

MEMORIA DE CÁLCULO

**ESTRUCTURA PARA MIRADOR EN GANDIA
MAYO DE 2021**

ANDREA PINNA
ARQUITECTO

(Este documento contiene 37 páginas, incluyendo esta portada.
La firma de la portada supone implícitamente la firma de todas las páginas del documento.)

INDICE

SEGURIDAD ESTRUCTURAL

0 INTRODUCCIÓN

- 0.1 Objeto de la estructura
- 0.2 Descripción de la solución proyectada
- 0.3 Justificación de la solución de cimentación
- 0.4 Justificación de la solución de estructura
- 0.5 Justificación de la estabilidad horizontal

1 SEGURIDAD ESTRUCTURAL

- 1.1 Análisis estructural y dimensionado – proceso
- 1.2 Situaciones de dimensionado
- 1.3 Acciones y modelos de cálculo
- 1.4 Análisis estructural
- 1.5 Verificación de la seguridad

2 ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN (DB-SE-AE)

- 2.1 Clasificación de acciones
- 2.2 Acciones permanentes
- 2.3 Acciones variables
 - 2.3.1 Sobrecargas de uso
 - 2.3.2 Viento
 - 2.3.3 Acciones térmicas
 - 2.3.4 Nieve
 - 2.3.5 Acciones químicas, físicas y biológicas
- 2.4 Acciones accidentales
 - 2.4.1 Sismo
 - 2.4.2 Incendio
 - 2.4.3 Impacto
- 2.5 Aplicación de acciones sobre forjados

3 ACCIÓN SÍSMICA (NCSE-02)

- 3.1 Tabla de aplicación

4 CIMENTACIONES (DB-SE-C)

- 4.1 Bases de cálculo
- 4.2 Durabilidad
- 4.3 Materiales, coeficientes parciales de seguridad y nivel de control
- 4.4 Análisis estructural
- 4.5 Estudio geotécnico

5 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN (EHE-08)

- 5.1 Bases de cálculo
- 5.2 Durabilidad
- 5.3 Materiales, coeficientes parciales de seguridad y nivel de control
- 5.4 Análisis estructural
- 5.5 Estados Límite Últimos
- 5.6 Estados Límite de Servicio

6 ESTRUCTURAS DE ACERO (DB-SE-A)

- 6.1 Bases de cálculo
- 6.2 Durabilidad
- 6.3 Materiales, coeficientes parciales de seguridad y nivel de control
- 6.4 Análisis estructural
- 6.5 Estados Límite Últimos
- 6.6 Estados Límite de Servicio
- 6.7 Uniones

7 ESTRUCTURAS DE FÁBRICA (DB-SE-F)

8 ESTRUCTURAS DE MADERA (DB-SE-M)

SEGURIDAD ESTRUCTURAL

Prescripciones aplicables conjuntamente con DB-SE

El DB-SE constituye la base para los Documentos Básicos siguientes y se utilizará conjuntamente con ellos:

	Capítulo		Sí procede	NO procede
DB-SE	1	Seguridad Estructural	X	
DB-SE-AE	2	Acciones en la edificación	X	
DB-SE-C	4	Cimentaciones	X	
DB-SE-A	6	Estructuras de acero	X	
DB-SE-F	7	Estructuras de fábrica		X
DB-SE-M	8	Estructuras de madera		X

Deberán tenerse en cuenta, además, las especificaciones de la normativa siguiente:

	Capítulo		Sí procede	NO procede
NCSE	3	Norma construcción sismorresistente	X	
EHE-08	5	Instrucción de hormigón estructural	X	

REAL DECRETO 314/2006, de 17 de marzo, por el que se aprueba el Código Técnico de la Edificación. (BOE núm. 74, martes 28 marzo 2006)

Artículo 10. Exigencias básicas de seguridad estructural (SE).

1. El objetivo del requisito básico «Seguridad estructural» consiste en asegurar que el edificio tiene un comportamiento estructural adecuado frente a las acciones e influencias previsibles a las que pueda estar sometido durante su construcción y uso previsto.
2. Para satisfacer este objetivo, los edificios se proyectarán, fabricarán, construirán y mantendrán de forma que cumplan con una fiabilidad adecuada las exigencias básicas que se establecen en los apartados siguientes.
3. Los Documentos Básicos «DB SE Seguridad Estructural», «DB-SE-AE Acciones en la edificación», «DBSE-C Cimientos», «DB-SE-A Acero», «DB-SE-F Fábrica» y «DB-SE-M Madera», especifican parámetros objetivos y procedimientos cuyo cumplimiento asegura la satisfacción de las exigencias básicas y la superación de los niveles mínimos de calidad propios del requisito básico de seguridad estructural.
4. Las estructuras de hormigón están reguladas por la Instrucción de Hormigón Estructural vigente.

10.1 Exigencia básica SE 1: Resistencia y estabilidad:

La resistencia y la estabilidad serán las adecuadas para que no se generen riesgos indebidos, de forma que se mantenga la resistencia y la estabilidad frente a las acciones e influencias previsibles durante las fases de construcción y usos previstos de los edificios, y que un evento extraordinario no produzca consecuencias desproporcionadas respecto a la causa original y se facilite el mantenimiento previsto.

10.2 Exigencia básica SE 2: Aptitud al servicio:

La aptitud al servicio será conforme con el uso previsto del edificio, de forma que no se produzcan deformaciones inadmisibles, se limite a un nivel aceptable la probabilidad de un comportamiento dinámico inadmisibles y no se produzcan degradaciones o anomalías inadmisibles.

En la introducción se indica el objeto de la obra, se realiza la descripción global de la estructura y se aporta la justificación de las soluciones adoptadas tanto para la cimentación, como para la estructura y la estabilidad horizontal del conjunto.

0 INTRODUCCIÓN

0.1 Objeto de la estructura (Programa de necesidades)

El objeto de este proyecto de estructura es el de definir las condiciones de ejecución de la estructura con destinación de uso a mirador, situado en el frente marítimo de Gandia (Valencia).

Se trata de una construcción especular, formada por dos elementos iguales que sobresalen del suelo, dando un apariencia de flotar el aire, recordando el movimiento de las alas de un pájaro.

La estructura es abierta al público y en se puede subir encima de esa para descansar encima de esa, disfrutando del panorama diferente ofrecido de la misma.

La situación previa del proyecto presenta el frente marítimo de Gandia sin un equipamiento que pueda representar un cambio de perspectiva al sitio, y por tanto se decida actuar en el área de manera de poder conferir una nueva visión a el área, junto con una nueva perspectiva.

0.2 Descripción de la solución proyectada

La estructura configura un conjunto unitario, en el que el comportamiento adecuado depende de la correcta unión entre vigas y pilares, siendo que deben soportar un voladizo de mas de 9 metros de largo.

Se trata de una estructura compuesta de acero, que consiste en unas vigas tubulares de canto variable, sustentadas por unos pilares cuadrados a forma de "Y", que comparten el mismo apoyo, y unas vigas secundarias que reparten las cargas hacia la estructura principal. Dichas vigas principales dividen la estructura en una parte central y una externa : la parte central presenta unas vigas transversales IPE 300, mientras la parte externa unas vigas de canto variable que van reduciéndose desde un perfil IPE 300 hasta un IPE 200. El forjado se apoya al entramado principal de vigas, y es un tipo de forjado colaborante constituido por una chapa grecada y hormigón, el cual presenta solo una armadura negativa. Encima del forjado se posicionan dos tipos de pavimentación, oportunamente separados según de la destinación de uso: una parte entonces presenta una pavimentación en piedra, y otra en césped, siendo la primera destinada por las gradas y la segunda por el jardín. Una barandilla en vidrio protege el perímetro externo del mirador.

La estructura se eleva del suelo con una inclinación constante de aproximativamente un 23 %, subiendo de un total de 5 metros en un largo de 22 metros.

0.3 Justificación de la solución de cimentación

La cimentación consiste en una zapata única por las dos estructura, siendo las mismas simétricas y especulares. De esta manera la carga a soportar está repartida a la misma manera en las dos partes, de manera que una funciona de contrapeso por la otra.

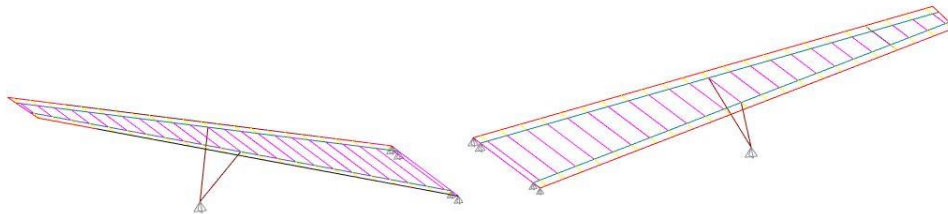
La solución elegida se encuentra a través de un articulación al suelo, porque, a diferencia de la solución a epotramiento, anula esfuerzos de flección, y no grava el peso sobre las cimentaciones.

No se utilizan cimentaciones profundas, como suele hacerse cerca de los borde marítimos a través del uso de pilares, porque la pequeña complejidad y magnitud del proyecto no lo requiere. Se encuentra entonces el uso de una única zapata en la parte central, de manera que conecta las dos estructuras, y dos cimentaciones independientes por los pilares. Estas últimas, por evitar un desplazamiento hacia el exterior debido al empuje de la estructura (siendo el terreno blando), serán

conectadas a la zapata principal tramite unas vigas atadas en hormigon armado. De esta forma la estructura gana rigidez y se comporta como un conjunto en su totalidad.

0.4 Justificación de la solución de estructura

Para poder analizar adecuadamente la estructura se ha recurrido a un modelo mediante elemento finitos. La siguiente imagen muestra el modelo empleado:



Este modelo completo tridimensional y fiel a la geometría realmente proyectada permite un control mayor sobre el comportamiento de la estructura.

En la imagen se puede observar como la estructura consiste en dos " alas", sustentadas por unos pilares. Los voladizos de 9 metros confieren la impresión de ligereza a la estructura; este ultimo aspecto gana importancia mientras va restringiéndose hacia los extremos: una solución que además cuestiones estéticas sirve por disminuir las cargas en correspondencia del voladizo.

