

ESTUDIO, MODELIZACIÓN Y ANÁLISIS DE LA
ESTRUCTURA MEDIANTE SAP2000 DEL
PALAZZETTO DELLO SPORT DE PIER LUIGI NERVI
EN ROMA

GRADO EN FUNDAMENTOS DE LA ARQUITECTURA
TRABAJO FINAL DE GRADO

Autor: Víctor Soler Soler

Tutor: David Gallardo Llopis

Curso académico: 2019/2020



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCOLA TÈCNICA
SUPERIOR
D'ARQUITECTURA

RESUMEN

Pier Luigi Nervi alcanzó reconocimiento mundial en la década de 1960 gracias a su compromiso con el proceso constructivo. Con el hormigón armado, el ferrocemento y la prefabricación consigue que sus obras sigan el criterio de la economía, fundamentos de su “Sistema Nervi” que culmina en el *Palazzetto dello Sport* en Roma. El análisis estructural de esta obra es el objeto del presente Trabajo Final de Grado. Para ello, en primer lugar, se ha llevado a cabo un proceso de recopilación de datos sobre el edificio y su estructura para realizar en Autocad un modelo idealizado que posteriormente se ha importado a SAP2000. Con esta última herramienta se han definido los materiales, las secciones de los elementos estructurales y las acciones a las que están sometidos con el fin de extraer resultados relativos a su respuesta frente a los Estados Límite de Servicio (ELS) y los Estados Límite Últimos (ELU) según la normativa vigente en la actualidad (CTE). El comportamiento de la estructura del *Palazzetto dello Sport* es una muestra de la gran sensibilidad estática de Nervi, en él se refleja la unión de la ingeniería y la arquitectura en la expresión de lo resistente.

Palabras clave: *Pier Luigi Nervi, Palazzetto dello Sport, Palacete del deporte, SAP2000, sensibilidad estática, ferrocemento, Sistema Nervi, estructura de hormigón armado.*

RESUM

Pier Luigi Nervi va assolir reconeixement mundial en la dècada de 1960 gràcies al seu compromís amb el procés constructiu. Mitjançant el formigó armat, el ferrociment i la prefabricació aconseguí que les seues obres seguisquen el criteri de l'economia, fonaments del seu "Sistema Nervi" que culmina en el *Palazzetto dello Sport* a Roma. L'anàlisi estructural d'aquesta obra és l'objecte del present Treball Final de Grau. Amb tal propòsit, en primer lloc, s'ha dut a terme un procés de recopilació de dades sobre l'edifici i la seua estructura per a realitzar en Autocad un model idealitzat que posteriorment s'ha importat a SAP2000. Amb aquesta última ferramenta s'han defint els materials, les seccions dels elements estructurals i les accions a les quals estan sotmesos amb l'objecte d'extraure resultats relatius a la seua resposta davant als Estats Límit de Servei (ELS) i els Estats Límit Últims (ELU) segons la normativa vigent en l'actualitat (CTE). El comportament de l'estructura del *Palazzetto dello Sport* és una mostra de la gran sensibilitat estàtica de Nervi, en ell es reflexa la unió de l'enginyeria i l'arquitectura en l'expressió del que és resistent.

Paraules clau: *Pier Luigi Nervi, Palazzetto dello Sport, Palauet de l'esport, SAP2000, sensibilitat estàtica, ferrociment, Sistema Nervi, estructura de formigó armat.*

ABSTRACT

Pier Luigi Nervi achieved worldwide recognition in the 1960s thanks to his commitment to the construction process. With reinforced concrete, ferro-cement and prefabrication, his works fulfil the economic criterion, based on his ‘‘Nervi System’’ which culminated in the *Palazzetto dello Sport* in Rome. The structural analysis of this building is the main objective of this Final Degree Project (TFG). For this purpose, data of the building and its structure have been compiled to draw on Autocad an idealized model which has been imported in SAP2000. With this software, materials, sections of structural elements, and the actions to which they are subjected, have been defined in order to extract results regarding its response to the Serviceability Limit States (SLS) and the Ultimate Limit States (ULS) according to codes enforced currently (CTE). The structural performance of the *Palazzetto dello Sport* is a great example of Nervi’s wide static sensitivity, where the bond between engineering and architecture shows the expression of resistance.

Key words: Pier Luigi Nervi, Palazzetto dello Sport, Small Sport Palace, SAP2000, static sensitivity, ferro-cement, Nervi System, reinforced concret structure.

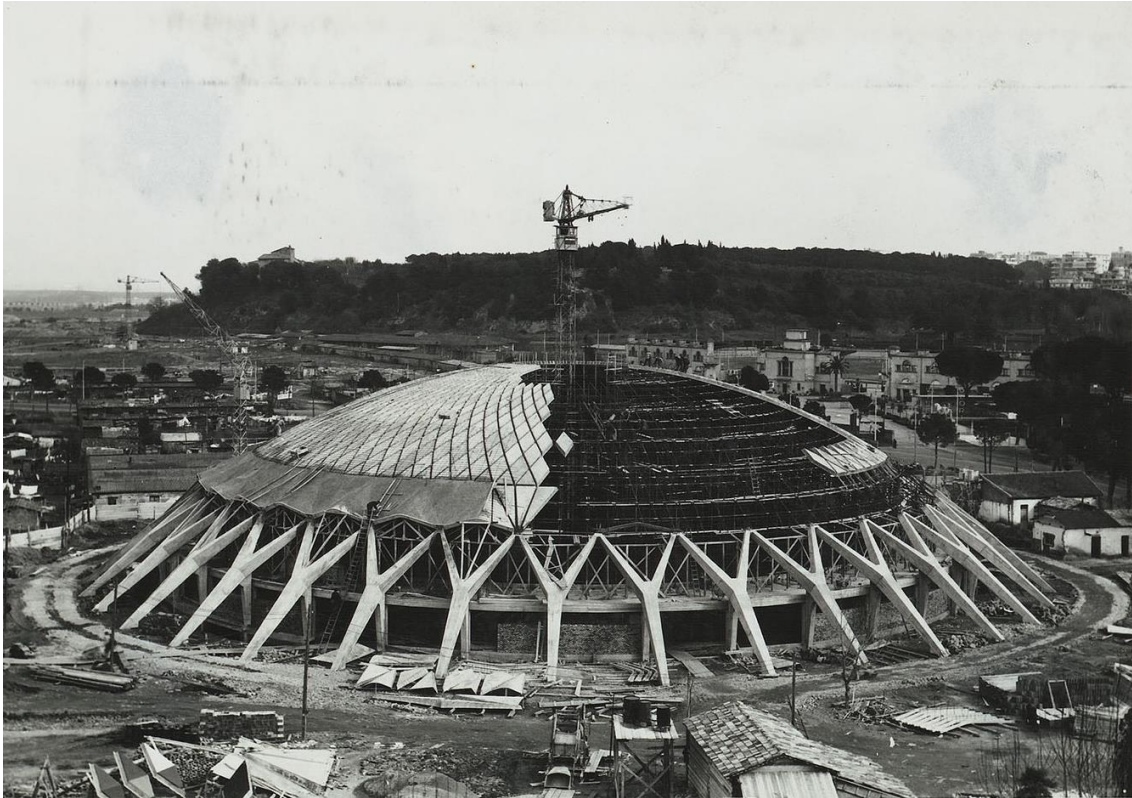


Figura 1: Palazzetto dello Sport, montaje de la cúpula. Fuente: Iori, 2009.



Figura 2: Palazzetto dello Sport, vista nocturna. Recuperado de: <https://n9.cl/jwpa>

ÍNDICE

BLOQUE 1: INTRODUCCIÓN	9
1. APROXIMACIÓN A LA FIGURA DE PIER LUIGI NERVI Y SU OBRA “EL PALAZZETTO DELLO SPORT” EN ROMA.....	9
1.1. PIER LUIGI NERVI. PERSONALIDAD NERVIANA.....	9
1.2. ANTECEDENTES DE NERVI Y LEGADO	11
1.3. UN NUEVO MODO DE CONSTRUIR	15
1.3.1. LA PREFABRICACIÓN	17
1.3.2. EL FERROCEMENTO	19
1.3.3. SENSIBILIDAD ESTÁTICA	22
1.3.4. EXPERIMENTACIÓN EN MODELOS	25
1.4. OBRAS SIGNIFICATIVAS Y LA ARQUITECTURA DEL DEPORTE EN LA CARRERA DE PIER LUIGI NERVI.....	26
1.5. EL PALAZZETTO DELLO SPORT EN ROMA (1957).....	28
2. ANTECEDENTES EN LA INVESTIGACIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL “PALAZZETTO DELLO SPORT”	33
3. OBJETIVOS.....	34
BLOQUE 2: ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DEL “PALAZZETTO DELLO SPORT”	35
4. MODELO GEOMÉTRICO EN AUTOCAD	37
5. IMPORTACIÓN DEL MODELO A SAP 2000 V.20.2.0.....	42
5.1. IMPORTACIÓN Y DEFINICIÓN DE GRUPOS	42
5.2. DEFINICIÓN DE MATERIALES	43
5.3. DEFINICIÓN Y ASIGNACIÓN DE SECCIONES	44
5.3.1. SECCIONES DE BARRAS	45
5.3.1.1. NERVIOS DE LA CÚPULA.....	45
5.3.1.2. SOPORTES EN ‘Y’	45
5.3.1.3. CABLES DE POSTESADO	46
5.3.2. SECCIONES DE 3DCARAS.....	47
5.3.2.1. ELEMENTOS PREFABRICADOS DE FERROCEMENTO.....	47
5.3.2.2. ANILLO DE CIMENTACIÓN.....	48
5.4. EJES LOCALES Y PUNTOS DE INSERCIÓN DE LAS BARRAS	50
5.5. VÍNCULOS.....	50
6. EVALUACIÓN DE LAS ACCIONES	52
6.1. ACCIONES PERMANENTES (G).....	52
6.1.1. PESO PROPIO	52

6.1.2.	PRETENSADO	53
6.1.3.	ACCIONES SOBRE EL TERRENO	54
6.2.	ACCIONES VARIABLES (Q).....	54
6.2.1.	SOBRECARGA DE USO (SCU)	54
6.2.2.	ACCIONES SOBRE BARANDILLAS Y ELEMENTOS DIVISORIOS.....	54
6.2.3.	VIENTO	55
6.2.4.	ACCIONES TÉRMICAS	60
6.2.5.	NIEVE	60
6.3.	ACCIONES ACCIDENTALES (A).....	62
6.3.1.	SISMO	62
6.3.2.	INCENDIO	65
6.3.3.	SISMO	65
6.4.	RESUMEN DE ACCIONES SOBRE EL MODELO.....	65
7.	ASIGNACIÓN DE CARGAS.....	66
7.1.	ACCIONES PERMANENTES (G)	66
7.1.1.	PESO PROPIO (DEAD)	66
7.1.1.1.	CARGAS MUERTAS PERMANENTES (CMP)	66
7.1.2.	PRETENSADO (PST).....	67
7.2.	ACCIONES VARIABLES (Q).....	67
7.2.1.	SOBRECARGA DE USO (SCU)	67
7.2.2.	SOBRECARGA DE NIEVE (SCN).....	68
7.3.	ACCIONES ACCIDENTALES (A).....	68
7.3.1.	SISMO	68
8.	VERIFICACIONES BASADAS EN COEFICIENTES PARCIALES	70
8.1.	VALORES DE CÁLCULO DE LOS MATERIALES	71
8.2.	VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES	71
8.3.	COMBINACIÓN DE LAS ACCIONES	73
9.	COMPROBACIÓN DE LOS ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (ELS)	75
9.1.	ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIÓN	75
9.1.1.	FLECHAS	75
9.1.2.	DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES	79
9.2.	ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN	82
9.3.	ESTADO LÍMITE DE VIBRACIONES	82
10.	COMPROBACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ELU)	82
10.1.	SOPORTE EN Y	83
10.1.1.	BRAZOS SOPORTE EN Y.....	83

10.1.1.1.	SECCIÓN 25x30 cm	83
10.1.1.2.	SECCIÓN 58x90 cm	85
10.1.2.	PIERNA ‘‘TRASERA’’ SOPORTE EN Y	88
10.1.2.1.	SECCIÓN 90x90 cm	88
10.1.2.2.	SECCIÓN 40x40 cm	89
10.1.3.	PIERNA ‘‘DELANTERA’’ SOPORTE EN Y	90
10.1.3.1.	SECCIÓN 140x40 cm	91
10.2.	CÚPULA.....	92
BLOQUE 3: CONCLUSIONES		95
BIBLIOGRAFÍA.....		99
NORMATIVA		103
ÍNDICE DE FIGURAS.....		104
ÍNDICE DE TABLAS.....		109
ANEXOS		110

BLOQUE 1: INTRODUCCIÓN

1. APROXIMACIÓN A LA FIGURA DE PIER LUIGI NERVI Y SU OBRA “EL PALAZZETTO DELLO SPORT” EN ROMA

1.1. PIER LUIGI NERVI. PERSONALIDAD NERVIANA

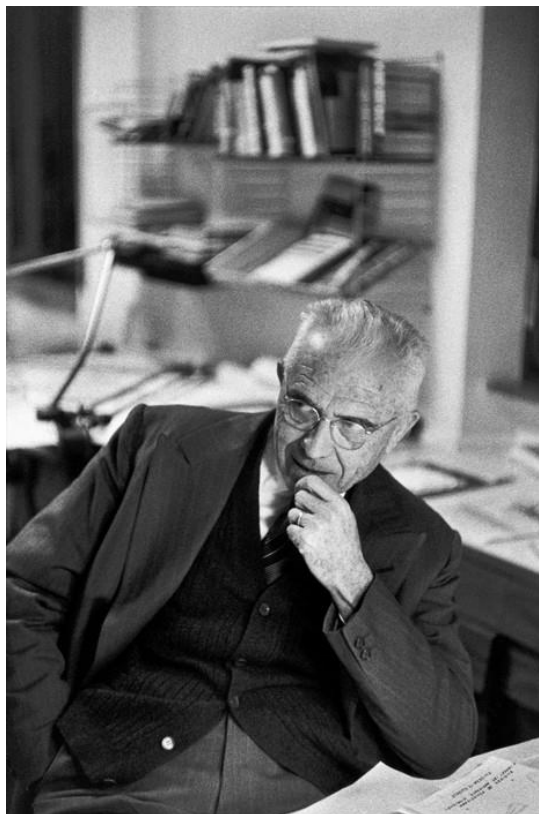


Figura 3: Pier Luigi Nervi. Fuente: Olmo y Chiorino, 2010.

Pier Luigi Nervi era el mayor representante de los ingenieros y arquitectos italianos que se dieron a conocer en la década de 1950 y uno de los ingenieros más famosos del mundo (Iori, 2009). En 1929 ganó el concurso para el Estadio Municipal de Florencia, su primera obra significativa que le daría reconocimiento en las estructuras de hormigón armado (Nárdiz, 2017).

La actividad de Nervi refleja un pleno compromiso en el proceso que va desde la idea de proyecto a la construcción del edificio. “Proyectar es el hecho fundamental de la edificación” a lo que sigue “la obra arquitectónica no se puede considerar como tal, si no se hace realidad viva, de materiales y organismo apto para satisfacer las finalidades funcionales y económicas para los cuales ha sido construida” (Nervi, 1945, p.1). Por

tanto, Nervi proyecta mirando directamente a la construcción, cualidad que le permitirá desarrollar sus patentes de procesos constructivos (Huxtable, 1966).

Analizando su respuesta a la pregunta “Scienza o Arte del costruire?”, título del libro que publicó para celebrar el fin de la Segunda Guerra mundial (Nervi, 1945), Nervi realiza la importancia de la interacción de dos términos: arte y ciencia. Por otro lado, hace hincapié en la absoluta convicción de la intuición estática, como una sensibilidad y un modo de proyectar (Iori, 2009).

Como Perret, Nervi pensaba que “el arquitecto es el maestro constructor que debe encontrar en el lenguaje de la construcción las palabras necesarias para la máxima expresión del arte” (Nervi, 1956, p.28). Su vocación artística le permitía dar solución a los problemas estructurales y estéticos como un todo (Nárdiz, 2017). Es por esto por lo que Marcel Breuer (1970) no dudaba en calificarlo de “ingeniero-artista” y compara sus obras con las mayores obras del Gótico.

Esta expresión del arte, Nervi la consigue de la mano del nuevo material que considera el más fecundo material del que dispone la humanidad, el hormigón armado, que por sus características monolíticas puede ofrecer soluciones estáticas brillantes, diluyendo los empujes en un organismo resistente (Nervi, 1945). En este, los esfuerzos internos se propagan y se diluyen de unos elementos a otros conformando la estabilidad del todo. Esta distribución, que en muchas de sus obras se traduce en nervios y pilares con secciones variables, apoya su postura, numerosas veces expuesta durante sus clases, de que los constructores góticos fueron los predecesores de las técnicas modernas creando un sistema de equilibrio entre nervios y arbotantes reproduciendo el flujo de las tensiones.

Un proyecto de arquitectura que satisfaga dicha distribución de tensiones, según Nervi, dependiendo de la inconsciente capacidad del arquitecto, es expresivamente bello (Nervi, 1965). Pier Luigi Nervi, manifiesta su preocupación por la estética, en su libro “Aesthetics and Technology in Building”, a través de una mirada al pasado, busca la relación entre la estética de la arquitectura y la tecnología de su construcción. En su conferencia para el 25 aniversario del Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento, invitado por Eduardo Torroja, expresa su preocupación por la división existente entre ingenieros y arquitectos, y expresa su admiración por el instituto por considerarlo como una “síntesis verdaderamente notable de la ciencia y de la belleza”. En su “Historia Universal de la Arquitectura”, en la cual se analiza la forma en que la técnica constructiva y los materiales condicionan la forma, introduce cada tomo de la siguiente manera: “las

obras generalmente aceptadas por la crítica formal, [...], como ejemplos de pura belleza, son también, [...], el fruto de técnicas constructivas correctísimas” (Nervi, 1972, p.1).

Nervi, en sus obras consigue esta unión de técnica y estética, armonizando las tres grandes categorías que señala: estática, funcionalidad y economía, que constituyen para él las causas principales de la grandeza y dificultad de la Arquitectura (Nervi, 1945).

1.2. ANTECEDENTES DE NERVI Y LEGADO

Si bien para Nervi los constructores góticos fueron los predecesores de las técnicas modernas (Nervi, 1959), el siglo XVIII puso los cimientos sobre los que se levantaría el ingeniero profesional. En el año 1776 Coulomb abordaba la investigación matemática de las estructuras estáticas, calculando la presión contra las paredes y el número y la dirección de las fuerzas, así como los puntos de fractura de ciertas bóvedas. En el siglo XIX se refleja el progreso en la ciencia de las estructuras con la multiplicación de escuelas politecnicas en Francia, Alemania y Austria. La separación en este tiempo entre arquitectos e ingenieros era casi completa, reservándose la aplicación de los nuevos cálculos estructurales a la construcción experimental de los ingenieros en sus puentes, fábricas, estaciones de ferrocarril y palacios de exposiciones. (Huxtable, 1966).

Viollet-le-Duc (1854) consideraba que la arquitectura y la construcción debían ser aprendidas o practicadas simultáneamente y que la construcción aportaba los medios y la arquitectura era el resultado. Esta concepción de la arquitectura era particular dentro de una Era Victoriana, en la que contemporáneos como Ruskin definían la arquitectura como la “decoración” de la fachada (Huxtable, 1966).

A mediados del siglo XIX, la arquitectura y la ingeniería se daban de la mano en los grandes edificios para exposiciones. El Palacio de Cristal de William Paxton, en 1851, diseñado y ejecutado por un ingeniero, ya presagiaba la prefabricación y las estructuras de armazones metálicos que pueden ser desmontadas, que, en el siglo XX, suponen una auténtica revolución de la arquitectura (Huxtable, 1966).

Pier Luigi Nervi nace en Sondrio, Italia, un año antes de que François Hennebique, pionero en el hormigón armado, presentara su patente de 1892 en Francia e Italia (Iori, 2009). Pese a que anteriormente ya existían en los archivos de patentes experimentos e inventos sobre este campo (patentes de Joseph Monier en 1867 y Thaddeus Hyatt en 1878 como más destacadas), Hennebique puede considerarse el padre de la construcción moderna con hormigón armado, ya que su patente contemplaba la

continuidad de la armadura de unas secciones a otras marcando el principio de la construcción monolítica (Huxtable, 1966).

Nervi puede ser comparado en términos de posición histórica con el ingeniero Robert Maillart, el cual Bruno Zevi describía como ‘poeta’ y ‘escultor plástico’ por la ligereza y belleza de sus puentes y bodegas (Argan, 1993). La sensibilidad estética a las nuevas formas que emergían de la ingeniería estructural quedan patentes en su Pabellón del cemento para la exposición de Zurich de 1939 (Billington, 1979). En su estudio monográfico sobre Freyssinet, Fernández Ordoñez (1978) señala que Maillart y Nervi permanecen fieles al hormigón armado durante su carrera profesional mientras que Freyssinet considera este material como un paso más dentro de una evolución tecnológica. A finales de la tercera década del siglo XX Freyssinet inventa el hormigón pretensado, con el cual gana al propio Nervi en el concurso para el proyecto de la basílica enterrada de Pío X en Lourdes. Según Billington (1985), en la carrera de Freyssinet fueron los medios de ejecución y no la forma final, los que dominaron su imaginación. Otros representantes en distintos países pusieron sus capacidades técnicas y estéticas en el desarrollo de obras de arquitectura con hormigón armado. En España, Gaudí (1852-1926), Eduardo Torroja (1899-1961), Félix Candela (1910-1997) o en la escuela alemana, Franz Dischinger (1887-1953) y Ulrich Finsterwalder (1897-1988). Billington distingue entre la tradición científica alemana, la constructiva artesanal en España y la histórica artística en Italia, plasmada por la arquitectura nerviana (Nárdiz, 2017).

Una nueva estética industrial estaba aflorando debido a las nuevas técnicas, hacia 1910 ya se habían patentado y utilizado numerosas unidades prefabricadas. Peter Behrens en su fábrica de turbinas de 1909 o la fábrica Fagus de Walter Gropius en 1911, constituyen una idea clara de la estética industrial. En 1907 con la disposición del ‘Deutscher Werkbund’ se marcaba el inicio de la colaboración entre el arte y la industria, precursor del movimiento Bauhaus de la primera postguerra y de la aceptación de la estética de la máquina y lo funcional. Todo ello llevó a la consideración de las estructuras ingenieriles como base de la nueva estética arquitectónica con una belleza radical moderna. Nervi afirmaba que había visto incrementarse el tamaño y grandiosidad de las estructuras, hasta el punto de convertirse en tan aparentes que no podían ya quedar perdidas bajo las decoraciones (Huxtable, 1966).

Es interesante comparar las distintas aproximaciones en el campo industrial a partir de tres obras emblemáticas de Freyssinet, Auguste Perret y Nervi: ‘Les Ateliers de confection Esders’ (Perret, 1919-20), ‘Halle de Messagerie de la Gare d’Austerlich’

(Freyssinet, 1927-29) y la primera serie de hangares de Orvieto de Nervi (1935-38). La confección Esders constituye el modelo ideal de la estructura porticada de Auguste Perret. Con sus esbeltos arcos y plantas de poca altura consigue crear un espacio orgánico construido a través de la economía del hormigón armado. Perret crea un esqueleto donde estructura, espacio y luz se funden en el monolitismo del hormigón, dando la apariencia casi de una ‘‘máquina de luz’’ (Perret, 1935). Freyssinet, por su parte, reduce la cantidad de material empleado en cualquier circunstancia. Compose tres bóvedas paralelas, contrarrestadas por los pilares y pórticos de las fachadas laterales, la estación de mensajería de Asterlich, constituye una pieza maestra de la técnica constructiva, con unas marquesinas laminares que se prolongan hacia el exterior, pionera de las láminas de hormigón armado, muy anterior a las de Torroja y Maillart. Mientras que la parte baja del edificio es monolítica, la superior se divide en secciones con juntas de expansión; todo el esfuerzo de proyectar se centra en el aligeramiento de la estructura, correspondiendo cada sección a su función en el sistema de cargas. August Perret definía la arquitectura como el arte de organizar el espacio, Freyssinet la traduce como el arte de construir donde el espacio se conforma por el peso de la materia resistente (Fernández, 1978). Esta última definición se aproxima más a la de Nervi. Entre la arquitectura y la ingeniería que se muestran en estas tres obras, Nervi se sitúa del lado de la arquitectura. Para Nervi (1956), el nombre más adecuado para un hombre capaz de concebir y construir una estructura es el de arquitecto. En los hangares de Orvieto, con sus nervios curvados en cuadrícula y los pilares inclinados, Nervi, según Desideri, Nervi y Positano (1982), consigue una abstracción entre el espacio y la estructura. El hormigón armado en la arquitectura de Perret adoptaba las formas grandiosas pero clásicas de los encofrados de madera. Nervi en sus obras pretende liberar el hormigón armado de las matrices leñosas (Nervi, 1956).



Figura 4: Les Ateliers de confección Esders.
Fuente: Olmo y Chiorino, 2010.



Figura 5: Halle de Messagerie de la Gare
d'Austerlich. Recuperado de: <https://n9.cl/0gsy>



Figura 6: Primera serie de hangares en Orvieto. Fuente: Olmo y Chiorino, 2010.

En los años 30, el hormigón armado ya había sido ampliamente utilizado, acreditado arquitectónicamente en obras como la casa de pisos del 25 bis de la calle Franklin en París, donde Auguste Perret marcó un hito del movimiento moderno con sus voladizos y visible armazón de hormigón (Huxtable, 1966). Técnicamente, también estaba ya consolidado el uso del hormigón armado en los hangares de Orly de Freyssinet (1921-23), donde se rebajaron al mínimo los costes de construcción gracias a la colocación por encima de las bóvedas los arcos formeros, no por debajo como era habitual. De este modo, los nervios quedaban al exterior y el intradós quedaba liso, lo que permitía cimbras deslizantes. Torroja, por su parte, también defendía las superficies lisas en el interior para abaratar los costes (Nárdiz, 2017).

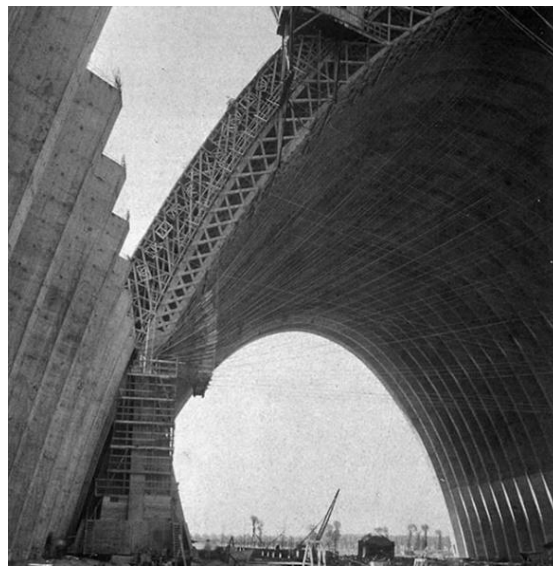


Figura 7: Hangares de Freyssinet en Orly. Fuente: Nárdiz, 2017.

La aportación de Nervi con sus primeras obras conocidas, desde el Estadio de Florencia (1932) a la primera serie de hangares de Orvieto (1935), daría al hormigón armado, ya madurado durante décadas, un nuevo avance tanto estético como técnico, consiguiendo resultados que justifican su reconocimiento universal. ‘‘El encofrado de madera es un camino obligatorio hacia las formas típicas de la madera, la cual restringe la libertad de las estructuras de hormigón. Esta limitación estructural se une a la económica, causada por el progresivo aumento del precio en relación con la complicación de las superficies, o de su curvatura, así como muchos elementos estructurales no pertenecen a la banalidad de las formas prismáticas, o superficies planas’’ (Nervi, 1965, p.41).

El problema para Nervi era encontrar el modo de construir estructuras curvadas o nervadas respetando los principios de economía estructural y de costes de construcción. La respuesta vino con el ‘‘Sistema Nervi’’, proceso de construcción a través del cual las estructuras más complejas se convertían en simples y económicas. El éxito de su método fue posible gracias al trabajo conjunto del prefabricado y del ferrocemento, ambos conocidos con anterioridad pero nunca antes aplicados de manera conjunta. El extraordinario potencial de la combinación de estos dos precedentes permitió liberarse de los encofrados de madera y conseguir resultados en términos de tiempos de ejecución y costes económicos excelentes (Poretti, 2010).

1.3.UN NUEVO MODO DE CONSTRUIR

Las características del ferrocemento y los métodos de su implementación representan las ideas más importantes en la vida profesional de Nervi. El entusiasmo con el cual presenta su invención en la ciencia y el arte de construir muestra cómo Nervi, experimentado y consciente de los problemas de la construcción, se está dando cuenta de la arquitectura misma. El hormigón armado, inicialmente destinado a reemplazar simplemente la piedra, la madera y el hierro, fue conquistando, en las primeras décadas del siglo, la dignidad de aparecer desnudo como un nuevo término de lenguaje. La primera serie de hangares de Orvieto (1935-38) habían mostrado la dicotomía no resuelta entre estructura y arquitectura con la carcasa de cubrición que ocultaba su fuerza expresiva. Hacer coincidir estructura resistente y forma era un objetivo ambicioso que se resolvería en futuras obras (Greco, 2008). Poco antes, en 1939, The Cement Pavilion en la Exposición de Zúrich, de Robert Maillart, ya había demostrado esta posibilidad

(Giedion, 1941). Según Filetti (1999), el desarrollo y la investigación, aún hoy vigentes, sobre cementos reforzados con fibras, muestran cómo Nervi estaba en el camino correcto para un progreso decisivo en el uso del hormigón armado.

El almacén experimental de la Magliana en Roma (1945) fue su primera aplicación de los nuevos experimentos sobre hormigón armado. Se trata de un pequeño almacén en el terreno de su empresa (21 x 12 m), totalmente construido con ferrocemento de 3 cm de espesor. El progreso que experimentó durante el cese de su práctica profesional por la guerra le hizo aplicar su experimentación a esta primera construcción. Las losas de ferrocemento están conformadas para adquirir, con la forma, las resistencias necesarias para crear una envoltura estructural que realmente coincida con la forma del edificio mismo, gracias a la libertad de poder prescindir de los encofrados. El pequeño almacén se resuelve con un único módulo de perfil ondulado, que se repite alternado con secciones rectas que permiten la inserción de ventanas y puertas. Este perfil es la síntesis de la sensibilidad estática y la sensibilidad constructiva. Los módulos de ferrocemento consisten en una estructura ligera de soporte, formada por barras de 5 mm cada 20 cm sobre la que descansa una malla metálica de 1 kg / m², cubriéndose con un mortero de áridos finos de buena calidad y cemento con bajo contenido de agua que, bajo la presión de colocación, llena los intersticios entre las capas de malla. Nervi es consciente de la importancia de su experimentación y define el pequeño almacén en numerosos detalles a escala 1:1; utilizando el nuevo material (de 3 cm) no solo para las paredes de soporte, sino también para todos los elementos de terminación: alféizares, aleros y pilares huecos reforzados (Greco, 1994).

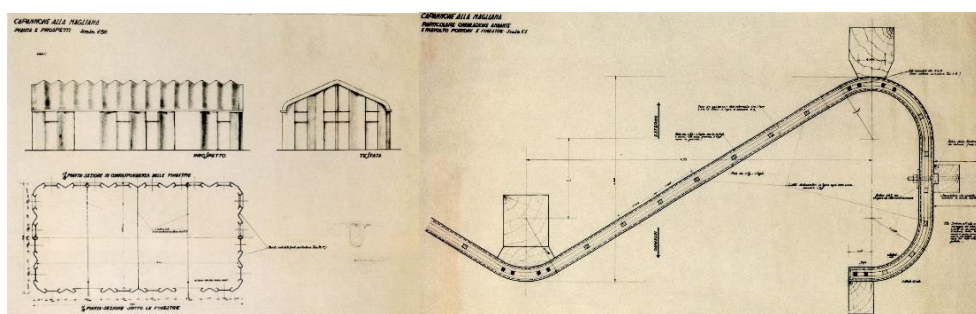


Figura 8: Almacén experimental de la Magliana. Fuente: Greco, 2008.

La posibilidad de combinar las ventajas de la prefabricación, desarrollada en los hangares de 1939, y el ferrocemento, que se está perfeccionando en Magliana, encuentra una oportunidad única para su experimentación en su obra ‘‘Cobertizo para maquinaria agrícola en Torre in Pietra, Roma’’ diseñado por la arquitecta Michele Busiri Vici. El permiso de construcción está fechado el 11 de enero de 1945 e incluye un complejo de

edificios rurales con una instalación agrícola tradicional a gran escala para el almacenamiento de vehículos y material, donde Nervi decide aplicar sus innovaciones constructivas. La gran sala de 18 x 36,60 m, aunque terminada con teja tradicional, dispone de una estructura de delgada losa acanalada, retomando los conceptos estáticos y formales ya aplicados en los hangares de 1936 y 1939. El techo se divide en rombos, pero la verdadera novedad para el cobertizo agrícola en Torre in Pietra es el proceso de construcción. En las dos series anteriores de bóvedas para los hangares, se avanza desde un complejo cimbrado de madera a la subdivisión en elementos prefabricados de los nervios, ensamblados en los nudos. El siguiente paso, experimentado en Torre in Pietra, era crear una estructura monolítica utilizando módulos prefabricados de ferrocemento que realizan la doble función de encofrado perdido resistente que conforma al mismo tiempo los nervios. La geometría más compleja se construye en una porción del almacén a la misma escala en un área contigua, donde verificando su geometría con precisión, se ejecutan los módulos de ferrocemento a mano. Una vez endurecidos y debidamente numerados, se ensamblan para reconstituir toda la superficie de cobertura. En este punto, se refuerza los espacios entre los módulos y se vierte hormigón para formar un todo sólido y monolítico (Greco, 2008).

Para Nervi (1965) el hormigón armado es el material más fecundo que la humanidad haya inventado. El hecho de poder crear una piedra con cualquier forma lo considera como mágico y del monolitismo nace su brillante solución estática. Por otro lado, prever el comportamiento de las estructuras de hormigón armado sería un obstáculo superado mediante la experimentación en modelos.

1.3.1. LA PREFABRICACIÓN

La publicación de los hangares en revistas de arquitectura renueva la fama y el éxito de Nervi algunos años después del estadio Berta. En la primera serie de hangares en Orvieto (1935-38) los elementos estructurales se realizaron con un gran desperdicio de material y tiempo. El deseo de poder diseñar nuevas arquitecturas de tal complejidad, pero con una reducción en los medios y dificultades, se convierte en el impulso para mejorar aún más su proceso de construcción. Por otro lado, este era también el imperativo en la Italia de la autarquía (Iori, 2009). Nervi intensifica sus experimentos y finalmente alcanza otro objetivo: la prefabricación (Greco, 2008).

La prefabricación estructural de Nervi se ubica en la historia del hormigón armado después de recordar, como primer ejemplo de aplicación en Italia, la construcción, en

1908, del Ponte Risorgimento en Roma, por el ingeniero Porcheddu basado en la patente de Hennebique. Sin embargo, su maestro Muggia, menos conocido, ya había experimentado esta técnica antes del 1908 en el laboratorio de estructuras de Bolonia (Greco, 2008). Al final de los años cuarenta Nervi tuvo que dar solución a techos de grandes luces con su técnica de ‘‘prefabricación estructural’’ que consiste en descomponer la estructura en partes individuales que no tienen en sí mismas una función estática concreta (como sería el caso de vigas que fueron prefabricadas en sus longitudes definitivas y refuerzo metálico) y que solo después de ensamblar todos los elementos mediante la soldadura de todas las piezas prefabricadas se consigue una estructura monolítica estable. La primera aplicación para su método en su obra fueron la segunda serie de hangares en Orvieto (1939) (Iori, 2009; Poretti, 2010).

