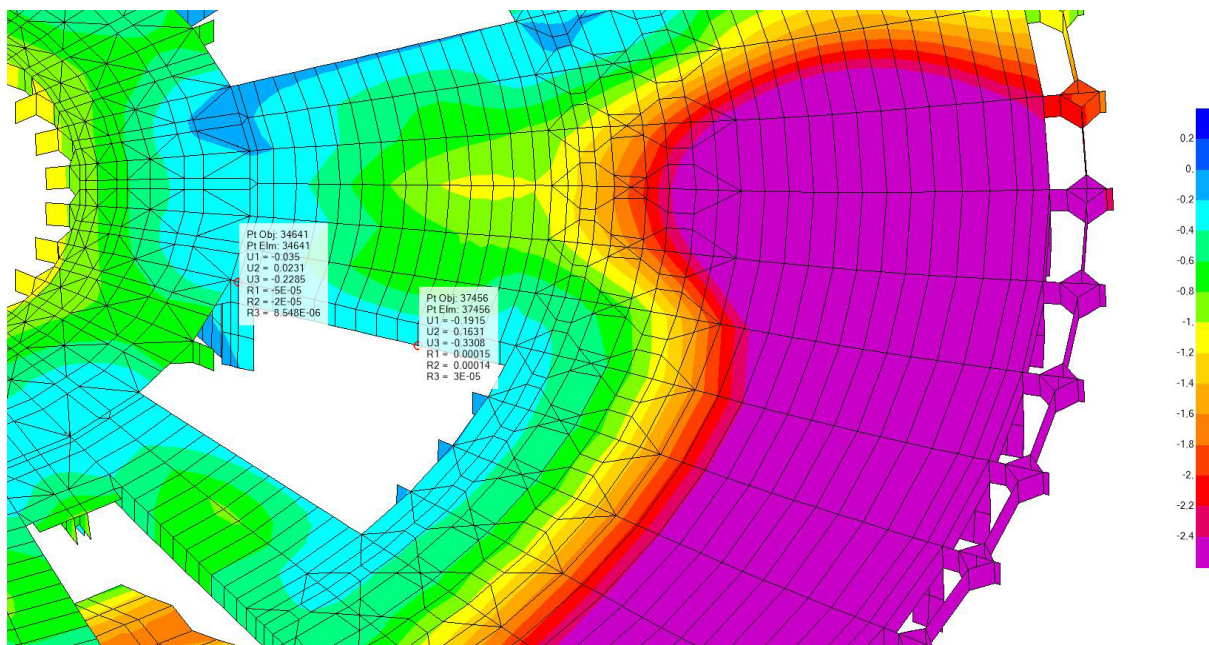


Figura 54. Deformaciones por la combinación de cargas ELSintcon en el sector Int1 y Patios de planta 1 en mm. [SAP 2000]

Como se puede comprobar, se cumple ampliamente la restricción impuesta para la integridad de los elementos constructivos.

A pesar de haberse tenido en cuenta las carpinterías que forman el cerramiento exterior, las cuales cierran luces entre pórticos 4'13 metros, y por tanto debería juzgarse la flecha de los elementos sobre estos cerramientos para que cumpliera con la limitación de 1/500, no se ha comprobado. Esto se debe a que el modelado de esta parte del edificio se ha realizado en un único elemento finito (debido a la ya gran cantidad de EF que conforman el modelo), y por tanto no se pueden conocer las deformaciones en los puntos intermedios de esta cara, sino únicamente en los extremos del EF.

Confort de los usuarios

Esta flecha relativa se ha comprobado en el caso más perjudicado del edificio únicamente. Para ello se ha modificado la escala de grafiado de contornos a un valor de $y \in (-2'4mm, 0'2mm)$, y posteriormente se han comprobado visualmente las distintas plantas para encontrar cual de ellas mostraba la mayor flecha.

Se ha encontrado que el punto más perjudicado está en la planta 1, en la zona donde las luces entre pilares son mayores, por lo que:

$$\begin{aligned} dz_1 &= -2'31mm \\ dz_2 &= -0'69mm \rightarrow \Delta dz = -0'69 - (-2'31) = 1'62mm \end{aligned}$$

$$D = 8'36m$$

$$f < \frac{1}{350} \rightarrow 1/f = \frac{2 \cdot 8'36 \cdot 10^3}{1'62} = 10317 > 350$$

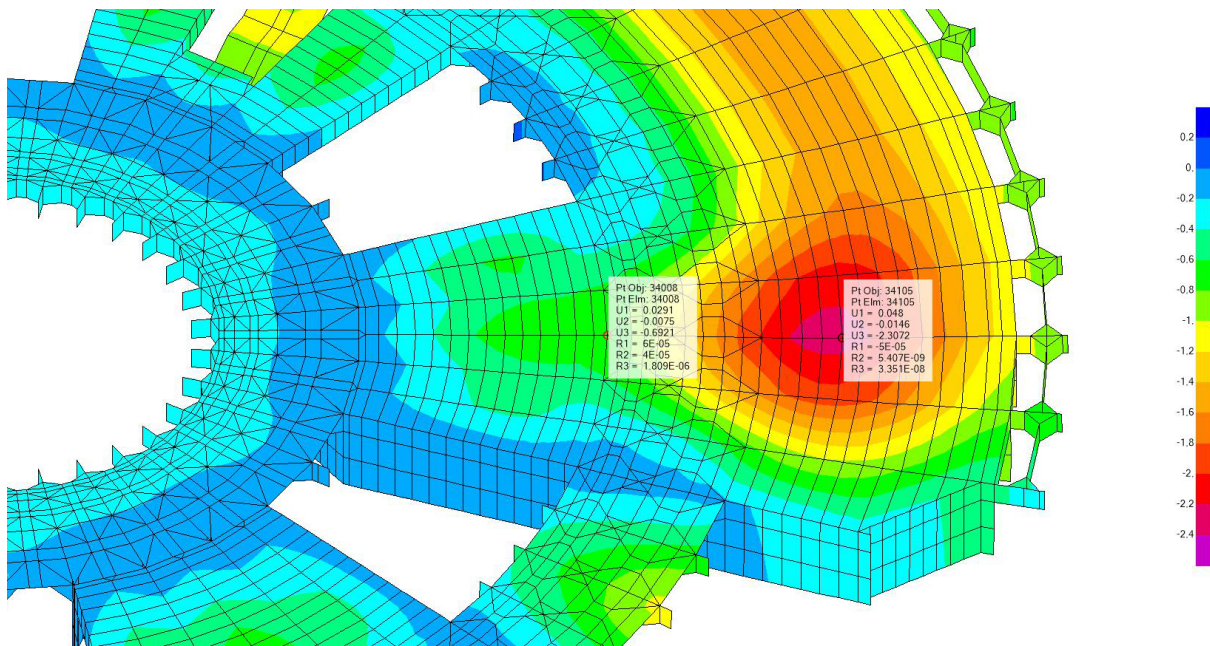


Figura 55. Deformaciones ocasionadas por la combinación de cargas SCU en el sector Int1, Entrada y Patios de planta 1 en mm. [SAP 2000]

Se ve cómo el edificio cumple ampliamente la restricción de flecha para el confort de los usuarios. Esto es algo que ya se podía intuir dado que la mayor flecha encontrada con esta combinación es del orden de -2 mm, una magnitud muy pequeña si tenemos en cuenta que las luces con las que cuenta el edificio son de hasta 15 metros. Esto se debe a que la sobrecarga de uso en un edificio de hormigón tan macizo en su conjunto supone una carga despreciable en relación a las cargas de peso propio y demás cargas permanentes y por tanto así lo es también su flecha.

En la página siguiente se muestran las deformadas de la Planta 1, en función de la combinación SCU, y ELSp (solo cargas permanentes), en la misma escala de color para facilitar su comparación.

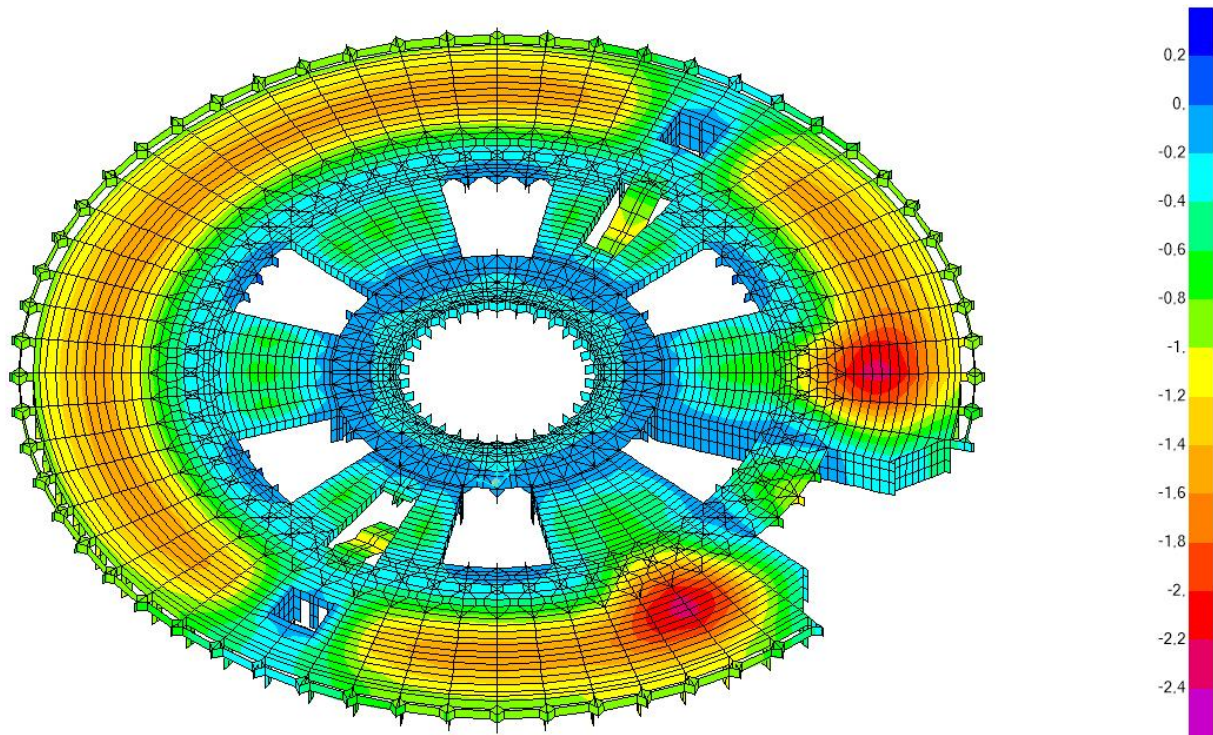


Figura 56. Deformada de la Planta 1 con la combinación SCU con escala en mm [SAP 2000]

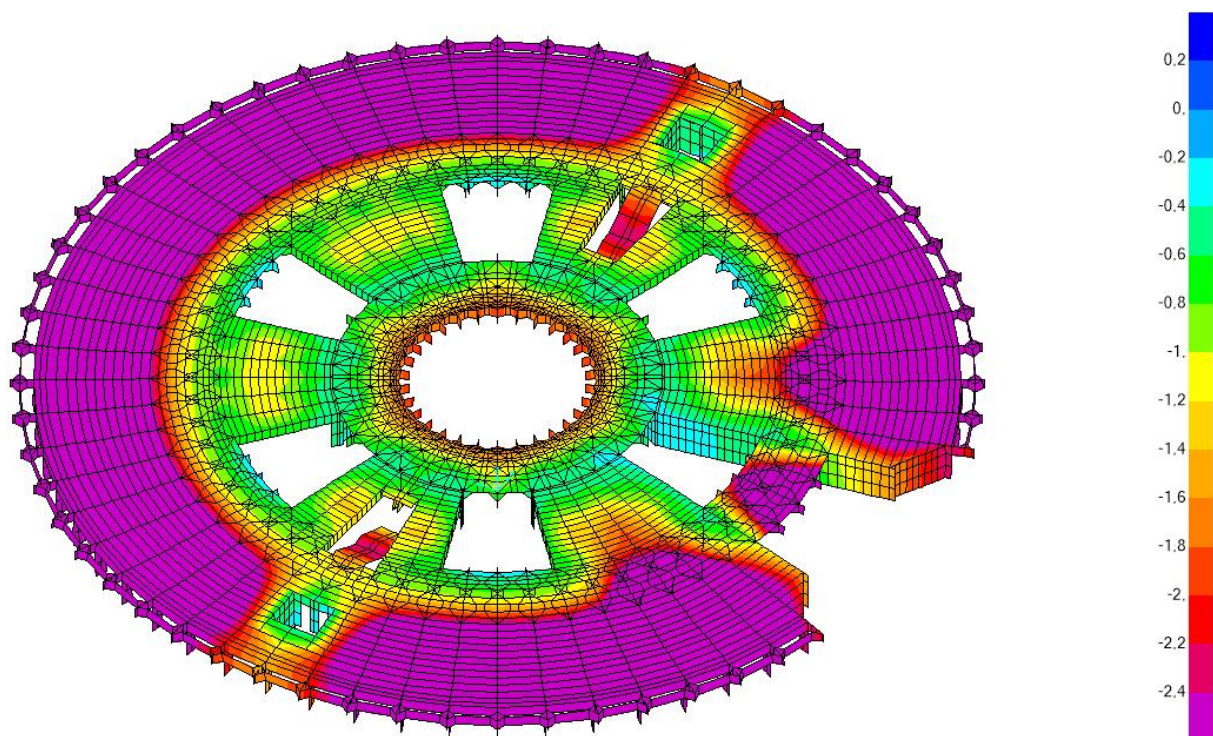


Figura 57. Deformada de la Planta 1 con la combinación ELSp con escala en mm [SAP 2000]

Apariencia de la obra

Dado que se han de tener en cuenta las deformaciones de la estructura a largo plazo, la comprobación se hace respecto a la combinación de acciones cuasipermanentes más desfavorable, la cual en este caso es ELS_{qu}. En los edificios de hormigón, esta limitación suele ser la más restrictiva.

La escala de grafiado en este caso es de $y \in (-12mm, 1mm)$.

En las siguientes páginas se muestran sucesivamente, las deformaciones para las losas de cada una de las plantas, las deformaciones de las secciones representativas del edificio, y el análisis de las flechas en el pórtico más desfavorable.

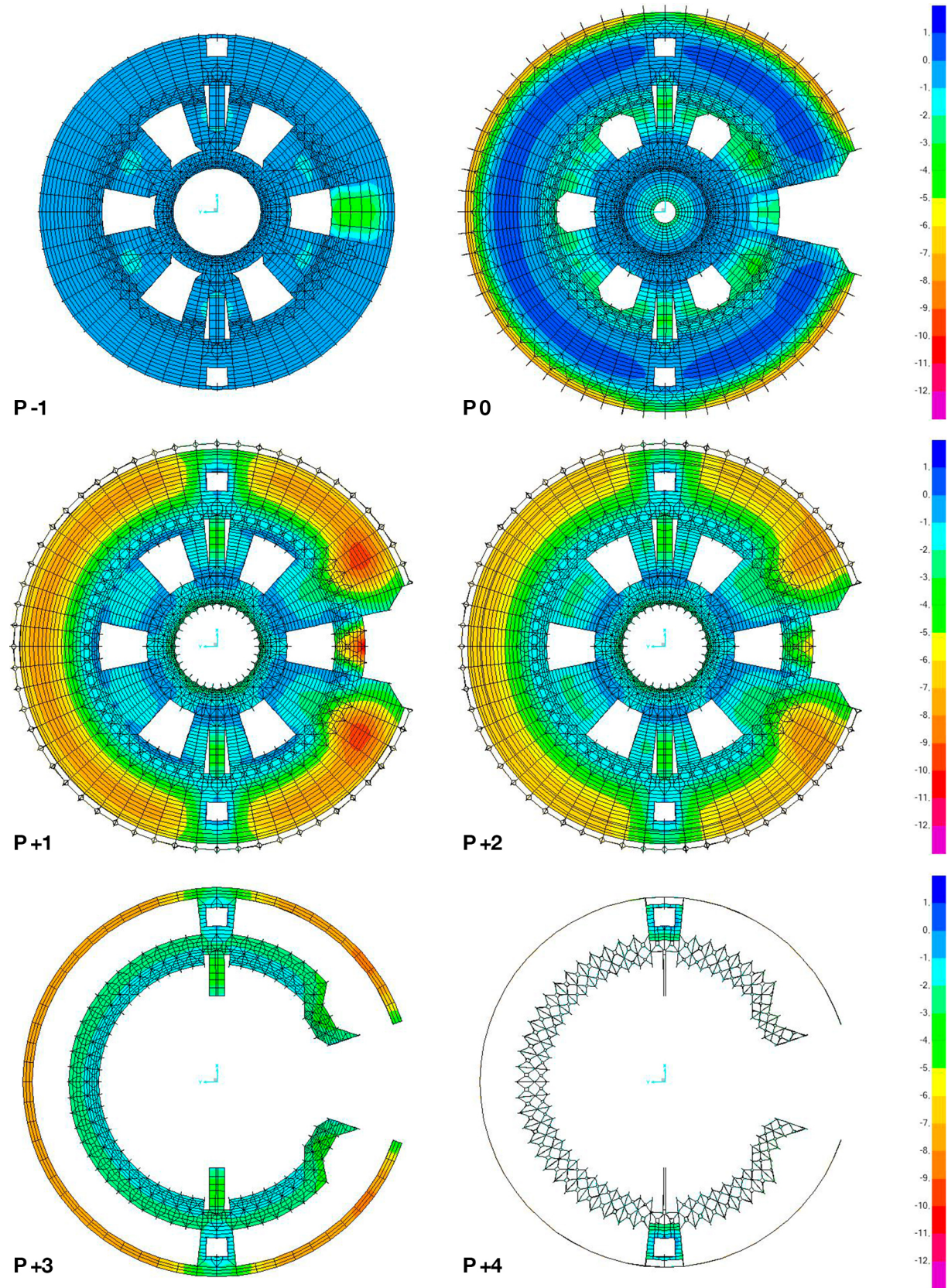


Figura 58. Deformadas de los forjados de cada planta con la combinación ELSqpu con escala en mm [SAP 2000]

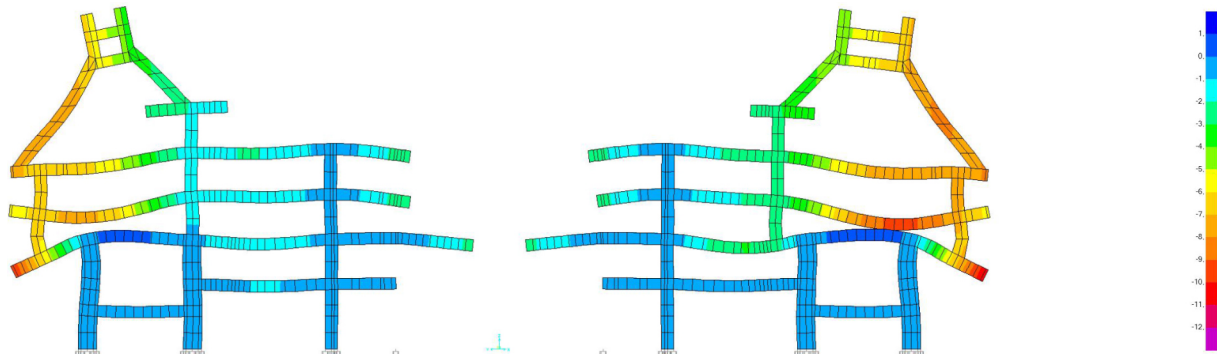


Figura 59. Deformación de los sectores Int 2 + Int 1 a causa de la combinación ELSqpu con escala en mm [SAP 2000]

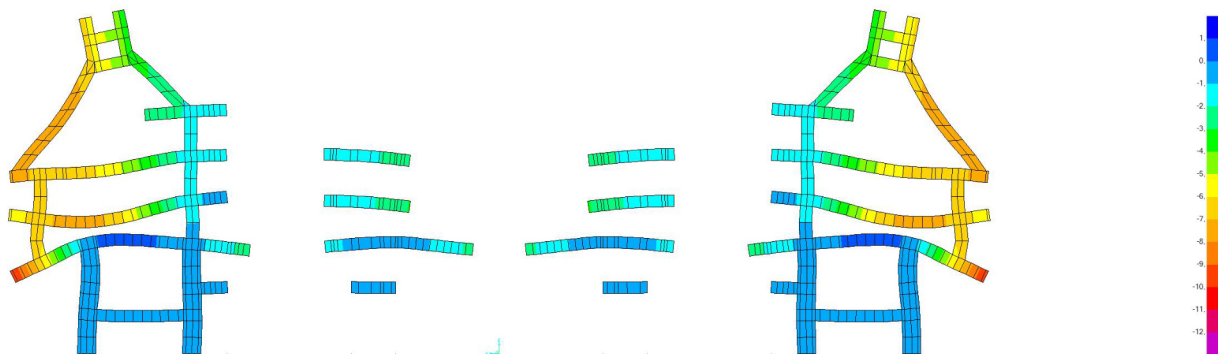


Figura 60. Deformación de los sectores Patios a causa de la combinación ELSqpu con escala en mm [SAP 2000]

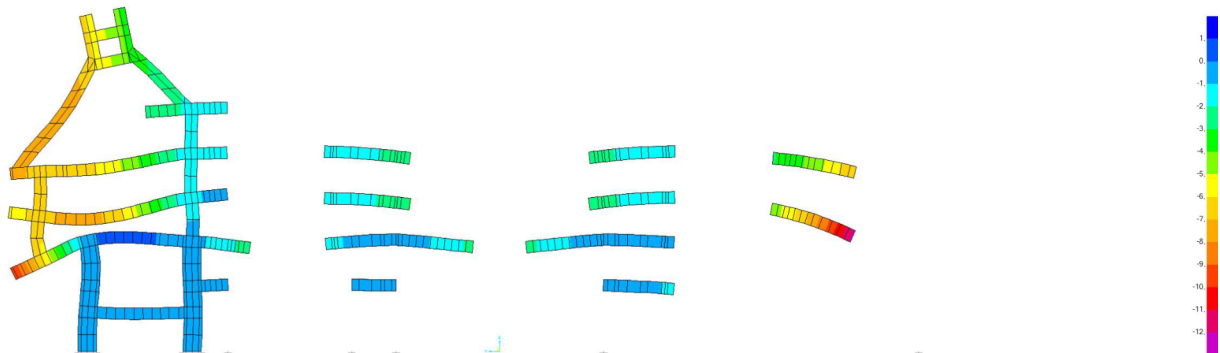


Figura 61. Deformación de los sectores Patio + Entrada a causa de la combinación ELSqpu con escala en mm [SAP 2000]

