

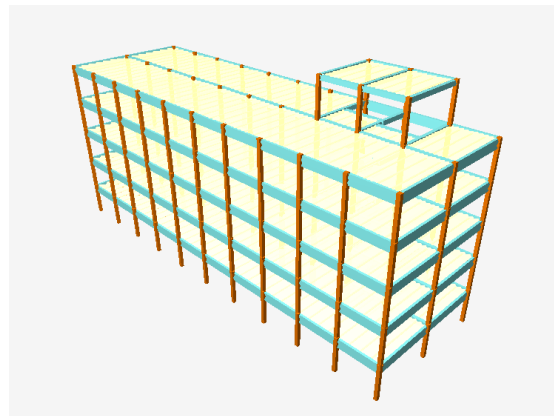
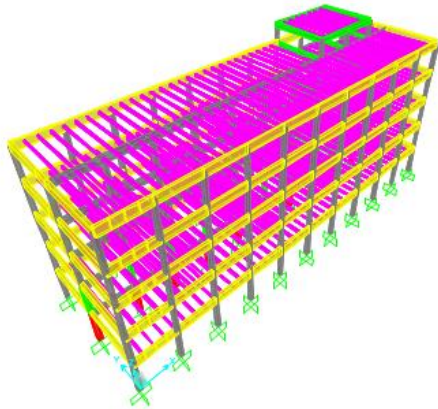
# ESTUDIO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS E INVESTIGACIÓN DEL COMPLEJO SANITARIO ANTIGUO HOSPITAL UNIVERSITARIO “LA FE”.

## TRABAJO FINAL DE MÁSTER

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



**MÁSTER EN INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS**

**Tutor: Juan José Moragues Terrades**

**Autor: Alberto López García**

**Fecha: JUNIO de 2018**



## INDICE

### MEMORIA

<b>1. Introducción.....</b>	<b>5</b>
<b>2. Antecedentes.....</b>	<b>6</b>
2.1. Un poco de historia.....	6
<b>3. Objeto.....</b>	<b>8</b>
<b>4. Datos e hipótesis de partida.....</b>	<b>10</b>
<b>5. Descripción de la Edificación.....</b>	<b>11</b>
<b>6. Metodología de Actuación.....</b>	<b>14</b>
6.1. Trabajos de campo.....	14
6.2. Análisis estructural.....	14
<b>7. Inventario de Daños. Descripción, diagnosis y evaluación.....</b>	<b>17</b>
7.1. Grietas y/o fisuras localizadas en elementos estructurales, vigas y/o pilares, de H.A de Fachada. ....	17
7.2. Fisura localizada en cara inferior del forjado, paralela al encuentro entre el nervio de la vigueta y la capa de compresión.....	19
7.3. Falta y/o fallo en la conexión en la unión del peto de cubierta con las pilastras de fábrica de ladrillo.	21
7.4. Otras incidencias.....	22
<b>8. Caracterización de la estructura.....</b>	<b>23</b>
8.1. Caracterización geométrica de la estructura.....	23
8.1.1. Replanteo de pilares, vigas, tipologías de forjados y cerramientos.....	23
8.1.2. Caracterización de pilares.....	24
8.1.3. Caracterización de vigas.....	26
8.1.4. Caracterización de forjados. sección tipo e interejos.....	27
8.1.5. Refuerzos de negativos en viguetas.....	29
8.1.6. Pavimentos Espesores y tipos.....	30
8.2. Caracterización mecánica del hormigón.....	30
8.2.1. Determinación de la Velocidad de Ondas ultrasónicas en Hormigón.....	31
8.2.2. Extracción de probetas testigos y determinación de la Resistencia a compresión.....	31
8.2.3. Evaluación de la resistencia a compresión in situ en estructuras.....	32
8.2.4. Resistencia estimada del hormigón.....	33

8.3. Durabilidad del hormigón .....	35
8.3.1. Ensayos de carbonatación .....	35
8.3.2. Ensayos de cloruros .....	37
8.4. Caracterización mecánica del acero .....	37
<b>9. Bases de cálculo. ....</b>	<b>38</b>
9.1. Acciones a considerar .....	38
9.1.1. Peso propio .....	38
9.1.2. Carga muerta .....	38
9.1.3. Sobrecarga de uso .....	39
9.1.4. Tabiquería interior y/o ligera .....	42
9.1.5. Tabiquería de fachadas o pesada. ....	42
9.1.6. Tabla resumen de cargas verticales y/o de origen gravitatorio .....	43
9.1.7. Viento .....	43
9.1.8. Temperatura .....	46
9.1.9. Acción sísmica .....	47
9.2. Combinaciones de carga .....	49
9.3. Propiedades resistentes de los materiales (hormigón y acero) .....	51
9.4. Metodología para evaluación de ELU en elementos de hormigón armado. ....	52
9.4.1. Descripción del método de comprobación. coeficiente de uso .....	52
9.4.2. ELU frente sollicitaciones normales. ELU de inestabilidad en pilares .....	53
9.4.3. ELU frente a sollicitaciones de cortante. ....	54
9.4.4. Cuantías mecánicas mínimas .....	58
<b>10. Definición de Modelos de cálculo .....</b>	<b>60</b>
10.1. Introducción. Programas de cálculo empleados .....	60
10.2. Descripción del modelo de CYPECAD. ....	61
10.2.1. Parámetros de modelización realizada por CYPECAD. ....	61
10.2.2. Descripción del modelo de cálculo. ....	64
10.3. Descripción del modelo de SAP 2000. ....	69
10.3.1. Parámetros de modelización realizada por SAP 2000. ....	69
10.3.2. Descripción del modelo de cálculo. ....	69

<b>11. Evaluación de la resistencia disponible en vigas de hormigón armado (Flexión y cortante).....</b>	<b>84</b>
11.1. Resistencia a flexión de vigas. ....	84
11.2. Resistencia a cortante de vigas.....	93
11.2.1. Evaluación de la resistencia a cortante en aplicación de la EHE-08.....	93
11.2.2. Evaluación de la resistencia a cortante en aplicación de la EH-91. ....	94
<b>12. Verificación estructural del forjado. Verificación de vigas existentes de hormigón armado.....</b>	<b>96</b>
12.1. Verificación estructural de vigas existentes.....	96
12.2. Comparación de resultados obtenidos mediante CYPECAD, SAP 2000 y herramientas de elaboración propia. ....	99
12.3. Conclusiones obtenidas para vigas de hormigón armado.....	103
<b>13. Verificación estructural de pilares de hormigón armado. ....</b>	<b>104</b>
13.1. Introducción. Consideraciones previas.....	104
13.2. Nomenclatura de pilares. Geometría y armado. Esquemas de diagramas de esfuerzos de SAP 2000. ....	105
13.3. Resultados de cálculo.....	109
13.4. Conclusiones obtenidas para pilares de hormigón armado. ....	119
<b>14. Verificación estructural del desplome del edificio (rigidez horizontal). ....</b>	<b>124</b>
<b>15. Pruebas de carga.....</b>	<b>126</b>
15.1. Procedimiento de ejecución de los ensayos de Prueba de Carga.....	126
15.2. Resultados obtenidos de los ensayos de Pruebas de Carga.....	128
<b>16. Conclusiones y Recomendaciones.....</b>	<b>131</b>
<b>17. Bibliografía y normas utilizadas.....</b>	<b>137</b>
17.1. Normas utilizadas .....	137
17.2. Sitios webs consultados.....	137
17.3. Material de asignaturas de la carrera consultadas durante la redacción de este documento. ....	137

## ANEJOS A LA MEMORIA

ANEJO 1. REPLANTEO ESTRUCTURAL.

ANEJO 2. ESCUADRIA Y ARMADO DE PILARES. REPORTAJE FOTOGRÁFICO.

ANEJO 3. ESCUADRIA Y ARMADO DE VIGAS Y FORJADOS. REPORTAJE FOTOGRÁFICO

ANEJO 4. CARACTERIZACIÓN Y ENSAYOS DEL HORMIGÓN



- ANEJO 5. CARACTERIZACIÓN DE ACEROS
- ANEJO 6. INVENTARIO DE DAÑOS
- ANEJO.7 INFORMES DE LAS PRUEBAS DE CARGA.
- ANEJO 8. PROPUESTA DE ACTUACIÓN
- ANEJO 9. VALORACIÓN ECONÓMICA

## 1. INTRODUCCIÓN.

El presente Trabajo Final de Máster que aquí se presenta tiene por objeto realizar la evaluación estructural del edificio de laboratorio e investigación del complejo sanitario Antiguo Hospital Universitario “La Fe”. Se trata de un Trabajo Final de Máster de carácter profesional, ya que este informe forma parte de un trabajo realizado para la Conselleria de Sanidad Universal y Salud Pública con objeto de validar la estructura del edificio.

Dicho documento ha sido redactado por el equipo técnico de la empresa INCOSUMA, de la cual formo parte como Ingeniero Civil. Se trata de una empresa cuya principal actividad es realizar estudios técnicos sobre edificios con una cierta edad para garantizar su funcionabilidad, y en caso de que sea necesario, proporcionar la asistencia técnica y supervisión de los trabajos de rehabilitación que hagan aumentar la vida útil de las estructuras.

Este Trabajo Final de Máster nace como un proyecto que me permita poner en práctica todos los conocimientos que a lo largo de estos 6 años de carrera (4 años de Ingeniería Civil y 2 años de MICCP) he adquirido, Además, también surge como complemento ideal para el aprendizaje, enlazando mi última etapa de estudios, con la nueva etapa que se abre en mi vida, que es la profesional.

Para finalizar esta breve introducción, me gustaría agradecer a mi tutor, Juan José Moragues todas y cada una de las recomendaciones y consejos que me ha aportado a lo largo de la redacción del presente documento, que con su dilatada experiencia y su buen hacer, especialmente en mantenimiento y conservación de estructuras, ha supuesto para este Trabajo Final de Máster.

En los siguientes apartados se procederá a describir brevemente la necesidad de realizar este Trabajo Final de Máster, que surge de decisiones políticas y de la historia que acompaña a este complejo sanitario, además de detallar el objeto y alcance del presente Trabajo Final de Máster.

## 2. ANTECEDENTES.

Se pretende implantar en el antiguo edificio de los laboratorios e investigación del Antiguo Hospital La Fe, ubicado en la avenida de Campanar de Valencia, el Servicio de Emergencias Sanitarias, Unidad de Detección Precoz del Cáncer de Mama y Servicios de Mantenimiento de dicho complejo sanitario.

Por este motivo, es necesario llevar a cabo los trabajos de caracterización, evaluación y diagnóstico de la estructura existente del citado edificio, para garantizar el correcto funcionamiento de la estructura, y por tanto, verificar las condiciones de seguridad del edificio.

El Trabajo Final de Máster que aquí se presenta corresponde a realizar la evaluación y diagnóstico de la estructura existente del edificio correspondiente a: "*Centro de Investigación y Almacenes generales, ubicado en C/Ricardo Micó, Valencia*". Se trata de un edificio de 90 metros de longitud del cual se procederá a estudiar una fracción con unas dimensiones de 39x12,3 m<sup>2</sup>.

### 2.1. UN POCO DE HISTORIA.

El edificio objeto de análisis fue construido en el año 1968 aproximadamente, iniciando su servicio en el año 1969, por lo que lleva en uso un periodo de unos 50 años aproximadamente.

Los terrenos elegidos para su emplazamiento se encontraban entre el Polígono de Campanar y la acequia de Mestalla, en un tramo próximo a la carretera de Burjassot. Para poder ubicar el hospital y sus accesos fue necesario desviar las acequias de riego y expropiar algunos terrenos privados colindantes.

El Instituto Nacional de Previsión aprobó un presupuesto de 870.588.450 pesetas para la construcción de este centro sanitario. Con este dinero se llevaron a cabo las obras para levantar la Residencia General, el aparcamiento, el Servicio de Urgencias, almacenes adaptados para isótopos radioactivos, la Escuela de Enfermeras y Matronas, la Maternidad, el Hospital Infantil, los almacenes generales, los laboratorios de investigación y el Centro de Investigación.

Tras el traslado de la Antigua Fe a la zona de Malilla, el barrio de Campanar quedó en estado de abandono y con una pobre cobertura de servicios sanitarios. El traslado vino motivado por una razón política de dar respuesta a las necesidades sanitarias de la ciudad y la provincia de Valencia. En la actualidad, se pretende devolver a la Antigua Fe la cobertura sanitaria que perdió con su traslado y revitalizar el barrio de Campanar.



Las nuevas instalaciones sanitarias que se prevén en el proyecto, ocuparán un solar de 76.000 metros cuadrados, con las que se pretende visibilizar el nombre del barrio y dar cobertura sanitaria a los vecinos. El edificio de investigación y laboratorios es solo una parte del proyecto que pretende mejorar los servicios sanitarios la ciudad de Valencia y alrededores.



*Vista aérea de la ciudad de Valencia*

Por otro lado, como se verá a lo largo de este Trabajo Final de Máster, la estructura del edificio se encuentra en un buen estado en general, siendo necesario acometer una serie de medidas correctoras y preventivas. Es por ello, que en ningún caso se plantea la demolición del edificio, ya que se verifican las condiciones de seguridad y funcionalidad. Las labores de rehabilitación suponen un importe económico mucho menor que la demolición y posterior reconstrucción.



### 3. OBJETO.

El objeto del presente Trabajo Final de Máster es la de realizar la evaluación estructural del edificio de laboratorios e investigación del complejo sanitario Antiguo Hospital Universitario “La Fe” y garantizar que se cumplen las condiciones de seguridad y funcionalidad.

Para ello, ha sido necesario realizar toda una serie de trabajos de caracterización, evaluación, diagnóstico y estudio de daños sobre la estructura existente. Estos trabajos de campo han sido realizados por una serie de Técnicos Superiores en Rehabilitación, especialistas en patologías, pertenecientes a la empresa INCOSUMA. Mi trabajo durante los trabajos de campo ha sido inspeccionar visualmente todos los trabajos que ellos realizaban y conocer de primera mano la estructura objeto de análisis.

Por tanto, me gustaría resaltar, que mi trabajo en este proyecto consiste en realizar los modelos estructurales necesarios para verificar las condiciones de seguridad, redacción de informes y colaboración en las tareas de redacción y grafiado de los anejos que se adjuntan a la presente memoria. Además, he colaborado en todas las tareas relacionadas con la toma de datos in situ y en el análisis de los resultados obtenidos mediante ensayos de laboratorio.

En lo referente al cálculo estructural, este Trabajo final de Máster tiene por objeto realizar varios modelos de cálculo utilizando distintas herramientas, tanto propias como aplicando distintos programas comerciales como son SAP 2000 y CYPECAD, para conocer el estado de la estructura y la utilidad de la misma para el fin a la que se quiere destinar, teniendo en cuenta su realidad geométrica y las características físicas y químicas de sus elementos constituyentes (forjados, vigas y columnas)

Para ello, se ha programado una hoja Excel en la cual se realiza un reparto de carga del forjado, para estimar los esfuerzos que el forjado transmite a las vigas exteriores de fachada y a la viga interior. Este reparto de carga se ha realizado en base a la armadura de negativos que se ha localizado en el forjado, movilizandole la máxima capacidad del mismo. A partir de ahí, se han estudiado varias hipótesis de reparto de cargas para determinar con exactitud el modelo que más se ajuste a la realidad. En base a este reparto de carga, se han implementado los modelos de cálculo, especialmente en el software de elementos finitos SAP 2000.

Para la comprobación de los pilares, se ha procedido de forma inversa: se han determinado los esfuerzos mediante los software de cálculo, y a partir de ahí, se ha programado una hoja Excel para tener en cuenta excentricidades y el fenómeno del pandeo según dicta la EHE-08 y se han obtenido los esfuerzos más desfavorables.

Una vez se hayan calibrado los modelos de cálculo, se extraerán resultados (esfuerzos y deformaciones) y se determinará si el edificio cumple con las condiciones exigidas en relación con la seguridad y la funcionalidad, aportando una serie de conclusiones justificativas de los resultados obtenidos.

Debido a la imposibilidad de caracterizar en detalle las semiviguetas pretensadas del forjado, se ha realizado la verificación estructural del mismo mediante una serie de pruebas de carga que lo validan.

Adicionalmente, se realizan diferentes consideraciones en cuanto a la colaboración de los elementos rígidos de albañilería existentes, y que se pueden mantener dado el uso previsto, para evaluar el comportamiento pasado y prever el futuro.

En el anejo 9 de la presente memoria se ha realizado una valoración económica con las posibles medidas preventivas y correctoras que sean necesarias que tienen la finalidad de aumentar la vida útil del edificio durante 50 años más.

Por tanto, desde el punto de vista educacional, el presente Trabajo final de Máster tiene por objeto realizar un análisis estructural, en el que, aplicando todos los conocimientos adquiridos a lo largo de estos años de carrera, mediante aplicación de distintas herramientas de elaboración propia y software comerciales utilizados durante los años de docencia, y en aplicación de las normativas que se han visto en las distintas asignaturas de estructuras cursadas, se obtengan los resultados de cálculo necesarios para tomar las decisiones oportunas y generar las conclusiones pertinentes que permitan aumentar la durabilidad del edificio.

Por último, mencionar que no es objeto del presente estudio el análisis estructural de la cimentación existente en cuanto se entiende que desarrolla sus funciones adecuadamente, debido a la ausencia de cualquier patología o defecto asociadas a la cimentación.



#### 4. DATOS E HIPÓTESIS DE PARTIDA.

Los trabajos correspondientes al análisis estructural y verificación de las condiciones de seguridad estructural adoptan como punto de partida el conjunto de trabajos realizados correspondientes a los estudios de diagnóstico, caracterización geométrica y mecánica de la estructura, realizados en una fase, previa, destacando:

- Caracterización geométrica de la estructura. Geometría (luces, disposición de elementos estructurales: pilares, vigas, forjados), escuadrías y/o secciones de elementos. Armaduras existentes en pilares, vigas y forjados mediante catas.
- Caracterización de materiales existentes. Estimación de la resistencia del hormigón existente combinando ensayos no destructivos (ultrasonidos) y destructivos (testigos).

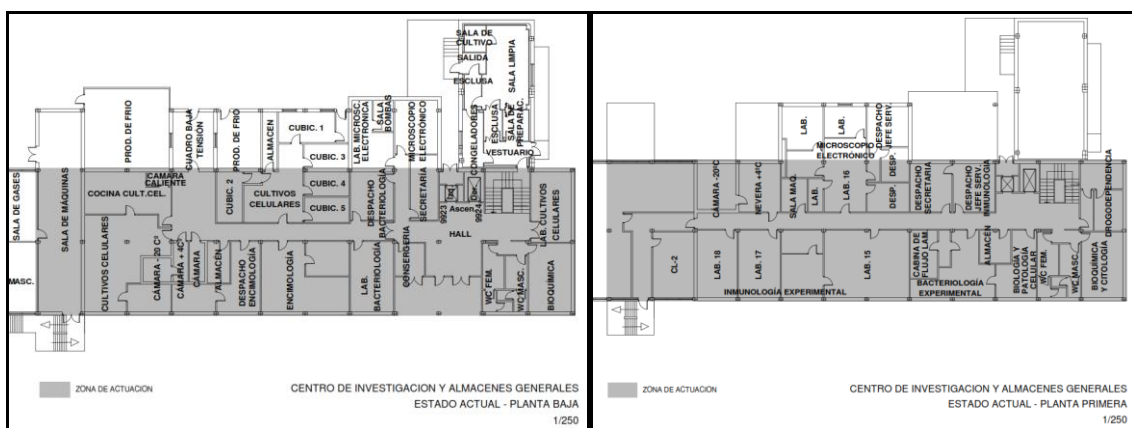
Todos los trabajos correspondientes a la caracterización, tanto geométrica como de materiales, ha sido realizada por una serie de Técnicos Superiores en Rehabilitación, pertenecientes a la empresa INCOSUMA. Además, para caracterizar los materiales, se han realizado numerosos ensayos en laboratorios homologados pertenecientes a la empresa CEMOSA.

## 5. DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN.

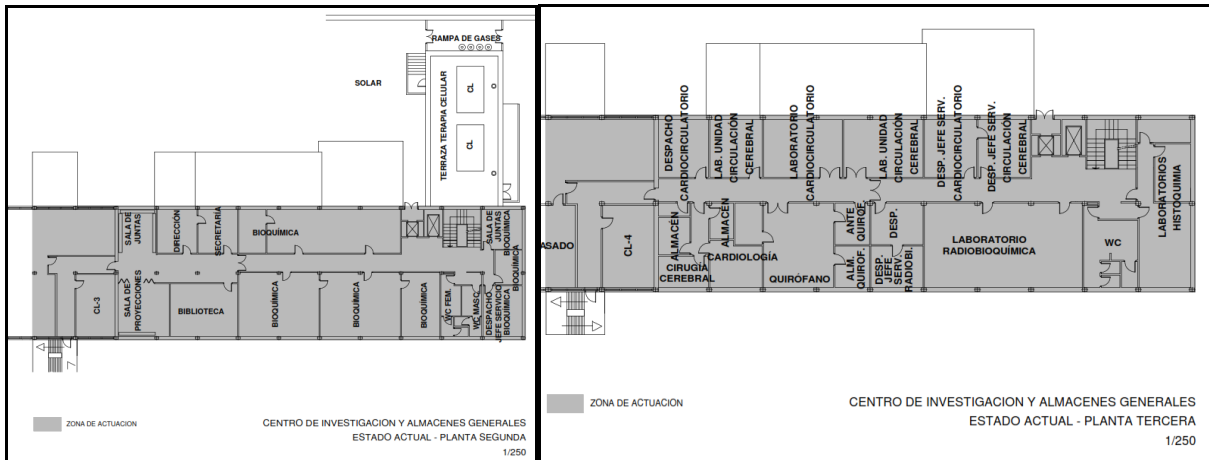
El edificio objeto del presente trabajo se define con los siguientes parámetros fundamentales:

- El edificio consta de: Planta baja, planta primera, planta segunda, planta cuarta y casetón para hueco de escaleras. Cuenta con una altura aproximada hasta casetón de 20 metros.
- Los forjados objeto de actuación del análisis estructural tienen una tipología estructural de forjado unidireccional de semiviguetas pretensadas con un aligeramiento a base de casetón recuperable, quedando visualmente un revoltón de hormigón visto. Los forjados tipo unidireccional cuentan con un canto de 30cm. La capa de compresión del mismo es de 5 cm de espesor, con un mallazo de reparto de 2.5 mm de diámetro de barra y cuadrícula de 20x30. El intereje de las viguetas es de 1 metros y su ancho es de 12, 5.
- El forjado se dispone sobre vigas de canto de hormigón armado ( $h = 80$  cm para vigas de fachada y  $h = 50$  cm para vigas centrales) y pilares de hormigón armado. Se dispone una viga/macizado en centro de vano de nervios de forjado unidireccional con objeto de repartir cargas y homogeneizar deformaciones.
- El forjado se resuelve mediante 2 vanos de 6 metros de luz cada uno. Las viguetas apoyan en vigas de hormigón armado con luces entre ejes de pilares de 3,90 metros.

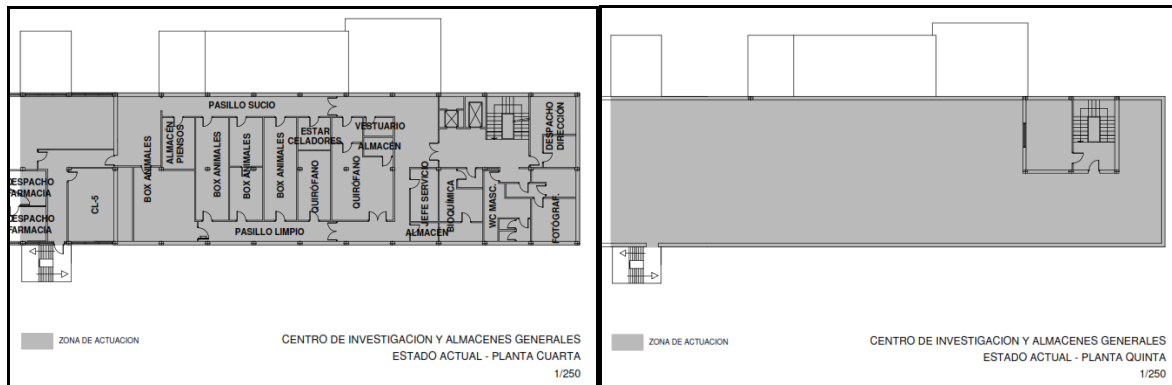
En las siguientes imágenes se muestra la parte del edificio objeto del análisis estructural, cuyos planos se corresponden con el proyecto original y han sido facilitados por la Conselleria de Sanidad Universal y Salud Pública.



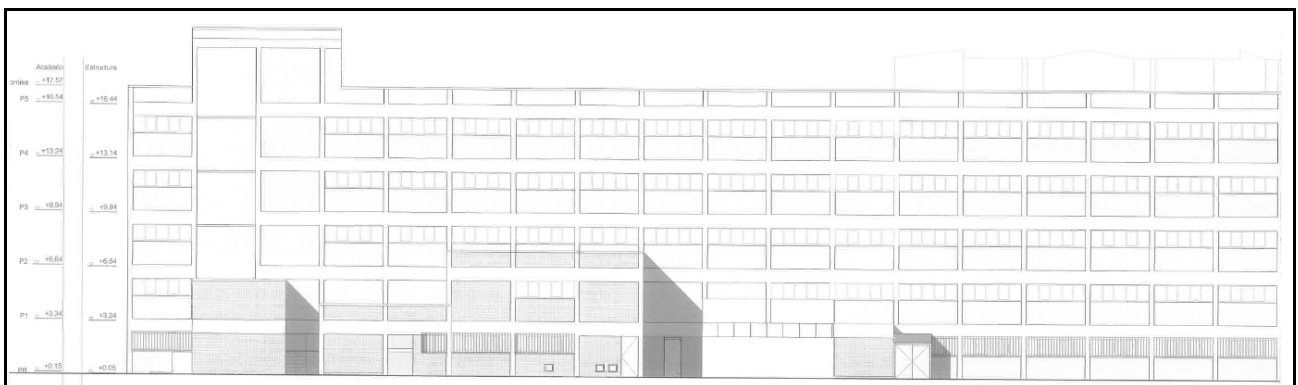
Planos de distribución arquitectónica de Planta Baja y Planta Primera.



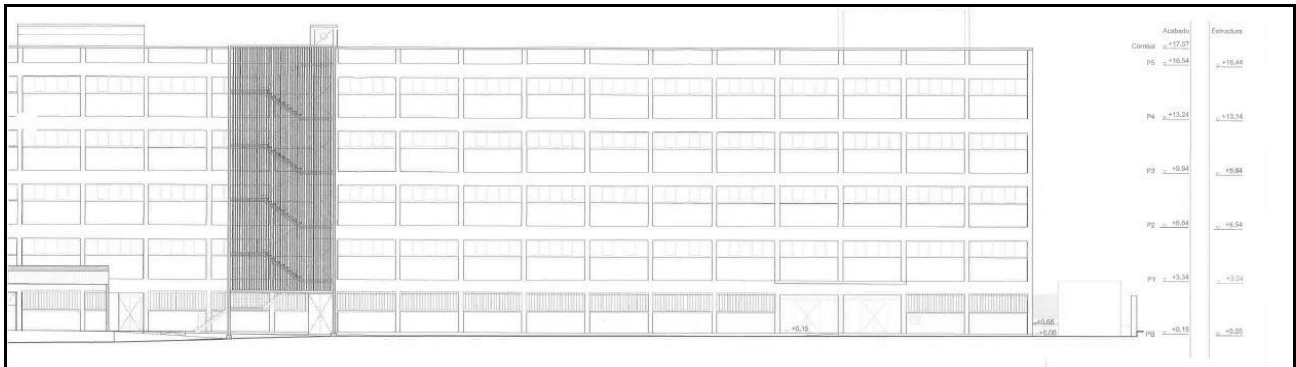
Planos de distribución arquitectónica de Planta Segunda y Planta Tercera.



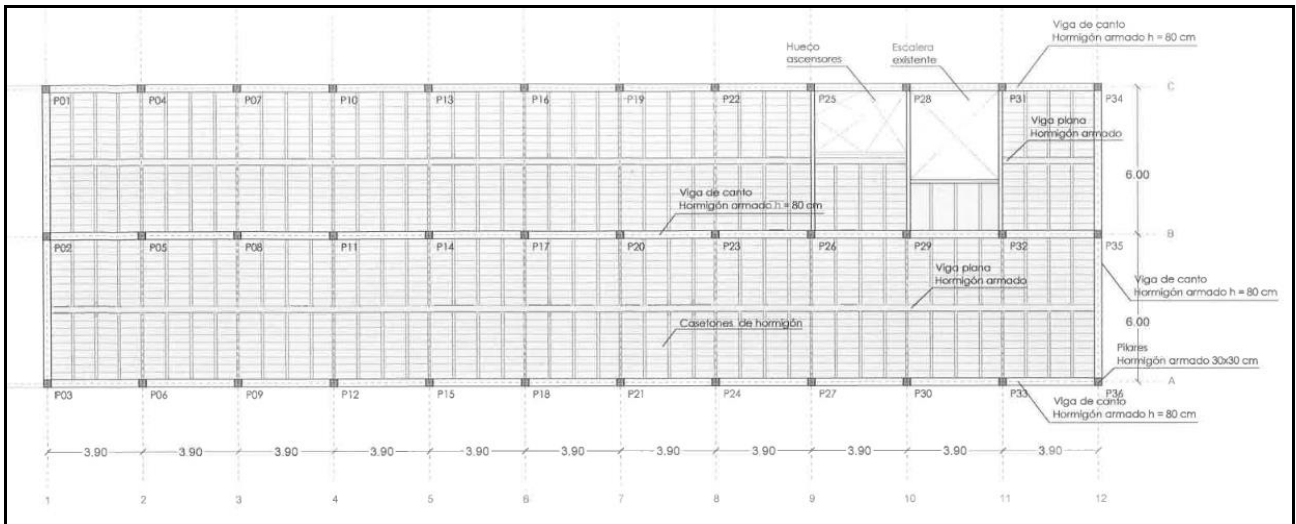
Planos de distribución arquitectónica de Planta Cuarta y Planta quinta.



Fachada trasera.



Fachada principal.



Esquema estructural de planta tipo.



## 6. METODOLOGÍA DE ACTUACIÓN

### 6.1. TRABAJOS DE CAMPO.

Una serie de Técnicos Superiores en Rehabilitación, especialistas en patologías, pertenecientes a la empresa INCOSUMA, han sido los encargados de realizar todos los trabajos de campo. Mi trabajo durante los trabajos de campo ha sido inspeccionar visualmente todos los trabajos que ellos realizaban y conocer de primera mano la estructura objeto de análisis. Por otro lado, los trabajos llevados a cabo en laboratorio han sido realizados por técnicos de la empresa CEMOSA, cuya principal actividad es la de realizar control de calidad en el ámbito de la construcción.

El planteamiento de trabajo seguido para la determinación de las condiciones de seguridad estructural del edificio objeto de estudio se describe a continuación:

Mediante unos trabajos de campo y ensayos en laboratorio, se ha procedido a la obtención de la información geomecánica de la estructura del edificio, abarcando los siguientes aspectos:

- Replanteo de pilares y vigas.
- Caracterización de pilares y vigas en las diferentes plantas. (escuadría y cuantía de armado).
- Caracterización de forjados (sección tipo, interejos).
- Refuerzos de negativos en viguetas.
- Espesores y tipos de Pavimentos.
- Ensayos en laboratorio para la obtención de las características de los materiales empleados en la construcción: Para el hormigón, se han realizado ultrasonidos, extracción de probetas testigo, análisis de regresión y cálculo de las resistencias características estimadas.
- Determinación del frente de carbonatación.
- Determinación del contenido de cloruros.
- Determinación de las características mecánicas del acero.

Los resultados de estos trabajos de campo y ensayos de laboratorio se muestran en los anejos del 1 al 7.

### 6.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El edificio lleva en uso un periodo aproximado de unos 50 años, de forma que en el momento en que se redactó el proyecto del edificio la normativa que estaba en vigor se corresponde a la normativa de los años 60, y por tanto, entiendo que la normas estructurales de aplicación más probables fueron las siguientes:

- EH-68. Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa y armado.

- Normas MV-101. Acciones en la edificación.

De acuerdo con el Anejo D “Evaluación Estructural de Edificios Existentes”, del vigente Código Técnico de la Edificación, Documento Básico de Seguridad Estructural, CTE-DB-SE, no es adecuada la utilización directa de las normas y reglas establecidas en el Código Técnico en la evaluación estructural de edificios existente, construidos en base a reglas anteriores a las actuales para los edificios de nueva construcción, debido a las siguientes causas:

- *Toda evaluación debe realizarse teniendo en cuenta las características y las condiciones reales del edificio (lo que normalmente no está contemplado en la normas de dimensionado que incorporan la incertidumbre asociada al proceso).*
- Las normas actuales suelen estar basadas en exigencias diferentes y generalmente mas estrictas que las vigentes en el momento en que se proyectó el edificio, por lo cual, muchos edificios existentes se clasificarían como no fiables si se evaluaran según la normas actuales.

Por otra parte, se plantea una intervención de reforma del edificio a largo plazo, y se pretende que se prolongue su vida útil, en condiciones de seguridad adecuadas. Parece razonable, por tanto, plantear un análisis que contemple tanto las normativas que debieron ser de aplicación para el Proyecto de ejecución del edificio, que ya se han indicado, así como las normas estructurales actualmente en vigor, destacando:

- EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural.
- CTE. Código Técnico de la Edificación.

Ambos conjuntos de normas están basados en los Estados Límites de forma que son similares, si bien es cierto, existen algunas variaciones, en especial en cuanto en la evaluación del Estado Límite de Cortante en elementos de hormigón armado.

En cualquier caso, hay aspectos en los que la formulación no ha experimentado una variación significativa, (por ejemplo, cálculo seccional a flexocompresión en pilares o a flexión simple en vigas). En otros casos, (por ejemplo, calculo a cortante en vigas), la vigente formulación tiende a ser más restrictiva que la adoptada para el proyecto del edificio. Aspectos tales como limitar la separación entre las armaduras de cortante, cercos o barras levantadas, conduce a limitar la capacidad resistente de algunas de las disposiciones de armaduras adoptadas, dado que la normativa de la época no lo exigía.

Para evaluar la bondad de los cálculos realizados, se han empleado varios procedimientos y/o software para el análisis del edificio existente, de forma que se verifican los resultados de cálculo obtenidos, especialmente en una estructura existente, donde como se podrá comprobar, el comportamiento esperado en la continuidad del forjado unidireccional existente formado por dos vanos contiguos de 6 metros, resulta de especial interés, de esta forma para el análisis estructural se emplea la siguiente metodología de análisis:





- A) Cálculo por capacidad. Análisis del comportamiento estructural del forjado unidireccional en cuanto al reparto de carga entre las vigas ubicadas en el exterior y en el centro del edificio existente, evaluando el grado de hiperestaticidad del forjado y/o capacidad de redistribución plástica de esfuerzos. Para el adecuado análisis de este apartado resulta necesario evaluar previamente la resistencia disponible en los elementos estructurales existentes según sus dimensiones, materiales y armadura identificada.
- B) Modelo de cálculo 3D mediante el software de cálculo CYPECAD, con objeto de verificar la bondad de los cálculos realizados, especialmente en los elementos de forjado, viguetas y vigas de carga.
- C) Modelo de cálculo 3D mediante el software de cálculo SAP 2000, con objeto de verificar la bondad de los cálculos realizados, y evaluar con precisión los pilares de hormigón armado existentes.

En atención a la metodología de análisis indicada se proceden a seguir los siguientes hitos en la metodología de análisis estructural:

- 1) Indicación de las **Bases de cálculo** Adoptadas en la verificación estructural (Acciones a considerar, combinaciones de carga, propiedades mecánicas consideradas para los materiales, metodología para evaluación de ELU en elementos de hormigón armado).
- 2) Definición de **Modelos de Cálculo** adoptados para las verificaciones de carácter estructural: CYPECAD y SAP 2000.
- 3) **Evaluación de la resistencia disponible** para las vigas de hormigón armado existentes tanto a flexión como a cortante, en aplicación de la normativa actual y de la normativa de redacción del proyecto de ejecución.
- 4) Verificación del **Cálculo por capacidad**, donde se procede a evaluar el comportamiento de reparto de carga esperado para el forjado unidireccional existente.
- 5) Verificación estructural de **vigas** existentes de hormigón armado.
  - ELU frente solicitaciones normales.
  - ELU frente solicitaciones de cortante.
  - ELS de fisuración.
  - ELS de deformación.
- 6) Verificación estructural de **pilares** de hormigón existentes.
- 7) Verificación estructural del **desplome del edificio** (Rigidez Horizontal).
- 8) Conclusiones y recomendaciones.

## 7. INVENTARIO DE DAÑOS. DESCRIPCIÓN, DIAGNOSIS Y EVALUACIÓN.

Se ha efectuado la inspección visual tanto de las fachadas del edificio como del interior del mismo, prestando especial atención a los elementos estructurales de visualización directa. Para completar la inspección se han desmontado los falsos techos desmontables e incluso se han realizado catas en los falsos techos fijos para ampliar en lo máximo posible el alcance de la inspección de vigas y caras inferiores de forjados. No obstante, debido a la existencia de numerosas instalaciones han quedado zonas que no se han podido registrar (Ver Anejo 6)

La inspección visual ha sido realizado por una serie de compañeros (Técnicos Superiores en Rehabilitación) de la empresa INCOSUMA, con una dilatada experiencia profesional y por el autor del presente Trabajo Final de Máster. Por otro lado, los planos que aparecen en el anejo 6 han sido grafiados en un trabajo conjunto de un Arquitecto Técnico de la empresa INCOSUMA y del autor del presente Trabajo Final de Máster.

Todas las lesiones detectadas se han grafiado sobre los planos de los alzados de las fachadas así como en los planos de planta. Además, se ha realizado un amplio reportaje fotográfico con cámara digital con zoom ED 4.3-154.8 mm., de 60x aumentos ópticos (equivalente a 24–864mm).

En el anejo 6 se incluye la localización y graficado de los daños así como el reportaje fotográfico de los mismos.

Los daños o lesiones detectados se indican a continuación.

### 7.1. GRIETAS Y/O FISURAS LOCALIZADAS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES, VIGAS Y/O PILARES, DE H.A DE FACHADA.

Descripción: Grietas y/o fisuras en los elementos estructurales de hormigón cuya trayectoria coincide con la de las armaduras. Esa patología se produce en algunos de los pilares y vigas de hormigón visto de fachada, que son los elementos de la estructura del edificio más expuestos a los agentes externos (humedad, ambiente marino, contaminantes CO<sub>2</sub>, etc).



Foto nº1.- Fisuras en viga de fachada.



Foto nº2.- Desconche en pilar de fachada.

**Diagnóstico:** Este tipo de patología es bastante común en las estructuras de hormigón situadas en ambientes agresivos para el hormigón (pilares exteriores, pilares en zonas húmedas, etc.), ya que estos ambientes favorecen que se produzca el fenómeno de la carbonatación, proceso que produce un descenso en la alcalinidad del hormigón. Cuando esta pérdida de alcalinidad alcanza a las armaduras, elimina la capa pasivante que produce el hormigón sobre el acero. Una vez las armaduras han perdido su protección, el contacto de la humedad existente en los microporos del hormigón con el acero despasivado, produce un proceso electrolítico que origina la corrosión de las armaduras. El acero al oxidarse aumenta su volumen de 8 a 10, incremento de volumen que provoca un empuje que el recubrimiento de hormigón no es capaz de resistir, provocando la aparición de fisuras o grietas paralelas al trazado de las armaduras corroídas..

Indicar que se han graficado las fisuras, pero que es habitual que el proceso de oxidación del acero se propague más allá de la zona de fisura ( alrededor de un 15% de longitud adicional).

**Evaluación:** La corrosión de las armaduras menoscaba la vida útil de la estructura ya que reduce la sección de las mismas y sus propiedades mecánicas, produce pérdida de adherencia entre el hormigón y el acero, fisura el hormigón reduciéndose las secciones estructurales, disminuyendo con todo ello la capacidad portante del elemento estructural afectado.

Indicar que se han graficado las fisuras, pero que es habitual que el proceso de oxidación haya empezado en más de 15% fuera de la longitud de la fisura.

**Propuesta de actuación:** Repicar por medios manuales o mecánicos la superficie de hormigón deteriorado o fisurado, eliminando los fragmentos de hormigón sueltos o mal adheridos, dejando la superficie de armadura oxidada al descubierto. Se debe descubrir por encima y por debajo del tramo de armadura corroída hasta encontrar el acero sano (según las catas realizadas se puede estimar que dicha longitud deberá de ser de unos 30 cm). A continuación, limpiar mediante chorro de arena la armadura oxidada, así como la superficie de hormigón descubierta. Las armaduras tienen que quedar libres de óxido con un grado de limpieza SA 2 ½ según norma SIS 05 5900 y la superficie de HA sólida y libre de material disgregado. Posteriormente se debe proceder al chorreado abrasivo de toda la superficie de hormigón, que tiene que quedar con una micro-rugosidad superficial de 50-70 micras y después al lavado con agua dulce a presión 150-200 kg/m<sup>2</sup> de la superficie. Una vez estén las armaduras libres de óxido, hay que pasivarlas, para ello es recomendable emplear un inhibidor de la corrosión (tipo Sikapop 110 Epocem, o equivalente), en dos manos.

En caso de que la armadura haya perdido sección resistente no despreciable (pérdida de sección superior al 10-15%) hay que soldar una barra nueva del mismo diámetro a los extremos sanos. Posteriormente, se debe regenerar la superficie de hormigón original mediante morteros específicos de reparación y regeneración tipo Sikatop 122 o equivalente, en capas de hasta 2 / 3cm. De espesor. Previamente a la colocación del mortero hay que humedecer la superficie de hormigón hasta saturación.

En caso de que se detecten estribos dañados, su reposición será necesaria antes de descubrir totalmente las armaduras longitudinales del pilar, si se quiere contar con la capacidad resistente de las mismas durante el proceso de reparación.

Este el proceso general de reparación, no obstante, la definición completa del mismo deberá ser objeto de un Proyecto de Reparación.

En el anejo 8 se han grafiado las operaciones que aquí se describen.

## **7.2. FISURA LOCALIZADA EN CARA INFERIOR DEL FORJADO, PARALELA AL ENCUENTRO ENTRE EL NERVIO DE LA VIGUETA Y LA CAPA DE COMPRESIÓN.**

Descripción: Fisura localizada en cara inferior del forjado, paralela al encuentro entre el nervio de la vigueta y la capa de compresión, visible al haberse empleado elementos recuperables en la ejecución de los aligeramientos del forjado. Su desarrollo, aunque discontinuo en algunos casos, alcanza todo el vano, muriendo al llegar a la viga del pórtico de apoyo. Aunque no se han podido inspeccionar todos los forjados, por la existencia de falsos techos fijos e instalaciones, aparentemente estas fisuras se producen de manera aislada cada 6 o 7 m.

A continuación se muestra una foto de este tipo de patología (La fisura se ha remarcado en negro para una mejor apreciación de la misma).



*Foto nº3.- Fisura en cara inferior de forjado.*

Diagnos: Probablemente son debidas a la tensión provocada por la contracción inicial del hormigón y al escaso mallazo existente en la capa de compresión.

En el proceso de calentamiento (primeras 24h de vida), el hormigón in situ aumenta su volumen y forma en función de su coeficiente de dilatación sin provocar tensiones apreciables, pues todavía la matriz cementicia no ha cristalizado completamente, y dicha dilatación se adapta al encofrado. Sin embargo, una vez adquirida la temperatura máxima, se procede al desencofrado lo que provoca un enfriamiento gradual pero rápido, al estar en contacto directo con el ambiente exterior. Este enfriamiento brusco del fondeo del forjado, es el motivo de la aparición de tensiones de tracción en la cara inferior de la capa de compresión (hay que recordar que los aligeramientos de los forjados que nos atañen son recuperables)

Una vez endurecido el hormigón (por lo menos a niveles de considerarlo rígido), se parte de una situación de volumen inicial a una temperatura elevada (aprox. 35° C) y la existencia de coacciones externas (pilares de apoyo, vigas de pórticos, etc). A partir de éste momento, comienza un periodo de enfriamiento (del calor producido por la hidratación) que provoca una disminución del volumen inicial, que será función del salto térmico y del coeficiente de dilatación del hormigón.

Al existir las coacciones externas, el forjado no puede variar sus dimensiones totales, por lo que la variación volumétrica (contracción) se traduce en tensiones de tracción, cuyos máximos se orientan en las líneas de unión entre las coacciones (pilares, vigas, zunchos, etc).

En un forjado todos los elementos (nervios y capa de compresión) deben de disponer de armadura suficiente para hacer frente al fenómeno de la contracción térmica. Si esto es así se producirá una microfisuración por efecto del corrugado de las armaduras, que las hace invisibles y no suponen vías de entrada de agentes corrosivos para el acero.

Sin embargo, si como en este caso la armadura existente en la capa de compresión es insuficiente para absorber las tensiones provocadas por la contracción, se producen fisuras localizadas cuyo ancho y separación dependerá de la contracción impuesta y de la tensión de rotura a tracción del hormigón.

Evaluación: Estas fisuras tienen poca relevancia desde un punto de vista estructural, ya que no afectan al comportamiento a flexión del forjado unidireccional, y menos aún en forjados tan rígidos como los existentes (tal y como se ha demostrado con las pruebas de carga efectuadas), donde la flexión transversal es prácticamente inexistente.

No obstante, es necesario que se acometa su reparación dado que estas fisuras suponen vías de entrada de agentes corrosivos para el hormigón.

Propuesta de actuación: Se deberán inyectar las fisuras existentes con productos específicos para tal fin, con objeto de taponar la vía de entrada de agentes corrosivos.

### 7.3. FALTA Y/O FALLO EN LA CONEXIÓN EN LA UNIÓN DEL PETO DE CUBIERTA CON LAS PILASTRAS DE FÁBRICA DE LADRILLO.

Descripción: Falta y/o fallo en la conexión en la unión del peto de cubierta con las pilastras de fábrica de ladrillo, que se manifiesta con la aparición de grietas en el encuentro del antepecho con la pilastra de fábrica de ladrillo.



