

CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA. CUMPLIMIENTO CTE SEGURIDAD ESTRUCTURAL.

PROYECTO BÁSICO Y DE EJECUCIÓN Y ESTUDIO DE SEGURIDAD Y SALUD DE LAS OBRAS DE REHABILITACIÓN PARCIAL DEL COMPLEJO INDUSTRIAL DE SAN CARLOS EN RIÓPAR (ALBACETE) PARA HOSPEDERÍA-RESTAURANTE, ZONA DE EVENTOS Y MUSEO

Dirección: Calle del Cercado, Calle Juan Jorge Graubner, Calle Caserío el Gollizo.

Localidad: RIÓPAR, ALBACETE

PROMOTOR: SECRETARÍA GENERAL DE LA CONSEJERÍA DE ECONOMÍA, EMPRESAS Y EMPLEO en representación de la JUNTA DE COMUNIDADES DE CASTILLA-LA MANCHA

PROYECTISTAS: Enrique Ruiz del Portal García, Enrique García Blázquez, Rafael Canneti Heredia, Ignacio Barceló de Torres (BAB ARQUITECTOS ASOCIADOS SLP)

“Una manera de hacer Europa”



UNIÓN EUROPEA
Fondo Europeo de Desarrollo Regional



**EN UN LUGAR
DE TU VIDA**

En Madrid, 03 de noviembre del 2022

Fdo: Los proyectistas.

Ignacio Barceló de Torres, Enrique García Blázquez, Enrique Ruiz del Portal García y Rafael Canneti Heredia

** El presente documento es copia de su original del que es autor el proyectista que suscribe el documento. Su producción o cesión a terceros requerirá la previa autorización expresa de su autor, quedando en todo caso prohibida cualquier modificación unilateral del mismo.*

E.1 SEGURIDAD ESTRUCTURAL (DB-SE. EXIGENCIAS BÁSICAS DE 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:

	apartado		Procede	No procede
DB-SE	E.1.a	Seguridad estructural:	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
DB-SE-AE	E.1.b	Acciones en la edificación	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
DB-SE-C	E.1.1	Cimentaciones	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
CE	E.1.2.1	Código Estructural (CE). Estructuras de acero	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
DB-SE-F	E.1.2.2	Estructuras de fábrica	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
DB-SE-M	E.1.2.3	Estructuras de madera	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

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

	apartado		Procede	No procede
NCSE	E.1.2.4	Norma de construcción sismorresistente	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
CE	E.1.2.5	Código Estructural (CE). Estructuras de hormigón	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

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).

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.

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.

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.

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.

E.1.a. CUMPLIMIENTO DE CTE DB-SE. SEGURIDAD ESTRUCTURAL.

Análisis estructural y dimensionado

Proceso

-DETERMINACION DE SITUACIONES DE DIMENSIONADO
-ESTABLECIMIENTO DE LAS ACCIONES
-ANALISIS ESTRUCTURAL
-DIMENSIONADO

Situaciones de dimensionado

PERSISTENTES	condiciones normales de uso
TRANSITORIAS	condiciones aplicables durante un tiempo limitado.
EXTRAORDINARIAS	condiciones excepcionales en las que se puede encontrar o estar expuesto el edificio.

Periodo de servicio

100 Años

Método de comprobación

Estados límites

Definición estado límite	Situaciones que, de ser superadas, puede considerarse que el edificio no cumple con alguno de los requisitos estructurales para los que ha sido concebido	
Resistencia y estabilidad	<p>ESTADO LIMITE ÚLTIMO:</p> <p>Situación que, de ser superada, existe un riesgo para las personas, ya sea por una puesta fuera de servicio o por colapso parcial o total de la estructura:</p> <ul style="list-style-type: none"> - pérdida de equilibrio - deformación excesiva - transformación estructura en mecanismo - rotura de elementos estructurales o sus uniones - inestabilidad de elementos estructurales 	
Aptitud de servicio	<p>ESTADO LIMITE DE SERVICIO</p> <p>Situación que de ser superada se afecta:</p> <p>el nivel de confort y bienestar de los usuarios</p> <p>correcto funcionamiento del edificio</p> <p>apariencia de la construcción</p>	
Acciones		
Clasificación de las acciones	PERMANENTES	Aquellas que actúan en todo instante, con posición constante y valor constante (pesos propios) o con variación despreciable: acciones reológicas
	VARIABLES	Aquellas que pueden actuar o no sobre el edificio: uso y acciones climáticas
	ACCIDENTALES	Aquellas cuya probabilidad de ocurrencia es pequeña, pero de gran importancia: sismo, incendio, impacto o explosión.
Valores característicos de las acciones	LOS VALORES DE LAS ACCIONES SE RECOGERÁN EN LA JUSTIFICACIÓN DEL CUMPLIMIENTO DEL DB SE-AE	
Datos geométricos de la estructura	LA DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE LA ESTRUCTURA ESTÁ INDICADA EN LOS PLANOS DE PROYECTO	
Características de los materiales	LOS VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES SE DETALLARÁN EN LA JUSTIFICACIÓN DEL DB CORRESPONDIENTE O BIEN EN LA JUSTIFICACIÓN DE EL CÓDIGO ESTRUCTURAL.	
Modelo análisis estructural	Se realiza un cálculo espacial en tres dimensiones por métodos matriciales de rigidez, formando las barras los elementos que definen la estructura: pilares, vigas, brochales y viguetas. 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. 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.

