

MEMORIA DE ESTRUCTURA

1. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

- 1.1 GEOMETRÍA GLOBAL DE LA ESTRUCTURA
- 1.2 JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA
- 1.3 MEDIDAS CONSTRUCTIVAS ESPECIALES ADOPTADAS
- 1.4 NORMATIVA DE APLICACIÓN

2. BASES DE CÁLCULO

- 2.1 PERIODO DE SERVICIO
- 2.2 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS CONSIDERADAS PARA LOS MATERIALES
- 2.3 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS CONSIDERADAS PARA EL TERRENO
- 2.4 EXIGENCIAS BÁSICAS DE CAPACIDAD PORTANTE, APTITUD AL SERVICIO Y DURABILIDAD
- 2.5 ACCIONES CONSIDERADAS, COMBINACIONES EFECTUADAS Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

3. PREDIMENSIONADO Y CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

- 3.1.1 PREDIMENSIONADO DEL FORJADO DE LOSA MACIZA DE HORMIGÓN ARMADO
- 3.1.2 PREDIMENSIONADO DE LOS PILARES METÁLICOS
- 3.1.3 CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES
- 3.1.4 ESFUERZOS DE ARMADO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SUPERFICIALES

1. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL:

1.1 GEOMETRÍA GLOBAL DE LA ESTRUCTURA

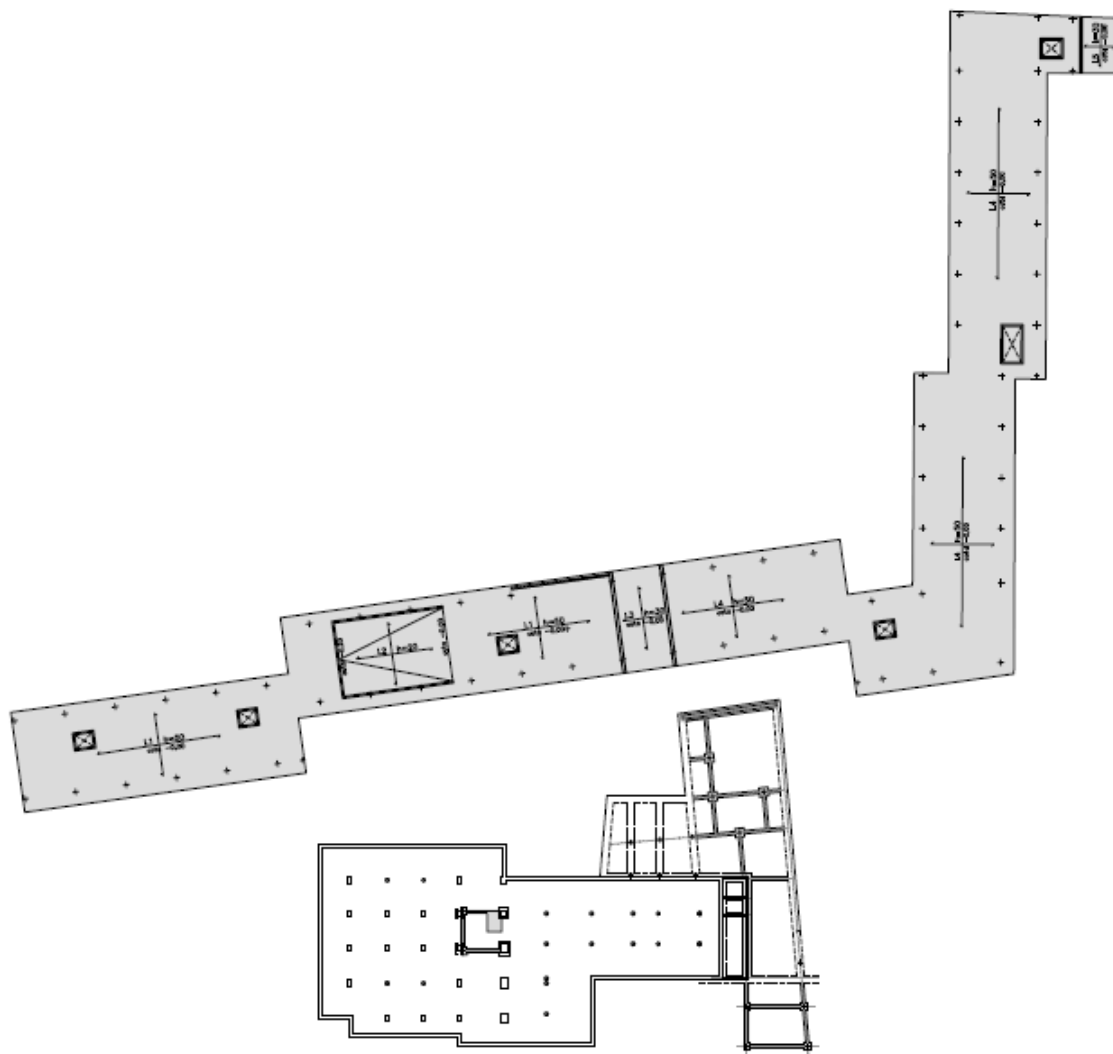
El modelo estructural utilizado trata de dar respuesta a las necesidades de proyecto, requisitos estéticos y constructivos que lo condicionan. La estructura ha sido ideada con el propósito de ser construida con elementos seriados y de fácil construcción, para ello se han modulado todas las partes que componen el proyecto. Dicha modulación ayuda a conseguir la imagen deseada; además el sistema elegido de pilares exentos y planta libre, dota al edificio de gran flexibilidad, tanto de uso como de composición de fachadas.

El empleo de una modulación, como sistema ordenado permite abordar la parcela de forma sencilla, controlando de la misma manera la escala y las dimensiones del conjunto. La retícula nos permite la organización funcional y la ordenación de espacios.

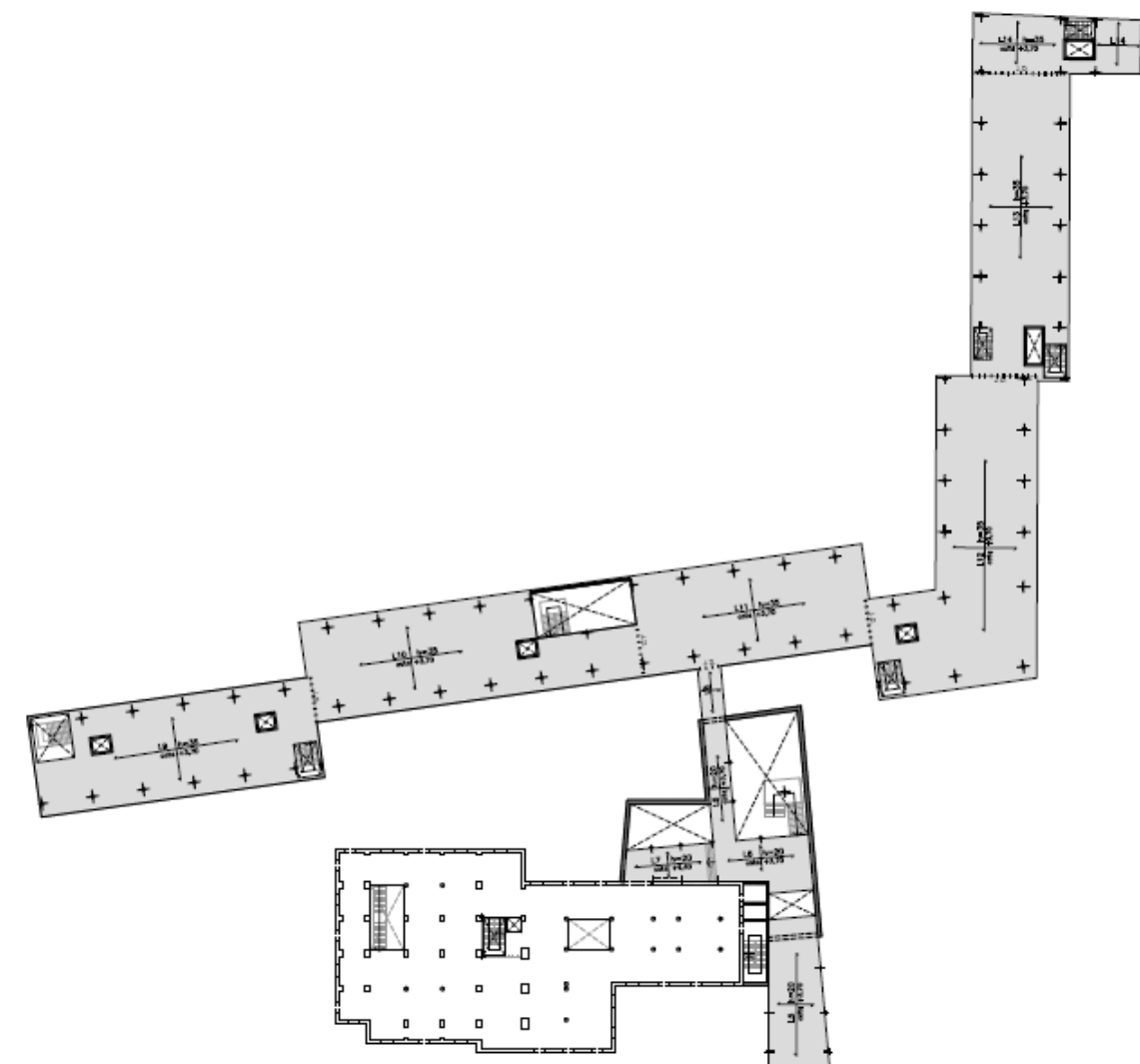
Se plantea un módulo estructural de 6,2 x 9,6 m en todo el conjunto edificatorio de nueva planta, capaz de solucionar todos los problemas estructurales sin ningún tipo de alarde estructural y de manera que pueda responder perfectamente al contenedor de la función para la que ha sido proyectado; en planta permite deslizamientos del edificio y crecer en altura, de manera que da respuesta al entorno tanto en cota 0 como en su volumetría.

Para compensar los momentos negativos de la luz mayor en los forjados, se disponen voladizos de 1,10 m y 1.60 m de longitud en ambos extremos con el fin de que los armados en ambas direcciones de la losa maciza no difieran en exceso, además de dar respuesta a las necesidades de control de soleamiento del edificio.