*Foto nº4.- Falta de conexión y daños en pilastras de peto de cubierta.*

Diagnos: Aunque la pilastra está parcialmente enjarjada en el antepecho, no se han podido localizar llaves correctas de unión entre la pilastra-antepecho. Además, se observa la instalación posterior de elementos metálicos instalados a modo de barrera de separación del antepecho, que debilitan la pilastra, llegando a agrietarla en algunos casos.

Evaluación: La falta de un adecuado arriostramiento de los antepechos de cubierta, puede poner en peligro su estabilidad frente a esfuerzos horizontales.

Propuesta de actuación: Se deberá garantizar el correcto anclaje del antepecho a las pilastras, para ello, una de las soluciones posibles es la ejecución de cosidos de consolidación, a base de anclajes horizontales de modo que se conecte de manera efectiva el antepecho a la pilastra interior, así como la reparación de las grietas y la reposición de los revestimientos afectados.

#### 7.4. OTRAS INCIDENCIAS.

Aunque en si mismo no se podría considerar como una patología se considera necesario indicar que se han localizado bajantes de evacuación de agua de fibrocemento, junto la vertical del pilar 16, así como sifones y conductos secundarios de evacuación de aguas de plomo, en la cara inferior del forjado 3 entre los pilares 7-8-10-11.

En este último apartado del inventario de daños, me gustaría recalcar que aquí se han presentado las patologías y/o daños más relevantes diagnosticados en el edificio. Sin embargo, es de mención obligatoria, que se deben acometer todos los trabajos necesarios, tanto en estructura como en otros elementos pertenecientes a la edificación, que ayuden a aumentar la vida útil del edificio.

Para tal fin, se ha propuesto aplicar un revestimiento anticarbonatación sobre todos los elementos de hormigón, como medida preventiva, con el fin de evitar la corrosión de las armaduras, y por tanto, de disminuir la vida útil del edificio.

En el anejo 8 de la presente memoria se recogen los procedimientos de reparación aquí descritos.

## 8. CARACTERIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Una serie de Técnicos Superiores en Rehabilitación, especialistas en patologías, pertenecientes a la empresa INCOSUMA, han sido los encargados de realizar todos los trabajos de campo. Mi trabajo durante los trabajos de campo ha sido inspeccionar visualmente todos los trabajos que ellos realizaban y conocer de primera mano la estructura objeto de análisis. Por otro lado, los trabajos llevados a cabo en laboratorio han sido realizados por técnicos de la empresa CEMOSA, cuya principal actividad es la de realizar control de calidad en el ámbito de la construcción.

### 8.1. CARACTERIZACIÓN GEOMÉTRICA DE LA ESTRUCTURA.

- Este trabajo ha consistido en la verificación “in situ” de las dimensiones fundamentales de la estructura. Así, se han comprobado las siguientes características geométricas:
  - Replanteo de pilares, vigas, tipologías de forjados y cerramiento.
  - Caracterización de pilares y vigas en las diferentes plantas. (escuadría y cuantía de armado).
  - Caracterización de forjados (sección tipo, interejos).
  - Refuerzos de negativos en viguetas.
  - Espesores y tipos de Pavimentos.

#### 8.1.1. REPLANTEO DE PILARES, VIGAS, TIPOLOGÍAS DE FORJADOS Y CERRAMIENTOS.

- De forma directa o una vez realizadas las pertinentes catas (para eliminar los revestimientos de elementos estructurales y/o falsos techos fijos o desmontables), se ha efectuado la identificación y replanteo de los diferentes elementos estructurales. Estos trabajos se han ejecutado por medio de distanciómetros láser, flexímetros y calibres, graficando los resultados en planos y realizando un amplio reportaje fotográfico.
- Se ha comprobado que el replanteo real tiene divergencias con respecto a los planos facilitados por el organismo público. Estas divergencias se producen principalmente en la escuadría de los pilares por plantas, el intereje de los nervios y la escuadría de las vigas del pórtico central. Se ha detectado que la tipología del forjado junto a las escaleras es de tipo losa y no tipo unidireccional como el resto de los forjados. También que el zuncho tipo parte luz existente en el centro de vano de los paños de forjado carece de armadura.
- Los resultados obtenidos se encuentran en el Anejo 1.



### 8.1.2. CARACTERIZACIÓN DE PILARES.

















Para la caracterización del armado de los pilares, se han ejecutado rozas en un total de 16 tramos de pilar, efectuándose en dos caras contiguas del pilar siempre que haya sido posible. De este modo se ha determinado la geometría completa de las armaduras que conforman el pilar, identificando a su vez el tipo de acero, la pérdida de sección de armadura en su caso y los recubrimientos de hormigón. De esta forma se ha obtenido el armado de un pilar central y un pilar extremo de un pórtico de fachada, y en un pilar central y un pilar extremo del pórtico central. La estructura tiene un carácter simétrico, y por tanto, los pilares del pórtico de fachada no estudiado se asemejan a los del pórtico de fachada sobre el cual si se han realizado rozas.

Previo a la ejecución de las rozas se han eliminado los revestimientos de los pilares y se ha realizado el escaneado de la posición de las armaduras en el hormigón por medio de escáner, con objeto esto último de minimizar los daños en el pilar.

Una vez ejecutada la roza se ha realizado el ensayo para determinar el frente de carbonatación del hormigón mediante el Test de la aplicación de una solución de fenolftaleína al 1%. La reposición del hormigón de recubrimiento eliminado se ha realizado con mortero tixotrópico mono componente.

El reportaje fotográfico de los trabajos de caracterización realizados se puede consultar en el anejo 2.

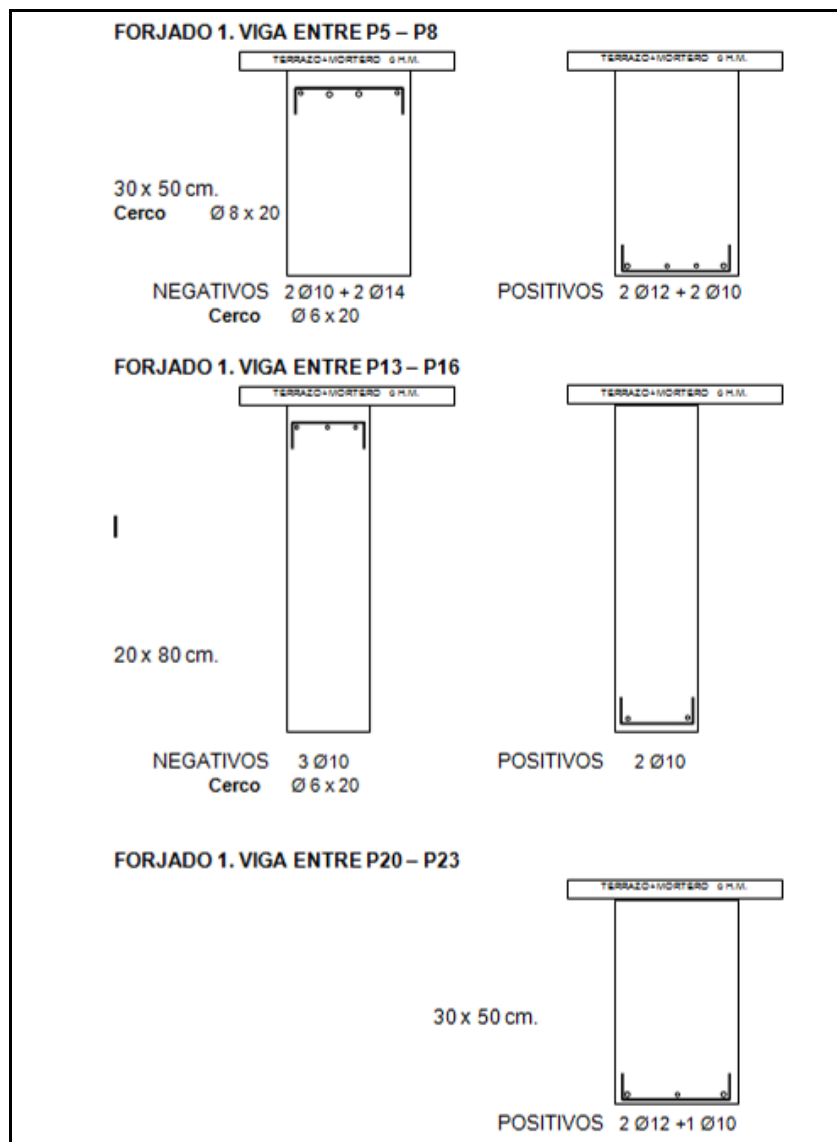
A continuación se presenta un resumen de los valores obtenidos en los pilares:

	PLTA. BAJA	1ª PLTA.	2ª PLTA.	3ª PLTA.	4ª PLTA.
<b>P-16</b>	 30 x 30 cm. 4 Ø 14 Cerco Ø 8 x 20 Recub. Max.- 25 mm. Recub. Min.- 10 mm. Prof. Carbon.- 20 mm.	 30 x 30 cm. 4 Ø 10 Ø 8 45 mm. 35 mm. 15 mm.	 30 x 30 cm. 4 Ø 10 Ø 6 x 20 50 mm. 25 mm. 15 mm.		
<b>P-26</b>	 40 x 40 cm. 4 Ø 16 + 4 Ø 10 Cerco Ø 8 x 20 Recub. max.- 25 mm. Recub. min.- 10 mm. Prof. Carbon.- 20 mm.	 35 x 35 cm. 4 Ø 12 Ø 8 x 20 35 mm. 15 mm. 10 mm.	 30 x 30 cm. 4 Ø 10 Ø 6 x 20 25 mm. 15 mm. 10 mm.		 30 x 30 cm. 4 Ø 10 Ø 6 x 20 45 mm. 7 mm. 10 mm.
<b>P-34</b>	 30 x 30 cm. 4 Ø 16 Cerco Ø 8 x 20 Recub. Max.- 35 mm. Recub. min.- 20 mm. Prof. Carbon.- 25 mm.	 30 x 30 cm. 4 Ø 14 - 45 mm. 35 mm. 35 mm.	 30 x 30 cm. 4 Ø 12 Ø 6 25 mm. 15 mm. 15 mm.	 30 x 30 cm. 4 Ø 10 Ø 6 20 mm. 10 mm. 10 mm.	
<b>P-35</b>	 30 x 30 cm. 4 Ø 20 Cerco Ø 8 x 20 Recub. Max.- 15 mm. Recub. Min.- 10 mm. Prof. Carbon.- 20 mm.	 30 x 30 cm. 4 Ø 16 - 30 mm. 30 mm. 25 mm.	 30 x 30 cm. 4 Ø 14 Ø 6 x 20 35 mm. 35 mm. 35 mm.	 30 x 30 cm. 4 Ø 10 Ø 6 25 mm. 10 mm. 15 mm.	 30 x 30 cm. 4 Ø 10 - 30 mm. 15 mm. 20 mm.

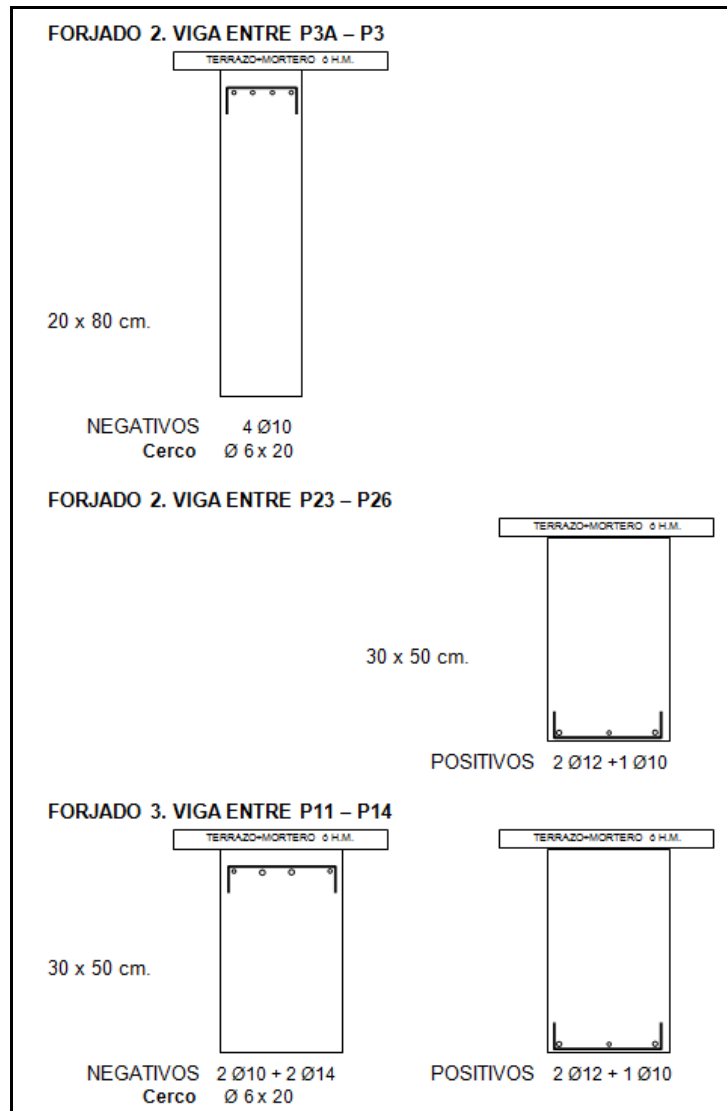
Dimensiones de los pilares sobre los que se han realizado rozas, y armado del que disponen.

### 8.1.3. CARACTERIZACIÓN DE VIGAS.

Del mismo modo que en los pilares, se han realizado rozas en 6 vigas, efectuándose una roza por la cara superior de la viga analizada para determinar los refuerzos de negativos, recubrimientos, espesores, tipo de pavimento, etc., y otra roza por la cara inferior en el centro de vano de la viga para obtener los armados de positivos, identificando a su vez el tipo de acero de la viga en ambos casos.



*Dimensiones de vigas sobre las que se han realizado catas y armado del que disponen en el forjado 1.*



*Dimensiones de vigas sobre las que se han realizado catas y armado del que disponen en el forjado 2.*

Para realizar las rozas se han elegido aquellas vigas que, aprovechando la simetría de la estructura, nos permiten deducir con gran fiabilidad el armado del resto de pórticos.

Al igual que en los pilares, la reposición del hormigón de recubrimiento eliminado en las rozas se ha realizado con mortero tixotrópico mono componente.

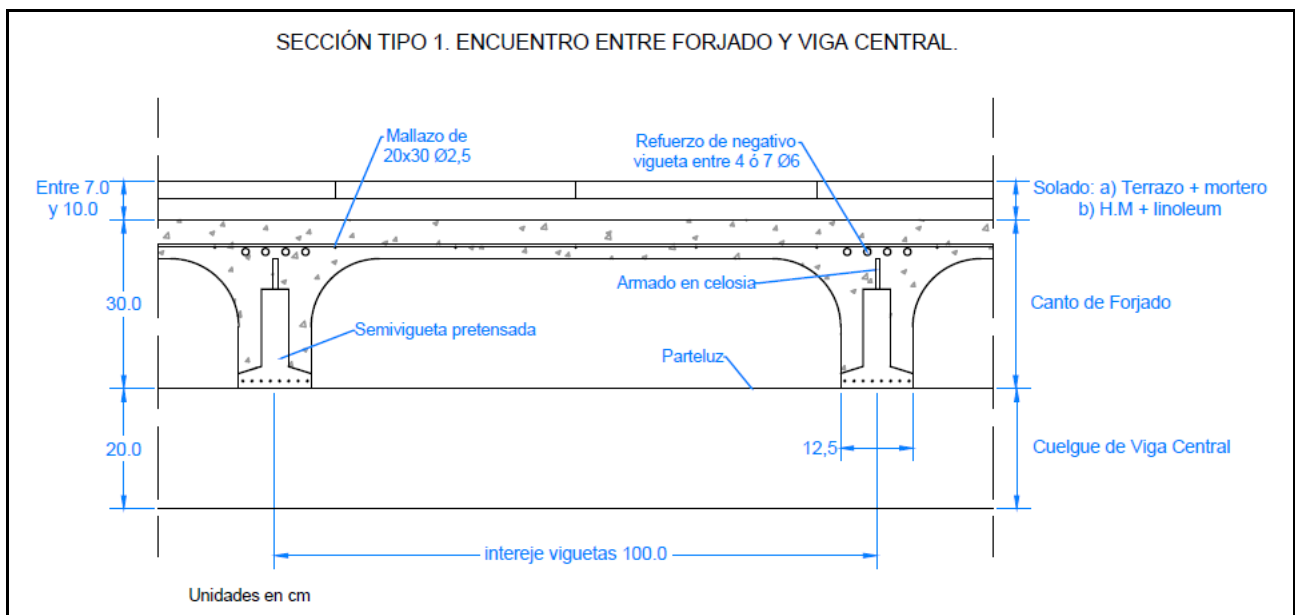
El reportaje fotográfico de los trabajos de caracterización realizados se puede consultar en el anejo 3

#### 8.1.4. CARACTERIZACIÓN DE FORJADOS. SECCIÓN TIPO E INTEREJES.

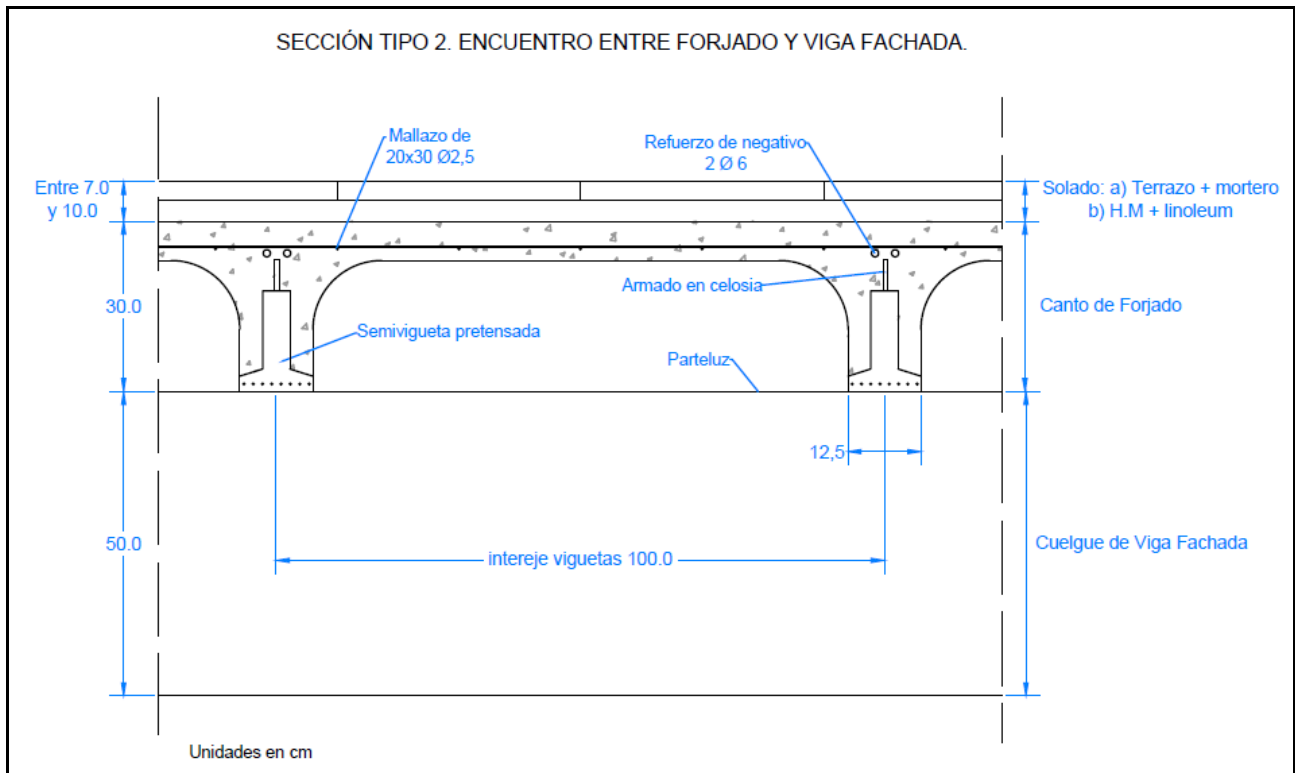
Una vez realizadas las catas y mediciones en diferentes puntos del forjado, se puede resumir y concluir los siguientes puntos.

- El aligeramiento de los forjados se realizó por medio de casetón recuperable, quedando visualmente un revoltón de hormigón visto.
- Los forjados tipo unidireccional tienen un canto de 30 cm.
- Las viguetas que forman el forjado son semiviguetas pretensadas.
- La capa de compresión es de + 5 cm., de espesor, tiene un mallazo de  $\varnothing$  2.5 mm., de cuadrícula 20x30 cm.
- El intereje de las viguetas es de 1.0 m y su ancho es de 12,5 cm.
- En los centros de los vanos entre la viga central y las de fachada, se localiza un elemento de hormigón de sección 30x30 cm., a modo de parte luz y/o con una función de reparto de cargas. En las catas realizadas no se ha localizado armadura longitudinal en dicho elemento.
- Los forjados tipo losa (zonas de escalera) tienen un canto de 23 cm.

Seguidamente se muestra una imagen de la sección tipo del forjado. Tanto las secciones como el reportaje fotográfico de los trabajos de caracterización realizados, se puede consultar en el anejo 3.



*Detalle del forjado en su unión con la viga del pórtico central.*



*Detalle de forjado en su unión con la viga del pórtico de fachada.*

### 8.1.5. REFUERZOS DE NEGATIVOS EN VIGUETAS.

Para caracterizar las viguetas se han realizado catas tanto en la cara superior del forjado como por la cara inferior. Seguidamente se muestra un resumen de los datos obtenidos.

Forjado	Localización	Nº y diámetro de refuerzo a negativo	Tipo de acero	Ancho de nervio (cm)
1	Junto pilar 8	4 Ø 6	Tor - 50	12.5
1	Junto pilar 16	2 Ø 6	Tor - 50	12.5
2	Junto pilar 3	2 Ø 6	Tor - 50	12.5
3	Junto pilar 13	7 Ø 6	Tor - 50	12.5
1	Junto pilar 17	-	-	13
2	Junto pilar 23	-	-	12.5
3	Junto pilar 23	-	-	13
3	Junto pilar 11	-	-	13

*Refuerzo de negativos y anchos de nervio.*

### 8.1.6. PAVIMENTOS ESPESORES Y TIPOS.

Se observan dos tipos principales de pavimento. En los pasillos centrales y departamentos con uso dedicado a laboratorio, el pavimento es de terrazo de grano medio recibido sobre mortero de agarre. En las zonas aparentemente dedicadas a usos más asépticos, el pavimento es de material tipo linóleo sobre solera de hormigón en masa. En otras zonas se ha localizado como terminación del pavimento moqueta colocada sobre alguno de los dos tipos anteriores.

Se ha realizado diversas catas para determinar el espesor de los pavimentos con objeto de estimar la carga muerta que estos inducen que sobre la estructura. En todos los casos el espesor varía entre 7 y 10 cm, incluyendo el terrazo o linóleo y el mortero de agarre u hormigón en masa .

De forma excepcional sobre el forjado de 4ª planta entre los pilares 5-8-11-6-9-y 12 (aproximadamente en la zona que se dedicaba a los animales para uso hospitalario) hay un sobre espesor medido sobre el forjado de entre 23 y 33 cm., de hormigón en masa con acabado de pintura resistente.

### 8.2. CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DEL HORMIGÓN.

En este apartado se recogen los trabajos realizados para el estudio de las características mecánicas del hormigón de la estructura. Para el citado estudio se han aplicado dos tipos de ensayo. Así, se han combinado ensayos destructivos (extracción y rotura de probetas-testigo) con ensayos no destructivos (ultrasonidos), con objeto de producir el menor número de daños posibles.

Con los resultados de estos ensayos se ha caracterizado la resistencia del hormigón en base a los criterios establecidos en la normativa. "Evaluación de la resistencia a compresión in situ en estructuras y elementos prefabricados de hormigón". UNE-EN 13791.

En este punto, me gustaría justificar la no utilización del esclerómetro para la determinación de la resistencia a compresión del hormigón, puesto que se cuenta con una gran población de testigos que permiten caracterizar la resistencia del hormigón, así como el empleo de técnicas más modernas y exactas como es el uso de ultrasonidos que nos permite obtener la resistencia del hormigón mediante un análisis de regresión.

La metodología y resultados de estos ensayos se exponen a continuación.



### *8.2.1. DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD DE ONDAS ULTRASÓNICAS EN HORMIGÓN.*

En primer lugar, se ha realizado la determinación de la velocidad ultrasónica en 66 pilares, y en 65 vigas, repartidos aleatoriamente en las distintas plantas del edificio. El equipo para determinar las velocidades utiliza sensores de zirconato de zinc, elemento piezo-eléctrico, capaz de convertir impulsos eléctricos en mecánicos y viceversa (creando una onda o convirtiéndola en señal eléctrica), detectando los impulsos de emisión y recepción, y de este modo cuantificar el tiempo de traslación de la onda en un espacio determinado, calculando la velocidad de la onda ultrasónica, dato de partida para el posterior análisis de regresión. Una vez realizados los ultrasonidos se agruparon en tres grupos según la velocidad obtenida (baja, media y alta), para así poder definir los puntos para la extracción testigos según estas zonas.

De acuerdo con el análisis, no puede rechazarse la hipótesis de que los resultados obtenidos corresponden a una distribución normal, con cierta tendencia asimétrica. El coeficiente de variación calculado, de entre el 15,2% y el 16,3% corresponde a lo que se considera un hormigón de uniformidad entre buena y aceptable, ( $15\% < CV < 20\%$ ).

### *8.2.2. EXTRACCIÓN DE PROBETAS TESTIGOS Y DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN.*

Posterior a la ejecución de los ultrasonidos se ha realizado una campaña de extracción de testigos y ensayo de los mismos a compresión en las zonas más significativas de la estructura, según las normas UNE-83302/84, UNE-83303/84, UNE-83304/84.

Se han cubierto en la extracción los grupos de pilares y vigas con los tres tipos de respuesta ultrasónica (alta, media y baja). Se han extraído un total de 6 probetas-testigo de hormigón en pilares de  $\varnothing$  85 mm., y 3 en vigas.

El corte del hormigón se ha realizado mediante sonda rotativa circular de diamante refrigerada por agua. Previo al corte se comprobó la posición de las armaduras mediante un equipo electromagnético (pachómetro), y/o directamente por la roza realizada, no dañando ningún caso las armaduras durante la extracción.

Una vez extraídos los testigos se ha identificado cada uno de ellos con la localización del pilar y planta donde se ha extraído, se ha realizado el test de la fenolftaleína para determinar la profundidad de carbonatación, y se han acondicionado para su traslado al laboratorio y su posterior ensayo a compresión. El relleno de los taladros se ha ejecutado con mortero predosificado de retracción compensada ligeramente expansivo, tipo grout.

A continuación, se presenta la tabla resumen con los resultados obtenidos:





Localización	Resistencia (kg/cm <sup>2</sup> )
Forjado 2 Viga P.Luz 08-09-11-12	169
Forjado 3 Viga P.Luz 23-24-26-27	216
Forjado 2 Viga 02A-02	226
3ª Planta Pilar 15	218
P. Baja Pilar 26	121(*)
2ª Planta Pilar 16	191
2ª Planta Pilar 12	175
3ª Planta Pilar 24	226
P. Baja Pilar 05	338

*Resultados obtenidos de resistencia para los testigos de hormigón.*

(\*) En esta probeta-testigo, presente un plano de rotura anómalo, por lo que se desestima para posteriores análisis.

### 8.2.3. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN IN SITU EN ESTRUCTURAS.

A continuación, se presenta la “Evaluación de la resistencia a compresión in situ en estructuras y elementos prefabricados de hormigón.” En base a las indicaciones de la norma UNE-EN 1379.

Una vez obtenido los valores de las velocidades de propagación de ultrasonidos en hormigón, y de las resistencias a compresión, se procede a realizar el análisis de regresión. A modo de resumen indicar que el análisis de regresión tiene como objeto asignar una resistencia a compresión del hormigón analizado con ensayos no destructivos, en este caso ultrasonidos, siendo estimada y deducida de la propia regresión, tras relacionar estos con la resistencia a compresión real determinada en ese punto tras ensayar las probetas testigo extraídas con un grado de incertidumbre minorizado.

Una vez relacionadas las velocidades de ultrasonidos con la resistencia a compresión (regresión), se obtiene una recta con la correspondiente ecuación e incertidumbre. Con esta ecuación se adjudica a cada velocidad ultrasónica en la que no se ha realizado testigo, una resistencia estimada deducida de la regresión.

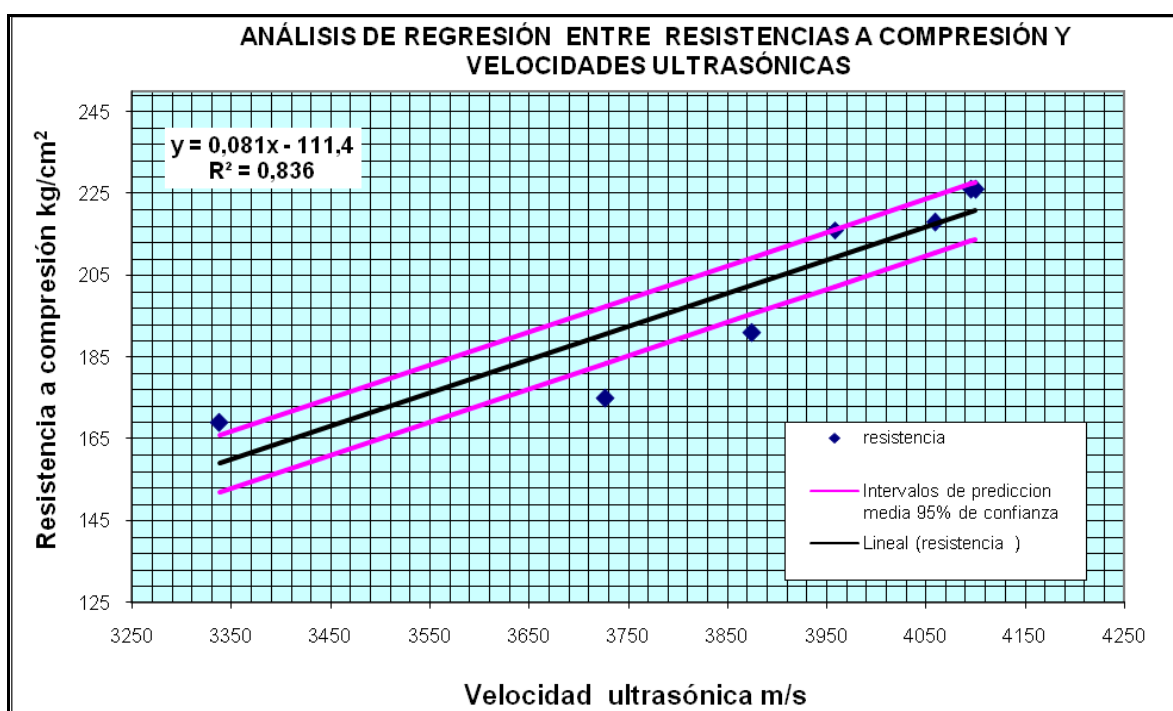
Con dicho método se obtiene un valor estimado, identificando y localizando la calidad del hormigón con un cierto grado de varianza. En cualquier caso, si se necesita la resistencia real de un elemento en concreto, se deberá proceder a la extracción de una probeta testigo obteniendo su resistencia a compresión real tras ensayar en el laboratorio.

A continuación, se presentan los datos de partida empleados y la gráfica del análisis de regresión, con su ecuación y los intervalos de predicción media al 95 % de confianza.

Para los datos de partida para análisis de regresión, se extraen la máxima y mínima resistencia a compresión de las obtenidas en las probetas testigo (en la de mínima resistencia además se ha detectado un plano de rotura anómalo).

Localización	Resistencia (kg/cm <sup>2</sup> )	Velocidad ultrasonidos (m/s)
Forjado 2 Viga P.Luz 08-09-11-12	169	3475
2ª Planta Pilar 12	175	3727
2ª Planta Pilar 16	191	3875
Forjado 3 Viga P.Luz 23-24-26-27	216	3958
3ª Planta Pilar 15	218	4059
Forjado 2 Viga 02A-02	226	4095
3ª Planta Pilar 24	226	4100

Datos de partida para el análisis de regresión.



Gráfica obtenida para el análisis de regresión.

Los resultados obtenidos para el conjunto son significativos, obteniéndose un coeficiente de determinación  $R^2$  aceptable. Ello es debido, probablemente, a la uniformidad de los hormigones, aunque se trate de hormigones de bastante edad, observando áridos de diámetros medios. Adicionalmente, las determinaciones de ultrasonidos se han realizado en modo de transmisión directa, garantizando además que la extracción de la probeta-testigo sea en el mismo punto y sentido orientación.

#### 8.2.4. RESISTENCIA ESTIMADA DEL HORMIGÓN.

Para la determinación de la resistencia estimada del hormigón se ha empleado el concepto de valor característico, como valor asociado a un cierto margen o intervalo de confianza, tal como viene recogido en las distintas Instrucciones de Hormigón Estructural editadas hasta el momento.

Conforme a las citadas instrucciones se define resistencia característica real del hormigón,  $f_{ck}$ , determinada de la resistencia a compresión obtenida de las probetas testigos, aquella que presenta un grado de confianza del 95%, es decir, aquella en la que existe una probabilidad de 0,95 de que se presenten valores individuales de resistencia, medida sobre probetas, más altos que el citado valor, (cuantil del 5% de la función de distribución).

Su obtención se reduce, por tanto, a determinar el valor de la resistencia que es superada en el 95% de los casos o que, a lo sumo, es igualada en el 5% de ellos. Esta definición se puede ampliar al caso de resistencia estimada del hormigón,  $f_{ck}$  estimada, con la única salvedad de que los valores de resistencia considerados son los obtenidos a partir de los distintos ensayos de información realizados.

A continuación, se muestra tanto la resistencia característica deducida a partir de los resultados obtenidos en la rotura de las probetas testigos, como la resistencia característica estimada deducida de los ultrasonidos, tras el análisis de regresión.

- Resistencia característica de probetas testigos.

Para el cálculo de la resistencia característica de las resistencias obtenidas de las probetas testigo ( $f_{ck}$ ), no se han incluido la máxima y mínima resistencia a compresión obtenida.

Fck = fcm ( 1 -1.64d)	
Media (kg/cm <sup>2</sup> )	203
Contador testigos (-1 ud)	6
s	24,28
d	0,120
fck (kg/cm <sup>2</sup> )	163,2
fck (N/mm <sup>2</sup> )	16,00

*Resistencia característica de probetas testigo.*

- Resistencia característica estimada de las resistencias estimadas de los ultrasonidos.

Para el cálculo de la resistencia característica de las resistencias estimadas de los ultrasonidos tras el análisis de regresión ( $F_{ck}$  estimada), se han incluido la totalidad de los valores obtenidos.



Fck = fcm ( 1 - 1.64d)	
Media (kg/cm <sup>2</sup> )	214.2
Contador testigos (-1 ud)	130
s	21.15
d	0.099
fck (kg/cm <sup>2</sup> )	179.6
fck (N/mm <sup>2</sup> )	17.61

*Resistencia característica estimada del hormigón*

Los valores obtenidos tanto para la resistencia característica del hormigón como para la estimada, son acorde a los valores de resistencia empleados en los hormigones de la época, superándose en ambos casos el valor mínimo de 150 kg/cm<sup>2</sup> que se fijaba en las normativas de la época, con objeto de asegurar la compatibilidad entre aceros corrugados de alta adherencia y los hormigones (la calidad mínima del hormigón, en caso de emplear aceros de límite elástico superior a  $f_{yk} = 5.000$  kg/cm<sup>2</sup>, debía ser superior a 150 kg/cm<sup>2</sup>).

### 8.3. DURABILIDAD DEL HORMIGÓN

#### 8.3.1. ENSAYOS DE CARBONATACIÓN

El hormigón endurecido tiene un pH medio igual o superior a 12,5 es decir, extremadamente básico, el cual mantiene la armadura pasivizada (protegida). La carbonatación consiste en una reacción química que se produce entre el anhídrido carbónico del aire y el hidróxido cálcico contenido en el hormigón produciéndose carbonato cálcico ("carbonatación"), lo que reduce la alcalinidad del hormigón y, por tanto, su capacidad de proteger o pasivar el acero contra la oxidación. Así pues, se trata de un fenómeno que comienza actuando en la superficie del hormigón y que avanza hacia el interior. Una vez que la profundidad de carbonatación alcance la armadura podrá iniciarse el proceso de oxidación dependiendo de determinados factores ambientales (humedad, temperatura, etc.).

Al oxidarse las armaduras, tenderán a expandirse, esto conlleva a romper el hormigón (es decir, fisurarlo o agrietarlo), facilitando la penetración de agentes corrosivos (iones Cl<sup>-</sup>, CO<sub>2</sub>, etc.) y acelerando exponencialmente el proceso de oxidación llegando a la corrosión con la consiguiente pérdida de sección de armaduras

El ensayo realizado para la determinación del valor de pH del hormigón utilizado en obra ha sido, el test de la fenolftaleína. Este ensayo consiste en pulverizar una solución al 1% de fenolftaleína en hidro-alcohol (70% de metanol y 30% de agua) sobre hormigón recién fracturado (es decir, no expuesto anteriormente al aire). Si el color del hormigón impregnado vira a un púrpura intenso se interpreta como no carbonatado y si no cambia de color indica que está carbonatado.

A continuación, se presenta una tabla resumen con los pilares donde se ha realizado el test de fenolftaleína, así como los recubrimientos máximos y mínimos de la armadura.

Localización			Profundidad carbonatación	Recubrimiento		Riesgo inicio oxidación
Planta	Pilar	Lugar		Armadura mm.		
			mm.	Min.	Max.	
Baja	5	Testigo	5	-	-	Bajo
	16	Roza	20	10	25	Elevado
	26	Roza	20	10	25	Elevado
	26	Testigo	20	-	-	Elevado
	34	Roza	25	20	35	Elevado
	35	Roza	20	10	15	Elevado
1ª	16	Roza	15	35	45	Medio
	26	Roza	10	15	35	Elevado
	34	Roza	35	35	45	Elevado
	35	Roza	25	30	30	Elevado
2ª	12	Testigo	10	-	-	Medio
	16	Testigo	15	-	-	Medio
	16	Roza	15	25	50	Medio
	26	Roza	10	15	25	Elevado
	34	Roza	15	15	25	Elevado
	35	Roza	35	35	35	Elevado
3ª	15	Testigo	22	-	-	Elevado
	24	Testigo	32	-	-	Elevado
	34	Roza	10	10	20	Elevado
	35	Roza	15	10	25	Elevado
4ª	26	Roza	10	7	45	Elevado
	35	Roza	20	15	30	Elevado
Forjado	Viga	Lugar				
2	2A-2	Testigo	40	-	-	Elevado
2	PL8-9-11-12	Testigo	35	-	-	Elevado

*Profundidades de carbonatación, recubrimientos de armaduras y evaluación riesgo de oxidación.*

Conforme a la normativa de referencia EH-68, en su artículo 13.3 Distancia a los paramentos, que podemos suponer vigente durante la ejecución de las obras, en las estructuras no expuestas a ambientes agresivos, en aquellos elementos cuyos paramentos van a estar expuestos a la intemperie, o a condensaciones, la separación de las armaduras a la superficie del hormigón debía ser, por lo menos, de 20 mm.

En las rozas realizadas se han medido recubrimientos bastante variables, con valores comprendidos entre 110 mm y 45 mm máximos. El recubrimiento medio es de 25,3 mm, valor que supera los 20 mm que fija la EH-68 para este tipo de estructuras.

Los valores de profundidad de carbonatación son razonables teniendo en consideración la edad del edificio y la calidad de los hormigones, pero son puntualmente elevados en relación con los recubrimientos medidos.

### 8.3.2. ENSAYOS DE CLORUROS.

Las normativas actuales fijan un contenido máximo de cloruros en función del peso de cemento. La vigente Instrucción EHE-08 fija, (al igual que versiones anteriores de la norma), un contenido máximo de cloruros no superior al 0,4% en relación al peso del cemento, por debajo del cual se puede asegurar que no va a producirse el ataque a las armaduras.

Se han realizado dos ensayos para determinar el contenido del total de cloruros en hormigón endurecido, obteniendo en ambos casos un resultado del 0.0% de contenido de cloruros.

A la vista de estos resultados, se puede considerar que no existe un riesgo potencial apreciable de que se produzca ataque a las armaduras por iones Cl<sup>-</sup>, por el contenido en la masa del hormigón.

### 8.4. CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DEL ACERO.

La verificación del tipo de acero se ha realizado mediante inspección visual sobre las catas practicadas en la estructura. Registrando y fotografiando las corrugas, para posteriormente comparar y analizar con prontuarios y documentación de la época de ejecución de la obra.

Así, se ha corroborado con dichas inspecciones la existencia del tipo de acero siguiente:

- PILARES y VIGAS acero B-500, de límite elástico  $f_{yk} = 500$  MPa.
- SEMI-VIGUETAS pretensadas, acero tipo Tor-50, de límite elástico mínimo equivalente a  $f_{yk} = 400$  MPa en refuerzos a negativos.

En el Anejo 5 Se puede ver con detalle el proceso de identificación realizado.

## 9. BASES DE CÁLCULO.

### 9.1. ACCIONES A CONSIDERAR.

#### 9.1.1. PESO PROPIO

El peso propio que debemos considerar en el cálculo es generado automáticamente por los softwares de cálculo empleados, que han sido CYPECAD y SAP 2000. Para ello, los programas los determinan a partir de los pesos específicos de los materiales utilizados en el cálculo. En el caso del hormigón, en ambos programas el peso específico introducido ha sido de  $25 \text{ kN/m}^3$ .

Sin embargo, el peso propio de forjado unidireccional existente es necesario hacer una estimación e introducirla manualmente en los softwares de cálculo, según se indica en la siguiente tabla de cálculo:

Determinación de Peso Propio de forjado	
Sección transversal tipo	
Ancho de vigueta (cm)	12.5
Canto de forjado (cm)	31
Capa de compresión (cm)	6
Hormigón ( $\text{kN/m}^3$ )	25
Intereje (cm)	97.5
PP forjado ( $\text{kN/m}^2$ )	2.3

*Estimación del peso propio del forjado unidireccional existente.*

#### 9.1.2. CARGA MUERTA

La carga muerta es la que debe ser considerada para elementos no estructurales y que actúan de forma permanente sobre la edificación. En este caso, solerías, falsos techos, etc.

Los trabajos de caracterización realizados in situ dejan a la luz una solería existente de unos 8 cm de espesor en total, la cual está compuesta por una capa de linóleo y hormigón en masa sobre la que apoya un terrazo. Utilizando los pesos específicos de materiales que se indican en CTE-DB-AE, Código Técnico de la Edificación, Documento Básico, Acciones en la edificación, se ha determinado la carga superficial que genera, recogiendo los resultados en la siguiente tabla de cálculo:

Determinación de carga muerta																											
CTE-DB-AE. Tabla C.3																											
Linoleo o loseta de goma y mortero																											
eLinoleo + Mortero (mm)	20	eBalsoda hidraulica o cerámica	30																								
Cm (kN/m <sup>2</sup> )	0.5	Cm (kN/m <sup>2</sup> )	0.5																								
Peso específico linoleo+Mortero (kN/m <sup>3</sup> )	25	Peso específico baldosa (kN/m <sup>3</sup> )	16.67																								
Tabla C.3 Peso por unidad de superficie de elementos de pavimentación																											
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Materiales y elementos</th> <th>Peso kN/m<sup>2</sup></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Baldosa hidráulica o cerámica (incluyendo material de agarre)</td> <td></td> </tr> <tr> <td>0,03 m de espesor total</td> <td>0,50</td> </tr> <tr> <td>0,05 m de espesor total</td> <td>0,80</td> </tr> <tr> <td>0,07 m de espesor total</td> <td>1,10</td> </tr> <tr> <td>Corcho aglomerado tarima de 20 mm y rastrel</td> <td>0,40</td> </tr> </tbody> </table>		Materiales y elementos	Peso kN/m <sup>2</sup>	Baldosa hidráulica o cerámica (incluyendo material de agarre)		0,03 m de espesor total	0,50	0,05 m de espesor total	0,80	0,07 m de espesor total	1,10	Corcho aglomerado tarima de 20 mm y rastrel	0,40	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Materiales y elementos</th> <th>Peso kN/m<sup>2</sup></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Linóleo o loseta de goma y mortero</td> <td></td> </tr> <tr> <td>20 mm de espesor total</td> <td>0,50</td> </tr> <tr> <td>Parque y tarima de 20 mm de espesor sobre rastreles</td> <td>0,40</td> </tr> <tr> <td>Tarima de 20 mm de espesor rastreles recibidos con yeso</td> <td>0,30</td> </tr> <tr> <td>Terrazo sobre mortero, 50 mm espesor</td> <td>0,80</td> </tr> </tbody> </table>		Materiales y elementos	Peso kN/m <sup>2</sup>	Linóleo o loseta de goma y mortero		20 mm de espesor total	0,50	Parque y tarima de 20 mm de espesor sobre rastreles	0,40	Tarima de 20 mm de espesor rastreles recibidos con yeso	0,30	Terrazo sobre mortero, 50 mm espesor	0,80
Materiales y elementos	Peso kN/m <sup>2</sup>																										
Baldosa hidráulica o cerámica (incluyendo material de agarre)																											
0,03 m de espesor total	0,50																										
0,05 m de espesor total	0,80																										
0,07 m de espesor total	1,10																										
Corcho aglomerado tarima de 20 mm y rastrel	0,40																										
Materiales y elementos	Peso kN/m <sup>2</sup>																										
Linóleo o loseta de goma y mortero																											
20 mm de espesor total	0,50																										
Parque y tarima de 20 mm de espesor sobre rastreles	0,40																										
Tarima de 20 mm de espesor rastreles recibidos con yeso	0,30																										
Terrazo sobre mortero, 50 mm espesor	0,80																										
Estimación de la carga muerta para 50 mm de linoleo +mortero +3cm de terrazo																											
eLinoleo + Mortero (mm)	50																										
eBalsoda hidraulica o cerámica	30																										
Cm (kN/m <sup>2</sup> )	1.75																										

*Estimación de la carga muerta existente.*

Para el forjado de cubierta y de casetón, se considerará una carga muerta de 2,00 kN/m<sup>2</sup> para tener en cuenta la formación de pendiente.