Pese a la originalidad que le concedía Nervi a este sistema, Henry Lossier en 1915, Francia, ya había aplicado este método conectando las piezas con cementos especiales, aunque para estructuras de menor tamaño. Con este procedimiento se permitía solapar fases de construcción y conseguir un ahorro de materiales, mano de obra y tiempo. Según Greco (2008), la invención de Nervi, sin embargo, parece ser el fruto de una larga elaboración personal, sobre todo dirigida a la expresión de un lenguaje arquitectónico específico, a diferencia de los experimentos practicados por muchos otros ingenieros. La calidad arquitectónica de sus estructuras es lo que le otorga primacía en el sistema de prefabricación.

En 1939 Nervi patenta una serie de vigas arqueadas prefabricadas que se conectan entre sí mediante soldadura en los nudos. En Magliana se ejecutan modelos a escala real para llevar a cabo las pruebas de carga necesarias. La patente también incluía un sistema reticular de vigas transversales en previsión para prefabricar la misma estructura que tantos medios había supuesto en la primera serie de hangares (Greco, 2008)

A finales de 1939, con motivo de un nuevo concurso de Aeronáutica Militare, Nervi ganó la construcción de una nueva serie de hangares (en Orvieto, Orbetello y Torre del Lago Puccini), diseñados de forma similar a los dos de 1936, pero esta vez completamente prefabricados. Son importantes las innovaciones arquitectónicas del sistema general en comparación con la primera serie. La planta y el esquema estructural son simétricos y, los soportes, pilares inclinados con una reducción drástica de material en toda la estructura. La bóveda repite la disposición con nervios cruzados de los anteriores hangares, pero la simplificación debido a la prefabricación permitió el aligeramiento de los nervios que se vacían del material innecesario, manteniéndose solo

algunos macizos en el área central, donde se concentran los mayores esfuerzos. Las juntas entre los prefabricados se realizaron soldando el acero y vertiendo hormigón de alta resistencia. La eficiencia de su sistema de prefabricación estructural para conseguir una estructura monolítica acorde a la naturaleza del hormigón armado se demuestra, de manera trágica tras la destrucción por los alemanes con su retirada, viendo en las ruinas que la mayoría de las juntas permanecían intactas. En estos hangares es donde consigue Nervi, a través de su sistema constructivo y la experimentación en modelos, el rigor compositivo y economía que buscaba (Huxtable, 1966; Greco, 2008; Iori, 2009; Poretti, 2010).

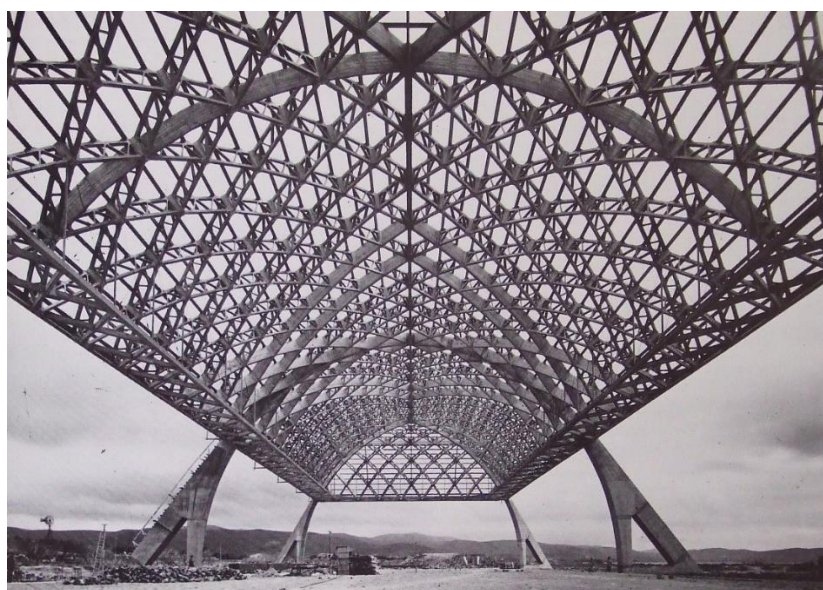


Figura 9: Segunda serie de hangares. Fuente: Olmo y Chiorino, 2010.

1.3.2. EL FERROCEMENTO

La prefabricación de ferrocemento permite a Nervi alcanzar nuevos horizontes de diseño, que previendo su potencial traducirá en patentes. El ensamblaje de piezas prefabricadas de ferrocemento permitiría lograr una libertad creativa nueva respecto a la construcción tradicional con encofrados de madera. El ferrocemento maduraría en las construcciones navales, a las que Nervi se dedica en este primer período y gracias a las cuales experimenta el material de forma adecuada para un progreso real en la construcción. En 1904, Silvio Canevazzi, profesor de mecánica aplicada a la construcción en la Real Escuela de Ingenieros de Bolonia, acuñó la palabra ferrocemento en italiano, probablemente por primera vez, combinando las dos palabras de los componentes principales del hormigón armado, aunque se refería al hormigón armado tradicional; Nervi, años después, redescubre el nombre, asociándolo con un procedimiento

constructivo que él considera innovador pero que, de alguna manera, devuelve a los orígenes distantes de esta técnica. Ciertamente, el ferrocemento no era más que la traducción literal del término utilizado por Joseph - Louis Lambot, uno de los pioneros de esta técnica constructiva, para indicar el material con el que llevó a cabo, más de cincuenta años antes, su "barco imputrescible" (Greco, 2008).

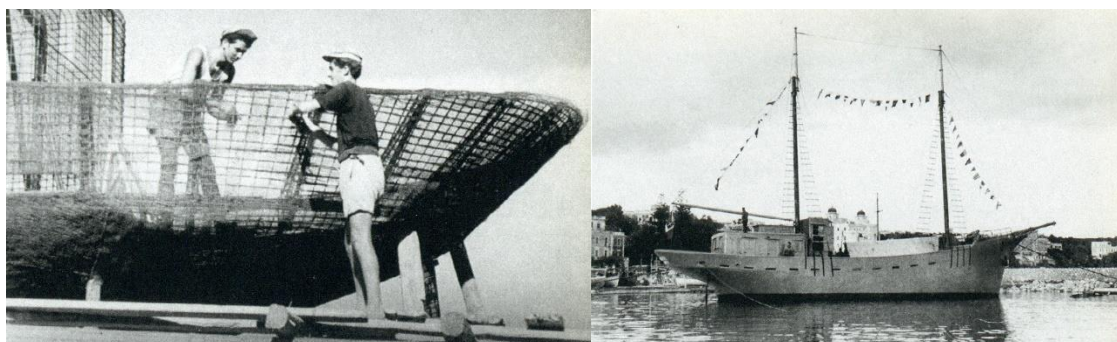
La patente de 1855 de Lambot describió una combinación de hierro y cemento, llamada "fer ciment", que reemplazaba a la madera de encofrado. Indica el proceso, que consistía en formar un refuerzo de metal dándole la forma más adecuada para el objeto a obtener para rematarlo con cemento hidráulico (fig. 2). Unos años más tarde, en 1867, Joseph Monier también ilustró su patente para un sistema de maceteros de hierro y cemento aplicados a la agricultura, hacía su forma en barras de hierro redondas o cuadradas y alambre de hierro en forma de parrilla, cubierto con cemento de todo tipo con un espesor de 1 a 4 cm (Monier, 1867). Las primeras aplicaciones significativas de los dos materiales conjuntamente, generalmente reconocidos en el origen de la historia del hormigón armado, fueron por lo tanto, según Fougerolles (1949), solo "contenedores" o "encofrados". Hennebique, desde 1892 introdujo una concepción diferente, creando vigas y pilares con un conglomerado de grava y hormigón armado con barras de hierro. Con las sucesivas patentes de Monier y de otros pioneros como Cottancin, se desarrolló el uso del hormigón armado con poco espesor. En Roma, por ejemplo, Carlo Gabellini, empresario de la construcción, entre 1896 y 1898, presentó una serie de patentes que perfeccionaron precisamente esta forma de utilización usando cemento reforzado para crear espesores muy bajos (Gabellini, 1896; Gabellini, 1898).

Las características más destacadas del ferrocemento fueron la ligereza, la fácil reparación y la ejecución con medios muy simples sin encofrado. A pesar de la rápida fama también adquirida en el extranjero por la firma Gabellini, poco se había investigado el comportamiento y sus posibles aplicaciones. Cuando Nervi comenzó su aprendizaje en la construcción junto a su maestro Muggia, pudo verificar directamente la versatilidad de esta forma particular de concebir el hormigón armado en la fabricación de todo tipo de objetos que Muggia producía (Greco, 2008).

En 1917, Nervi presenta su primera patente prematura, una mezcla de cemento reforzada con virutas de hierro, y en la segunda mitad de los años treinta, volvería a estudiar esta combinación más a fondo con un nuevo objetivo: el ferrocemento. Entre finales de la década de 1930 y principios de la década de 1940, Nervi comenzó a presentar una serie de patentes para la armada italiana en las que utilizaba cada vez elementos más

delgados hechos de mortero de cemento y malla de alambre (patentes para la cobertura de un torpedo subacuático y una boya de amarre), verificando su flexibilidad constructiva, impermeabilidad, ligereza y ahorro de material; cualidades que pronto aplicaría en las construcciones navales (Greco, 2008).

Desde las pequeñas embarcaciones pioneras de Lambot el uso del ferrocemento ha acompañado a la historia de la construcción naval. En Italia esta práctica ya estaba muy extendida a principios de siglo por el maestro del propio Nervi, Muggia. A mediados de los años treinta la Marina solicita a Nervi el diseño de algunos barcos de guerra, para los cuales reanudó el uso de esta técnica. En este punto, con el estallido de la guerra, las actividades de construcción se pausan; Nervi se concentrará en sus estudios y hará un balance del curso de la investigación de treinta años (Greco, 2008).



Figuras 10 y 11: Embarcación Irene en ferrocemento. Fuente: Greco, 2008.

Las escaleras de Florencia y los hangares le habían revelado las limitaciones que representa el encofrado para la gran plasticidad del cemento. En 1943 Nervi presenta su patente, aumentando la difusión del hierro y su porcentaje, crea un material de mayor resistencia y, sobre todo, de mayor elasticidad y alargamiento: el ferrocemento (Abercrombie, 1977). Con espesores que varían de 1 a 6 cm, su material se crea reforzado con múltiples capas de malla superpuestas de peso variable (hasta 1.5 kg / m²) junto con un conglomerante de mortero de cemento y arena fina. El verdadero avance es la liberación de las formas de los encofrados de madera, ya que la malla metálica es capaz de retener el mortero aplicado presionando con una llana. Los resultados obtenidos fueron respaldados por las primeras pruebas en laboratorio realizadas por Guido Oberti en el Politécnico de Milán (Grandori y Oberti, 1948).

Nervi consigue así crear membranas resistentes a la compresión y tracción, onduladas o plegadas, donde la coincidencia entre forma y estructura es posible, con una reducción de material y con una libertad creativa nunca antes alcanzada. Sus primeros

proyectos hipotéticos, no realizados, como un hangar circular o una cúpula de 300 metros de luz que cubre la plaza de San Pedro en el Vaticano, pretenden mostrar los resultados que se podían lograr con el ferrocemento, donde, según Greco (2008), su forma simple y sinuosa revela la síntesis de la construcción nerviana.

1.3.3. SENSIBILIDAD ESTÁTICA

La adaptabilidad del hormigón a cualquier forma y la capacidad de resistir los esfuerzos que Nervi consigue con la prefabricación y el ferrocemento, le permite crear estructuras que respondan al flujo de tensiones que se produce en su interior, convirtiéndose en la materialización exacta de los esfuerzos (Nervi, 1965).

La solución formal, una vez liberada de los encofrados de madera con el ferrocemento, respeta los principios que rigen la solución estructural. ‘‘La distribución de esfuerzos en un sistema hiperestático [...] es un modelo perfecto de justicia y distribución económica’’(Nervi, 1945, p. 5-9). Economía como sinónimo de honestidad intelectual, tener que utilizar de la forma más conveniente los recursos de los materiales y los métodos de construcción. El ‘‘Sistema Nervi’’ aseguraba la correspondencia entre decisiones estructurales y procedimiento constructivo, el cual era remarcablemente económico (Desideri, Nervi y Positano, 1982; Poretti, 2010).

Desde que la forma debía expresar la economía de la solución estructural, la intuición estática debía estar presente desde la primera idea de diseño. Nervi insta sobre el hecho de que los cálculos matemáticos de la teoría estructural solo pueden utilizarse para analizar una estructura ya diseñada. La base del diseño, donde quedan definidas sus principales características, no puede servirse solo de la teoría de estructuras y ha de depender de la simplificación intuitiva. Las obras de Pier Luigi Nervi no comienzan con fórmulas, es aquí donde el papel de la sensibilidad estática tiende un puente entre la intuición personal sobre las estructuras y el conocimiento científico acerca de ellas (Huxtable, 1966; Salvadori y Heller, 1976). Nervi indica como sensibilidad estática: ‘‘El hecho de idear un sistema resistente es un acto creativo que se basa, solo en parte, en datos científicos; la sensibilidad estática que lo determina, queda como la sensibilidad estética, como una capacidad puramente personal, o mejor dicho, el fruto de la comprensión y de la asimilación, llevado a cabo en el espíritu del proyectista, de las leyes del mundo físico’’ (Nervi, 1945, p.21).

En su libro “Aesthetics and Technology in Building” (1965), busca una relación entre la estética de la arquitectura y la tecnología de construcción. Tras examinar durante años las obras de arquitectura del pasado y del presente desde el punto de vista constructivo, Nervi (1972) llega a la conclusión de que las obras técnicas perfectas pueden ser inexpresivas, pero que no existe, ni en el pasado ni en el presente, obras arquitectónicas que no sean aceptadas y reconocidas desde el punto de vista estético que no sean al mismo tiempo excelentes desde el punto de vista técnico. En el pasado, la construcción se guiaba exclusivamente por intuiciones estáticas, fruto de la experiencia y del modo en que los materiales resisten las fuerzas.

Para Nervi, toda estructura en hormigón armado constituye un organismo en el que las tensiones se propagan y transmiten de unos nervios a otros, convirtiéndose el hormigón en la visible materialización del juego de fuerzas que se producen (Abram, 2010; Iori, 2009). Nervi se apoya en la convicción de que seguir a las leyes de la estática es de por sí garantía de éxito estético, así, modelando las estructuras según las fuerzas en el espacio, consigue formas armónicas y expresivas (Desideri, Nervi y Positano, 1982). Según Nervi (1942), las leyes de la naturaleza son la más sincera guía que pueda determinar una construcción. Nervi pretende crear organismos estructurales que respondan a las leyes de la estática (Huxtable, 1966).

La expresión de lo resistente encuentra su representación en la “teoría de la empatía estética” de Theodor Lipps (1851-1914) que ha influido en ingenieros como Nervi, Eduardo Torroja, Fernández Casado, Félix Candela y Antonio Gaudí (Nárdiz, 2017). Lipps explica por qué encontramos expresión aún en objetos inanimados, como es el caso que ejemplifica sobre las columnas, donde al mirarlas sabe por su experiencia pasada la clase de presión y contrapresión mecánicas que actúan sobre ellas. Según esta teoría la simple contemplación de la columna es suficiente para que la mente experimente los sentidos relativos a la distribución de cargas en base a experiencias pasadas (Arnheim, 1991). Del símil organicista han participado todos los estructuristas, donde el comportamiento de los seres vivos con sus estructuras internas se convierten en modelos de las estructuras creadas por el hombre (Cardellach, 1970). Resulta curioso hacer la comparación de dos citas sobre este símil organicista. La primera es de Alberti, que afirma: “..en toda clase de bóvedas, hemos de intentar imitar a la Naturaleza, la cual después de unir huesos, sujeta la carne con nervios, entrelazándola por todas partes con ligamientos que van a lo ancho, a lo largo, a lo alto y circularmente” (Huxtable, 1966, p.19). La segunda es de Nervi y trata sobre el refuerzo del cemento: “La norma de acero

debería tener una cualidad estética y dar la impresión de ser un sistema nervioso capaz de infundir vida a la masa inerte del cemento” (Nervi, 1956, p.39).

El carácter de la arquitectura de Nervi recae en la minuciosa superficie ondulante y en el denso tejido de nervios que configura bóvedas, cúpulas y forjados. Estos patrones, aunque dispongan de riqueza decorativa, responden fielmente el flujo de tensiones de la estructura (Poretti, 2010).



Figura 12: Intradós cúpula del Palazzetto dello Sport. Fuente: Iori, 2009.

1.3.4. EXPERIMENTACIÓN EN MODELOS

El uso de modelos para el ensayo en laboratorio de estructuras en hormigón armado se desarrolló en Europa entre 1935 y 1936, casi contemporáneamente por Nervi (en colaboración con el Politécnico de Milán) y por el ingeniero Eduardo Torroja (en el Instituto Técnico de la Construcción y del cemento, que él mismo ayudó a fundar, así como en el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales de la Escuela de Ingenieros de Caminos) (Arredondo et al., 1977). Los laboratorios de Madrid y de Milán son los primeros que utilizan esta técnica para reproducir fielmente, a escala reducida y con materiales apropiados, el comportamiento estático y verificar la resistencia para el dimensionado de estructuras complejas, donde los cálculos previos simplificados no eran suficientes (Huxtable, 1966).

Para conseguir la perfecta correspondencia entre el modelo y la estructura real era necesario un estudio profundo tanto del campo teórico como del práctico. Las bases para la experimentación en modelos se asentaron en el laboratorio ‘‘Prove Modelli e Costruzioni’’, junto al Instituto de Ciencia de la Construcción del Politécnico de Milán, creado por el profesor e ingeniero Arturo Danusso hacia 1930 (Danusso y Oberti, 1941), y con la experiencia de la actividad continua e intensa del profesor Guido Oberti que en 1936 había establecido las bases teóricas para la construcción y uso de modelos estructurales, definiendo las características de los materiales y ensayos (Oberti, 1956).

La primera colaboración entre Oberti y Nervi empezó en 1935 con la experimentación en modelos para la serie de hangares en Orvieto (1935-38), posteriormente en Orbetello (1939-42) y Torre del Lago (Oberti, 1980). Esta colaboración da un impulso nuevo y decisivo al campo de la experimentación en modelos y más intensamente al ISMES, centro de experimentación en modelos creado después de la guerra. Torroja utilizó modelos a gran escala (1:10) y materiales similares a los de la construcción real para el análisis de su Frontón de Recoletos. Los modelos para los hangares, sin embargo, fueron construidos a una menor escala (1:37) y con celulosa, analizando solo el campo elástico de peso muerto y viento. Las razones de esta menor escala eran las extensas dimensiones de 110 x 36 m en planta. Para un análisis más allá de los efectos elásticos se hubiera requerido un modelo a mayor escala. Los efectos de la escala ya se plantaban por Leonardo da Vinci y Galileo (Chiorino, 2010). No obstante, según Oberti, Nervi contribuye de manera crítica en la experimentación, introduciendo

las características singulares de cada proyecto, como la cimentación, articulaciones o procesos constructivos, con gran atención a la equivalencia de esfuerzos y materiales (Iori, 2009). Esto remarca la capacidad de diseño estructural y gran sensibilidad estática de Nervi.

En la segunda mitad de la década de 1960, el ISMES experimentó un número importante de proyectos en USA y Europa. En 1967 se analizó, con dos modelos a escalas 1:50 y 1:100, el Centro Cultural en Norfolk, Virginia, que presentaba algunas de las soluciones constructivas adoptadas para el Palazzetto dello Sport en Roma pero a una escala mayor con su cúpula de 135m (Chiorino, 2010). La obra de Nervi y su experimentación en el ISMES le daría a este centro reconocimiento mundial, siendo su nombre signo de garantía. Nervi, mediante la experimentación en modelos, consigue eliminar los límites de la construcción, poniendo de manifiesto su creatividad (Nervi, 1965).

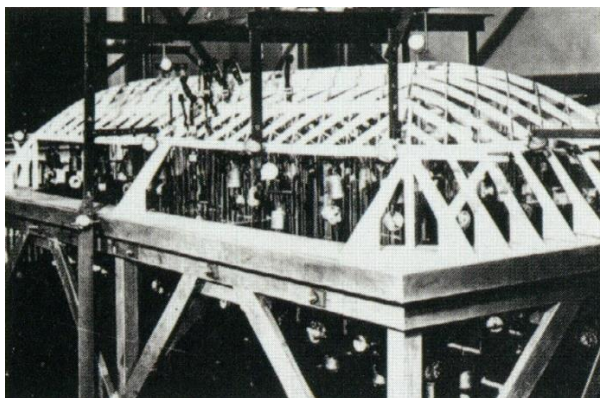


Figura 13: Modelo de celulosa para la segunda serie de hangares. Fuente: Olmo y Chiorino, 2010.

1.4. OBRAS SIGNIFICATIVAS Y LA ARQUITECTURA DEL DEPORTE EN LA CARRERA DE PIER LUIGI NERVI

Desde la construcción del estadio municipal Giovanni Berta de Florencia (1929-32) hasta la del Kuwait Sport Center (1968-69), pasando por los XVII Juegos Olímpicos de 1960, la arquitectura del deporte ha sido una constante en la carrera profesional de Pier Luigi Nervi (Antonucci, Trentin y Trombetti, 2016).

En la construcción del estadio Berta, Nervi encontró dos problemas que guiarían el curso de la experimentación en su carrera: la dificultad para realizar cálculos exactos sobre el comportamiento del hormigón y la falta de adaptabilidad a las superficies curvas de los encofrados de madera (Cimet, 1964).



Figura 14: Escalera del Estadio Berta. Fuente: Iori, 2009.

Al éxito del estadio Berta, le siguen proyectos innovadores como el hotel flotante (con R. Magnani, 1932-33), la casa giratoria (1934) y la segunda serie de hangares. Después de la Segunda Guerra Mundial, con su compañía Nervi e Bartoli, realiza una serie de trabajos con su 'Sistema Nervi': el Salone B (1947-49) y la Exposición C (1950) de la Exposición de Turín, la fábrica de tabaco en Bolonia (1951-52), el Palazzo del Lavoro en Turín (con Gino Covre, 1959-61) y las instalaciones para las Olimpiadas (el Palazzetto dello Sport con A. Vitellozzi; Palazzo dello Sport con M. Piacentini; el estadio Flaminio con A. Nervi y el Viaduct de Corso Francia) que le hacen ganar el Royal Gold Medal, el cual en los años anteriores fue concedido a arquitectos como Le Corbusier, Walter Gropius, Alvar Alto y Mies Van der Rohe (Iori, 2009; Antonucci, Trentin y Trombetti, 2016).

El aumento de su fama a nivel mundial coincide con la fundación de su Estudio Nervi en la década de 1950, realizando proyectos como la Sede de la UNESCO en París (con M. Breuer y B. Zehrfuss, 1952-58), la Estación de autobuses en Nueva York (1960-62), el rascacielos Place Victoria en Montreal (proyecto L. Moretti, 1962-66), la Sala de audiencias en el Vaticano (1964-71) o la Catedral de Santa María en San Francisco (con P. Belluschi, proyecto Mc Sweeney, Ryan y Lee, 1966-71) (Antonucci, Trentin y Trombetti, 2016).

Tras el enorme éxito internacional de las obras para los Juegos Olímpicos, se le encargan instalaciones deportivas en todo el mundo, tales como la Arena at Darmouth College en Hannover (con A. Nervi), el Sports Hall en Norfolk, Virginia (con Williams & Tazewell) o el Good Hope Centre en Ciudad del Cabo (con A. Nervi) (Iori, 2009).

1.5.EL PALAZZETTO DELLO SPORT EN ROMA (1957)

El Palazzetto dello Sport, ubicado en el distrito de Flaminio de Roma, es un edificio emblemático de los años de la posguerra de Pier Luigi Nervi, en los cuales destaca su experimentación con el ferrocemento y la prefabricación de elementos estructurales (Poretti, 2008). Este trabajo culmina en su larga trayectoria profesional el éxito estático, constructivo, económico y arquitectónico del ‘Sistema Nervi’: costó tan solo 200 millones de liras (265 incluyendo las instalaciones técnicas), fue construido en poco más de un año, fue celebrado en revistas de tecnología y arquitectura de todo el mundo y el arquitecto recibió los más prestigiosos premios en el área internacional, como el Royal Gold Medal (en los años anteriores fue concedido a arquitectos como Le Corbusier, Walter Gropius, Alvar Alto y Mies Van der Rohe) (Iori, 2009; Iori, 2017).

La estructura no fue concebida para acoger los Juegos Olímpicos de 1960, donde el edificio obtuvo fama. En un primer momento se trataba de un prototipo económico para complejos de deporte de tamaño mediano, que pretendía construirse de manera idéntica en todas las ciudades de Italia con una capacidad para 4000-5000 espectadores dependiendo del tipo de competición (Cuadernos de la Arquitectura, 1958; Bauen + Wohnen, 1960; Veresani y Visconti, 1994; Iori, 2009; Iori, 2010). La Comisión Olímpica Nacional Italiana (CONI) asignó el proyecto al arquitecto Annibale Vitellozzi, quien buscó la colaboración de Pier Luigi Nervi para encontrar la solución económica óptima para una cubierta de grandes luces. Los sistemas, accesorios y acabados tanto interiores como exteriores se restringieron a los mínimos necesarios (Iori, 2009; Iori, 2010).

El diseño, que juntos proyectaron, se trataba de una cúpula esférica de 59,20 m de diámetro, rebajada con 10 m de flecha y apoyada a la altura de la imposta sobre 36 pilares inclinados a modo de caballetes bifurcados, ordenados sobre una circunferencia de 78 metros de diámetro a cada 10 grados (Cuadernos de la Arquitectura, 1958; Ugarte, 1958; Desideri, Nervi y Positano, 1982; Iori, 2009; Iori, 2010). La arena se encuentra por debajo del nivel de planta baja, rodeada por gradas curvas. Los servicios se sitúan en el anillo perimetral entre los pilares y bajo las terrazas (algunos están situados en el sótano,

parcialmente excavado). La cúpula nervada se proyectó desde un primer momento con el “Sistema Nervi” de elementos prefabricados, mucho más barato que los sistemas tradicionales (Iori, 2009; Iori, 2010).

La primera aplicación del prototipo fue en Roma: el 20 de febrero de 1954 el consejo ejecutivo del CONI hablaba de la construcción de un centro de deportes en la Vía Flaminia y el 13 de abril la Comisión para instalaciones deportivas aprobó el proyecto. Esto fue con anterioridad a que Roma fuera elegida para los XVII Juegos Olímpicos el 15 de junio de 1955, aunque por supuesto, la oferta de Roma para los juegos estaba respaldada por este prototipo. El comité técnico, Costruzioni Olimpiche Roma (COR) el 15 de abril de 1955 presupuesta la suma necesaria para la instalación con 150 millones de liras y una reserva de otros 50 millones por si fuera necesario (en la fase inicial, Nervi había presupuestado 138 millones solo para la estructura), y se aprueba el proyecto definitivo (Iori, 2009; Iori, 2010).

Después de que los juegos fueran concedidos a Roma, el Palazzetto perdió prioridad para el COR, ya que tenían que organizar muchos otros edificios para que el evento pudiera tener lugar en la capital italiana. Nervi diseñó y construyó algunos de los otros proyectos para las Olimpiadas (El Complejo de Deportes de EUR in Rome con Marcello Piacentini, el Estadio Flaminio con su hijo Antonio y el viaducto en Corso Francia dentro de la ciudad de los atletas), a pesar de que no tuvo éxito en otros concursos (para el diseño del velódromo y la terminal de Fiumicino) (Iori, 2010).

Mientras tanto, el 21 de Julio de 1955 el ayuntamiento de la ciudad concede el solar (Iori, 2010), con una simple resolución del alcalde sin pasar por el cambio de planeamiento de la ciudad, ya que en esa ubicación estaba destinada a zona verde; además hubo que desalojar un campo de refugiados equipado inmediatamente después de la guerra. Resuelta la adjudicación del solar, se realizan estudios geotécnicos hasta la profundidad de 10 metros que desvelan una capa de arcilla pura y grava. Nervi diseña la cimentación de tipo superficial (Iori, 2009), un anillo continuo de 81,5 m de diámetro, 2,5 m de ancho y 40 cm de espesor (Ugarte, 1958; Bauen + Wohnen, 1960; Desideri, Nervi y Positano, 1979) capaz de absorber el esfuerzo de la cúpula a través de cables postesados envainados, anclados a la base de 6 de los 36 soportes usando el típico sistema de cono de Freyssinet (Iori, 2010), una de las pocas aplicaciones del postesado en las obras de Nervi (Nárdiz, 2017).

El coste estimado para la fase de cimientos no dejaba excedentes, y, debido a que el proyecto se había diseñado con el “Sistema Nervi” y a la inexistencia de ningún otro

proceso ni patente que se ajustase al precio y a los plazos, la asignación de la totalidad de la obra tuvo que darse por negociación privada a los únicos titulares de la patente, la compañía Nervi e Bartoli. La adjudicación del proyecto por el COR tuvo lugar en agosto de 1956 con un presupuesto de 200 millones de liras (en comparación con el presupuesto inicial de 160 millones de liras, incluidos los cimientos y los honorarios). Fue el proyecto registrado con nº3870 de la compañía, desde la concesión del solar transcurren 420 días para completar su construcción bajo la supervisión de Giacomo Maccagno, técnico municipal (Iori, 2009; Iori, 2010).

En la primera fase se ejecutó la cimentación y los 36 caballetes de forma antropomórfica mediante unos pocos encofrados que se reutilizaban en cada soporte a modo de prefabricado. Estos representan la figura de hombres con los brazos extendidos, con una pierna doblada y la otra apuntada hacia atrás para contrarrestar el empuje de la cúpula. Al mismo tiempo, junto a la obra, se había dispuesto un almacén donde ejecutar los prefabricados de ferrocemento (Iori, 2009; Nárdiz, 2017).

Nervi utilizó el proceso que venía utilizando desde el cobertizo en Torre in Pietra y la segunda serie de hangares de Orvieto, a través del cual la cúpula se dividía en piezas prefabricadas de ferrocemento para ser ensambladas en el sitio, formando, al verter el hormigón, una estructura monolítica. Se elaboraron 13 piezas distintas, ‘tavelloni’ o piezas huecas, como se llamaban en la patente de 1950. Las piezas (triangulares, romboides o alargadas en el caso del óculo central) se dimensionaron para poder ser fabricadas y transportadas por dos operarios a mano (Iori, 2009).

La misma técnica ya había sido utilizada en el Hall B de Turín, que se trataba de una cúpula similar, pero a una escala mayor; respaldado por su análisis, Nervi prescindió de la experimentación en modelos para el caso del Palazzetto (Iori, 2009).

El ferrocemento utilizado, con sutiles diferencias respecto a su patente de 1943, estaba compuesto por una rejilla de armadura de 6mm dispuesta cada 15cm con superposición de malla de 0,6 kg/m² (Ugarte, 1958; Bauen + Wohnen, 1960; Iori, 2010). El cemento de áridos finos configuraba un espesor de 2,5 cm. Con la prefabricación artesanal, dividida en pasos secuenciales, el proceso resultó muy económico, se ejecutaban más de 30 piezas de ferrocemento al día. Primero se construyó un segmento de la cúpula a escala real con madera, sobre él se dibujaron y realizaron los ejes de los nervios con mampostería y se recubrió todo con yeso; sobre ella con ferrocemento se elaboraron 13 moldes. Estos primeros, llamados ‘abuelas’ según la verba de la obra, volteándolos sirvieron para alojar a un determinado número de ‘madres’ que resultaban

idénticas a los moldes de mampostería, usando estas últimas se realizaron decenas de ‘hijas’ idénticas a las abuelas que finalmente conformaban la cúpula (Iori, 2009; Iori, 2010).

En diciembre de 1956, las 1620 piezas prefabricadas estaban listas, apiladas y numeradas, organizadas en 13 tipos. Gracias al ferrocemento y la no necesidad de encofrados de madera se pudo utilizar un sistema de andamiaje ligero tubular. Una vez dispuestas las piezas en su posición definitiva, con la ayuda de una grúa que operaba desde el óculo, se hormigona en los canales que habían conformado los nervios de mampostería y se vierte una capa de hormigón de 3 cm reforzada con malla metálica sobre toda la cúpula, así el mosaico queda ensamblado y formando un todo monolítico por las conexiones de las armaduras del ferrocemento con los nervios. El prefabricado de ferrocemento, que actúa de encofrado perdido, está perfectamente terminado por el intradós, listo para quedar visto y conformar la expresividad de la obra y su sinceridad constructiva (Ugarte, 1958; Desideri, Nervi y Positano, 1982; Iori, 2009).

La cúpula se terminó en tan solo 30 días: al final de febrero el andamiaje se retiraba y los trabajos de tabiquería interior y acabados se terminaban. Sobre la cúpula se vierte una capa aislante de 5cm de vermiculita, seguida de una capa de Bitragar y arena para sostener las capas impermeabilizantes de vetroflex y asfalto, finalmente se le da un acabado de pintura bituminosa gris, la cual requiere mantenimiento y explicaría la apariencia descuidada de la obra hoy en día (Iori, 2010).

El 14 de septiembre se firma el final de obra en cumplimiento de los términos del contrato, realizándose la prueba de cargas el 30 de septiembre (Iori, 2010). La deformación elástica del anillo de cimentación fue de un aumento del radio en 5 mm, coincidiendo exactamente con los cálculos previstos (Ugarte, 1958). El 6 de octubre, con el partido de baloncesto entre Italia y Checoslovaquia, la vida deportiva del Palazzetto comenzaba (Iori, 2010).



Figura 15: Vista aérea construcción del Palazzetto dello Sport. Fuente: Iori, 2009.



Figura 16: Secuencia constructiva de los prefabricados de ferrocemento. Fuente: Iori, 2009.



Figura 17: Palazzetto dello Sport en Roma. Recuperado de: <https://n9.cl/2y6d>.

Los alzados, las secciones y las plantas, así como detalles constructivos e imágenes que han permitido contrastar la información y realizar el modelo se adjuntan en los anexos (pp. 110-113).

2. ANTECEDENTES EN LA INVESTIGACIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL ‘PALAZZETTO DELLO SPORT’

Tras una búsqueda bibliográfica, la investigación encontrada acerca de la estructura del Palazzetto previa a este trabajo se dirige a la realización de modelos a escala reducida.

Con motivo del proyecto "Pier Luigi Nervi. Architettura come Sfida", un proyecto expositivo itinerante dirigido por Carlo Olmo, que estuvo en Bruselas, Venecia y Roma, entre 2010 y 2011, se elaboraron diferentes modelos de sus obras más significativas, en especial de las realizadas para los Juegos Olímpicos de 1960 (Nervi et al., 2011).

En este contexto, la contribución del NerViLab (Nervi Virtual Lab), grupo de investigación del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica de la Universidad Sapienza en Roma, fue analizar y representar los aspectos estructurales, geométricos, formales y constructivos de algunas de las obras seleccionadas para el proyecto expositivo (Nervi et al., 2011).