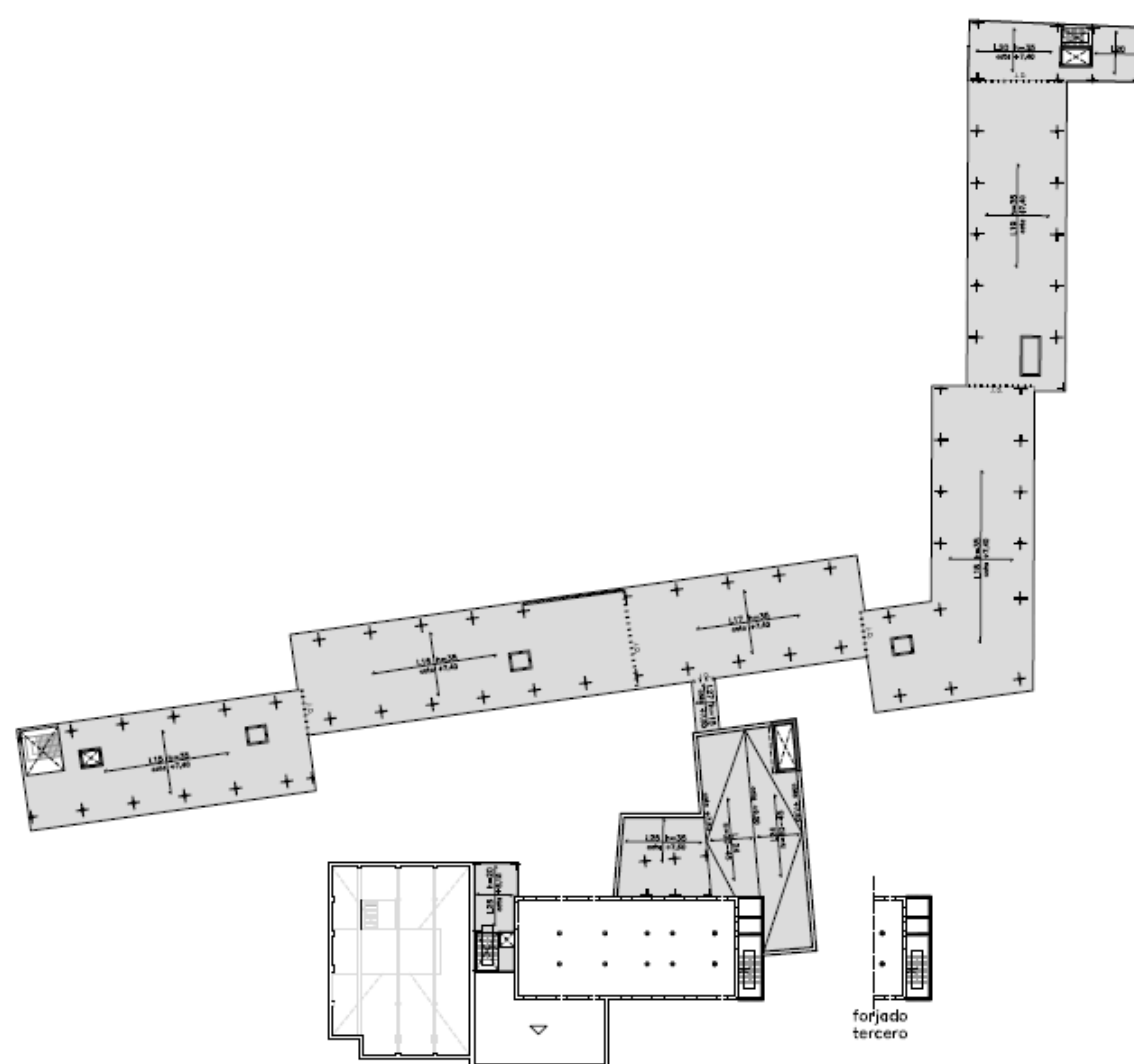
I Losa de cimentación Cota +0 m



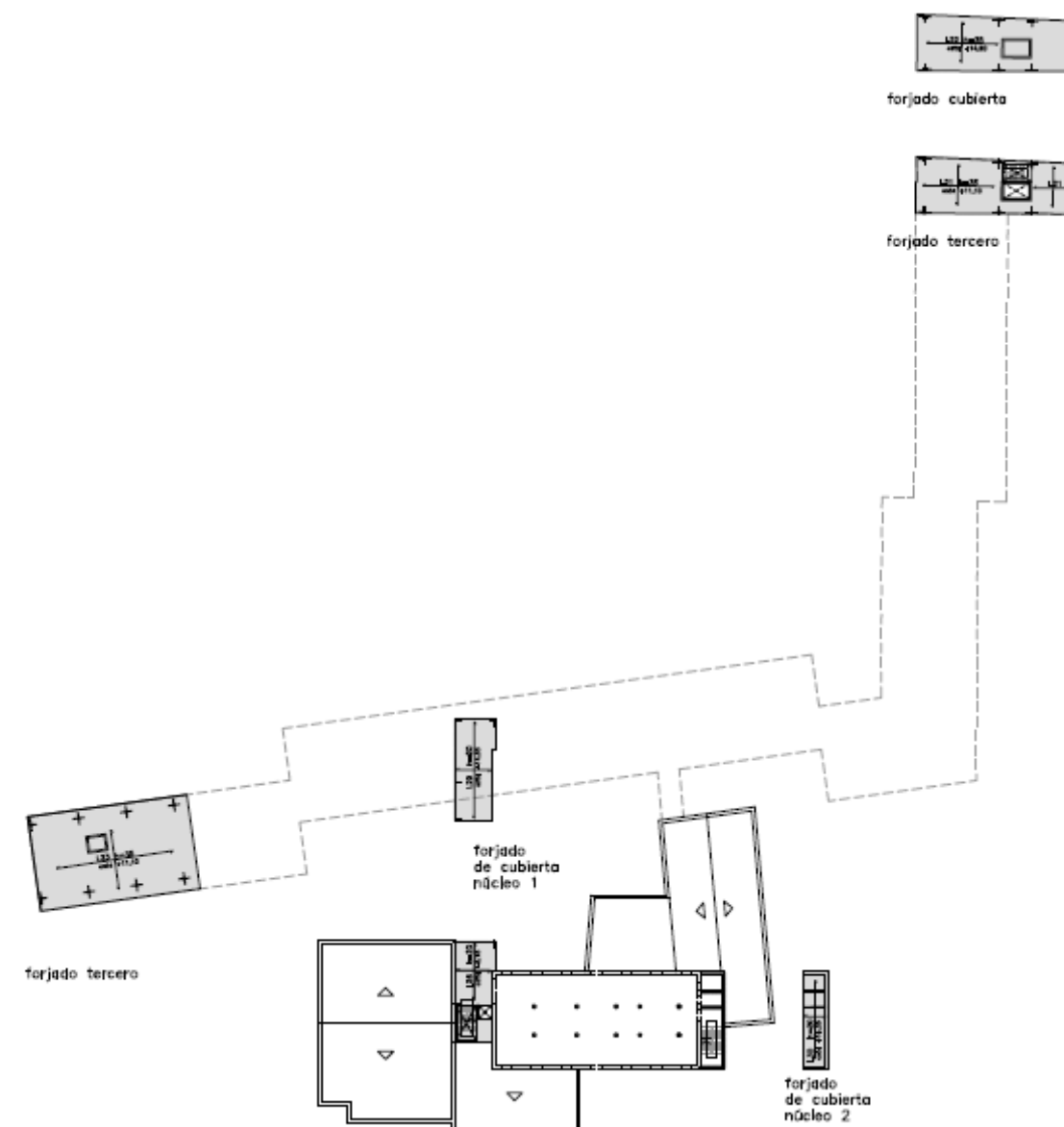
II Forjado 1º Cota +3,70 m



III Forjado 2º Cota +7,40 m



IV Forjado 3º Cota +11,10 m y Forjado 4º Cota +14,50



1.2 JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

El conjunto edificatorio, desde el punto de vista estructural, se puede dividir en dos partes, a saber: el conjunto edificatorio de nueva planta y la intervención sobre el edificio existente.

I Edificación de nueva planta:

En el edificio de nueva planta se ha empleado una modulación de 6,20 x 9,60 en todo el conjunto. El modelo estructural utilizado quiere dar soluciones a unas necesidades de proyecto, dadas principalmente por unos requisitos de imagen que coinciden con la estructura en lo que a dimensiones se refiere y de manera que pueda responder perfectamente al contenedor de la función para la que ha sido proyectado.

Esta parte se resuelve mediante un *sistema estructural mixto* compuesto por *soportes metálicos UPN soldados en cajón y forjado de losa maciza de hormigón armado* quedado configurado de esta manera el pórtico tipo.

La unión entre pilares y el forjado se realiza mediante crucetas metálicas embebidas en el forjado y soldadas sobre la placa superior de pilar.

Para conseguir un completo *arriostramiento* de la estructura se utilizan los muros de hormigón armado de las cajas de ascensores, que proporcionan refuerzo horizontal. De esta manera, las solicitaciones adicionales producidas por las acciones exteriores como consecuencia del desplazamiento de los nudos, efectos de segundo orden, resultan despreciables.

El sistema elegido que ofrece alto grado de flexibilidad en comparación con otros sistemas, tanto durante su ejecución como una vez finalizado el edificio.

Teniendo en cuenta la flexibilidad del propio programa del edificio, se proyecta un sistema estructural que sea capaz de adaptarse fácilmente a posibles cambios de uso de las distintas partes del edificio.

Se emplean soportes metálicos y no de hormigón ya que se busca que la estructura, en aquellos puntos donde queda vista, de sensación de ligereza, reforzada tanto por el material como por la menor sección que los pilares metálicos permiten respecto a los de hormigón. La menor sección de los pilares también disminuye el espesor de los muros en los que éstos quedan embebidos. Además, la relación entre la sección y la resistencia es elevada en los soportes metálicos.

Al tener los pilares una menor sección se potencia el efecto de bandejas superpuestas de los elementos horizontales, que es uno de los puntos de partida del proyecto.

El forjado de losa maciza de hormigón armado presenta ventajas en el comportamiento global de la estructura frente a acciones horizontales e implica una gran rigidez en ambas direcciones (longitudinal y transversal).

Debido a la ausencia de descuelgues en la cara inferior del forjado, el paso de instalaciones a lo largo del edificio se realiza sin ningún tipo de problema, y además el anclaje de éstas se puede realizar con total libertad, al carecer el forjado propuesto de puntos débiles, donde el anclaje de las instalaciones y equipos podría ser problemático.

También hay que tener en cuenta que el forjado queda visto por su cara inferior en algunos puntos y adoptando la losa maciza en todo el conjunto se evitan soluciones distintas para cada parte del edificio, aumentando así también la flexibilidad del mismo.

En cuanto a la cimentación, y en ausencia de estudio geotécnico que proponga una solución adecuada según las características del edificio y del terreno, se opta por una losa de cimentación de 50 cm de canto.

Debido a la situación geográfica de la parcela, colindante al Parque Natural de la Albufera y próximo al río Júcar, hace suponer que nos encontraremos con un terreno arcilloso con gran cantidad de rellenos por sedimentación y un nivel freático a poca profundidad. Esto, unido a la red de acequias existentes en la zona, hace que una cimentación superficial por zapatas no sea recomendable.

Se opta pues por una losa de cimentación que minimice los asentamientos diferenciales que se podrían producir en la estructura debido a la presumible heterogeneidad del terreno de apoyo.

II Intervención sobre la edificación existente:

El sistema estructural utilizado en la intervención sobre el edificio existente se compone también de pilares metálicos UPN soldados en cajón y forjados a base de losa maciza de hormigón armado para dar continuidad a todo el conjunto edificatorio.

