



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



# UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,  
Canales y Puertos

Mejora de la robustez del edificio Champlain Towers South  
de Miami (EEUU)

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

AUTOR/A: Ortega Rodríguez, José David

Tutor/a: Adam Martínez, José Miguel

Cotutor/a: Rueda García, Lisbel

CURSO ACADÉMICO: 2023/2024



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



Escuela Técnica Superior de Ingenieros de  
Caminos, Canales y Puertos

## TRABAJO FIN DE MÁSTER

---

Mejora de la robustez del edificio Champlain Towers South de Miami (EEUU)

---

*Autor:*

Ortega Rodríguez, José David

---

*Para la obtención del:*

Máster de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

*Tutor: Adam Martínez, José Miguel*

*Cotutora: Rueda García, Lisbel*

*Fecha: septiembre 2024*

*Curso: 2023/2024*

## ÍNDICE

RESUMEN.....	2	4.2. Modelo de elementos finitos (SAP2000) .....	35
ABSTRACT .....	3	5. ANÁLISIS DEL EDIFICIO ORGINIAL Y SU COLAPSO .....	40
RESUM .....	4	5.1. Introducción.....	40
1. INTRODUCCIÓN .....	5	5.2. Hipótesis sobre el modelado de ciertas uniones .....	40
1.1. Antecedentes históricos .....	5	5.3. Comprobaciones previas del modelo .....	40
1.2. Objeto del trabajo .....	6	5.4. Modelo configuración inicial.....	42
1.3. Estructura del documento .....	7	5.5. Modelo del colapso real.....	56
2. ESTADO DEL ARTE EN COLAPSOS DE EDIFICIOS .....	7	5.6. Discusión y valoración de resultados.....	74
2.1. Introducción y definiciones .....	7	6. DISEÑO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE REFUERZO .....	76
2.2. Tipos de colapsos progresivos.....	8	6.1. Introducción.....	76
2.3. Evaluación y métodos de diseño .....	12	6.2. Estudio de configuraciones.....	78
2.4. Técnicas de refuerzo.....	14	6.3. Estudio de alternativas .....	82
2.5. Normativa aplicable actual.....	19	6.4. Comprobaciones .....	90
3. CASO DE ESTUDIO: COLAPSO DEL CHAMPLAIN TOWERS SOUTH .....	20	6.5. Presupuesto material de las Alternativas 1 y 2.....	98
3.1. Descripción de la estructura.....	20	6.6. Análisis y comparación de alternativas.....	99
3.2. Descripción del colapso .....	22	7. CONCLUSIONES.....	101
3.3. Antecedentes y posibles causas del colapso .....	25	8. BIBLIOGRAFÍA.....	102
3.4. Información gráfica del colapso .....	27	ANEXO 1: PLANOS.....	105
4. MODELIZACIÓN COMPUTACIONAL DEL CASO .....	29	ANEXO 2: ODS .....	106
4.1. Caracterización de la estructura real.....	29	ANEXO 3: COMPROBACIONES IPE400, IPE750 Y HEM600.....	1

## RESUMEN

El edificio Champlain Towers South, un condominio de 136 apartamentos construido en el año 1981, sufrió un colapso progresivo en la madrugada del 24 de junio de 2021, siendo investigado todavía por el NIST, mientras que por la información existente hasta la fecha indica que se debió a una acumulación de errores en fases de diseño, construcción y mantenimiento. Dicho edificio se ubicaba al norte de la playa Miami, en Estados Unidos. El edificio estaba compuesto por tres torres que, en su conjunto, formaban una "L", de las cuales dos torres colapsaron. Después de numerosas investigaciones acerca del suceso y habiendo realizado diversas modelizaciones computacionales de las posibles secuencias del colapso, todo apunta a que se originó con el fallo de una de las columnas de la planta del garaje, causado por los grandes esfuerzos y deformaciones que recibió tras el colapso de parte de la losa de la piscina y la consiguiente torsión de una de las vigas perimetrales conectada a dicha columna. Tras el fallo de la columna, la torre central colapsó y, segundos después, la torre ubicada al este se desestabilizó, colapsando finalmente.

En el presente trabajo, se modela numéricamente el edificio descrito buscando replicar el fallo que se produjo. Posteriormente, se diseña y modela una nueva técnica de refuerzo estructural consistente en la disposición de vigas de refuerzo en la planta de cubierta, además de reforzar otros elementos estructurales. Su objetivo es evitar el colapso a través de la creación de caminos alternativos de carga. A diferencia de las técnicas de refuerzo existentes, la técnica propuesta tendría la ventaja de ser menos invasiva y de una más sencilla aplicación, así como eficiente a nivel global.

El presente Trabajo Final de Máster tiene como alcance analizar los diferentes posibles tipos de colapsos progresivos, evaluación y métodos de diseño frente a colapsos progresivos, así como distintas técnicas de refuerzo. Asimismo, se llevará a cabo una búsqueda bibliográfica exhaustiva sobre las características

del edificio Champlain Towers South y los detalles de su colapso. El colapso será analizado mediante un modelo estructural del edificio con la herramienta SAP2000 para evaluar los esfuerzos del mismo tras la retirada de la columna que falló, empleando la normativa actual internacional frente a colapso progresivo de edificios. Finalmente, se diseñará y modelará el sistema de refuerzo mediante vigas de gran canto en la última planta que evite el colapso que tuvo lugar, y se realizará un análisis de la viabilidad del sistema propuesto.

## ABSTRACT

The Champlain Towers South building, a 136-apartment condominium built in 1981, suffered a progressive collapse in the early hours of 24 June 2021, still under investigation by NIST, but information to date indicates that it was due to an accumulation of errors in design, construction and maintenance phases. The building was located north of Miami Beach in the United States. The building consisted of three towers that together formed an 'L' shape, two of which collapsed. After numerous investigations into the event and various computer modelling of the possible sequences of the collapse, it appears that it was caused by the failure of one of the columns in the garage floor, caused by the large stresses and deformations it received after the collapse of part of the pool slab and the subsequent twisting of one of the perimeter beams connected to that column. Following the failure of the column, the central tower collapsed and, seconds later, the tower to the east destabilised and finally collapsed.

In the present work, the described building is numerically modelled in order to replicate the failure that occurred. Subsequently, a new structural reinforcement technique is designed and modelled, consisting of the arrangement of reinforcement beams on the roof floor, in addition to reinforcing other structural elements. It aims to prevent collapse through the creation of alternative load paths. Unlike existing reinforcement techniques, the proposed technique would have the advantage of being less invasive and easier to apply, as well as efficient overall.

The scope of this Master's thesis is to analyse the different possible types of progressive collapse, evaluation and design methods for progressive collapse, as well as different strengthening techniques. In addition, an exhaustive literature search will be carried out on the characteristics of the Champlain Towers South building and the details of its collapse. The collapse will be analysed using a structural model of the building with the SAP2000 tool to

assess the stresses of the building after the removal of the failed column, using current international standards for progressive building collapse. Finally, a reinforcement system will be designed and modelled using large beams on the top floor to prevent the collapse that took place, and an analysis of the viability of the proposed system will be carried out.

## RESUM

L'edifici Champlain Towers South, un condomini de 136 apartaments construït l'any 1981, va patir un col·lapse progressiu en la matinada del 24 de juny de 2021, sent investigat encara pel \*\*NIST, però que per la informació existent fins avui indica que es va deure a una acumulació d'errors en fases de disseny, construcció i manteniment. Aquest edifici se situava al nord de la platja Miami, als Estats Units. L'edifici estava compost per tres torres que, en el seu conjunt, formaven una "L", de les quals dues torres van col·lapsar. Després de nombroses investigacions sobre el succés i havent realitzat diverses modelitzacions computacionals de les possibles seqüències del col·lapse, tot apunta al fet que es va originar amb la fallada d'una de les columnes de la planta del garatge, causat pels grans esforços i deformacions que va rebre després del col·lapse de part de la llosa de la piscina i la consegüent torsió d'una de les bigues perimetrals connectada a aquesta columna. Després de la fallada de la columna, la torre central va col·lapsar i, segons després, la torre situada a l'est es va desestabilitzar, col·lapsant finalment.

En el present treball, es modela numèricament l'edifici descrit cercant replicar la fallada que es va produir. Posteriorment, es dissenya i modela una nova tècnica de reforç estructural consistent en la disposició de bigues de reforç en en la planta de coberta, a més de reforçar altres elements estructurals. El seu objectiu és evitar el col·lapse a través de la creació de camins alternatius de càrrega. A diferència de les tècniques de reforç existents, la tècnica proposada tindria l'avantatge de ser menys invasiva i d'una més senzilla aplicació, així com eficient a nivell global.

El present Treball Final de Màster té com a abast analitzar els diferents possibles tipus de col·lapses progressius, avaluació i mètodes de disseny enfront de col·lapses progressius, així com diferents tècniques de reforç. Així mateix, es durà a terme una cerca bibliogràfica exhaustiva sobre les característiques de l'edifici Champlain Towers South i els detalls del seu

col·lapse. El col·lapse serà analitzat mitjançant un model estructural de l'edifici amb l'eina SAP2000 per a avaluar els esforços del mateix després de la retirada de la columna que va fallar, emprant la normativa actual internacional enfront de col·lapse progressiu d'edificis. Finalment, es dissenyarà i modelarà el sistema de reforç mitjançant bigues de gran cant en l'última planta que evite el col·lapse que va tenir lloc, i es realitzarà una anàlisi de la viabilitat del sistema proposat.

## 1. INTRODUCCIÓN

En el ámbito de la Ingeniería Estructural están cobrando una mayor importancia los conceptos de robustez estructural y colapso progresivo en estas últimas décadas debido a distintos eventos indeseables en varias estructuras. Dichos conceptos se irán tratando con mayor profundidad conforme se vaya desarrollando dicho Trabajo Final de Máster no sin antes exponer algunos de los casos de edificios que han sufrido colapso progresivo a lo largo de la historia.

### 1.1. Antecedentes históricos

A continuación, se exponen una serie de distintos casos que se han escogido en el presente documento por diversos motivos; el del WTC, por el gran impacto que tuvo causado por un ataque terrorista; el del Edificio Space, por el fallo de una columna, asemejándose al del Champlain Towers; y, finalmente, el del Edificio en Teruel, por un hecho inusual en España.

**World Trade Center, Nueva York (2001).** Uno de los eventos más trágicos y recordados en la historia contemporánea es el colapso de las Torres Gemelas del World Trade Center el 11 de septiembre de 2001 debido a un ataque terrorista.



Imagen 1. Colapso de las torres del WTC [1].

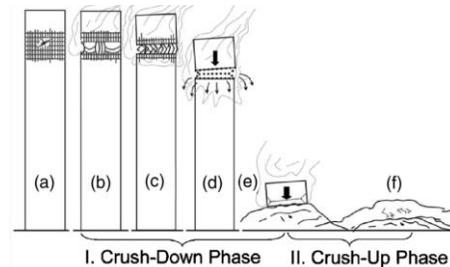


Imagen 2. Secuencia del colapso de las torres del WTC [9].

Los informes del Instituto Nacional de Estándares y Tecnología (NIST, por sus siglas en inglés) detallaron cómo la combinación del impacto inicial por los aviones comerciales, los incendios y la exposición prolongada a altas temperaturas condujeron al colapso de las torres: el impacto dañó de forma importante las columnas desprendiendo el aislamiento de contraincendios que recubría el entramado de vigas y columnas de acero.

Además, se explica que “la vibración del choque hizo que el recubrimiento antifuego del acero se fracturara, con lo cual las vigas quedaron más expuestas al fuego”, provocando un mayor daño estructural hasta su colapso. [1]

Expuesto lo anterior, se hizo evidente que el colapso fue producido por la combinación de dichas causas y no simplemente por el impacto sobre las torres. El NIST detallaba, gracias a la existencia de documentos oficiales, que las torres estaban diseñadas para soportar el impacto de un avión Boeing 707, la aeronave más grande comercializada hasta el momento.

**Edificio Space, Medellín (2013).** El edificio Space consistía en una construcción de seis torres, siendo la torre que colapsó la de mayor altura, compuesta de 23 pisos y 4 sótanos.

Antes de que se produjera el colapso de la torre en octubre del 2013, se encontraron asientos diferenciales en el terreno en agosto del mismo año, los cuales fueron atendidos supuestamente mediante intervenciones en la cimentación.

En octubre, colapsó una de las columnas y la nueva distribución de esfuerzos no pudo ser resistida por el conjunto de dicha torre, la cual colapsó provocando el fallecimiento de 12 personas.

Finalmente, se decidió demoler el resto de las torres por la falta de integridad estructural ocasionada tiempo después de desalojar y recolocar a todos los residentes del mismo.

Con el paso del tiempo, numerosas investigaciones fueron realizadas concluyendo que el colapso de la torre se dio por "inconsistencias en el diseño estructural en relación con la norma" [2], además de que se incumplieron las normas de sismorresistencia.

**Edificio en Teruel, 2023.** Al medio día del 13 de junio de 2023 en Teruel, en la calle San Francisco, se produjo el colapso completo de un edificio de hormigón de unas 5 plantas, momentos antes de desalojar los bomberos a los residentes del mismo.

Actualmente no están confirmadas las causas pero se cree que pudo ser debido porque se habían inundado los bajos por causa de unas fuertes lluvias. Dicha acumulación de agua produjo unas presiones elevadas provocando el colapso de los elementos estructurales inferiores, añadido a la debilitación de la estructura anteriormente por las filtraciones de agua en la misma.

Momentos previos al colapso, empezaron a aparecer grandes grietas hasta que uno de los residentes llamó a los bomberos y estos, ante la posibilidad del inminente colapso, procedieron a desalojar el edificio [4].

Instantes después, el edificio colapsó quedándose reducido a un cúmulo de escombros.



Imagen 3. Colapso de la torre nº6 del complejo del Edificio Space [3].



Imagen 4. Escombros después del colapso del edificio de Teruel [4].

Otros casos de colapsos progresivos en edificios son los siguientes:

Tabla 1. Otros casos de edificios que sufrieron colapso progresivo [9].

Nombre de edificio y fecha	Ubicación	Causa del colapso
<b>Apartamento Ronan Point (1968)</b>	Londres, Reino Unido	Explosión de gas
<b>Civic Arena Roof (1978)</b>	Kansas, EEUU	Pesada carga de nieve
<b>Murrah Federal (1995)</b>	Oklahoma, EEUU	Ataque terrorista

## 1.2. Objeto del trabajo

El presente Trabajo Final de Máster tiene como objeto principal realizar un análisis de la robustez estructural del edificio Champlain Towers South, cuya edificación sufrió un colapso progresivo sin una causa externa que lo produjese aparentemente, tales como un ataque terrorista, condiciones climáticas adversas, un terremoto o un incendio; sino por una concatenación de deficiencias estructurales desde las fases de diseño y construcción, que serán desarrolladas en el apartado correspondiente.

Es por ello por lo que se considera de suma importancia realizar un estudio de la estructura citada con el fin de diseñar una viga de refuerzo perimetral en la cubierta que hubiese evitado el colapso progresivo y que, simultáneamente, pueda ser una solución para los edificios que presenten unas condiciones estructurales similares a las que presentaba el edificio objeto del estudio.

### 1.3. Estructura del documento

Para ello, en primer lugar se expone el estado del arte sobre la temática de colapsos de edificios; posteriormente, se ha realizado una amplia búsqueda de las posibles causas que pudieron provocar dicho colapso en el edificio Champlain Towers South y, posteriormente, se ha elaborado un modelo computacional de la presente estructura con el fin de analizar el comportamiento del mismo tras el colapso de una de las columnas del garaje y poder proponer una solución estructural que permita una redistribución de esfuerzos evitando el colapso progresivo.

## 2. ESTADO DEL ARTE EN COLAPSOS DE EDIFICIOS

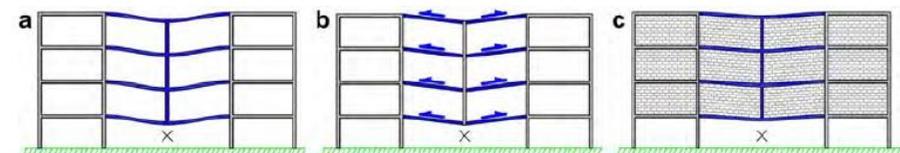
### 2.1. Introducción y definiciones

Los eventos extremos, como ataques terroristas, impactos de vehículos y explosiones, a menudo causan daños locales en las estructuras y, en particular con el objeto de este trabajo, en edificios, presentando una seria amenaza cuando uno o más elementos verticales estructurales fallan, lo que lleva al colapso progresivo de toda la estructura o de una gran parte de ella.

Con el objetivo de evitar la aparición del colapso progresivo en las edificaciones, se han de facilitar caminos de carga alternativos cuando algunos elementos estructurales fallen y estos ya no puedan soportar la carga, y permitir que los elementos estructurales cercanos/contiguos a los que han

fallado puedan resistir esa nueva distribución. Para ello, es imprescindible diseñar trayectorias alternativas eficientes y es por lo que se presenta, a continuación, cinco mecanismos resistentes que pueden proveer recorridos de carga alternativos y poder minimizar el colapso progresivo [5]:

- Flexión de la viga donde la columna ha fallado (generalmente un mecanismo ineficaz ya que las vigas deben estar sobredimensionadas, por lo que este criterio de diseño rara vez se utiliza).
- Comportamiento Vierendeel del marco sobre la columna fallida (Fig. 1a).
- Efecto arco de las vigas donde la columna ha fallado (mecanismo efectivo cuando el desplazamiento horizontal de las columnas vecinas es pequeño).
- Comportamiento catenaria/membrana de las vigas/losas, salvando la columna dañada (Fig. 1b) mediante grandes rotaciones y desplazamientos.
- Contribución de elementos no estructurales como paredes externas y particiones (Fig. 1c).



**Figura 1.** Recorridos de carga alternativos: (a) comportamiento Vierendeel, (b) comportamiento catenaria, y (c) contribución de los elementos no estructurales [5].

Desde comienzos del siglo XXI, ha habido un creciente interés en los riesgos asociados con estos eventos extremos, especialmente después de los ataques al World Trade Center en Nueva York en 2001, entre otros. El enfoque ahora está en lograr edificios resilientes que puedan seguir operativos después de tales eventos, especialmente cuando forman parte de infraestructuras críticas, estén ocupados por un gran número de personas o estén abiertos al público.

El presente apartado expone una amplia revisión que describe todos los principales avances que han tenido lugar desde el inicio del siglo XXI en el campo del colapso progresivo y la robustez de los edificios. Para ello, se abordan aspectos muy diversos, incluyendo: una colección de definiciones conceptuales, los distintos tipos de colapsos que existen [6], formas de evaluación y métodos de diseño; técnicas de refuerzo y, finalmente, los documentos normativos aplicables actualmente.

Tal y como se ha comentado anteriormente, se procede a mostrar una serie de definiciones conceptuales sobre “colapso progresivo”, “colapso desproporcionado” y “robustez” realizadas por diversas fuentes:

### 2.1.1. Colapso progresivo y colapso desproporcionado

**Tabla 2.** Definiciones seleccionadas de colapso progresivo y colapso desproporcionado [5].

Fuente	Definición
<b>Allen and Schriever</b>	Colapso progresivo [...] puede ser definido como el fenómeno en el cual el fallo local es seguido por el colapso de miembros adyacentes, los cuales a su vez son seguidos por un colapso adicional y así sucesivamente, de modo que un colapso generalizado ocurre como resultado del fallo local.
<b>Gross and McGuire</b>	Un colapso progresivo se caracteriza por la pérdida de la capacidad de carga de una porción relativamente pequeña de una estructura debido a una carga anormal que, a su vez, desencadena una cascada de fallas que afecta a una parte importante de la estructura.
<b>GSA guidelines</b>	El colapso progresivo es una situación en la que el fallo local de un componente estructural primario conduce al colapso de miembros adyacentes que, a su vez, provoca un colapso adicional. Por lo tanto, el daño total es desproporcionado a la causa original.
<b>Agarwal and England</b>	El colapso desproporcionado resulta de un daño pequeño o una acción menor que conduce al colapso de una parte relativamente grande de la estructura. [...] El colapso

progresivo es la propagación del daño a través de una reacción en cadena, por ejemplo, a través de miembros adyacentes o piso por piso. [...] A menudo, el colapso progresivo es desproporcionado, pero lo contrario puede no ser cierto.

<b>Starossek and Haberland</b>	Colapso desproporcionado. Un colapso que se caracteriza por una marcada desproporción entre un evento relativamente menor y el subsiguiente colapso de una parte importante o de toda una estructura.
--------------------------------	---

### 2.1.2. Robustez

**Tabla 3.** Definiciones selecciones de robustez [5].

Fuente	Definición
<b>GSA guidelines</b>	Robustez - Capacidad de una estructura o componentes estructurales para resistir el daño sin fallos prematuros y/o frágiles debido a eventos como explosiones, impactos, fuego o consecuencias de errores humanos, debido a su vigorosa resistencia y tenacidad.
<b>Starossek and Haberland</b>	Robustez - Insensibilidad de una estructura al daño inicial. Una estructura es robusta si un daño inicial no conduce a un colapso desproporcionado.

## 2.2. Tipos de colapsos progresivos

A continuación, se exponen los diferentes tipos de colapsos progresivos que son comúnmente aceptados por la comunidad de expertos sobre colapsos progresivos, siendo extraídos de un documento técnico publicado en el ICE (Institute of Civil Engineers), por Uwe Starossek [6]:

### 2.2.1. Colapso tipo “Planta a planta”

El colapso tipo planta a planta o panqueque (derivado del término anglosajón “pancake”), consiste en la concatenación del colapso vertical de los forjados superiores en los inferiores, debido a un fallo inicial de un elemento estructural

de la parte inferior o de la propia cimentación. Los sucesivos impactos provocan un aumento de la energía potencial y una pérdida de capacidad de carga en todo el edificio afectado, provocando, finalmente, un colapso progresivo y total. (Véase la Imagen 5) [23].

Resumidamente, el mecanismo del colapso tipo “planta a planta” incluye la siguiente secuencia [6]:

- Pérdida inicial de capacidad de carga.
- Separación y caída vertical de partes de la estructura.
- Transformación de energía potencial en cinética.
- Impacto de partes sobre la estructura restante.
- Progresión del fallo estructural en dirección vertical .



*Imagen 5. Ejemplo de un colapso tipo “planta a planta” [6].*

### 2.2.2. Colapso tipo cremallera

Dicho tipo de colapso puede ser característico en puentes atirantados, que requieren que la pérdida de cualquier cable no conduzca al colapso, donde se recomienda incluir casos de pérdida de cables en el análisis estructural para prevenir un colapso tipo cremallera, que se desencadena por el fallo inicial de un cable y continúa debido a la sobrecarga resultante y el fallo de los cables adyacentes.

Análogamente al caso anterior, se procede a enumerar una serie de características propias al colapso tipo cremallera:

- Implica el fallo local inicial de elementos estructurales o regiones.
- Redistribución de fuerzas internas.
- Carga dinámica impulsiva.
- Respuesta dinámica de la estructura.
- Concentración de fuerzas en elementos adyacentes y progresión de la falla en direcciones transversales.

Por ejemplo, una viga continua soportada por columnas delgadas en las que una columna falla, provocando la sobrecarga y el fallo de las columnas adyacentes.

La acción de propagación en un colapso tipo cremallera es la fuerza interna liberada por el fallo de elementos o regiones estructurales y redistribuida en la estructura restante. Se puede modelar en un procedimiento de dos pasos: primero, aplicando la fuerza interna en los elementos fallidos como cargas externas; segundo, aplicando fuerzas externas adicionales para simular la condición de fallo y realizando un análisis dinámico para determinar la respuesta de la estructura.

A diferencia de un colapso tipo planta a planta, en un colapso tipo cremallera las fuerzas principales en los elementos que han sufrido el fallo y la acción de propagación no son paralelas, sino más bien ortogonales, lo que se relaciona con la transferencia de carga paralela en lugar de en serie [6].



Imagen 6. Ejemplo de colapso tipo cremallera [6].

### 2.2.3. Colapso tipo Dominó

El presente tipo de colapso se caracteriza por el ejemplo de mecanismo de colapso en cadena de una fila de fichas de dominó cuando una pieza cae y empuja a las demás. Trasladado al campo de la edificación, se podrían enumerar los siguientes pasos clave [6]:

- Vuelco inicial de una columna.
- Caída del elemento en un movimiento angular alrededor de un borde.
- Transformación de energía potencial gravitatoria en energía cinética.
- Impacto lateral del borde superior en una columna adyacente.
- Fuerza de empuje horizontal que hace que la columna adyacente se vuelque.
- Progresión del colapso en la misma dirección de vuelco.

Este tipo de colapso se relaciona con el colapso tipo *planta a planta* o "panqueque" y *cremallera*. Una característica distintiva es el vuelco de elementos individuales y la propagación de la fuerza horizontal que lleva al vuelco del siguiente elemento. Esta acción aprovecha debilidades estructurales ante fuerzas no paralelas al diseño principal.



Imagen 7. Ejemplo de un puente donde el fuego desencadenó un colapso tipo dominó [6].

Pueden colapsar grupos de estructuras similares y dispuestas horizontalmente, como torres de andamios o puentes, si son esbeltas y carecen de refuerzos.

A continuación, se enumeran algunas otras características de dicho colapso:

- Movimiento rotacional inicial guiado de elementos parcialmente fijos en dirección horizontal.
- Descenso de centros de gravedad durante el movimiento.
- Desaceleración abrupta y progresión del colapso en dirección horizontal, que no necesariamente coincide con la dirección del movimiento.

### 2.2.4. Colapso tipo sección

Este tipo de colapso y el de *cremallera*, según la comunidad de investigadores en este tema, presentan una gran relevancia en estructuras compuestas por elementos discretos [6]. Se menciona que las estructuras tipo placa o membrana, al ser menos estructuradas, pueden ser propensas a este tipo de colapsos.

En el colapso dado en secciones, se compara el fallo de una sección transversal de una viga o barra con el colapso de una estructura de placa o membrana, introduciendo el término "colapso tipo sección" para ambos tipos de fallo.

El presente colapso se produce por la redistribución de fuerzas en una sección transversal, pudiendo llevar al colapso progresivo a lo largo de toda la sección.

Se destaca que, aunque existen similitudes entre el colapso tipo *cremallera* y el colapso tipo *sección*, hay diferencias en la estructura y la forma en que las fuerzas se propagan.

Finalmente, se menciona que la analogía entre el colapso progresivo y la fractura rápida es más relevante en estructuras propensas al colapso tipo *cremallera* o tipo *sección*, como puentes atirantados, redes de cables o estructuras de membrana. Sin embargo, se plantea que la aplicación de estos conceptos a edificios podría tener limitaciones debido a las características estructurales de este tipo de construcciones.

#### 2.2.5. Colapso por inestabilidad

El fallo estructural debido a la *inestabilidad* es debido a pequeñas perturbaciones, como imperfecciones o cargas laterales, que pueden llevar a grandes deformaciones o incluso al colapso de una estructura.

Normalmente, las estructuras están diseñadas de manera que este tipo de fallo no ocurra, lográndose mediante la adición de componentes estructurales que refuerzan o rigidizan la estructura.

De manera similar a los anteriores tipos de colapsos, se presenta una serie de características con el fin de resumir el presente colapso:

- Fallo inicial de elementos de refuerzo o rigidización que estaban estabilizando elementos portantes de carga, ya sea de la estructura o de secciones transversales, en compresión.

- Inestabilidad de los elementos en compresión que dejan de ser estabilizados.
- Fallo repentino de estos elementos comprimidos desestabilizados debido a pequeñas perturbaciones.
- Colapso inmediato o progresión del fallo.

Por otro lado, el fallo de estabilidad del primer elemento afectado por la desestabilización también puede iniciar la progresión del fallo de otros elementos afectados consecutivamente. Este sería el caso, por ejemplo, en una viga continua donde las luces fallan consecutivamente debido al pandeo del cordón de compresión de la viga (pandeo lateral torsional). En este ejemplo, los elementos afectados posteriormente fallan debido a sobrecarga como resultado de una redistribución de fuerzas, no debido a la interrupción de elementos estabilizadores. Esta progresión del fallo exhibe las características de un colapso tipo "cremallera", como se ha comentado anteriormente.

La importancia de la carga de compresión y el fallo de estabilidad radica en la conversión de la energía potencial gravitatoria o de presión en energía potencial elástica durante la deformación de estos elementos desestabilizados en compresión.

#### 2.2.6. Colapso mixto

Finalmente, en este último apartado se muestra una serie de ejemplos de colapsos sucedidos en el pasado que no atienden exclusivamente a un tipo en específico de colapso, sino que se combinan, al menos, dos tipos diferentes de los ya citados.

Algunos de estos ejemplos son:

- Alfred P. Murrah Federal Building: presentando los tipos de colapso *planta a planta* y efecto *dominó*.
- Supermercado Sampoong: combinación de colapsos tipo *cremallera* y *planta a planta*
- Haneg-Ju Grand Bridge: las distintas tipologías de colapso que se produjeron fueron las de tipo *cremallera* y efecto *dominó*
- World Trade Centre Building: tipo *planta a planta*, por *inestabilidad* y tipo *cremallera*.

### 2.3. Evaluación y métodos de diseño

Cabe destacar que, aunque no existen normativas universales que reúnan las directrices a llevar a cabo para el correcto diseño frente a colapsos progresivos, sí se pueden identificar un grupo de métodos comunes recogidos por normativas de distintos países: (1) método de las fuerzas de atado, (2) método del camino alternativo de cargas, (3) método de diseño de elementos clave y (4) métodos basados en el riesgo [5].

Cada uno de estos métodos están reunidos en dos tipos de categorías, dependiendo de cómo se ha considerado la resistencia de la estructura frente al colapso progresivo:

- Métodos de diseño indirectos: “consideración implícita de la resistencia al colapso progresivo proveyendo mínimos niveles de resistencia, continuidad y ductilidad” [5].
- Métodos de diseño directos: se considera de forma explícita la resistencia de la estructura frente a colapso progresivo, a través de dos métodos: *método del camino alternativo de cargas* y *el método de la resistencia local específico* [6].

#### 2.3.1. Método de las fuerzas de atado (MFA)

El presente método, indirecto, busca atar mecánicamente el edificio para mejorar su continuidad, ductilidad y desarrollar rutas alternativas de carga. Estas fuerzas de atado pueden provenir de los elementos estructurales existentes diseñados con métodos convencionales para soportar las cargas estándar. Se requieren tres tipos de atados horizontales: longitudinal, transversal y periférico; así como atados verticales en columnas y muros de carga [8]. (Véase la figura 2).

Si los elementos estructurales y sus conexiones no pueden demostrar la capacidad de soportar las fuerzas de atado necesarias mientras se someten a ciertas rotaciones de hasta 0.2 rad, estas fuerzas deben ser soportadas por el sistema de forjado y cubierta.

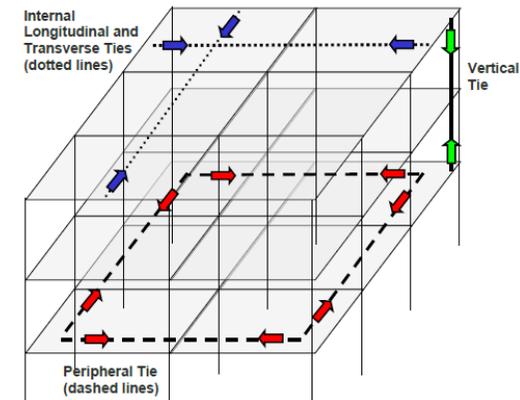


Figura 2. Representación de las fuerzas de atado en el sistema forjado-cubierta [8].

Cabe destacar que se considera un método ampliamente aceptado por la comunidad de expertos en estos temas recogidas en varias normativas (UFC 4-023-03 y EC91).

### 2.3.2. Método del camino alternativo de cargas (MCAC)

En este siguiente método directo se analiza la estructura evaluando si fuera posible que la misma redistribuyese y soportase las cargas adicionales debidas al daño local de un elemento estructural. Esta redistribución de esfuerzos, el camino alternativo de cargas como el propio nombre del método indica, puede adquirir diferentes mecanismos. En el trabajo presente, se opta por centrarse cuando el fallo es localizado en una columna de las plantas inferiores.

**Acción Vierendeel:** en un edificio porticado, como es el caso del edificio objeto de estudio, se duplican las luces cuando una de las columnas inferiores falla. Como resultado, las principales tensiones a compresión en las columnas se transformarán en tensiones de tracción debido a la acción de Vierendeel [9]. Algunos autores pudieron observar que esta acción aumenta la resistencia típica del edificio al colapso progresivo. Para ello, es necesario que dichos elementos que empezaría a recibir esfuerzos de tracción estén debidamente reforzados previamente.

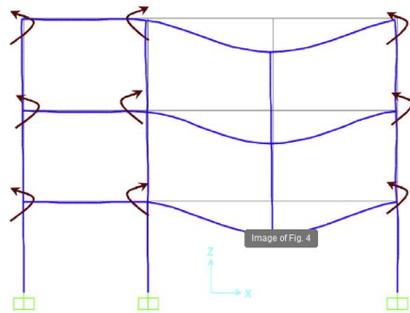


Figura 3. Acción Vierendeel [9].

**Acción de arco comprimido:** efecto que sufren las vigas y losas que estaban apoyadas en la columna en la que se ha producido el fallo, resistiendo el colapso mediante dicha acción alcanzando desplazamientos verticales

específicos. Véase la Figura 4. Este mecanismo resistente es fruto de la restricción axial en los nudos.

Seguidamente, “las restricciones horizontales disminuyen cuando la viga y la losa tienen un valor de deflexión mayor que su espesor” [9].

**Acción de catenaria:** corresponde al tercer estado de deformación, según la Figura 4. Primeramente, atendiendo a la propia definición del concepto de catenaria, este se corresponde a la forma que adopta un elemento deformado cuando está sometido, a lo largo de toda su longitud, por la acción gravitatoria de su propio peso.

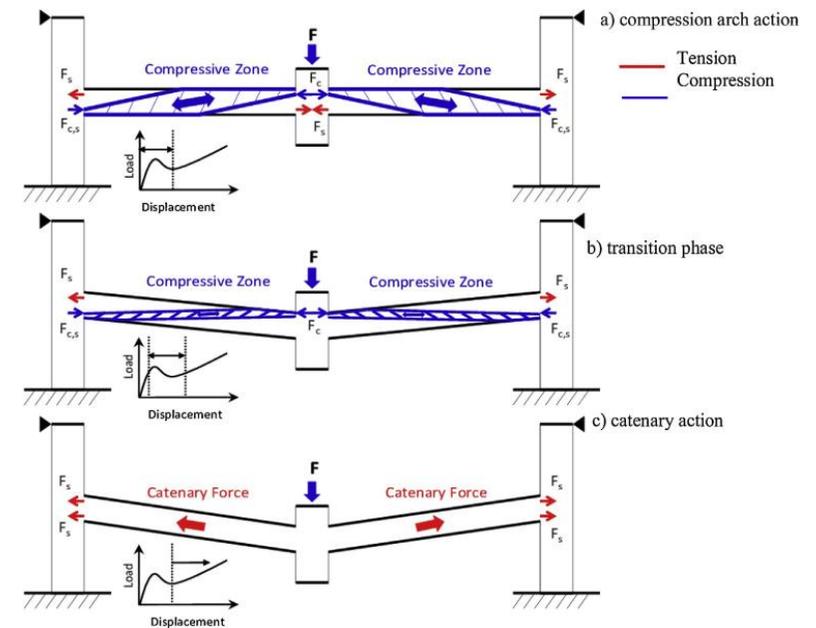


Figura 4. Acciones de arco de compresión y catenaria [9].

Con respecto a la figura anterior, se comprueba que, ante una deflexión importante del elemento, la fuerza axial de la viga se convierte en una acción

de tracción, la cual indica el comienzo de la acción de catenaria. Esta fuerza de tracción tiene una componente vertical, relacionada directamente con el ángulo de rotación de la viga, que ayuda a resistir los efectos de carga aumentados en la estructura una vez que las columnas han fallado [9].

### 2.3.3. Método de diseño de elementos clave (MDEC)

Es considerado otro de los métodos de diseño directo. Consiste en evitar fallos locales de elementos concretos que pudieran detonar el colapso progresivo de la estructura [10]. Para ello, es imprescindible realizar un análisis exhaustivo para determinar qué elementos son susceptibles de ser los claves y, posteriormente, proceder con el diseño correspondiente. Por ejemplo, el NCC 2016 australiano [11] centra la atención de este método en los elementos estructurales que sostienen más del 25% de la estructura total [5].

Por otro lado, algunas otras normativas, como el Eurocódigo 1991-1-7 [12], el UFC 4-023-03 [13] o el Building Reg. 2020 [14] incluyen dicho método sobre el del método del camino alternativo de cargas en aquellos casos en los que algunas comprobaciones no sean cumplidas.

### 2.3.4. Método basados en el riesgo (MBR)

En primer lugar, cabe destacar que dicho método no se ha implementado en su plenitud en ningún código hasta ahora debido a que es un enfoque que ha salido a la luz hace un par de años. Por el momento, en la mayoría de las normativas sólo están incluidos métodos simplificados cualitativos para determinar dicho riesgo.

Dicho enfoque está basado en el riesgo en el que se comparan el tipo, la probabilidad y las consecuencias de un evento con el coste de la protección y la pérdida potencial asumida, determinando el riesgo de forma cuantitativa. Dentro de tales marcos, se están implementando métodos sistemáticos de evaluación de riesgos en el campo de las estructuras, especialmente para casos de edificios con un alto riesgo de colapso progresivo [15]

### 2.3.5. Métodos de diseño y cálculo

Por otro lado, se comentan brevemente algunos métodos de modelo de cálculo, recogidos en el artículo [5].

- a. Método de elementos finitos. Es la técnica más empleada en la mayoría de los casos en la actualidad. Una de las grandes ventajas con las que cuenta es que permite el uso de micromodelos, macromodelos o modelos de conexiones. Por otro lado, el número de elementos finitos y el coste computacional puede ser significativamente reducidos.
- b. Método de elementos discretos. Aunque todavía no es muy usado por la comunidad científica, puede combinarse con el método de elementos finitos para obtener resultados precisos.
- c. Método de elementos aplicados. Cada vez está siendo más empleado para este campo, el cual es una herramienta excelente para simular procesos con grandes desplazamientos y rotaciones.
- d. Método de elementos cohesivos. No es prácticamente empleado para la simulación del colapso progresivo de edificios sino en el ámbito de mecánica de fractura.

## 2.4. Técnicas de refuerzo

Hasta ahora se ha definido el colapso progresivo, la robustez y los distintos métodos de evaluación frente a colapsos.

Por otro lado, existen diversos factores que afectan a la robustez de una estructura, como son las tipologías del colapso y de la estructura; el evento que desencadena el colapso y el propio fallo inicial; y la interacción entre sismicidad y el diseño ante colapso progresivo. [16]

A continuación, se exponen diferentes técnicas de refuerzo, fruto de un consenso entre investigadores sobre el presente tema, entendidas como

cualquier medida especial que sea usada para mejorar el rendimiento de una estructura ante el colapso progresivo en una estructura (aplicadas tanto en fase de diseño, construcción o explotación). Para ello, es imprescindible identificar los siguientes aspectos: configuración de la estructura, el tipo de evento desencadenante, el tamaño del fallo inicial, la naturaleza del colapso y los requisitos de diseño sísmico. [16]

La clasificación que se propone y la que es mayormente aceptada es la siguiente: (1) prevención inicial del fallo, (2) controlar la propagación del fallo y (3) controlar el estado final del colapso.

#### 2.4.1. Técnicas de prevención o reducción inicial del fallo

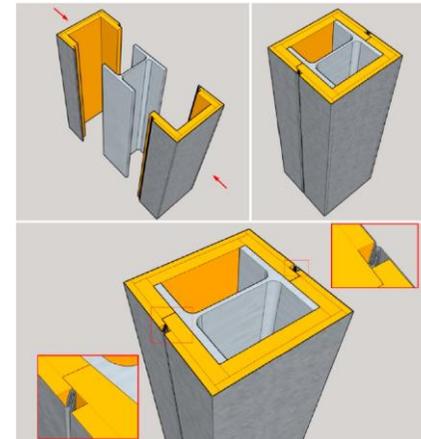
Los métodos para prevenir o reducir el fallo inicial se basan principalmente en los propios elementos estructurales y en las amenazas [16]. Se podrá comprobar en los próximos apartados que se enfocará especialmente en el fuego, el impacto y la explosión, debido a la limitada bibliografía sobre otros eventos desencadenantes.

Se empleará la clasificación basada en amenazas para prevenir daños iniciales, mientras que se adopta una clasificación basada en rendimiento para controlar la propagación y el tamaño final del colapso.

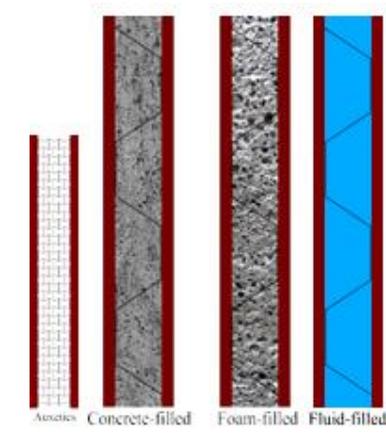
*Frente al fuego:* es bien sabido que el hormigón es más resistente al fuego de forma inherente en comparación con el acero. Se deben considerar distintos fenómenos, como el enfriamiento y las deformaciones por fluencia inducidas por el fuego, que pueden afectar la estabilidad y el tiempo de colapso. Una posible solución al respecto es aplicar un recubrimiento intumescente reforzado con fibras. Véase la *Figura 5*.

*Frente a impactos:* existen dos filosofías principales para el fortalecimiento y la rehabilitación de ciertos elementos estructurales frente a esta amenaza: (1) proporcionar mayor resistencia y rigidez a los elementos estructurales mediante la instalación de material adicional o (2) proteger solamente a los

elementos estructurales clave principales (empleando elementos de absorción o añadir una estructura basada en ultra alto rendimiento de hormigón armado con fibras).



*Figura 5.* Sistema de protección frente al fuego [6].



*Figura 6.* Diferentes tipologías de paneles sándwich frente a explosiones [16].

*Frente a explosiones:* las técnicas empleadas son muy similares a las de frente a impactos: usando paneles sándwich (metálicos o composites), camisas de acero alrededor de los elementos de hormigón, etc. Véase la *Figura 6*.

#### 2.4.2. Técnicas para controlar la propagación del colapso

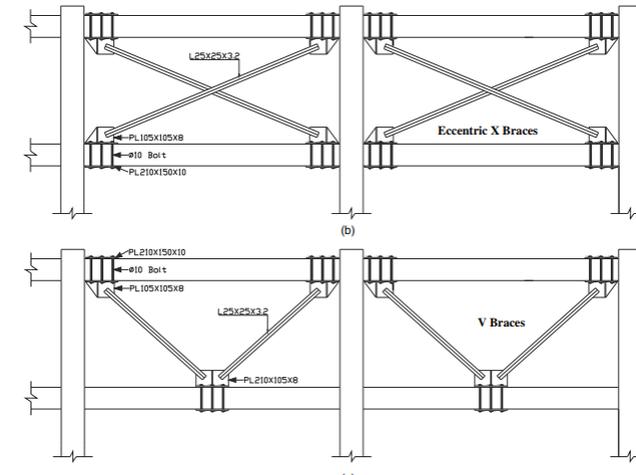
Dichas técnicas se pueden clasificar en dos grupos principales: (1) añadir nuevas vías de carga alternativas o (2) mejorar las vías de carga ya existentes [16]:

**(1) Añadir nuevas vías de carga alternativas:** se consigue añadiendo nuevos elementos estructurales para reforzar la estructura en su conjunto frente al colapso. Distintos enfoques son los siguientes:

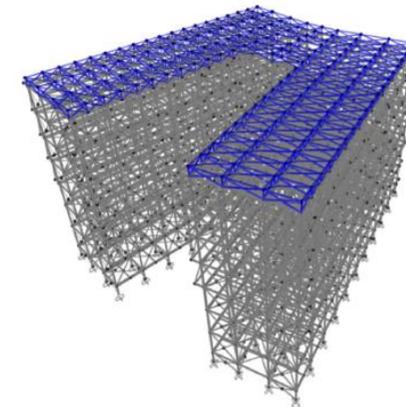
**Vigas adicionales:** según la recopilación de información perteneciente al artículo [16], se ha demostrado que añadir nuevas vigas perimetrales en las plantas que no sean la cubierta no es la forma más conveniente de añadir robustez estructural a la estructura. Sin embargo, se puede encontrar una excepción en los casos en los que se trata de una losa plana de hormigón armado, donde las vigas perimetrales sí que mejoran la resistencia frente a colapso progresivo.

**Apuntalamientos:** consiste en añadir diferentes tipologías de refuerzos (combinación de horizontal y vertical, con forma de "V" invertida, cruces de San Andrés, etc), habiéndose obtenido resultados satisfactorios, mejorando significativamente la acción de catenaria y el comportamiento frente a colapso progresivo. Véase la *Figura 7*.

**Modificaciones del nivel de cubierta:** se basa en añadir elementos estructurales en la parte superior de la cubierta, como por ejemplo, vigas en celosías o vigas perimetrales de gran canto. Cabe destacar que es una técnica muy eficiente en edificios de altura baja y media reduciendo la carga axil de los pilares perimetrales de la estructura, mientras que en edificios altos (a partir de unas 20 plantas aprox.) los fallos estructurales que se puedan producir en la planta baja no se ven resistidos por dichos elementos de la cubierta. Véase la *Figura 8*.



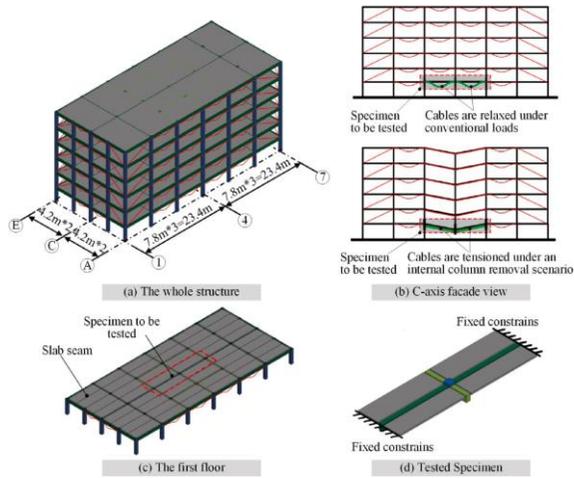
**Figura 7.** Diferentes configuraciones de apuntalamientos [17].



**Figura 8.** Modelo estructural donde se muestra el edificio readaptado con sistema de celosías en la cubierta [18].

**Refuerzos con cables.** Está altamente extendido como medida para aumentar la resistencia frente al colapso. Se emplean cables relajados de acero, tanto en estructuras metálicas como de hormigón armado sin interferir en el

rendimiento de la estructura frente a terremotos. Asimismo, también se pueden emplear cables de polímeros reforzados con fibra de carbono. Véase la *Figura 9*.



*Figura 9. Refuerzo con cables en un edificio convencional [16].*

*Uso de amortiguadores.* Son capaces también de proporcionar una nueva trayectoria de carga. Sin embargo, su aplicación en el campo de colapsos progresivos, hoy en día, todavía es limitada por la falta de bibliografía al respecto. Diferentes tipos de amortiguadores pueden ser los siguientes: de fricción rotacional, cilíndricos, viscoelásticos, etc.

## (2) Mejorar las vías de carga ya existentes

Esta segunda alternativa es la más recomendable por diversos motivos, entre los que se encuentran: no es un método que modifique el diseño arquitectónico y se considera también un método más simple, enfocándose en los elementos existentes de la misma [16].

A continuación, se muestran las siguientes metodologías con el fin de conseguir nuevos caminos de carga.

*Refuerzo en vigas.* Se considera un enfoque básico para mitigar el potencial colapso progresivo en estructuras tipo porticadas (término “frame” en inglés). Consiste, principalmente, en aumentar el canto de algunas vigas clave existentes con mortero especial colocando armadura adicional, o añadiendo bandas de polímeros reforzados con fibras de carbono, por ejemplo.

*Refuerzo en muros rellenos.* Dicha metodología está siendo cada vez más aceptada por la comunidad al tener cierta capacidad portante, aunque todavía no hay mucha documentación específica al respecto de cómo reforzarlos para que estos reciban la redistribución de esfuerzos ante un posible colapso.



*Figura 10. Escenario de eliminación de columna de esquina con viga-losa reforzada con plástico reforzado con fibra de vidrio [16].*

*Refuerzo en forjados.* Aunque normalmente la contribución de resistencia de los forjados es ignorada, sí que se ha demostrado recientemente el importante beneficio que tienen los mismos ante escenarios de colapso progresivo.

*Refuerzo en conexiones y regiones de uniones.* Tras el fallo local inicial, las conexiones y las zonas de las uniones tienen una gran importancia debido a que los esfuerzos se transmitirán de una u otra forma. Para mejorar el comportamiento de las uniones en escenarios de colapso progresivo se sugieren varias estrategias de refuerzo y rehabilitación, como por ejemplo el

aumento de la capacidad de rotación en estructuras metálicas o el aumento de refuerzo de armadura en la capa media de las vigas.

*Postesado.* Es una técnica ampliamente aceptada en diversos campos de la ingeniería. En concreto, en el campo de la edificación para la mejora de los caminos alternativos de cargas, se puede concluir que la capacidad última de colapso de sistemas estructurales postesados se ve más incrementada que con sistemas estructurales de hormigón simplemente armado. Además, se ha comprobado que dicha capacidad aumenta cada vez más cuanto mayor sea el diámetro de la vaina [6]



**Figura 11.** Conexión reforzada con placas de una viga prefabricada de hormigón a una columna [16].

### 2.4.3. Técnicas para controlar la magnitud del colapso final

La filosofía de estas técnicas reside en permitir el fallo inicial e incluso el colapso parcial con el fin de evitar el colapso final total de la estructura, limitando finalmente el tamaño final del colapso. Dichas consecuencias dependen de la capacidad de la estructura y de la intensidad del impacto.

Sin embargo, actualmente no se disponen de suficientes conocimientos para comprender de forma razonable el mecanismo de colapso de tipo impacto como para desarrollar medidas de diseño y refuerzo.

A continuación, se muestran diversas técnicas que se encuentran disponibles actualmente.

*Adición de dispositivos de absorción de energía [16].* A pesar de que la mayoría de que dichos dispositivos están más orientados a algunas estructuras especiales, existe limitada literatura sobre colapsos de edificios. Los sistemas que se han empleado y que han resultado útiles son: instalación de elementos tubulares metálicos o de materiales compuestos reforzados con fibras de vidrio. Sin embargo, hay muchos otros factores que se han de tener en cuenta en el análisis sísmico de la estructura debido a la inclusión de dichos elementos: el peso adicional, la interacción de los dispositivos con la propia estructura, condiciones de contorno, etc.

*Compartimentación.* La filosofía de diseño se basa en aislar la sección de la estructura que colapsa limitando el alcance del colapso final mediante una compartimentación. Puede clasificarse en compartimentación vertical u horizontal. Cabe señalar que la estructura no está físicamente segmentada sino que se profieren distintas resistencias y materiales en los elementos estructurales creando esta segmentación mecánica como, por ejemplo, diseñar una serie de forjados con mayor rigidez. Sin embargo, generalmente esta técnica solamente se puede usar en fase de diseño.



Figura 12. Sección colapsada de la Terminal 2E en el aeropuerto de Charles de Gaulle [16].

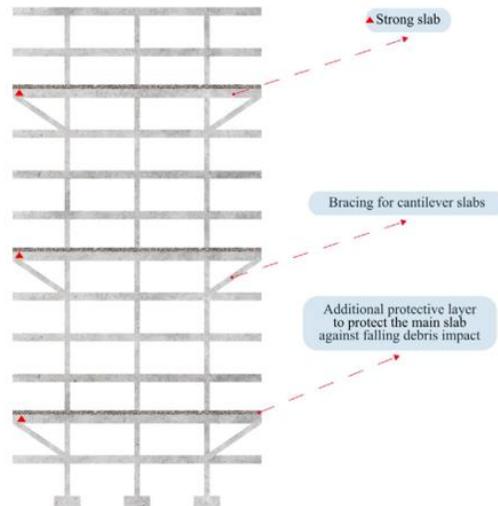


Figura 13. Capas extra protectoras en determinados pisos de edificios para crear forjados más rígidos [16].

## 2.5. Normativa aplicable actual

A continuación, se muestra una tabla resumen obtenida en el documento [5] de las normativas que se emplean en distintos países/zonas y los métodos de diseño ante colapsos que acogen.

Tabla 4. Resumen de métodos considerados por normativas internacionales [5].

Área	Normativa	MFA	MCAC	MDEC	MBR
UK	Building Regulations 2010	SÍ	SÍ	SÍ	Implícito
Europa	EN 1991-1-7	SÍ	SÍ	SÍ	SÍ
EEUU	ASCE/SEI 7-16 (Civil)	SÍ	SÍ	SÍ	Implícito
	UFC 4-023-03 (Gobierno)	SÍ	SÍ	SÍ	Implícito
	GSA 2013 (Federal)	NO	SÍ	NO	Implícito
China	CECS 392:2014	SÍ	SÍ	SÍ	NO
Canadá	NBCC 1995	SÍ	SÍ	SÍ	Implícito
Australia	NCC 2016	NO	SÍ	SÍ	SÍ

Cabe destacar de dichas normativas que, la mayoría de los años en los que estas se implementaron en cada país, son suficientemente posteriores a una serie de sucesos importantes de colapsos de edificios ocurridos en dichos países.

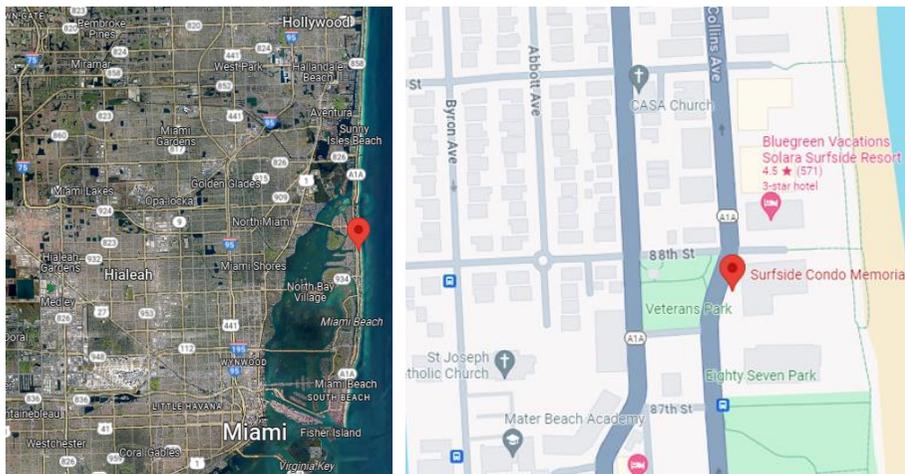
Debido a que el Champlain Towers South se localizaba en Estados Unidos, la normativa escogida para el caso presente será la UFC 4-023-03, cuya fecha de publicación fue 2009 y de última revisión en 2016. La filosofía de dicha norma reside en minimizar las consecuencias y no en eliminar el daño producido por la acción que desencadena el colapso y, asimismo, en proporcionar un diseño basado en el riesgo y no en la probabilidad de ocurrencia.

Finalmente, se puede comprobar que la UFC incluye los métodos MFA, MDEC y MCAC, siendo este desarrollado con más detalle posteriormente.

### 3. CASO DE ESTUDIO: COLAPSO DEL CHAMPLAIN TOWERS SOUTH

#### 3.1. Descripción de la estructura

El “Champlain Towers South” era un complejo de viviendas en la ciudad de Surfside, una pequeña localidad de 5.700 habitantes, cuya dirección era la 8777 avenida Collins, ubicada al norte de la playa de Miami, Florida.



**Imagen 8.** Localización Champlain Towers South. Fuente: Google Maps

Dicha edificación estaba compuesta por 3 torres, con 12 pisos dos de ellas y 13 pisos la torre restante, con un total de 136 apartamentos. Fue construida en 1981 por el urbanizador y filántropo Nathan Reiber, mientras que el arquitecto fue William M. Friedman y el ingeniero estructural Sergio Breiterman.

La configuración en planta del presente edificio presentaba una forma en “L-shaped”, donde en el espacio libre se encontraba la losa con una piscina en la esquina sureste. Cabe destacar que solo uno de los extremos de la “L” era la

que estaba conformada por 13 pisos, habiendo sido añadido el último en el proceso de construcción, tal y como se especificará en el siguiente apartado.

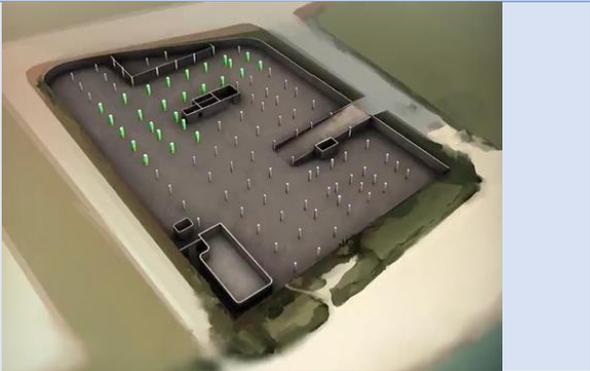
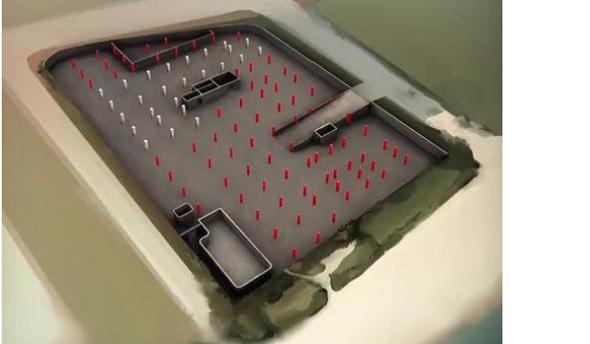
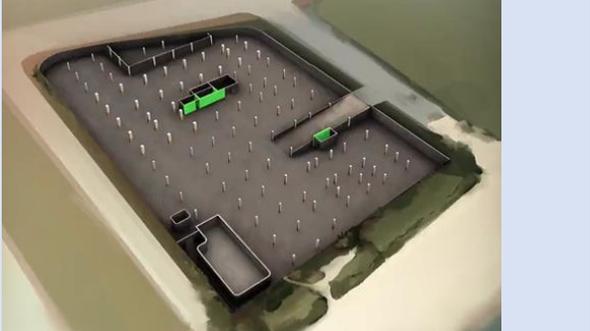


**Imagen 9.** Estado inicial del Champlain Towers South. Fuente: <https://www.infobae.com/>

Su tipología estructural se correspondía con un sistema porticado de hormigón armado con columnas y forjados planos, compuestos estos por vigas apoyadas en cada columna. Además, dicho complejo contaba con una serie de muros lineales de cortante, aunque numerosos ingenieros afirmaron que no estaban dimensionados correctamente porque no cumplían con su función principal: dar estabilidad en las dos direcciones.

A continuación, se especifican las diferentes dimensiones de las 108 columnas situadas en el parking, cuya finalidad era soportar todo el peso del edificio y la losa del parking, además de dar estabilidad.

Tabla 5. Elementos estructurales del p rking. Elaboración propia

Elemento estructural	Localización
<b>Columnas verdes</b> 60 x 60 (cm)	
<b>Columnas rojas</b> 30 x 30 / 25 x 25 (cm)	
<b>Muros de cortante</b>	

Es de importancia resaltar dichas dimensiones por lo siguiente: las columnas marcadas en rojo de 30 x 30 (cm) que soportaban las partes que colapsaron del Champlain Towers South estaban solicitadas por mayores cargas ya que, en el proceso constructivo, se decidió construir una planta adicional ("penthouse") sin estar previamente considerada en el proyecto inicial. Véase el área remarcada en la Figura 17 donde se construyó.