Verificación de la estabilidad

$$Ed_{dst} \leq Ed_{stb}$$

ED,DST: VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES DESESTABILIZADORAS

ED,STB: VALOR DE CÁLCULO DEL EFECTO DE LAS ACCIONES ESTABILIZADORAS

Verificación de la resistencia de la estructura

$$Ed \leq Rd$$

Ed : valor de cálculo del efecto de las acciones

Rd: valor de cálculo de la resistencia correspondiente

Combinación de acciones

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 DB-SE.

El valor de cálculo de las acciones correspondientes a una situación extraordinaria se ha obtenido de la expresión 4.4 del presente DB y los valores de cálculo de las acciones se ha considerado 0 o 1 si su acción es favorable o desfavorable respectivamente.

Verificación de la aptitud de 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.

Flechas

La limitación de flecha activa establecida en general:

$flecha \leq L/500$ en pisos con tabiques frágiles

$flecha \leq L/400$ en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas

$flecha \leq L/300$ en el resto de casos

desplazamientos horizontales

El desplome total límite es $1/500$ de la altura total

E.1.b.

ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN (DB-SE-AE)

Acciones Permanentes (G):	Peso Propio de la estructura:	Corresponde generalmente a los elementos de hormigón armado, calculados a partir de su sección bruta y multiplicados por 25 (peso específico del hormigón armado) en pilares, paredes y vigas de hormigón, y multiplicados por 78 (peso específico del acero laminado) en los elementos metálicos. En losas macizas será el canto h (cm) \times 25 kN/m ³ .
	Cargas Muertas:	Se estiman uniformemente repartidas en la planta. Son elementos tales como el pavimento y la tabiquería (aunque esta última podría considerarse una carga variable, si su posición o presencia varía a lo largo del tiempo).
	Peso propio de tabiques pesados y muros de cerramiento:	Éstos se consideran al margen de la sobrecarga de tabiquería. En el anejo C del DB-SE-AE se incluyen los pesos de algunos materiales y productos. El pretensado se regirá por lo establecido en la Instrucción EHE-08. Las acciones del terreno se tratarán de acuerdo con lo establecido en DB-SE-C.

Acciones Variables (Q):	La sobrecarga de uso:	Se adoptarán los valores de la tabla 3.1. Los equipos pesados no están cubiertos por los valores indicados. Las fuerzas sobre las barandillas y elementos divisorios: Se considera una sobrecarga lineal de 2 kN/m en los balcones volados de toda clase de edificios.
	Las acciones climáticas:	<i>El viento:</i> Las disposiciones de este documento no son de aplicación en los edificios situados en altitudes superiores a 2.000 m. En general, las estructuras habituales de edificación no son sensibles a los efectos dinámicos del viento y podrán despreciarse estos efectos en edificios cuya esbeltez máxima (relación altura y anchura del edificio) sea menor que 6. En los casos especiales de estructuras sensibles al viento será necesario efectuar un análisis dinámico detallado. La presión dinámica del viento $Q_b = 1/2 \times R_x \times V_b^2$. Los coeficientes de presión exterior e interior se encuentran en el Anejo D. <i>La temperatura:</i> En estructuras habituales de hormigón estructural o metálicas formadas por pilares y vigas, pueden no considerarse las acciones térmicas cuando se dispongan de juntas de dilatación a una distancia máxima de 40 metros <i>La nieve:</i> Este documento no es de aplicación a edificios situados en lugares que se encuentren en altitudes superiores a las indicadas en la tabla 3.11. En cualquier caso, incluso en localidades en las que el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal $S_k = 0$ se adoptará una sobrecarga no menor de 0.20 Kn/m ²
	Las acciones químicas,	Las acciones químicas que pueden causar la corrosión de los elementos de acero se pueden caracterizar mediante la velocidad de corrosión que se