Los pilares metálicos aportan gran capacidad resistente con un menor impacto visual en las partes donde se interviene mientras que la losa maciza dota a la preexistencia de una mayor capacidad para soportar los esfuerzos horizontales que pudiese recibir.

Sin embargo, debido tanto a las exigencias de proyecto como a la necesidad de aportar una mayor estabilidad al edificio sobre el que se interviene, se realizan algunas variaciones respecto al sistema estructural adoptado en todo el conjunto.

El núcleo de comunicación vertical que se sitúa entre la zona del molino y el antiguo almacén de arroz se realiza mediante muro continuo de hormigón armado, con el fin de proporcionar rigidez frente a cargas horizontales al edificio del molino. De esta manera, las solicitaciones

adicionales producidas por las acciones exteriores como consecuencia del desplazamiento de los nudos como los efectos de segundo orden, resultan despreciables.

En la parte de almacén de arroz y de maquinaria del molino requieren un tratamiento especial, ya que se les añade una planta y se sustituye la cubierta existente.

Se realiza pues un recrecido del muro existente mediante muro de hormigón armado, debidamente anclado al preexistente mediante conectores y resinas epoxi y una cubierta a dos aguas de hormigón armado de espesor variable en la zona del antiguo almacén de arroz y cubierta plana de losa maciza en la zona del antiguo almacén de maquinaria.

Este monolitismo estructural del sistema formado por muros y cubiertas de hormigón armado será el encargado de proporcionar estabilidad a los muros existentes frente a esfuerzos horizontales, evitando alabeos o deformaciones en este, de forma que se podrán retirar los tirantes interiores que realizan esta función en la actualidad.

El forjado intermedio, se conectará al muro existente mediante conectores, de forma que no produzca esfuerzos no deseados en este.

La cimentación en esta parte del conjunto edificatorio también presenta algunas peculiaridades, debido a los condicionantes impuestos por la preexistencia.

En la zona de almacén de maquinaria los pilares metálicos arrancarán desde los muros preexistentes que soportan las bóvedas de la acequia mediante placa de anclaje debidamente anclada a este mediante barras de acero fijadas con resinas epoxi.

En el resto del molino, la cimentación de los pilares se realizará mediante zapatas aisladas arriostradas en ambas direcciones con el fin de evitar asentamientos diferenciales.

1.3 MEDIDAS CONSTRUCTIVAS ESPECIALES CONSIDERADAS

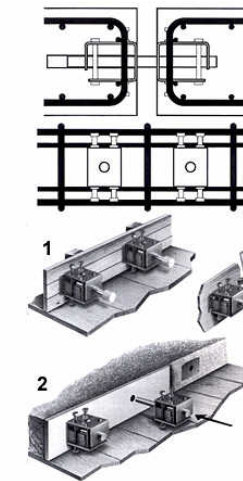
I Juntas de dilatación de la estructura:

Las variaciones de temperatura ocasionan cambios en la estructura, acortamientos y alargamientos en las vigas, que deben ser restringidos. Al disponer de juntas de dilatación se permite la contracción y expansión de la estructura, reduciendo los esfuerzos de estos movimientos y sus consecuencias.

El sistema escogido permite la ejecución de una junta de dilatación con necesidad de duplicar los soportes, es el sistema goujon-cret. Este sistema se basa en el uso de unos pasadores de acero (goujon) introducidos en vainas, que permiten el movimiento de contracción y dilatación de la estructura. Además, están diseñados y calculados para absorber el esfuerzo cortante que se produce en la unión.

El sistema se aplicará en la unión de dos 2 elementos estructurales que permite:

- La transmisión de esfuerzos cortantes de un elemento a otro.
- Compatibilidad de deformaciones verticales entre ambos elementos.
- Movimiento horizontal entre ambos elementos paralelos al eje del conector.

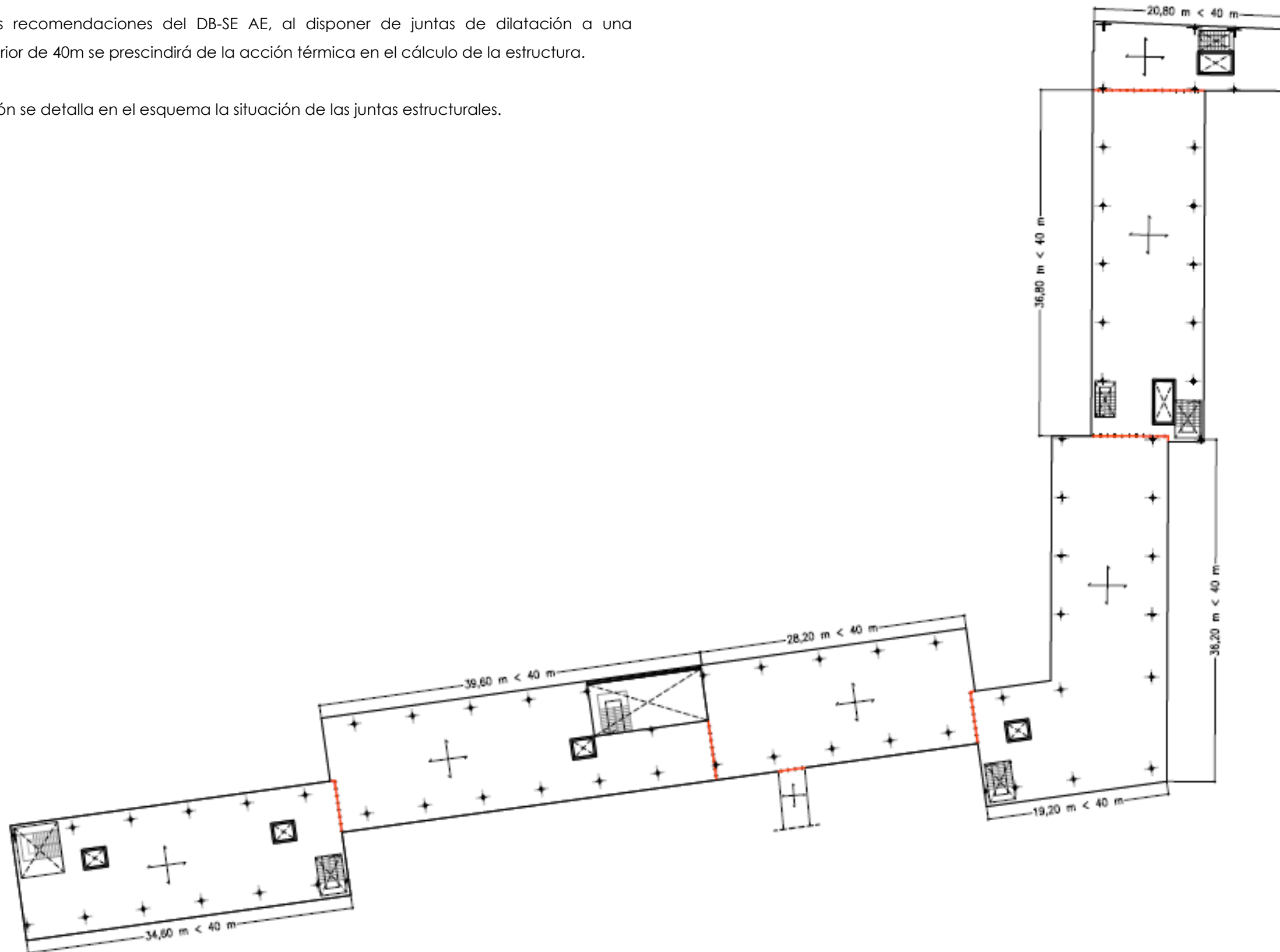


El pasador y la vaina de deslizamiento pueden ser de sección cilíndrica, cuadrada o rectangular. Las vainas se fijan al encofrado mediante unas placas. Pasador, vaina y placas son de acero inoxidable resistente a la corrosión y de alta resistencia a la rotura. El reparto de las cargas se realiza mediante una carcasa (cilíndrica o prismática según sea la sección del pasador) fabricada en mortero de cemento con una resistencia muy alta y exento de cloruros. Su función es aumentar la sección de transmisión de esfuerzos al hormigón.

El ancho de la junta no será inferior a 25mm y estará relleno de poliestireno expandido, con el fin de que no se introduzcan materiales extraños en ella impidiendo su correcto funcionamiento. La junta afectará a todos los elementos constructivos del edificio permitiendo su libre movimiento, con excepción de los cimientos enterrados, que no necesitan juntas.

Seguendo las recomendaciones del DB-SE AE, al disponer de juntas de dilatación a una distancia inferior de 40m se prescindirá de la acción térmica en el cálculo de la estructura.

A continuación se detalla en el esquema la situación de las juntas estructurales.



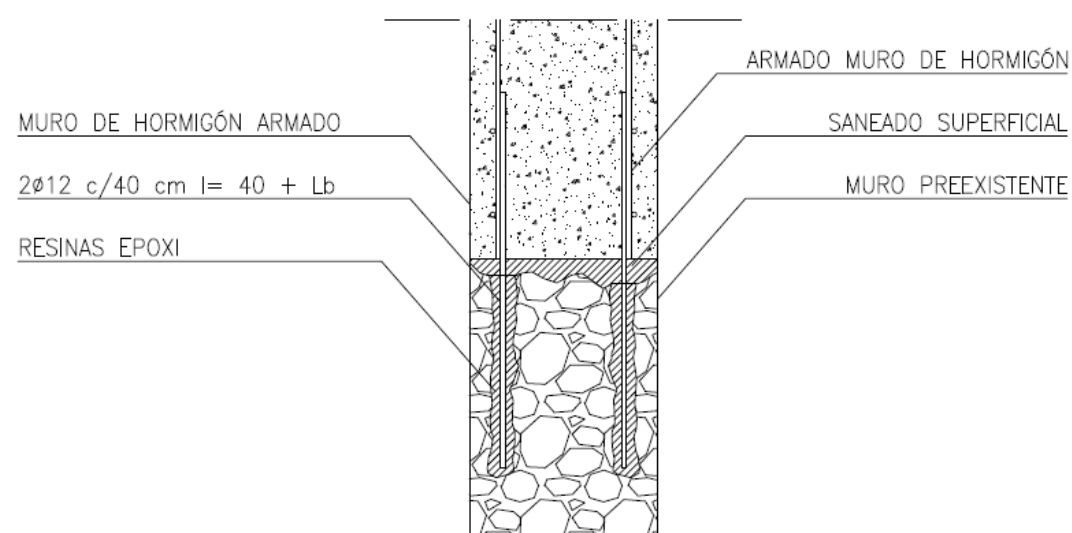
II Anclaje de elementos nuevos a la edificación existente:

En la intervención sobre el edificio existente resulta importante destacar el anclaje de los elementos nuevos a la edificación existente, ya que de la solidez de esta conexión dependerá el que ambas construcciones trabajen de forma solidaria y por lo tanto, la estabilidad global del conjunto.

Por lo que respecta al recredido del muro de la zona del almacén de arroz, esta unión se realizará mediante la colocación de dos redondos de 12 mm cada 40 cm.