Para representar y analizar la síntesis nerviana entre composición estructural, forma geométrica y construcción, el NerViLab primero realizaba el modelado matemático tridimensional de las diferentes obras, que posteriormente se imprimía en una impresora 3D de estereolitografía. Una vez impresos, para facilitar la interpretación correcta de los componentes arquitectónicos, se insertaron elementos de materiales tradicionales como madera, policarbonato y metacrilato. El uso de esta tecnología permitió crear réplicas exactas de las obras de Nervi a escala reducida, como es el caso del Palazzetto, elaborado a escala 1:50 (Nervi et al., 2011; Casale y Rossi, 2014).

Paralelamente, pero únicamente para la exposición de este itinerario realizada en el Museo MAXXI de Roma, el laboratorio de este museo, el SIXXI3DLab, elaboró otro modelo del Palazzetto. Este modelo, diseñado por Iori y Poretti y construido por Sergiusti y Giudice, reproduce una cuarta del Palazzetto, para optimizar los costos, pero a gran escala (1:25). Tiene 3,6 metros de diámetro y las piezas romboidales del Palazzetto, de 2,5 cm de grosor en el original, se hacen con láminas de poliestireno de 1 milímetro, cortadas con una máquina CNC (Control Numérico Computarizado). Todo el proceso de construcción del modelo tuvo lugar repitiendo la secuencia de ejecución real, por supuesto, adaptando dicho proceso a las tecnologías disponibles y a la escala reducida (Iori, 2017; Capurso y Giannetti, 2019).

Posteriormente, en 2016 y con motivo de una nueva exposición realizada en el MAXXI, denominada “In Contatto con Nervi”, se creó otro modelo del Palazzetto, a escala 1:300. Los encargados de la elaboración del mismo fueron dos estudiantes del Instituto Superior de Industrias Artísticas, Aureliano Capri y Elettra Renzi. En este caso, la exposición pretendía llegar también a la gente con discapacidad visual, por lo que este modelo representa una versión fácilmente comprensible del edificio y tácticamente explorable por todos (Antonucci, Trentin y Trombetti, 2016).

3. OBJETIVOS

Los objetivos de este Trabajo Final de Grado son:

- Realizar un modelo geométrico en Autocad para su importación a SAP2000.
- Definir en este modelo idealizado las secciones y materiales que se han extraído de las fuentes bibliográficas.
- Simplificar para el modelo idealizado las coacciones externas en los apoyos.
- Evaluar las acciones a las que está sometido el edificio según el CTE-DBSE.
- Asignar dichas acciones al modelo.
- Formular las combinaciones de acciones para el cálculo de la estructura.
- Calcular la estructura con el programa SAP2000 v20.2.0.
- Comprobar el cumplimiento de los Estados Límite de Servicio (ELS).
- Comprobar el cumplimiento de los Estados Límite Últimos (ELU).
- Extraer conclusiones sobre el comportamiento de la estructura.

BLOQUE 2: ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DEL “PALAZZETTO DELLO SPORT”

En este segundo bloque se analizará el comportamiento de la estructura del “Palazzetto dello Sport” con el programa SAP2000 Versión 20.2.0, en base a las exigencias de la normativa vigente del CTE aunque atendiendo a la normativa italiana NTC 2018 cuando se deban conocer parámetros de carácter dependiente geográfico. Para realizar el modelo geométrico de la estructura se ha utilizado el software Autocad 2019.

Los datos que no se han podido obtener de la reseña bibliográfica y documental sobre el edificio se han simplificado. El primero es el tipo de acero que se utilizó en obra (que se ha adoptado un acero $f_{yk} = 400\text{MPa}$), el segundo es la fuerza de postensado de los cables de la cimentación (que se ha deducido a partir de la deformación horizontal del anillo que sí era dato conocido).

La simplificación del modelo de análisis consiste en modelizar solamente la cubierta conformada por la cúpula y los 36 soportes antropomórficos que la sostienen, así como el anillo de cimentación. Por tanto, se ha obviado el sistema interior de semisótanos y de graderío, que si bien forma parte del edificio no se unen al mismo estructuralmente. Resulta adecuado hacer esta simplificación teniendo en cuenta que el propio Nervi (1965) afirmaba que la característica fundamental del Palazzetto era la independencia completa de la cúpula respecto de las gradas y servicios inferiores.

Se evaluará la seguridad, estabilidad y funcionalidad del modelo según la normativa del CTE (*DB-SE*, *DB-SE-AE*, *NCSE-02* y *EHE-08*). Cuando, para la evaluación de acciones, sea necesario obtener datos de carácter geográfico o climatológico se acudirá a la normativa italiana NTC 2018. El objetivo es comprobar si la estructura del Palazzetto dello Sport se adecúa a las exigencias de deformaciones y resistencias últimas del CTE, así como comparar los resultados de la deformada horizontal del anillo de cimentación que se obtuvieron en la obra real con el modelo en SAP2000.

Se admiten las siguientes hipótesis básicas:

1. El agotamiento se produce cuando en la sección se alcanzan determinadas deformaciones. Las deformaciones límite en agotamiento son (signo positivo en tracción y negativo en compresión): en el acero traccionado, $\epsilon_s \leq 10,0\%$, y en el hormigón, $10,0\% \geq \epsilon_c \geq -3,5\%$ desde que la sección está uniformemente

traccionada ($x=-\infty$) hasta que toda la sección está comprimida por primera vez ($x=h$), y $-2,0‰ \geq \epsilon_c \geq -3,5‰$ a partir de ese momento.

2. Las secciones de hormigón permanecen planas después de la deformación aceptando la hipótesis de Bernoulli.
3. Existe compatibilidad de deformaciones entre acero y hormigón.
4. No se considera la resistencia a tracción del hormigón.
5. Se adoptan diagramas simplificados de cálculo tensión-deformación tanto para el acero (elastoplástico) como para el hormigón (parábola-rectángulo).

Para que una sección de hormigón armado sometida a esfuerzos exteriores no colapse, estos esfuerzos deben de estar en equilibrio con la resultante de las tensiones en el material. El equilibrio se establece aplicando las ecuaciones de equilibrio estático de fuerzas y momentos.

Además, el análisis estructural se realiza sobre un modelo de la geometría idealizado, donde se estudia una aproximación a las acciones, a las condiciones de enlace y al comportamiento de la estructura.

4. MODELO GEOMÉTRICO EN AUTOCAD

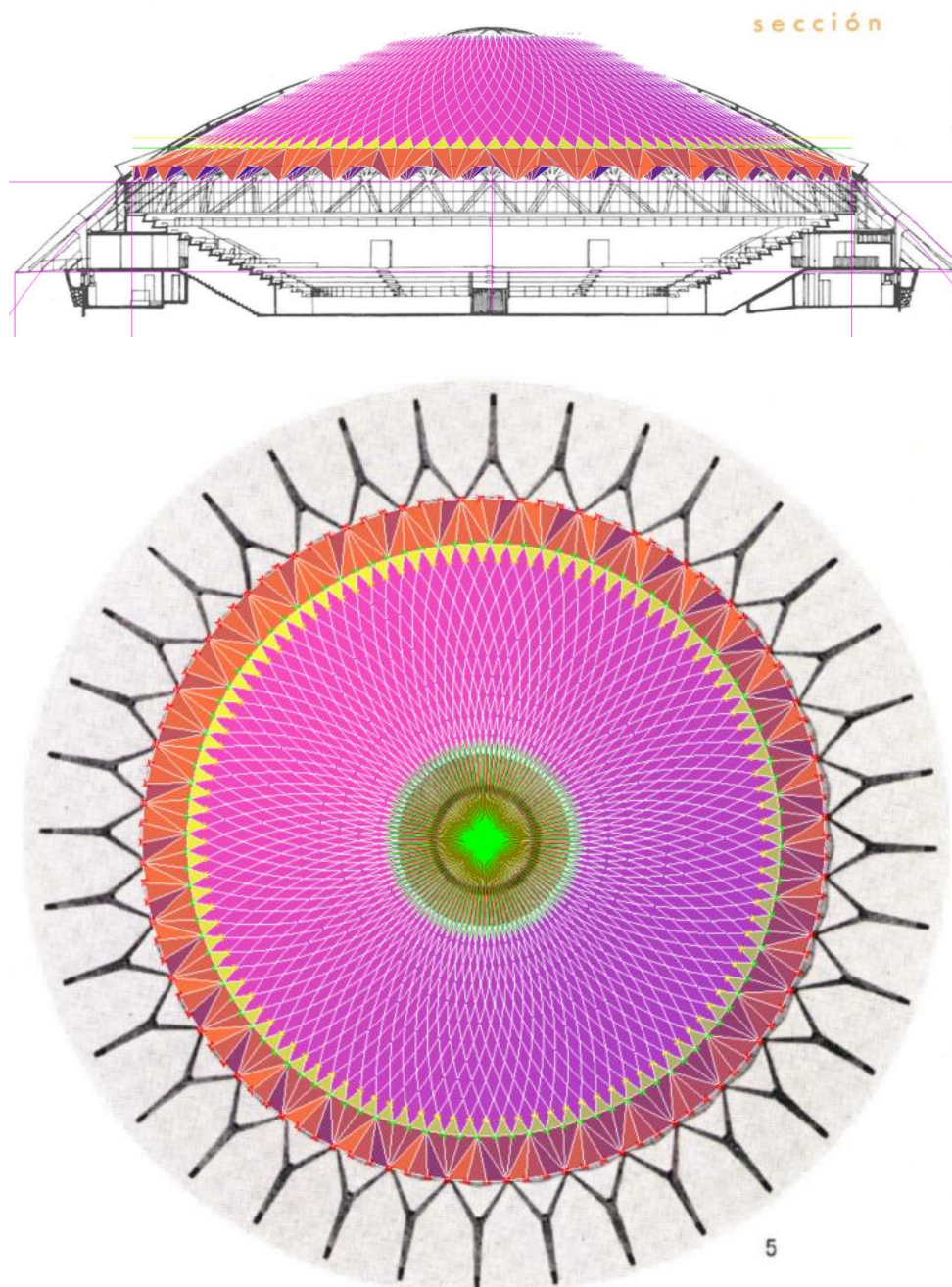
El modelo geométrico está dibujado con Autocad 2019 de Autodesk. De las diversas fuentes bibliográficas que se encuentran al final de este trabajo (principalmente revistas técnicas contemporáneas a la obra), se extraen los siguientes datos:

	DATOS	SE DESCONOCE
Cimentación	Superficial. Anillo de 81,5 m de diámetro a eje. 2,5 m de ancho. 40 cm de espesor generalmente, pero recrecida a 80 cm cada 6/36 soportes. Postesada mediante 14 cables (12 Ø7) repartidos en sus caras superior e inferior. Sistema de cono Freyssinet para el postesado. HA-14	Tensión de postesado. Tipo de acero.
Soportes en "Y"	36 caballetes en Y ordenados a cada 10 °. Inclinados según la tangente a la curva de la cúpula en el plano de la imposta. Apoyados sobre el suelo sobre circunferencia de 78 m. Prolongados bajo el suelo hasta conectar con la cimentación. Armado. HA-14	Tipo de acero.
Cúpula	Formada por 1620 elementos prefabricados. Diámetro en la imposta de 59,2 m. Altura en la clave de 21 m desde la arena. 10 m de flecha. Espesor medio de 12 cm. 13 tipos de elementos prefabricados de 2,5 cm de espesor. Capa de vermiculita de 5 cm de espesor sobre ella, además de impermeabilización. Armado de los prefabricados. HA-14	Tipo de acero.

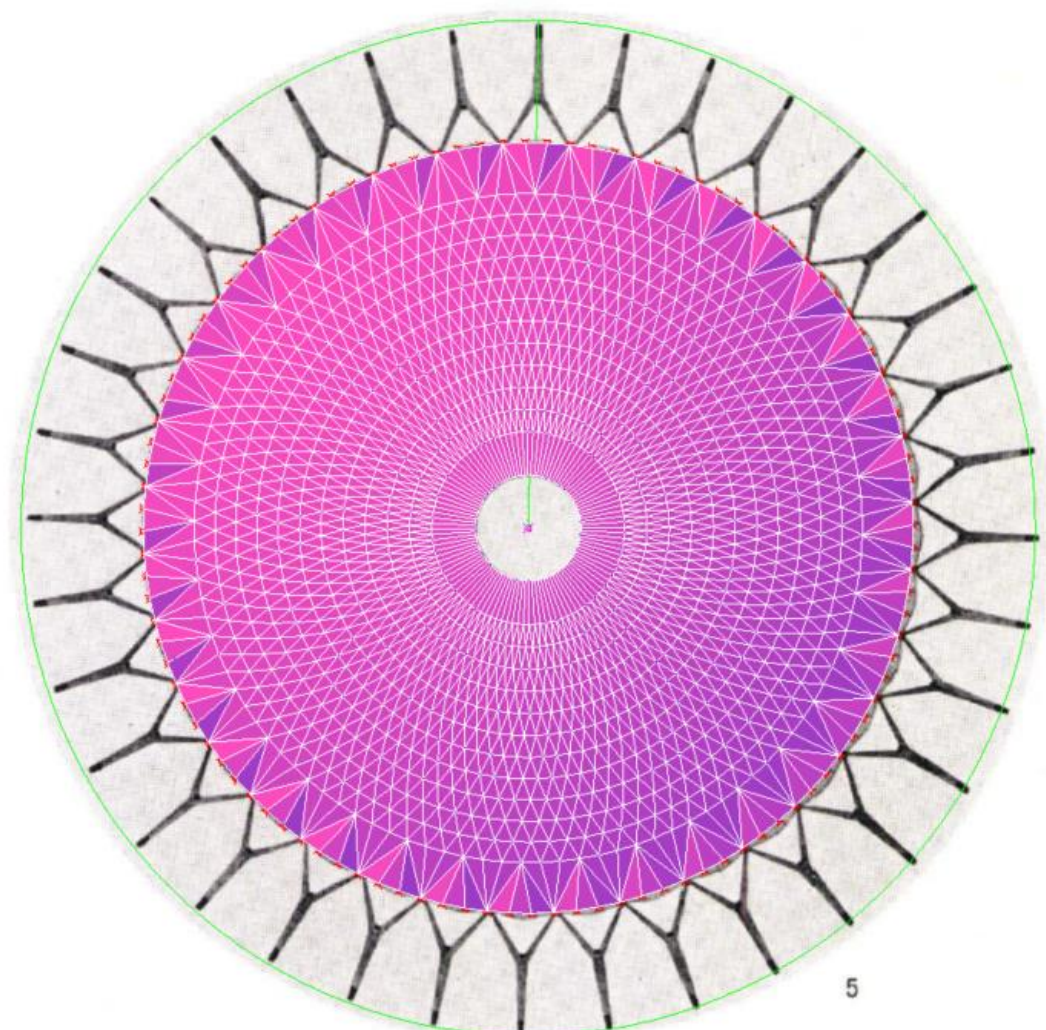
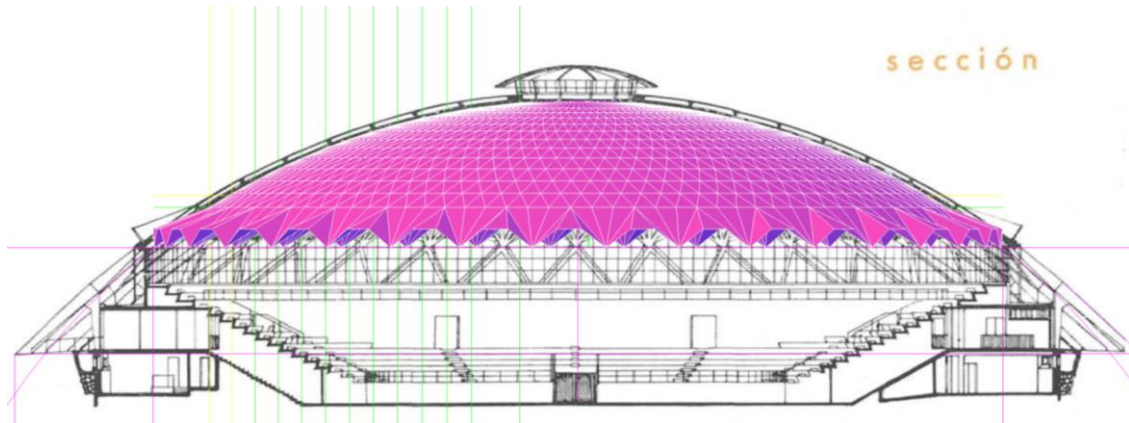
Tabla 1: Datos del Palazzetto para la realización del modelo. Fuente: elaboración propia.

Los elementos que componen la geometría se han dibujado mediante los comandos "LINEA" (elementos donde prima la longitud: soportes en "Y", nervios, cables postesados) y "3DCARA" (elementos donde el espesor es muy inferior a las otras dos dimensiones: 13 tipos de elementos prefabricados, cimentación).

La cúpula está formada por 1620 elementos prefabricados de ferrocemento de forma romboidal, a excepción del perímetro de la imposta que se realiza con piezas triangulares y del óculo central que se ejecuta con piezas alargadas trapezoidales. Con el modelado mediante 3dcaras romboidales planas, se consigue un tronco de cono. Pese a no ser la geometría deseada nos proporciona, conociendo el diámetro de la cúpula en la base, una progresión del tamaño de los 13 elementos prefabricados mucho más exacta que cualquier calco de planimetría.



Teniendo ya una planta donde se definen con exacta precisión las intersecciones de los nervios, realizando un levantamiento hasta la intersección con el perfil del casquete esférico, conseguimos la discretización de los romboides en formas triangulares, permitiendo la configuración de doble curvatura para conformar el casquete esférico, es decir, la cúpula.



Figuras 20 y 21: Alzado y planta en Autocad del modelo con 3dcaras triangulares. Fuente: elaboración propia.

Los soportes se dibujan inclinados, tangentes a la curvatura de la cúpula a la altura de la imposta, conociendo sus puntos iniciales y finales. Siguiendo esta inclinación se dibujan para partir de su inicio en una circunferencia de 78 m hasta otra concéntrica de 59,2 m (diámetro de la cúpula a la altura de la imposta), conociendo ya los puntos de la cúpula donde se unirá la bifurcación. Cada soporte se repite a cada 10° , hasta conformar los 36 soportes.

La cimentación, se dibuja con 3dcaras atendiendo a las dimensiones reflejadas en los planos de detalle a escala 1:10 de las fuentes bibliográficas. Se discretiza la superficie creando un anillo, que forma una especie de corona de caras rectas, aproximándose a la configuración de caras curvas, que no se pueden realizar con 3dcaras. Se ha previsto la subdivisión para localizar los cables de postesado y para diferenciar los recrecidos de espesor (de 40 cm a 80 cm en 6/36 soportes). Con la misma inclinación de los soportes estos se prolongan hasta su intersección con la cimentación.

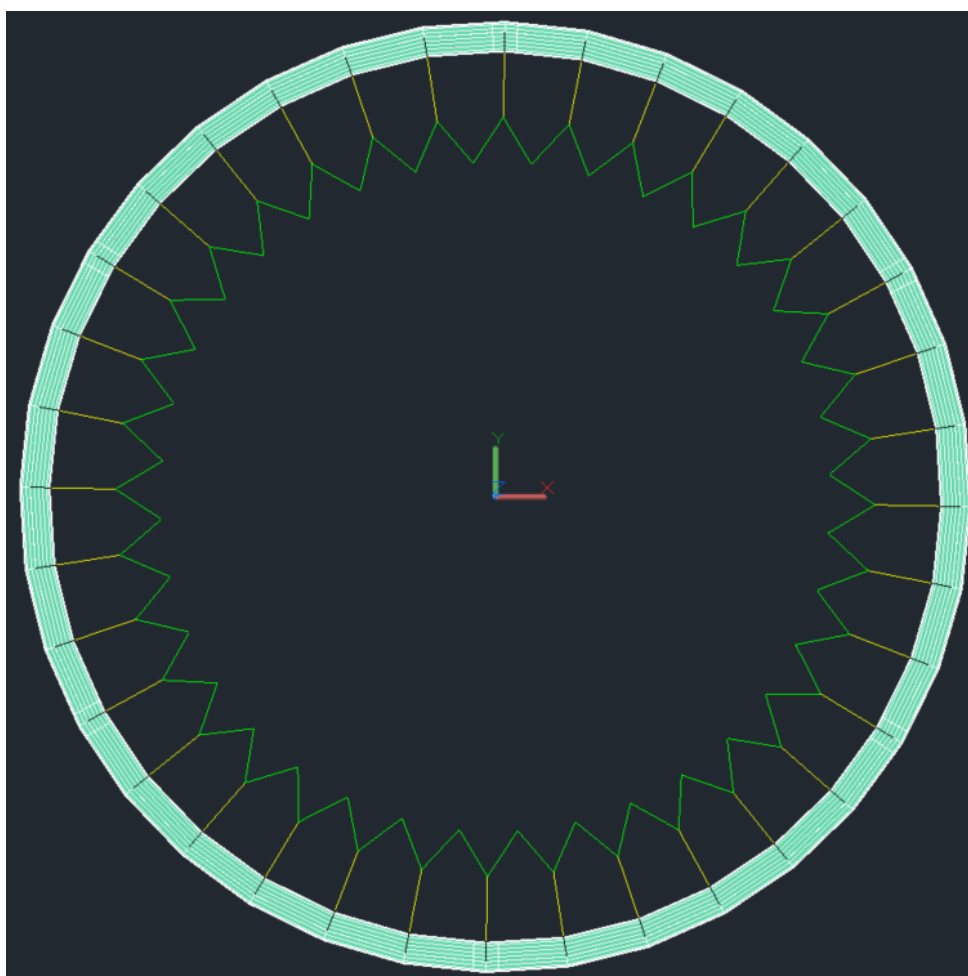


Figura 22: Planta de la cimentación y soportes del modelo en Autocad . Fuente: elaboración propia.

El modelo geométrico de la cúpula y los pilares se ha dibujado de manera análoga al procedimiento constructivo que se realizó en la obra (se construyó una montea a escala real de 1/36 de la cúpula para la prefabricación de los elementos de ferrocemento). Se ha modelado el sector correspondiente a 1/36 de la cúpula para después ejecutar la orden "MATRIZRADIAL", guardando precaución de la no duplicidad de nervios. La cimentación se ha dibujado de manera similar, pero atendiendo a la discontinuidad que representan los recrecidos a cada 6 soportes. El sombrerete superior (también de hormigón pero sustentado por perfiles metálicos) se ha dibujado discretizando la superficie en 3dcaras triangulares y con líneas para la formación de los nervios y conectores a la cúpula.

El resultado final del modelo en Autocad 2019 es el que sigue:

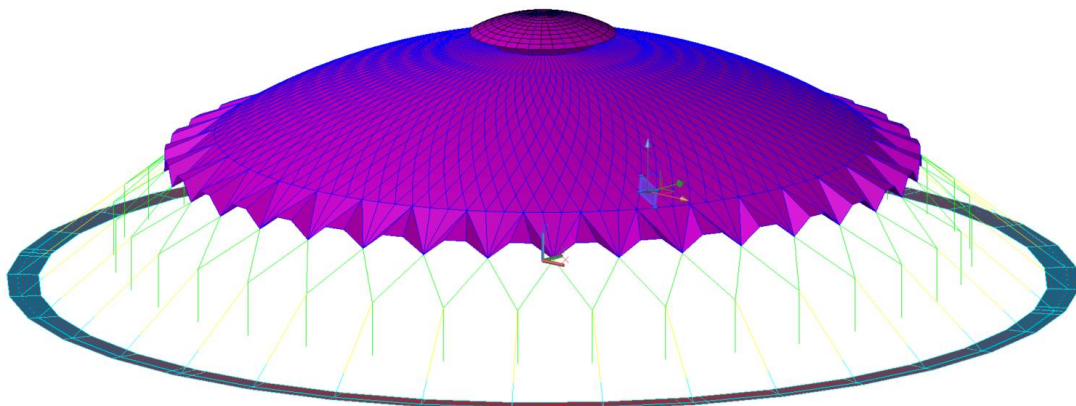


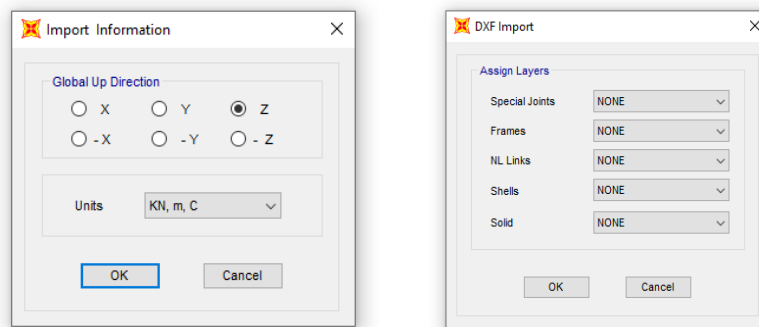
Figura 23: Modelo final en Autocad 2019. Fuente: elaboración propia.

5. IMPORTACIÓN DEL MODELO A SAP 2000 V.20.2.0

Con el modelo de Autocad terminado se genera un archivo “.dxf”. Para ello, previamente se ha cargado en Autocad una aplicación desarrollada por David Gallardo, que orienta de manera adecuada todos los ejes locales de barras y 3dcaras (que por defecto se dibujan siguiendo la “regla de la mano derecha”) y exporta en dicho formato en la misma ubicación del archivo “.cad”.

5.1.IMPORTACIÓN Y DEFINICIÓN DE GRUPOS

La importación se realiza desde File>Import>AutoCAD .dxf File. Seleccionando nuestro archivo “.dxf” se abre un cuadro de diálogo que nos permite importar por distintas categorías, distinguiendo entre Frames (líneas) y Shells (3dcaras). Se debe elegir la dirección del eje global z así como las unidades.



Figuras 24 y 25: Menús de importación en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

En el menú Define>Groups, podemos añadir tantos grupos de selección como queramos. No tiene por qué depender del número de capas importadas, ya que una misma capa puede pertenecer a varios grupos o a ninguno. Es importante recordar el orden de importación para que desde el menú de Define Group Names se pueda cambiar el nombre por defecto o crear nuevos grupos.

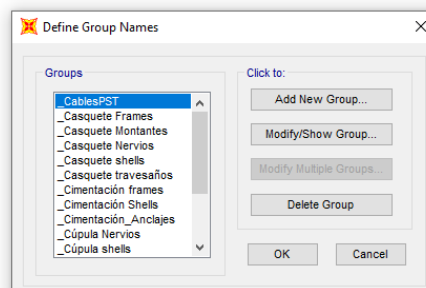


Figura 26: Menú de definición de grupos en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

Creando los grupos acertadamente tendremos gran libertad para seleccionar los elementos de nuestro modelo desde **Select>Select>Group** o **Ctrl+G**. Estos son algunos de los grupos creados en el modelo del Palazzetto:

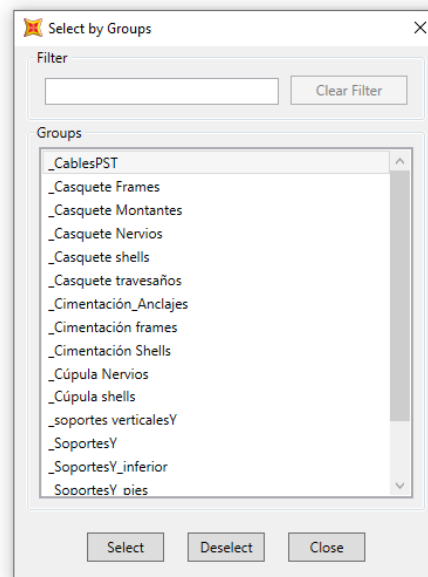


Figura 27: Menú de selección por grupos en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

5.2.DEFINICIÓN DE MATERIALES

El hormigón utilizado fue un HA-14. El tipo de acero empleado se desconoce tanto para el armado genérico como para el postensado. Debido a esto, se considera para las armaduras un acero B 400 SD.

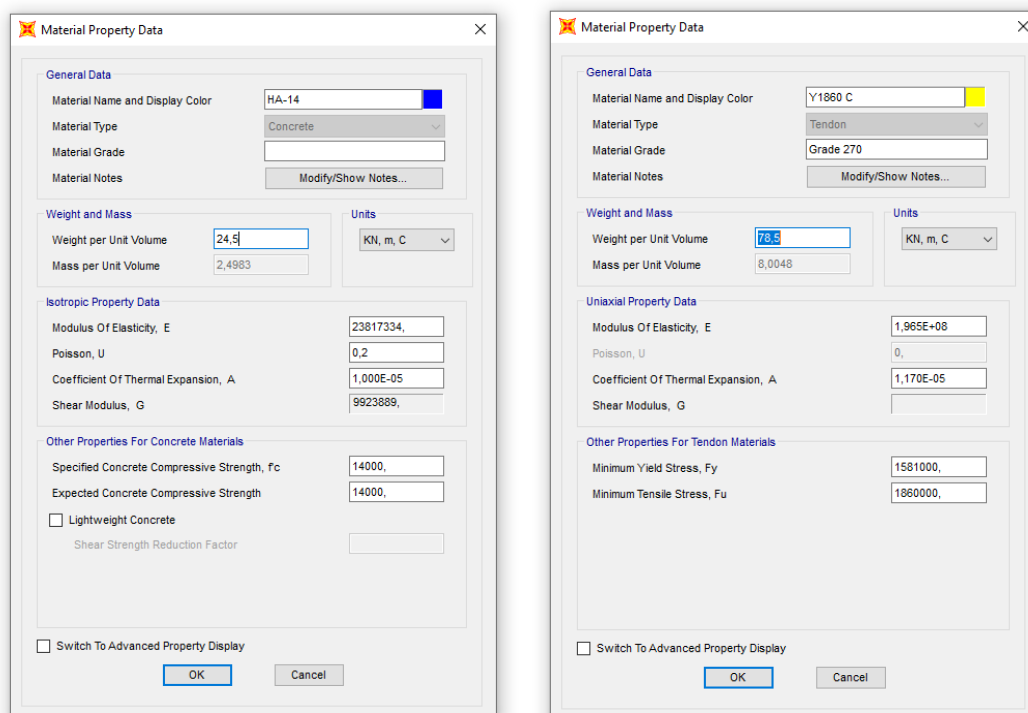
Las características del HA-14 son:

- Resistencia a compresión característica $f_{ck}= 14\text{N/mm}^2$.
- Peso específico = $24,5\text{kN/m}^3$.
- Coeficiente de Poisson= 0,2 (EHE-art. 39.9).
- Coeficiente de dilatación térmica= 1×10^{-5} (EHE-art. 39.10).
- Módulo de deformación secante: 23817,334 MPa (EHE-art. 39.6).

Las características del acero B 400 SD son:

- Resistencia a tracción característica $f_{yk}= 400\text{N/mm}^2$. (EHE-art.32.2).

Desde el menú Define>Materials, definimos los materiales que vamos a emplear: HA-14 y acero para postesado Y 1860 C.



Figuras 28 y 29: Menús de definición de materiales en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

5.3.DEFINICIÓN Y ASIGNACIÓN DE SECCIONES

Las secciones y espesores de los distintos elementos se han extraído de la bibliografía correspondiente a la obra del Palazzetto (mayoritariamente de revistas técnicas italianas contemporáneas a la obra). Para la definición de secciones en SAP2000 V.20.2.0 nos dirigimos al menú Define>Section Properties>Frame Sections/Area Sections.

5.3.1. SECCIONES DE BARRAS

5.3.1.1. NERVIOS DE LA CÚPULA

Para la sección resistente de los nervios de la cúpula se ha considerado la simplificación de una sección rectangular de 10,7 x 33 cm y se le ha asignado un material de HA-14. Para la definición de esta sección se asiste al menú Define>Section Properties>Frame Sections>Add New Property>Concrete>Rectangular.

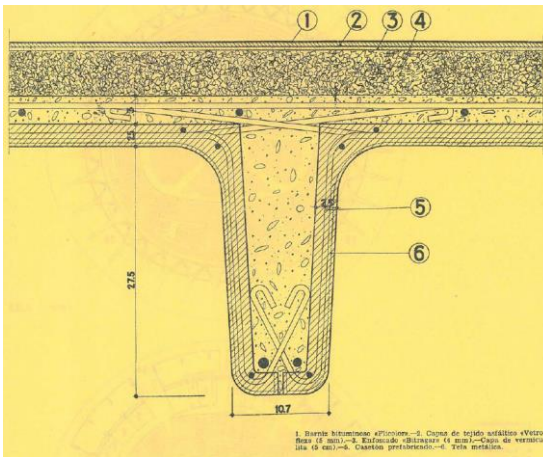


Figura 30: Detalle de conformación del nervio de la cúpula. Fuente: Ugarte, 1958.

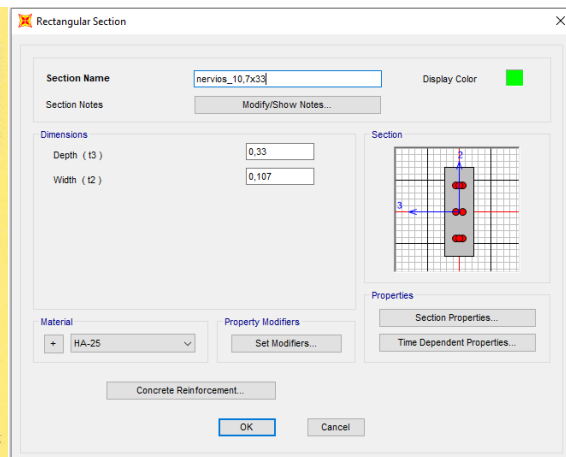


Figura 31: Menú de definición de secciones en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

5.3.1.2. SOPORTES EN ‘Y’

Los soportes en ‘Y’ están formados por secciones variables. Para asignar este tipo de secciones se debe asistir al menú Define>Section Properties>Frame Sections>Add New Property>Other>Nonprismatic. Previamente habremos definido cada una de las secciones en las que varía el soporte de manera análoga a la de los nervios de la cúpula. También se ha asignado como material HA-14.

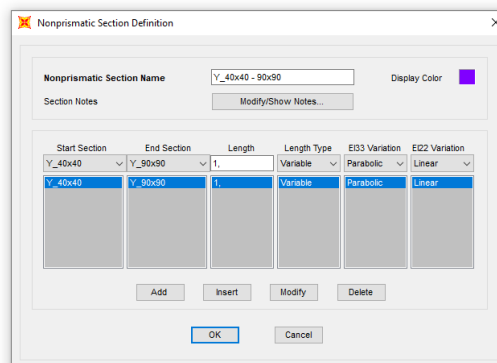


Figura 32: Menú de definición de secciones variables en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

5.3.1.3. CABLES DE POSTESADO

Los 14 cables de postensado de la cimentación se reparten en el modelo real en las dos caras, 7 cables en la cara superior y 7 en la inferior. Cada uno de los cables se compone de 12 cables de diámetro 7 mm. Para el modelo de análisis, sin embargo, se van a modelizar como un único cable postensado equivalente a los 14 primeros que atará cada base de los 36 soportes. Para ello se ha calculado el diámetro equivalente con valor igual a 0,0907 mm. Para la asignación del material se ha considerado el acero de postensado que se utiliza en la actualidad, Y1860 C, debido a desconocer el tipo de acero original. No obstante, posteriormente haremos un tanteo para ver qué tipo de acero es el realmente utilizado. Se definirá como carga térmica y se ajustará, como se explicará en el apartado pertinente, a la deformación elástica real del anillo de cimentación que se midió al finalizar las obras de 5 mm. A la sección de los cables se les ha quitado desde el menú Assign>Frame>Property Modifiers, tanto el peso como su masa, ya que debido a la poca inercia de la sección deformarían en exceso, dando un resultado erróneo.