	físicas y biológicas:	<p>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.</p> <p>El sistema de protección de las estructuras de acero se regirá por el DB-SE-A. En cuanto a las estructuras de hormigón estructural se regirán por el Art.3.4.2 del DB-SE-AE.</p>
	Acciones accidentales (A):	<p>Los impactos, las explosiones, el sismo, el fuego.</p> <p>Las acciones debidas al sismo están definidas en la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02.</p> <p>En este documento básico solamente se recogen los impactos de los vehículos en los edificios, por lo que solo representan las acciones sobre las estructuras portantes. Los valores de cálculo de las fuerzas estáticas equivalentes al impacto de vehículos están reflejados en la tabla 4.1</p>

Acciones Consideradas

ACCIONES GRAVITATORIAS

Conforme a lo establecido en el DB-SE-AE en la tabla 3.1, las acciones gravitatorias, así como las sobrecargas de uso, tabiquería y nieve que se han considerado para el cálculo de la estructura de este edificio son las indicadas:

Acción Gravitatoria:	Zonas dormitorios A1	Cubierta dormitorios G1	Acceso C3	Sótano instalaciones
Peso propio del forjado (KN/m ²)	Según tipología *	Según tipología *	Según tipología *	Según tipología *
Pavimento+ Recubrimiento (KN/m ²)	2.00	1,25	2.00	5.00
Cobertura (KN/m ²)	0	0	0	0
Peldañado/ Recrecido (KN/m ²)	0	0	0	0
Sobrecarga de tabiquería. (KN/m ²)	1,00	1,00	1,00	1.00
Sobrecarga de uso. (KN/m ²)	2,00	0	5,00	3,00
Sobrecarga de nieve (KN/m ²)	0	0	0	0
Sobrecarga especiales (KN/m ²)	0	0	0	0
Cargas Concentradas (KN)	2,00	2.00	4.00	0

Acción Gravitatoria:	Cubiertas Inclinadas G2	Escaleras A1	Escalera Principal
Peso propio del forjado (KN/m ²)	Según tipología *	Según tipología *	Según tipología *
Pavimento+ Recubrimiento (KN/m ²)	1.00	1,70	1,70
Cobertura (KN/m ²)	0	0	0
Peldañoado/ Recrecido (KN/m ²)	0	2.20	2.20
Sobrecarga de tabiquería. (KN/m ²)	0	0	0
Sobrecarga de uso. (KN/m ²)	2,00	3,00	5,00
Sobrecarga de nieve (KN/m ²)	1.20	0	0
SobrecargaS especiales (KN/m ²)	0	0	0
Cargas Concentradas (KN)	2,00	2,00	2,00

- * Losa canto 16 cm = 4,25
 Losa canto 20 cm = 5,00
 Losa canto 22 cm = 5,50
 Losa canto 25 cm = 6,25

Cargas Lineales

Lineal en fachada	2,80 KN/m ² x H.
Lineal en separación dormitorio / dormitorio	2,20 KN/m ² x H.
Lineal en separación dormitorio / zonas comunes	2,20 KN/m ² x H.
Lineal en petos interiores	3,50 KN/m.

ACCIONES EN BARANDILLAS Y ELEMENTOS DIVISORIOS

Las barandillas, petos, antepechos, tabiques, etc., deberán cumplir el punto 3.2 *Acciones sobre barandillas y elementos divisorios* del DB SE-AE.
 Dichos elementos deberán resistir una acción horizontal, uniformemente distribuida (excepto en uso de

aparcamiento que se aplica a 1 m de longitud), aplicada a una altura de 1,20 m, cuyo valor se define en la siguiente tabla:

Acción Horizontal:	Accesos C3	Dormitorios A1	Cubiertas no transitables G1
Barandillas, petos, antepechos, etc.	1,60 KN	0,80 KN/m	0,8 KN/m
Tabiquería	0,80 KN	0,40 KN/m	0,4 KN/m

ACCIONES DE VIENTO

Se ha seguido para su determinación la actual norma CTE Documento Básico SE-AE (Acciones en la edificación).

La localidad de Riópar (Albacete) se encuentra en la zona eólica A, y dada la topografía de la localidad se considera que la rugosidad o aspereza del terreno es tipo IV. Se ha determinado la presión dinámica del viento en función de la altura del edificio y de su esbeltez en cada dirección.