Se realizarán taladros en el muro existente y se introducirán los redondos hasta una profundidad de 50 cm. La holgura entre el taladro y el muro existente se rellenará con resinas epoxi, con el fin de que los esfuerzos que estas barras pudieran recibir, sean transmitidos de forma efectiva al muro existente y viceversa y así lograr que ambas construcciones trabajen de forma solidaria.

Previo a la ejecución de los taladros se realizará un saneado de la superficie de apoyo.

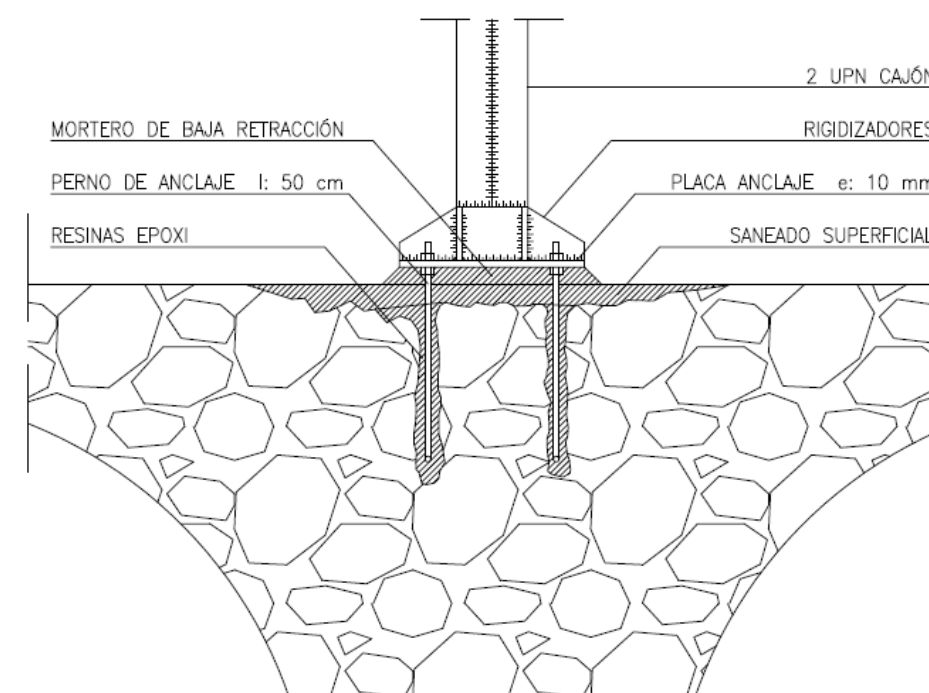


Por lo que respecta al arranque de los pilares metálicos en la zona del almacén de maquinaria del molino, al asentarse sobre los muros que soportan las bóvedas de la acequia, no puede realizarse una cimentación al uso.

Por esto se utilizará un sistema de placa de anclaje sobre un recredido de mortero de cemento de baja retracción anclado al muro con cuatro redondos de 12 mm a una profundidad de 50 cm. La holgura entre el taladro y el redondo se rellenará también con resinas epoxi, igual que en el caso anterior para garantizar la correcta transmisión de cargas.

Hay que destacar que, al tratarse de un proyecto fin de carrera no se han realizado las comprobaciones necesarias para garantizar que la cimentación existente resistirá las nuevas cargas, pero debido a las dimensiones de esta y el estado general del molino, se considera que no será necesario ir a una solución más compleja.

Previo a la ejecución de los taladros se realizará un saneado de la superficie de apoyo.



1.4 NORMATIVA DE APLICACIÓN

Para el dimensionado y el cálculo de la estructura del presente proyecto se ha tenido en cuenta la normativa actual de obligado cumplimiento que se detalla a continuación:

Del CTE el Documento Básico de Seguridad Estructural Acciones en la edificación DB-SE AE

Del CTE el Documento Básico de Seguridad Estructural Cimientos DB-SE C

Del CTE el Documento Básico de Seguridad Estructural Acero DB-SE A

Del CTE el Documento Básico de Seguridad en caso de incendio DB-SI

La NCSE 02 Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación

La EHE 08 Instrucción de hormigón estructural

2. BASES DE CÁLCULO:

2.1 PERIODO DE SERVICIO

De conformidad con la normativa vigente (EHE- 08), y con el fin de garantizar la seguridad de las personas, los bienes, el bienestar de la sociedad y la protección del medio ambiente, las estructuras de hormigón deberán ser idóneas para su uso, durante la totalidad del periodo de vida útil para la que se construye.

Tabla 5.1. Vida útil nominal de los diferentes tipos de estructura ⁽¹⁾

Tipo de estructura	Vida útil nominal
Estructuras de carácter temporal ⁽²⁾	Entre 3 y 10 años
Elementos reemplazables que no forman parte de la estructura principal (por ejemplo, barandillas, apoyos de tuberías)	Entre 10 y 25 años
Edificios (o instalaciones) agrícolas o industriales y obras marítimas	Entre 15 y 50 años
Edificios de viviendas u oficinas, puentes u obras de paso de longitud total inferior a 10 metros y estructuras de ingeniería civil (excepto obras marítimas) de repercusión económica baja o media	50 años
Edificios de carácter monumental o de importancia especial	100 años
Puentes de longitud total igual o superior a 10 metros y otras estructuras de ingeniería civil de repercusión económica alta	100 años

Nuestro edificio responde a “Edificios de viviendas u oficinas y estructuras de obra civil”, luego la vida útil de la estructura será de 50 años.

2.2 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS CONSIDERADAS PARA LOS MATERIALES

Las condiciones ambientales a la que se ve sometida la estructura están constituidas por las acciones físicas y químicas que pueden causar su deterioro y que son distintas a las acciones y sollicitaciones consideradas en el análisis estructural. Por ello, es importante la correcta elección de los materiales, cuyas características deben ser las apropiadas para garantizar la durabilidad de la estructura.

El tipo de ambiente que afecta al edificio es, según la EHE, marino, clase de exposición IIIa, que supone una corrosión de las armaduras por ataque de cloruros. Según la exposición IIIa, la EHE establece unas recomendaciones que nos dan lugar a los materiales escogidos:

-*Cemento*: Tanto en la cimentación como en la estructura aérea, el cemento utilizado en la fabricación del hormigón armado deberá tener una elación agua/cemento máxima $w_o/c = 0.50$, y la cantidad de cemento mínima será de 300kg/m³. El tipo de cemento empleado será CEM-I, cemento Portland sin adición principal, endurecimiento normal.

-*Áridos*: Según la EHE, el árido previsto para la obra debe ser de naturaleza preferentemente caliza, árido de machaqueo. El tamaño máximo de árido en la cimentación será 40mm, y en la estructura aérea será 20mm.

-*Hormigón armado*: Teniendo en cuenta la clase de exposición IIIa, la tipificación de los hormigones armados escogidos serán:

- Para la cimentación
 - Hormigón de limpieza HL-150/B/40
 - Hormigón de cimentación HA-30/B/40/IIIa $f_{ck}=30\text{ N/mm}^2$
- Para la estructura aérea:
 - Hormigón de forjados HA-25/B/20/IIIa $f_{ck}=25\text{ N/mm}^2$

-*Acero para armar*: Con el fin de evitar la corrosión de las armaduras, la EHE establece un recubrimiento mínimo para la f_{ck} adoptada y la clase de exposición en la que se encuentra la obra. Este recubrimiento será de 35mm.

Tanto para la cimentación como para la estructura aérea, se ha empleado barras corrugadas de acero soldable, sin características especiales de ductilidad, con la siguiente tipificación:

- Acero de armar B 500 S $f_y=500\text{ N/mm}^2$
- Malla electrosoldada B 500 T $f_y=500\text{ N/mm}^2$

-*Acero laminar de pilares*: Se dispondrá en esta estructura un acero de tipo A-52b, cuyas características mecánicas son:

- Limite elástico mínimo, $f_y=355\text{ N/mm}^2$
- Resistencia a tracción, $f_u=490\text{ N/mm}^2$

2.3 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS CONSIDERADAS PARA EL TERRENO

Las características mecánicas del terreno donde se asienta el edificio se deben obtener del estudio geotécnico del terreno.

Debido a la inexistencia de dicho estudio, y teniendo en cuenta la situación de la parcela, colindante al Parque Natural de la Albufera, consideramos un terreno que básicamente está constituido por arcillas limosas de plasticidad baja o media.

Para el presente proyecto, se trabaja con la hipótesis de un terreno favorable y con poca variabilidad.

Para la realización de un estudio geotécnico es necesario solicitar los datos en relación con las peculiaridades y problemas de emplazamiento, inestabilidad, desplazamientos, obstáculos enterrados, configuración constructiva y cimentación de las construcciones limítrofes, información disponible sobre el nivel freático y el nivel pluviométrico del lugar, sismicidad del municipio...

Por ello, a falta del estudio geotécnico, y de acuerdo con el código técnico de la edificación DB-SE-C, se han tomado las siguientes variables:

- La *tensión admisible del terreno* considerada para el dimensionado de elementos de cimentación ha sido de 1,00 Kg/cm², admitiéndose un comportamiento elástico del terreno y aceptando una distribución lineal de tensiones en el mismo.
- El *coeficiente de balasto* real a considerar para el cálculo es de 60 MN/m³.
- El *nivel freático* se sitúa sobre una profundidad de -1 m.

2.4 EXIGENCIAS BÁSICAS DE CAPACIDAD PORTANTE, APTITUD AL SERVICIO Y DURABILIDAD

Para satisfacer este requisito, las estructuras deberán proyectarse, construirse, controlarse y mantenerse de forma que se cumplan unos niveles mínimos de fiabilidad para cada una de las exigencias establecidas en la EHE 08:

I Exigencia de resistencia y estabilidad:

Serán las adecuadas para que no se generen riesgos inadmisibles como consecuencia de las acciones e influencias previsibles, manteniéndose durante su vida útil prevista, que en nuestro caso será de 50 años. El nivel de fiabilidad que debe asegurarse en nuestra estructura de hormigón es el definido por su índice de fiabilidad B50, para un período de 50 años que no deberá ser inferior a 3,8

II Exigencias de aptitud al servicio:

La aptitud al servicio será conforme con el uso previsto para nuestra estructura, de forma que no se produzcan deformaciones inadmisibles, se limite a un nivel aceptable, inadmisible para la confortabilidad de usuarios del edificio y, además no se produzcan degradaciones o fisuras inaceptables. En nuestra estructura tenemos deformaciones admisibles, ya que cumple las limitaciones de flecha establecidas por el apartado 4.3.3 del DB SE del CTE.

Además, en ausencia de requisitos adicionales específicos tal y como establece la EHE 08, las aberturas características de fisura no serán superiores a las máximas aberturas de fisura que figuran en la tabla 5.1.1.2

Tabla 5.1.1.2		
Clase de exposición, según artículo 8º	w _{máx} [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
Ila, I Ib, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIla, II Ib, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
II Ic, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

En nuestra estructura tenemos Hormigón HA-30 / B / 20 / IIla, luego la w_{máx} será la establecida para hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones) de 0,2 mm.