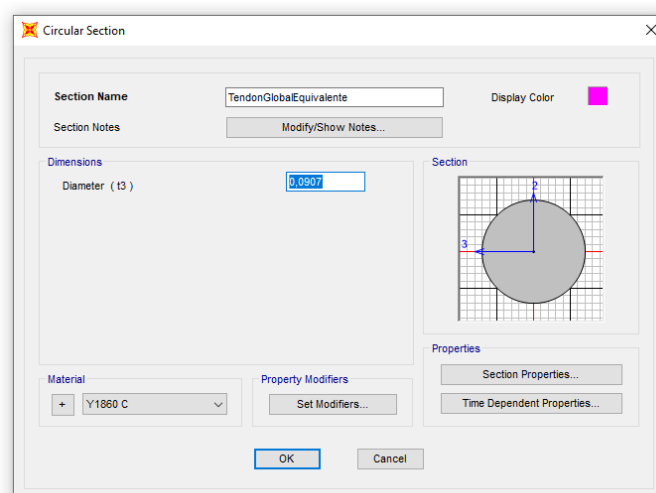


Figura 33: Menú de definición de sección circular en SAP2000.
Fuente: elaboración propia.

5.3.2. SECCIONES DE 3DCARAS

5.3.2.1. ELEMENTOS PREFABRICADOS DE FERROCEMENTO

Las piezas prefabricadas de ferrocemento son de 2,5 cm de espesor, sobre ellas se dispone una capa de hormigón de 3 cm reforzado con armaduras. Se ha decidido la definición de una única sección que englobe los dos materiales, ya que estos trabajan de manera solidaria por las conexiones de las armaduras. El material aplicado es HA-14.

En una cúpula esférica de espesor delgado, se originan principalmente tensiones de compresión simple y tracción. La cúpula, por tanto, tiene un comportamiento próximo al de membrana.

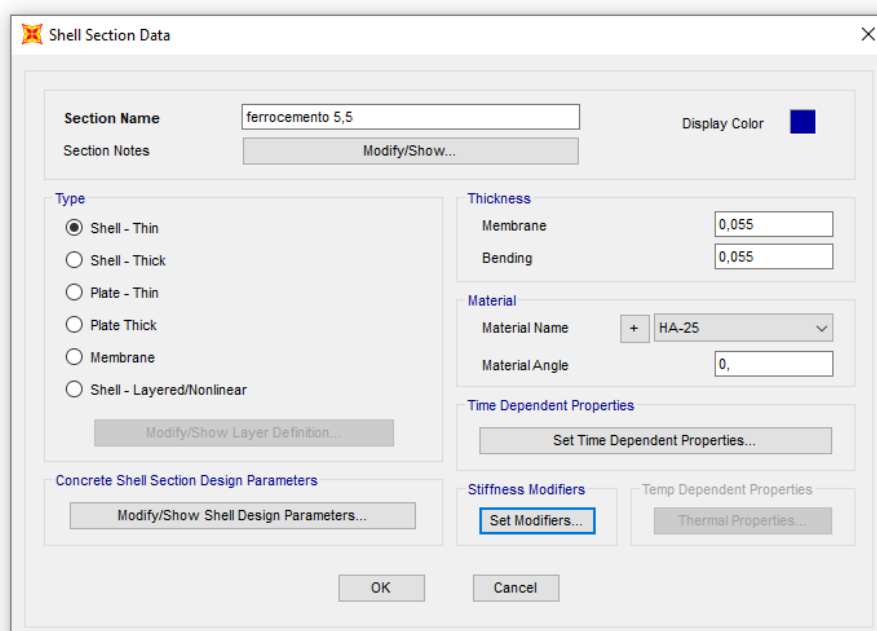


Figura 34: Menú de definición de sección de área en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

5.3.2.2. ANILLO DE CIMENTACIÓN

Para modelar el anillo de cimentación se han definido dos espesores diferentes, de 40 cm y de 80 cm, ambos con material HA-14. La sección de 40 cm es la que se aplica de manera general y la de 80 cm, según planos de detalles, es la utilizada en la base de 1 de cada 6 soportes, donde se realizaba el postensado de los cables con el sistema cono de Freyssinet. Al aplicar dichas secciones, no quedan en la posición correcta, ya que se aplican sobre su plano medio. Para solucionar este problema se debe definir un nuevo "Joint Pattern" desde el menú Define>Joint Patterns>Add New Pattern Name. Una vez definido debemos asignar a las secciones (shells únicamente) el "Joint Pattern" creado, en este caso lo hemos llamado "Area_IP" (de punto de inserción). Se consigue, con las 3dcaras con sección 80 cm seleccionadas, desde el menú Assign>Area>Area Thickness Overwrites (Shells)>User Defined Thickness Specified by Joint Pattern>Join Pattern>Area_IP>Scale Factor=1>Apply. Una vez aplicado el "Area_IP" con factor de escala 1, nos dirigimos de nuevo al menú Assign>Assign Joint Pattern Data>Constant D=-0,2. De este modo conseguimos elevar 20 cm la sección de 80 cm respecto de su eje de inserción y que ambas secciones (de 40 cm y de 80 cm) queden enrasadas en su cara inferior.

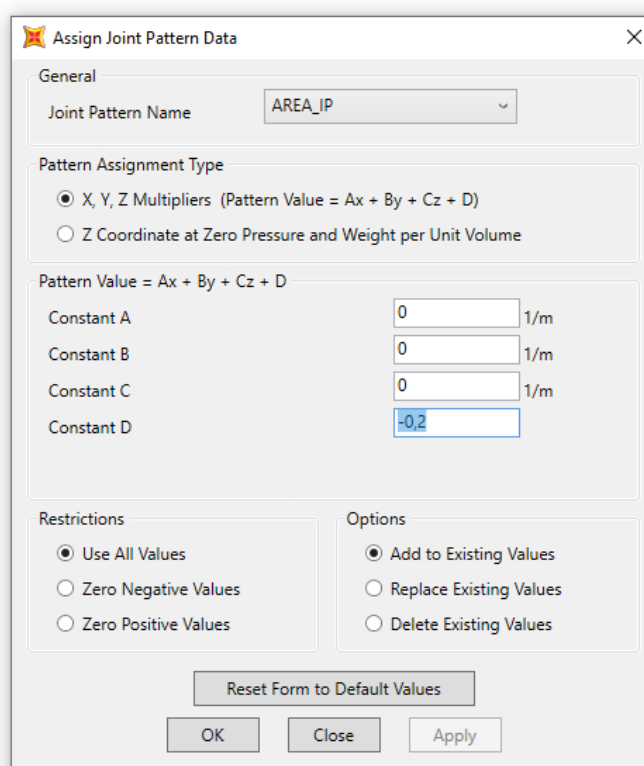


Figura 35: Menú de asignación de Joint Pattern en SAP2000.
Fuente: elaboración propia.

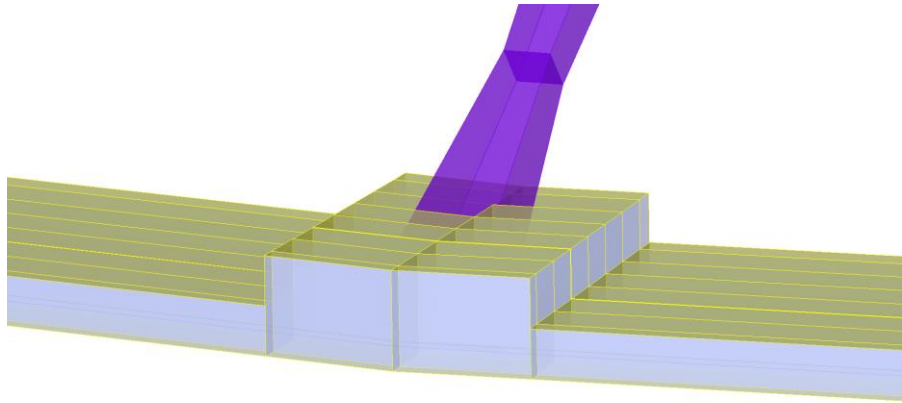
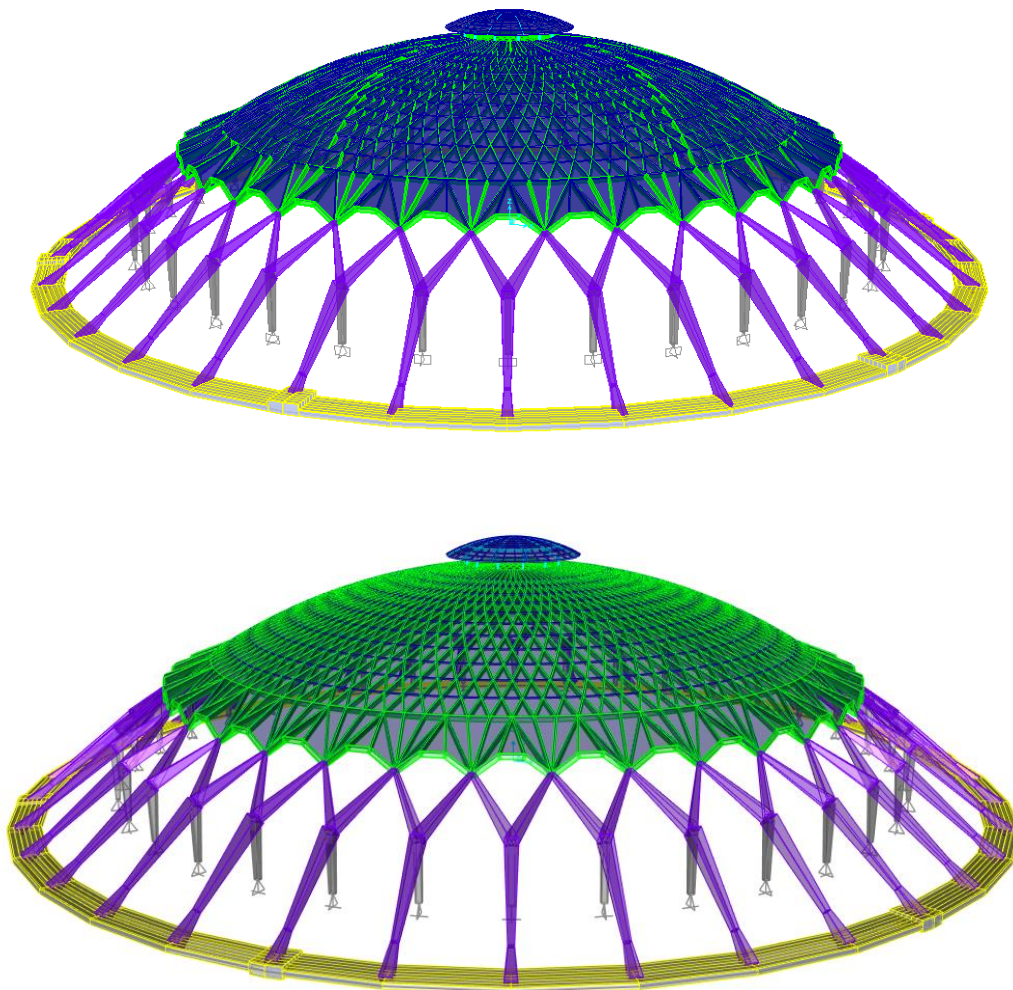


Figura 36: Joint Pattern asignado a la sección del anillo de cimentación en SAP2000.
Fuente: elaboración propia.

El modelo en modo de extrusión en SAP2000 v.20.2.0 queda de la siguiente forma tras aplicar todas las secciones:



Figuras 37 y 38: Modelo en modo extrusión en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

5.4. EJES LOCALES Y PUNTOS DE INSERCIÓN DE LAS BARRAS

La modificación de los "Insertion Points" tiene una consecuencia directa: las leyes de esfuerzos cambian debido a que el axil presenta una excentricidad, que habrá que considerar en la ley de momentos. La deformada al tener en cuenta la inercia y la flecha sí define bien la rigidez, aunque se haya modificado el "Insertion Point" de ellas.

En el modelo se ha aplicado a las barras que conforman los nervios de la cúpula para que la rigidez de ella sea la correcta, de manera que la cara superior de los nervios y de los prefabricados de ferrocemento queda enrasada. Para ello vamos al menú Assign > Frame > Insertion Point > Cardinal Point = 8 (Top Center); Coordinate System=Local; End i, End j, Local 2= 0,0275m. Es decir, desde el centro superior de la sección asignada, la barra se desplaza en su eje 2 local, tanto en su extremo inicial "i" como en su extremo final "j", 0,0275 m (equivalente a la mitad del espesor de la cúpula, de 5,5 cm).

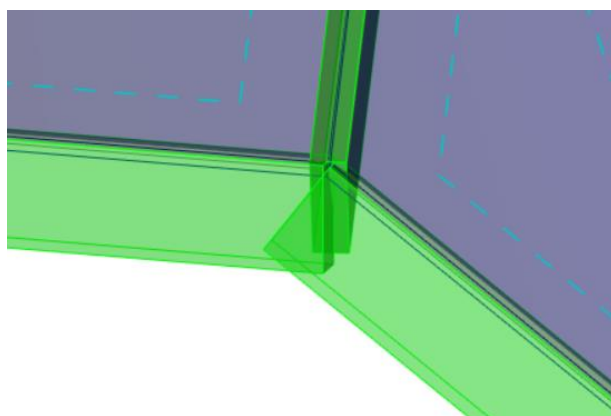


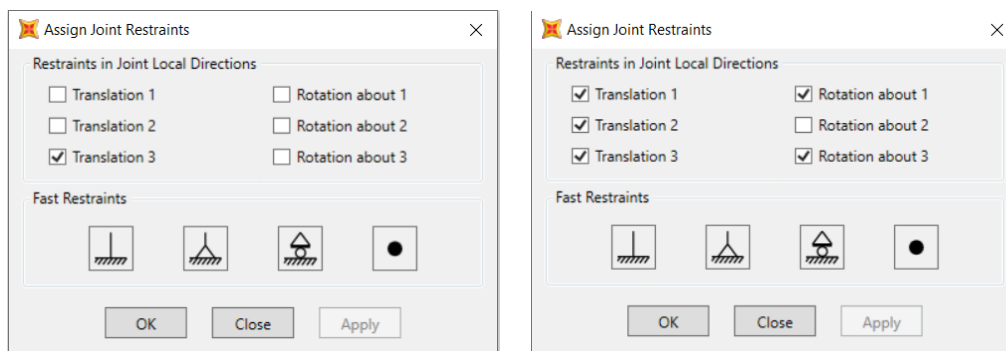
Figura 39: Insertion Point aplicado a los nervios en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

5.5. VÍNCULOS

Para las condiciones de apoyo, primero se planteó la aplicación del modelo "Winkler" de losa flexible sobre suelo elástico mediante la aplicación de muelles que simulasen el comportamiento del terreno, compuesto por arcillas y gravas. Para ello, primero se debía modelar la cimentación como se ha explicado en apartados anteriores y luego aplicarles los muelles desde Assign>Area>Area Springs, haciendo uso del coeficiente de balasto "K". No obstante, se desconocen los datos sobre el estudio geotécnico de la obra y, además, es dato la deformación horizontal elástica del anillo de cimentación (5 mm), por lo que, finalmente, se ha supuesto que el suelo resulta indeformable en el eje z y se han liberado los desplazamientos horizontales en los 36 apoyos externos, para poder determinar de este modo, la tensión de postensado a la que

están sometidos los cables de la cimentación sin que existan coacciones de un terreno del cual desconocemos sus características.

En total se han definido 72 apoyos de la estructura, dos por cada 1 de los 36 soportes en “Y”. Las condiciones de apoyo se definen desde Assign>Joint>Restraints. Para el apoyo externo se ha restringido únicamente el desplazamiento vertical. Para el apoyo interno se ha restringido todos los desplazamientos en los 3 ejes y solo se permite el giro a través del eje 2. Se han modificado los ejes locales de los nudos, girándolos alrededor del eje z para que el eje x quede orientado radialmente desde el centro de la cúpula. De este modo la deformación horizontal en los nudos externos se podrá medir en el eje x directamente y el apoyo interno no coaccionará dicha deformación.



Figuras 40 y 41: Menús de Joint Restraints en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

6. EVALUACIÓN DE LAS ACCIONES

Las acciones se determinarán según el CTE DB-SE, como normativa general; pero en los casos en los que se deban tener en cuenta factores de carácter climático o geográfico se consultará la normativa italiana NTC 2018.

El DB-SE, en su apartado ‘‘3.3.2.1 Clasificación de las acciones’’, propone una clasificación de las acciones en función de su variación en el tiempo:

- Permanentes (Q): aquellas que actúan de forma constante sobre el edificio sin variar su posición y pudiendo tener magnitud constante (como el peso propio) o no (como el pretensado).
- Variables (Q): aquellas que pueden actuar sobre el edificio o no actuar, como lo son las debidas al uso o a acciones climáticas.
- Accidentales (A): aquellas cuya probabilidad de ocurrencia es pequeña pero de gran importancia, como sismo, incendio, impacto o explosión.

6.1. ACCIONES PERMANENTES (G)

6.1.1. PESO PROPIO

Según DB-SE, apartado 2.1: el peso propio a tener en cuenta es el de los elementos estructurales, los cerramientos y elementos separadores, la tabiquería, todo tipo de carpinterías, revestimientos (como pavimentos, guarnecidos, enlucidos, falsos techos), rellenos (como los de tierras) y equipo fijo.

La estructura en el Palazzetto constituye la forma final del edificio. Al aplicar las secciones con los materiales a las barras y elementos finitos (3dcaras), SAP2000 ya tiene en cuenta el peso de los materiales. Sin embargo, hay que aplicar la carga correspondiente a los 5 cm de vermiculita (aislante sobre la cubierta), de 0,07 KN/m². Además, se ha tenido en cuenta la iluminación del Palazzetto (18 casquetes metálicos con tirantes colgados de los nervios) y los aspiradores de humo y altavoces que cuelgan de la linterna, considerando una carga adicional de 0,1 KN/m².

6.1.2. PRETENSADO

La carga de pretensado es la carga que soportan los cables de la cimentación (14 cables formados cada uno por 12 cables de diámetro 7 mm). Se ha simplificado el modelo definiendo una única sección equivalente a los 14 cables como se ha explicado previamente.

La carga de pretensado se traduce en una carga de temperatura, que se aplica desde el menú Assign>Frame Loads>Temperature. Dado que se desconoce el tipo de acero original de la construcción para el postensado de la cimentación, no podemos definir a priori la tensión que ejercía, es decir su carga térmica. Conociendo la deformación elástica horizontal que experimentó el anillo de cimentación al finalizar las obras, de 5 mm, podemos proceder con un tanteo partiendo del material actual para postensados, el acero Y 1860 C.

Recordamos que se sustituyó en la cimentación el sistema de muelles del método “Winkler” por apoyos con desplazamiento nulo en el eje z y el resto libres. Además de esto, se ha decidido eliminar la sección resistente de hormigón ya que, al producirse una deformación de apertura, toda la sección del hormigón trabaja a tracción y, por tanto, despreciamos su resistencia.

En primer lugar, calculamos la deformación elástica producida por la cúpula debido al peso propio y a las cargas muertas sin que se ejerza ninguna tensión por parte de los cables de postensado, dando un resultado de 23,1 mm de apertura.

Después, comprobamos la deformación que provocaría únicamente el postensado a la temperatura propia del acero actual Y 1860 C, es decir, -693 °C, dando un resultado de -111,2 mm.

El tipo de acero, por lo tanto, será:

$$Tipo\ de\ acero = \frac{Apertura\ (DEAD + CMP) - 5}{Apertura\ (PST)} = \frac{23.1\ mm - 5\ mm}{111,2\ mm} = 302,75\ fypost$$

Al que le corresponde, basándose en la referencia del acero Y 1860 C, una temperatura de -112,80 °C para que la deformación al combinar DEAD+CMP+PST sea finalmente de 5 mm.

6.1.3. ACCIONES SOBRE EL TERRENO

No se analiza debido a la simplificación del modelo.

6.2. ACCIONES VARIABLES (Q)

6.2.1. 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.

En la tabla 3.1 tomamos el valor para sobrecarga de uso igual a 1 KN/m². Considerando una categoría de uso G1 (cubiertas accesibles únicamente para conservación de inclinación inferior a 20°). Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de las cargas variables, según la nota 7 de la misma tabla. El valor indicado se refiere a la proyección horizontal sobre la cubierta.

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. Fuente: DBSE-AE.

6.2.2. ACCIONES SOBRE BARANDILLAS Y ELEMENTOS DIVISORIOS

No procede la evaluación de esta acción por no disponer de estos elementos.

6.2.3. VIENTO

Según el apartado 3.3.2 del DBSE-AE, la acción del viento se define en general como una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, q_e que se expresa de la siguiente manera:

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

Siendo:

q_b	la presión dinámica del viento
c_e	el coeficiente de exposición
c_p	el coeficiente de presión

Cálculo de la presión dinámica del viento, q_b :

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

Siendo:

δ	densidad del aire, 1,25 kg/m ³ .
v_b	valor básico de la velocidad del viento

Dado que v_b depende de la localización exacta del edificio se acude a la normativa italiana NTC 2018 para conocer su valor. Se deben comparar las definiciones de velocidad básica del viento entre la NTC 2018 y el CTE para comprobar si es posible la aplicación del cálculo del DBSE-AE.

Según la NTC 2018, la velocidad básica de referencia v_b es el valor promedio durante 10 minutos, a 10 m de altura sobre el suelo en un terreno plano y homogéneo de exposición categoría II (ver Tabla 3.3.II), que se refiere a un período de retorno $TR = 50$ años.

En el DBSE-AE, el valor básico de la velocidad del viento corresponde al valor característico de la velocidad media del viento a lo largo de un período de 10 minutos, tomada en una zona plana y desprotegida frente al viento (grado de aspereza del entorno II según tabla D.2) a una altura de 10 m sobre el suelo. El valor característico de la velocidad del viento mencionada queda definido como aquel valor cuya probabilidad anual de ser sobrepasado es de 0,02 (período de retorno de 50 años).

Las dos definiciones, por lo tanto, son análogas. V_b viene dado en la NTC 2018 por la siguiente expresión:

$$V_b = V_{b,0} \cdot c_a$$

Siendo:

$v_{b,0}$ velocidad básica de referencia a nivel del mar, asignada en la tabla 3.3.1 (tabla 3) en función de la ubicación de la construcción.

c_a coeficiente de altitud

$$c_a = 1 \quad \text{para} \quad a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{para} \quad a_0 \leq a_s \leq 1500 \text{ m}$$

Siendo:

a_0, k_s parámetros que dependen de la ubicación de la construcción (figura 42) y según la tabla 3.3.1 del NTC2018

a_s la altitud respecto del nivel del mar de la ubicación de la construcción.

Como $a_s = 20$ m (altitud de Roma), y según la tabla 3.3.1 de la norma NTC2018, $a_0 = 500$ m y $k_s = 0,37$, entonces, $c_a = 1$. $v_{b,0} = 27$ m/s.

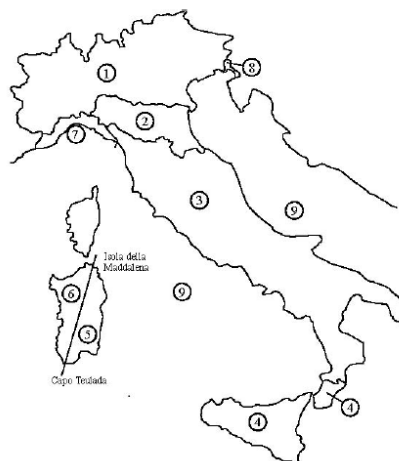


Figura 42: Mapa de zonas de subdivisión del territorio italiano. Fuente: NTC 2018.

Tab. 3.3.I -Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Tabla 3: Valores de los parámetros $v_{b,0}$, c_a y k_s . Fuente: NTC 2018.

Entonces:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a = 27 \cdot 1 = 27 \text{ m/s}$$

Seguendo con la definición del DBSE-AE, q_b queda de la siguiente manera:

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 27^2 = 455,625 \text{ N/m}^2 = 0,455625 \text{ KN/m}^2$$

Cálculo del coeficiente de exposición, según la expresión del apartado D.2 del DBSE-AE, c_e :

$$c_e = F \cdot (F + 7 k)$$

Siendo:

$$F = k \ln (\max (z, Z) / L)$$

k , L , Z parámetros característicos de cada tipo de entorno, según la tabla D.2 del DBSE-AE (tabla 4).

Tabla D.2 Coeficientes para tipo de entorno

Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
	k	L (m)	Z (m)
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	0,156	0,003	1,0
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
V Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

Tabla 4: Coeficientes según tipo de entorno. Fuente: DBSE-AE.

Por tanto:

$$F = k \ln (\max (z, Z) / L) = 0,22 \cdot \ln (5/0,3) = 0,619$$

$$ce = F \cdot (F + 7 k) = 0,619 \cdot (0,619 + 7 \cdot 0,22) = 1,34$$

Cálculo del coeficiente de presión, c_p , según el anejo D del DBSE-AE, en su Tabla D.13 (figura 43) Cubiertas esféricas:

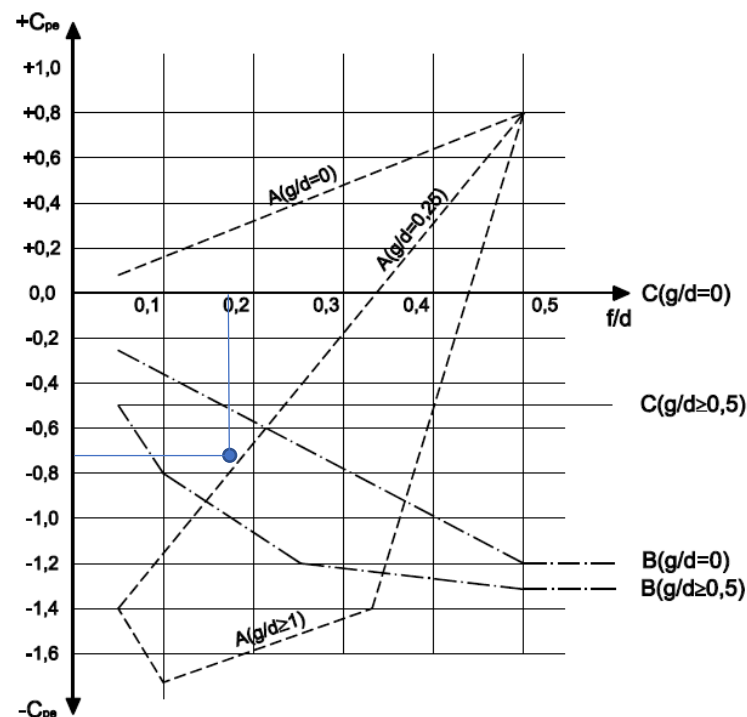
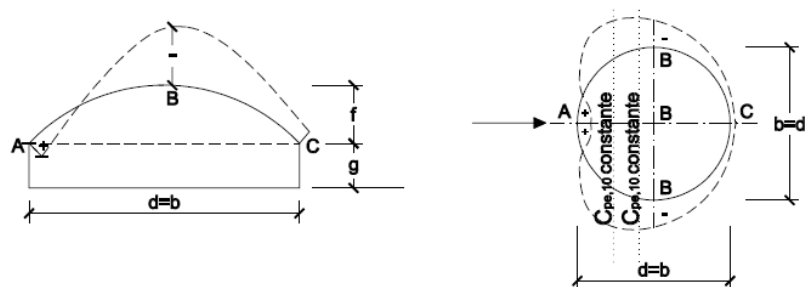


Figura 43: Coeficientes de presión para cubiertas esféricas. Fuente: DBSE-AE.

Pese a la diferenciación de zonas (A, B, C) que se presenta en las figuras, se aplicará el máximo valor de succión correspondiente al punto B tanto para la situación de succión como para de presión en toda la cúpula. De este modo nos quedamos del lado de la seguridad. Además, el peso de la cúpula, al ser de hormigón, será superior al de la acción del viento y esta se podría entonces despreciar.

Siendo $g/d = 0,125$ y $f/d = 0,173$:

$$c_{ep,10} = c_p = -0,73$$

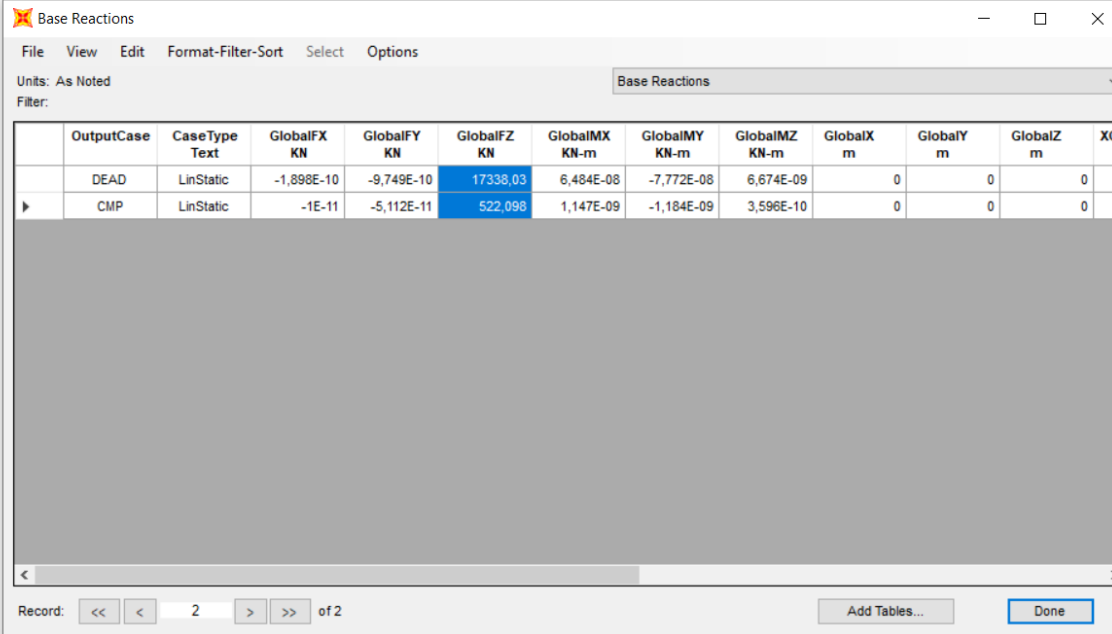
Finalmente,

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0,455625 \cdot 1,34 \cdot 0,73 = 0,446$$

$$q_e \text{ (presión)} = 0,446 \text{ KN/m}^2$$

$$q_e \text{ (succión)} = -0,446 \text{ KN/m}^2$$

Podemos comparar la máxima succión con el peso propio de la cúpula, en SAP2000 desde el menú Display>Show Tables, elegimos la opción de Analysis Results>Structure Output>Base Reactions.



OutputCase	CaseType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalIMX KN-m	GlobalIMY KN-m	GlobalIMZ KN-m	GlobalX m	GlobalY m	GlobalZ m	XCa
DEAD	LinStatic	-1,898E-10	-9,749E-10	17338,03	6,484E-08	-7,772E-08	6,674E-09	0	0	0	
CMP	LinStatic	-1E-11	-5,112E-11	522,098	1,147E-09	-1,184E-09	3,596E-10	0	0	0	

Figura 44: Tabla de reacciones en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

Para comparar dichos valores, según el DBSE en su tabla 4.1, se afectarán las acciones por los coeficientes parciales de seguridad (γ), siendo según la consideración de estabilidad:

Peso propio de la cúpula = $17860,12 \text{ KN} \cdot 0,9 \gg 2455,26 \text{ KN} \cdot 1,5 =$ Resultante de la máxima presión del viento (aplicada al área de la cúpula = $5505,075 \text{ m}^2$).

Por tanto, se despreciará el efecto del viento.

6.2.4. ACCIONES TÉRMICAS

Por la simplificación del modelo de análisis no se tendrán en cuenta.

6.2.5. NIEVE

Al tratarse de una acción que depende de los factores climáticos en función de la localización del edificio, recurrimos, de nuevo, a la norma italiana NTC 2018 para conocer su valor, el cual viene dado por la siguiente expresión:

$$q_s = q_{sk} \cdot u_i \cdot C_E \cdot C_t$$

Siendo:

- q_{sk} valor de referencia de la carga de nieve en el suelo según mapa 3.4.1 (*figura 45*)
- u_i coeficiente de forma de la cubierta según tabla 3.4.II (*tabla 5*)
- C_E coeficiente de exposición según tabla 3.4.I (*tabla 6*)
- C_t coeficiente térmico según tabla

Se supone que la carga de nieve actúa en dirección vertical y se refiere a la proyección horizontal de la superficie del techo.

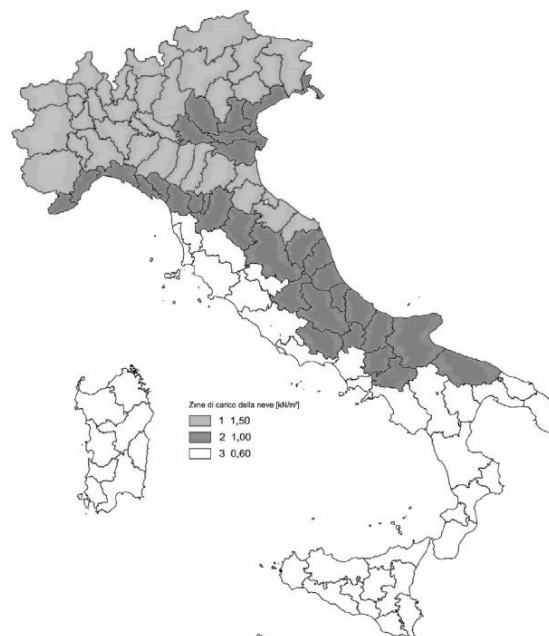


Fig. 3.4.1 – Zone di carico della neve

Figura 45: Mapa de zonas de carga de nieve. Fuente: NTC 2018.

Como se aprecia en la figura, Roma está situada en la Zona III, para un valor de $a_s < 200$ m, q_{sk} adopta un valor igual a $0,60 \text{ KN/m}^2$. Siendo a_s la altitud respecto del nivel del mar de la construcción.

Siendo α , la pendiente de la cubierta respecto de la horizontal, el valor de u_i según la siguiente tabla adopta un valor igual a $0,80$.

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Tabla 5: Valores de los coeficientes de forma. Fuente: NTC 2018.

Para una construcción situada en una zona plana sin obstáculos y expuesta por todos sus lados, sin edificios o árboles altos próximos, se considera un valor para C_E igual a $0,9$, según la tabla inferior.

Tab. 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Tabla 6: Valores de C_E para distintas exposiciones. Fuente: NTC 2018.

El coeficiente térmico C_t , a falta de un estudio detallado de las características exactas del aislamiento de la cubierta, se considerará 1 . Este tiene en cuenta la reducción de la carga de nieve debido a su disolución, causada por la pérdida de calor del edificio.

Finalmente, la expresión para q_s queda:

$$q_s = q_{sk} \cdot u_i \cdot C_E \cdot C_t = 0,60 \cdot 0,8 \cdot 0,9 \cdot 1 = 0,432 \text{ KN/m}^2$$

6.3. ACCIONES ACCIDENTALES (A)

6.3.1. SISMO

Para el análisis de la acción sísmica se va a proceder con un modelo de análisis de “Espectro de respuesta elástica” según la aplicación de la Norma de Construcción Sismorresistente, NCSE-02. La norma italiana NTC 2018, en referencia al “Decreto del Ministero delle infrastrutture 14 gennaio 2008”, también contempla este tipo de análisis. Por compatibilidad de factores intervinientes en el cálculo de la función espectral y por simplificación del trabajo, se ha decidido obtener la aceleración básica en Roma y compararla con una aceleración básica similar en España para poder aplicar la norma NCSE-02 en condiciones equivalentes.