ACCIONES DE NIEVE

Se ha seguido para su determinación la actual norma CTE Documento Básico SE-AE (Acciones en la edificación).

Se ha considerado una sobrecarga de nieve de 1,20 kN/m², ya que la localidad de Riópar (Albacete) se encuentra a una altitud de 975 m sobre el nivel del mar y en la zona climática invernal VI.

ACCIONES TÉRMICAS Y REOLÓGICAS

Las variaciones de temperatura ocasionan cambios dimensionales tanto en la estructura como en el resto del edificio, de forma que éste se comporta como un objeto dinámico.

Durante muchos años se ha estimado que en edificios con estructura de hormigón armado la distancia entre juntas de dilatación de las estructuras no debía pasar de 40 metros. Como se verá a continuación en muchos casos es fácil llegar al doble de esa distancia. La creencia errónea venía de que, al hacer las juntas de dilatación, tanto para la estructura, como para los cerramientos de ladrillo de las fachadas, con distancias mayores se producían desórdenes graves; pero estos desórdenes no se producían en la estructura, sino en las partes no estructurales del edificio.

El error venía de pensar que todas las partes del edificio, en especial la estructura y los cerramientos podían tener la misma distancia entre juntas.

A continuación, apoyándonos en el método recogidos en el libro Proyecto y cálculo de Estructuras de Hormigón, 2ª Edición, Tomo 1; J. Calavera publicado por Intemac, vamos a determinar la separación máxima entre juntas de dilatación que podemos considerar para los edificios en función de las condiciones climáticas esperables en la ubicación del proyecto.

La longitud mayor de la estructura se encuentra en el frente de calle, siendo de 49.98m. El proyecto está ubicado en Riópar (Albacete).

Vamos a determinar la Variación de temperatura de Cálculo, que será el mayor de los siguientes valores:

$$- \Delta t = T_s - T_m$$

$$- \Delta t = T_m - T_i$$

Siendo:

Ts: Temperatura que, como término medio, es excedida solamente el 1% del tiempo durante los meses de verano de Junio a Septiembre.

Tm: Temperatura media durante la época normal de construcción en la zona en que se va a construir el edificio. Como norma general puede definirse como época normal de construcción el periodo consecutivo del año durante el cual la temperatura mínima diaria no es inferior a 0°C.

Ti: Temperatura igualada o excedida, por término medio, el 99% del tiempo durante los meses de invierno de diciembre a febrero.

En el caso que nos ocupa se han consultado los datos de temperatura diaria de Madrid del periodo 1945-2021 para determinar Ts, Tm y Ti, siendo:

Ts	Tm	Ti
31°C	16,1°C	-2°C

La Variación de temperatura de Cálculo será la máxima obtenida de estas dos expresiones:

- $\Delta t = T_s - T_m$; $31^\circ\text{C} - 16,1^\circ\text{C} = 14,9^\circ\text{C}$

- $\Delta t = T_m - T_i$; $16,1^\circ\text{C} - (-2^\circ\text{C}) = 18,1^\circ\text{C}$

$$\Delta t = 18,1^\circ\text{C}$$

Se obtiene una distancia máxima entre juntas, sin correcciones, de 88 m aproximadamente.

Distancia máxima entre juntas

Para estructura formadas por entramados y pantallas y/o núcleos, la distancia entre juntas puede ser determinada mediante el gráfico 1 adjunto, correspondiendo a estructuras en las que puede suponerse que los pilares están articulados en su unión al cimiento y que el edificio tiene calefacción.

A la distancia entre juntas resultante del gráfico se le deben aplicar las siguientes correcciones:

- Si el edificio va a tener aire acondicionado y se prevé que no vaya a sufrir interrupciones en su funcionamiento de más de dos días, aumentar la distancia en el 15%. **Si aplica.**

- Si el edificio no va a tener calefacción o se prevé que pueda sufrir interrupciones en su funcionamiento de más de dos días, reducir la distancia en el 33%. **Si Aplica**

- Si los pilares pueden considerarse empotrados en su unión al cimiento, reducir la distancia en el 15%. **Si aplica.**

Los porcentajes de corrección indicados en los anteriores párrafos se aplicarán sumándolos algebraicamente si coexisten varias de dichas situaciones.

Por último, se reduce un 15% adicional porque los soportes se han supuesto empotrados al cimiento.