III Exigencias relativas al requisito de seguridad en caso de incendio:

Para satisfacer este requisito se deberá proyectar de forma que se cumplan una serie de exigencias entre las que se encuentra la de resistencia de la estructura frente al fuego , según la cual nuestra estructura debería mantener su resistencia frente al fuego durante el tiempo establecido en las correspondientes reglamentaciones específicas que sean aplicables de manera que se limite la propagación del fuego y se facilite la evacuación de los ocupantes y la intervención de los equipos de rescate y extinción de incendios según el DB SI del CTE.

2.5 ACCIONES CONSIDERADAS, COMBINACIONES EFECTUADAS Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

2.5.1 ACCIONES CONSIDERADAS

I Acciones permanentes

- Forjado de Losa maciza de 35 cm de canto → 8,4 KN / m²
- Solado → 1 KN / m²
- Cubierta plana con acabado de grava → 2,9 KN / m²
- Tabiquería → 1,2 KN / m²
- Falsos techos → 0,4 KN / m²
- Cerramientos ciego → 8,4 KN / m
- Cerramiento vidrio → 1 KN / m

II Acciones variables

Sobrecarga de uso:

- Zonas con mesas y sillas → 3 KN / m² (uniforme) 4 KN (concentrada)
- Zonas con asientos fijos → 4 KN / m² (uniforme) 4 KN (concentrada)
- Zonas libres, salas de exposición → 3 KN / m² (uniforme) 4 KN (concentrada)
- Cubierta no transitable → 1 KN / m² (uniforme) 2 KN (concentrada)

Viento:

Según el DB SE AE, la acción del viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, q_e, será:

q_e = q_b*C_e*C_p

Siendo:

- q_b la presión dinámica del viento, que según el DB SE AE Anejo D, el edificio se sitúa en la Zona eólica A, según la figura D.1 y el valor básico de la presión dinámica del viento es q_b= 0,42 kN/m².
- C_e el coeficiente de exposición que se obtiene de la Tabla 3.4 considerando que el edificio se encuentra en una zona urbana, por lo que el grado de aspereza del entorno es IV.
- C_p el coeficiente eólico o de presión que se obtiene de la tabla 3.5 ya que se considera el edificio objeto un edificio de pisos, con forjados que conectan todas las fachadas a intervalos regulares, con huecos de ventanas practicables o herméticos.

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e

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

Tabla 3.5. 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

Nieve

El valor de la sobrecarga de nieve se obtiene de la tabla 3.8 del DB SE AE. Por lo tanto al encontrarse la localidad de Sueca muy próxima a Valencia, se considera una sobrecarga de nieve de 0,2 kN/m².

Acciones térmicas

Según el DB-SE AE, no se tendrán en cuenta la acción térmica, ya que se han creado juntas de dilatación a una distancia inferior a 40m. La ubicación de las juntas queda especificada en los planos de estructura.

III Acciones accidentales

Acciones sísmicas

El presente proyecto cumple las especificaciones de la norma NCSE 02 por ser una obra de nueva planta, además en el caso de la rehabilitación del molino se tendrá en cuenta esta norma, a fin de que los niveles de seguridad de los elementos afectados sean superiores a los que poseían en su concepción original, según se dispone en el artículo 1.2.1. El cumplimiento es procedente tanto en las preinscripciones de índole general del apartado 1.2.4 como en las disposiciones o normas específicas de sismorresistencia. A continuación se verificara si se cumplen las condiciones especificadas en el artículo 1.2.3, para comprobar si la presente norma es de aplicación.

- "a_b" aceleración sísmica básica, definida en el artículo 2.1:

Según mapa 2.1: 0,04 ≤ a_b < 0,08g

Según anexo I, municipio de Sueca a_b = 0,07g
- "ρ" coeficiente adimensional de riesgo, que toma el valor ρ = 1 para una construcción de importancia normal, como es nuestro caso para un edificio con un período útil previsto de 50 años
- "S" coeficiente de amplificación del terreno que toma el valor de $S = \frac{C}{1,25}$ para $\rho \times a_b \leq 0,1g$

Asumiendo que se dispone de un terreno tipo II, de consistencia media, se tiene que C = 1,3 por lo tanto S = 1,04
- Con estos datos calculamos la aceleración sísmica de cálculo:

 $a_c = S \times \rho \times a_b = 1,04 \times 1 \times 0,07g = 0,073g$

Según 1.2.3 por ser a_c < 0,08g y estar los pórticos bien arriostrados entre sí en ambas direcciones, no es de aplicación la NCSE-02.

2.5.2 COMBINACIÓN DE ACCIONES

La combinación de acciones, de diversos orígenes, se ha realizado de acuerdo con lo prescrito en la Instrucción EHE 08 aplicando las hipótesis siguientes:

I Estructura aérea:

- Situaciones persistentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} 0,9 \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

- Situaciones sísmicas:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \gamma_A A_{E,k} + \sum_{i \geq 1} 0,8 \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

II Cimentación:

- Situaciones persistentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} 0,9 \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

- Situaciones sísmicas:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \gamma_A A_{E,k} + \sum_{i \geq 1} 0,8 \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

Siendo:

- G_{kj}= Valor característico de las acciones permanentes, más las acciones indirectas con carácter de permanencia.
- Q_{ki}= Valor representativo de combinación de acciones variables concomitantes.
- Q_{k1}= Valor característico de la acción variable determinante.
- γ= coeficientes de seguridad.
- A_{ek} = Valor característico de la acción sísmica, calculado según la Norma Sismorresistente.

2.5.3 COEFICIENTES DE SEGURIDAD

I Coeficiente de mayoración de las acciones:

Estados Límites Últimos (ELU)

Tipo de acción	Situación permanente o transitoria		Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
G permanente	γ _G = 1.00	γ _G = 1.50	γ _G = 1.00	γ _G = 1.00
G´ permanente de valor no cte.	γ _{G´} = 1.00	γ _{G´} = 1.60	γ _{G´} = 1.00	γ _{G´} = 1.00
Q variable	γ _Q = 0	γ _Q = 1.60	γ _Q = 0	γ _Q = 1.00
A accidental	-	-	γ _A = 0	γ _A = 1.00

Estados Limites de Servicio (ELS)

Tipo de acción	Efecto favorable	Efecto desfavorable
G permanente	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.00$
G´ permanente de valor no constante	$\gamma_{G'} = 1.00$	$\gamma_{G'} = 1.00$
Q variable	$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1.00$

II Coeficiente de minoración de la resistencia de materiales

Estados Limites Últimos (ELU)

- Nivel de control estadístico del hormigón.
- Nivel de control normal del acero laminar.
- Nivel de control normal del acero de armar.

Situación de proyecto Hormigón γ_c Acero pasivo y activo γ_s
Persistente o transitoria $\gamma_c = 1.50$ $\gamma_s = 1.15$
Accidental $\gamma_c = 1.30$ $\gamma_s = 1.00$

Estados Limites de Servicio (ELS)

Los coeficientes γ_c y γ_s se adoptan con un valor igual a la unidad para cualquier situación.

3. PREDIMENSIONADO Y CÁLCULO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES:

3.1 PREDIMENSIONADO DEL FORJADO DE LOSA MACIZA DE HORMIGÓN ARMADO

Para el predimensionado de los forjados a base de losa bidireccional maciza de hormigón armado nos hemos basado en el artículo 5.2.2.1 de la EHE 08, donde dice que en vigas y losas de edificación, no será necesaria la comprobación de flechas cuando la relación luz/canto útil del elemento estudiado sea igual o inferior al valor indicado en la tabla 50.2.2.1.a

Tabla 50.2.2.1.a Relaciones L/d en vigas y losas de hormigón armado sometidos a flexión simple

SISTEMA ESTRUCTURAL L/d	K	Elementos fuertemente Armados: $\rho=1,5\%$	Elementos débilmente Armados $\rho=0,5\%$
Viga simplemente apoyada. Losa uni o bidireccional simplemente apoyada	1,00	14	20
Viga continua ¹ en un extremo. Losa unidireccional continua ^{1,2} en un solo lado	1,30	18	26
Viga continua ¹ en ambos extremos. Losa unidireccional o bidireccional continua ^{1,2}	1,50	20	30
Recuadros exteriores y de esquina en losas sin vigas sobre apoyos aislados	1,15	16	23
Recuadros interiores en losas sin vigas sobre apoyos aislados	1,20	17	24
Voladizo	0,40	6	8

¹ Un extremo se considera continuo si el momento correspondiente es igual o superior al 85% del momento de empotramiento perfecto.

² En losas unidireccionales, las esbelteces dadas se refieren a la luz menor.

³ En losas sobre apoyos aislados (pilares), las esbelteces dadas se refieren a la luz mayor.

Por lo tanto, calculamos el canto mínimo de la losa para no hacer la comprobación de flecha. La luz de referencia será 9,6 ya que se trata de una losa sobre apoyos aislados (pilares), por lo que las esbelteces dadas se refieren a la luz mayor.

Así, entrando en la tabla en losa bidireccional continua y considerando una losa maciza de hormigón armado como elemento débilmente armado, la relación L/d debería ser como mínimo 30. Por lo tanto:

$$L / d \leq 30 \rightarrow 9,6 / 30 \leq d \rightarrow d \geq 0,32 \text{ m}$$

Por lo tanto, adoptaremos una losa bidireccional de hormigón armado de un canto total de 35 cm.

3.2 PREDIMENSIONADO DE LOS PILARES METÁLICOS

Los soportes serán los encargados de transmitir las cargas de las vigas a la cimentación, se realizarán con 2 perfiles metálicos UPN soldados en cajón. Predimensionaremos el soporte más desfavorable.