Del “Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia”, en su mapa de peligrosidad sísmica, se extrae la aceleración básica en la ubicación del proyecto, Roma, que resulta ser de 0,15g, equivalente según la NCSE-02 a la aceleración básica de Cheste.

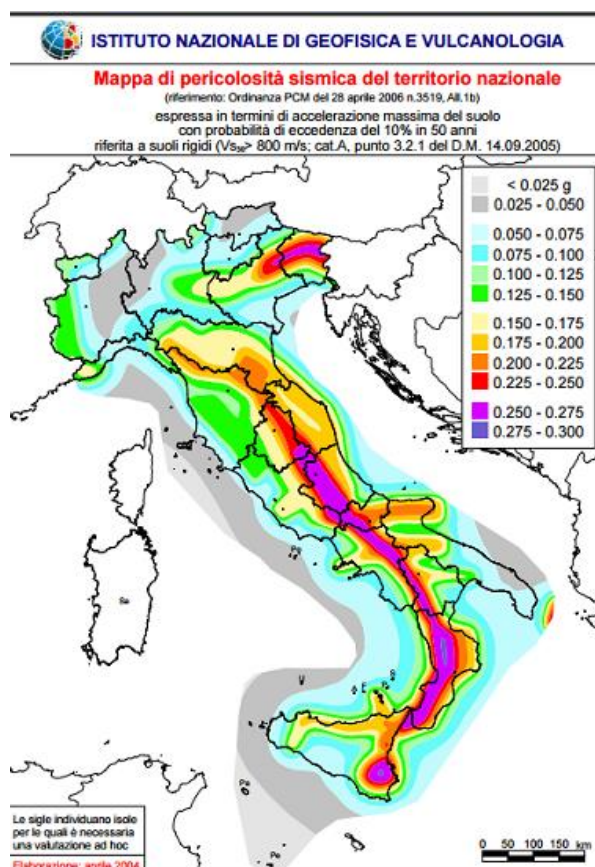


Figura 46: Mapa de peligrosidad sísmica en el territorio italiano. Fuente: Instituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

Mediante el análisis modal por espectro de respuesta elástica, se calcula con SAP2000, bajo un determinado movimiento sísmico en el suelo, cómo se producen las diaceleraciones por inercia y como entra en carga la estructura. No aplica esfuerzos como el método simplificado, sino que simula situaciones reales de movimiento, siendo estas situaciones junto con la inercia las que generan deformaciones.

La NCSE-02 establece un espectro normalizado de respuesta elástica en la superficie libre del terreno, para aceleraciones horizontales, correspondiente a un oscilador lineal simple con un amortiguamiento de referencia del 5% respecto al crítico, definido por los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \text{Si } T < T_A & \quad \alpha(T) = 1 + 1,5 \cdot T/T_A \\ \text{Si } T_A \leq T \leq T_B & \quad \alpha(T) = 2,5 \\ \text{Si } T > T_B & \quad \alpha(T) = K \cdot C/T \end{aligned}$$

Siendo:

- $\alpha(T)$ Valor del espectro normalizado de respuesta elástica
- T Período propio del oscilador en segundos
- K Coeficiente de contribución
- C Coeficiente del terreno, que tiene en cuenta las características geotécnicas del terreno de cimentación, según la tabla 2.1 NCSE-02 (tabla 7)

Para un terreno Tipo III, siendo el nuestro una mezcla de arenas y gravas, C adopta el valor de 1,6 según la siguiente tabla:

TABLA 2.1.
Coeficientes del terreno

Tipo de terreno	Coeficiente C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Tabla 7: Valores para el coeficiente C según tipo de terreno.
Fuente: NCSE-02.

El valor de K y de a_b/g , se extraen del Anejo 1 de la NCSE-02 para la ubicación de Cheste con la misma aceleración básica de Roma, tienen como valor 1,0 y 0,15 respectivamente.

La aceleración sísmica de cálculo, a_c se define como el producto:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

Donde:

ρ toma el valor de 1,3 por tratarse de una construcción de especial importancia (según el punto 1.2.2, por ser una construcción de interés cultural y también por preverse una ocupación masiva de personas).

S para $0,1g < \rho \cdot a_b < 0,4g$, toma el valor de:

$$S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

Aplicando estos valores y considerando un coeficiente de ductilidad de 2 según el apartado 3.7.3.1 para el cálculo del coeficiente de respuesta β , así como una amortiguación Ω igual a 4 para una planta diáfana según la tabla 3.1 de la NCSE-02, el espectro de respuesta elástica par los periodos de oscilación (T) y los factores de amplificación de la respuesta $\alpha(T)$, queda del siguiente modo:

K	1	a_b/g	0,15	μ	2
C	1,6	ρ	1,3	Ω	4
T_A	0,16	S	1,191422	ν	1,093362074
T_B	0,64	a_c/g	0,23232729	β	0,546681037

T	$\alpha(T)$
0	1,00
0,16	2,50
0,64	2,50
0,75	2,13
0,8	2,00
0,9	1,78
1	1,60
1,2	1,33
1,4	1,14
1,6	1,00
1,8	0,89
2	0,80
2,5	0,64
3	0,53
4	0,40
5	0,32
6	0,27

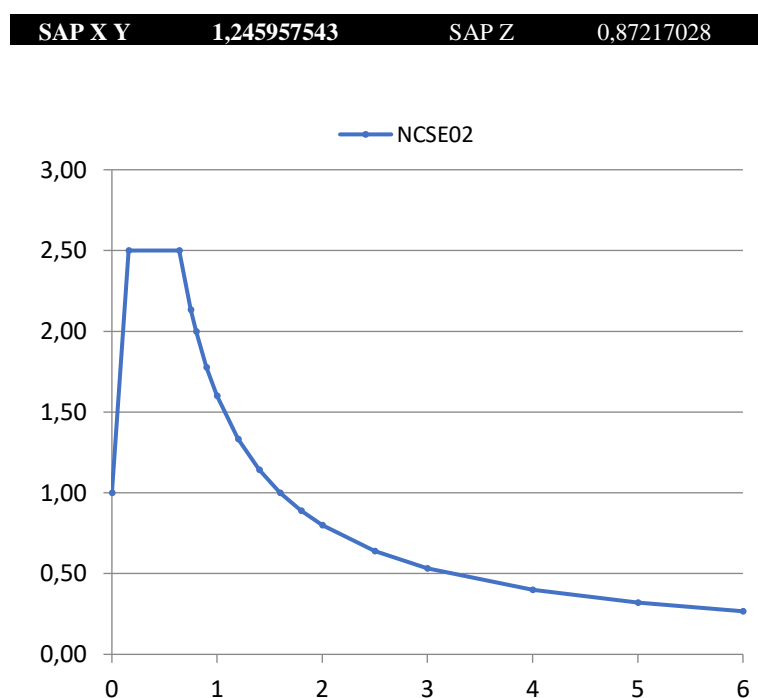


Figura 47: Espectro de respuesta elástica en Excel. Fuente: elaboración propia.

6.3.2. INCENDIO

No analizaremos su acción debido a la simplificación del trabajo.

6.3.3. SISMO

No analizaremos su acción debido a la simplificación del trabajo.

6.4. RESUMEN DE ACCIONES SOBRE EL MODELO

Clasificación	Tipo	Valor	Normativa aplicable	
Acciones Permanentes (G)	Peso propio	25 KN/m ³ + 0,07 kN/m ² CMP (vermiculita) + 0,1 kN/m ² CMP (instalaciones)	DBSE-AE	
	Pretensado	-112,79 °C	EHE-08	
	Acciones del terreno	-	DB-SE-C	
Acciones Variables (Q)	Sobrecarga de uso	1 kN/m ²	DBSE-AE	
	Acciones sobre barandillas y elementos divisorios	-	DBSE-AE	
	Viento	Se desprecian sus efectos por el peso de la cúpula	NTC 2018 (italiana) DBSE-AE	
	Acciones térmicas	-	DBSE-AE	
	Nieve	0,432 KN/m ²	NTC 2018 (italiana) DBSE-AE	
Acciones Accidentales (A)	Sismo	Espectro de respuesta elástica	NTC 2018 (italiana) DM14/01/2008 (italiana) NCSE-02	
		T		$\alpha(T)$
		0		1,00
		0,16		2,50
		0,64		2,50
		0,75		2,13
		0,8		2,00
		0,9		1,78
		1		1,60
		1,2		1,33
		1,4		1,14
		1,6		1,00
		1,8		0,89
		2		0,80
		2,5		0,64
	3	0,53		
4	0,40			
5	0,32			
6	0,27			
	Incendio	-	DB-SI	
	Impacto	-	DBSE-AE	

Tabla 8: Resumen de acciones sobre el modelo. Fuente: elaboración propia.

7. ASIGNACIÓN DE CARGAS

Se mostrará en este apartado los menús desde los cuales se han asignado las cargas, así como la representación gráfica de estas por separado. Previamente se habrán definido los Load Patterns desde el menú Define>Load Patterns. Se han definido los siguientes: DEAD (peso propio), CMP (cargas muertas permanentes), SCU (sobrecarga de uso), SCN (sobrecarga de nieve), PST (postensado). La acción del viento se ha despreciado y el sismo no se introduce como Load Pattern sino como Load Case, deducidos de los modos de vibración y del espectro elástico de respuesta; se han definido, por su parte, los siguientes: SIMx, SIMy, SIMz, SIMxyz.

7.1. ACCIONES PERMANENTES (G)

7.1.1. PESO PROPIO (DEAD)

Con la asignación de secciones definiendo las propiedades de los materiales, SAP2000 asigna de manera automática esta carga, a excepción de los cables de postensado toda la estructura tiene asignado HA-14, de 25 KN/m³.

7.1.1.1. CARGAS MUERTAS PERMANENTES (CMP)

Se asigna desde el menú Assign > Area Loads > Uniforms (Shells) > CMP. Vermiculita de valor 0,07 kN/m² y cuelgue de instalaciones de valor 0,1 kN/m².

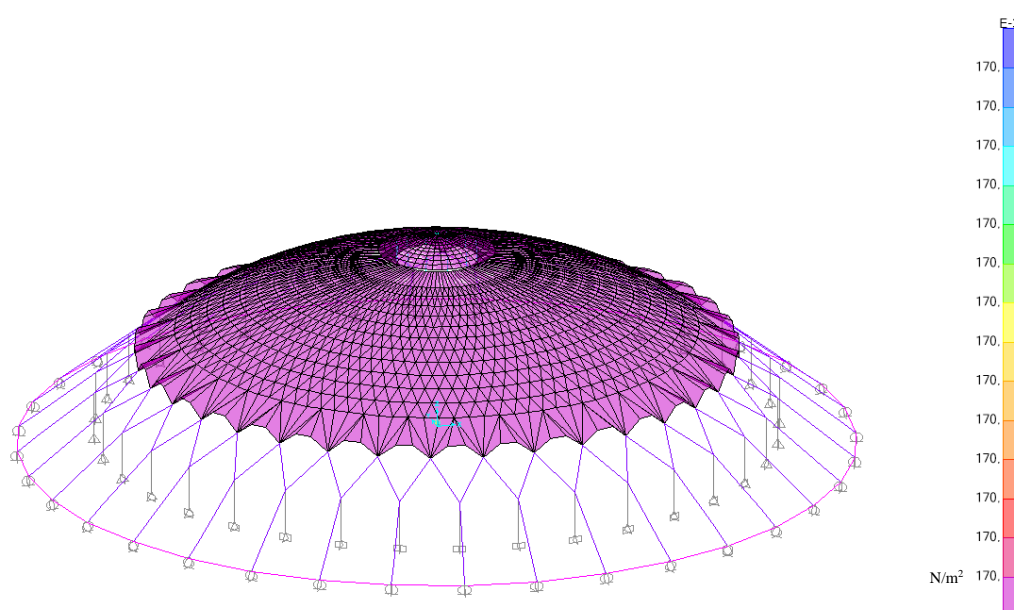


Figura 48: Representación gráfica CMP en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

7.1.2. PRETENSADO (PST)

Se aplica como carga térmica a la sección del tendón equivalente desde el menú Assign>Frame Loads>Temperature. Temperatura asignada de -112, 79 °C.

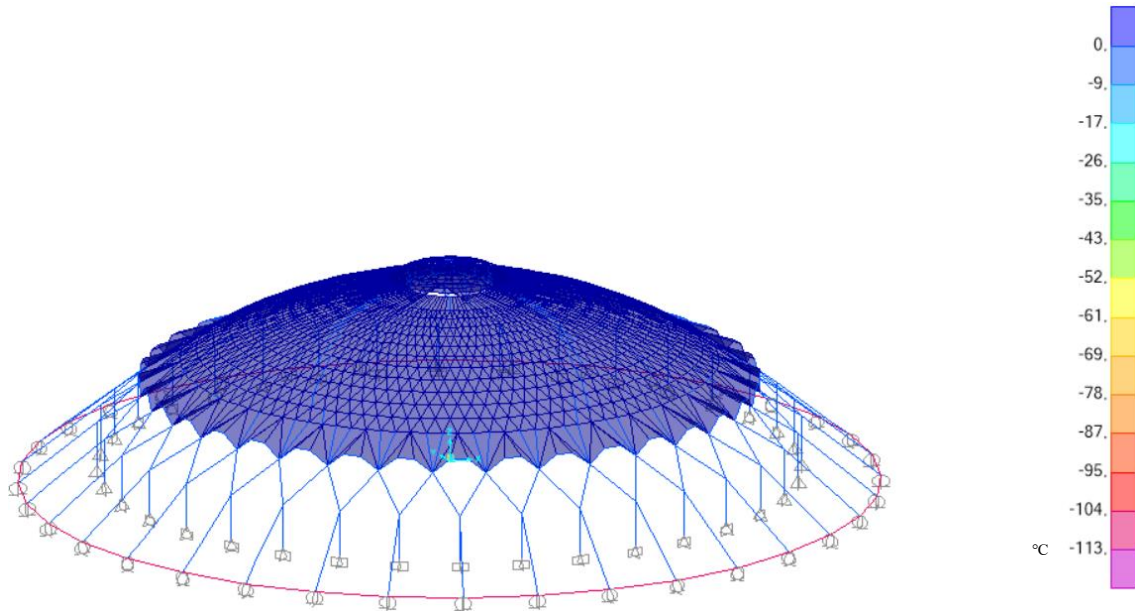


Figura 49: Representación gráfica PST en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

7.2. ACCIONES VARIABLES (Q)

7.2.1. SOBRECARGA DE USO (SCU)

Se asigna desde el menú Assign > Area Loads > Uniforms (Shells) > SCU. Valor de 1 KN/m².

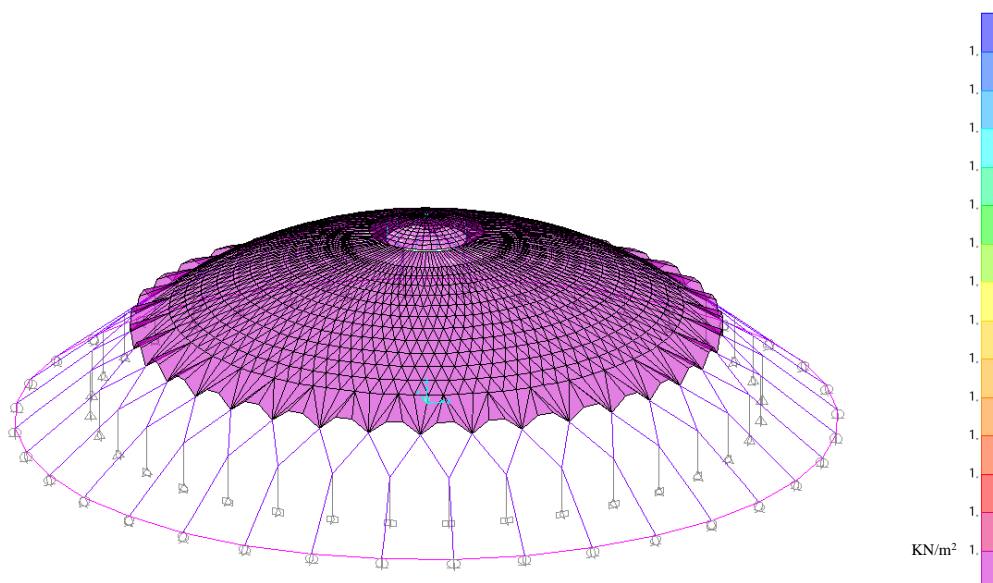


Figura 50: Representación gráfica SCU en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

7.2.2. SOBRECARGA DE NIEVE (SCN)

Se asigna desde el menú Assign > Area Loads > Uniforms (Shells) > SCN.
Valor de 0,432 KN/m².

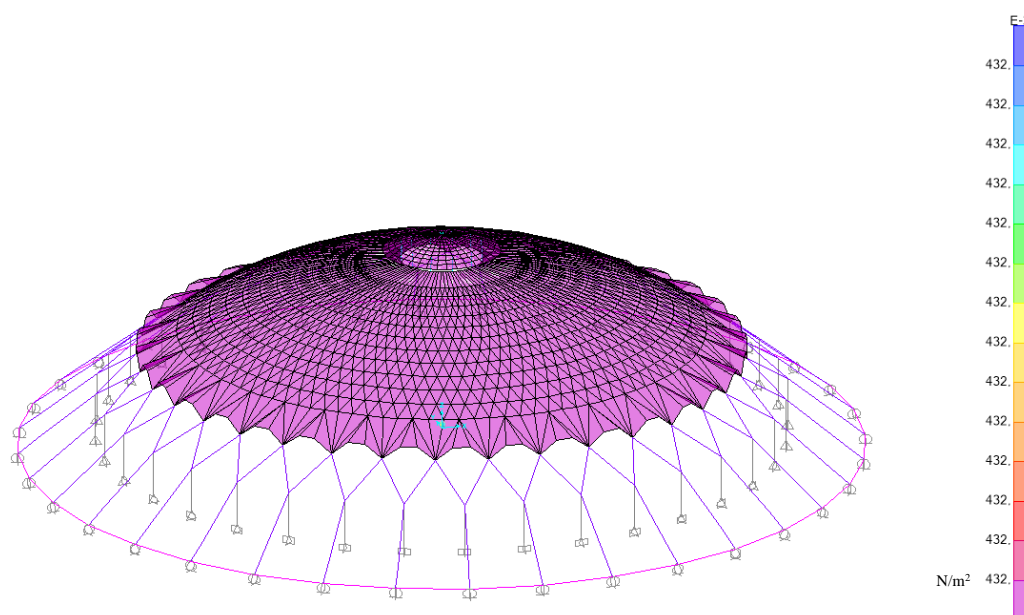


Figura 51: Representación gráfica SCN en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

7.3. ACCIONES ACCIDENTALES (A)

7.3.1. SISMO

Para la asignación de sismo modal espectral, definiremos en primer lugar de donde proviene la masa, para que SAP2000 calcule bajo un determinado movimiento sísmico en la base, cómo entra en carga la estructura. Para ello nos dirigimos al menú Define>Mass Source. Por defecto el origen de la masa está en la hipótesis DEAD, habrá que añadir las cargas muertas permanentes CMP y un 60% de la sobrecarga de uso SCU, en edificios públicos, según el apartado 3.2 de la NCSE-02.

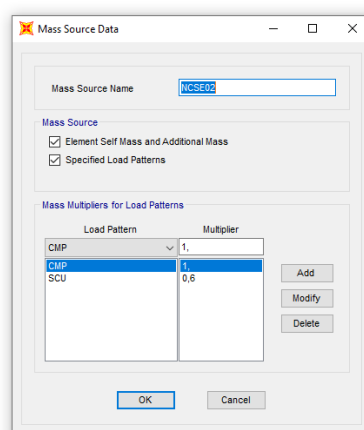


Figura 52: Menú origen de la masa para sismo modal en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

Para la definición del espectro de respuesta elástica, desde el menú Define>Functions>Response Spectrum, se ha creado una nueva función según los valores definidos en el apartado 6.3.1 y para una amortiguación del 4%.

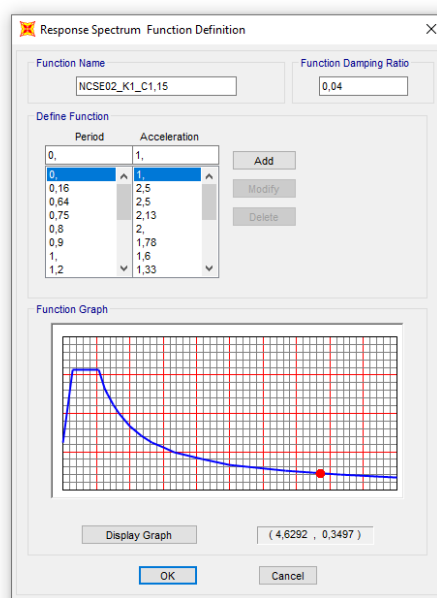


Figura 53: Definición del espectro de respuesta elástica en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

Finalmente se han definido los Load Cases, desde el menú Define>Load Cases, para las direcciones de x, y, z; y además uno combinado de las tres direcciones. Según el apartado C.3.6.2.4 de la NCSE-02, la combinación de los resultados para los diferentes modos sigue la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, presentando una aproximación razonable cuando los distintos modos no pueden acoplarse por tener períodos muy diferentes.

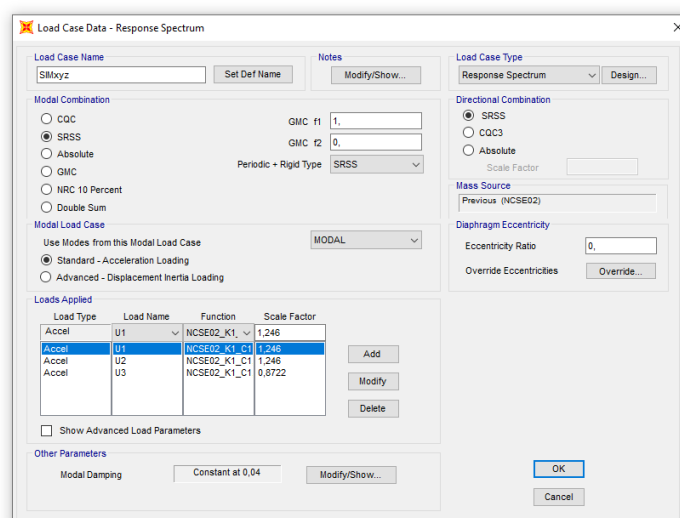


Figura 54: Definición la combinación para sismo modal xyz en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

8. VERIFICACIONES BASADAS EN COEFICIENTES PARCIALES

En la instrucción EHE-08 se asegura la fiabilidad requerida adoptando el método de los Estado Límite. Este método permite tener en cuenta el carácter aleatorio de las variables de sollicitación, de resistencia y dimensionales que intervienen en el cálculo a través de un procedimiento de carácter semiprobabilista.

Para cada una de las situaciones de estudio se establecen las posibles combinaciones de acciones, que consisten en un conjunto de acciones compatibles que se considerarán actuando simultáneamente para una comprobación determinada. Cada combinación estará formada, por lo general, por las acciones permanentes, una acción variable determinante y una o varias acciones concomitantes.

Según la EHE-08, los Estado Límite son aquellas situaciones para las que, de ser superadas, se considera que la estructura no cumple alguna de las funciones para las que ha sido proyectada. Se clasifican en:

- Estado Límite Último (ELU)
- Estado Límite de Servicio (ELS)
- Estado Límite de Durabilidad

En este trabajo, se analizará ELU y ELS, obviando los efectos de Estado Límite de Durabilidad por simplificación del contenido del trabajo.

En el artículo 7º, la EHE-08 clasifica las situaciones de proyecto que se deben tener en cuenta:

- Situaciones persistentes, las que corresponden a las condiciones de uso normal de la estructura
- Situaciones transitorias, las que se producen durante la construcción o reparación de la estructura
- Situaciones accidentales, corresponden a condiciones excepcionales aplicables a la estructura.

En el presente trabajo se abordará el estudio de las situaciones persistentes y las accidentales debidas al sismo. El resto de las situaciones no se considerarán debido a la simplificación del contenido del trabajo.

8.1. VALORES DE CÁLCULO DE LOS MATERIALES

Según el apartado 15.2 de la EHE-08, los valores de cálculo de las propiedades de los materiales se obtendrán a partir de los valores característicos divididos por un coeficiente parcial de seguridad. Los valores que adoptan dichos coeficientes se pueden obtener de la tabla 15.3 del EHE-08 (*tabla 9*) para el estudio de los Estado Límite Últimos. Para el estudio de los Estado Límite de Servicio se adoptarán como coeficientes parciales de seguridad valores igual a la unidad.

Tabla 15.3
Coeficientes parciales de seguridad de los materiales
para Estados Límite Últimos

Situación de proyecto	Hormigón γ_c	Acero pasivo y activo γ_s
Persistente o transitoria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0

Tabla 9: Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para ELU. Fuente: EHE-08.

8.2. VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES

El valor representativo de una acción es el valor de la misma utilizado para la comprobación de los Estado Límite Últimos. Una misma acción puede tener uno o varios valores representativos, que se obtienen afectando su valor característico por un factor ψ_i .

En general, para las acciones permanentes, el valor representativo es el valor característico. Para las acciones variables, pueden existir los siguientes valores representativos:

- Valor de combinación $\psi_0 Q_k$. Valor de la acción cuando actúa con alguna otra acción variable.
- Valor frecuente $\psi_1 Q_k$. Valor de la acción que es sobrepasado en periodos de corta duración respecto a la vida útil de la estructura.
- Valor cuasipermanente $\psi_2 Q_k$. Valor de la acción que es sobrepasado durante una gran parte de la vida útil de la estructura.

Para las acciones accidentales, por lo general, el valor representativo es el valor característico.

El valor de cálculo, según el artículo 12 de la EHE-08, resulta de multiplicar un coeficiente parcial de seguridad por el valor representativo, quedando la expresión:

$$F_d = \gamma_f \cdot \psi_i \cdot F_k$$

Siendo:

F_d Valor de cálculo de la acción F

γ_f	Coefficiente parcial de seguridad de la acción considerada -tablas 12.1 y 12.2 de la EHE-08- (tablas 10 y 11)
ψ_i	Factor de combinación, frecuente o cuasipermanente -tabla 4.2 del DBSE-AE- (tabla 12)
F_k	Valor característico

Tabla 12.1.a

Coefficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite Últimos

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

Tabla 10: Coeficientes parciales de seguridad para las acciones ELU. Fuente: EHE-08.

Tabla 12.2

Coefficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite de Servicio

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

Tabla 11: Coeficientes parciales de seguridad para las acciones ELS. Fuente: EHE-08.

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

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

Tabla 12: Coeficientes de simultaneidad ψ_i . Fuente: DBSE-AE.

8.3. COMBINACIÓN DE LAS ACCIONES

Las combinaciones de acciones para los Estados Límite Últimos (ELU) según la EHE-08 son:

- Situaciones permanentes o transitorias:

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

- Situaciones accidentales:

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

- Situaciones sísmicas:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Las combinaciones de acciones para los Estados Límite de Servicio (ELS) según la EHE-08 son:

- Combinación poco probable o característica:

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

- Combinación frecuente:

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

- Combinación cuasipermanente:

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

En este trabajo se analizarán las situaciones permanentes y la situación accidental específica de sismo. Según el DBSE en su apartado 4.4.2: en los casos en los que la acción accidental sea la acción sísmica, todas las acciones variables concomitantes se tendrán en cuenta con su valor casi permanente. En nuestro caso ψ_2 para sobrecargas de nieve o uso adopta valor nulo. Además, como se observa de las combinaciones propuestas por la EHE-08 y en sus tablas 12.1 y 12.2, para situaciones accidentales, el coeficiente parcial de seguridad, γ_i , adopta el valor de la unidad para las cargas permanentes, variables y accidentales.

La acción del viento se ha despreciado por comparación con el peso de la cúpula de hormigón. Por otro lado, como se ha indicado con anterioridad, según la nota 7 de la tabla 3.1 del DBSE-AE, la sobrecarga de uso de la cubierta no es concomitante con el resto de las acciones variables. Ambas circunstancias permiten una reducción notable en las combinaciones.

Pese a que la norma EHE-08, en las combinaciones de Estado Límite de Servicio, no contempla las acciones accidentales, tales como sismo, se han introducido las combinaciones para sismo en ELS, de modo que podremos ver el comportamiento frente a deformaciones en situación sísmica, teniendo en cuenta el coeficiente de comportamiento por ductilidad μ , introducido en el cálculo del espectro de respuesta elástica, que afectará de forma proporcional a la deformada visible desde los resultados del SAP2000.

La tabla resumen de las combinaciones es la que sigue:

Combinaciones ELU para situaciones permanentes	
ELUpu	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{SCU}$
ELUpn	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{SCN}$
Combinaciones ELU para situaciones sísmicas	
ELUsisu	$1 \cdot G + 1 \cdot A_{SIM_{xyz}} + 1 \cdot 0 \cdot Q_{SCU}$
ELUsisn	$1 \cdot G + 1 \cdot A_{SIM_{xyz}} + 1 \cdot 0 \cdot Q_{SCN}$
Combinaciones ELS poco probable o característica	
ELSp pu	$1 \cdot G + 1 \cdot Q_{SCU}$
ELSp pn	$1 \cdot G + 1 \cdot Q_{SCN}$
Combinaciones ELS frecuente	
ELSf u	$1 \cdot G + 1 \cdot 0 \cdot Q_{SCU}$
ELSf n	$1 \cdot G + 1 \cdot 0,2 \cdot Q_{SCN}$
Combinaciones ELS cuasipermanente	
ELSc pu	$1 \cdot G + 1 \cdot 0 \cdot Q_{SCU}$
ELSc pn	$1 \cdot G + 1 \cdot 0 \cdot Q_{SCN}$
Combinaciones ELS para situaciones sísmicas	
ELSSisxu	$1 \cdot G + 2 \cdot SIS_x + 0 \cdot Q_{SCU}$
ELSSisyu	$1 \cdot G + 2 \cdot SIS_y + 0 \cdot Q_{SCU}$
ELSSiszu	$1 \cdot G + 2 \cdot SIS_z + 0 \cdot Q_{SCU}$
ELSSisxn	$1 \cdot G + 2 \cdot SIS_x + 0 \cdot Q_{SCN}$
ELSSisyn	$1 \cdot G + 2 \cdot SIS_y + 0 \cdot Q_{SCN}$
ELSSiszn	$1 \cdot G + 2 \cdot SIS_z + 0 \cdot Q_{SCN}$

Tabla 13: Resumen de las combinaciones ELS y ELU. Fuente: elaboración propia.

Las acciones permanentes (G) incluyen las hipótesis simples de DEAD, CMP y PST, definidas en SAP2000 desde el menú Define>Load Patterns. Para la introducción

de las combinaciones en SAP2000, se debe acceder al menú Define>Load Combinatios>Add New Combo.

9. COMPROBACIÓN DE LOS ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (ELS)

9.1. ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIÓN

El Estado Límite de Deformación se satisface si los movimientos en la estructura son menores que unos valores límite máximos, los cuales fija el CTE en su DBSE. Esta comprobación se realiza para los casos en que las deformaciones puedan causar la puesta fuera de servicio de la estructura por razones funcionales, estructurales, estéticas u otras.

La deformación total que se produce en un elemento de hormigón es el resultado de la suma de diferentes deformaciones parciales, es decir, las flechas instantáneas y las diferidas que se producen a lo largo del tiempo por efecto de las cargas introducidas, la fluencia, retracción del hormigón y relajación de las armaduras activas.

9.1.1. FLECHAS

Según el apartado 4.3.3.1 Flechas, del Documento Básico de Seguridad Estructural (DBSE), los valores límite máximos para movimientos verticales son los siguientes:

- Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que:
 - a) 1/500 en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas;
 - b) 1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas;
 - c) 1/300 en el resto de los casos.
- Cuando se considere el confort de los usuarios, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando solamente las acciones de corta duración, la flecha relativa, es menor que 1/350.

- Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que $1/300$.

No se considerarán los efectos de flecha respecto a la integridad de los elementos constructivos puesto que se trata de una cubierta exenta de elementos superiores o inferiores que puedan ser dañados.

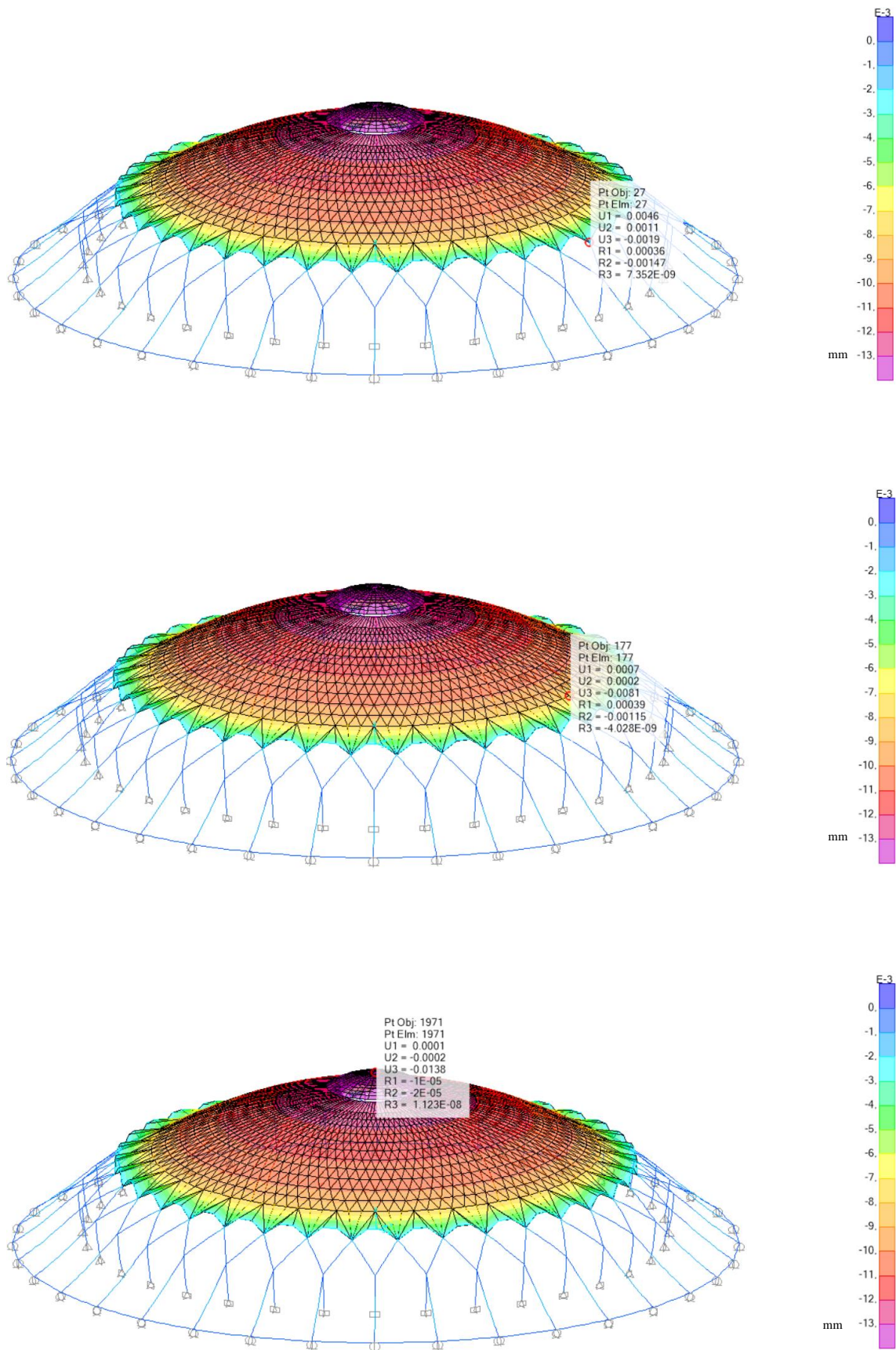
No se considerarán los efectos de flecha respecto al confort de los usuarios debido a que la cubierta solo es accesible para mantenimiento.