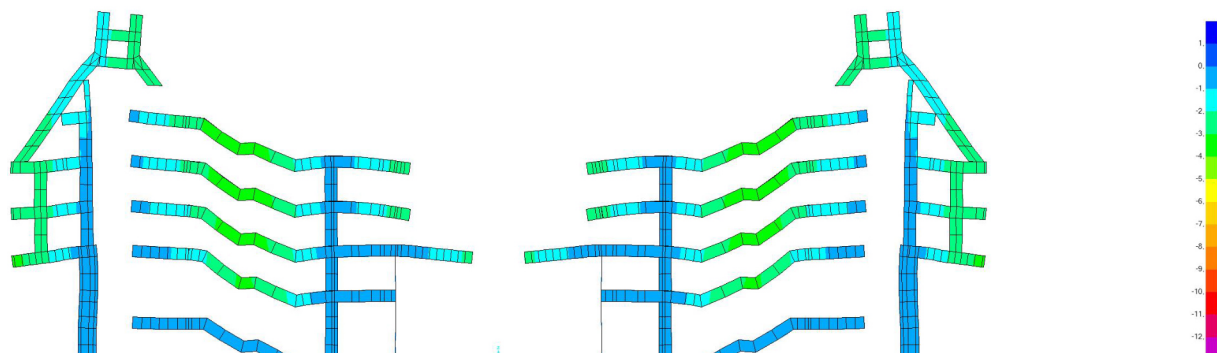


Figura 62. Deformación de los sectores Escaleras a causa de la combinación ELSqpu con escala en mm [SAP 2000]

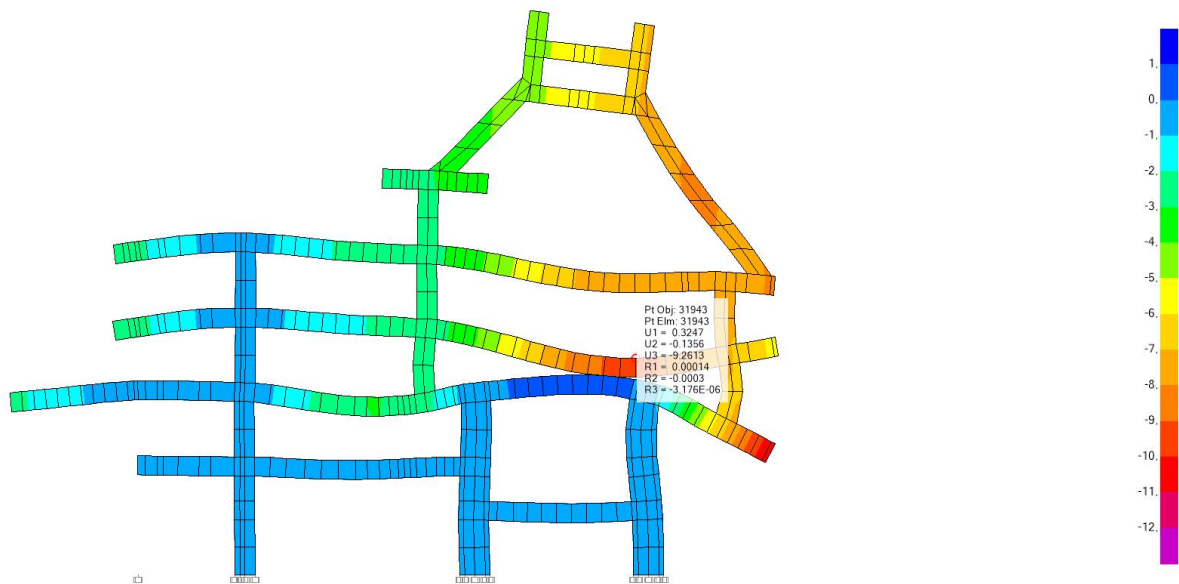


Figura 63. Cálculo de desplazamientos y rotaciones en el punto B del pórtico central del sector Int 1 con escala en mm [SAP 2000]

- $dz_A = -2.60\text{mm}$
- $dz_B = -9.26\text{mm}$
- $dz_C = -7.17\text{mm}$
- $dz_D = -2.27\text{mm}$
- $dz_E = -0.52\text{mm}$
- $dz_F = -3.01\text{mm}$
- $dz_G = +0.76\text{mm}$
- $dz_H = -0.55\text{mm}$
- $dz_I = -11.01\text{mm}$

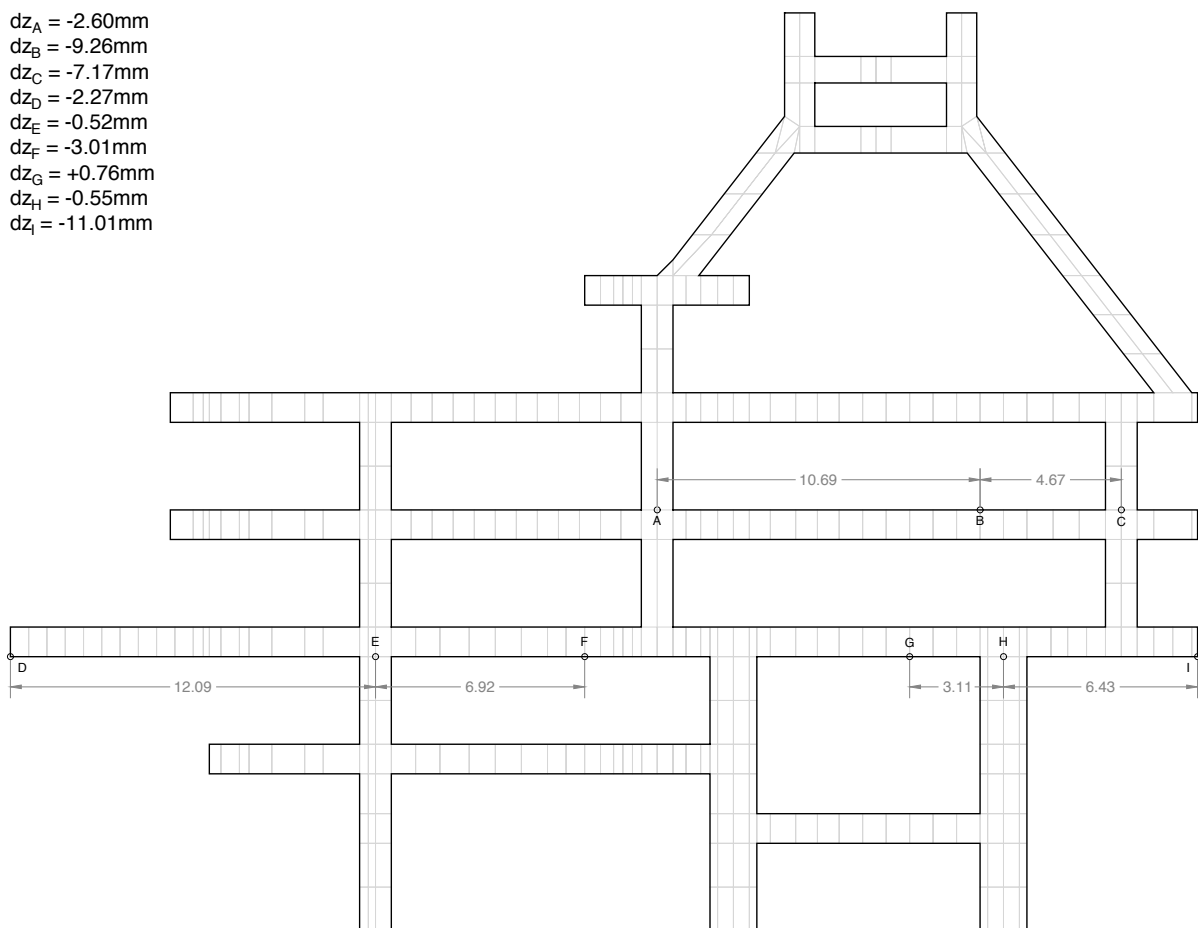


Figura 64. Pórtico interior más perjudicado, del sector Int 1. Cotas del dibujo en metros. [Dibujo del autor]

Flecha relativa de B respecto a A

$$\Delta dz = dz_A - dz_B = -2'60 - (-9'26) = 6'66mm \rightarrow 3 \cdot \Delta dz = 19'98mm$$

$$D = 10'69m$$

$$f < \frac{1}{300} \rightarrow 1/f = \frac{2 \cdot 10'69 \cdot 10^3}{19'98} = 1070 > 300$$

Flecha relativa de B respecto a C

$$\Delta dz = dz_C - dz_B = -7'17 - (-9'26) = 2'09mm \rightarrow 3 \cdot \Delta dz = 6'27mm$$

$$D = 4'67m$$

$$f < \frac{1}{300} \rightarrow 1/f = \frac{2 \cdot 4'67 \cdot 10^3}{6'27} = 1490 > 300$$

Flecha relativa de D respecto a E

$$\Delta dz = dz_E - dz_D = -0'52 - (-2'27) = 1'75mm \rightarrow 3 \cdot \Delta dz = 5'25mm$$

$$D = 12'09m$$

$$f < \frac{1}{300} \rightarrow 1/f = \frac{2 \cdot 12'09 \cdot 10^3}{5'25} = 4606 > 300$$

Flecha relativa de F respecto a E

$$\Delta dz = dz_E - dz_F = -0'52 - (-3'01) = 2'49mm \rightarrow 3 \cdot \Delta dz = 7'47mm$$

$$D = 6'92m$$

$$f < \frac{1}{300} \rightarrow 1/f = \frac{2 \cdot 6'92 \cdot 10^3}{7'47} = 1853 > 300$$

Flecha relativa de G respecto a H

$$\Delta dz = dz_H - dz_G = +0'76 - (-0'55) = 1'31mm \rightarrow 3 \cdot \Delta dz = 3'93mm$$

$$D = 3'11m$$

$$f < \frac{1}{300} \rightarrow 1/f = \frac{2 \cdot 3'11 \cdot 10^3}{3'93} = 1583 > 300$$

Flecha relativa de I respecto a H

$$\Delta dz = dz_H - dz_I = -0'55 - (-11'01) = 10'46mm \rightarrow 3 \cdot \Delta dz = 31'38mm$$

$$D = 6'43m$$

$$f < \frac{1}{300} \rightarrow 1/f = \frac{2 \cdot 6'43 \cdot 10^3}{31'38} = 409'81 > 300$$

Al ser la flecha más ajustada, se ha aislado el coeficiente m para conocer su máximo valor aceptable.

$$\frac{2 \cdot 6'43 \cdot 10^3}{m \cdot 10'46} = 300 \rightarrow m = \frac{2 \cdot 6'43 \cdot 10^3}{300 \cdot 10'46} = 4'10$$

CERCHAS

En el caso de las cerchas, el material del que están fabricadas es de acero, y su función es de cubierta, por lo que no será necesario que cumpla con los criterios de integridad de los elementos constructivos ni el de confort de los usuarios, sino únicamente con el criterio de apariencia de la obra.

Apariencia de la obra

Las deformaciones en este caso son elásticas por tratarse de estructura de acero, por lo que las deformaciones serán instantáneas. La combinación más desfavorable en el caso de las cerchas es **ELSVz**, ya que además de considerar las cargas permanentes tiene en cuenta el viento de presión. La escala de grafiado en este caso es de $y \in (-13mm, 0mm)$, y la de dibujo es de 100.

Flecha relativa de la cercha central

$$\begin{aligned} dz_1 &= -16'46mm \\ dz_2 &= -2'66mm \end{aligned} \rightarrow \Delta dz = -2'66 - (-16'46) = 13'80mm$$

$$D = 6'95m$$

$$f < \frac{1}{300} \rightarrow 1/f = \frac{2 \cdot 6'95 \cdot 10^3}{13'80} = 1007'25 > 300$$

Flecha relativa de la cercha lateral

$$\begin{aligned} dz_1 &= -4'50mm \\ dz_2 &= -1'23mm \end{aligned} \rightarrow \Delta dz = -1'23 - (-4'50) = 3'27mm$$

$$D = 4'76m$$

$$f < \frac{1}{300} \rightarrow 1/f = \frac{2 \cdot 4'76 \cdot 10^3}{3'27} = 2911'31 > 300$$

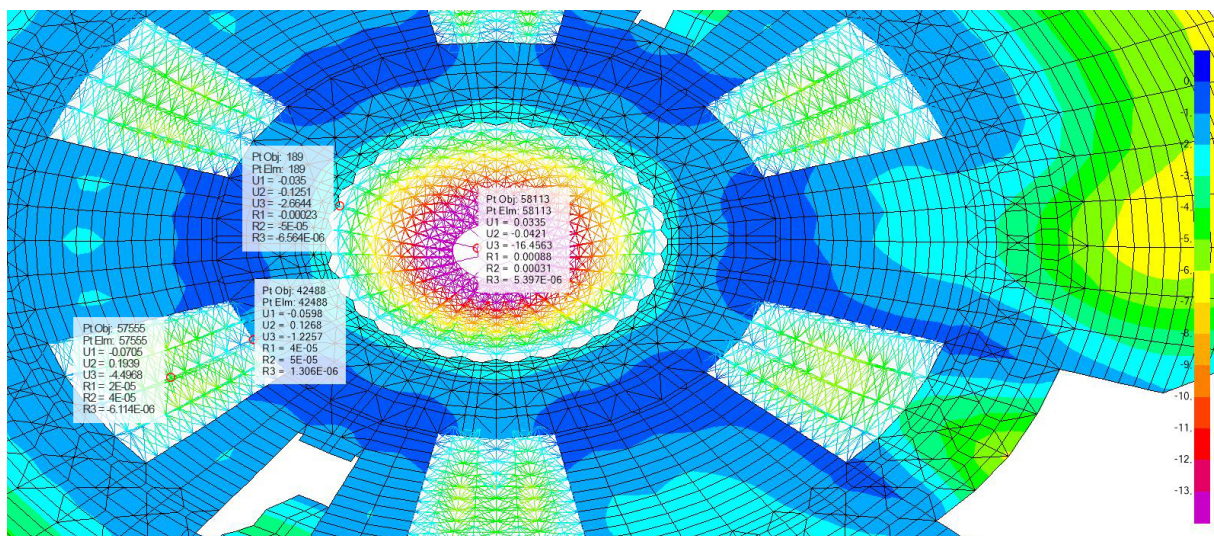


Figura 65. Flechas en las cerchas central y laterales con la combinación ELSVz con escala en mm [SAP 2000]

Ambas flechas cumplen ampliamente las limitaciones impuestas, por lo que se da por correcto el dimensionado de los elementos de acero. En la siguiente imagen se puede ver la deformada de las cerchas en sección.

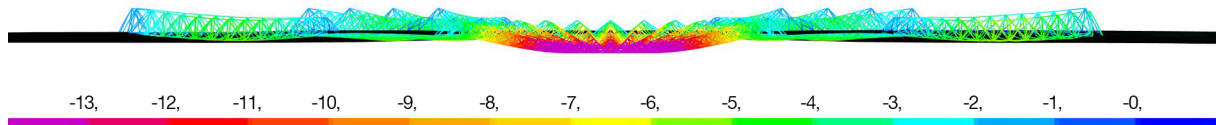


Figura 66. Deformada de las cerchas central y laterales con la combinación ELSvz con escala en mm [SAP 2000]

Se puede ver cómo el anillo central de la cercha desciende de manera uniforme, confiriendo su sección un carácter “indeformable” debido a la gran diferencia de inercias entre el elemento central y las vigas trianguladas que lo sostienen.

4.2 Comprobación de desplomes

Para verificar que los desplazamientos horizontales de la estructura son válidos, se han de cumplir dos criterios, tal como enuncia el **Documento Básico de Seguridad Estructural** en su apartado 4.3.3.2 **Desplazamientos horizontales**, uno de integridad constructiva y otro de apariencia de la obra, de manera análoga al caso de las flechas relativas.

A continuación se muestran las deformadas horizontales generales del edificio, de acuerdo a las direcciones principales X e Y.

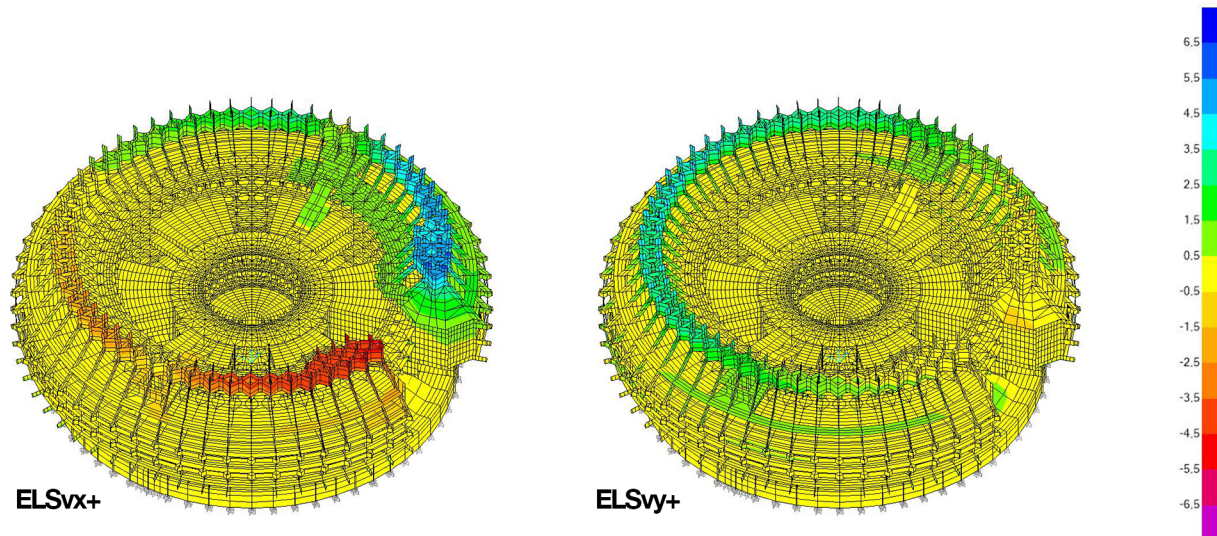


Figura 67. Desplomes en el eje X debidos a la carga ELSvx+ y en el eje Y debidos a la carga ELSvy+ con escala en mm [SAP 2000]

La forma en la que se medirán los desplomes, siendo h la altura del edificio y dx el desplazamiento horizontal, es la siguiente:

$$\Delta dx < \frac{h}{k} \rightarrow \frac{h}{\Delta dx} > k$$

El resultado de estos desplomes relativos han de ser menores que el factor k , el cuál depende de los distintos casos a considerar:

Integridad de los elementos constructivos desplomes totales $\rightarrow k = 500$

Esta consideración debe cumplirse para evitar el daño de los elementos constructivos de tipo tabique o fachadas rígidas. La consideración se establece en relación al desplome y la altura total del edificio.

Integridad de los elementos constructivos desplomes locales $\rightarrow k = 250$

Esta consideración debe cumplirse para evitar el daño de los elementos constructivos de tipo tabique o fachadas rígidas. La consideración se establece en relación al desplome y la altura de una planta o fragmento del edificio.

Apariencia de la obra $\rightarrow k = 250$

Esta consideración se refiere a la percepción de las deformaciones en la estructura. La limitación se establece frente a cualquier combinación de acciones casi permanente. En este caso en vez de tomar la fracción casi permanente del viento se ha tomado la carga completa, del lado de la seguridad, ya que en el cálculo de combinaciones no se ha tenido en cuenta esta combinación especial.

Las comprobaciones mencionadas se han realizado en la parte más perjudicada del edificio, la cual es la parte de los pilares inclinados de última planta en la zona próxima a la entrada.

Dado que el criterio de apariencia de la obra se va a realizar con la misma combinación que para la integridad de los elementos constructivos, se propone que los desplomes relativos han de cumplir tanto en consideración total como local con un factor $k = 250$.

Desplome total

$$\Delta dx = +5'96mm$$

$$h = 26'51m$$

$$dx < \frac{h}{250} \rightarrow \frac{25'51 \cdot 10^3}{5'96} = 4280'20 > 250$$

Desplome local

$$\begin{aligned} dx_1 &= +5'96mm \\ dx_2 &= +1'38mm \rightarrow \Delta dx = 5'96 - 1'38 = 4'58mm \end{aligned}$$

$$\Delta h = 12'58m$$

$$\Delta dx < \frac{\Delta h}{250} \rightarrow \frac{12'58 \cdot 10^3}{4'58} = 2746'72 > 250$$

Se puede apreciar, que igual que pasaba en el caso de limitación para el confort de los usuarios en flechas relativas, se cumple ampliamente con esta limitación porque la carga de viento, al igual que la de uso, es poco relevante respecto al propio peso del edificio, al ser este de hormigón.

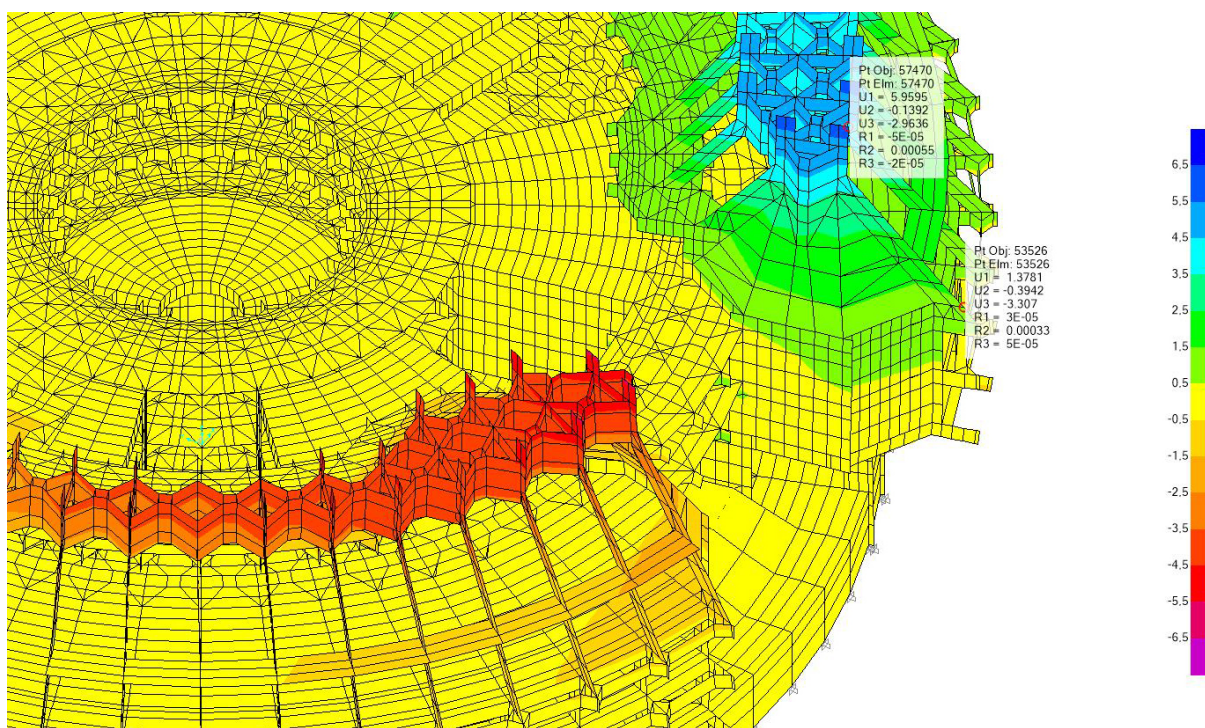


Figura 68. Desplomes en el eje X debidos a la carga ELSvx+ en los forjados de las plantas 2 y 4 con escala en mm. [SAP 2000]

5. ANÁLISIS DE RESISTENCIA

En este apartado se procede a la comprobación de los elementos del modelo frente a su rotura, tal y como limitan las combinaciones de ELU.