Evaluación de cargas:

Cogiendo el ámbito de carga del soporte considerado, adoptaremos las siguientes cargas para el pilar de planta baja.

$$G = 1320 \text{ KN}$$

$$Q = 445 \text{ KN}$$

Combinación de acciones:

$$N_d = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1320 + 1.5 \times 445 = 2449.5 \text{ KN}$$

Como el pilar está sometido a flexocompresión ya que, al menos, tiene el momento flector debido a la excentricidad mínima, vamos a incrementar en el cálculo un 10% el axil para tener en cuenta este momento. De esta manera el axil de cálculo es:

$$N_d = 1.1 \times 2449.5 = 2694.5 \text{ KN}$$

Cálculo del perfil:

Al ser el pilar un elemento comprimido hay que tener en cuenta los efectos del pandeo, por lo tanto la expresión que emplearemos para el predimensionado será:

$$A \geq \frac{N_d}{\sigma_e} \times \omega$$

Siendo:

A el área del perfil en cm^2

N_d el axil de cálculo

σ_e para el acero A-42 = 2600 Kg/cm² (26 KN/ cm²)

ω coeficiente de pandeo que calcularemos a continuación

Cálculo del coeficiente ω

El coeficiente de pandeo ω se obtiene a partir de la esbeltez λ

Como la barra se considera articulada-empotrada, por lo que tomamos un coeficiente $\beta = 0.7$

Por lo tanto, y escogiendo dos perfiles UPN 320 soldados en cajón, de radio de giro en su eje más desfavorable $i = 7,91$ cm (Valor tomado del prontuario Ensidesa)

$$\lambda = \frac{\beta \times L}{i} = \frac{0,7 \times 340}{7,91} = 30$$

El coeficiente ω se obtiene interpolando en la siguiente tabla para acero A-42:

λ	0	60	80	100	150
ω	1	1,2	1,5	2	4

Por lo tanto, interpolando linealmente entre $\lambda = 0$ y $\lambda = 60$ obtenemos que para $\lambda = 30 \rightarrow \omega = 1,1$

Por lo tanto, sustituyendo en la expresión anterior tenemos que:

$$A \geq \frac{N_d}{\sigma_e} \times \omega = \frac{2694,5}{26} \times 1,1 = 114 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto dos perfiles UPN 320 soldados en cajón CUMPLE para los pilares centrales de planta baja, ya que su área es de 152 cm²

3.3 CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Se ha realizado un cálculo de la estructura del proyecto tomando como referencia un bloque representativo que forma parte del conjunto edificatorio.

Para el cálculo completo de los elementos estructurales se ha empleado el programa EF-CID, elaborado por el Departamento de Materiales de Construcción y Teoría de las estructuras de la Universidad Politécnica de Valencia.

I Modelización de la estructura:

Para el cálculo de los diferentes elementos estructurales, se efectúa la idealización de la estructura real a un modelo estructural que pueda ser analizada mediante el programa de cálculo computerizado.

Para ello se han efectuado las siguientes hipótesis y simplificaciones, correspondientes al denominado cálculo lineal de estructuras y que son:

- Idealización de la estructura real (medio continuo) a un modelo de barras prismáticas de generatriz recta y sección transversal constante (medio discreto).
- Suponemos que nos encontramos dentro del campo de las pequeñas deformaciones, en virtud de la cual, las condiciones de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones se plantean adoptando como soporte la geometría base antes de la deformación.
- Aceptación de la ley de Hook en la hipótesis de trabajo, que implica la relación lineal entre tensión y deformación.
- Se admite como válida la hipótesis de Navier, que supone que toda sección plana y perpendicular a la generatriz de la barra, permanece plana después de la deformación.
- Se acepta el principio de superposición por el cual el efecto de todas las acciones sobre la estructura es igual a la suma de los efectos que producen las acciones aplicadas individualmente.

II Método de cálculo:

Para hacer viable numéricamente el análisis de la estructura hay que simplificarla reduciendo, hasta un límite razonable, el número de puntos en los que se analiza el movimiento de la estructura. Estos puntos se denominan nodos o nudos.

Los elementos estructurales son las porciones de material existentes entre nudos. Cada elemento soporta una parte de las cargas y la conduce hasta los apoyos a costa de deformarse, en mayor o menor medida, dependiendo de sus características mecánicas y de rigidez.

El programa EF-CiD permite calcular y analizar los esfuerzos a los que están sometidos los elementos de una estructura de edificación y obtener los movimientos de sus nudos.

El programa utilizado realiza el cálculo de los movimientos (desplazamientos y giros) y de las deformaciones de la estructura debidos a un sistema de acciones externas se lleva a cabo siguiendo el denominado Método Matricial de las Rigideces para el caso de cálculo estático y la Superposición Modal para el cálculo dinámico.

III Dimensionado y verificación de los elementos estructurales

Para el cálculo de los pilares metálicos la comprobación se realiza barra a barra y para cada una de las Combinaciones de Hipótesis de carga correspondientes a un Estado Límite Último. Para ello, se controla cada barra estudiando una serie de secciones distantes entre sí menos de 30 cm. En cada una de estas secciones se calculan las tensiones en seis puntos.

Puesto que la tensión admisible es distinta según sea el tipo de sollicitación (normal, tangencial o superposición de ambas), se realiza el cálculo de la tensión de comparación por superposición de tensiones normales y tangenciales según el criterio de Von Mises.

Las barras comprimidas se comprueban a pandeo siguiendo los criterios de la norma DB SE A.

Para el cálculo de los elementos superficiales, es decir, la losa de cimentación y los forjados de losa maciza de hormigón, el programa informático los asimila a emparillados de barras.

El programa EFCiD entiende como emparillado aquellas estructuras cuyos elementos están contenidos completamente en un solo plano horizontal y las cargas que actúan sobre ella son verticales, es decir, actúan perpendicularmente a la estructura. En cada nudo se consideran tres grados de libertad (dos giros y una traslación).

El cálculo de la losa de cimentación se hace asimilando la misma a un emparillado de vigas sobre lecho elástico, considerando que existe una proporcionalidad entre las fuerzas actuantes y los asentamientos producidos reflejada en el módulo de balasto.

El programa no obtiene los armados de estos elementos, sino que a partir de los esfuerzos de armado obtenidos, y por medio de ábacos o tablas de dimensionamiento, obtenemos el armado necesario que se ajuste a las necesidades del cálculo de forma que se cumplan los criterios del mismo y a la vez se facilite la ejecución.

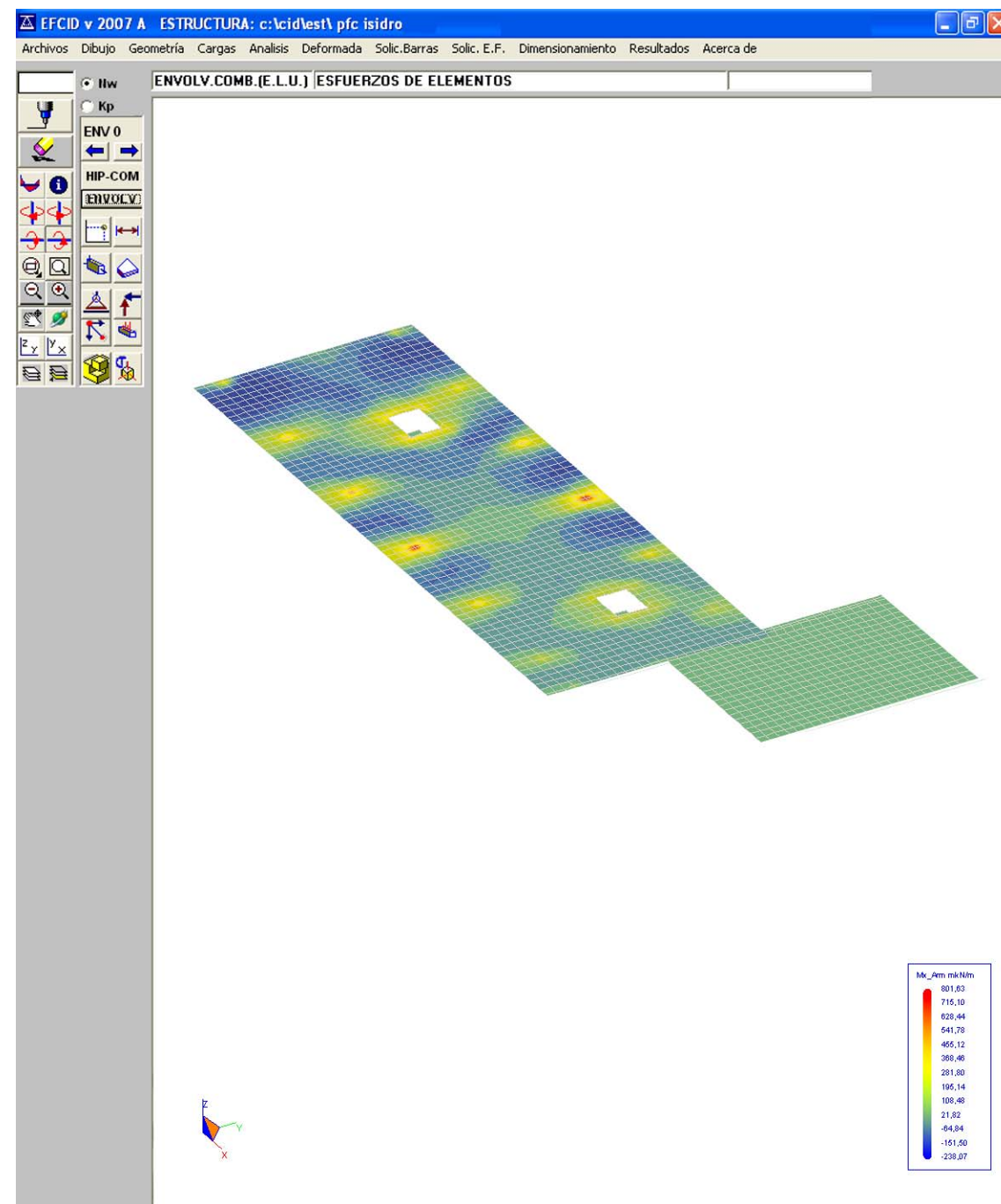
Para evitar el cálculo de la flecha en los forjados, se ha adoptado el canto mínimo necesario que exige la EHE 08 como se muestra en el apartado 3.1 de esta memoria.

Para el cálculo de la armadura de punzonamiento necesaria en estos elementos se han comprobado los ejes de los pilares entrando también en tablas de dimensionamiento, disponiendo de armadura de punzonamiento en los lugares donde la resistencia del hormigón frente a este esfuerzo era insuficiente.