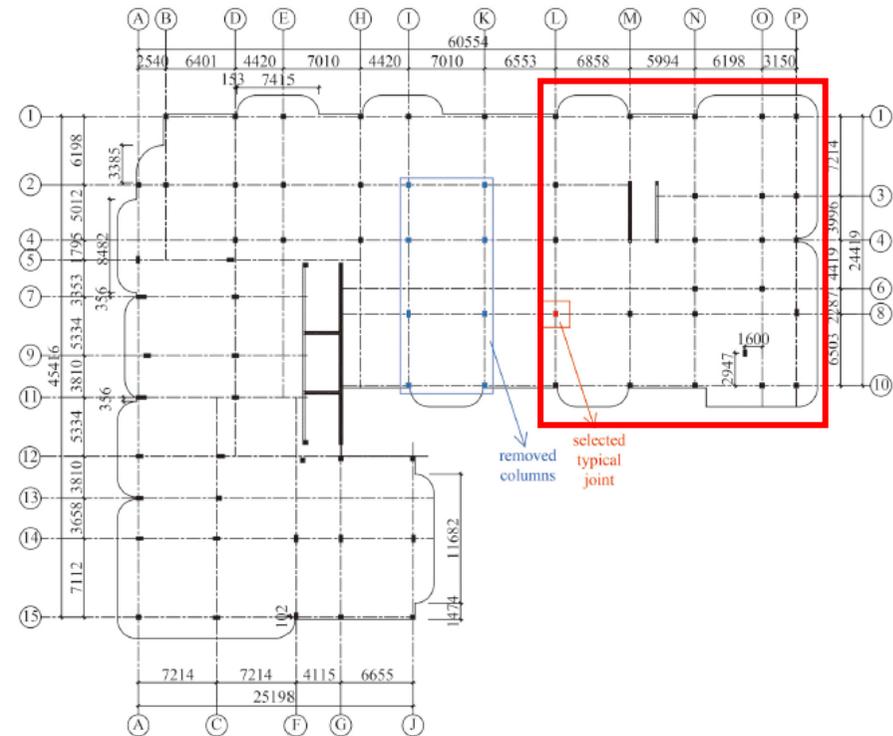
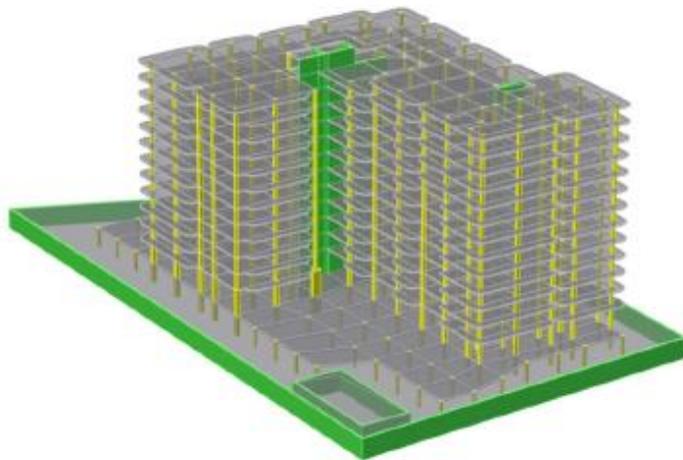


Imagen 10. Ubicación del nuevo "penthouse" en el ala este [23]

Por otro lado, se especifican los valores geométricos de la estructura principal del edificio en la siguiente tabla:

**Tabla 6.** Características geométricas del Champlain Towers South. Elaboración propia

Parte de la estructura	Valor
Longitudes principales del edificio	65 x 50 x 45 (m)
Altura de un piso estándar	2.69 m aprox.
Espesor de un forjado estándar	203 mm
Espesor planta baja	229 – 241 (mm)
Resistencia hormigón	27.6 – 42 (MPa)



**Figura 14.** Representación en 3D del Champlain Towers South. [17]

### 3.2. Descripción del colapso

En el presente apartado se procede a redactar la cronología de sucesos que ocurrieron hasta el fatídico colapso. Resulta de suma importancia un artículo periodístico [18] facilitado por *MiamiHerald* usando fotografías, vídeos, llamadas telefónicas y varios testimonios de personas que sobrevivieron a tal suceso o que habían estado viviendo en este mismo edificio tiempo atrás.

Es importante aclarar que en dicho artículo participó el catedrático Dawn Lehman de la Universidad de Washington, para analizar los planos constructivos, identificando posibles debilidades en la estructura, y dar a luz posibles teorías sobre lo que pudo ocasionar dicho desplome, usando complejos modelos estructurales computacionales.

En primer lugar, en cuanto a la empresa promotora del Champlain Towers South, fue un grupo de empresarios canadienses que llegaron a Surfside en la década de los setenta con el fin de llevar a cabo lujosos complejos de edificación, localizados en la costa norte de la playa de Miami.

Su primer proyecto, consistiendo en el presente complejo de edificios, no careció de primeras polémicas ya que los dos primeros constructores de dicho proyecto renunciaron al mismo cuando vieron los planos constructivos, antes de empezar las obras.

Con respecto al día de dicho acontecimiento, fue la madrugada del 24 de junio de 2021 en Surfside, Miami, donde hubo 98 personas fallecidas tras el colapso del citado complejo de apartamentos. Fue un suceso inesperado ya que no hubo ningún terremoto, explosión de gas ni un ataque terrorista. Tampoco hubo condiciones climáticas adversas.

La citada noche, las conexiones entre la losa y el muro perimetral empezaron a fallar (Figura 16) produciéndose los primeros sonidos de dicho fallo después de la 1:14 a.m. Gracias a unos modelos estructurales que intentaron

reproducir estos momentos, se supone que en estos instantes la losa empezó a pandear debido al fallo de la armadura ante altas tensiones.

En cuestión de menos de un par de minutos desde que se escucharon los primeros ruidos, la losa de la piscina colapsó en la zona sur central de la parcela ante la falta de arriostramiento lateral que le proporcionaba el muro perimetral (Figuras 17 y 18).

Hacia la 1:17 a.m, los vecinos que estaban presenciando dichos sucesos procedieron a llamar los residentes para desalojar, ya que el sistema de alarma no funcionó correctamente.

Seguidamente, cuatro minutos antes de que las torres colapsaran, se realizó un vídeo (Figura 19) donde se mostraba la posición aproximada por los escombros encontrados donde se pudo haber originado el primer fallo de la losa de la piscina: justo debajo del apartamento central donde se escucharon los primeros ruidos. Los testimonios de los residentes de esta vivienda describían la sensación vivida en esos instantes como el de una “una mesa plegable inestable” justo después del colapso de la losa.

En torno a la 1:20 a.m, residentes del cuarto piso presenciaron también cómo empezaba a temblar el edificio. Al mismo tiempo, en el sexto piso se pudo presenciar el desarrollo de una grieta de unos 5cm de espesor que dividía el muro por la mitad.

Dos minutos después se sucedía la tragedia: ante la falta ya de la losa, se originó un esfuerzo torsor (Figura 20) en la viga perimetral provocando que el primer forjado se desplomara, donde se encontraba el gimnasio (Figura 21). Seguidamente, se produjo una discontinuidad entre cada forjado y el muro a cortante, entre el ala del edificio que no colapsó y la que lo hizo primeramente (Figura 22).

Consecuentemente, ante la falta de parte del primer forjado que “sujetaba” a las columnas inferiores, la torre del edificio perdió gran parte de su estabilidad

que, añadido a las reducidas secciones de dichas columnas, estas no fueron capaces de soportar movimientos laterales.

La primera columna que falló fue la de la esquina inferior y, acto seguido, dichos esfuerzos originados por el movimiento lateral no pudieron ser absorbidos provocando que el conjunto de la *torre central* colapsara (Figura 23). Segundos después, la *torre este* colapsó también ante la falta de arriostramiento lateral. La *torre oeste* de la “L” del edificio fue la única que no colapsó.



Figura 15. Colapso del Champlain Towers South [28].

Descrito el colapso, se está en condición de poder relacionar el tipo de colapso que se produjo con los ya descritos en el presente documento. En vistas al desarrollo del propio colapso, se puede confirmar que la tipología del colapso es tipo planta a planta o panqueque, donde se puede apreciar en la imagen la forma que han adoptado finalmente los forjados sobre sí.

Tabla 7. Secuencia del colapso. Elaboración propia



Figura 16. [18]

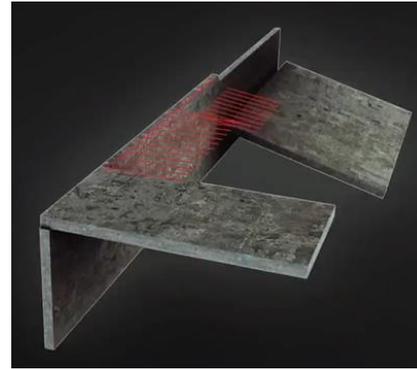


Figura 17. [18]



Figura 20. [18]



Figura 21. [18]



Figura 18. [18]



Figura 19. [18]



Figura 22. [18]

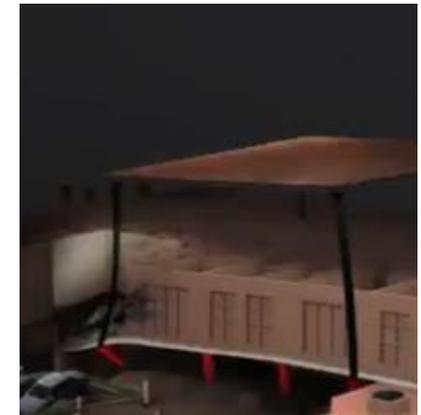


Figura 23. [18]

### 3.3. Antecedentes y posibles causas del colapso

El trágico colapso de Champlain Towers South constituye un evento de gran magnitud que necesita ser estudiado y analizadas sus posibles causas. A través de numerosos informes técnicos y evaluaciones detalladas, se ha podido observar diversas irregularidades en las fases de diseño, construcción y mantenimiento de la estructura, pudiendo todas ellas contribuir de manera significativa al colapso. A continuación, se desarrollan los antecedentes y las deficiencias encontradas durante las citadas fases que pudieron desencadenar dicho colapso.

**Conexión entre muro perimetral y losa.** Numerosos ingenieros que participaron en el proceso de evaluación del presente suceso comprobaron en los planos que el armado inicial del proyectista no era adecuado para una correcta conexión entre el muro y la losa. Por consiguiente, la conexión del muro perimetral del complejo con la losa de la piscina iba sufriendo repetidos daños, siendo necesario un continuo proceso de reparación con el paso de los años. Sin embargo, las grietas simplemente eran tapadas con nuevas capas de material lo que provocaba un peso adicional y la pérdida de pendiente para evacuación del agua. Por tanto, el agua se quedaba almacenada en época de lluvia contribuyendo a una mayor infiltración y corrosión de las armaduras. Otra posible causa del deterioro de dicha conexión fue la intrusión de las raíces de los árboles que se colocaron, hecho que se comentará también siguientes párrafos (Figura 26). Ante las fuertes deformaciones que ya estaba sufriendo la losa por causa del peso adicional comentado anteriormente y el estado inadecuado de dicha conexión, las armaduras se fueron rompiendo de forma progresiva (coincidiendo con las declaraciones de uno de los residentes en cuando a los sonidos que escuchó).



Figura 24. Acumulación del agua debido a la falta de pendiente [18]

**Dimensiones de las columnas del parking.** Dichas dimensiones proyectadas no cumplían la norma de aquel entonces por diversos motivos: no había espacio/recubrimiento suficiente para la colocación de toda la armadura indicada y también había peligro de punzonamiento (Figura 25). Como consecuencia, el constructor optó por no colocar toda la armadura proyectada cercana a la conexión (Figura 30), lo cual se pudo comprobar comparándose el armado mostrado en los planos del proyecto con las fotografías tomadas después del colapso [21]. La mayoría de las columnas no cumplían con el ratio de armadura por m<sup>3</sup> de hormigón. Finalmente, las columnas más esbeltas son las que provocaron el punzonamiento de la losa además de no poder soportar la carga lateral sufrida ante el desacoplamiento del primer forjado con el muro a cortante (Figuras 21 y 22).

**Dimensiones de los muros de cortante.** La mayor parte del arriostamiento lateral del edificio lo proveían los propios forjados ya que los muros de cortante que se diseñaron tenían dimensiones insuficientes, lo que ocasionaba que solo restringían en una dirección. Como consecuencia, cuando se produjeron esfuerzos originados por el movimiento lateral al fallar el primer forjado del gimnasio, estos no pudieron ser absorbidos provocando el fallo de la columna de la esquina inferior.

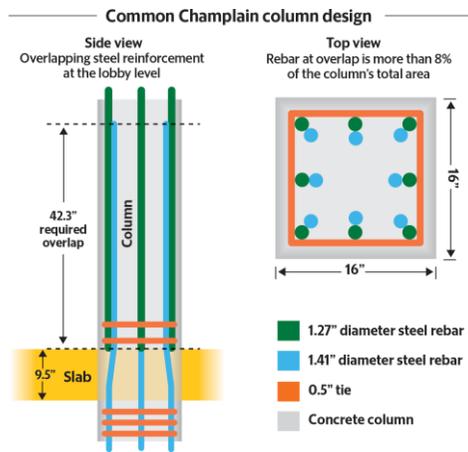


Figura 25. Armado inicial de los planos [21]



Figura 26. Intrusión de las raíces sobre la losa y las tuberías [18]

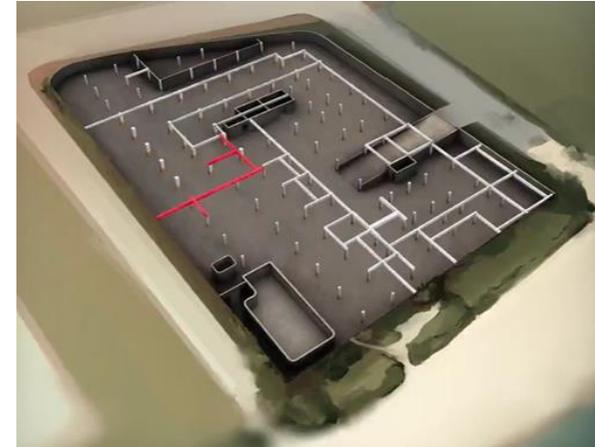


Figura 27. Vigas que fueron omitidas en la fase de construcción (en rojo) [18].

**Recubrimientos de la losa del parking.** Según los planos el recubrimiento superior e inferior debía ser de unos 19mm, siendo insuficiente para la exposición correspondiente. Si el constructor finalmente construyó la losa con dicho recubrimiento, se convierte en una de las principales causas del problema de humedad que había en el parking y, consecuentemente, de corrosión.

**Omisión de algunas vigas en la losa de la piscina.** Durante la construcción se optó por no cumplir la construcción de todas las vigas que estaban diseñadas por debajo de la losa para soportar futuros maceteros con árboles. Este hecho se agravó cuando, en esas mismas posiciones donde deberían de haberse ejecutado dichas vigas, se colocaron grandes maceteros con árboles encima de la losa de la piscina [18]. Con el paso del tiempo la losa se fue deformando y agrietando. Por otro lado, las raíces de los árboles en las macetas fueron penetrando por la losa hasta romper numerosas tuberías, habiendo continuamente problemas de humedades. Como consecuencia, las armaduras, ante los pequeños recubrimientos, sufrían también corrosión por esta hecho.

**Omisión de armadura en las conexiones entre columnas del parking y la losa de la piscina.** Uno de los primeros sucesos adversos antes del colapso del edificio fue la aparición de grietas radiales en la losa de la piscina (forjado del parking), alrededor de la zona superior de las conexiones con las columnas, haciendo indicar que se estaban produciendo esfuerzos superiores en tales zonas. Tras el colapso, se pudo comprobar que la armadura indicada en los planos para asegurar la correcta conexión columnas-losa no fue colocada por el constructor [18].

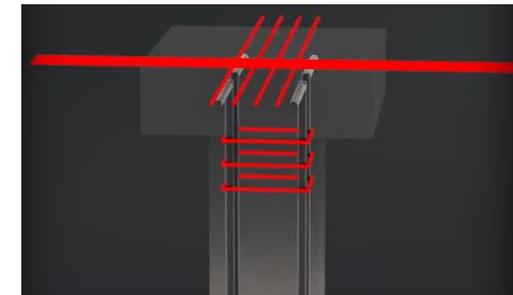


Figura 28. Omisión de la armadura entre la conexión de la losa con las columnas [18]

**Edificación de un penthouse.** Contribuyó en añadir más carga de la previamente considerada en el diseño. Además, la zona de la torre donde se construyó tenía las columnas de un menor tamaño (40 x 40 cm) que las de la torre que no colapsó [18].

**Cimentación.** Randall Parkinson, geólogo de costas de Florida especuló que los cambios del nivel del mar por causa del cambio climático pudieron ser otra posible causa del colapso. Después de un reconocimiento visual y fotográfico de los escombros, se pudo observar que existía corrosión en las placas de acero de la cimentación, causada posiblemente por la intrusión salina provocando la erosión de dichos elementos estructurales [19].

**Construcción de un edificio más alto en la parcela anexa.** Otra teoría que pudo contribuir al colapso fue la desestabilización de la propia cimentación que pudo sufrir ante el proceso de compactación del terreno anexo y de ejecución de hinca de pilotes de la cimentación del edificio vecino Eighty Seven-Park de 18 plantas construido en 2015. Se recogió que el 80% de las vibraciones producidas en la construcción del mismo excedían la normativa [19].

Cabe aclarar que, pese a que el colapso está aún siendo investigado por el NIST y todavía no hay un informe final a fecha de hoy, la información existente indica que se debió a una acumulación de errores en fases de diseño, construcción y mantenimiento que condujeron a una concatenación de consecuencias negativas hasta el colapso de dos tercios del condominio.

### 3.4. Información gráfica del colapso

En el presente apartado se muestra una serie de fotografías en las que se pueden apreciar los distintos elementos estructurales del edificio después del colapso, aportando información de la causa del colapso o forma en la que colapsó.

En la *Figura 29* se puede afirmar lo siguiente:

1. Desplome de la losa de la piscina hacia la zona del garaje. Fallo por punzonamiento
2. Desconexión de la losa de la piscina y el muro perimetral por falta de armadura en la conexión. Fallo de cortante.
3. Columnas del sótano mantenidas en pie. Hace indicar que estas eran demasiado esbeltas y con una conexión deficiente con la losa de la piscina. Fallo por punzonamiento.



Figura 29. Elementos estructurales del edificio tras el colapso. [21]

En la siguiente *Figura 30*, se puede concluir lo siguiente:

1. Excesiva esbeltez de algunas columnas. Inadecuado dimensionamiento.
2. Conexión columna-losa de la piscina. Armadura superior insuficiente en la conexión e inexistencia de armadura inferior, provocando una débil conexión y provocando el fallo por punzonamiento.

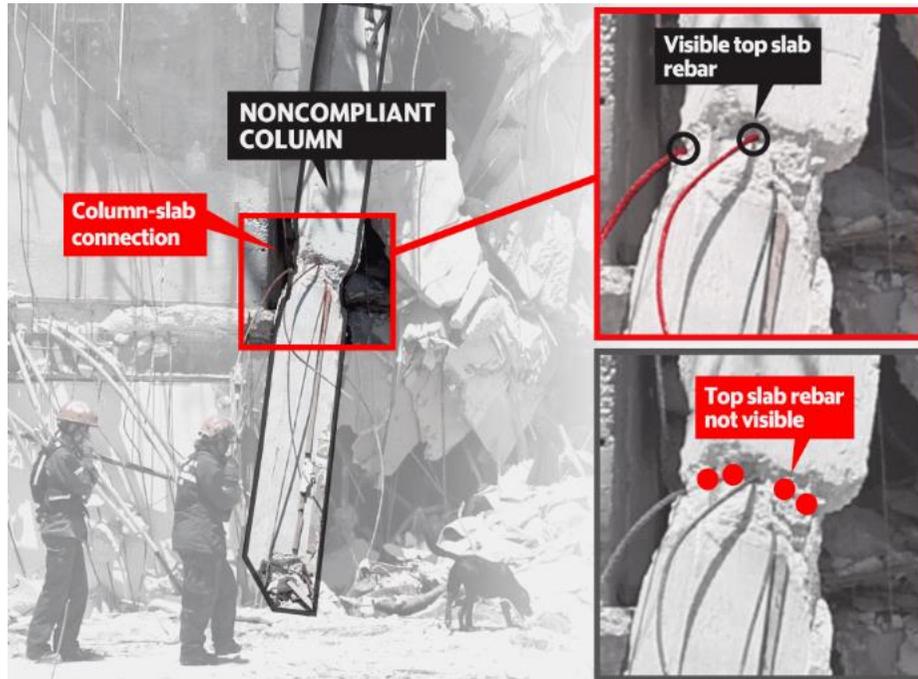


Figura 30. Elementos estructurales del edificio tras el colapso. [21]

En la *Figura 31*, se puede comentar lo siguiente:

1. Losa de la piscina desconectada del muro perimetral orientado al sudeste. Ya comentado
2. Huella de armadura de refuerzo y armadura fracturada.
3. Daños preexistentes en la losa de la piscina. Piezas sueltas de hormigón, tablestaca detrás de la pared expuesta.
4. Caverna en el muro. La grava está visible donde la conexión del muro con la losa debería existir.

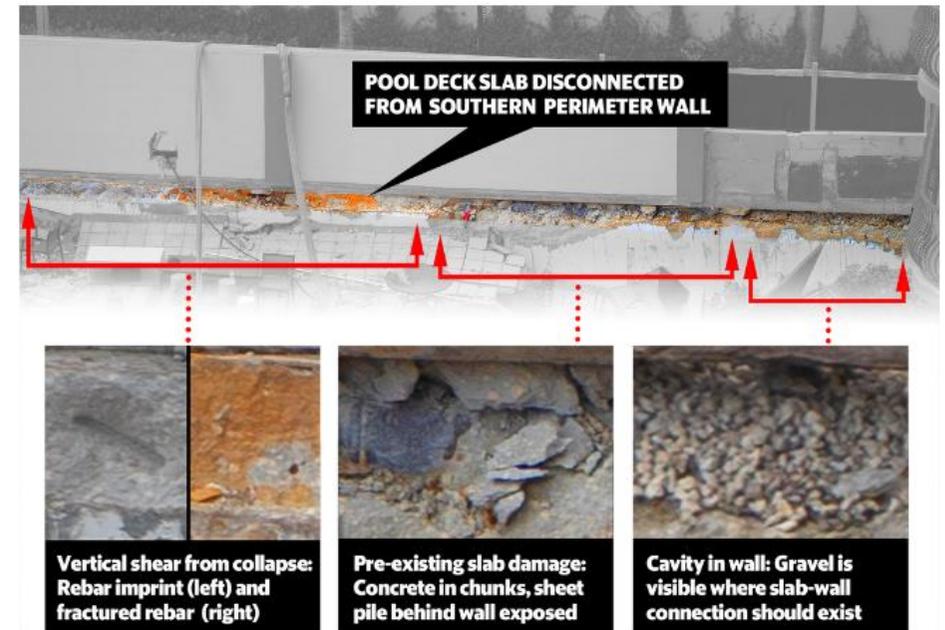


Figura 31. Elementos estructurales tras el colapso y deficiencias previas. [22]

A continuación, se puede observar:

1. Por un lado, la proximidad de los trabajos de campo para la construcción del Eighty Seven-Park.
2. Presencia de dicho edificio detrás del Champlain Towers South ya colapsado.

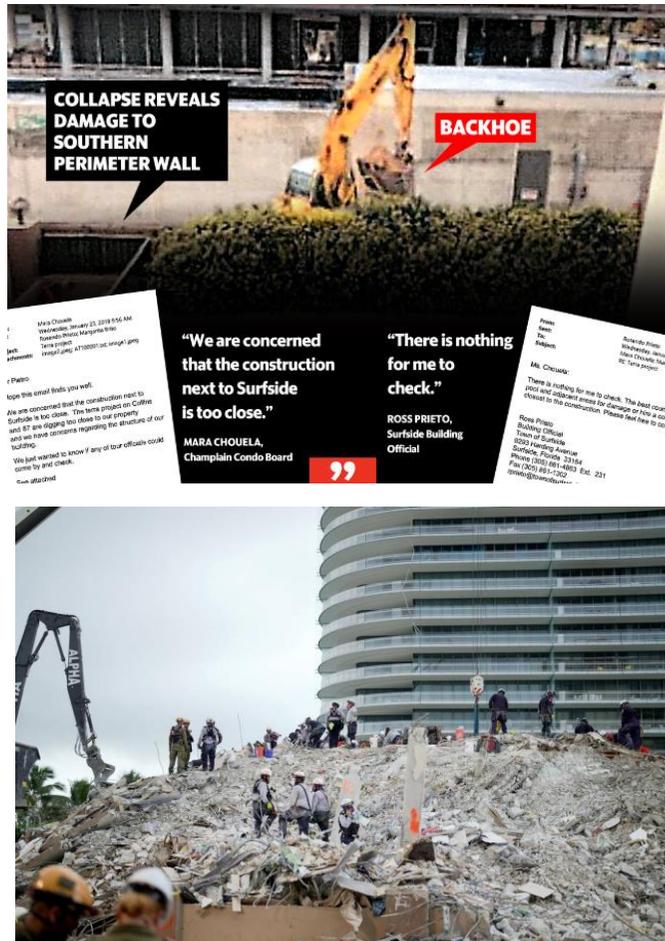


Figura 32. Proximidad del Eighty Seven-Park con respecto al Champlain Towers South. [22]

## 4. MODELIZACIÓN COMPUTACIONAL DEL CASO

### 4.1. Caracterización de la estructura real

En el presente apartado se muestra una caracterización más exhaustiva y completa del edificio Champlain Towers South. Se ha podido consultar el artículo [23] en el que se modeló computacionalmente dicho edificio para evaluar la secuencia del colapso y donde se pueden encontrar la mayoría de los valores que se expondrán en el presente apartado. Paralelamente, se han consultado también los planos estructurales originales del edificio elaborados por la empresa *Breiterman Jurado & Associates* de 1981 [24] además de los planos arquitectónicos y constructivos realizados por *Morabito Consultants* [25], fruto de la reforma estructural que se iba a llevar a cabo meses antes de ocurrir el colapso.

#### 4.1.1. Distribución geométrica del edificio

En primer lugar, cabe destacar que la planta del edificio consta de una forma irregular, donde la separación entre columnas es prácticamente variable en todas ellas y no existe continuación entre las columnas del garaje y planta baja con respecto al resto de columnas de las plantas superiores (2-13). Se podrá comprobar en posteriores apartados que las columnas de la segunda planta con respecto a las de la planta baja están conectadas sobre vigas de hormigón. Seguidamente, las columnas desde la segunda planta hasta las plantas sucesivas sí que coinciden, donde los forjados se conectan directamente a las columnas, ya que no existe un entramado de vigas.

La distribución de ejes/alineaciones en los planos en planta que se tendrá en cuenta para la definición del modelo en SAP, está compuesto por las siguientes líneas auxiliares en cada dirección:

Tabla 8. Definición de la distribución de ejes/alineaciones en planta. Elaboración propia

Dirección	Número de líneas	Nomenclatura
X	16	A-P
Y	15	1-15
Z	14	-1, 1-13

Por otro lado, las dimensiones principales de la planta del edificio se muestran en la siguiente Figura 29, correspondiéndose con los planos originales. Dado que son planos realizados a mano debido a la fecha de su elaboración (1981) y sus medidas no resultan legibles en el presente documento, se han elaborado los siguientes planos donde se muestran, en metros, las dimensiones principales de cada elemento y las que existen entre los mismos, con el fin de facilitar su definición geométrica en el programa. (Figura 30).

Se destacan las dimensiones principales de la planta entre columnas externas, siendo de 60.87 x 45.68 (m).

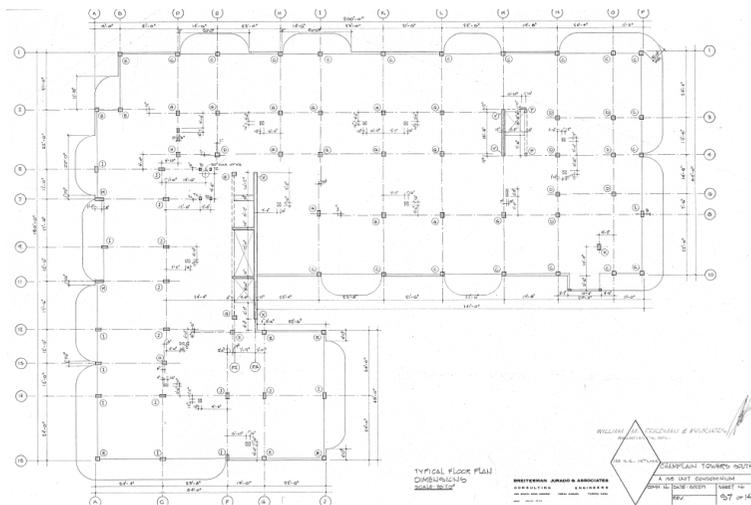


Figura 33. Plano estructural de un forjado típico. Fuente: [24]

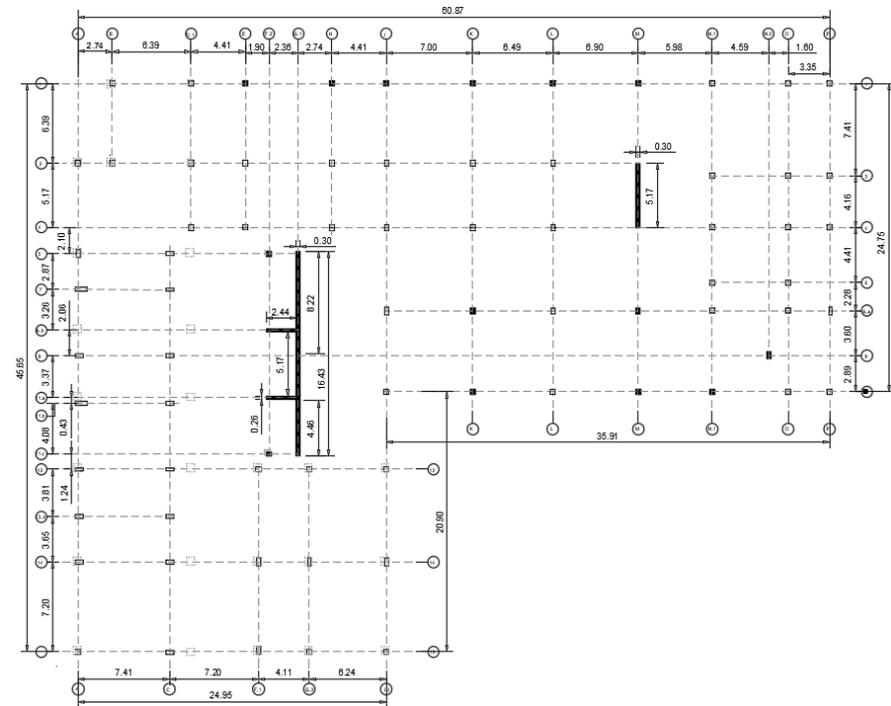


Figura 34. Plano estructural de un forjado típico. Elaboración propia

Por otro lado, la separación entre cada uno de los forjados se muestra en la elevación de la página 26, donde se pueden destacar las principales distancias en la siguiente tabla:

Tabla 9. Distancias entre cada uno de los forjados. Elaboración propia

Niveles	Distancia (m)
Entre garaje (-1) y planta baja (1)	3.40
Entre planta baja (1) y segundo piso (2)	4.16
Entre resto de pisos	2.69

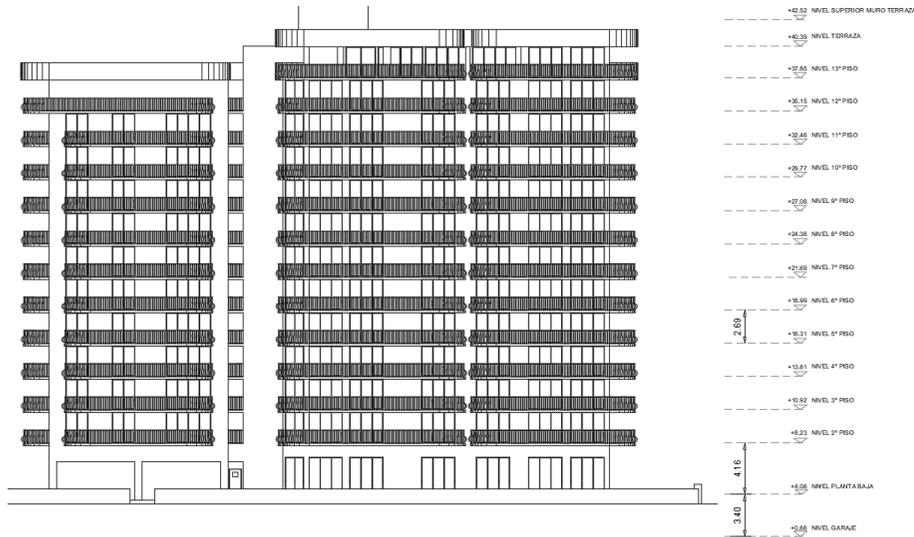


Figura 35. Elevación de la cara sur del edificio. Elaboración propia.

#### 4.1.2. Dimensiones de los elementos estructurales

En cuanto a las dimensiones de cada uno de los elementos estructurales, cabe resaltar también que se ha encontrado gran disparidad entre elementos, principalmente en las vigas y las columnas. A continuación, se muestran unas tablas-resumen donde se especifican cada una de las dimensiones de las vigas, los forjados, las columnas y los muros de cortante.

Tabla 10. Dimensiones vigas

VIGAS	
Nomenclatura	b x d (cm)
VGP1	30x84
VGP2	30x131
VGP3	30x100
VGP4	30x70
VGA	30x84
VGI1	76x107
VGI2-VGI9	91x107
VGI10-VGI16	76x107
VGI17-VGI32	91x107
VGI33-VGI35	61x107
VGI36	20x53
VGI37	20x96
VGI38	20x45
VGI39	20x81
VGI40	20x61
VGI41	20x51
VGI42	30x45

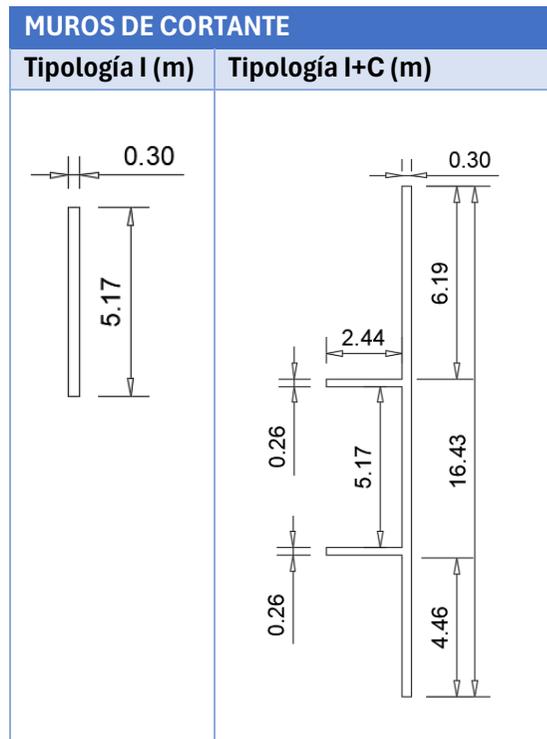
Tabla 11. Espesor forjados

FORJADOS	
Niveles	Espesor (cm)
(-1)	23
(1)	24
(2 a 13)	20

Tabla 12. Dimensiones columnas

COLUMNAS	
Tipos	b x d (cm)
A-B (C1)	60x60
C-F (C2)	40x40
G-H (C3)	35x45
I-L (C4)	30x60
M (C5)	30x91
N (C6)	30x40
P-T (C7)	20x30

Tabla 13. Geometría de los muros de cortante



Cabe aclarar que cada número referido a los niveles, manteniendo la misma nomenclatura que en los planos originales, significa:

- (-1) Planta garaje
- (1) Planta baja (lobby floor)
- (2-12) Plantas comprendidas entre la segunda planta y duodécima
- (13) Ático (penthouse)

Con respecto a las vigas, se distinguen entre vigas perimetrales (VGP) y las vigas interiores (VGI). Las vigas perimetrales estaban localizadas en el forjado

de la planta baja, mientras que la mayoría de las vigas interiores se encontraban en el forjado de la segunda planta, dado que las columnas de dicha planta con respecto a la planta baja no coincidían.

#### 4.1.3. Cuantía de armado de los elementos estructurales

A continuación, se muestran las armaduras de cada uno de los elementos estructurales, obtenidas de los planos estructurales originales [24] y que serán necesarias para realizar las posteriores comprobaciones manuales.

Tabla 14. Armado principal de los forjados en función de los niveles. Fuente: [23] y [24]

FORJADOS			
Niveles	Inferior	Superior	Punzonamiento
(-1 y 1)	malla Ø13/30	malla Ø13/variable	malla 16Ø16
(2 a 13)	malla Ø13/33	malla Ø13/variable	malla 16Ø16

Tabla 15. Armado principal de las columnas y muros de cortante. Fuente: [24]

COLUMNAS		
Niveles	Longitudinal	Transversal
-1	12Ø36	Ø8/30
(1 a 3)	8Ø36	Ø8/30
(4 a 5)	8Ø25	Ø8/30
(6 a 12)	4Ø25	Ø8/30
Ático	4Ø25	Ø8/30
MUROS DE CORTANTE		
Niveles	Malla	Transversal
(-1, 1 a 8)	Ø13/30	Ø13/30
(9 a 12)	Ø13/30	Ø10/30

Tabla 16. Armado principal de las vigas. Fuente: [24]

VIGAS			
Nomenclatura	Longitudinal		Transversal
	Inferior	Superior	
VGA	2Ø20	2Ø20	Ø10/15
VGI1	6Ø25	4Ø25	Ø16/45
VGI2	6Ø25	4Ø25	Ø16/45
VGI3	6Ø25	6Ø25	Ø16/45
VGI4	8Ø30	6Ø30	Ø16/45
VGI5	14Ø36	6Ø36	Ø16/15
VGI6	12Ø36	6Ø36	Ø16/15
VGI7	8Ø30	6Ø36	Ø16/15
VGI8	16Ø36	6Ø36	Ø16/15
VGI9	8Ø30	6Ø30	Ø16/45
VGI10	8Ø30	6Ø30	Ø16/45
VGI11	10Ø32	6Ø32	Ø25/15
VGI12	10Ø36	6Ø32	Ø25/15
VGI13	8Ø30	6Ø32	Ø16/40
VGI14	8Ø30	6Ø30	Ø16/40
VGI15	8Ø30	6Ø30	Ø16/40
VGI16	10Ø32	6Ø32	Ø16/15
VGI17	16Ø36	6Ø36	Ø16/15
VGI18	8Ø32	6Ø36	Ø16/45
VGI19	12Ø36	6Ø36	Ø16/15
VGI20	12Ø36	6Ø36	Ø16/15
VGI21	14Ø36	6Ø36	Ø16/15
VGI22	8Ø32	6Ø25	Ø16/45
VGI23	8Ø32	4Ø36	Ø16/45

VGI24	8Ø32	4Ø36	Ø16/45
VGI25	12Ø36	6Ø36	Ø32/15
VGI26	16Ø36	6Ø36	Ø32/15
VGI27	14Ø36	6Ø36	Ø32/15
VGI28	14Ø36	6Ø36	Ø32/15
VGI29	14Ø36	6Ø36	Ø32/15
VGI30	14Ø36	6Ø36	Ø32/15
VGI31	14Ø36	6Ø32	Ø32/15
VGI32	14Ø36	6Ø32	Ø32/15
VGI33	10Ø36	4Ø32	Ø32/15
VGI34	10Ø36	4Ø32	Ø32/15
VGI35	12Ø36	4Ø32	Ø16/20
VGI36	2Ø20	2Ø20	Ø10/25
VGI37	2Ø16	2Ø16	Ø10/45
VGI38	2Ø16	2Ø16	Ø10/20
VGP1	2Ø20	2Ø16	Ø10/45
VGP2	2Ø20	2Ø16	Ø10/45
VGP3	2Ø20	2Ø16	Ø10/45
VGP4	2Ø20	2Ø16	Ø10/45

#### 4.1.4. Materiales

En cuanto a los materiales, se recopilan tanto las propiedades mecánicas del acero y del hormigón así como las resistencias de cada elemento estructural.

Tabla 17. Resistencia forjados. [23] y [24]

FORJADOS	
Niveles	Resistencia
(-1, 1 a 8)	28 MPa
(9 a 12)	21 MPa
(13)	21 MPa

Tabla 18. Resistencia columnas. [23] y [24]

COLUMNAS	
Niveles	Resistencia
(-1, 1 a 3)	41 MPa
(4 a 7)	34 MPa
(8 a 12)	28 MPa
(13)	28 MPa

Tabla 19. Resistencia muros de cortante [23] y [24]

MUROS DE CORTANTE	
Niveles	Resistencia
(-1, 1 a 3)	41 MPa
(4 a 7)	34 MPa
(8 a 12)	28 MPa
(13)	28 MPa

Tabla 20. Resistencia vigas. [23] y [24]

VIGAS	
Niveles	Resistencia
(-1, 1 a 8)	28 MPa
(9 a 13)	21 MPa

Tabla 21. Propiedades mecánicas del hormigón. [23] y [24]

PROPIEDADES MECÁNICAS HORMIGÓN			
Resistencia [MPa]	$\nu$	E [Mpa]	G [Mpa]
41	0.2	32	13
34	0.2	29	12
28	0.2	26	11
21	0.2	23	9

Tabla 22. Propiedades mecánicas del acero. [23] y [24]

PROPIEDADES MECÁNICAS ACERO			
$\sigma_y$ [MPa]	$\sigma_u$ [MPa]	E [MPa]	G [MPa]
414	579	200	80

#### 4.1.5. Cargas

Finalmente, las cargas gravitacionales que se tendrán en cuenta son las obtenidas del artículo [23], en el que se realizó el modelo computacional del edificio y los supuestos de colapso. En dicho informe se explica que para las cargas a considerar no se emplea ninguna combinación de ELU (incluyendo la accidental), porque no se asemejarían a la situación realista en el momento del colapso, sino que se considerarán las que actuaron en el momento del colapso, fruto de las normativas de edificación de Estados Unidos. Es por ello por lo que no es necesario realizar las combinaciones de carga en estado límite último y, como resultado, se aplicará un coeficiente de 1 sobre las cargas que se recogen a continuación, siendo estas las que se han introducido en el modelo de cálculo.

Tabla 23. Cargas tenidas en cuenta para la definición del modelo. [23]

CARGAS [kN/m <sup>2</sup> ]				
Forjado	Cargas muertas	Muros de carga y muros de partición	Sobrecargas de uso	Carga total por forjado
Garaje (-1)	0	0	1	<b>1</b>
Planta baja (1)	2	0.5	1	<b>3.5</b>
Típico (2-13)	1	0.5	0.5	<b>2</b>

Como se puede comprobar, sólo se tendrán en cuenta las cargas gravitatorias ya que, en diversos estudios y modelos computacionales previos [23], las cargas de viento y las térmicas no fueron las que ocasionaron el inicio del colapso del edificio.

#### 4.2. Modelo de elementos finitos (SAP2000)

A continuación, se procede a desarrollar de forma sucinta la secuencia de los pasos para el modelado del edificio en SAP2000.

En primer lugar, se ha empezado a definir el campo de trabajo con la opción de "Grid Only", indicando el número de alineaciones en X, Y y Z y una primera aproximación de las distancias que existen entre ellas. Posteriormente, se procede a concretar cada una de las distancias que hay entre las distintas alineaciones ya que, como se puede observar en los planos en planta (ver Anexo también), la separación entre columnas no es homogénea.

En segundo lugar, se procede a definir los materiales, en función de las características previamente definidas. (Figuras 32 y 33).

Cabe destacar que se va a realizar un análisis estático lineal ya que uno de los principales objetivos de este trabajo fin de máster es estudiar diferentes tipologías de refuerzo. Como ello requiere numerosas iteraciones en un tiempo razonable, se necesita ahorrar en coste computacional. Con este tipo de análisis, se simplifica el problema con respecto a hacer modelos no lineales.

En tercer lugar, se definen las distintas secciones que componen el edificio con la opción *Frame Sections*: las columnas y las vigas, definidas como secciones rectangulares que facilita, por defecto, el programa (Figuras 34 y 35). Por otro lado, los muros de cortante y los forjados se definirán como *Area Sections*, indicando en la casilla de la derecha tipo *Shell* y, posteriormente, tipo *Shell – Thin*. (Figuras 36 y 37). Posteriormente se comentará la metodología llevada a cabo para la modelización de los propios forjados.

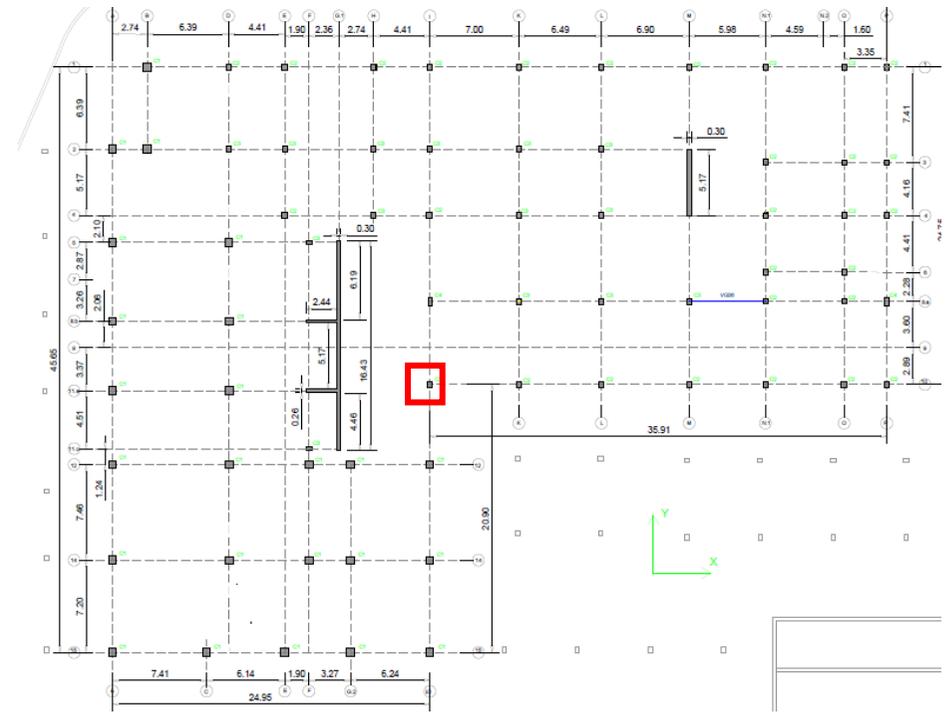


Figura 36. Planta del garaje donde se muestra la columna que se cree que colapsó en un inicio junto a la viga perimetral, tras el colapso de la losa de la piscina. Elaboración propia.

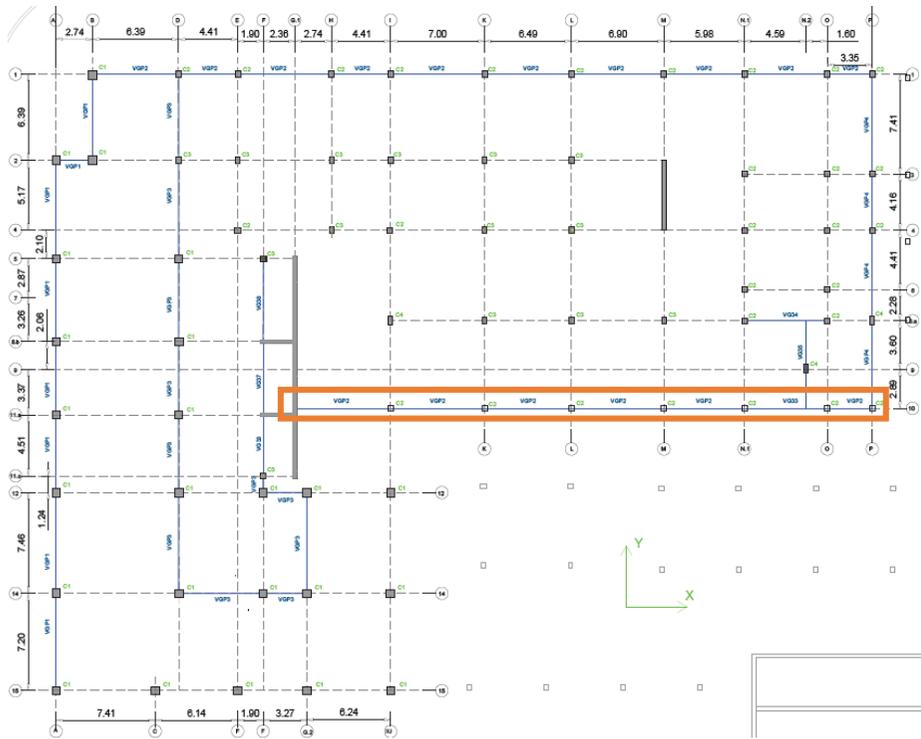


Figura 37. Planta baja donde se muestra la viga perimetral que entró en torsión e hizo colapsar la columna, tras el colapso de la losa de la piscina. Elaboración propia.

A continuación, se definen los patrones de cargas indicados previamente: de garaje, planta baja y forjado típico, además del peso propio. Cabe señalar que el forjado superior (penthouse) se modelará como uno típico, por simplificación de cargas. Se indican que el tipo será *Other* (Figura 41). Por otro lado, se ha estimado oportuno crear una combinación de carga en la que se tengan en cuenta todos los patrones de carga, escogiendo un factor ponderador uno, con el fin de considerar todas las cargas a la vez para la obtención de los esfuerzos.

Una vez que todos los parámetros están definidos, se proceden a modelar todos los elementos estructurales siguiendo el mismo orden de los forjados. En referencia a los forjados y a los dos muros de cortante, cabe destacar que se han mallado con elementos finitos de una dimensión máxima de 0.75m las áreas conectadas con los muros de cortante, coincidiendo en una de ellas con la zona objeto de estudio (véase el recuadro en la siguiente figura), con el fin de obtener valores más precisos. Por otro lado, el resto de cada forjado se ha modelado con elementos de una dimensión máxima de 1.5m, para evitar una mayor carga computacional. El mallado final de EF resultó ser el siguiente, o a partir de pequeñas variaciones de este para el resto de forjados.

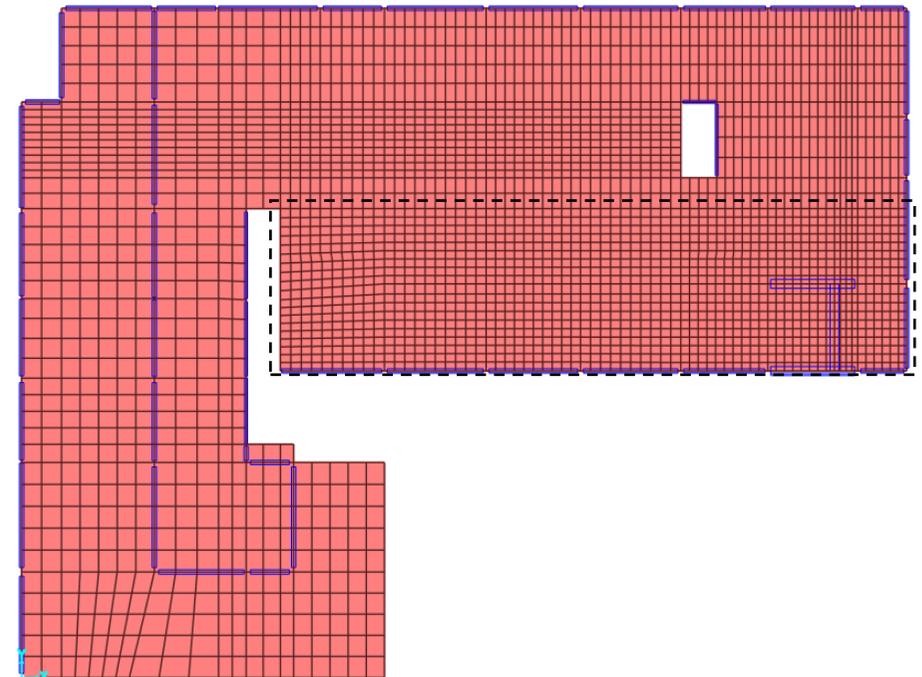


Figura 38. Ejemplo de mallado por EF del forjado de la planta baja (lobby floor). Elaboración propia.

Cabe mencionar la complejidad encontrada para realizar el presente mallado debido a la irregularidad en planta de la disposición de las columnas en cada forjado, principalmente hasta la segunda planta. Por ejemplo, se pueden destacar las alineaciones E, F, G y H con respecto al muro de cortante donde se observa que no siguen un mismo patrón, aparte de que dicho mallado viene también condicionado por el mallado previo de los muros de cortante, debiendo coincidir el número de divisiones entre este y las áreas anexas, con el fin de que el programa pueda realizar un mallado correcto, evitando, en la medida de lo posible, los elementos finitos triangulares.

Además, con respecto a la disposición de las vigas, existe también disparidad entre el forjado de la planta baja (1) y la segunda planta (2), donde el mallado ha debido ser modificado para ajustarse a las nuevas necesidades y que todos los elementos finitos coincidiesen en sus nodos para asegurar la compatibilidad de deformaciones y esfuerzos. Un claro ejemplo de lo que ocurría en ocasiones es el que se muestra a continuación, donde se puede observar que cada parte del forjado no se dividía de forma homogénea.

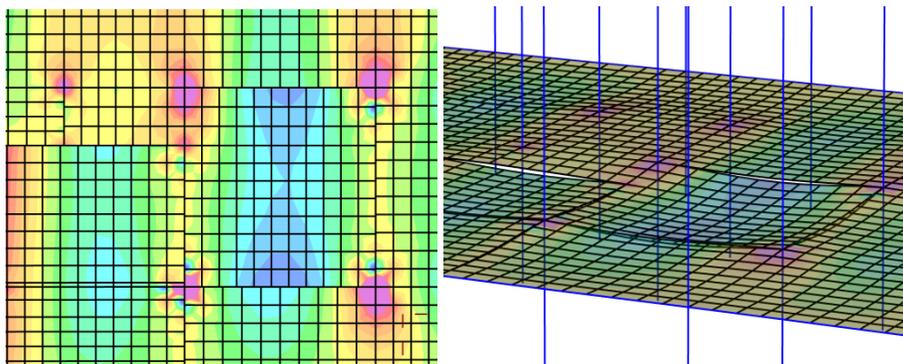


Figura 39. Ejemplo de la división incorrecta que efectuaba el programa con la herramienta Automatic Area Mesh.

Seguidamente, se muestra el mallado de elementos finitos ajustado a partir del segundo forjado, donde ya se ha comentado que la disposición de vigas y columnas cambia.

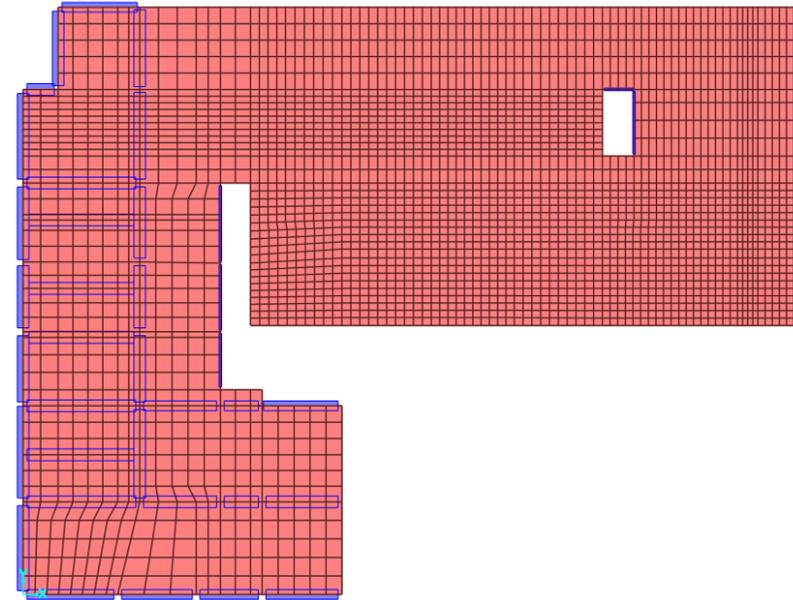


Figura 40. Ejemplo de mallado por EF del forjado de segunda planta y posteriores. Elaboración propia.

Finalmente, dado que la función principal del programa SAP2000 en el presente caso práctico es la obtención de los esfuerzos cuando colapsa la columna I10 y no la modelización y secuencia del colapso en sí, es por ello por lo que no se modelado la losa de la piscina, porque a efectos prácticos del propio trabajo, no incluiría una mayor información sobre los esfuerzos.

A continuación, se muestran las capturas de pantalla de algunos de los pasos empleados a la hora de la definición y diseño del modelo.