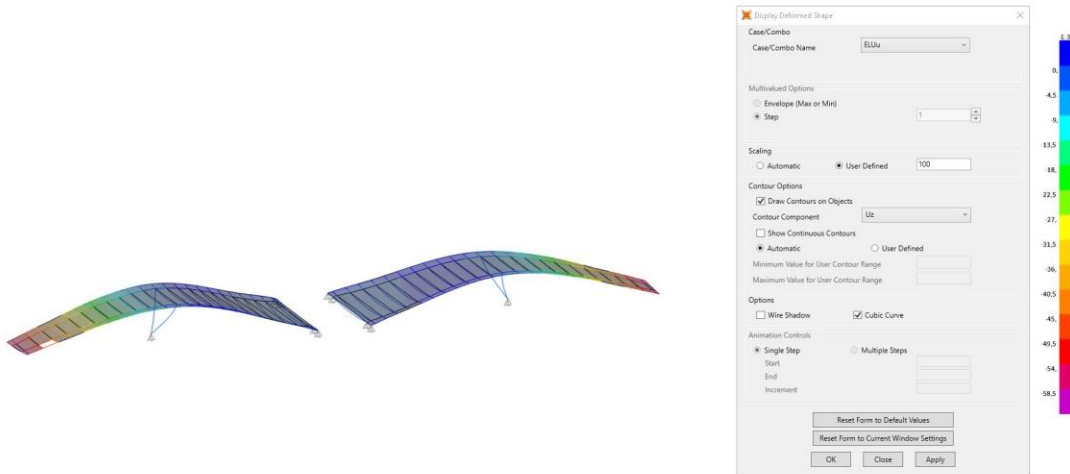
Se ha simplificado la estructura, pero se mantuvieron todas las características del proyecto original, y se puede apreciar que el modelo incluye en su composición los elementos lineales de los pilares, las vigas, y los zunchos, y el elemento finito del forjado. Los elementos lineales se han modelizados mediante barras, a las cuales han estado asignados unos perfiles de barras una vez pasado el modelo al programa de calculo estructural.

Los materiales considerados para la estructura son acero de tipo S275JR.

Se elige de construir en acero porque el apariencia de ligereza que necesita el proyecto es una constante muy importante a la hora de materializar la estructura; una elección entonces que ha sido necesaria, siendo que el hormigón no garantizaba este tipo de apariencia. El acero por otro lado confiere esa oportunidad de abarcar a unas grandes luces o grandes voladizos, que es lo que el proyecto necesita.

Los pilares tubulares son esenciales a la hora de sustentar la estructura. En correspondencia de los mismos el momento actuante es máximo, y por tanto también las vigas principales tienen un canto mayor en ese punto. Se vea entonces como la estructura deforma en la combinación ELUu, que corresponde a los estados limites últimos.

En la siguiente imagen podemos apreciar sus deformaciones (ampliada x 100), y como se van a portar la estructura. Se nota como el momento más grande entonces es en correspondencia de los pilares



En la combinación ELSu, que sería la combinación que verifica la integridad estructural, la flecha baja de unos 42 mm, y por tanto resulta verificado el valor, siendo que cumple a normativa y se mantiene bien dentro los valores admitidos.

La idea original no preveía el uso de pilares, siendo el diseño original solo de dos alas en voladizo: se pasó a una solución con pilares porque la primera idea implicaba el uso de unas vigas de canto demasiado grande y unas cimentaciones igualmente de notables dimensiones además que con un coste bastante alto; entonces se ha elegido la opción de añadir dos pilares para sustentar parte del conjunto estructural. Dichos pilares han estado posicionados en correspondencia de la mitad de la estructura, aunque la ubicación más favorable es en correspondencia del tramo final de la misma estructura: se he elegido esta solución porque estéticamente es la que confiere más ligereza a la totalidad y no anula la impresión de vuelo que es lo que se quiere resaltar en el proyecto. Los pilares son inclinados por anular el momento de la estructura, siendo que de esa forma absorben correctamente los empujes de la misma.

0.5 Justificación de la estabilidad horizontal

La presencia de los pilares garantiza una rigidez al conjunto. Por lo tanto la estructura es suficientemente rígida a efectos horizontales. Se ha calculado la combinación más desfavorable, en la cual toda la carga reposa en un única mitad de la estructura y se ha comprobado que, aunque los pilares a "Y" son bastante solicitados, se portan bien frente a la torsión, y permiten resistir bien a los esfuerzos sin mostrar graves problemas; por tanto se adelanta la solución encima enunciada.

1 SEGURIDAD ESTRUCTURAL (DB-SE)

1.1 Análisis estructural y dimensionado – proceso

En el proceso de análisis estructural y dimensionado se han seguido las siguientes cuatro fases, de forma sensiblemente secuencial:

Fases del análisis estructural y dimensionado	
1	Determinación de las situaciones de dimensionado
2	Establecimiento de las acciones y los modelos de cálculo
3	Análisis estructural
4	Dimensionado o verificación

1.2 Situaciones de dimensionado

En la determinación de las situaciones de dimensionado se adopta la propia clasificación que establece el CTE DB-SE en 3.1.4, de forma que quedan englobadas *“todas las condiciones y circunstancias previsibles durante la ejecución y la utilización de la obra, teniendo en cuenta la diferente probabilidad de cada una.”*

Clasificación de las situaciones de dimensionado según CTE DB-SE 3.1.4	
PERSISTENTES	Las relacionadas con las condiciones normales de uso (los pesos propios, cargas permanentes, acciones reológicas, las fuerzas de pretensado, los empujes del terreno, el valor casi permanente de las acciones variables, ...)
TRANSITORIAS	Las que son de aplicación durante un tiempo limitado (en general, todas las sobrecargas, las cargas térmicas, las acciones derivadas del proceso constructivo, no incluyendo las cargas accidentales como la acción sísmica)
EXTRAORDINARIAS	Las asociadas a condiciones excepcionales a las que puede encontrarse expuesto el edificio (la acción sísmica, impactos, explosiones...) durante un período de tiempo muy reducido o puntual

De acuerdo a CTE DB-SE 4.3.2.1 para *“cada situación de dimensionado y criterio considerado, los efectos de las acciones”* se han determinado *“a partir de la correspondiente combinación de acciones e influencias simultáneas”*, de acuerdo con los criterios que se establecen en los apartados 4.2.2 y 4.3.2, para la verificación de la resistencia, y la aptitud al servicio, respectivamente.

Para el caso de los elementos de hormigón armado, las combinaciones asociadas a las distintas situaciones de dimensionado se rigen por el artículo 13 de la instrucción EHE-08, en concreto por lo especificado en 13.2 para los estados límite últimos, y en 13.3 para los estados límite de servicio.

En lo que respecta a esta estructura, se han aplicado las expresiones simplificadas para los casos de estructuras de edificación.

El periodo de servicio para el que se comprueba la seguridad de esta estructura es de 50 años.

1.3 Acciones y modelos de cálculo

Para el establecimiento de las acciones se adoptan los criterios recogidos en el capítulo 2 (Acciones en la edificación), con las puntualizaciones propias de los capítulos 3 y 4 de esta memoria, para las acciones sísmicas y las acciones del terreno, respectivamente.

Según CTE DB-SE 3.3.1.1, el *“análisis estructural se realiza mediante modelos en los que intervienen las denominadas variables básicas, que representan cantidades físicas que caracterizan las acciones, influencias ambientales, propiedades de materiales y del terreno, datos geométricos, etc.”*

En relación a los datos geométricos se adoptan los valores nominales deducidos de los planos a escala y acotados. Para el caso de estructuras de acero, las cotas son en milímetros, y para el caso de estructuras de hormigón, las cotas son en centímetros.

Para el establecimiento de los modelos de cálculo se siguen las hipótesis clásicas de la teoría de resistencia de materiales.

Los valores característicos de las propiedades de los materiales se detallan en la justificación del DB correspondiente (capítulos 6, 7 y/o 8) o bien en la justificación de la EHE-08 (capítulo 5).

En general se adopta un comportamiento del material elástico y lineal a los efectos del análisis estructural, produciéndose la verificación de la aptitud al servicio en dicho régimen, y la comprobación de la resistencia en estado de rotura o de plastificación para los elementos de hormigón armado (capítulo 5) y de acero (capítulo 6), y para la madera y la fábrica de acuerdo a lo especificado en los capítulos 7 y 8.

El análisis estructural se basa en modelos adecuados del edificio que proporcionan una previsión suficientemente precisa de dicho comportamiento, permitiendo tener en cuenta todas las variables significativas y reflejando adecuadamente los estados límite a considerar.

Modelos generales empleados	
ACCIONES	<p>Las acciones, en general, se modelizan por medio de fuerzas estáticas correspondientes a cargas y momentos puntuales, cargas y momentos uniformemente repartidos y cargas y momentos variablemente repartidos. Los valores de las acciones se adoptan según los criterios del CTE DB-SE-AE, tal y como se expone en el capítulo 2.</p> <p>Las acciones dinámicas producidas por el viento, un choque o un sismo, se representan a través de fuerzas estáticas equivalentes.</p>
GEOMETRÍA	<p>La geometría se representa por una malla alámbrica de barras que se corresponden con los ejes baricéntricos de los elementos lineales de la estructura. Los elementos superficiales se representan por medio de emparillados de elementos lineales o por medio de elementos finitos de tipo superficial. Las barras conectan nudos puntuales de forma que configuran el mapa de conexiones de la estructura, a partir del cual se puede generar la estructura de la matriz de rigidez, que permite el análisis estructural, tal y como se explica más adelante.</p>
MATERIALES	<p>Las propiedades de la resistencia de los materiales se representan por su valor característico. Las propiedades relativas a la rigidez estructural y a la dilatación térmica se representan por su valor medio.</p> <p>Los materiales se suponen con un comportamiento elástico y lineal (materiales hookianos) a los efectos de la obtención de las configuraciones deformadas y las leyes de esfuerzos. La fase de comprobación o verificación de la seguridad estructural se rige por las consideraciones particulares del documento básico correspondiente tal y como se expone en los capítulos 5 a 8. Para los casos habituales del hormigón armado y del acero, la verificación de la resistencia se realiza en rotura, por lo tanto en régimen plástico, a partir de los resultados de esfuerzos obtenidos del análisis elástico y lineal.</p>
ENLACES	<p>Los enlaces entre barras en los nudos se modelizan en general por medio de grados de liberación o vinculación de movimientos relativos entre las barras concurrentes a los nudos (desplazamientos y/o giros).</p> <p>En el caso de estructuras de hormigón armado, salvo que se especifique lo contrario en el capítulo 5, los nudos se consideran perfectamente rígidos.</p> <p>En el caso de estructuras de acero, salvo que se especifique lo contrario en el capítulo 6, los nudos se consideran, bien perfectamente rígidos, bien completamente liberados de los movimientos que correspondan en cada caso (habitualmente los giros). En especial, las cerchas o celosías se modelizan preferiblemente por medio de nudos rígidos, por cuanto el proceso de ejecución habitual en nuestros días se asocia con mayor fidelidad a este tipo de uniones. En todo caso, se estudia el efecto de la modelización por medio de articulaciones completas, especialmente en lo que afecte a las comprobaciones deformacionales.</p> <p>Las conexiones con el exterior (cimentación y otros puntos de apoyo) se modelizan</p>

	preferiblemente por medio de liberaciones completas (articulaciones perfectas, carritos sin rozamiento, etc.) o nulas (empotramiento perfecto, apoyo fijo sin deslizamiento). En general, salvo que se indique lo contrario en el capítulo 5, en las estructuras de hormigón armado, los enlaces con la cimentación se consideran empotramientos perfectos. En general, salvo que se indique lo contrario en el capítulo 6, en las estructuras de acero, los enlaces con la cimentación se consideran empotramientos perfectos, apoyos fijos (articulaciones completas) o apoyos deslizantes (articulaciones con carrito).
MÉTODO CÁLCULO	<p>En general, para la fase de análisis propiamente dicha, se realiza un cálculo espacial en tres dimensiones por métodos matriciales de rigidez, formando las barras los elementos que definen la estructura: pilares, vigas, nervios, brochales, viguetas, placas, etc. Para determinados elementos superficiales como losas, muros y pantallas, se emplea una modelización local por medio de elementos finitos superficiales. Se establece la compatibilidad de deformación en todos los nudos considerando seis grados de libertad y se crea la hipótesis de indeformabilidad del plano de cada planta, para simular el comportamiento del forjado, impidiendo los desplazamientos relativos entre nudos del mismo.</p> <p>A los efectos de obtención de solicitaciones y desplazamientos, para todos los estados de carga se realiza un cálculo estático y se supone un comportamiento lineal de los materiales, por tanto, un cálculo en primer orden, salvo indicación contraria en la tabla siguiente.</p> <p>Respecto de las consideraciones específicas al programa de cálculo empleado, se hace referencia a una tabla posterior en este mismo capítulo.</p>

1.4 Análisis estructural

Para la realización del análisis estructural se han adoptado las consideraciones generales de las siguientes tablas, junto con las especificaciones correspondientes indicadas en los restantes capítulos de la memoria.