Resultando, por tanto:

Distancia máxima entre juntas: $155 \text{ m} \cdot (1 + 0.15 - 0.15 - 0.33) = 88 \text{ m} \cdot 0,67 = 58,96 \text{ m}$

La longitud mayor de la estructura se encuentra en el frente de calle, siendo de $49.98 \text{ m} < 58,96 \text{ m} \rightarrow$ **No precisa junta de dilatación**

No se contemplan acciones térmicas; no obstante, se recomienda realizar un hormigonado en franjas alternas y realizar un correcto curado del hormigón durante al menos 7 días.

También recordar que la distancia entre juntas de dilatación de la estructura no tiene que coincidir con las que precisen otros elementos constructivos como cerramientos de ladrillo o terminaciones de azotea, como ya se ha comentado.

ACCIONES ACCIDENTALES

Acciones sísmicas

El edificio se encuentra en la localidad de Riópar (Albacete), la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-02) da una aceleración sísmica básica a_b inferior a 0.04 g para dicha localidad. Por lo tanto, según el artículo

1.2.3, al tratarse de una edificación de importancia normal y ser la aceleración sísmica básica a_b inferior a 0.04 g no es obligatoria la aplicación de la Norma.

Sin embargo, debido a la cercanía de la localidad a la zona de aceleración sísmica básica a_b igual a 0.04 g y siguiendo las recomendaciones del Estudio Geotécnico, se ha realizado la comprobación del cálculo sísmico conforme a la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-02) con una $a_b = 0.04$ g, por lo tanto, la aceleración sísmica de cálculo es de 0,052g para $t=100$ años < 0,06g.

Acciones debidas a incendios

La totalidad de la estructura deberá contar con la protección contra incendios que se indica en el Documento Básico SI (seguridad en caso de incendio).

No se prevé la circulación de vehículos de servicios de protección contra incendios en ningún punto de la superficie de la estructura.

Acciones debidas a impactos

Se prevé la acción de impacto de vehículos en las zonas del aparcamiento.

Para los elementos estructurales los valores de cálculo de las fuerzas estáticas equivalentes debidas al impacto de vehículos de hasta 30 kN de peso total, son de 50 kN en la dirección paralela a la vía y de 25 kN en la dirección perpendicular.

En las barandillas, petos, antepechos, tabiques, etc., deberán cumplir el punto 3.2 Acciones sobre barandillas y elementos divisorios del DB SE-AE, tal y como se ha indicado anteriormente.

E.1.1 CIMENTACIONES (DB-SE-C)

Bases de cálculo

Método de cálculo:

El dimensionado de secciones se realiza según la Teoría de los Estados Limite Últimos (apartado 3.2.1 DB-SE) y los Estados Límites de Servicio (apartado 3.2.2 DB-SE). El comportamiento de la cimentación debe comprobarse frente a la capacidad portante (resistencia y estabilidad) y la aptitud de servicio.

Verificaciones:

Las verificaciones de los Estados Límites están basadas en el uso de un modelo adecuado para el sistema de cimentación elegido y el terreno de apoyo de la misma.

Acciones:

Se ha considerado las acciones que actúan sobre el edificio soportado según el documento DB-SE-AE y las acciones geotécnicas que transmiten o generan a través del terreno en que se apoya según el documento DB-SE en los apartados (4.3 - 4.4 - 4.5).

Estudio geotécnico

El análisis y dimensionamiento de la cimentación exige el conocimiento previo de las características del terreno de apoyo, la tipología del edificio previsto y el entorno donde se ubica la construcción, para lo cual se encarga un estudio geotécnico a la empresa *Forte Ingeniería Técnica, S.L.U.* c/ Castillo los Moros, manzana 17. Pol. ind. Base 2000-San Martín, 30564 Lorquí (Murcia).

El estudio geotécnico lo firman el químico colegiado D. Francisco Rico Forte y el Geólogo colegiado D. César Cambeses Torres.