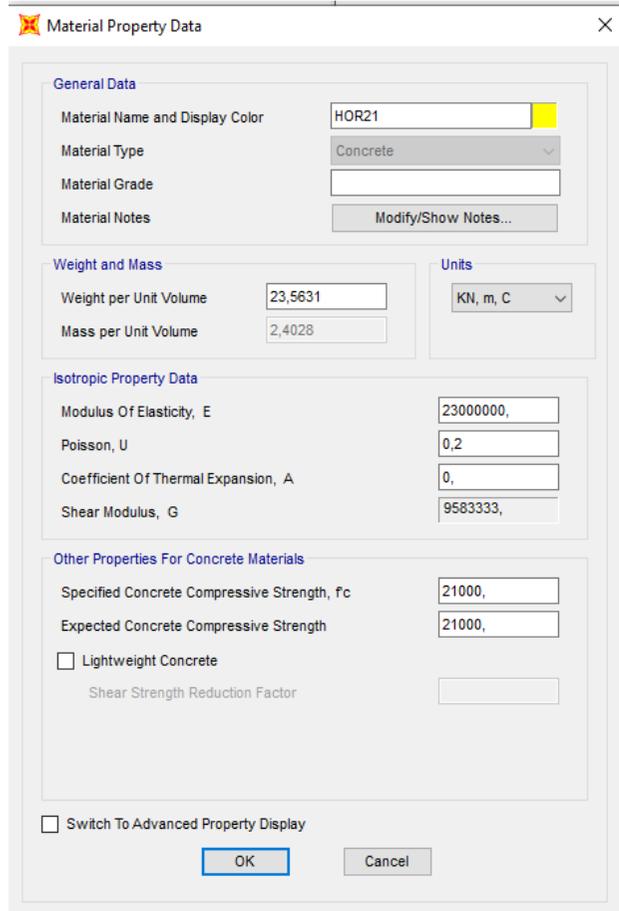


Figura 41. Ventana para la definición del material hormigón. Fuente: SAP2000

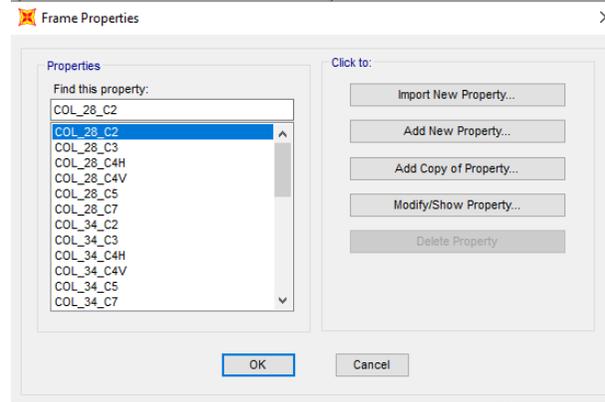


Figura 42. Listado columnas. Fuente: SAP2000

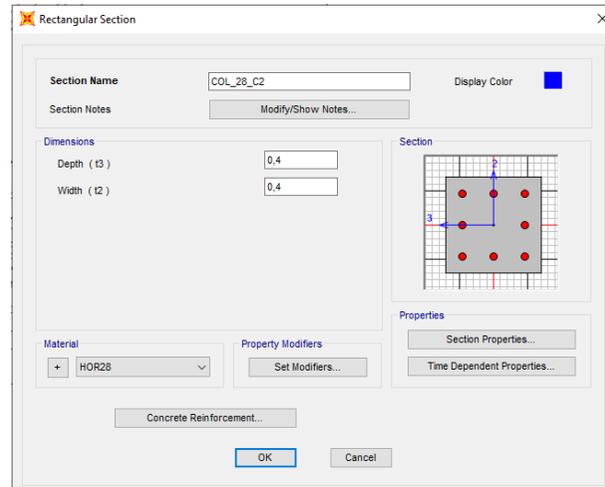


Figura 43. Ventana para la definición de la columna C2, de 28MPa y de dimensiones de 0.4 x 0.4 (m). Fuente: SAP2000

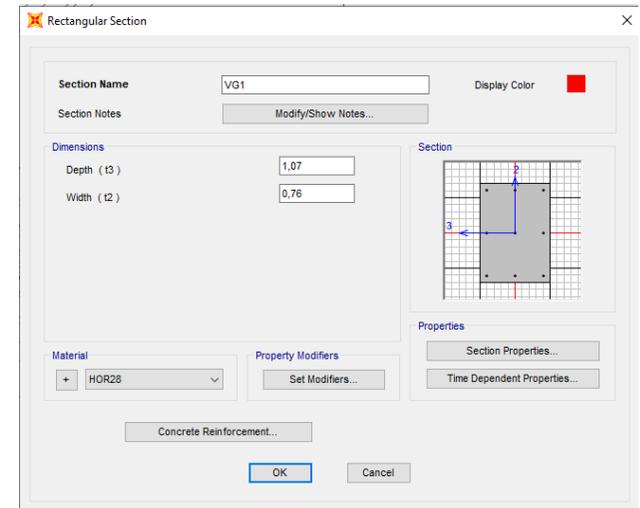


Figura 44. Ventana para la definición de una de las vigas interiores (VG1). Fuente: SAP2000

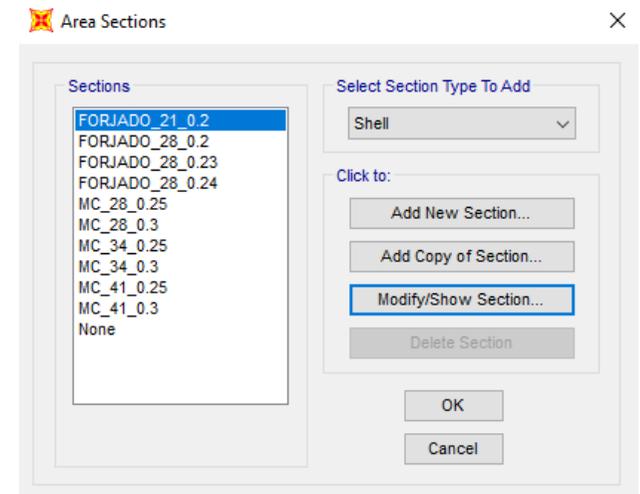


Figura 45. Listado de forjados y muros de cortante. Fuente: SAP2000

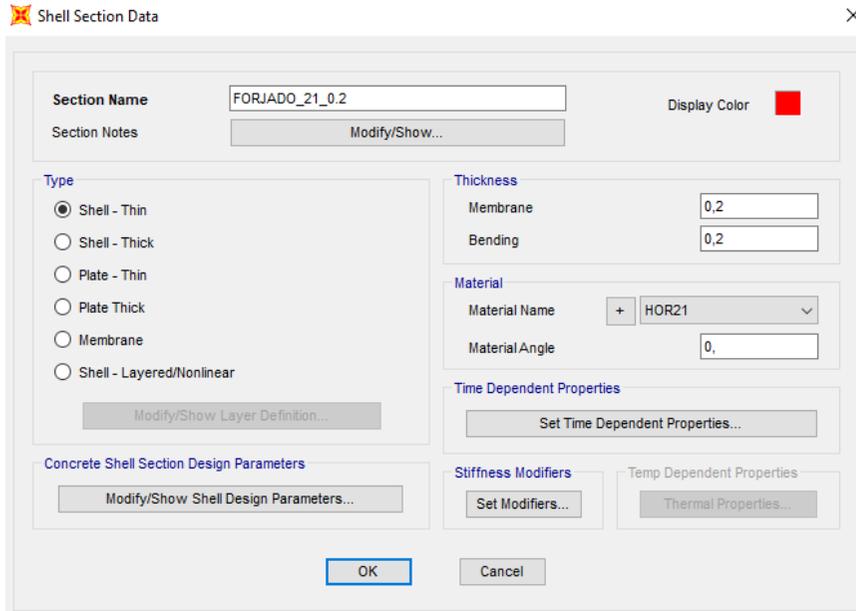


Figura 46. Ventana de definición de uno de los forjados, de 21MPa y de espesor 20cm. Fuente: SAP2000

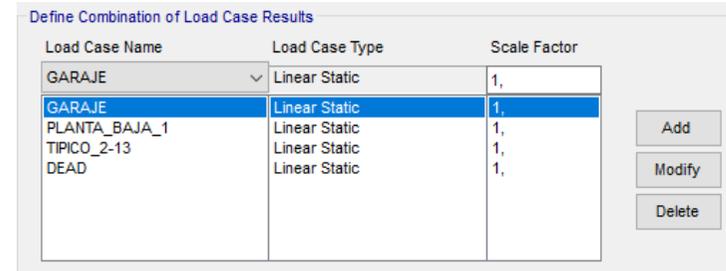


Figura 48. Ventana de la definición de la combinación de carga empleada, con factor ponderador de uno. SAP2000

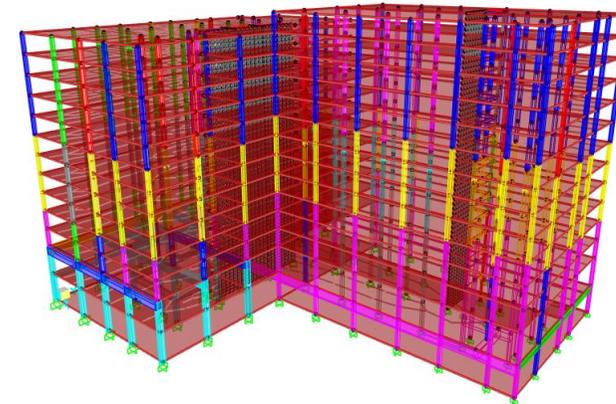


Figura 49. Representación del modelo 3D antes de la definición de EF. Fuente: SAP2000

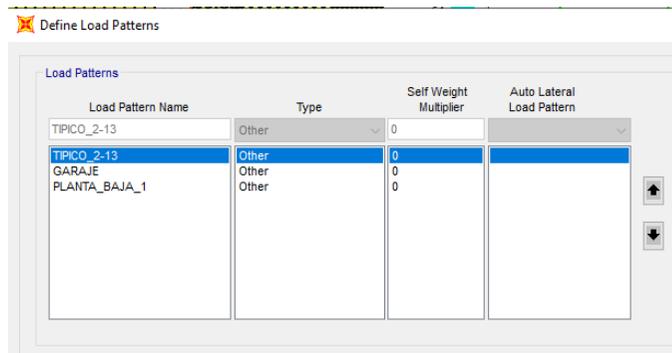


Figura 47. Ventana para la definición de los patrones de carga: garaje, planta baja y típico. Fuente: SAP2000

## 5. ANÁLISIS DEL EDIFICIO ORIGINAL Y SU COLAPSO

### 5.1. Introducción

En el presente apartado se procede a analizar los resultados obtenidos tras correr el modelo de cálculo en SAP2000.

En primer lugar, se comentarán las hipótesis que se han tenido en cuenta, con el fin de simular el comportamiento del edificio con las conexiones debilitadas debido a la falta de armadura, tal y como se comentó en apartados previos.

En segundo lugar, se realizará una comprobación de las reacciones para confirmar que ha sido modelado correctamente y que la distribución de los esfuerzos es coherente.

En tercer lugar, se obtendrán los principales desplazamientos y deformaciones del edificio en la configuración inicial, es decir, sin el colapso de la columna I10 para, posteriormente, compararlos con los valores en el escenario de cuando se produce el colapso.

Seguidamente, se producen las correspondientes leyes de axiles, cortantes (V22, en caso de las vigas; y V23, en caso de los forjados) y flectores (M33, en caso de las vigas; y M11, M22 y M12 en caso de los forjados) con el fin de realizar las comprobaciones de los elementos estructurales más solicitados, tanto de las vigas, de las columnas, como de los forjados.

### 5.2. Hipótesis sobre el modelado de ciertas uniones

Dado que se trata de un edificio de hormigón, se considera necesario modelar las uniones sin aplicar la herramienta “releases” en la conexión entre la viga perimetral I-P10 y el forjado con el muro de cortante principal. Por consiguiente, se consideran todos los esfuerzos en dicha unión y se mantiene el rigid factor de 0.5 que aparece por defecto en SAP2000.

Sin embargo, a raíz de las investigaciones del apartado 3, se toma la hipótesis de modelar las uniones aplicando la herramienta “releases” en dicha conexión, liberando los esfuerzos V22 y M33 entre la viga y el muro de cortante y liberando el V23 y M12 entre el forjado y el muro de cortante. El motivo de dicha actuación, tal y como se comentó en el apartado 3, es la cantidad insuficiente de armadura que los conectaba. Lo mencionado se pudo verificar durante el colapso mediante la desconexión que se produjo con el muro de cortante, creando posteriormente una junta contigua al propio muro, provocando que el bloque orientado al oeste no colapsara.

### 5.3. Comprobaciones previas del modelo

Tal y como se comentó en el *Apartado 5.1. Introducción*, se cree conveniente realizar unas comprobaciones previas para confirmar la validez del modelo, en virtud de una comparación entre los resultados obtenidos manualmente con el propio programa SAP2000.

#### 5.3.1. Reacciones en la base del edificio

El cálculo de las reacciones debidas a las cargas gravitatorias de los tipos de carga “Garaje, Planta Baja, y Forjado Típico” se muestra a continuación, donde se considera el área de cada uno de los forjados y sus fuerzas correspondientes:

Tabla 24. Cálculo de las áreas netas de cada planta. Elaboración propia

Comprobación reacciones - Áreas			
Planta	Área total (m <sup>2</sup> )	Área huecos escaleras (m <sup>2</sup> )	Área neta (m <sup>2</sup> )
Garaje (-1)	2006.5	0	2006.5
Planta Baja (1)	1962.78	46.43	1916.35
Forjado Típico (2-12)	1963.78	46.43	1917.35
Forjado Típico (Ático/13)	753.11	0	753.11

Tabla 25. Comprobación de las reacciones, obteniendo la fuerza total por conjunto de plantas.  
Elaboración propia.

Comprobación reacciones - Fuerzas			
Planta	Fuerza (kN/m2)	Fuerza por planta (kN)	Fuerza total (kN)
Garaje (-1)	1	2006.5	2006.50
Planta Baja (1)	3.5	6707.225	6707.23
Forjado Típico (2-12)	2	3834.7	42181.70
Forjado Típico (Ático /13)	2	1506.22	1506.22
			52401.65

Como resultado, se obtiene una reacción total en los apoyos de la cimentación de **52.401,65 kN**.

A continuación, se procede a obtener las reacciones generadas en la base de cimentación por todos los pilares y los dos muros de cortante, utilizando el software SAP2000.

Tabla 26. Valor de la reacción total en la base de cimentación obtenida con SAP2000.

OutputCase	CaseType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN
COMB1	Combination	-2,331E-09	1,803E-09	55872,984

Se puede observar que los valores difieren ligeramente, exactamente en torno un 6%. Dicha diferencia puede ser resultado del cálculo de las áreas de cada uno de los forjados, al obtenerse aproximadamente en los planos elaborados en AutoCAD.

#### 5.4. Modelo configuración inicial

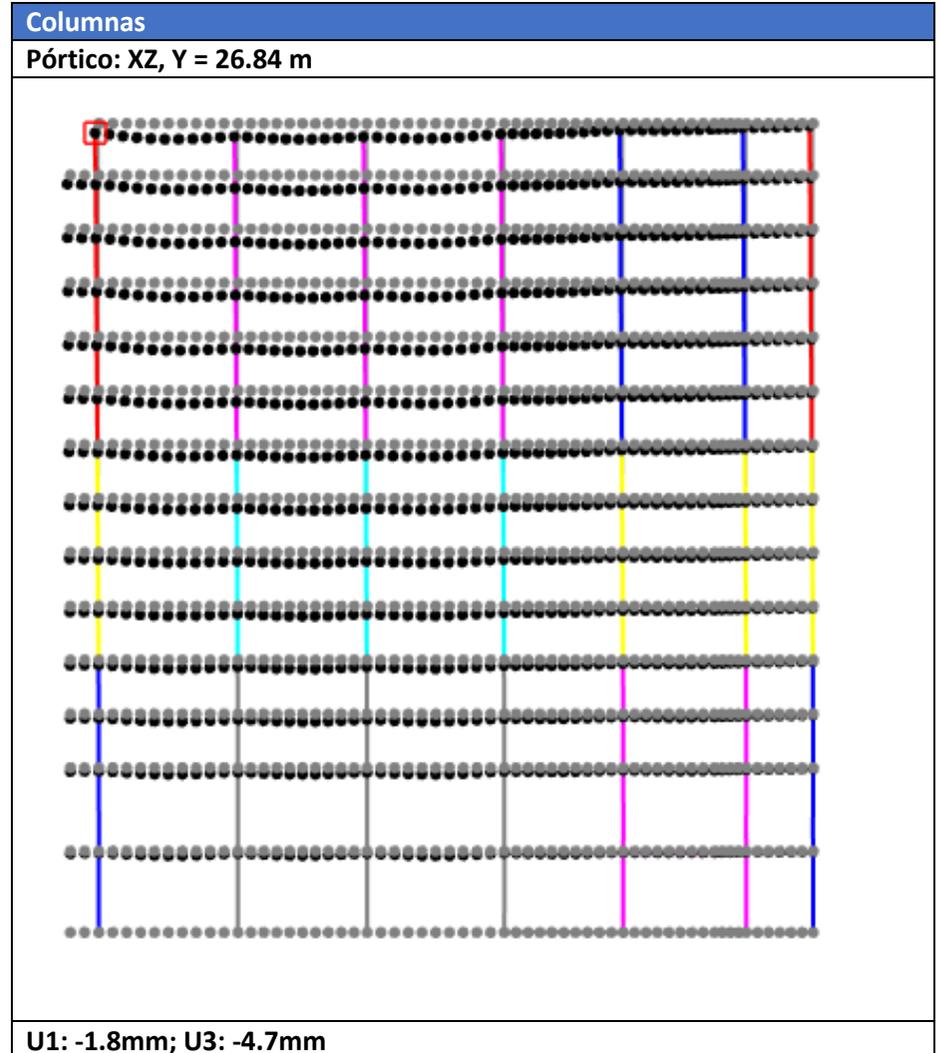
El presente apartado se ajusta al análisis del modelo referente a la configuración inicial, manteniendo todos los elementos estructurales sin colapsar. En él se representarán los principales desplazamientos, así como las leyes de esfuerzos determinantes y sus correspondientes comprobaciones.

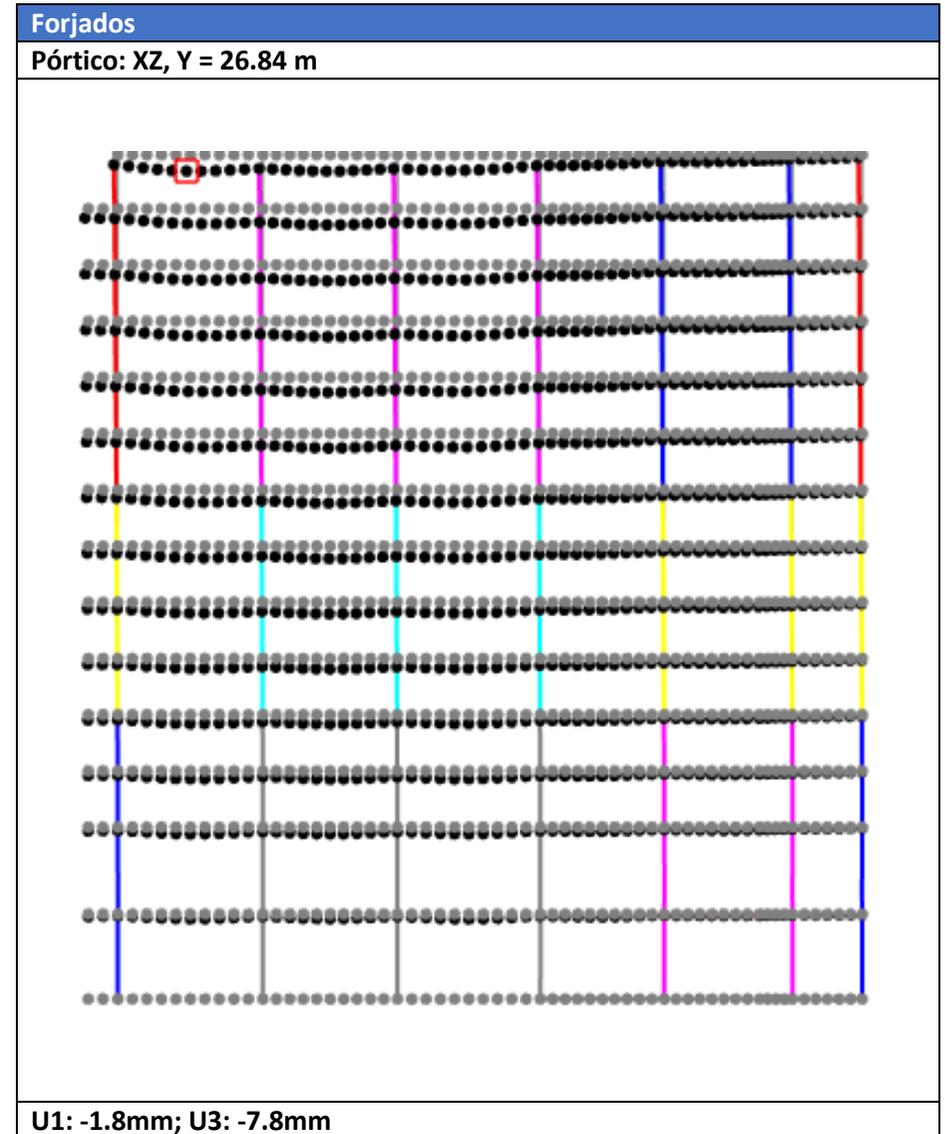
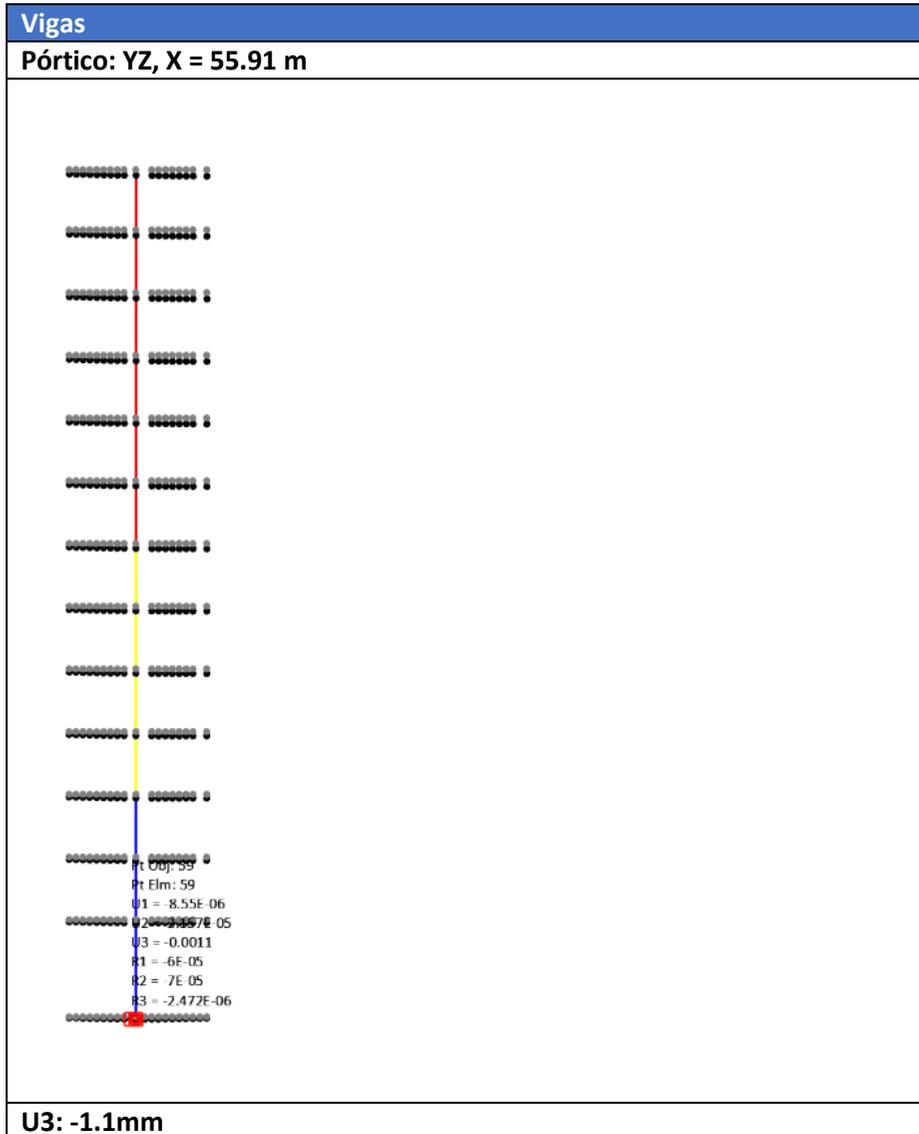
En el presente apartado de la configuración inicial, se realizará especial hincapié en las comprobaciones de los elementos más solicitados y los más débiles estructuralmente, recogiendo así también los casos de los elementos que no estén tan solicitados pero presentan un dimensionamiento deficiente.

Además, dichas comprobaciones se realizarán independientemente de si se producen o no en el pòrtico donde se produjo el colapso de una de las columnas (Pòrtico XZ, Y = 20.90, Columna I10, planta garaje).

##### 5.4.1. Desplazamientos

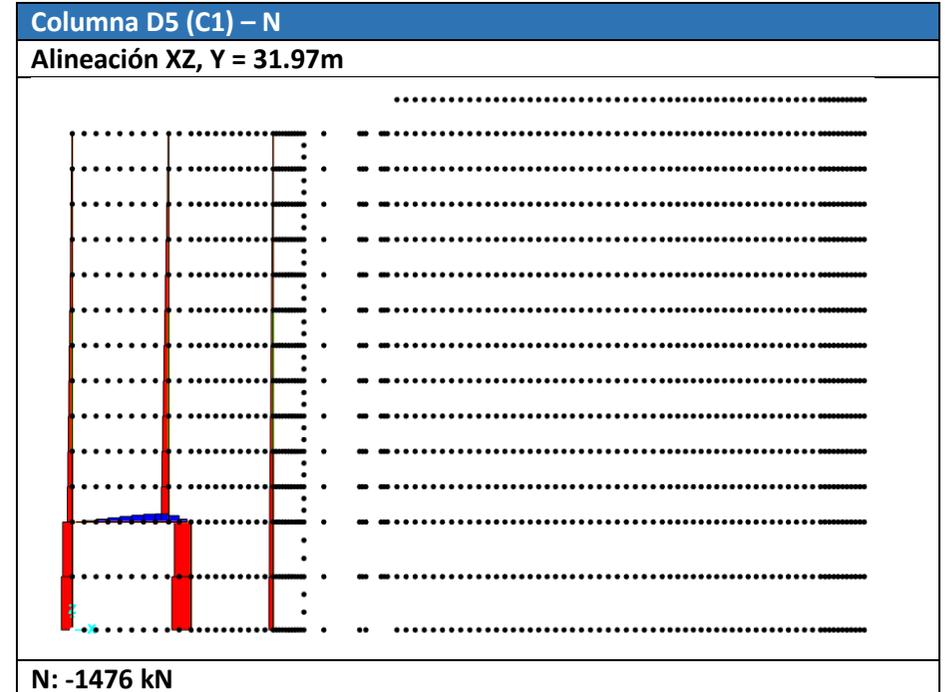
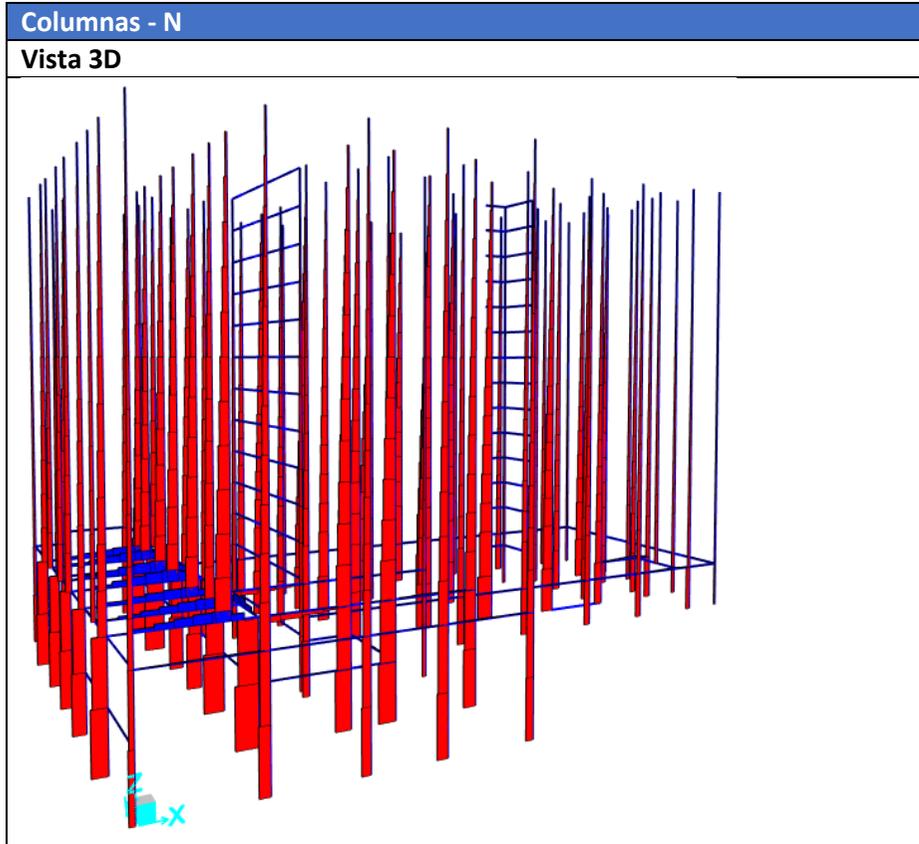
A continuación, se muestran los máximos desplazamientos de los principales elementos estructurales. Para ello, se ha comprobado en qué alineación se producen los máximos desplazamientos, pudiendo esta ser distinta según el elemento que se estudie.





### 5.4.2. Comprobación de resistencia a axil

Los elementos más solicitados a axil se producen en el bloque orientado al oeste, donde la configuración de las columnas y las vigas resulta más desfavorable en las columnas interiores.



Una vez obtenido el máximo valor del axil e identificado el elemento correspondiente, se procede a realizar la verificación, de forma manual mediante una hoja de cálculo, siguiendo el Eurocódigo 2.

En concreto, se consulta el apartado 5.8.3.1, donde se indica que, si la esbeltez mecánica es menor que la esbeltez límite, se pueden despreciar los efectos de segundo orden. Se procede a indicar las expresiones que han sido empleadas además de algunos valores de los que dependen, sin detallar profundamente cada paso seguido.

$$\lambda_{mec} \leq \lambda_{lim}$$

La expresión para calcular la esbeltez límite es la siguiente:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

Donde:

- $A = 0.7;$
- $B = \sqrt{1 + 2w} = \sqrt{1 + 2 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}};$
- $C = 1.7 - r_m = 1.7 - \frac{M_{01}}{M_{02}};$
- $n = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$

Por otro lado, para calcular la esbeltez mecánica, se emplea la siguiente expresión:

$$\lambda_{mec} = l_0 / i$$

Donde:

- $l_0 = 0.5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0.45 + k_2}\right)}$
- $k_i = \frac{\theta_i \cdot EI}{M \cdot l}$

Tras realizar los cálculos se tiene que

$$\lambda_{mec} = 6.439 \leq \lambda_{lim} = 20.24$$

Por tanto, se desprecian los efectos de segundo orden, no se produce pandeo.

A continuación, se muestran las celdas en rojo cuyos datos han sido obtenidos del SAP2000 y de las propiedades mecánicas/geométricas de la columna **D5 (C1)** en el nivel del garaje. Por otro lado, las celdas en blanco hacen referencia a cálculos intermedios; y en verde, a los resultados finales.

Tabla 27. Cálculo de la esbeltez límite. Elaboración propia

PILARES EN1992 5.8.3.1	
Esbeltez límite	20.24
A	0.70
B	1.29
C	0.70
raíz(n)	0.39
1+2w	1.65
w	0.33
r <sub>m</sub>	2.94
M01	50.00 knm
M02	-17.00 knm
n	0.15
N <sub>ed</sub>	1476.00 kn
A <sub>c</sub>	0.36 m <sup>2</sup>
b <sub>1</sub>	0.60 m
b <sub>2</sub>	0.60 m
f <sub>cd</sub>	27333.33 knm <sup>2</sup>
f <sub>c</sub>	41.00 Mpa
γ <sub>c</sub>	1.50
f <sub>yd</sub>	394285.71 knm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	414.00 Mpa
coef f <sub>cf</sub>	1.05
A <sub>s</sub>	81.43 cm <sup>2</sup>

Tabla 28. Cálculo de la esbeltez mecánica. Elaboración propia.

Esbeltez mecánica	6,439	
$l_0$	1,70	
$i$	0,26	
raiz	1,00	
$k_1$	0,00	
$k_2$	0,00	
giro	0,0000023	rad
E	32000,00	
I	0,03	
M	50,00	knm
altura libre	3,40	m

Al salir como resultado que se puede realizar un cálculo de primer orden, se procede a comprobar la tensión máxima y la resistencia del hormigón del elemento.

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{ed}}{A_c}$$

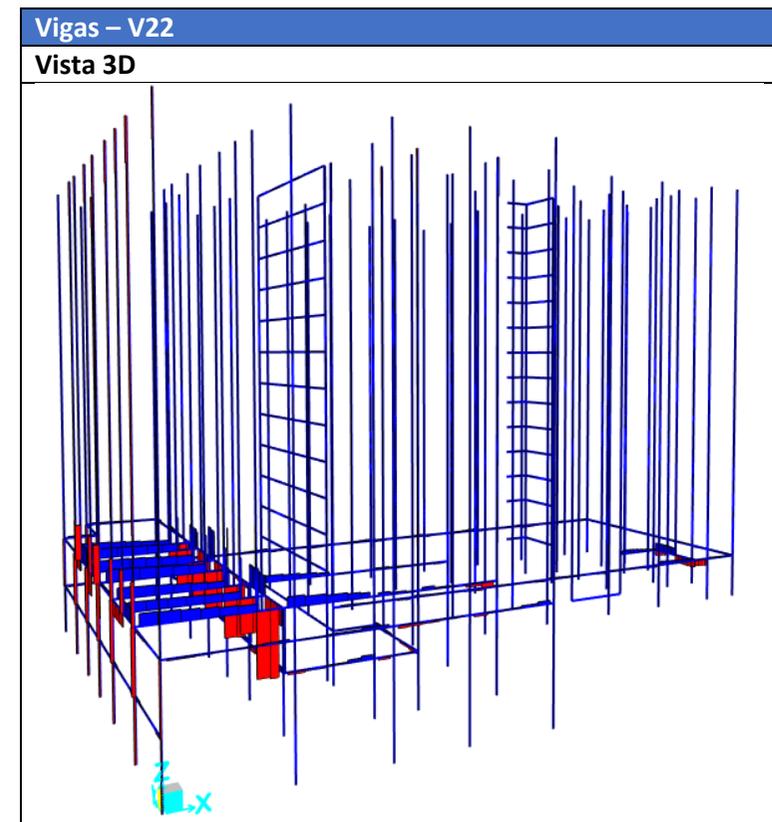
Tabla 29. Cálculo de la tensión máxima, despreciando los efectos de segundo orden y cálculo de la resistencia del hormigón usando el coeficiente de minoración. Elaboración propia

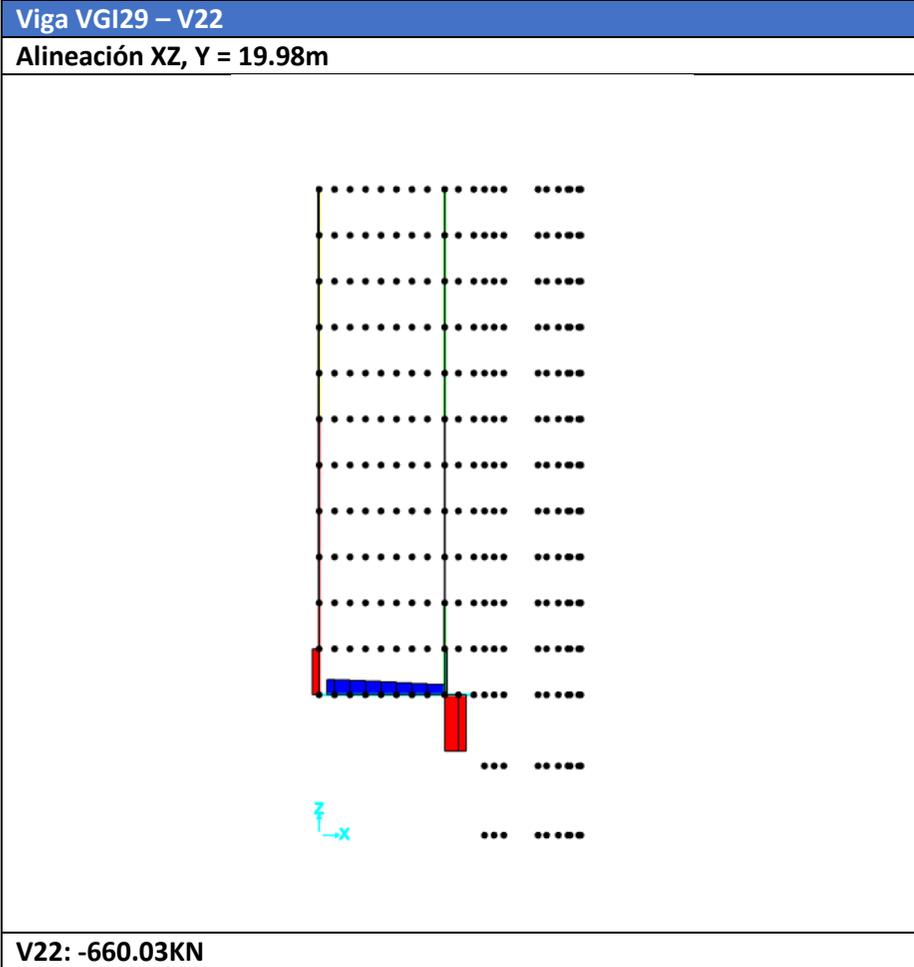
Tensión máxima	4.10	MPa
$N_{ed}$	1476.00	kn
$A_c$	0.360	$m^2$
Resistencia	27.33	MPa
$f_c$	41.00	MPa
coef $f_c$	1.50	

En vista de los resultados, se puede comprobar que sí resiste, como era de esperar antes de producirse el colapso.

#### 5.4.3. Comprobación de resistencia a cortante

En el presente apartado se realiza la comprobación del elemento más solicitado a cortante, considerando que tienen armadura de cortante, tal y como se puede confirmar con los planos a los que se ha tenido acceso [24]. En segundo lugar, se comprobará el cortante máximo en los forjados, los cuales no tienen armadura de cortante, sino solamente armadura inferior y superior trabajando a flexión.





Donde:

- $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta$
- $V_{Rd,m\acute{a}x} = a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$

Cabe destacar que el valor de  $\theta$  se escoge como  $90^\circ$ , suponiendo que la inclinaci3n de la armadura de cortante es totalmente vertical, debido a que se desconoce dicha informaci3n. Esto supondr3a el caso m3s desfavorable.

Cada uno de los valores empleados se muestran en la siguiente tabla, correspondi3ndose a los datos mec3nicos y geom3tricos del elemento **VGI29**:

Tabla 30. Comprobaci3n de la resistencia a cortante en vigas, con armadura transversal. Elaboraci3n propia

VIGAS EN1992 6.2.3	
Con armadura de cortante	
Vrd	789.38 kN
Vrds	789.38 kN
Asw	0.000508 m <sup>2</sup>
s	0.15 m
d	0.72 m
fywd	359700.00 kNm <sup>2</sup>
cot(teta) (1 a 2,59)	1.00
Vrdmax	5864.72 kN
acw	1.00
bw	0.91 m
z	0.65 m
v1	0.53 m
fcd	18666.67 kNm <sup>2</sup>
Ved	-660.03 kN
Cortante m3x. ¿cumple?	Cumple

Con respecto a los resultados obtenidos en las vigas, se tiene que cumplir la siguiente condici3n, obtenida del apartado 6.2.3 del Euroc3digo 2.

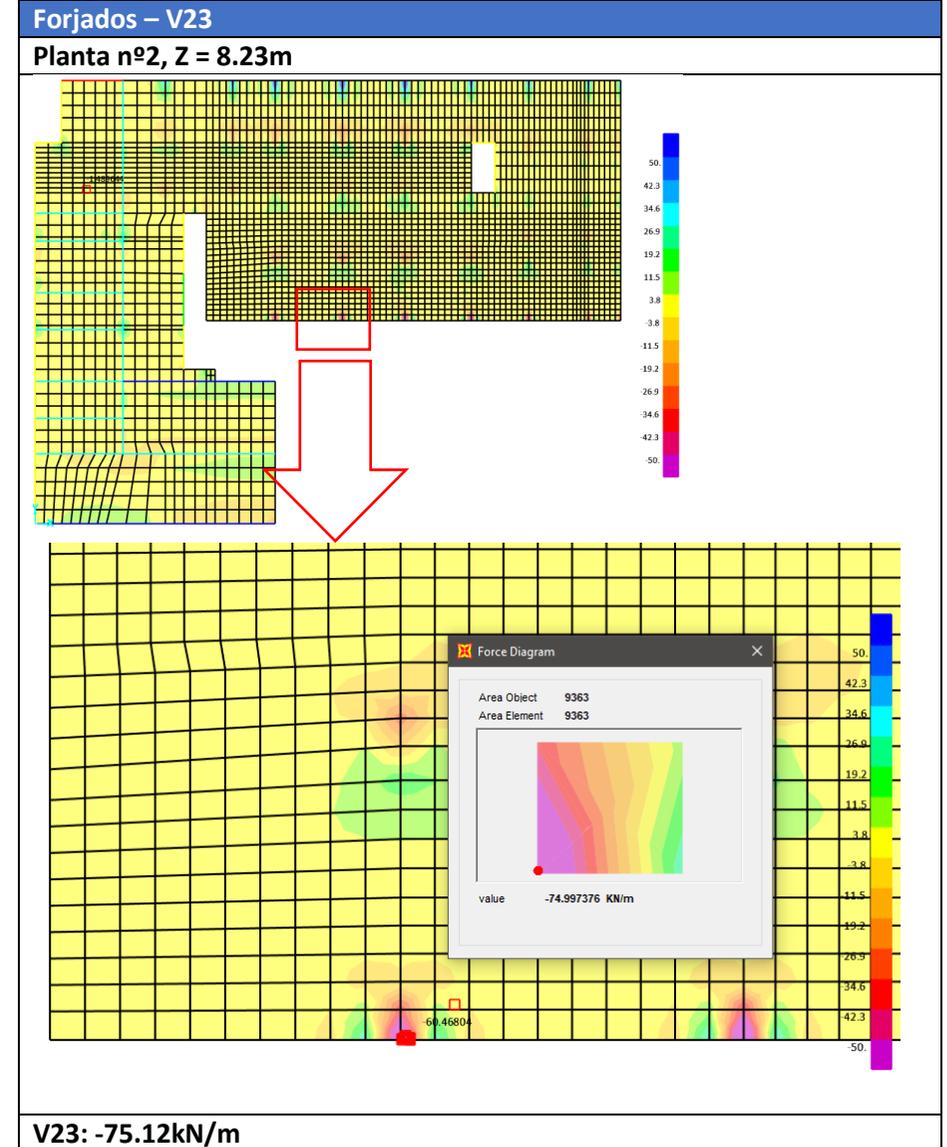
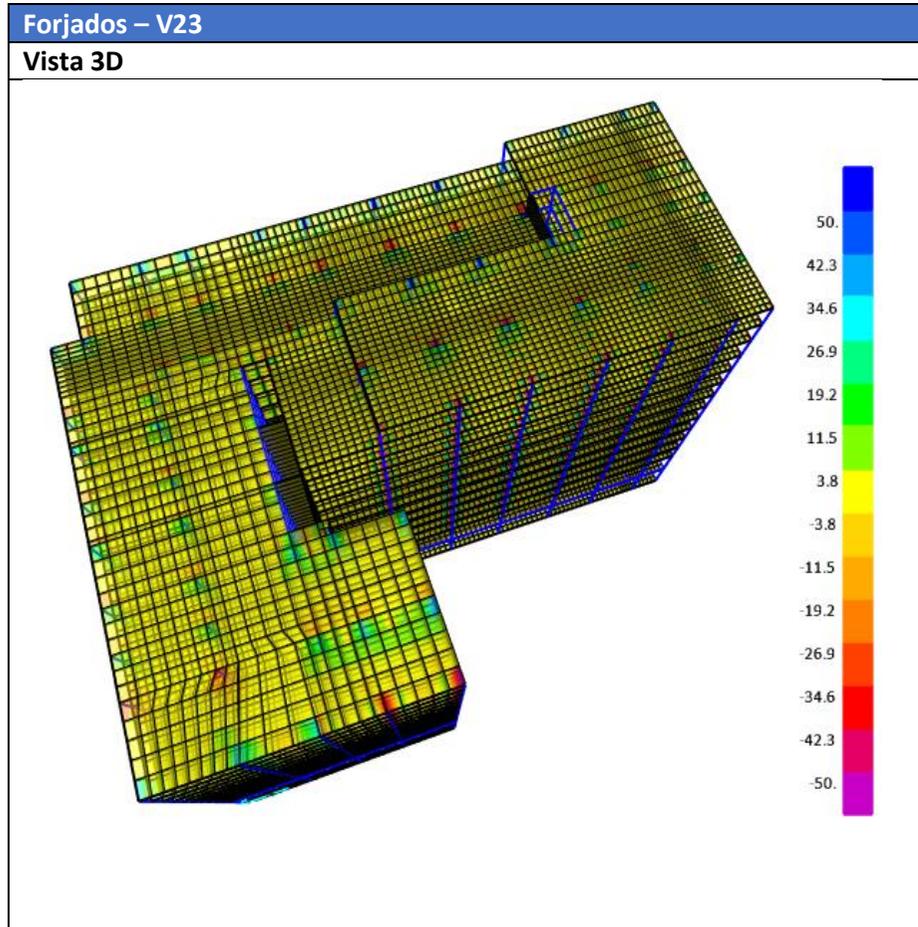
$$V_d < \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,max})$$

Como resultado, se obtiene que resiste:

$$V_d = 660.03 < V_{rd}$$

$$V_{rd} = \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,max}) = \min(789.38; 5864.72) = 789.38 \text{ kN}$$

Con respecto a los forjados, se ha podido comprobar los más solicitados se encuentran cerca de las columnas que se localizan entre el bloque oeste del edificio, el que se mantuvo en pie; y el bloque que colapsó. En dicha zona es donde había una mayor posibilidad de punzonamiento, siendo una de las causas que provocó el colapso del patio de la piscina.



Como se ha comentado anteriormente, los forjados de dicho edificio no tenían armadura de cortante. Para ello, se consulta el apartado 6.2.2 del Eurocódigo 2, recogiendo las siguientes expresiones:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

Con un mínimo de

$$V_{Rd,c} \geq V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Donde:

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

A continuación, se muestran cada uno de los resultados auxiliares y finales del cálculo:

Tabla 31. Comprobación resistencia forjados sin armadura de cortante. Elaboración propia

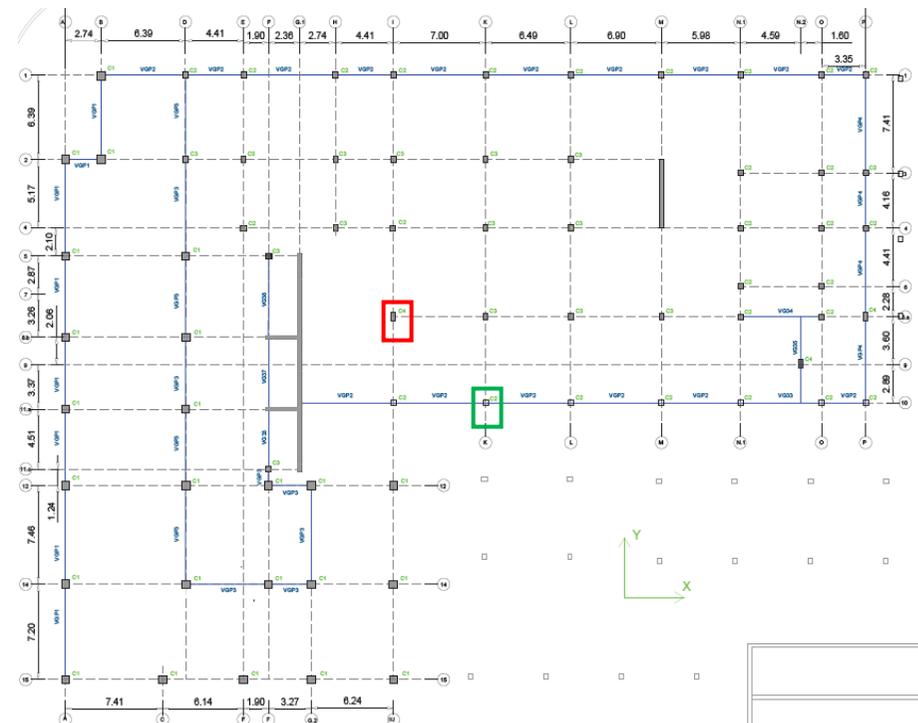
FORJADOS EN 1992 6.2.2		
<b>Sin armadura de cortante</b>		
$V_{rd,c}$	325.21	kN/m
$V_{rdc,min}$	238.44	kN/m
$Cr_{dc}$	0.12	
k (menor o igual a 2)	2.00	
p1 (menor o igual que 0,02)	0.02	
$f_{ck}$	28.00	MPa
$k_1$	0.15	
$\sigma_{cp}$	3.73	MPa
$b_w$	1.00	m
d	0.22	m
$v_{min}$	0.52	
200/d	0.91	mm
$\gamma_c$	1.50	
armadura de tracción ( $A_{st}$ )	0.00265	cm <sup>2</sup>
Ved cálculo	-75.12	kN
Resistencia máxima	325.21	kN
Cortante máximo, ¿cumple?	Cumple	

#### 5.4.4. Comprobación punzonamiento

Se realiza también la comprobación a punzonamiento de los forjados, donde se emplearán los valores obtenidos del cortante en el apartado anterior. Concretamente, se estudiará la posibilidad de punzonamiento de las columnas 18.A (rojo) y K10 (verde) según los apartados 6.4.4. y 6.4.5 del Eurocódigo 2.

Los cortantes  $V_{23}$  de cada una de las columnas son los siguientes, los cuales se multiplican por la longitud crítica (1.55m aproximadamente en cada columna):

- 18.A: -89.90 kN
- K10: -26.54 kN



En primer lugar, con respecto a la *columna 18.A*, se puede comprobar que se corresponde con un soporte interior alrededor de todos sus lados. Además, conviene destacar que en los planos originales se muestra un área de armadura de punzonamiento, por lo que se comprobará con el apartado 6.4.5.

Brevemente, se muestra la expresión que rige la resistencia al punzonamiento cuando el elemento tiene armadura de punzonamiento.

$$v_{Rd,cs} = 0.75 \cdot v_{Rd,c} + 1.5 \cdot \left(\frac{d}{s_r}\right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \left(\frac{1}{u_1 \cdot d}\right) \cdot \text{sen} \alpha$$

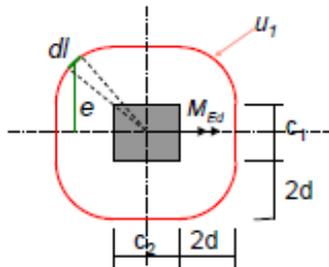


Figura 50. Croquis del perímetro crítico. Apuntes Hormigón Estructural Avanzado. MUICCPP UPV. Poliformat

Donde cada uno de los resultados y valores se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 32. Comprobación a punzonamiento del forjado con la columna 18.A. Elaboración propia

PUNZONAMIENTO 6.4.5 (117/300)		
Con armadura de punzonamiento		
Vrdcs	0.58	MPa
Vrdc	0.63	MPa
k	2.00	
γc	1.50	
fck	28.00	MPa
p	0.00641	
d	0.20	m
sr	0.15	m
Asw	9.60	cm <sup>2</sup> /m
fywd,ef	250.05	Mpa
u1	4.11	m
Ved	75.12	kN
ved	0.11	MPa
β	1.15	
¿Cumple?	Cumple	

En segundo lugar, con respecto a la *columna K10*, esta se corresponde con un soporte de borde del forjado con excentricidad solamente perpendicular al borde y hacia el interior del forjado, la cual no tiene armadura de punzonamiento en la planta baja según se indica en los planos. Su perímetro crítico se corresponde con la siguiente figura:

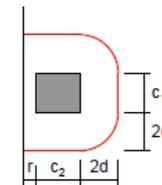


Figura 51. Croquis del perímetro crítico. Apuntes Hormigón Estructural Avanzado. MUICCPP UPV. Poliformat

La expresión que determina la resistencia es la siguiente, obtenida del apartado 6.4.4. del Eurocódigo.

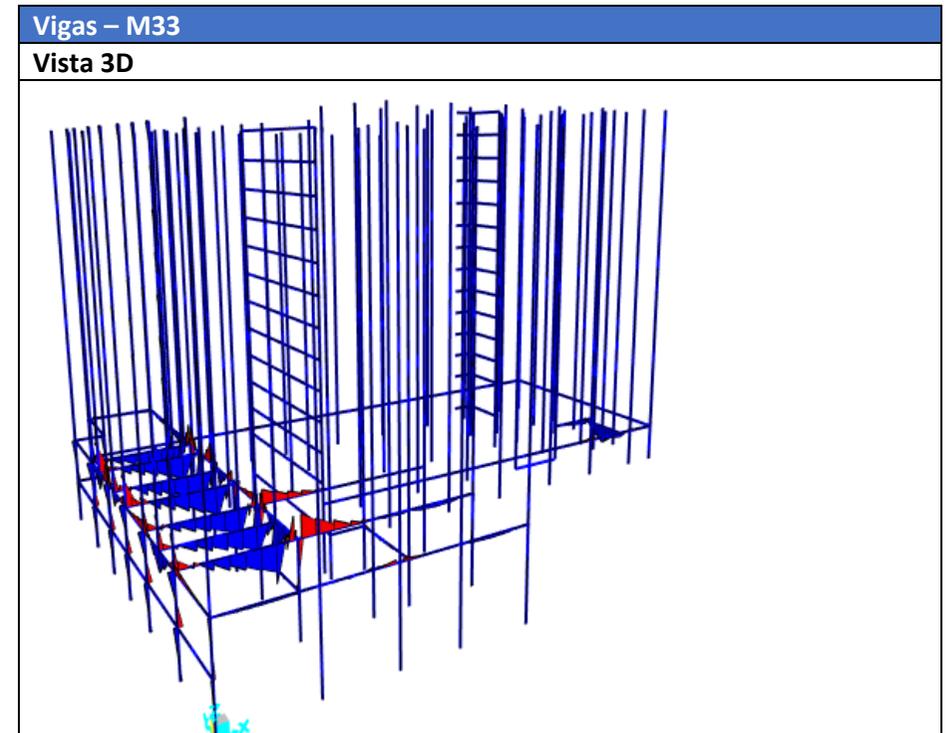
Tabla 33. Comprobación a punzonamiento del forjado con la columna K10. Elaboración propia

PUNZONAMIENTO 6.4.4 (117/300)		
Sin armadura de punzonamiento		
Vrmin	0.52	Mpa
ved	-0.05	MPa
u2	2.46	m
d	0.20	m
k	2.00	
yc	1.50	
fck	28.00	MPa
Ved	-25.64	kN
L	1.20	m
px	0.0052	
n <sup>o</sup> x	4	
Lx	120	cm
py	0.0079	
n <sup>o</sup> y	4	
Ly	80	cm
p	0.0064	
Vrdc	0.628	Mpa
¿Cumple?	Cumple	

Se puede comprobar en ambas columnas que se cumple la carga máxima. Por un lado, la armadura existente alrededor de la columna I8A es suficiente y, por otro lado, el encuentro del forjado con la columna K10 no necesita armadura de punzonamiento.

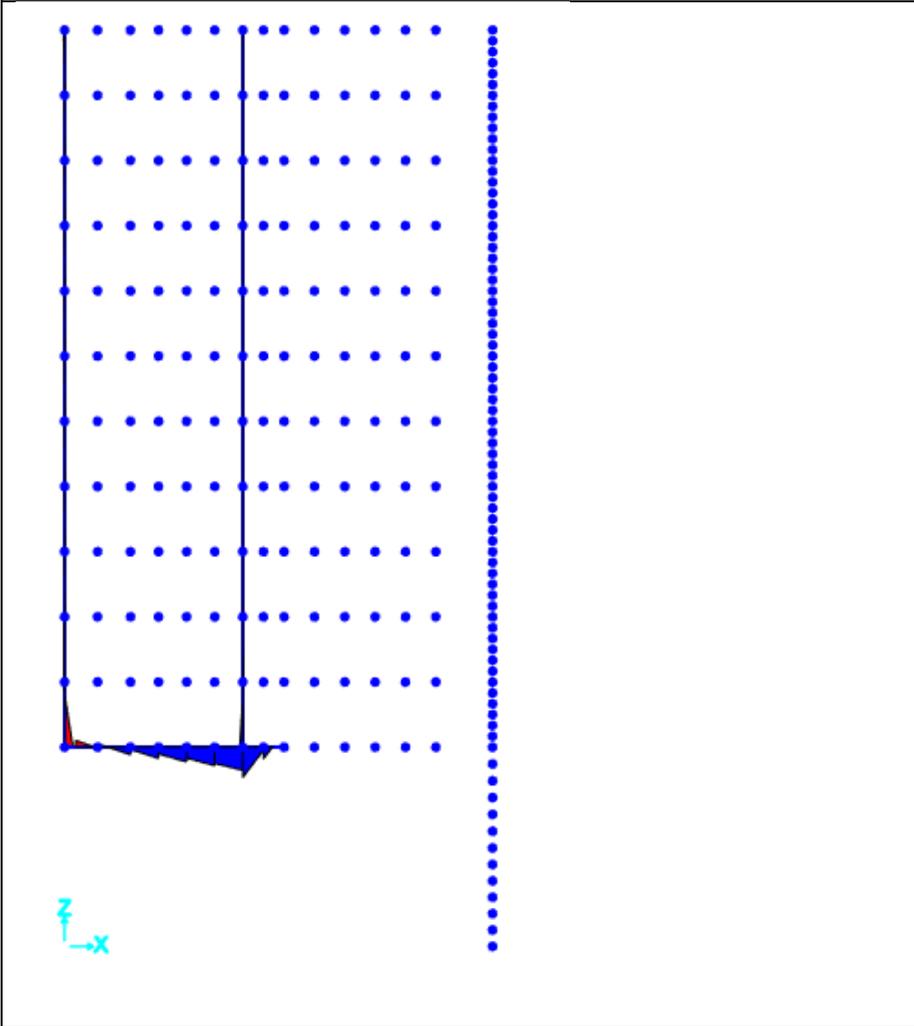
#### 5.4.5. Comprobación momento máximo

Con respecto a la comprobación de las vigas más solicitadas a flexión, se sitúa en el bloque oeste de forma similar como en el caso de los axiles y cortantes.



Viga VG29 – M33

Alineación XZ, Y = 19.98m



M(+): 624.84kNm; M(-): -315.89 kNm

Para el estudio de la presente viga VGI29, a diferencia del resto de los elementos estudiados, es necesario tener en cuenta su esfuerzo concomitante, porque es de gran relevancia: esfuerzo axil de tracción de valor 817.72kN.