Para ello, antes de haber realizado el análisis del modelo para las deformaciones, se debe comprobar que todos los ejes locales del modelo están bien orientados, ya que la dirección del eje X local indicará la dirección de las armaduras principales, y la del eje Y local la de las armaduras secundarias. Los elementos cuya orientación no era correcta y se han debido corregir son los de las losas, ya que estaban orientados de la misma forma que los ejes globales, y los de los pórticos, pues los ejes de vigas y pilares estaban girados respectivamente 90°.

En el caso de la losa, esta reasignación se ha hecho gajo por gajo de manera manual desde el menú **Assign > Area > Local Axes**. En las siguientes imágenes se puede apreciar el antes y el después de la reorientación de ejes en un fragmento del modelo:

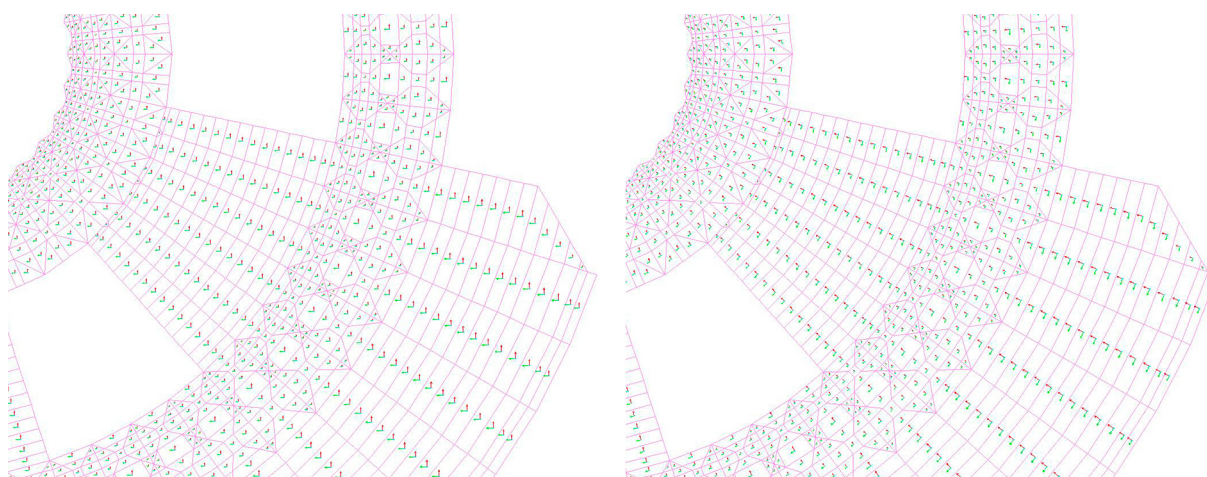


Figura 69. Reorientación de ejes locales. Izq. Ejes sin girar. Der. Ejes reorientados [SAP 2000]

Una vez todos los elementos se corresponden a las orientaciones correctas se procede al análisis y visualización de los resultados desde el menú **Display > Show Forces/Stresses > Shells...** Los distintos máximos y mínimos de la escala de grafiado se han establecido de acuerdo a los momentos y cortantes máximos y mínimos que pueden resistir las distintas secciones.

El conocimiento de estas propiedades se ha realizado con la ayuda de la tabla Excel de dimensionado de resistencia de muros y de forjados creada por David Gallardo, la cuál sigue los criterios de la **Instrucción Española del Hormigón Estructural (EHE-08)**.

En las siguientes páginas se procede al análisis y armado de las losas de las plantas 0 y 1, de dos secciones representativas de dos pilares, y de una sección de viga. En todo caso, las secciones han sido comprobadas, tal y como indican los documentos y planos de proyecto, para hormigón armado HA-30 ($f_{ck}=30MPa$) y barras de acero corrugado B400 ($f_{yk}=400MPa$).

En este caso, se ha obviado el dimensionado de las cerchas por la relación con la magnitud de trabajo realizado hasta ahora en este TFG, no obstante, para la visualización de resultados de resistencia, se procedería a través del menú **Display > Show Forces/Stresses > Frames...**

5.1. Losas de hormigón

La losa de hormigón conforma el forjado de los distintos pisos. Se trata de una losa maciza de 20cm de espesor, de HA-30 y recubrimientos de 1,5cm. No se tienen datos de la armadura utilizada, por tanto, en un primer momento se supone una trama de redondos Ø12 cada 20cm.

COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE LOSAS MACIZAS DAVID GALLARDO LLOPIS - DICIEMBRE 2015		
DATOS DE PARTIDA		
Materiales y geometría		
Fck	30	N/mm2
Gc	1,50	
Fcd	20,00	N/mm2
Fyk	500	N/mm2
Gy	1,15	
Fyd	434,78	N/mm2
Tipo de elemento		
Canto Losa Maciza	FORJADO	
Recubrimiento Neto	20	cm
Cuantía mínima geométrica	1,5	cm
Cuantía mínima mecánica	78,26	kN
	160,00	kN

RESISTENCIA ELU		
FLEXIÓN POSITIVA/NEGATIVA Y CORTANTE		
Armadura de Base		
Diámetro de base	12	mm
Distancia entre barras de base	20	cm
Usd base	245,86	kN / m.a.
Canto útil	179,00	mm
M ult base	41,90	kNm/m.a.
Cortante resistido sin armadura específica (solo base)		
Epsilon	2,000000	
Cuantía geométrica	0,003159	
Vu2 (base)	90,91	kN/m.a.
Armadura de Refuerzo		
Diámetro de refuerzo	0	mm
Distancia entre barras de refuerzo	20	cm
Usd refuerzo	0,00	kN / m.a.
Usd base + refuerzo	245,86	kN / m.a.
Canto Útil Combinado	179,00	mm
M ult base + refuerzo	41,90	kNm/m.a.
Cortante resistido sin armadura específica (base más refuerzo)		
Epsilon	2,000000	
Cuantía geométrica	0,003159	
Vu2 (base + refuerzo)	138,65	kN/m.a.

Dominio	2
PROF. FN. [mm]	24,79

Dominio	2
PROF. FN. [mm]	24,79

EHE	
-----	--

Cuadro 15. Propiedades mecánicas de una losa HA-30 de 20cm sin refuerzos [David Gallardo]

El momento resistido por la losa en estas condiciones es de $M = \pm 41'9 \text{ kNm/m.a.}$, por tanto situando los límites de la escala gráfica en $M \in (-41'90, +41'90) \text{ kNm/m.a.}$, podemos reconocer qué partes de la losa presentan esfuerzos mayores y por tanto no resistirán.

Se conoce que los recubrimientos que utiliza Fernando Higuera en sus edificios responden a la normativa contemporánea EHE-68, en la cual se limitaban a 1cm, cifra que actualmente no está permitida, pues se limitan a 3'5cm. Esta diferencia no afecta especialmente a la resistencia del forjado, no obstante se ha comprobado mediante la tabla excel que la resistencia con un recubrimiento $r = 1'5 \text{ cm}$, el momento último es $M = \pm 41'9 \text{ kNm/m.a.}$, mientras que con un recubrimiento $r = 3'5 \text{ cm}$, el momento último es $M = \pm 37'1 \text{ kNm/m.a.}$ Las gráficas se han extraído considerando las distancias reales de las armaduras a los paramentos, es decir $r = 1'5 \text{ cm}$.

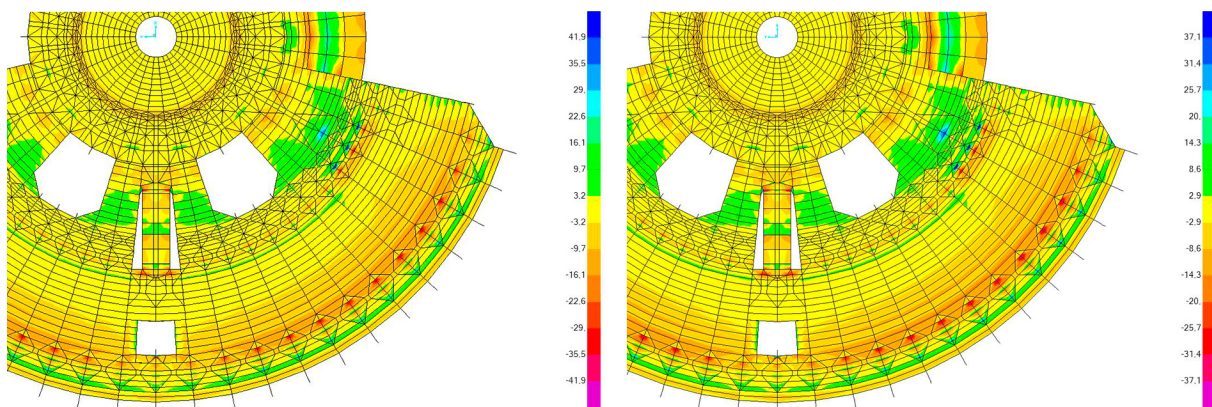


Figura 70. Izq. Momentos M11 en kN-m/m en dirección radial de la losa de planta baja con $r = 1'5 \text{ cm}$ [SAP 2000]
 Figura 71. Der. Momentos M11 en kN-m/m en dirección radial de la losa de planta baja con $r = 3'5 \text{ cm}$ [SAP 2000]

En la página siguiente se muestran los campos de esfuerzos en las distintas plantas del edificio en el orden de momentos para armado en dirección hacia el centro del edificio M11, momentos en dirección tangente al edificio M22, cortantes en el plano vertical en dirección radial V13 y cortantes en el plano vertical en dirección tangencial V23.

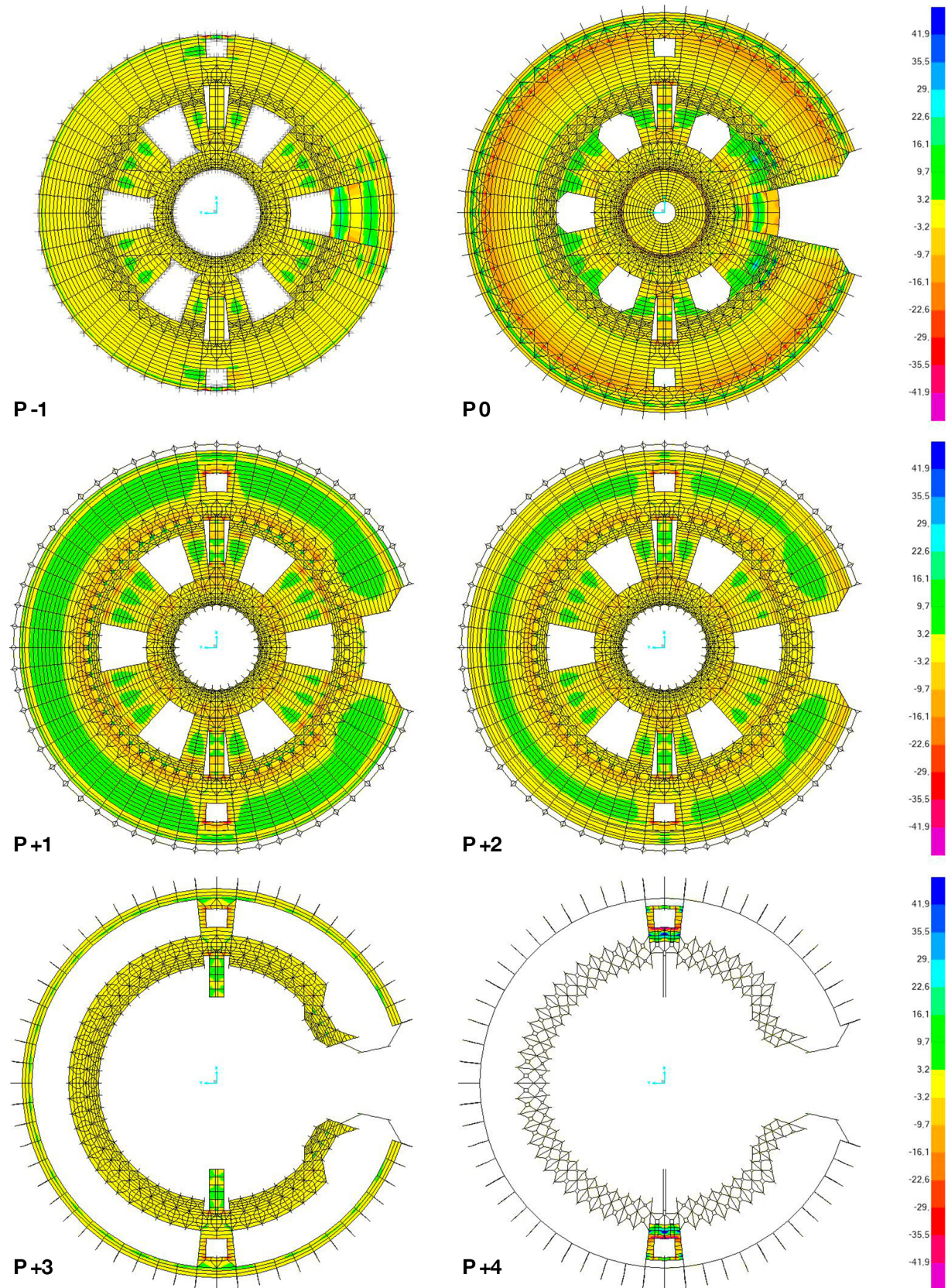


Figura 72. Campos de M11 en kN-m/m [SAP 2000]

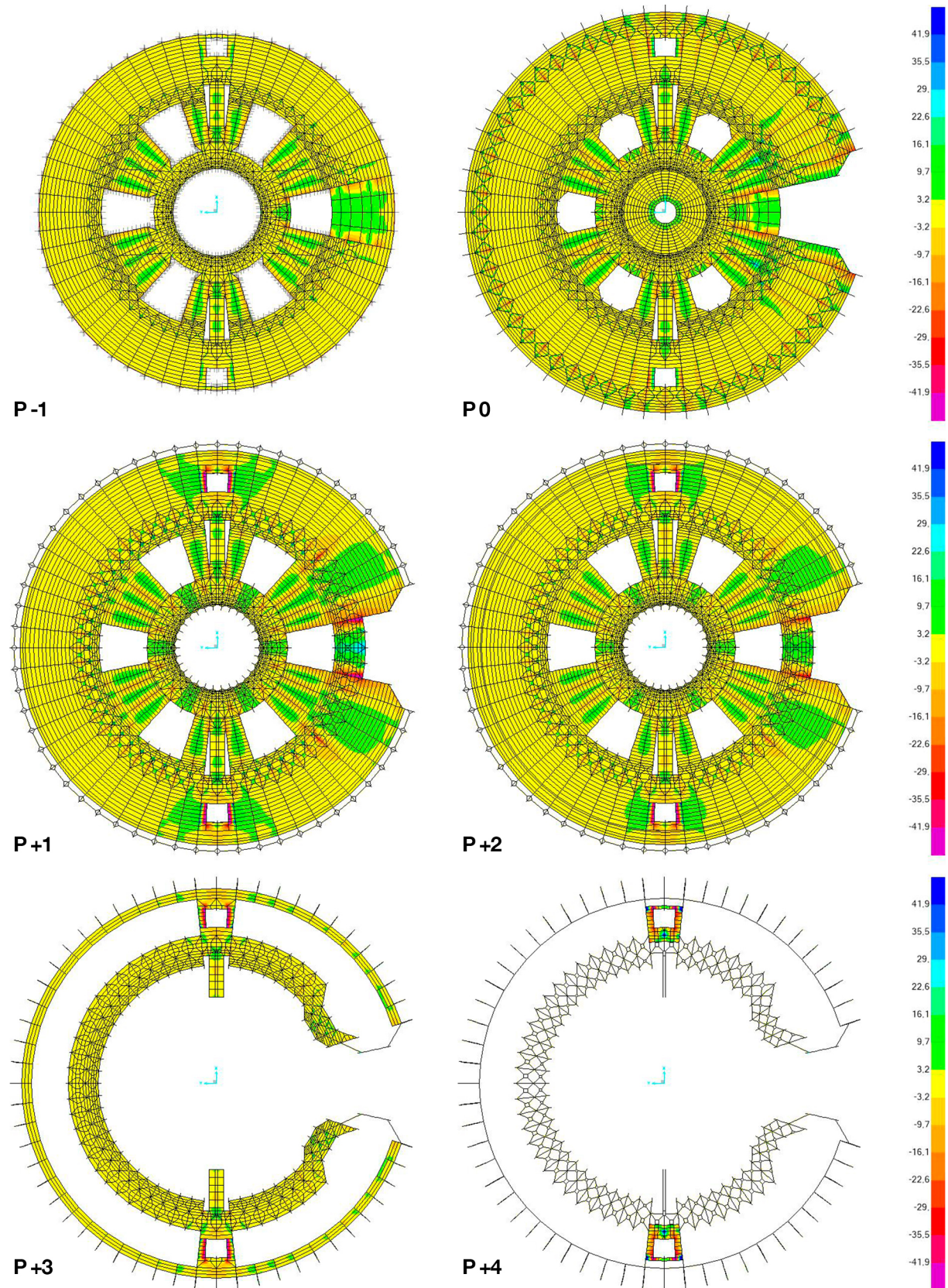


Figura 73. Campos de M22 en kN-m/m [SAP 2000]

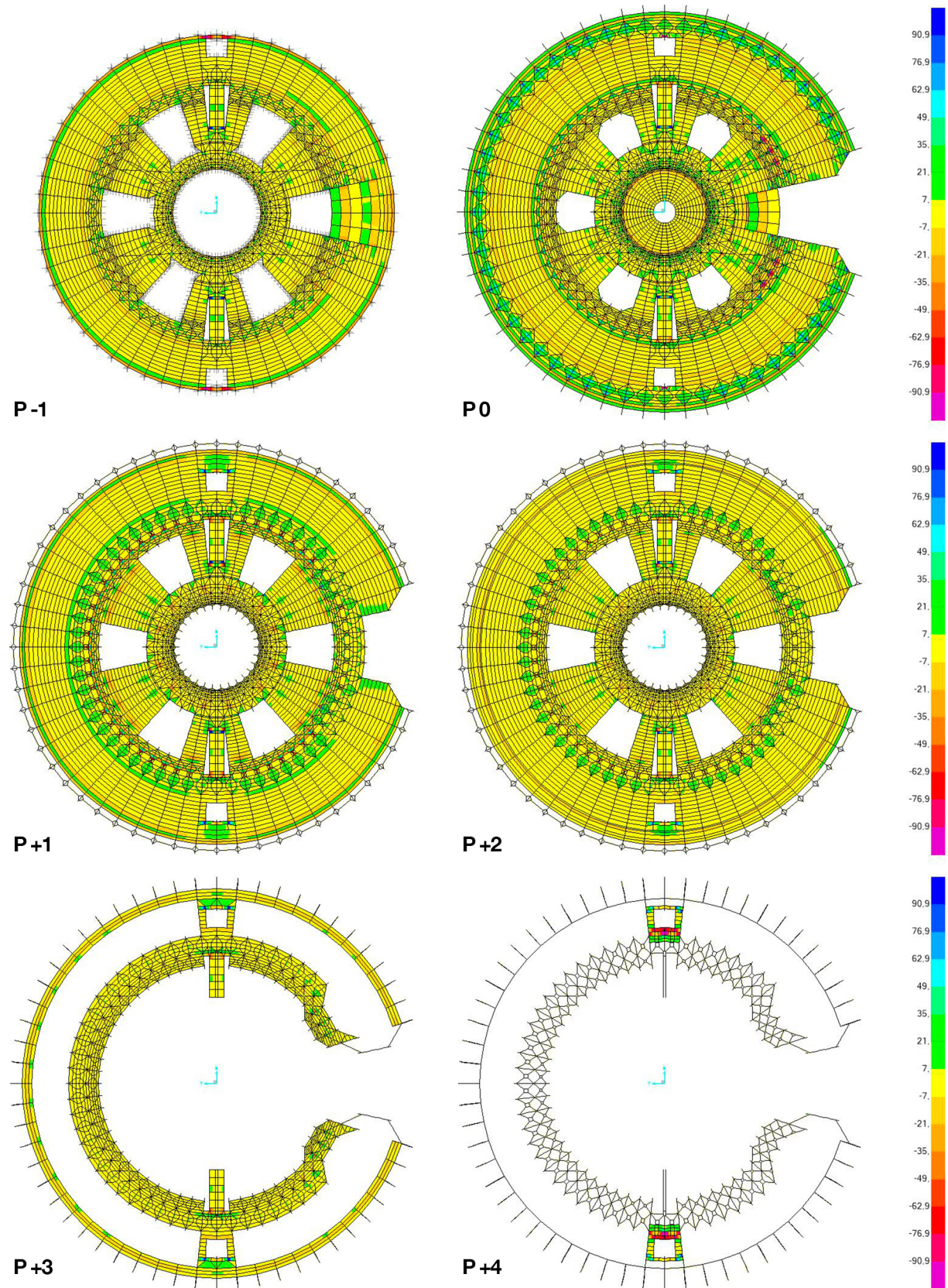


Figura 74. Campos de V13 en kN/m [SAP 2000]

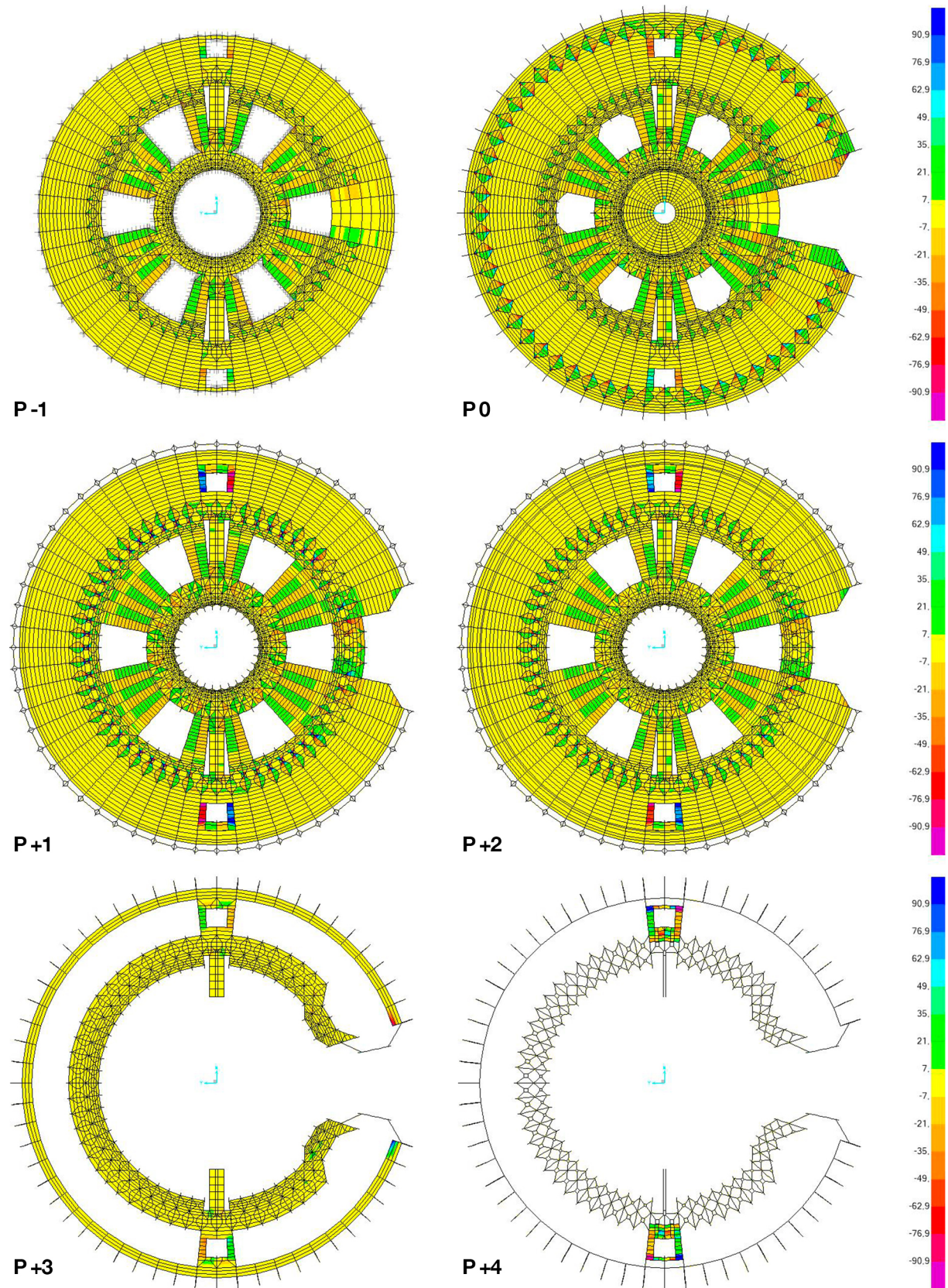


Figura 75. Campos de V23 en kN/m [SAP 2000]

Se ha decidido que las losas que se van a armar en este ejercicio son las de planta baja y primera por presentar los casos más representativos de esfuerzos en el ejercicio, a momentos en ambas direcciones M11 y M22, mientras que los resultados a cortante V13 y V23, van a ser comentados únicamente por ser su armado y su comprensión mucho más compleja.