RESUMEN DE LOS PARÁMETROS DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO

Ensayos de campo:	2 sondeos mecánicos con extracción de testigo continuo. 2 ensayos de penetración dinámica (DPSH). 10 ensayos de penetración estándar (SPT).
Ensayos de laboratorio:	Se han realizado los ensayos básicos correspondientes a identificación y estado del suelo, que comprenden: <ul style="list-style-type: none">- Investigación y Ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorios de suelos. Parte 1. Determinación de la humedad. UNE-EN ISO 17892-1:2015- Análisis granulométrico por tamizado. UNE EN ISO 17892-4:2019- Descripción del suelo. ASTM D-2488- Límites de Atterberg: Límite líquido y límite plástico. UNE EN ISO 17892-12:2019- Clasificación del suelo mediante USCS- Determinación de densidad de un suelo. Método de la balanza hidrostática. UNE 103301:1994- Determinación cuantitativa del contenido en sulfatos soluble de un suelo. UNE 103201:2019- Ensayo de hinchamiento Lambe. UNE 103600:1996- Resistencia a la compresión simple. UNE-EN ISO 17892-7:2019

	- Presión de hinchamiento en edómetro. UNE 103602:1996
Marco geológico general:	<p>El territorio municipal de Riópar (Albacete) registra dos dominios geológicos-estructurales diferentes, situados aproximadamente a ambos lados del Mundo.</p> <p>Al Norte del río, se encuentra el territorio constituido fundamentalmente por dolomías del Jurásico inferior. En medio aparece una extensa mancha, proveniente del Triásico, con materiales predominantemente arenosos con frecuentes intercalaciones margosas, arcillosas e incluso yesos. En el tercio superior de la serie aparecen delgadas intercalaciones calcáreo-dolomíticas. Este contacto Jurásico-Triásico se realiza frecuentemente mediante cabalgamiento y fallas.</p> <p>Al Sur del municipio, siguiendo aproximadamente el valle fluvial hasta su misma cabecera, lo forma el Cretáceo superior. Alcanza una amplia representación y está constituido por calizas, margocalizas y calizas arenosas. La imponente plataforma kárstica del Calar del Mundo pertenece a este dominio. Es aquí donde se encuentran las máximas culminaciones del municipio: Argel (1.694 m), Viboreros (1.655 m) y Padroncillo (1.586 m.) todas ellas en el límite municipal.</p> <p>Este territorio ofrece una gran complejidad tectónica, no sólo por lo expuesto, sino que a ello se une la presencia de retazos de Cretáceo indiferenciado, de Cretáceo inferior y Triás. El conjunto Jurásico aparece muy fracturado al norte de la localidad de Riópar; una red de fallas, unas inversas, sensiblemente paralelas entre sí y con marcada vergencia hacia el oeste, otras ortogonales y de desgarre que cortan las estructuras generales.</p> <p>Las estructuras deformacionales como los anticlinales y sinclinales aparecen semiparalelos a las familias de fallas inversas paralelas asociadas.</p> <p>El solar se encuentra emplazado en la zona triásica que se marca como indiferenciada en el centro de la zona en la que se sitúa Riópar. Estos materiales se corresponden con margas arcillosas y arcillas margosas con la posibilidad de existencia de yesos, así como, materiales arenosos. Estos materiales se encuentran rodeados de las dolomías microcristalinas correspondientes al Jurásico inferior.</p>
Descripción del terreno:	<p>Partiendo de los datos recopilados en los distintos materiales atravesados derivados de los sondeos y de laboratorio podemos elaborar los siguientes perfiles geomecánicos:</p> <p><u>Nivel 1: Relleno antrópico y terreno vegetal</u></p> <p>Desde el inicio de los sondeos y hasta los 0,80 m de profundidad máxima reconocida en el primero aparece un subnivel de relleno antrópico compuesto por restos y arrojados de obra inmersos en una matriz limoarenosa de color marrón claro, con manchas blancas de cal dispersas.</p> <p>A partir del anterior y hasta los 1,60 y 1,20 m de profundidad respectivamente aparece un subnivel de relleno de origen orgánico compuesto por restos vegetales diversos inmersos en una matriz limoarcillosa de color marrón oscuro, con manchas blancas de cal dispersas y evidentes signos de remoción.</p> <p>Este nivel en su conjunto deberá ser eliminado; sobre el mismo no deberá apoyar ningún elemento de la cimentación, pudiendo ocupar diferente espesor en otros puntos de la parcela.</p>