Detalles de modelización y análisis	SÍ Procede	NO procede
Consideración de la interacción terreno estructura	X	
Consideración del efecto de los desplazamientos (cálculo de segundo orden)		X
Consideración del efecto diafragma del forjado en su plano	X	
Consideración del efecto de las excentricidades entre ejes de barras	X	
Consideración de la estructura como intraslacional	X	
Consideración de la estructura como traslacional		X
Verificación mediante estados límite últimos (coeficientes parciales)	X	
Verificación mediante métodos de análisis de fiabilidad		X

Para todo ello se ha empleado un programa informático (SAP2000 v21 Licencia xxxx a nombre de UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA).

1.5 Verificación de la seguridad

La verificación de la seguridad, es decir, el procedimiento de dimensionado o comprobación se basa en los métodos de verificación basados en coeficientes parciales, y en concreto en el método de los estados límite.

Según CTE DB-SE 3.2.1: "Se denominan estados límite aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que el edificio no cumple alguna de los requisitos estructurales para las que ha sido concebido." Se distinguen dos grupos de estados límite:

Estados límite	
Estados límite últimos	<p>Verificación de la resistencia y de la estabilidad</p> <p>Caso de ser superados, constituyen un riesgo para las personas, ya sea porque producen</p>

	<p>una puesta fuera de servicio del edificio o el colapso total o parcial del mismo:</p> <ul style="list-style-type: none"> - pérdida de equilibrio de toda la estructura o de una parte de ella - deformación excesiva - transformación de la estructura o parte de ella en un mecanismo - rotura de elementos estructurales o sus uniones - inestabilidad de elementos estructurales
Estados límite de servicio	<p>Verificación de la aptitud al servicio</p> <p>Caso de ser superados, afectan al confort y al bienestar de los usuarios o de terceras personas, al correcto funcionamiento de del edificio o a la apariencia de la construcción:</p> <ul style="list-style-type: none"> - deformaciones totales y/o relativas - vibraciones - durabilidad

Según CTE DB-SE 4.1.1, en *“la verificación de los estados límite mediante coeficientes parciales, para la determinación del efecto de las acciones, así como de la respuesta estructural, se utilizan los valores de cálculo de las variables, obtenidos a partir de sus valores característicos, u otros valores representativos, multiplicándolos o dividiéndolos por los correspondientes coeficientes parciales para las acciones y la resistencia, respectivamente.”*

En relación a la verificación de la resistencia y de la estabilidad (estados límite últimos), se han aplicado las siguientes consideraciones.

Para la verificación de la estabilidad se comprueba que para toda la estructura y para cualquier parte de ella se cumple:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

Siendo:

$E_{d,dst}$ Valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras
 $E_{d,stab}$ Valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras

Para la verificación de la resistencia se comprueba que para todo elemento de la estructura se cumple, que en todas sus secciones o puntos:

$$E_d \leq R_d$$

Siendo:

E_d Valor de cálculo del efecto de las acciones
 R_d Valor de cálculo de la resistencia correspondiente

El valor de cálculo de las acciones correspondientes a una situación persistente o transitoria y los correspondientes coeficientes de seguridad se han obtenido de la fórmula (4.3) y de las tablas 4.1 y 4.2 del CTE DB-SE.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{CTE DB-SE (4.3)}$$

Esta expresión es coincidente con la correspondiente a situaciones permanentes o transitorias de la EHE-08 artículo 13.2.

El valor de cálculo de las acciones correspondientes a una situación extraordinaria se ha obtenido de la expresión (4.4) del CTE DB-SE y los correspondientes coeficientes de

seguridad se han considerado todos iguales a 0 ó 1 si su acción es favorable o desfavorable, respectivamente.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{CTE DB-SE (4.4)}$$

Esta expresión es coincidente con la correspondiente a situaciones accidentales de la EHE-08 artículo 13.2, considerando que $A_d = \gamma_A A_k$. Según la tabla 12.1.a de la EHE-08, el coeficiente de seguridad en situación accidental es $\gamma_A = 1$.

Se adopta el criterio de que las situaciones extraordinarias según el CTE son coincidentes con las situaciones accidentales de la EHE-08.

En el caso de que la acción accidental sea la acción sísmica, se ha considerado la expresión (4.5), en la que todas las acciones variables concomitantes se han tenido en cuenta con su valor casi permanente.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{CTE DB-SE (4.5)}$$

Esta expresión es coincidente con la correspondiente a situaciones sísmicas de la EHE-08 artículo 13.2, considerando que $A_d = \gamma_A A_{E,k}$. Según la tabla 12.1.a de la EHE-08, el coeficiente de seguridad en situación accidental es $\gamma_A = 1$.

Se adopta el criterio de que las situaciones sísmicas según el CTE son coincidentes con las situaciones sísmicas de la EHE-08.

Los coeficientes parciales de seguridad para las acciones son lo indicadas en la tabla siguiente, salvo para el caso de elementos de hormigón armado o pretensado, que se indican en la tabla inmediatamente posterior.

CTE DB-SE Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones			
Tipo de verificación	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
RESISTENCIA	Permanente		
	Peso propio	1.35	0.80
	Peso del terreno	1.35	0.80
	Empuje del terreno	1.35	0.70
	Presión del agua	1.20	0.90
	Variable	1.50	0.00
ESTABILIDAD	Permanente		
	Peso propio	1.10	0.90
	Peso del terreno	1.10	0.90
	Empuje del terreno	1.35	0.80
	Presión del agua	1.05	0.95
	Variable	1.50	0.00
Los coeficientes correspondientes a una situación extraordinaria (o sísmica) serán 1.00 si su efecto es desfavorable, y 0.00 si su efecto es favorable.			
Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se indican en el capítulo 4.			

EHE-08 Tabla 12.1.a Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones, en elementos de hormigón			
Tipo de verificación	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
RESISTENCIA	Permanente		
	De valor constante	1.35	1.00
	De pretensado	1.00	1.00
	De valor no constante	1.50	1.00
	Variable	1.50	0.00
		Desfavorable	favorable

ESTABILIDAD	Permanente	1.10	0.90
	Variable	1.50	0.00

Se adoptan los coeficientes de simultaneidad reflejados en la siguiente tabla, incluso para el caso de elementos de hormigón armado o pretensado, al entenderse que son de rango superior a los reflejados en el Anexo A, de la instrucción EHE-08, como propuesta de aplicación de la norma experimental UNE ENV 1992-1-1.

CTE DB-SE Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)			
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
Zonas residenciales (A)	0.7	0.5	0.3
Zonas administrativas (B)	0.7	0.5	0.3
Zonas destinadas al público (C)	0.7	0.7	0.6
Zonas comerciales (D)	0.7	0.7	0.6
Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros (<30 kN) (E)	0.7	0.7	0.6
Cubiertas transitables (F)	(*)	(*)	(*)
Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (G)	0.0	0.0	0.0
Nieve			
para altitudes > 1000 m	0.7	0.5	0.2
para altitudes ≤ 1000 m	0.5	0.2	0.0
Viento	0.6	0.5	0.0
Temperatura	0.6	0.5	0.0
Acciones variables del terreno	0.7	0.7	0.7
(*) En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.			

En relación a la verificación de la aptitud al servicio (estados límite de servicio), se han aplicado las siguientes consideraciones.

Para la verificación de la aptitud al servicio, se considera un comportamiento adecuado en relación con las deformaciones, las vibraciones o el deterioro si se cumple que el efecto de las acciones no alcanza el valor límite admisible establecido para dicho efecto.

Es decir, para toda la estructura y para cualquier parte de ella se verifica que:

$$E_{ser} \leq C_{lim}$$

Siendo:

- E_{ser} Efecto de las acciones de cálculo en servicio
- C_{lim} Valor límite para el efecto correspondiente a las acciones de servicio

Las situaciones de dimensionado se corresponden con una de las siguientes opciones.

Los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden resultar irreversibles, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado característica, a partir de la expresión (4.6) del CTE DB-SE:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{CTE DB-SE (4.6)}$$

Los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden resultar reversibles, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado frecuente, a partir de la expresión (4.7) del CTE DB-SE:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{CTE DB-SE (4.7)}$$

Y, por último, los efectos debidos a las acciones de larga duración, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado casi permanente, a partir de la expresión (4.8) del CTE DB-SE:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{CTE DB-SE (4.8)}$$

Los valores límite para los efectos de las acciones sobre la aptitud al servicio, son, en general, los siguientes, salvo indicación expresa de mayor restricción en los capítulos 5, 6 ó 7, para los forjados, los elementos de hormigón armado o pretensado y para los elementos de acero, respectivamente.

Limitaciones adoptadas en relación a la verificación de la aptitud al servicio		
Tipo de verificación	Objetivo de la verificación	Limitación
FLECHA RELATIVA	Integridad de los elementos constructivos (4.6)	
	Pisos con tabiques frágiles o pavimentos rígidos sin juntas	$\leq L/500$
	Pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas	$\leq L/400$
	Resto de casos	$\leq L/300$
FLECHA RELATIVA	Confort de los usuarios (4.6) – sólo acciones de corta duración	$\leq L/350$
FLECHA RELATIVA	Apariencia de la obra (4.8)	$\leq L/300$
FLECHA ABSOLUTA	Disposición adicional (4.8), para elementos con $L < 7\text{m}$	$\leq 10\text{mm}$
DESPLOME TOTAL	Integridad de los elementos constructivos (4.6)	$\leq H/500$
DESPLOME LOCAL	Integridad de los elementos constructivos (4.6)	$\leq h/250$
DESPLOME RELATIVO	Apariencia de la obra (4.8)	$\leq h/250$
DURABILIDAD	Se siguen las prescripciones del DB correspondiente (capítulo 3) Ver capítulo correspondiente de esta memoria. Para elementos de hormigón armado o pretensado se siguen las prescripciones de la instrucción EHE-08: artículo 8.2 y artículo 37. Ver capítulo correspondiente de esta memoria.	

2. ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN (DB-SE-AE)

2.1 Clasificación de acciones

Según el CTE, las acciones se clasifican principalmente por su variación en el tiempo en permanentes (DB-SE-AE 2), variables (DB-SE-AE 3) y accidentales (DB-SE-AE 4). Según 4.1, las acciones sísmicas quedan reguladas por la norma de construcción sismorresistente vigente NCSE-02 (ver capítulo 3 de esta memoria).

La EHE-08 (artículo 9.2) diferencia dentro de las primeras, las de valor constante G respecto de las de valor no constante G^* (por ejemplo, las acciones reológicas y de pretensado), por lo que para este tipo de acciones en los elementos de esta estructura que sean de hormigón armado o pretensado se considera la distinción, mientras que para el resto de elementos (otros materiales, o elementos exentos de las comprobaciones reológicas o y de pretensado) se adopta la clasificación del CTE.

2.2 Acciones permanentes

En general, y salvo indicación contraria a lo largo de este capítulo, se adoptan los valores característicos para las cargas permanentes indicadas en el anejo C (tablas C1 a C6) del CTE DB-SE-AE.

En particular, se consideran los siguientes valores más habituales:

Cargas permanentes más habituales en estructuras de edificación		
Densidades volumétricas (pesos específicos) – [kN/m ³]		
Hormigón armado	25.00	kN/m ³
Acero	78.50	kN/m ³
Vidrio	25.00	kN/m ³
Madera ligera	4.00	kN/m ³
Madera media	8.00	kN/m ³
Madera pesada	12.00	kN/m ³
Cargas superficiales (pesos propios) – [kN/m ²]		
Solado ligero (lámina pegada o moqueta < 3cm)	0.50	kN/m ²
Solado medio (madera, cerámico o hidráulico sobre plastón < 8cm)	1.00	kN/m ²
Solado pesado (placas de piedra, grandes espesores, ...)	1.50	kN/m ²
Falsos techos e instalaciones colgadas ligeras	0.25	kN/m ²
Falsos techos e instalaciones colgadas medias	0.50	kN/m ²
Falsos techos e instalaciones colgadas pesadas	0.75	kN/m ²
Cubierta inclinada ligera (faldones de chapa, tablero o paneles ligeros)	1.00	kN/m ²
Cubierta inclinada media (faldones de placas, teja o pizarra)	2.00	kN/m ²
Cubierta inclinada pesada (faldones sobre tableros y tabiques palomeros)	3.00	kN/m ²
Cubierta plana ligera (recrecido con impermeabilización vista protegida)	1.50	kN/m ²
Cubierta plana media	2.00	kN/m ²
Cubierta plana pesada (a la catalana o invertida con capa de gravas)	2.50	kN/m ²
Cargas lineales (tabiquería pesada, fachadas y medianeras) – [kN/m ¹] por metro de altura libre		
Tablero o tabique simple < 9cm	1.00	kN/m ¹
Tabicón u hoja simple de albañilería < 14cm	1.70	kN/m ¹
Hoja de albañilería exterior y tabique interior < 25cm	2.40	kN/m ¹

Las acciones permanentes se completan con el peso propio del forjado en cuestión, de acuerdo a las tablas al final de este capítulo 2 de la memoria.

Las acciones de pretensado se rigen, en su caso, por lo indicado en la EHE-08. Las acciones permanentes del terreno son analizadas, en su caso, en el capítulo 4 de esta memoria.

2.3 Acciones variables

2.3.1 Sobrecargas de uso

La sobrecarga de uso es el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso. Los valores considerados en esta estructura se corresponden con lo indicado en el CTE en la tabla 3.1 del DB-SE-AE. Los valores concretos para esta estructura (en cada zona de uso diferente de cada forjado) son los reflejados en las tablas al final de este capítulo 2 de la memoria.

Para esta estructura, no se considera la posibilidad de reducción de sobrecargas (3.1.2) ni sobre elementos horizontales ni sobre elementos verticales.

En todos los balcones volados (3.1.1.4) se aplica una carga lineal de valor 2.0kN/m.

2.3.2 Viento

La acción de viento es, en general, una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, denominada q_e , y resulta (según 3.3.2.1):

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

La localización geográfica es Gandía (Valencia) y se corresponde con la zona A (anexo D; velocidad del viento de 26m/s), por lo que se adopta el valor básico de la presión dinámica $q_b = 0.42\text{kN/m}^2$.

Dado que el periodo de servicio para el que se comprueba la seguridad de esta estructura es de 50 años (ver capítulo 1 de esta memoria), el coeficiente corrector para la comprobación en servicio de la acción del viento es 1.00, de acuerdo a la tabla D.1, del anexo D.

El coeficiente de exposición c_e se obtiene de la tabla 3.4, siendo el grado de aspereza I (borde marítimo), y la altura máxima 5m, por lo que adopta el valor del coeficiente de exposición $c_e = 2.7$.

La esbeltez (altura H / ancho B) de la construcción varía entre 0.50 y 2.50 (según la fachada en cuestión), por lo que el coeficiente eólico global c_p (ver tabla 3.5) se sitúa entre un valor mínimo de 1.10 (0.70 de presión y 0.40 de succión) y 1.40 (0.80 de presión y 0.60 de succión). De forma simplificada, se adopta el valor más desfavorable en todos los casos, es decir se emplea el valor del coeficiente eólico $c_p = 1.40$ (0.80 + 0.60).

Así pues, la carga de viento aplicada en esta estructura resulta $q_e = 1.235\text{kN/m}^2$, siendo la parte de presión $q_p = 0.706\text{kN/m}^2$, y la parte de succión $q_s = 0.529\text{kN/m}^2$.

2.3.3 Acciones térmicas

De acuerdo a 3.4.1.3, la disposición de juntas de dilatación de forma que no existan elementos continuos de más de 40m de longitud permite disminuir suficientemente los efectos de las variaciones de temperatura, como para no considerar los efectos de las acciones térmicas.

Dado que esta estructura no presenta ningún elemento continuo de más de 40m de longitud, los efectos de las acciones térmicas pueden ser considerados de magnitud despreciable, por lo que no se aplican las acciones térmicas a esta estructura.

2.3.4 Nieve

La acción de la nieve se considera como una carga vertical por unidad de superficie en proyección horizontal de las superficies de cubierta, de acuerdo a la siguiente expresión (3.5.1.2):

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

La carga de nieve sobre un terreno horizontal s_k se obtiene de la tabla 3.8 (3.5.2.1), para la localización geográfica de Valencia (Valencia), de forma que resulta un valor para $s_k = 0.2\text{kN/m}^2$.

El coeficiente de forma μ , se obtiene de acuerdo a 3.5.3, resultando para el caso de cubiertas planas (ángulo menor de 30°) un valor $\mu = 1.0$.

En consecuencia, la sobrecarga de nieve a considerar en las cubiertas de esta estructura es de $q_n = 0.2\text{kN/m}^2$.

2.3.5 Acciones químicas, físicas y biológicas

Las acciones químicas que pueden causar la corrosión de los elementos de acero se pueden caracterizar mediante la velocidad de corrosión que se refiere a la pérdida de acero por unidad de superficie del elemento afectado y por unidad de tiempo. La velocidad de corrosión depende de parámetros ambientales tales como la disponibilidad del agente agresivo necesario para que se active el proceso de la corrosión, la temperatura, la humedad relativa, el viento o la radiación solar, pero también de las características del acero y del tratamiento de sus superficies, así como de la geometría de la estructura y de sus detalles constructivos.

El sistema de protección de las estructuras de acero se regirá por el DB-SE-A (ver capítulo 6 de esta memoria). En cuanto a las estructuras de hormigón estructural se regirán por la instrucción EHE-08 (ver capítulo 5 de esta memoria).

2.4 Acciones accidentales

2.4.1 Sismo

Según 4.1, las acciones sísmicas quedan reguladas por la norma de construcción sismorresistente vigente NCSE-02 (ver capítulo 3 de esta memoria).

2.4.2 Incendio

Según 4.2.1, las acciones debidas a la agresión térmica en caso de incendio están definidas en DB-SI, en especial la sección 6, en lo que se refiere a la resistencia de los elementos estructurales.

La verificación de la resistencia al fuego de los elementos estructurales no queda incluida en este apartado de la memoria.

2.4.3 Impacto.

Dado que en esta estructura no existen elementos estructurales verticales (soportes y muros) dentro de recintos con uso de circulación de vehículos, no son de aplicación estas acciones accidentales.

2.5 Aplicación de acciones sobre forjados

De acuerdo a lo indicado en este capítulo de la memoria, se deducen los siguientes estados de aplicación de cargas verticales sobre cada uno de los forjados.

Acciones verticales sobre chapa plegada para escaleras			
PLANTA	USO	COTA EST.	COTA ARQ.
	Acceso publico	VARIOS	VARIOS
Chapa plegada de 1mm de espesor para formación de peldaño (tabica y huella) entre zancas de chapón de acero #300.20, con soldadura completa entre zancas y chapa plegada			
Permanentes	Peso propio chapa plegada (incluso tabica)	0.75	kN/m ²
	Pavimento sobre chapa	1.25	kN/m ²
	Acabados, barandillas y varios	1.5	kN/m ²
Total permanentes		3.50	kN/m²
Variables	Sobrecarga de uso	5.00	kN/m ²
Total variables		5.00	kN/m²
TOTAL		8.50	kN/m²
TOTAL ELU (mayorado)		12.75	kN/m²

Acciones verticales sobre chapa plegada para escaleras			
PLANTA	USO	COTA EST.	COTA ARQ.
PLANTA P0-P1	Mantenimiento	VARIOS	VARIOS
Chapa plegada de 1mm de espesor para formación de peldaño (tabica y huella) entre zancas de chapón de acero #300.20, con soldadura completa entre zancas y chapa plegada			
Permanentes	Peso propio chapa plegada (incluso tabica)	0.75	kN/m ²
	Pavimento sobre chapa	1.25	kN/m ²
	Acabados, barandillas y varios	1.00	kN/m ²
Total permanentes		3.00	kN/m²
Variables	Sobrecarga de uso	1.00	kN/m ²
Total variables		1.00	kN/m²
TOTAL		4.00	kN/m²
TOTAL ELU (mayorado)		6.00	kN/m²

3. ACCIÓN SÍSMICA (NCSE-02)

RD 997/2002, de 27 de septiembre, por el que se aprueba la Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSE-02).