Análisis de M11

En general, ambas losas soportan estos esfuerzos. Los únicos puntos que superan la capacidad resistente de la losa son los encuentros con las bases de los pilares superiores en el sector Int 1.

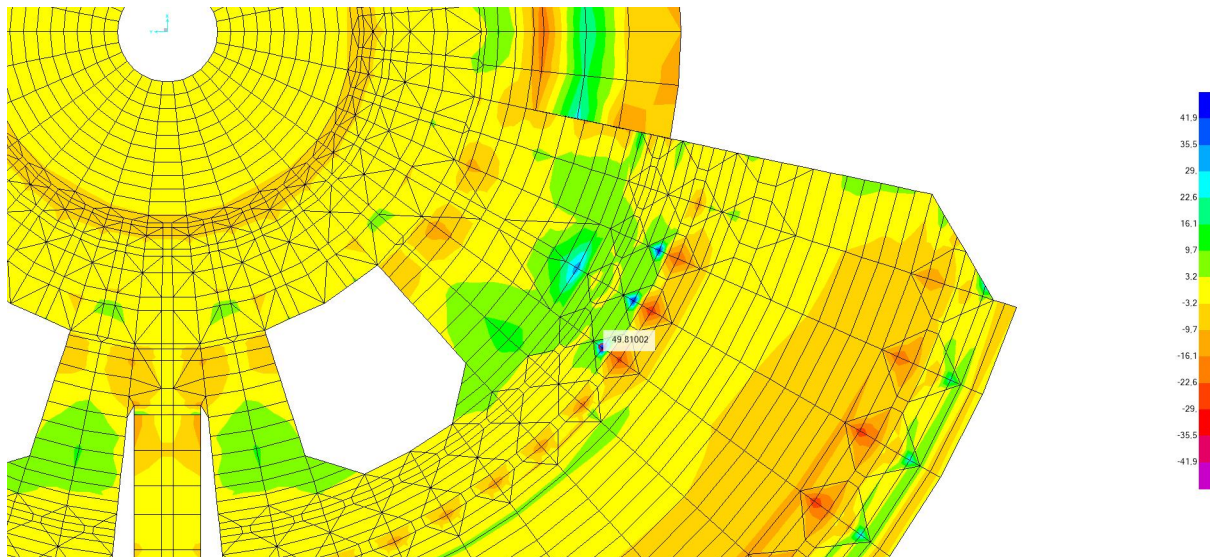


Figura 76. Campos de M11 en kN-m/m resistidos en la losa de planta baja, con escala gráfica sin refuerzos. [SAP 2000]

Estos puntos sobrepasan la capacidad resistente de la losa a momentos positivos. Sin embargo, estos puntos se encuentran justo encima del lugar por el que pasan las vigas, lugares de la losa donde se va a concentrar una mayor cantidad de armadura, por lo que por ahora no sería necesario armar la losa de manera adicional, pues terminaríamos con un sobredimensionado de la misma.

Análisis de M22

En general, ambas losas soportan estos esfuerzos. No obstante, existen dos zonas en las cuales se superan los límites mecánicos de la losa armada con Ø12 cada 20cm, y es en las conexiones con el “balcón” que vuela sobre la entrada y el encuentro con los núcleos de ascensor.

COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE LOSAS MACIZAS DAVID GALLARDO LLOPIS - DICIEMBRE 2015		
DATOS DE PARTIDA		
Materiales y geometría		
Fck	30	N/mm2
Gc	1,50	
Fcd	20,00	N/mm2
Fyk	500	N/mm2
Gy	1,15	
Fyd	434,78	N/mm2
Tipo de elemento	FORJADO	
Canto Losa Maciza	20	cm
Recubrimiento Neto	1,5	cm
Cuantía mínima geométrica	78,26	kN
Cuantía mínima mecánica	160,00	kN

RESISTENCIA ELU		
FLEXIÓN POSITIVA/NEGATIVA Y CORTANTE		
Armadura de Base		
Diámetro de base	12	mm
Distancia entre barras de base	20	cm
Usd base	245,86	kN / m.a.
Canto útil	179,00	mm
M ulf base	41,90	kNm/m.a.
Cortante resistido sin armadura específica (solo base)		
Epsilon	2,000000	
Cuantía geométrica	0,003159	
Vu2 (base)	90,91	kN/m.a.
Armadura de Refuerzo		
Diámetro de refuerzo	12	mm
Distancia entre barras de refuerzo	20	cm
Usd refuerzo	245,86	kN / m.a.
Usd base + refuerzo	491,73	kN / m.a.
Canto útil Combinado	179,00	mm
M ulf base + refuerzo	80,58	kNm/m.a.
Cortante resistido sin armadura específica (base más refuerzo)		
Epsilon	2,000000	
Cuantía geométrica	0,006318	
Vu2 (base + refuerzo)	138,65	kN/m.a.

Dominio	2
PROF. FN. (mm)	24,79
Dominio	2
PROF. FN. (mm)	38,32
EHE	

Cuadro 16. Propiedades mecánicas de una losa HA-30 de 20cm con refuerzos Ø12 cada 20cm [David Gallardo]

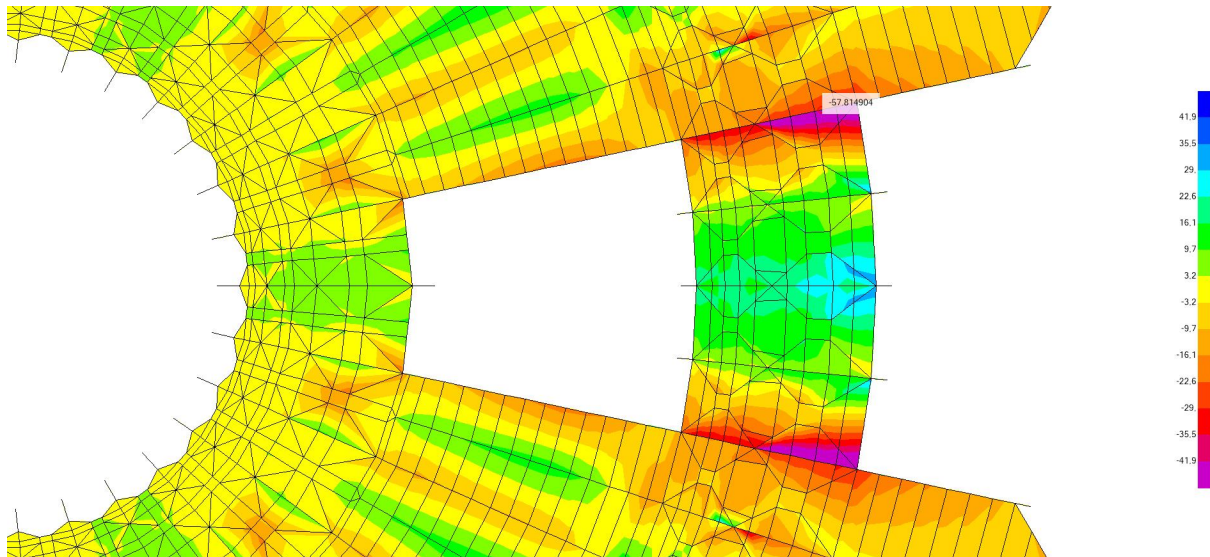


Figura 77. Campos de M_{22} en $kN\cdot m/m$ resistidos en la losa de planta primera, con escala gráfica sin refuerzos. [SAP 2000]

Las conexiones de la losa con el balcón presentan unos momentos $M_{22} = -57'8 \text{ kNm/m}$, por lo tanto se ha de reforzar el armado de la losa en estos puntos para aumentar la capacidad resistente de la misma.

Una vez colocados una serie de refuerzos de $\varnothing 12$ cada 20, se solventa el problema en las áreas del balcón que presentaban esfuerzos excesivos.

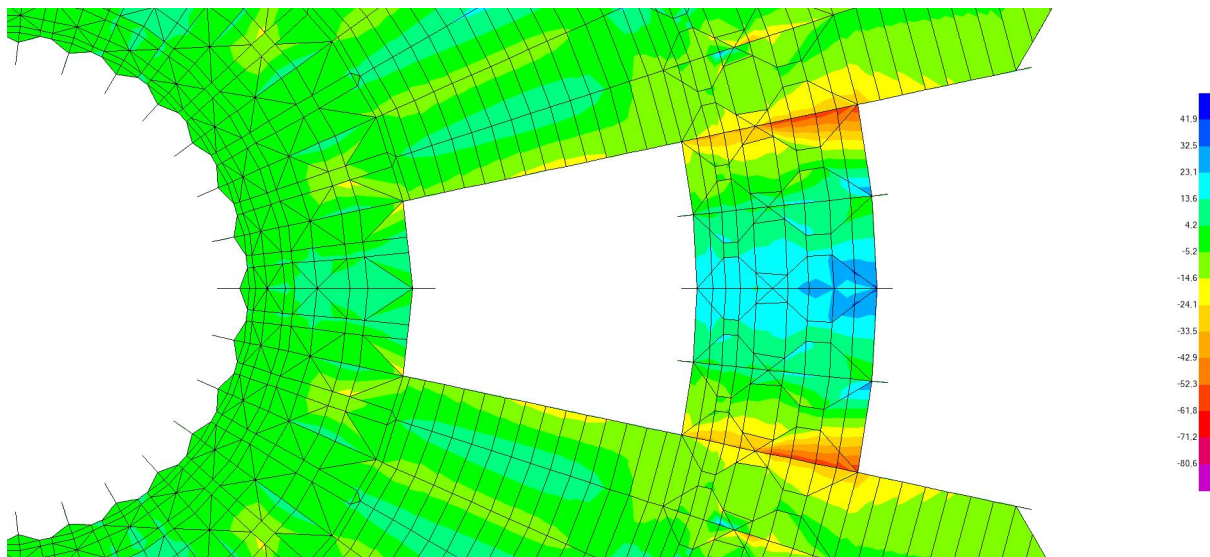


Figura 78. Campos de M_{22} en $kN\cdot m/m$ resistidos en la losa de planta primera, con escala gráfica con refuerzos. [SAP 2000]

Esta concentración de esfuerzos se debe a la manera en que deforma el edificio, ya que al existir el par de muros laterales se limita el giro de la losa y por tanto se acumulan una mayor cantidad de momentos en esos puntos, pues los puntos del centro del balcón sí que descienden.

En la siguiente figura se puede observar la deformación excesiva comentada del balcón mediante la combinación ELSu.

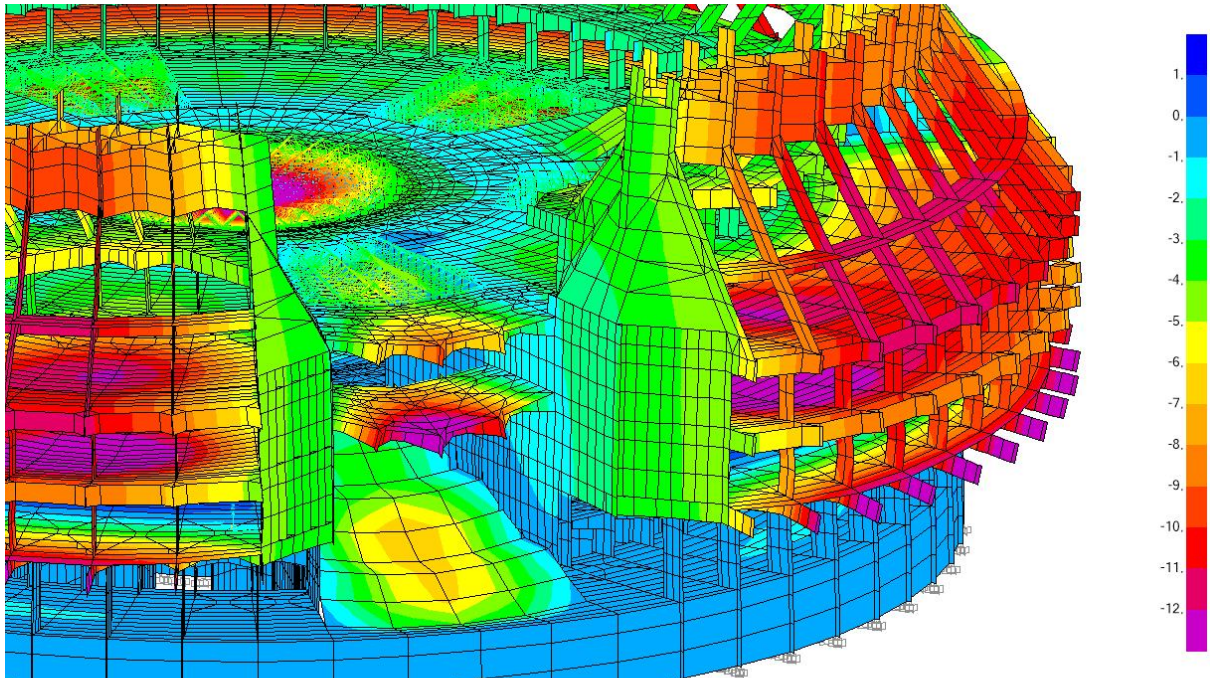


Figura 79. Deformada del sector de la entrada del edificio a causa de la combinación ELUu con escala en mm [SAP 2000]

Análisis de V13

En general, ambas losas soportan estos esfuerzos. No obstante existen algunos puntos de las mismas donde se supera el límite de esfuerzo cortante resistido con un armadura base $\varnothing 12$ cada 20cm de $V = \pm 90'91 \text{ kN/m. a.}$

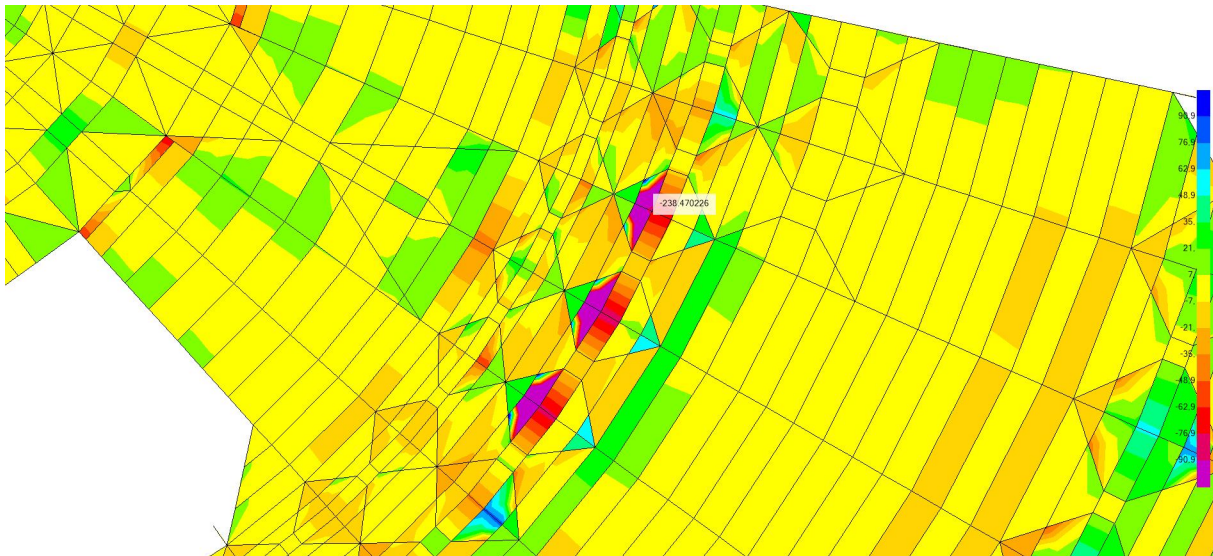


Figura 80. Campos de V13 en kN/m resistidos en la losa de planta baja en los pilares retranqueados [SAP 2000]

En la losa de planta baja, existe un exceso de esfuerzo cortante en las bases de los pilares superiores. Esto se debe al retranqueo al que están sometidos respecto al resto de pilares de la planta inferior (ver figura 63), ya que la falta de continuidad entre la carga axial de compresión transmitida por el pilar de la parte superior y la reacción ofrecida por el pilar de la planta inferior ocasiona que el hormigón de la losa que se encuentra entre ambos pilares esté sometido a un esfuerzo tangencial de magnitud excesiva. La forma de asumir este esfuerzo sería con los estribos de la viga que atraviesa estos puntos.

Análisis de V23

Ambas losas soportan por lo general los esfuerzos cortantes en esta dirección, no obstante, se produce un exceso en los entornos de las cabezas de los pilares de la planta +1, así como en los laterales de los núcleos de ascensores.

En el caso de las cabezas de los pilares de la planta +1, es normal ya que se debe a un efecto de punzonamiento en la losa por parte de los pilares. Esto se solucionaría considerando la existencia de las vigas que atraviesan estos puntos. Además, si esto no fuera suficiente, se podría solucionar colocando unas crucetas en el interior de la losa, las cuales soportarían el exceso de esfuerzo cortante.

En el caso de los núcleos de comunicaciones, se produce una descompensación por parte del modelo, ya que se ha observado una falta de continuidad entre los elementos, lo que no permite mostrar de manera correcta los esfuerzos que se producen en la losa.

Esto se solucionaría dividiendo en un número mayor de elementos finitos, los cuales distribuirían de manera correcta los cortantes, siendo capaces de reducir casi a la mitad los máximo esfuerzos ahora marcados.

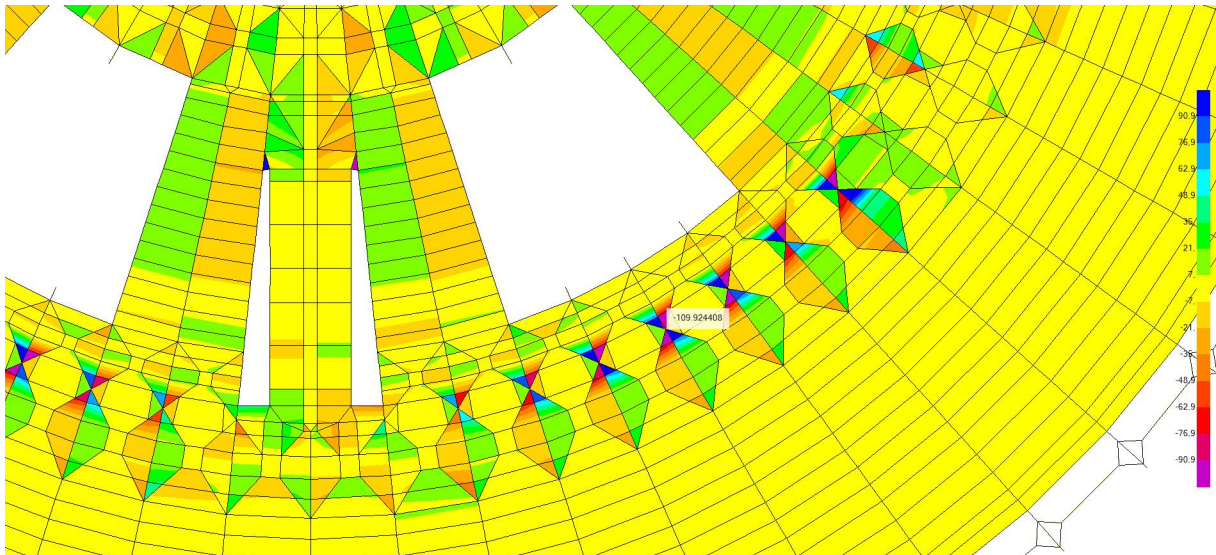


Figura 81. Campos de V23 en kN/m resistidos en la losa de planta primera en los pilares del anillo central [SAP 2000]

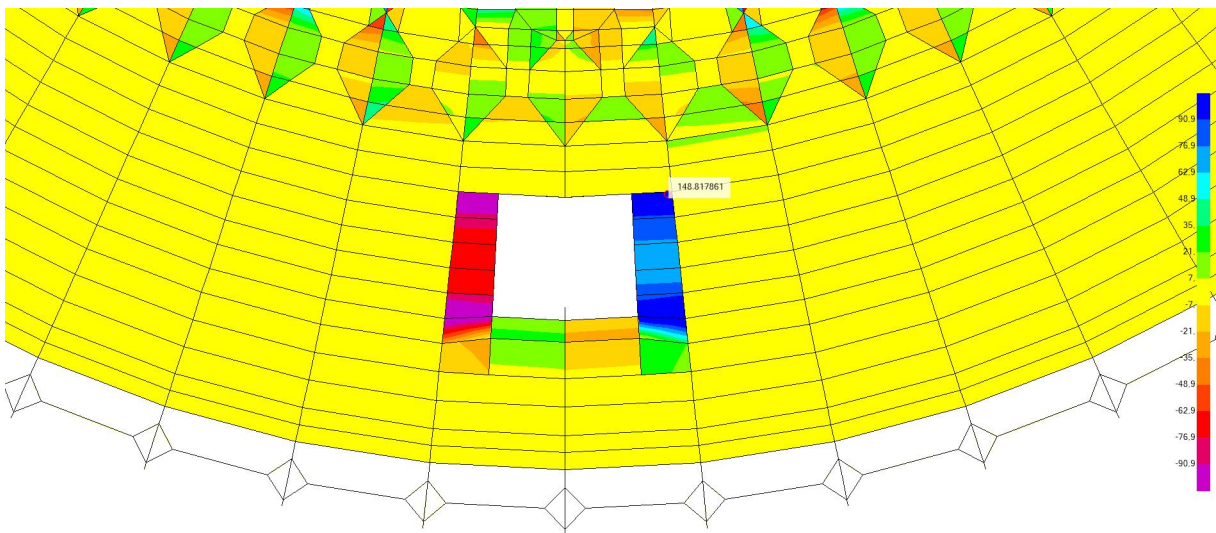


Figura 82. Campos de V23 en kN/m resistidos en la losa de planta primera en los núcleos de ascensores [SAP 2000]

A continuación se muestran los planos de armado de las plantas baja y primera del sector Int 1 considerando únicamente los momentos M11 y M22. Ambos planos son semejantes, con la única diferencia de que el de planta 1 presenta refuerzos en la zona del balcón.