	<p><u>Nivel 2: Arcillas con intercalaciones granulares de color rojizo</u></p> <p>A partir del último nivel y hasta los 9,00 m de profundidad en el sondeo aparece un material cuyo principal constituyente son las arcillas, que presentan en general un color marrón rojizo, y en las que se intercalan delgados lentejones arcillo-arenosos, de no más de 0,50 m, que dan al nivel un tono marrón claro.</p> <p>En estas intercalaciones arenosas también se ha reconocido la presencia de gravas con forma redondeada y clara génesis detrítica; presentan un tamaño de grano fino a medio, y en ellas las proporciones de finos y gruesos son similares a visu.</p> <p>La muestra ensayada en este nivel se corresponde con suelos tipo CL y SC, según Casagrande (USCS), de plasticidad media.</p> <p>A partir del resultado de los ensayos SPT la consistencia de este nivel va de muy firme a dura. Según las penetraciones dinámicas la consistencia presenta el mismo intercalo de valores, los menores de los cuales asociados al margen de fluctuación del nivel freático reconocido. Los ensayos de resistencia a compresión simple marcan una consistencia muy firme, de forma que aumenta progresivamente con la profundidad, al igual que el resto de los ensayos.</p> <p>Los análisis de iones sulfato realizados en este nivel encuadran a las muestras analizadas por debajo de los límites del ataque Débil.</p> <p>Durante la realización de los sondeos se detectó un nivel freático a una profundidad de 1,00 m desde la cota de inicio del primero de ellos.</p> <p>Teniendo en cuenta todo lo expuesto y a partir de los resultados de los ensayos de laboratorio y la experiencia previa con suelos similares a los de nuestro caso, se han supuesto los valores de los parámetros resistentes y módulos de deformación (tanto en condiciones drenadas como no drenadas) utilizados en los cálculos geotécnicos.</p> <table><tr><th rowspan="2">NIVEL</th><th>Módulo de elasticidad</th><th>Compresión simple</th><th>Coefficiente de Poisson</th><th>Densidad húmeda</th><th>Densidad seca</th><th>Peso específico aparente</th><th>Ángulo de rozamiento interno</th><th colspan="2">(Navfac, 1971) Tipo de suelo</th></tr><tr><th>(E) MN/m²</th><th>Qu (KN/m²)</th><th>(u)</th><th>(γ_{sat}) (KN/m³)</th><th>(γ_d) (KN/m³)</th><th>(KN/m³)</th><th>(ϕ)</th><th>Cohesión compactado (t/m²)</th><th>Cohesión saturado (t/m²)</th></tr><tr><td>1</td><td>--</td><td>--</td><td>--</td><td>--</td><td>--</td><td>18,0</td><td>21,0</td><td>--</td><td>--</td></tr><tr><td>2</td><td>15</td><td>125</td><td>0,30</td><td>21,5</td><td>18,5</td><td>22,0</td><td>27,0</td><td>8,18</td><td>1,21</td></tr></table>	NIVEL	Módulo de elasticidad	Compresión simple	Coefficiente de Poisson	Densidad húmeda	Densidad seca	Peso específico aparente	Ángulo de rozamiento interno	(Navfac, 1971) Tipo de suelo		(E) MN/m ²	Qu (KN/m ²)	(u)	(γ_{sat}) (KN/m ³)	(γ_d) (KN/m ³)	(KN/m ³)	(ϕ)	Cohesión compactado (t/m ²)	Cohesión saturado (t/m ²)	1	--	--	--	--	--	18,0	21,0	--	--	2	15	125	0,30	21,5	18,5	22,0	27,0	8,18	1,21
NIVEL	Módulo de elasticidad		Compresión simple	Coefficiente de Poisson	Densidad húmeda	Densidad seca	Peso específico aparente	Ángulo de rozamiento interno	(Navfac, 1971) Tipo de suelo																															
	(E) MN/m ²	Qu (KN/m ²)	(u)	(γ_{sat}) (KN/m ³)	(γ_d) (KN/m ³)	(KN/m ³)	(ϕ)	Cohesión compactado (t/m ²)	Cohesión saturado (t/m ²)																															
1	--	--	--	--	--	18,0	21,0	--	--																															
2	15	125	0,30	21,5	18,5	22,0	27,0	8,18	1,21																															
Sismicidad de la zona:	<p>De acuerdo con lo dispuesto en la normativa vigente (NCSE-02 BOE del 11/10/2002), no es necesaria la consideración de efectos sísmicos para el diseño estructural al darse las siguientes condiciones en la zona de influencia:</p> <p>La aceleración sísmica básica en la localidad de Riópar resulta ser <0,04g, por lo tanto la aceleración sísmica de cálculo es de 0,052g para t=100 años < 0,06g.</p> <p>Cuando el terreno de cimentación contenga en los primeros 20 m bajo la superficie del terreno, capas o lentejones de arenas sueltas o medianamente densas situadas, total o parcialmente, bajo el nivel freático, deberá analizarse la posibilidad de licuefacción.</p> <p>Si se concluye que es probable que el terreno licue durante un sismo de cálculo, deberán evitarse las cimentaciones superficiales, a menos que se adopten medidas de mejora del terreno para prevenir dicho riesgo. Análogamente, en las cimentaciones profundas, las puntas de los pilotes deberán llevarse hasta suficiente profundidad bajo las capas licuables, para que pueda desarrollarse en esa parte la necesaria resistencia al hundimiento.</p>																																							