Su comprobación mediante el diagrama de momento + axil es el siguiente:

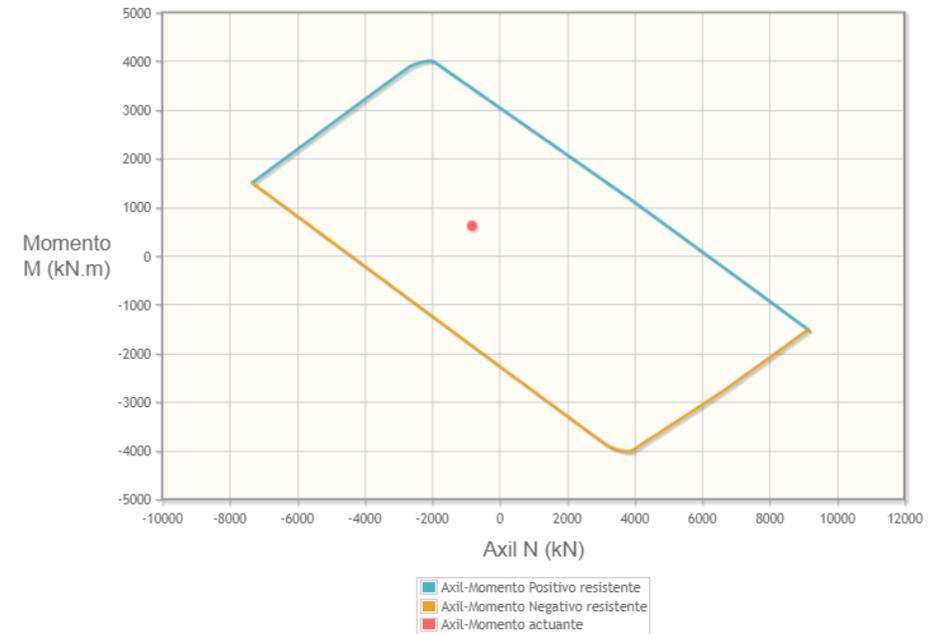
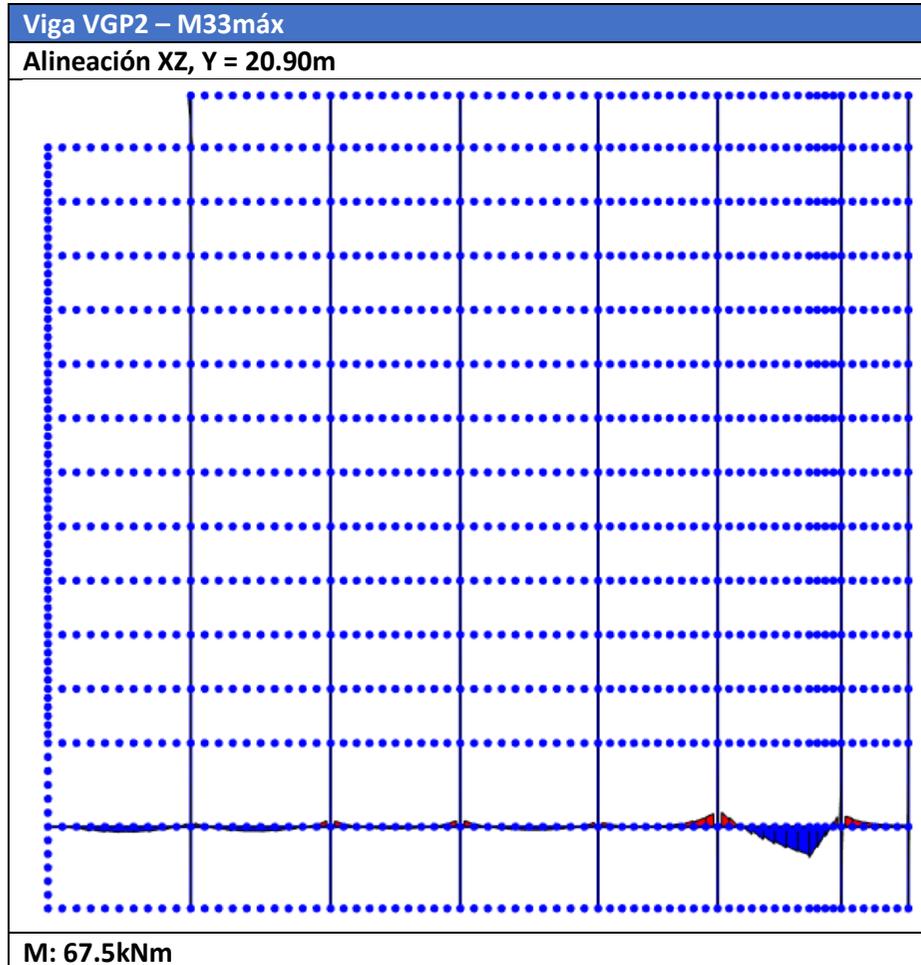


Diagrama 1. Representación de la interacción entre el momento y axil en la viga VG29, mostrando la región resistente en función del armado.

Se puede comprobar que la sollicitación se encuentra dentro de la región definida por la cuantía de armado.

Por otro lado, aunque en dicho estado inicial la viga perimetral existente en la planta baja no está recibiendo grandes solicitaciones, se opta por realizar la comprobación de todas formas ya que en posteriores apartados dicho elemento será uno de los más estudiados, por pertenecer a la alineación del estudio y por estar directamente conectada con la columna I10 que colapsa.



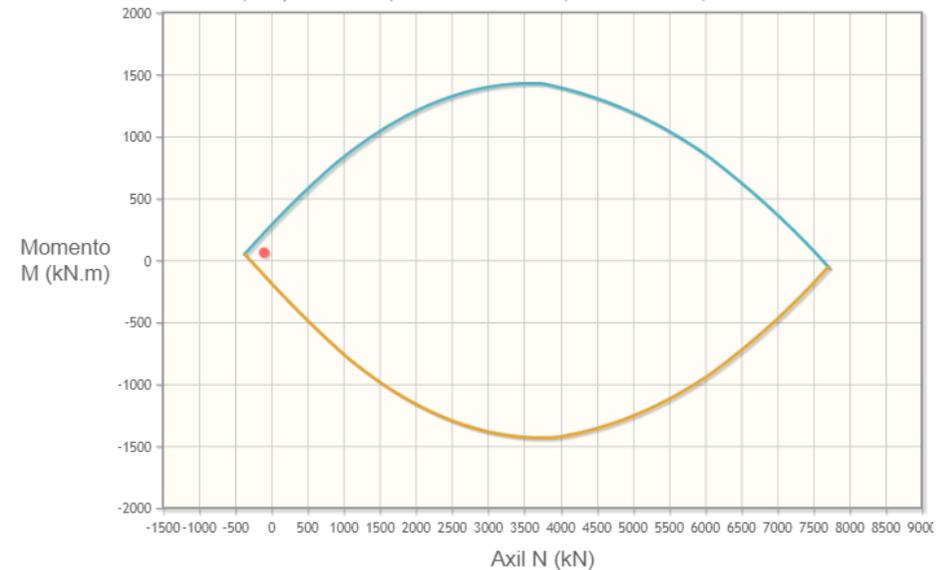
Cabe destacar la escasa armadura que dispone dicha viga, en comparación con el resto de las vigas interiores o con la VG33 (localizada en el penúltimo vano de la figura anterior).

Se procede a realizar la comprobación N+M con la siguiente sollicitación:

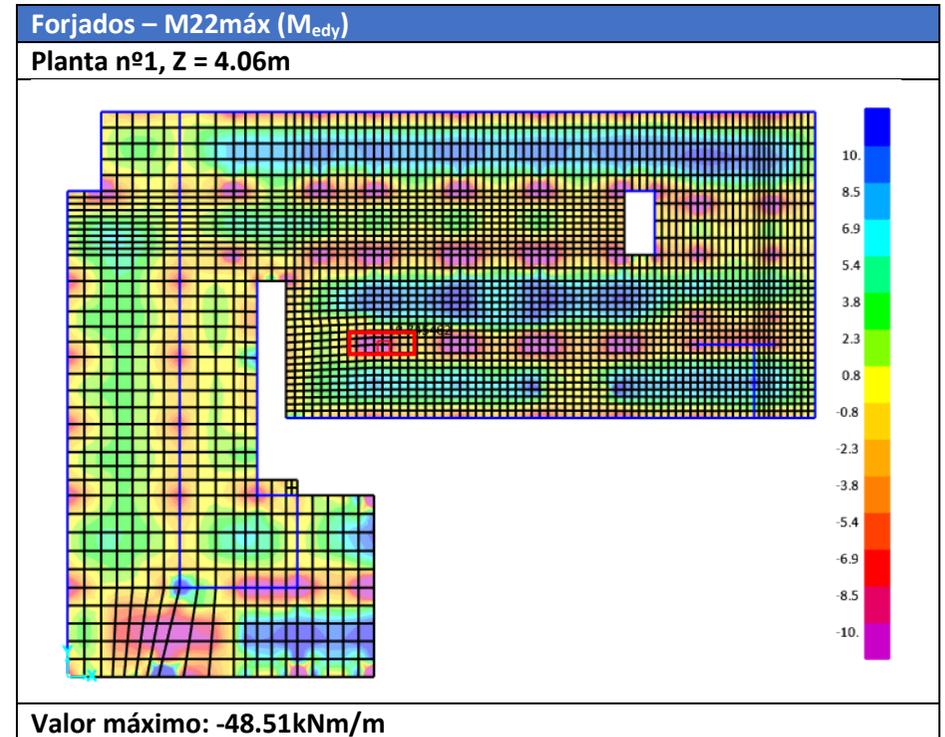
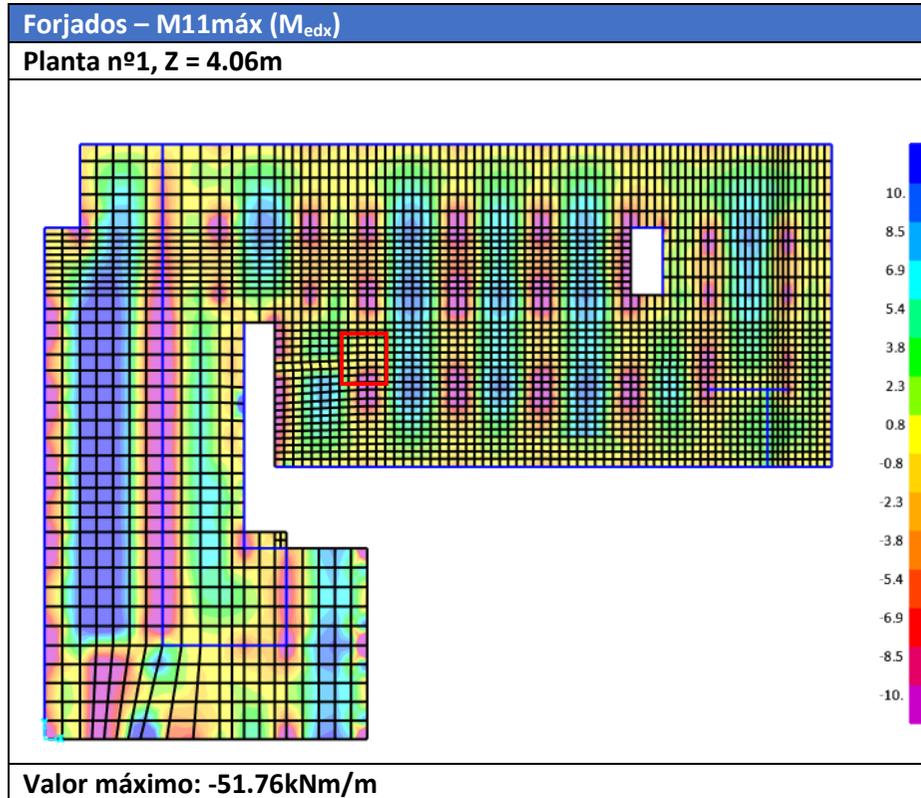
- N: 103.60 kN
- M: 67.5 kNm

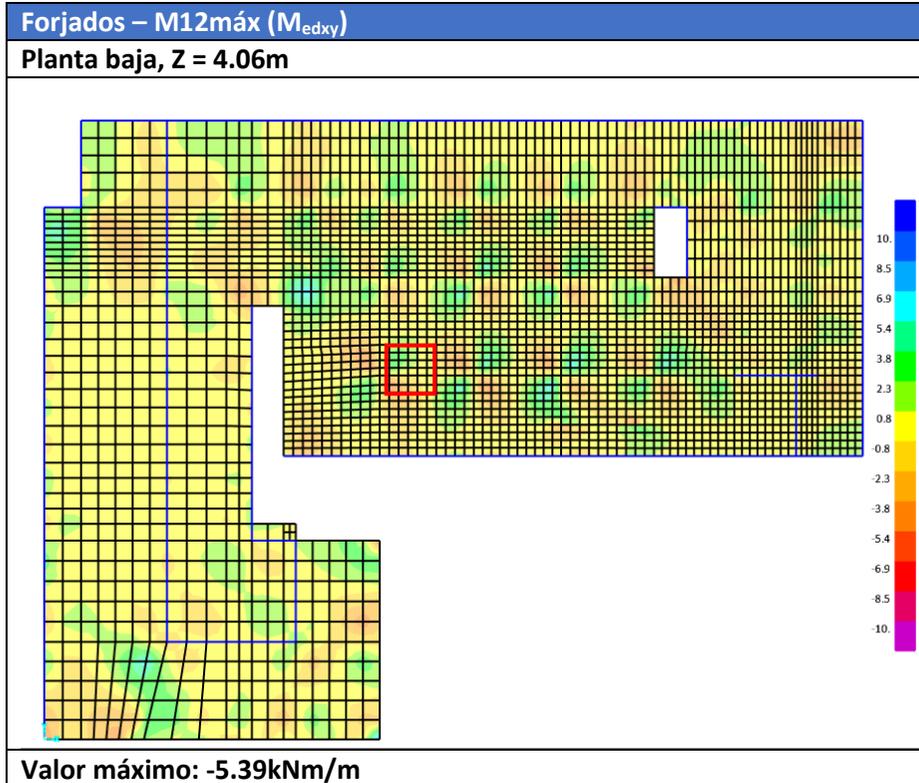
Como resultado, se obtiene el diagrama N-M que se muestra a continuación, pudiéndose observar lo ajustado que está el diseño inicial de la viga en el estado original del edificio, sin el colapso de ningún elemento.

Consecuentemente, dicho diseño tendrá una gran repercusión a la hora de proponer la solución de refuerzo para evitar el colapso como se expondrá en posteriores apartados.



Finalmente, con respecto a los forjados, sin embargo, se producen los momentos máximos en los elementos próximos a la columna que posteriormente colapsaría. Se observa que los esfuerzos son de compresión, por lo que se comprueba directamente la membrana si resiste los esfuerzos aplicados sin armaduras.





Finalmente, se comprueba el flector máximo que se produce en el centro de vano de los forjados, los cuales presentan grandes deformaciones debido a la configuración de las columnas.

Para dicha comprobación, se considera un modelo de tres capas, siendo la primera y la tercera las que resisten esfuerzos de membrana, mientras que la capa intermedia es la que resiste a cortante.

Por consiguiente, se calculan las tensiones en la cara superior e inferior (capas de membrana), y dichas tensiones se comprobarán si agotan o no el hormigón fisurado.

Las expresiones que se van a emplear son las siguientes:

$$\sigma_{Edx} = \frac{m_{Edx}}{z \cdot t}$$

$$\sigma_{Edy} = \frac{m_{Edy}}{z \cdot t}$$

$$\tau_{Edxy} = \frac{m_{Edxy}}{z \cdot t}$$

Los momentos de cálculo y cada uno de los resultados de dichas tensiones se obtienen en la siguiente hoja de cálculo, donde se cumple  $\tau_{xyd}^2 < \sigma_{edx} \cdot \sigma_{edy}$

Tabla 34. Comprobación momentos en los forjados. Elaboración propia

FORJADOS/PLACAS EN1992	
Tensiones de membrana (superior)	
Z	0.20 m
t	0.038 m
$\sigma_{edx}$	-6.88 Mpa
m <sub>edx</sub>	-51.76 knm/m
$\sigma_{edy}$	-6.45 Mpa
m <sub>edy</sub>	-48.51 knm/m
$\tau_{edxy}$	-0.72 Mpa
m <sub>edxy</sub>	-5.39 knm/m
$\sigma_{c2d}$	-7.41
Radicado	0.56
f <sub>2cd</sub>	38.49
f <sub>cd</sub>	18.87 Mpa
$\alpha$	1.00
Momento máximo, ¿cumple?	Cumple

Cabe destacar que dichos resultados se corresponden con la membrana superior, siendo los de la membrana inferior idénticos pero cambiados de signo.

### 5.5. Modelo del colapso real

A continuación, se muestran los principales desplazamientos y diagramas de esfuerzos de las columnas, vigas y forjados adyacentes a la columna I10, correspondiéndose con la que colapsa. En el presente modelo de SAP2000, se ha eliminado la citada columna I10 objeto del colapso, con el fin de estudiar los máximos esfuerzos que se producen en los elementos próximos:

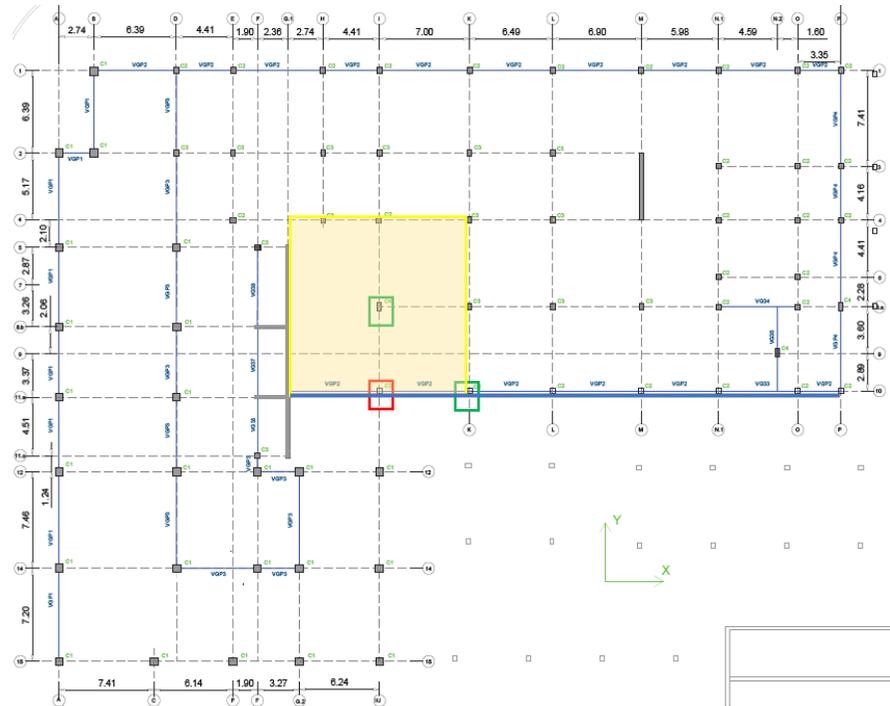


Figura 52. Plano en planta del edificio. Forjado planta baja. Elaboración propia

- Columna en rojo I10 (C2): se retira
- Columnas en verde I8.A (C4) y K10 (C2): se comprueban
- Viga en azul (VGP2): se comprueba
- Forjado en amarillo: se comprueba

Cabe destacar que no se han comprobado las columnas superiores a la I10, en el mismo plano XZ, Y = 20.90m por presentar unos esfuerzos menores y por no aparecer tracción en ellas.

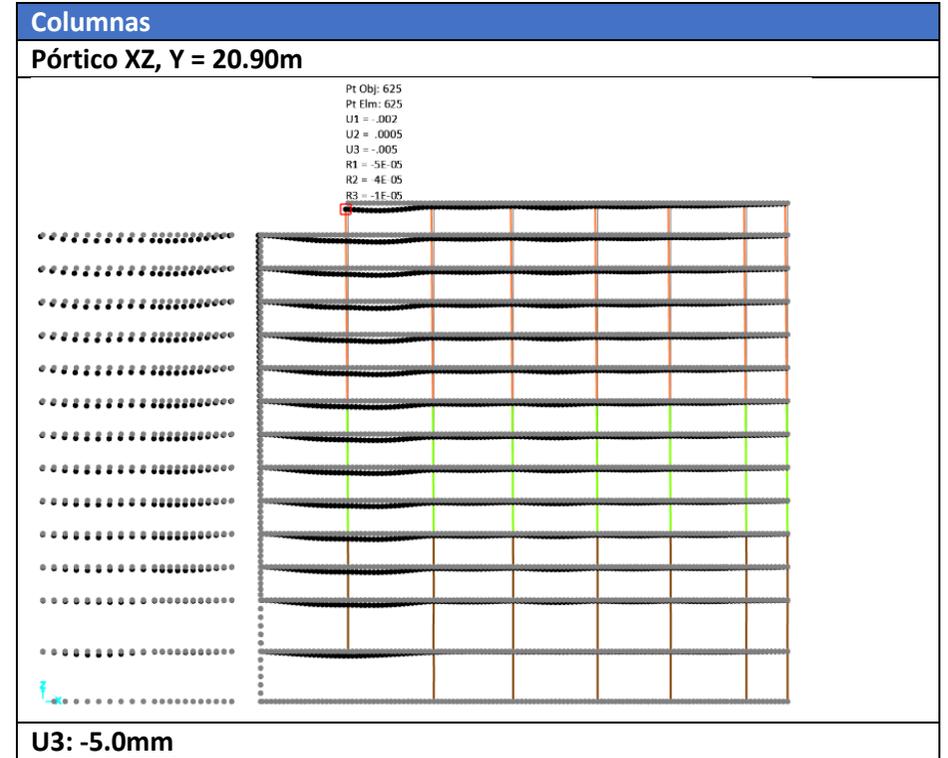
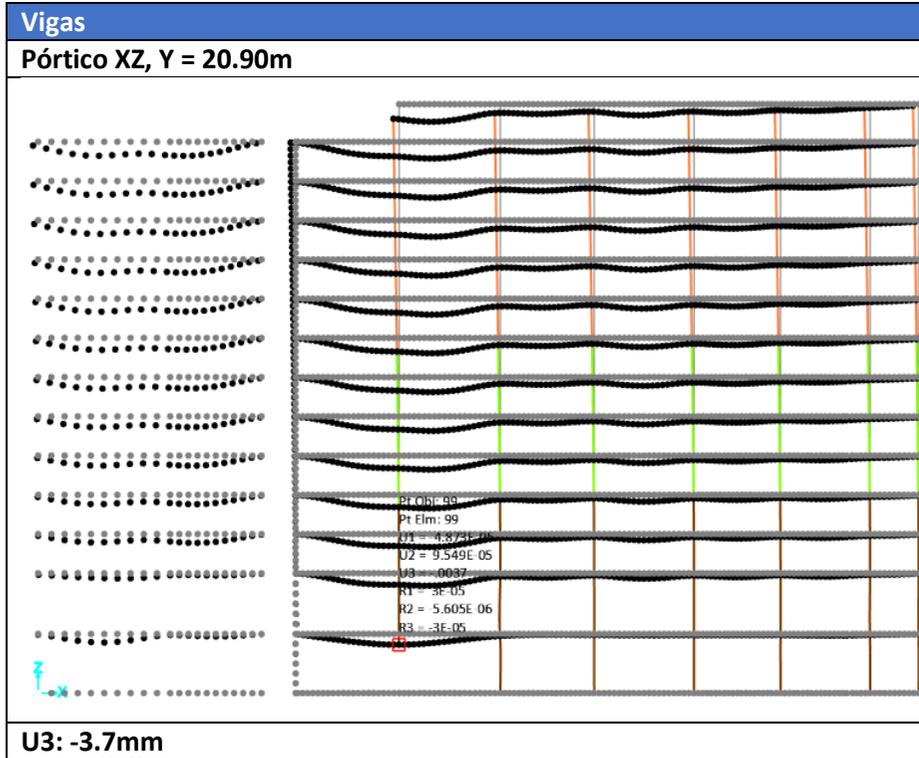
Para el apartado presente sí que se mostrará mayoritariamente el pórtico perteneciente a la columna que colapsó.

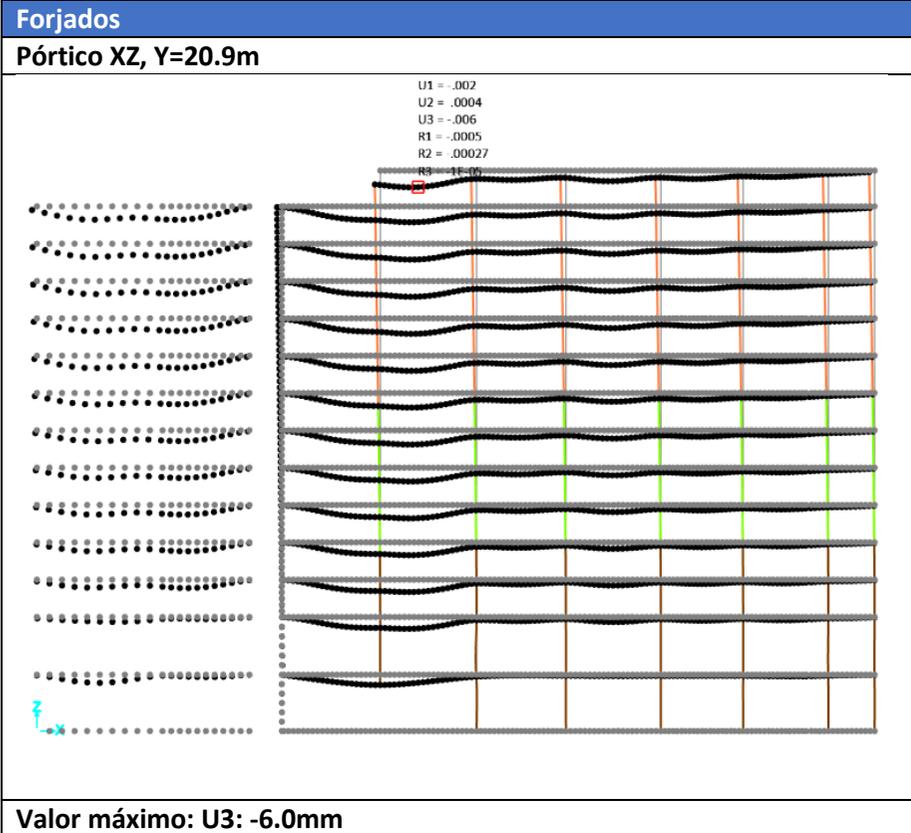
Finalmente, antes de proceder con la muestra de resultados, se ha considerado necesario distinguir entre dos modelos del colapso real: el primero en el que se han empleado las mismas cargas que en el modelo original y, un segundo modelo, en el que se ha aplicado a dichas cargas un coeficiente de amplificación dinámica que recoge la UFC 4-023-03, simulando el efecto desfavorable sobre la estructura que se produce tras el colapso de uno de los elementos.

#### 5.5.1. Sin aplicar amplificación dinámica

##### 5.5.1.1. Desplazamientos

Al igual que en el apartado anterior de “Desplazamientos” en el modelo original, se muestran los nuevos desplazamientos cuando la Columna I10 falla con el objetivo de compararlos al final del apartado con el resto de los modelos.





### 5.5.1.2. Comprobación VGP2

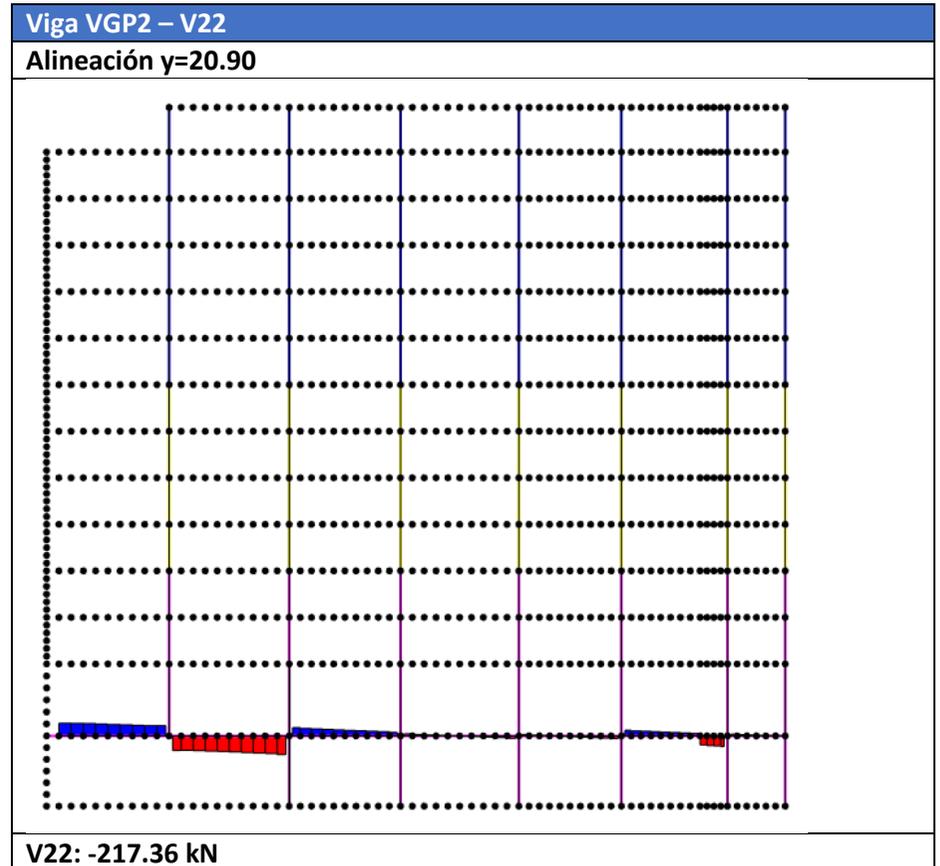
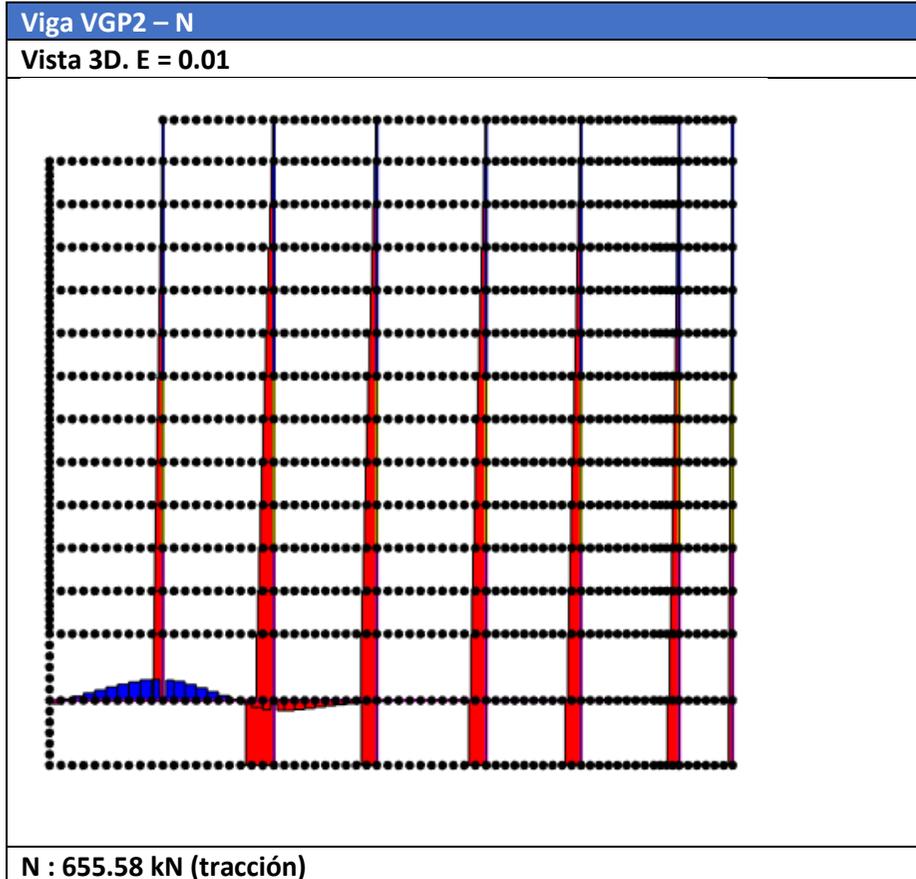
En el presente apartado se procede a realizar la comprobación de la viga perimetral VGP2.

Las características geométricas de dicha viga, ya mostradas en el apartado 4, son las siguientes:

Tabla 35. Características geométricas de la VGP2. Elaboración propia.

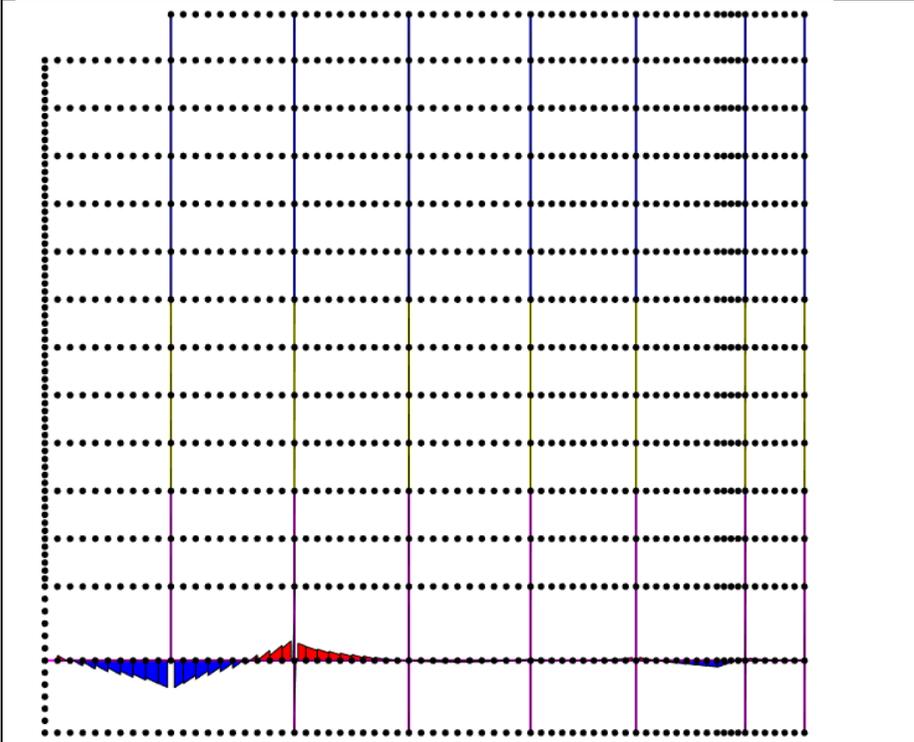
Canto (mm)	1310
Ancho (mm)	300
Armadura superior (mm <sup>2</sup> )	402.13
Armadura inferior (mm <sup>2</sup> )	628.32
Recubrimientos (superior e inferior, mm)	35
Resistencia hormigón	28 MPa
Resistencia armadura	414 MPa

Primeramente, se muestran los principales esfuerzos en ella, en el centro de vano.



Viga VGP2 – M33

Alineación y=20.9



M(+): 414.36 kNm

A continuación se recogen en una tabla los esfuerzos obtenidos previamente:

Tabla 36. Resultados de flecha y esfuerzos de la viga VGP2. Elaboración propia.

VIGA VGP2	SC
Flecha (mm)	3.7
Axil (kN)	655.58
Cortante (kN)	-217.36
Momento (kNm)	414.36
Torsión (kNm)	8.4

En vista a los resultados, se puede comprobar que existe una fuerte interacción entre axil y momento, debiéndose tener los dos en cuenta como en el apartado de flexión del apartado anterior.

Para efectos prácticos en el presente trabajo, se desprecia la interacción con el cortante por ser de menor magnitud que las otras dos restantes y, considerando, que si colapsa el elemento directamente con la interacción N+M, lo seguiría haciendo con el efecto desfavorable del cortante.

Se muestra el diagrama de interacción, donde se puede comprobar fácilmente que los esfuerzos actuantes concomitantes se encuentran fuera de la región de la armadura dispuesta en la viga. Por lo tanto, se confirma su colapso, provocando el colapso sucesivo de los forjados superiores creando un efecto en cadena.

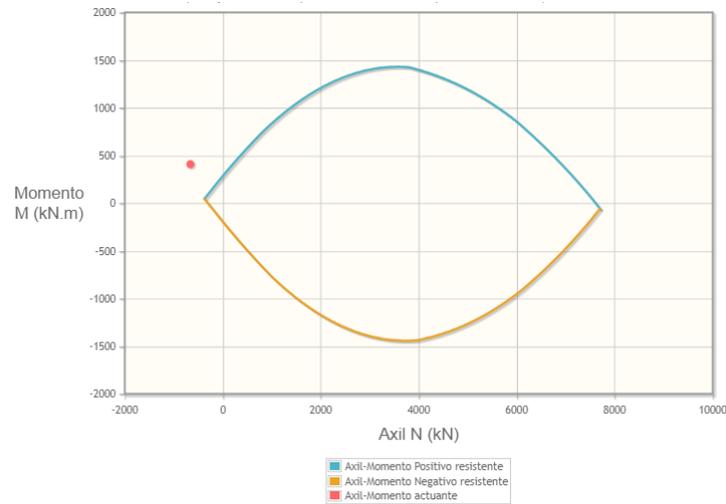
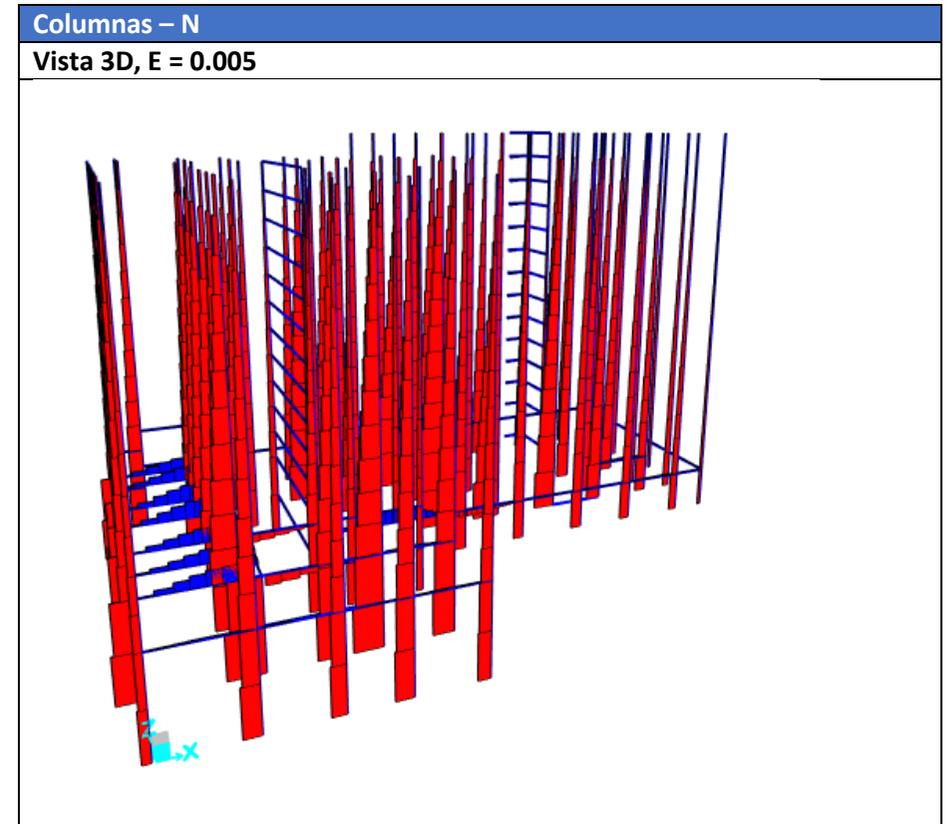
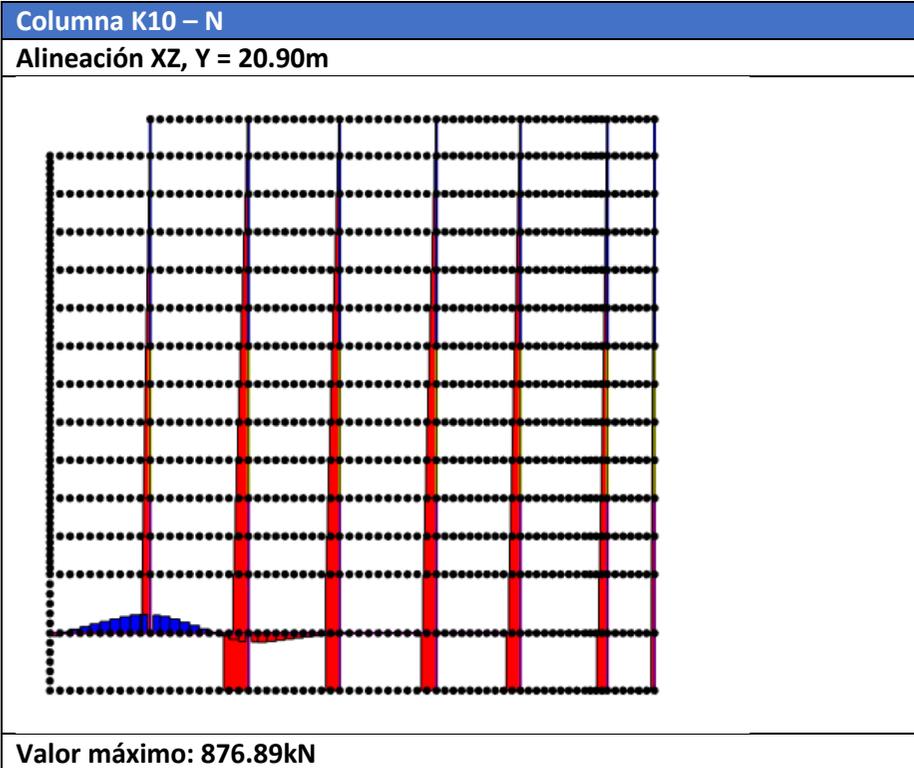


Diagrama 2. Representación de la interacción entre el momento y axil de la VGP2, mostrando la región resistente en función del armado.

### 5.5.1.3. Comprobación columna K10

La primera de las columnas que se comprobará será la K10, la anexa a la que colapsa dentro del mismo pórtico XZ, Y = 20.90m. A continuación, se muestra una representación 3D de las leyes de axiles de todas las columnas.





El resto de los esfuerzos y flecha en dicha columna, aunque menos desfavorables, son los siguientes:

Tabla 37. Esfuerzos y flecha de la columna K10 cuando la columna I10 colapsa.

COLUMNA K10	Sin columna I10
Flecha (mm)	5.1
Axil (kN)	-889.21
Cortante (kN)	6.63
Momento (kNm)	18.37

Realizando la comprobación a axil de la columna siguiendo el mismo procedimiento que el desarrollado en el apartado anterior, se obtiene lo siguiente:

PILARES EN1992 5.8.3.1	
Esbellez límite	23,01
A	0,70
B	1,57
C	0,70
raíz (n)	0,45
1+2w	2,47
w	0,73
r <sub>m</sub>	2,94
M01	50,00 knm
M02	-17,00 knm
n	0,20
N <sub>ed</sub>	876,89 kn
A <sub>c</sub>	0,16 m <sup>2</sup>
b <sub>1</sub>	0,40 m
b <sub>2</sub>	0,40 m
f <sub>cd</sub>	27333,33 knm <sup>2</sup>
f <sub>c</sub>	41,00 Mpa
coef f <sub>c</sub>	1,50
f <sub>yd</sub>	394285,71 knm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	414,00 Mpa
coef f <sub>cf</sub>	1,05
A <sub>s</sub>	81,43 cm <sup>2</sup>

Esbellez mecánica	7,875
l <sub>0</sub>	2,08
i	0,26
raíz	1,00
k <sub>1</sub>	0,00
k <sub>2</sub>	0,00
giro	-0,0000300 rad
E	32000,00
I	0,03
M	18,00 knm
altura libre	4,16 m

¿Orden de cálculo?	1
Tensión máxima	5.481 MPa
Ned	876.890 kn
Ac	0.160 m <sup>2</sup>
Resistencia	27.333 MPa
f <sub>c</sub>	41.000 MPa
γ <sub>c</sub>	1.500
¿RESISTE?	Si resiste



Figura 53. Colapso de la columna I10 por la fuerte flexión recibida. [18]

En la siguiente figura se pueden comprobar los distintos niveles entre la losa de la piscina con respecto a la primera planta, lo que provocó la torsión de la viga perimetral (drop beam) y la consiguiente flexión de las columnas de dicho pórtico, colapsando primeramente la I10.

This cross section shows how a drop beam was joined to the pool deck and the first floor.

According to construction plans, the first floor was connected to the drop beam with L-shaped rebar.

Some drawings called for the pool deck to be similarly connected, though a detailed drawing omitted that rebar.

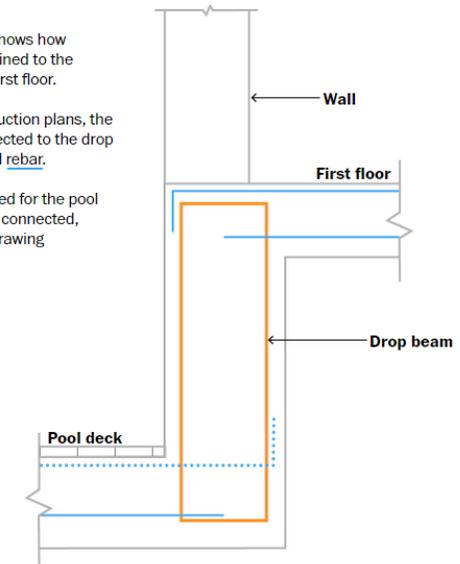
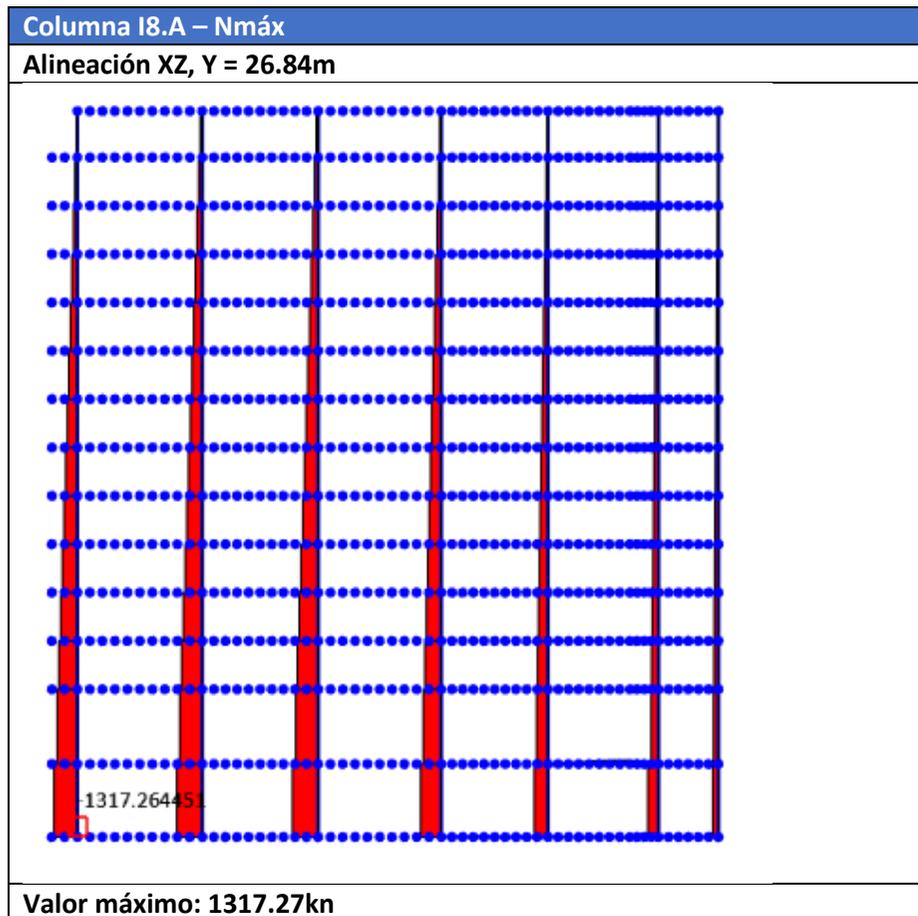


Figura 54. Diferencia de niveles entre el primer piso y la losa de la piscina. [26]

5.5.1.4. Comprobación Columna I8.A

La segunda columna que se comprobará es la I8.A, representada en verde en la Figura 46, más al norte que la que colapsa (rojo). Se podrá observar que es la columna que más carga recibe tras el colapso de la I10, al estar también conectada con parte del forjado que se vería afectado en un primer lugar. Dicha carga ha aumentado casi un 10% con respecto al modelo original.



Como en los casos anteriores, la comprobación a axil es la siguiente:

Tabla 38. Comprobación axil de la columna I8.A. Elaboración propia.

PILARES EN1992 5.8.3.1	
Esbeltez límite	20.17
A	0.70
B	1.48
C	0.70
raíz(n)	0.52
1+2w	2.19
w	0.60
n	0.27
N <sub>ed</sub>	1317.27 kn
Ac	0.18 m <sup>2</sup>
b <sub>1</sub>	0.60 m
b <sub>2</sub>	0.30 m
f <sub>cd</sub>	27333.33 knm <sup>2</sup>
f <sub>c</sub>	41.00 Mpa
γ <sub>c</sub>	1.50
f <sub>yd</sub>	360000.00 knm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	414.00 Mpa
coef f <sub>cf</sub>	1.15
A <sub>s</sub>	81.43 cm <sup>2</sup>

Esbeltez mecánica	7.868
l <sub>0</sub>	2.08
i	0.26
raíz	1.00
k <sub>1</sub>	0.00
k <sub>2</sub>	0.00
giro	-0.0000300 rad
E	32000.00
I	0.03
M	6.20 knm
altura libre	4.16 m

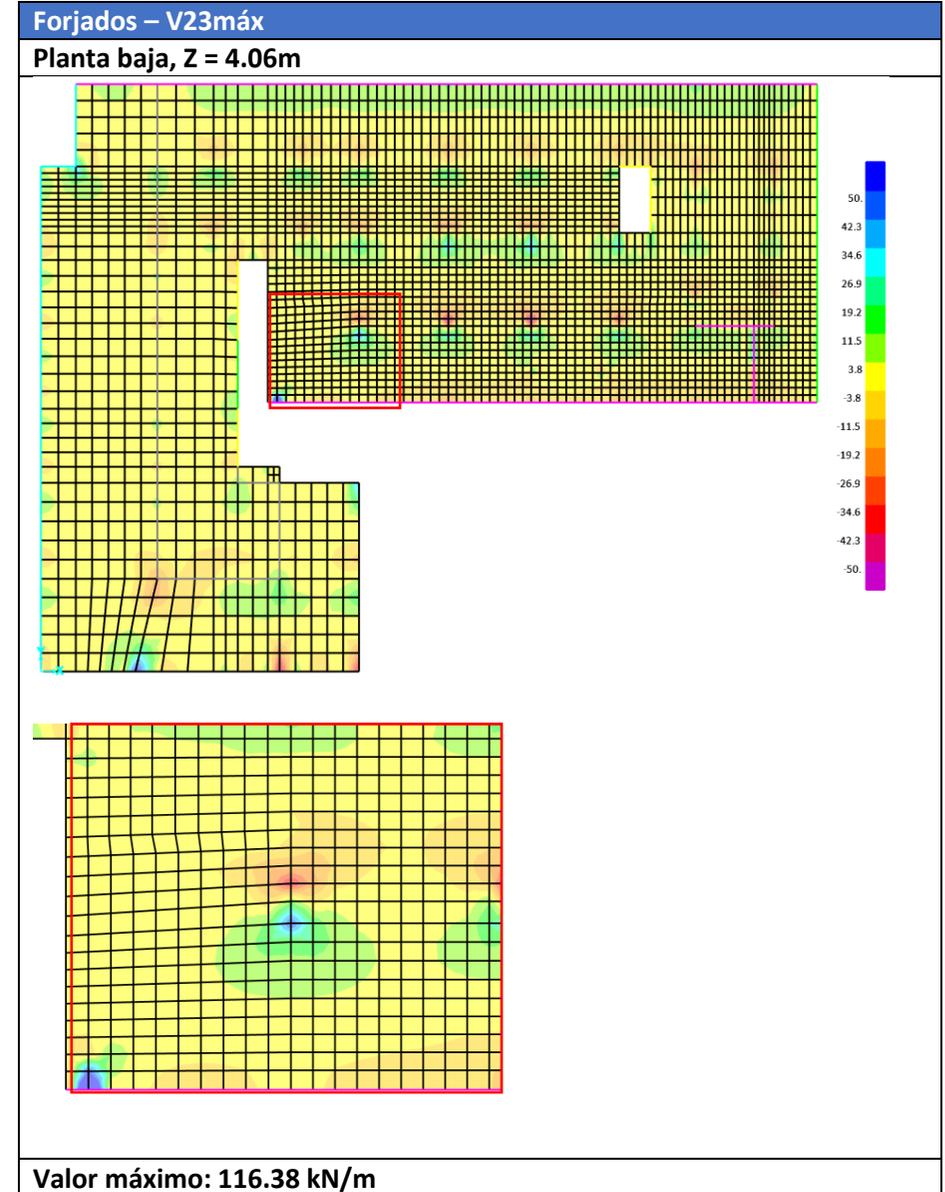
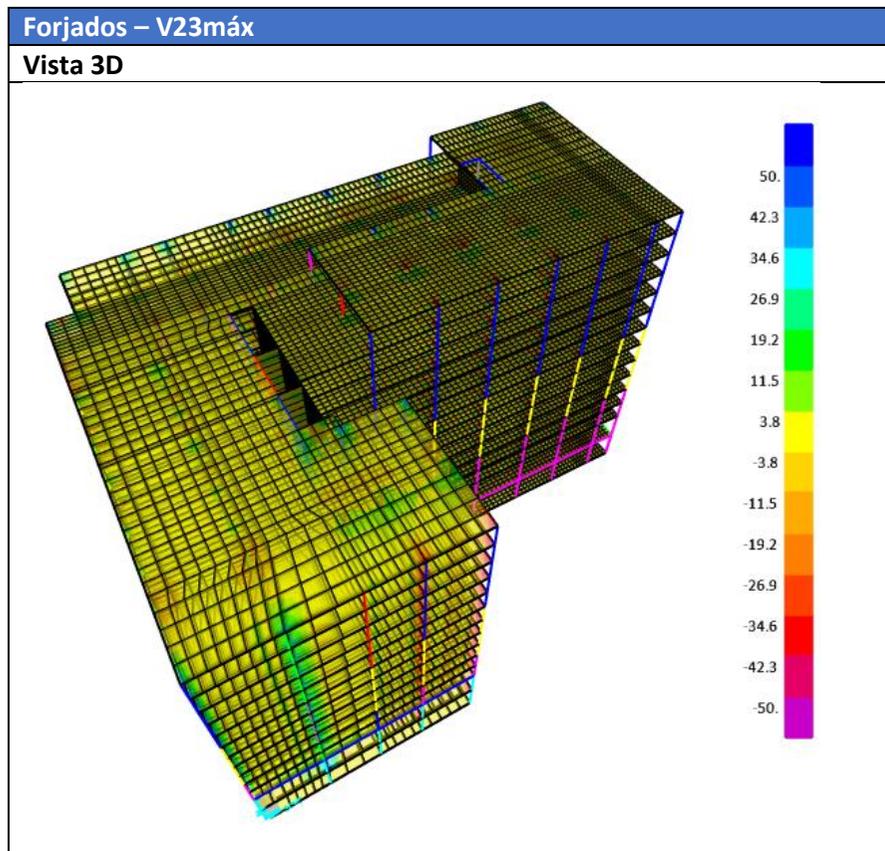
¿Orden de cálculo?	1
Tensión máxima	7.318 MPa
N <sub>ed</sub>	1317.270 kn
Ac	0.180 m <sup>2</sup>
Resistencia	27.333 MPa
f <sub>c</sub>	41.000 MPa
γ <sub>c</sub>	1.500
¿RESISTE?	Si resiste

Se puede comprobar que resiste también la columna I8.A tras el colapso de la I10.

### 5.5.1.5. Comprobación forjado anexo

Finalmente, se comprueba el aumento de los esfuerzos que se producen en el forjado tras el colapso de la columna. Cabe destacar que la unión con el muro a cortante era deficiente por la falta de armadura en su diseño y construcción. Es por ello por lo que se aplica *Edge releases* en dicha zona, liberando un alto porcentaje la transmisión de V23 y M12 de la losa, como se comentó previamente.

En primer lugar, se comprueba a **cortante**.



Siguiendo el mismo procedimiento efectuado en apartados previos para la comprobación a cortante, se obtiene lo siguiente:

FORJADOS EN1992 6.2.2		
<b>Sin armadura de cortante</b>		
Vrd,c	179.59	kn/m
Vrdc min	198.94	kn/m
Crdc	0.12	
k (menor o igual a 2)	2.05	
p1 (menor o igual que 0,02)	0.00	
f <sub>ck</sub>	28.00	MPa
k1	0.15	
σ <sub>cp</sub>	3.73	MPa
b <sub>w</sub>	1.00	m
d	0.18	m
V <sub>min</sub>	0.55	
200/d	1.11	
γ <sub>c</sub>	1.50	
armadura de tracción (Asl)	0.00265	cm <sup>2</sup>
V <sub>ed</sub>	116.38	kn
Resistencia máxima	198.94	kn
Cortante máximo, ¿cumple?	Cumple	

Se puede observar que cumple, aun habiéndose aumentado significativamente el cortante.

En segundo lugar, se comprueba también a **punzonamiento** la planta baja, de forma análoga al apartado anterior centrándose en las columnas I8A y K10.

Los esfuerzos considerados son los siguientes:

- I8A: -81.45 kN, siendo ligeramente algo menor que en el caso original (-89.90 kN)
- K10: -35.26 kN, siendo casi un 25% mayor que en el caso original (-25.64 kN)

Por otro lado, el resto de los parámetros se mantienen con respecto al apartado anterior de punzonamiento, obteniéndose:

Columna I8A:

PUNZONAMIENTO 6.4.5 (117/300)		
Con armadura de punzonamiento		
Vrdcs	0.58	MPa
Vrdc	0.63	MPa
k	2.00	
γ <sub>c</sub>	1.50	
f <sub>ck</sub>	28.00	MPa
p	0.00641	
d	0.20	m
sr	0.15	m
Asw	9.60	cm <sup>2</sup> /m
f <sub>ywd,ef</sub>	250.05	Mpa
u1	4.11	m
Ved	-81.45	kN
ved	-0.11	MPa
β	1.15	
¿Cumple?	Cumple	

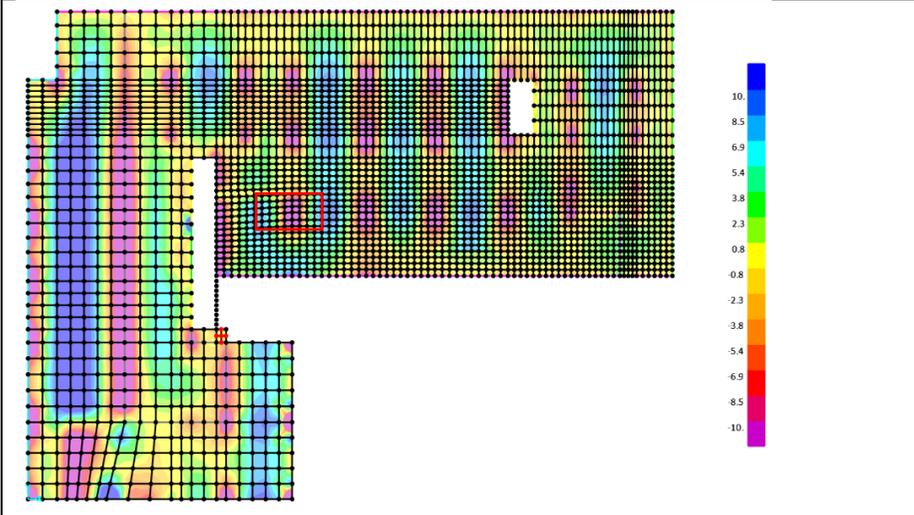
Columna K10:

PUNZONAMIENTO 6.4.4 (117/300)		
Sin armadura de punzonamiento		
Vrmin	0.52	Mpa
ved	-0.07	MPa
u2	2.46	m
d	0.20	m
k	2.00	
γ <sub>c</sub>	1.50	
f <sub>ck</sub>	28.00	MPa
Ved	-35.26	kN
L	1.20	m
px	0.0052	
n <sup>o</sup> x	4	
Lx	120	cm
py	0.0079	
n <sup>o</sup> y	4	
Ly	80	cm
p	0.0064	
Vrdc	0.628	Mpa
¿Cumple?	Cumple	

Finalmente, se comprueban los **momentos** en dicho forjado, tanto las componentes M11, M22 y M12.