Sí se estudiarán los efectos de la flecha respecto a la apariencia de la obra. Según el apartado 4.3.2 del DBSE, los efectos debidos a las acciones de larga duración se determinarán mediante combinaciones de acciones del tipo casi permanentes. En nuestro caso se refiere a la combinación ELScpu o ELScpn, que al tomar el coeficiente de simultaneidad ψ_2 valor nulo, ambas combinaciones resultan la misma, llamándola desde este momento ELScp.

La limitación por apariencia fija un valor límite de flecha relativa igual a $1/300$ de la luz. La flecha relativa es la diferencia de movimiento en el eje global z entre dos puntos y la luz es el doble de la distancia en proyección horizontal entre ellos. Esta limitación hace referencia, por lo tanto, a las pendientes de deformación. En la deformada de la estructura se deberá observar el mayor movimiento vertical, así como las máximas pendientes.

Analizaremos los resultados extraídos del programa SAP2000. Estos resultados de deformada se referirán a la deformada de la estructura elástica instantánea, ya que el programa utiliza un cálculo lineal elástico. Para tener en cuenta los efectos de las deformaciones diferidas de la estructura de hormigón, y a modo de simplificación, se adoptará un coeficiente de mayoración para flechas de valor igual a 2. Para la determinación de este valor se ha considerado que, al trabajar la cúpula principalmente a esfuerzos de compresión, los efectos de fisuración que también aumentarían la deformada se pueden despreciar.

Resultados en SAP2000 para ELScp:



Figuras 55, 56 y 57: Resultados en SAP2000 para la combinación ELScp. Fuente: elaboración propia.

La flecha relativa (Δy) para la máxima pendiente es:

$$\Delta y = |-0,0081 + 0,0019| = 0,0062 \text{ m} = 0,62 \text{ cm}$$

Aplicando el factor de mayoración para considerar los efectos diferidos:

$$\Delta y' = 2 \cdot 0,62 = 1,24 \text{ cm}$$

El valor límite para la flecha relativa resulta:

$$1/300 \cdot 2 \text{ distancia entre puntos} = 1/300 \cdot 2 \cdot 4,59 = 0,0306 \text{ m} = 3,06 \text{ cm}$$

Comparando el valor límite con el real:

$$1,24 < 3,06$$

La flecha relativa (Δy) para el centro de la cúpula es:

$$\Delta y = |-0,0138 + 0,0019| = 0,0119 \text{ m} = 1,19 \text{ cm}$$

Aplicando el factor de mayoración para considerar los efectos diferidos:

$$\Delta y' = 2 \cdot 1,19 = 2,38 \text{ cm}$$

El valor límite para la flecha relativa resulta:

$$1/300 \cdot 2 \text{ distancia entre puntos} = 1/300 \cdot 2 \cdot 59,2/2 = 0,1973 \text{ m} = 19,73 \text{ cm}$$

Comparando el valor límite con el real:

$$2,38 \ll 19,73$$

Como se observa, la máxima restricción de flecha la impone la máxima pendiente que se da en la deformada de las piezas de ferrocemento de la imposta, para el valor límite de 3,06 cm de flecha relativa. En el menú Display>Show Deform Shape, podemos acotar la escala de colores entre valor nulo y el valor límite de flecha relativa. Observando que, al no existir ninguna zona en magenta, toda la estructura cumple.

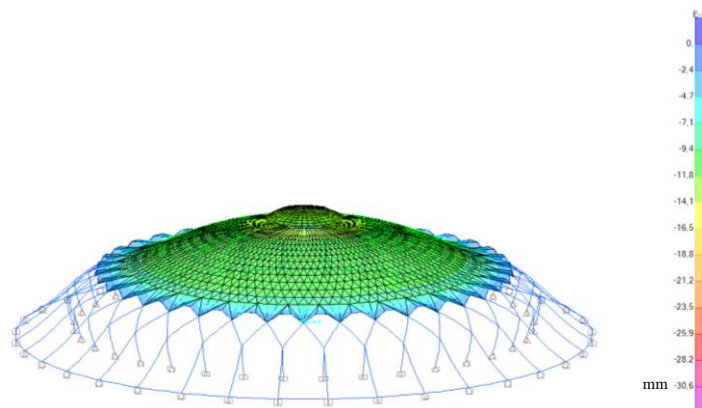


Figura 58: Resultados cumplimiento ELS. Fuente: elaboración propia.

La estructura **CUMPLE** a flecha según el apartado 4.3.3.1 Flechas del DBSE en su consideración de apariencia.

9.1.2. DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

Según el apartado 4.3.3.2 Desplazamientos horizontales, del Documento Básico de Seguridad Estructural (DBSE), los valores límite máximos para desplazamientos horizontales son los siguientes:

- Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, susceptibles de ser dañados por desplazamientos horizontales, tales como tabiques o fachadas rígidas, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones característica, el desplome (véase figura 4.1) es menor de:
 - a) desplome total: 1/500 de la altura total del edificio;
 - b) desplome local: 1/250 de la altura de la planta.
- Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo (véase figura 4.1) es menor que 1/250.
- En general es suficiente que dichas condiciones se satisfagan en dos direcciones sensiblemente ortogonales en planta.

Considerando la integridad de los elementos constructivos, la combinación característica más desfavorable es ELSppu, siendo los resultados en SAP2000 para esta combinación:

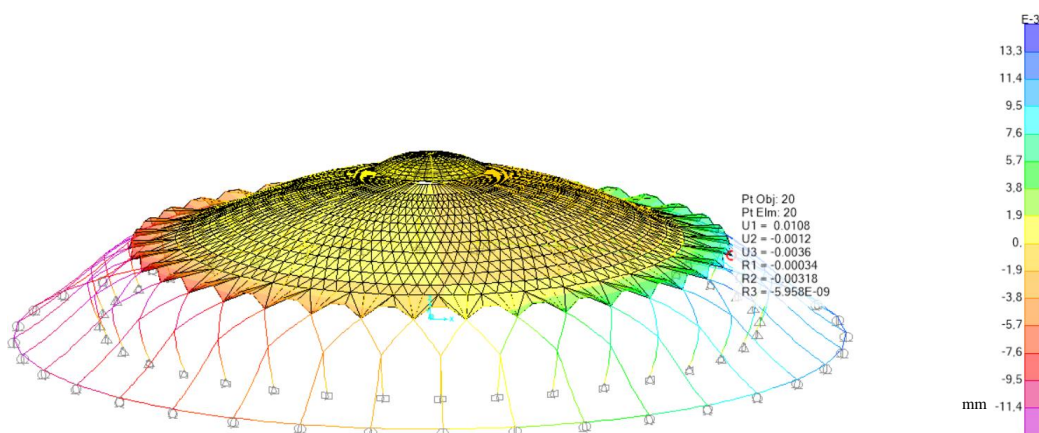


Figura 59: Resultados en SAP2000 para la combinación ELSppu considerando la integridad de los elementos constructivos. Fuente: elaboración propia.

Analizamos el desplazamiento horizontal en la imposta, que es donde se podrían producir daños a los ventanales que cierran perimetralmente el edificio.

El desplome total = $1/500 \cdot \text{altura total del edificio} = 1/500 \cdot 23,5 = 0,047 \text{ m} = 4,7 \text{ cm}$

Comparando el valor límite con el real: $1,08 < 4,7 \text{ cm}$

La estructura **CUMPLE** a desplazamientos horizontales según el apartado 4.3.3.2 del DBSE en su consideración de integridad de los elementos constructivos.

Considerando la apariencia de la obra y analizando la combinación de acciones casi permanente, ELScp, los resultados en SAP2000 para esta combinación son:

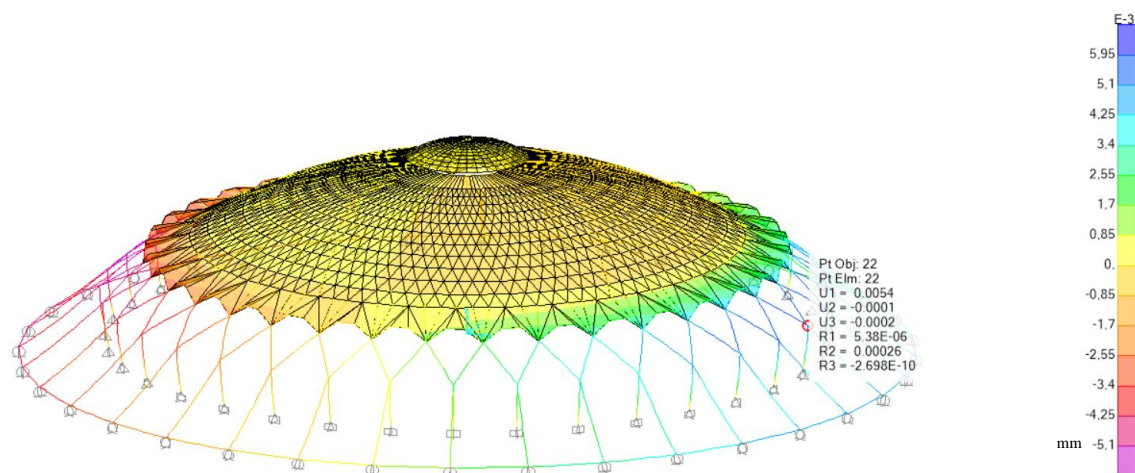


Figura 60: Resultados en SAP2000 para la combinación ELScp considerando la apariencia de la obra.
Fuente: elaboración propia.

El valor límite máximo = $1/250 \cdot \text{altura edificio} = 1/250 \cdot 23,5 = 0,094 \text{ m} = 9,4 \text{ cm}$

Comparando el valor límite con el real: $0,54 \text{ cm} < 9,4 \text{ cm}$

La estructura **CUMPLE** a desplazamientos horizontales según el apartado 4.3.3.2 del DBSE en su consideración de apariencia.

Además de las comprobaciones exigibles por la normativa, realizaremos el análisis de las deformaciones horizontales para el anillo de cimentación en condición de acciones casi permanentes y los efectos de sismo.

La apertura por deformación elástica del anillo de cimentación que se midió, según fuentes bibliográficas, al finalizas las obras, fue de 5 mm. Como se ha explicado en el apartado 6.1.2 Pretensado, al aplicar una temperatura de $-112,79 \text{ }^\circ\text{C}$ la contracción que experimenta el material del tendón equivalente (PST) compensa, en parte, el peso propio (DEAD) y las cargas permanentes muertas (CMP), de manera que restringe la apertura elástica del anillo a 5mm, como se muestra en los resultados en SAP2000, para la combinación de acciones casi permanentes ELScp:

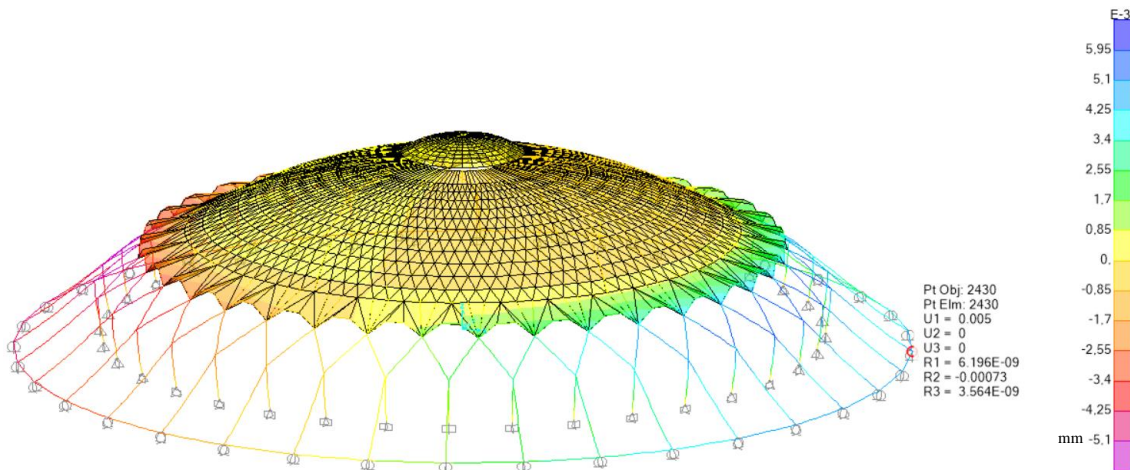


Figura 61: Resultados de apertura del anillo de cimentación en SAP2000 para la combinación ELScp.
Fuente: elaboración propia.

Los efectos del sismo, por su parte, al ser una estructura simétrica, son iguales en ambas direcciones x e y. La deformación horizontal que se da para la combinación ELSsisx es la que se muestra en los resultados de SAP2000 pero afectada por el coeficiente de comportamiento por ductilidad μ (NCSE-02, tabla3.1), que toma como valor el de 2 (baja ductilidad).

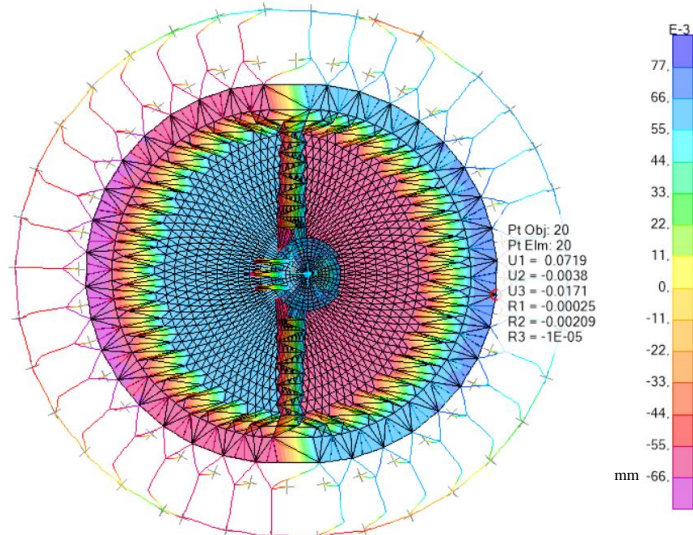


Figura 62: Resultados en SAP2000 para la combinación ELSsisx. Fuente: elaboración propia.

El desplome total = $1/500 \cdot$ altura total del edificio = $1/500 \cdot 23,5 = 0,047$ m = 4,7 cm

Comparando el valor límite con el real: $7,19 > 4,7$ cm

Esta comprobación, pese a no estar sujeta a las exigencias de la EHE-02, el DBSE o la NCSE-02, nos da una idea de los desplazamientos horizontales que se producirían, comprometiendo la integridad de los elementos constructivos.

9.2. ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN

No se estudiarán sus efectos debido a la simplificación del contenido del trabajo. No obstante, sus efectos se pueden suponer despreciables al ser la cúpula un elemento que trabaja fundamentalmente a compresión y que, por tanto, limita los efectos de fisuración.

9.3. ESTADO LÍMITE DE VIBRACIONES

No se estudiarán sus efectos debido a la simplificación del contenido del trabajo. Considerando que las estructuras de la cúpula y del sistema de las gradas son independientes, las vibraciones, producidas por el movimiento rítmico de las personas en las gradas, podrían no afectar en gran medida a la cúpula, pudiéndose considerar despreciable su efecto.

10. COMPROBACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ELU)

Según la EHE-08, los Estados Límite Últimos engloban todos aquellos estados que produzcan el fallo de la estructura, por pérdida de equilibrio, colapso o rotura de esta o parte de ella. Como Estados Límite últimos deben considerarse los debidos a fallo por deformaciones plásticas excesivas, rotura o pérdida de la estabilidad; pérdida del equilibrio de la estructura considerada como un sólido rígido y fallo por acumulación de deformaciones o fisuración progresiva bajo cargas repetidas.

De ser superados los Estados Límite Últimos, constituyen un riesgo para las personas, debido a una puesta fuera en servicio del edificio o el colapso total o parcial del mismo.

Para las comprobaciones de los Estado Límite Últimos (ELU), se analizarán los diagramas de esfuerzos de las barras. De ellos, extraeremos los esfuerzos axiles, cortantes y flectores para las comprobaciones de resistencia.

10.1. SOPORTE EN Y

Se va a realizar en este apartado la comprobación a flexocompresión y a cortante de uno de los 36 soportes de forma antropomórfica que sustentan la cúpula.

El soporte, mediante secciones variables, representa la figura de un hombre sosteniendo la cúpula con sus brazos extendidos (bifurcación superior), una pierna estirada hacia detrás para contrarrestar el empuje de la cúpula y transmitirlo al anillo de cimentación, y, la otra pierna, apoyada delante (que sostiene en fase de construcción el peso propio del soporte). En la modelización en SAP2000 se han definido 3 secciones de tipo variable, como se ha explicado en el apartado 5.3.2.1, que se asignan a las 4 barras que conforman dicho soporte (dos brazos y dos piernas).

Las comprobaciones se realizarán para la sección máxima y mínima de cada una de las 4 barras (ver anexos, *figuras 92 y 93*, donde se definen tanto las secciones de hormigón como su armado) que conforman el soporte (dos brazos y dos piernas), coincidiendo con: las secciones de unión con la cúpula a la altura de la imposta, la sección en la unión de las 4 barras y las secciones de las piernas en contacto con el terreno. Para dichas secciones se analizará la combinación ELUpu. Además, se analizará una de las secciones con la combinación ELU_{sis}.

10.1.1. BRAZOS SOPORTE EN Y

10.1.1.1. SECCIÓN 25x30 cm

Desde el menú Display>Show Forces/Stresses>Frames, para la tensión axial obtenemos los siguientes resultados en SAP2000: a la izquierda los diagramas de axiles sobre el modelo y a la derecha el análisis particularizado de la barra.

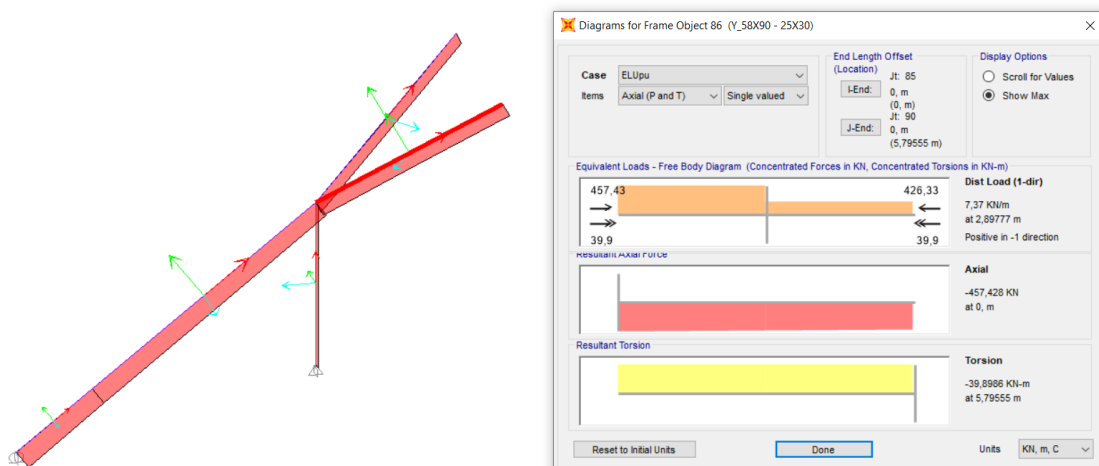


Figura 63: Diagramas de axiles del brazo del soporte en Y para la combinación ELUpu en SAP2000.

Fuente: elaboración propia.

Desde el menú Display>Show Forces/Stresses>Frames, para los momentos alrededor del eje 3 (eje azul) obtenemos los siguientes resultados en SAP2000: a la izquierda los diagramas de momentos sobre el modelo y a la derecha el análisis particularizado de la barra.

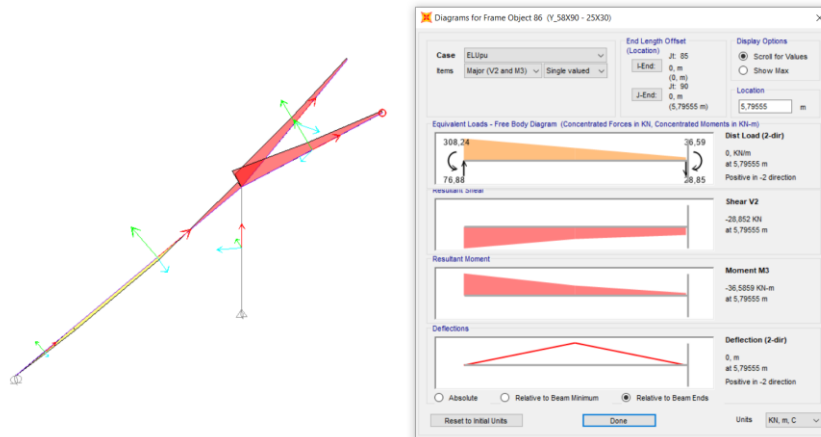


Figura 64: Diagramas de momentos del brazo del soporte en Y (extremo j) para la combinación ELUpu en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

Extraemos que los esfuerzos en la imposta (extremo j de la barra) son:

Axil (N_d)	-426,33 KN
Cortante (V_{rd1})	-28,85 KN
Cortante (V_{rd2})	-30,26 KN
Momento (M_d)	-36,58 KNm

Para que no se produzca colapso de la sección frente a los esfuerzos a los que está sometida, comprobaremos que dichos esfuerzos están en equilibrio con la resultante de las tensiones en el material; como se muestra en la siguiente tabla y diagrama de interacción axiles-momentos:

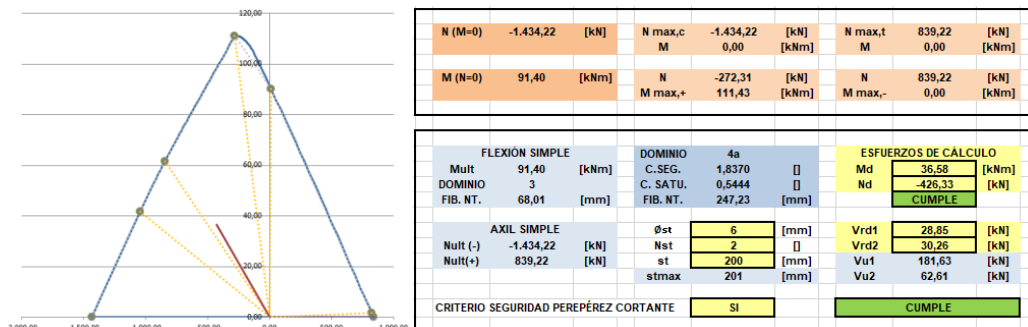


Figura 65: Diagrama de interacción adimensional a flexocompresión. Cumplimiento a flexocompresión y a esfuerzo cortante de la sección 25x30. Fuente: elaboración propia.

Comprobamos que la sección de 25x30 sí **CUMPLE** a flexocompresión y esfuerzo cortante en base a la normativa actual.

Nos encontramos en dominio 4a, es decir, todas las armaduras se encuentran comprimidas pero el recubrimiento de hormigón de las armaduras de tracción se encuentra traccionado.

10.1.1.2. SECCIÓN 58x90 cm

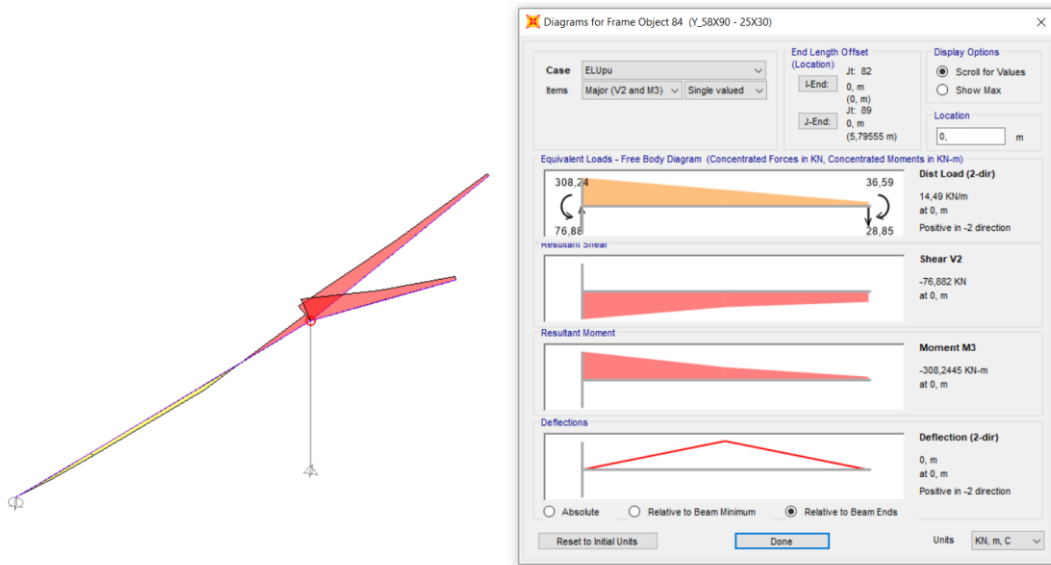


Figura 66: Diagramas de momentos del brazo del soporte en Y (extremo i) para la combinación ELUpu en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

Extraemos que los esfuerzos en la unión de las 4 barras (extremo i de la barra) son:

- Axil (N_d) -457,42 kN
- Cortante (V_{rd1}) -76,88 kN
- Cortante (V_{rd2}) -33,36 kN
- Momento (M_d) -308,25 kNm

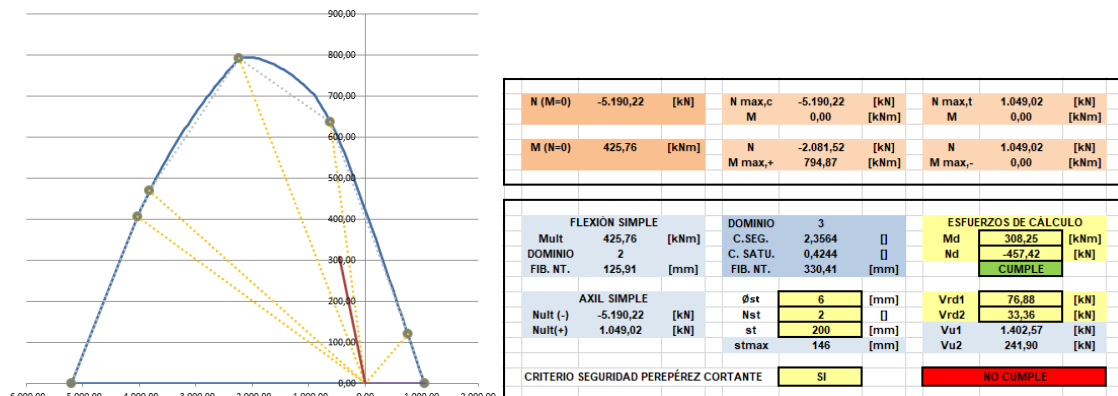


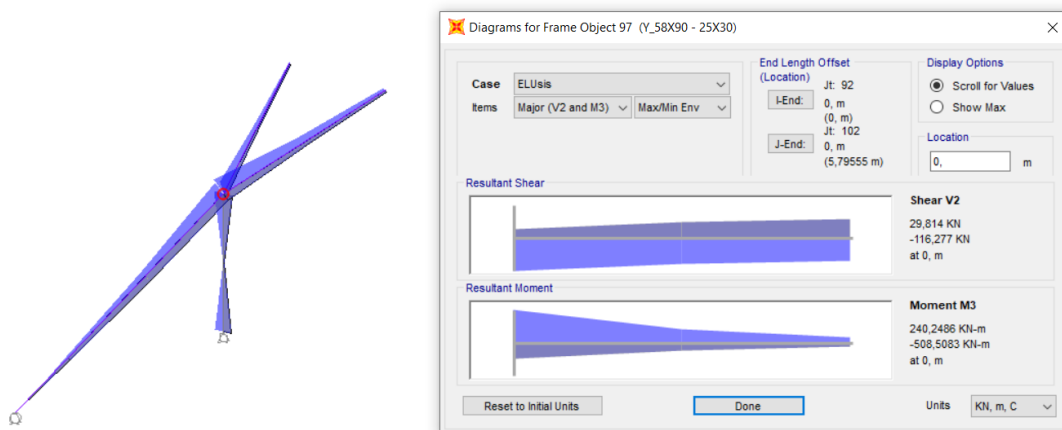
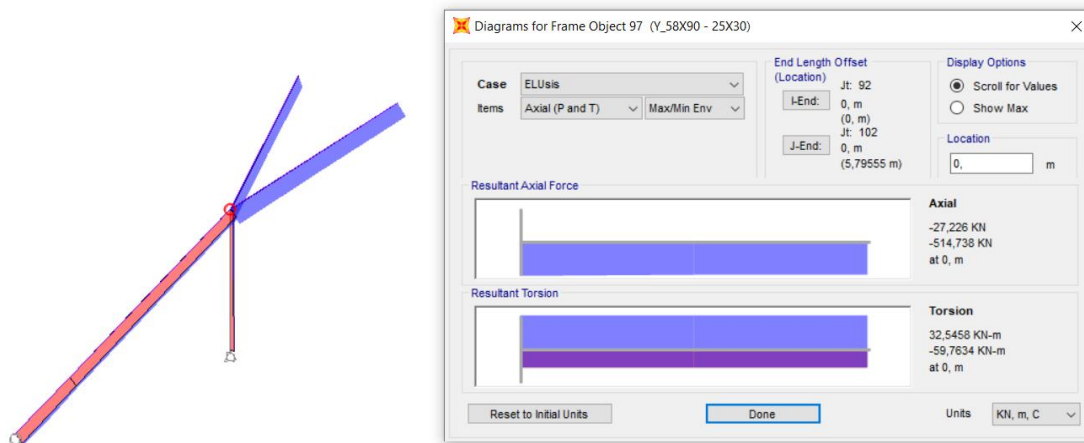
Figura 67: Diagrama de interacción adimensional a flexocompresión. Cumplimiento a flexocompresión y a esfuerzo cortante de la sección 58x90. Fuente: elaboración propia.

Comprobamos que la sección de 58x90 sí **CUMPLE** a flexocompresión pero no a esfuerzo cortante en base a la normativa actual.

Respecto al diagrama de interacción axil-momento vemos que el resultado es favorable, no obstante, el incumplimiento a cortante se debe a la limitación de separación de estribos, que, de ser obviada, cumpliría con los requerimientos a esfuerzo cortante.

Nos encontramos en dominio 3, es decir, parte de la sección se encuentra comprimida y parte traccionada. La profundidad de la fibra neutra es mayor que 0,259d por lo que el agotamiento se produciría por deformación excesiva del hormigón en flexión.

En esta sección de 58x90 cm, al estar sometida a los mayores esfuerzos frente a la combinación para sismo, también se analizará el cumplimiento a flexocompresión y esfuerzo cortante para la combinación ELU_s. Por simplificación del contenido del trabajo el resto de secciones solo se analizan para ELU_p.



La combinación de sismo es una envolvente y puesto que puede actuar en dos sentidos, los diagramas muestran dos valores por cada punto de barra. Se deben de adoptar los valores más desfavorables.

Extraemos que los esfuerzos en el extremo i de la barra, son:

Axil (N_d)	-514,74 KN
Cortante (V_{rd1})	-116,28 KN
Cortante (V_{rd2})	-84,00 KN
Momento (M_d)	-508,51 KNm

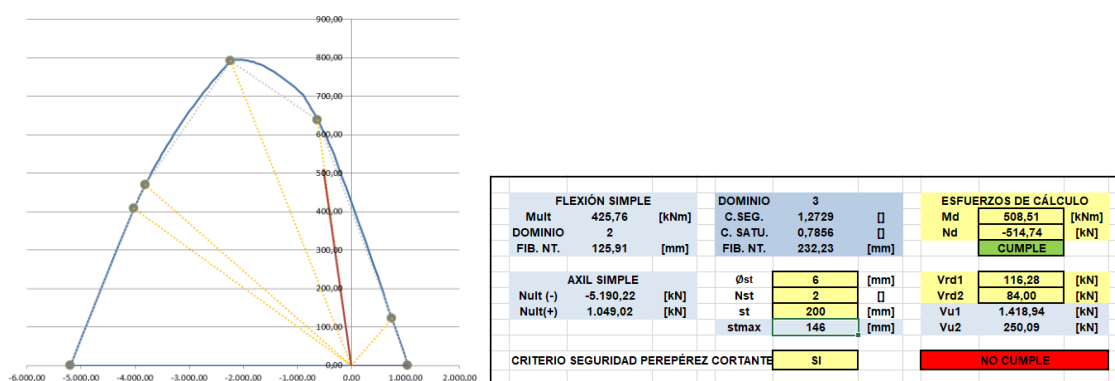


Figura 70: Diagrama de interacción adimensional a flexocompresión. Cumplimiento a flexocompresión y a esfuerzo cortante de la sección 58x90 frente a sismo. Fuente: elaboración propia.

Comprobamos que la sección de 58x90 sí **CUMPLE** a flexocompresión pero no a esfuerzo cortante en base a la normativa actual.

Respecto al diagrama de interacción axil-momento vemos que el resultado es favorable, no obstante, el incumplimiento a cortante se debe a la limitación de separación de estribos, que, de ser obviada, cumpliría con los requerimientos a esfuerzo cortante.

Podemos apreciar que la sección se encuentra ahora frente a sismo con un coeficiente de saturación mayor que para la combinación ELUpu.