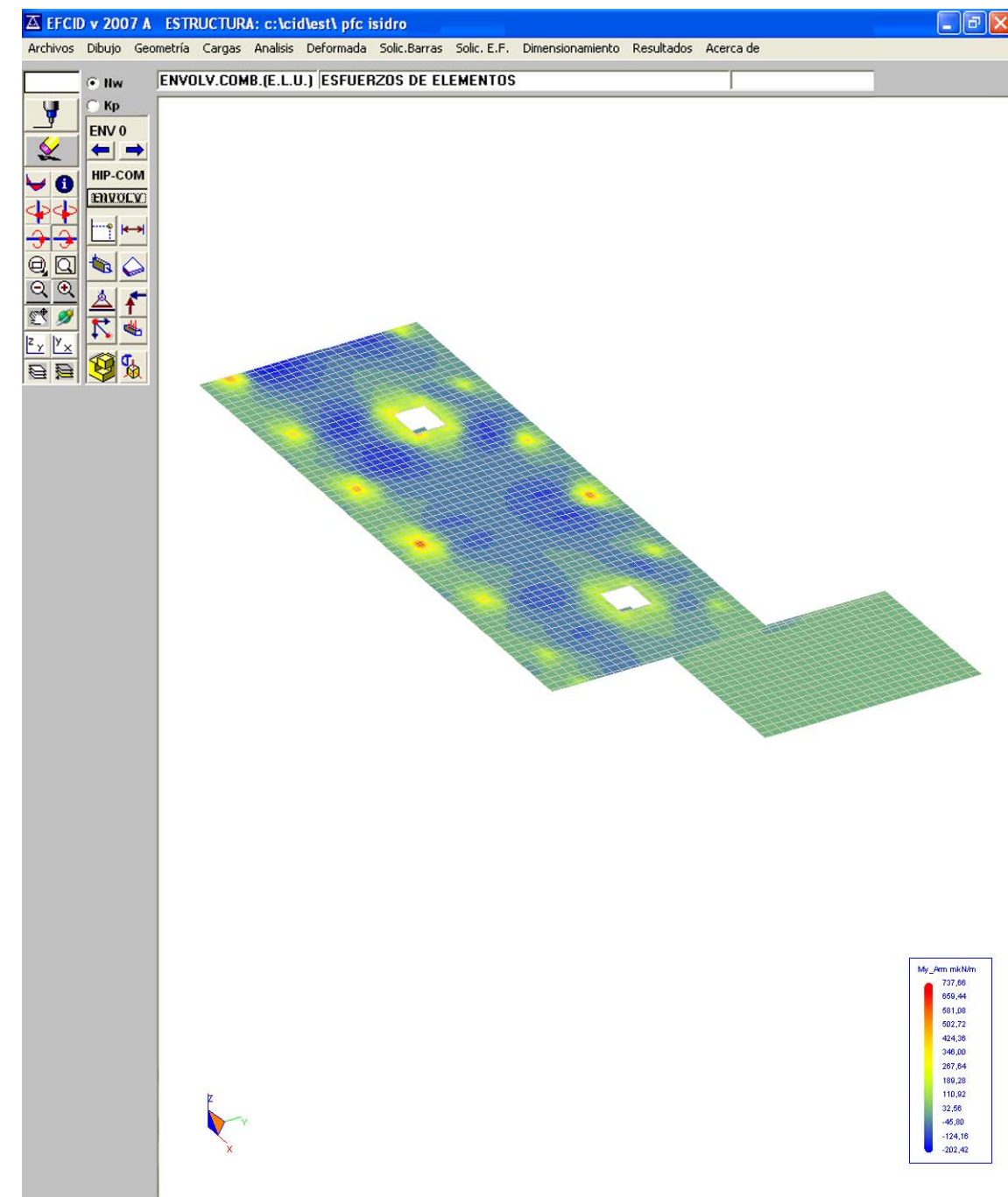
3.4 ESFUERZOS DE ARMADO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SUPERFICIALES

A continuación se adjuntan los diagramas de esfuerzos de armado para cada eje de referencia obtenidos en el programa informático utilizados para el armado de estos elementos estructurales.

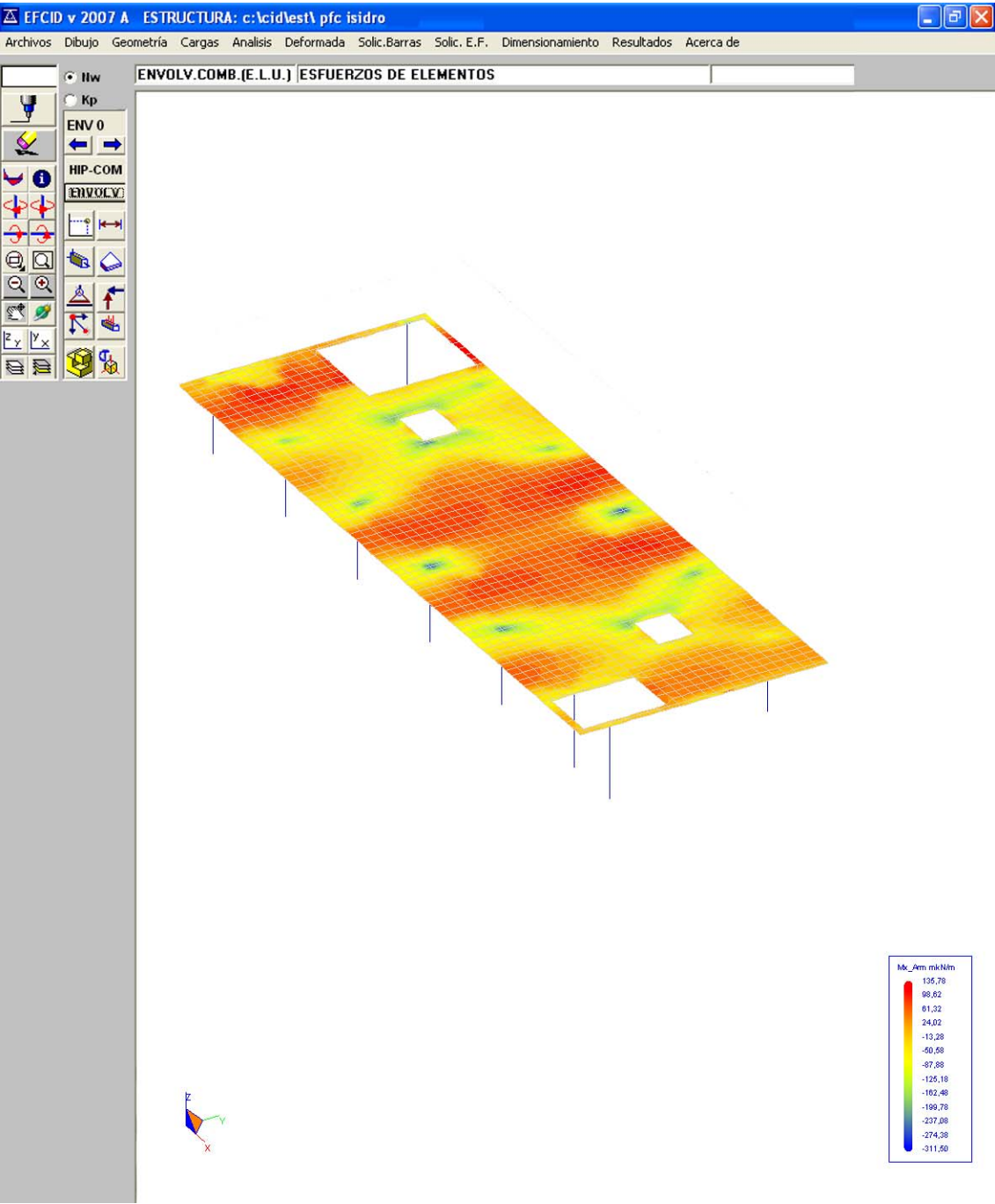
I Losa de cimentación: Momentos de armado en Eje X



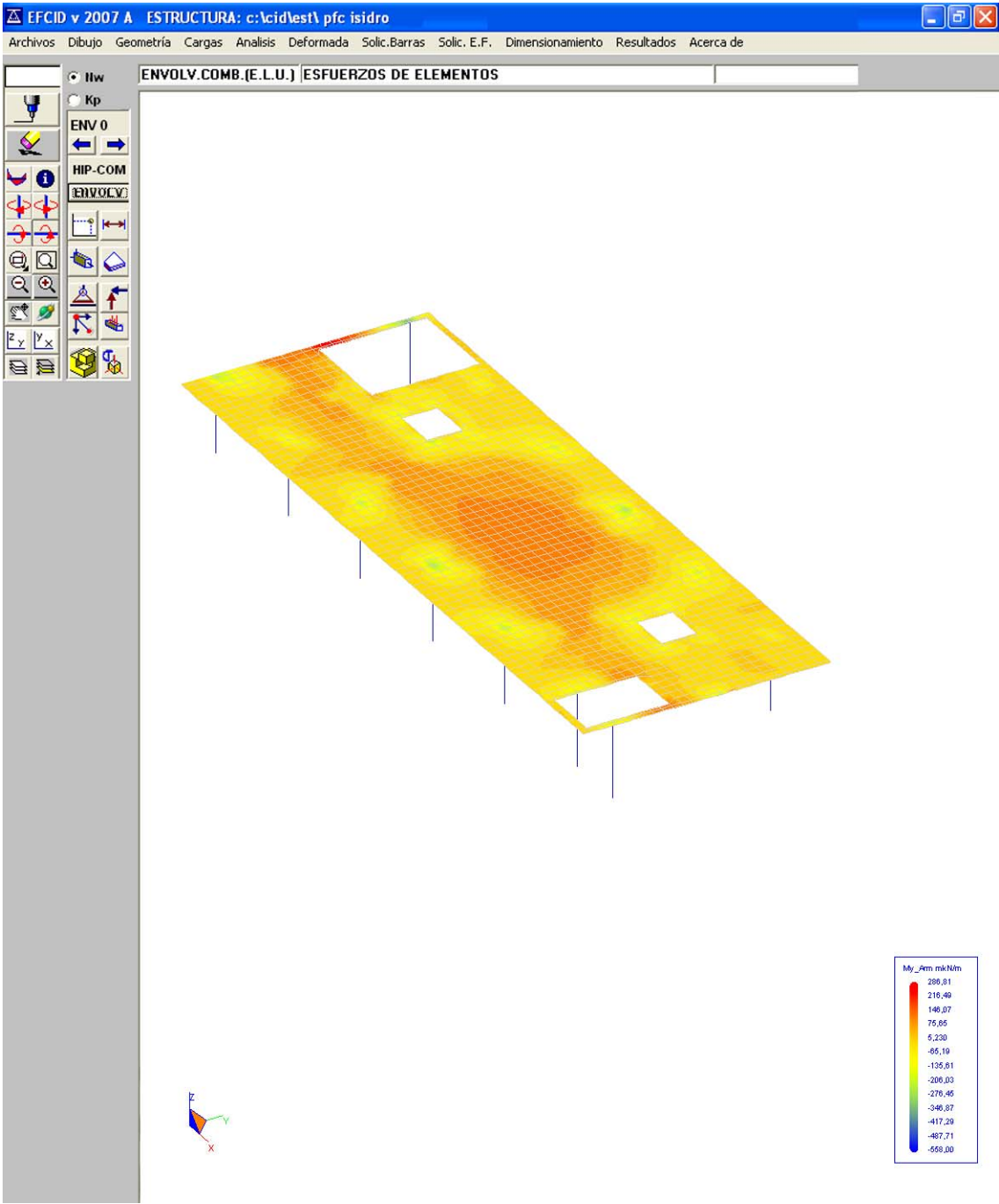
II Losa de cimentación: Momentos de armado en Eje Y