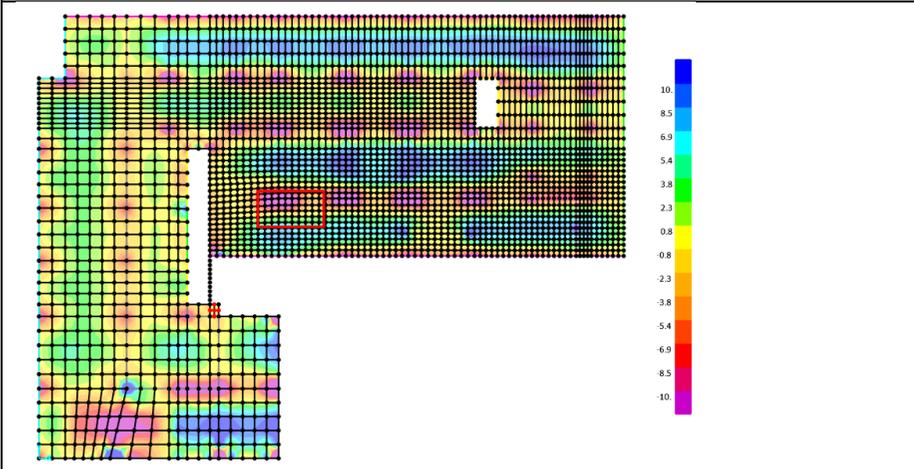
FORJADO	SC_din
Momento M11 (kNm/m)	-114.92
Momento M22 (kNm/m)	-58.45
Momento M12 (kNm/m)	14.47

**Forjados – M11máx**  
**Planta baja, Z = 4.06m**

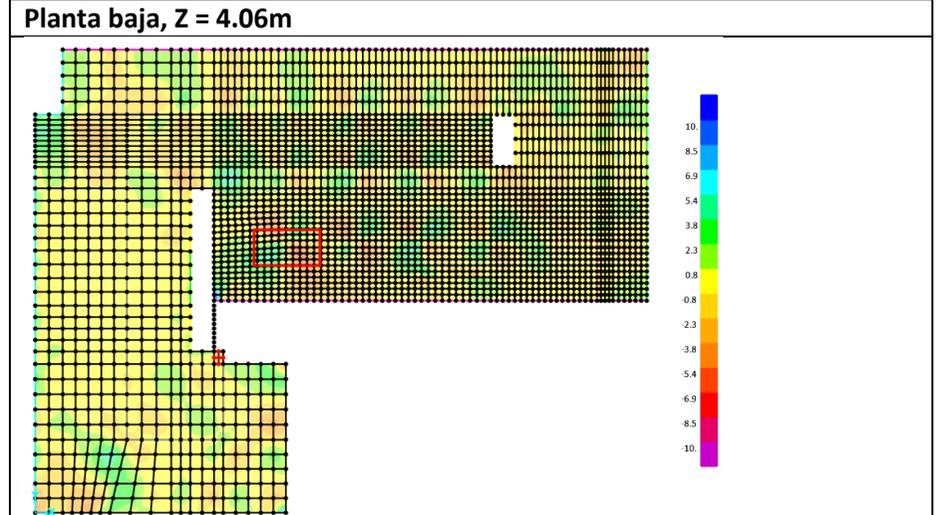


Valor máximo: -114.92 kNm/m

**Forjados – M22máx**  
**Planta baja, Z = 4.06m**



**Valor máximo: -58.45 kNm/m**  
**Forjados – M12máx**  
**Planta baja, Z = 4.06m**



Valor máximo: 14.47 kNm/m

Realizando la comprobación con el modelo de tres capas, tal y como se ha procedido en el apartado anterior:

FORJADOS/PLACAS EN1992		
Tensiones de membrana (superior)		
z	0.16	m
t	0.038	m
d	0.18	
$\sigma_{edx}$	-18.67	Mpa
medx	-114.92	knm/m
$\sigma_{edy}$	-9.49	Mpa
medy	-58.45	knm/m
$\tau_{edxy}$	-0.23	Mpa
$m_{edxy}$	-1.43	knm/m
$\sigma_{c2d}$	18.67	
Radicando	21.09	
$f_{2cd}$	38.49	
$f_{cd}$	18.87	Mpa
$\alpha$	1.00	
Momento máximo, ¿cumple?	Cumple	

Se puede comprobar que cumple para los mencionados esfuerzos.

### 5.5.2. Aplicando coeficiente amplificación dinámica

En el presente apartado, se efectuarán de nuevo las comprobaciones en cada uno de los elementos del apartado anterior que hayan resistido sin aplicar el coeficiente de amplificación dinámica, omitiendo las comprobaciones de aquellos elementos que colapsen.

Como se ha comentado previamente, el coeficiente de amplificación dinámica que se aplicará a las cargas existentes del modelo está indicado cómo evaluarlo en la UFC 4-023-03.

Simplificadamente, se toma "2" como valor aproximado al haberse observado en investigaciones sobre robustez que es un valor que está al lado de la seguridad [27].

Tabla 39. Factores de amplificación según el caso "Deformation controlled" o "Force-controlled". Fuente: [8]

Table 3-4. Load Increase Factors for Linear Static Analysis

Material	Structure Type	$\Omega_{LD}$ , Deformation- controlled	$\Omega_{LF}$ , Force- controlled
Steel	Framed	$0.9 m_{LIF} + 1.1$	2.0
Reinforced Concrete	Framed <sup>A</sup>	$1.2 m_{LIF} + 0.80$	2.0
	Load-bearing Wall	$2.0 m_{LIF}$	2.0
Masonry	Load-bearing Wall	$2.0 m_{LIF}$	2.0
Wood	Load-bearing Wall	$2.0 m_{LIF}$	2.0
Cold-formed Steel	Load-bearing Wall	$2.0 m_{LIF}$	2.0

<sup>A</sup> Note that, per ASCE 41, reinforced concrete beam-column joints are treated as force-controlled; however, the hinges that form in the beam near the column are deformation-controlled and the appropriate m-factor from Chapter 4 of this UFC shall be applied to the calculation of the deformation-controlled load increase factor  $\Omega_{LD}$

Por otro lado, se muestran las áreas a las que se le debe de aplicar dicho factor de amplificación dinámica según la normativa además de las áreas en cada uno de los forjados a las que se aplicarán en el caso presente.

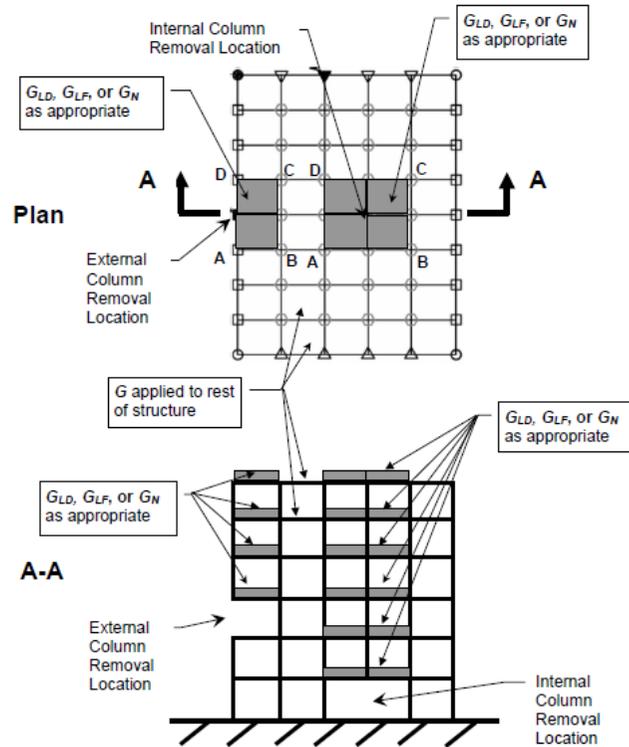


Figura 55. Áreas a las que se debe aplicar el coeficiente de amplificación cuando se analiza el modelo sin una columna [8].

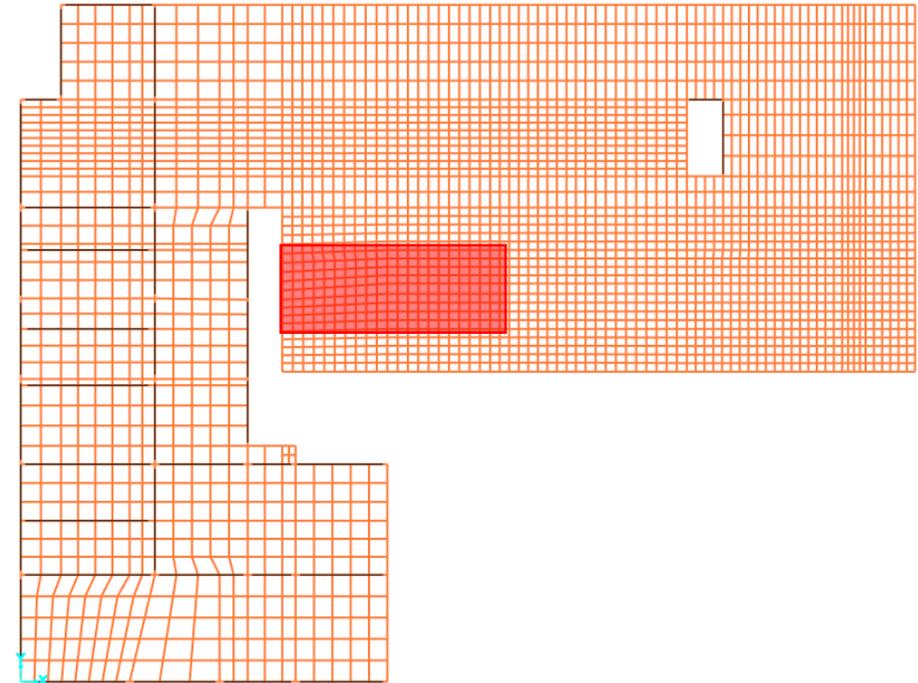


Figura 56. Área sombreada a la que se aplicará la mayorización de las cargas gravitacionales, en cada uno de los forjados. Elaboración propia.

Para ello, se ha creado una combinación de carga adicional en el programa, teniendo en cuenta cada una de las cargas previamente definidas (planta baja y forjado típico) pero aplicadas con el coeficiente mayorador descrito.

Los desplazamientos y los esfuerzos originados después de cargar dicha área en cada uno de los forjados se muestran a continuación.

### 5.5.2.1. Desplazamientos

Recogiendo los principales desplazamientos de los elementos analizados previamente, se obtiene:

Tabla 40. Valores de los máximos desplazamientos de los principales elementos.

Elemento	U3 (SC_din)
Viga VGP2	7.5mm
Forjado última planta	11.4mm

### 5.5.2.2. Viga VGP2

Tal y como se ha podido comprobar en el apartado en el que no se ha aplicado el coeficiente de amplificación, dicha viga no cumple. Como resultado, es de esperar que siga sin cumplir cuando se aplica dicho coeficiente mayorador. Por lo tanto, como en estos apartados el objetivo es comprobar que hay ciertos elementos que colapsan tras fallar la columna I10, se puede afirmar que dicha viga VGP2 seguiría colapsando, omitiendo su comprobación.

### 5.5.2.3. Columna K10.

El axil de compresión en la columna K10 asciende a 1407.45 kN, mostrándose a continuación la comprobación.

PILARES EN1992 5.8.3.1			
Esbetez límite	19.88	Esbetez mecánica	7.875
A	0.70	$l_0$	2.08
B	1.57	$i$	0.26
C	0.70	raíz	1.00
raíz(n)	0.60	$k_1$	0.00
1+2w	2.47	$k_2$	0.00
w	0.73	giro	-0.0000300 rad
$r_m$	1.24	E	32000.00
M01	47.00 knm	I	0.03
M02	38.00 knm	M	18.00 knm
n	0.36	altura libre	4.16 m
$N_{ed}$	1573.50 kn	¿Orden de cálculo?	1
Ac	0.16 m <sup>2</sup>	Tensión máxima	9.834 MPa
$b_1$	0.40 m	$N_{ed}$	1573.500 kn
$b_2$	0.40 m	Ac	0.160 m <sup>2</sup>
$f_{cd}$	27333.33 knm <sup>2</sup>	Resistencia	27.333 MPa
$f_c$	41.00 Mpa	$f_c$	41.000 MPa
$\gamma_c$	1.50	$\gamma_c$	1.500
$f_{yd}$	394285.71 knm <sup>2</sup>	¿RESISTE?	Si resiste
$f_y$	414.00 Mpa		
coef $f_{cf}$	1.05		
$A_s$	81.43 cm <sup>2</sup>		

Según se puede observar en los resultados, el orden de cálculo sigue siendo uno y no se produciría pandeo teóricamente. Sin embargo, dicha comprobación simplificada no estaría teniendo en cuenta el esfuerzo flector sobre la columna que provocó el colapso de la losa de la piscina. Además, con el colapso de dicha losa, la columna dejó de estar arriostrada en su zona intermedia significando el doble de altura libre que, añadida al efecto de flexión fuera del plano que ejerció la losa sobre la columna [26], terminó provocando el pandeo y, posteriormente, su colapso junto al resto de columnas centrales de la propia alineación.

#### 5.5.2.4. Columna 18.A.

En la mencionada columna el axil de compresión asciende a 1937.22 kN, comprobándose que cumple.

PILARES EN1992 5.8.3.1		Esbeltéz mecánica	
Esbeltéz límite	19.79	7.875	
A	0.70	$l_0$	2.08
B	1.52	$i$	0.26
C	0.70	raíz	1.00
raíz(n)	0.57	$k_1$	0.00
1+2w	2.31	$k_2$	0.00
w	0.65	giro	-0.0000300 rad
$r_m$	1.09	E	32000.00
M01	8.24 knm	I	0.03
M02	7.55 knm	M	18.00 knm
n	0.32	altura libre	4.16 m
$N_{ed}$	1573.50 kn	¿Orden de cálculo?	1
Ac	0.18 m <sup>2</sup>	Tensión máxima	8.742 MPa
$b_1$	0.60 m	$N_{ed}$	1573.500 kn
$b_2$	0.30 m	Ac	0.180 m <sup>2</sup>
$f_{cd}$	27333.33 knm <sup>2</sup>	Resistencia	27.333 MPa
$f_c$	41.00 Mpa	$f_c$	41.000 MPa
$\gamma_c$	1.50	$\gamma_c$	1.500
$f_{yd}$	394285.71 knm <sup>2</sup>	¿RESISTE?	Sí resiste
$f_y$	414.00 Mpa		
coef $f_{ct}$	1.05		
$A_s$	81.43 cm <sup>2</sup>		

En el caso presente sí que se podría afirmar que dicha columna no colapsaría por efectos de segundo orden como lo hacía la K10, sino por el sucesivo colapso de los forjados que tiene en las plantas superiores.

#### 5.5.2.5. Forjados

En cuanto a los forjados, la flecha máxima y sus principales esfuerzos se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 41. Tabla comparativa entre el modelo "sin columna" y "sin columna, efecto dinámico".  
Elaboración propia.

FORJADO	SC_din
Flecha (mm)	11.4
Cortante máx (kN)	234.02
Momento M11 (kNm/m)	-206.97
Momento M22 (kNm/m)	-87.27
Momento M12 (kNm/m)	27.85

Antes de proceder con los cálculos, conviene aclarar que se procede a minorar la cantidad de armado de los propios forjados por causa de la corrosión. Dicha reducción viene justificada por el artículo [23], donde se afirma que dicha cantidad pudo verse disminuida hasta un 90%. Para el caso presente, se ha considerado una disminución del 60% para las siguientes comprobaciones.

A continuación, realizando de nuevo la comprobación a **cortante** se puede observar que el forjado deja de cumplir.

Tabla 42. Comprobación a cortante del forjado. Elaboración propia.

FORJADOS EN 1992 6.2.2		
Sin armadura de cortante		
Vrd,c	179.59	kn/m
Vrdc min	198.94	kn/m
Crdc	0.12	
k (menor o igual a 2)	2.05	
p1 (menor o igual que 0,02)	0.00	
f <sub>ck</sub>	28.00	MPa
k1	0.15	
σ <sub>cp</sub>	3.73	MPa
b <sub>w</sub>	1.00	m
d	0.18	m
V <sub>min</sub>	0.55	
200/d	1.11	
γ <sub>c</sub>	1.50	
armadura de tracción (Asl)	0.00265	cm <sup>2</sup>
V <sub>ed</sub>	234.00	kn
Resistencia máxima	198.94	kn
Cortante máximo, ¿cumple?	No cumple	

En segundo lugar, en cuanto al **punzonamiento**, se obtienen de nuevo los esfuerzos sobre las columnas citadas previamente.

- I8A: 173.83 kN
- K10: 52.7 kN

Columna I8A:

PUNZONAMIENTO 6.4.5 (117/300)		
Con armadura de punzonamiento		
Vrdcs	0.23	MPa
Vrdc	0.46	MPa
k	2.00	
γ <sub>c</sub>	1.50	
f <sub>ck</sub>	28.00	MPa
p	0.00257	
d	0.20	m
sr	0.15	m
Asw	3.84	cm <sup>2</sup> /m
fywd,ef	250.05	Mpa
u1	4.11	m
Ved	173.00	kN
ved	0.24	MPa
β	1.15	
¿Cumple?	No cumple	
Reducción armado	60	%

Columna K10:

PUNZONAMIENTO 6.4.4 (117/300)		
Sin armadura de punzonamiento		
Vrmin	0.52	Mpa
ved	-0.11	MPa
u2	2.46	m
d	0.20	m
k	2.00	
γ <sub>c</sub>	1.50	
f <sub>ck</sub>	28.00	MPa
Ved	-52.70	kN
L	1.20	m
px	0.0052	
n <sup>o</sup> x	4	
Lx	120	cm
py	0.0079	
n <sup>o</sup> y	4	
Ly	80	cm
p	0.0064	
Vrdc	0.628	Mpa
¿Cumple?	Cumple	

Por un lado, se puede observar que la resistencia al punzonamiento del forjado alrededor de la columna I8.A no cumple y, por otro lado, alrededor de la columna K10 sí que cumple la comprobación.

En tercer lugar, en cuanto a los **momentos** originados en los forjados, se puede observar que, generalmente se obtienen los máximos momentos en las proximidades de la columna que está una alineación más al norte de la que colapsó (I8.a), por tratarse de una columna interior.

Además, se ha tenido en cuenta en los cálculos el deficiente estado del forjado (correspondiéndose con el techo del garaje) por causa de la corrosión de las armaduras, entre otros aspectos. Por consiguiente, como se comprobará a continuación, con minorar solamente un 10% la resistencia y otro 10% el canto útil (debido a la pérdida de material por la corrosión), se confirma que

tampoco cumple. Dichos valores de minoración de la resistencia y del canto útil (hasta un 9.0%) también están justificados por el informe anteriormente mencionado que se recoge en el artículo en el que se están basando muchos de los resultados para este trabajo fin de máster [23].

Se procede de forma similar a la comprobación de los esfuerzos de membrana de los forjados en el apartado 5.4.4, obteniéndose como resultado que no cumplen.

Tabla 43. Resumen de los momentos del forjado de la planta baja. Elaboración propia

FORJADO	SC_din
Momento M11 (kNm/m)	-206.97
Momento M22 (kNm/m)	-87.27
Momento M12 (kNm/m)	27.85

Tabla 44. Comprobación de los esfuerzos de membrana en el forjado. Elaboración propia.

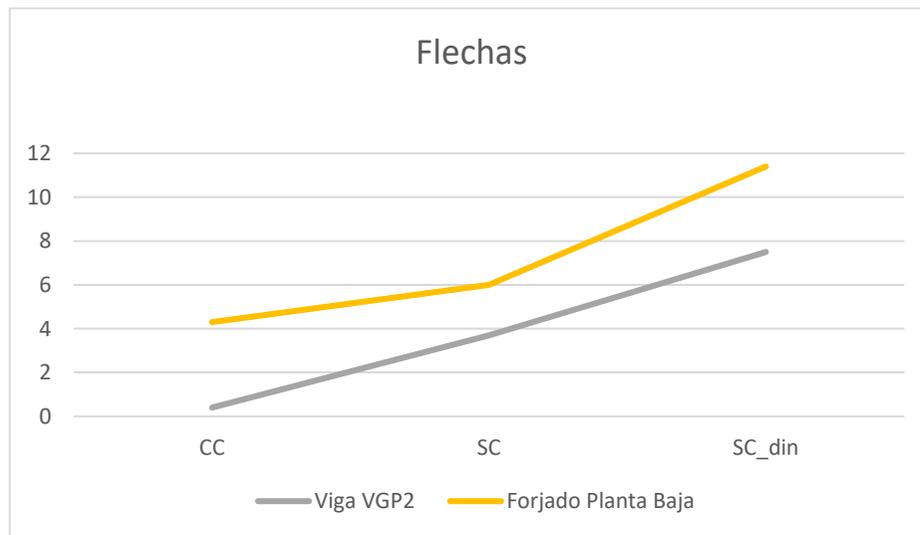
FORJADOS/PLACAS EN1992	
Tensiones de membrana (superior)	
Z	0.15 m
t	0.038 m
d	0.162
$\sigma_{edx}$	-37.18 Mpa
medx	-206.00 knm/m
$\sigma_{edy}$	-10.47 Mpa
medy	-58.00 knm/m
$\tau_{edxy}$	2.61 Mpa
$m_{edxy}$	14.47 knm/m
$\sigma_{c2d}$	37.43
Radicado	185.22
$f_{2cd}$	34.65
$f_{cd}$	16.98 Mpa
$\alpha$	1.00
Momento máximo, ¿cumple?	No cumple
Reducción resistencia	10 %
Reducción canto	10 %

## 5.6. Discusión y valoración de resultados

Una vez que se han obtenido los esfuerzos y las comprobaciones de los mismos, se opta por representar dichos valores en gráficas y realizar una valoración al respecto, para cada uno de los casos estudiados:

- Con columna (CC)
- Sin columna (SC)
- Sin columna teniendo en cuenta los efectos dinámicos (SC\_din)

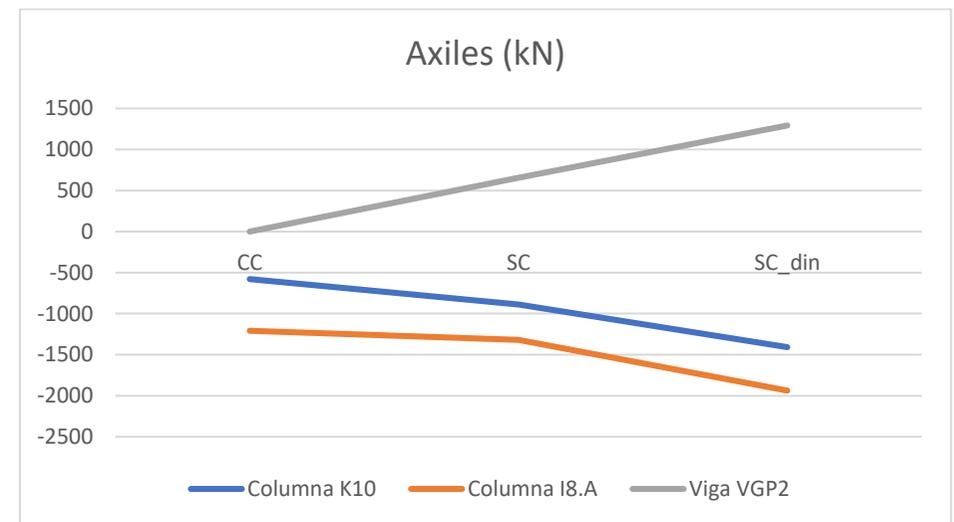
En primer lugar, para el caso de las flechas, se puede observar que los elementos del pórtico XZ, Y = 20.90m (pórtico donde se produjo primeramente el colapso), presentan un mayor aumento de las flechas en los casos que ya ha colapsado la columna. Véase la *Gráfica 1*.



Gráfica 1. Valores de las flechas para los distintos casos estudiados. Elaboración propia.

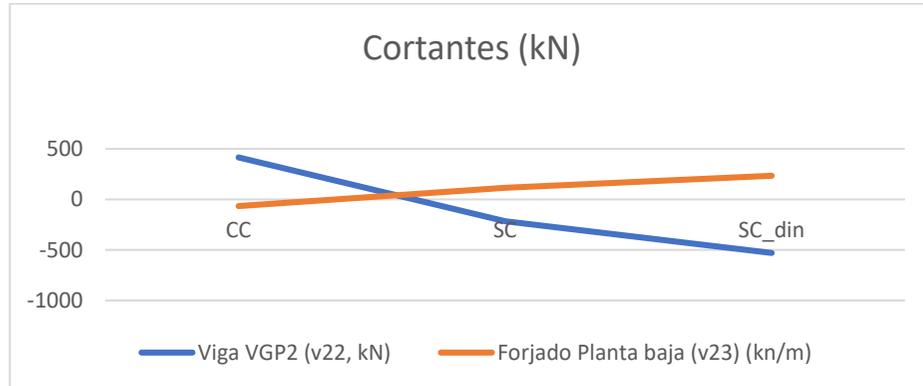
En segundo lugar, en cuanto a los axiles, se puede apreciar que las compresiones aumentan en las columnas cuando la columna I10 colapsa, lo cual tiene sentido porque estas otras dos recibirán los esfuerzos que ya no recoge la I10. Por otro lado, la viga perimetral VGP2 entra en tracción cuando la columna colapsa.

En referencia a la capacidad de carga de las columnas, se ha podido comprobar que estas no colapsan si solo se analizan con cálculo de primer orden. Sin embargo, se observó que la forma en la que colapsó la losa de la piscina provocó que la columna K10 ya no estuviera arriostrada, entrando a pandeo y colapsando. Además, con respecto a la viga, se analizó que el axil de tracción empezó a ser considerable debiéndose comprobar la interacción con el momento. Véase la *Gráfica 2*.



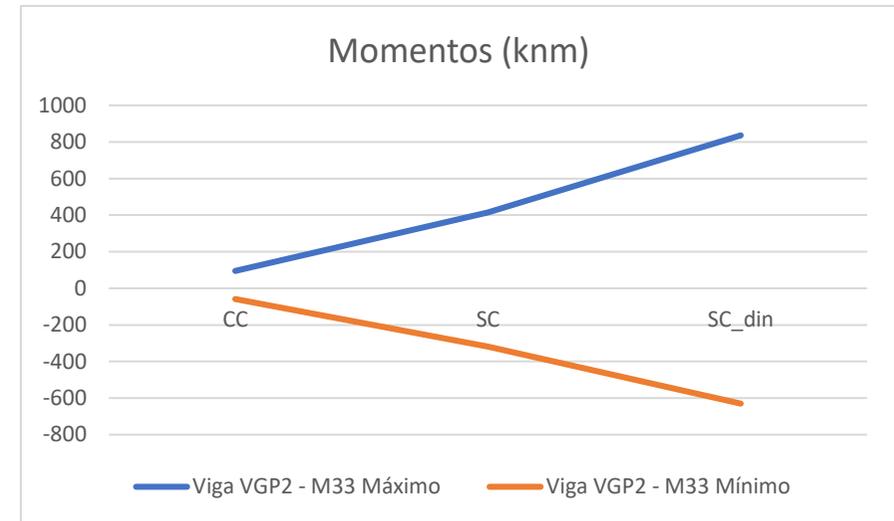
Gráfica 2. Valores de los axiles para los distintos casos estudiados. Elaboración propia.

Seguidamente, atendiendo a los cortantes de la VGP2 y del forjado de la planta baja, se observa el aumento de los mismos con la remoción de la columna I10. Para el caso de los forjados, a estos se les aplicó el coeficiente dinámico para aproximar mejor su comportamiento conforme a la realidad, colapsando finalmente. Véase la *Grafica 3*.

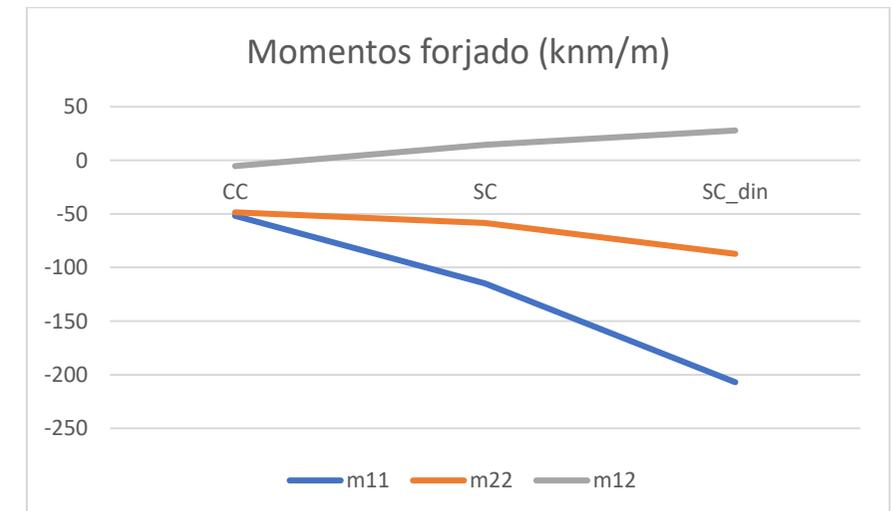


Gráfica 3. Valores de los cortantes para los distintos casos estudiados. Elaboración propia.

Finalmente, los momentos también se ven aumentados a medida que el caso de carga es más desfavorable (Véanse las *Gráficas 4 y 5*). Asimismo, se puede observar en el efecto torsor de la viga (véase en las *Tabla 45*), cuyo valor no recoge toda la torsión en el modelo que le proviene del colapso de la losa del patio. Los valores representados son los siguientes.



Gráfica 4. Valores de los momentos para los distintos casos estudiados. Elaboración propia.



Gráfica 5. Valores de los momentos para los distintos casos estudiados. Elaboración propia.

Paralelamente, también se muestran dichos valores en formato tabla:

Tabla 45. Valores de los desplazamientos/flechas, axiles, cortantes y momentos de los principales elementos en cada uno de los modelos. Elaboración propia.

Flechas (mm)			
Elemento	CC	SC	SC_din
Viga VGP2	0.4	3.7	7.5
Forjado última planta	4.3	6	11.4

Axiles (kN)			
Elemento	CC	SC	SC_din
Columna K10	-578.79	-876.89	-1407.79
Columna I8.A	-1208.39	-1317.45	-1937.22
Viga VGP2 (tracción)	0	655.58	1292.64

Cortantes			
Elemento	CC	SC	SC_din
Viga VGP2 (v22, kN)	415.37	-217.36	-530.04
Forjado P1/Col8.A (v23) (kn/m)	-57.68	52.55	112.15
Forjado P1/ColK10 (v23) (kn/m)	-16.54	-22.75	-34

Momentos			
Elemento:	CC	SC	SC_din
Viga VGP2 - M33 Máximo	94.9	414.36	835.99
Viga VGP2 - M33 Mínimo	-58.57	-319.18	-630.34
Viga VGP2 - Torsión	0.4	-5.22	-8.39
Forjado planta baja:	CC	SC	SC_din
m11	-51.76	-114.92	-206.97
m22	-48.51	-58.45	-87.27
m12	-5.39	14	27.85

## 6. DISEÑO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE REFUERZO

### 6.1. Introducción

Llegados al presente apartado, después de haber analizado el edificio en el estado inicial: donde se han mantenido todos los elementos estructurales y se han mantenido las propiedades mecánicas de los mismos; y en el estado de colapso: donde se ha retirado la columna I10 y se han tenido en cuenta los escenarios de “sin amplificación dinámica” y “con amplificación dinámica”, se procede a realizar un estudio de alternativas de refuerzo estructural consistiendo, en primera instancia, en el diseño de una viga continua perimetral de refuerzo en la planta superior.

Antes de proceder a desarrollar cada una de las alternativas analizadas y comprobar su satisfactoriedad, conviene realizar una serie de aclaraciones con respecto al diseño del presente edificio:

*Diseño en planta del penthouse.* A lo largo del documento y con la realización de los planos, se ha podido observar que el penthouse (nivel 13) ocupa una menor superficie que el resto de los forjados del edificio. Además, dicha superficie no alcanza al muro de cortante en su límite orientado más en el oeste.

Las consecuencias de ello es que, si se dispusiera de un refuerzo solamente en la planta del penthouse, el comentado refuerzo no cubriría el vano que deja libre tras el colapso de la columna I10, ya que esta coincide justo en el vértice inferior izquierdo (véase la marca roja en la Figura 53). Como resultado, es probable que la solución de solamente disponer una viga de refuerzo perimetral específicamente en este nivel superior pudiera no resultar satisfactoria para evitar el colapso.

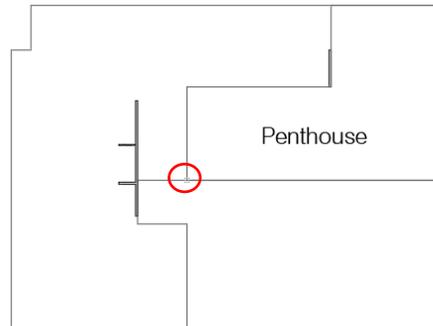


Figura 57. Esquema donde se muestra la superficie ocupada del penthouse. Elaboración propia

**Sistema estructural existente.** Se ha comentado en previos apartados que, a partir de la tercera planta, los forjados están directamente conectados en las columnas de cada una de las plantas sucesivas, prescindiendo de un entramado de vigas. Consecuentemente, la solución a disponer no puede consistir en el refuerzo o aumento del canto de las vigas perimetrales existentes en cubierta como solución para evitar el colapso sino que consistirá en la disposición de una nueva viga continua perimetral de refuerzo que una las cabezas de las columnas inferiores, principalmente.

**Diseño en planta de los forjados de los niveles 1-12.** Como se puede observar en la figura 53, a la derecha del muro de cortante mayor no se completa la “L” sino que existe un pequeño hueco siendo necesaria una nueva viga que cubra esa parte del perímetro con el fin de conectarse directamente al tramo horizontal de la “L”. Véase la siguiente figura como aclaración, representando esa necesaria nueva viga en azul.

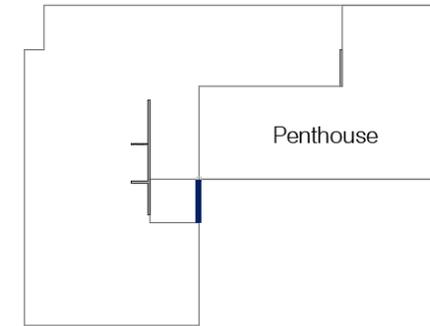


Figura 58. Aclaración de la localización de la nueva viga para conectar el tramo inferior de la L con el tramo horizontal.

**Disposición existente de las columnas a cada lado del muro de cortante (I+C).** En anteriores apartados también se ha comentado la irregularidad y no alineación que existe entre las distintas alineaciones de las vigas y las columnas entre algunos forjados. Concretamente, esta disposición afecta en que el diseño en planta de la nueva viga perimetral de refuerzo no quedaría totalmente alineado, como se muestra en la Figura 53.

Cabe mencionar que la distancia entre las columnas más próximas a ambos lados del muro de cortante supera los 17 metros, siendo esta excesiva como para instalar una viga continua. Consecuentemente, se propone, en algunas de las configuraciones, instalar columnas intermedias al lado del muro de cortante (ya sea a un lado solo o a ambos lados) desde cubierta hasta cimentación.

**Posible conexión viga de refuerzo – muro de cortante.** Como se puede observar también en la figura 53, en las alternativas donde se propongan todas las vigas perimetrales de refuerzo en la planta 12, estas intersectarían el muro de cortante. Una primera opción podría ser conectar dichas vigas al muro de cortante, a cada uno de los lados. Sin embargo, como ya se ha explicado también anteriormente, dicho muro de cortante presentaba deficiencias en

cuanto arriostramiento lateral, por lo que no se debería añadirle nuevas cargas y sería conveniente valorar distintas alternativas de soporte de las vigas. Se comprobarán en el siguiente apartado ambos casos.

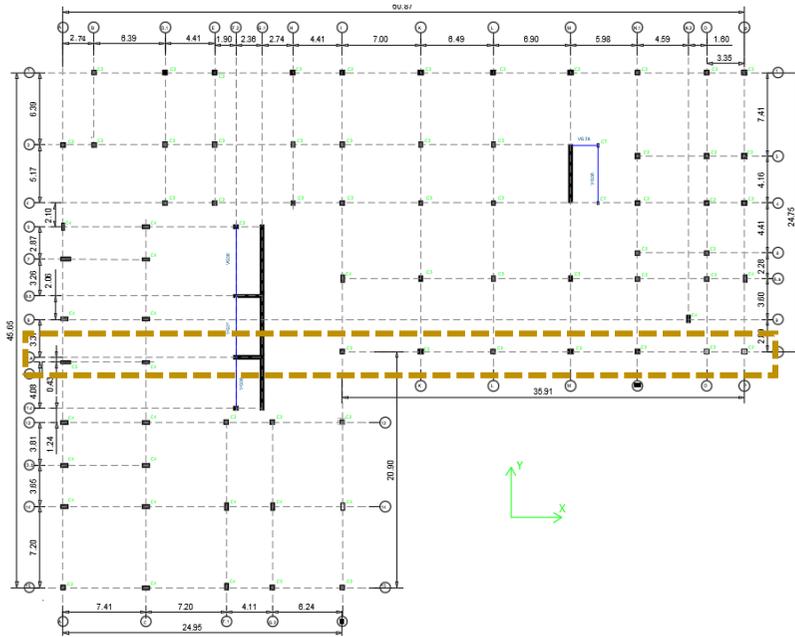


Figura 59. Planta 12 donde se muestra la falta de alineación entre las columnas. Elaboración propia.

En cuanto al alcance de este Trabajo Fin de Máster, solamente se va a analizar el escenario de fallo que se produjo en la realidad, y no otros escenarios de fallo de columnas que recoge la UFC, por los siguientes motivos:

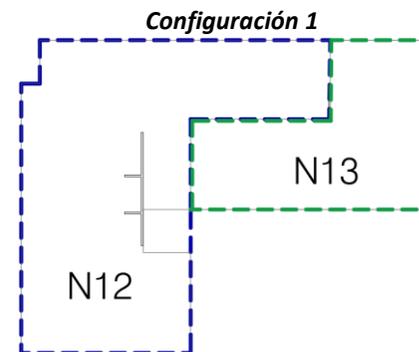
- La zona donde se produjo el escenario era la que más probabilidades tenía al coincidir con el área más debilitada de la losa de la piscina (la cual colapsó primeramente).
- Proximidad con la viga perimetral existente VGP2, dimensionada con un escaso margen con respecto a su límite de capacidad.

- Falta de armadura en la conexión entre la citada viga y el propio muro de cortante, pudiendo afirmar que una de las primeras columnas que fallaría sería la estudiada columna I10.
- Acotar el caso de estudio

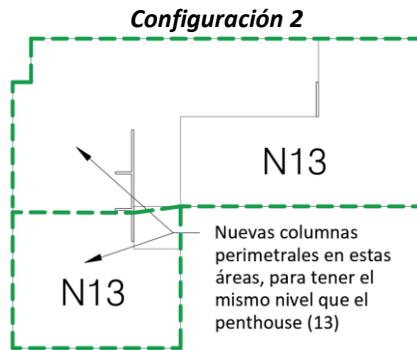
## 6.2. Estudio de configuraciones

A continuación, se desarrollan cada una de las configuraciones que se han valorado y analizado con el fin de poder confirmar si evitan o no el colapso estudiado. Además, cabe señalar que se han empezado en un primer instante con las que son menos intrusivas hasta llegar al diseño con el que el edificio no colapse tras el fallo de la columna I10. En la mayoría de las configuraciones la viga de refuerzo en cubierta estaría conectada con las cabezas de las columnas de la planta inferior. El número de planta (N"X") se corresponde con el de las columnas a las que son conectadas la nueva viga de refuerzo.

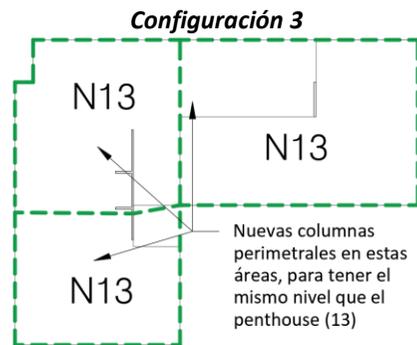
El elemento más restrictivo que se comprobará en cada configuración para determinar primeramente si es satisfactoria o no será la viga existente VGP2, empleando el modelo con amplificación dinámica, siendo la situación más desfavorable. Además, se emplean las cargas que existían en el momento del colapso para demostrar que se habría evitado el colapso que se produjo.



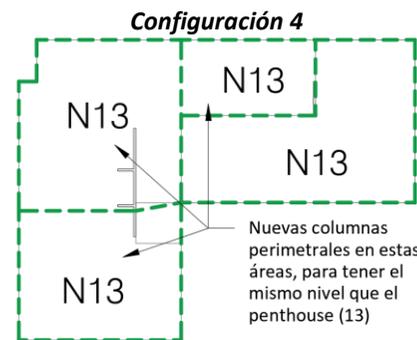
Esta tipología consiste en disponer una viga perimetral de hormigón de 2m en todo el contorno del forjado superior del penthouse (verde) y en el forjado superior de la planta 12 donde no se encuentra el penthouse (azul). Se puede observar que dicha disposición no cubre el vano donde la columna colapsa, por lo que no se obtienen resultados satisfactorios.



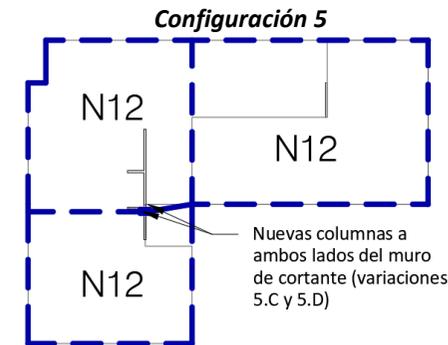
A partir de esta configuración, cuando se propone el refuerzo en la planta 13 fuera del penthouse, es mediante nuevas columnas de hormigón sobre las ya existentes, con el fin de que las nuevas vigas perimetrales de hormigón de 2m se instalen en el mismo nivel que el penthouse. Se puede observar que dicha configuración ya cruza el vano que queda libre tras el colapso de la columna. No se obtienen resultados adecuados



3.A. Se emplea una configuración parecida a la anterior, pero cerrando el otro de los bloques, aunque no siguiendo exactamente todo el perímetro del penthouse. Además, se cambia el material de las nuevas columnas y de las vigas perimetrales, de hormigón a acero (1m canto)  
3.B. Ídem anterior, pero con hormigón. En ninguna de las variaciones se obtienen valores satisfactorios.

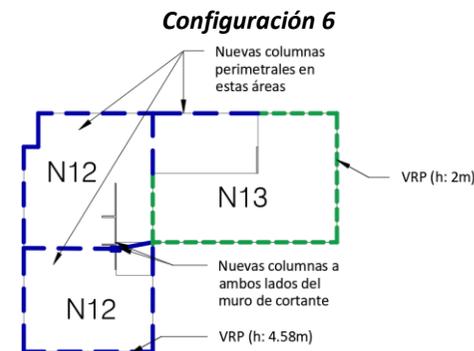


En la presente configuración las vigas perimetrales de refuerzo (2m) cubren exactamente el mismo perímetro que el penthouse y el resto de las características de la alternativa anterior se mantiene. Se comprueba que no hay prácticamente mejoría en los resultados.



5.A. Como se puede observar en esta configuración, ocupa el mismo perímetro que la configuración 3, pero siendo más intrusiva ya que se perdería todo el penthouse debido al canto de 2m de la viga. En las anteriores solo se perdería solamente la planta del penthouse.  
5.B. Ídem anterior pero cambiando el canto a 2.25m.

Con estas dos variaciones se sigue estando lejos de cumplir con los esfuerzos de la viga VGP2  
5.C. Se propone instalar columnas de acero entre cada forjado, al lado del muro de cortante, para que la viga de refuerzo perimetral (2m de canto) se conecte a ellas a cada lado. Se obtienen cambios sustanciales, pero todavía insatisfactorios, ya que habría que reforzar sustancialmente la VGP2.



Se dispone de una viga perimetral de 2m de canto sobre el penthouse y otra de 4.58m sobre la planta 12. Esta, se conectaría en las nuevas columnas de hormigón sobre la planta 12 para concederle arriostramiento lateral a dicha viga de gran canto. Se instalan también columnas metálicas entre cada forjado al lado del muro de cortante. Sin embargo, dicha propuesta añade un peso excesivo en el forjado

A continuación, se muestra una tabla resumen de las principales características de cada una de las configuraciones así como los esfuerzos obtenidos en la VGP2.

Tabla 46. Resumen características principales de las distintas alternativas. Elaboración propia

Configuraciones	Viga refuerzo perimetral (VGRP)			Columnas adicionales sobre planta N12	Columnas metálicas MC
	Material	h (m)	b (m)	Sección	Sección
1	Hormigón	2	0.75	No	No
2	Hormigón	2	0.75	0.4 x 0.4	No
3A	Acero	1	0.3	HEB400	No
3B	Hormigón	2	0.75	0.4 x 0.4	No
4	Acero	2	0.75	HEB400	No
5A	Hormigón	2	0.75	No	No
5B	Hormigón	2.25	1	No	No
5C	Hormigón	2	0.75	No	HE600M
6	Hormigón	4.58 y 2	0.5	HEB400	HE600M

Tabla 47. Esfuerzos principales de la viga perimetral existente VGP2. Elaboración propia

Configuraciones	Esfuerzos viga perimetral existente (VGP2)		
	N (kN, tracción)	V (kN)	M (kNm)
1	1022	340	528
2	1287	280.5	675
3A	1127	238	584
3B	848	172	453
4	1229	265	643
5A	794	157	424
5B	758	148	402
5C	585	-196	365
6	423	-123	239

En vista de los resultados desfavorables que se han obtenido en cada una de las configuraciones, se puede observar lo siguiente:

- Dado que la viga VGP2 estaba diseñada prácticamente en su límite de capacidad, era de esperar que al retirar la columna I10 presentara un aumento considerable de esfuerzos, sin que estos pudieran ser debidamente resistidos. Por ello, se considera que la primera actuación que se debería realizar en este edificio es mejorar la resistencia de dicha viga. Véase la Figura 56, donde se muestra su falta de capacidad de resistencia ante los nuevos esfuerzos.

Posteriormente, en el apartado 6.4.2.1 se calcula cuánto hay que reforzar esta viga para que cumpla.

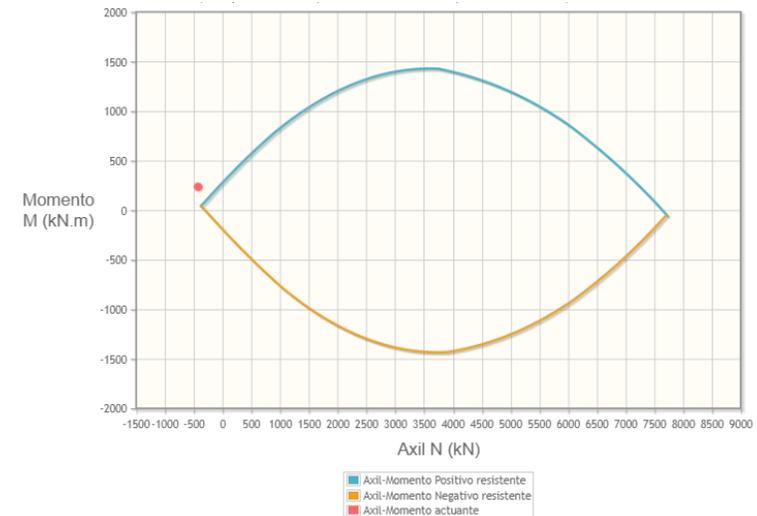


Figura 6. Diagrama M+N de la VGP2 sin refuerzo para la menor sollicitación obtenida (configuración 6)

- La configuración n°6 es la que menor esfuerzo origina en la VGP2, pero presenta el problema del peso excesivo sobre la cubierta.

Siguiendo lo que se ha comentado con respecto a la configuración n°6, siendo la que resultados más próximos se obtienen para evitar el colapso, se deciden

estudiar dos alternativas con dicha configuración en las que se empleen menos cantidad de material.

Además, a diferencia de algunas de las configuraciones estudiadas hasta el momento, en las siguientes dos alternativas se mantiene la propuesta de instalar columnas a la derecha del muro de cortante entre los forjados siendo una zona fácilmente accesible, descabezando dichos forjados y creando finalmente una conexión soldada en la columna para que se comporte como un único elemento, arriostrada igualmente por cada uno de los forjados.

Se recuerda la importancia de colocar nuevas columnas para recibir las cargas adicionales de la viga de refuerzo y evitar que las recoja el muro de cortante existente. Además, para la cimentación de dicha columna, en la zona del parking, será necesario ejecutar una zapata de hormigón, especificadas sus características y su conexión en el *Anexo 1. Plano nº11*.

Finalmente, al adoptar la presente configuración, conviene plantearse si la disposición de la nueva viga de refuerzo con las columnas adicionales al lado este del muro de cortante pudieran interferir con los distintos puntos de acceso, principalmente los ascensores o las escaleras. Las áreas que podrían verse afectadas se encuentran en el interior de muro de cortante (I+C), donde el hueco central es el destinado a dos ascensores y el hueco inferior es donde se encuentran las escaleras (Véase la figura 57, tramos en azul).

Tras dicha evaluación, se puede afirmar que no interferiría dicha viga perimetral de refuerzo ya que se instala tanto fuera del área de los ascensores como a la cota de la cubierta de la planta 12, por lo que tampoco impediría el paso en el descansillo de las escaleras de la planta 12 a la planta 13, para acceder al penthouse.

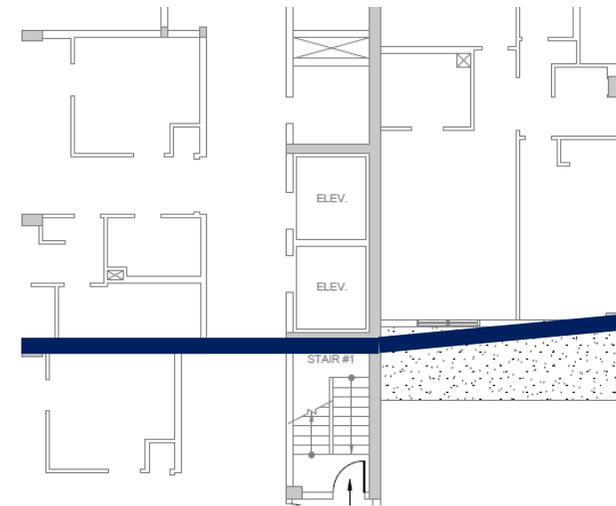


Figura 57. Localización de la zona de ascensores y escaleras en el muro de cortante (I+C) y la configuración de la nueva viga de refuerzo. [24].

Como resultado, debido a la falta de alineación entre las columnas a un lado y al otro del muro de cortante, se opta por diseñar uno de los tramos con cierta oblicuidad en planta. Véase resaltado en rojo en la siguiente figura, correspondiéndose con la configuración final de las dos alternativas objeto de estudio.

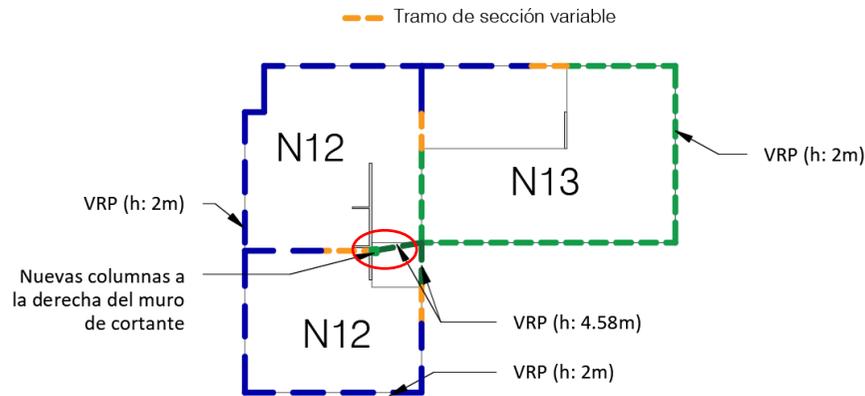


Figura 60. Configuración 7, correspondiente a las Alternativas 1 y 2.

La presente configuración 7 consiste en una viga continua de 2m de canto en las cubiertas de las plantas 12 y 13 empleando pequeños tramos de viga de canto variable (representados en naranja) para alcanzar cada una de estas plantas a distintas alturas. Con esta solución, se consigue cubrir toda la cubierta del edificio de forma continua sin emplear columnas adicionales en la cubierta de la planta 12 ni empleando tampoco vigas de 4.58m de canto en dicha planta.

### 6.3. Estudio de alternativas

En el presente apartado se expondrán las dos alternativas estudiadas que consiguen mejorar la robustez del Champlain Towers South, habiendo evitado el colapso de haber sido instalada alguna de ellas previamente. Cabe mencionar que dichas alternativas están destinadas a prevenir el colapso que provienen de las columnas del perímetro exterior, tal y como indica la normativa UFC, al ser estas las más expuestas.

En el estudio de cada una de ellas se detallarán brevemente algunos aspectos más concretos del diseño: descripción, modelo 3D, predimensionamiento,

conexión con la estructura existente y una rápida valoración económica en cuanto a la cantidad y precio del material empleado.

#### 6.3.1. Alternativa 1. Viga de refuerzo perimetral de hormigón

##### 6.3.1.1. Descripción

La presente alternativa consiste en el diseño de una viga de hormigón armado (40MPa) de 2 x 0.5 (m) en las cubiertas de la planta 12 y 13, principalmente. Como se ha comentado anteriormente, se emplean pequeños tramos con vigas de canto variable para cubrir la diferencia de cotas entre cada planta.

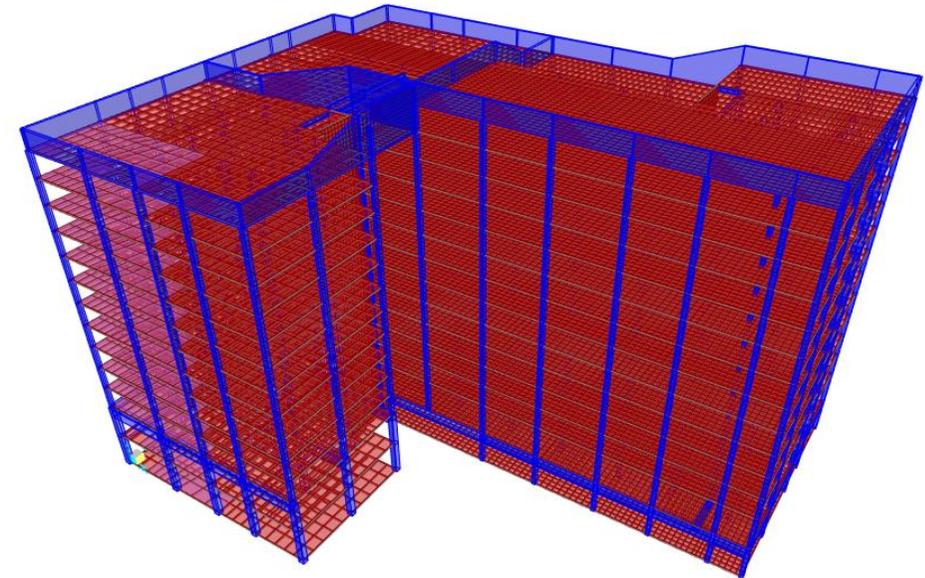


Figura 61. Modelado 3D de la Alternativa 1. Vista 1

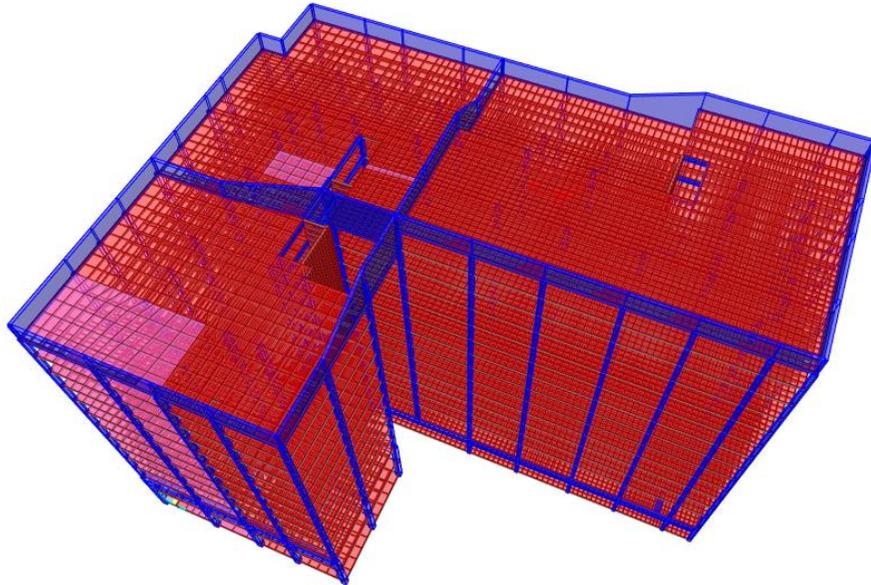


Figura 62. Modelado 3D de la Alternativa 1. Vista 2

### 6.3.1.2. Predimensionamiento de la viga de refuerzo perimetral de hormigón

En el presente apartado se realiza un predimensionamiento básico de la viga de refuerzo perimetral en la sección más solicitada (tramo de 4.58m sobre el vano donde la columna I10 colapsa).

En primer lugar, se necesita calcular el **recubrimiento** para poder determinar el canto útil. Para ello, se consulta el apartado 4.4. del Eurocódigo 2.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Donde:

$$c_{min} = \max. \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\}$$

$$\Delta c_{dev} = 10mm \text{ (nota 4.4.1.3)}$$

A continuación, se muestran los valores que adoptan cada uno de los parámetros. Cabe destacar que se predimensionará dicha viga con un diámetro de barra en el armado inferior de  $\varnothing 32$ .

Tabla 48. Cálculo del recubrimiento de la nueva viga perimetral de refuerzo

RECUBRIMIENTOS EN 1992 4.4	
$c_{nom}$	42 mm
$c_{min}$	32 mm
$c_{min,b}$ (tabla 4,2)	32 mm
$c_{min,dur}$ (XS1/S3, tabla 4,4,N)	30 mm
$\Delta c_{dur,y}$	0
$\Delta c_{dur,st}$	0
$\Delta c_{dur,add}$	0
$\Delta c_{dev}$ (tabla 4,4,1,3)	10 mm

Se obtiene un recubrimiento total de 42mm, tanto inferior como superior.

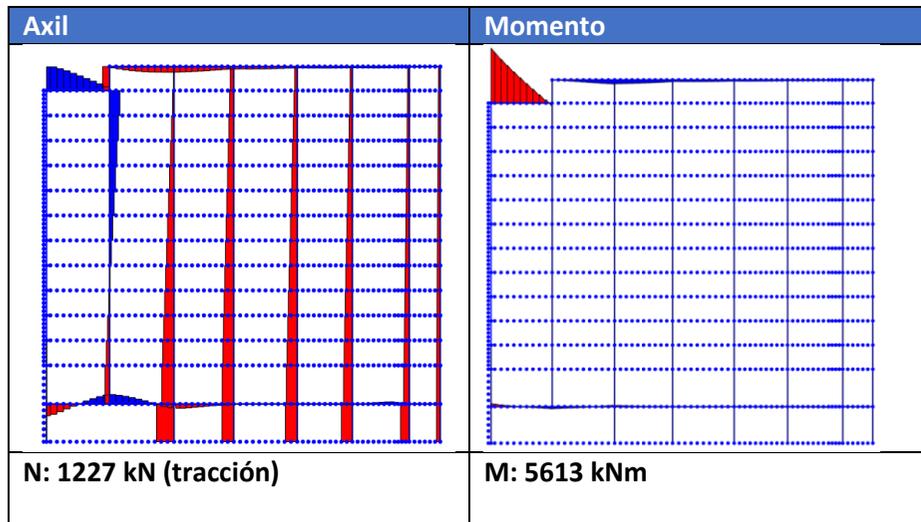
En segundo lugar, se calcula la **separación mínima** entre el armado pasivo longitudinal, con el fin de permitir un vertido y compactado satisfactorio del hormigón, según el artículo 8.2 del Eurocódigo 2.

Dicho valor no debe ser menor que el diámetro de la barra multiplicado por un coeficiente  $k1$  (1, valor recomendado en el anexo nacional) ni tampoco que 20mm.

Como el diámetro del árido se desconoce no se tendrá en cuenta en dicha comprobación.