### 9.1.3.SOBRECARGA DE USO

Para la evaluación de la sobrecarga de uso a considerar en los distintos espacios, adoptamos como referencia la Tabla 3.1 Valores característicos de las sobrecargas de uso de CTE-DE-AE, y la comparamos con la tabla de sobrecargas de uso indicada en la normativa antigua MV-101/1962, que es la norma que probablemente se adoptara como referencia para el dimensionamiento de la estructura original. En las siguientes imágenes se recogen los valores de referencia utilizados en el cálculo:



Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

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

Tabla 3.1. de CTE-DB-AE con indicación de sobrecargas de uso

TABLA 3.1 SOBRECARGAS DE USO	
Uso del elemento	Sobrecarga kg·m <sup>-2</sup>
<b>A. Azoteas</b>	
Accesibles sólo para conservación .....	100
Accesibles sólo privadamente .....	150
Accesibles al público .....	Según su uso
<b>B. Viviendas</b>	
Habitaciones de viviendas económicas.	150
Habitaciones en otro caso .....	200
Escaleras y accesos públicos .....	300
Balcones volados .....	Según art. 3.5
<b>C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc.</b>	
Zonas de dormitorio .....	200
Zonas públicas, escaleras, accesos .....	300
Locales de reunión y de espectáculo ...	500
Balcones volados .....	Según art. 3.5
<b>D. Oficinas u comercios</b>	
Locales privados .....	200
Oficinas públicas, tiendas .....	300
Galerías comerciales, escaleras y ac- cesos .....	400
Locales de almacén .....	Según su uso
Balcones volados .....	Según art. 3.5
<b>E. Edificios docentes.</b>	
Aulas, despachos y comedores .....	300
Escaleras y accesos .....	400
Balcones volados .....	Según art. 3.5

Tabla 3.1. de MV-101/1962 con indicación de sobrecargas de uso

Tal y como puede comprobar, para una categoría de uso del tipo C: Zonas de acceso al público, las sobrecargas de uso adoptadas para zonas públicas y zonas de aglomeración se correspondientes a 3 y 5 kN/m<sup>2</sup>. Las sobrecargas de uso que entiendo que se han de considerar para la verificación del edificio existente son:

- Generalidad de la superficie en planta con categoría C1, zonas con mesas y sillas, 3 kN/m<sup>2</sup>. Es probable que las cargas de proyecto fueran de 3 kN/m<sup>2</sup> y 5 kN/m<sup>2</sup> en función de la zona.
- Zonas de pasillos, 5 kN/m<sup>2</sup>.

Subrayando que en el proyecto original es muy posible que la carga adoptada para el dimensionamiento estructural fuera de 300 kg/m<sup>2</sup> ≈ 3 kN/m<sup>2</sup>.



Para el forjado de cubierta, fundamentalmente no transitable se adopta una sobrecarga de uso de 2,00 kN/m<sup>2</sup>, mientras que para el forjado de casetón al ser no transitable se adopta una sobrecarga de uso de 1,00 kN/m<sup>2</sup>.

#### 9.1.4. TABIQUERÍA INTERIOR Y/O LIGERA

Respecto a la consideración de la tabiquería interior se siguen las especificaciones de CTE-DB-AE, así como las indicaciones ya indicadas en MV-101/1962, compatibles con las indicaciones de la normativa de acciones intermedia entre CTE y MV, NBE-AE/88, Acciones en la Edificación.

En aplicación de CTE-DE-AE, la carga de tabiquería interior es tratada como una carga permanente, e indica:

*“En general, en viviendas bastará considerar como peso propio de la tabiquería una carga de 1,0 por cada m<sup>2</sup> de superficie construida”.*

En aplicación de MV y NBE-AE/88 se proporciona información adicional de como compatibilizar la carga de tabiquería interior y/o ligera con la sobrecarga de uso considerada:

*“Cuando la sobrecarga de uso sea menor de 300 kg/m<sup>2</sup>, la sobrecarga de tabiquería por metro cuadrado de piso que hay que adicionar no será inferior a 100 kg/m<sup>2</sup>. Este valor corresponde a una distribución, por m<sup>2</sup> de piso de 0,5 m de tabique de 2,50 m de altura y peso de 80 kg/m<sup>2</sup>*

*Cuando la sobrecarga de uso sea de 300 o 400 kg/m<sup>2</sup>, se podrá tomar como sobrecarga adicional de tabiquería la mitad del peso de ésta. Cuando la sobrecarga de uso sea mayor de 400 kg/m<sup>2</sup>, no se precisa el peso de la tabiquería”.*

En virtud de las consideraciones realizadas y al haber adoptado una sobrecarga de uso de 3,00 kN/m<sup>2</sup>, la carga permanente adoptada en los cálculos en concepto de tabiquería interior y/o ligera es de 0,50 kN/m<sup>2</sup>.

#### 9.1.5. TABIQUERÍA DE FACHADAS O PESADA.

En el contorno de la edificación, se identifica una fachada exterior pesada formada por ½ pie de ladrillo cerámico cara vista perforado (24,5 x 11,5 x 4,5 cm), con cámara de aire de 13 cm, y una hoja interior de 5 cm de muy baja densidad. De esta forma se considera una carga lineal sobre las vigas de carga exteriores indicada en la siguiente tabla de cálculo:

Fachadas exteriores o pesadas	
Fachada exterior	
Hoja exterior 1/2 pie de ladrillo cerámico caravista perforado (24,5x11,5x4,5)	
Camara de 13 cm	
Hoja interio de Ytong de 5cm de baja densidad	
Y Ladrillo perforado (kN/m <sup>3</sup> )	15
Ancho de fachada (cm)	12
Ladrillo perforado 1/2 pie (kN/m <sup>2</sup> )	1.8
Enfoscado interior de 1,5 cm (kN/m <sup>2</sup> )	0.3
Fachada de medianeria (kN/m <sup>2</sup> )	2.1
Altura fachada (m)	3
Fachada xterior (kN/ml)	6.3

Fachada exterior. Estimación de la carga de la fachada por metro lineal.

### 9.1.6. TABLA RESUMEN DE CARGAS VERTICALES Y/O DE ORIGEN GRAVITATORIO

Se muestra seguidamente una tabla resumen de las cargas verticales y/o de origen gravitatorio adoptadas en lo cálculos y/o evaluación de las condiciones de seguridad estructural:

Planta	PP Forjado (kN/m <sup>2</sup> )	Cm (kN/m <sup>2</sup> )	Tab (kN/m <sup>2</sup> )	SCU (kN/m <sup>2</sup> )	qd (kN/m <sup>2</sup> )	Categoría	Nota
Planta baja	2.3	1.75	0.5	3	10.64	C1	Uso hospitalario
Planta primera	2.3	1.75	0.5	3	10.64	C1	Uso hospitalario
Planta segunda	2.3	1.75	0.5	3	10.64	C1	Uso hospitalario
Plante tercera	2.3	1.75	0.5	3	10.64	C1	Uso hospitalario
Planta cuarta	2.3	1.75	0.5	3	10.64	C1	Uso hospitalario
Planta quinta	2.3	2	0	2	8.81	F	Cubierta transitable
Caseton	2.3	2	0	1	7.31	G	Cubierta no transitable

Tabla resumen de cargas verticales de origen gravitatorio adoptada de forma general para la verificación estructural.

Carga de cálculo qd con coeficiente parcial de seguridad para cargas permanente de 1,35 y para SCU de 1,5.

### 9.1.7. VIENTO

Se considera la acción del viento actuando sobre las fachadas del edificio, ya que sus actuaciones sobre la cubierta tienen un efector favorable (Succión).

En aplicación de CTE-DE-AE, la acción del viento es una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, qe que puede evaluarse como:

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

Siendo:

q<sub>b</sub> Presión dinámica del viento

c<sub>e</sub> Coeficiente de exposición.

c<sub>p</sub> Coeficiente eólico o de presión.

A partir del mapa de velocidad básica del viento definido en el anejo D del CTE-SE-AE, Valencia se encuentra en una zona eólica A y por tanto puede considerarse una presión dinámica del viento de 0,42 kN/m<sup>2</sup>.

El grado de aspereza del entorno en el que se ubica el edificio puede caracterizarse como IV “Zona urbana en general, industrial o foresta”. Para una evaluación más precisa del coeficiente de exposición  $c_e$ , se aplica la formulación del apartado D.2. Coeficiente de exposición de CTE, donde se indica que el coeficiente de exposición  $c_e$  para alturas sobre el terreno,  $z$ , no mayores de 200 m, el coeficiente  $c_e$  puede determinarse con la expresión:

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

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

Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
	k	L (m)	Z (m)
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	0,15	0,003	1,0
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
<b>IV Zona urbana en general, industrial o forestal</b>	<b>0,22</b>	<b>0,3</b>	<b>5,0</b>
V Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

Coeficientes para el cálculo del coeficiente de exposición según la altura del punto considerado. Para grado de aspereza del entorno tipo IV;  $k=0,22$ ;  $L=0,3m$ ;  $Z=5m$

En cuando al coeficiente eólico ( $c_p$ ) es de aplicación el apartado 3.3.4 de CTE-DB-AE, Coeficiente eólico de edificio de pisos:

“En edificio de pisos, con forjados que conectan todas las fachadas a intervalos regulares, con huecos o ventanas pequeños practicables o herméticos, y compartimentados interiormente, para el análisis global de la estructura, bastará considerar coeficientes eólicos globales a barlovento y sotavento, aplicando la acción de viento a la superficie proyección del volumen edificado en un plano perpendicular a la acción del viento. Como coeficientes eólicos globales, podrán adoptarse los de la tabla 3.5”.

**Tabla 3.5. Coeficiente eólico en edificios de pisos**

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

Tabla 3.5 de CTE-DB-AE, para determinación de los coeficientes eólicos de presión y succión, en función de la esbeltez del edificio en el plano paralelo al viento.

En aplicación de la formulación indicada, se procede a determinar la acción del viento a introducir, de especial interés en el modelo de cálculo implementado en SAP 2000, especialmente indicado para los análisis estructurales de los pilares existentes de hormigón armado, donde esta acción resulta de especial importancia. El cálculo de la acción del viento en CYPECAD es realizado automáticamente por el programa de cálculo con la selección de la normativa adecuada.

Definición de los parámetros de viento		
qb (kN/m <sup>2</sup> )	0.42	
Dim X (m)	94	Dimensión total del edificio necesaria para evaluar la esbeltez
Dim X Edif (m)	39.15	
Dim Y (m)	12.3	
Altura Edif	16.5	
Altura cubierta	1.2	
Acción del viento según eje X		Tabla 3.5. Coeficiente eólico en edificios de pisos
Esbeltez	0.176	
cp+cs	1	
Acción del viento según eje Y		
Esbeltez	1.341	
cp+cs	1.4	

Parámetros de cálculo para la definición de la acción del viento.

Evaluación del viento con ce variable, en aplicación del CTE-DB-AE											
K	0.22										
L(m)	0.3										
Z (m)	5										
Z (m)	F	ce	H planta (m)	F	ce						
3	0.619	1.3	3.3	0.619	1.34						
6	0.639	1.4	6.6	0.68	1.51						
9	0.748	1.7	9.9	0.769	1.78						
12	0.812	1.9	13.2	0.833	1.98						
15	0.861	2.1	16.5	0.882	2.13						
18	0.901	2.2	18.5	0.907	2.22						
21	0.964	2.4									
Planta	$\Delta h$ Viento (m)	ce	qeX (kN/m <sup>2</sup> )	qeY (kN/m <sup>2</sup> )	VX(kN/ml)	VY(kN/ml)	AB X (m)	AB Y (m)	VX (kN)	VY (kN)	
B a 1	3.3	1.34	0.56	0.79	1.85	2.59	12.3	39.15	22.78	101.51	
1 a 2	3.3	1.51	0.63	0.89	2.09	2.93	12.3	39.15	25.74	114.69	
2 a 3	3.3	1.78	0.75	1.04	2.46	3.45	12.3	39.15	30.28	134.94	
3 a 4	3.3	1.98	0.83	1.16	2.74	3.83	12.3	39.15	33.67	150.05	
4 a 5	2.85	2.13	0.9	1.26	2.56	3.58	12.3	39.15	31.43	140.07	
Adicional por caseton											
Planta	$\Delta h$ Viento (m)	ce	qeX (kN/m <sup>2</sup> )	qeY (kN/m <sup>2</sup> )	VX(kN/ml)	VY(kN/ml)	AB X (m)	AB Y (m)	VX (kN)	VY (kN)	
4 a 5	3.65	2.13	0.9	1.26	3.27	4.58	6.15	7.8	20.13	35.74	
5 a C	2	2.22	0.93	1.3	1.86	2.61	6.15	7.8	11.46	20.35	
Resultante											
	VX (kN)	VY (kN)	Viento CYPE	VX (kN)	VY (kN)						
B a 1	22.78	101.51	B a 1	25.27	102.31						
1 a 2	25.74	114.69	1 a 2	28.55	115.59						
2 a 3	30.28	134.94	2 a 3	33.59	136.01						
3 a 4	33.67	150.05	3 a 4	37.35	151.23						
4 a 5	51.56	175.81	4 a 5	44.666	180.8						
5 a C	11.46	20.35	5 a C	26.3	106.49						

*Definición de la acción del viento según CTE-DB-AE. Comparativa entre el cálculo manual y el cálculo en CYPECAD.*

Tal y como se puede comprobar los resultados obtenidos por comparativa entre CYPECAD y el cálculo manual son similares, si bien es cierto en CYPECAD se grava innecesariamente la acción del viento sobre el forjado de caseton al tener menos ancho de banda y/o influencia del viento que la considerada, resultando un cálculo más preciso de la acción del viento y sus efectos en el modelo SAP 2000.

Por último, en lo referente a la determinación de la acción del viento, simplemente comentar que los valores originales de proyecto, para los que se debió usar muy probablemente la norma MV-101-1962, serían valores inferiores a los obtenidos con la normativa actual, y su determinación tiene un carácter más sencillo.

### 9.1.8. TEMPERATURA.

Se ha encontrado la existencia de una junta estructural materializada mediante un apoyo en ménsula junto a pilar en la línea de pilares P3-P4-P5, y, por tanto, dando lugar a una unidad estructural cuyas dimensiones son de 39x12,3 metros en planta.

Por tanto, teniendo en cuenta el apartado 3.4 del CTE-DB-AE, Acciones térmicas, no es necesario su consideración ya que no tiene una importancia significativa.

*“La disposición de juntas de dilatación puede contribuir a disminuir los efectos de las variaciones de la temperatura. En edificios habituales con elementos estructurales de hormigón o acero, pueden no considerarse las acciones térmicas cuando se dispongan juntas de dilatación de forma que no existan elementos continuos de más de 40 m de longitud”.*

#### 9.1.9. ACCIÓN SÍSMICA

La acción sísmica a considerar sobre la estructura se evalúa en aplicación de NCSE-02 “Norma de construcción sismorresistente”. Subrayar que la normativa de aplicación empleada en el momento de realización del proyecto de la edificación es menos exigente que los criterios implementados en NCSE-02, aun así, se considera en la evaluación de la estructura.

Para el análisis estructural se empleará el método de análisis Modal-Espectral, de forma que se implementan los siguientes hitos:

- Determinación del coeficiente de suelo de la estructura de un suelo tipo II, propio de una cimentación superficial,  $C = 1,30$ .
- Identificación de parámetros necesarios para determinar la acción sísmica, según tablas adjuntas. Destacando la ductilidad considerada, ductilidad baja,  $\mu = 2$ .
- Criterio de combinación modal, CQD.
- Criterio de combinación direccional, SRS.

Subrayar que, en los resultados de cálculo obtenidos, especialmente en la evaluación de los pilares existentes de hormigón armado, los efectos de la acción sísmica son inferiores que la acción de viento, al ubicarse la edificación en una zona de baja intensidad sísmica

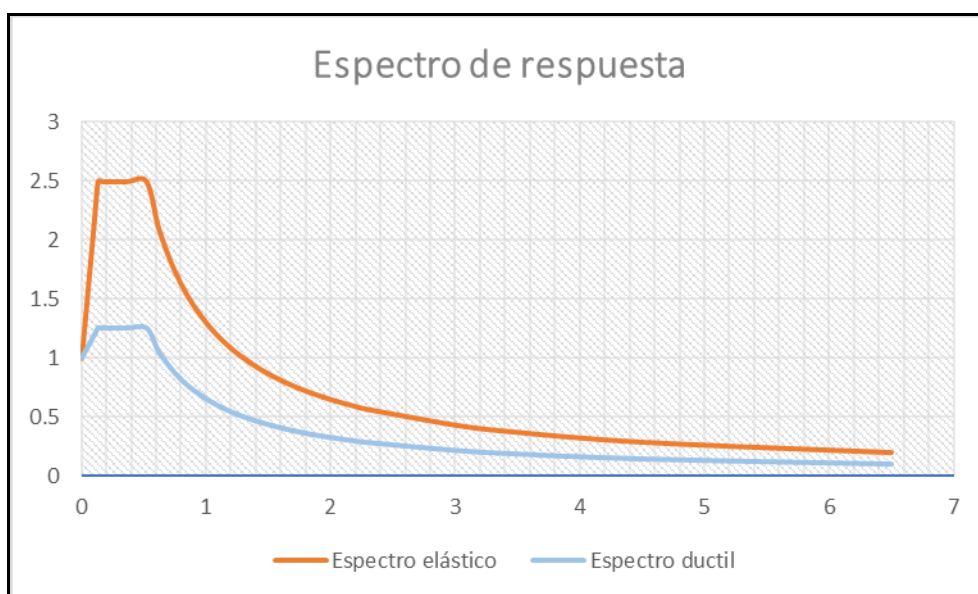
La acción del sismo en el momento de redacción del proyecto original no era tenido en cuenta en los cálculos, por lo que la estructura no cumplirá ciertos criterios de diseño frente a esta acción. Sin embargo, como se dijo en el párrafo anterior, el sismo en la ciudad de Valencia tiene un importancia pequeña, siendo el viento, la principal acción de carácter horizontal.





Sismo según NCSE-02						
Aceleración básica	ab/g	0.06	Aceleración de cálculo		ac	0.0624
Coefficiente Adimensional del Riesgo	$\rho$	1	Coefficiente Amplificación del Terreno		S	1.04
Coefficiente del terreno	C	1.3	Ductilidad			
Coefficiente amortiguamiento	$\xi$	5	v	1	$\beta$	0.5
Coefficiente de contribución	K	1	u	2		
Valores del periodo del sismo último de cálculo	$T_A$	0.13	seg			
	$T_B$	0.52	seg			
	T	$\alpha(T)$	$\alpha$ ducti	Sa		
	0	1	1	0.61152		
	0.033	1.380769	1.063462	0.650328		
	0.066	1.761538	1.126923	0.689136		
	0.099	2.142308	1.190385	0.727944		
	0.13	2.5	1.25	0.7644		
	0.165	2.5	1.25	0.7644		
	0.198	2.5	1.25	0.7644		
	0.363	2.5	1.25	0.7644		
	0.52	2.5	1.25	0.7644		
	0.613	2.120718	1.060359	0.648431		
	0.706	1.84136	0.92068	0.563014		
	0.799	1.627034	0.813517	0.497482		
	0.892	1.457399	0.7287	0.445614		
	0.985	1.319797	0.659898	0.403541		
	1.078	1.205937	0.602968	0.368727		
	1.171	1.110162	0.555081	0.339443		
	1.264	1.028481	0.514241	0.314468		
	1.357	0.957996	0.478998	0.292917		
	1.45	0.896552	0.448276	0.27413		
	1.543	0.842515	0.421257	0.257607		
	1.636	0.794621	0.397311	0.242963		
	1.729	0.75188	0.37594	0.229895		
	1.822	0.713502	0.356751	0.21816		
	1.915	0.678851	0.339426	0.207566		
	2.008	0.64741	0.323705	0.197952		
	2.101	0.618753	0.309376	0.18919		
	2.194	0.592525	0.296263	0.18117		
	2.287	0.56843	0.284215	0.173803		
	3	0.433333	0.216667	0.132496		
	3.4	0.382353	0.191176	0.116908		
	4.5	0.288889	0.144444	0.088331		
	6.5	0.2	0.1	0.061152		

Hoja de Cálculo para obtener los espectros de respuesta elástico y dúctil.



*Representación gráfica del espectro de respuesta elástico y dúctil según la NCSE-02.*

## 9.2.COMBINACIONES DE CARGA

Identificadas las hipótesis simples (Peso propio, cargas muerta, sobrecarga de uso, viento, etc), se generan las combinaciones de carga en aplicación de normativa en vigor mediante la aplicación de los coeficientes de mayoración de cargas y coeficientes de combinación ( $\psi_0$ ). Las combinaciones de carga son automáticamente generadas en CYPECAD toda vez se determina la normativa de aplicación, mientras que en SAP 2000 se procede a realizar una introducción manual. Las combinaciones de mayor relevancia e implementadas en el modelo de SAP 2000 para realizar las verificaciones estructurales se muestran en las tablas adjuntas, distinguiendo entre combinaciones para evaluar Estados Límites Últimos (ELU) y Estados Límites de Servicio (ELS).

Hipótesis	$\gamma_f$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$				
Peso propio	1.35	-	-	-				
CM	1.35	-	-	-				
Tabiquería	1.35	-	-	-				
SCU	1.5	0.7	0.7	0.6				
Viento	1.5	0.6	0.5	0				
Sismo	1	-	-	-				
		Combinación	PP	CM	SCU	VX(-)	VY(+)	VY(-)
Gravitatoria		ELU G1	0.8	0.8				
		ELU G2	1.35	1.35				
		ELU G3	1.35	1.35	1.5			
Gravitatoria y viento		ELU V1	0.8	0.8		1.5		
		ELU V2	0.8	0.8			1.5	
		ELU V3	0.8	0.8				1.5
		ELU V4	1.35	1.35		1.5		
		ELU V5	1.35	1.35			1.5	
		ELU V6	1.35	1.35				1.5
		ELU V7	1.35	1.35	1.5	0.9		
		ELU V8	1.35	1.35	1.5		0.9	
		ELU V9	1.35	1.35	1.5			0.9
		ELU V10	1.35	1.35	1.05	1.5		
		ELU V11	1.35	1.35	1.05		1.5	
		ELU V12	1.35	1.35	1.05			1.5
		Combinación	PP	CM	SCU	SX	SY	
Sismo		ELU S1	1	1	0.6	1	0.3	
		ELU S2	1	1	0.6	0.3	1	
		Combinación	PP	CM	SCU	VX(-)	VY(+)	VY(-)
Deformación y fisuración		FIS 1	1	1	0.6			
		DEF 1	1	1				
		DEF 2	1	1	1			
		DEF 3	1	1	1	1		
		DEF 4	1	1	1		1	
		DEF 5	1	1	1			1

Combinaciones de cálculo para las verificaciones estructurales. La diferenciación entre cargas de origen gravitatorio y de efectos de viento se debe a la importancia de la identificación de combinaciones ELU para pilares.

Los coeficientes parciales de seguridad empleados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ ) para las acciones			
Tipo de verificación <sup>(1)</sup>	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		<b>desestabilizadora</b>	<b>estabilizadora</b>
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

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

Tabla 4.1. del CTE-DB-SE, para determinar los coeficientes parciales de seguridad para las acciones.

### 9.3. PROPIEDADES RESISTENTES DE LOS MATERIALES (HORMIGÓN Y ACERO).

Las propiedades resistentes de los materiales se han estimado analizando el conjunto de ensayos realizados para el hormigón, y analizando el armado existente mediante el análisis de la corruga, dentro del entorno normativo de aplicación en el momento de redacción del proyecto y construcción del edificio existente.

De esta forma para el hormigón se estima una resistencia de 17,5 MPa.

Para el acero y en aplicación de la Tabla 9.3.a de EH-73, para un acero AE 50 equivalente a AEH500, identificado según la forma de la corruga, se dispone de un límite elástico de  $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2 \approx 490,5 \text{ N/mm}^2$ .

En cuando a la evaluación de la resistencia de cálculo del hormigón, se aplica el artículo 39.4 de EHE, Resistencia de cálculo del hormigón, donde se dice textualmente:

*Se considerará como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:*

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Donde



$\alpha_{cc}$ : Factor que tienen en cuenta el cansancio del hormigón cuanto está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración. En esta Instrucción se adopta, con carácter general, el valor  $\alpha_{cc} = 1$ .

$f_{ck}$ : Resistencia característica de proyecto.

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad.

El cansancio en compresión del hormigón se manifiesta cuando las tensiones debidas a cargas duraderas son próximas a su resistencia. En el articulado se adopta  $\alpha_{cc} = 1$ , de acuerdo con lo indicado en EN 1992-1-1, por considerar que el fenómeno del cansancio del hormigón se presenta raras veces en la práctica.

En la evaluación de la resistencia de los pilares existentes de hormigón armado, se emplea un valor de  $\alpha_{cc} = 1$ .

#### 9.4. METODOLOGÍA PARA EVALUACIÓN DE ELU EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO.

##### 9.4.1. DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE COMPROBACIÓN. COEFICIENTE DE USO.

Las condiciones de seguridad de un determinado elemento estructural vienen garantizadas si se cumple la siguiente desigualdad:

$$R_u \geq S_d$$

donde:

- $R_u$  es la respuesta estructural, a nivel de sección o elemento estructural, para el Estado Límite estudiado, determinada a partir de la esquadria, las armaduras y las resistencias minoradas de los materiales con los que se ha ejecutado el elemento en cuestión.
- $S_d$  es la sollicitación mayorada que actúa, a nivel de sección o elemento estructural, para el Estado Límite estudiado, y determinada a través del análisis estructural descrito en el apartado anterior.

Con objeto de cuantificar estas condiciones de seguridad se ha utilizado el llamado coeficiente de uso o de utilización, definido a través del siguiente cociente:

$$C.U. = \frac{R_u}{S_d}$$

de tal forma que si dicho coeficiente es  $C.U. \geq 1$ , se verifica la desigualdad anterior, y por lo tanto, dicha sección o elemento se encuentra en buenas condiciones de seguridad para el Estado Límite estudiado.

#### 9.4.2. ELU FRENTE SOLICITACIONES NORMALES. ELU DE INESTABILIDAD EN PILARES.

Para evaluar los estados límites últimos frente solicitaciones normales, se aplican los dominios de deformación definidos en el Artículo 42 de EHE-08. Para elementos sometidos a flexocompresión ( $N_d; M_d$ ), se obtienen los esfuerzos resistentes y/o últimos a excentricidad constante ( $N_u; M_u$ ), para evaluar el correspondiente coeficiente de uso. En caso de vigas, el coeficiente de uso es un cociente entre el momento flector resistente y el momento flector solicitante y/o de diseño, obtenido de las combinaciones de carga.

$$CU_{\text{vigas}} = \frac{M_u}{M_d} \geq 1 \Rightarrow \text{OK}$$

Para el caso de pilares, habitualmente solicitados a flexo compresión esviada ( $N_d, M_{dx}, M_{dy}$ ), el cálculo del coeficiente de uso frente solicitaciones normales se determina empleando los “ábacos de roseta”, donde para cada axil solicitante considerado constante, se obtienen el coeficiente de uso manteniendo una relación constante entre los momentos flectores solicitantes  $M_{dx}/M_{dy}$  y sus esfuerzos últimos  $M_{ux}/M_{uy}$ .

En el caso de pilares se deben de considerar adicionalmente dos efectos:

- Consideración de excentricidad mínima en aplicación del artículo 42.2 de EHE.

Tal y como se indica en EHE:

*“En soportes y elementos de función análoga, toda sección sometida a una solicitación normal exterior de compresión  $N_d$  debe ser capaz de resistir dicha compresión con una excentricidad mínima, debida a la incertidumbre en la posición de aplicación del esfuerzo normal, igual al mayor de los valores:  $h/20$  y 2 cm.*

*Dicha excentricidad debe ser contada a partir del centro de gravedad de la sección bruta y en la dirección más desfavorable de las direcciones principales y sólo en una de ellas”.*

- Determinación de la excentricidad adicional de pandeo  $e_a$  para cada uno de los dos posibles planos de pandeo (Plano XZ; Perpendicular al eje Y: Eje Fuerte); (Plano YZ; Perpendicular al eje X; Eje Débil).

Esta excentricidad adicional se calcula en aplicación de la formulación del artículo 43.5.1 de EHE, Método aproximado. Flexión compuesta recta.

$$e_{tot} = e_e + e_a \geq e_2$$

$$e_a = (1 + 0,12 \cdot \beta) \cdot (\varepsilon_y + 0,0035) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

dónde:

$e_a$ : Excentricidad ficticia utilizada para representar los efectos de segundo orden.

$e_e$ : Excentricidad de cálculo de primer orden equivalente. Para soportes traslacionales coincide con la excentricidad en los extremos de la pieza.

$l_0$ : Longitud de pandeo.

$i_c$ : Radio de giro de la sección de hormigón en la dirección considerada.

$h$ : Canto total de la sección de hormigón, en la dirección de pandeo considerada.

$\varepsilon_y$ : Deformación del acero para la tensión de cálculo  $f_y$ ;  $\varepsilon_y = f_{yd} / E_s$ .

$\beta$ : Factor de armado, para sección con armadura simétrica 1,50. Para cada uno de los posibles planos de pandeo: (Plano XZ; Perpendicular al eje Y; Eje Fuerte); (Plano YZ; Perpendicular al eje X; Eje Débil), considerando los efectos de excentricidad mínima e incremento de excentricidad por efectos de segundo orden, se evalúa la capacidad resistente del pilar, obteniendo unos coeficientes de uso  $CU_{XZ}$  (Pandeo eje Fuerte) y  $CU_{YZ}$  (Pandeo eje Débil).

El cálculo de estos coeficientes de uso evalúa la sección en un estado de flexo-compresión esviada, mediante funciones similares a los ábacos de roseta, tal y como ya se ha indicado.

#### 9.4.3. ELU FRENTE A SOLICITACIONES DE CORTANTE.

En la evaluación del ELU frente a solicitaciones de cortante se procede a realizar su verificación en aplicación de la normativa en vigor EHE y la normativa propia de aplicación en el momento de redacción del proyecto original EH-68 a EH-91, debido especialmente a la modificación que entre la normativa antigua y actual se ha producido en la formulación empleada para determinar la contribución del hormigón en la resistencia a cortante, en la verificación de la tracción oblicua del alma ( $V_{cu}$ ), produciéndose normalmente una disminución en la evaluación con la aplicación de los criterios de EHE, de forma que tiene impacto en vigas que además tienen unas cuantías de armadura transversal moderada y/o baja.

Se procede a indicar la formulación correspondiente al agotamiento por tracción oblicua del alma ( $V_{u2}$ ), verificación realizada a un canto útil del borde del apoyo directo, por ser la verificación más limitante al verificar ELU de cortante.

##### a) Criterios de EHE.

Para evaluar la resistencia a cortante en aplicación de los criterios de EHE resulta de interés indicar la diferencia en la evaluación de  $V_{u2}$  entre piezas sin armadura de cortante y piezas con armadura de cortante.

- Piezas sin armadura de cortante. Artículo 44.2.3.2.1 de EHE.

El esfuerzo de agotamiento por tracción en el alma para piezas de hormigón convencional y alta resistencia vale:

$$V_{u2} = \left[ \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

Con un valor mínimo de:

$$V_{u2} = \left[ \frac{0,075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

donde:

$f_{cv}$ : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en  $N/mm^2$  de valor  $f_{cv} = f_{ck}$ , con  $f_{ck}$  la resistencia a compresión del hormigón.

$$\xi = \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) < 2,0 \text{ con } d \text{ en mm.}$$

$d$ : Canto útil de la sección referido a la armadura longitudinal de flexión.

$\sigma'_{cd}$ : Tensión axial medida en el alma de la sección (compresión positiva):

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0,30 \cdot f_{cd} < 12MPa$$

$N_d$ : Axil de cálculo incluyendo la fuerza de pretensado existente en la sección de estudio.

$\rho_l$ : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción, pasiva y activa adherente, anclada a una distancia igual o mayor que  $d$  a partir de la sección de estudio:

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0,02$$

- Piezas con armadura de cortante. Artículo 44.2.3.2.2. de EHE.

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma vale:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

donde:

$V_{su}$ : Contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzos cortante.

$$V_{su} = z \cdot \text{sen} \alpha \cdot (\cot g \alpha + \cot g \theta) \cdot \sum A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d}$$

donde:

$A_\alpha$ : Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo  $\alpha$  con la directriz de la pieza.

$f_{y\alpha,d}$ : Resistencia de cálculo de la armadura.

$\theta$ : Ángulo entre las bielas de compresión del hormigón y el eje de la pieza. Debe cumplir:



$$0,5 \leq \cot g\theta \leq 2,0$$

$\alpha$ : Ángulo de las armaduras con el eje de la pieza.

$z$ : Brazo mecánico. En flexión simple, y a falta de cálculos más precisos, puede adoptarse el valor aproximado  $z = 0,90 d$ .

$V_{cu}$ : Contribución efectiva del hormigón a cortante:

$$V_{cu} = \left[ \frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$f_{cv}$ : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en MPa de valor  $f_{cv} = f_{ck}$ .

Tal y como se puede comprobar en la formulación de EHE para el caso de disponer de armadura transversal, no se dispone de un valor mínimo de contribución de la resistencia a cortante del hormigón.

b) Criterios de EH-68 a EH-91.

El esfuerzo de agotamiento por tracción en el alma vale:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

donde:

$V_{su}$ : Contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzos cortante.

$V_{cu}$ : Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

Para el cálculo de  $V_{su}$ :

$$V_{su} = \sum A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d} \cdot 0,9 \cdot d$$

Para un ángulo de biela de compresión de  $45^{\circ}$  esta formulación es igual a la indicada en EHE.

Para el cálculo de  $V_{cu}$ :

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b_w \cdot d$$

donde:

$d$ : canto útil de la sección.

$b_w$ : anchura del alma de la viga.

$f_{cv}$ : resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante, dada en  $\text{kp/cm}^2$  por la expresión:

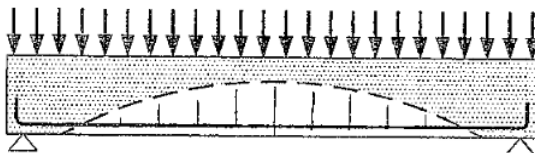
$$f_{cv} = \sqrt{f_{cd}}$$

c) Comparativa entre criterios de EHE y EH-68 a EH-91.



Para evaluar la resistencia a cortante en aplicación de los criterios de EHE resulta de interés indicar la diferencia en la evaluación de  $V_{u2}$  entre piezas sin armadura de cortante y piezas con armadura de cortante, ya que según podemos comprobar resulta que:

- La formulación de la contribución del hormigón a la resistencia a cortante  $V_{cu}$  en aplicación de EHE, para piezas con armadura de cortante depende de la cuantía de armadura longitudinal a tracción  $\rho_l$ , de forma que en piezas débilmente armadas se obtendrá un valor pequeño para la contribución del hormigón ( $V_{cu}$ ).
- En EHE para el caso de piezas con armadura transversal no se proporciona un valor mínimo de la resistencia a cortante, que compensa el efecto negativo y cuestionable de no disponer de una resistencia a cortante mínima en piezas con poca armadura longitudinal.
- Como conclusión se deriva el hecho de que la evaluación de la resistencia a cortante en las vigas objeto de análisis con bajas cuantías de armadura longitudinal, con la formulación de EHE infravalora la resistencia a cortante de las vigas existentes.
- Los valores de resistencia obtenidos en aplicación de la formulación de EH-91 o anteriores, no penalizan este efecto adoptando valores de resistencia superiores. En caso de discrepancias entre ambos resultados de cálculo queda a criterio del técnico que debe de evaluar la necesidad de un refuerzo a cortante, si bien es cierto, entendemos que los criterios establecidos en EH-91 para el edificio existente objeto de análisis con bajas cuantías de armadura longitudinal, son adecuados.
- Adicionalmente indicar que en las formulaciones indicadas, no se tienen en cuenta posibles efectos beneficiosos en la evaluación de ELU de cortante como los arcos de descarga, de especial interés en vigas cortas de canto, como ocurre en el edificio objeto de estudio. Para el adecuado funcionamiento de este comportamiento debe de garantizarse el adecuado anclaje de la armadura inferior en los extremos de la viga. Ver esquema adjunto:



- Esquema de efecto arco en la transmisión de carga a los apoyos.
- (\*) Este efecto reduce las solicitaciones de cortante por tracción oblicua del alma, y las deformaciones, al disponer de un mecanismo resistente de mayor rigidez que el propio de flexión. Estos comportamientos se han puesto de manifiesto en las pruebas de carga realizadas.

#### 9.4.4. CUANTÍAS MECÁNICAS MÍNIMAS.

Para el caso de vigas de hormigón armado resulta especialmente importante verificar adecuadamente la existencia de unas cuantías mecánicas mínimas de armadura longitudinal con objeto de evitar la presencia de rotura frágil, o que la sección considerada solo de hormigón, tenga una resistencia superior a la resistencia de la sección como de hormigón armado.

Se procede a identificar su evaluación en aplicación de EHE y de una instrucción cercana a la época de construcción del edificio como es la EHE-73.

- Criterios de EHE.

En aplicación del artículo 42.3.1 de EHE, para secciones rectangulares de hormigón armado en flexión simple cuando la resistencia del hormigón es inferior a 50 N/mm<sup>2</sup>, la expresión del artículo proporciona la siguiente fórmula simplificada:

$$A_s = 0.04 * A_c * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Siendo  $A_c$  el área de la sección total de hormigón.

Para secciones de hormigón armado en flexión simple cuando la resistencia característica es menor que 50 N/mm<sup>2</sup>, se admite disponer una armadura mínima de tracción reducida,  $\alpha A_s$ , donde  $\alpha$  es el factor reductor definido por:

$$\alpha = 1.5 - 1.95 \frac{A_s * f_{yd}}{A_c * f_{cd}}$$

Este factor suele ser de interés en piezas sobredimensionadas a flexión donde el momento de cálculo es menor que el de fisuración.

- Criterios de EH-73.

En aplicación del artículo 34, Disposiciones relativas a las armaduras par flexión simple o compuesta la armadura a tracción mínima  $A_s$ , dado por cálculo es:

$$A_s = 0.04 * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * A_{ce}$$

Donde:

$A_{ce}$  es el área de la sección útil de hormigón, es decir, la comprendida entre la armadura de tracción y el borde opuesto comprimido.

Se dispondrá como armadura de tracción el menor de los dos valores siguientes:

- La formulación indicada.
- $4/3 * A_s$

$A_s$  es la armadura necesaria por cálculo.

## 10. DEFINICIÓN DE MODELOS DE CÁLCULO

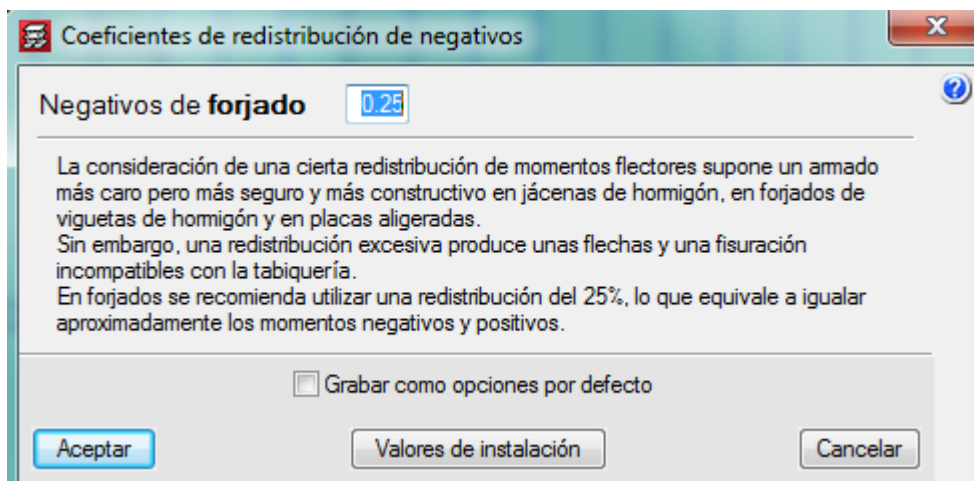
### 10.1. INTRODUCCIÓN. PROGRAMAS DE CÁLCULO EMPLEADOS.

Tal y como se ha indicado en el apartado correspondiente a la metodología, se han empleado varios procedimientos y/o modelos de cálculo alternativos para el adecuado análisis del edificio existente, en cada uno de los cuales se ajustan los parámetros de cálculo adoptados para las labores de verificación estructural.

- A) Modelo de cálculo 3D realizado en CYPECAD.
- B) Modelo de cálculo 3D realizado con el software de cálculo SAP 2000.

Los criterios propios de la modelización efectuada en ambos modelos de cálculo se indican en los siguientes apartados, si bien es cierto se indican seguidamente los criterios adoptados en ambos modelos con cierto carácter diferencial, y su utilidad principal para las labores de comprobación del presente trabajo:

- CYPECAD.
  - Se adoptan por defecto los criterios propios del programa en cuando a redistribución plástica aplicada tanto para forjados como para vigas.



*Coeficientes de redistribución de negativos (CYPECAD).*

- Los efectos de las acciones de viento y sismo son calculados automáticamente por el programa de cálculo.
- Su utilidad principal es comparar los esfuerzos obtenidos entre los cálculos por capacidad y el modelo de SAP 2000, sancionando la bondad de los cálculos realizados.

- SAP 2000.
  - Se adoptan los criterios de redistribución plástica y/o reparto de carga en forjado unidireccional establecidos en el apartado de Cálculo por Capacidad, y por tanto aprovechando las máximas capacidades resistentes disponibles en la edificación.
  - Se realiza una introducción manual y ajustada de las cargas de viento y sismo, permitiendo un análisis en profundidad.
  - Se analiza en profundidad la resistencia de los pilares existentes de hormigón armado, adoptando para el análisis los esfuerzos obtenidos en el modelo de cálculo y evaluados con herramientas de cálculo de elaboración propia.
  - Se verifica la bondad de los cálculos realizados mediante la comparación de los esfuerzos obtenidos con los otros métodos de análisis considerados: Cálculo por Capacidad y CYPECAD.

## 10.2. DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE CYPECAD.

### 10.2.1. PARÁMETROS DE MODELIZACIÓN REALIZADA POR CYPECAD.

El análisis de las solicitaciones se realiza mediante un cálculo espacial en 3D, por métodos matriciales de rigidez, formando todos los elementos que definen la estructura: pilares, pantallas H.A., muros, vigas y forjados.

Se establece la compatibilidad de deformaciones en todos los nudos, considerando 6 grados de libertad, y se crea la hipótesis de indeformabilidad del plano de cada planta, para simular el comportamiento rígido del forjado, impidiendo los desplazamientos relativos entre nudos del mismo (diafragma rígido). Por tanto, cada planta sólo podrá girar y desplazarse en su conjunto (3 grados de libertad).

La consideración de diafragma rígido para cada zona independiente de una planta se mantiene aunque se introduzcan vigas y no forjados en la planta.

La estructura se discretiza en elementos tipo barra, emparrillados de barras y nudos, y elementos finitos triangulares de la siguiente manera:

1) **Pilares:** Son barras verticales entre cada planta, definiendo un nudo en arranque de cimentación o en otro elemento, como una viga o forjado, y en la intersección de cada planta, siendo su eje el de la sección transversal. Se consideran las excentricidades debidas a la variación de dimensiones en altura. La longitud de la barra es la altura o distancia libre a cara de otros elementos.

2) **Vigas:** se definen en planta fijando nudos en la intersección con las caras de soportes (pilares, pantallas o muros), así como en los puntos de corte con elementos de forjado o con otras vigas. Así se crean nudos en el eje y en los bordes laterales y, análogamente, en las puntas de voladizos y extremos libres o en contacto con otros elementos de los forjados. Por tanto, una viga entre dos pilares está formada por varias barras consecutivas, cuyos nudos son las intersecciones con las barras de forjados. Siempre poseen tres grados de libertad, manteniendo la hipótesis de diafragma rígido entre todos los elementos que se encuentren en contacto. Por ejemplo, una viga continua que se apoya en varios pilares, aunque no tenga forjado, conserva la hipótesis de diafragma rígido. Pueden ser de hormigón armado o metálicas en perfiles seleccionados de biblioteca.

### 2.1) Simulación de apoyo en muro:

Los tipos de apoyos a definir son:

- Empotramiento: Desplazamientos y giros impedidos en todas direcciones.
- Articulación fija: Desplazamientos impedidos pero giro libre.
- Articulación con deslizamiento libre horizontal: Desplazamiento vertical coartado, horizontal y giros libres.

Conviene destacar el efecto que puede producir en otros elementos de la estructura, estos tipos de apoyos, ya que al estar impedido el movimiento vertical, todos los elementos estructurales que en ellos se apoyen o vinculen encontrarán una coacción vertical que impide dicho movimiento. En particular es importante de cara a pilares que siendo definidos con vinculación exterior, estén en contacto con este tipo de apoyos, quedando su carga suspendida de los mismos, y no transmitiéndose a la cimentación, apareciendo incluso valores negativos de las reacciones, que representa el peso del pilar suspendido o parte de la carga suspendida del apoyo en muro.

En el caso particular de articulación fija y con deslizamiento, cuando una viga se encuentra en continuidad o prolongación del eje del apoyo en muro, se produce un efecto de empotramiento por continuidad en la coronación del apoyo en muro, lo cual se puede observar al obtener las leyes de momentos y comprobar que existen momentos negativos en el borde. En la práctica debe verificarse si las condiciones reales de la obra reflejan o pueden permitir dichas condiciones de empotramiento, que deberán garantizarse en la ejecución de la misma.