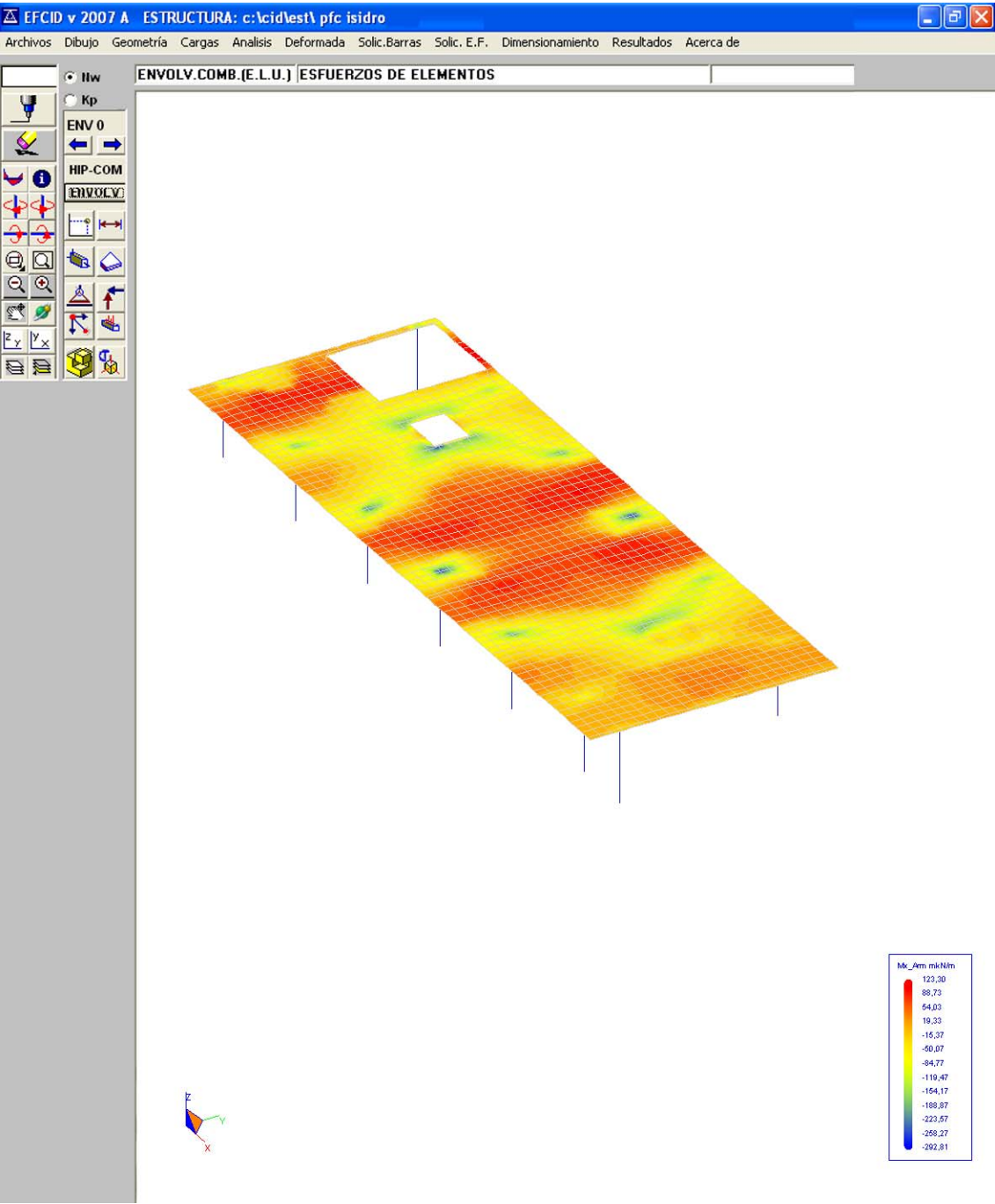
III Forjado 1º: Momentos de armado en Eje X



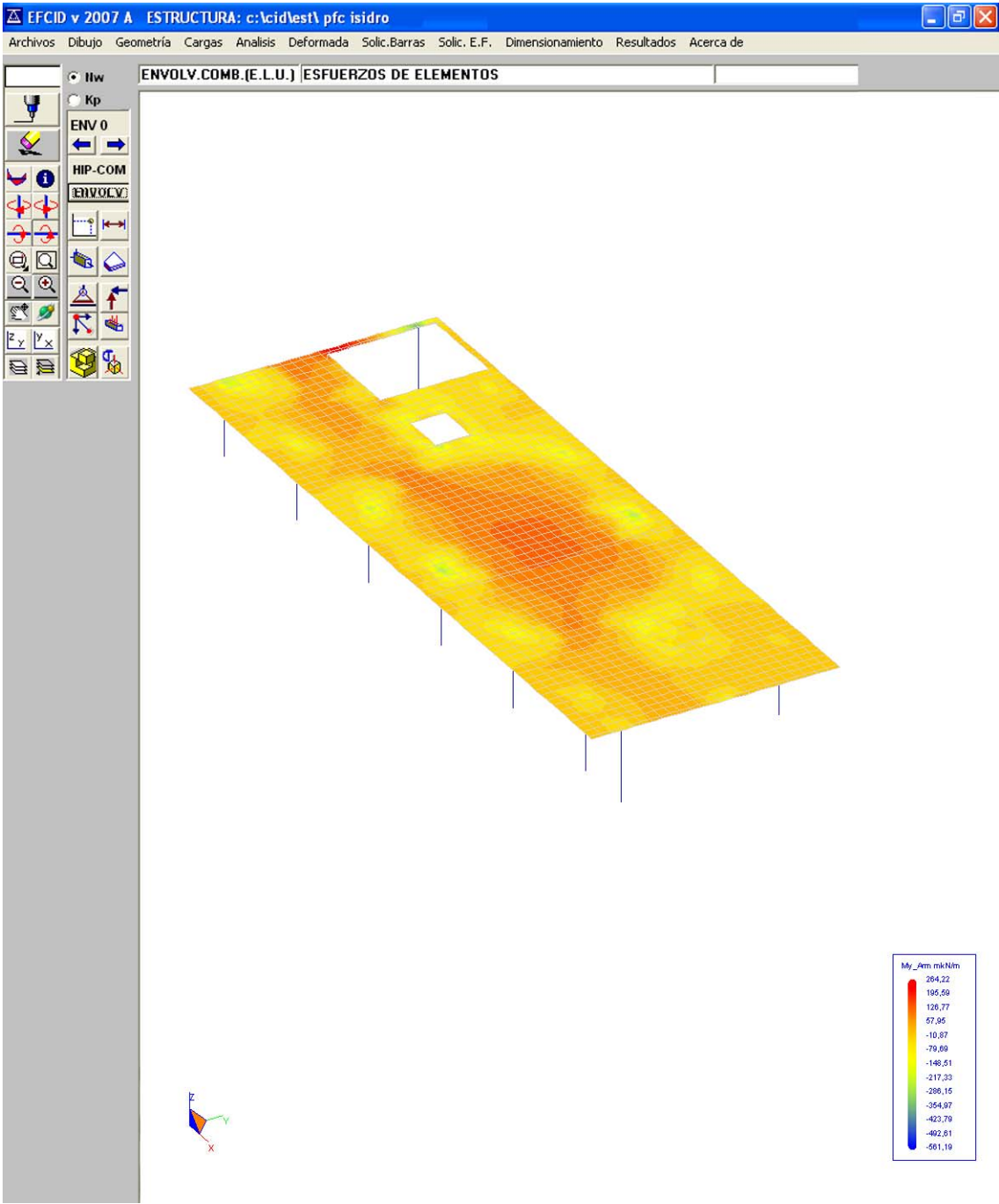
IV Forjado 1º: Momentos de armado en Eje Y



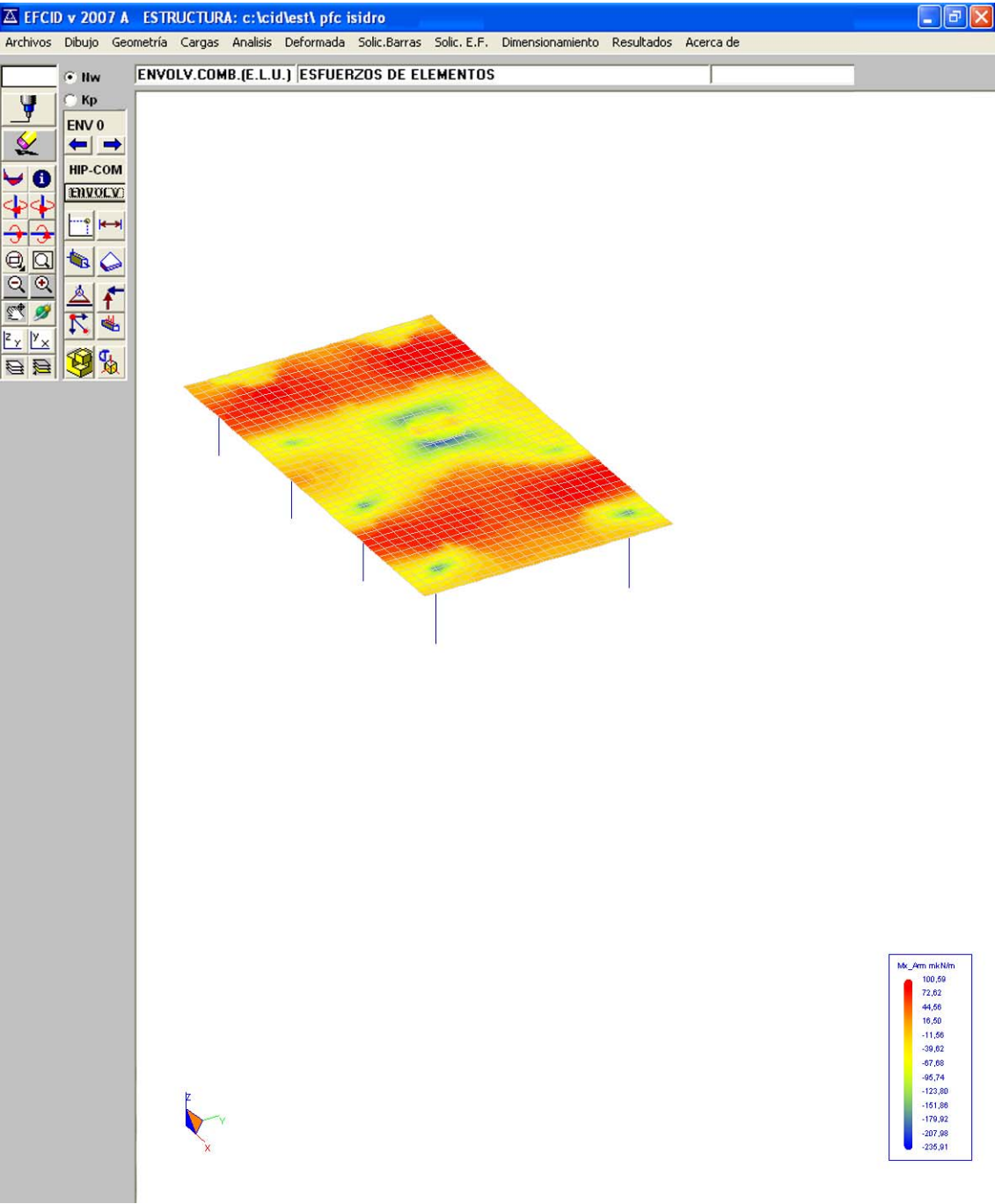
V Forjado 2º: Momentos de armado en Eje X



VI Forjado 2º: Momentos de armado en Eje Y



VII Forjado 3º: Momentos de armado en Eje X



VIII Forjado 3º: Momentos de armado en Eje Y