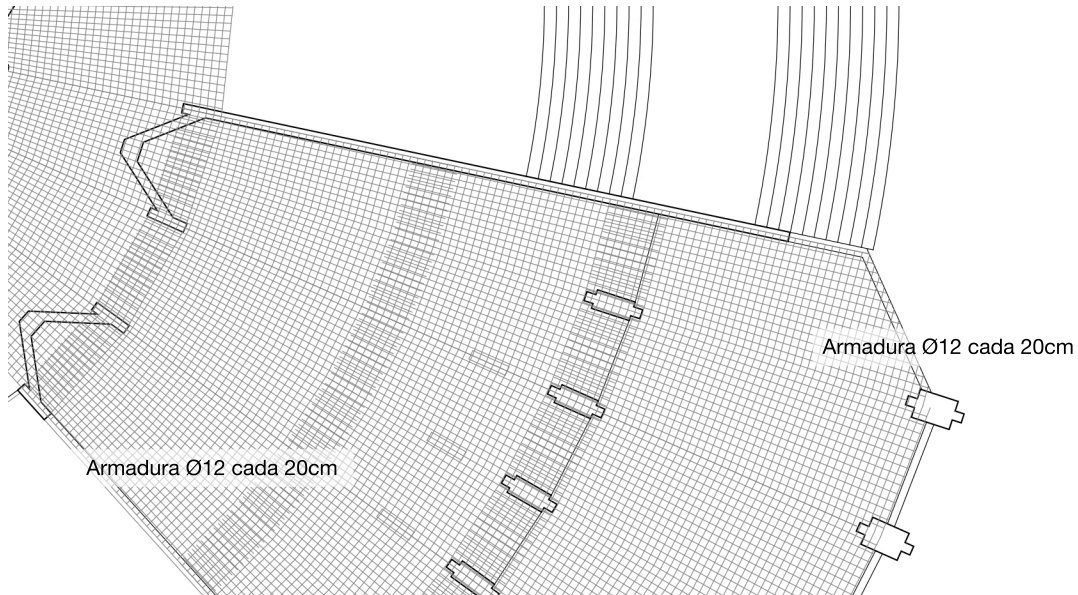
ARMADO DE LOSAS**Planta 0**

Figura 83. Zoom del armado de la planta baja del IPCE, a escala 1/200 [Dibujo del autor]

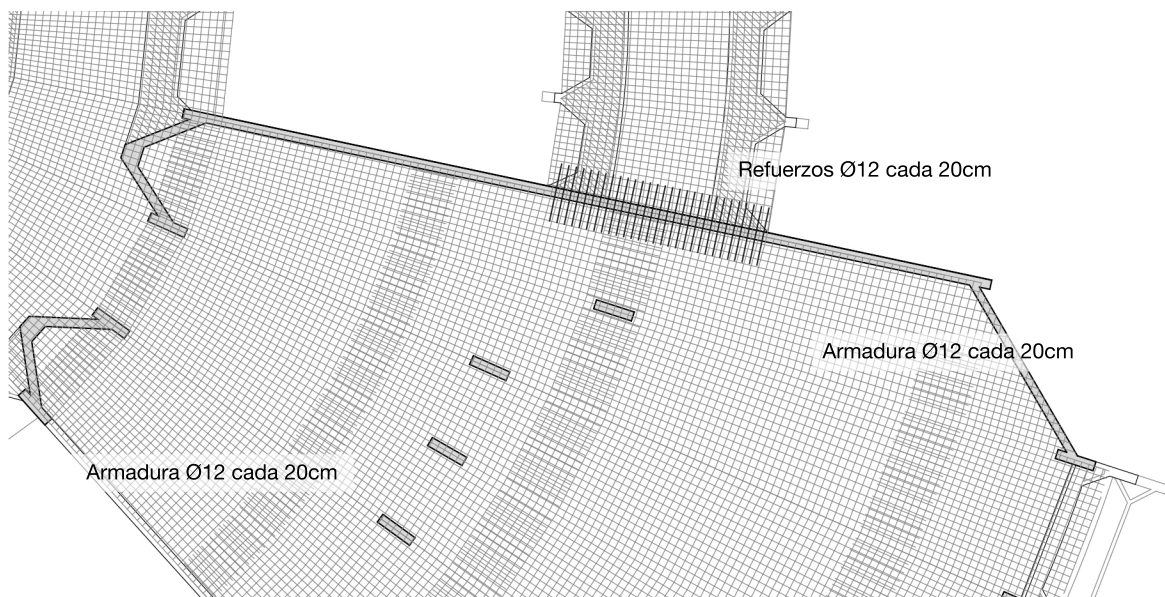
Planta 1

Figura 84. Zoom del armado de la planta primera del IPCE, a escala 1/200 [Dibujo del autor]

5.2. Pilares

Al tratarse tanto los pilares como las vigas de elementos modelizados como elementos finitos, el análisis de los esfuerzos que se dan no se puede observar al igual que en la losa con los campos de momentos M_{11} o M_{22} , ya que estos se dan en el plano perpendicular al pórtico. Los esfuerzos M_{11} y M_{22} no se tienen que ignorar, pero no serán los principales en este tipo de elementos, sino los que se den en el propio plano del elemento.

Para ello, se han de observar los diagramas de F_{11} y F_{22} en función de si se quiere conocer los esfuerzos verticales u horizontales respectivamente, ya que los ejes locales de los elementos están situados con el eje 1 (eje X) apuntando hacia arriba. Estos campos de fuerzas ocasionarán un momento por excentricidad en las secciones, el cuál se puede conocer mediante la herramienta **Section Cut** desarrollada por David Gallardo. Esta herramienta ofrece los esfuerzos que se dan en la sección seleccionada en valor total o en valor por metro lineal.

Para poder utilizar de manera correcta la herramienta **Section Cut**, se ha debido introducir un ángulo de rotación en el eje 3 (eje Z), ya que los resultados que devuelve la herramienta son en ejes globales, y el pórtico se encuentra girado 36° respecto a la dirección principal del dibujo general.

Los pilares escogidos para su dimensionado son el pilar exterior de planta baja y el pilar exterior de planta primera, por ser las secciones más afectadas del pórtico. En la siguiente figura se puede observar el análisis de campos de F_{11} (fuerzas verticales) existentes en el pórtico, mostradas con una escala gráfica $F_{11} \in (-5800, 2500) \text{ kN/m.a.}$

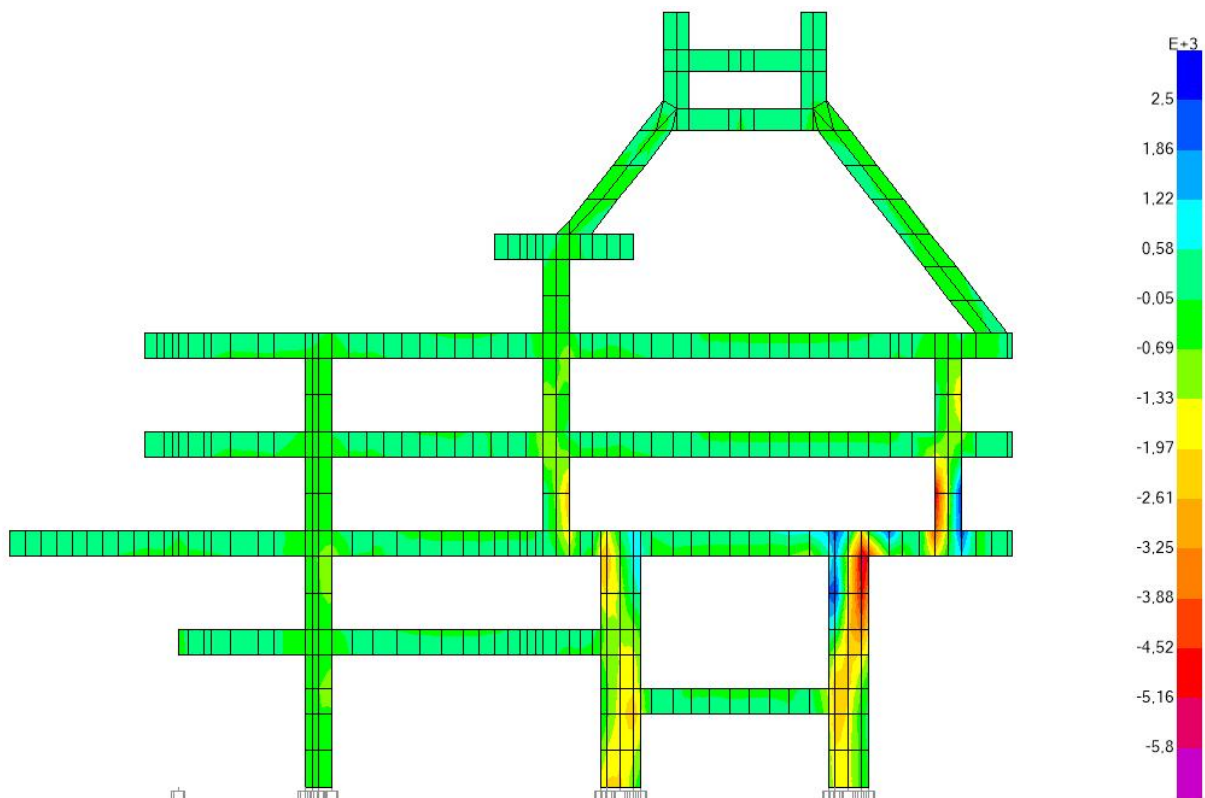


Figura 85. Campos de F_{11} en kN/m existentes en el pórtico central del sector Int 1 [SAP 2000]

Pilar exterior de planta baja

En la imagen siguiente se observan los campos de esfuerzos verticales, así como los esfuerzos en la sección central del pilar exterior de planta baja.

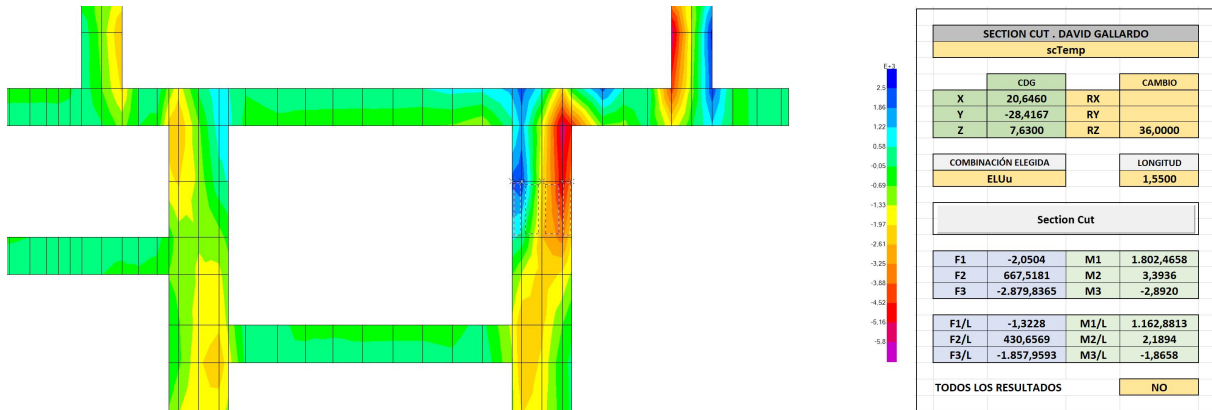


Figura 86. Esfuerzos F11 en kN/m en la sección del pilar exterior de planta baja. [SAP 2000 y tabla Section Cut de David Gallardo]

Dado que el hormigón es un material complejo, y puesto que su deformación depende tanto de la deformación del acero, del hormigón, de su fisuración y de otros muchos parámetros, la forma en la que se procede al dimensionado de la sección es utilizando una tabla excel proporcionada por David Gallardo.

En ella, introduciendo las propiedades físicas de la sección, así como sus armaduras se obtiene la gráfica de esfuerzos admisibles de la sección. Esta misma tiene en cuenta todos los aspectos antes comentados, así como los dominios de trabajo de la sección de hormigón.

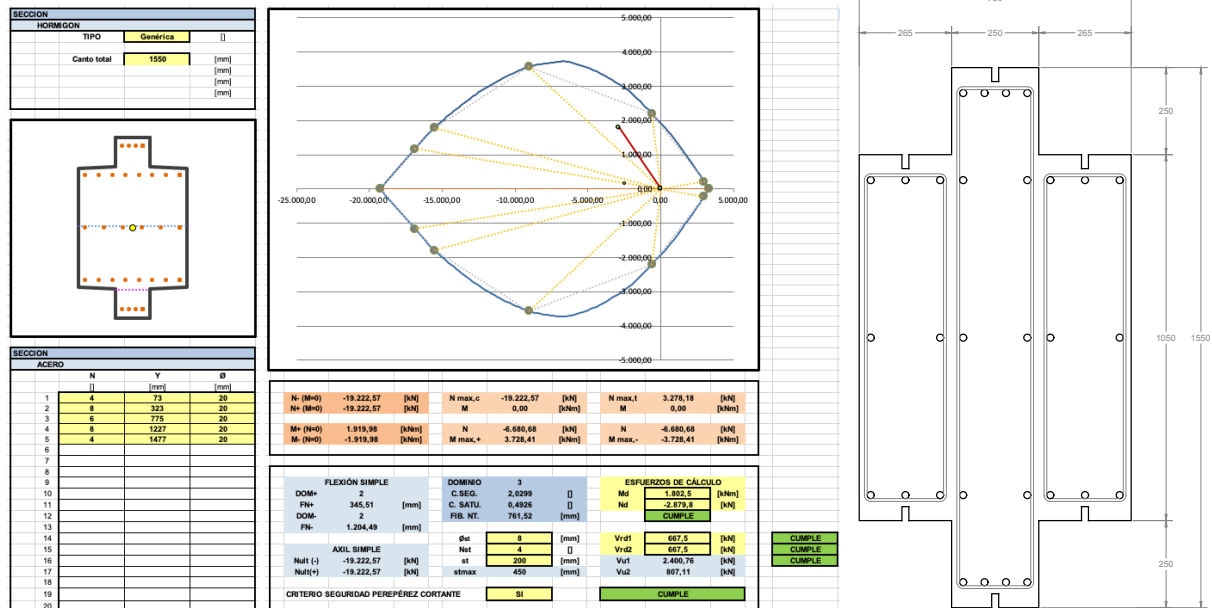


Tabla 8. Izq. Excel de propiedades mecánicas de la sección del pilar inferior [Tabla Excel de David Gallardo] Figura 87. Der. Sección del pilar inferior supuesta por Fernando Higuera. Cotas en mm [Dibujo del autor]

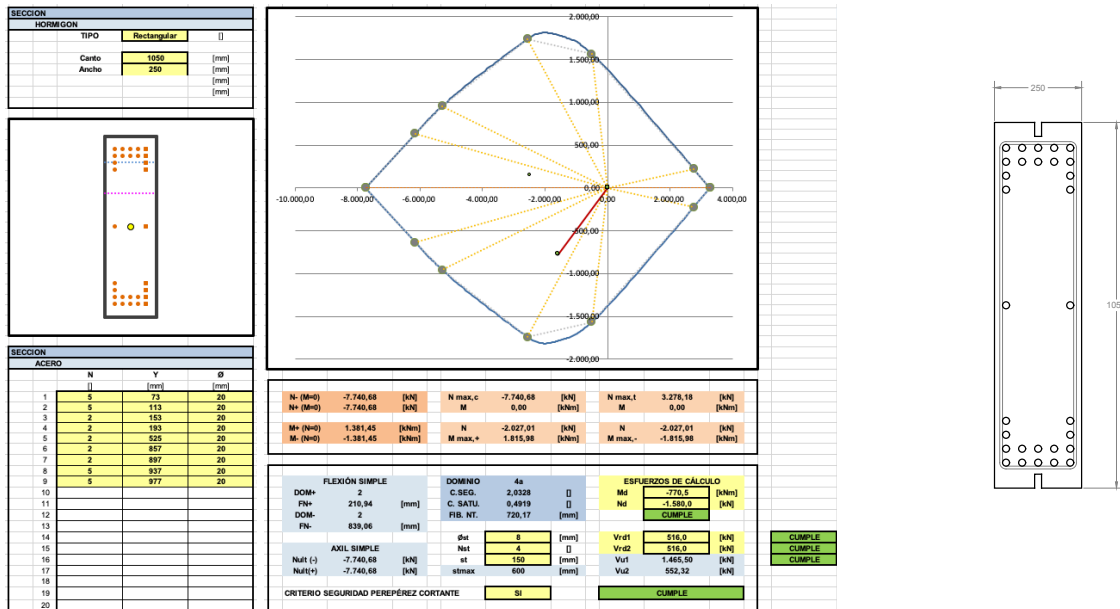


Tabla 10. Izq. Excel de propiedades mecánicas de la sección del pilar superior [Tabla Excel de David Gallardo] Figura 90. Der. Sección del pilar superior supuesta por Fernando Higuera. Cotas en mm [Dibujo del autor]



Tabla 11. Izq. Propiedades de la sección del pilar superior con nuevas armaduras longitudinales. [Tabla excel de David Gallardo] Figura 91. Der. Sección del pilar inferior con barras longitudinales Ø12. Cotas en mm [Dibujo del autor]

5.3. Viga

De igual manera que con los pilares, en las vigas se deben mirar los esfuerzos en el plano del pórtico para comprender los momentos. Para ello en este caso se observan los esfuerzos F22, los horizontales.

La sección escogida para su dimensionado es la de la viga que conecta el pilar de planta baja y el de planta primera, en voladizo, por ser la sección más afectada del pórtico. En la siguiente figura se puede observar el análisis de campos de F22 (fuerzas horizontales) existentes en el pórtico, mostradas con una escala gráfica $F22 \in (-10000, 6000) \text{ kN/m. a.}$

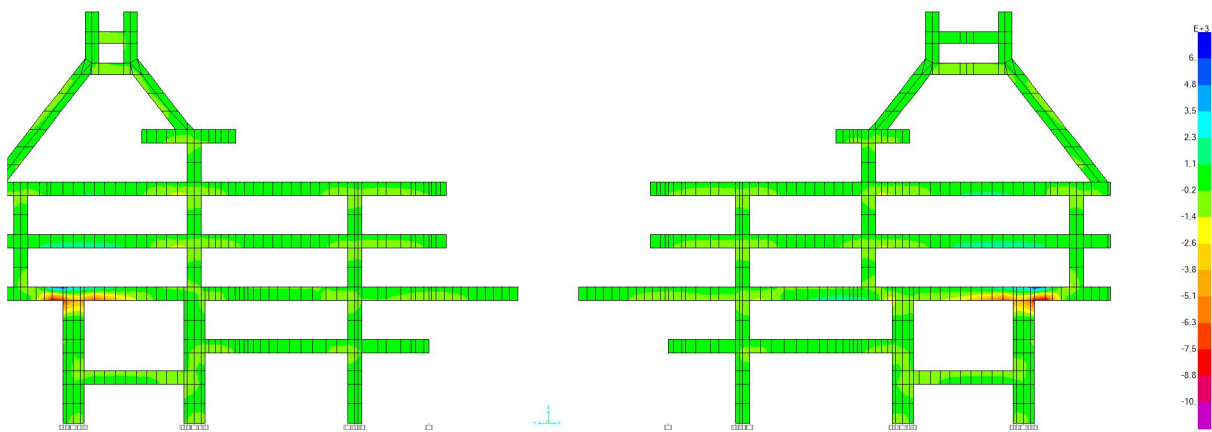


Figura 92. Campos de F22 en kN/m existentes en el pórtico del sector Int1. [SAP 2000]

Utilizando de nuevo la tabla Exel Section Cut se pueden observar los esfuerzos internos en la sección elegida, para después proceder a la introducción de datos de la sección en la tabla Excel de propiedades mecánicas de secciones de hormigón armado.

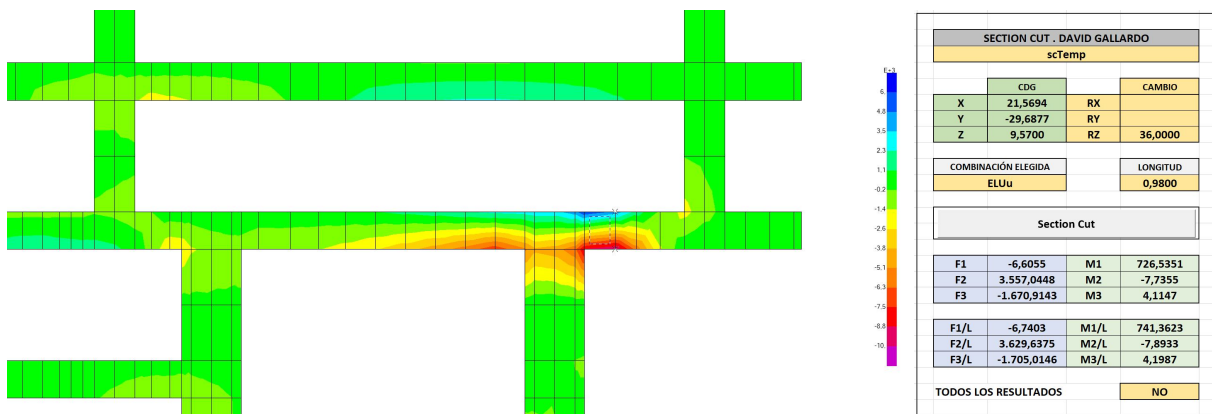


Figura 93. Esfuerzos F22 en kN/m en la sección de la viga entre pilares exteriores de planta primera. [SAP 2000 y tabla Section Cut de David Gallardo]

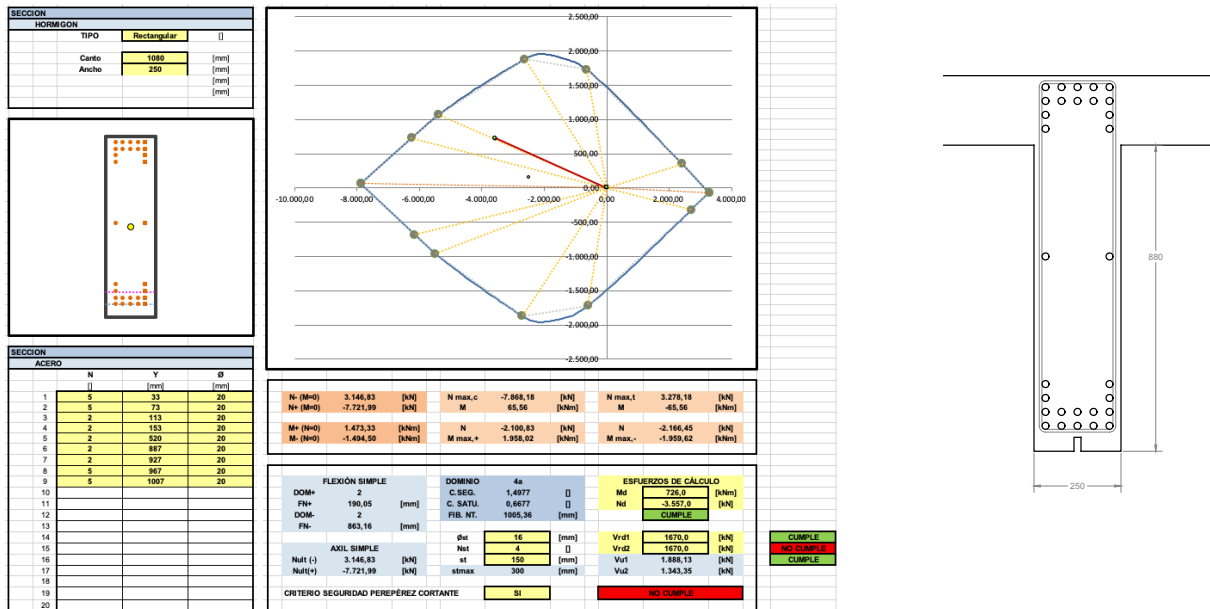


Tabla 12. Izq. Excel de propiedades mecánicas de la sección de la viga de planta primera. [Tabla Excel de David Gallardo] Figura 94. Der. Sección de la viga supuesta por Fernando Higuera. Cotas en mm [Dibujo del autor]

En este caso, la sección cumple ampliamente a axil y momento pero no lo hace a cortante. El criterio por el cuál no cumple depende de la cantidad de estribos que coloquemos, pero aún partiendo de un armado muy denso no es suficiente. En primer lugar se introduce un nuevo armado, al igual que en los casos anteriores de Ø12 como armadura longitudinal.