Si la viga no está en prolongación, es decir con algo de esviaje, ya no se produce dicho efecto, comportándose como una rótula.

Si cuando se encuentra en continuidad se quiere que no se empotre, se debe disponer una rótula en el extremo de la viga en el apoyo.

No es posible conocer las reacciones sobre estos tipos de apoyo.



2.2) **Vigas de cimentación:** son vigas flotantes apoyadas sobre suelo elástico, discretizadas en nudos y barras, asignando a los nudos la constante de muelle definida a partir del coeficiente de balasto (ver anexo de Losas y vigas de cimentación).

3) **Vigas inclinadas:** Se definen como barras entre dos puntos que pueden estar en un mismo nivel o planta o en diferentes niveles, creándose dos nudos en dichas intersecciones. Cuando una viga inclinada une dos zonas independientes no produce el efecto de indeformabilidad del plano con comportamiento rígido, ya que poseen seis grados de libertad sin coartar.

4) **Forjados unidireccionales:** Las viguetas son barras que se definen en los paños huecos entre vigas o muros, y que crean nudos en las intersecciones de borde y eje correspondientes de la viga que intersectan. Se puede definir doble y triple vigueta, que se representa por una única barra con alma de mayor ancho. La geometría de la sección en T a la que se asimila cada vigueta se define en la correspondiente ficha de datos del forjado.

5) **Forjados de Placas Aligeradas:** Son forjados unidireccionales discretizados por barras cada 40 cm. Las características geométricas y sus propiedades resistentes se definen en una ficha de características del forjado, que puede introducir el usuario, creando una biblioteca de forjados aligerados. Se pueden calcular en función del proceso constructivo de forma aproximada, modificando el empotramiento en bordes, según un método simplificado.

6) **Losas macizas:** La discretización de los paños de losa maciza se realiza en mallas de elementos tipo barra de tamaño máximo de 25 cm y se efectúa una condensación estática (método exacto) de todos los grados de libertad. Se tiene en cuenta la deformación por cortante y se mantiene la hipótesis de diafragma rígido. Se considera la rigidez a torsión de los elementos.

6.1) **Losas de cimentación:** son losas macizas flotantes cuya discretización es idéntica a las losas normales de planta, con muelles cuya constante se define a partir del coeficiente de balasto. Cada paño puede tener coeficientes diferentes.

7) **Forjados reticulares:** la discretización de los paños de forjado reticular se realiza en mallas de elementos finitos tipo barra cuyo tamaño es de un tercio del intereje definido entre nervios de la zona aligerada, y cuya inercia a flexión es la mitad de la zona maciza, y la inercia a torsión el doble de la de flexión. La dimensión de la malla se mantiene constante tanto en la zona aligerada como en la maciza, adoptando en cada zona las inercias medias antes indicadas. Se tiene en cuenta la deformación por cortante y se mantiene la hipótesis de diafragma rígido. Se considera la rigidez a torsión de los elementos.



8) **Pantallas H.A.:** Son elementos verticales de sección transversal cualquiera, formada por rectángulos múltiples entre cada planta, y definidas por un nivel inicial y un nivel final. La dimensión de cada lado es constante en altura, pudiendo disminuirse su espesor. En una pared (o pantalla) una de las dimensiones transversales de cada lado debe ser mayor que cinco veces la otra dimensión, ya que si no se verifica esta condición no es adecuada su discretización como elemento finito, y realmente se puede considerar un pilar como elemento lineal. Tanto vigas como forjados se unen a las paredes a lo largo de sus lados en cualquier posición y dirección, mediante una viga que tiene como ancho el espesor del tramo y canto constante de 25 cm.

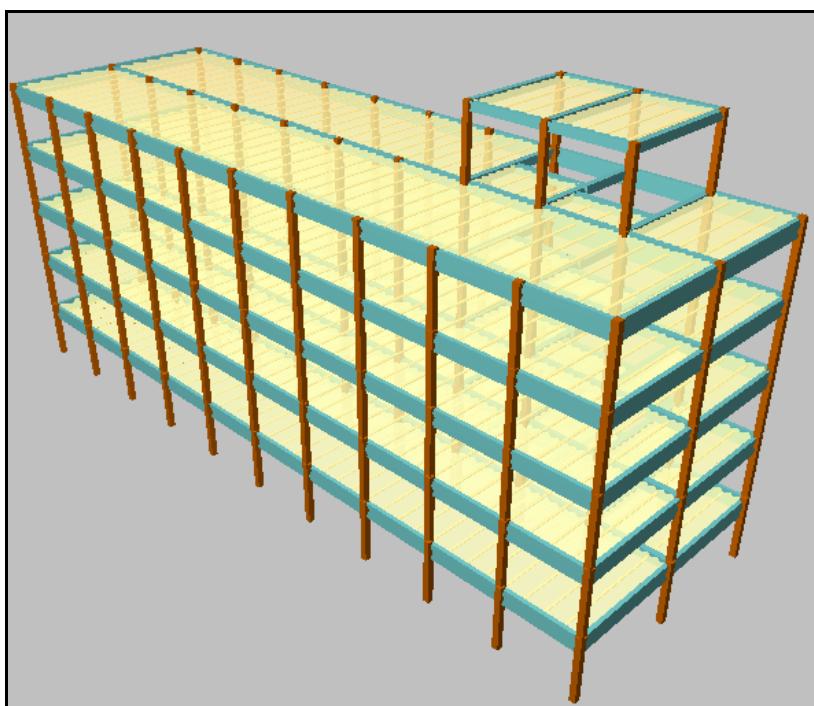
9) **Muros de hormigón armado y muros de sótano:** Son elementos verticales de sección transversal cualquiera, formada por rectángulos entre cada planta, y definidas por un nivel inicial y un nivel final. La dimensión de cada lado puede ser diferente en cada planta, pudiendo disminuirse su espesor en cada planta. En una pared (o muro) una de las dimensiones transversales de cada lado debe ser mayor que cinco veces la otra dimensión, ya que si no se verifica esta condición, no es adecuada su discretización como elemento finito, y realmente se puede considerar un pilar, u otro elemento en función de sus dimensiones. Tanto vigas como forjados y pilares se unen a las paredes del muro a lo largo de sus lados en cualquier posición y dirección.

Todo nudo generado corresponde con algún nodo de los triángulos.

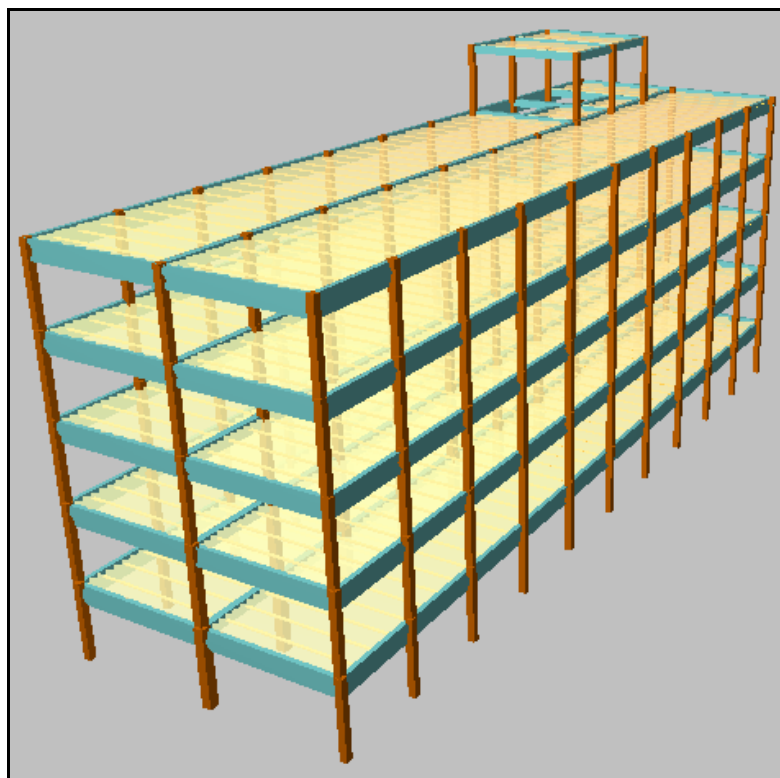
La discretización efectuada es por elementos finitos tipo lámina gruesa tridimensional, que considera la deformación por cortante. Están formados por seis nodos, en los vértices y en los puntos medios de los lados con seis grados de libertad cada uno y su forma es triangular, realizándose un mallado del muro en función de las dimensiones, geometría, huecos, generándose un mallado con refinamiento en zonas críticas que reduce el tamaño de los elementos en las proximidades de ángulos, bordes y singularidades.

#### *10.2.2. DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE CÁLCULO.*

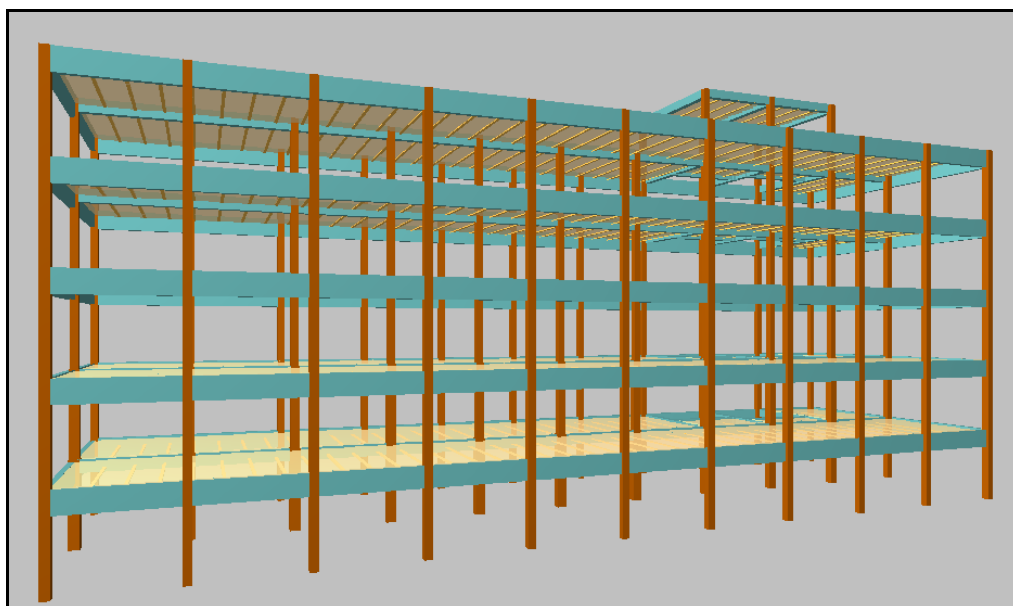
Se muestran los parámetros fundamentales adoptados para la definición del modelo de cálculo en CYPECAD:



*Vista general del edificio. (1 de 3).*



*Vista general del edificio. (2 de 3).*



Vista general del edificio. (3 de 3).

Editar grupos

CTE

Nom...	Categoría de uso	Q (kN/m²)	CM (kN/m²)	Proceso constructivo
Caseton	Uso A	1.00	2.00	Editar
Forjad...	Uso A	2.00	2.00	Editar
Forjad...	Uso A	3.00	2.25	Editar
Forjad...	Uso A	3.00	2.25	Editar
Forjad...	Uso A	3.00	2.25	Editar
Forjad...	Uso A	3.00	2.25	Editar
Ciment...	Uso A	0.00	0.00	

Categorías de uso  
A. Zonas residenciales

Aceptar Cancelar

Cargas introducidas en CYPECAD.

**Datos generales**

Clave: **primer modelo antigua fe**

Descripción: **MODELO ANTIGUA FE**

Normas: Código Técnico de la Edificación - EHE-08

**Hormigón armado**

**Hormigón**

Forjados: HA-25, Yc=1.5

Cimentación: HA-25, Yc=1.5

Pilares: HA-25, Yc=1.5

Muros: HA-25, Yc=1.5

Características del árido: Cuarcita (15 mm)

**Acero**

Barra: B 400 S, Ys=1.15

Pernos: B 400 S, Ys = 1.15

**Perfiles**

**Acero**

Laminados y amados: S275

Conformados: S235

**Madera**

Aserada, procedente de coníferas o chopos. - C14

**Aluminio extruido**

EN AW-5083 - F

**Acciones**

Carga permanente y sobrecarga de uso

Con acción de viento: CTE DB SE-AE (España)

Con acción sísmica: NCSE-02 (España)

Criterio de armado por ductilidad: Ninguno

Aplicar el anejo 10 de la norma EHE-08

Elementos constructivos: No se consideran

Comprobar resistencia al fuego

Estados límite (combinaciones)

**Coefficientes de pandeo**

Pilares de hormigón y mixtos:  $\beta_x$  1.000  $\beta_y$  1.000

Pilares de acero:  $\beta_x$  1.000  $\beta_y$  1.000

**Ambiente**

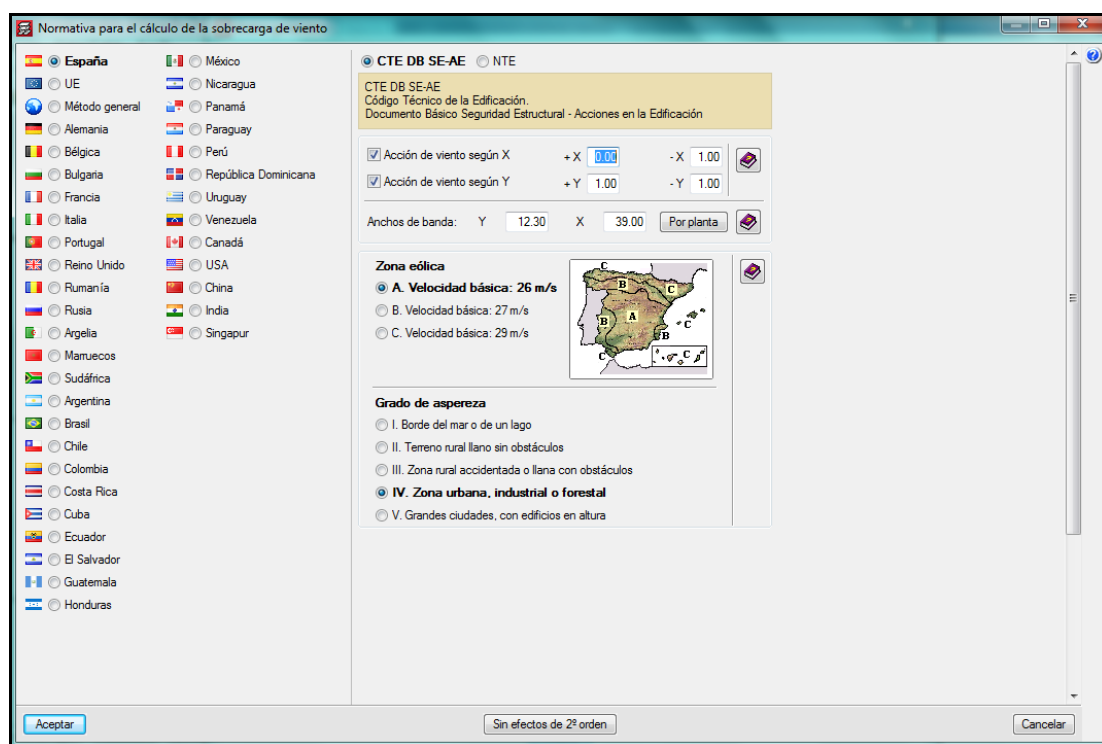
Vigas: I (Abertura máxima de fisura: 0.40 mm)

Encepados: Ila

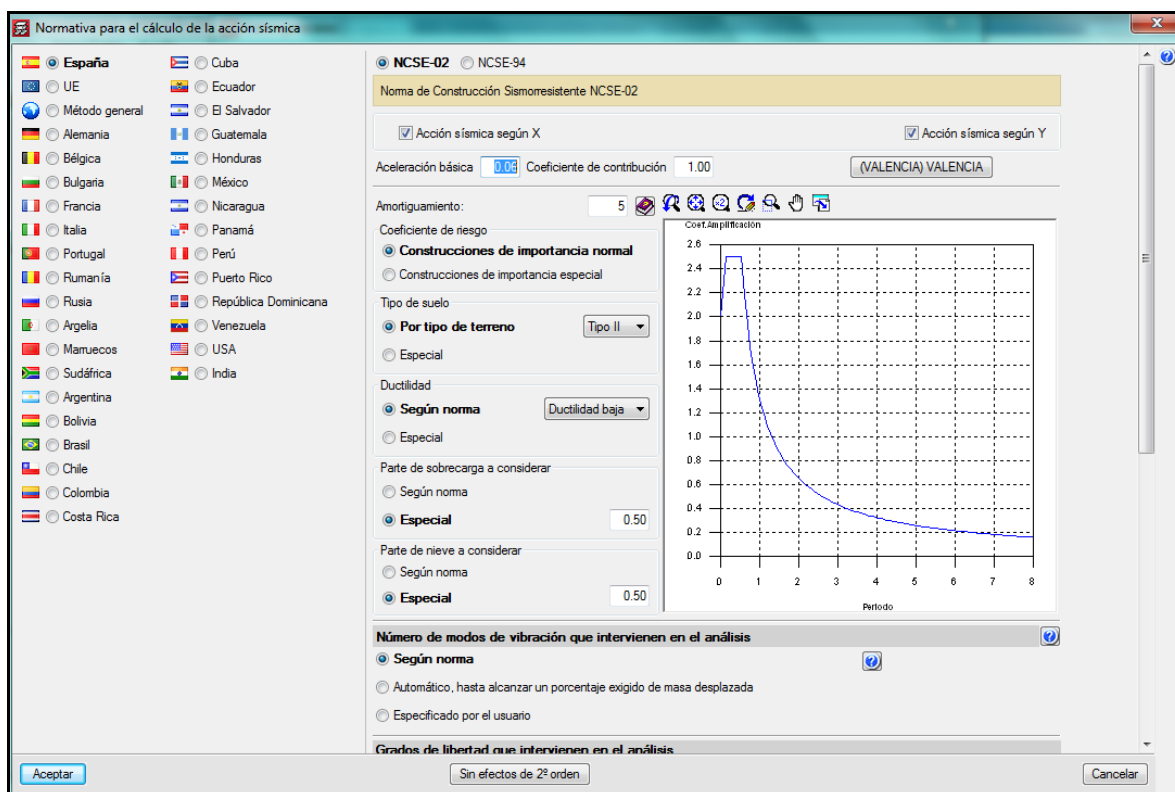
Aceptar

Datos generales introducidos en CYPECAD.

En el modelo de CYPECAD se ha utilizado un hormigón HA-25 debido a que no es posible (o no conozco) una forma de introducir un hormigón de una resistencia menor a 25 MPa, que es la que contempla el software. Si bien, no es un valor determinante para el cálculo, puesto que el modelo de CYPECAD se ha utilizado exclusivamente para comparar resultados entre este modelo y el usado en SAP 2000, que tiene una mayor flexibilidad en cuanto a la entrada de datos que CYPECAD.



Definición de los parámetros de viento aplicando el CTE-DB-AE en CYPECAD.



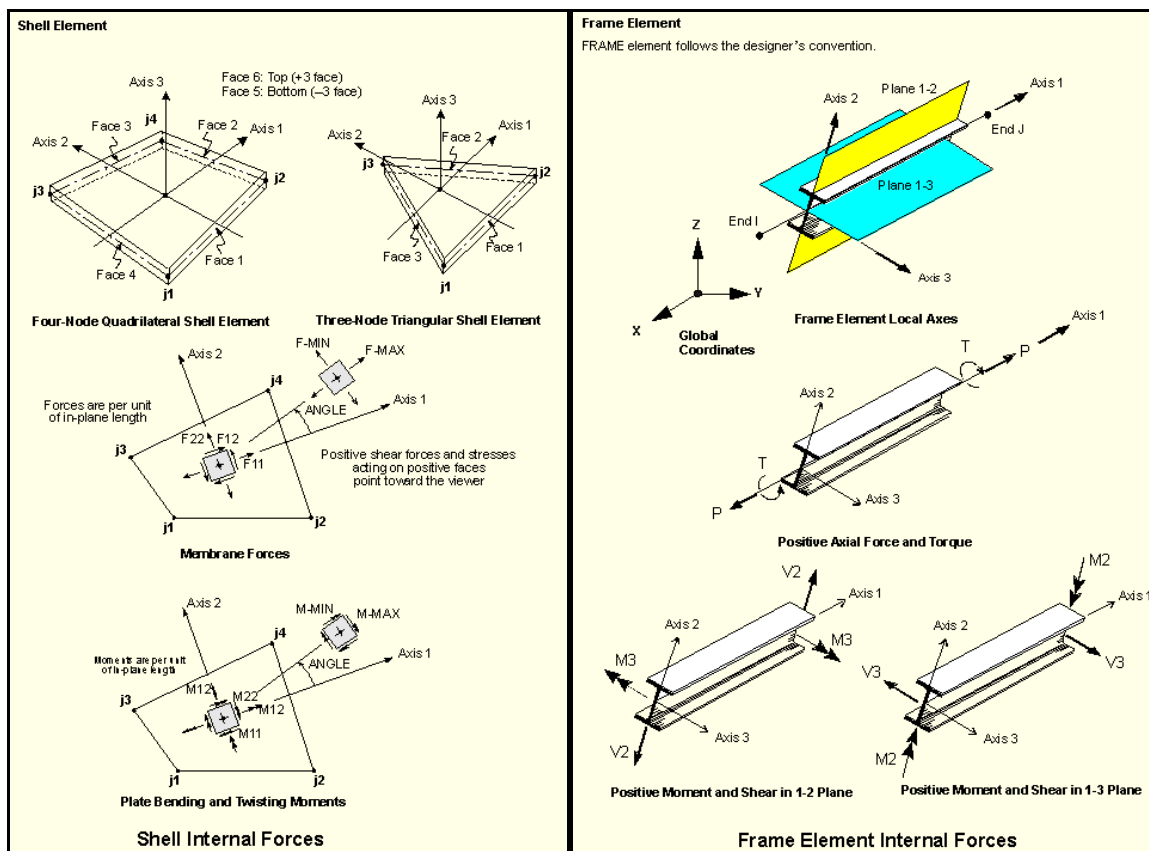
Definición de los parámetros de la acción sísmica aplicando la NCSE-02 en CYPECAD.

### 10.3. DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE SAP 2000.

#### 10.3.1. PARÁMETROS DE MODELIZACIÓN REALIZADA POR SAP 2000.

SAP2000 es un programa general de cálculo de estructuras por elementos finitos.

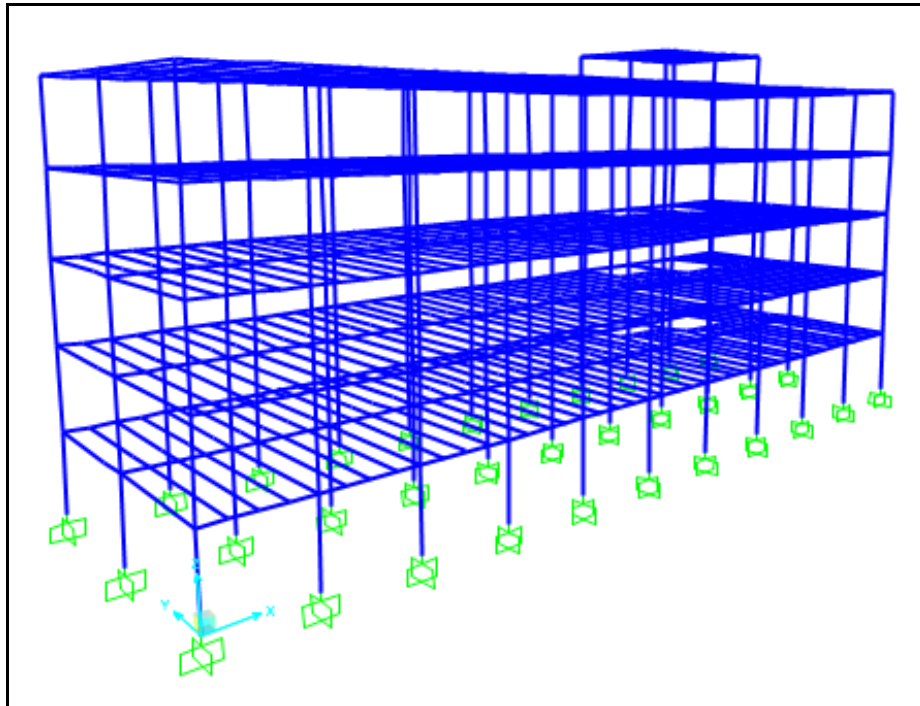
Para la discretización de la estructura se han utilizado elementos tipo “frame” (barras) de dos nodos y seis grados de libertad por nodo, cuyas características se muestran en la siguiente figura:



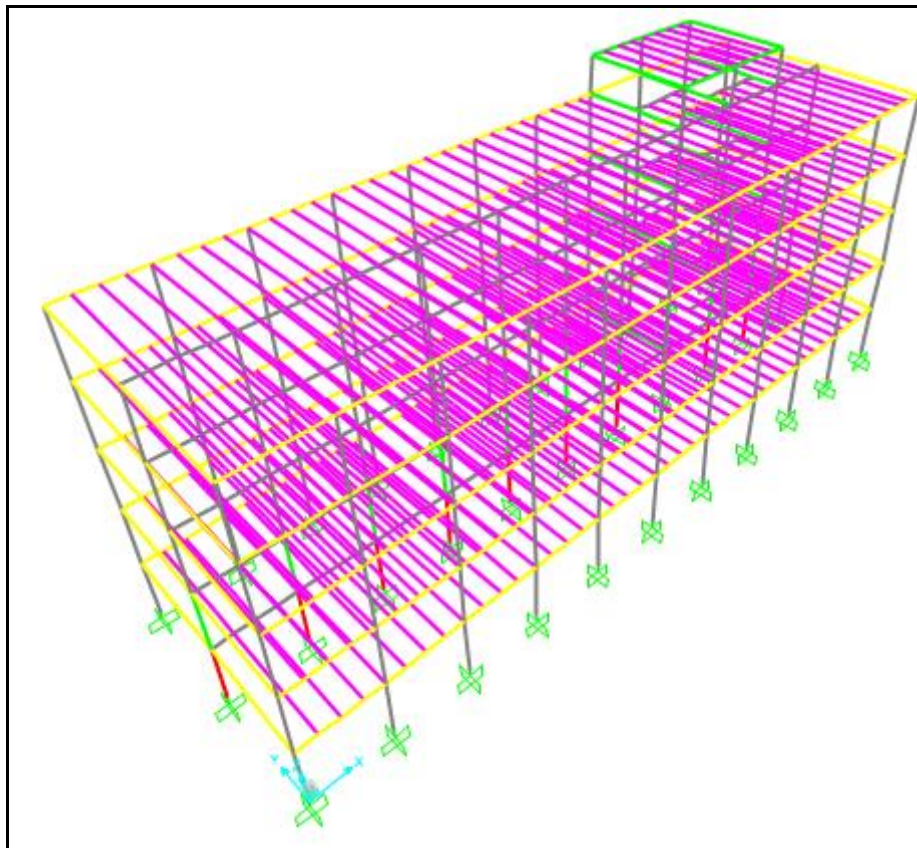
*Elementos tipo Frame y tipo Shell en SAP 2000.*

#### 10.3.2. DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE CÁLCULO.

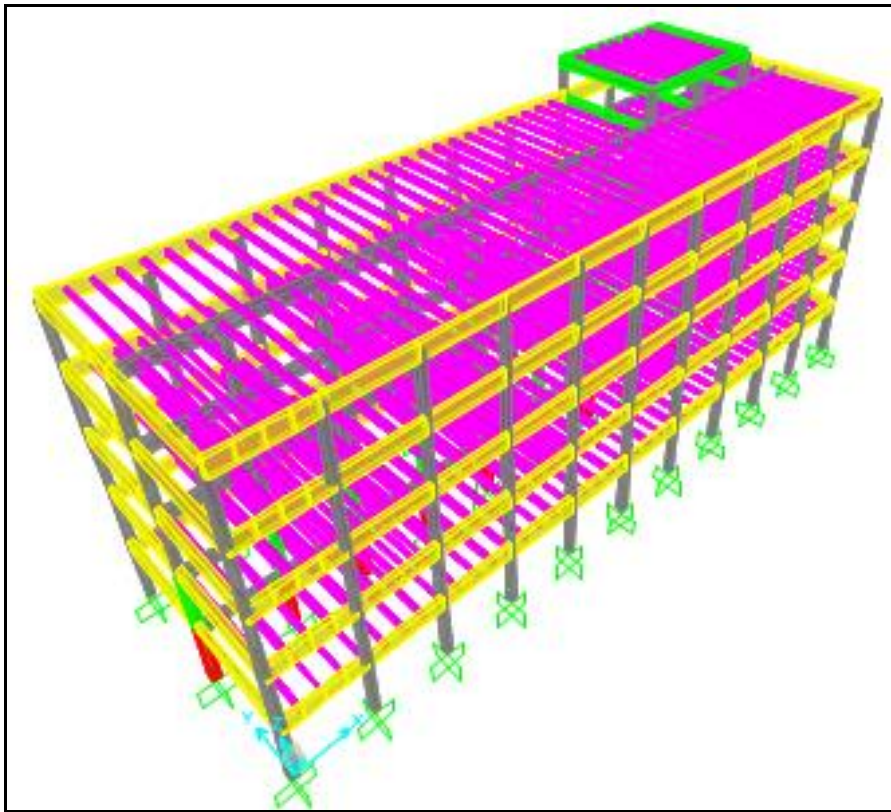
Se muestran los parámetros fundamentales adoptados para la definición del modelo de cálculo en SAP 2000:



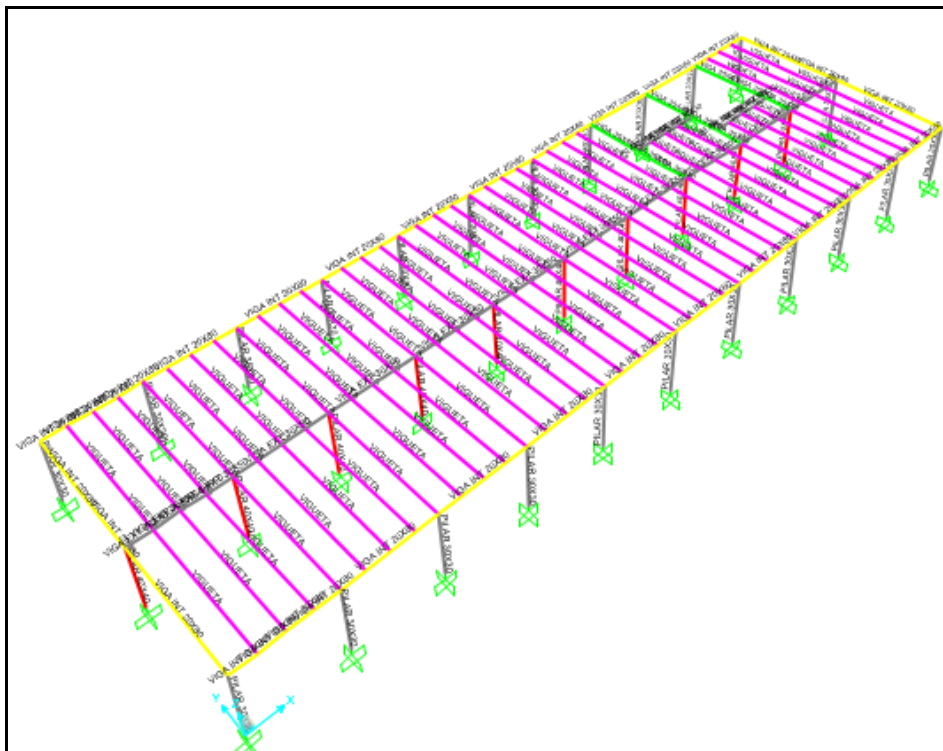
*Modelo 3D en SAP 2000. Elementos tipo frame.*



*Modelo 3D en SAP 2000. Colores de elementos tipo frame en función de la sección.*

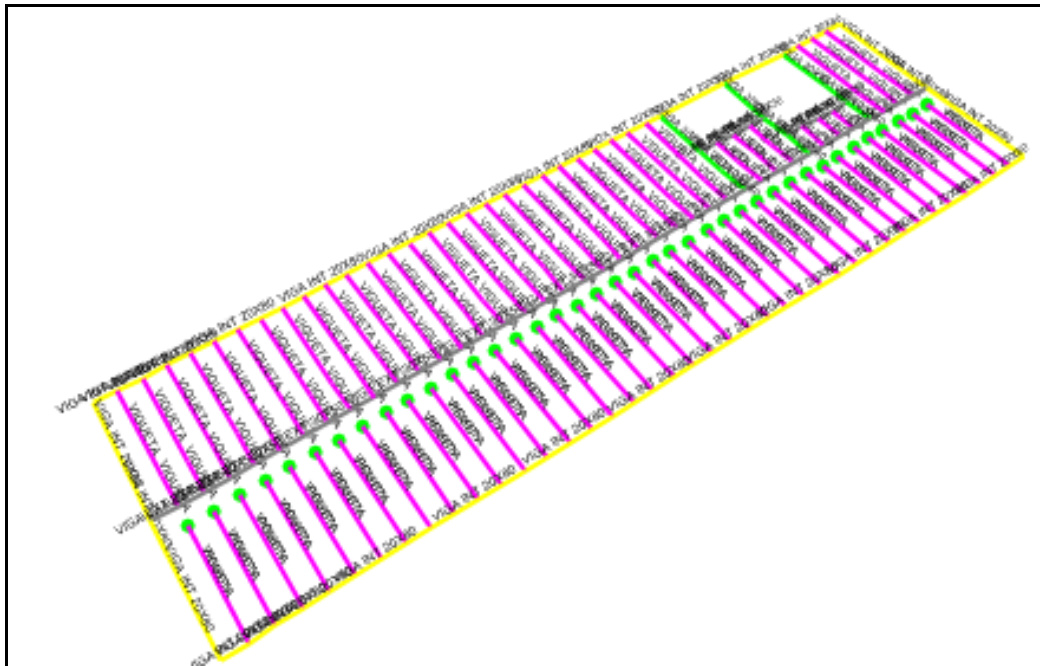


Modelo 3D en SAP 2000. Elementos extruidos.

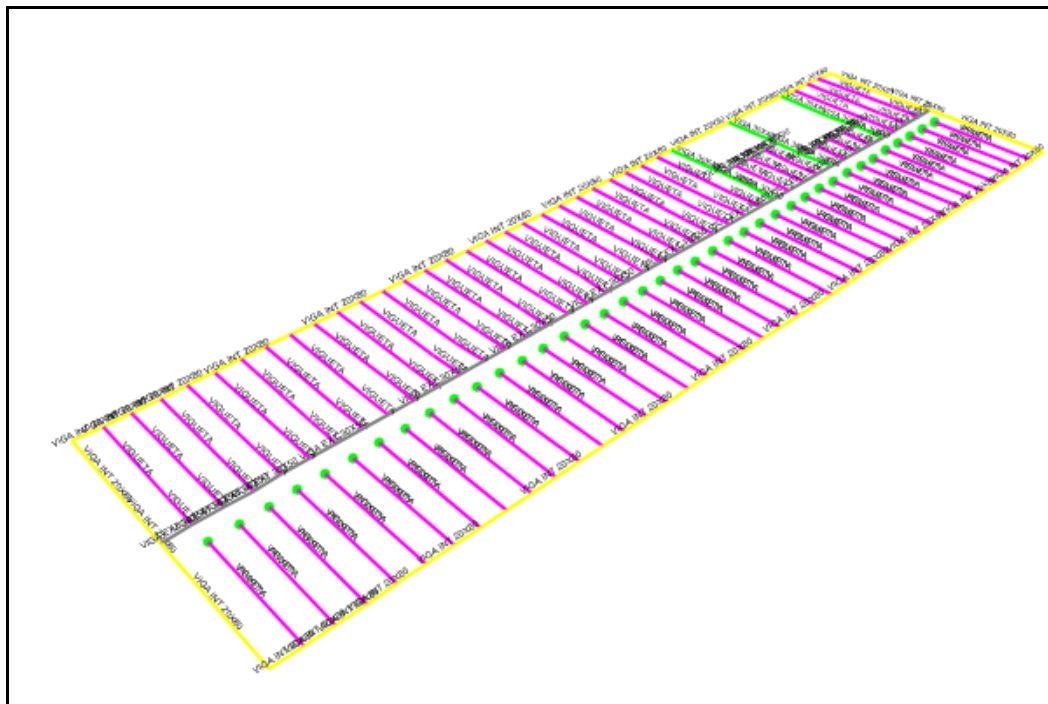


Forjado 1ª Planta. Secciones estructurales.

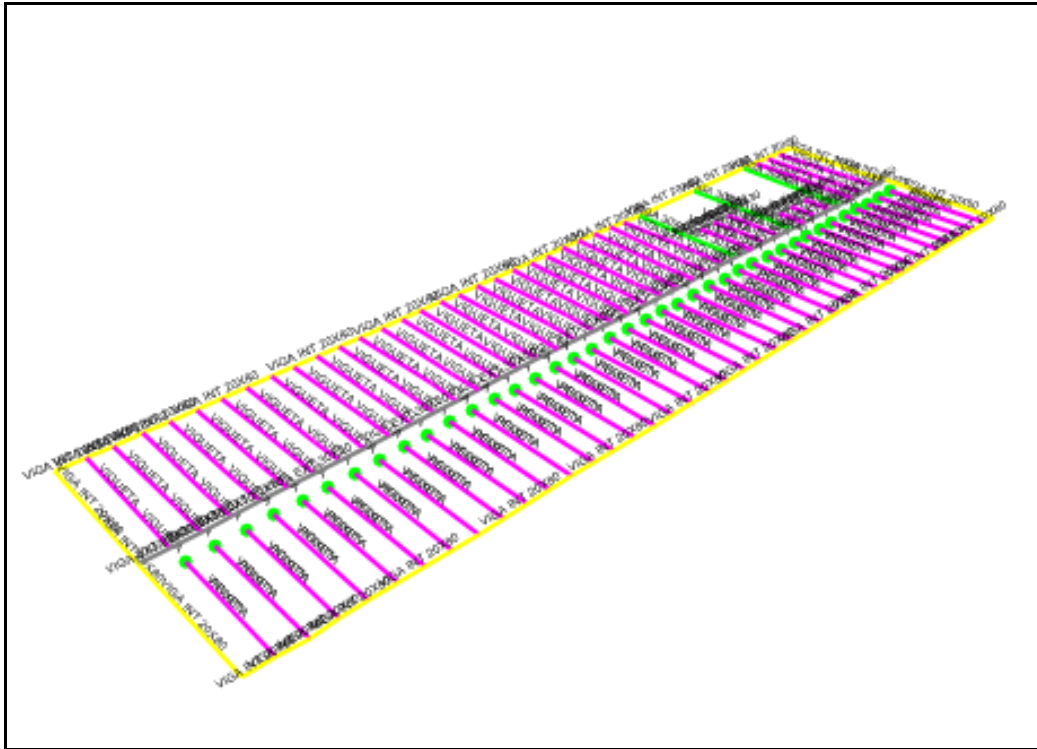




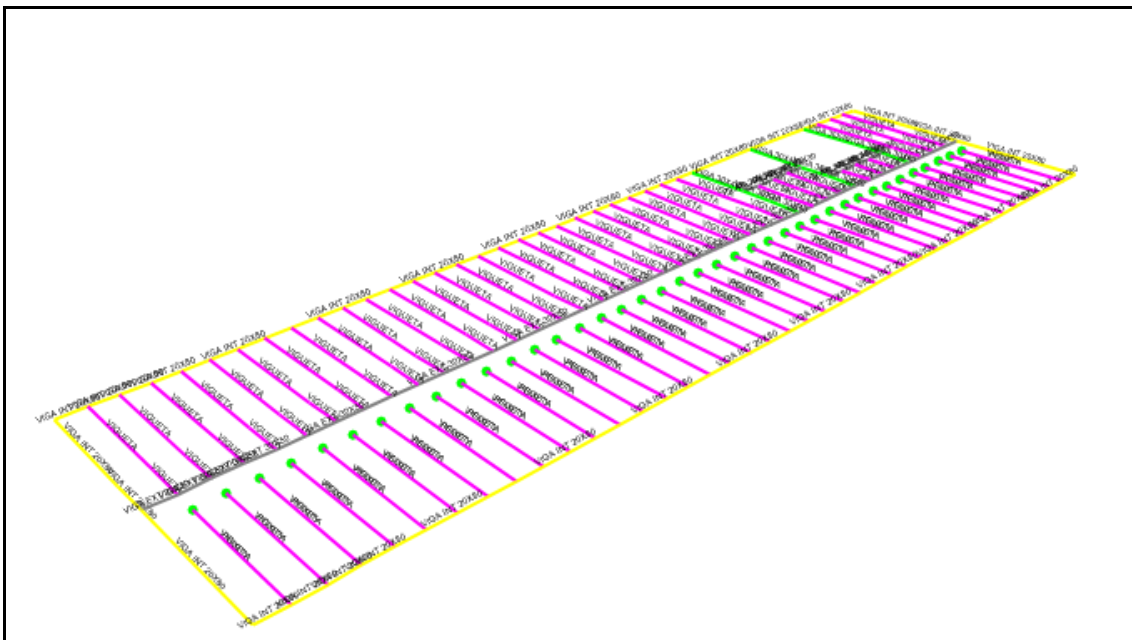
Forjado 2ª Planta. Secciones estructurales.



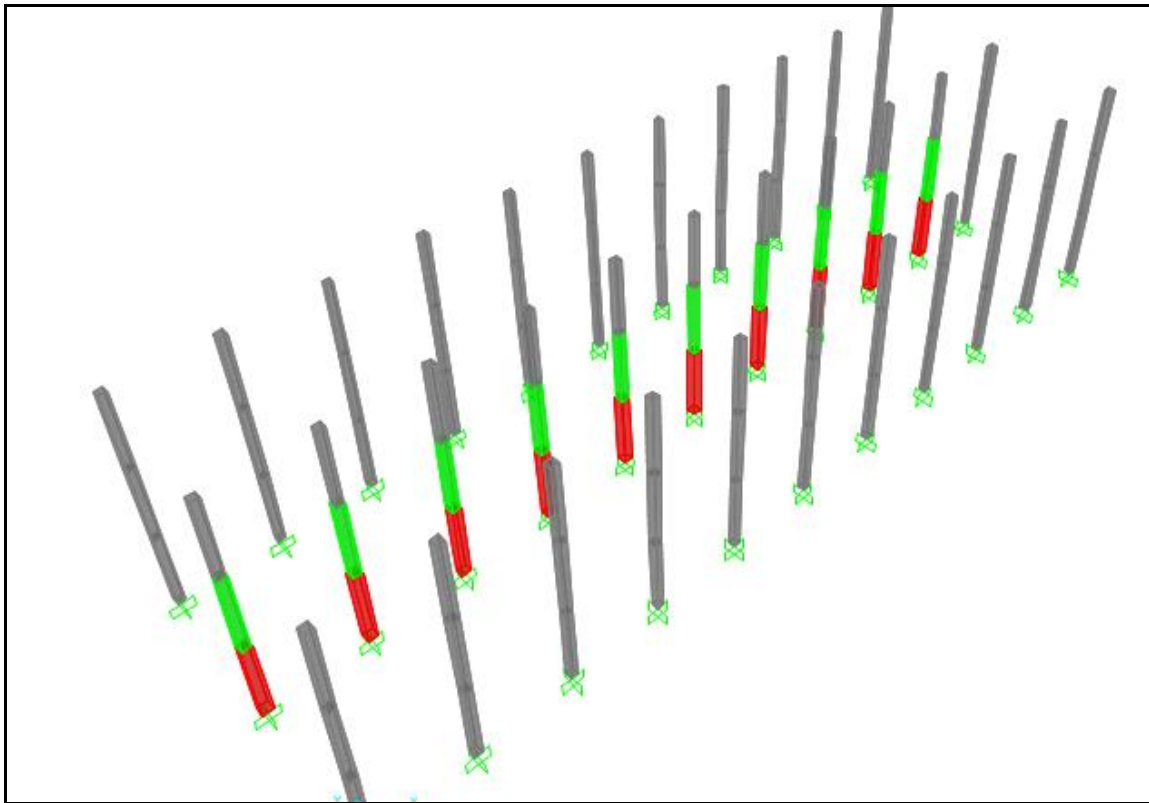
Forjado 3ª Planta. Secciones estructurales.



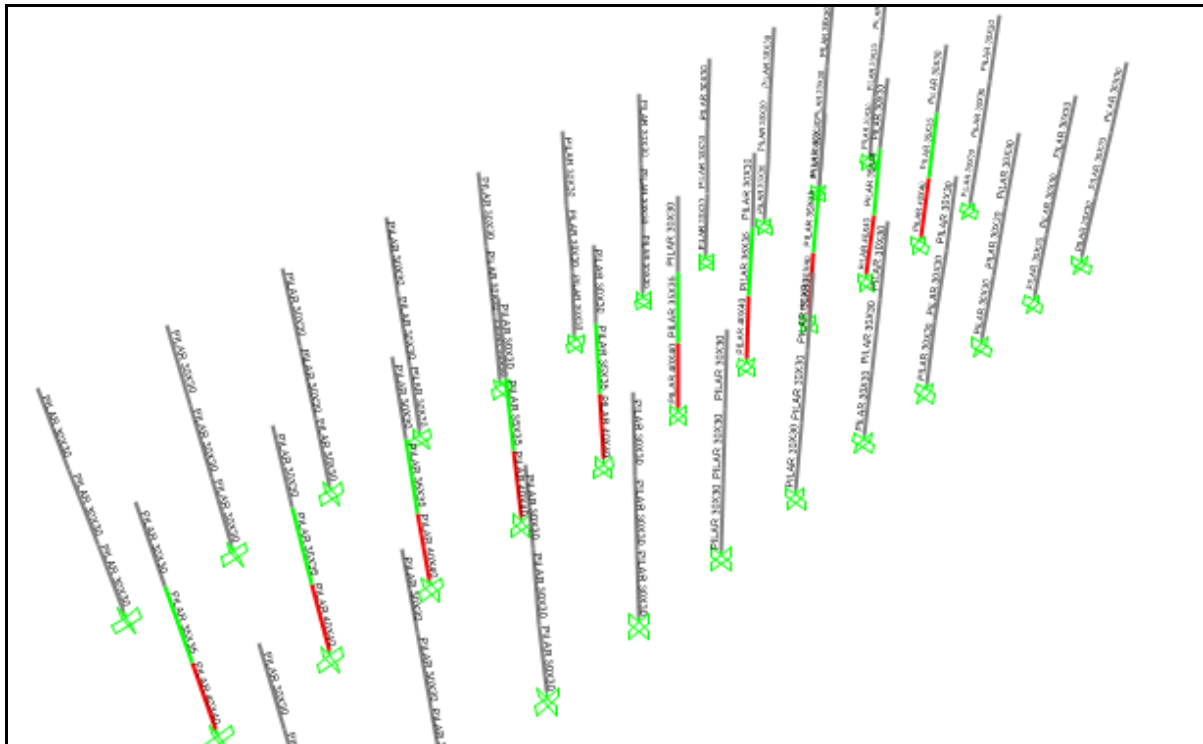
*Forjado 4ª Planta. Secciones estructurales.*



*Forjado 5ª Planta. Secciones estructurales.*



Modelo 3D en SAP 2000. Pilares de planta baja, planta primera, y planta segunda extruidos.