10.1.2. PIERNA ‘TRASERA’ SOPORTE EN Y

10.1.2.1. SECCIÓN 90x90 cm

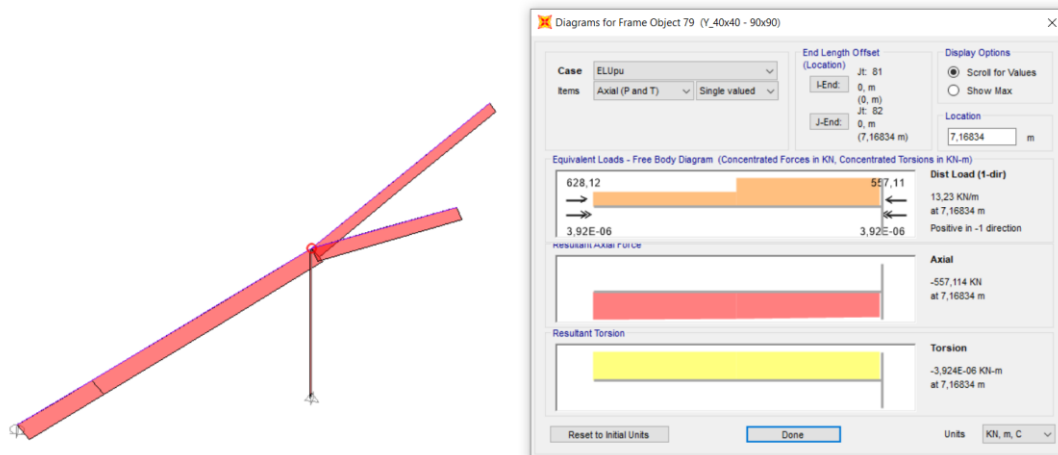


Figura 71: Diagramas de axiles de la pierna trasera del soporte en Y (extremo j) para la combinación ELUpu en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

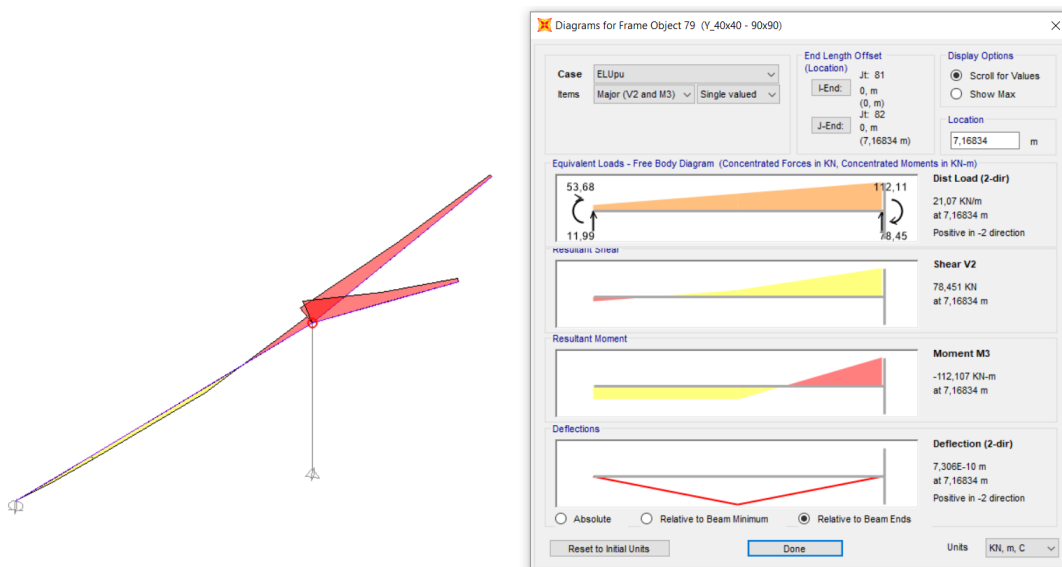


Figura 72: Diagramas de momentos de la pierna trasera del soporte en Y (extremo j) para la combinación ELUpu en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

Extraemos que los esfuerzos en la unión de las 4 barras (extremo j de la barra) son:

Axil (N_d)	-557,11 kN
Cortante (V_{rd1})	78,45 kN
Cortante (V_{rd2})	63,82 kN
Momento (M_d)	-112,11 kNm

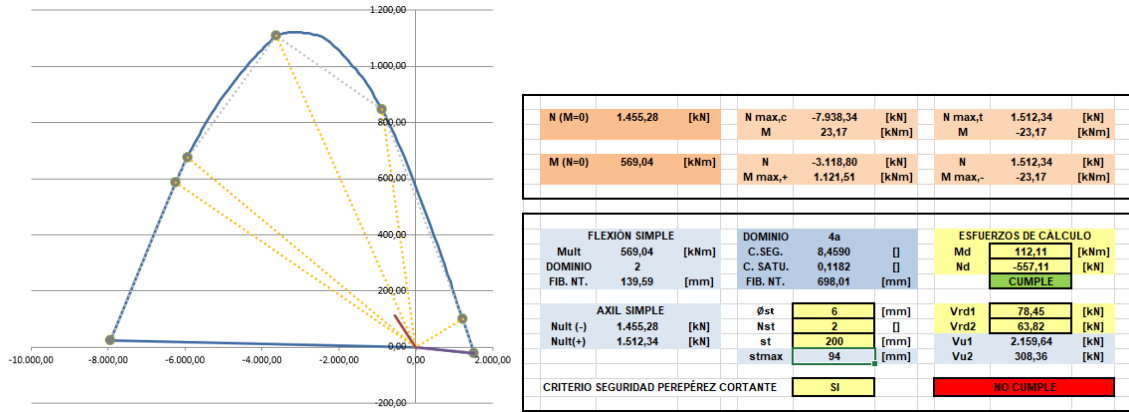


Figura 73: Diagrama de interacción adimensional a flexocompresión. Cumplimiento a flexocompresión y a esfuerzo cortante de la sección 90x90. Fuente: elaboración propia.

Comprobamos que la sección de 90x90 sí **CUMPLE** a flexocompresión pero no a esfuerzo cortante en base a la normativa actual.

Nos encontramos en dominio 4ª, mismo caso que para 10.1.1.1. El incumplimiento a cortante se debe a la limitación de separación de estribos, que, de ser obviada, cumpliría con los requerimientos a esfuerzo cortante.

10.1.2.2. SECCIÓN 40x40 cm

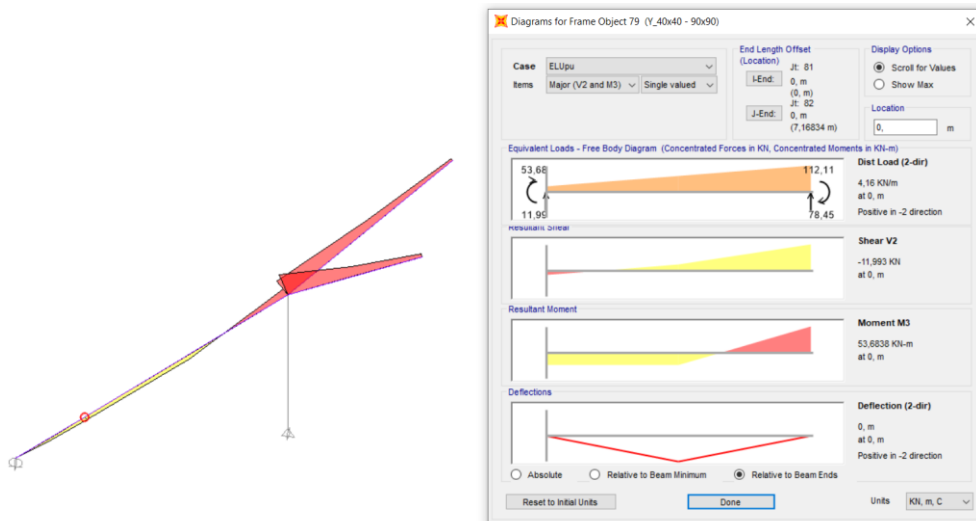


Figura 74: Diagramas de momentos de la pierna trasera del soporte en Y (extremo i) para la combinación ELUpu en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

Extraemos que los esfuerzos en la unión de las 4 barras (extremo i de la barra) son:

- Axil (N_d) -628,12 KN
- Cortante (V_{rd1}) -11,99 KN
- Cortante (V_{rd2}) -8,63 KN
- Momento (M_d) 53,68 KNm

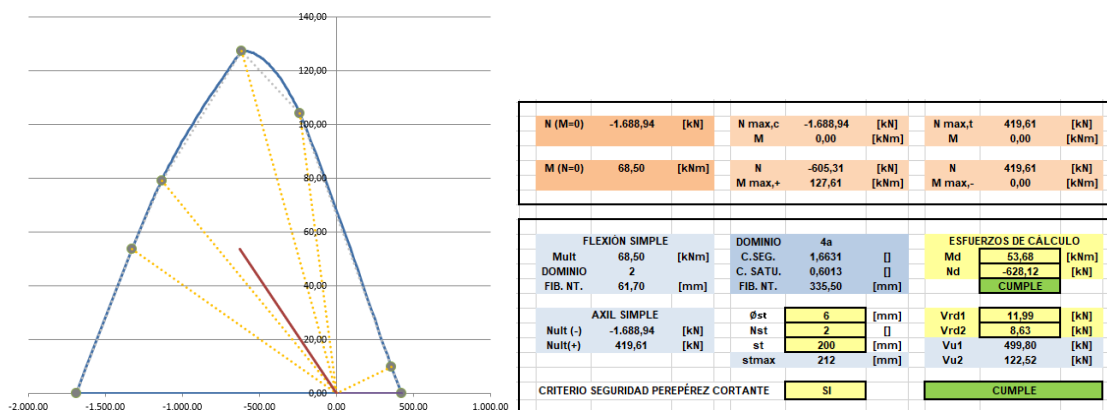


Figura 75: Diagrama de interacción adimensional a flexocompresión. Cumplimiento a flexocompresión y a esfuerzo cortante de la sección 40x40. Fuente: elaboración propia.

Comprobamos que la sección de 40x40 sí **CUMPLE** a flexocompresión y esfuerzo cortante en base a la normativa actual.

Nos encontramos en dominio 4a, es decir, mismo caso que en 10.1.1.1.

10.1.3. PIERNA “DELANTERA” SOPORTE EN Y

En esta barra, el apoyo se ha idealizado como una articulación según el apartado 5.5. Debido a esto, el momento en el extremo i de la barra es cero y, por tanto, no existe interacción del momento flector.

Puesto que en el extremo i de la barra no hay momentos por la simplificación adoptada la comprobación frente a ELU se hará respecto del extremo j, donde la sección genérica experimenta un recocado para acoger la unión de las otras tres barras, conformando una sección de 140x40 cm. El armado en este punto no queda claramente plasmado en los planos de detalle, por lo que se hará una aproximación considerando como armado base 4 redondos de diámetro 16 mm y 2 de diámetro 12 mm.

10.1.3.1. SECCIÓN 140x40 cm

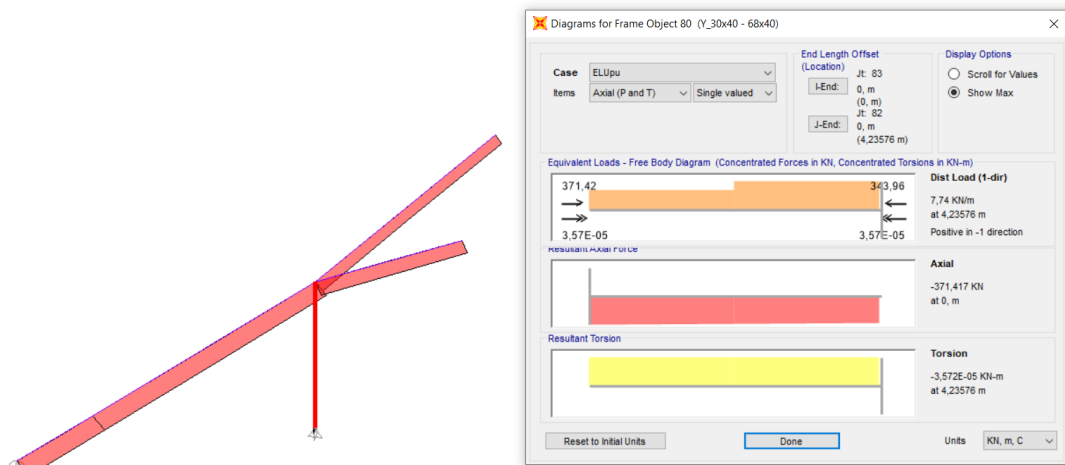


Figura 76: Diagramas de axiles de la pierna delantera del soporte en Y para la combinación ELUpu en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

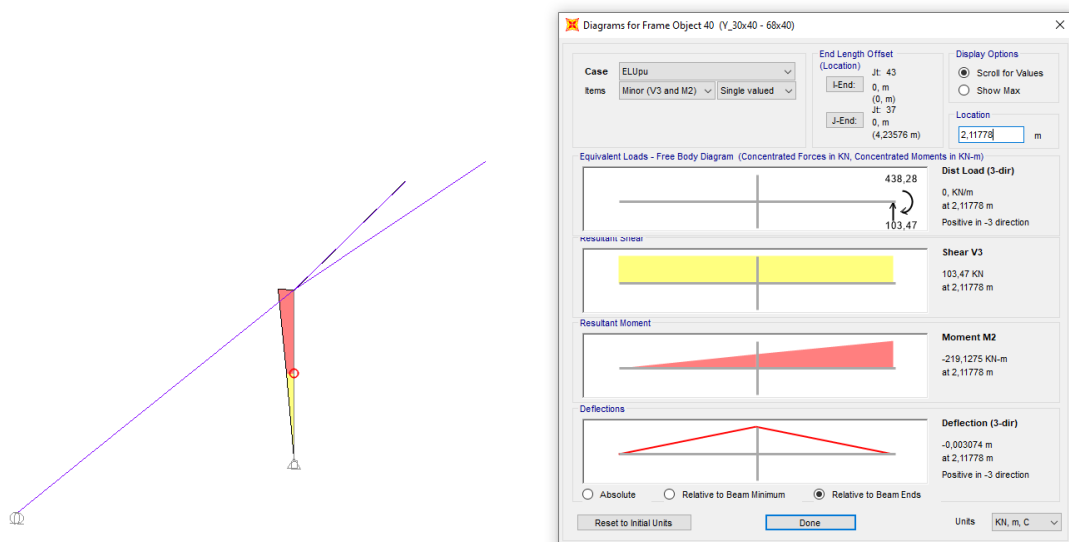


Figura 77: Diagramas de momentos de la pierna delantera del soporte en Y para la combinación ELUpu en SAP2000. Fuente: elaboración propia.

Extraemos que los esfuerzos en la unión de las 4 barras (extremo i de la barra) son:

Axil (N_d)	-371,42 KN
Cortante (V_{rd1})	103,47 KN
Cortante (V_{rd2})	103,47 KN
Momento (M_d)	-219,12 KNm

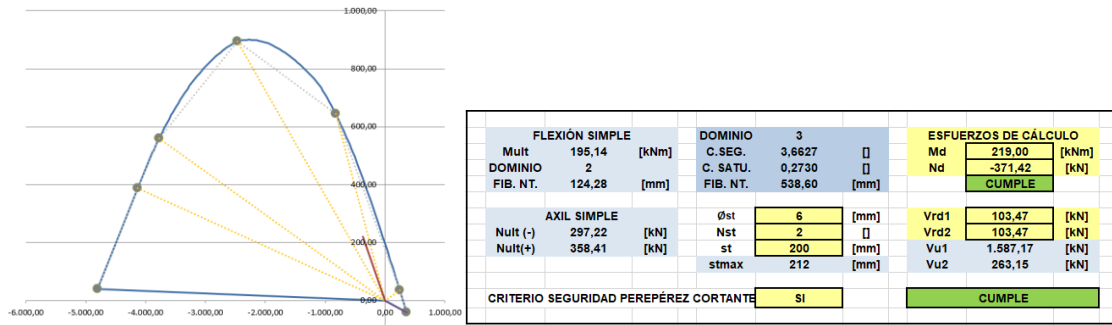


Figura 78: Diagrama de interacción adimensional a flexocompresión. Cumplimiento a flexocompresión y a esfuerzo cortante de la sección 140x40. Fuente: elaboración propia.

Comprobamos que la sección de 140x40 **CUMPLE** a flexocompresión y esfuerzo cortante en base a la normativa actual.

Nos encontramos en dominio 3, mismo caso que para 10.1.1.2.

10.2. CÚPULA

La cúpula, compuesta por las piezas prefabricadas de ferrocemento, trabaja, al ser de pared delgada, principalmente a esfuerzos de compresión simple y tracción. Estas piezas, que se organizan en 13 tipos, la mayoría de forma romboidal, forman en su unión una acanaladura donde se conecta el armado interior de unas piezas con otras al hormigonarla. Los nervios que se conforman sirven para rigidizar la superficie y evitar las abolladuras pero la cúpula trabaja de manera monolítica a modo de membrana.

La comprobación simplificada que se va a realizar respecto de la cúpula consiste en determinar si es capaz de soportar los esfuerzos de compresión y tracción a los que está sometida.

Según los resultados en SAP2000, las tensiones de compresión que se producen en la cúpula no superan la resistencia a compresión del hormigón HA-14, siendo su resistencia de cálculo:

$$f_{cd} = 14/1,5 = 9,3 \text{ MPa} = 9333 \text{ KN/m}^2$$

Estableciendo este valor como límite inferior de tensiones a compresión vemos que, al no aparecer ninguna zona en magenta, no se supera en ningún punto la resistencia a compresión del hormigón.

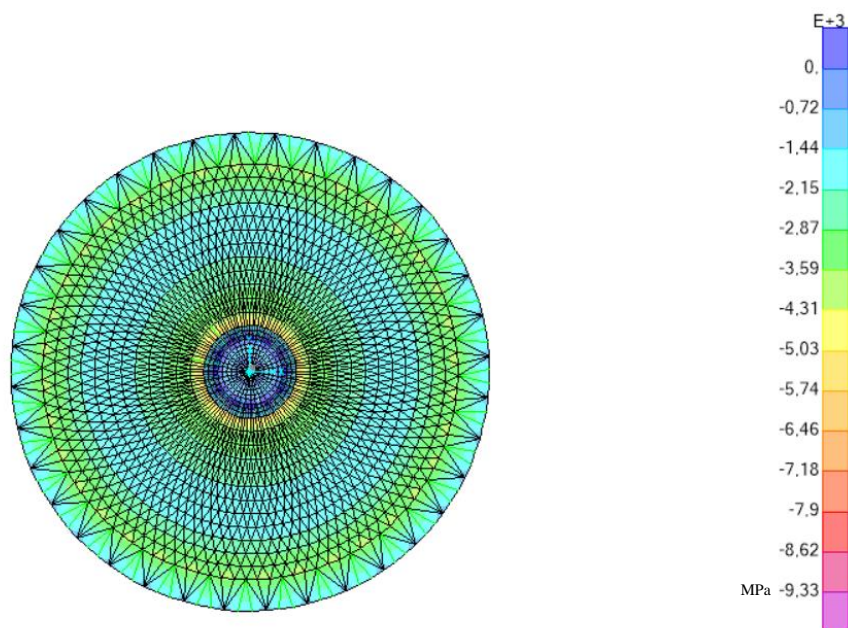


Figura 79: Resultados de tensiones de compresión en SAP2000 para la combinación ELUpu. Fuente: elaboración propia.

Los esfuerzos de compresión evitan la fisuración del hormigón. No obstante, en el perímetro de la imposta, las tensiones de tracción deberán ser absorbidas por la malla de redondos ortogonal que se sitúa por encima de los elementos prefabricados, embebida en la capa de compresión. Según el detalle inferior, y conociendo que los redondos en el interior del ferrocemento son de diámetro 6 mm, por comparación, se aproxima que los que forman la capa de compresión podrían ser de diámetro 12 mm.

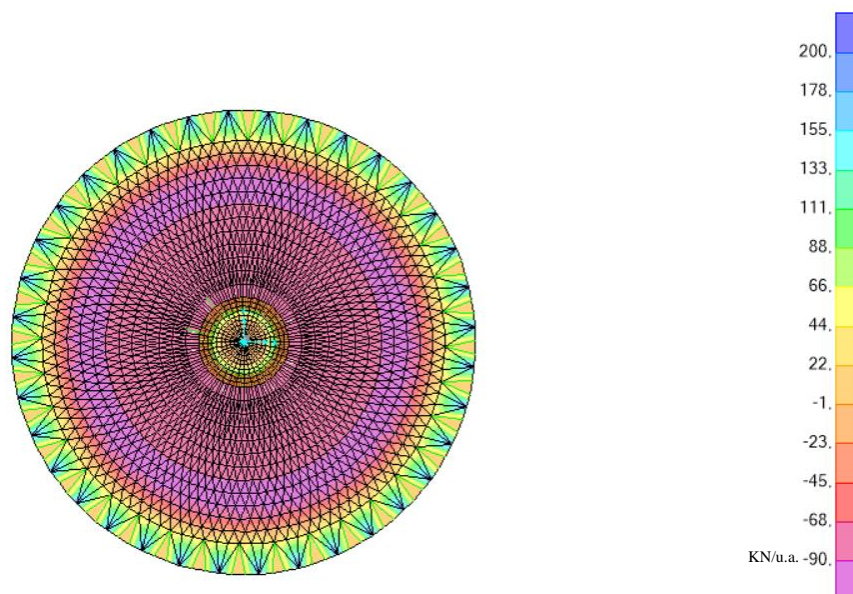


Figura 80: Resultados de esfuerzos axiales en SAP2000 para la combinación ELUpu. Fuente: elaboración propia.

Según la figura inferior, los resultados en SAP2000 definen un valor promedio de tracción por unidad de medida (por cada metro lineal) máximo de 147,45 KN. Se podría absorber dicha tracción con 4 redondos de diámetro 12 mm ($U_{sd} = 157,2$ KN, acero $f_{yk}=400$ MPa) en la dirección estudiada. Para cubrir un metro lineal deben separarse 25 cm a ejes, medida que se ajusta a la separación mostrada en el detalle, por lo que las tensiones de tracción quedan cubiertas por el armado dispuesto en el modelo real.

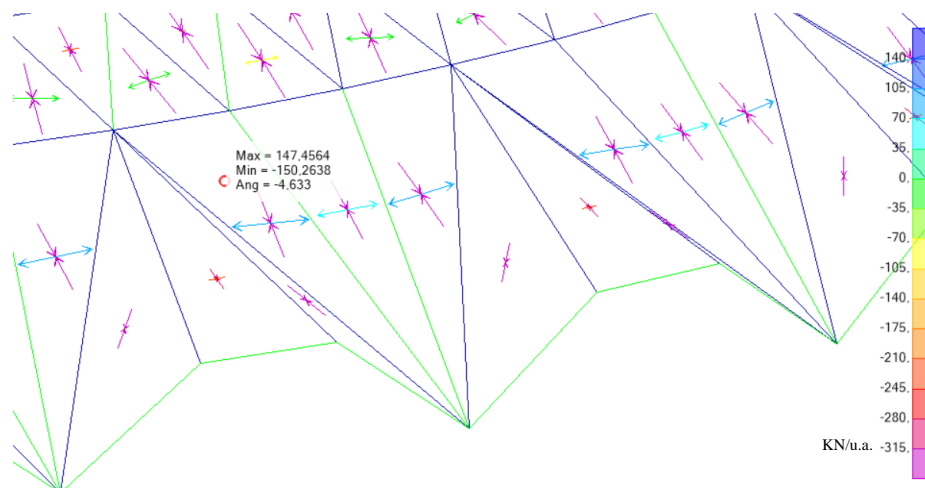


Figura 81: Resultados de esfuerzos promedio por unidad de ancho en las direcciones principales en SAP2000 para la combinación ELUpu. Fuente: elaboración propia.

BLOQUE 3: CONCLUSIONES

Las obras de Pier Luigi Nervi no comienzan con fórmulas, la sensibilidad estática, desde la etapa de diseño, une la experiencia adquirida a través de la práctica estructural y el conocimiento teórico sobre las leyes del mundo físico. El Palazzetto dello Sport culmina su ‘‘Sistema Nervi’’ desde el punto de vista estático, constructivo, económico y arquitectónico.

Estáticamente se ha analizado el Palazzetto, del que se van a extraer conclusiones de su comportamiento; constructiva y económicamente cabe recalcar no solo la economía en recursos materiales sino también en plazos de ejecución, montándose la cúpula en 30 días y la totalidad del edificio en tan solo 8 meses. La prefabricación y el uso del ferrocemento permiten esta economía que Nervi define como honestidad intelectual, aprovechar los recursos de manera óptima. La prefabricación, sin embargo, no lo desvincula del lugar de la construcción, sino que, por el contrario, siendo el único propietario de las patentes de los procesos constructivos para sus obras, lo vincula de manera inherente a ellas, destacando su papel como constructor, pues para Nervi una obra arquitectónica no se puede considerar como tal hasta que no se hace realidad viva de materiales.

Según el propio Nervi, la característica fundamental del Palazzetto es la independencia completa de la cúpula respecto al sistema de gradas y servicios inferiores (Nervi, 1965). Es por ello por lo que la simplificación adoptada en este trabajo se centra en el análisis del comportamiento de la cúpula sustentada por los 36 soportes antropomórficos y cimentada sobre el anillo postensado.



Figura 82: Vista interior etapa constructiva. Fuente: Iori, 2009.

Se extraerán conclusiones desde la base, es decir, en primer lugar, se valorarán los resultados fruto del análisis de los cimientos para después pasar a los soportes y finalizar con el elemento de cubrición, la cúpula.

Respecto al anillo de cimentación, según los planos de detalle originales a 1:10 que se adjuntan en los anexos (*figura 90*), estaba formado por una sección de hormigón en la cual estaban embebidos 14 cables postensados, repartidos en su cara superior e inferior, con el sistema enfundado de cono Freyssinet. Como la deformación elástica del anillo de cimentación resultó, al final la obra, de una apertura del radio en 5 mm y, además, se puede desprestigiar la resistencia a tracción del hormigón, no se ha considerado la sección del hormigón para la resistencia a la apertura de la cimentación. El empuje de la cúpula es, por tanto, absorbido en el anillo por los cables de postensado únicamente, esto se ha simplificado en el modelo ideal a un único tendón equivalente. Tras tantear la carga de temperatura a la que debe estar sometido para que experimente la retracción adecuada (apertura del radio del anillo en 5mm), resulta un acero con tensión de límite elástico 303MPa (referente a una carga térmica de $-112,80\text{ }^{\circ}\text{C}$), se observa que el valor es muy inferior a los 1860 MPa (para $-693\text{ }^{\circ}\text{C}$) del acero actual de referencia en postensados. El postensado en la cimentación, por lo tanto, no está optimizado, existiendo un exceso en cuantía de acero dispuesto para los esfuerzos que transmite la cúpula. El resultado obtenido, no obstante, no ha tenido en cuenta el efecto de relajación que experimenta el postensado que puede suponer una tensión inicial del orden de un 20 a un 30% superior a la que se ha definido para conseguir la apertura de 5mm, ni tampoco las deformaciones diferidas de la cúpula. Por otro lado, Nervi permanece ajeno al uso del pretensado, siendo el Palazzetto una de las pocas aplicaciones en su obra (Nárdiz, 2017), lo que explicaría el exceso de acero empleado.

En cuanto a los soportes, con su símil antropomórfico de hombres sosteniendo la cúpula, se potencia la expresión de lo resistente, que, siguiendo la teoría de la empatía, transmite al espectador de la obra los sentidos relativos a la distribución de cargas que se producen. Los esfuerzos a los que están sometidos los soportes se plasman en su variación de secciones siguiendo la intuición estática de Nervi. Podemos comprobar que las mayores secciones se dan donde concurren los mayores esfuerzos.

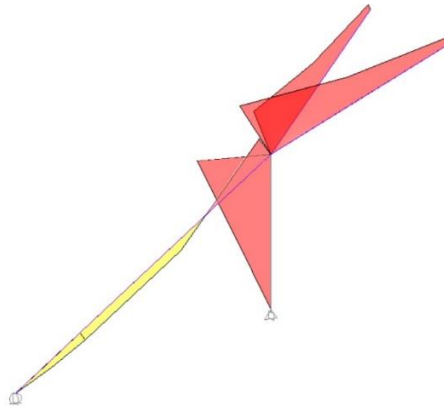


Figura 83: Diagrama de momentos para el soporte en Y, combinación ELUpu.
Fuente: elaboración propia.

Analizando el extremo “i” de uno de los brazos, de sección construida 58x90 cm, podemos acotar hasta qué punto se hubiera podido reducir la sección, para los mismos esfuerzos, manteniendo la proporción base-canto y reduciendo la armadura manteniendo la separación entre las barras prevista. Comparando los diagramas de interacción adimensional a flexocompresión, entre la sección de 58x90 y la propuesta como posible alternativa, de 64x44; observamos que la primera presenta un coeficiente de saturación del 42% mientras que para la segunda es del 98% (quitando 2 barras de las propuestas en la sección inicial en las caras superior e inferior y manteniendo los diámetros de 16 mm y las armaduras centrales) en la combinación ELUpu.

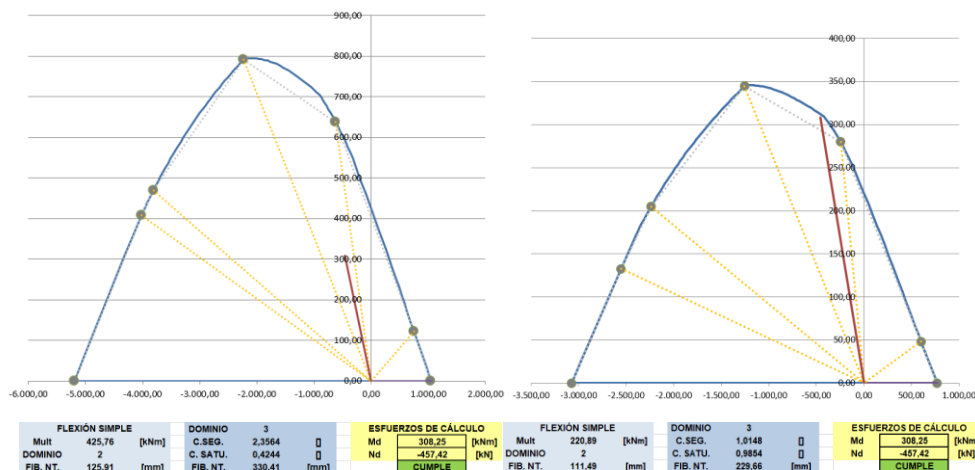


Figura 84: Comparación de diagramas de interacción adimensional a flexocompresión. Cumplimiento a flexocompresión y a esfuerzo cortante, ajuste de la sección 58x90. Fuente: elaboración propia.

Con las nuevas herramientas informáticas, en este caso con el uso de SAP2000, podemos prever más fielmente el comportamiento estático de las estructuras y optimizar sus secciones.

Por último, después de haber analizado la cúpula, podemos concluir que, al ser de pared delgada, trabaja principalmente a esfuerzos de compresión simple y de tracción. En el esquema inferior observamos la deformada que se produce en un casquete esférico donde al aplicar una carga puntual centrada, los esfuerzos de compresión se producen en el centro mientras que en los extremos aparecen tracciones.

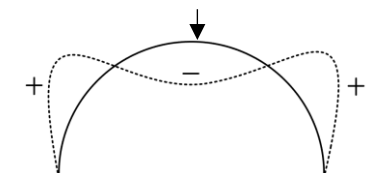


Figura 85: Esquema de la deformada de una cúpula de casquete esférico.
Fuente: elaboración propia.

Del análisis se concluye que las tensiones de compresión que se producen en la cúpula no superan la resistencia a compresión del hormigón HA-14 (9,3 MPa). Los esfuerzos de compresión evitan la fisuración del hormigón mientras que los esfuerzos de tracción son absorbidos por las armaduras de la capa de compresión.

Para Pier Luigi Nervi la teoría de las estructuras debe tener como objetivo la determinación de las tensiones internas, para poder definir en fase de diseño las secciones resistentes siguiendo el criterio universal de la economía (Nervi,1945). En sus obras y enfrentándose a la insuficiencia de los cálculos previos recurría a modelos a escala que simulaban el comportamiento de la estructura. Hoy, gracias a la simulación de modelos idealizados en herramientas informáticas como el SAP2000, podemos hacer una aproximación mayor al comportamiento de las estructuras espaciales. Sin embargo, pese a los avances llevados a cabo en los cálculos, el comportamiento del hormigón armado resulta todavía difícil de definir con exactitud mediante estas herramientas informáticas, siendo los resultados del cálculo lineal elástico, por tanto, solo una aproximación al comportamiento real de la estructura.

El modelo idealizado se ajustará tanto más a la realidad cuanto mayor experiencia se tenga, no solo en la teoría de las estructuras sino también en la práctica de la construcción. Esta experiencia se traduce en la teoría nerviana como sensibilidad estática, la cual define de la siguiente manera: ‘‘El hecho de idear un sistema resistente es un acto creativo que se basa, solo en parte, en datos científicos; la sensibilidad estática que lo determina, queda como la sensibilidad estética, como una capacidad puramente personal, o mejor dicho, el fruto de la compresión y de la asimilación, llevado a cabo en el espíritu del proyectista, de las leyes del mundo físico’’ (Nervi, 1945).

BIBLIOGRAFÍA

- Abercrombie, S. (1977). *Ferrocement: Building with cement, sand, and wire mesh*. Nueva York: Schocken Books.
- Abram, J. (2010). Pier Luigi Nervi: Strength through Form, Form as Structure. En: C. Olmo y C. Chiorino. *Pier Luigi Nervi. Architecture as Challenge*. Milán: Silvana Editoriale, pp.41-57.
- Antonucci, M., Trentin, A. y Trombetti, T. (2016). Pier Luigi Nervi - Architetture per lo sport. *MAXXI – Museo Nazionale delle arti del XXI secolo*.
- Argan, G. C. (1993). *Projet et destin: art, architecture, urbanisme*. París: Éditions de la Passion.
- Arnheim, R. (1991). *Arte y percepción visual*. Madrid: Alianza Editorial.
- Arredondo, F., Benito, C., Echegaray, G., Nadal, J., Paez, A. y Del Pozo, F. (1977). *La Obra de Eduardo Torroja*. Madrid: Instituto de Empresa.
- Bauen + Wohnen (1960). Palazzetto dello Sport. *Bauen + Wohnen*. 14 (9), pp.314-315.
- Billington, D. P. (1979). *Robert Maillart's bridges: the art of engineering*. Princeton: Princeton University Press.
- Billington, D. P. (1985). *The tower and the bridge: the new art of structural engineering*. Princeton University Press.
- Breuer, M. (1970). *Marcel Breuer: Projets et réalisations récentes*. París: Vincent, Fréal et Cie.
- Capurso, G. y Giannetti, I. (2019). “Reconstructive re-drawings” and “reconstructive models” for history of construction. The experience of SIXXI research. *TEMA: Technologies Engineering Materials Architecture*, (1), pp.36-46.
- Cardellach, F. (1970). *Filosofía de las estructuras*. Barcelona: Editorial Técnicos Asociados.

- Casale, A. y Rossi, M. (2014). *Uno (nessuno) centomila prototipi in movimento. Trasformazioni dinamiche del disegno e nuove tecnologie per il design*. Santarcangelo di Romagna: Maggioli Editore.
- Chiorino, M. A. (2010). Experimentation in the Work of Pier Luigi Nervi. En: C. Olmo y C. Chiorino. *Pier Luigi Nervi. Architecture as Challenge*. Milán: Silvana Editoriale, pp.61-86.
- Cimet, D. (1964). Nervi y la Creación Artística. *Cuadernos de Arquitectura*, (15), pp.1-15.
- Cuadernos de la Arquitectura (1958). Palacio de deportes, Roma. *Cuadernos de la Arquitectura*,(31), pp.26-27.
- Danusso, A. y Oberti, G. (1941). Laboratorio Prove modelli e costruzioni. *Il Cemento Armato. Le Industrie del Cemento*, (5).
- Desideri, P., Nervi, P. L. y Positano, G. (1982). *Pier Luigi Nervi*. Barcelona: Editorial Gustavo Gili.
- Fernández, J. A. (1978). *Eugène Freyssinet*. Barcelona: 2c Ediciones.
- Filetti, M. (1999). *Comportamento di strutture in calcestruzzo rinforzato con armatura diffusa*. Facoltà di Ingegneria Civile, Università di Roma Tor Vergata.
- Fougerolles, J. (1949). L'évolution du Béton Armé in Cent Ans de Béton Armé. *Travaux*, (194).
- Gabellini, C. (1896). Speciale costruzione di turbature in cemento con ossatura interna di acciaio dolce e tela metallica, costruite ad armilla da congiungersi in opera mediante legature di tela metallica, da servire per fogne e per condutture di qualunque forma e dimensione, capaci di resistere a tutte le pressioni e carichi. 42075.
- Gabellini, C. (1898). *Speciale costruzione di turbature in cemento con ossatura interna di acciaio dolce e tela metallica, costruite ad armilla da congiungersi in opera mediante legature di tela metallica, da servire per fogne e per condutture di qualunque forma e dimensione, capaci di resistere a tutte le pressioni e carichi per serbatoi, vasche, pozzetti, vasi vinarii, orci da olio, ecc. ed in generale per*

recipienti di qualunque genere e forma destinati a ricevere liquidi od altre sostanze di ogni specie. 48951.