Consecuentemente, se obtiene que la separación mínima ha de ser 32mm entre armaduras.

En tercer lugar, con las solicitaciones producidas, se comprueba mediante el diagrama de interacción N+M la armadura longitudinal requerida.



A continuación, se muestra dicho diagrama donde se ha dimensionado la nueva viga perimetral de refuerzo con la siguiente **cantidad de armadura mínima longitudinal**:  $A_{sup} = 4\phi 16$  y  $A_{inf} = 12\phi 32$

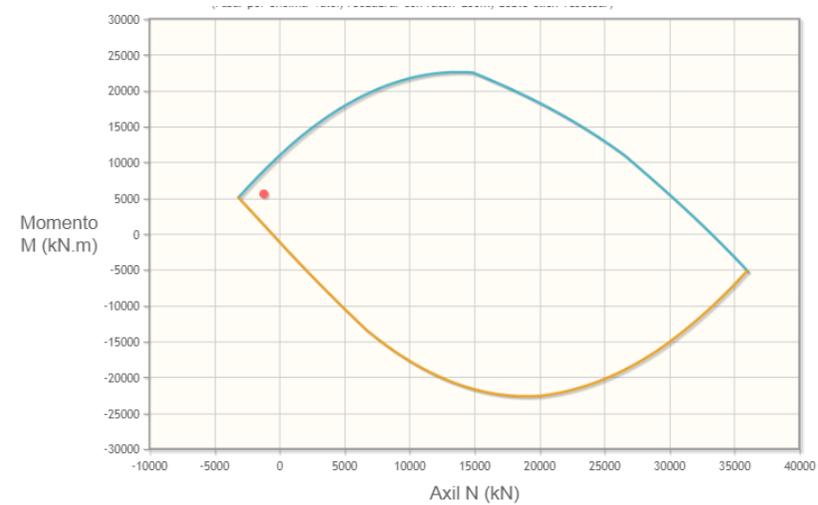
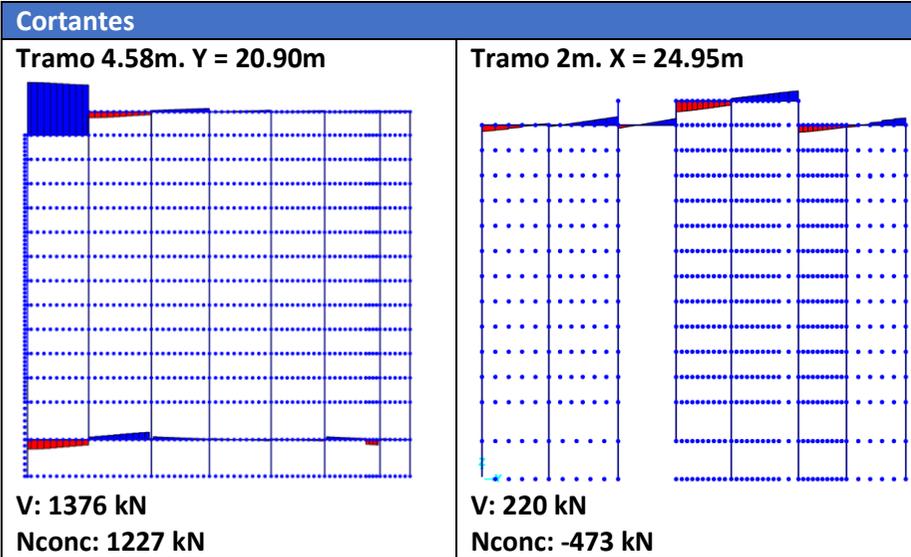


Figura 63. Diagrama M+N de la nueva VGHRP (viga hormigón refuerzo perimetral)

Además, se ha realizado la comprobación de la armadura mínima geométrica que está a compresión, siendo  $A_{sup} = 806 \text{ mm}^2 \geq 0.15 \cdot A_{inf} = 736 \text{ mm}^2$ . Se observa que cumple.

En cuarto lugar, se comprueba la necesidad de armadura de cortante, tanto en los tramos de viga de canto 2m como los de 4.58m. Se representan a continuación donde se produce el máximo axil y máximo cortante en los siguientes diagramas.



Para el caso de tramo de 4.58, donde se produce la máxima sollicitación, se puede comprobar que no necesita armadura de cortante.

<b>VIGA VGRP EN1992 6.2.2</b>	
<b>Sin armadura de cortante</b>	
Vrd,c	729.55 kN/m
Vrdc min	1959.89 kN/m
Crdc	0.12
k (menor o igual a 2)	1.21
p1 (menor o igual que 0,02)	0.01
f <sub>ck</sub>	41.00 MPa
k1	0.15
σ <sub>cp</sub>	0.90 MPa
b <sub>w</sub>	0.30 m
h	4.58 m
rmin	0.04 m
∅	0.032 m
d	4.52 m
V <sub>min</sub>	0.30
200/d	0.04
γ <sub>c</sub>	1.50
armadura de tracción (Asl)	0.00265 cm <sup>2</sup>
N <sub>ed</sub>	1220.00 kN
V <sub>ed</sub>	1376.00 kN
Resistencia máxima	1959.89 kN
Cortante máximo, ¿cumple?	Cumple

Para el caso del tramo de 2m, el máximo cortante se produce en la alineación YZ, X=24.95m, tal y como se ha mostrado anteriormente.

Tabla 49. Comprobación de necesidad de armadura de cortante en VRGP.

VIGA VRGP EN1992 6.2.2	
Sin armadura de cortante	
Vrd,c	327.25 kN/m
Vrdc min	897.78 kN/m
Crdc	0.12
k (menor o igual a 2)	1.32
p1 (menor o igual que 0,02)	0.01
f <sub>ck</sub>	41.00 MPa
k1	0.15
σ <sub>cp</sub>	0.81 MPa
b <sub>w</sub>	0.30 m
h	2.00 m
rmin	0.04 m
Ø	0.032 m
d	1.94 m
V <sub>min</sub>	0.34
200/d	0.10
γ <sub>c</sub>	1.50
armadura de tracción (Asl)	0.00265 cm <sup>2</sup>
Ned	-473.00 kN
V <sub>ed</sub>	220.00 kN
Resistencia máxima	897.78 kN
Cortante máximo, ¿cumple?	Cumple

Como resultado, se calcula directamente el armado de cortante mínimo geométrico, obteniéndose por medio del artículo 9.2.2 (5) del Eurocódigo 2.

$$Asw_{min} = (f_{ctm} \cdot b) / (7.5 \cdot f_{yk}) = 8.46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Donde:

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Se dimensiona dicha armadura de cortante con un diámetro Ø12. El número de cercos, tomando como referencia el vano central, donde se produce el colapso de una longitud de 14.15m, se obtiene:

$$n^{\circ} = \frac{As \cdot 4}{\pi \cdot \varnothing^2} = 8 \text{ ramas}$$

Con las 8 ramas que se han obtenido, la separación será de:

$$s = \frac{L - 2r}{n^{\circ} \cdot L - 1} - \varnothing = 0.12\text{m}$$

Por otro lado, se calcula la longitud básica de anclaje a través del apartado 8.4.3 del Eurocódigo 2.

$$l_{b,rqd} = (\varnothing/4)(\sigma_{sd}/f_{bd})$$

Donde:

$$\sigma_{sd} = f_{yd}(A_{snec}/A_{sreal})$$

Realizando las operaciones se obtiene las siguientes longitudes de anclaje para cada uno de los diámetros de las armaduras:

Tabla 50. Cálculo longitud de anclaje para las armaduras de Ø16 y Ø32.

LONGITUD DE ANCLAJE EN1992 8.4.3	
lbrqØ16	89.19 cm
lbrqØ32	178.38 cm
Ø16	16 mm
Ø32	32 mm
sigmasd	351.18 Mpa
asnec	47.8 cm <sup>2</sup>
asreal	49 cm <sup>2</sup>
fbd (mala adherencia)	1.575
f <sub>yd</sub>	360 Mpa
fctd	1.66 MPa
f <sub>ck</sub>	41 Mpa

Finalmente, como la nueva viga perimetral de refuerzo estará conectada a las cabezas de las columnas de la planta directamente inferior a la cubierta, conviene comprobar si el propio cortante de la viga en esos puntos más el axil que le transmiten las columnas inferiores provoca que sea necesaria más armadura transversal que la propiamente dispuesta según el armado mínimo de cálculo.

Se ha comprobado para el caso más desfavorable, en el tramo de 4.58m de la viga y donde se produce una mayor interacción entre su propio cortante más el de la columna inferior.

Dicho tramo más desfavorable coincide con el axil que le transmite la columna que se encuentra en la misma alineación que la columna que colapsa (I10) aparte del máximo cortante que se produce en el presente tramo de 2m. A continuación, se muestran los resultados, donde se ha creado una combinación tipo envolvente para tomar los esfuerzos más desfavorables:

- N columna: 268 kN
- N VGRP: 70 kN
- V VGRP: 655 kN

Como en las comprobaciones anteriores, se presentan en formato tabla, obteniéndose que sigue sin ser necesario disponer de un refuerzo de armadura transversal.

Tabla 51. Comprobación de necesidad de cortante en la VGRP en la zona de la conexión con las cabezas de las columnas inferiores.

VIGA VGRP EN1992 6.2.2		
Sin armadura de cortante		
Vrd,c	557.05	kN/m
Vrdc min	1384.89	kN/m
Crdc	0.12	
k (menor o igual a 2)	1.21	
p1 (menor o igual que 0,02)	0.01	
f <sub>ck</sub>	41.00	MPa
k <sub>1</sub>	0.15	
σ <sub>cp</sub>	0.05	MPa
b <sub>w</sub>	0.30	m
h	4.58	m
r <sub>min</sub>	0.04	m
∅	0.032	m
d	4.52	m
v <sub>min</sub>	0.30	
200/d	0.04	
γ <sub>c</sub>	1.50	
armadura de tracción (Asl)	0.00265	cm <sup>2</sup>
N <sub>ed</sub>	70.00	kN
V <sub>ed</sub>	655.00	kN
Resistencia máxima	1384.89	kN
Cortante máximo, ¿cumple?	Cumple	

Habiendo realizado un breve predimensionamiento de la viga, se muestra un croquis de una propuesta de armado.

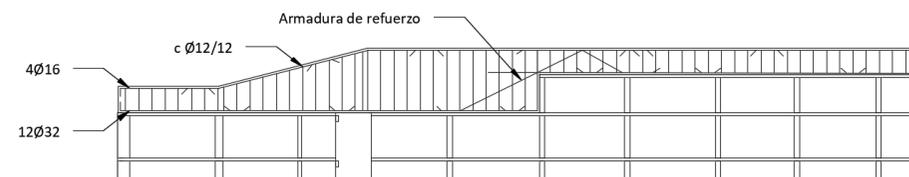


Figura 64. Croquis de una primera aproximación del armado de la viga de refuerzo. Pórtico XZ, y = 20.90m. Elaboración propia.

### 6.3.1.3. Conexión a la estructura existente.

Tal y como se ha adelantado en previos apartados, dicha viga continua de hormigón armado se debe conectar a las cabezas de las columnas de la planta inferior. Por otro lado, en el tramo cercano al muro de cortante se conecta a la nueva columna propuesta, también indicado con antelación en el documento.

Para asegurar una correcta conexión, se debe descabezar la superficie del forjado donde se encuentren cada una de las columnas en la planta inferior, y conectar dicha armadura de las columnas con la armadura propia de la nueva viga perimetral de refuerzo, con la longitud de anclaje requerida.

Para el cálculo de la cantidad de barras de anclaje y su correspondiente longitud de anclaje con las columnas inferiores, se ha generado una envolvente de esfuerzos en dichas cabezas de las columnas con el fin de tener en consideración los esfuerzos (axil, cortante y flector) tanto en la alineación donde se produjo el colapso como en el resto de las alineaciones.

Después de modelar dichos encuentros en Cype 3D, se han obtenido 4 barras  $\varnothing 20$  con una longitud de anclaje de 0.6m.

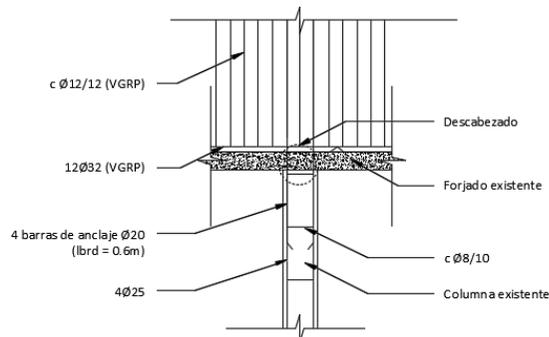


Figura 65. Croquis de conexión de la viga de refuerzo a las columnas de la planta inferior. Elaboración propia.

### 6.3.2. Alternativa 2. Celosía metálica perimetral de refuerzo

#### 6.3.2.1. Descripción.

La segunda alternativa consiste en el diseño de una celosía metálica prefabricada tipo Warren (con montantes) de 2m entre las partes inferiores de los cordones superior e inferior. Dicha alternativa también se instala en las cubiertas de la planta 12 y 13, principalmente. De forma similar a la primera alternativa, se emplean pequeños tramos con celosías de canto variable para cubrir la diferencia de cotas entre cada planta (tramos naranja de la Figura 52).

Cabe destacar que se han comprobado distintas dimensiones de cada uno de los elementos de la celosía para obtener resultados favorables en cuanto a la mejora de la robustez de dicho edificio, reforzando lo menos posible la viga existente VGP2.

Finalmente, las dimensiones de dichos elementos son las siguientes:

- Cordones inferior y superior: IPE 750 x 147 (S355)
- Diagonales y montantes: IPE 400 (S355)

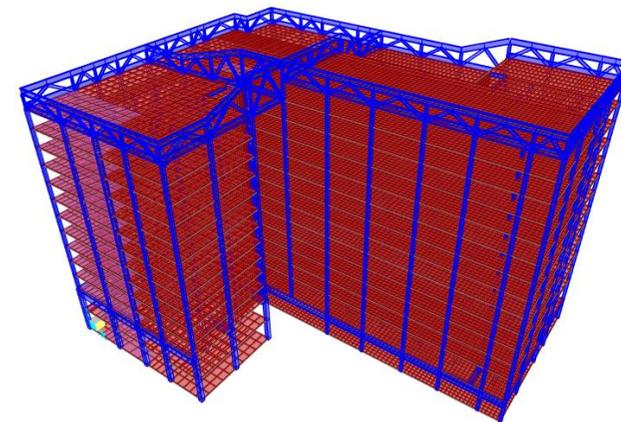


Figura 66. Modelo 3D de la Alternativa 2. Vista 1

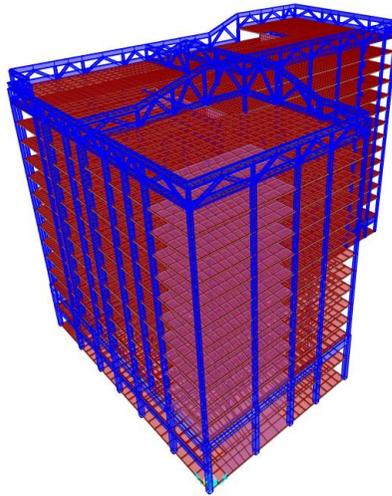


Figura 67. Modelo 3D de la Alternativa 2. Vista 2

### 6.3.2.2. Predimensionamiento de la celosía metálica perimetral de refuerzo

Para el predimensionamiento de la celosía, en un primer lugar se empleó una batería de distintos perfiles metálicos IPE hasta llegar a unos esfuerzos en la viga existente VGP2 tales para que no fuera necesario un gran refuerzo en esta, evitando también que el canto total y el peso fueran excesivos.

Seguidamente, cuando en el modelo en SAP se han obtenido resultados aceptables, se ha modelado en Cype 3D la parte central de la celosía, correspondiéndose con el encuentro entre los cuatro tramos de celosía junto a los tramos de sección variable, con el fin de confirmar que dichos perfiles verifican. Para ello, se han obtenido los esfuerzos en las cabezas de las columnas de la planta inferior para tener en cuenta dichas solicitaciones en la

celosía modelada en Cype 3D. Se puede comprobar a continuación que verifican cada uno de los elementos.

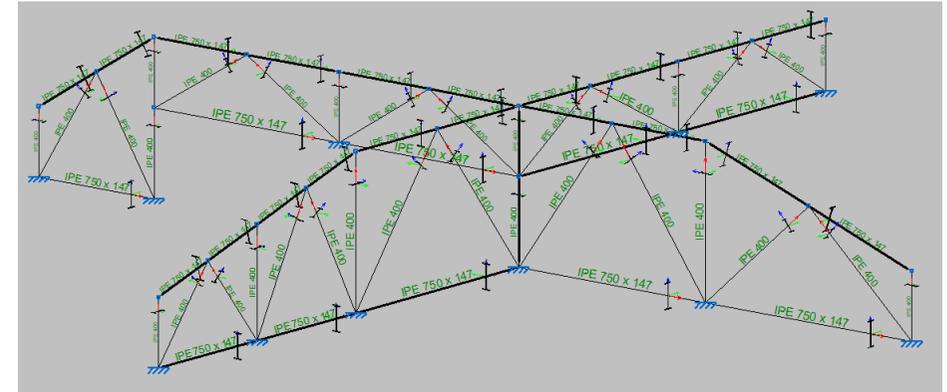


Figura 68. Modelo de la celosía donde confluyen los cuatro tramos.

Cabe aclarar que, aunque gran número de los perfiles verificados en Cype 3D tienen un porcentaje de aprovechamiento de resistencia por debajo del 50%, está justificado porque es con estos perfiles que se han obtenido resultados favorables en SAP en cuanto a la mejora de la robustez. Si se disminuyeran dichos perfiles en SAP, los esfuerzos en las cabezas de las columnas serían mayores además de que el resto de los elementos del edificio estarían más solicitados, concretamente la VGP2, lo cual se ha de evitar.

Se adjunta en el Anexo 3 la comprobación desarrollada de los perfiles IPE750 e IPE400, en los tramos más solicitados.

### 6.3.2.3. Conexión a la estructura existente.

El sistema de conexión entre la celosía metálica con las cabezas de las columnas se efectuará mediante una placa de anclaje y pernos directamente conectada a las alas del cordón inferior. Debido a los esfuerzos elevados concentrados en dicha zona son necesarios rigidizadores de 10mm de espesor.

Cabe mencionar que el ancho del perfil IPE750 es de 265mm, cuyo cordón inferior irá conectado con una placa base de 400 x 400 x 15 (mm), cubriendo la misma superficie que cada cabeza de columnas.

Para el cálculo de la cantidad de pernos de anclaje y su correspondiente longitud de anclaje con las columnas de la planta directamente inferior a la cubierta, se ha generado también una envolvente de esfuerzos en dichas cabezas de las columnas con el fin de tener en consideración los esfuerzos (axil, cortante y flector) tanto en la alineación donde se produjo el colapso como en el resto de las alineaciones.

A continuación, se muestra el detalle del cordón inferior del IPE750 con la placa de anclaje y los pernos correspondientes.

El resto de los detalles de ambas alternativas se encuentran en el *Anexo 1*.

#### Planos

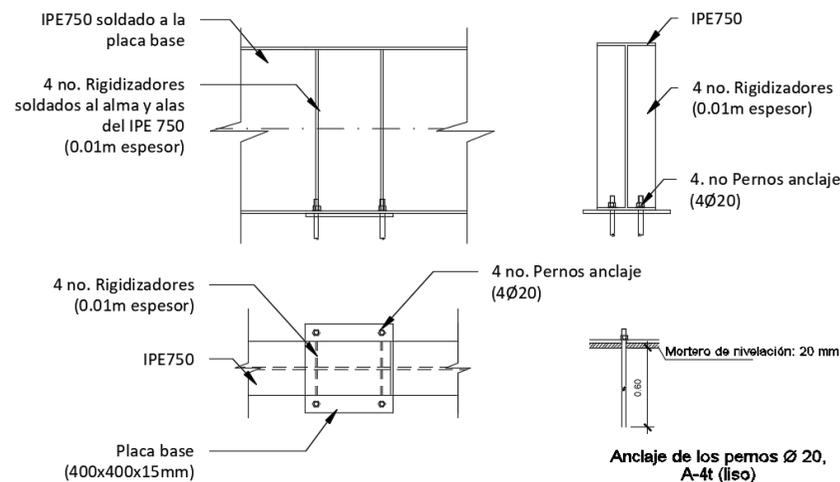


Figura 69. Conexión del IPE750 a las columnas de la planta directamente inferior a la cubierta mediante placa base y pernos de anclaje. Elaboración propia

## 6.4. Comprobaciones

En el presente apartado se realizan las comprobaciones de los elementos más solicitados estudiados en los apartados previos, con el fin de verificar que estos resisten tras la instalación de una de estas dos alternativas. Se procede a realizar la comprobación para la alternativa en la que se obtienen esfuerzos más restrictivos: *Alternativa 2 – Celosía metálica perimetral de refuerzo*. Igualmente, se muestran los valores de cada una de las alternativas.

Flechas (mm)			
Elemento	SC_din	A1 - VH	A2 - Celosía
Columna K10	1.1	0.7	0.9
Columna I8.A	1.4	1.3	1.3
Viga VGP2	7.5	2.7	3.8
Forjado última planta	11.4	5.1	7.3

Axiles (kN)			
Elemento	SC_din	A1 - VH	A2 - Celosía
Columna K10	-1407.79	-881	-1098
Columna I8.A	-1937.22	-1596	-1680
Viga VGP2 (tracción)	1292.64	505	741

Cortantes			
Elemento	SC_din	A1 - VH	A2 - Celosía
Viga VGP2 (v22, kN)	-530.04	-155	-244
Forjado P1/Col8.A (v23) (kn/m)	112.15	81	87.47
Forjado P1/ColK10 (v23) (kn/m)	-34	27	-28.57

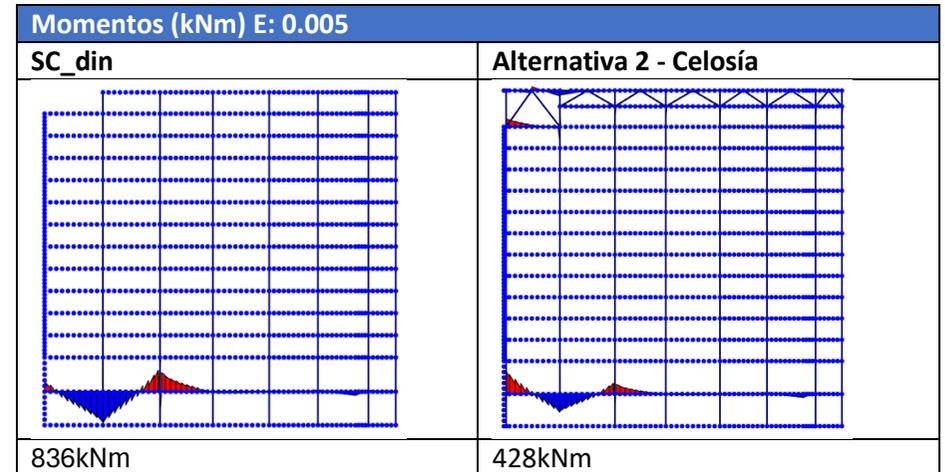
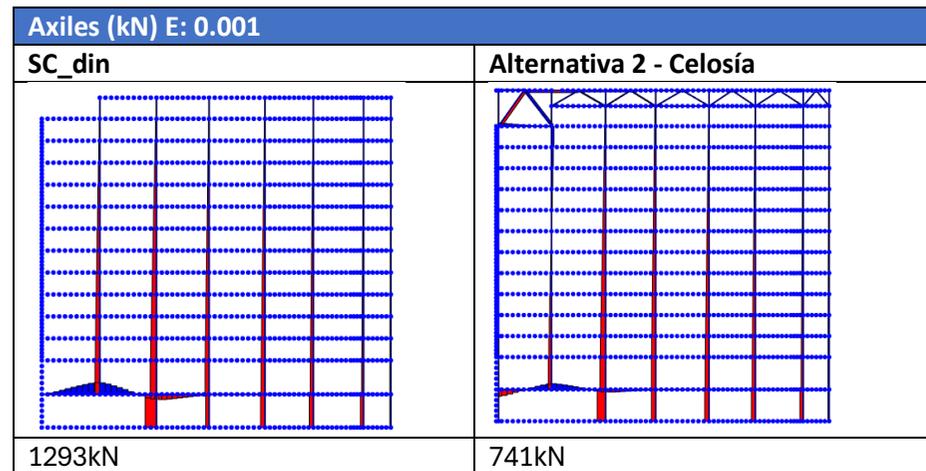
Momentos			
Elemento:	SC_din	A1 - VH	A2 - Celosía
Viga VGP2 - M33 Máximo	835.99	290.92	428
<b>Forjado planta baja:</b>	<b>SC_din</b>	<b>A1 - VH</b>	<b>A2 - Celosía</b>
m11	-206.97	-72.3	-74.18
m22	-87.27	-74.37	-76.87
m12	27.85	8.57	9.03

Cabe destacar que se han comparado los cortantes que se obtienen en el forjado de la planta baja alrededor de las columnas con los que se obtienen sobre las de la cubierta, con el fin de comprobar si, tras la instalación de cualquiera de las dos alternativas, podrían originarse esfuerzos superiores. Tras el análisis, se ha comprobado que se siguen obteniendo esfuerzos superiores en la planta baja.

6.4.1. Viga VGP2 (Sin refuerzo)

Como en el caso de los desplazamientos, se compararán sus principales esfuerzos de las dos alternativas con respecto al modelo SC\_din, donde se puede comprobar la disminución significativa de cada uno de ellos.

Tabla 52. Principales esfuerzos de la viga existente VGP2.



6.4.1.1. Comprobación N+M

Comprobando las sollicitaciones anteriormente mostradas mediante el diagrama de interacción N+M de la viga VGP2 sin reforzar, se obtiene:

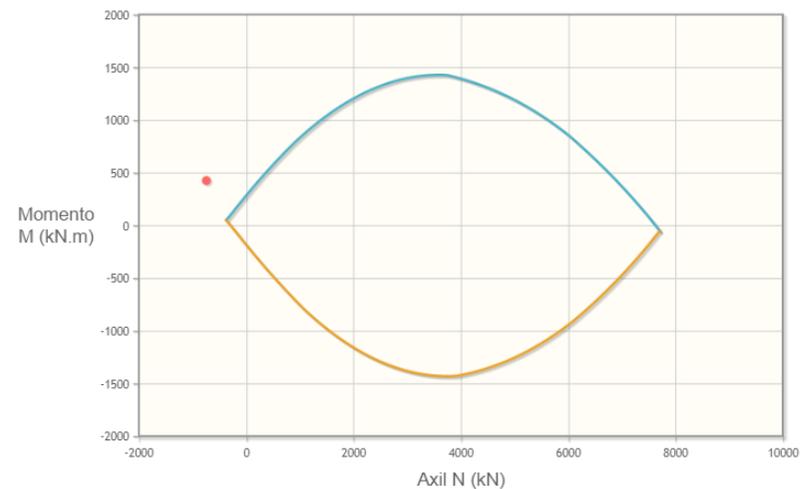


Diagrama 3. Interacción N+M de la viga VGP2 sin reforzar con la Alternativa 2

#### 6.4.1.2. Comprobación cortante

Se realizará en el siguiente apartado, una vez que la viga VGP2 esté reforzada.

#### 6.4.2. Viga VGP2 (Con refuerzo)

##### 6.4.2.1. Comprobación N+M

En un primer momento se pudo observar lo ajustado que estaba el diseño de dicha viga y de la posibilidad de un refuerzo imprescindible a pesar de disponer el refuerzo en cubierta. Ante la escasa armadura, se propone realizar un recreido de 10 cm al canto actual de la viga, añadiendo la armadura suficiente para cumplir. Otra alternativa sería el empleo de una pletina metálica de refuerzo en la base de la viga, entre otras. La elección final del refuerzo dependerá de las restricciones de gálibo en la planta del garaje.

Para la alternativa del aumento de armadura, se ha determinado que la cantidad mínima necesaria para que dicha viga verifique ante el nuevo estado de cargas con la instalación de la *Alternativa 2 – Celosía metálica* son 2Ø32 en la cara inferior.

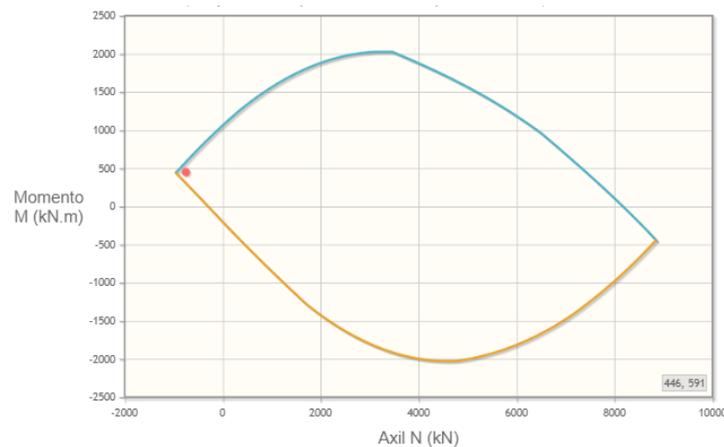
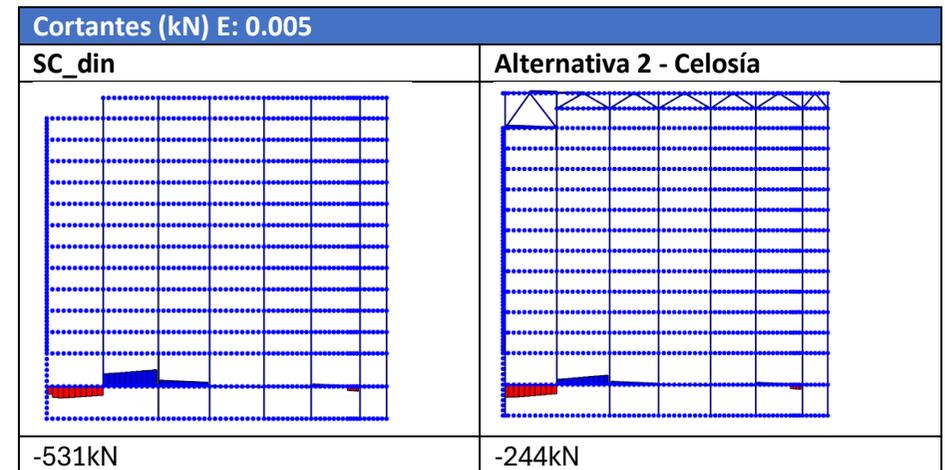


Diagrama 4. Interacción N+M de la viga VGP2 con refuerzo con la Alternativa 2

Como aclaración, para el caso de la *Alternativa 1 - Viga de refuerzo perimetral de hormigón*, se comprueba por los esfuerzos obtenidos que sería menos restrictiva, siendo necesario añadir solo 2Ø20.

##### 6.4.2.2. Comprobación cortante

Los esfuerzos que se obtienen son los siguientes:



Procediendo de una forma similar con las comprobaciones previas, se muestra la tabla donde se han efectuado las operaciones:

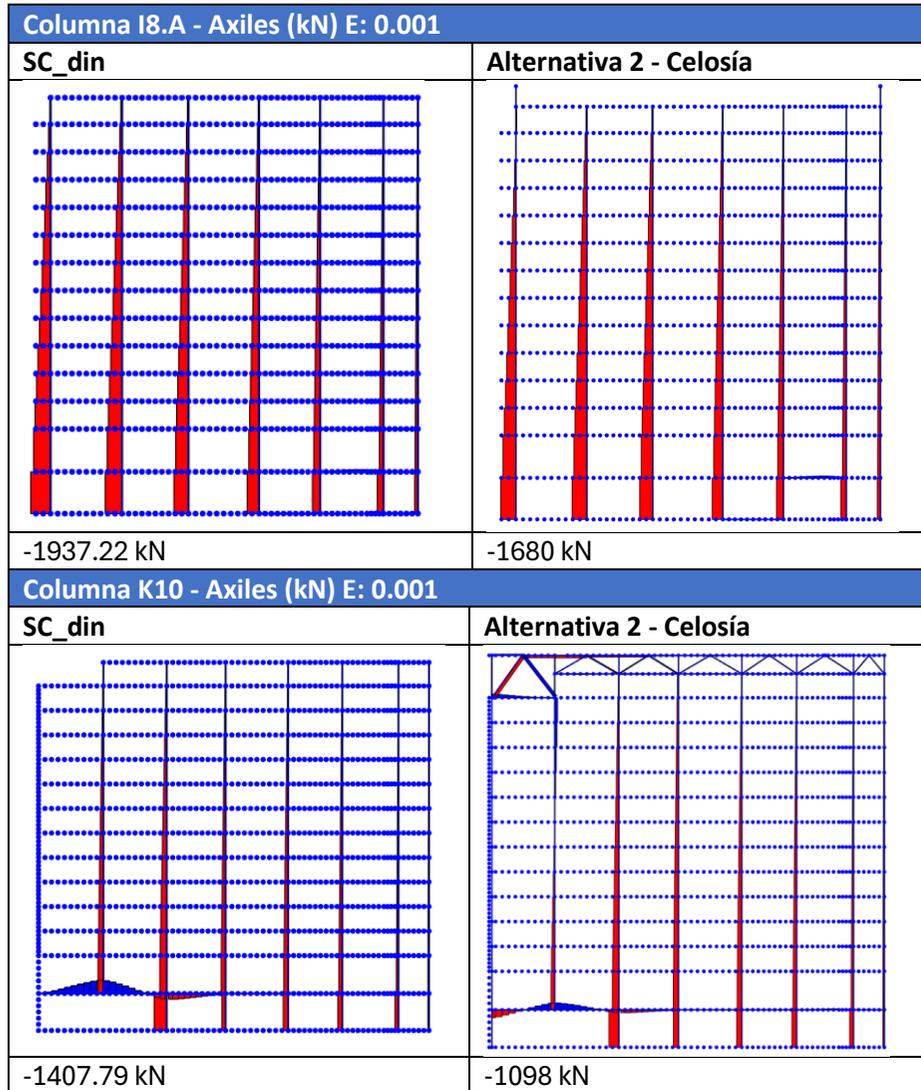
VIGAS EN1992 6.2.3		
Con armadura de cortante		
Vrd	3380.81 kn	
Vrds	3847.00 kn	
Asw	0.004247 m <sup>2</sup>	
s	0.45 m	
d	1.26 m	
fywd	359700.00 knm <sup>2</sup>	
cot(teta) (1 a 2,59)	1.00	
Vrdmax	3380.81 kn	
acw		1.00
bw		0.30
z		1.13
v1		0.53
fcd		18666.67 knm <sup>2</sup>
V <sub>ed</sub>		244 kN
Cortante máx. ¿cumple?		Cumple

Se puede comprobar que sí resiste el nuevo esfuerzo de cortante.

6.4.3. Columnas I8.A y K10

6.4.3.1. Comprobación a compresión simple

Realizando las comprobaciones a compresión simple, cumplen obteniéndose:



Columna I8.A

PILARES EN 1992 5.8.3.1	
Esbeltex límite	19.46
A	0.70
B	1.52
C	0.70
raíz(n)	0.58
1+2w	2.31
w	0.65
r <sub>m</sub>	0.00
n	0.34
N <sub>ed</sub>	1680.00 kn
Ac	0.18 m <sup>2</sup>
b <sub>1</sub>	0.60 m
b <sub>2</sub>	0.30 m
f <sub>cd</sub>	27333.33 knm <sup>2</sup>
f <sub>c</sub>	41.00 Mpa
γ <sub>c</sub>	1.50
f <sub>yd</sub>	394285.71 knm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	414.00 Mpa
coef f <sub>cf</sub>	1.05
A <sub>s</sub>	81.43 cm <sup>2</sup>
Reducción A <sub>c</sub>	0 %
Esbeltex mecánica	7.892
l <sub>o</sub>	2.08
i	0.26
raíz	1.00
k <sub>1</sub>	0.00
k <sub>2</sub>	0.00
giro	-0.0000300 rad
E	32000.00
I	0.03
M	-5.00 knm
altura libre	4.16 m
¿Orden de cálculo?	1
Tensión máxima	9.333 MPa
Ned	1680.000 kn
Ac	0.180 m <sup>2</sup>
Resistencia	27.333 MPa
f <sub>c</sub>	41.000 MPa
γ <sub>c</sub>	1.500
¿RESISTE?	Si resiste

Columna K10

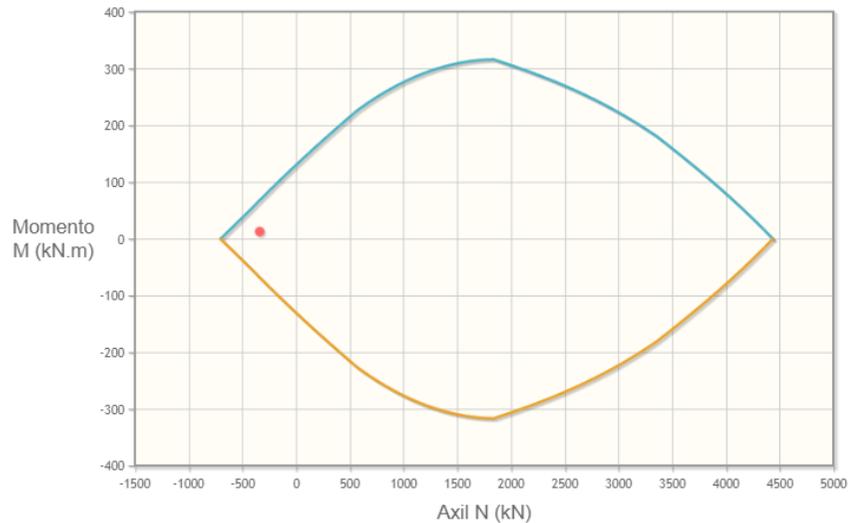
PILARES EN 1992 5.8.3.1	
Esbeltex límite	21.75
A	0.70
B	1.57
C	0.70
raíz(n)	0.50
1+2w	2.47
w	0.73
r <sub>m</sub>	0.00
n	0.25
N <sub>ed</sub>	1098.00 kn
Ac	0.16 m <sup>2</sup>
b <sub>1</sub>	0.40 m
b <sub>2</sub>	0.40 m
f <sub>cd</sub>	27333.33 knm <sup>2</sup>
f <sub>c</sub>	41.00 Mpa
γ <sub>c</sub>	1.50
f <sub>yd</sub>	394285.71 knm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	414.00 Mpa
coef f <sub>cf</sub>	1.05
A <sub>s</sub>	81.43 cm <sup>2</sup>
Reducción A <sub>c</sub>	0 %
Esbeltex mecánica	7.892
l <sub>o</sub>	2.08
i	0.26
raíz	1.00
k <sub>1</sub>	0.00
k <sub>2</sub>	0.00
giro	-0.0000300 rad
E	32000.00
I	0.03
M	-5.00 knm
altura libre	4.16 m
¿Orden de cálculo?	1
Tensión máxima	6.863 MPa
Ned	1098.000 kn
Ac	0.160 m <sup>2</sup>
Resistencia	27.333 MPa
f <sub>c</sub>	41.000 MPa
γ <sub>c</sub>	1.500
¿RESISTE?	Si resiste

#### 6.4.4. Columna I10 planta 12

##### 6.4.4.1. Comprobación a tracción + momento

Se puede comprobar que, instalando cualquiera de las alternativas en la cubierta, se generan tracciones en la columna I10 de la planta 12, en la misma alineación que la columna que colapsó. Tal y como se puede observar en los diagramas de axiles de la página anterior, pasa de estar comprimida (-78.10 kN) en el modelo SC\_din a estar traccionada (319.20 kN) en la Alternativa 2.

Su comprobación de N+M, se muestra en el siguiente diagrama de interacción. Nótese que el momento es prácticamente despreciable (2.36 kNm).

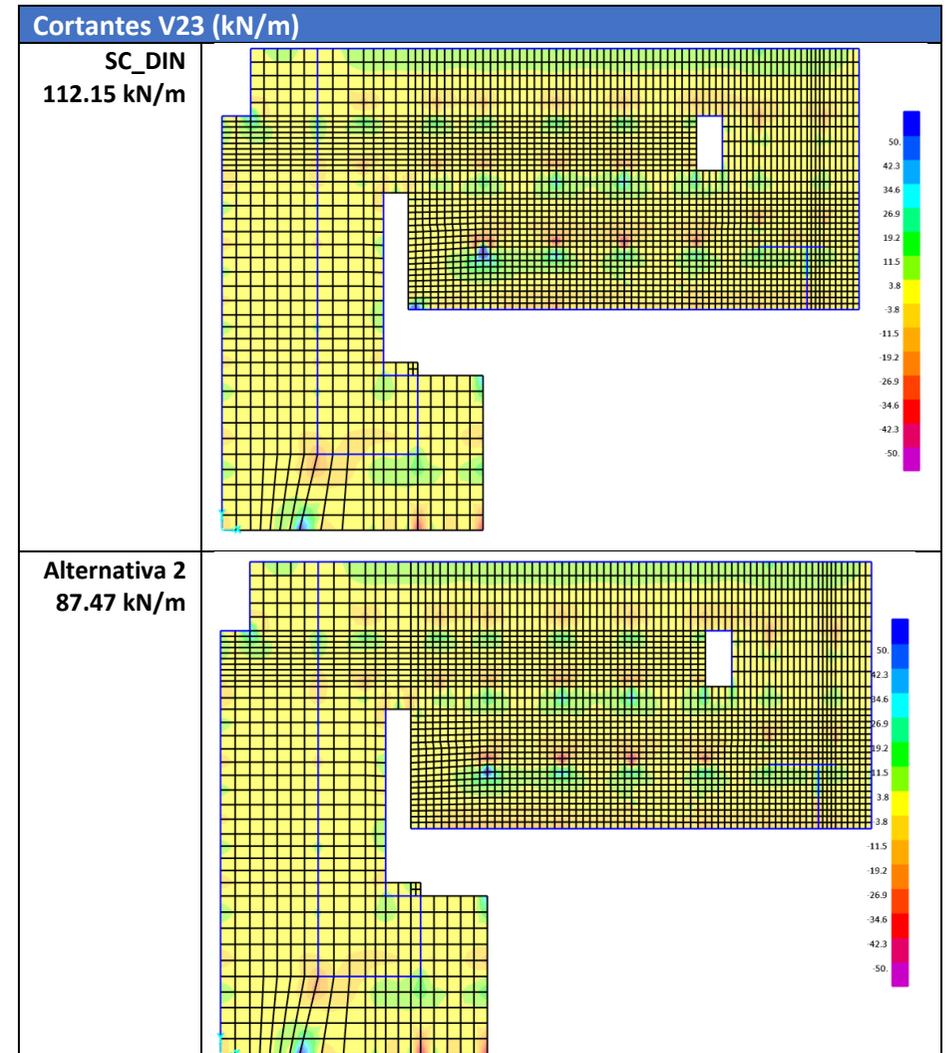


Gráfica 6. Comprobación de la sollicitación de tracción de la columna I10 en la planta 12.

Se observa que dicha sollicitación queda dentro del diagrama.

#### 6.4.5. Forjado anexo

Finalmente, se muestran los esfuerzos principales de los forjados del modelo SC\_din comparándolos con la Alternativa 2, comprobándose esta última.



**6.4.5.1. Comprobación a cortante**

Tabla 53. Comprobación a cortante del forjado

FORJADOS EN1992 6.2.2		
<b>Sin armadura de cortante</b>		
Vrd,c	179.59	kN/m
Vrdc min	198.94	kN/m
Crdc	0.12	
k (menor o igual a 2)	2.05	
p1 (menor o igual que 0,02)	0.00	
f <sub>ck</sub>	28.00	MPa
k1	0.15	
σ <sub>cp</sub>	3.73	MPa
b <sub>w</sub>	3.00	m
d	0.18	m
fcd	41.00	MPa
V <sub>ed</sub>	135.58	kN
Resistencia máxima	198.94	kN
Cortante máximo, ¿cumple?	Cumple	

**6.4.5.2. Comprobación a punzonamiento**

Por otro lado, las comprobaciones a punzonamiento alrededor de las columnas I8.A y K10 son las siguientes:

**Columna I8.A:**

PUNZONAMIENTO 6.4.5 (117/300)		
Con armadura de punzonamiento		
Vrdcs	0.58	MPa
Vrdc	0.63	MPa
k	2.00	
yc	1.50	
f <sub>ck</sub>	28.00	MPa
p	0.00641	
d	0.20	m
sr	0.15	m
Asw	9.60	cm <sup>2</sup> /m
f <sub>ywd,ef</sub>	250.05	Mpa
u1	4.11	m
Ved	135.58	kN
ved	0.19	MPa
β	1.15	
¿Cumple?	Cumple	

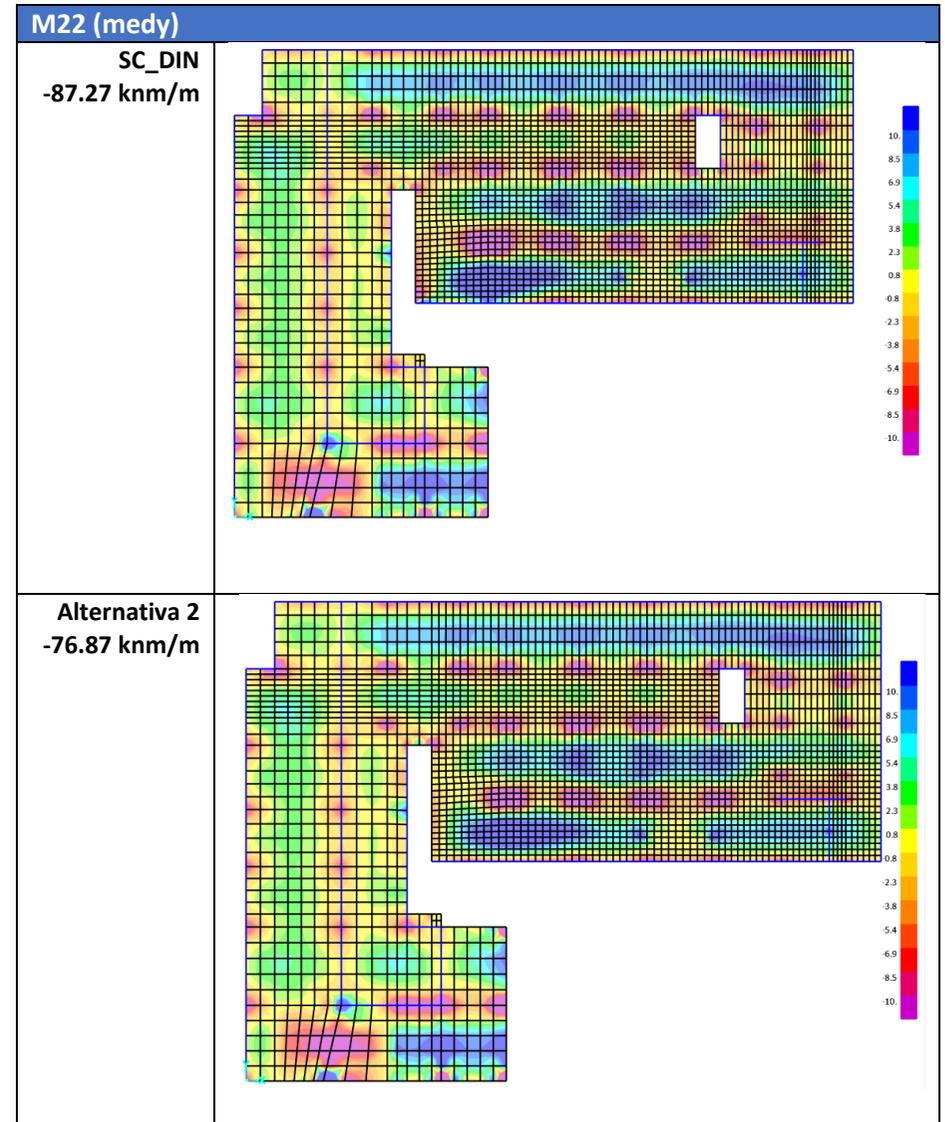
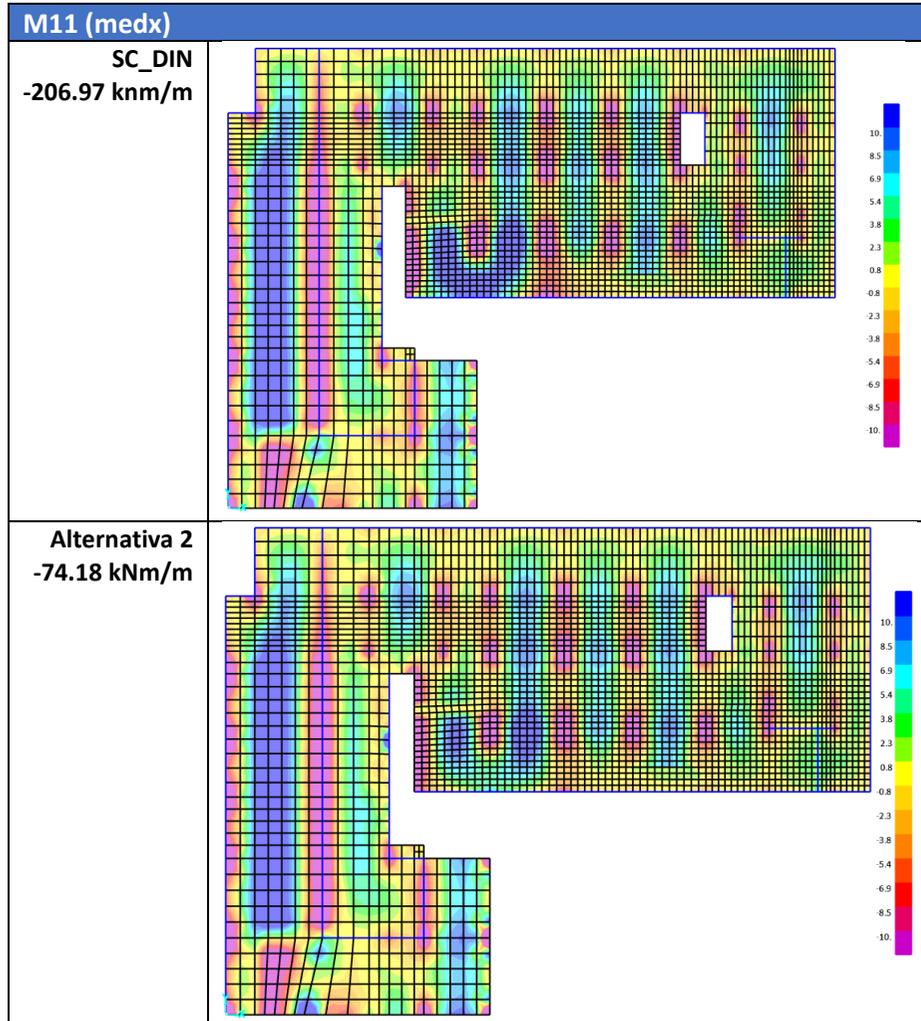
**Columna K10:**

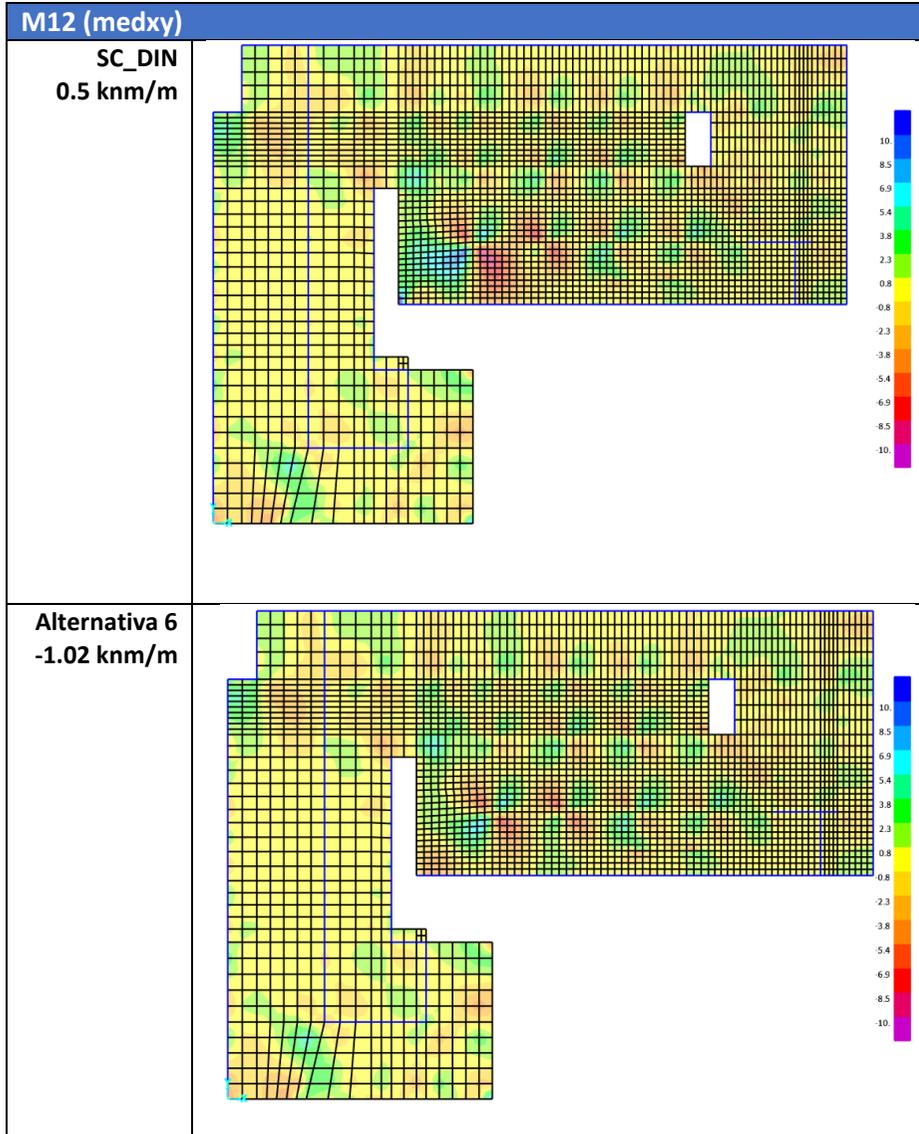
PUNZONAMIENTO 6.4.4 (117/300)		
Sin armadura de punzonamiento		
Vrmin	0.52	Mpa
ved	0.09	MPa
u2	2.46	m
d	0.20	m
k	2.00	
yc	1.50	
f <sub>ck</sub>	28.00	MPa
Ved	44.28	kN
L	1.20	m
px	0.0052	
n <sup>o</sup> x	4	
Lx	120	cm
py	0.0079	
n <sup>o</sup> y	4	
Ly	80	cm
p	0.0064	
Vrdc	0.628	Mpa
¿Cumple?	Cumple	

Se puede observar que las dos comprobaciones cumplen, aun en la I8.A disminuyendo un 60% la cuantía de armadura, como en la comprobación del modelo SC<sub>din</sub>.

### 6.4.5.3. Comprobación de los momentos

En tercer lugar, se muestran asimismo los diagramas de momentos y sus correspondientes comprobaciones.





FORJADOS/PLACAS EN1992	
Tensiones de membrana (superior)	
z	0.16 m
t	0.038 m
d	0.18
$\sigma_{edx}$	-12.05 Mpa
medx	-74.18 knm/m
$\sigma_{edy}$	-12.49 Mpa
medy	-76.87 knm/m
$\tau_{edxy}$	-0.17 Mpa
$m_{edxy}$	-1.02 knm/m
$\sigma_{c2d}$	12.54
Radicando	0.08
$f_{2cd}$	38.49
$f_{cd}$	18.87 Mpa
$\alpha$	1.00
Momento máximo, ¿cumple?	Cumple

Se observa que también cumplen los forjados a los nuevos momentos flectores tras la ejecución de la Alternativa 2.

## 6.5. Presupuesto material de las Alternativas 1 y 2

En el presente apartado, se procede a calcular una breve valoración económica centrándose exclusivamente en precio y cantidad del material empleado, sin tener en cuenta la mano de obra, transporte u otros factores.

Lo presente servirá para tener un primer orden de magnitud de la diferencia de coste entre una y otra.

### 6.5.1. Coste material de la Alternativa 1 – Viga de refuerzo perimetral de hormigón

En primer lugar, para una mayor claridad a la hora de calcular los m<sup>3</sup> totales de hormigón de dicha alternativa, se ha dividido el perímetro total en tramos, diferenciando entre longitudes con una misma altura.

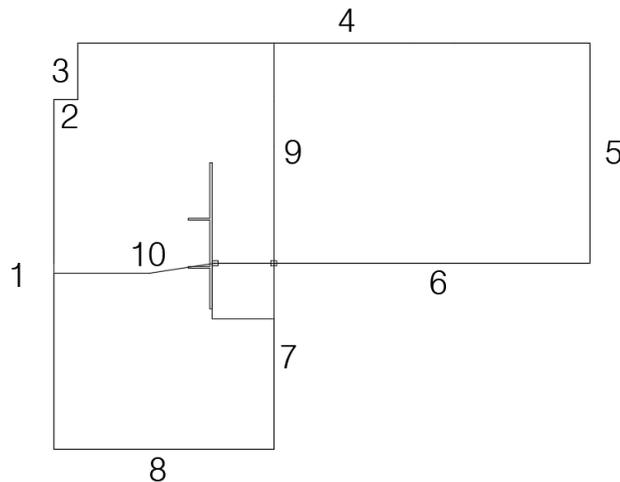


Figura 70. Croquis de los tramos tenidos en cuenta para el cálculo del perímetro total de la cubierta. Elaboración propia

Tablas 54, 55 y 56. Cuantificación del precio material total de la Alternativa 1. Elaboración propia.

HORMIGÓN								
TRAMO	L1 (m)	h (m)	L2 (m)	heq (m)	L3 (m)	h (m)	espesor (m)	m3 total
1	39.26	2					0.5	39.26
2	2.74	2					0.5	2.74
3	6.39	2					0.5	6.39
4	37.51	2	6.9	3.29	15.52		2	64.38
5	24.75	2					0.5	24.75
6	35.91	2					0.5	35.91
7	7.2	2	7.46	3.29	5.75	4	0.5	30.97
8	24.95	2					0.5	24.95
9	13.19	2	5.17	3.29	6.39	2	0.5	28.08
10	9.13	2	10.6	3.29	7	4	0.5	40.57
								<b>298.00</b>

Cabe aclarar que “heq” se corresponde con la altura equivalente en el tramo de sección variable. Como resultado se obtienen **298 m<sup>3</sup>** totales de hormigón.

Por otro lado, se ha calculado también el armado total de la viga de refuerzo perimetral, obteniéndose lo siguiente:

ARMADO	Diámetro	nº	L (m)	Ltotal (m)	precio (kg/m)	peso total (kg)
Asup	Ø16	4	264.02	1056.1	1.63	1721.4104
Ainf	Ø32	12	271.76	3261.1	6.52	21262.5024
Refuerzo	Ø32	12	30	360.0	6.52	2347.2
Solapes	Ø16	4	21.6	86.4	1.63	140.832
Solapes	Ø32	12	43.2	518.4	6.52	3379.968
Estribos	Ø12	22002	4.8972	107748.2	0.92	99128.33885
						<b>127980.3</b>

El peso total que se obtiene es de **127980.3 kg**. Posteriormente, multiplicando por los precios unitarios, obtenidos del generador de precios de Cype de cada material, resulta:

m3 hormigón	298.00
precio hormigón m3	112.86
kg armadura	127980.3
precio kg armadura	1.28
<b>Presupuesto material A1</b>	<b>197447.44</b>

El presupuesto material de la Alternativa 1 asciende a **197447.44 euros**, sin tener en cuenta el IVA.