Modelo 3D en SAP 2000. Secciones estructurales de pilares de planta baja, planta primera, y planta segunda

Object Model - Line Information

Location | Assignments | **Loads** | Design

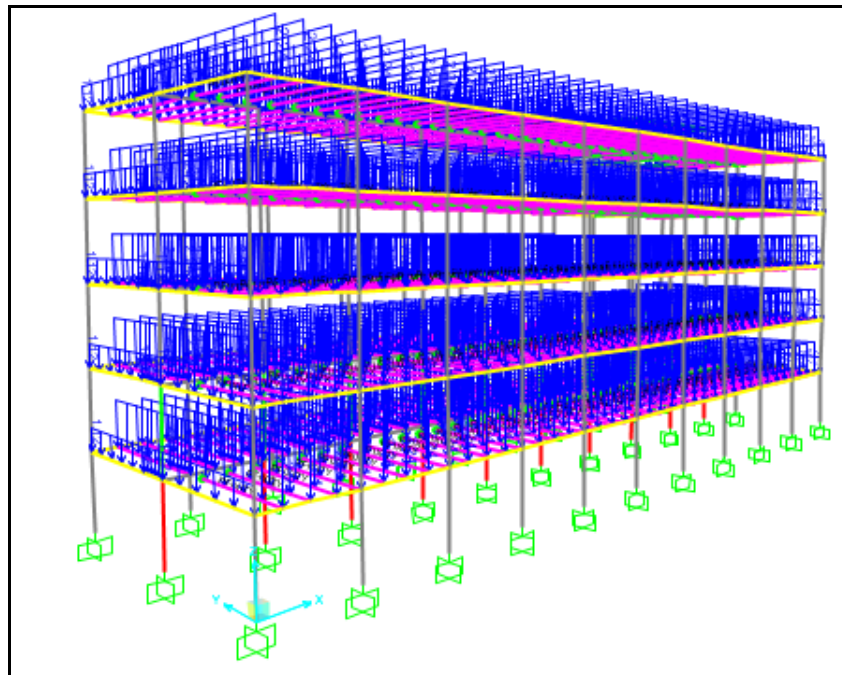
Identification  
Label: 223 Design Procedure: None

Load Pattern	DEAD
<b>Distributed Force</b>	
Coordinate System	GLOBAL
Load Direction	Gravity
Start Force/Length	2.24 at 0.
End Force/Length	2.24 at 6.
<b>Load Pattern</b>	<b>CM</b>
<b>Distributed Force</b>	
Coordinate System	GLOBAL
Load Direction	Gravity
Start Force/Length	2.19 at 0.
End Force/Length	2.19 at 6.
<b>Load Pattern</b>	<b>SCU</b>
<b>Distributed Force</b>	
Coordinate System	GLOBAL
Load Direction	Gravity
Start Force/Length	2.9 at 0.
End Force/Length	2.9 at 6.

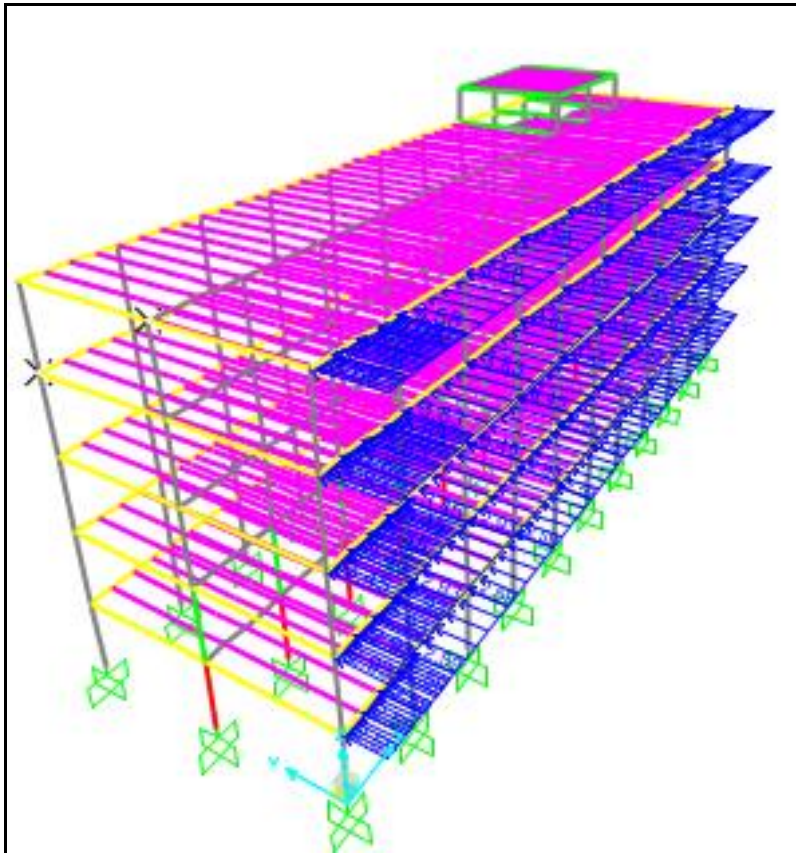
Assign Load...  
KN, m, C  
Reset All  
Update Display  
Modify Display  
OK  
Cancel

Double click white background cell to edit item.

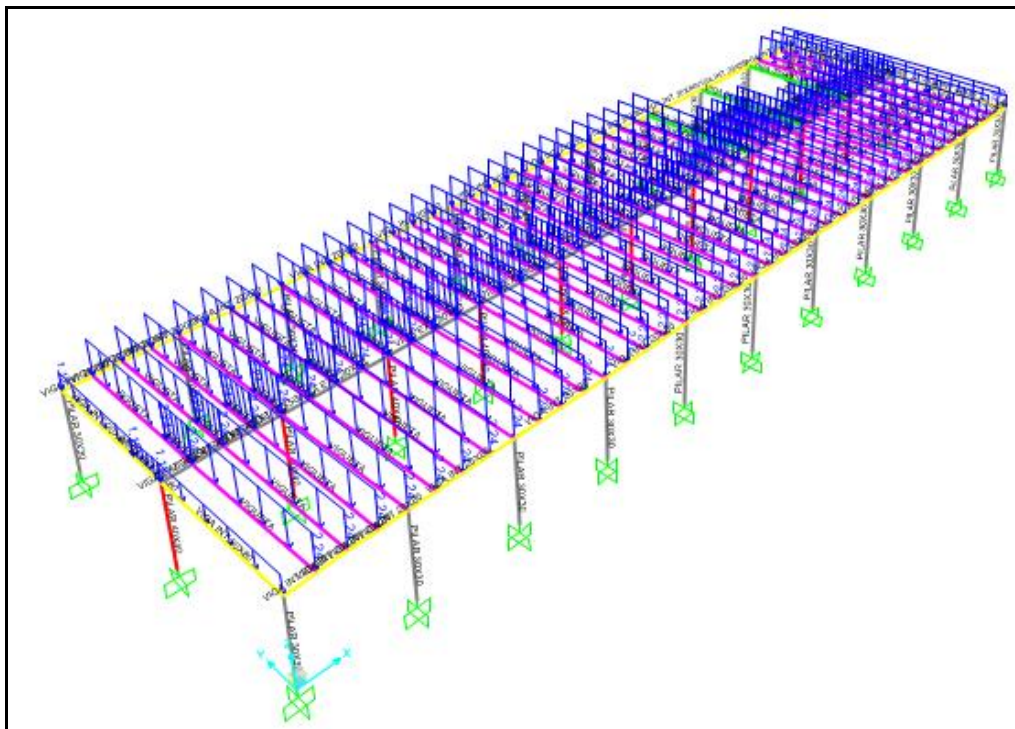
*Cargas debidas al peso propio del forjado, carga muerta y tabiquería ligera, sobrecarga de uso.*



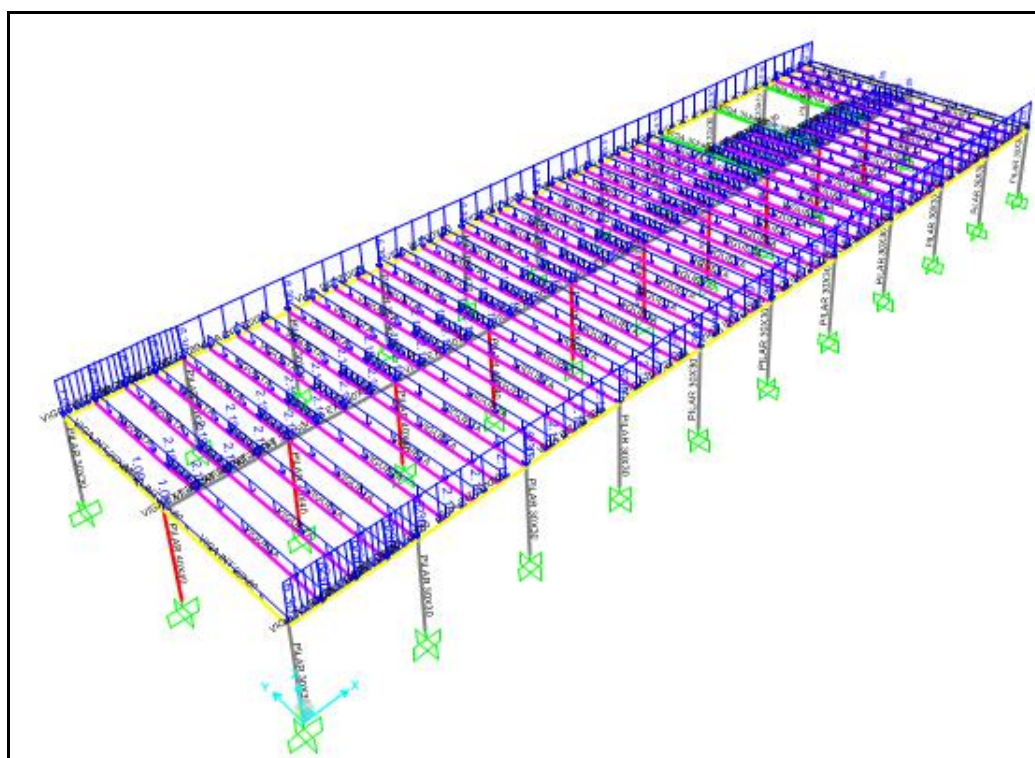
*Vista general de aplicación de cargas sobre viguetas en hipótesis simple de peso propio.*



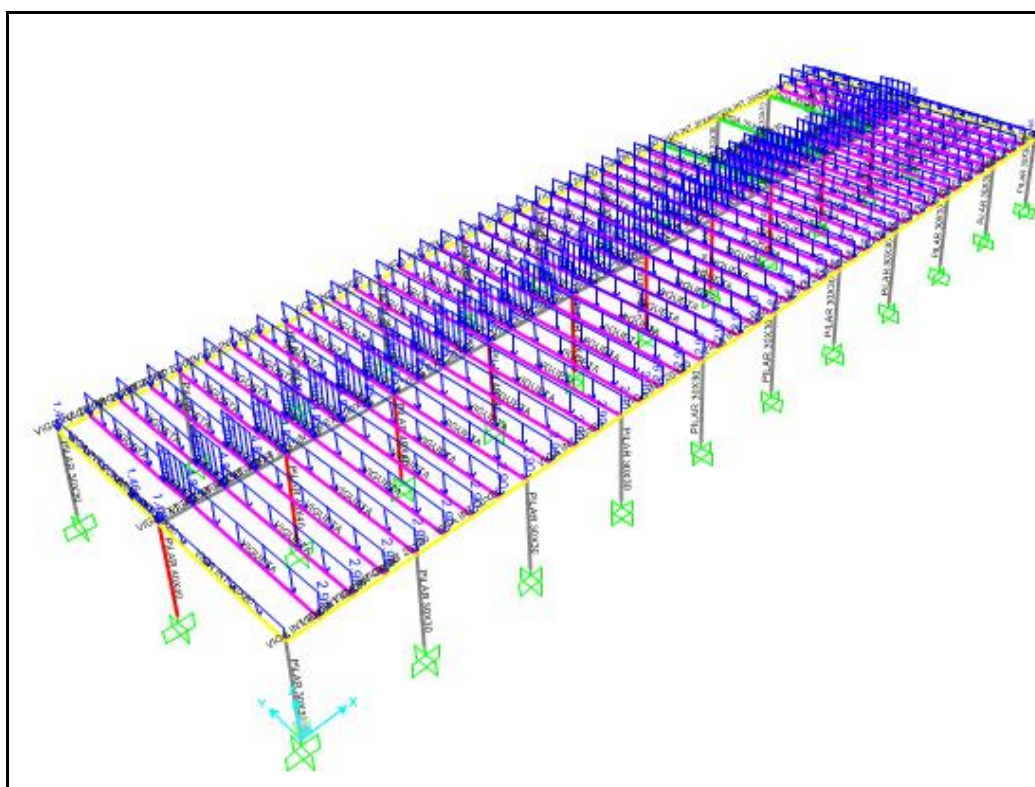
*Aplicación de cargas sobre vigas en hipótesis simple de viento V+Y.*



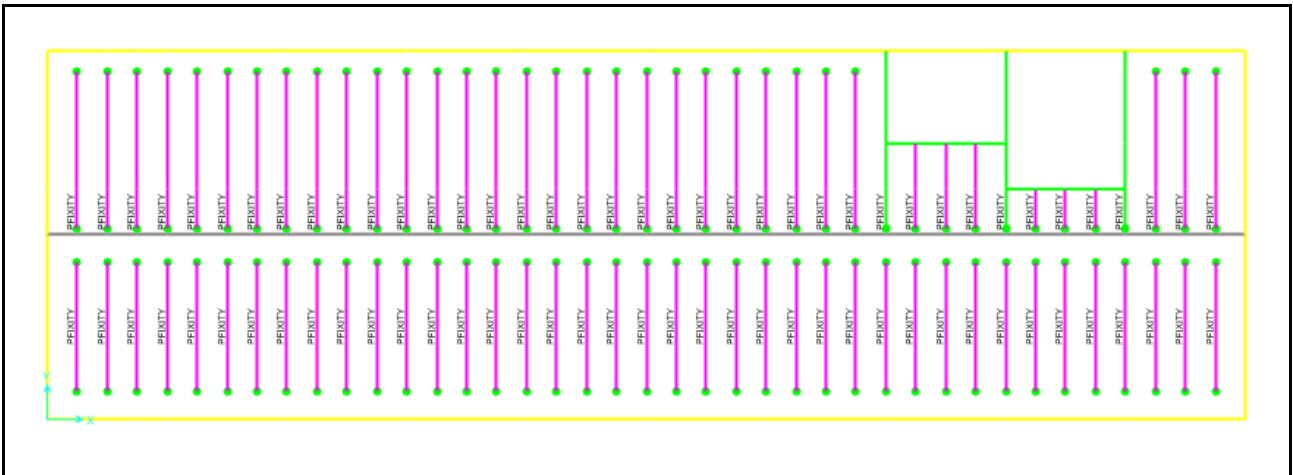
*Aplicación de cargas sobre viguetas debidas al peso propio del forjado en primera planta*



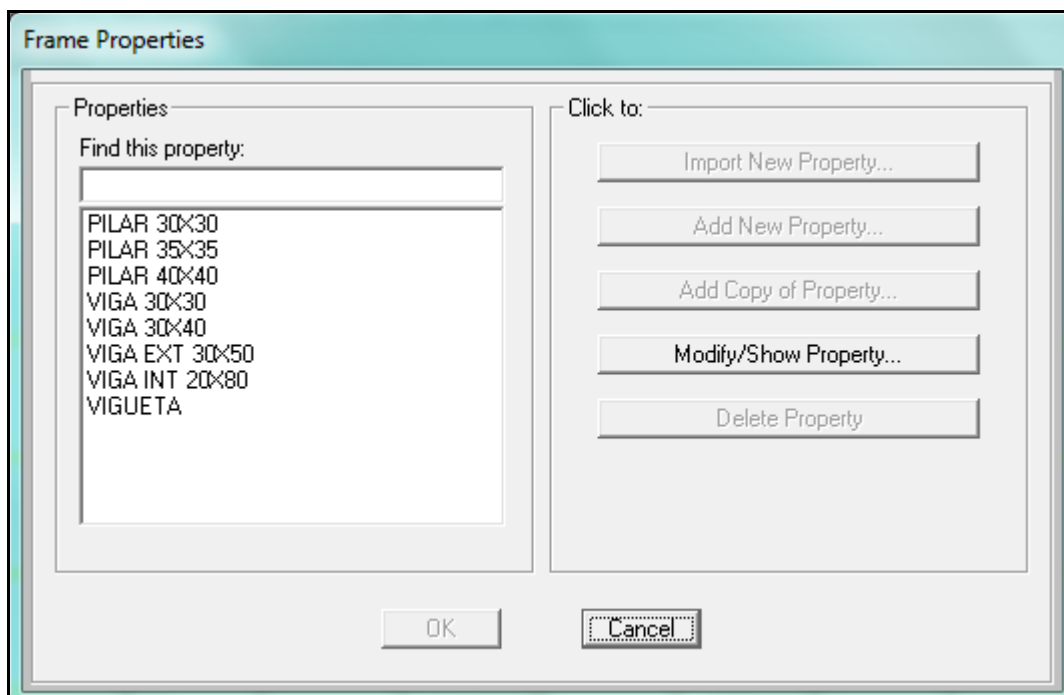
*Aplicación de cargas sobre viguetas debidas a las cargas muertas sobre viguetas y vigas exteriores.*



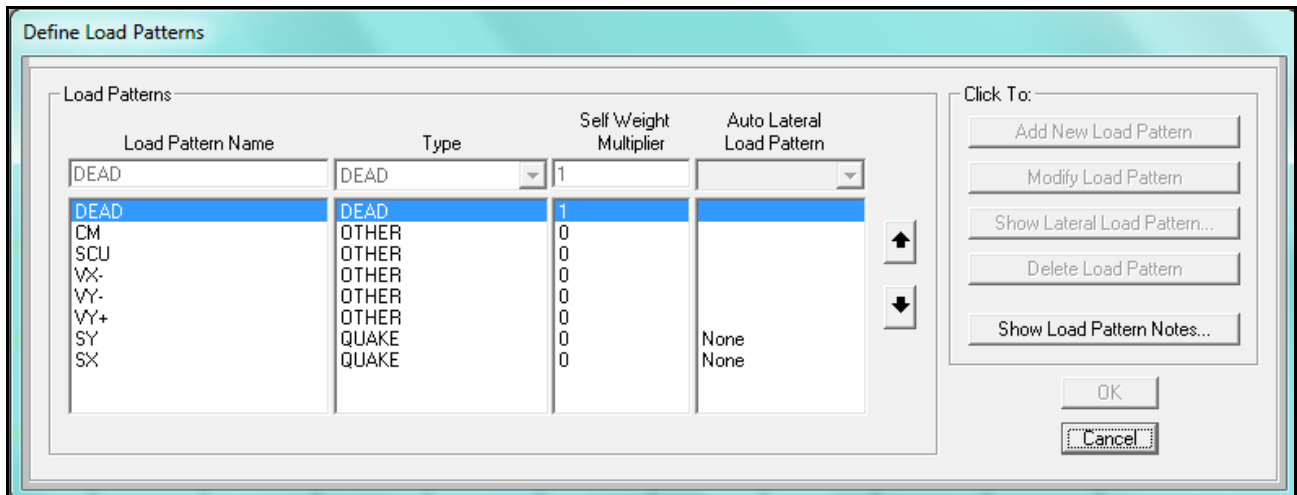
*Aplicación de cargas sobre viguetas debidas a las sobrecargas de uso en generalidad de la superficie y en pasillos.*



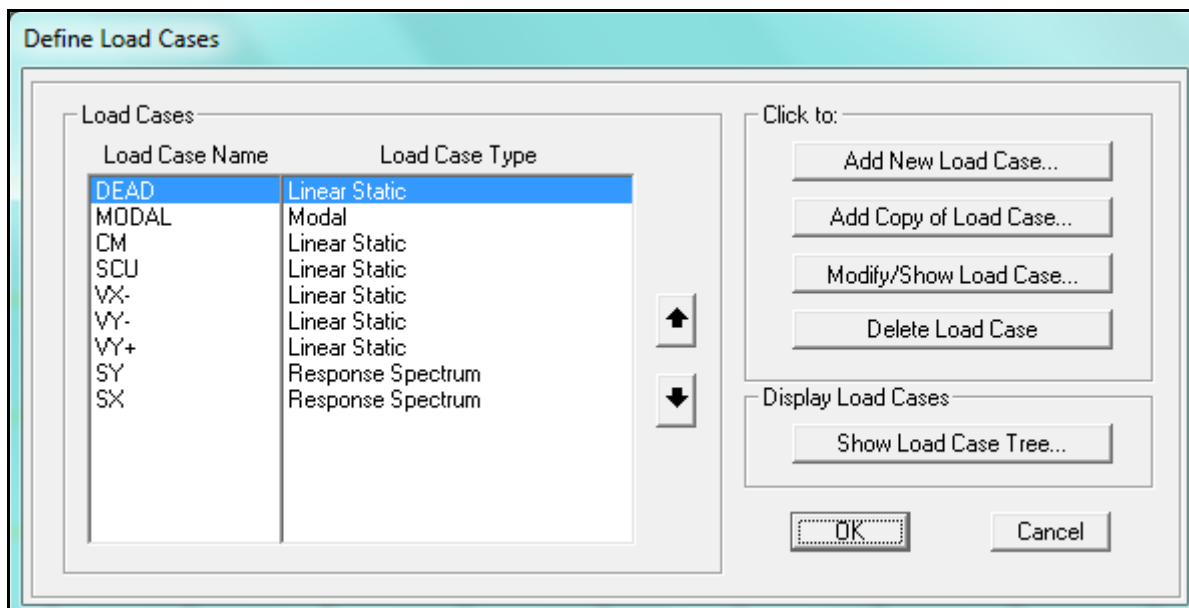
*Asignación de "Releases" para ajustar el comportamiento estructural del forjado unidireccional y tener en cuenta la redistribución plástica.*



*Definición e secciones estructurales en SAP 2000.*



*Definición de hipótesis simples en SAP 2000.*



*Definición de casos de análisis en SAP 2000.*





**Load Case Data - Response Spectrum**

Load Case Name: SX  Notes:

Load Case Type: Response Spectrum

Modal Combination:

- CQC GMC f1: 1.0
- SRSS GMC f2: 0.0
- Absolute
- GMC Periodic + Rigid Type: SRSS
- NRC 10 Percent
- Double Sum

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute

Mass Source: Previous (MSSSRC1)

Modal Load Case:

Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

- Standard - Acceleration Loading
- Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied:

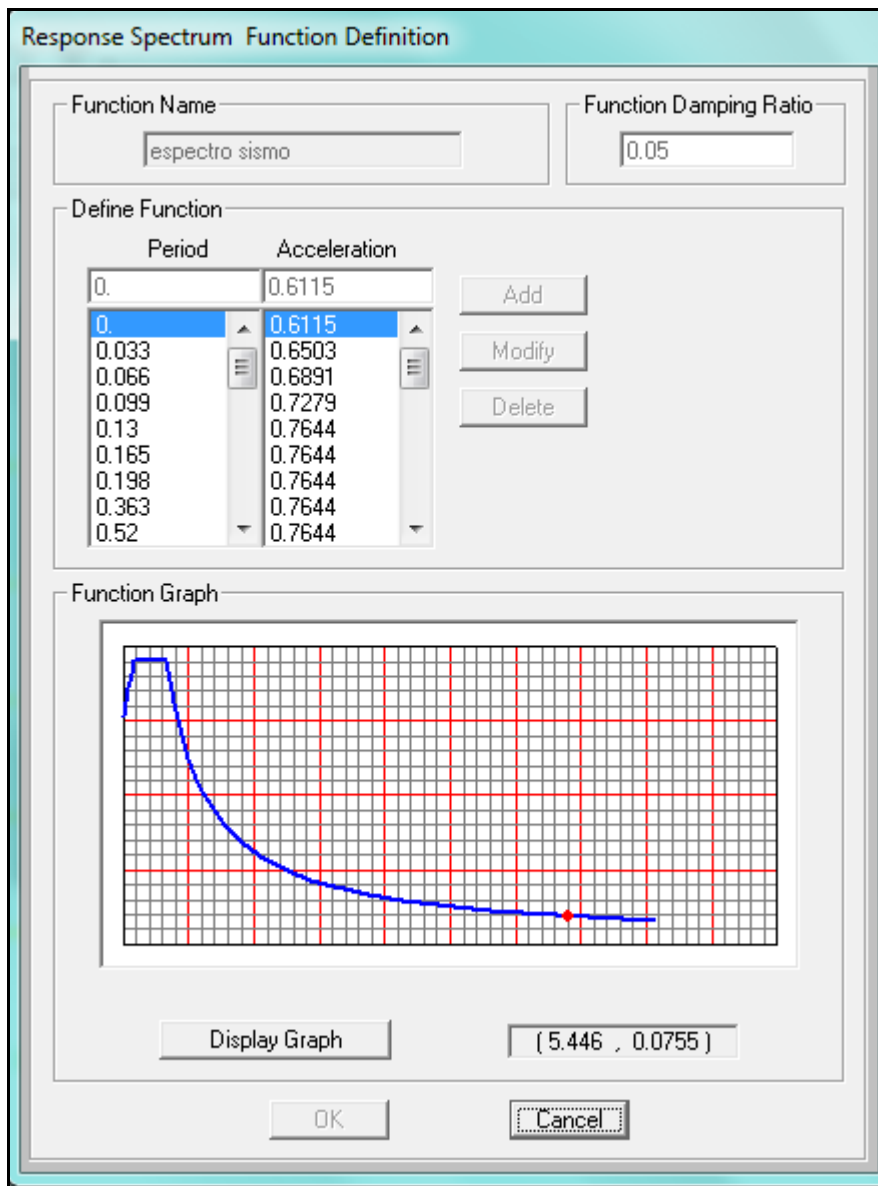
Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	espectro sistr	1.
Accel	U1	espectro sismo	1.

Show Advanced Load Parameters

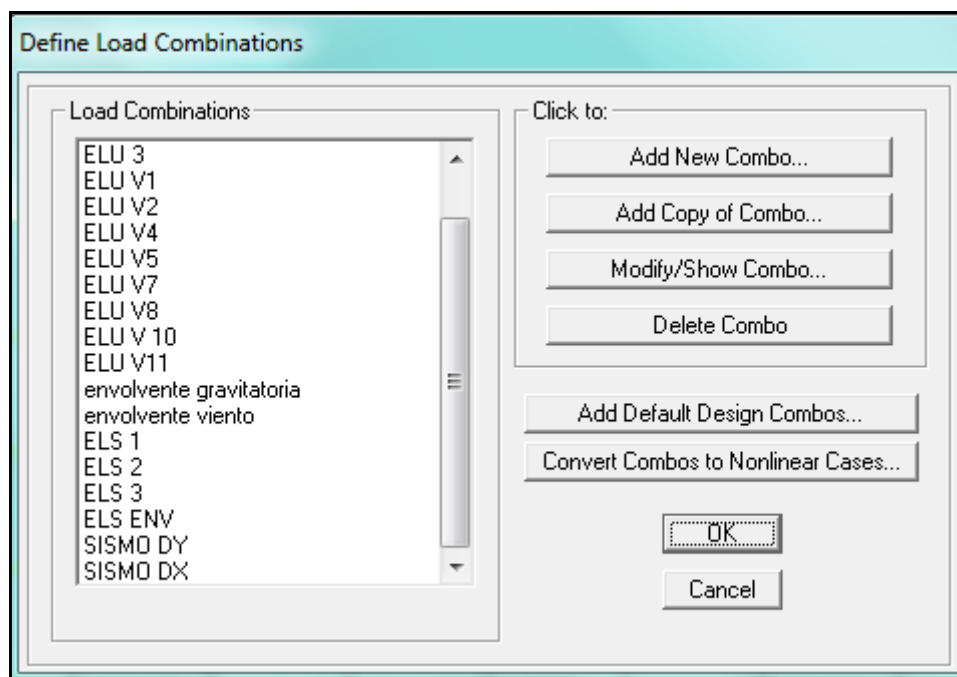
Other Parameters:

Modal Damping: Constant at 0.05

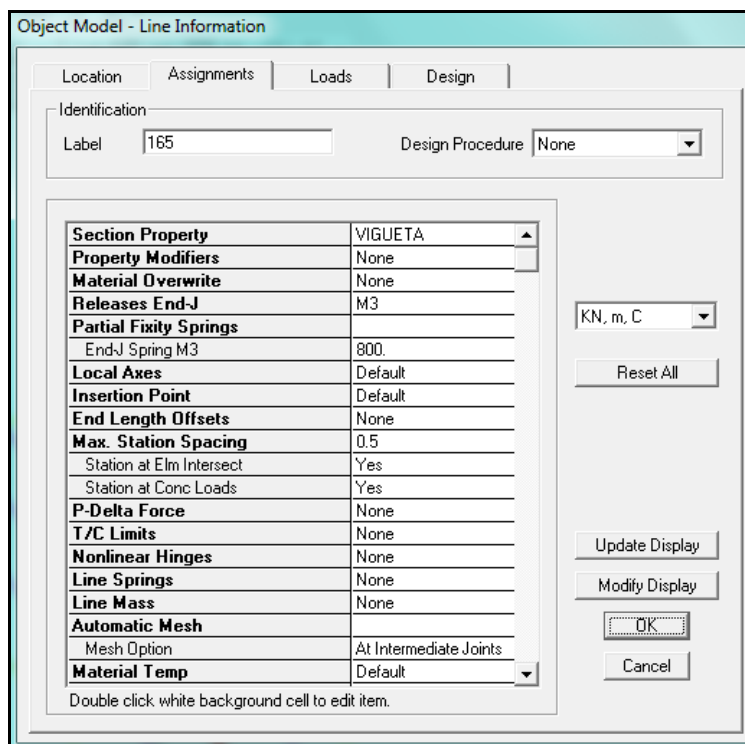
Definición de sismo en la dirección X en SAP 2000.



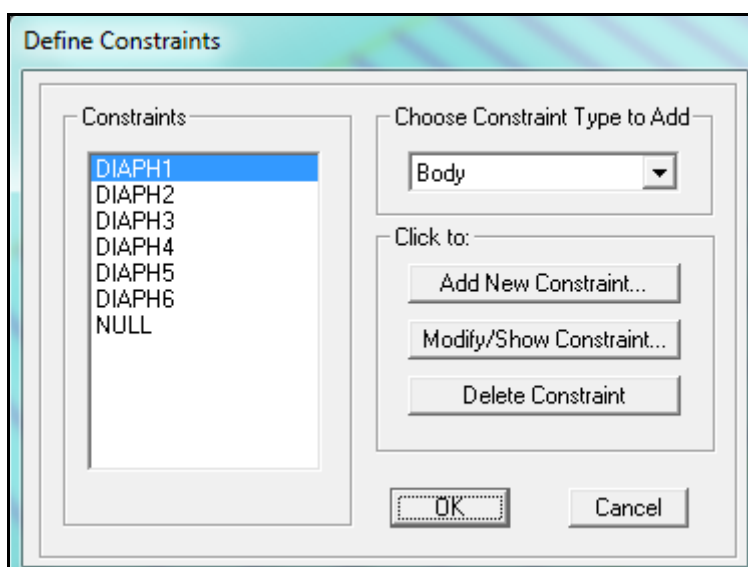
*Definición del espectro de respuesta con aplicación del coeficiente de ductilidad para verificar la acción del sismo en SAP 2000.*



*Definición de combinaciones de cálculo en SAP 2000.*



*Asignación de "Releases" para ajustar el comportamiento estructural del forjado unidireccional y tener en cuenta la redistribución plástica.*



*Consideración de constraints tipo Diafragma Rígido para modelizar el comportamiento estructural del forjado unidireccional debido a la capa de compresión.*

## 11. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DISPONIBLE EN VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO (FLEXIÓN Y CORTANTE).

### 11.1. RESISTENCIA A FLEXIÓN DE VIGAS.

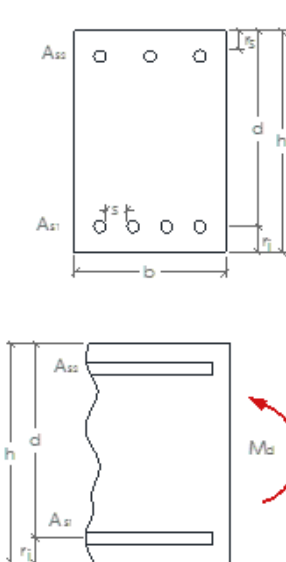
Identificados los armados existentes en las vigas de canto se procede a determinar los esfuerzos últimos a flexión y cortante en aplicación de la formulación indicada en el apartado de metodología para la evaluación de ELU en elementos de hormigón armado, normativa actual y antigua.

El prontuario que se muestra a continuación adopta como valor mínimo para la resistencia del hormigón de 20 MPa. Por ello, se ha aumentado el coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón de 1,5 a 1,72 para que el valor de cálculo  $f_{cd}$ , se corresponda con un hormigón de 17,5 Mpa de resistencia característica.

Los resultados de cálculo se obtienen en las siguientes tablas de cálculo:

- Viga de sección 20x80. Centro de vano con 2 $\phi$ 10.

DATOS		
<b>Dimensiones de la sección</b>		
h	0.8	m
b	0.2	m
$\gamma_{mec, inf}$	0.025	m
$\gamma_{mec, sup}$	0.025	m
d	0.78	m
<b>Características de los materiales</b>		
$f_{yk}$	500	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	20	N/mm <sup>2</sup>
T.M.A.	15	mm
$\gamma_s$	1.15	u
$\gamma_c$	1.72	u
$\alpha_{cc}$	1	u
$f_{yk}$	434.8	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	11.63	N/mm <sup>2</sup>
<b>Disposición de las armaduras</b>		
#b <sub>s1</sub>	2	ud.
$\phi_{s1}$	10	mm
A <sub>s1</sub>	1.57	cm <sup>2</sup>
#b <sub>s2</sub>	2	ud.
$\phi_{s2}$	10	mm
A <sub>s2</sub>	1.57	cm <sup>2</sup>



Definición geomecánica de la sección.



RESULTADO		
Resultados		
<i>DOMINIO 1</i>		
$x_{real}$	0.00	m
$y_{real}$	0.00	m
$F_c$	0.0	kN
$M_u$	51.22	m·kN

Viga exterior de 20x80. Resistencia a flexión positiva  $M_u=51,22$  kN\*m.

- Viga de sección 20x80. Apoyo con 3φ10.

DATOS		
<b>Dimensiones de la sección</b>		
h	0.8	m
b	0.2	m
$r_{MEC,IN}$	0.025	m
$r_{MEC,SUP}$	0.025	m
d	0.78	m
<b>Características de los materiales</b>		
$f_{yk}$	500	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	20	N/mm <sup>2</sup>
T.M.A.	15	mm
$\gamma_s$	1.15	u
$\gamma_c$	1.72	u
$\alpha_{cc}$	1	u
$f_{td}$	434.8	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$	11.63	N/mm <sup>2</sup>
<b>Disposición de las armaduras</b>		
#b <sub>s1</sub>	3	ud.
Ø <sub>s1</sub>	10	mm
A <sub>s1</sub>	2.36	cm <sup>2</sup>
#b <sub>s2</sub>	3	ud.
Ø <sub>s2</sub>	10	mm
A <sub>s2</sub>	2.36	cm <sup>2</sup>

Definición geomecánica de la sección.

RESULTADO		
<b>Resultados</b>		
DOMINIO 1		
$x_{-cal}$	0.00	m
$y_{-cal}$	0.00	m
$F_z$	0.0	kN
$M_u$	76.83	m·kN

Viga exterior de 20x80. Resistencia a flexión negativa  $M_u=76.83 \text{ kN}\cdot\text{m}$ .

- Viga de sección 30x50. Centro de vano con 2 $\phi$ 12+ 1  $\phi$ 10.

Dimensiones de la sección		
h	0.5	m
b	0.3	m
$r_{mec,inf}$	0.025	m
$r_{mec,sup}$	0.025	m
d	0.48	m

Características de los materiales		
$f_{yk}$	500	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ek}$	20	N/mm <sup>2</sup>
T.M.A.	15	mm
$\gamma_s$	1.15	u
$\gamma_c$	1.72	u
$\alpha_{cs}$	1	u
$f_{yd}$	434.8	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$	11.63	N/mm <sup>2</sup>

Disposición de las armaduras		
#b <sub>s1</sub>	6	ud.
$\phi_{s1}$	8	mm
A <sub>s1</sub>	3.02	cm <sup>2</sup>
#b <sub>s2</sub>	3	ud.
$\phi_{s2}$	10	mm
A <sub>s2</sub>	2.36	cm <sup>2</sup>

Definición geomecánica de la sección.

RESULTADO		
<b>Resultados</b>		
<i>DOMINIO 2 o 3</i>		
$x_{real}$	0.01	m
$y_{real}$	0.01	m
$F_c$	28.7	kN
$M_u$	59.61	m·kN

Viga exterior de 30x50. Resistencia a flexión positiva  $M_u=59,61$  kN\*m.



- Viga de sección 30x50. Apoyo con 2φ10+ 2φ14.

Dimensiones de la sección		
h	0.5	m
b	0.3	m
r <sub>mec,inf</sub>	0.025	m
r <sub>mec,sup</sub>	0.025	m
d	0.48	m

Características de los materiales		
f <sub>yk</sub>	500	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ck</sub>	20	N/mm <sup>2</sup>
T.M.A.	15	mm
γ <sub>s</sub>	1.15	u
γ <sub>c</sub>	1.72	u
α <sub>cc</sub>	1	u
f <sub>yd</sub>	434.8	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>cd</sub>	11.63	N/mm <sup>2</sup>

Disposición de las armaduras		
#b <sub>s1</sub>	3	ud.
Ø <sub>s1</sub>	14	mm
A <sub>s1</sub>	4.62	cm <sup>2</sup>
#b <sub>s2</sub>	1	ud.
Ø <sub>s2</sub>	10	mm
A <sub>s2</sub>	0.79	cm <sup>2</sup>

Definición geomecánica de la sección.

RESULTADO	
<b>Resultados</b>	
DOMINIO 2 o 3	
x <sub>red</sub>	0.06 m
y <sub>red</sub>	0.05 m
F <sub>c</sub>	166.6 kN
M <sub>u</sub>	90.54 m-kN

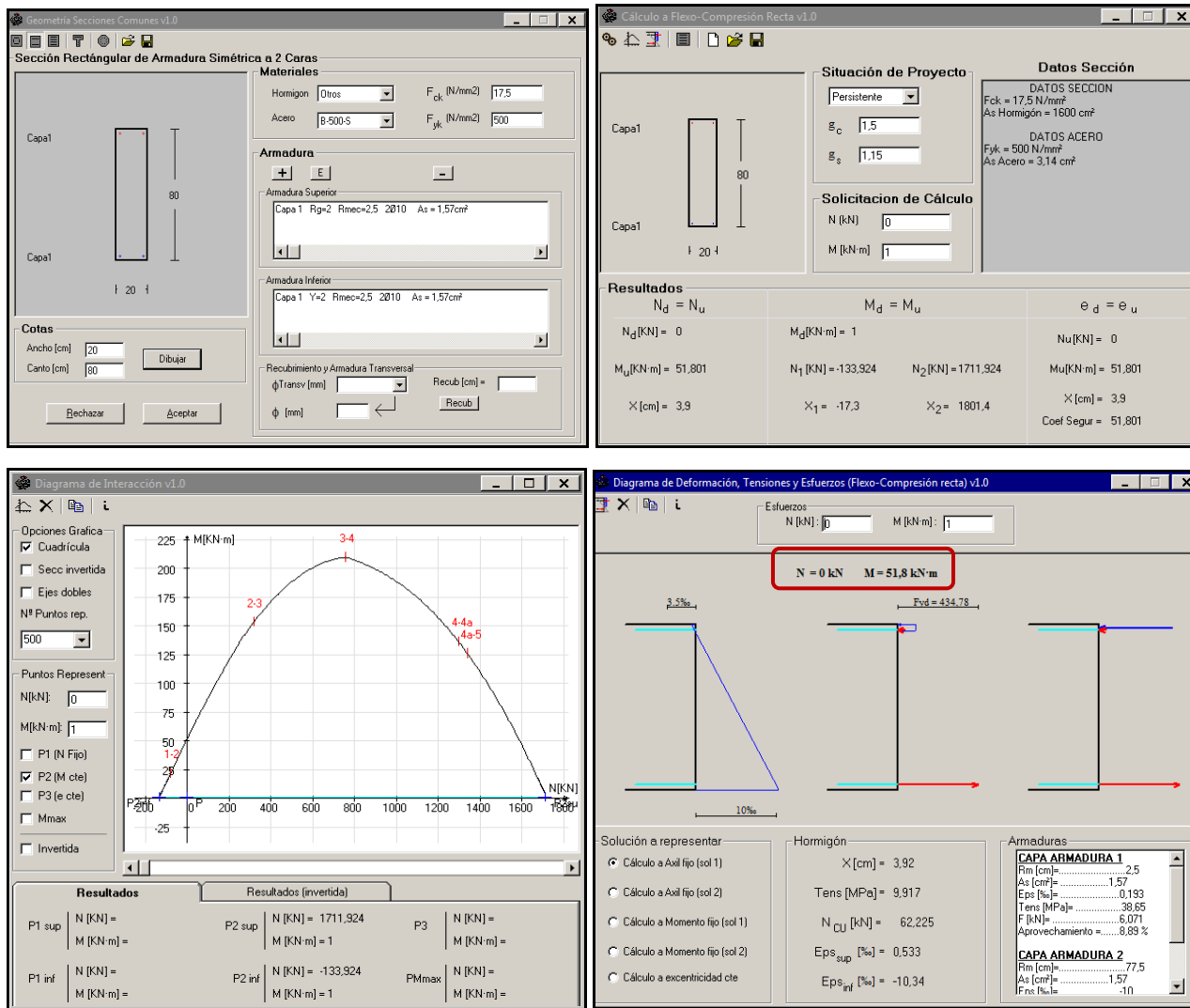
Viga exterior de 30x50. Resistencia a flexión negativa M<sub>u</sub>=90.54 kN\*m.

Forjado unidireccional (refuerzo a negativo de 4 φ 6)			
fck (MPa)	17.5	fyk(MPa)	490.5
γc	1.5	γs	1.15
fcd (MPa)	11.67	fyd(MPa)	426.52
h(cm)	31	r. mec (cm)	2
b(cm)	100	Multimo (kN*m)	13.87

Resistencia a flexión negativa del forjado unidireccional.

A continuación, se adjuntan los resultados obtenidos para las resistencias últimas haciendo uso de un prontuario facilitado por la empresa INCOSUMA, el cual permite introducir hormigones con resistencias características inferiores a 20 MPa.

- Viga de sección 20x80. Centro de vano con 2φ10.



Viga exterior de 20x80 cm con 2 φ10. Determinación de ELU frente a solicitaciones normales.  $M_u=51,80$  kN\*m. Determinación de momento último y diagrama de interacción.

- Viga de sección 20x80. Apoyo con 3φ10.