3.1 Tabla de aplicación

Tabla de aplicación particular a la estructura objeto de esta memoria	
Prescripciones de índole general (1.2.4)	
Clasificación de la construcción (1.2.2)	Importancia normal
Aceleración sísmica básica a_b (2.1)	0.06g
Coefficiente de contribución K (2.1)	1.00
Coefficiente de tipo de terreno C (2.4 y capítulo 4)	1.60 (equivalente a tipo III)
Coefficiente de amplificación del terreno S (2.2)	
Coefficiente adimensional de riesgo ρ (2.2)	1.28
Aceleración sísmica de cálculo $a_c = S \rho a_b$ (2.2)	0.0768g
Pórticos arriostrados entre sí en todas las direcciones (1.2.3)	sí / no
Aplicación de la norma (1.2.3)	SÍ procede / NO procede

4. CIMENTACIONES (DB-SE-C)

4.1 Bases de cálculo

El comportamiento de la cimentación se ha comprobado frente a la capacidad portante (resistencia y estabilidad) y la aptitud al servicio. A estos efectos se distingue, respectivamente, entre estados límite últimos y estados límite de servicio. En relación a los estados límite últimos, se comprueba la capacidad portante del terreno (colapso total o parcial del terreno de apoyo, por hundimiento, deslizamiento y/o vuelco) y la capacidad resistente de la propia cimentación como elemento estructural. En relación a los estados límite de servicio, se verifican los límites admisibles a la deformación del terreno de apoyo (asientos totales y asientos diferenciales o distorsión angular entre apoyos contiguos).

Las comprobaciones de la capacidad portante y de la aptitud al servicio de la cimentación se han realizado para las situaciones de dimensionado indicadas en los apartados 1.2 y 1.5 de esta memoria.

Las condiciones que aseguran el buen comportamiento de los cimientos se deben mantener durante la vida útil del edificio, teniendo en cuenta la evolución de las condiciones iniciales y su interacción con la estructura.

Las acciones consideradas son las que ejerce el edificio sobre la cimentación (ver CTE DB-SE-C 2.3.2.2) y las acciones geotécnicas sobre la cimentación que se transmiten o generan a través del terreno (ver CTE DB-SE-C 2.3.2.3).

En el primer caso se consideran las acciones correspondientes a situaciones persistentes, transitorias y extraordinarias con coeficientes parciales de seguridad iguales a la unidad (o nulos en caso de efecto favorable).

En el segundo caso, se consideran las acciones que actúan directamente sobre el terreno y que por razones de proximidad pueden afectar al comportamiento de la cimentación, así como las cargas y empujes debidos al peso propio del terreno y las acciones debidas al agua existente en el interior del terreno. A este respecto, se hace referencia a lo indicado en el apartado 4.3 de esta memoria, en relación a los coeficientes de seguridad.

Dado que el material estructural de la cimentación es el hormigón armado, la mayor parte de las hipótesis de comportamiento del material, y los métodos de comprobación se derivan de los planteamientos generales propuestos en la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08 (ver, en su caso, capítulo 5 de esta memoria). En todo caso, se incluyen en este capítulo todas las consideraciones necesarias, con el objetivo de conseguir una descripción autónoma (ver apartados 4.2, 4.3 y 4.4) de los sistemas de cimentación y contención, independientemente del material concreto con el que se ejecuten.

De hecho, el dimensionado de la cimentación como elemento que ejerce presiones sobre el terreno se realiza exclusivamente con el formato de acciones y coeficientes de seguridad indicados, a tal efecto, en este capítulo (ver apartado 4.3 y 4.4) de la memoria. Sin embargo, de acuerdo a DB-SE-C 2.4.1.4, la comprobación de la capacidad estructural de la cimentación, como elemento estructural a dimensionar, puede realizarse con el formato general de acciones y coeficientes de seguridad incluidos en el DB-SE, o, (si los elementos estructurales de la cimentación son de hormigón armado, como es este caso) la instrucción EHE-08, o utilizando el formato de acciones y coeficientes de seguridad incluidos a tal efecto en DB-SE-C.

4.2 Durabilidad

Con respecto a la durabilidad de los elementos de cimentación (sistemas de cimentación y de contención), al proyectarse con hormigón armado, se adoptan las especificaciones correspondientes de la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08 (capítulo I, artículo 8.2; y capítulo 9), en concreto, en relación a la elección del ambiente, calidad del hormigón y el valor los recubrimientos.

Al no haber presencia en el terreno (ver apartado 4.5 de esta memoria) de agentes asociados al ataque químico al hormigón, en esta estructura las cimentaciones, los muros de sótano y otros elementos en contacto con el terreno, se corresponden al ambiente IIa.

De acuerdo a la tabla 37.2.4 de la EHE-08, se establecen los siguientes recubrimientos mínimos netos para los elementos de cimentación (se considera un control normal de ejecución):

Recubrimientos correspondientes a los elementos de cimentación (no contacto con terreno)				
Elemento	f_{ck} [N/mm ²]	Ambiente	Recubrimiento r [mm]	
			mínimo	nominal
Zapatatas	25	IIa	25	50
Vigas riostras	25	IIa	25	50

Según se indica en el artículo 37.2.4.e de la EHE-08, en las piezas hormigonadas contra el terreno el recubrimiento mínimo neto en la cara en contacto con el terreno es siempre de 50mm, salvo en la cara inferior en contacto con la capa de 10cm de hormigón de limpieza, en cuyo caso rigen como mínimo los recubrimientos indicados en la tabla anterior.

Salvo indicación contraria expresa en los planos y/o en esta memoria, y si no resulta más restrictiva la tabla anterior, se adopta un recubrimiento neto nominal de 50mm para la cara inferior en contacto con el hormigón de limpieza, un recubrimiento neto nominal de 50mm para las caras verticales (y, en su caso, cara superior) en contacto con el terreno, y el recubrimiento neto indicado en la tabla precedente para las caras sin contacto con el terreno (intradós de muros de sótano, etc.)

4.3 Materiales, coeficientes parciales de seguridad y nivel de control

El material empleado en todos los elementos de cimentación (sistema de cimentación y sistema de contención) es el hormigón armado. El material empleado se rige, por lo tanto, por las prescripciones de la EHE-08, aunque le son de aplicación ciertas consideraciones incluidas en el CTE DB-SE-C, tal y como se indica en este capítulo.

El nivel de control previsto para la ejecución de los elementos de la cimentación de esta estructura es el nivel normal.

En esta estructura se han empleado los siguientes hormigones para los distintos elementos de la cimentación, con su correspondiente modalidad de control, y resistencia de cálculo f_{cd} :

Hormigones empleados para los elementos de cimentación			
Elemento	Tipificación del hormigón	Modalidad de control	Resistencia de cálculo f_{cd} [N/mm ²] (P-T / A)
Zapatatas	HA-25/B/40/IIa	Estadístico (3)	16.67 / 19.23
Vigas riostras	HA-25/B/40/IIa	Estadístico (3)	16.67 / 19.23

En esta estructura se han empleado los siguientes aceros de armadura pasiva para los distintos elementos de la cimentación, con su correspondiente modalidad de control, y resistencia de cálculo f_{yd} :

Aceros de armadura pasiva empleados para los elementos de cimentación			
Elemento	Tipificación del acero	Modalidad de control	Resistencia de cálculo f_{yd} [N/mm ²] (P-T / A)
Zapatatas	B500S	Normal	434.78 / 500.00
Vigas riostras	B500S	Normal	434.78 / 500.00

Los recubrimientos correspondientes a cada elemento son los indicados en el anterior apartado 4.2 de este capítulo de la memoria.

Las siguientes propiedades son comunes a todos los hormigones empleados:

Características comunes a todos los hormigones empleados		
Coefficiente de Poisson ν	0.20	
Coefficiente de dilatación térmica α	1.0×10^{-5}	(°C) ⁻¹
Densidad (peso específico)	2500	kg/m ³

El diagrama de tensión deformación adoptado para el hormigón es el parábola – rectángulo, de acuerdo a EHE-08 39.5.

El módulo de deformación longitudinal del hormigón depende de la resistencia característica del hormigón y del tipo de carga.

Para cargas instantáneas o rápidamente variables (acciones accidentales, como sismo), se adopta el módulo de deformación longitudinal inicial (tangente), dado por la expresión:

$$E_{0j} = 10000 \cdot \sqrt[3]{f_{cm,j}}$$

Para el resto de comprobaciones (situaciones persistentes o transitorias) en servicio se adopta el módulo de deformación longitudinal secante, dado por la expresión:

$$E_j = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm,j}}$$

Dado que en el caso de las cimentaciones las cargas son de aplicación lenta, se adopta el módulo de deformación longitudinal secante.

Se adopta la simplificación de considerar la resistencia media f_{cm} igual a 8N/mm² superior a la resistencia característica f_{ck} correspondiente.

La resistencia característica inferior a tracción se obtiene de la expresión (EHE-08 39.1):

$$f_{ct,k} = 0.21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

La resistencia característica a flexotracción se obtiene de la expresión (EHE-08 50.2.2.2.1):

$$f_{ct,fl,k} = 0.37 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

En resumen, se obtienen los siguientes valores para los parámetros mecánicos principales de los hormigones empleados en los elementos de cimentación:

Parámetros mecánicos principales de los hormigones empleados en los elementos de cimentación [N/mm²]
--

Elemento	Resistencia		Módulo deformación long.		Resistencia	
	característica	media	tangente	secante	tracción	flexotracción
	f_{ck}	f_{cm}	E_o	E	$f_{ct,k}$	$f_{ct,fl,k}$
Zapatatas	25	33	3.21×10^4	2.73×10^4	1.795	3.163
Vigas riostras	25	33	3.21×10^4	2.73×10^4	1.795	3.163

En relación a los aceros de armadura se adoptan los siguientes valores comunes:

Características comunes a todos los aceros de armadura pasiva empleados		
Módulo de elasticidad E (longitudinal)		2.0×10^5 N/mm ²
Coefficiente de Poisson ν		0.30
Coefficiente de dilatación térmica α		1.2×10^{-5} (°C) ⁻¹
Densidad (peso específico)		7850 kg/m ³

Al ser hormigón armado se adoptan los coeficientes parciales de seguridad de los materiales fijados en la EHE-08, en concreto en el artículo 15 (tabla 15.3), que son los siguientes:

Coeficientes parciales de seguridad de los materiales de cimentación		
Situación de proyecto	Hormigón	Acero de armaduras pasivas
Persistente o transitoria	1.50	1.15
Accidental	1.30	1.00

En todo caso, se hace referencia a lo indicado en el siguiente apartado 4.4 de esta memoria, en relación a los coeficientes parciales de seguridad (efectos de las acciones y capacidad resistente de los materiales y del terreno), por cuanto supone una particularización para las comprobaciones de las cimentaciones de acuerdo al CTE DB-SE-C.

4.4 Análisis estructural

El análisis estructural se divide en dos fases: la obtención de los esfuerzos que transmite la estructura a la cimentación, y la transmisión de dichos esfuerzos de la cimentación al terreno.