Como era de esperar, a pesar de este cambio, sigue sin resistir a cortante.

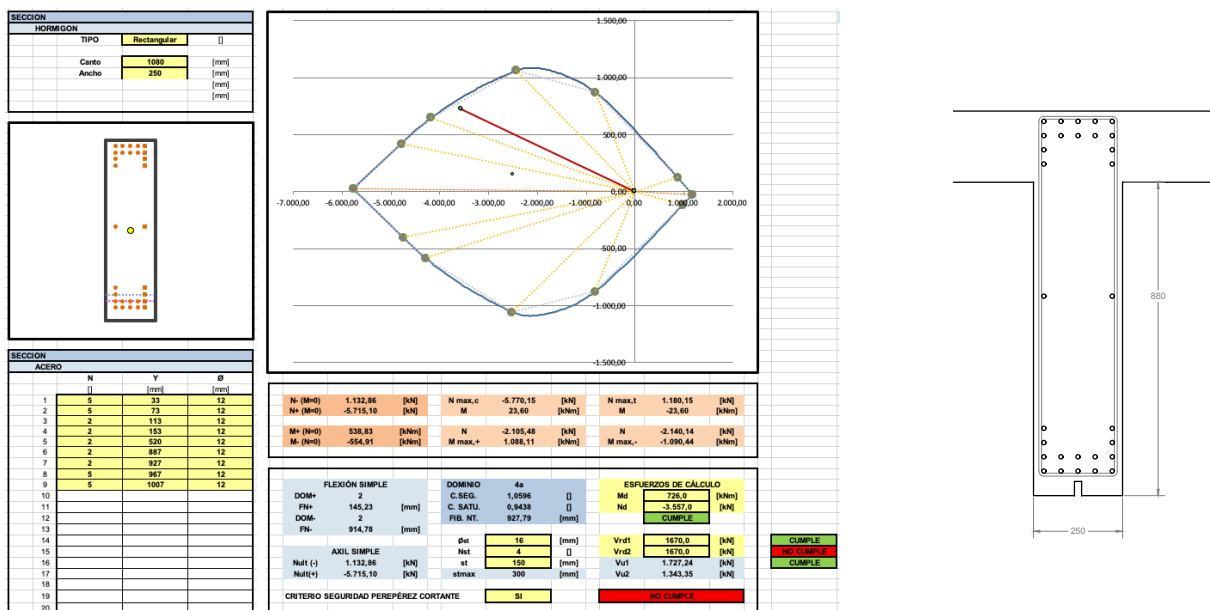


Tabla 13. Izq. Propiedades de la sección del pilar superior con nuevas armaduras longitudinales. [Tabla excel de David Gallardo] Figura 95. Der. Sección del pilar inferior con barras longitudinales Ø12. Cotas en mm [Dibujo del autor]

Al intentar comprender cómo es el comportamiento real de la sección de la viga en la vida real y cómo esta sí que resiste a cortante, al buscar de nuevo información gráfica del edificio, se observa como Fernando Higuera, al llegar a los pilares de planta baja, regruesa en un tamaño considerable la sección de hormigón, por lo que el aumento de la misma será la encargada de recibir los esfuerzos tangenciales que ella sola no era capaz.



Figura 96. Izq. Pilar de planta baja y regruesamiento de la viga en su parte interior [Yorokobu, 2016]

Figura 97. Der. Zoom de la planta baja del edificio por su parte exterior [García, L. 2011]

Esto debería considerarse en una corrección del modelo inicial y un recálculo del mismo, para el cuál únicamente habría que comprobar la resistencia de los elementos, pues el cálculo a deformación sabemos cumplirá todavía mejor, pues estaremos rigidizando la sección.

6. CONCLUSIONES

Una vez mostrados los resultados obtenidos acerca del análisis del Instituto del Patrimonio Cultural de España de Fernando Higueras y Antonio Miró, se han realizado una serie de conclusiones:

Sobre el estudio

En primer lugar, acerca del estudio de la obra del arquitecto, ha sido verdaderamente interesante encontrar todos los factores que aúnan su arquitectura, encontrando las relaciones entre el edificio sobre el que versa este trabajo y otros como los mencionados en sus influencias, las casas para particulares, o la multitud de concursos que acumula.

La visita a Madrid para conocer el edificio y obtener los planos dentro del mismo ha sido parte del trabajo que ha ayudado a conectar con la obra y aumentar las aspiraciones de obtener un buen resultado.

Sobre el análisis

El conocimiento de la obra ha sido una de las partes más complejas del trabajo. No sólo la comprensión de las plantas del edificio, sino de las distintas secciones a partir de cada uno de los sectores. Las nervaduras, siempre presentes, han sido un añadido en la complejidad del modelo, ya que planta a planta cambian de posición, se retranquean y se desplazan.

Ha sido complejo también aunar la información recopilada de los distintos proyectos, tomando datos de unos y de otros para crear un único proyecto “ficticio, fruto de la suma de varios proyectos”, pero con la capacidad de ser representativo del edificio real.

Sobre la modelización

La modelización ha sido el otro de los complejos factores que conforman este trabajo. La radialidad del edificio ha añadido dificultad, pues en comparación con el dibujo de un edificio ortogonal, se restan las posibilidades que te ofrecen las herramientas de dibujo de Autocad y SAP 2000, así como hacen que este proceso sea considerablemente más complejo. También la precisión de dibujo ha sido de gran dificultad.

A partir de la introducción del modelo en SAP 2000, el trabajo se ha tornado mucho más sencillo, en parte gracias al trabajo de jerarquización por capas realizado previamente en Autocad.



Figura 98. Campo de olivos frente al Instituto del Patrimonio Cultural de España [Página web del Archivo del IPCE, 2020]

Sobre los resultados

La obtención de resultados ha sido la parte más satisfactoria del ensayo.

En cuanto al análisis de deformaciones del edificio, ha demostrado cumplir gratamente todas las limitaciones impuestas por la normativa actual, si bien probablemente sea más restrictiva que la que se siguió para proyectar el edificio en su momento.

En cuanto al análisis de resistencia realizado sobre la estructura de hormigón, se han presentado más dudas y complejidades. En primer lugar, debido al grosor de los recubrimientos planteados por Higuera, los cuales son mucho menores a los limitados por el CTE. En segundo lugar, debido a los planos de armado de los elementos, ya que muchos de ellos no estaban claros o bien eran de proyectos anteriores. En cualquier caso, los elementos se han mostrado sobredimensionados. No obstante, se ha propuesto su redimensionado, llegando a cumplir en todo caso las losas y también las secciones de pilares. En cuanto a la viga se ha llegado a la conclusión de que sería necesaria la corrección del modelo para corregir el funcionamiento a cortante de la sección analizada.

Ha sido un trabajo verdaderamente interesante por la proximidad que ha proporcionado al dimensionado completo y comprobación de un edificio de semejantes dimensiones, algo que en el ámbito profesional no es común, pero que en todo caso otorga una visión completa y real del trabajo como estructurista en obras de arquitectura.

Sobre los Objetivos del Desarrollo Sostenible

La estructura del Instituto del Patrimonio Cultural de España (IPCE) supone un objeto interesante de estudio por la forma en la que se trata la misma como un determinante de proyecto. Esto es algo propio en la arquitectura de Fernando Higuera, sus estructuras de hormigón visto, propias de un estilo brutalista, son las responsables tanto de determinar los edificios compositiva y estéticamente, como de soportar los esfuerzos y reaccionar a las cargas impuestas en el edificio. Este TFG pretende entender la capacidad del edificio de “mantenerse en pie” por sí mismo y su funcionamiento.

Tal como enuncian los ODS, y en concreto el **Objetivo 11**, lograr que las ciudades y los asentamientos humanos sean inclusivos, seguros, resilientes y sostenibles, donde se habla del gran crecimiento urbano al que nos enfrentamos teniendo que atender a una falta de recursos, se encuentra una relación con este trabajo de investigación, ya que un correcto cálculo de una estructura dotará al edificio de durabilidad.

El Proyecto de Código Estructural recomienda, para la construcción de edificios monumentales y singulares (como es el de objeto de estudio) una durabilidad mínima de 100 años. Conseguir que el edificio resista en pie durante ese periodo depende, a parte de una correcta ejecución a nivel constructivo del mismo, de un correcto cálculo de su estructura.

Dentro de este mismo Objetivo 11, afectan de manera tangencial, ya no por el propio cálculo estructural sino por el interés del proyecto arquitectónico de análisis, los objetivos:

11.3, que busca una urbanización inclusiva y sostenible, ya que el edificio utiliza estrategias como la introducción de patios y lucernarios, así como de espacios intermedios climatizados en busca de una mejor eficiencia energética y con ello el alcance de esa idea de sostenibilidad.

11.4, ya que la protección del patrimonio cultural mundial parte de una correcta ejecución de ese patrimonio en el momento de su nacimiento y, por otro lado, de un continuo cuidado del material en sí mismo. En este caso, el IPCE fue proyectado como un Centro de Restauraciones y como contenedor

de un Archivo Nacional de planimetrías y documentos oficiales, vinculados al patrimonio cultural. A día de hoy es un potente instrumento para mantener este patrimonio en la inteligencia colectiva.

11.7, pues el brutalismo que caracteriza a este edificio se mezcla con un potente uso de la vegetación, algo propio de la arquitectura de Fernando Higuera. Se recurre al uso de maceteros y patios con árboles en un espacio cubierto, lo cuál termina en la creación de un espacio interior invadido por la naturaleza.

De manera lejana, y ya no como objetivo principal de este TFG, se relaciona con el Objetivo 4, garantizar una educación inclusiva, equitativa y de calidad y promover oportunidades de aprendizaje durante toda la vida para todos, ya que habla de ese acceso a la educación y a la cultura (a pesar de no tratarse en este caso de un país subdesarrollado), y esto es en esencia lo que pretendía conseguir la construcción de este edificio: un acceso al archivo material y de patrimonio de la cultura de nuestro país.

7. BIBLIOGRAFÍA

7.1. Listado de referencias textuales

Alemany, L. (2018) “Fernando Higuera: el talento por castigo” en *El Mundo*, 9 de octubre. <<https://www.elmundo.es/cultura/laesferadepapel/2018/10/07/5bb7482022601d86388b45dd.html>> [Consulta: 17 de agosto de 2020]

Bergera, I. (2019). “El arte de la exuberancia” en *Arquitectura Viva*. vol. 213, Abril 2019.

Brito Ferraz, A. (2010) *Fernando Higuera*. Ensayo. Barcelona: Universidad Politécnica de Catalunya

Brito, A. (2011) “Higuera y el poder del centro” en *Diagonal*. <<http://www.revistadiagonal.com/articles/analisi-critica/higuera-y-el-poder-del-centro/>> [Consulta: 2 de agosto de 2020]

Castro Arines, J. de, & España Dirección General de Bellas Artes. (1972). *Fernando Higuera*. Dirección General de Bellas Artes.

Colomo Producciones, “Homenaje a Fernando Higuera” en *Youtube* <<https://www.youtube.com/watch?v=tNxq5ZQQz-Y>> [Consulta: 18 de agosto de 2020]

Díez Martínez, D. “Fernando Higuera, la arquitectura de un explorador insaciable” en *The New York Times Style Magazine*, no. 20, febrero 2019, pp. 40-45

España. Código Técnico de la Edificación. Documento Básico de Seguridad Estructural. 28 de marzo de 2006. <<https://www.codigotecnico.org/images/stories/pdf/seguridadEstructural/DBSE.pdf>> [Consulta: 22 de junio de 2020]

España. Código Técnico de la Edificación. Documento Básico de Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación. 28 de marzo de 2006. <<https://www.codigotecnico.org/images/stories/pdf/seguridadEstructural/DBSE-AE.pdf>> [Consulta: 22 de junio de 2020]

Fernández, B. (2019) “Clásicos de Arquitectura: Instituto del Patrimonio Cultural de España (La Corona de espinas) / Fernando Higuera” en *Plataforma Arquitectura*, 4 de junio. <<https://www.plataformaarquitectura.cl/cl/918317/clasicos-de-arquitectura-instituto-del-patrimonio-cultural-de-espana-la-corona-de-espinas-fernando-higuera>> [Consulta: 16 de agosto de 2020]

Fundación Fernando Higuera. *Fernando Higuera*. <<http://fernandohiguera.org>> [Consulta: 26 de julio de 2020]

Fundación Fernando Higuera, “En torno a Fernando Higuera – Oscar Tusquets” en *Youtube* <<https://www.youtube.com/watch?v=K3MhEnGAsF4>> [Consulta: 8 de agosto de 2020]

García Ovies, A. (2015). El pensamiento creativo de Fernando Higuera. Tesis Doctoral. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.

Gallardo Llopis, David (2015). Introducción a SAP2000 para arquitectura. Valencia, España.

Gobierno de España. Ministerio de Cultura y Deporte. *Planoteca del Archivo del Instituto del Patrimonio Cultural de España*. <<https://ipce.culturaydeporte.gob.es/documentacion/archivo/fondos-del-archivo/planoteca.html>> [Consulta: 6 de agosto de 2020]

Harrouk, C. (2019) “¿Cómo se ven las obras no construidas de Fernando Higuera?” en *Plataforma Arquitectura*, 20 de diciembre. <https://www.plataformaarquitectura.cl/cl/930674/como-se-ven-las-obras-no-construidas-de-fernando-higuera/5dfc85643312fd3710000425-quatre-caps-explores-the-unbuilt-architecture-of-fernando-higuera-in-a-series-of-images-photo?next_project=no> [Consulta: 16 de agosto de 2020]

Higuera, F. (1976) “El Concurso para un Palacio de Exposiciones y Congresos en Madrid” en La Universidad Internacional Menéndez Pelayo. Disponible en <<https://www.youtube.com/watch?v=0zMI2ask7YE>> [Consulta: 14 de agosto de 2020]

Higuera Díaz, F. (2006). Conferencia sobre su propia obra. Colegio Oficial de Arquitectos de Aragón. Santander. Disponible en <<https://www.youtube.com/watch?v=IHfkd6KV8sA>> [Consulta. 18 de agosto de 2020]

Higuera Díaz, F. (1976). Conferencia sobre su propia obra. Universidad Internacional Menéndez Pelayo. Santander. Disponible en <<https://www.youtube.com/channel/UCxgdQ4Ry6sKU9-lkciW80kQ>> [Consulta. 24 de agosto de 2020]

Higuera, F., Botia, L., Doval Sánchez, G., & Fundación ICO. (2019). *Fernando Higuera: desde el origen = from the roots*. Fundación ICO.

Higuera, F., & Fundación Cultural COAM. (2008). *Fernando Higuera: intexturas extracturas*. Fundación COAM.

Higuera, F., & Fundación Cultural COAM. (1997). *Fernando Higuera: arquitecturas*. Fundación Cultural COAM.

Humanes Bustamante, A. (2012). *La corona de espinas: Instituto del Patrimonio Cultural de España 1961-1990. : Fernando Higuera, Antonio Miró* Colegio de Arquitectos de Almería.

Kijima, Yasuahi, arquitecto (texto de). Revista japonesa: “a+u”. “Architecture and Urbanism”. Publicación dedicada en su número completo a Fernando Higuera. VOL-1 NO-8; 71/08. Año 1971.

Perea, A., Churtichaga, J., Ocaña, M. (2018) “En torno a Fernando Higuera” Tertulia en Bulthaupt Claudio Coello. Disponible en <https://www.youtube.com/watch?v=gY_b3Swk2C8> [Consulta: 6 de agosto de 2020]

Plaza, A. (2019) “Breve Historia de Fernando Higuera, el arquitecto cavernícola que ideó Lanzarote” en *Vanity Fair*, 2 de febrero de 2019. <<https://www.revistavanityfair.es/lujo/lifestyle/articulos/fernando-higuera-arquitecto-lanzarote-instituto-patrimonio-cultural-rascainfiernos/35967>> [Consulta: 22 de agosto de 2020]

Schires, M. (2019) “La Corona de Espinas de Fernando Higuera a través del lente de Zisko Gómez” en *Plataforma Arquitectura*, 24 de junio. <<https://www.plataformaarquitectura.cl/cl/919556/la-corona-de-espinas-de-fernando-higuera-a-traves-del-lente-de-zisko-gomez>> [Consulta: 16 de agosto de 2020]

Stepien, A., Barnó, L. (2019) “Fernando Higuera, cuando más es más en arquitectura” en *Stepien y Barnó*, 2 de abril. <<https://www.stepienybarno.es/blog/2019/04/02/fernando-higuera-cuando-mas-es-mas-en-arquitectura/>> [Consulta: 14 de julio]

Yorokobu, “Viaje al interior de la Corona de espinas: la primera pieza en VR de Yorokobu” en *Youtube* <<https://www.youtube.com/watch?v=qul3ffoTJXg>> [Consulta: 29 de agosto de 2020]

7.2. Listado de figuras

FIGURA 1. FERNANDO HIGUERAS Y EL HOTEL LAS SALINAS, EN LANZAROTE EN EL AÑO 1970 [EL MUNDO, 2018]	9
FIGURA 2. DIBUJO DE LAS OBRAS DEL INSTITUTO DEL PATRIMONIO CULTURAL DE ESPAÑA [MIRÓ, A., 1970]	12
FIGURA 3. MAQUETA DEL CONCURSO DEL TEATRO PRINCIPAL DE BURGOS [HIGUERAS, F., MIRÓ, A. Y MEDRANO, J., 1967]	13
FIGURA 4. IZQ. CUBIERTA DEL CONCURSO DEL TEATRO PRINCIPAL DE BURGOS [HIGUERAS, F., MIRÓ, A. Y MEDRANO, J., 1967]	13
FIGURA 5. DER. VISTA CENITAL DEL FORJADO DEL CONCURSO DEL TEATRO PRINCIPAL DE BURGOS [HIGUERAS, F., MIRÓ, A. Y MEDRANO, J., 1967]	13
FIGURA 6. SECCIONES LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DEL CONCURSO DEL TEATRO PRINCIPAL DE BURGOS [HIGUERAS, F., MIRÓ, A. Y MEDRANO, J., 1967]	14
FIGURA 7. SECCIÓN LONGITUDINAL DEL EDIFICIO POLIVALENTE DE MONTECARLO [HIGUERAS, F. ET AL., 1969]	15
FIGURA 8. ESQUEMA ESTRUCTURAL DEL CONCURSO PARA UN EDIFICIO POLIVALENTE EN MONTECARLO, MODELO DE MÓDULOS RECTANGULARES Y TRIÁNGULOS INTERSTICIALES [HIGUERAS, F. ET AL., 1969]	16
FIGURA 9. VISTA SUPERIOR DE LA MAQUETA DEL EDIFICIO POLIVALENTE DE MONTECARLO [HIGUERAS, F. ET AL., 1969]	17
FIGURA 10. IZQ. MAQUETA DEL CENTRO DE RESTAURACIONES ARTÍSTICAS [HIGUERAS, F., MIRÓ, A., 1961]	18
FIGURA 11. DER. MAQUETA DEL PROYECTO PARA INSTITUTO DE CONSERVACIÓN Y RESTAURACIÓN DE OBRAS DE ARTE [HIGUERAS, F., MIRÓ, A., 1965]	18
FIGURA 12. INSTITUTO DEL PATRIMONIO CULTURAL DE ESPAÑA DURANTE EL INVIERNO DE 1972 [ARCHIVO DEL IPCE, 1972]	20
FIGURA 13. FERNANDO HIGUERAS DURANTE UNA ENTREVISTA EN LA CUBIERTA DEL IPCE [COLOMO PRODUCCIONES, 2014]	21
FIGURA 14. PLANTA SEGUNDA DEL IPCE ENTRE EL PATIO CENTRAL Y UNO DE LOS PATIOS LATERALES. [OPENHOUSEMADRID, 2018]	23
FIGURA 15. INSTITUTO DEL PATRIMONIO CULTURAL DE ESPAÑA DESDE EL JARDÍN EXTERIOR [SANTIAGO FAJARDO, 2015]	24
FIGURA 16. BIBLIOTECA DEL IPCE Y EL ÓCULO EN EL FORJADO [PÁGINA WEB DEL ARCHIVO DEL IPCE]	24
FIGURA 17. HALL INTERIOR DEL IPCE [PÁGINA WEB DEL ARCHIVO DEL IPCE]	25
FIGURA 18. IMÁGENES DE UNO DE LOS PATIOS LATERALES Y LA CERCHA QUE LO CUBRE [FOTOGRAFÍAS DEL AUTOR, 2020]	25
FIGURA 19. TERRAZA DEL IPCE Y LA “CORONA EXTERIOR DE ESPINAS” [PÁGINA WEB DEL ARCHIVO DEL IPCE]	26
FIGURA 20. TALLERES A DOBLE ALTURA EN LA PLANTA TERCERA DEL IPCE [YOROKOBU, 2016]	26
FIGURA 21. LUCERNARIOS DE LA PLANTA CUARTA DEL IPCE [26
FIGURA 22. PLANO DE PLANTA SÓTANO DEL IPCE, CON NERVADURAS SUPERIORES PROYECTADAS EN PLANTA, A ESCALA 1/500 [DIBUJO DEL AUTOR]	28
FIGURA 23. PLANO DE PLANTA BAJA DEL IPCE, CON NERVADURAS SUPERIORES PROYECTADAS EN PLANTA, A ESCALA 1/500 [DIBUJO DEL AUTOR]	29
FIGURA 24. PLANO DE PLANTA PRIMERA DEL IPCE, CON NERVADURAS SUPERIORES PROYECTADAS EN PLANTA, A ESCALA 1/500 [DIBUJO DEL AUTOR]	30
FIGURA 25. PLANO DE PLANTA SEGUNDA DEL IPCE, CON NERVADURAS SUPERIORES PROYECTADAS EN PLANTA, A ESCALA 1/500 [DIBUJO DEL AUTOR]	31