### 6.5.2. Coste material de la Alternativa 2 – Celosía metálica perimetral de refuerzo

Para el caso presente, se han agrupado una serie de tramos, contabilizando la longitud total de cada uno de los elementos: montantes, columnas, cordones y diagonales.

Tablas 57, 58 Y 59. Cuantificación del precio material total de la Alternativa 2. Elaboración propia.

Tramo	Montantes IPE400			Columnas HEB200		Cordones (IPE750) Ltotal	Diagonales Ltotal
	nº (h: 4.58m)	nº (h: 2m)	Ltotal	nº (h: 0.25)	Ltotal		
1,2,3	0	11	22	11	2.75	528.04	72.47
4	1	9	22	10	2.5		73.28
5	0	4	8	4	1		29.61
6,10	2	7	22	9	2.25		74.69
7,8,9	1	8	20	9	2.25		89.22
			<b>94</b>		<b>10.75</b>	<b>528.04</b>	<b>339.27</b>

Por otro lado, se obtienen los kg totales de cada grupo de elementos, aplicando el peso correspondiente por metro de cada uno de ellos.

Elementos	Sección	Ltotal (m)	kg/m	kg totales
Montantes	IPE400	94	66.3	6232.2
Columnas	HEB200	10.75	61.3	658.975
Cordones	IPE750	528.04	147	77621.88
Diagonales	IPE400	339.27	66.3	22493.28973
			<b>340.9</b>	<b>107006.34</b>

Finalmente, consultando el precio unitario de los perfiles de acero, se obtiene una cantidad total de **203312.05 euros**, sin contar el IVA.

precio acero/kg	1.9
kg totales	107006.34
<b>precio mat A2</b>	<b>203312.05</b>

### 6.6. Análisis y comparación de alternativas

Tras haber descrito las dos alternativas propuestas, después del complejo proceso de conseguir la configuración adecuada, y tras evaluar los esfuerzos obtenidos en cada una de ellas, se procede a realizar un pequeño análisis multicriterio entre estas dos alternativas con el fin de escoger una en base a una serie de criterios.

1. *Criterio de integración urbanística (C1)*. La alternativa que más se integre urbanísticamente, obtendrá una puntuación más alta. La ponderación será del 15%.

- A1. La viga de hormigón podría pasar desapercibida como un muro de parapeto en la cubierta, por lo que no tendría un gran impacto visual.
- A2. La celosía metálica no se integra convenientemente con respecto a las edificaciones de alrededor. Sin embargo, se podría ocultar con lonas.

2. *Criterio de durabilidad (C2)*. Se valorará positivamente con una mayor puntuación la alternativa que requiera un menor número de tareas de mantenimiento con el paso del tiempo. El peso del presente criterio se corresponde con un 20%.

- A1. Dicha alternativa tiene una mejor durabilidad ante ambientes salinos y agentes químicos, como es el caso. Se ha diseñado la VGRP para resistir dicho ambiente agresivo.

- A2. Se sabe que el acero necesita mayores tareas de mantenimiento y protección frente a la corrosión. Por ello, sería necesario aplicar capas de imprimación epoxi rica en zinc periódicamente.

3. *Criterio funcional (C3)*. Se prima la efectividad de la solución y la menor sollicitación de esfuerzos del resto de los elementos del edificio, así como una menor necesidad de reforzar otros elementos del edificio, concretamente la VGP2 en el caso presente. Como resultado, se dota de la ponderación más alta: 35%.

- A1 y A2. Ambas alternativas cumplen con el objetivo de evitar el colapso en la situación de haber sido instaladas previamente. Sin embargo, se ha podido comprobar en cuanto a los desplazamientos y los esfuerzos obtenidos la mayor eficacia de la viga de hormigón (A1).

4. *Criterio económico (C4)*. La alternativa que suponga un menor coste material se valorará con una mayor puntuación. La ponderación correspondiente es de solo un 10%.

- A1 y A2. Se ha podido comprobar para las dos Alternativas que la diferencia entre ambas es mínima, de poco más de 5000 euros (ajustándose solamente a la cantidad de material empleado y a su precio unitario).

5. *Criterio constructivo (C5)*. Se valora positivamente la rapidez de ejecución así como la posibilidad de un mayor control de ejecución en taller. La ponderación será del 20%.

- A1. En el caso de la viga de hormigón, toda ella se construiría in situ. Primeramente se descabezan las cabezas de las columnas inferiores, se dispone posteriormente toda la armadura y, después del encofrado, se hormigona mediante bombeo. Teóricamente sería un proceso más laborioso y llevaría más semanas de ejecución.

- A2. La celosía metálica podría fabricarse en taller, diseñándose en un número de tramos apropiado para facilitar las tareas de transporte e izado. Se deben descabezar primeramente también las cabezas de las columnas inferiores para conectarse con las columnas HEB200. La unión de cada uno de los tramos se efectuaría mediante soldadura in situ. Se puede afirmar que el proceso sería más rápido que la Alternativa 1.

Tabla 55. Matriz alternativas-criterios para la elección de la alternativa. Elaboración propia.

	Peso	Puntuación	
		A1	A2
C1	15%	8	6
C2	20%	9	7
C3	35%	8	6
C4	10%	7	7
C5	20%	6	9
		7.7	6.9

El resultado final resulta ser la **Alternativa 1 – Viga de refuerzo perimetral de hormigón**.

## 7. CONCLUSIONES

En el presente Trabajo Fin de Máster se ha analizado el Champlain Towers South de Miami que colapsó en 2021, con el fin de proponer una nueva técnica de refuerzo para haber evitado dicho colapso. Para ello, se ha modelado y evaluado dicho edificio en los estados original y de colapso, y este último además diferenciando “sin amplificación dinámica” y “con amplificación dinámica”. Además, se han estudiado diversas configuraciones de la viga perimetral de refuerzo hasta llegar a la más apropiada: la configuración 6 con tramos de viga de canto variable. Finalmente, tras realizar un análisis multicriterio, se ha adoptado la *Alternativa 1*, correspondiente a una viga perimetral de refuerzo de hormigón instalada en la cubierta del edificio.

Con respecto a la mejora de robustez de dicho edificio, se han conseguido diseñar dos alternativas viables para reforzar el edificio mediante un refuerzo muy poco invasivo que permite el funcionamiento normal del edificio durante su construcción. La primera de ellas, ya comentada, se corresponde con el diseño de una viga perimetral de refuerzo de hormigón de 2m de canto sobre la cubierta del edificio; mientras que la segunda alternativa, se corresponde con el diseño de una celosía metálica de 2.58m de canto. Las nuevas técnicas de refuerzo de ambas alternativas se conectan a las cabezas de las columnas de la planta directamente inferior a la cubierta. Además, juntamente a estas técnicas, se ha de reforzar la viga perimetral existente VGP2.

En relación con el desarrollo del presente trabajo, se ha podido observar la gran dificultad en cuanto a la búsqueda del sistema de refuerzo que alcanzara los objetivos propuestos de la mejora de robustez del presente edificio debido, entre otros condicionantes, a la irregularidad en planta del edificio, a la doble altura de la cubierta y a la deficiencia del diseño original de algunos elementos estructurales, como la viga VGP2.

Por consiguiente, mediante la realización de este trabajo se ha demostrado que la disposición de una viga de refuerzo en la cubierta podría haber evitado

el desastre, consiguiendo caminos alternativos de carga y la redistribución de los esfuerzos ante el fallo estructural de una de las columnas exteriores del propio edificio.

Finalmente, este sistema podría ser aplicado de forma exitosa a otros edificios de características similares, realizando los pertinentes estudios particulares y comprobaciones de cada uno de ellos.



Fdo: José David Ortega Rodríguez

Fecha: septiembre 2024

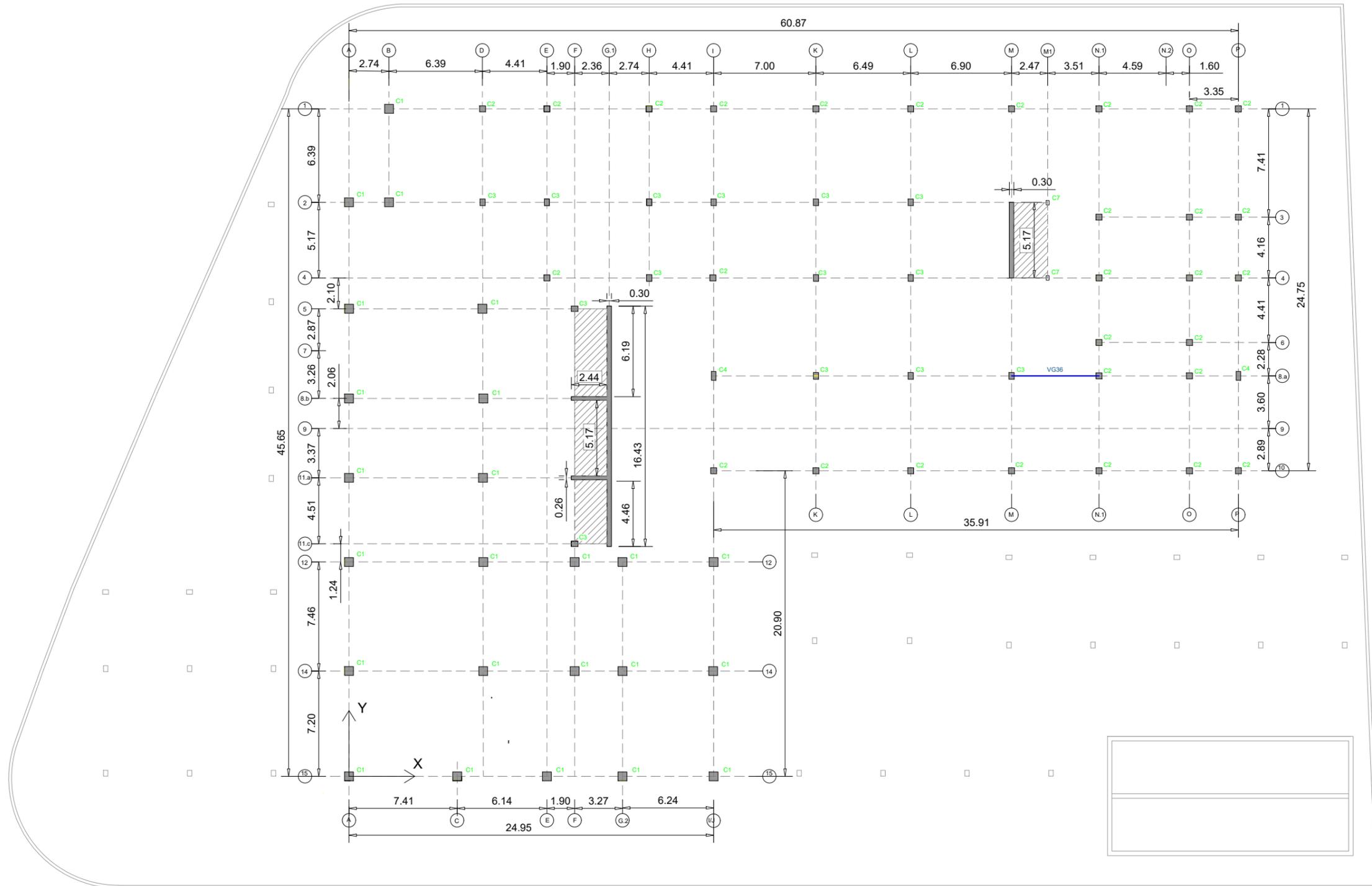
## 8. BIBLIOGRAFÍA

- [1] BBC News Mundo. (2021, 7 septiembre). *Las 2 causas científicas por las que se cayeron las Torres Gemelas tras el impacto de los aviones el 11 de septiembre de 2001*. <https://www.bbc.com/mundo/noticias-58467793>
- [2] Jiménez, J. D. O. (2023, 12 octubre). 10 años de la caída del edificio Space: la herida aún no cierra y la última condena no se ha pagado ElColombiano. *www.elcolombiano.com*. <https://www.elcolombiano.com/medellin/10-anos-de-la-caida-del-edificio-space-en-el-poblado-medellin-BD22655004>
- [3] Valencia, N. (2017, 13 septiembre). *Medellín: Edificio Space, el derrumbe de un error*. ArchDaily En Español. <https://www.archdaily.cl/cl/628112/edificio-space-el-derrumbe-de-cuatro-torres-y-una-nueva-reforma-habitacional>
- [4] De Aragón, E. P. (2023, 14 junio). Se derrumba un edificio de cinco plantas en Teruel: el último vecino salió instantes antes. *El Periódico de Aragón*. <https://www.elperiodicodearagon.com/aragon/2023/06/13/video-ultima-hora-derrumba-edificio-teruel-88635140.html>
- [5] J. M. Adam, F. Parisi, J. Sagaseta, and X. Lu, “Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century,” *Engineering Structures*, vol. 173. Elsevier Ltd, pp. 122–149, Oct. 15, 2018. doi: 10.1016/j.engstruct.2018.06.082.
- [6] U. Starossek, “Typology of progressive collapse,” *Engineering Structures*, vol. 29, no. 9, pp. 2302–2307, Sep. 2007, doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2006.11.025. [Archivo en PDF]
- [7] Sasani, M., & Kropelnicki, J. (2007). Progressive collapse analysis of an RC structure. ~The Structural Design Of Tall And Special Buildings, 17(4), 757-771. <https://doi.org/10.1002/tal.375>
- [8] Department of Defense (DoD), “UNIFIED FACILITIES CRITERIA (UFC): DESIGN OF BUILDINGS TO RESIST PROGRESSIVE COLLAPSE. UFC 4-023-03,” 2009. [Archivo en PDF]
- [9] B. Abdelwahed, “A review on building progressive collapse, survey and discussion,” *Case Studies in Construction Materials*, vol. 11. Elsevier Ltd, Dec. 01, 2019. doi: 10.1016/j.cscm.2019.e00264.
- [10] Martínez, G. P., Hernández, A. H., Rodríguez, P. M., & Parnás, V. B. E. (2021, 31 diciembre). *REVISIÓN DE LAS INVESTIGACIONES DEL COLAPSOPROGRESIVO*. <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/77>
- [11] Australian Building Codes Board (ABDC). *National construction code (NCC). Council of Australia Governments; 2016*.
- [12] E. Committee for Standardisation, “EN 1991-1-7: Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-7:General actions - Accidental actions,” 2006.

- [13] Department of Defense (DoD), “UNIFIED FACILITIES CRITERIA (UFC): DESIGN OF BUILDINGS TO RESIST PROGRESSIVE COLLAPSE. UFC 4-023-03,” 2009.
- [14] Ministry of Housing, Communities and Local Government. (2024, 29 marzo). *Fire safety: Approved Document B*. GOV.UK. <https://www.gov.uk/government/publications/fire-safety-approved-document-b>
- [15] F. Stochino, C. Bedon, J. Sagaseta, and D. Honfi, “Robustness and resilience of structures under extreme loads,” *Advances in Civil Engineering*, vol. 2019. Hindawi Limited, 2019. doi: 10.1155/2019/4291703.
- [16] F. Kiakojouri, V. de Biagi, B. Chiaia, and M. R. Sheidaii, “Strengthening and retrofitting techniques to mitigate progressive collapse: A critical review and future research agenda,” *Engineering Structures*, vol. 262. Elsevier Ltd, Jul. 01, 2022. doi: 10.1016/j.engstruct.2022.114274.
- [17] Qian, K., Weng, Y., & Li, B. (2019). Improving Behavior of Reinforced Concrete Frames to Resist Progressive Collapse through Steel Bracings. *Journal Of Structural Engineering*, 145(2). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0002263](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0002263). [Archivo en PDF]
- [18] Miami Herald (2021). *Surfside Investigation*. <https://www.miamiherald.com/news/special-reports/surfside-investigation/article256633336.html>
- [19] Logan, L., & Singh, A. (2023). High-Rise condominium collapse. *Journal Of Legal Affairs And Dispute Resolution In Engineering And Construction*, 15(1). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)la.1943-4170.0000583](https://doi.org/10.1061/(asce)la.1943-4170.0000583). [Archivo en PDF]
- [20] Tomasz Wasniewski, Ewelina Kolodziejczyk. “Possible causes of champlain tower south condominium collapse in Surfside town, Florida.” *Department of Concrete Structures, Lodz University of Technology*. [Archivo en PDF]
- [21] Miami Herald (2021). *Miami Beach*. <https://www.miamiherald.com/news/local/community/miami-dade/miami-beach/article253200228.html>
- [22] Miami Herald (2021). *Surfside Investigation*. <https://www.miamiherald.com/news/special-reports/surfside-investigation/article255901741.html>
- [23] Pellecchia, C., Cardoni, A., Cimellaro, G. P., Domaneschi, M., Ansari, F., & Khalil, A. A. (2024). Progressive Collapse Analysis of the Champlain Towers South in Surfside, Florida. *Journal Of Structural Engineering*, 150(1). <https://doi.org/10.1061/jsendh.steng-12485>

- [24] Public Records Search – Town of Surfside. *Original Structural Plans*.  
<https://surfside.one/public-records-search/>. [Archivo en PDF]
- [25] Government of Town Surfside. Document Library. Champlain Towers South Condominium. 40 year building repair and restoration. <https://www.townofsurfsidefl.gov/docs/default-source/default-document-library/town-clerk-documents/champlain-towers-south-public-records/8777-collins-avenue---preliminary-review-plans-for-40-year-re-certification.pdf>. [Archivo en PDF]
- [26] Kelly, J. S. E. B. J. L. A. M. M. (2021, 12 agosto). How the pool deck could have caused Champlain Towers South to collapse. *Washington Post*. <https://www.washingtonpost.com/investigations/interactive/2021/pool-deck-condo-collapse/>
- [27] Buitrago, M., Makoond, N., Moragues, J. J., Sagasetta, J., & Adam, J. M. (2023). Robustness of a full-scale precast building structure subjected to corner-column failure. *Structures*, 52, 824-841. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.03.146>
- [28] *Champlain Towers South collapse | NIST*. (2022, 5 abril). NIST. <https://www.nist.gov/disaster-failure-studies/champlain-towers-south-collapse-ncst-investigation>

## ANEXO 1: PLANOS



A3 NIVEL PLANTA  
1:300 GARAJE

Nota: Adaptación propia. Planos [25] como referencia.



**TÍTULO DEL PROYECTO:**  
MEJORA DE LA ROBUSTEZ DEL EDIFICIO  
CHAMPLAIN TOWERS SOUTH DE MIAMI (EEUU)

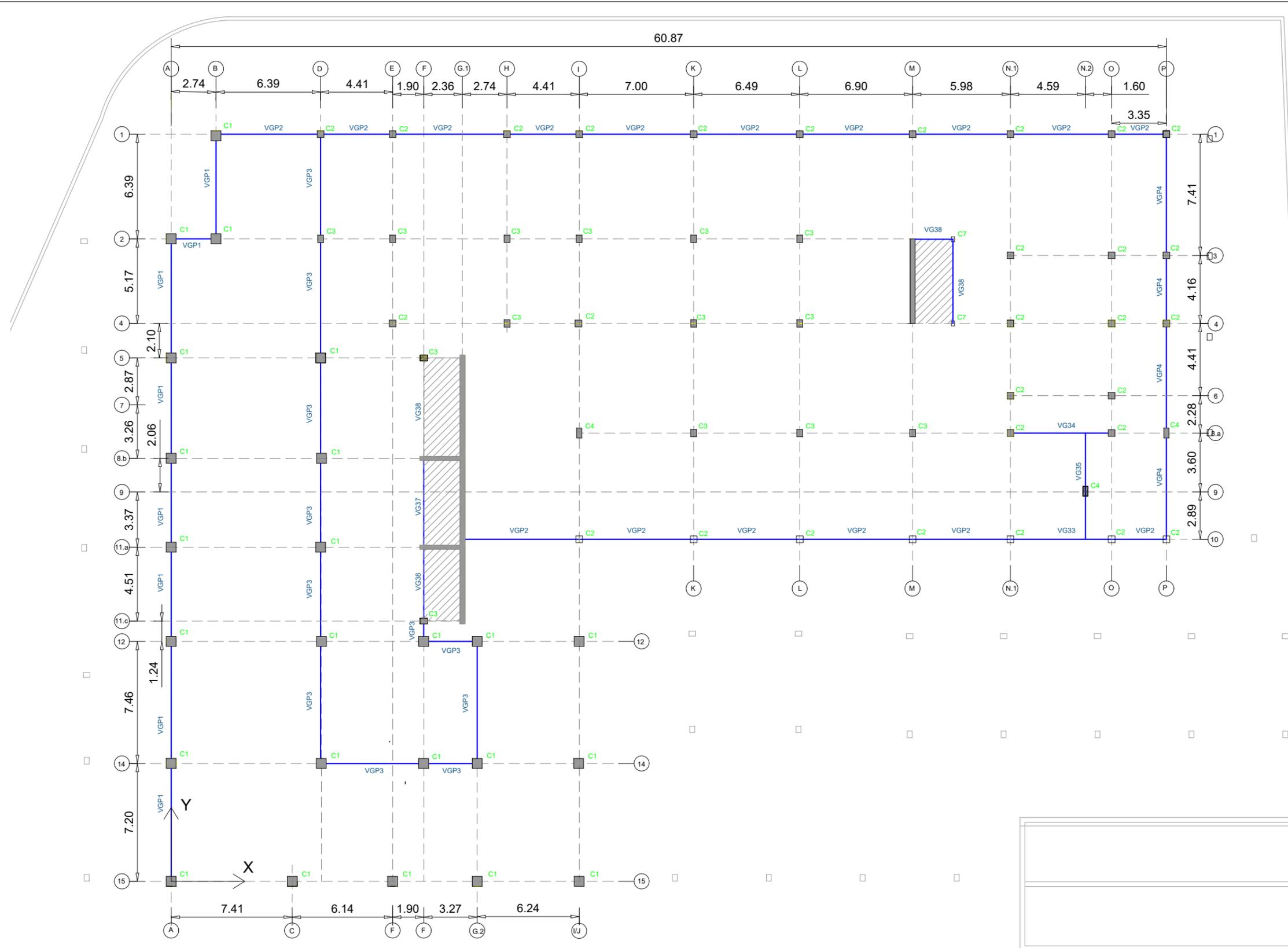
**TÍTULO DEL PLANO**  
NIVEL GARAJE (-1)

**AUTOR**  
ORTEGA RODRÍGUEZ, JOSÉ DAVID *José D.*

**ESCALAS**  
1:300

**PLANO Nº**  
1

**FECHA**  
VALENCIA, SEPTIEMBRE 2024



A3 NIVEL PLANTA  
1:250 BAJA (1)



Nota: Adaptación propia. Planos [25] como referencia.



**TÍTULO DEL PROYECTO:**  
MEJORA DE LA ROBUSTEZ DEL EDIFICIO  
CHAMPLAIN TOWERS SOUTH DE MIAMI (EEUU)

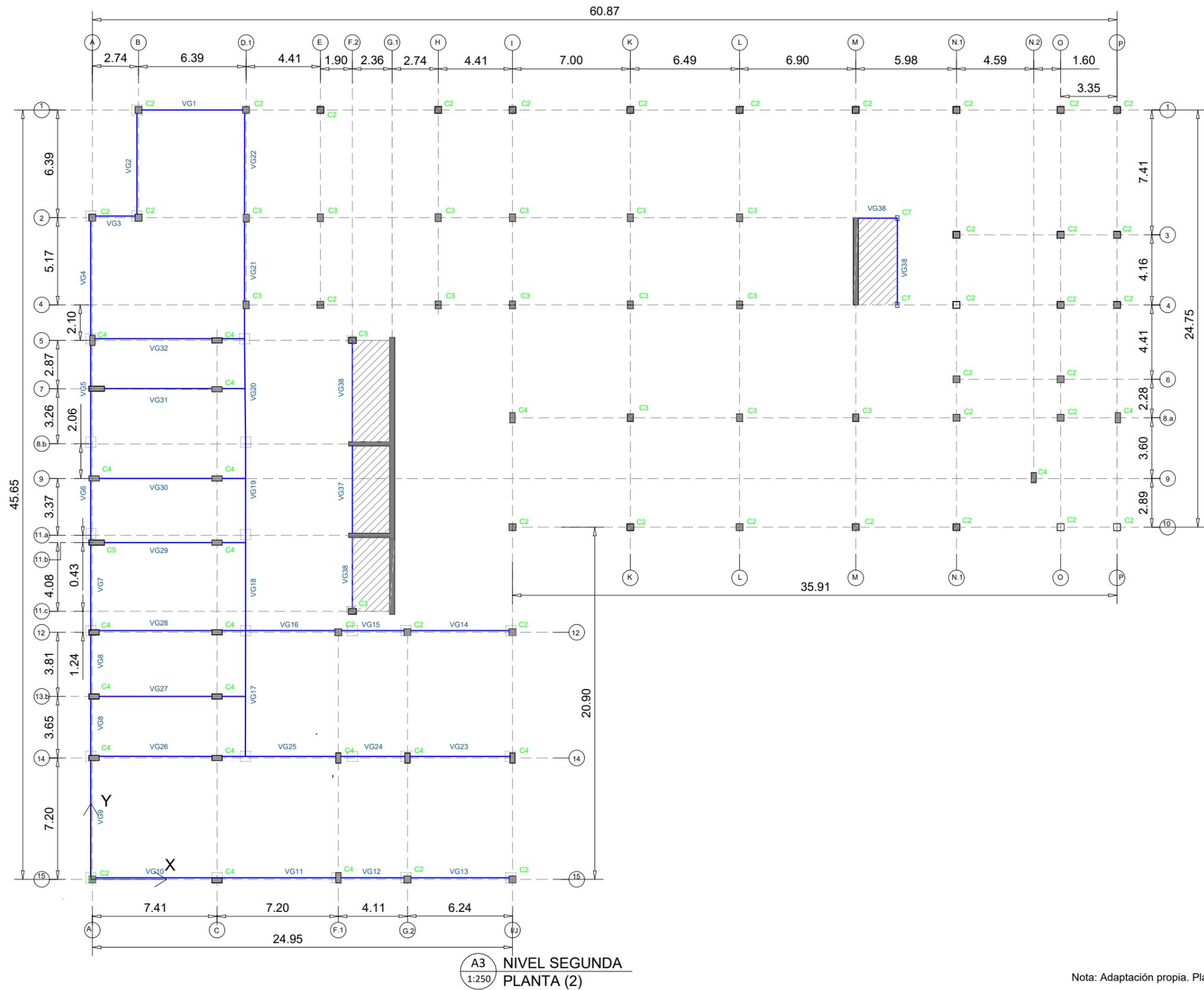
**TÍTULO DEL PLANO**  
NIVEL PLANTA BAJA (1)

**AUTOR**  
ORTEGA RODRÍGUEZ, JOSÉ DAVID  
*José D. Ortega*

**ESCALAS**  
1:250

**PLANO Nº**  
2

**FECHA**  
VALENCIA, SEPTIEMBRE 2024



Nota: Adaptación propia. Planos [25] como referencia.



**TÍTULO DEL PROYECTO:**  
MEJORA DE LA ROBUSTEZ DEL EDIFICIO  
CHAMPLAIN TOWERS SOUTH DE MIAMI (EEUU)

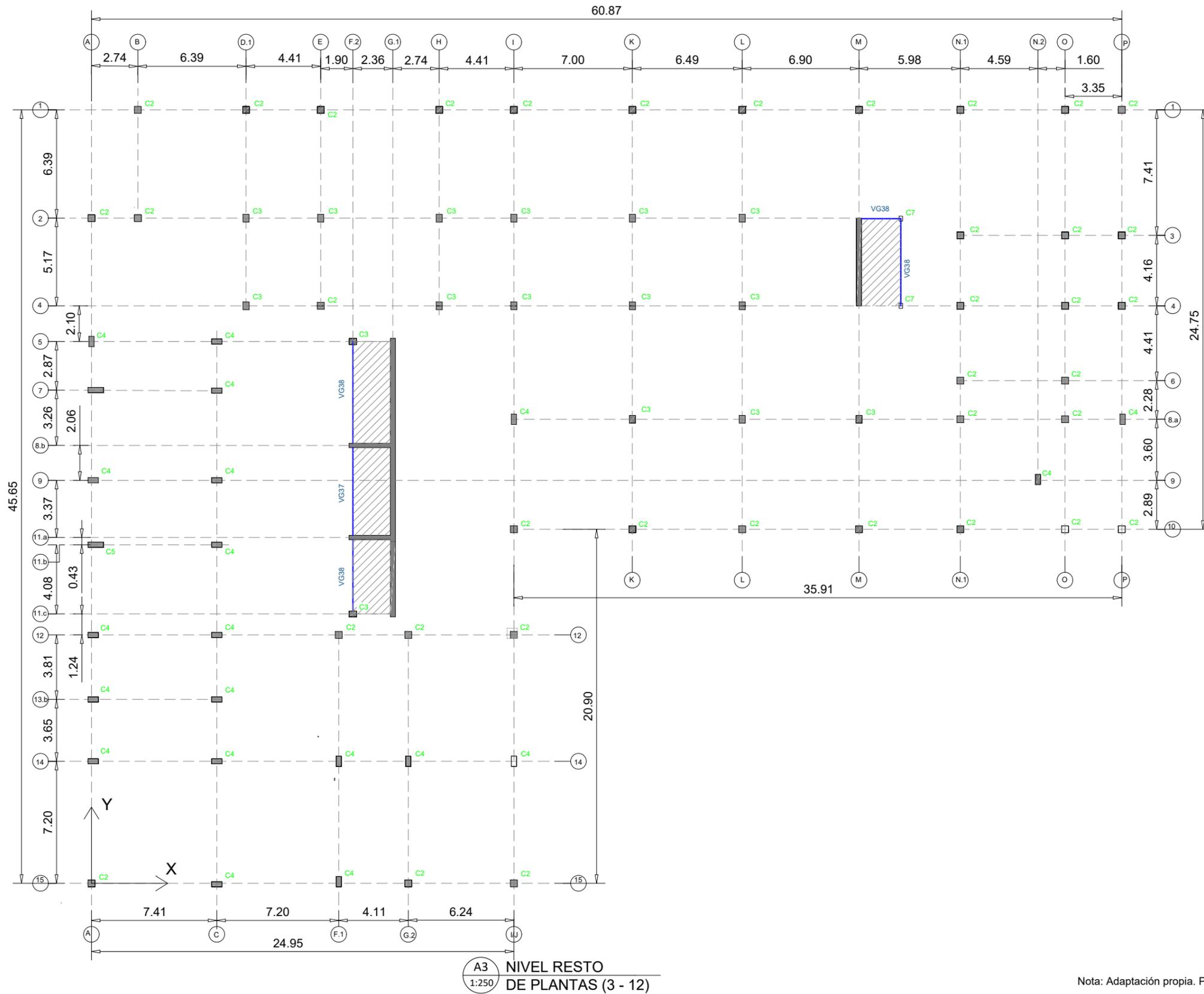
**TÍTULO DEL PLANO**  
NIVEL SEGUNDA  
PLANTA (2)

**AUTOR**  
ORTEGA RODRÍGUEZ, JOSÉ DAVID  
*José D. Ortega*

**ESCALAS**  
1:250

**PLANO Nº**  
3

**FECHA**  
VALENCIA, SEPTIEMBRE 2024



A3  
1:250 NIVEL RESTO DE PLANTAS (3 - 12)

Nota: Adaptación propia. Planos [25] como referencia.



**TÍTULO DEL PROYECTO:**  
MEJORA DE LA ROBUSTEZ DEL EDIFICIO  
CHAMPLAIN TOWERS SOUTH DE MIAMI (EEUU)

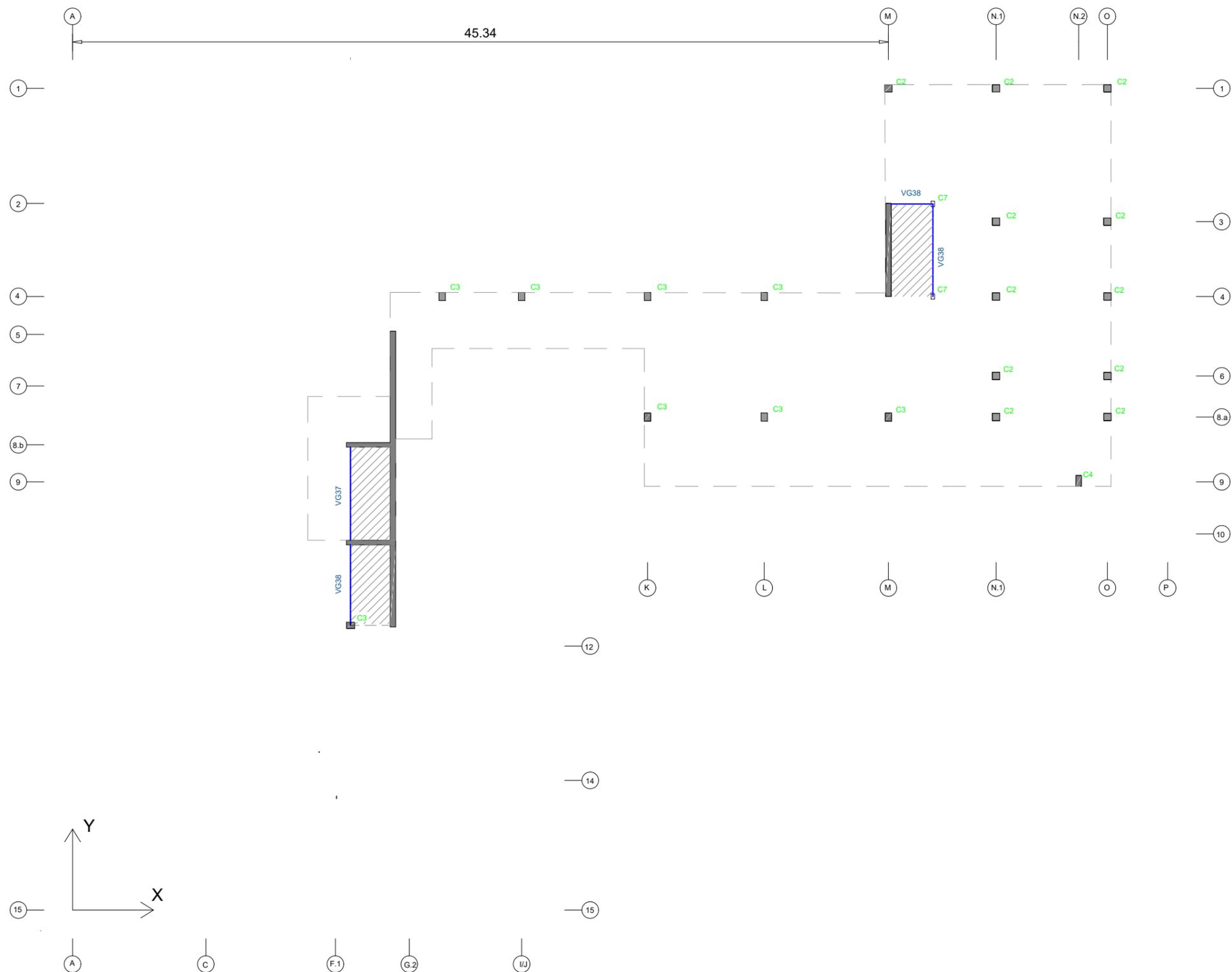
**TÍTULO DEL PLANO**  
NIVEL RESTO DE PLANTAS  
(3 - 12)

**AUTOR**  
ORTEGA RODRÍGUEZ, JOSÉ DAVID *José D. Ortega*

**ESCALAS**  
1:250

**PLANO Nº**  
4

**FECHA**  
VALENCIA, SEPTIEMBRE 2024



A3 NIVEL PENTHOUSE  
1:250 (13)

Nota: Adaptación propia. Planos [25] como referencia.



**TÍTULO DEL PROYECTO:**  
MEJORA DE LA ROBUSTEZ DEL EDIFICIO  
CHAMPLAIN TOWERS SOUTH DE MIAMI (EEUU)

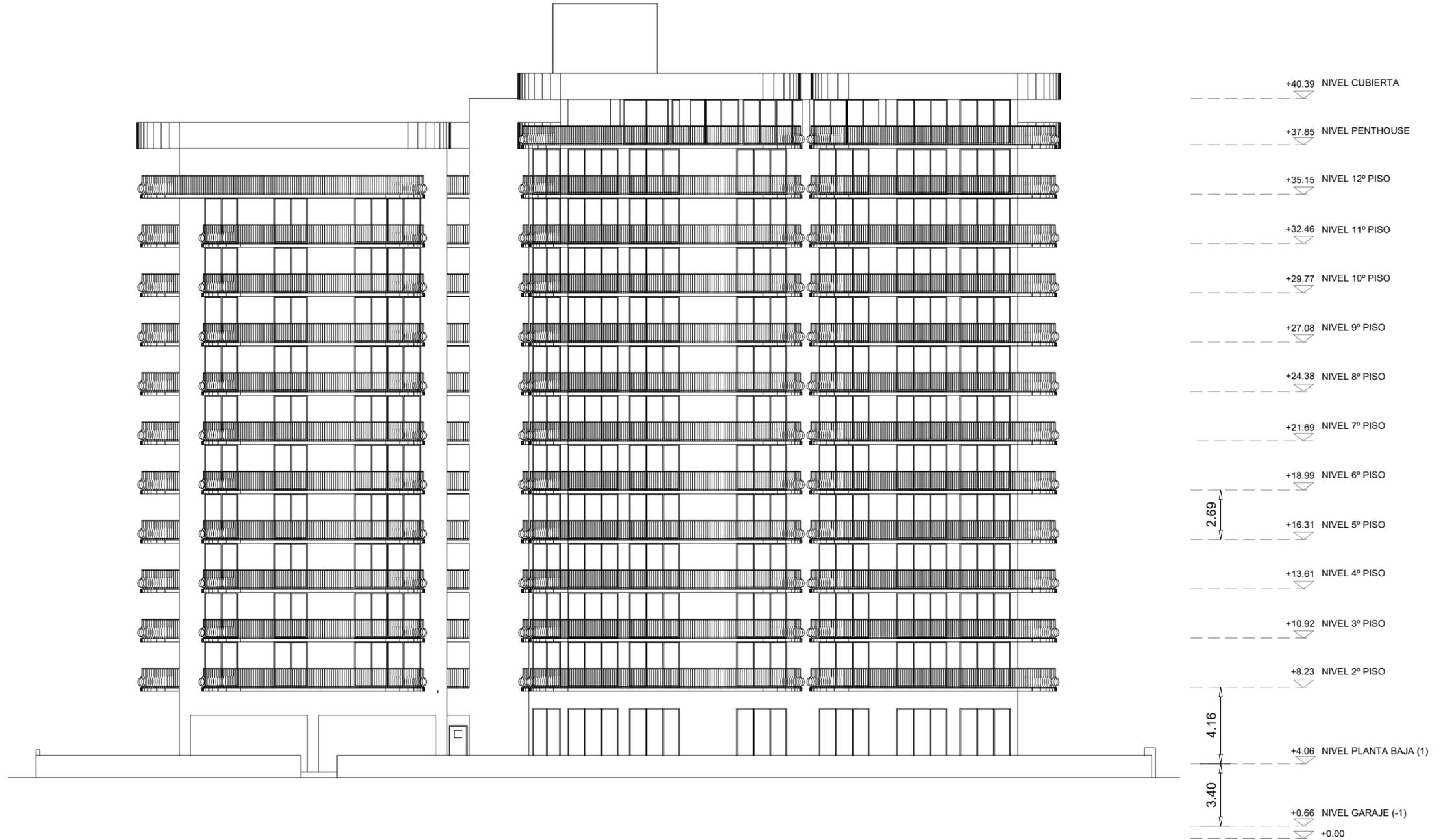
**TÍTULO DEL PLANO**  
NIVEL PENTHOUSE (13)

**AUTOR**  
ORTEGA RODRÍGUEZ, JOSÉ DAVID *José D. Ortega*

**ESCALAS**  
1:250

**PLANO Nº**  
5

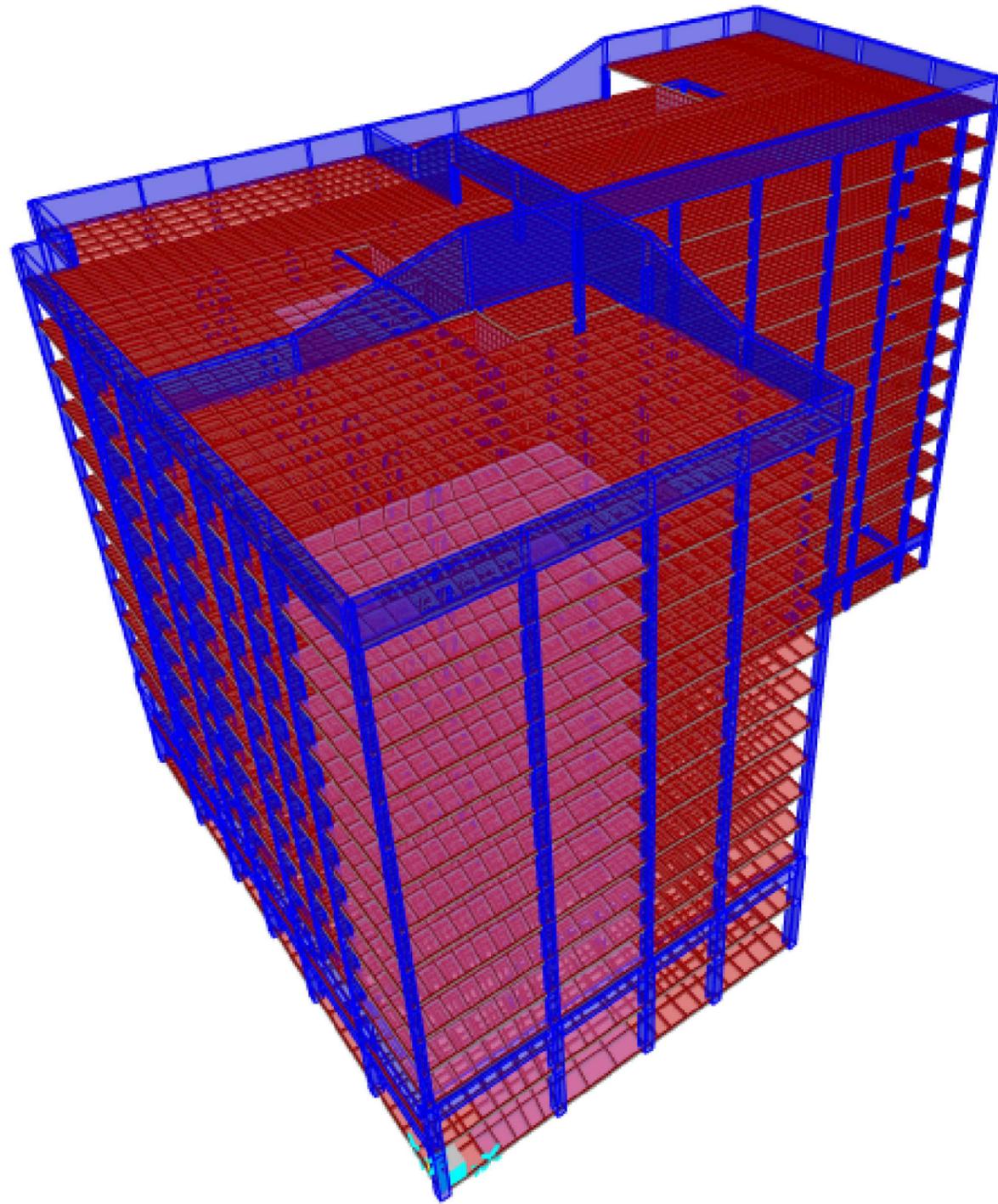
**FECHA**  
VALENCIA, SEPTIEMBRE 2024



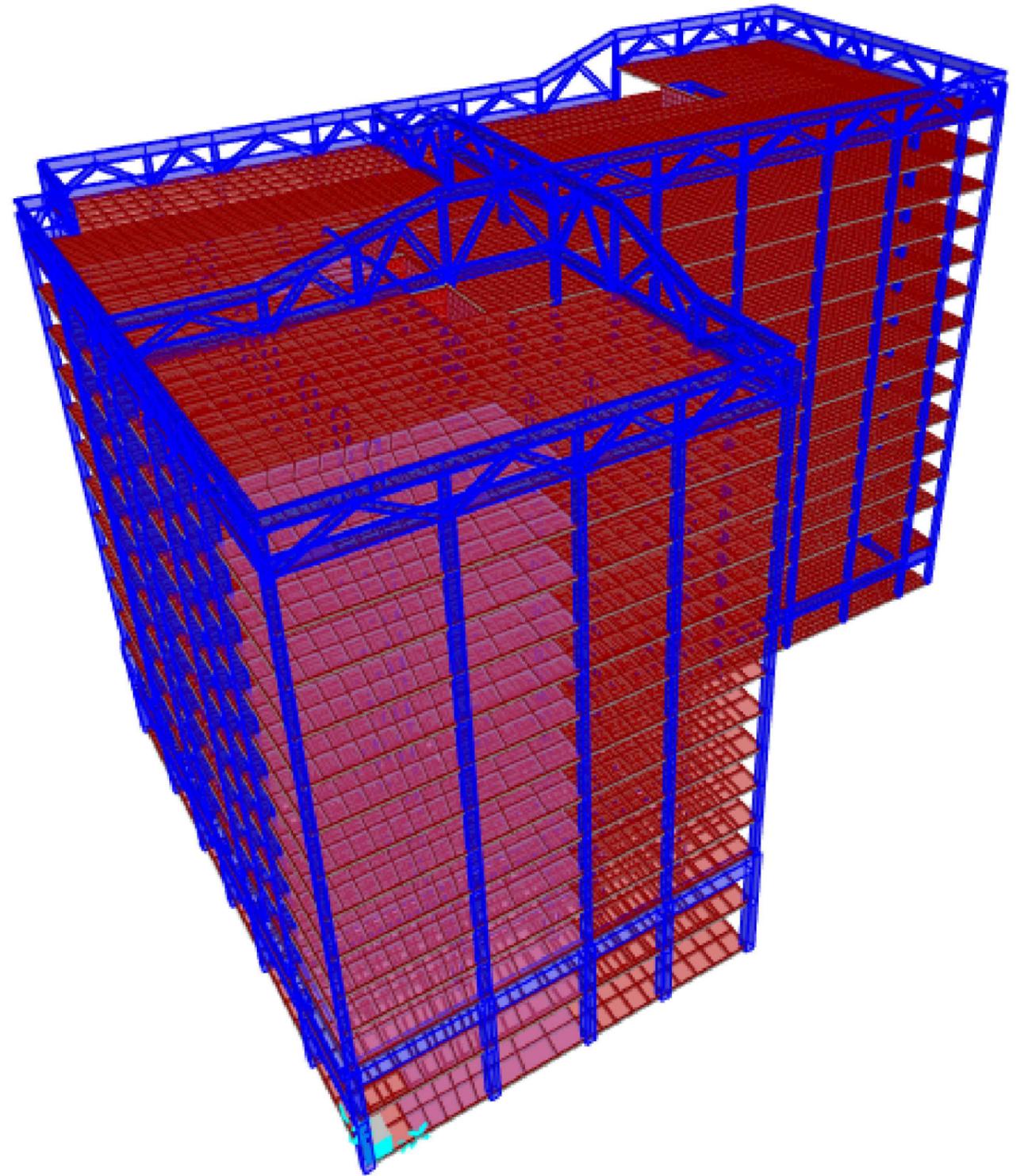
A3 ELEVACIÓN ESTE  
1:250

Nota: Adaptación propia. Planos [25] como referencia.

 <p>ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS</p>	<p><b>TÍTULO DEL PROYECTO:</b> MEJORA DE LA ROBUSTEZ DEL EDIFICIO CHAMPLAIN TOWERS SOUTH DE MIAMI (EQU)</p>	<p><b>TÍTULO DEL PLANO</b> ELEVACIÓN ESTE</p>	<p><b>AUTOR</b> ORTEGA RODRÍGUEZ, JOSÉ DAVID</p> 	<p><b>ESCALAS</b> 1:250</p>	<p><b>PLANO Nº</b> 6</p>	<p><b>FECHA</b> VALENCIA, SEPTIEMBRE 2024</p>
---	---	---	--	---------------------------------	------------------------------	---

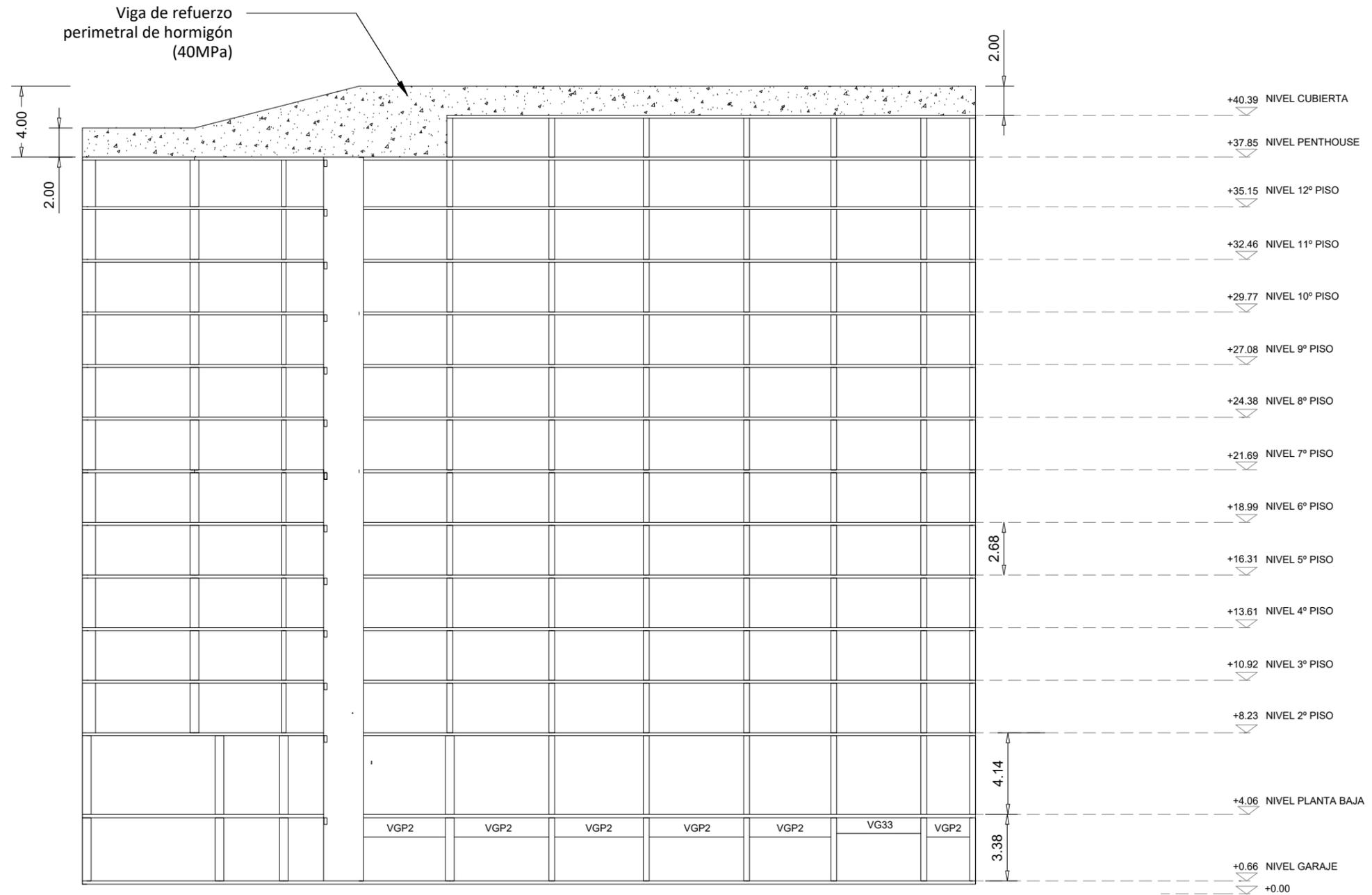


A3 ALTERNATIVA 1  
N/A 3D

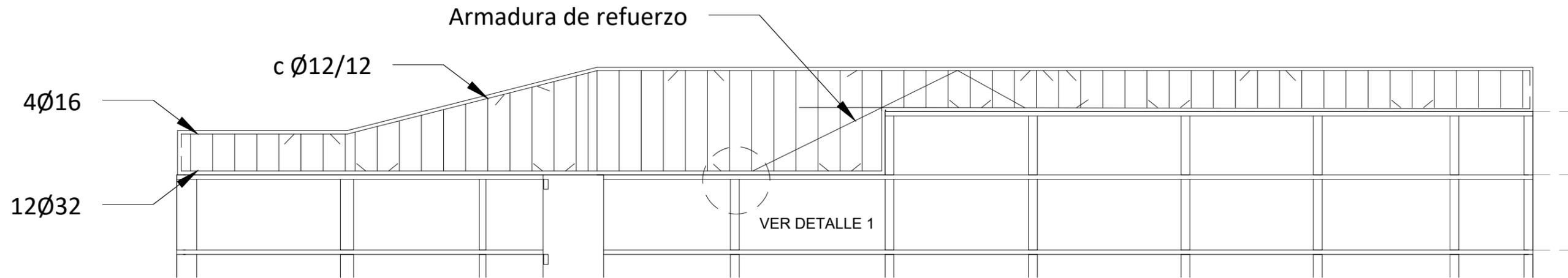


A3 ALTERNATIVA 2  
N/A 3D

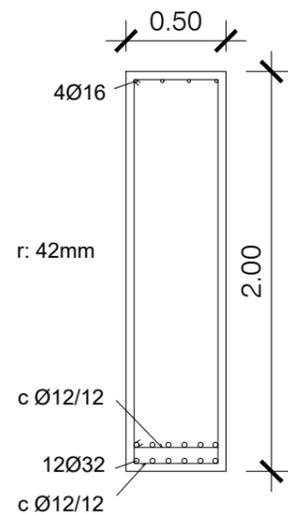
 <p>ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS</p> 	<p><b>TÍTULO DEL PROYECTO:</b> MEJORA DE LA ROBUSTEZ DEL EDIFICIO CHAMPLAIN TOWERS SOUTH DE MIAMI (EEUU)</p>	<p><b>TÍTULO DEL PLANO</b> 3D ALTERNATIVAS 1 Y 2</p>	<p><b>AUTOR</b> ORTEGA RODRÍGUEZ, JOSÉ DAVID</p> 	<p><b>ESCALAS</b> N/A</p>	<p><b>PLANO Nº</b> 7</p>	<p><b>FECHA</b> VALENCIA, SEPTIEMBRE 2024</p>
---	--	--	--	-------------------------------	------------------------------	---



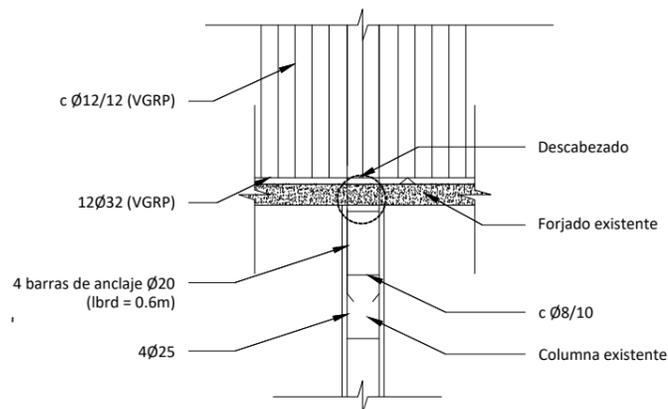
A3 ALTERNATIVA 1  
1:250 SECCIÓN XZ, Y = 20.90M



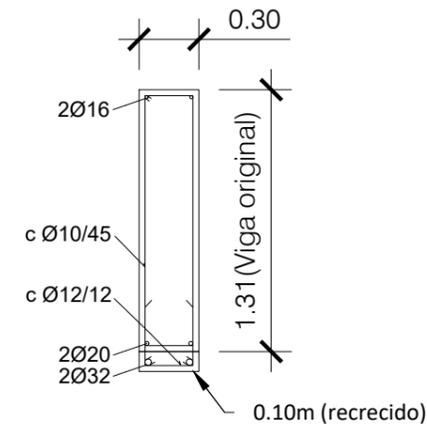
A3 ALTERNATIVA 1  
N/A CROQUIS 1 ARMADO



A3 SECCIÓN ARMADO  
N/A VIGA DE REFUERZO (TRAMO 2m)



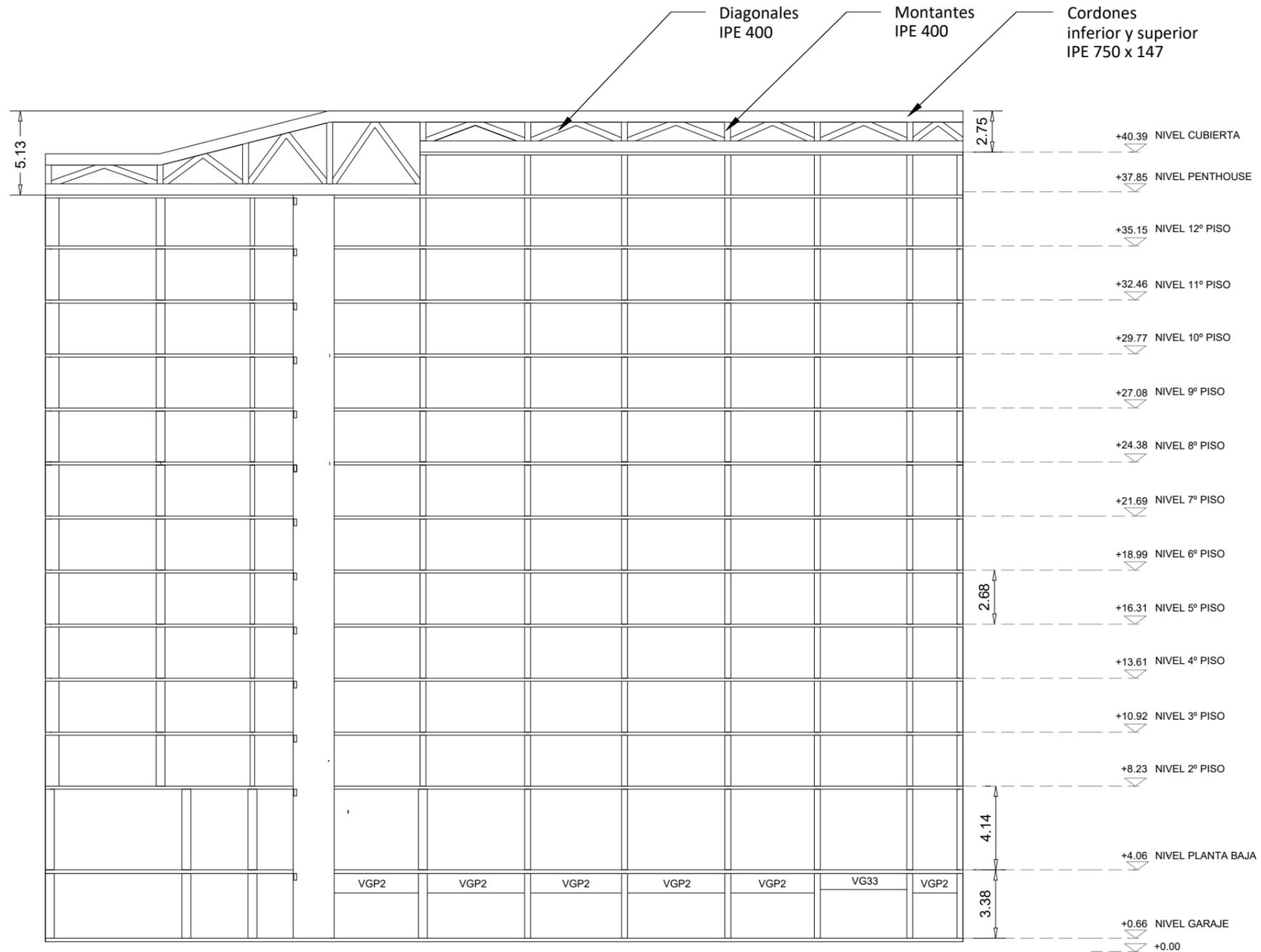
A3 DETALLE1. CONEXIÓN VGRP A  
1:50 COLUMNA EXISTENTE



A3 SECCIÓN ARMADO  
N/A VIGA VGP2 MÁS RECRECIDO

NOTA:

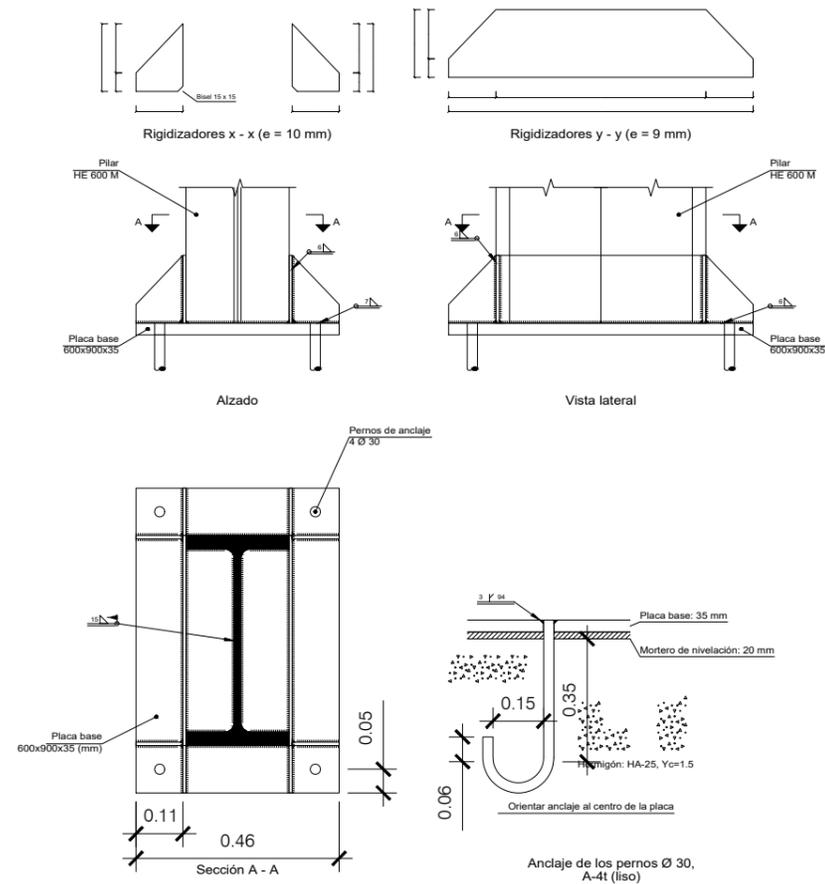
1. Celosía a construirse en fábrica con longitud máxima de tramos de 7.5m. Una vez alzada en la cubierta, ha de soldarse y conectarse a la cabeza de las columnas inferiores según el Detalle 3



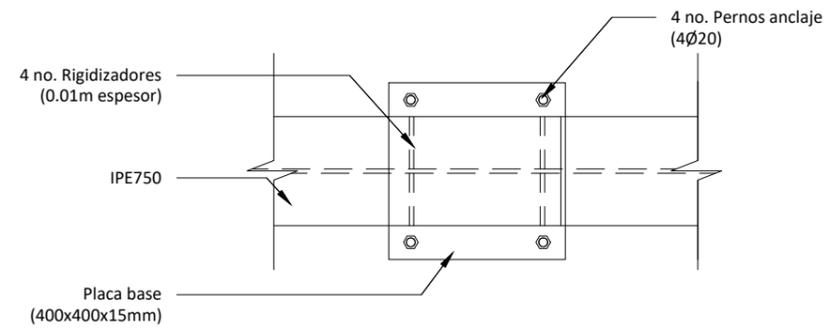
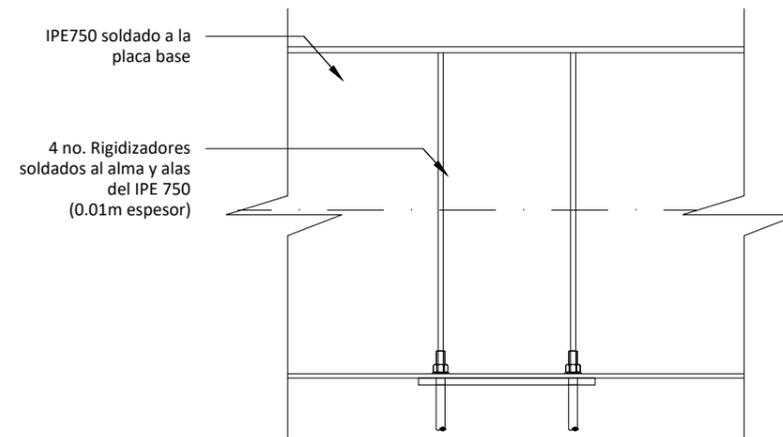
A3 ALTERNATIVA 2  
1:250 SECCIÓN XZ, Y = 20.90m

NOTAS GENERALES:

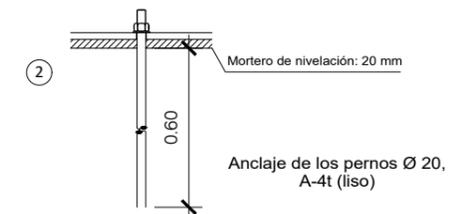
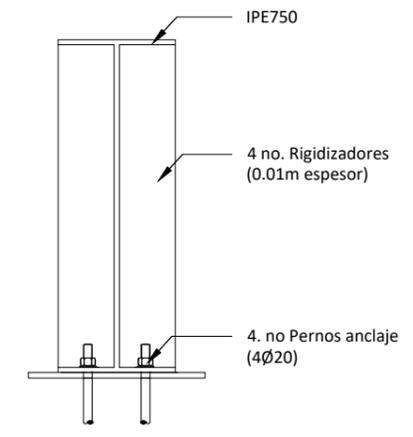
1. Ejecutar una nueva zapata de cimentación para conectar la nueva columna HEM600.  
Dimensiones mínimas: 540 x 540 x 200 (cm)
2. Conectar perno de anclaje a la armadura existente de la columna inferior, de forma similar al Detalle 1.
3. La columna HEM600 ha de soldarse entre sí entre cada forjado. Picar la superficie necesaria para realizar los trabajos.