Para la primera fase se adoptan los resultados del análisis global (elástico) de la estructura, con las consideraciones particulares (articulaciones, deslizamientos, empotramientos, etc.) de los enlaces de los distintos elementos a la cimentación. La resultante de todos los esfuerzos de los distintos elementos concurrentes a cada elemento de cimentación se compone para configurar los esfuerzos transmitidos por la estructura aérea a la cimentación. Dichos esfuerzos quedan, por lo tanto, en equilibrio estático de forma local y global, con las reacciones en los puntos de apoyo en el terreno.

Estos esfuerzos unidos al peso propio de los elementos de cimentación junto con los espesores de relleno sobre los mismos, configuran las acciones finales de la estructura sobre los elementos de cimentación.

La segunda fase del análisis estructural (verificación de los estados límite últimos, DB-SE-C 2.4.2) se divide a su vez en dos partes: la transmisión de los esfuerzos de la cimentación al terreno, y la absorción de las reacciones del terreno por parte de la cimentación. En la primera parte (comprobación geotécnica), se verifica la estabilidad al vuelco y a la subpresión (CTE DB-SE-C 2.4.2.2), y también la resistencia local y global del terreno sustentante (CTE DB-SE-C 2.4.2.3). En la segunda parte (comprobación estructural), se verifica la resistencia estructural de los elementos de cimentación (CTE DB-SE-C 2.4.2.4).

En toda la segunda fase de verificación se adoptan, para los valores de cálculo de los efectos de las acciones y de la resistencia del terreno, los coeficientes parciales de

seguridad indicados en la tabla 2.1 del CTE DB-SE-C. Dichos coeficientes son: γ_R , para la resistencia del terreno; γ_M , para las propiedades del material; γ_E , para los efectos de las acciones; y γ_F , para las acciones.

Como ya se ha indicado, los coeficientes parciales de seguridad para la verificación de la capacidad resistente estructural de los propios elementos de cimentación, al ser de hormigón armado, se rigen por lo indicado en el apartado 4.3 de esta memoria.

En la segunda fase del análisis estructural, también resulta necesaria la verificación de los estados límite de servicio, para lo cual se sigue lo indicado en DB-SE-C 2.4.3. Los valores límite establecidos para esta verificación, son los correspondientes a las tablas 2.2 y 2.3 de dicho apartado del CTE.

Las comprobaciones particulares realizadas en cada elemento se siguen de las prescripciones establecidas en los capítulos 4 a 9 del CTE DB-SE-C, y, en su caso, de lo indicado en el artículo 59 de la EHE-08.

Con el objeto de quedar del lado de la seguridad no se ha considerado la aportación estabilizadora (tanto a vuelco como a deslizamiento) del empuje pasivo del terreno, en previsión de la posible retirada de todo o parte del terreno correspondiente.

4.5 Estudio geotécnico

En el momento de redacción del presente proyecto de ejecución de estructura no se cuenta todavía con un estudio geotécnico realizado, por lo que se han adoptado determinadas suposiciones (ver tabla siguiente, a partir de Anejo D, DB-SE-C) respecto de las características geotécnicas del terreno, para así poder realizar el proyecto de la solución de cimentación.

Estimación de las características geotécnicas del terreno de cimentación		
Cota de cimentación	-1.50	[m]
Tipo de terreno	ARENAS SUELTAS	
Profundidad del nivel freático	-2.5	[m]
Peso específico del terreno	18	[kN/m ³]
Ángulo de rozamiento interno	30	[°]
Presión vertical admisible de hundimiento	0.20	[N/mm ²]
Coefficiente de empuje activo del terreno	0.33	
Coefficiente de empuje pasivo del terreno	3.00	
Coefficiente de empuje al reposo del terreno	0.50	
Módulo de balasto	50	[MN/m ³]
Agresividad del terreno y del agua que contenga	ninguna	
Coefficiente de tipo de terreno C (NCSE-02)	1.60	

Según CTE DB-SE-C 3.4.1 se advierte que *“una vez iniciada la obra e iniciadas las excavaciones, a la vista del terreno excavado y para la situación precisa de los elementos de la cimentación, el Director de Obra apreciará la validez y suficiencia de los datos aportados por el estudio geotécnico, adoptando en casos de discrepancia las medidas oportunas para la adecuación de la cimentación y del resto de la estructura a las características geotécnicas del terreno.”*

5. ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN (EHE-08)

RD 1247/2008, de 18 de Julio, por el que se aprueba la instrucción de hormigón estructural (EHE-08).

5.1 Bases de cálculo

Para la comprobación de la seguridad de esta estructura se han desarrollado dos tipos de verificaciones, en aplicación del método de los Estados Límite como procedimiento para comprobar la seguridad, de acuerdo a EHE-08 8.1: por un lado, la estabilidad y la resistencia (Estados Límite Últimos; ver apartado 5.5 de esta memoria), y por otro lado, la aptitud al servicio (Estados Límite de Servicio; ver apartado 5.6 de esta memoria).

El análisis de la estructura se ha basado en un modelo que proporciona una previsión suficientemente precisa del comportamiento de la misma. Las condiciones de apoyo y enlace entre elementos que se consideran en los cálculos corresponden con las disposiciones constructivas previstas. Se consideran a su vez los incrementos producidos en los esfuerzos por causa de las deformaciones (efectos de 2º orden) allí donde no resulten despreciables. En el análisis estructural se han tenido en cuenta las diferentes fases de la construcción, incluyendo el efecto del apeo provisional de los forjados cuando así fuere necesario.

No se ha considerado necesaria la comprobación de resistencia frente a la fatiga, al tratarse de una estructura de edificación convencional sin la presencia de cargas variables repetidas de carácter dinámico.

En general, y salvo indicación contraria en esta memoria o en los planos del proyecto de ejecución, el valor de cálculo de una dimensión geométrica (luces, espesores, distancias, etc.) se corresponde directamente con su valor nominal, tal y como vendrá acotado y/o indicado en los documentos del proyecto.

5.2 Durabilidad

Con respecto a la durabilidad de los elementos estructurales de hormigón se adoptan las especificaciones correspondientes de la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08 (capítulo I, artículo 8.2; y capítulo 9), en concreto, en relación a la elección del ambiente, calidad del hormigón y el valor los recubrimientos.

De acuerdo a la tabla 37.2.4 de la EHE-08, se establecen los siguientes recubrimientos mínimos netos para los elementos estructurales de hormigón (se considera un control normal de ejecución):

Recubrimientos correspondientes a los elementos estructurales				
Elemento	f_{ck} [N/mm ²]	Ambiente	Recubrimiento r [mm]	
			mínimo	nominal
Forjado	25	Ila	25	35

Los forjados son considerados en el apartado 5.7.

5.3 Materiales, coeficientes parciales de seguridad y nivel de control

El material empleado en todos los elementos estructurales de hormigón es el hormigón armado. El material empleado se rige, por lo tanto, por las prescripciones de la EHE-08.

El nivel de control previsto para la ejecución de los elementos de la estructura aérea de hormigón armado de esta estructura es el nivel normal.

En esta estructura se han empleado los siguientes hormigones para los distintos elementos estructurales, con su correspondiente modalidad de control, y resistencia de cálculo f_{cd} :

Hormigones empleados para los elementos estructurales			
Elemento	Tipificación del hormigón	Modalidad de control	Resistencia de cálculo f_{cd} [N/mm ²] (P-T / A)
Forjado	HA-25/B/20/IIa	Estadístico (3)	16.67 / 19.23

Estos hormigones se corresponden con la siguiente definición detallada de su composición de acuerdo al artículo EHE-08 37.3.2 (tablas 37.3.2.a) y EHE-08 37.3.6:

Definición detallada de los hormigones estructurales			
Identificación del hormigón	Máxima relación agua / cemento (A/C) EHE-08 37.3.2.a	Mínimo contenido en cemento [kg/m ³] EHE-08 37.3.2.a	Máximo contenido en cemento [kg/m ³] EHE-08 37.3.6
HA-25/B/20/IIa	0.60	275	375
HA-25/B/20/IV+Qa	0.50	325	375
HA-20/B/20/IIa	0.55	300	375
HA-30/B/20/IIIa	0.50	300	375

En esta estructura se han empleado los siguientes aceros de armadura pasiva para los distintos elementos estructurales, con su correspondiente modalidad de control, y resistencia de cálculo f_{yd} :

Aceros de armadura pasiva empleados para los elementos estructurales			
Elemento	Tipificación del acero	Modalidad de control	Resistencia de cálculo f_{yd} [N/mm ²] (P-T / A)
Forjado	B500SD	Normal	434.78 / 500.00

Los recubrimientos correspondientes a cada elemento son los indicados en el anterior apartado 5.2 de este capítulo de la memoria.

Las siguientes propiedades son comunes a todos los hormigones empleados:

Características comunes a todos los hormigones empleados			
Coefficiente de Poisson ν		0.20	
Coefficiente de dilatación térmica α		1.0×10^{-5}	(°C) ⁻¹
Densidad (peso específico)		2500	kg/m ³

El diagrama de tensión deformación adoptado para el hormigón es el parábola – rectángulo, de acuerdo a EHE-08 39.5.

El módulo de deformación longitudinal del hormigón depende de la resistencia característica del hormigón y del tipo de carga.

Para cargas instantáneas o rápidamente variables (acciones accidentales, como sismo), se adopta el módulo de deformación longitudinal inicial (tangente), dado por la expresión:

$$E_{0j} = 10000 \cdot \sqrt[3]{f_{cm,j}}$$

Para el resto de comprobaciones (situaciones persistentes o transitorias) en servicio se adopta el módulo de deformación longitudinal secante, dado por la expresión:

$$E_j = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm,j}}$$

Dado que en el caso de las estructuras de hormigón las cargas son, en general, de aplicación lenta, se adopta el módulo de deformación longitudinal secante. Para el caso de cargas de aplicación rápida y puntual (acción sísmica, impacto, etc.) se adopta el módulo de deformación tangente.

Se adopta la simplificación de considerar la resistencia media f_{cm} igual a 8N/mm^2 superior a la resistencia característica f_{ck} correspondiente.

La resistencia característica inferior a tracción se obtiene de la expresión (EHE-08 39.1):

$$f_{ct,k} = 0.21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

La resistencia característica a flexotracción se obtiene de la expresión (EHE-08 50.2.2.2.1):

$$f_{ct,fl,k} = 0.37 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

En resumen, se obtienen los siguientes valores para los parámetros mecánicos principales de los hormigones empleados en los elementos de cimentación:

Parámetros mecánicos principales de los hormigones empleados en los elementos estructurales [N/mm²]						
Elemento	Resistencia		Módulo deformación long.		Resistencia	
	característica	media	tangente	secante	tracción	flexotracción
	f_{ck}	f_{cm}	E_o	E	$f_{ct,k}$	$f_{ct,fl,k}$
Forjado	25	33	3.21×10^4	2.73×10^4	1.795	3.163

En relación a los aceros de armadura se adoptan los siguientes valores comunes:

Características comunes a todos los aceros de armadura pasiva empleados		
Módulo de elasticidad E (longitudinal)	2.0×10^5	N/mm ²
Coefficiente de Poisson ν	0.30	
Coefficiente de dilatación térmica α	1.2×10^{-5}	(°C) ⁻¹
Densidad (peso específico)	7850	kg/m ³

Al ser hormigón armado se adoptan los coeficientes parciales de seguridad de los materiales fijados en la EHE-08, en concreto en el artículo 15 (tabla 15.3), que son los siguientes:

Coefficientes parciales de seguridad de los materiales de la estructura		
Situación de proyecto	Hormigón	Acero de armaduras pasivas
Persistente o transitoria	1.50	1.15
Accidental	1.30	1.00

5.4 Análisis estructural

Según el artículo 17 de la EHE-08: "El análisis estructural consiste en la determinación de los efectos originados por las acciones sobre la totalidad o parte de la estructura, con objeto de efectuar comprobaciones en los Estados Límite Últimos y de Servicio."