**Geometría Secciones Comunes v1.0**

Sección Rectangular de Armadura Simétrica a 2 Caras

**Materiales**  
 Hormigón: Otros,  $F_{ck}$  (N/mm<sup>2</sup>): 17.5  
 Acero: B-500-S,  $F_{yk}$  (N/mm<sup>2</sup>): 500

**Armadura**  
 Armadura Superior: Capa 1  $\rho_g=2$ ,  $\rho_{mec}=2.5$ , 3Ø10,  $A_s = 2.36\text{cm}^2$   
 Armadura Inferior: Capa 1  $\rho_g=2$ ,  $\rho_{mec}=2.5$ , 3Ø10,  $A_s = 2.36\text{cm}^2$

**Cotas**  
 Ancho [cm]: 20, Canto [cm]: 80

**Cálculo a Flexo-Compresión Recta v1.0**

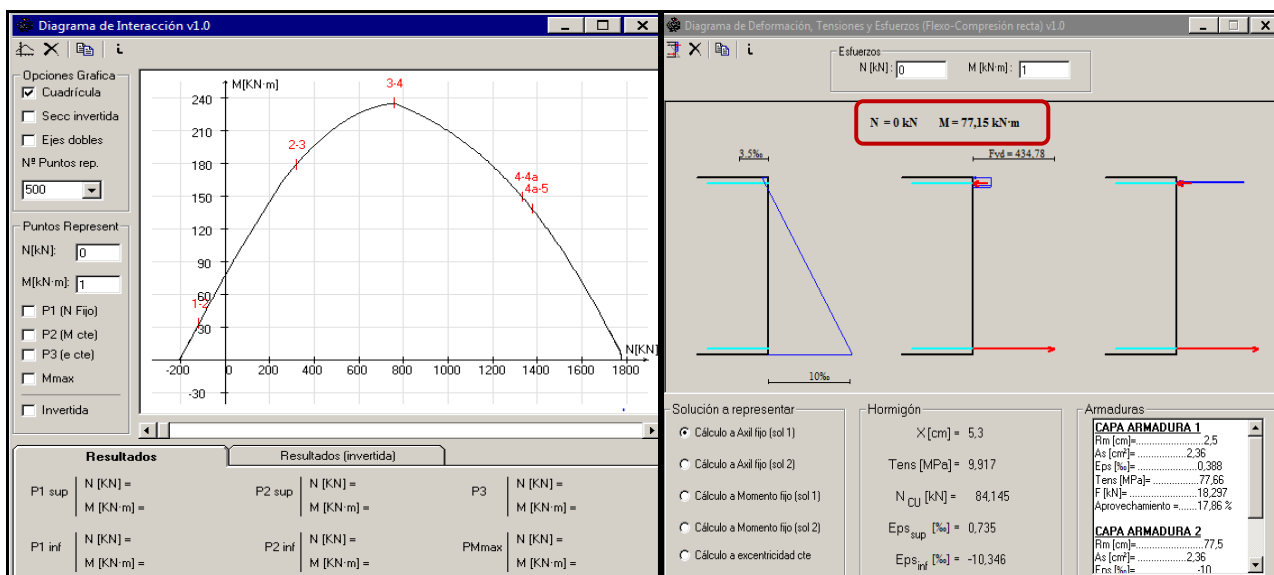
**Situación de Proyecto**  
 Persistente  
 $\epsilon_c$ : 1.5,  $\epsilon_s$ : 1.15

**Datos Sección**  
 DATOS SECCIÓN:  $F_{ck} = 17.5\text{ N/mm}^2$ ,  $A_s \text{ Hormigón} = 1600\text{ cm}^2$   
 DATOS ACERO:  $F_{yk} = 500\text{ N/mm}^2$ ,  $A_s \text{ Acero} = 4.71\text{ cm}^2$

**Solicitación de Cálculo**  
 $N$  [kN]: 0,  $M$  [kN-m]: 1

**Resultados**

$N_d = N_u$	$M_d = M_u$	$e_d = e_u$
$N_d$ [kN] = 0	$M_d$ [kN-m] = 1	$N_u$ [kN] = -0.001
$M_u$ [kN-m] = 77.151	$N_1$ [kN] = -202.22, $N_2$ [kN] = 1774.756	$M_u$ [kN-m] = 77.151
$X$ [cm] = 5.3	$X_1 = -17.6$ , $X_2 = 2685$	$X$ [cm] = 5.3
		Coef Segur = 77.151



Viga exterior de 20x80 cm con 3φ10. Determinación de ELU frente a solicitaciones normales.  $M_u = 77,15\text{ kN}\cdot\text{m}$ .

Determinación de momento último y diagrama de interacción.

Viga de sección 30x50. Apoyo con  $2\phi 12 + 1\phi 10$ .

Resultados		$N_d = N_u$	$M_d = M_u$	$e_d = e_u$	
$N_d$ [kN] =	0	$M_d$ [kN·m] =	1	$N_u$ [kN] =	-0.001
$M_u$ [kN·m] =	60.266	$N_1$ [kN] =	-260.527	$N_2$ [kN] =	1730.577
$X$ [cm] =	4.4	$X_1$ =	-9.4	$X_2$ =	1247.5
				$X$ [cm] =	4.4
				Coef Segur =	60.266

Resultados			Resultados (invertida)		
P1 sup	N [kN] =	M [kN·m] =	P2 sup	N [kN] =	M [kN·m] =
P1 inf	N [kN] =	M [kN·m] =	P2 inf	N [kN] =	M [kN·m] =
			PMmax	N [kN] =	M [kN·m] =

Viga exterior de 30x50 cm con  $2\phi 12 + 1\phi 10$ . Determinación de ELU frente a sollicitaciones normales.  $M_u=60,27$  kN\*m. Determinación de momento último y diagrama de interacción.

- Viga de sección 30x50. Apoyo con  $2\phi 10 + 2\phi 14$ .

**Geometría Secciones Comunes v1.0**

Sección Rectangular de Armadura Genérica

Materiales: Hormigón: Otros,  $F_{ck}$  (N/mm<sup>2</sup>): 17.5; Acero: B-500-S,  $F_{yk}$  (N/mm<sup>2</sup>): 500

Armadura: Armadura Superior: Capa 1 Rgn=2 Rmec=2.5 4Ø10 As = 3.14cm<sup>2</sup>; Armadura Inferior: Capa 1 Y=2 Rmec=2.63 2Ø14 + 2Ø10 As = 4.65cm<sup>2</sup>

Cotas: Ancho [cm]: 30; Carro [cm]: 50

**Cálculo a Flexo-Compresión Recta v1.0**

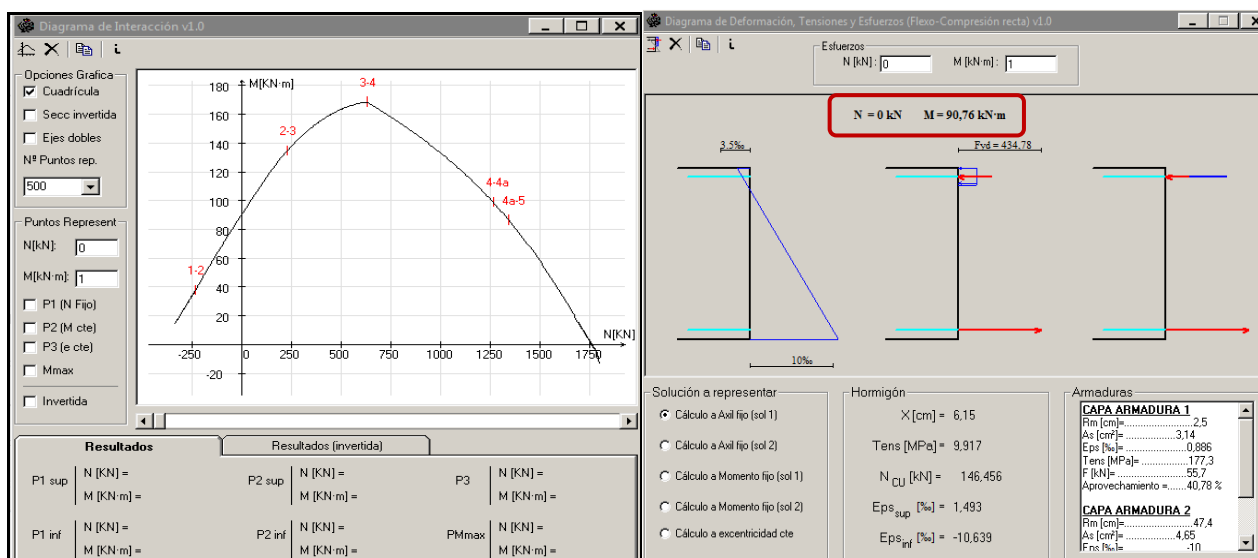
Situación de Proyecto: Persistente

Datos Sección: DATOS SECCIÓN:  $F_{ck}$  = 17.5 N/mm<sup>2</sup>, As Hormigón = 1500 cm<sup>2</sup>; DATOS ACERO:  $F_{yk}$  = 500 N/mm<sup>2</sup>, As Acero = 7.79 cm<sup>2</sup>

Solicitación de Cálculo: N [kN]: 0; M [kN-m]: 1

Resultados:  $N_d = N_u$ ,  $M_d = M_u$ ,  $\theta_d = \theta_u$

$N_d$ [kN] = 0	$M_d$ [kN-m] = 1	$N_u$ [kN] = 0.001
$M_u$ [kN-m] = 90.759	$N_1$ [kN] = M < Mmin	$N_2$ [kN] = 1757.02
$X$ [cm] = 6.2	$X_1$ = .....	$X_2$ = 112.4
Coef Segur = 90.759		



Viga exterior de 30x50 cm con  $2\phi 10 + 2\phi 14$ . Determinación de ELU frente a solicitaciones normales.  $M_u=90,76$  kN\*m. Determinación de momento último y diagrama de interacción.

Como conclusión a este apartado, se observa como ambos conjuntos de prontuarios aportan resultados similares en cuanto a resistencias ultimas de las secciones analizadas a flexión y cortante, a pesar de sus diferencias en su ejecución.

## 11.2. RESISTENCIA A CORTANTE DE VIGAS.

En la evaluación de la resistencia a cortante de las vigas se considera un armado transversal de  $\phi$  6 c 20, siendo conservadores en este punto, en la medida que en ciertas posiciones se detecta un armado de mayor cuantía, quedándonos del lado de la seguridad estructural.

Se procede a evaluar la resistencia a cortante disponible, especialmente en el agotamiento por tracción oblicua del alma, al ser el criterio de rotura a cortante más restrictivo, en aplicación de la normativa actual (EHE) y normativas previas (EH-91 y anteriores), empleando herramientas de cálculo de elaboración propia, con los resultados adjuntos en las siguientes tablas de cálculo:

### 11.2.1. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE EN APLICACIÓN DE LA EHE-08.

- Viga de sección 20x80. Apoyo con  $3\phi 10$ . Armadura a cortante de  $\phi 6/20$ .

Dimensiones de la sección	
h	0.80 m
$b_w$	0.20 m
$r_{flex sup}$	0.03 m
$r_{flex sup}$	0.03 m
d	0.78 m

Disposición de las armaduras	
# $b_w$	3 ud.
$\phi_w$	10 mm
$A_w$	2.36 cm <sup>2</sup>
# $b_s$	3 ud.
$\phi_s$	10 mm
$A_s$	2.36 cm <sup>2</sup>
Armadura a cortante	existe
$\theta_c$	45 °
$\alpha_c$	90 °
$\phi_{s,c}$	6 mm
# $s_{almas}$	2 ud.
$S_{s,almas}$	20 cm
$A_s$	2.83 cm <sup>2</sup> /m

Esfuerzos de cálculo	
$V_{ed}$	1 kN
$N_{ed}$	0 kN
$M_{ed}$	0 m·kN

Características de los materiales	
$f_{tk}$	500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cm,k}$	500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	20 N/mm <sup>2</sup>
Control del hormigón	Directo
$f_{ct}$	20.00 N/mm <sup>2</sup>
TMA	12 mm
$\gamma_s$	1.15 u
$\gamma_c$	1.73 u
$\alpha_{cc}$	1.00 u
$f_{td}$	434.78 N/mm <sup>2</sup>
$f_{td,d}$	434.78 N/mm <sup>2</sup>
$f_{sd}$	11.56 N/mm <sup>2</sup>
$E_s$	2.E+05 N/mm <sup>2</sup>

Definición geomecánica de la sección.

RESULTADOS	
<b>Resultados previos</b>	
$M_{ed}$	19.08 mkN
<b>La sección no fisura</b>	
$V_{ed}$	537.57 kN
<b>La sección cumple a compresión oblicua</b>	
$V_{ed}$	95.40 kN
$V_{ed}$	29.36 kN
$V_{ed}$	78.89 kN
<b>No requiere Armadura</b>	
<b>Cortante que la sección puede resistir:</b>	
$V_{rd}$	95.40 kN
<b>Interpretación de resultados</b>	
<b>Cumple, no es necesario aumentar ni armadura ni sección</b>	

Viga exterior de 20x80. Resistencia a cortante en aplicación de EHE-08,  $V_{rd}=95,40$  kN.

- Viga de sección 30x50. Apoyo con 2φ10 + 2φ14.. Armadura a cortante de φ6/20.

Dimensiones de la sección	
h	0.50 m
b <sub>0</sub>	0.30 m
r <sub>sup INP</sub>	0.03 m
r <sub>sup SUP</sub>	0.03 m
d	0.48 m

Disposición de las armaduras	
#b <sub>y</sub>	6 ud.
Ø <sub>y</sub>	8 mm
A <sub>y</sub>	3.02 cm <sup>2</sup>
#b <sub>z</sub>	0 ud.
Ø <sub>z</sub>	10 mm
A <sub>z</sub>	0.00 cm <sup>2</sup>
Armadura a cortante	existe
β <sub>c</sub>	45 °
α <sub>c</sub>	90 °
Ø <sub>s1</sub>	6 mm
#ARMAS	2 ud.
S <sub>ESPESAS</sub>	20 cm
A <sub>s</sub>	2.83 cm <sup>2</sup> /m

Esfuerzos de cálculo	
V <sub>ed</sub>	1 kN
N <sub>ed</sub>	0 kN
M <sub>ed</sub>	0 m·kN

Características de los materiales	
f <sub>yk</sub>	500 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>yk</sub> k	500 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>yk</sub>	20 N/mm <sup>2</sup>
Control del hormigón	Indirecto
f <sub>td</sub>	15.00 N/mm <sup>2</sup>
TMA	12 mm
γ <sub>s</sub>	1.15 u
γ <sub>c</sub>	1.73 u
α <sub>cc</sub>	1.00 u
f <sub>td</sub>	434.78 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>td</sub> d	434.78 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>td</sub>	11.56 N/mm <sup>2</sup>
E <sub>s</sub>	2.E+05 N/mm <sup>2</sup>

Definición geomecánica de la sección.

RESULTADOS	
<b>Resultados previos</b>	<b>Cortante que la sección puede resistir:</b>
M <sub>ed</sub> 11.18 mkN	V <sub>u</sub> 89.44 kN
La sección no fisura	<b>Interpretación de resultados</b>
V <sub>ed</sub> 494.22 kN	Cumple, no es necesario aumentar ni armadura ni sección
La sección cumple a compresión oblicua	
V <sub>ed</sub> 89.44 kN	
V <sub>cu</sub> 0.00 kN	
V <sub>su</sub> 48.35 kN	
No requiere Armadura	

Viga exterior de 30x50. Resistencia a cortante en aplicación de EHE-08, V<sub>u</sub>=89,44 kN.

### 11.2.2. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE EN APLICACIÓN DE LA EH-91.

- Viga de sección 20x80. Apoyo con 3φ10. Armadura a cortante de φ6/20.

Cortante EH-91			
fcd (kg/cm <sup>2</sup> )	116.6		Viga exterior
fcv (kg/cm <sup>2</sup> )	5.399073995		Vcu (kN) 82.06592
fcv (MPa)	0.539907399		Vsu (kN) 67.46258
d (mm)	760		Vu (kN) 149.5285
b (mm)	200		
As/m (cm <sup>2</sup> /m)	2.82		
f <sub>yd</sub> (MPa)	349.75		

Evaluación de la resistencia a cortante en aplicación de la EH-91 para la viga exterior.



- Viga de sección 30x50. Apoyo con 2 $\phi$ 10 + 2 $\phi$ 14. Armadura a cortante de  $\phi$ 6/20.

Cortante EH-91				
fcd (kg/cm <sup>2</sup> )	116.6		Viga interior	
fcv (kg/cm <sup>2</sup> )	5.399073995		Vcu (kN)	74.50722
fcv (MPa)	0.539907399		Vsu (kN)	40.83261
d (mm)	460		Vu (kN)	115.3398
b (mm)	300			
As/m (cm <sup>2</sup> /m)	2.82			
f <sub>yd</sub> (MPa)	349.75			

*Evaluación De la resistencia a cortante en aplicación de la EH-91 para la viga interior.*



## 12. VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DEL FORJADO. VERIFICACIÓN DE VIGAS EXISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO.

### 12.1. VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE VIGAS EXISTENTES.

Este apartado tiene como objeto justificar el mejor comportamiento posible del forjado existente en cuanto al reparto de carga que el forjado unidireccional formado por 2 vanos de 6 metros puede materializar, destacado por los siguientes puntos de referencia:

- Las resistencias a flexión de las vigas de extremo son comparables a las resistencias a flexión de las vigas interiores, mientras que los anchos de carga y/o zona de influencia de carga son netamente diferentes, con una mayor zona de influencia de carga correspondiente a la viga interior. Como consecuencia se verifica que las vigas de extremo tendrán coeficientes de uso superiores a la viga interior, siendo esta viga de carga la que limita la resistencia estructural del forjado.
- Los forjados unidireccionales han sido validados con las pruebas de carga realizadas obteniendo en todos los casos resultados favorables.
- En cuanto al reparto transversal de carga, resulta un factor determinante el grado de hiperestaticidad y/o continuidad de la viga continua de 2 vanos que forma el forjado unidireccional, de forma que se procede a realizar un “cálculo por capacidad”, aprovechado la máxima capacidad de reparto de carga disponible, movilizandando la resistencia a negativo del forjado unidireccional existente, con un armado superior de  $4 \phi 6$  y un momento ultimo de 13,87 mkN/m. Este escenario de análisis se denomina en las tablas de cálculo: Red. Plástica.
- Según se indica en EHE, y en EFHE (Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón estructural realizados con elementos prefabricados) ya derogada por EHE, para el análisis de los Estados Límites Últimos pueden considerarse también leyes de momentos flectores redistribuidas según los límites indicados en normativa (20 a 30 %). También se indica que es posible también considerar como leyes envolventes de momentos flectores las que resulten de igualar, en valor absoluto, los momentos en los apoyos y en el vano. Este procedimiento, comúnmente conocido como el método de La Huerta, que está avalado por la experiencia, no requiere el planteamiento de alternancias de sobrecargas. Las leyes de esfuerzos cortantes se deben deducir, en este caso, a partir de los momentos negativos generados, y por ende el reparto de carga entre la viga exterior y la viga interior de la edificación existente.
- De esta forma se plantean para el análisis del forjado unidireccional en este apartado, 4 escenarios de análisis con objeto de evaluar el reparto de carga generado, siendo el escenario Red. Plástica el adoptado en los cálculos al ser el más beneficioso para la evaluación de la capacidad resistente de la estructura existente. A saber:



- Escenario: Reparto Hiperestático. Correspondiente a los esfuerzos de una viga continua de 2 vanos, y por tanto con la mayor concentración de carga posible sobre la viga interior. Este escenario no es real en la medida que es posible un relajamiento de los momentos flectores a negativo en el forjado unidireccional, las vigas exteriores tienen mayor rigidez que las interiores, y fundamentalmente no se dispone de resistencia a flexión negativa en el forjado para resistir los esfuerzos que se generarían, motivando una redistribución plástica.
- Escenario: Reparto Isostático. Correspondiente a los esfuerzos de una viga isostática con 2 vanos separados. Este escenario no es real en la medida que existe continuidad en el propio forjado unidireccional motivada por el armado a negativo identificado y por la necesaria rigidez horizontal para resistir acciones horizontales (Viento).
- Escenario: EFHE (La Huerta). Escenario con una mayor redistribución plástica en el propio forjado unidireccional, correspondiente a igual en valor absoluto los momentos en los apoyos y en el vano del forjado unidireccional, usual en el dimensionamiento estructural. Este escenario no se ha considerado en la medida que no se ha detectado armadura a negativo en el forjado suficiente para soportar los esfuerzos flectores en vigueta generados, y ser más desfavorable en el reparto de carga entre viga exterior e interior.
- Escenario Red.Plástica. Escenario que se aproxima al comportamiento esperado para los forjados existentes, evaluado en Estados Límites Últimos (Cargas de diseño), donde se moviliza la máxima capacidad de carga disponible para el forjado unidireccional, y por ende con una evaluación de carga sobre viga exterior e interior que en agotamiento es posible considerar.

Toda vez se ha evaluado el reparto de carga que el forjado unidireccional permite entre las vigas exteriores e interiores, se procede a evaluar la resistencia de cada una de ellas (Viga interior y exterior), considerando adicionalmente un cierto porcentaje de redistribución plástica permitido.

Los resultados de cálculo para el forjado existente con la consideración de una sobrecarga de uso de carácter general de  $3 \text{ kN/m}^2$ , se muestra en la siguiente tabla de cálculo:

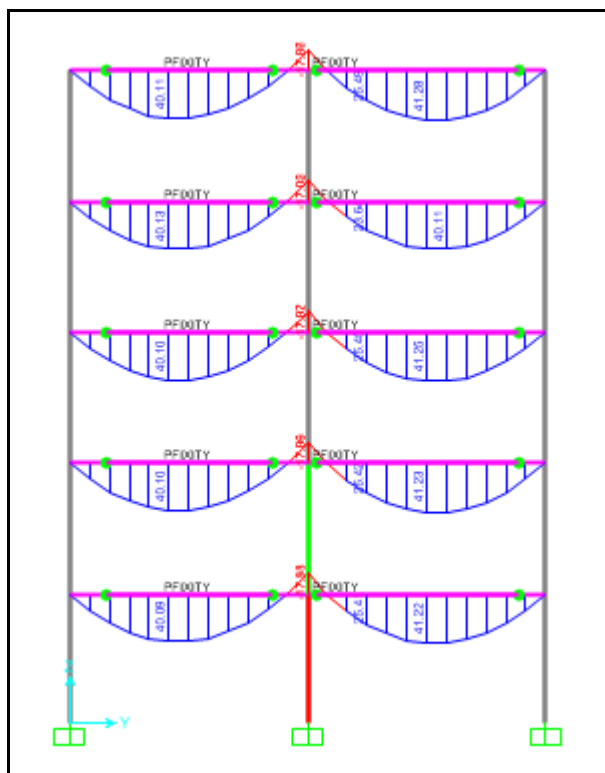


Verificación estructural del forjado													
Datos del forjado		Coef seguridad		Mu CV		Mu Apo	Vu EHE	Vu EH-91					
L vigueta	6	1.35		Viga exterior	51.22	76.83	95.4	149.5					
PP+CM+TAB	4.55	1.5		Viga interior	59.6	90.54	89.44	115.33					
SCU	3												
qd	10.6425												
pd=qd*L	63.855												
qd*L^2	383.13												
M0	47.89125												
Caso de reparto de carga		Reparto de carga		Flectores									
% Redistribucion		Viga Exterior	Viga interior	Max	Apoyo	Mmax	Mapoyo						
Reparto hiperestático	0	0.375	0.625	0.0703125	-0.125	26.93882813	-47.89125						
Reparto isostático	100	0.5	0.5	0.125	0	47.89125	0						
EFHE	33.3	0.416625	0.583375	0.086788195	-0.083375	33.25116127	-31.94346375						
Redistribución plástica	70	0.4625	0.5375	0.106953125	-0.0375	40.97695078	-14.367375						
Esfuerzos en vigas													
Viga exterior		Coef. Seguridad											
PP (kN/m)	CM (kN/m)	SCU (kN/m)	Fachada (kN/m)	Perm	Scu								
L (m)	3.9	4	13.65	9	6.3	1.35	1.5	Coeficiente de uso					
		Flexion		Cortante									
qd (kN/m)	MCV	M AP	V eje pilar	V canto util d	Red. Plastica	MCV	M AP	MCV	MAP	EHE	EH-91		
Reparto hiperestático	37.850625	23.98783359	47.97566719	73.80871875	39.74315625	15	31.18418367	40.77931711	1.642499305	1.88404332	2.400413279	3.761653933	
Reparto isostático	45.8325	29.04634688	58.09269375	89.373375	48.124125	15	37.76025094	49.37878969	1.35645285	1.55593121	1.982373705	3.106549989	
EFHE	40.50858938	25.67231852	51.34463703	78.99174928	42.53401884	15	33.37401407	43.64294148	1.534726985	1.76042213	2.242910559	3.514833634	
Redistribución plástica	43.4379375	27.52879289	55.05758578	84.70397813	45.60983438	15	35.78743076	46.79894791	1.431228756	1.641703573	2.091654164	3.277801861	
Viga interior		Coef. Seguridad											
PP (kN/m)	CM (kN/m)	SCU (kN/m)	Fachada (kN/m)	Perm	Scu								
L (m)	3.9	3.75	13.65	9	0	1.35	1.5	Coeficiente de uso					
		Flexion		Cortante									
qd (kN/m)	MCV	M AP	V eje pilar	V canto util d	Red. Plastica	MCV	M AP	MCV	MAP	EHE	EH-91		
Reparto hiperestático	78.09075	49.49001281	98.98002563	152.2769625	101.517975	15	64.33701666	84.13302178	0.926371832	1.076152955	0.881026242	1.13605497	
Reparto isostático	63.4041	40.18234838	80.36469675	123.637995	82.42533	15	52.23705289	68.30999224	1.140952575	1.325428346	1.085103329	1.399205802	
EHE (Anejo 12)	72.803556	46.13925362	92.27850723	141.9669342	94.6446228	15	59.9810297	78.43673115	0.993647497	1.154306135	0.945008785	1.218558399	
Redistribución plástica	67.110228	42.531107	85.06221399	130.8649446	87.2432964	15	55.29043909	72.30288189	1.077944053	1.252232243	1.025179053	1.321935378	

Verificación estructural del forjado. Verificación de vigas existentes. Reparto de cargas y redistribución de esfuerzos



Atendiendo a los resultados obtenidos en el cálculo por capacidad, se procede a calibrar el modelo de SAP 2000 para que se comporte acorde al escenario denominado Redistribución plástica. En la siguiente imagen se muestra el modelo calibrado:



Ley de esfuerzos flectores obtenida para el forjado unidireccional de dos vanos de 6 metros de longitud para la combinación de  $1,35PP+1,35CM + 1.5 SCU$  en SAP 2000.

## 12.2.COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE CYPECAD, SAP 2000 Y HERRAMIENTAS DE ELABORACIÓN PROPIA.

En los cálculos por capacidad presentados no se ha tenido en cuenta otras acciones como viento y/o sismo, así como la transmisión de carga de las viguetas frente a la simplificación practicada de carga lineal uniforme equivalente. No obstante, seguidamente se muestran los resultados de cálculo obtenidos en CYPECAD y SAP 2000, donde se puede verificar la bondad de los cálculos realizados:

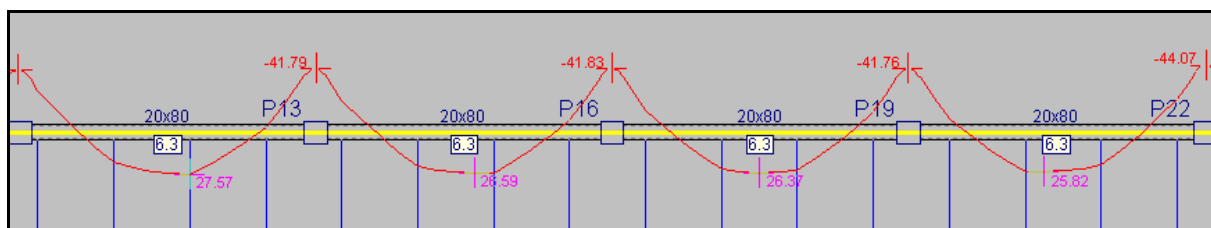


Diagrama de esfuerzos flectores en viga exterior (20x80) para la combinación de  $1,35PP+1,35CM + 1.5 SCU$  en forjado 1 obtenida en CYPECAD.

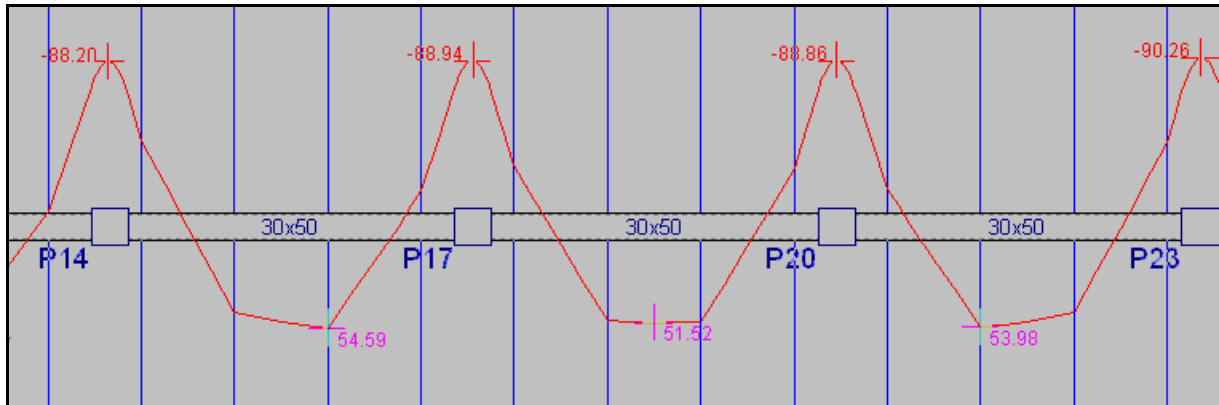


Diagrama de esfuerzos flectores en viga interior (30x50) para la combinación de 1,35PP+1,35CM + 1.5 SCU en forjado 1 obtenida en CYPECAD.

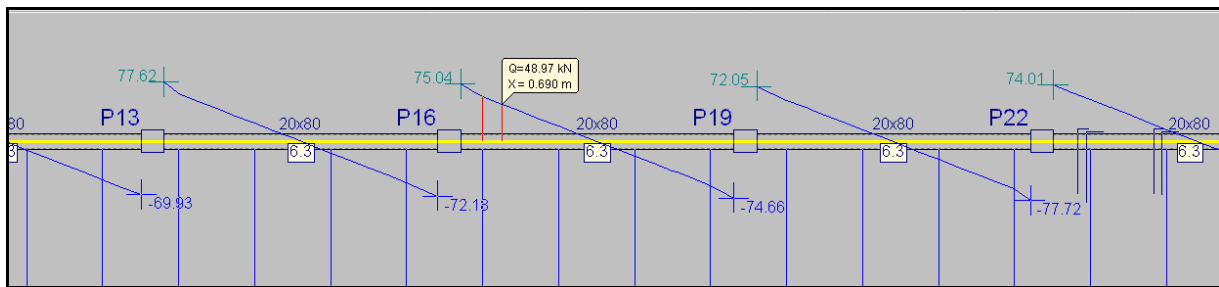


Diagrama de esfuerzos cortantes en viga exterior (20x80) para la combinación de 1,35PP+1,35CM + 1.5 SCU en forjado 1 obtenida en CYPECAD.

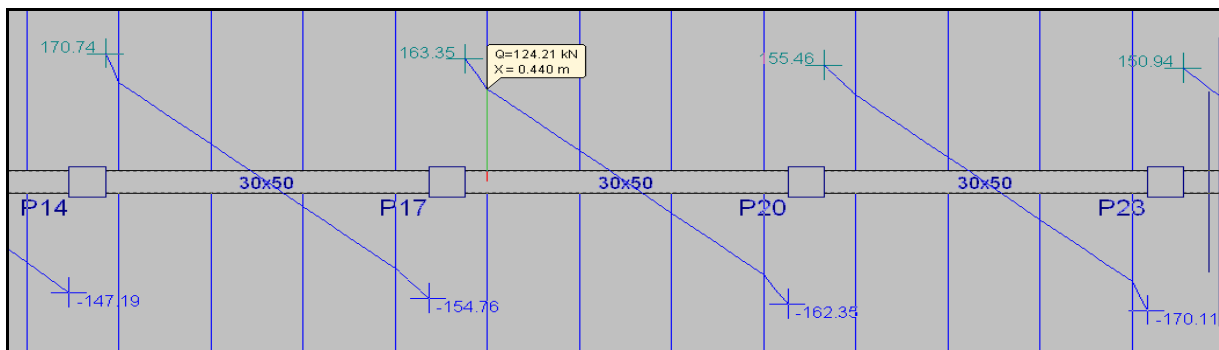


Diagrama de esfuerzos cortantes en viga interior (30x50) para la combinación de 1,35PP+1,35CM + 1.5 SCU en forjado 1 obtenida en CYPECAD.

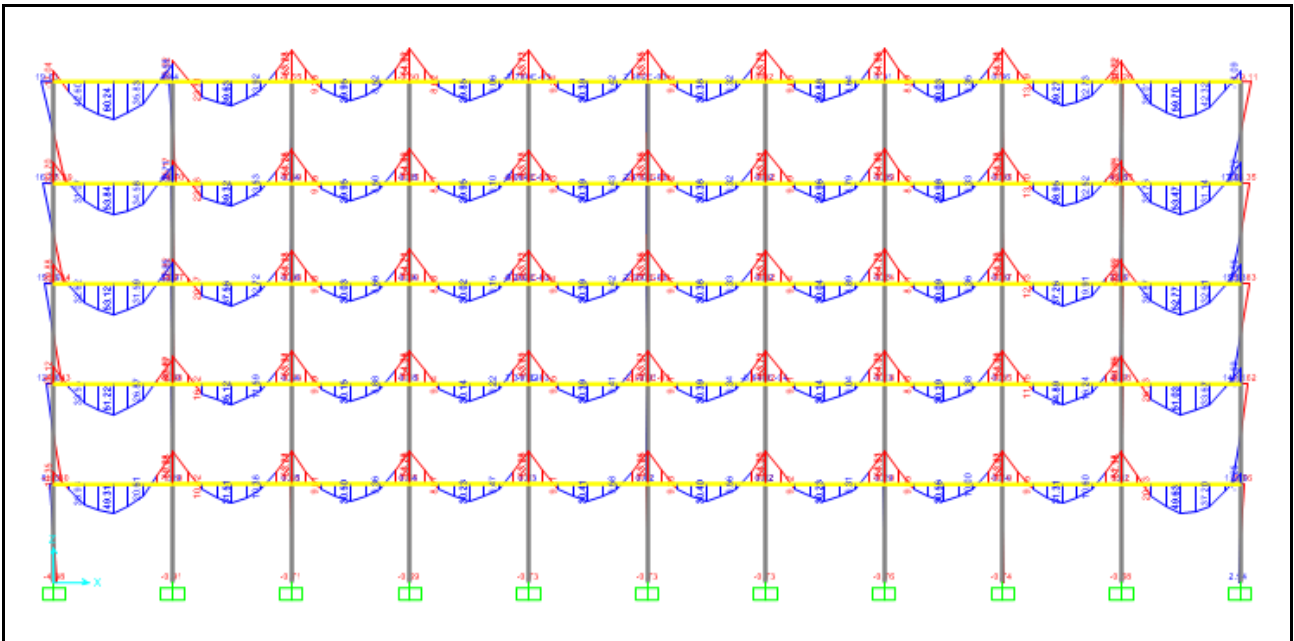
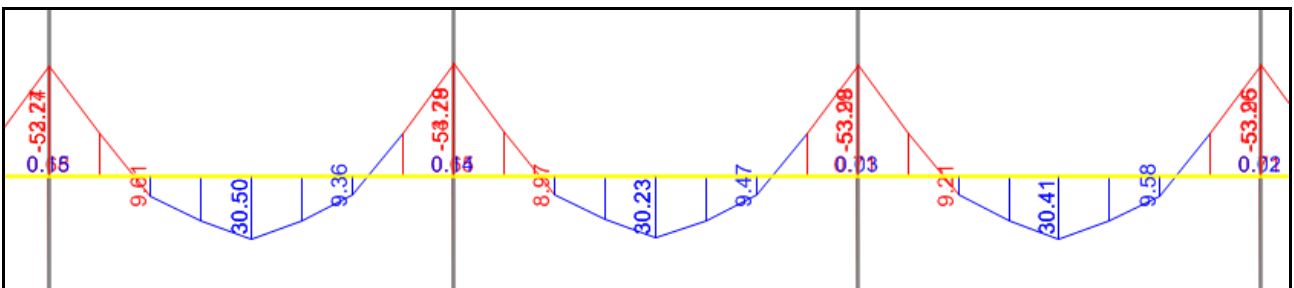


Diagrama de esfuerzos flectores en viga exterior (20x80) para la combinación  $1,35PP+1,35CM+1,5SCU$  en forjado 1 obtenida en SAP 2000.



Valor de los momentos obtenidos para la viga exterior (20x80) ubicada en el forjado 1 para la combinación de  $1,35PP+1,35CM+1,5SCU$  obtenida en SAP 2000.

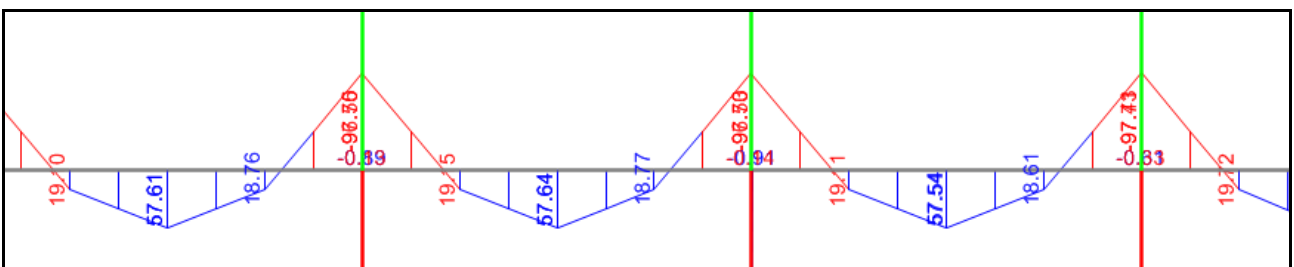


Diagrama de esfuerzos flectores en viga interior (30x50) para la combinación  $1,35PP+1,35CM+1,5SCU$  en forjado 1 obtenida en SAP 2000.

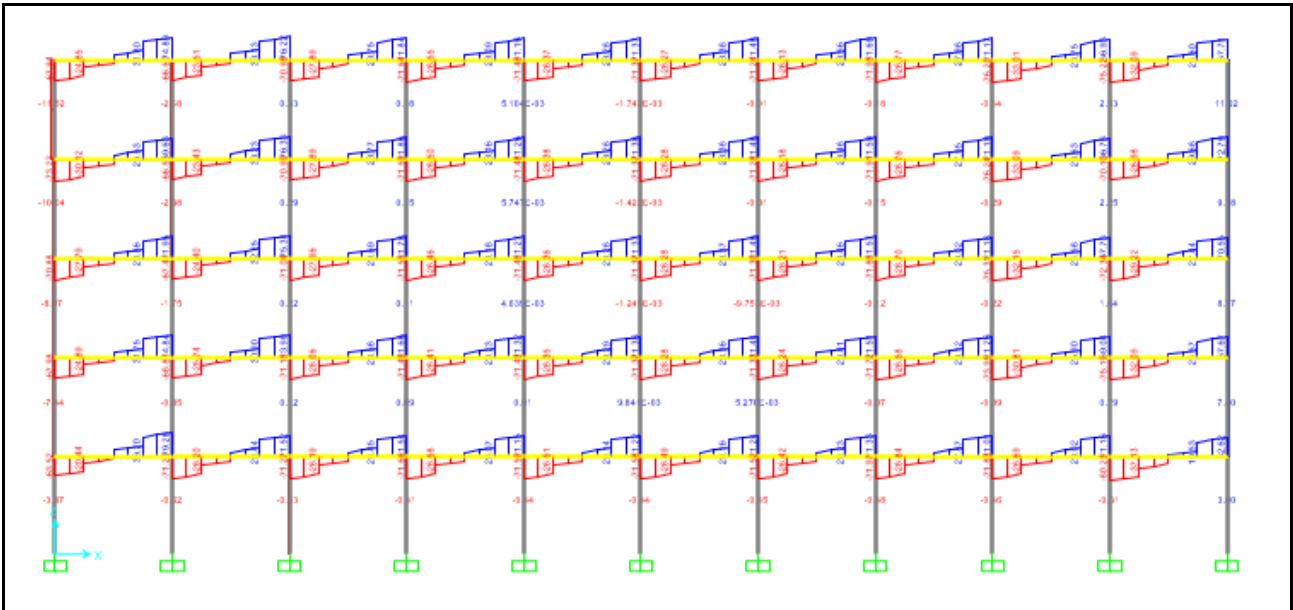
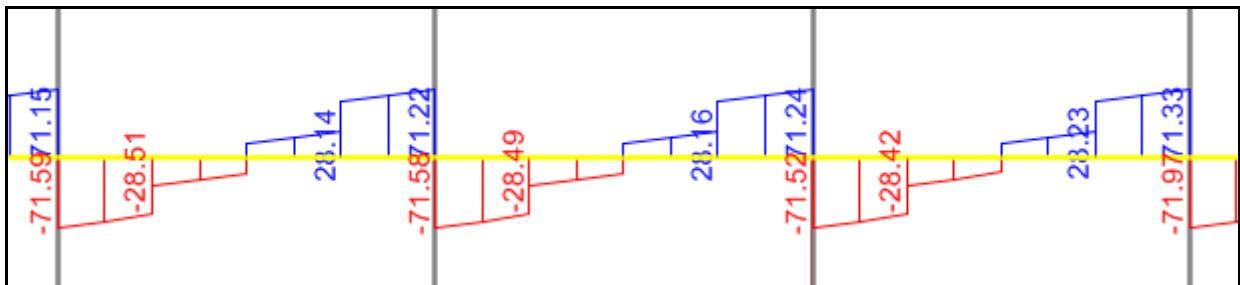
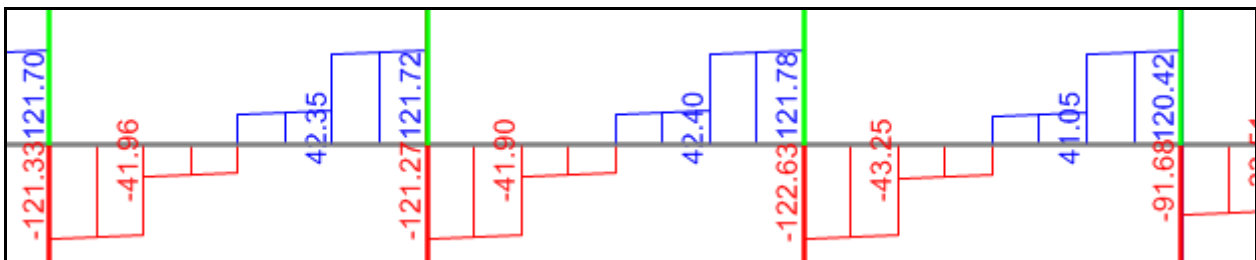


Diagrama de esfuerzos cortantes en viga exterior (20x80) para la combinación 1,35PP+1,35CM+1,5SCU en forjado 1 obtenida en SAP 2000.



Valores de esfuerzos cortantes en viga exterior (20x80) para la combinación 1,35PP+1,35CM+1,5SCU en forjado 1 obtenida en SAP 2000.



Valores de esfuerzos cortantes en viga interior (30x50) para la combinación 1,35PP+1,35CM+1,5SCU en forjado 1 obtenida en SAP 2000.

### 12.3. CONCLUSIONES OBTENIDAS PARA VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO.

En atención a los cálculos realizados se obtienen las siguientes conclusiones

- Los resultados de cálculos predecibles en la evaluación de los estados límites últimos, se corresponden con el escenario de **Red. Plástica**, ya que se moviliza la máxima capacidad resistente disponible para el negativo del forjado unidireccional existente, al tiempo que es compatible con la rigidez de los elementos existentes (Inercia Viga Exterior > Inercia Viga Interior), así como las capacidades de resistencia existentes (Resistencia Viga Exterior  $\approx$  Resistencia Viga Interior).
- La viga exterior de hormigón armado cumple en todos los escenarios posibles, incluso con un amplio margen de resistencia.
- La viga interior de hormigón armado es el elemento estructural más débil y/o limitante del forjado, respecto a la carga máxima que es capaz de soportar.
- En la consideración de una sobrecarga de uso de carácter general de 3,00 kN/m<sup>2</sup>, que entendemos es el escenario probable de dimensionamiento del proyecto original, se obtienen valores de los coeficientes de uso a flexión próximos a la unidad. En la consideración del escenario de máxima capacidad de carga Red.Plástica, se obtienen coeficientes de uso en la evaluación de ELU frente solicitaciones normales (Flexión) algo superiores a la unidad, cumpliendo debidamente.
- En la consideración de una sobrecarga de uso de carácter general de 3,00 kN/m<sup>2</sup>, se obtiene un valor del coeficiente de uso a cortante ligeramente inferior a la unidad, en aplicación de los criterios de EHE, pero de 1,32 en aplicación de los criterios de EH-91 y/o normas anteriores. Tal y como se ha indicado en el apartado correspondiente a la metodología de ELU frente solicitaciones de cortante, el criterio de EHE para vigas de hormigón armado con bajas cuantías de armadura longitudinal como es el caso, infravalora la contribución del hormigón en la resistencia al esfuerzo cortante.
- Debido a que la verificación a cortante teniendo en cuenta la normativa actual se obtienen valores ligeramente inferiores al a unidad, se propone una posible solución y/ refuerzo a cortante. Este refuerzo consiste en proyectar fibra de carbono en los cuartos extremos de la viga. Se trata de una solución sencilla de ejecutar puesto que se aplicaría sobre vigas de cuelgue, con lo que la fibra de carbono quedaría a modo de U que abraza la viga. La fibra de carbono deberá ser anclada correctamente al forjado. Por último, se proyecta un mortero a modo de protección.



## 13. VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE PILARES DE HORMIGÓN ARMADO.

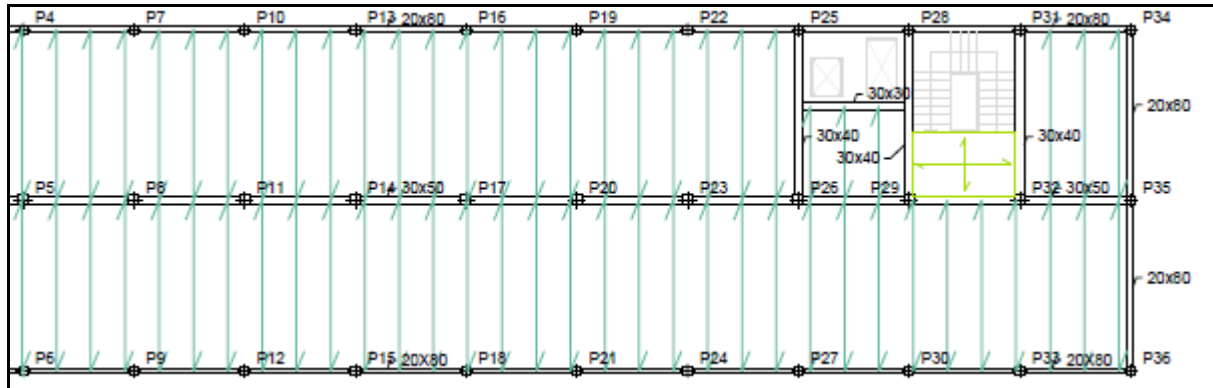
### 13.1. INTRODUCCIÓN. CONSIDERACIONES PREVIAS.