Giedion, S. (1941). *Space, time and architecture*. Cambridge: Harvard University Press.

Grandori, G. y Oberti, G. (1948). *Prime esperienze sulla deformabilità e resistenza a trazione di provini in ferro cementato*. Manuscrito no publicado. Milán: Centro Studio e Archivio della Comunicazione, Parma.

Greco, C. (1994). Pier Luigi Nervi e il Ferrocemento. *Domus*, (766).

Greco, C. (2008). *Pier Luigi Nervi. Dai primi brevetti al Palazzo delle Esposizioni di Torino 1917-1948*. Lucerna: Quart Publishers.

Huxtable, A. (1966). *Pier Luigi Nervi*. Barcelona: Bruguera.

Iori, T. (2009). Pier Luigi Nervi, Annibale Vitellozzi. Palazzetto dello Sport a Roma. Un prototipo ripetibile e a buon mercato. *Casabella*, (782), pp.50-65.

Iori, T. (2009). *Pier Luigi Nervi*. Milán: Motta Architettura.

Iori, T. (2010). Small sports complex. En: C. Olmo y C. Chiorino. *Pier Luigi Nervi. Architecture as Challenge*. Milán: Silvana Editoriale, pp.162-167.

Iori, T. (2017). L'apoteosi del Sistema Nervi: il Palazzetto dello sport. En: T. Iori y S. Poretti, ed., *SIXXI 4: Storia dell'ingegneria strutturale in Italia*. Roma: Gangemi Editore, pp.66-75.

Nárdiz, C. (2017). *Entre la arquitectura y la ingeniería 6+6*. A Coruña: Universidade da Coruña, Servizo de Publicacións.

Nervi, E. M., Chiorino, C., Romeo, F., Baglioni, L., Salvatore, M. y Fallavollita, F. (2011). Le geometrie strutturali di Pier Luigi Nervi: letture attraverso modelli. *L'Industria delle Costruzioni*, (417), pp.80-90.

Nervi, P. L. (1942). La tecnica e i suoi orientamenti estetici. *Lo Stile nella casa e nell'arredamento*, (19-20), pp.14-15.

Nervi, P. L. (1945). *Scienza o arte del costruire?*. Roma: Edizioni della Bussola.

- Nervi, P. L. (1956). *Structures*. Nueva York: FW Dodge Corporation.
- Nervi, P. L. (1959). Estática y Construcción, fuentes inagotables de inspiración arquitectónica. *Informes de la Construcción*. 36 (365), pp.14-20.
- Nervi, P. L. (1965). *Aesthetics and Technology in Building*. Cambridge: Harvard University Press.
- Nervi, P. L. ed., (1972). *Historia Universal de la Arquitectura*. Madrid: Aguilar.
- Monier, J. (1867). *Système de caisses-bassins mobiles en fer et ciment applicables à l'horticulture*. 77165.
- Oberti, G. (1956). Ausilio dei Modelli nello Studio del Compartamento Statico e Dinamico delle Costruzioni. *Quaderno Ismes*, (5), p.9.
- Oberti, G. (1980). La modellazione strutturale. En: S. Ceccato. *Pier Luigi Nervi e la sua opera*. Milán: Circolo della Stampa.
- Olmo, C. y Chiorino, C. (2010). *Pier Luigi Nervi. Architecture as Challenge*. Milán: Silvana Editoriale.
- Perret, A. (1935). Les besoins collectifs et l'architecture. En: *Encyclopédie Française*. (XVI). París: Société des gestion de l'Encyclopédie française, pp.6-12.
- Poretti, S. (2008). Nervi che visse tre volte. En: T. Iori y S. Poretti. *L'Ambasciata d'Italia a Brasilia*. Milán: Electa, pp.8-49.
- Poretti, S. (2010). Pier Luigi Nervi, an Italian Builder. En: C. Olmo y C. Chiorino. *Pier Luigi Nervi. Architecture as Challenge*. Milán: Silvana Editoriale, pp.119-133.
- Salvadori, M. y Heller, R. (1976). *Structures et Architecture*. París: Eyrolles.
- Ugarte, J. J. (1958). Pier Luigi Nervi. Palacio de los deportes, en Roma. *Informes de la Construcción*. 10 (98), pp.77-85.
- Veresani, L. y Visconti, M. (1994). Pier Luigi Nervi e Roma. *Domus*, (766), pp.87-95.
- Viollet-le-Duc, E. E. (1854). *Dictionnaire raisonné de l'architecture française du XIe au XVIe siècle*. París: Bance.

NORMATIVA

Ministerio de Fomento, Gobierno de España (2002). *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)*. Madrid: Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica Ministerio de Fomento.

Ministerio de Fomento, Gobierno de España (2008). *Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)*. Madrid: Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica Ministerio de Fomento.

Ministerio de Fomento, Gobierno de España (2009). *Código Técnico de la Edificación. Documento Básico Seguridad Estructural*. Madrid: Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica Ministerio de Fomento.

Ministerio de Fomento, Gobierno de España (2009). *Código Técnico de la Edificación. Documento Básico Seguridad Estructural Acciones en la Edificación*. Madrid: Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica Ministerio de Fomento.

Ministero delle Infrastrutture (2008). Norme tecniche per le costruzioni. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica italiana (29)*.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2018). Norme tecniche per le costruzioni. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica italiana (42)*.

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1:</i> Palazzetto dello Sport, montaje de la cúpula. Fuente: Iori, 2009.	5
<i>Figura 2:</i> Palazzetto dello Sport, vista nocturna. Recuperado de: https://n9.cl/jwpa	5
<i>Figura 3:</i> Pier Luigi Nervi. Fuente: Olmo y Chiorino, 2010.	9
<i>Figura 4:</i> Les Ateliers de confección Esders. Fuente: Olmo y Chiorino, 2010.	13
<i>Figura 5:</i> Halle de Messagerie de la Gare d'Austerlich. Recuperado de: https://n9.cl/0gsy	13
<i>Figura 6:</i> Primera serie de hangares en Orvieto. Fuente: Olmo y Chiorino, 2010.	14
<i>Figura 7:</i> Hangares de Freyssinet en Orly. Fuente: Nárdiz, 2017.	14
<i>Figura 8:</i> Almacén experimental de la Magliana. Fuente: Greco, 2008.	16
<i>Figura 9:</i> Segunda serie de hangares. Fuente: Olmo y Chiorino, 2010.	19
<i>Figuras 10 y 11:</i> Embarcación Irene en ferrocemento. Fuente: Greco, 2008.	21
<i>Figura 12:</i> Intradós cúpula del Palazzetto dello Sport. Fuente: Iori, 2009.	24
<i>Figura 13:</i> Modelo de celulosa para la segunda serie de hangares. Fuente: Olmo y Chiorino, 2010.	26
<i>Figura 14:</i> Escalera del Estadio Berta. Fuente: Iori, 2009.	27
<i>Figura 15:</i> Vista aérea construcción del Palazzetto dello Sport. Fuente: Iori, 2009.	31
<i>Figura 16:</i> Secuencia constructiva de los prefabricados de ferrocemento. Fuente: Iori, 2009.	32
<i>Figura 17:</i> Palazzetto dello Sport en Roma. Recuperado de: https://n9.cl/2y6d .	32
<i>Figuras 18 y 19:</i> Alzado y planta en Autocad del modelo con 3dcaras romboidales. Fuente: elaboración propia.	38
<i>Figuras 20 y 21:</i> Alzado y planta en Autocad del modelo con 3dcaras triangulares. Fuente: elaboración propia.	39

<i>Figura 22:</i> Planta de la cimentación y soportes del modelo en Autocad. Fuente: elaboración propia.	40
<i>Figura 23:</i> Modelo final en Autocad 2019. Fuente: elaboración propia.	41
<i>Figuras 24 y 25:</i> Menús de importación en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	42
<i>Figura 26:</i> Menú de definición de grupos en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	42
<i>Figura 27:</i> Menú de selección por grupos en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	43
<i>Figuras 28 y 29:</i> Menús de definición de materiales en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	44
<i>Figura 30:</i> Detalle de conformación del nervio de la cúpula. Fuente: Ugarte, 1958.	45
<i>Figura 31:</i> Menú de definición de secciones en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	45
<i>Figura 32:</i> Menú de definición de secciones variables en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	45
<i>Figura 33:</i> Menú de definición de sección circular en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	46
<i>Figura 34:</i> Menú de definición de sección de área en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	47
<i>Figura 35:</i> Menú de asignación de Joint Pattern en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	48
<i>Figura 36:</i> Joint Pattern asignado a la sección del anillo de cimentación en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	49
<i>Figuras 37 y 38:</i> Modelo en modo extrusión en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	49
<i>Figura 39:</i> Insertion Point aplicado a los nervios en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	50

<i>Figuras 40 y 41:</i> Menús de Joint Restraints en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	51
<i>Figura 42:</i> Mapa de zonas de subdivisión del territorio italiano. Fuente: NTC 2018.	56
<i>Figura 43:</i> Coeficientes de presión para cubiertas esféricas. Fuente: DBSE-AE.	58
<i>Figura 44:</i> Tabla de reacciones en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	59
<i>Figura 45:</i> Mapa de zonas de carga de nieve. Fuente: NTC 2018.	60
<i>Figura 46:</i> Mapa de peligrosidad sísmica en el territorio italiano. Fuente: Instituto Nazionale di Geofísica e Vulcanologia.	62
<i>Figura 47:</i> Espectro de respuesta elástica en Excel. Fuente: elaboración propia.	64
<i>Figura 48:</i> Representación gráfica CMP en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	66
<i>Figura 49:</i> Representación gráfica PST en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	67
<i>Figura 50:</i> Representación gráfica SCU en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	67
<i>Figura 51:</i> Representación gráfica SCN en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	68
<i>Figura 52:</i> Menú origen de la masa para sismo modal en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	68
<i>Figura 53:</i> Definición del espectro de respuesta elástica en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	69
<i>Figura 54:</i> Definición la combinación para sismo modal xyz en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	69
<i>Figuras 55, 56 y 57:</i> Resultados en SAP2000 para la combinación ELScp. Fuente: elaboración propia.	77
<i>Figura 58:</i> Resultados cumplimiento ELS. Fuente: elaboración propia.	78
<i>Figura 59:</i> Resultados en SAP2000 para la combinación ELSppu considerando la integridad de los elementos constructivos. Fuente: elaboración propia.	79
<i>Figura 60:</i> Resultados en SAP2000 para la combinación ELScp considerando la apariencia de la obra. Fuente: elaboración propia.	80

<i>Figura 61:</i> Resultados de apertura del anillo de cimentación en SAP2000 para la combinación ELScp. Fuente: elaboración propia.	81
<i>Figura 62:</i> Resultados en SAP2000 para la combinación ELSsisx. Fuente: elaboración propia.	81
<i>Figura 63:</i> Diagramas de axiles del brazo del soporte en Y para la combinación ELUpu en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	83
<i>Figura 64:</i> Diagramas de momentos del brazo del soporte en Y (extremo j) para la combinación ELUpu en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	84
<i>Figura 65:</i> Diagrama de interacción adimensional a flexocompresión. Cumplimiento a flexocompresión y a esfuerzo cortante de la sección 25x30. Fuente: elaboración propia.	84
<i>Figura 66:</i> Diagramas de momentos del brazo del soporte en Y (extremo i) para la combinación ELUpu en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	85
<i>Figura 67:</i> Diagrama de interacción adimensional a flexocompresión. Cumplimiento a flexocompresión y a esfuerzo cortante de la sección 58x90. Fuente: elaboración propia.	85
<i>Figura 68:</i> Diagramas de axiles del brazo del soporte en Y en su extremo i para la combinación ELUsis en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	86
<i>Figura 69:</i> Diagramas de momentos del brazo del soporte en Y (extremo i) para la combinación ELUsis en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	86
<i>Figura 70:</i> Diagrama de interacción adimensional a flexocompresión. Cumplimiento a flexocompresión y a esfuerzo cortante de la sección 58x90 frente a sismo. Fuente: elaboración propia.	87
<i>Figura 71:</i> Diagramas de axiles de la pierna trasera del soporte en Y (extremo j) para la combinación ELUpu en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	88
<i>Figura 72:</i> Diagramas de momentos de la pierna trasera del soporte en Y (extremo j) para la combinación ELUpu en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	88
<i>Figura 73:</i> Diagrama de interacción adimensional a flexocompresión. Cumplimiento a flexocompresión y a esfuerzo cortante de la sección 90x90. Fuente: elaboración propia.	89

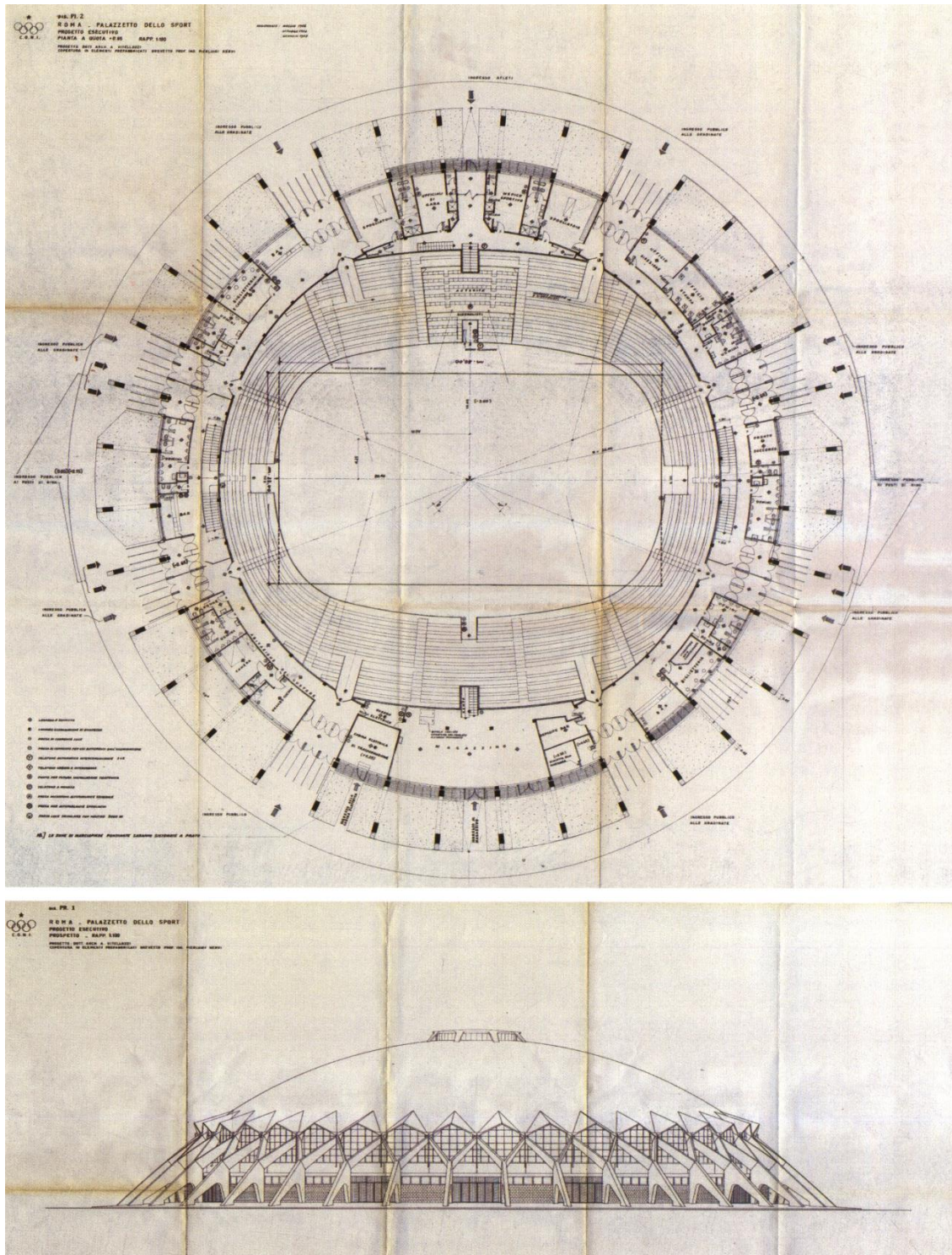
<i>Figura 74:</i> Diagramas de momentos de la pierna trasera del soporte en Y (extremo i) para la combinación ELUpu en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	89
<i>Figura 75:</i> Diagrama de interacción adimensional a flexocompresión. Cumplimiento a flexocompresión y a esfuerzo cortante de la sección 40x40. Fuente: elaboración propia.	90
<i>Figura 76:</i> Diagramas de axiles de la pierna delantera del soporte en Y para la combinación ELUpu en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	91
<i>Figura 77:</i> Diagramas de momentos de la pierna delantera del soporte en Y para la combinación ELUpu en SAP2000. Fuente: elaboración propia.	91
<i>Figura 78:</i> Diagrama de interacción adimensional a flexocompresión. Cumplimiento a flexocompresión y a esfuerzo cortante de la sección 140x40. Fuente: elaboración propia.	92
<i>Figura 79:</i> Resultados de tensiones de compresión en SAP2000 para la combinación ELUpu. Fuente: elaboración propia.	93
<i>Figura 80:</i> Resultados de esfuerzos axiles en SAP2000 para la combinación ELUpu. Fuente: elaboración propia.	93
<i>Figura 81:</i> Resultados de esfuerzos promedios por unidad de ancho en las direcciones principales en SAP2000 para la combinación ELUpu. Fuente: elaboración propia.	94
<i>Figura 82:</i> Vista interior etapa constructiva. Fuente: Iori, 2009.	95
<i>Figura 83:</i> Diagrama de momentos para el soporte en Y, combinación ELUpu. Fuente: elaboración propia.	97
<i>Figura 84:</i> Comparación de diagramas de interacción adimensional a flexocompresión. Cumplimiento a flexocompresión y a esfuerzo cortante, ajuste de la sección 58x90. Fuente: elaboración propia.	97
<i>Figura 85:</i> Esquema de la deformada de una cúpula de casquete esférico. Fuente: elaboración propia.	98
<i>Figuras 86 y 87:</i> Planta y alzado del Palazzetto dello Sport. Fuente: Iori, 2009.	110
<i>Figuras 88 y 89:</i> Planta y sección del Palazzetto dello Sport. Fuente: Iori, 2009.	111

<i>Figura 90: Detalles a 1:10 del anillo de cimentación. Fuente: Iori, 2009.</i>	112
<i>Figura 91: Detalles a 1:10 de una pieza genérica de ferrocemento. Fuente: Iori, 2009.</i>	112
<i>Figuras 92 y 93: Detalles a 1:20 del armado de los soportes en Y. Fuente: Olmo y Chiorino, 2010.</i>	113
<i>Figura 94: Pier Luigi Nervi frente al Palazzetto dello Sport. Fuente: Iori, 2009.</i>	114

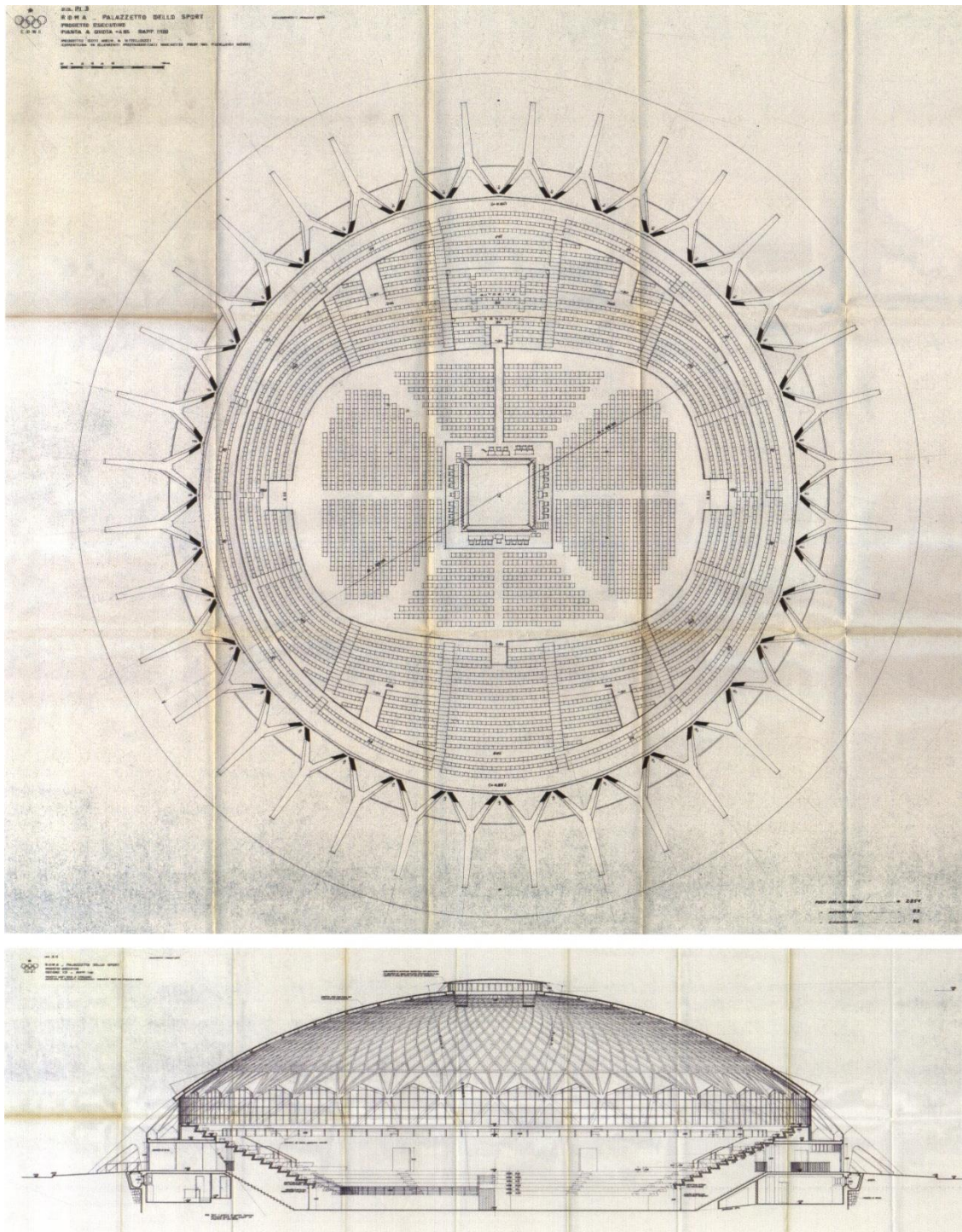
ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1: Datos del Palazzetto para la realización del modelo. Fuente: elaboración propia.</i>	37
<i>Tabla 2: Valores característicos de las sobrecargas de uso. Fuente: DBSE-AE.</i>	54
<i>Tabla 3: Valores de los parámetros $v_{b,0}$, c_a y k_s. Fuente: NTC 2018.</i>	57
<i>Tabla 4: Coeficientes según tipo de entorno. Fuente: DBSE-AE.</i>	57
<i>Tabla 5: Valores de los coeficientes de forma. Fuente: NTC 2018.</i>	61
<i>Tabla 6: Valores de CE para distintas exposiciones. Fuente: NTC 2018.</i>	61
<i>Tabla 7: Valores para el coeficiente C según tipo de terreno. Fuente: NCSE-02.</i>	63
<i>Tabla 8: Resumen de acciones sobre el modelo. Fuente: elaboración propia.</i>	65
<i>Tabla 9: Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para ELU. Fuente: EHE-08.</i>	71
<i>Tabla 10: Coeficientes parciales de seguridad para las acciones ELU. Fuente: EHE-08.</i>	72
<i>Tabla 11: Coeficientes parciales de seguridad para las acciones ELS. Fuente: EHE-08.</i>	72
<i>Tabla 12: Coeficientes de simultaneidad ψ_i. Fuente: DBSE-AE.</i>	72
<i>Tabla 13: Resumen de las combinaciones ELS y ELU. Fuente: elaboración propia.</i>	74

ANEXOS



Figuras 86 y 87: Planta y alzado del Palazzetto dello Sport. Fuente: Iori, 2009.



Figuras 88 y 89: Planta y sección del Palazzetto dello Sport. Fuente: Iori, 2009.

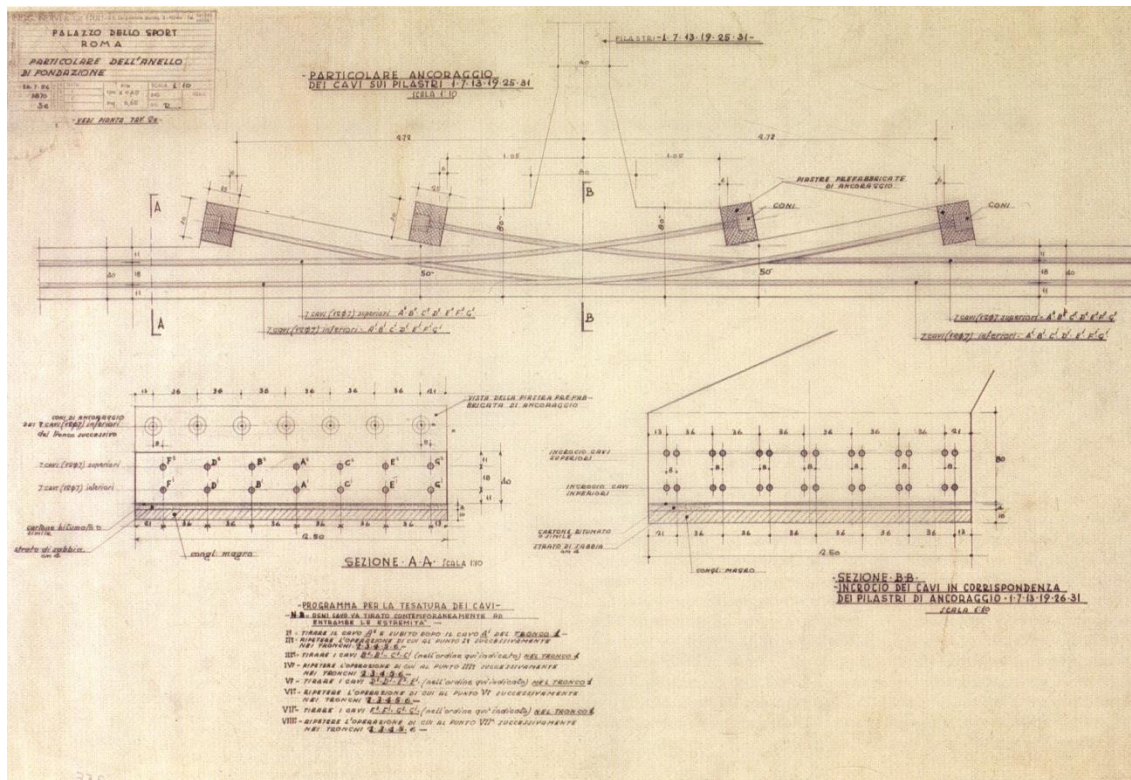


Figura 90: Detalles a 1:10 del anillo de cimentación. Fuente: Iori, 2009.

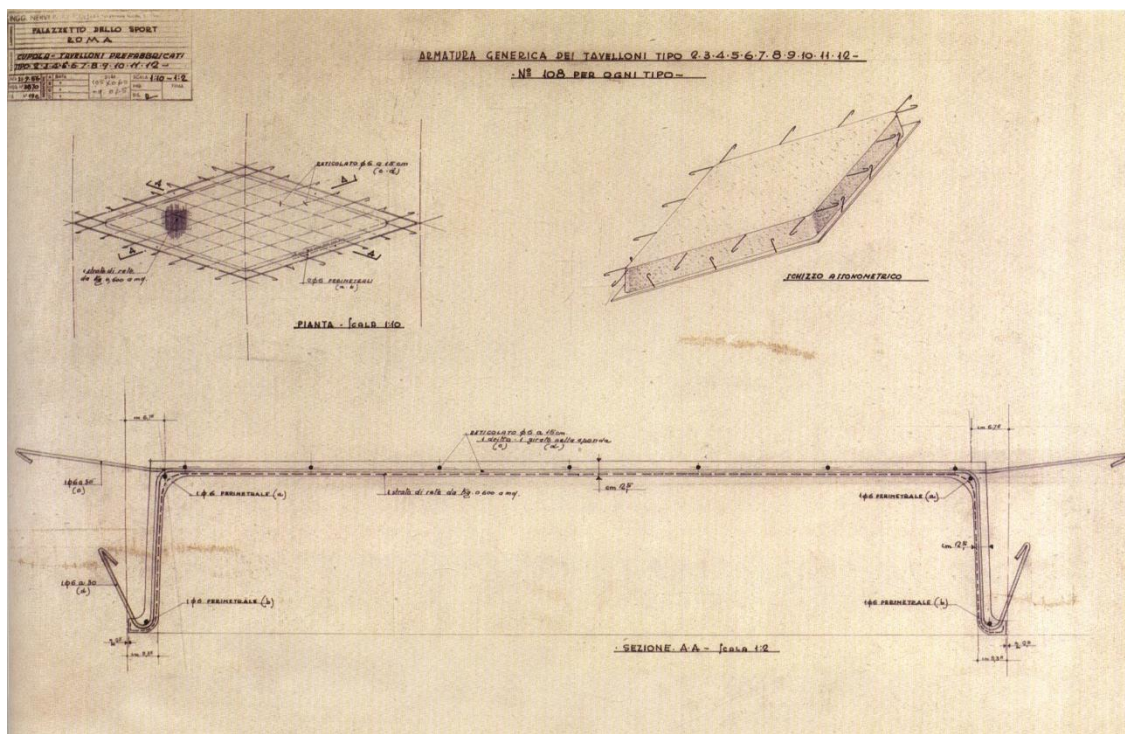
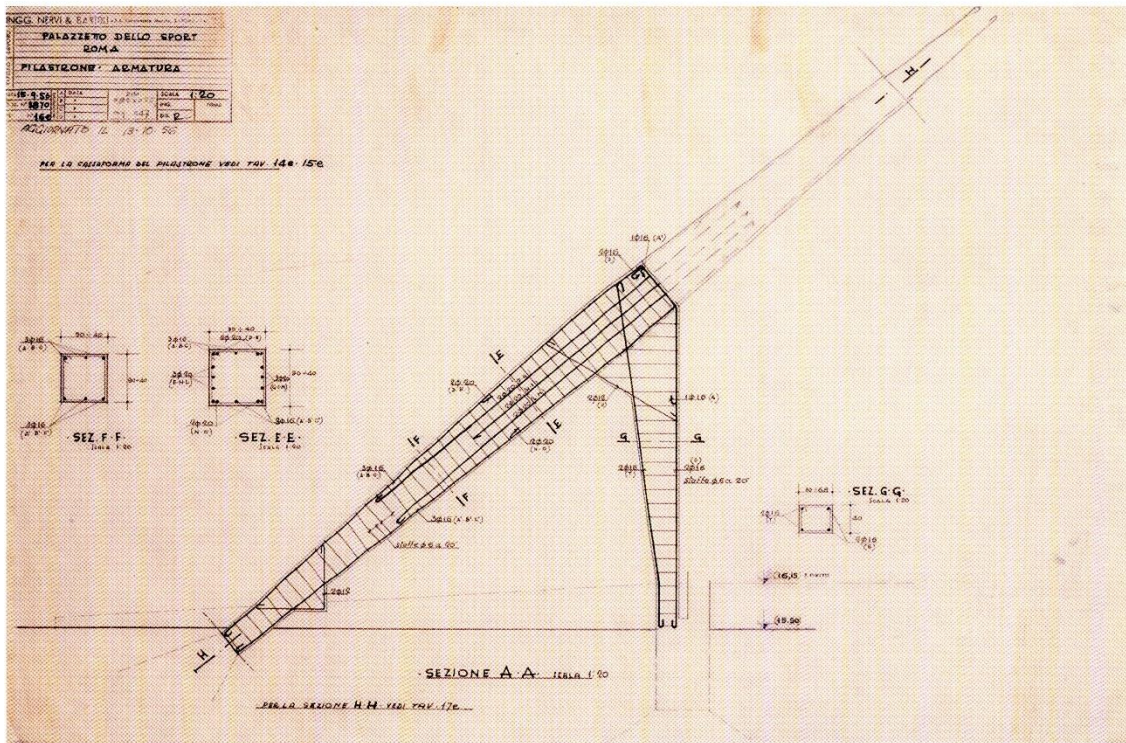
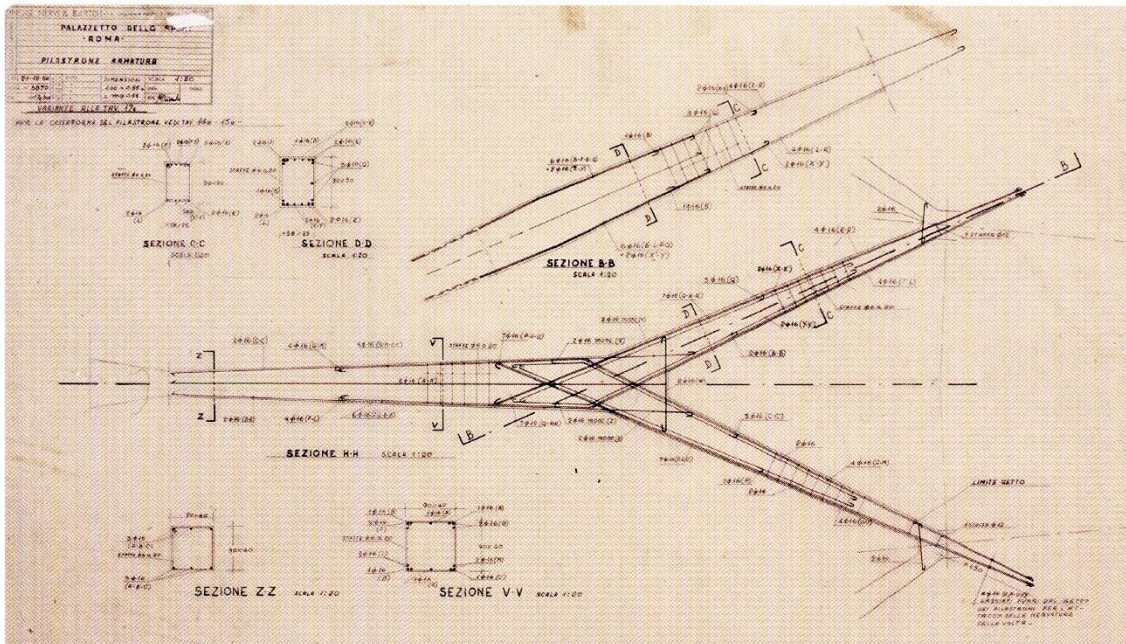


Figura 91: Detalles a 1:10 de una pieza genérica de ferrocemento. Fuente: Iori, 2009.



Figuras 92 y 93: Detalles a 1:20 del armado de los soportes en Y. Fuente: Olmo y Chiorino, 2010.



Figura 94: Pier Luigi Nervi frente al Palazzetto dello Sport. Fuente: Iori, 2009.



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCOLA TÈCNICA
SUPERIOR
D'ARQUITECTURA