Para ello es preciso realizar un modelo o idealización de la estructura, consistente en la modelización de la geometría, de los materiales, de los vínculos entre elementos y de éstos con el exterior y de las cargas (ver apartado 1.3 de esta memoria).

El análisis global se realiza mediante modelos e hipótesis simplificadoras, congruentes entre sí y con la realidad proyectada. Para ello se procede con un análisis elástico y lineal a nivel global, del que se obtienen los resultados de los efectos de las acciones (y sus combinaciones).

Dichos efectos son los considerados directamente para las comprobaciones en la verificación (segunda fase) en estados límite de servicio, mientras que para las comprobaciones de resistencia y estabilidad (estados límite últimos), se adoptan los efectos de cálculo (mayorados, con los coeficientes correspondientes; ver apartado 1.5 de esta memoria).

En los elementos de hormigón armado sólo se considera el ancho eficaz de las secciones (menor o igual al ancho nominal), tal y como se define en el artículo 18.2.1, especialmente para secciones en T de piezas lineales. Las luces de cálculo se corresponden con las distancias entre ejes.

El análisis global se realiza mediante el empleo de las secciones brutas sin considerar la aportación de las armaduras. De este análisis se obtienen las leyes de esfuerzos y las configuraciones deformadas que deben ser corregidas para tener en cuenta la armadura, la fisuración y la fluencia. Es por ello que se definen las secciones transversales de acuerdo al artículo EHE-08 18.2.3.

La EHE-08 establece cuatro tipos de análisis posibles (artículo 19.2): análisis lineal, análisis no lineal, análisis lineal con redistribución limitada y análisis plástico.

En esta estructura se ha realizado un análisis lineal con secciones brutas a los efectos de obtener las leyes de esfuerzos y deformadas globales. La comprobación resistente de las secciones se realiza en régimen de rotura (Estados Límite Último) mediante la suposición de un comportamiento plástico de los materiales en rotura, a partir de los esfuerzos obtenidos del análisis lineal global. En el caso de las alineaciones de vigas o de forjados, se adopta el criterio de realizar un análisis con redistribución limitada a los efectos de la flexión (y cortante). Se ha empleado una redistribución de momentos flectores del 10% con relación a la envolvente de esfuerzos obtenidos por el análisis elástico y lineal realizado.

En consecuencia, se observan las necesidades de ductilidad de las secciones que se corresponden, en general, con la limitación de la profundidad de fibra neutra de la sección en su situación de rotura. Se limita dicha profundidad de fibra neutra relativa a 0.45, con el objeto de no emplear ni el tramo final del dominio 3, ni el dominio 4 (ni 4a) para la flexión.

Se analiza el efecto de las posibles no linealidades geométricas y/o mecánicas.

Para la realización del análisis global (a partir del cual se obtienen los efectos de las acciones, es decir, los esfuerzos y las deformaciones) se consideran, salvo indicación contraria, enlaces perfectos entre las barras. En consecuencia, de forma general, los enlaces de los extremos de las barras entre sí y a los nudos son o bien completamente empotrados (la práctica totalidad de los casos de enlace entre elementos de hormigón armado) o bien completamente articulados (en muy raras ocasiones).

En los enlaces con la cimentación se adoptan preferiblemente también las uniones de vinculación nula (articulación, en muy raras ocasiones) o completa (empotramiento, la práctica totalidad de los casos de elementos de hormigón armado). Para la modelización de apoyos deslizantes, incluso de los apoyos sobre elastómeros, se adopta la liberación completa del movimiento (desplazamiento) correspondiente.

5.5 Estados Límite Últimos

Para cada situación de dimensionado, los valores de cálculo del efecto de las acciones se obtendrán mediante las reglas de combinación indicadas en los apartados 1.2 y 1.5 de esta memoria (en acuerdo con EHE-08). Para la obtención de

los valores de cálculo del efecto de las acciones se emplearán los coeficientes parciales de seguridad (mayoración de acciones) indicados en el apartado 1.5 de esta memoria.

De acuerdo a lo indicado en el anterior apartado 5.3 de esta memoria, el diagrama del hormigón es el de parábola – rectángulo sin consideración de ninguna capacidad resistente a tracción del hormigón, de forma que se emplea la Teoría de Dominios para la obtención de la solución de equilibrio de la sección en Estados Límite Últimos bajo Solicitaciones Normales (EHE-08 42). En piezas sometidas a compresión se ha analizado la seguridad frente a la inestabilidad (EHE-08 43).

Se han observado y cumplido las cuantías mínimas de armadura de acuerdo al artículo 42.3 de la EHE-08.

La comprobación de la seguridad frente a cortante se ha realizado de acuerdo al artículo 44 de la EHE-08, considerando siempre el empleo de cercos a 90° y un ángulo de 45° para las bielas comprimidas de hormigón en el modelo o analogía de la celosía.

Aunque en muchas ocasiones la rigidez a torsión es despreciable, e incluso es preferible no tenerla en cuenta, el empleo de herramientas de cálculo tridimensional permite la consideración de dicha rigidez de forma general, por lo que ha sido preciso verificar la seguridad frente a dicho esfuerzo, siguiendo las prescripciones del artículo 46 de la EHE-08.

En el apoyo de los forjados de hormigón armado (losas, macizas o aligeradas y/o reticulares) directamente en soportes (forjados sin vigas), es preciso la verificación de punzonamiento de la losa según EHE-08 47.

Por último, también se ha verificado la seguridad frente al Estado Límite Último de rasante, en la interfase de contacto entre dos hormigones diferentes, especialmente en el caso de los forjados (ver capítulo 5 de esta memoria).

5.6 Estados Límite de Servicio

Para cada situación de dimensionado, los valores de cálculo del efecto de las acciones se obtendrán mediante las reglas de combinación indicadas en los apartados 1.2 y 1.5 de esta memoria (según el EHE-08). Se considera que hay un comportamiento adecuado, en relación con la fisuración, las deformaciones, o las vibraciones, si se cumple, para las situaciones de dimensionado pertinentes, que el efecto de las acciones no alcanza el valor límite admisible establecido para el mismo en el apartado 1.5 de esta memoria (de acuerdo a EHE-08).

Para las comprobaciones de estados límite de servicio se emplean los valores medios para las propiedades elásticas de los materiales (ver apartado 5.3 de esta memoria).

Los valores límite generales para las comprobaciones en los estados límite de servicio son los indicados en el apartado 1.5 de esta memoria.

Hay que tener en cuenta que la configuración deformada obtenida por medio del análisis global (elástico, lineal y de secciones brutas) es siempre inferior en magnitud al valor final de comparación para la verificación del estado límite de servicio de deformaciones. La razón es que, por un lado, la fisuración de la sección provoca una reducción muy considerable del momento de inercia de la sección (fórmula de Branson, según el artículo EHE-08 50.2.2.2.1) y por lo tanto de la rigidez, con lo que aumentan las deformaciones. Por otro lado, las cargas de larga duración provocan efectos de fluencia (deformación diferida, EHE-08 50.2.2.3) en el hormigón, de forma

que se produce un aumento de las flechas con el tiempo. En consecuencia, se debe analizar el proceso de carga en relación a la edad del hormigón afectado. El resultado de todo ello, es que la flecha final (con inercia fisurada y considerando el efecto de la deformación diferida) puede ser entre 2 y 3 veces la flecha elástica inicial.

6. ESTRUCTURAS DE ACERO (DB-SE-A)

6.1 Bases de cálculo

Para la comprobación de la seguridad de esta estructura se han desarrollado dos tipos de verificaciones, de acuerdo a 2.2.1: por un lado, la estabilidad y la resistencia (Estados Límite Últimos; ver apartado 6.5 de esta memoria), y por otro lado, la aptitud al servicio (Estados Límite de Servicio; ver apartado 6.6 de esta memoria).

El análisis de la estructura se ha basado en un modelo que proporciona una previsión suficientemente precisa del comportamiento de la misma. Las condiciones de apoyo que se consideran en los cálculos corresponden con las disposiciones constructivas previstas. Se consideran a su vez los incrementos producidos en los esfuerzos por causa de las deformaciones (efectos de 2º orden) allí donde no resulten despreciables. En el análisis estructural se han tenido en cuenta las diferentes fases de la construcción, incluyendo el efecto del apeo provisional de los forjados cuando así fuere necesario.

No se ha considerado necesaria la comprobación de resistencia frente a la fatiga, al tratarse de una estructura de edificación convencional sin la presencia de cargas variables repetidas de carácter dinámico.

En general, y salvo indicación contraria en esta memoria o en los planos del proyecto de ejecución, el valor de cálculo de una dimensión geométrica (lucos, espesores, distancias, etc.) se corresponde directamente con su valor nominal, tal y como vendrá acotado y/o indicado en los documentos del proyecto.

6.2 Durabilidad

Se han considerado las estipulaciones del apartado 3 del CTE DB-SE-A, y que se recogen en el presente proyecto en el apartado de "Pliego de Condiciones Técnicas".

6.3 Materiales, coeficientes parciales de seguridad y nivel de control

Los aceros empleados en este proyecto son conformes con lo indicado en el CTE DB-SE-A, en el apartado 4.2 (tabla 4.1).