Para la evaluación estructural de los pilares de hormigón armado se emplean los resultados de esfuerzos obtenidos del modelo de cálculo de SAP 2000, de forma que mediante herramientas de cálculo de elaboración propia se procede a determinar los coeficientes de uso de cada tramo de pilar con la aplicación de los “ábacos de roseta”, aplicando la metodología ya descrita, y por tanto con la consideración de la excentricidad mínima y efectos de pandeo en aplicación de EHE. La evaluación de los coeficientes de uso de pilares se realiza con las siguientes consideraciones y supuestos:

- La evaluación estructural de los pilares se ha realizado empleando la geometría de pilar identificada en la caracterización geométrica, así como su armadura detectada mediante catas.
- Se considera un coeficiente  $\alpha_{cc} = 1$ , en vez del valor 0,85 adoptado hasta la aplicación de EHE. Este coeficiente que tiene en cuenta el cansancio del hormigón permite aprovechar aún más la capacidad resistente disponible del hormigón.
- Para cada uno de los tramos de pilar de la edificación, y las combinaciones para ELU definidas en los modelos SAP se obtienen los coeficientes de uso mediante “ábacos de roseta”. De esta forma se genera una gran cantidad de resultados de cálculo mostrando en la presente memoria las tablas con resultados de cálculo en todos los pilares, así como los resultados específicos más significativos.
- Los resultados de cálculo obtenidos en pilares se agrupan entre las combinaciones con cargas de origen gravitatorio (PP; CM, TAB; USO) y las combinaciones con acciones de viento, debido fundamentalmente a la diferencia en los resultados de cálculo obtenidos. Resultados de cálculo de combinaciones gravitatorias CUG frente a combinaciones que incluyen efectos de viento CUV.
- La acción que limita la resistencia de los pilares es la acción del viento, siendo la acción sísmica de menor influencia que esta, tal y como era de esperar, puesto que Valencia se encuentra en una zona geográfica donde el sismo tiene una baja importancia.
- Los cálculos correspondientes a la consideración de una sobrecarga de uso de 3,00 kN/m<sup>2</sup> se realizan con la consideración de un coeficiente reductor de la resistencia del hormigón de valor  $\gamma_c = 1,50$ , en aplicación de la normativa en vigor EHE.

### 13.2. NOMENCLATURA DE PILARES. GEOMETRÍA Y ARMADO. ESQUEMAS DE DIAGRAMAS DE ESFUERZOS DE SAP 2000.

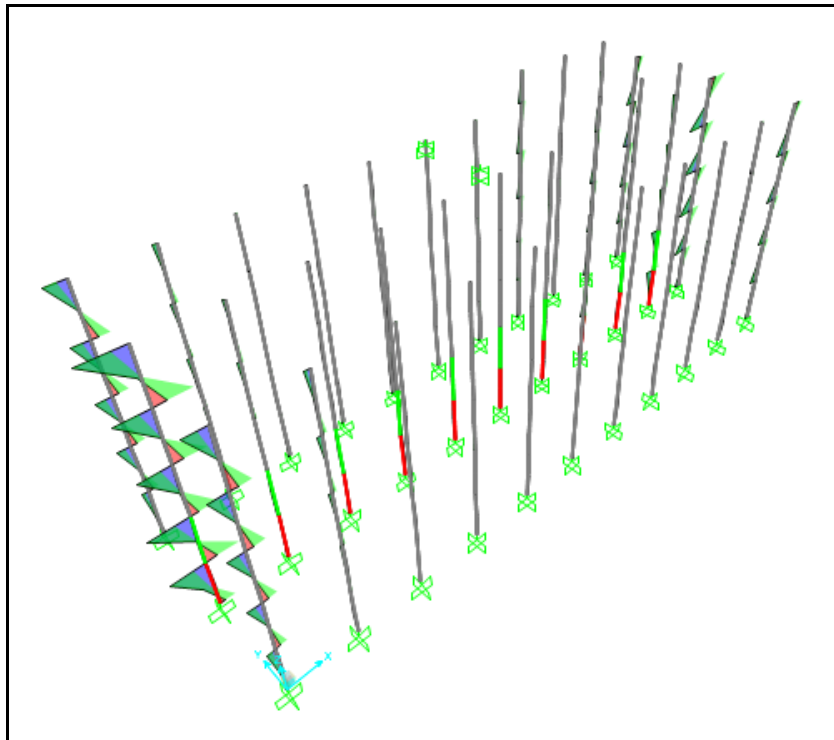
Seguidamente se muestran la nomenclatura de pilares, geometría y armado identificada en la caracterización geométrica, así como esquemas de diagramas de esfuerzos de SAP 2000.



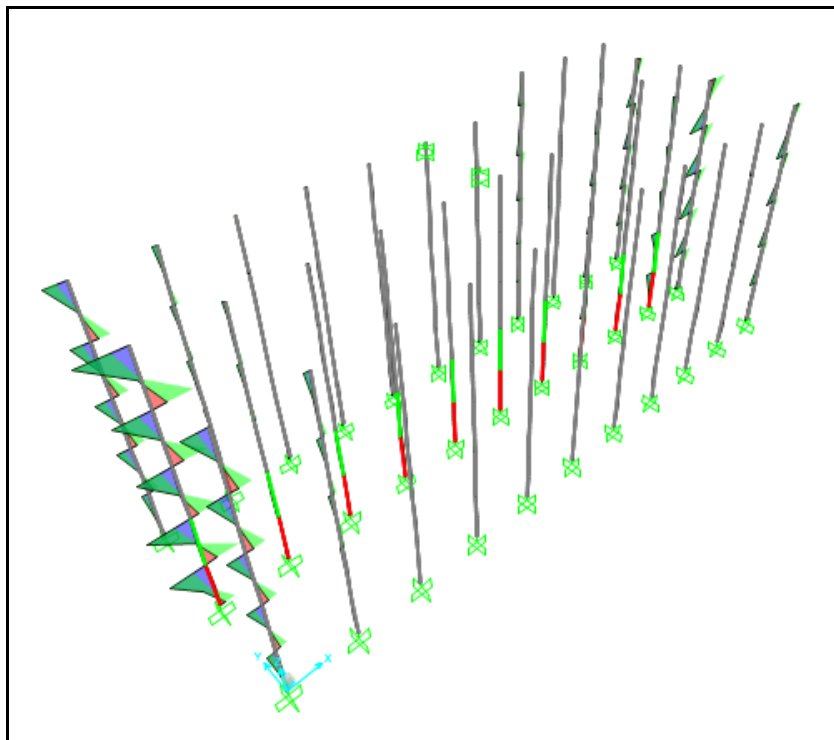
*Nomenclatura de pilares utilizada en el cálculo.*

	PLTA. BAJA	1ª PLTA.	2ª PLTA.	3ª PLTA.	4ª PLTA.
<b>P-16</b>	 30 x 30 cm. 4 Ø 14 Cerco Ø 8 x 20 Recub. max.- 25 mm. Recub. min.- 10 mm. Prof. Carbon.- 20 mm.	 30 x 30 cm. 4 Ø 10 Ø 8 45 mm. 35 mm. 15 mm.	 30 x 30 cm. 4 Ø 10 Ø 6 x 20 50 mm. 25 mm. 15 mm.		
<b>P-26</b>	 40 x 40 cm. 4 Ø 16 + 4 Ø 10 Cerco Ø 8 x 20 Recub. max.- 25 mm. Recub. min.- 10 mm. Prof. Carbon.- 20 mm.	 35 x 35 cm. 4 Ø 12 Ø 8 x 20 35 mm. 15 mm. 10 mm.	 30 x 30 cm. 4 Ø 10 Ø 6 x 20 25 mm. 15 mm. 10 mm.		 30 x 30 cm. 4 Ø 10 Ø 6 x 20 45 mm. 7 mm. 10 mm.
<b>P-34</b>	 30 x 30 cm. 4 Ø 16 Cerco Ø 8 x 20 Recub. max.- 35 mm. Recub. min.- 20 mm. Prof. Carbon.- 25 mm.	 30 x 30 cm. 4 Ø 14 - 45 mm. 35 mm. 35 mm.	 30 x 30 cm. 4 Ø 12 Ø 6 25 mm. 15 mm. 15 mm.	 30 x 30 cm. 4 Ø 10 Ø 6 20 mm. 10 mm. 10 mm.	
<b>P-35</b>	 30 x 30 cm. 4 Ø 20 Cerco Ø 8 x 20 Recub. max.- 15 mm. Recub. min.- 10 mm. Prof. Carbon.- 20 mm.	 30 x 30 cm. 4 Ø 16 - 30 mm. 30 mm. 25 mm.	 30 x 30 cm. 4 Ø 14 Ø 6 x 20 35 mm. 35 mm. 35 mm.	 30 x 30 cm. 4 Ø 10 Ø 6 25 mm. 10 mm. 15 mm.	 30 x 30 cm. 4 Ø 10 - 30 mm. 15 mm. 20 mm.
	PLTA. BAJA	1ª PLTA.	2ª PLTA.	3ª PLTA.	4ª PLTA.

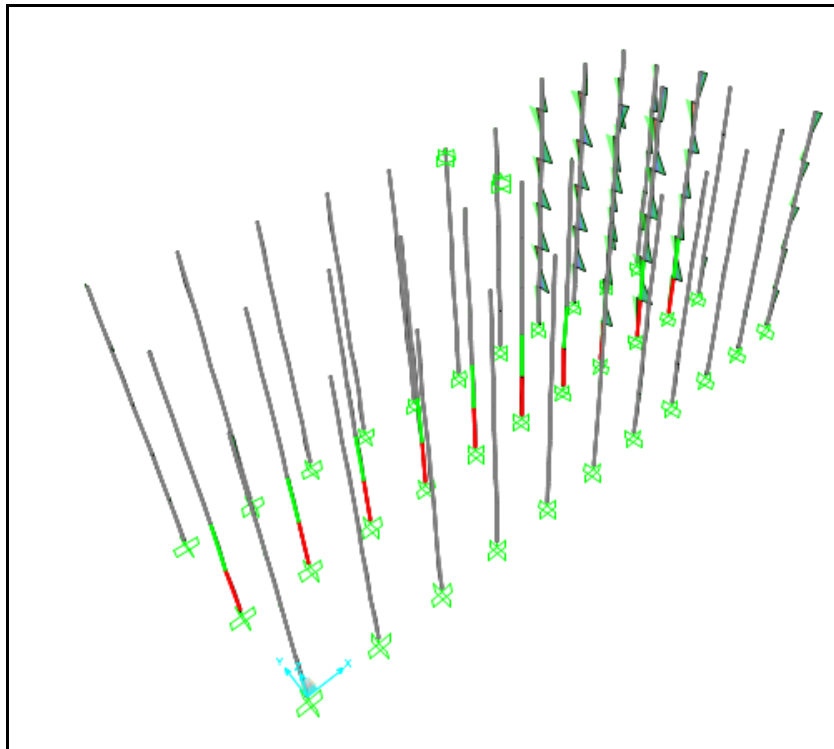
*Pilares. Secciones y armaduras identificadas durante las visitas a obra.*



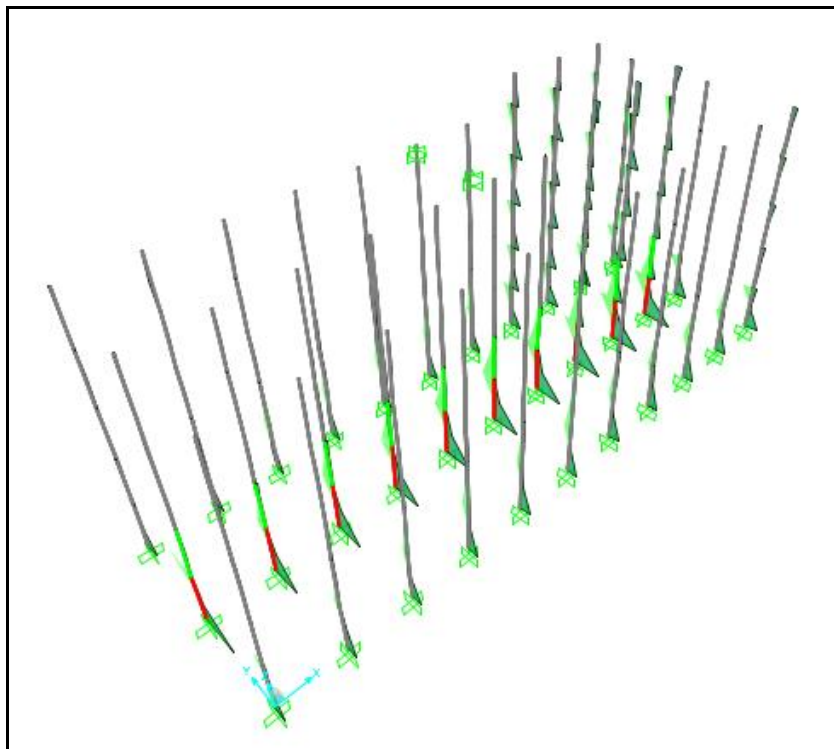
*Diagramas de esfuerzos flectores M3-3 en combinación envolvente de combinaciones con cargas verticales de origen gravitatoria.*



*Diagramas de esfuerzos flectores M3-3 en combinación envolvente de combinaciones con cargas horizontales (Viento).*



*Diagramas de esfuerzos flectores M2-2 en combinación envolvente de combinaciones con cargas verticales de origen gravitatoria.*



*Diagramas de esfuerzos flectores M2-2 en combinación envolvente de combinaciones con cargas horizontales (Viento).*

### 13.3. RESULTADOS DE CÁLCULO.

Los resultados obtenidos para los pilares se han dividido en 4 grupos, atendiendo a su respuesta estructural, agrupando aquellos pilares que presentar una respuesta estructural similar.

- Pilares tipo 1: Pilares ubicados en las dos fachadas de mayor dimensión del edificio.
- Pilares tipo 2: Pilares ubicados en la parte central del edificio.
- Pilares tipo 3: Pilares ubicados en la esquina del edificio.
- Pilares tipo 4: Pilares ubicados en la fachada corta del edificio.

Pilares tipo 1: Pilares ubicados en las dos fachadas de mayor dimensión del edificio:

Planta	Pilar	Tipo	Características	C.U. G	C.U.V.
Planta baja	9	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 14)	1.36	0.44
	12	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 14)	1.168	0.38
	15	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 14)	1.256	0.41
	18	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 14)	1.234	0.42
	21	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 14)	1.249	0.41
	24	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 14)	1.236	0.403
	27	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 14)	1.256	0.41
	30	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 14)	1.172	0.375
	33	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 14)	1.229	0.416
	36	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 14)	1.256	0.41
	7	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 14)	1.133	0.34
	10	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 14)	1.154	0.31
	13	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 14)	1.149	0.36
	16	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 14)	1.142	0.37
	19	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 14)	1.168	0.35
	22	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 14)	3.34	0.5
25	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 14)	6.48	0.77	
28	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 14)	4.65	0.69	

*Coeficientes de uso obtenidos para los pilares de planta baja ubicados en las fachadas largas del edificio.*

Planta	Pilar	Tipo	Características	C.U. G	C.U.V.
Planta 1	9	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.34	0.44
	12	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.23	0.32
	15	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.28	0.37
	18	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.3	0.36
	21	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.31	0.35
	24	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.29	0.35
	27	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.28	0.33
	30	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.22	0.31
	33	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.35	0.42
	36	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.34	0.41
	7	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.23	0.34
	10	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.28	0.31
	13	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.3	0.36
	16	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.31	0.37
	19	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.29	0.35
	22	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	2.29	0.41
	25	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	4.17	0.57
28	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	3.1	0.58	

*Coefficientes de uso obtenidos para los pilares de planta 1 ubicados en las fachadas largas del edificio*

Planta	Pilar	Tipo	Características	C.U. G	C.U.V.
Planta 2	9	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.93	0.65
	12	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.89	0.6
	15	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.91	0.62
	18	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.91	0.62
	21	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.91	0.62
	24	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.91	0.92
	27	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.92	0.64
	30	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.89	0.61
	33	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.94	0.66
	36	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.93	0.65
	7	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.89	0.615
	10	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.91	0.625
	13	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.92	0.64
	16	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.91	0.62
	19	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.93	0.63
	22	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	2.7	0.515
	25	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	3.5	0.55
28	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	2.9	0.5	

*Coefficientes de uso obtenidos para los pilares de planta 2 ubicados en las fachadas largas del edificio*

Planta	Pilar	Tipo	Características	C.U. G	C.U.V.
Planta 3	9	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	2.24	0.77
	12	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	2.2	0.74
	15	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	2.2	0.74
	18	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	2.2	0.75
	21	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	2.21	0.74
	24	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	2.21	0.75
	27	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	2.205	0.76
	30	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	2.22	0.76
	33	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	2.25	0.78
	36	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	2.23	0.75
	7	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	2.26	0.78
	10	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	2.24	0.78
	13	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	2.2	0.74
	16	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	2.19	0.73
	19	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	2.21	0.74
	22	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	3.41	0.63
25	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	4.56	0.65	
28	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	4.29	0.6	

*Coefficientes de uso obtenidos para los pilares de planta 3 ubicados en las fachadas largas del edificio*

Planta	Pilar	Tipo	Características	C.U. G	C.U.V.
Planta 4	9	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.15	0.381
	12	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.1	0.39
	15	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.15	0.37
	18	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.14	0.37
	21	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.13	0.37
	24	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.13	0.38
	27	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.14	0.38
	30	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.14	0.38
	33	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.13	0.37
	36	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.14	0.36
	7	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.15	0.38
	10	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.14	0.39
	13	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.12	0.38
	16	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.14	0.37
	19	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.13	0.35
	22	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.12	0.38
25	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.11	0.37	
28	Pilares de fachada larga	30x30 (4 $\phi$ 10)	1.12	0.35	

*Coefficientes de uso obtenidos para los pilares de planta 3 ubicados en las fachadas largas del edificio*



*Pilares tipo 2: Pilares ubicados en la parte central del edificio.*

Planta	Pilar	Tipo	Características	C.U. G	C.U.V.
Planta baja	8	Pilares centrales	40x40 (4 φ 16 + 4 φ 10)	3.41	0.6
	11	Pilares centrales	40x40 (4 φ 16 + 4 φ 10)	3.4	0.48
	14	Pilares centrales	40x40 (4 φ 16 + 4 φ 10)	3.45	0.5
	17	Pilares centrales	40x40 (4 φ 16 + 4 φ 10)	3.44	0.49
	20	Pilares centrales	40x40 (4 φ 16 + 4 φ 10)	3.44	0.51
	23	Pilares centrales	40x40 (4 φ 16 + 4 φ 10)	3.45	0.5
	26	Pilares centrales	40x40 (4 φ 16 + 4 φ 10)	3.43	0.49
	29	Pilares centrales	40x40 (4 φ 16 + 4 φ 10)	3.4	0.48
	32	Pilares centrales	40x40 (4 φ 16 + 4 φ 10)	4.1	0.6
35	Pilares centrales	40x40 (4 φ 16 + 4 φ 10)	3.8	0.651	

*Coefficientes de uso obtenidos para los pilares de planta baja ubicados en el interior del edificio*

Planta	Pilar	Tipo	Características	C.U. G	C.U.V.
Planta 1	8	Pilares centrales	35X35 (4 φ 12)	1.3	0.5
	11	Pilares centrales	35X35 (4 φ 12)	1.35	0.55
	14	Pilares centrales	35X35 (4 φ 12)	1.33	0.54
	17	Pilares centrales	35X35 (4 φ 12)	1.33	0.53
	20	Pilares centrales	35X35 (4 φ 12)	1.34	0.55
	23	Pilares centrales	35X35 (4 φ 12)	1.36	0.54
	26	Pilares centrales	35X35 (4 φ 12)	1.35	0.53
	29	Pilares centrales	35X35 (4 φ 12)	1.37	0.35
	32	Pilares centrales	35X35 (4 φ 12)	2.1	0.4
35	Pilares centrales	35X35 (4 φ 12)	1.6	0.41	

*Coefficientes de uso obtenidos para los pilares de planta 1 ubicados en el interior del edificio*

Planta	Pilar	Tipo	Características	C.U. G	C.U.V.
Planta 2	8	Pilares centrales	30X30 (4 φ 10)	0.9	0.35
	11	Pilares centrales	30X30 (4 φ 10)	0.99	0.34
	14	Pilares centrales	30X30 (4 φ 10)	0.98	0.35
	17	Pilares centrales	30X30 (4 φ 10)	0.99	0.36
	20	Pilares centrales	30X30 (4 φ 10)	0.96	0.32
	23	Pilares centrales	30X30 (4 φ 10)	0.98	0.35
	26	Pilares centrales	30X30 (4 φ 10)	0.99	0.35
	29	Pilares centrales	30X30 (4 φ 10)	0.98	0.36
	32	Pilares centrales	30X30 (4 φ 10)	1.5	0.3
35	Pilares centrales	30X30 (4 φ 10)	1.4	0.32	

*Coefficientes de uso obtenidos para los pilares de planta 2 ubicados en el interior del edificio*

Planta	Pilar	Tipo	Características	C.U. G	C.U.V.
Planta 3	8	Pilares centrales	30X30 (4 φ 10)	4.44	1.18
	11	Pilares centrales	30X30 (4 φ 10)	4.55	1.16
	14	Pilares centrales	30X30 (4 φ 10)	4.52	1.19
	17	Pilares centrales	30X30 (4 φ 10)	4.52	1.18
	20	Pilares centrales	30X30 (4 φ 10)	4.56	1.16
	23	Pilares centrales	30X30 (4 φ 10)	4.55	1.17
	26	Pilares centrales	30X30 (4 φ 10)	4.54	1.18
	29	Pilares centrales	30X30 (4 φ 10)	4.55	1.19
	32	Pilares centrales	30X30 (4 φ 10)	3.4	0.76
35	Pilares centrales	30X30 (4 φ 10)	3.9	0.85	

*Coefficientes de uso obtenidos para los pilares de planta 3 ubicados en el interior del edificio*

Planta	Pilar	Tipo	Características	C.U. G	C.U.V.
Planta 4	8	Pilares centrales	30X30 (4 $\phi$ 10)	7.27	2.3
	11	Pilares centrales	30X30 (4 $\phi$ 10)	7.25	2.4
	14	Pilares centrales	30X30 (4 $\phi$ 10)	7.26	2.3
	17	Pilares centrales	30X30 (4 $\phi$ 10)	7.27	2.5
	20	Pilares centrales	30X30 (4 $\phi$ 10)	7.25	2.3
	23	Pilares centrales	30X30 (4 $\phi$ 10)	7.24	2.3
	26	Pilares centrales	30X30 (4 $\phi$ 10)	7.26	2.3
	29	Pilares centrales	30X30 (4 $\phi$ 10)	7.25	2.4
	32	Pilares centrales	30X30 (4 $\phi$ 10)	3	0.88
35	Pilares centrales	30X30 (4 $\phi$ 10)	2.5	0.92	

*Coefficientes de uso obtenidos para los pilares de planta 4 ubicados en el interior del edificio*

Pilares tipo 3: Pilares ubicados en la esquina del edificio:

Planta	Pilar	Tipo	Características	C.U. G	C.U.V.
Planta baja	4	Pilares esquina	30x30 (4 $\phi$ 16)	8	1.19
	36	Pilares esquina	30x30 (4 $\phi$ 16)	8.1	1.2
	6	Pilares esquina	30x30 (4 $\phi$ 16)	8.05	1.19
	34	Pilares esquina	30x30 (4 $\phi$ 16)	6.6	0.89

*Coefficientes de uso obtenidos para los pilares de planta baja ubicados en las esquinas del edificio*

Planta	Pilar	Tipo	Características	C.U. G	C.U.V.
Planta 1	4	Pilares esquina	30x30 (4 $\phi$ 14)	6.1	0.99
	36	Pilares esquina	30x30 (4 $\phi$ 14)	6.25	0.99
	6	Pilares esquina	30x30 (4 $\phi$ 14)	6.2	1.03
	34	Pilares esquina	30x30 (4 $\phi$ 14)	4.8	0.87

*Coefficientes de uso obtenidos para los pilares de planta 1 ubicados en las esquinas del edificio*

Planta	Pilar	Tipo	Características	C.U. G	C.U.V.
Planta 2	4	Pilares esquina	30x30 (4 $\phi$ 12)	6.5	1.02
	36	Pilares esquina	30x30 (4 $\phi$ 12)	6.7	1.06
	6	Pilares esquina	30x30 (4 $\phi$ 12)	6.5	1.03
	34	Pilares esquina	30x30 (4 $\phi$ 12)	5.2	0.87

*Coefficientes de uso obtenidos para los pilares de planta 2 ubicados en las esquinas del edificio*

Planta	Pilar	Tipo	Características	C.U. G	C.U.V.
Planta 3	4	Pilares esquina	30x30 (4 $\phi$ 10)	5.6	1.05
	36	Pilares esquina	30x30 (4 $\phi$ 10)	5.9	1.1
	6	Pilares esquina	30x30 (4 $\phi$ 10)	5.8	1.07
	34	Pilares esquina	30x30 (4 $\phi$ 10)	4.5	0.95

*Coefficientes de uso obtenidos para los pilares de planta 3 ubicados en las esquinas del edificio*

Planta	Pilar	Tipo	Características	C.U. G	C.U.V.
Planta 4	4	Pilares esquina	30x30 (4 $\phi$ 10)	6.2	1.05
	36	Pilares esquina	30x30 (4 $\phi$ 10)	6.1	1.1
	6	Pilares esquina	30x30 (4 $\phi$ 10)	6.5	1.07
	34	Pilares esquina	30x30 (4 $\phi$ 10)	5.3	0.95

*Coefficientes de uso obtenidos para los pilares de planta 4 ubicados en las esquinas del edificio*



Pilares tipo 4: Pilares ubicados en las fachadas cortas del edificio:

Planta	Pilar	Tipo	Características	C.U. G	C.U.V.
Planta baja	5	Pilares fachada corta	30x30 (4 $\phi$ 20)	3.69	0.69
	35	Pilares fachada corta	30x30 (4 $\phi$ 20)	3.44	0.42

*Coeficientes de uso obtenidos para los pilares de planta baja ubicados en las fachadas cortas del edificio*

Planta	Pilar	Tipo	Características	C.U. G	C.U.V.
Planta 1	5	Pilares fachada corta	30x30 (4 $\phi$ 16)	3.5	0.6
	35	Pilares fachada corta	30x30 (4 $\phi$ 16)	2.5	0.55

*Coeficientes de uso obtenidos para los pilares de planta 1 ubicados en las fachadas cortas del edificio*

Planta	Pilar	Tipo	Características	C.U. G	C.U.V.
Planta 2	5	Pilares fachada corta	30x30 (4 $\phi$ 14)	3.4	0.65
	35	Pilares fachada corta	30x30 (4 $\phi$ 14)	2.3	0.51

*Coeficientes de uso obtenidos para los pilares de planta 2 ubicados en las fachadas cortas del edificio*

Planta	Pilar	Tipo	Características	C.U. G	C.U.V.
Planta 3	5	Pilares fachada corta	30x30 (4 $\phi$ 10)	3.1	0.6
	35	Pilares fachada corta	30x30 (4 $\phi$ 10)	2.6	0.55

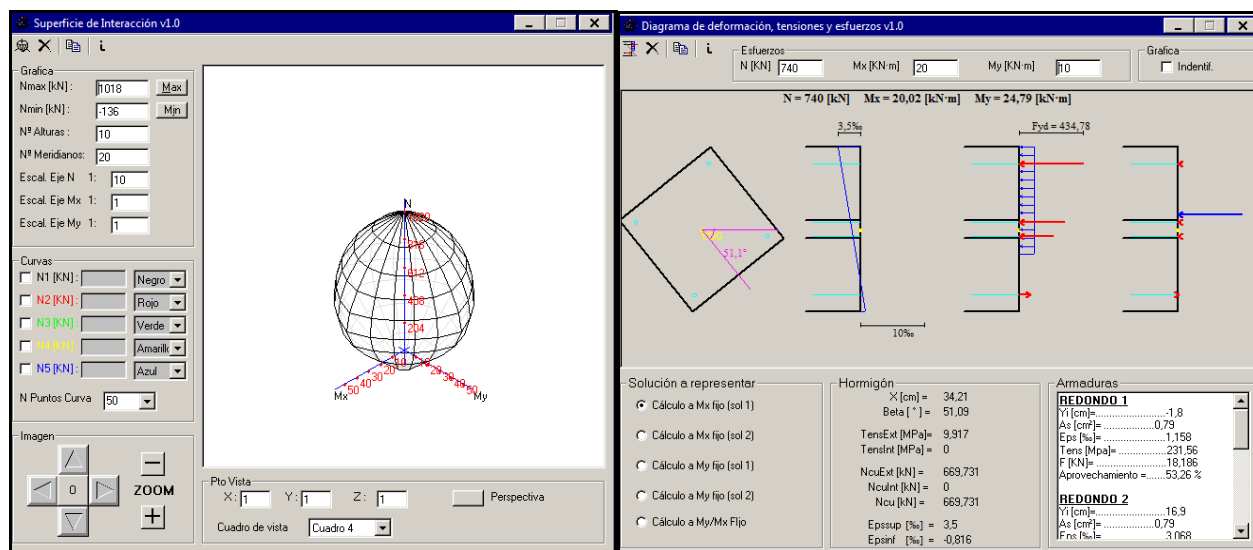
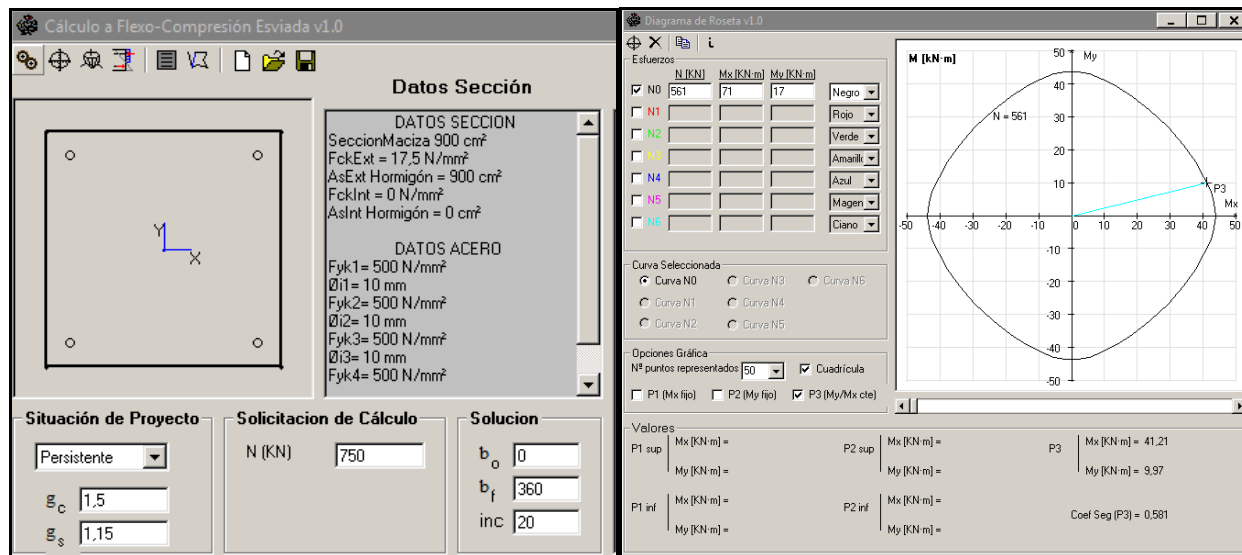
*Coeficientes de uso obtenidos para los pilares de planta 3 ubicados en las fachadas cortas del edificio*

Planta	Pilar	Tipo	Características	C.U. G	C.U.V.
Planta 4	5	Pilares fachada corta	30x30 (4 $\phi$ 10)	3.4	0.67
	35	Pilares fachada corta	30x30 (4 $\phi$ 10)	2.7	0.59

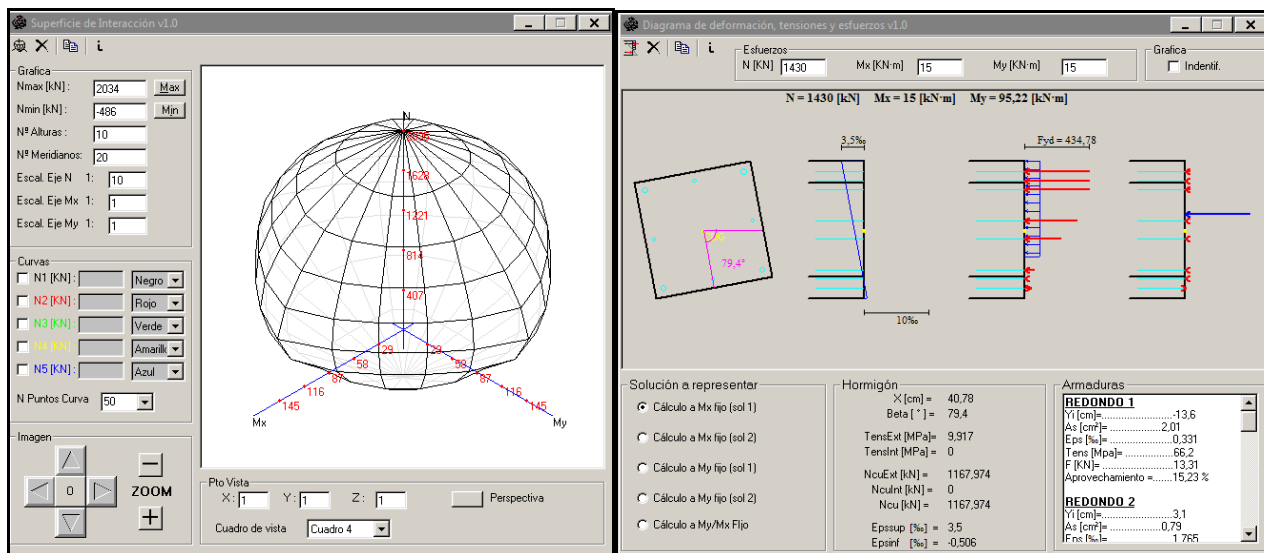
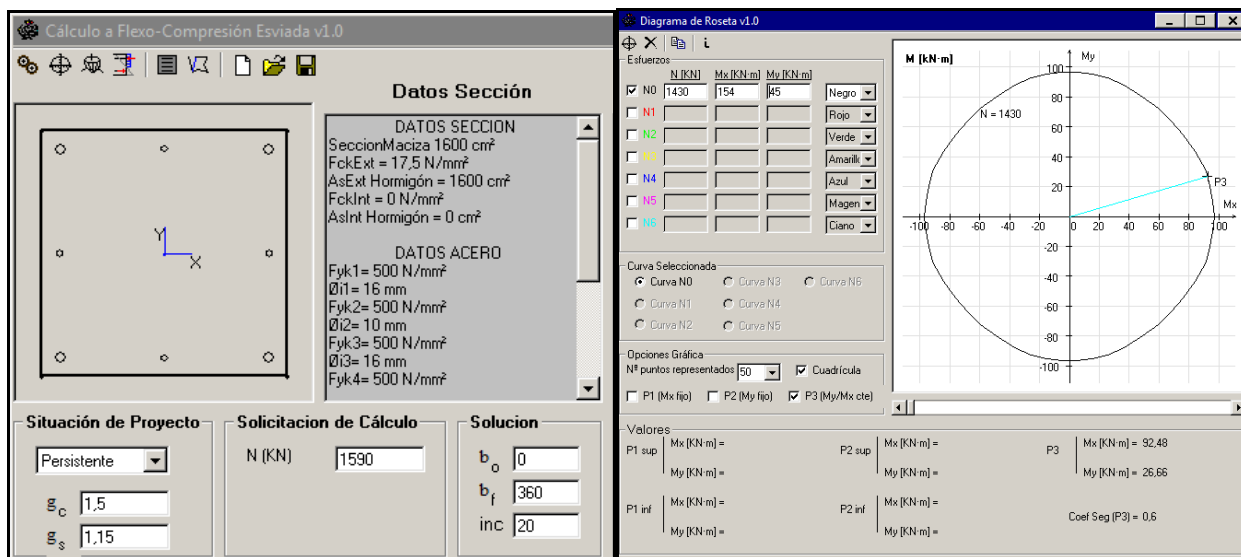
*Coeficientes de uso obtenidos para los pilares de planta 4 ubicados en las fachadas cortas del edificio*



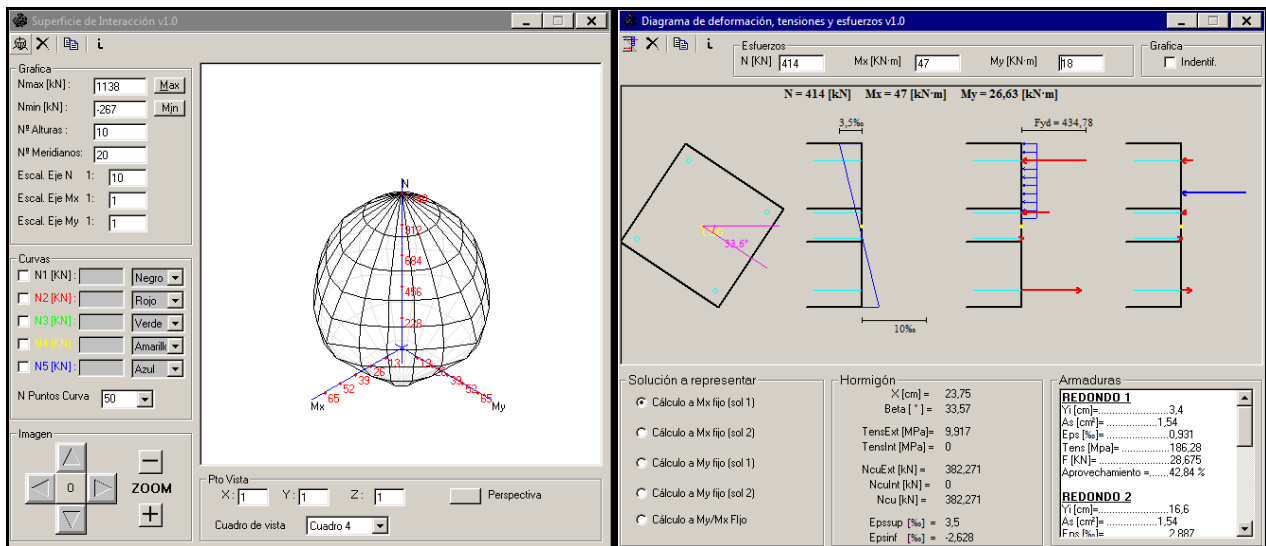
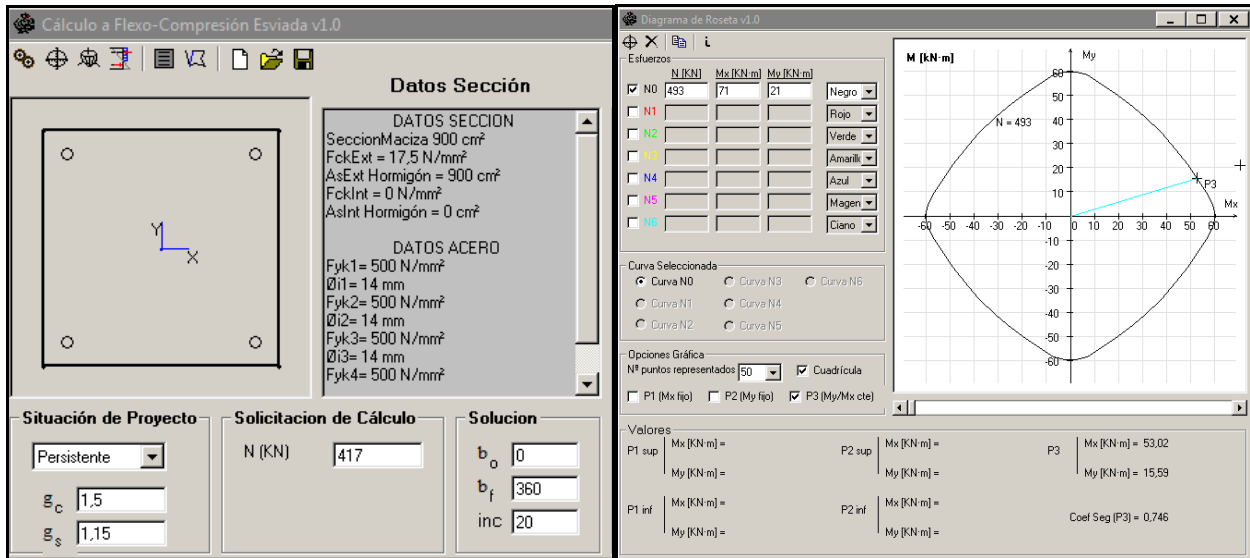
Se muestran los resultados de cálculo para flexo compresión esviada, con el empleo de ábacos de roseta y diagramas de interacción para los 4 tipos de pilares:



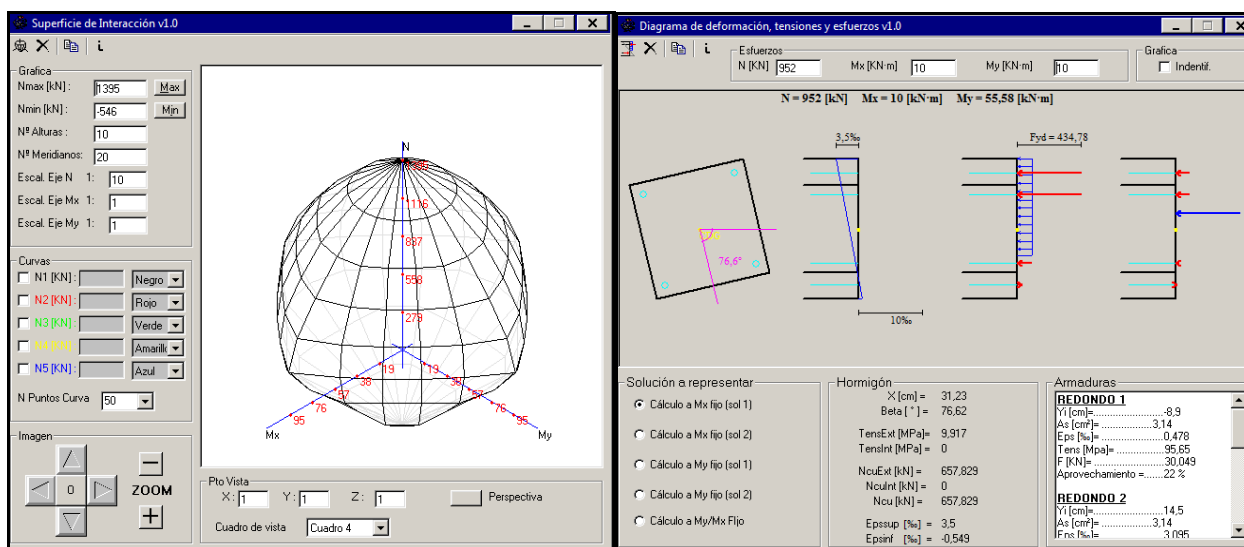
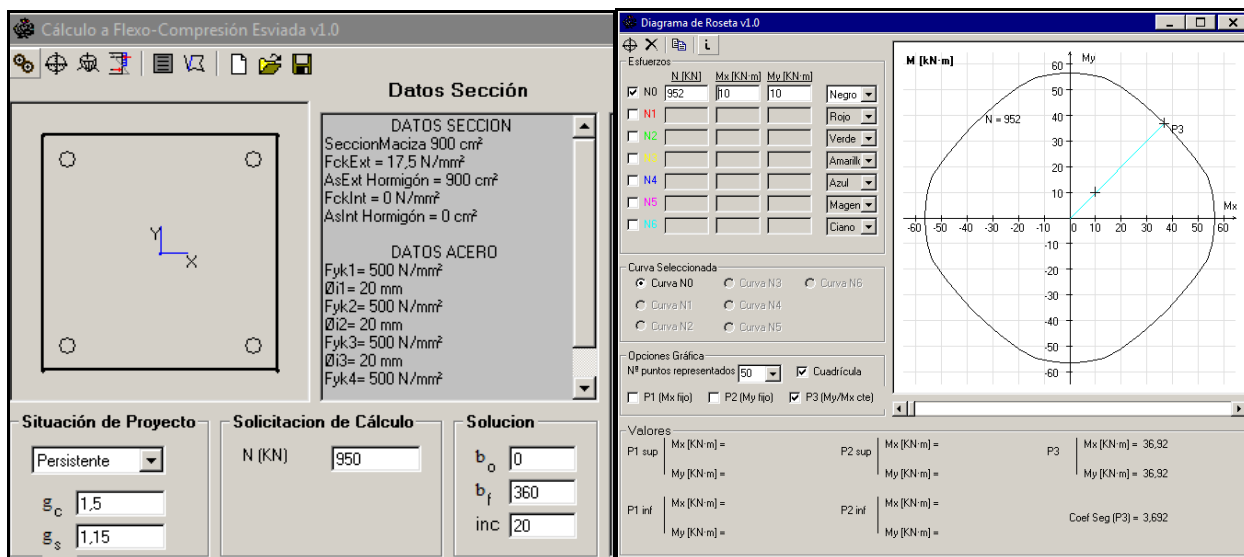
Sección, diagramas de esfuerzos, ábacos de roseta y volumen de interacción para el Pilar tipo 1 ubicado en P1.



Sección, diagramas de esfuerzos, ábacos de roseta y volumen de interacción para el Pilar Tipo 2 ubicado en Planta baja.



Sección, diagramas de esfuerzos, ábacos de roseta y volumen de interacción para el Pilar Tipo 3 ubicado en Planta baja.



Sección, diagramas de esfuerzos, ábacos de roseta y volumen de interacción para el Pilar Tipo 4 ubicado en Planta baja.