FIGURA 26. PLANO DE PLANTA TERCERA DEL IPCE, CON NERVADURAS SUPERIORES PROYECTADAS EN PLANTA, A ESCALA 1/500 [DIBUJO DEL AUTOR]	32
FIGURA 27. PLANO DE PLANTA CUARTA DEL IPCE, CON NERVADURAS SUPERIORES PROYECTADAS EN PLANTA, A ESCALA 1/500 [DIBUJO DEL AUTOR]	33
FIGURA 28. SECCIÓN ESTRUCTURAL POR ESCALERAS DEL IPCE, A ESCALA 1/500 [DIBUJO DEL AUTOR]	34
FIGURA 29. SECCIÓN ESTRUCTURAL POR PATIO Y ENTRADA DEL IPCE, A ESCALA 1/500 [DIBUJO DEL AUTOR]	34
FIGURA 30. SECTORES EN LOS QUE SE SUBDIVIDE FORMALMENTE EL EDIFICIO [DIBUJO DEL AUTOR]	37
FIGURA 31. PLANOS DE INSTALACIONES DE LA CAFETERÍA DEL CENTRO DE RESTAURACIONES [IPCE, 2001]	37
FIGURA 32. DIBUJO DE EJES SOBRE UN FRAGMENTO DEL PLANO DE PLANTA PRIMERA, A ESCALA 1/250 [DIBUJO DEL AUTOR]	38
FIGURA 33. MODELIZACIÓN DE LOS NERVIOS COMO BARRAS CON SECCIÓN DESCENTRADA. COTAS EN METROS. [DIBUJOS DEL AUTOR]	39
FIGURA 34. MODELIZACIÓN DE LOS NERVIOS COMO ELEMENTOS FINITOS. COTAS EN METROS. [DIBUJOS DEL AUTOR]	39
FIGURA 35. MODELIZACIÓN DE UNO DE LOS GAJOS DE 12° DE PLANTA PRIMERA. [DIBUJOS DEL AUTOR]	39
FIGURA 36. IZQ. MODELIZACIÓN DE LOS PILARES DE PLANTA SÓTANO Y BAJA. [DIBUJOS DEL AUTOR]	40
FIGURA 37. DER. IMAGEN DEL INTERIOR DE UNO DE LOS TALLERES DE PLANTA BAJA. [YOROKOBU, 2016]	40
FIGURA 38. CERCHAS DEL IPCE. IZQ. CERCHA LATERAL (6 EN TODO EL EDIFICIO). DER. CERCHA CENTRAL (1 EN TODO EL EDIFICIO) [AUTOCAD]	40
FIGURA 39. MODELO DE AUTOCAD EN AXONOMETRÍA [AUTOCAD]	41
FIGURA 40. SECCIONES UTILIZADAS EN LAS PLANTAS -1 Y 0 DEL MODELO [SAP 2000]	45
FIGURA 41. SECCIONES UTILIZADAS EN LAS PLANTAS +1 Y +2 DEL MODELO [SAP 2000]	46
FIGURA 42. SECCIONES UTILIZADAS EN LAS PLANTAS +3 Y +4 DEL MODELO [SAP 2000]	47
FIGURA 43. SECCIONES UTILIZADAS EN LAS CERCHAS CENTRAL Y LATERALES [SAP 2000]	48
FIGURA 44. ZOOM DE LA CERCHA CENTRAL CON OPCIÓN DE VISUALIZACIÓN EXTRUDED [SAP 2000]	48
FIGURA 45. ELEMENTOS FINITOS DE SECCIÓN NULA DEL MODELO [SAP 2000]	49
FIGURA 46. SECCIÓN Y ALZADO DE LA FACHADA TIPO DE LAS PLANTAS 1 Y 2. COTAS EN METROS. [DIBUJOS DEL AUTOR]	52
FIGURA 47. CARGAS DE LA HIPÓTESIS CMP EN KN/M ² (CARGAS MUERTAS PERMANENTES) APLICADAS AL MODELO [SAP 2000]	53
FIGURA 48. CARGAS DE LA HIPÓTESIS SCU EN KN/M ² (SOBRECARGA DE USO) APLICADAS AL MODELO [SAP 2000]	56
FIGURA 49. CARGAS DE LA HIPÓTESIS SCN EN KN/M ² (SOBRECARGA DE NIEVE) APLICADAS AL MODELO [SAP 2000]	58
FIGURA 50. PROYECCIONES DE LAS CARGAS DE VIENTO EN LAS FACHADAS EN LA DIRECCIÓN X E Y RESPECTIVAMENTE, A BARLOVENTO Y SOTAVENTO. [DIBUJOS DEL AUTOR]	61
FIGURA 51. CARGAS DE LA HIPÓTESIS SCV EN KN/M ² (SOBRECARGA DE VIENTO) APLICADAS AL MODELO [SAP 2000]	62
FIGURA 52. EMPOTRAMIENTOS ASIGNADOS A LA BASE DEL MODELO. [SAP 2000]	64
FIGURA 53. DE ARRIBA A ABAJO: SECCIÓN GENERAL; ESTRUCTURA DE PLANTA PRIMERA Y DEFORMADA COMPLETA CON ESCALA EN MM [SAP 2000]	72
FIGURA 54. DEFORMACIONES POR LA COMBINACIÓN DE CARGAS ELSINTCON EN EL SECTOR INT1 Y PATIOS DE PLANTA 1 EN MM. [SAP 2000]	74
FIGURA 55. DEFORMACIONES OCASIONADAS POR LA COMBINACIÓN DE CARGAS SCU EN EL SECTOR INT1, ENTRADA Y PATIOS DE PLANTA 1 EN MM. [SAP 2000]	75
FIGURA 56. DEFORMADA DE LA PLANTA 1 CON LA COMBINACIÓN SCU CON ESCALA EN MM [SAP 2000]	76
FIGURA 57. DEFORMADA DE LA PLANTA 1 CON LA COMBINACIÓN ELSP CON ESCALA EN MM [SAP 2000]	76

FIGURA 58. DEFORMADAS DE LOS FORJADOS DE CADA PLANTA CON LA COMBINACIÓN ELSQPU CON ESCALA EN MM [SAP 2000]	78
FIGURA 59. DEFORMACIÓN DE LOS SECTORES INT 2 + INT 1 A CAUSA DE LA COMBINACIÓN ELSQPU CON ESCALA EN MM [SAP 2000]	79
FIGURA 60. DEFORMACIÓN DE LOS SECTORES PATIOS A CAUSA DE LA COMBINACIÓN ELSQPU CON ESCALA EN MM [SAP 2000]	79
FIGURA 61. DEFORMACIÓN DE LOS SECTORES PATIO + ENTRADA A CAUSA DE LA COMBINACIÓN ELSQPU CON ESCALA EN MM [SAP 2000]	79
FIGURA 62. DEFORMACIÓN DE LOS SECTORES ESCALERAS A CAUSA DE LA COMBINACIÓN ELSQPU CON ESCALA EN MM [SAP 2000]	79
FIGURA 63. CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS Y ROTACIONES EN EL PUNTO B DEL PÓRTICO CENTRAL DEL SECTOR INT 1 CON ESCALA EN MM [SAP 2000]	80
FIGURA 64. PÓRTICO INTERIOR MÁS PERJUDICADO, DEL SECTOR INT 1. COTAS DEL DIBUJO EN METROS. [DIBUJO DEL AUTOR]	80
FIGURA 65. FLECHAS EN LAS CERCHAS CENTRAL Y LATERALES CON LA COMBINACIÓN ELSVZ CON ESCALA EN MM [SAP 2000]	82
FIGURA 66. DEFORMADA DE LAS CERCHAS CENTRAL Y LATERALES CON LA COMBINACIÓN ELSVZ CON ESCALA EN MM [SAP 2000]	83
FIGURA 67. DESPLOMES EN EL EJE X DEBIDOS A LA CARGA ELSVX+ Y EN EL EJE Y DEBIDOS A LA CARGA ELSVY+ CON ESCALA EN MM [SAP 2000]	84
FIGURA 68. DESPLOMES EN EL EJE X DEBIDOS A LA CARGA ELSVX+ EN LOS FORJADOS DE LAS PLANTAS 2 Y 4 CON ESCALA EN MM. [SAP 2000]	85
FIGURA 69. REORIENTACIÓN DE EJES LOCALES. IZQ. EJES SIN GIRAR. DER. EJES REORIENTADOS [SAP 2000]	87
FIGURA 70. IZQ. MOMENTOS M11 EN KN·M/M EN DIRECCIÓN RADIAL DE LA LOSA DE PLANTA BAJA CON R = 1'5CM [SAP 2000]	88
FIGURA 71. DER. MOMENTOS M11 EN KN·M/M EN DIRECCIÓN RADIAL DE LA LOSA DE PLANTA BAJA CON R = 3'5CM [SAP 2000]	88
FIGURA 72. CAMPOS DE M11 EN KN·M/M [SAP 2000]	89
FIGURA 73. CAMPOS DE M22 EN KN·M/M [SAP 2000]	90
FIGURA 74. CAMPOS DE V13 EN KN/M [SAP 2000]	91
FIGURA 75. CAMPOS DE V23 EN KN/M [SAP 2000]	92
FIGURA 76. CAMPOS DE M11 EN KN·M/M RESISTIDOS EN LA LOSA DE PLANTA BAJA, CON ESCALA GRÁFICA SIN REFUERZOS. [SAP 2000]	93
FIGURA 77. CAMPOS DE M22 EN KN·M/M RESISTIDOS EN LA LOSA DE PLANTA PRIMERA, CON ESCALA GRÁFICA SIN REFUERZOS. [SAP 2000]	94
FIGURA 78. CAMPOS DE M22 EN KN·M/M RESISTIDOS EN LA LOSA DE PLANTA PRIMERA, CON ESCALA GRÁFICA CON REFUERZOS. [SAP 2000]	94
FIGURA 79. DEFORMADA DEL SECTOR DE LA ENTRADA DEL EDIFICIO A CAUSA DE LA COMBINACIÓN ELUU CON ESCALA EN MM [SAP 2000]	95
FIGURA 80. CAMPOS DE V13 EN KN/M RESISTIDOS EN LA LOSA DE PLANTA BAJA EN LOS PILARES RETRANQUEADOS [SAP 2000]	96
FIGURA 81. CAMPOS DE V23 EN KN/M RESISTIDOS EN LA LOSA DE PLANTA PRIMERA EN LOS PILARES DEL ANILLO CENTRAL [SAP 2000]	97
FIGURA 82. CAMPOS DE V23 EN KN/M RESISTIDOS EN LA LOSA DE PLANTA PRIMERA EN LOS NÚCLEOS DE ASCENSORES [SAP 2000]	97

FIGURA 83. ZOOM DEL ARMADO DE LA PLANTA BAJA DEL IPCE, A ESCALA 1/200 [DIBUJO DEL AUTOR]	98
FIGURA 84. ZOOM DEL ARMADO DE LA PLANTA PRIMERA DEL IPCE, A ESCALA 1/200 [DIBUJO DEL AUTOR]	98
FIGURA 85. CAMPOS DE F11 EN KN/M EXISTENTES EN EL PÓRTICO CENTRAL DEL SECTOR INT 1 [SAP 2000]	99
FIGURA 86. ESFUERZOS F11 EN KN/M EN LA SECCIÓN DEL PILAR EXTERIOR DE PLANTA BAJA. [SAP 2000 Y TABLA SECTION CUT DE DAVID GALLARDO]	100
FIGURA 87. DER. SECCIÓN DEL PILAR INFERIOR SUPUESTA POR FERNANDO HIGUERAS. COTAS EN MM [DIBUJO DEL AUTOR]	100
FIGURA 88. DER. SECCIÓN DEL PILAR INFERIOR CON BARRAS LONGITUDINALES Ø12. COTAS EN MM [DIBUJO DEL AUTOR]	101
FIGURA 89. ESFUERZOS F11 EN KN/M EN LA SECCIÓN DEL PILAR EXTERIOR DE PLANTA 1. [SAP 2000 Y TABLA SECTION CUT DE DAVID GALLARDO]	101
FIGURA 90. DER. SECCIÓN DEL PILAR SUPERIOR SUPUESTA POR FERNANDO HIGUERAS. COTAS EN MM [DIBUJO DEL AUTOR]	102
FIGURA 91. DER. SECCIÓN DEL PILAR INFERIOR CON BARRAS LONGITUDINALES Ø12. COTAS EN MM [DIBUJO DEL AUTOR]	102
FIGURA 92. CAMPOS DE F22 EN KN/M EXISTENTES EN EL PÓRTICO DEL SECTOR INT1. [SAP 2000]	103
FIGURA 93. ESFUERZOS F22 EN KN/M EN LA SECCIÓN DE LA VIGA ENTRE PILARES EXTERIORES DE PLANTA PRIMERA. [SAP 2000 Y TABLA SECTION CUT DE DAVID GALLARDO]	103
FIGURA 94. DER. SECCIÓN DE LA VIGA SUPUESTA POR FERNANDO HIGUERAS. COTAS EN MM [DIBUJO DEL AUTOR]	104
FIGURA 95. DER. SECCIÓN DEL PILAR INFERIOR CON BARRAS LONGITUDINALES Ø12. COTAS EN MM [DIBUJO DEL AUTOR]	104
FIGURA 96. IZQ. PILAR DE PLANTA BAJA Y REGRUESAMIENTO DE LA VIGA EN SU PARTE INTERIOR [YOROKOBU, 2016]	105
FIGURA 97. DER. ZOOM DE LA PLANTA BAJA DEL EDIFICIO POR SU PARTE EXTERIOR [GARCÍA, L. 2011]	105
FIGURA 98. CAMPO DE OLIVOS FRENTE AL INSTITUTO DEL PATRIMONIO CULTURAL DE ESPAÑA [PÁGINA WEB DEL ARCHIVO DEL IPCE, 2020]	107

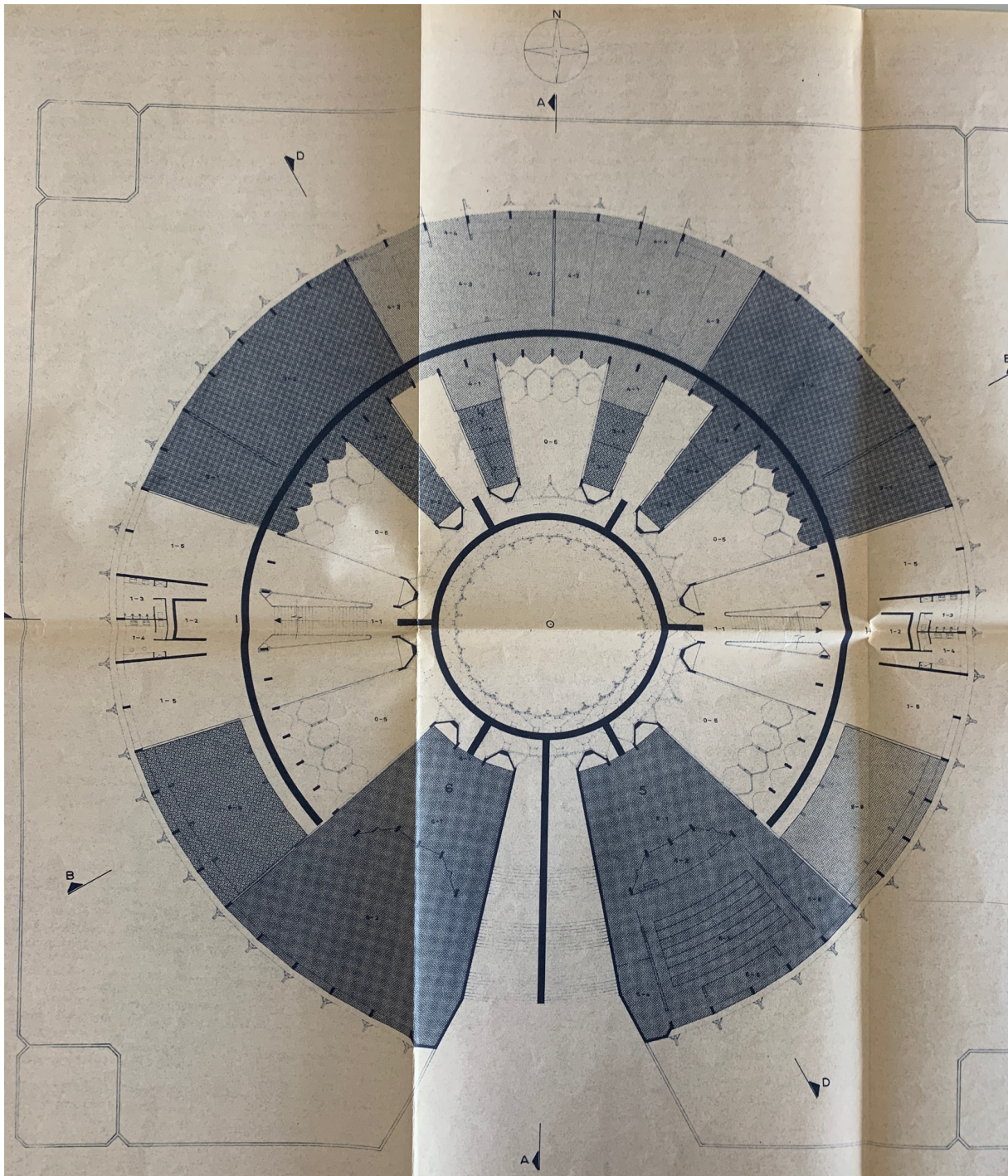
7.3. Listado de tablas

TABLA 1. NÚMERO DE ELEMENTOS DE MODELIZADO UTILIZADOS EN EL MODELO DE AUTOCAD [ELABORACIÓN PROPIA]	43
TABLA 2. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS SOBRECARGAS DE USO [TABLA 3.1 DBSE-AE]	54
TABLA 3. VALORES DEL COEFICIENTE DE EXPOSICIÓN C_E [TABLA 3.4 DBSE-AE]	59
TABLA 4. COEFICIENTE EÓLICO EN EDIFICIOS DE PISOS [TABLA 3.5 DBSE-AE]	60
TABLA 5. COEFICIENTE DE FORMA EN CUBIERTAS A UN AGUA [TABLA D.5 DBSE-AE]	62
TABLA 6. CUADRO RESUMEN DE ACCIONES APLICADAS AL MODELO. [ELABORACIÓN PROPIA]	63
TABLA 7. CUADRO RESUMEN DE COMBINACIONES APLICADAS AL MODELO. [ELABORACIÓN PROPIA]	68
TABLA 8. IZQ. EXCEL DE PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA SECCIÓN DEL PILAR INFERIOR [TABLA EXCEL DE DAVID GALLARDO]	100
TABLA 9. IZQ. PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DEL PILAR INFERIOR CON NUEVAS ARMADURAS LONGITUDINALES. [TABLA EXCEL DE DAVID GALLARDO]	101
TABLA 10. IZQ. EXCEL DE PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA SECCIÓN DEL PILAR SUPERIOR [TABLA EXCEL DE DAVID GALLARDO]	102
TABLA 11. IZQ. PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DEL PILAR SUPERIOR CON NUEVAS ARMADURAS LONGITUDINALES. [TABLA EXCEL DE DAVID GALLARDO]	102
TABLA 12. IZQ. EXCEL DE PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA SECCIÓN DE LA VIGA DE PLANTA PRIMERA. [TABLA EXCEL DE DAVID GALLARDO]	104
TABLA 13. IZQ. PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DEL PILAR SUPERIOR CON NUEVAS ARMADURAS LONGITUDINALES. [TABLA EXCEL DE DAVID GALLARDO]	104

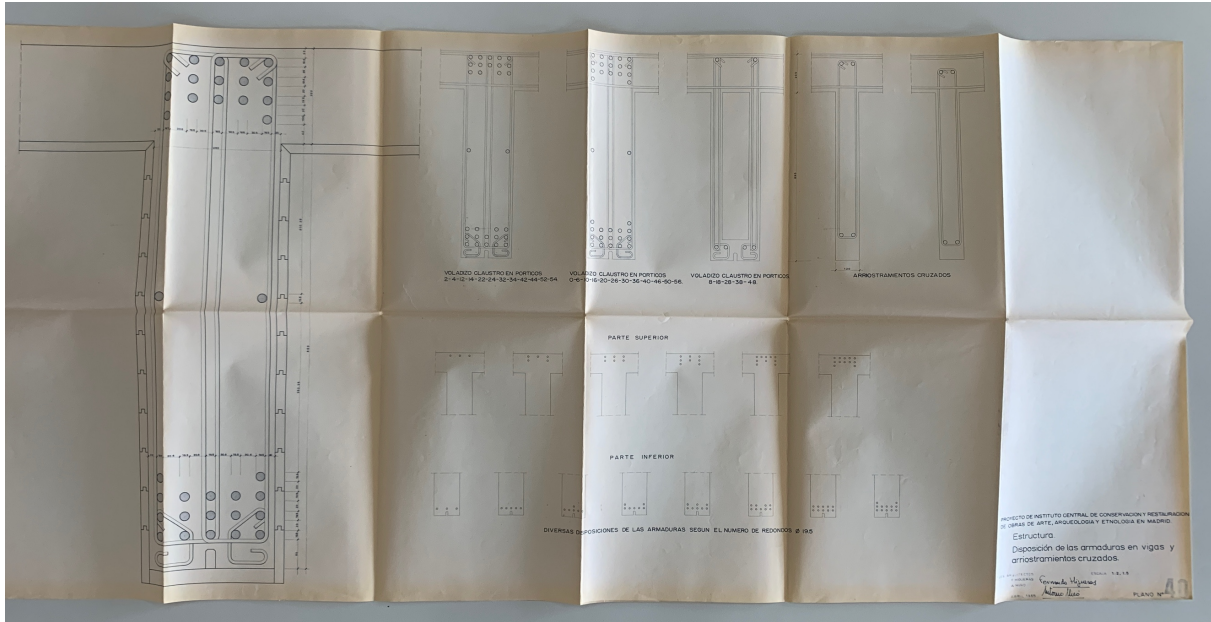
7.4 Listado de cuadros

CUADRO 1. CAPAS UTILIZADAS EN EL MODELO DE AUTOCAD [AUTOCAD]	41
CUADRO 2. IZQ. SECCIONES PARA ELEMENTOS FINITOS UTILIZADAS EN EL MODELO [SAP 2000]	44
CUADRO 3. DER. SECCIONES PARA ELEMENTOS LINEALES UTILIZADAS EN EL MODELO [SAP 2000]	44
CUADRO 4. IZQ. DETALLES PARA LA SECCIÓN DE HORMIGÓN ARMADO HA-30 DE 20CM DE ESPESOR [SAP 2000]	44
CUADRO 5. DER. DETALLES PARA LA SECCIÓN DE ACERO L30X5 [SAP 2000]	44
CUADRO 6. IZQ. PROPIEDADES DEL MATERIAL HORMIGÓN ARMADO HA-30 [SAP 2000]	50
CUADRO 7. DER. PROPIEDADES DEL MATERIAL ACERO S275 [SAP 2000]	50
CUADRO 8. IZQ. CUADRO DE RESTRICCIONES PARA UN APOYO ESTRUCTURAL [SAP 2000]	64
CUADRO 9. DER. CUADRO DE RESTRICCIONES PARA UN EMPOTRAMIENTO ESTRUCTURAL [SAP 2000]	64
CUADRO 10. HIPÓTESIS UTILIZADAS EN EL MODELO [SAP 2000]	65
CUADRO 11. IZQ. COMBINACIONES DE ACCIONES PARA ELS INTRODUCIDAS EN EL MODELO [SAP 2000]	66
CUADRO 12. DER. INTRODUCCIÓN DE LA COMBINACIÓN ELSQPU [SAP 2000]	66
CUADRO 13. IZQ. COMBINACIONES DE ACCIONES PARA ELU INTRODUCIDAS EN EL MODELO [SAP 2000]	67
CUADRO 14. DER. INTRODUCCIÓN DE LA COMBINACIÓN ELUUNVX+ [SAP 2000]	67
CUADRO 15. PROPIEDADES MECÁNICAS DE UNA LOSA HA-30 DE 20CM SIN REFUERZOS [DAVID GALLARDO]	88
CUADRO 16. PROPIEDADES MECÁNICAS DE UNA LOSA HA-30 DE 20CM CON REFUERZOS Ø12 CADA 20CM [DAVID GALLARDO]	93