En concreto se han empleado los siguientes aceros para los perfiles y chapas en esta estructura, con los correspondientes valores para la tensión de límite elástico f_y (dependiente del espesor) y para la tensión última de rotura f_u :

Aceros empleados para perfiles y chapas (en función del espesor nominal t [mm])					
Grupo	Denominación	Tensión de límite elástico f_y [N/mm ²]			Tensión última de rotura f_u [N/mm ²]
		$t \leq 16$	$16 < t \leq 40$	$40 < t \leq 63$	
Todo	S275JR (A42b)	275	265	255	410

Las siguientes propiedades son comunes a todos los aceros empleados:

Características comunes a todos los aceros empleados (según CTE DB-SE-A 4.2.3)		
Módulo de elasticidad E (longitudinal)	2.1×10^5	N/mm ²
Módulo de rigidez G (transversal)	8.1×10^4	N/mm ²
Coefficiente de Poisson ν	0.30	
Coefficiente de dilatación térmica α	1.2×10^{-5}	(°C) ⁻¹
Densidad (peso específico)	7850	kg/m ³

Los coeficientes parciales para la resistencia adoptados en esta estructura coinciden con los indicados en 2.3.3.1 del CTE DB-SE-A, es decir:

Coeficientes parciales para la resistencia según CTE DB-SE-A 2.3.3.1		
Coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material	γ_{M0}	1.05
Coeficiente parcial de seguridad relativo a los fenómenos de inestabilidad	γ_{M1}	1.05
Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión	γ_{M2}	1.25
Coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados en Estado Límite de Servicio	γ_{M3}	1.10
Coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados en Estado Límite Último	γ_{M3}	1.25
Coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados y agujeros rasgados o con sobremedida	γ_{M3}	1.40

De acuerdo a lo indicado en DB-SE-A 4.4.1, las características mecánicas de los materiales de aportación (soldaduras) serán en todos los casos superiores a las del material base.

A partir de las resistencias de los aceros para perfiles y chapas indicadas anteriormente en este mismo apartado, y en aplicación de los correspondientes coeficientes de seguridad γ_M para la resistencia, se obtienen los siguientes valores para las resistencias de cálculo f_{yd} (f_y / γ_M) y la resistencia última del material o sección f_{ud} (f_u / γ_{M2}), que son válidos para las comprobaciones principales de los distintos elementos y piezas (excepto para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos):

Aceros empleados para perfiles y chapas (en función del espesor nominal t [mm]) – Resistencias de cálculo					
Grupo	Denominación	Resistencia de cálculo f_{yd} [N/mm ²]			Resistencia última f_{ud} [N/mm ²]
		$t \leq 16$	$16 < t \leq 40$	$40 < t \leq 63$	
Todo	S275JR (A42b)	261.9	252.4	242.9	328

6.4 Análisis estructural

La comprobación ante cada estado límite se realiza en dos fases: determinación de los efectos de las acciones (esfuerzos y desplazamientos de la estructura) y comparación con la correspondiente limitación (resistencias y flechas o vibraciones admisibles, respectivamente). La primera fase se corresponde con el análisis, propiamente dicho, y la segunda fase con la verificación.

El análisis (primera fase) global se realiza mediante modelos e hipótesis simplificadoras, congruentes entre sí y con la realidad proyectada. Para ello se procede con un análisis elástico y lineal a nivel global, del que se obtienen los resultados de los efectos de las acciones (y sus combinaciones).

Dichos efectos son los considerados directamente para las comprobaciones en la verificación (segunda fase) en estados límite de servicio, mientras que para las comprobaciones de resistencia y estabilidad (estados límite últimos), se adoptan los efectos de cálculo (mayorados, con los coeficientes correspondientes; ver apartado 1.5 de esta memoria).

La capacidad resistente de las secciones depende de su clase. Para la determinación de la clase de una sección se verifican los límites establecidos en las tablas 5.3 y 5.4 CTE DB-SE-A para los elementos comprimidos de las secciones. De esta forma se establece la clasificación siguiente de clases de secciones:

Clasificación de secciones transversales solicitadas por momentos flectores (CTE DB-SE-A Tabla 5.1 y 5.2)			
Clase	Descripción	Método para solicitaciones	Método para resistencia

1	Plástica	Permiten la formación de la rótula plástica con la capacidad de rotación suficiente para la redistribución de momentos	Plástico o Elástico	Plástico o Elástico
2	Compacta	Permiten el desarrollo del momento plástico con una capacidad de rotación limitada	Elástico	Plástico o Elástico
3	Semicompacta o Elástica	En la fibra más comprimida se puede alcanzar el límite elástico del acero, pero la abolladura impide el desarrollo del momento plástico	Elástico	Elástico
4	Esbelta	Los elementos total o parcialmente comprimidos de las secciones esbeltas se abollan antes de alcanzar el límite elástico en la fibra más comprimida	Elástico con posible reducción de rigidez	Elástico con resistencia reducida

Métodos de cálculo de solicitaciones y de verificación de la resistencia de las secciones en esta estructura			
Clase	Método para cálculo solicitaciones		Método para verificación resistencia
1	Elástico		Plástico y Elástico (Von Mises)
2	Elástico		Plástico y Elástico (Von Mises)
3	Elástico		Elástico (Von Mises)
4	Elástico		Elástico (Von Mises)

Como se aprecia en la tabla precedente, en esta estructura, dependiendo de la clase de las secciones, los efectos de cálculo se calculan por medios elásticos (sección eficaz en clase 4) y se comparan con las capacidades últimas de los elementos, piezas, secciones y materiales, bien en régimen elástico (clases 3 y 4), bien en régimen plástico (clases 1 y 2).

Se analiza el efecto de las posibles no linealidades geométricas y/o mecánicas.

En general, las piezas de acero se representan mediante modelos unidimensional tipo barra, salvo para el caso de las piezas con una relación entre sus dos dimensiones principales inferior o igual a 2, para las que se emplean modelos bidimensionales tipo elemento finito plano. En el primer caso, se emplea un programa que implementa un análisis matricial de rigideces para elementos de barra, y en el segundo se usa un programa que implementa un análisis por elementos finitos planos triangulares y rectangulares.

La luz de cálculo de todas las piezas tipo barra se corresponde con la distancia entre sus ejes de enlace con el resto de la estructura, salvo para las piezas entre macizos (apoyos rígidos de dimensión importante en relación a su canto), en los que la luz de cálculo se considera la luz libre entre apoyos más un canto.

Salvo indicación contraria, en general, para el análisis global se considera la sección bruta de todos los elementos estructurales.

Aunque la rigidez a torsión puede ser ignorada (cuando no sea imprescindible para el equilibrio) de acuerdo con el CTE DB-SE-A 5.2.2.4, para esta estructura, y en correspondencia con el análisis tridimensional real que se realiza con apoyo de las herramientas informáticas indicadas en este documento, se ha optado por la consideración de la rigidez a torsión de todos los elementos estructurales. En las secciones tubulares de vigas armadas dicha rigidez es especialmente relevante y los resultados de cálculo se ven claramente influenciados por esta consideración.

Para la realización del análisis global (a partir del cual se obtienen los efectos de las acciones, es decir, los esfuerzos y las deformaciones) se consideran, salvo indicación contraria, enlaces perfectos entre las barras. En consecuencia, de forma general, los enlaces de los extremos de las barras entre sí y a los nudos son o bien completamente empotrados o bien completamente articulados. En el primer caso, se realiza un análisis

de rigidez del nudo, para, en caso necesario, disponer la rigidización correspondiente, que queda reflejada en los planos del proyecto de ejecución.

En relación al análisis de los nudos de estructuras trianguladas (cerchas y celosías) se adopta el criterio indicado en el apartado 1.4 de esta memoria. En su caso, la desvinculación de giro entre extremos de barra se limita al giro en el propio plano de la celosía o cercha.

En los enlaces con la cimentación se adoptan preferiblemente también las uniones de vinculación nula (articulación)

6.5 Estados Límite Últimos

Para cada situación de dimensionado, los valores de cálculo del efecto de las acciones se obtendrán mediante las reglas de combinación indicadas en los apartados 1.2 y 1.5 de esta memoria (en acuerdo con el CTE DB-SE 4.2). Para la obtención de los valores de cálculo del efecto de las acciones se emplearán los coeficientes parciales de seguridad (mayoración de acciones) indicados en el apartado 1.5 de esta memoria, en concreto en la tabla correspondiente a la tabla 4.1 del CTE DB-SE.

De acuerdo a lo indicado en el anterior apartado 6.4 de esta memoria, para secciones de clase 1 y 2 la distribución de tensiones se escoge atendiendo a criterios plásticos (en flexión se alcanza el límite elástico en todas las fibras de la sección). Para las secciones de clase 3 la distribución sigue un criterio elástico (en flexión se alcanza el límite elástico sólo en las fibras extremas de la sección) y para secciones de clase 4 este mismo criterio se establece sobre la sección eficaz (ver CTE DB-SE-A 6.2.3).

Adicionalmente a este criterio, se comprueba que en todas las secciones se cumpla el criterio de rotura de Von Mises (sección eficaz en el caso de clase 4):

$$\sqrt{\sigma_{xd}^2 + \sigma_{zd}^2 - \sigma_{xd}\sigma_{zd} + 3\tau_{xzd}^2} \leq f_{yd}$$

Esta comprobación resulta sobradamente holgada para las secciones de clase 1 y 2.

6.6 Estados Límite de Servicio

Para cada situación de dimensionado, los valores de cálculo del efecto de las acciones se obtendrán mediante las reglas de combinación indicadas en los apartados 1.2 y 1.5 de esta memoria (según el CTE DB-SE 4.3). Se considera que hay un comportamiento adecuado, en relación con las deformaciones, las vibraciones o el deterioro, si se cumple, para las situaciones de dimensionado pertinentes, que el efecto de las acciones no alcanza el valor límite admisible establecido para el mismo en el apartado 1.5 de esta memoria (de acuerdo al CTE DB-SE 4.3).

Para las comprobaciones de estados límite de servicio se emplean los valores medios para las propiedades elásticas de los materiales (ver apartado 6.3 de esta memoria). Los valores límite generales para las comprobaciones en los estados límite de servicio son los indicados en el apartado 1.5 de esta memoria.

6.7 Uniones

En lo referente a las uniones entre perfiles y chapas de acero de esta estructura, se deben atender las siguientes especificaciones, además de observar todo lo dispuesto en el CTE DB-SE-A capítulo 8.

Las uniones soldadas se ejecutan de acuerdo a lo indicado en los planos de proyecto, en relación a la posición y longitud de los cordones de soldadura. Respecto al espesor de garganta, salvo indicación contraria en los propios planos del proyecto de ejecución, se adopta el criterio de que sea 0.7 veces el espesor de la chapa más delgada implicada en la unión.

Las soldaduras a ejecutar son, en general, uniones de soldadura en ángulo, salvo en aquellas situaciones en las que se requiere un nivel mayor de penetración, para las que se proyectan soldaduras a tope con preparación de borde (bisel a 45°). Estos casos se indican expresamente en los planos, especificándose la preparación de borde necesaria (a un lado, a otro, o en ambos; y su nivel de penetración).

Las uniones atornilladas se ejecutan de acuerdo a lo especificado en los planos del proyecto de ejecución observando fielmente las separaciones y los diámetros de los tornillos, así como su material y tipología (sin pretensar, pretensados, pasadores, etc.)

7. ESTRUCTURAS DE FÁBRICA (DB-SE-F)

Dadas las características de esta estructura, en las que no son empleados elementos estructurales de fábrica,

NO es de aplicación el documento básico DB-SE-F.

8. ESTRUCTURAS DE MADERA (DB-SE-M)

Dadas las características de esta estructura, en las que no son empleados elementos estructurales de madera,

NO es de aplicación el documento básico DB-SE-M.