A3 1:16 DETALLE 2. CONEXIÓN DE HEM600 A ZAPATA



A3 1:16 DETALLE 3. CONEXIÓN DE IPE750 A PLACA DE ANCLAJE



## ANEXO 2: ODS

Relación del TFM “Mejora de la robustez del edificio Champlain Towers South de Miami (EEUU)” con los Objetivos de Desarrollo Sostenible de la Agenda 2030.

Grado de relación del trabajo con los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS).

Objetivos de Desarrollo Sostenibles	Alto	Medio	Bajo	No Procede
ODS 1. Fin de la pobreza.				
ODS 2. Hambre cero.				
ODS 3. Salud y bienestar.				
ODS 4. Educación de calidad.				
ODS 5. Igualdad de género.				
ODS 6. Agua limpia y saneamiento.				
ODS 7. Energía asequible y no contaminante.				
ODS 8. Trabajo decente y crecimiento económico.				
ODS 9. Industria, innovación e infraestructuras.				
ODS 10. Reducción de las desigualdades.				
ODS 11. Ciudades y comunidades sostenibles.				
ODS 12. Producción y consumo responsables.				
ODS 13. Acción por el clima.				
ODS 14. Vida submarina.				
ODS 15. Vida de ecosistemas terrestres.				
ODS 16. Paz, justicia e instituciones sólidas.				
ODS 17. Alianzas para lograr objetivos.				

Descripción de la alineación del TFM con los ODS con un grado de relación más alto.

El presente TFM contiene diversas directrices referentes a los Objetivos del Desarrollo Sostenible (ODS) que se consideran de especial importancia para la positiva contribución a la población de Surfside, Florida (Miami) como al resto de poblaciones donde se encuentren edificios antiguos y similares con probabilidad de colapsar en su conjunto por el fallo de un elemento estructural:

- ODS 3. Con el presente trabajo se consigue evitar el colapso del edificio garantizando la vida de las personas ante un posible fallo de alguno de los elementos estructurales del mismo. En el caso presente se produjeron 98 fallecidos por dicho colapso, lo cual se podría haber evitado si se hubiera instalado dicha Alternativa 1.
- ODS 9. Debido a la construcción de dicha propuesta, se potencia la industria de la zona contribuyendo económicamente en distintos sectores. Además, se innova en una solución poco convencional en edificaciones de características similares.
- ODS 11. Se contribuye a que se tengan ciudades más resilientes y sostenibles, mediante la mejora de la robustez de los edificios.
- ODS 13. Evitando el colapso de dicho edificio se elimina, a su vez, la posibilidad de emisión de polvo y la propagación de restos de la edificación que se producirían en su colapso. Además, se evitaría la contaminación sonora y emisión de humos de la maquinaria necesaria para la recogida de los escombros.

## ANEXO 3: COMPROBACIONES IPE400, IPE750 Y HEM600

Barra N11/N13

Perfil: IPE 400							
Material: Acero (S355 (EN 10025-2))							
	Nodos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )
	N11	N13	4.493	84.50	23130.00	1318.00	51.28
	Notas: <sup>(1)</sup> Inercia respecto al eje indicado <sup>(2)</sup> Momento de inercia a torsión uniforme						
				Pandeo		Pandeo lateral	
				Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.
	β	1.00		1.00	1.00	1.00	1.00
	L <sub>k</sub>	4.493		4.493	4.493	4.493	4.493
	C <sub>m</sub>	1.000		1.000	1.000	1.000	1.000
	C <sub>1</sub>			-		1.000	
Notación: b: Coeficiente de pandeo L <sub>k</sub> : Longitud de pandeo (m) C <sub>m</sub> : Coeficiente de momentos C <sub>1</sub> : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (EUROCÓDIGO 3 EN 1993-1-1: 2005)													Estado	
	λ <sub>w</sub>	N <sub>t</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	V <sub>z</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>y</sub> V <sub>z</sub>	M <sub>z</sub> V <sub>y</sub>	NM <sub>y</sub> M <sub>z</sub>	NM <sub>y</sub> M <sub>z</sub> V <sub>z</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>t</sub> V <sub>z</sub>		M <sub>t</sub> V <sub>y</sub>
N11/N13	λ <sub>w</sub> ≤ λ <sub>w,max</sub> Cumple	N <sub>Ed</sub> = 0.00 N.P. <sup>(1)</sup>	x: 0.43 m η = 12.6	x: 3.956 m η = 3.5	x: 3.955 m η < 0.1	x: 3.955 m η = 0.9	η < 0.1	η < 0.1	η < 0.1	x: 3.956 m η = 16.1	η < 0.1	M <sub>Ed</sub> = 0.00 N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(3)</sup>	N.P. <sup>(3)</sup>	CUMPLE h = 16.1
<p>Situación:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>1.: Abolladura del alma inducida por el ala comprimida</li> <li>N<sub>t</sub>: Resistencia a tracción</li> <li>N<sub>c</sub>: Resistencia a compresión</li> <li>M<sub>y</sub>: Resistencia a flexión eje Y</li> <li>M<sub>z</sub>: Resistencia a flexión eje Z</li> <li>V<sub>z</sub>: Resistencia a corte Z</li> <li>V<sub>y</sub>: Resistencia a corte Y</li> <li>M<sub>y</sub>V<sub>z</sub>: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados</li> <li>M<sub>z</sub>V<sub>y</sub>: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados</li> <li>NM<sub>y</sub>M<sub>z</sub>: Resistencia a flexión y axil combinados</li> <li>NM<sub>y</sub>M<sub>z</sub>V<sub>z</sub>: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados</li> <li>M<sub>t</sub>: Resistencia a torsión</li> <li>M<sub>t</sub>V<sub>z</sub>: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados</li> <li>M<sub>t</sub>V<sub>y</sub>: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados</li> <li>x: Distancia al origen de la barra</li> <li>h: Coeficiente de aprovechamiento (%)</li> <li>N.P.: No procede</li> </ul> <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><sup>(1)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.</li> <li><sup>(2)</sup> La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.</li> <li><sup>(3)</sup> No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</li> </ul>															

Abolladura del alma inducida por el ala comprimida (Eurocódigo 3 EN 1993-1-5: 2006, Artículo 8)

Se debe satisfacer:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc,ef}}}$$

43.37 ≤ 203.90 ✓

Donde:

- h<sub>w</sub>: Altura del alma. h<sub>w</sub> : 373.00 mm
- t<sub>w</sub>: Espesor del alma. t<sub>w</sub> : 8.60 mm
- A<sub>w</sub>: Área del alma. A<sub>w</sub> : 32.08 cm<sup>2</sup>
- A<sub>fc,ef</sub>: Área reducida del ala comprimida. A<sub>fc,ef</sub> : 24.30 cm<sup>2</sup>
- k: Coeficiente que depende de la clase de la sección. k : 0.30
- E: Módulo de elasticidad. E : 210000 MPa
- f<sub>yf</sub>: Límite elástico del acero del ala comprimida. f<sub>yf</sub> : 355.00 MPa

Siendo:

$$f_{yf} = f_y$$

Resistencia a tracción (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.3)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Producción por una versión educativa de YPE

**Resistencia a compresión (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.4)**

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

h : 0.046 ✓

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

h : 0.126 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.430 m del nudo N11, para la combinación de acciones 1.35·PP.

$N_{c,Ed}$ : Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$N_{c,Ed}$  : 129.20 kN

La resistencia de cálculo a compresión  $N_{c,Rd}$  viene dada por:

$$N_{c,Rd} = A_{ef} \cdot f_{yd}$$

$N_{c,Rd}$  : 2789.92 kN

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

Clase : 4

$A_{ef}$ : Área de la sección eficaz para las secciones de clase 4.

$A_{ef}$  : 78.59 cm<sup>2</sup>

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero.

$f_{yd}$  : 355.00 MPa

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

$f_y$ : Límite elástico. (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Tabla 3.1)

$f_y$  : 355.00 MPa

$\gamma_{M0}$ : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$\gamma_{M0}$  : 1.00

Resistencia a pandeo: (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.3.1)

La resistencia de cálculo a pandeo  $N_{b,Rd}$  en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_{ef} \cdot f_{yd}$$

$N_{b,Rd}$  : 1023.69 kN

Donde:

$A_{ef}$ : Área de la sección eficaz para las secciones de clase 4.

$A_{ef}$  : 78.59 cm<sup>2</sup>

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero.

$f_{yd}$  : 355.00 MPa

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

$f_y$ : Límite elástico. (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Tabla 3.1)

$f_y$  : 355.00 MPa

$\gamma_{M1}$ : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$\gamma_{M1}$  : 1.00

$\chi$ : Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - (\bar{\lambda})^2}} \leq 1$$

$C_y$  : 0.97

$C_z$  : 0.37

$C_T$  : 0.64

Siendo:

$$\Phi = 0.5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + (\bar{\lambda})^2 \right]$$

$f_y$  : 0.57

$f_z$  : 1.74

$f_T$  : 1.06

$\alpha$ : Coeficiente de imperfección elástica.

$a_y$  : 0.21

$a_z$  : 0.34

$a_T$  : 0.34

$\bar{\lambda}$ : Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{ef} \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$N_{cr}$ : Axil crítico de pandeo elástico.

El axil crítico de pandeo elástico  $N_{cr}$  es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{ky}^2}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{kz}^2}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left[ G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_{kt}^2} \right]$$

Donde:

$I_y$ : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

$I_z$ : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$I_t$ : Momento de inercia a torsión uniforme.

$I_w$ : Constante de alabeo de la sección.

E: Módulo de elasticidad.

G: Módulo de elasticidad transversal.

$L_{ky}$ : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.

$L_{kz}$ : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.

$L_{kt}$ : Longitud efectiva de pandeo por torsión.

$i_0$ : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.

$$i_0 = \left( i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2 \right)^{0.5}$$

Siendo:

$i_y, i_z$ : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

$y_0, z_0$ : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

$$i_y : \underline{\quad 0.34 \quad}$$

$$i_z : \underline{\quad 1.44 \quad}$$

$$I_T : \underline{\quad 0.94 \quad}$$

$$N_{cr} : \underline{\quad 1353.26 \quad} \text{ kN}$$

$$N_{cr,y} : \underline{\quad 23748.71 \quad} \text{ kN}$$

$$N_{cr,z} : \underline{\quad 1353.26 \quad} \text{ kN}$$

$$N_{cr,T} : \underline{\quad 3174.54 \quad} \text{ kN}$$

$$I_y : \underline{\quad 23130.00 \quad} \text{ cm}^4$$

$$I_z : \underline{\quad 1318.00 \quad} \text{ cm}^4$$

$$I_t : \underline{\quad 51.28 \quad} \text{ cm}^4$$

$$I_w : \underline{\quad 490000.00 \quad} \text{ cm}^6$$

$$E : \underline{\quad 210000 \quad} \text{ MPa}$$

$$G : \underline{\quad 81000 \quad} \text{ MPa}$$

$$L_{ky} : \underline{\quad 4.493 \quad} \text{ m}$$

$$L_{kz} : \underline{\quad 4.493 \quad} \text{ m}$$

$$L_{kt} : \underline{\quad 4.493 \quad} \text{ m}$$

$$i_0 : \underline{\quad 17.01 \quad} \text{ cm}$$

$$i_y : \underline{\quad 16.54 \quad} \text{ cm}$$

$$i_z : \underline{\quad 3.95 \quad} \text{ cm}$$

$$y_0 : \underline{\quad 0.00 \quad} \text{ mm}$$

$$z_0 : \underline{\quad 0.00 \quad} \text{ mm}$$

## Resistencia a flexión eje Y (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.035} \quad \checkmark$$

Para flexión positiva:

$M_{Ed}^+$ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{0.00} \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 3.956 m del nudo N11, para la combinación de acciones 1.35·PP.

$M_{Ed}^-$ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{16.12} \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo  $M_{c,Rd}$  viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$$M_{c,Rd} : \underline{463.99} \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,y}$ : Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{1307.00} \quad \text{cm}^3$$

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{355.00} \quad \text{MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

$f_y$ : Límite elástico. (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Tabla 3.1)

$$f_y : \underline{355.00} \quad \text{MPa}$$

$\gamma_{M0}$ : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.00}$$

Resistencia a pandeo lateral: (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.3.2)

Si la esbeltez  $\lambda_{LT} \leq 0.4$  o la relación  $M_{Ed} / M_{cr} \leq 0.16$  se puede ignorar el efecto del pandeo, y comprobar únicamente la resistencia de la sección transversal.

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} : \underline{1.15}$$

$M_{Ed} / M_{cr}$ : Relación de momentos.

$$M_{Ed}^+ / M_{cr}^+ : \underline{0.000}$$

$$M_{Ed}^- / M_{cr}^- : \underline{0.046}$$

Donde:

$W_{pl,y}$ : Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{1307.00} \quad \text{cm}^3$$

$f_y$ : Límite elástico. (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Tabla 3.1)

$$f_y : \underline{355.00} \quad \text{MPa}$$

$M_{cr}$ : Momento crítico elástico de pandeo lateral.

$$M_{cr} : \underline{352.55} \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

El momento crítico elástico de pandeo lateral ' $M_{cr}$ ' se determina de la siguiente forma:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_c^2} \cdot \left\{ \left[ \left( \frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{L_c^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right\}$$

Siendo:

$I_z$ : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : \underline{1318.00} \quad \text{cm}^4$$

$I_t$ : Momento de inercia a torsión uniforme.

$$I_t : \underline{51.28} \quad \text{cm}^4$$

$I_w$ : Constante de alabeo de la sección.

$$I_w : \underline{490000.00} \quad \text{cm}^6$$

E: Módulo de elasticidad.

$$E : \underline{210000} \quad \text{MPa}$$

G: Módulo de elasticidad transversal.

$$G : \underline{81000} \quad \text{MPa}$$

$L_c^+$ : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala superior.

$$L_c^+ : \underline{4.493} \quad \text{m}$$

$L_c^-$ : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala inferior.

$$L_c^- : \underline{4.493} \quad \text{m}$$

$C_1$ : Factor que depende de las condiciones de apoyo y de la forma de la ley de momentos flectores sobre la barra.

$$C_1 : \underline{1.00}$$

$C_2$ : Factor que depende de las condiciones de apoyo y de la forma de la ley de momentos flectores sobre la barra.

$$C_2 : \underline{1.00}$$

$C_3$ : Factor que depende de las condiciones de apoyo y de la forma de la ley de momentos flectores sobre la barra.

$$C_3 : \underline{1.00}$$

$k_z$ : Coeficiente de longitud eficaz, que depende de las restricciones al giro de la sección transversal en los extremos de la barra.

$$k_z : \underline{1.27}$$

$k_w$ : Coeficiente de longitud eficaz, que depende de las restricciones al alabeo en los extremos de la barra.

$$k_w : \underline{1.27}$$

$z_g$ : Distancia entre el punto de aplicación de la carga y el centro de esfuerzos cortantes, respecto al eje Z.

$$z_g : \underline{0.00} \quad \text{mm}$$

$$z_g = z_a - z_s$$

Siendo:

$z_a$ : Distancia en la dirección del eje Z entre el punto de aplicación de la carga y el centro geométrico.

$z_a$  : 0.00 mm

$z_s$ : Distancia en la dirección del eje Z entre el centro de esfuerzos cortantes y el centro geométrico.

$z_s$  : 0.00 mm

$z_j$ : Parámetro de asimetría de la sección, respecto al eje Y.

$z_j$  : 0.00 mm

$$z_j = z_s - 0.5 \cdot \int_A (y^2 + z^2) \cdot (z/I_y) \cdot dA$$

### Resistencia a flexión eje Z (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$h < \underline{0.001}$  ✓

Para flexión positiva:

$M_{Ed}^+$ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$M_{Ed}^+$  : 0.00 kN·m

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 3.955 m del nudo N11, para la combinación de acciones 1.35-PP.

$M_{Ed}^-$ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$M_{Ed}^-$  : 0.01 kN·m

El momento flector resistente de cálculo  $M_{c,Rd}$  viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,z} \cdot f_{yd}$$

$M_{c,Rd}$  : 81.30 kN·m

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

Clase : 1

$W_{pl,z}$ : Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$W_{pl,z}$  : 229.00 cm<sup>3</sup>

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero.

$f_{yd}$  : 355.00 MPa

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

$f_y$ : Límite elástico. (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Tabla 3.1)

$f_y$  : 355.00 MPa

$\gamma_{M0}$ : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$\gamma_{M0}$  : 1.00

## Resistencia a corte Z (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.009} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 3.955 m del nudo N11, para la combinación de acciones 1.35·PP.

$V_{Ed}$ : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{7.54} \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo  $V_{c,Rd}$  viene dado por:

$$V_{c,Rd} = A_V \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{c,Rd} : \underline{875.81} \text{ kN}$$

Donde:

$A_V$ : Área transversal a cortante.

$$A_V : \underline{42.73} \text{ cm}^2$$

$$A_V = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

Siendo:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{84.50} \text{ cm}^2$$

b: Ancho de la sección.

$$b : \underline{180.00} \text{ mm}$$

$t_f$ : Espesor del ala.

$$t_f : \underline{13.50} \text{ mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{8.60} \text{ mm}$$

r: Radio de acuerdo entre ala y alma.

$$r : \underline{21.00} \text{ mm}$$

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{355.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

$f_y$ : Límite elástico. (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Tabla 3.1)

$$f_y : \underline{355.00} \text{ MPa}$$

$\gamma_{M0}$ : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.00}$$

Abolladura por cortante del alma: (Eurocódigo 3 EN 1993-1-5: 2006, Artículo 5.4.2)

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{d}{t_w} < \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon$$

$$38.49 < 48.82 \quad \checkmark$$

Donde:

$I_w$ : Esbeltez del alma.

$$I_w : \underline{38.49}$$

$$\lambda_w = \frac{d}{t_w}$$

$I_{m\acute{a}x}$ : Esbeltez máxima.

$$I_{m\acute{a}x} : \underline{48.82}$$

$$\lambda_{m\acute{a}x} = \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon$$

h: Coeficiente que permite considerar la resistencia adicional en régimen plástico debida al endurecimiento por deformación del material.

$$h : \underline{1.20}$$

e: Factor de reducción.

$$e : \underline{0.81}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}}$$

Siendo:

$f_{ref}$ : Límite elástico de referencia.

$$f_{ref} : \underline{235.00} \text{ MPa}$$

$f_y$ : Límite elástico. (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Tabla 3.1)

$$f_y : \underline{355.00} \text{ MPa}$$

### Resistencia a corte Y (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.35·PP.

$V_{Ed}$ : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo  $V_{c,Rd}$  viene dado por:

$$V_{c,Rd} = A_V \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{c,Rd} : \underline{1074.44} \text{ kN}$$

Donde:

$A_V$ : Área transversal a cortante.

$$A_V : \underline{52.42} \text{ cm}^2$$

$$A_V = A - d \cdot t_w$$

Siendo:

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{84.50} \text{ cm}^2$$

d: Altura del alma.

$$d : \underline{373.00} \text{ mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{8.60} \text{ mm}$$

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{355.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

$f_y$ : Límite elástico. (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Tabla 3.1)

$$f_y : \underline{355.00} \text{ MPa}$$

$\gamma_{M0}$ : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.00}$$

### Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_{Ed}$  no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante  $V_{c,Rd}$ .

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$6.04 \text{ kN} \leq 437.91 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP.

$V_{Ed}$ : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{6.04} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd}$ : Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{875.81} \text{ kN}$$

### Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_{Ed}$  no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante  $V_{c,Rd}$ .

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$0.00 \text{ kN} \leq 537.22 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP.

$V_{Ed}$ : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd}$ : Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{1074.44} \text{ kN}$$

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rd,z}} \leq 1 \quad h : \underline{0.082} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot f_{yd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z} \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad h : \underline{0.086} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot f_{yd}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z} \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad h : \underline{0.161} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 3.956 m del nudo N11, para la combinación de acciones 1.35·PP.

Donde:

$N_{c,Ed}$ : Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{126.48} \text{ kN}$$

$M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$ : Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{y,Ed} : \underline{16.12} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed} : \underline{0.01} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{3}$$

$N_{pl,Rd}$ : Resistencia a compresión de la sección bruta.

$$N_{pl,Rd} : \underline{2999.75} \text{ kN}$$

$M_{el,Rd,y}$ ,  $M_{el,Rd,z}$ : Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones elásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{el,Rd,y} : \underline{410.56} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{el,Rd,z} : \underline{51.99} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistencia a pandeo: (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.3.3)

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{84.50} \text{ cm}^2$$

$W_{el,y}$ ,  $W_{el,z}$ : Módulos resistentes elásticos correspondientes a la fibra comprimida, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$$W_{el,y} : \underline{1156.50} \text{ cm}^3$$

$$W_{el,z} : \underline{146.44} \text{ cm}^3$$

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{355.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

$f_y$ : Límite elástico. (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Tabla 3.1)

$$f_y : \underline{355.00} \text{ MPa}$$

$\gamma_{M1}$ : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.00}$$

$K_{yy}$ ,  $K_{yz}$ ,  $K_{zy}$ ,  $K_{zz}$ : Coeficientes de interacción.

$$k_{yy} = C_{m,y} \cdot C_{m,LT} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$$

$$K_{yy} : \underline{1.08}$$

$$k_{yz} = C_{m,z} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$$

$$K_{yz} : \underline{1.10}$$

$$k_{zy} = C_{m,y} \cdot C_{m,LT} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$$

$$K_{zy} : \underline{1.01}$$

$$k_{zz} = C_{m,z} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$$

$$K_{zz} : \underline{1.03}$$

$m_y$ ,  $m_z$ ,  $a_{LT}$ : Términos auxiliares:

$$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \quad m_y : \underline{1.00}$$

$$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \quad m_z : \underline{0.94}$$

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_t}{I_y} \geq 0 \quad a_{LT} : \underline{1.00}$$

Puesto que:

$$\bar{\lambda}_o > 0.2 \cdot \sqrt{C_1} \cdot \sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)} \quad 1.08 > 0.19$$

$$C_{m,y} = C_{m,y,0} + (1 - C_{m,y,0}) \cdot \frac{\sqrt{\varepsilon_y} \cdot a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} \cdot a_{LT}} \quad C_{m,y} : \underline{1.00}$$

$$C_{m,z} = C_{m,z,0} \quad C_{m,z} : \underline{1.00}$$

$$C_{m,LT} = C_{m,y}^2 \cdot \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \quad C_{m,LT} : \underline{1.07}$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{A}{W_{el,y}} \quad e_y : \underline{0.93}$$

$C_{m,y,0}$ ,  $C_{m,z,0}$ : Factores de momento flector uniforme equivalente.  $C_{m,y,0} : \underline{1.00}$

$C_1$ : Factor que depende de las condiciones de apoyo y de la forma de la ley de momentos flectores sobre la barra.  $C_{m,z,0} : \underline{1.00}$   
 $C_1 : \underline{1.00}$

$c_y$ ,  $c_z$ : Coeficientes de reducción por pandeo, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.  $c_y : \underline{0.96}$   
 $c_z : \underline{0.35}$

$c_{LT}$ : Coeficiente de reducción por pandeo lateral.  $c_{LT} : \underline{1.00}$

$\lambda_y$ ,  $\lambda_z$ : Esbelteces reducidas en relación a los ejes Y y Z, respectivamente.  $\lambda_y : \underline{0.36}$

$\lambda_{LT}$ : Esbeltez reducida.  $\lambda_z : \underline{1.49}$

$\lambda_o$ : Esbeltez reducida, en relación al pandeo lateral, para un momento flector uniforme.  $\lambda_{LT} : \underline{1.08}$

$\lambda_o : \underline{1.08}$

$N_{cr,y}$ : Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.  $N_{cr,y} : \underline{23748.71} \text{ kN}$

$N_{cr,z}$ : Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.  $N_{cr,z} : \underline{1353.26} \text{ kN}$

$N_{cr,T}$ : Axil crítico elástico de pandeo por torsión.  $N_{cr,T} : \underline{3174.54} \text{ kN}$

$I_y$ : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.  $I_y : \underline{23130.00} \text{ cm}^4$

$I_t$ : Momento de inercia a torsión uniforme.  $I_t : \underline{51.28} \text{ cm}^4$

**Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.10)**

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_{Ed}$  es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo  $V_{c,Rd}$ .

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP.

$$V_{Ed,z} \leq \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

$$6.04 \text{ kN} \leq 437.91 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,z}$ : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed,z} : \frac{6.04}{\quad} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd,z}$ : Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd,z} : \frac{875.81}{\quad} \text{ kN}$$

**Resistencia a torsión (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.7)**

La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.

**Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.7)**

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

**Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.7)**

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Barra N13/N4

Perfil: IPE 750 x 147 Material: Acero (S355 (EN 10025-2))							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )
	N13	N4	2.261	187.50	166100.00	5289.00	157.10
	Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						
				Pandeo		Pandeo lateral	
				Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.
	β			1.00	1.00	1.00	1.00
	L <sub>k</sub>			2.261	2.261	2.261	2.261
	C <sub>m</sub>			1.000	1.000	1.000	1.000
	C <sub>1</sub>			-		1.000	
Notación: b: Coeficiente de pandeo L <sub>k</sub> : Longitud de pandeo (m) C <sub>m</sub> : Coeficiente de momentos C <sub>1</sub> : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (EUROCÓDIGO 3 EN 1993-1-1: 2005)													Estado	
	λ <sub>w</sub>	N <sub>t</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	V <sub>z</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>y</sub> V <sub>z</sub>	M <sub>z</sub> V <sub>y</sub>	NM <sub>y</sub> M <sub>z</sub>	NM <sub>y</sub> M <sub>z</sub> V <sub>z</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>t</sub> V <sub>z</sub>		M <sub>t</sub> V <sub>y</sub>
B/N4	λ <sub>w</sub> ≤ λ <sub>w,max</sub> Cumple	N <sub>Ed</sub> = 0.00 N.P. <sup>(1)</sup>	x: 0.285 m η = 2.8	x: 2.052 m η = 7.7	x: 0.285 m η < 0.1	x: 0.285 m η = 6.1	η < 0.1	η < 0.1	η < 0.1	x: 2.052 m η = 11.4	η < 0.1	M <sub>Ed</sub> = 0.00 N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(3)</sup>	N.P. <sup>(3)</sup>	CUMPLE h = 11.4
Situación: 1.- Abolladura del alma inducida por el ala comprimida N <sub>t</sub> : Resistencia a tracción N <sub>c</sub> : Resistencia a compresión M <sub>y</sub> : Resistencia a flexión eje Y M <sub>z</sub> : Resistencia a flexión eje Z V <sub>z</sub> : Resistencia a corte Z V <sub>y</sub> : Resistencia a corte Y M <sub>y</sub> V <sub>z</sub> : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M <sub>z</sub> V <sub>y</sub> : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM <sub>y</sub> M <sub>z</sub> : Resistencia a flexión y axil combinados NM <sub>y</sub> M <sub>z</sub> V <sub>z</sub> : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M <sub>t</sub> : Resistencia a torsión M <sub>t</sub> V <sub>z</sub> : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M <sub>t</sub> V <sub>y</sub> : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): (1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción. (2) La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. (3) No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

Abolladura del alma inducida por el ala comprimida (Eurocódigo 3 EN 1993-1-5: 2006, Artículo 8)

Se debe satisfacer:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc,ef}}}$$

54.47 ≤ 265.05 ✓

Donde:

- h<sub>w</sub>: Altura del alma. h<sub>w</sub> : 719.00 mm
- t<sub>w</sub>: Espesor del alma. t<sub>w</sub> : 13.20 mm
- A<sub>w</sub>: Área del alma. A<sub>w</sub> : 94.91 cm<sup>2</sup>
- A<sub>fc,ef</sub>: Área reducida del ala comprimida. A<sub>fc,ef</sub> : 45.05 cm<sup>2</sup>
- k: Coeficiente que depende de la clase de la sección. k : 0.30
- E: Módulo de elasticidad. E : 210000 MPa
- f<sub>yf</sub>: Límite elástico del acero del ala comprimida. f<sub>yf</sub> : 345.00 MPa

Siendo:

$$f_{yf} = f_y$$

Resistencia a tracción (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.3)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Producción por una versión educativa de YPE

**Resistencia a compresión (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.4)**

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

h : 0.028 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.285 m del nudo N13, para la combinación de acciones 1.35·PP.

$N_{c,Ed}$ : Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$N_{c,Ed}$  : 152.70 kN

La resistencia de cálculo a compresión  $N_{c,Rd}$  viene dada por:

$$N_{c,Rd} = A_{ef} \cdot f_{yd}$$

$N_{c,Rd}$  : 5478.86 kN

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

Clase : 4

$A_{ef}$ : Área de la sección eficaz para las secciones de clase 4.

$A_{ef}$  : 158.81 cm<sup>2</sup>

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero.

$f_{yd}$  : 345.00 MPa

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

$f_y$ : Límite elástico. (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Tabla 3.1)

$f_y$  : 345.00 MPa

$\gamma_{M0}$ : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$\gamma_{M0}$  : 1.00

Resistencia a pandeo: (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.3.1)

Si la esbeltez  $\bar{\lambda} \leq 0.2$  o la relación  $N_{c,Ed} / N_{cr} \leq 0.04$  se puede ignorar el efecto del pandeo, y comprobar únicamente la resistencia de la sección transversal.

$\bar{\lambda}$ : Esbeltez reducida.

$\bar{\lambda}$  : 0.51

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{ef} \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$N_{c,Ed} / N_{cr}$ : Relación de axiles.

$N_{c,Ed} / N_{cr}$  : 0.007

Donde:

$A_{ef}$ : Área de la sección eficaz para las secciones de clase 4.

$A_{ef}$  : 158.81 cm<sup>2</sup>

$f_y$ : Límite elástico. (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Tabla 3.1)

$f_y$  : 345.00 MPa

$N_{cr}$ : Axil crítico de pandeo elástico.

$N_{cr}$  : 21448.34 kN

El axil crítico de pandeo elástico  $N_{cr}$  es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$N_{cr,y}$  : 673580.98 kN

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{ky}^2}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$N_{cr,z}$  : 21448.34 kN

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{kz}^2}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$N_{cr,T}$  : 33073.03 kN

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left[ G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_{kt}^2} \right]$$

Donde:

$I_y$ : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{166100.00} \text{ cm}^4$$

$I_z$ : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : \underline{5289.00} \text{ cm}^4$$

$I_t$ : Momento de inercia a torsión uniforme.

$$I_t : \underline{157.10} \text{ cm}^4$$

$I_w$ : Constante de alabeo de la sección.

$$I_w : \underline{7141000.00} \text{ cm}^6$$

E: Módulo de elasticidad.

$$E : \underline{210000} \text{ MPa}$$

G: Módulo de elasticidad transversal.

$$G : \underline{81000} \text{ MPa}$$

$L_{ky}$ : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.

$$L_{ky} : \underline{2.261} \text{ m}$$

$L_{kz}$ : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.

$$L_{kz} : \underline{2.261} \text{ m}$$

$L_{kt}$ : Longitud efectiva de pandeo por torsión.

$$L_{kt} : \underline{2.261} \text{ m}$$

$i_o$ : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.

$$i_o : \underline{30.23} \text{ cm}$$

$$i_o = (i_y^2 + i_z^2 + y_o^2 + z_o^2)^{0.5}$$

Siendo:

$i_y$ ,  $i_z$ : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

$$i_y : \underline{29.76} \text{ cm}$$

$$i_z : \underline{5.31} \text{ cm}$$

$y_o$ ,  $z_o$ : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

$$y_o : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$z_o : \underline{0.00} \text{ mm}$$

### Resistencia a flexión eje Y (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.077} \quad \checkmark$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 2.052 m del nudo N13, para la combinación de acciones 1.35-PP.

$M_{Ed}^+$ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{136.36} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

$M_{Ed}^-$ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo  $M_{c,Rd}$  viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$$M_{c,Rd} : \underline{1762.95} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,y}$ : Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{5110.00} \text{ cm}^3$$

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

$f_y$ : Límite elástico. (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Tabla 3.1)

$$f_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

$\gamma_{M0}$ : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.00}$$

Resistencia a pandeo lateral: (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.3.2)

Si la esbeltez  $\lambda_{LT} \leq 0.4$  o la relación  $M_{Ed} / M_{cr} \leq 0.16$  se puede ignorar el efecto del pandeo, y comprobar únicamente la resistencia de la sección transversal.

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} : \underline{0.47}$$

$M_{Ed} / M_{cr}$ : Relación de momentos.

$$M_{Ed}^+ / M_{cr}^+ : \underline{0.017}$$

$$M_{Ed}^- / M_{cr}^- : \underline{0.000}$$

Donde:

$W_{pl,y}$ : Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$f_y$ : Límite elástico. (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Tabla 3.1)

$M_{cr}$ : Momento crítico elástico de pandeo lateral.

El momento crítico elástico de pandeo lateral ' $M_{cr}$ ' se determina de la siguiente forma:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_c^2} \cdot \left\{ \left[ \left( \frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{L_c^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right\}$$

Siendo:

$I_z$ : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$I_t$ : Momento de inercia a torsión uniforme.

$I_w$ : Constante de alabeo de la sección.

E: Módulo de elasticidad.

G: Módulo de elasticidad transversal.

$L_c^+$ : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala superior.

$L_c^-$ : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala inferior.

$C_1$ : Factor que depende de las condiciones de apoyo y de la forma de la ley de momentos flectores sobre la barra.

$C_2$ : Factor que depende de las condiciones de apoyo y de la forma de la ley de momentos flectores sobre la barra.

$C_3$ : Factor que depende de las condiciones de apoyo y de la forma de la ley de momentos flectores sobre la barra.

$k_z$ : Coeficiente de longitud eficaz, que depende de las restricciones al giro de la sección transversal en los extremos de la barra.

$k_w$ : Coeficiente de longitud eficaz, que depende de las restricciones al alabeo en los extremos de la barra.

$z_g$ : Distancia entre el punto de aplicación de la carga y el centro de esfuerzos cortantes, respecto al eje Z.

$$z_g = z_a - z_s$$

Siendo:

$z_a$ : Distancia en la dirección del eje Z entre el punto de aplicación de la carga y el centro geométrico.

$z_s$ : Distancia en la dirección del eje Z entre el centro de esfuerzos cortantes y el centro geométrico.

$z_j$ : Parámetro de asimetría de la sección, respecto al eje Y.

$$z_j = z_s - 0.5 \cdot \int_A (y^2 + z^2) \cdot (z/I_y) \cdot dA$$

$$W_{pl,y} : \underline{5110.00} \text{ cm}^3$$

$$f_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

$$M_{cr} : \underline{8052.39} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$I_z : \underline{5289.00} \text{ cm}^4$$

$$I_t : \underline{157.10} \text{ cm}^4$$

$$I_w : \underline{7141000.00} \text{ cm}^6$$

$$E : \underline{210000} \text{ MPa}$$

$$G : \underline{81000} \text{ MPa}$$

$$L_c^+ : \underline{2.261} \text{ m}$$

$$L_c^- : \underline{2.261} \text{ m}$$

$$C_1 : \underline{1.00}$$

$$C_2 : \underline{1.00}$$

$$C_3 : \underline{1.00}$$

$$k_z : \underline{0.26}$$

$$k_w : \underline{0.26}$$

$$z_g : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$z_a : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$z_s : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$z_j : \underline{0.00} \text{ mm}$$

## Resistencia a flexión eje Z (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

Para flexión positiva:

$M_{Ed}^+$ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.285 m del nudo N13, para la combinación de acciones 1.35-PP.

$M_{Ed}^-$ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{0.03} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo  $M_{c,Rd}$  viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,z} \cdot f_{yd}$$

$$M_{c,Rd} : \underline{217.70} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,z}$ : Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,z} : \underline{631.00} \text{ cm}^3$$

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

$f_y$ : Límite elástico. (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Tabla 3.1)

$$f_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

$\gamma_{M0}$ : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.00}$$

## Resistencia a corte Z (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.060} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.061} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.285 m del nudo N13, para la combinación de acciones 1.35-PP.

$V_{Ed}$ : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{125.18} \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo  $V_{c,Rd}$  viene dado por:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{c,Rd} : \underline{2099.90} \text{ kN}$$

Donde:

$A_v$ : Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{105.42} \text{ cm}^2$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

Siendo:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{187.50} \text{ cm}^2$$

b: Ancho de la sección.

$$b : \underline{265.00} \text{ mm}$$

$t_f$ : Espesor del ala.

$$t_f : \underline{17.00} \text{ mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{13.20} \text{ mm}$$

r: Radio de acuerdo entre ala y alma.

$$r : \underline{17.00} \text{ mm}$$

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

$f_y$ : Límite elástico. (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Tabla 3.1)

$$f_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

$\gamma_{M0}$ : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.00}$$

Abolladura por cortante del alma: (Eurocódigo 3 EN 1993-1-5: 2006, Artículo 5)

Dado que no se han dispuesto rigidizadores transversales, es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que no se cumple:

$$\frac{d}{t_w} < \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon \quad 51.89 < 49.52$$

Donde:

$I_w$ : Esbeltez del alma.

$$I_w : \underline{51.89}$$

$$\lambda_w = \frac{d}{t_w}$$

$I_{\max}$ : Esbeltez máxima.

$$I_{\max} : \underline{49.52}$$

$$\lambda_{\max} = \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon$$

$h$ : Coeficiente que permite considerar la resistencia adicional en régimen plástico debida al endurecimiento por deformación del material.

$$h : \underline{1.20}$$

$e$ : Factor de reducción.

$$e : \underline{0.83}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}}$$

Siendo:

$f_{ref}$ : Límite elástico de referencia.

$$f_{ref} : \underline{235.00} \text{ MPa}$$

$f_y$ : Límite elástico. (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Tabla 3.1)

$$f_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

El esfuerzo cortante resistente del alma a abolladura por cortante  $V_{b,Rd}$ , viene dado por:

$$V_{b,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_y \cdot d \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \leq \frac{\eta \cdot f_y \cdot d \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad V_{b,Rd} : \underline{2054.10} \text{ kN}$$

$$V_{b,Rd,\max} : \underline{2268.52} \text{ kN}$$

Donde:

$c_w$ : Factor de contribución del alma a la resistencia a la abolladura:

$$c_w : \underline{1.09}$$

$$\bar{\lambda}_w \geq 0.83 / \eta \rightarrow \chi_w = 0.83 / \bar{\lambda}_w$$

Siendo:

$h$ : Factor de conversión.

$$h : \underline{1.20}$$

$\bar{I}_w$ : Esbeltez modificada, cuando sólo hay rigidizadores transversales en los apoyos.

$$\bar{I}_w : \underline{0.76}$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{d/t_w}{86.4 \cdot \varepsilon}$$

$e$ : Factor de reducción.

$$e : \underline{0.83}$$

$A$ : Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{187.50} \text{ cm}^2$$

$b$ : Ancho de la sección.

$$b : \underline{265.00} \text{ mm}$$

$t_f$ : Espesor del ala.

$$t_f : \underline{17.00} \text{ mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{13.20} \text{ mm}$$

$r$ : Radio de acuerdo entre ala y alma.

$$r : \underline{17.00} \text{ mm}$$

$f_y$ : Límite elástico. (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Tabla 3.1)

$$f_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

$\gamma_{M1}$ : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.00}$$

### Resistencia a corte Y (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$h < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.35·PP.

$V_{Ed}$ : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo  $V_{c,Rd}$  viene dado por:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{c,Rd} : \underline{1844.30} \text{ kN}$$

Donde:

$A_v$ : Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{92.59} \text{ cm}^2$$

$$A_v = A - d \cdot t_w$$

Siendo:

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{187.50} \text{ cm}^2$$

d: Altura del alma.

$$d : \underline{719.00} \text{ mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{13.20} \text{ mm}$$

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

$f_y$ : Límite elástico. (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Tabla 3.1)

$$f_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

$\gamma_{M0}$ : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.00}$$

### Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_{Ed}$  no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante  $V_{c,Rd}$ .

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$125.18 \text{ kN} \leq 1049.95 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP.

$V_{Ed}$ : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{125.18} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd}$ : Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{2099.90} \text{ kN}$$

### Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_{Ed}$  no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante  $V_{c,Rd}$ .

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$0.00 \text{ kN} \leq 922.15 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP.

$V_{Ed}$ : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd}$ : Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{1844.30} \text{ kN}$$

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rd,z}} \leq 1 \quad h : \underline{0.113} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot f_{yd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z} \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad h : \underline{0.114} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot f_{yd}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z} \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad h : \underline{0.114} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 2.052 m del nudo N13, para la combinación de acciones 1.35·PP.

Donde:

$N_{c,Ed}$ : Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{151.72} \text{ kN}$$

$M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$ : Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{y,Ed}^+ : \underline{136.36} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed}^- : \underline{0.02} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{3}$$

$N_{pl,Rd}$ : Resistencia a compresión de la sección bruta.

$$N_{pl,Rd} : \underline{6468.75} \text{ kN}$$

$M_{el,Rd,y}$ ,  $M_{el,Rd,z}$ : Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones elásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{el,Rd,y} : \underline{1522.03} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{el,Rd,z} : \underline{137.71} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistencia a pandeo: (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.3.3)

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{187.50} \text{ cm}^2$$

$W_{el,y}$ ,  $W_{el,z}$ : Módulos resistentes elásticos correspondientes a la fibra comprimida, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$$W_{el,y} : \underline{4411.69} \text{ cm}^3$$

$$W_{el,z} : \underline{399.17} \text{ cm}^3$$

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

$f_y$ : Límite elástico. (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Tabla 3.1)

$$f_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

$\gamma_{M1}$ : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.00}$$

$K_{yy}$ ,  $K_{yz}$ ,  $K_{zy}$ ,  $K_{zz}$ : Coeficientes de interacción.

$$k_{yy} = C_{m,y} \cdot C_{m,LT} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$$

$$K_{yy} : \underline{1.01}$$

$$k_{yz} = C_{m,z} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$$

$$K_{yz} : \underline{1.01}$$

$$k_{zy} = C_{m,y} \cdot C_{m,LT} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$$

$$K_{zy} : \underline{1.01}$$

$$k_{zz} = C_{m,z} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$$

$$K_{zz} : \underline{1.01}$$

$m_y$ ,  $m_z$ ,  $a_{LT}$ : Términos auxiliares:

$$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$$

m<sub>y</sub> : 1.00

$$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$$

m<sub>z</sub> : 1.00

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_t}{I_y} \geq 0$$

a<sub>LT</sub> : 1.00

Puesto que:

$$\bar{\lambda}_o > 0.2 \cdot \sqrt{C_1} \cdot \sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}$$

0.42 > 0.20

$$C_{m,y} = C_{m,y,0} + (1 - C_{m,y,0}) \cdot \frac{\sqrt{\varepsilon_y} \cdot a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} \cdot a_{LT}}$$

C<sub>m,y</sub> : 1.00

$$C_{m,z} = C_{m,z,0}$$

C<sub>m,z</sub> : 1.00

$$C_{m,LT} = C_{m,y}^2 \cdot \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}}$$

C<sub>m,LT</sub> : 1.00

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{A}{W_{el,y}}$$

ε<sub>y</sub> : 3.82

C<sub>m,y,0</sub>, C<sub>m,z,0</sub>: Factores de momento flector uniforme equivalente. C<sub>m,y,0</sub> : 1.00

C<sub>1</sub>: Factor que depende de las condiciones de apoyo y de la forma de la ley de momentos flectores sobre la barra. C<sub>m,z,0</sub> : 1.00

c<sub>y</sub>, c<sub>z</sub>: Coeficientes de reducción por pandeo, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente. C<sub>1</sub> : 1.00

c<sub>LT</sub>: Coeficiente de reducción por pandeo lateral. C<sub>y</sub> : 1.00

λ<sub>y</sub>, λ<sub>z</sub>: Esbelteces reducidas en relación a los ejes Y y Z, respectivamente. C<sub>z</sub> : 1.00

λ<sub>LT</sub>: Esbeltez reducida. C<sub>LT</sub> : 1.00

λ<sub>o</sub>: Esbeltez reducida, en relación al pandeo lateral, para un momento flector uniforme. λ<sub>y</sub> : 0.10

N<sub>cr,y</sub>: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y. λ<sub>z</sub> : 0.55

N<sub>cr,z</sub>: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z. λ<sub>LT</sub> : 0.43

N<sub>cr,T</sub>: Axil crítico elástico de pandeo por torsión. λ<sub>o</sub> : 0.42

I<sub>y</sub>: Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y. N<sub>cr,y</sub> : 673580.98 kN

I<sub>t</sub>: Momento de inercia a torsión uniforme. N<sub>cr,z</sub> : 21448.34 kN

N<sub>cr,T</sub> : 33073.03 kN

I<sub>y</sub> : 166100.00 cm<sup>4</sup>

I<sub>t</sub> : 157.10 cm<sup>4</sup>

**Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.10)**

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_{Ed}$  es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo  $V_{c,Rd}$ .

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35-PP.

$$V_{Ed,z} \leq \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

$$125.18 \text{ kN} \leq 1049.95 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,z}$ : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed,z} : \frac{125.18}{\phantom{x}} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd,z}$ : Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd,z} : \frac{2099.90}{\phantom{x}} \text{ kN}$$

**Resistencia a torsión (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.7)**

La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.

**Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.7)**

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

**Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.7)**

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Barra N46/N47

Perfil: HE 600 M Material: Acero (S355 (EN 1993-1-1))							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )
	N46	N47	4.160	363.70	237400.00	18980.00	1569.52
	Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						
				Pandeo		Pandeo lateral	
				Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.
	β			0.70	0.70	1.00	1.00
	L <sub>k</sub>			2.912	2.912	4.160	4.160
	C <sub>m</sub>			1.000	1.000	1.000	1.000
	C <sub>1</sub>			-		1.000	
Notación: b: Coeficiente de pandeo L <sub>k</sub> : Longitud de pandeo (m) C <sub>m</sub> : Coeficiente de momentos C <sub>1</sub> : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (EUROCÓDIGO 3 EN 1993-1-1: 2005)														Estado
	λ <sub>w</sub>	N <sub>t</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	V <sub>z</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>y</sub> V <sub>z</sub>	M <sub>z</sub> V <sub>y</sub>	NM <sub>y</sub> M <sub>z</sub>	NM <sub>y</sub> M <sub>z</sub> V <sub>y</sub> V <sub>z</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>t</sub> V <sub>z</sub>	M <sub>t</sub> V <sub>y</sub>	
N46/N47	N.P. <sup>(1)</sup>	N <sub>Ed</sub> = 0,00 N.P. <sup>(2)</sup>	x: 0 m η = 54,3	M <sub>Ed</sub> = 0,00 N.P. <sup>(3)</sup>	M <sub>Ed</sub> = 0,00 N.P. <sup>(3)</sup>	V <sub>Ed</sub> = 0,00 N.P. <sup>(4)</sup>	V <sub>Ed</sub> = 0,00 N.P. <sup>(4)</sup>	N.P. <sup>(5)</sup>	N.P. <sup>(5)</sup>	N.P. <sup>(6)</sup>	N.P. <sup>(7)</sup>	M <sub>Ed</sub> = 0,00 N.P. <sup>(8)</sup>	N.P. <sup>(9)</sup>	N.P. <sup>(9)</sup>	CUMPLE h = 54.3
Notación: I <sub>w</sub> : Abolladura del alma inducida por el ala comprimida N: Resistencia a tracción N <sub>c</sub> : Resistencia a compresión M <sub>y</sub> : Resistencia a flexión eje Y M <sub>z</sub> : Resistencia a flexión eje Z V <sub>z</sub> : Resistencia a corte Z V <sub>y</sub> : Resistencia a corte Y M <sub>y</sub> V <sub>z</sub> : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M <sub>z</sub> V <sub>y</sub> : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM <sub>y</sub> M <sub>z</sub> : Resistencia a flexión y axil combinados NM <sub>y</sub> M <sub>z</sub> V <sub>y</sub> V <sub>z</sub> : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M <sub>t</sub> : Resistencia a torsión M <sub>t</sub> V <sub>z</sub> : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M <sub>t</sub> V <sub>y</sub> : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): (1) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector que comprima un ala, de forma que se pueda desarrollar el fenómeno de abolladura del alma inducida por el ala comprimida. (2) La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción. (3) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. (4) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. (5) No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (6) No hay interacción entre axil y momento flector ni entre momentos flectores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (7) No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (8) La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. (9) No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

**Abolladura del alma inducida por el ala comprimida (Eurocódigo 3 EN 1993-1-5: 2006, Artículo 8)**

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector que comprima un ala, de forma que se pueda desarrollar el fenómeno de abolladura del alma inducida por el ala comprimida.

**Resistencia a tracción (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.3)**

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

**Resistencia a compresión (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.4)**

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad h : \quad 0.472 \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad h : \quad 0.543 \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N46, para la combinación de acciones 1.35·PP.

N<sub>c,Ed</sub>: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo. N<sub>c,Ed</sub> : 6090.73 kN

La resistencia de cálculo a compresión N<sub>c,Rd</sub> viene dada por:

Producido por una versión educativa de SAP2000

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

$f_y$ : Límite elástico. (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Tabla 3.1)

$\gamma_{M0}$ : Coeficiente parcial de seguridad del material.

Resistencia a pandeo: (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.3.1)

La resistencia de cálculo a pandeo  $N_{b,Rd}$  en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

$f_y$ : Límite elástico. (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Tabla 3.1)

$\gamma_{M1}$ : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$\chi$ : Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - (\bar{\lambda})^2}} \leq 1$$

Siendo:

$$\Phi = 0.5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + (\bar{\lambda})^2 \right]$$

$\alpha$ : Coeficiente de imperfección elástica.

$\bar{\lambda}$ : Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$N_{cr}$ : Axil crítico de pandeo elástico.

El axil crítico de pandeo elástico  $N_{cr}$  es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{ky}^2}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{kz}^2}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{c,Rd} : \underline{\underline{12911.35}} \text{ kN}$$

$$\text{Clase} : \underline{\underline{1}}$$

$$A : \underline{\underline{363.70}} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{\underline{355.00}} \text{ MPa}$$

$$f_y : \underline{\underline{355.00}} \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} : \underline{\underline{1.00}}$$

$$N_{b,Rd} : \underline{\underline{11210.38}} \text{ kN}$$

$$A : \underline{\underline{363.70}} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{\underline{355.00}} \text{ MPa}$$

$$f_y : \underline{\underline{355.00}} \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M1} : \underline{\underline{1.00}}$$

$$C_y : \underline{\underline{1.00}}$$

$$C_z : \underline{\underline{0.87}}$$

$$C_T : \underline{\underline{0.87}}$$

$$f_y : \underline{\underline{0.51}}$$

$$f_z : \underline{\underline{0.69}}$$

$$f_T : \underline{\underline{0.70}}$$

$$a_y : \underline{\underline{0.21}}$$

$$a_z : \underline{\underline{0.34}}$$

$$a_T : \underline{\underline{0.34}}$$

$$\bar{\lambda}_{y} : \underline{\underline{0.15}}$$

$$\bar{\lambda}_{z} : \underline{\underline{0.53}}$$

$$\bar{\lambda}_{T} : \underline{\underline{0.54}}$$

$$N_{cr} : \underline{\underline{45065.76}} \text{ kN}$$

$$N_{cr,y} : \underline{\underline{580252.49}} \text{ kN}$$

$$N_{cr,z} : \underline{\underline{46390.87}} \text{ kN}$$

$$N_{cr,T} : \underline{\underline{45065.76}} \text{ kN}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left[ G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_{kt}^2} \right]$$

Donde:

$I_y$ : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.	$I_y$ :	<u>237400.00</u>	cm <sup>4</sup>
$I_z$ : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.	$I_z$ :	<u>18980.00</u>	cm <sup>4</sup>
$I_t$ : Momento de inercia a torsión uniforme.	$I_t$ :	<u>1569.52</u>	cm <sup>4</sup>
$I_w$ : Constante de alabeo de la sección.	$I_w$ :	<u>15910000.00</u>	cm <sup>6</sup>
E: Módulo de elasticidad.	E :	<u>210000</u>	MPa
G: Módulo de elasticidad transversal.	G :	<u>81000</u>	MPa
$L_{ky}$ : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.	$L_{ky}$ :	<u>2.912</u>	m
$L_{kz}$ : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.	$L_{kz}$ :	<u>2.912</u>	m
$L_{kt}$ : Longitud efectiva de pandeo por torsión.	$L_{kt}$ :	<u>4.160</u>	m
$i_0$ : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.	$i_0$ :	<u>26.55</u>	cm

$$i_0 = \left( i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2 \right)^{0.5}$$

Siendo:

$i_y, i_z$ : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.	$i_y$ :	<u>25.55</u>	cm
	$i_z$ :	<u>7.22</u>	cm
$y_0, z_0$ : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.	$y_0$ :	<u>0.00</u>	mm
	$z_0$ :	<u>0.00</u>	mm

#### Resistencia a flexión eje Y (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.5)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

#### Resistencia a flexión eje Z (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.5)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

#### Resistencia a corte Z (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.6)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

#### Resistencia a corte Y (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.6)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión y axil combinados (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.9)

No hay interacción entre axil y momento flector ni entre momentos flectores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.10)

No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a torsión (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.7)

La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.7)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (Eurocódigo 3 EN 1993-1-1: 2005, Artículo 6.2.7)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.