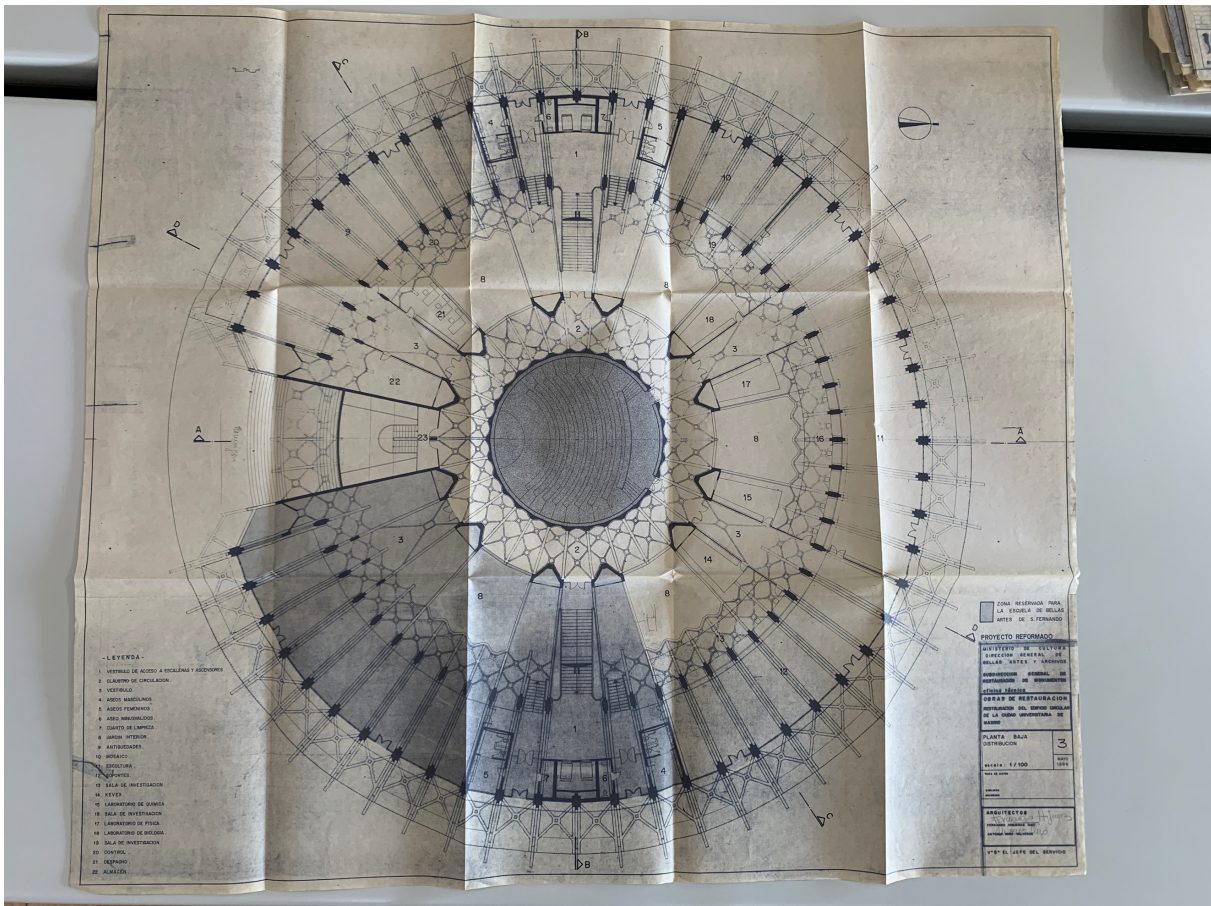
8. Anexos



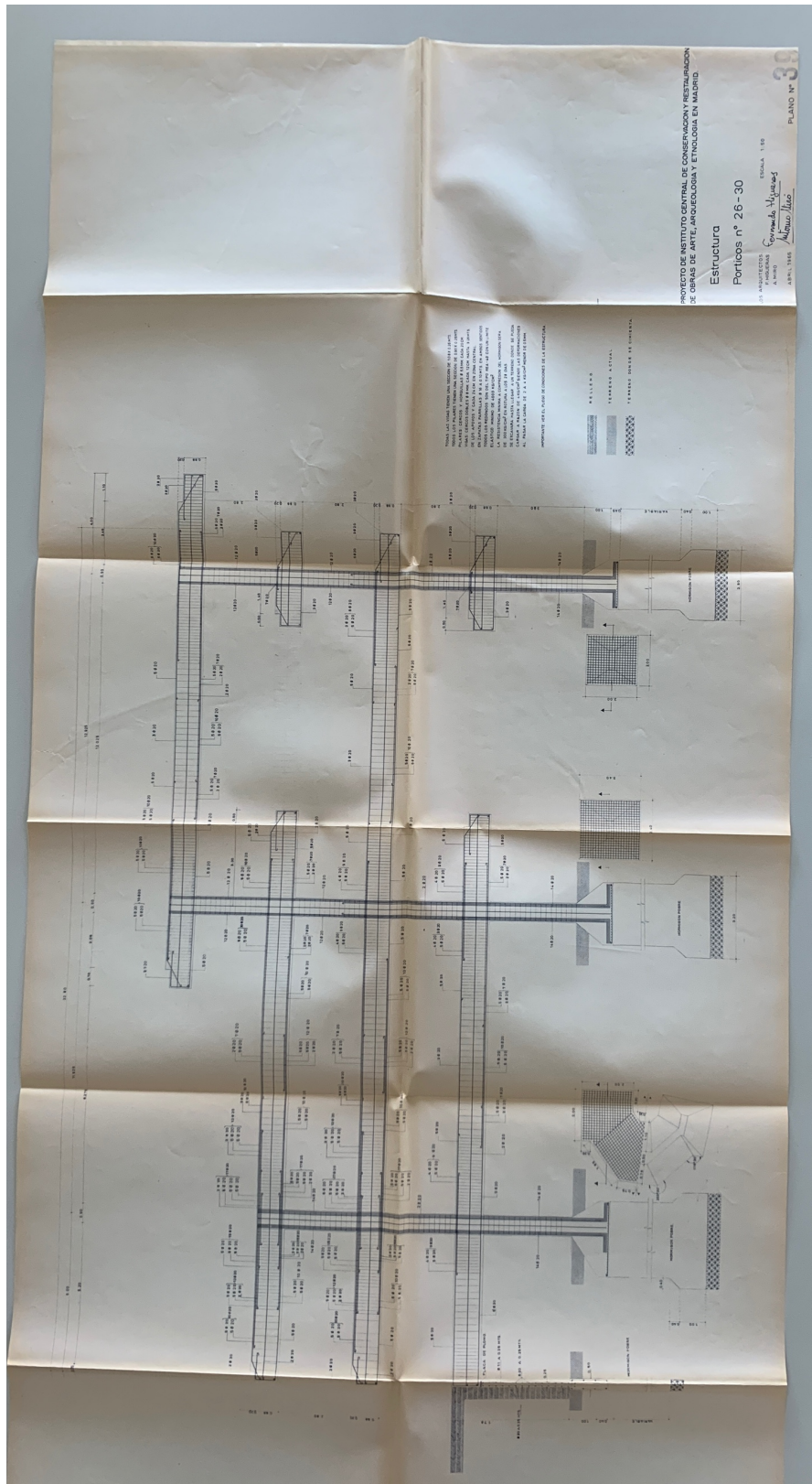
Plano de planta primera del proyecto de 1965 del Centro de Restauraciones de Fernando Higuera, obtenido en el Archivo del IPCE [Fotografía del autor, 2020]



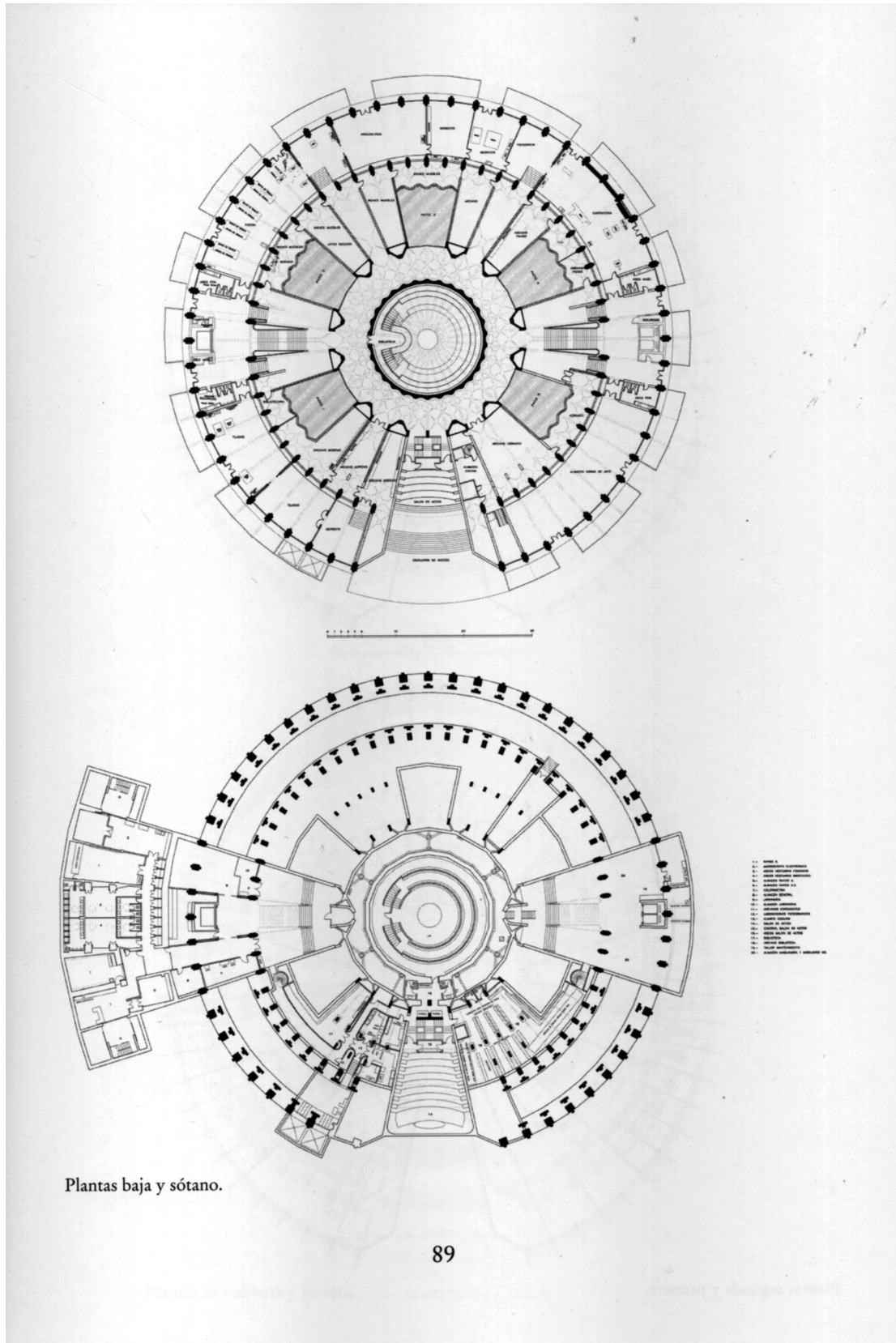
Planos de armado de vigas del proyecto de 1965 del Centro de Restauraciones de Fernando Higuera, obtenido en el Archivo del IPCE [Fotografía del autor, 2020]



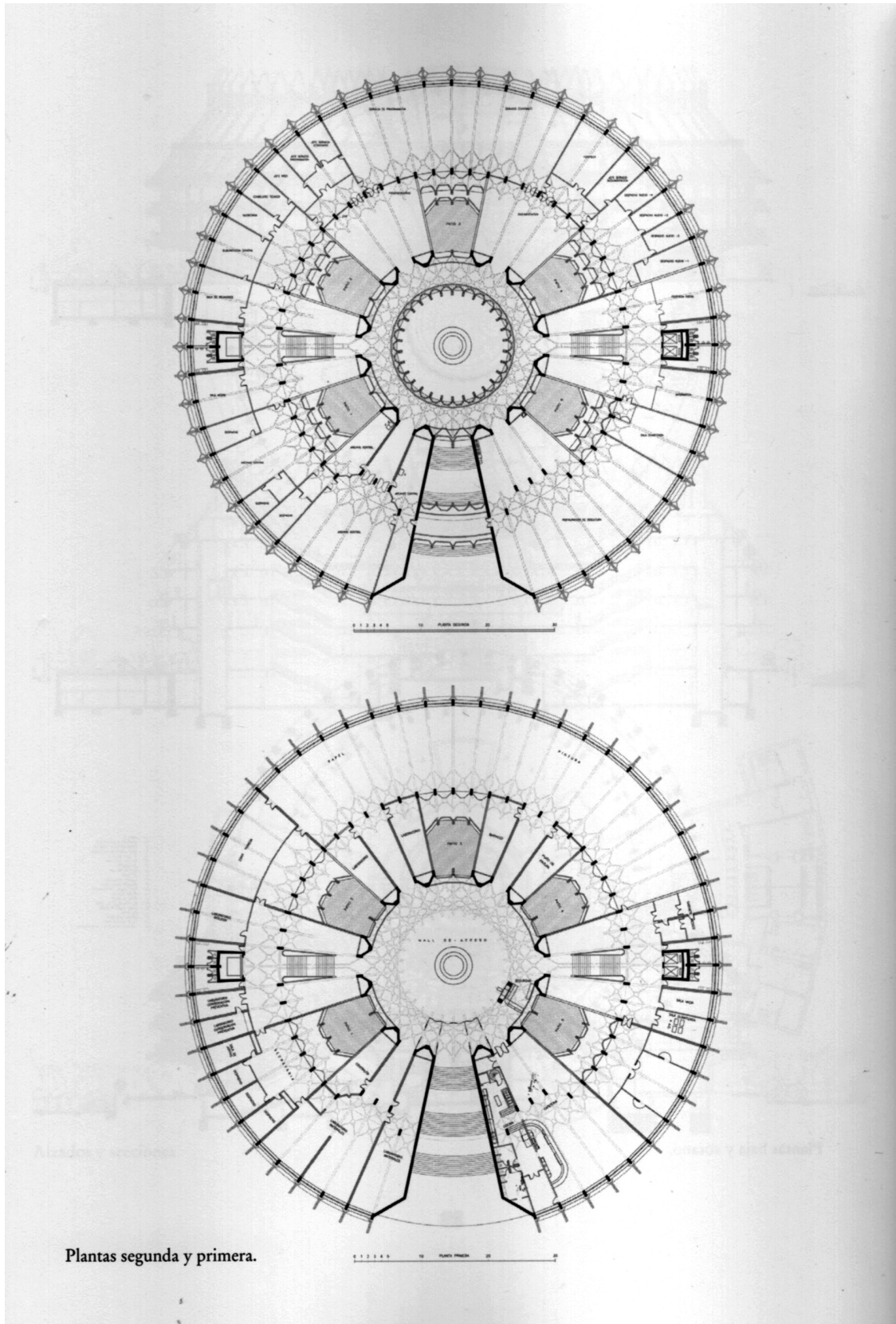
Plano de planta baja del proyecto de 1986 del Centro de Restauraciones de Fernando Higuera, obtenido en el Archivo del IPCE [Fotografía del autor, 2020]



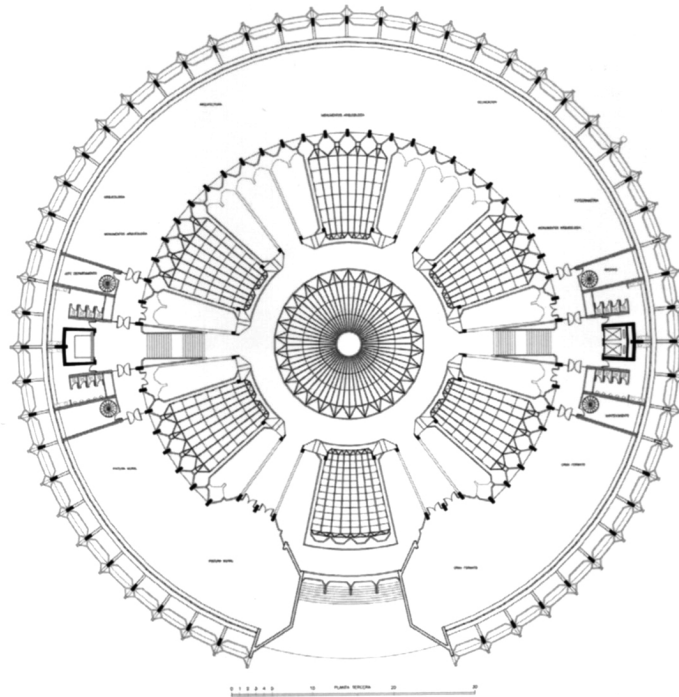
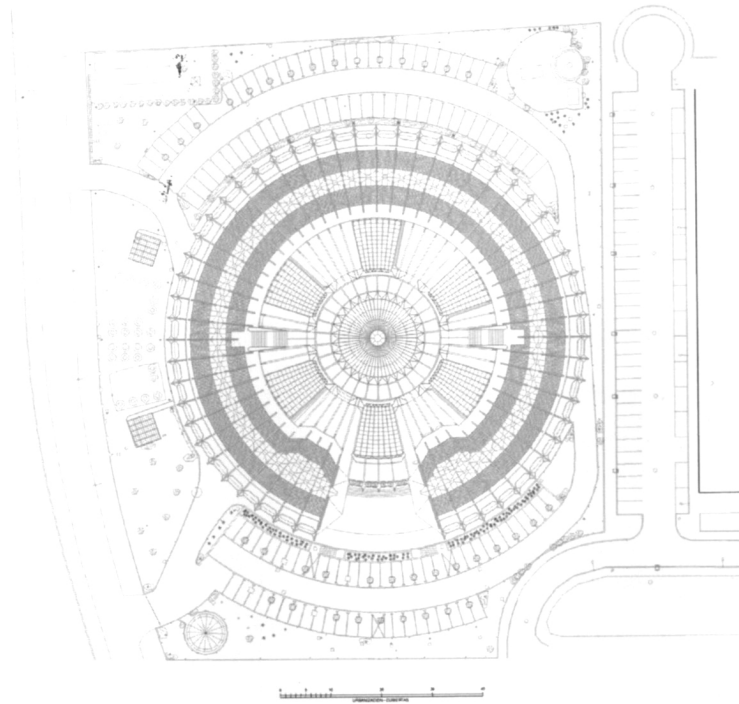
Plano de armado de los pórticos 26-30 del Centro de Restauraciones de Fernando Higuera, obtenido del archivo del IPCE [Fotografía del autor, 2020]



Planos actuales de planta baja y sótano del IPCE [Humanes, A. 2012]

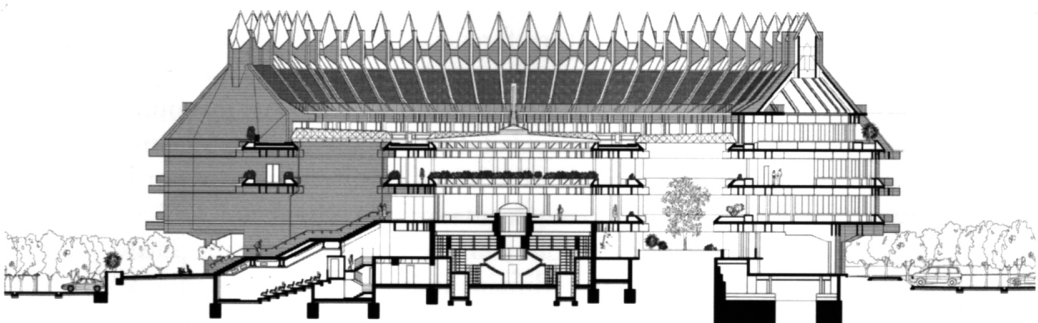
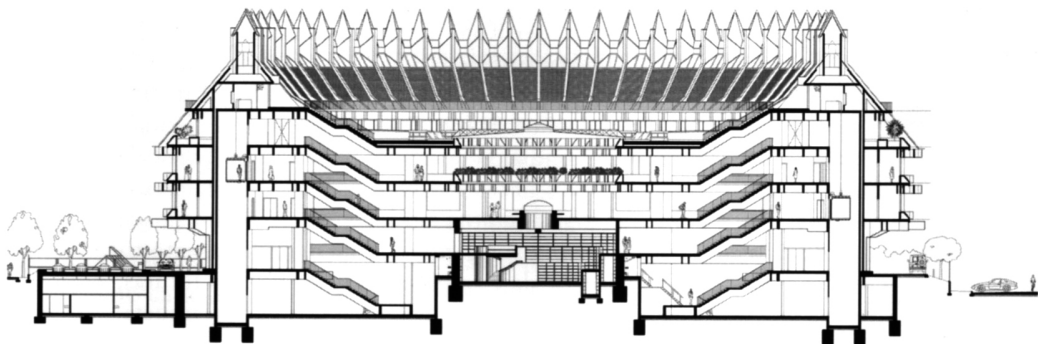


Planos actuales de planta segunda y primera del IPCE [Humanes, A. 2012]



Plantas de cubierta y tercera.

Planos actuales de planta cubierta y tercera del IPCE [Humanes, A. 2012]



Alzados y secciones.