### 13.4. CONCLUSIONES OBTENIDAS PARA PILARES DE HORMIGÓN ARMADO.

En atención a los cálculos realizados se obtienen las siguientes conclusiones:

- Los cálculos realizados sobre pilares con la consideración de una sobrecarga de uso de 3 kN/m<sup>2</sup> para la generalidad de la superficie en planta con categoría C1 (Zonas con mesas y sillas), y de 5 kN/m<sup>2</sup> para zonas de pasillos y por tanto con proporciones relativas reducidas, entendemos se corresponden con la situación de cálculo a aplicar sobre el edificio objeto de análisis, correspondiente a un edificio con distribución compartimentada para uso público.
- En el análisis de las combinaciones de origen **gravitatorio** con las cargas indicadas (SU = 3 kN/m<sup>2</sup>), se obtienen en todos los pilares resultados **satisfactorios**.





- La acción de viento genera acciones de mayor intensidad que la acción sísmica al ubicarse el edificio en una zona de bajo riesgo sísmico. Los pilares cumplen adecuadamente frente la acción sísmica.
- En el análisis de las combinaciones con la acción del **viento**, se obtienen resultados **insatisfactorios** de forma que los pilares **no cumplen** ELU frente sollicitaciones normales con viento. La acción del viento proporciona resultados insatisfactorios en el caso que actúe en dirección perpendicular a la fachada de mayor longitud (Viento +Y).

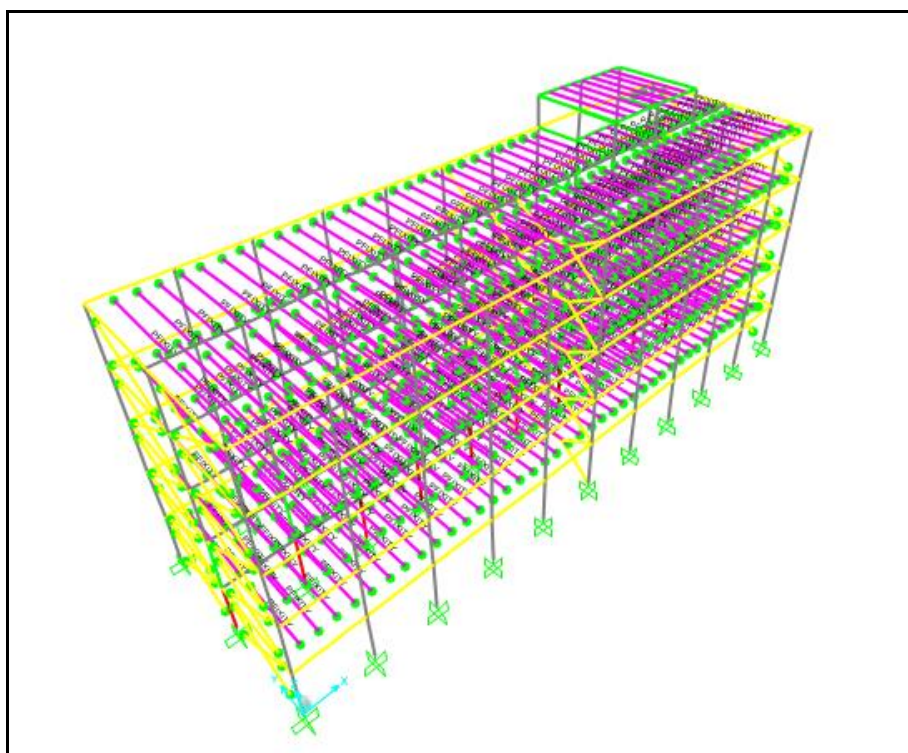
### Estabilidad horizontal.

Con este resultado es adecuado realizar ciertas consideraciones. El edificio actual ha desarrollado durante 50 años aproximadamente su adecuada función estructural frente acciones de viento, seguramente con valores de cálculo inferiores a los considerados por cálculo ya mayorados, exigidos por la normativa para introducir los adecuados niveles de seguridad estructural. No obstante, entendemos que la rigidización que supone la tabiquería interior (tabicón de 7 cm), hace posible que el edificio disponga de recursos estructurales para soportar una acción horizontal moderada.

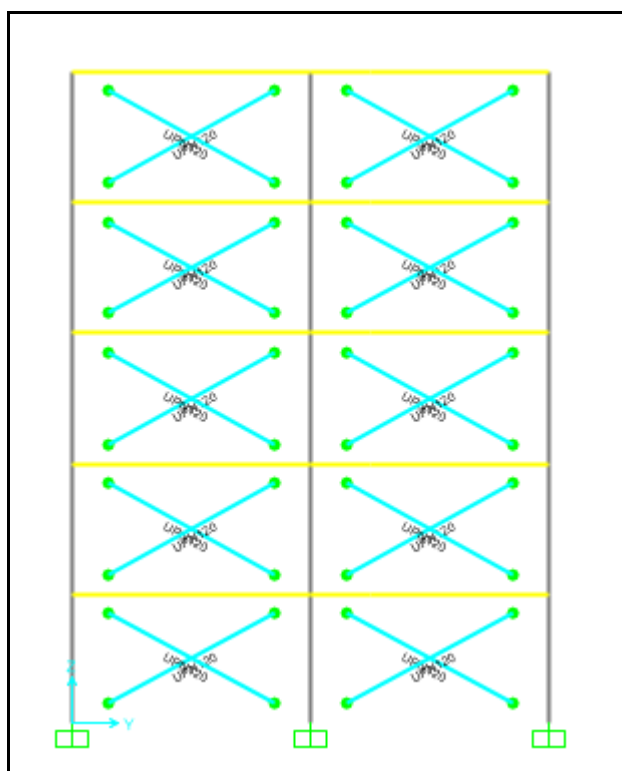
De esta forma podemos concluir que, en caso de mantener una tabiquería interior con una rigidez equivalente, entendemos es razonable considerar que la edificación funciona adecuadamente frente acciones horizontales. En caso de que se produzca un cambio en el uso del edificio, que pueda modificar la tabiquería, ya sea densidad de materiales, tipo y disposición de la tabiquería y/o cerramientos, deberá realizarse un análisis conjunto estructura-nueva tabiquería, con objeto de comprobar la estabilidad horizontal del edificio rehabilitado.

No obstante, para asegurar el buen comportamiento estructural del edificio frente a las acciones de viento, resultara necesario actuar sobre la estructura aportando mayor rigidez y resistencia, con la introducción de "arriostramientos" a modo de cruces de San Andrés, ubicadas transversalmente al edificio existente, al menos en 3 planos (Extremos y Centro), en la dirección perpendicular al lado de mayor longitud del edificio, de forma que absorban estos esfuerzos horizontales, liberando a los pilares de momentos flectores, que funcionan adecuadamente frente cargas verticales de origen gravitatorio en el supuesto de 3 kN/m<sup>2</sup>.

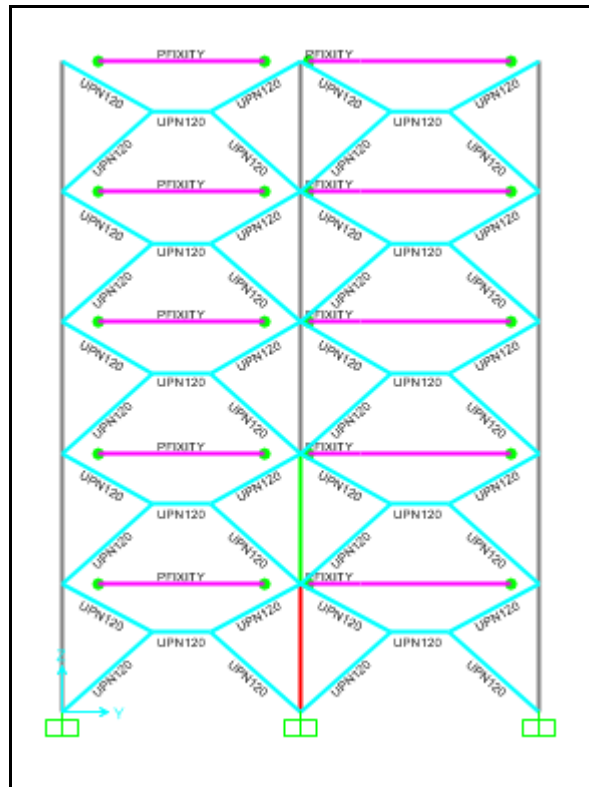
En las siguientes imágenes se adjunta el modelo de SAP 2000 con el arriostramiento propuesto para mejorar la eficiencia del edificio frente a viento:



Vista 3D del modelo de SAP 2000 con arriostramiento horizontal para mejorar la eficiencia frente a la acción de viento.

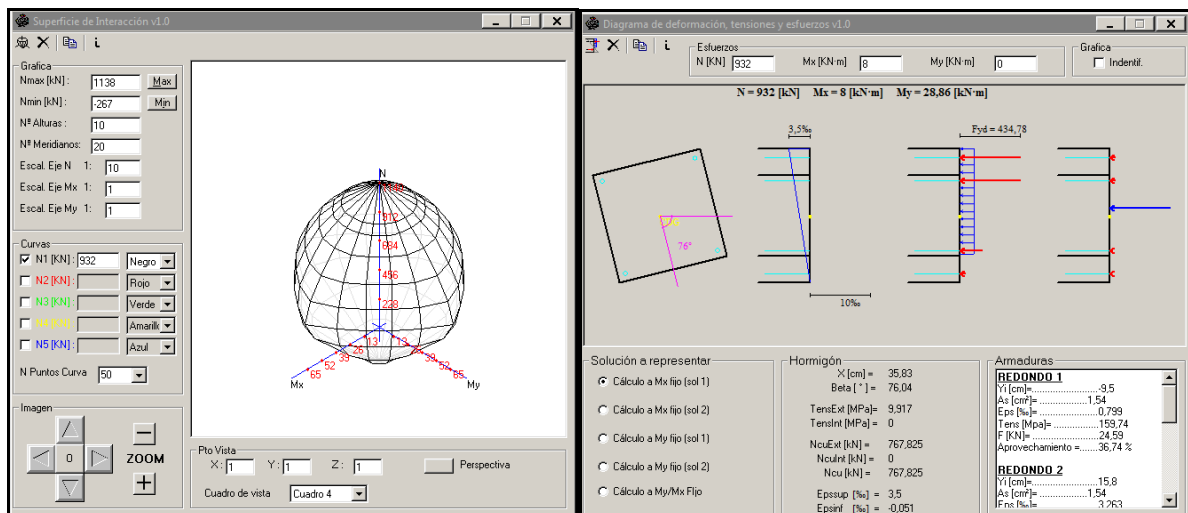
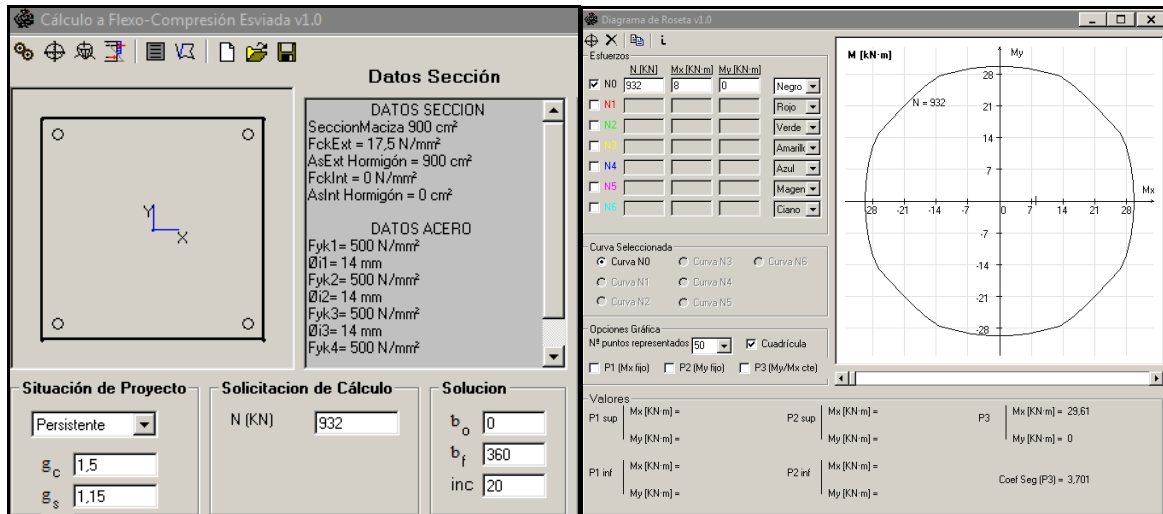


Cruces de san Andrés propuestas para mejorar la eficiencia del edificio frente a viento. Cruces ubicadas en el pórtico extremo.



*Cruces de san Andrés propuestas para mejorar la eficiencia del edificio frente a viento. Cruces ubicadas en el pórtico central. La geometría elegida se debe al hueco existente correspondiente al pasillo que atraviesa el edificio.*

El pilar 10 era el pilar para el cual se obtenía un menor coeficiente de uso, estando del orden de 0,35. Mediante el arriostramiento propuesto, los resultados obtenidos se muestran en las siguientes imágenes:



Coefficiente de uso obtenido para el Pilar 10 en planta baja para la combinación más desfavorable:  $CUV=3,7$ .

Para el resto de pilares, se obtienen coeficientes de uso frente a viento muy superiores a la unidad, con lo que la solución propuesta mejora la eficiente frente a viento del edificio, garantizando su vida útil.

Otra opción viable de refuerzo consiste en recrecer adecuadamente la sección de los pilares, especialmente los ubicados en las fachadas, si bien, se trata de una solución más complicada de ejecutar, y que sería más adecuada en caso de que los pilares fallaran frente a cargas gravitatorias, y no frente a viento, como es el caso.

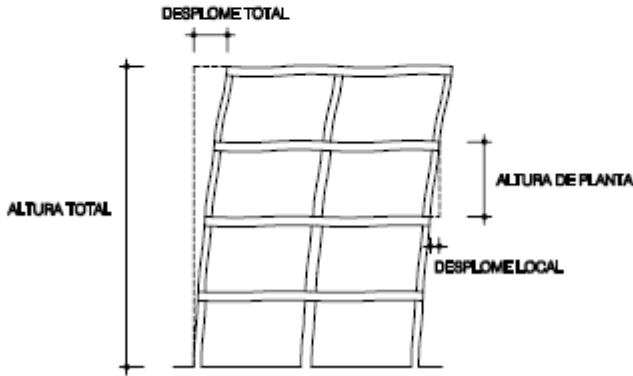
## 14. VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DEL DESPLOME DEL EDIFICIO (RIGIDEZ HORIZONTAL).

En este apartado se procede a verificar la rigidez horizontal de la edificación sin la consideración de la tabiquería interior, que como ya se ha indicado en el caso de evaluar la acción del viento incrementa la rigidez de la edificación frente cargas horizontales.

El valor límite de desplome horizontal en aplicación de CTE-DB-SE, se muestra en la imagen adjunta:

**4.3.3.2 Desplazamientos horizontales**

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

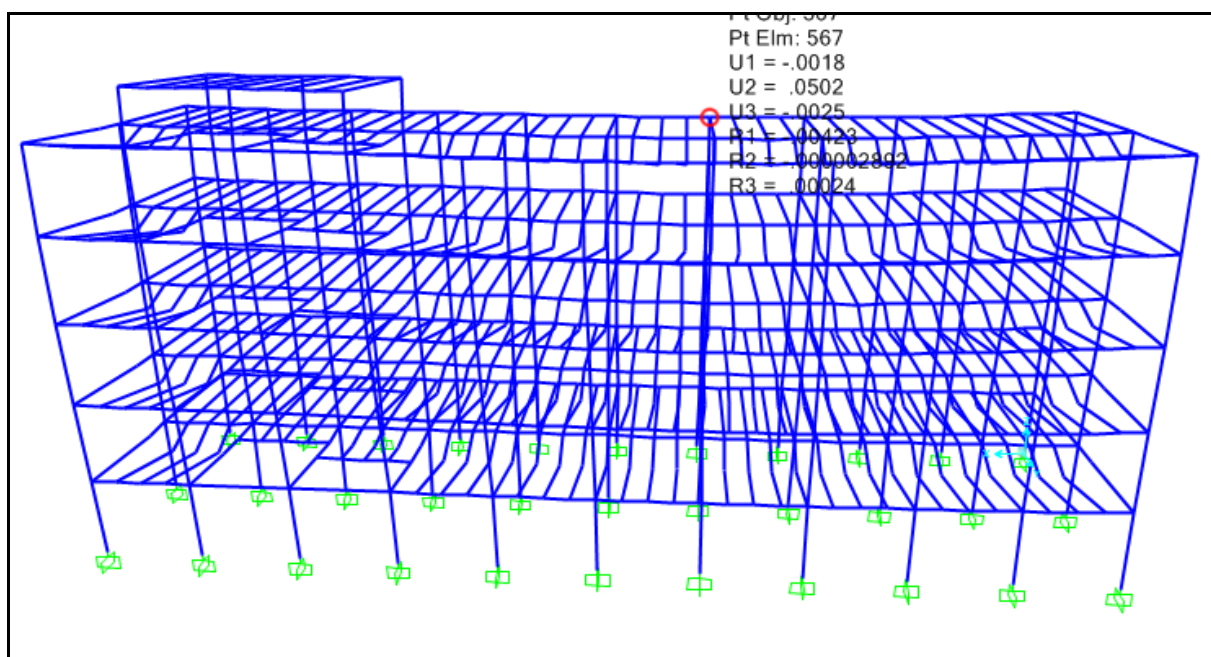


**Figura 4.1 Desplomes**

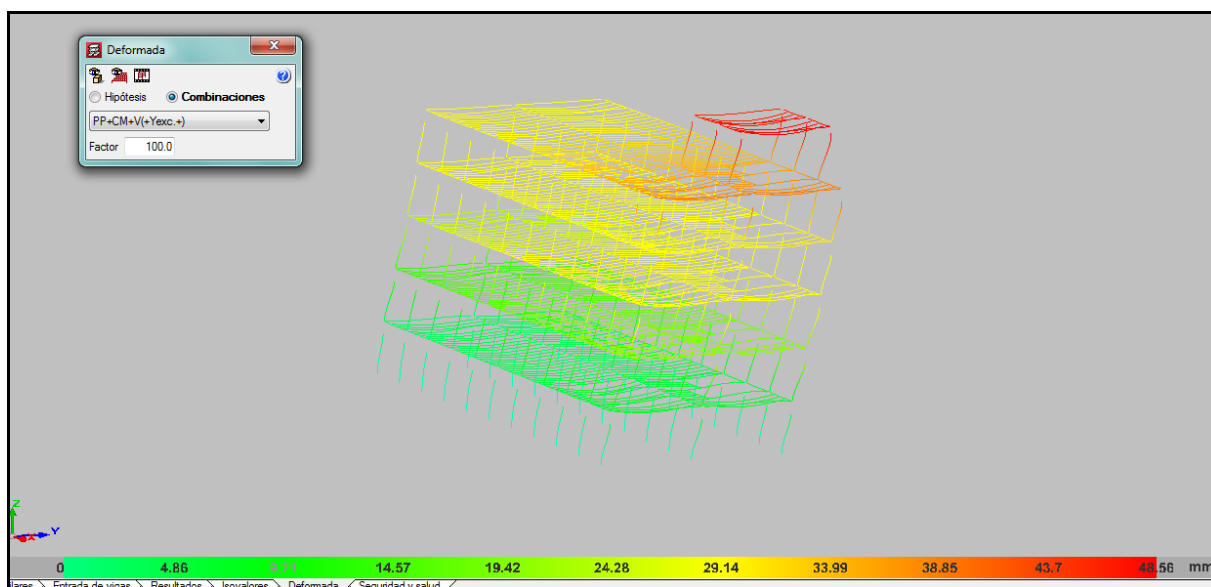
*Apartado 4.3.3.2 del CTE-SE para verificación de los desplazamientos horizontales del edificio.*

La altura total del edificio es de 18 metros. Aplicando el criterio del CTE-SE, el cual establece un desplome total de  $H/500$ , el desplazamiento máximo horizontal permitido para la estructura es de 36 mm.

Los resultados de cálculo obtenidos en los modelos implementados tanto en SAP 2000 como en CYPECAD se muestran en las siguientes imágenes:



Desplazamiento máximo horizontal obtenido para la combinación envolvente de los Estados Límite Último en SAP 2000.  
Desplazamiento máximo de 50 mm.



Desplazamiento máximo horizontal obtenido para la combinación de PP+CM+V en CYPECAD. Desplazamiento máximo de 48 mm.

El desplazamiento horizontal obtenido en ambos casos es del orden de 50 mm, algo superior al que permite la norma contemplada, y que es indicativo de la recomendable rigidización estructural, o bien la consideración de la actuación de la tabiquería interior, al igual que se indicaba para la acción del viento.

## 15. PRUEBAS DE CARGA.

Se han realizado tres (3) Pruebas de Carga estática en piso de EDIFICACION, según UNE 7457/86 y según E.H.E. (Artículo 101. Controles de la estructura mediante ensayos de información complementaria).

Dos de las pruebas han tenido por objeto evaluar la capacidad resistente del forjado (Pruebas de carga nº 1 y nº 2) y en su caso la validación del mismo. En estas pruebas se aplica un 85 % de las cargas mayoradas, según la siguiente fórmula:  $0.85(1.35 G + 1.5 Q)$ , siendo G la carga permanente que se ha determinado y Q las sobrecarga de uso previstas. La tercera prueba (Prueba de carga nº 3) se ha efectuado para tener información complementaria a la obtenida en análisis estructural realizado mediante modelización con programas de cálculo, del comportamiento de las vigas del pórtico central.

Prueba de carga nº 1: se realiza para una sobrecarga de uso de 3 kN/m<sup>2</sup>., para categoría de uso "C1", (Zonas de acceso al público con mesas y sillas), Tabla 3.1, según SE-AE del CTE, habiéndose comprobado y caracterizado de manera previa las cargas permanentes reales que gravitan sobre el forjado. Se ha ejecutado en el Forjado 3, vano entre pilares nos 7, 8, 10 y 11.

Prueba de carga nº 2: se realiza para una sobrecarga de uso de 5 kN/m<sup>2</sup>, para categoría de uso "C3", (Zonas de acceso al público sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos), Tabla 3.1, según SE-AE del CTE, habiéndose comprobado y caracterizado de manera previa las cargas permanentes reales que gravitan sobre el forjado. Su localización ha sido en el Forjado 1, vano entre pilares nos 19, 20, 22 y 23.

Prueba de carga nº 3: se aplica una carga de 6.5 kN/m<sup>2</sup> en el ámbito de la viga del pórtico central situada entre los pilares P14 y 17 del forjado 4, en los vanos entre los pilares 13, 14, 15 / 16, 17, 18 carga indicada por el Director de la Prueba de carga, tras analizar mediante el modelo de software de cálculo el comportamiento de las vigas del pórtico central.

### 15.1. PROCEDIMIENTO DE EJECUCIÓN DE LOS ENSAYOS DE PRUEBA DE CARGA

A continuación y dado que el procedimiento de ejecución de las tres pruebas sigue las indicaciones de la norma "Pruebas de Carga estática en piso de EDIFICACION", UNE 7457/86 y según E.H.E. Artículo 101, se procede a resumir la metodología general seguida, justificando en cualquier caso las cargas de ensayo aplicadas según la zona.

- Trabajos Previos, Inspección preliminar cara inferior de forjado y degüelle de tabiques.

En primer lugar se inspecciona la cara inferior de los forjados, nervios de viguetas y cuelgues de viga. En caso de detectarse fisuras, éstas se registran, identifican y miden, colocándose sobre ellas un testigo fino de escayola, para que, en caso de que al aplicar la carga la fisura se activase, poder detectarlo y proceder a su seguimiento por medio de un fisurómetro lupa de 10x, de rango 5 mm., y precisión 0.05 mm.



Posteriormente se degüella (72 horas antes de iniciar la puesta en carga) los tabiques que quedan bajo los vanos a cargar, de este modo se permite la libre deformación vertical del forjado, además de no transmitir la carga a los forjados inferiores.

- Colocación del sistema de carga.

Para la aplicación de la carga se han empleado balsas montadas “in situ”, e impermeabilizadas con doble capa de plástico de galga 800 micras x2 (espesor). Estas balsas se montan de manera que se abarque la superficie total del vano sobre el que se realiza la prueba (en algún caso dada la existencia de tabiques de distribución se forman 2 balsas).

Con el llenado controlado con agua de las balsas se obtienen los diferentes estados de cargas.

- Instrumentación y colocación de los aparatos de medida.

Se identifican las viguetas y vigas situadas en la cara inferior en la zona de ensayo. En el centro de los elementos a controlar se colocan micrómetros (extensómetros medidores de deformaciones) de 30 mm de recorrido y sensibilidad 0.01 mm fijados a unos trípodes. Se realiza un croquis de situación e identificación de cada uno de los micrómetros. El eje móvil del micrómetro, esta unido a una plomada que pende de un hilo metálico fijado a la cara inferior de lo elementos a controlar. Además de los centrales de máxima deformación se colocan una serie de puntos de control para su análisis en caso necesario y de seguridad. El conjunto se comporta de manera que los movimientos verticales del forjado son registrados según se aplican los distintos estados de carga.

- Cargas de ensayo.

Las cargas obtenidas de la geometría deducida en las catas y replanteo de elementos y pesos gravitatorios, y sobrecargas de uso según el caso han sido:

- Peso propio de forjado unidireccional de cato 30 cm e interejos viguetas 1 m. = 230 kg/m<sup>2</sup>.
- Cargas permanentes (solado/pavimento, tabiquería, etc.) = 175 kg/m<sup>2</sup>.
- Sobrecarga de uso categoría C1 = 300 kg/m<sup>2</sup>. (3 kN/m<sup>2</sup>)
- Sobrecarga de uso categoría C3 = 500 kg/m<sup>2</sup>. (5 kN/m<sup>2</sup>)

Con estos valores se calcula la carga  $Q_e$  para evaluar la capacidad resistente de los forjados, según la fórmula del art. 101 de la EHE-08,  $Q_e = 0,85 \times (1,35 \times G + 1,5 \times Q)$ , siendo G la carga permanente y Q las sobrecargas de uso previstas. Las  $Q_e$  para cada una de las pruebas son:

- Prueba de carga nº 1:  $Q_e = 850 \text{ kg/m}^2$ . Por lo que la carga a aplicar, tras descontar las existentes, es de 442 kg/m<sup>2</sup>.
- Prueba de carga nº 2: .  $Q_e = 1100 \text{ kg/m}^2$ . Por lo que la carga a aplicar, tras descontar las existentes, es de 697 kg/m<sup>2</sup>.



- Prueba de carga nº 3: La carga de ensayo a aplicar se define tras el análisis estructural siendo 675 kg/m<sup>2</sup>.

• Cálculo de flechas máximas admisibles.

De acuerdo al del art. 101 de la EHE-08, la flecha máxima (F<sub>max</sub>) admisible en las Pruebas de carga nº1 y nº 2 debe ser inferior de  $l^2 / 20000 h$ , siendo  $l$  la luz de cálculo (forjados 6000 mm) y  $h$  el canto del elemento (300 mm). En la Prueba de carga nº 3 de Información complementaria del análisis de la viga se ha definido teniendo en cuenta la flecha determinada mediante el modelo de cálculo realizado. A continuación se indican la Flechas máximas calculadas para cada ensayo.

- Prueba de carga nº 1: F<sub>max</sub>. = 6.0 mm. ( centro de vano del paño ensayado)

- Prueba de carga nº 2: F<sub>max</sub>. = 6.0 mm ( centro de vano del paño ensayado)

- Prueba de carga nº 3: F<sub>max</sub>. = 0.5 mm. ( centro de vano de la viga ensayada)

• Proceso de carga- descarga.

Una vez instrumentada la prueba de carga se registran las lecturas iniciales de los micrómetros. La aplicación de la carga se realiza en 4 escalones (cada escalón es aproximadamente  $\frac{1}{4}$  de la carga de ensayo a aplicar). En cada escalón de carga se registran las lecturas de las deformaciones que marcan los micrómetros, con las que se calculan las flechas obtenidas (deformaciones verticales obtenidas tras descontar en su caso la semisuma de los apoyos) y se inspecciona la cara inferior del forjado por si hubiera aparición de fisuras.

El proceso de descarga se realiza igual en 4 escalones por medio de bombas de succión. Del mismo modo se registran las lecturas de los micrómetros para obtener las deformaciones verticales.

## 15.2. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYOS DE PRUEBAS DE CARGA.

De acuerdo al Artículo 101.º Controles de la estructura mediante ensayos de información complementaria, y más concretamente en el 101.2. Pruebas de Carga de la EHE 08, en el que textualmente indica:

“El resultado del ensayo podrá considerarse satisfactorio cuando se cumplan las condiciones siguientes:

- Ninguno de los elementos de la zona de estructura ensayada presenta fisuras no previstas y que comprometan la durabilidad o seguridad de la estructura.
- La flecha máxima obtenida es inferior de  $l^2 / 20000 h$ , siendo  $l$  la luz de cálculo y  $h$  el canto del elemento. En el caso de que el elemento ensayado sea un voladizo,  $l$  será dos veces la distancia entre el apoyo y el extremo.

- Si la flecha máxima supera  $l^2 / 20000 h$ , la flecha residual una vez retirada la carga, y transcurridas 24 horas, deberá ser inferior al 25 % de la máxima en elementos de hormigón armado e inferior al 20 % de la máxima en elementos de hormigón pretensado. Esta condición deberá satisfacerse tras el primer ciclo de carga-descarga. Si esto no se cumple, se permite realizar un segundo ciclo de carga-descarga después de transcurridas 72 horas de la finalización del primer ciclo. En tal caso, el resultado se considerará satisfactorio si la flecha residual obtenida es inferior al 20 % de la flecha máxima registrada en ese ciclo de carga, para todo tipo de estructuras.”

Se puede indicar que el resultado en las dos pruebas de carga realizadas para evaluar la capacidad resistente del forjado, Prueba de carga nº 1 y Prueba de carga nº 2 es SATISFACTORIO al cumplir con todos los requisitos indicados.

Del mismo modo la Prueba de carga nº 3 realizada como información complementaria al análisis estructural, ha tenido un resultado SATISFACTORIO al cumplir con todos los requisitos solicitados.

A continuación, se muestra una tabla resumen de los resultados obtenidos:

PRUEBA DE CARGA	1	2	3
LOCALIZACIÓN PRUEBA	Forjado 3, vano entre pilares 7, 8, 10 y 11	Forjado 1, vano entre pilares 19, 20, 22 y 23	Forjado 4 viga entre los pilares P14 y 17
Identificación del micrómetro	3	3	1
Código micrómetro	2828	2883	2884
Elemento	Vigueta centro vano	Vigueta centro vano	Viga centro
Flecha máxima mm. ( $f_{max}$ ) según EHE de $l^2/(20000xh)$	6	6	-
Flecha máxima mm. ( $f_{max}$ ) según análisis estructural	-	-	0.5
Flecha máxima obtenida mm. ( $f_{obt}$ )	0.31	1.79	0.04
Flecha remanente mm.	0	0.82	0.04
Relación $f_{est} - f_{obt}$ (%)	5.2	29.8	8
Flecha remanente (*) (%)	0	46	100

*Resultados obtenidos para las 3 pruebas de carga realizadas.*

(\*) De acuerdo a la E.H.E, al no haberse superado en más de un 10 % la flecha máxima admisible, no es prescriptivo comprobar el porcentaje de remanencia. No obstante se puede indicar que se observa un comportamiento elástico en las pruebas nº 1 y 2, y que en el caso de la nº 3 la flecha obtenida es tan pequeña respecto la estimada, que se pueden considerar como reajuste de la propia estructura.



OBSERVACIONES: El signo positivo indica un desplazamiento vertical hacia abajo. Los desplazamientos presentados son los obtenidos tras haber descontado en su caso la semisuma de las deformaciones de los apoyos. Todas las unidades en mm.

Los resultados obtenidos pueden verse en los informes de las pruebas de carga que se incluyen en el Anejo 7.

## 16. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

En atención a los trabajos realizados de caracterización, evaluación y diagnóstico de la estructura existente del antiguo edificio de los laboratorios e investigación del Antiguo Hospital La Fe, sito en la avenida de Campanar de Valencia, se obtienen las siguientes conclusiones:

### Referentes al replanteo y geometría de la estructura:

- Se ha comprobado que el replanteo real tiene divergencias con respecto a los planos originales (aportados por la Conselleria de Sanidad Universal y Salud Pública). Estas divergencias se producen principalmente en la escuadría de los pilares por plantas, el intereje de los mismos y la escuadría de las vigas del pórtico central.
- Los forjados tienen una tipología estructural de forjado unidireccional de canto total 30 cm y capa de compresión 5 cm de espesor. El intereje de las viguetas es de 1.0 m y su ancho es de 12,5 cm. El aligeramiento de los forjados se realizó por medio de casetón recuperable, quedando visualmente un revoltón de hormigón visto. Se dispone una viga/macizado en centro de vano de nervios de forjado unidireccional con objeto de repartir cargas y homogeneizar deformaciones.
- El forjado se resuelve con 2 vanos de forjado unidireccional con una luz de 6 metros, apoyadas en vigas de canto de hormigón armado ( $h = 80$  cm para vigas de fachada y  $h = 50$  cm para vigas centrales) con luces entre ejes de pilares de 3,90 metros que apoyan en pilares de hormigón armado.
- Se observan dos tipos principales de pavimento: Pavimento de terrazo de grano medio recibido sobre mortero de agarre (pasillos centrales y departamentos con uso dedicado a laboratorio) y pavimento linóleo sobre solera de hormigón en masa. El espesor de los pavimentos varía entre 7 y 10 cm, incluyendo el terrazo o linóleo (según zonas) y el mortero de agarre u hormigón en masa

### Referentes a la caracterización de los materiales:

- Los valores obtenidos tanto para la resistencia característica del hormigón (163,2 Kg/cm<sup>2</sup>) como para la estimada (179,6 Kg/m<sup>2</sup>), son acorde a los valores de resistencia empleados en los hormigones de la época.
- La verificación del tipo de acero se ha realizado mediante el análisis de la corruga, dentro del entorno normativo de aplicación en el momento de redacción del proyecto y construcción del edificio existente. Así, se ha corroborado la existencia del tipo de acero siguiente:

Pilares y vigas: acero B-500, de límite elástico  $f_{yk} = 500$  MPa.



Semi-viguetas pretensadas, acero tipo Tor-50, de límite elástico mínimo equivalente a  $f_{yk} = 400$  MPa en refuerzos a negativos.

- Los valores de profundidad de carbonatación son razonables teniendo en consideración la edad del edificio y la calidad de los hormigones. Pero son puntualmente elevados en relación con los recubrimientos medidos, con el consiguiente riesgo de corrosión de las armaduras.

Por este motivo se recomienda aplicar un inhibidor de la corrosión por migración, directamente sobre la superficie del hormigón de pilares y vigas, para conseguir la protección anticorrosiva de sus armaduras e incremento de su durabilidad. También se recomienda aplicar alguna pintura anticarbonatación en aquellos elementos de hormigón que vayan a quedar vistos.

- En los ensayos realizados para determinar el contenido del total de cloruros en hormigón endurecido, se ha obtenido un resultado del 0.0%. A la vista de estos resultados se puede considerar que no existe un riesgo potencial apreciable de que se produzca ataque a las armaduras por iones  $Cl^-$ , por el contenido en la masa del hormigón.

### Referentes al inventario de daños:

En general la estructura se encuentra en buen estado, sin embargo se han detectado los siguientes daños:

- Grietas y fisuras en pilares y vigas de hormigón de fachada, cuya trayectoria coincide con la de las armaduras. Esta lesión se ha producido por la corrosión de las armaduras que ha sido facilitada por la desprotección sufrida por el acero como consecuencia de la carbonatación del hormigón.

No obstante, es necesario que se acometa su reparación, según la metodología descrita en la presente memoria, dado que las fisuras o grietas producidas se convierten en catalizadoras de la progresiva corrosión de las armaduras, corrosión que menoscaba la vida útil de la estructura, ya que reduce la sección de las mismas y sus propiedades mecánicas, produce pérdida de adherencia entre el hormigón y el acero y fisura el hormigón, reduciéndose las secciones estructurales.

- Fisuras localizadas en cara inferior del forjado, paralela al encuentro entre el nervio de la vigueta y la capa de compresión, que muere al llegar a la viga del pórtico de apoyo. Aunque no se han podido inspeccionar todos los forjados, parece que estas fisuras se producen de manera aislada cada 6 o 7 m. Son debidas a la tensión provocada por la contracción inicial del hormigón y al escaso mallazo existente en la capa de compresión.

Estas fisuras tienen poca relevancia desde un punto de vista estructural, ya que no afectan al comportamiento a flexión del forjado unidireccional, y menos aún en forjados tan rígidos como los existentes (tal y como se ha demostrado con las pruebas de carga efectuadas), donde la flexión transversal es prácticamente nula. No obstante, es necesario que se acometa su reparación dado que estas fisuras suponen vías de entrada de agentes corrosivos para el hormigón.

- Falta y/o fallo en la conexión en la unión del peto de cubierta con las pilastras de fábrica de ladrillo. Un inadecuado arriostramiento de los antepechos de cubierta puede poner en peligro su estabilidad frente a esfuerzos horizontales. Se recomienda realizar cosidos de consolidación entre el antepecho y las pilastras con objeto de garantizar su correcto arriostramiento.

## Referentes a la verificación de las condiciones de seguridad de la estructura:

### Conclusiones Generales:

- Los forjados unidireccionales han sido validados con las pruebas de carga realizadas obteniendo en todos los casos resultados favorables.
- No es objeto del presente estudio, el análisis estructural de la cimentación existente en cuanto se entiende que desarrolla sus funciones adecuadamente, debido a la ausencia de cualquier patología o defecto asociadas a la cimentación. Tampoco se produce un cambio de uso del edificio ni un incremento de las cargas transmitidas al terreno, factores estos que por si mismos podrían hacer necesario el estudio de la cimentación.
- Las sobrecargas de uso que entendemos se han de considerar para la verificación del edificio existente son las correspondientes a un edificio con distribución compartimentada de uso público.
  - Generalidad de la superficie en planta con categoría C1, zonas con mesas y sillas, 3 kN/m<sup>2</sup>.
  - Zonas de pasillos de dimensiones similares a la distribución actual, 5 kN/m<sup>2</sup>.

### Conclusiones en Vigas de Hormigón Armado:

En atención a los cálculos realizados se obtienen las siguientes conclusiones

- Los resultados de cálculos predecibles en la evaluación de los estados límites últimos, se corresponden con el escenario de **Red. Plástica**, ya que se moviliza la máxima capacidad resistente disponible para el negativo del forjado unidireccional existente, al tiempo que es compatible con la rigidez de los elementos existentes (Inercia Viga Exterior > Inercia Viga Interior), así como las capacidades de resistencia existentes (Resistencia Viga Exterior ≈ Resistencia Viga Interior).
- La viga exterior de hormigón armado cumple en todos los escenarios posibles, incluso con un amplio margen de resistencia.
- La viga interior de hormigón armado es el elemento estructural más débil y/o limitante del forjado, respecto a la carga máxima que es capaz de soportar.



- En la consideración de una sobrecarga de uso de carácter general de  $3,00 \text{ kN/m}^2$ , que entendemos es el escenario probable de dimensionamiento del proyecto original, se obtienen valores de los coeficientes de uso a flexión próximos a la unidad. En la consideración del escenario de máxima capacidad de carga Red.Plástica, se obtienen coeficientes de uso en la evaluación de ELU frente solicitaciones normales (Flexión) algo superiores a la unidad, cumpliendo debidamente.
- En la consideración de una sobrecarga de uso de carácter general de  $3,00 \text{ kN/m}^2$ , se obtiene un valor del coeficiente de uso a cortante ligeramente inferior a la unidad, en aplicación de los criterios de EHE, pero de 1,32 en aplicación de los criterios de EH-91 y/o normas anteriores. Tal y como se ha indicado en el apartado correspondiente a la metodología de ELU frente solicitaciones de cortante, el criterio de EHE para vigas de hormigón armado con bajas cuantías de armadura longitudinal como es el caso, infravalora la contribución del hormigón en la resistencia al esfuerzo cortante.
- Debido a que la verificación a cortante teniendo en cuenta la normativa actual se obtienen valores ligeramente inferiores al a unidad, se propone una posible solución y/ refuerzo a cortante. Este refuerzo consiste en proyectar fibra de carbono en los cuartos extremos de la viga. Se trata de una solución sencilla de ejecutar puesto que se aplicaría sobre vigas de cuelgue, con lo que la fibra de carbono quedaría a modo de U que abraza la viga. La fibra de carbono deberá ser anclada correctamente al forjado. Por último, se proyecta un mortero a modo de protección.

### Conclusiones en Pilares de Hormigón Armado:

En atención a los cálculos realizados se obtienen las siguientes conclusiones:

- Los cálculos realizados sobre pilares con la consideración de una sobrecarga de uso de  $3 \text{ kN/m}^2$  para la generalidad de la superficie en planta con categoría C1 (Zonas con mesas y sillas), y de  $5 \text{ kN/m}^2$  para zonas de pasillos y por tanto con proporciones relativas reducidas, entendemos se corresponden con la situación de cálculo a aplicar sobre el edificio objeto de análisis, correspondiente a un edificio con distribución compartimentada para uso público.
- En el análisis de las combinaciones de origen **gravitatorio** con las cargas indicadas ( $SU = 3 \text{ kN/m}^2$ ), se obtienen en todos los pilares resultados **satisfactorios**.
- La acción de viento genera acciones de mayor intensidad que la acción sísmica al ubicarse el edificio en una zona de bajo riesgo sísmico. Los pilares cumplen adecuadamente frente la acción sísmica.

En el análisis de las combinaciones con la acción del **viento**, se obtienen resultados **insatisfactorios** de forma que los pilares **no cumplen** ELU frente solicitaciones normales con viento. La acción del viento proporciona resultados insatisfactorios en el caso que actúe en dirección perpendicular a la Con este resultado es adecuado realizar ciertas consideraciones.



### Estabilidad horizontal.

El edificio actual ha desarrollado durante 50 años aproximadamente su adecuada función estructural frente acciones de viento, seguramente con valores de cálculo inferiores a los considerados por cálculo ya mayorados, exigidos por la normativa para introducir los adecuados niveles de seguridad estructural. No obstante, entendemos que la rigidización que supone la tabiquería interior (tabicón de 7 cm), hace posible que el edificio disponga de recursos estructurales para soportar una acción horizontal moderada.

De esta forma podemos concluir que, en caso de mantener una tabiquería interior con una rigidez equivalente, entendemos es razonable considerar que la edificación funciona adecuadamente frente acciones horizontales. En caso de que se produzca un cambio en el uso del edificio, que pueda modificar la tabiquería, ya sea densidad de materiales, tipo y disposición de la tabiquería y/o cerramientos, deberá realizarse un análisis conjunto estructura-nueva tabiquería, con objeto de comprobar la estabilidad horizontal del edificio rehabilitado.

No obstante, para asegurar el buen comportamiento estructural del edificio frente a las acciones de viento, resultara necesario actuar sobre la estructura aportando mayor rigidez y resistencia, con la introducción de “arriostramientos” a modo de cruces de San Andrés, ubicadas transversalmente al edificio existente, al menos en 3 planos (Extremos y Centro), en la dirección perpendicular al lado de mayor longitud del edificio, de forma que absorban estos esfuerzos horizontales, liberando a los pilares de momentos flectores, que funcionan adecuadamente frente cargas verticales de origen gravitatorio en el supuesto de 3 kN/m<sup>2</sup>.



### Conclusiones generales del estado del edificio:

Por último, se concluye en este informe que el edificio se encuentra en un buen estado en general dada su edad, tanto los elementos estructurales como los elementos no estructurales. El edificio lleva en uso aproximadamente 50 años, en los que ha desarrollado a la perfección su función estructural, sin presentar graves patologías y/ daños.

Por tanto, la evaluación que se hace del edificio en cuanto a las condiciones de seguridad y funcionalidad es SATISFACTORIA, si bien, se deben llevar a cabo una serie de medidas preventivas y correctoras para evitar un deterioro rápido del edificio, y de esta manera, ser capaces de aumentar la vida útil del mismo. Estas medidas correctoras tienen un único objeto: aumentar la durabilidad, y por tanto, la vida útil del edificio.

La estructura cuenta con suficiente capacidad portante y no ha mostrado signos que supongan riesgo estructural. Es por ello, que en el anejo 9 de la presente memoria, se ha incluido una valoración económica que cuantifica todas las operaciones que sean necesarias, y que aquí se han puesto de manifiesto, para garantizar que el edificio es capaz de cumplir las exigencias de funcionalidad durante 50 años más.

## 17. BIBLIOGRAFIA Y NORMAS UTILIZADAS

### 17.1. NORMAS UTILIZADAS

- Normativa utilizada y/o de referencia.
- EH-68. Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa y armado.
- Normas MV-101. Acciones en la edificación.
- EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural.
- CTE. Código Técnico de la Edificación.
- NCSE-02: Norma de construcción sismorresistente: Parte general y de edificación.
- EAE: Instrucción de Acero Estructural.
- Eurocódigo 2: Diseño de Estructuras de Hormigón.
- Eurocódigo 3: Diseño de Estructuras de Acero.

### 17.2. SITIOS WEBS CONSULTADOS.

- <https://www.efe.com/efe/comunitat-valenciana/sociedad/el-nuevo-centro-de-salud-la-antigua-fe-se-llamara-ernest-lluch-y-costara-146-millones/50000880-2995597>
- <http://www.lafe.san.gva.es/historia-del-hospital-la-fe>

### 17.3. MATERIAL DE ASIGNATURAS DE LA CARRERA CONSULTADAS DURANTE LA REDACCIÓN DE ESTE DOCUMENTO.

- Mantenimiento y conservación de estructuras.
- Edificación (tanto asignatura de grado como de Máster)
- Hormigón Estructural.
- Acero Estructural.
- Mecánica Computacional de Sólidos.



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



Los anejos que se adjuntan a continuación han sido realizados por un trabajo en conjunto tanto de Arquitectos Técnicos, Técnicos superiores en Rehabilitación, y el autor de del presente Trabajo Final de Máster, todos trabajadores de la empresa INCOSUMA.

INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