Nivel freático	<p>Se ha detectado el nivel freático a la cota -1,00 m bajo la cota de inicio del sondeo 1. Por tanto, y de acuerdo a esta posición, su situación podría afectar a la realización de las obras.</p> <p>La consolidación es un fenómeno principalmente asociado a suelos cohesivos saturados, y consiste en la expulsión de agua de los poros de los mismos por aumento de carga hasta alcanzar la presión interna de equilibrio. Se da, sobre todo, como es el caso que nos ocupa, en arcillas y limos normalmente consolidados.</p> <p>En este tipo de terrenos, el agua presta una consistencia blanda o fluida, dando lugar a una resistencia y presiones de trabajo bajas, y a problemas de estabilidad de taludes y fondo de excavaciones. La fluencia lateral de los taludes puede inducir asientos y deformaciones en los edificios adyacentes.</p> <p>La excavación que se realiza para sótanos trae aparejada la supresión completa de las presiones verticales que originalmente actuaban sobre el suelo al nivel de la cota de cimentación, y como consecuencia, el fondo de la excavación asciende. Luego, con el progreso de la construcción, las presiones transmitidas por el edificio igualan, y generalmente terminan por sobrepasar las presiones originales por el suelo excavado, de modo que el levantamiento desaparece y el edificio asienta.</p> <p>El levantamiento del fondo también puede inducir inestabilidad periférica, y la carga del terreno subsiguiente a la excavación suele dar lugar a asientos apreciables. Por otra parte, si la profundidad de la excavación a cielo abierto para sótanos se aumenta más allá de cierto valor, el fondo de la excavación se hace inestable y falla, es decir, rompe por levantamiento cualesquiera que sean la resistencia y el tipo de entibación utilizada para las paredes laterales.</p> <p>La magnitud del levantamiento del fondo y del asiento resultante del mismo depende de la naturaleza del subsuelo y de las dimensiones de la excavación. Si la excavación se efectúa en arena por encima del nivel freático, el levantamiento del fondo es tan pequeño que puede despreciarse. Sin embargo, una arcilla blanda se deforma a contenido de humedad constante, como si fuera un material no compresible y elásticamente isótropo, de modo que el levantamiento del fondo podría calcularse por la teoría de la elasticidad. Si esta arcilla contiene un gran número de capas continuas de limo grueso o arena, el contenido de humedad puede llegar a aumentar lo suficiente para que la mayor parte del levantamiento se produzca por hinchamiento del suelo.</p> <p>Por todo esto se aconseja dimensionar una solera de fondo impermeable, ejecutada al abrigo de una pantalla in situ, la cual debe calcularse para fuertes empujes, y que actuará a la vez de elemento arriostrante en cabeza de los elementos de cimentación semiprofunda planteados, disminuyendo los potenciales asientos diferenciales y transmitiendo a su vez las cargas a un material con suficiente competencia mecánica. En este tipo de materiales se evitará así, debido a la posición del nivel freático, la socavación o remoción de material por la acción de las aguas y las corrientes superficiales.</p>
Agresividad	<p>En función de los resultados obtenidos, según la EHE-08, las muestras de suelo ensayadas a nivel de cimentación NO son agresivas para el hormigón.</p> <p>En agua el ataque detectado es igualmente nulo. En la magnitud del ataque por aguas agresivas, al igual que ocurre con otros agresivos químicos en disolución, el que el agua esté estancada o en movimiento tiene mucha importancia ya que el poder de lavado del</p>

	<p>cemento es mayor en el segundo caso; en suelos cohesivos, como es el caso, el movimiento del agua es lento y por tanto la intensidad del ataque es menor que en el caso de suelos arenosos.</p> <p>De todo lo anteriormente expuesto, se aconseja que la dosificación de cemento para los elementos de la estructura y la cimentación en contacto directo con el terreno objeto de estudio no sea inferior a 275 kg/m³, y que la relación máxima agua/cemento sea de 0,60, según criterios de la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE). A título exclusivamente indicativo, la resistencia mínima compatible con los requisitos de durabilidad sería de 25 N/mm². Debido al ambiente antes expuesto, se deja en manos de la Dirección Técnica el recubrimiento de las armaduras al objeto de que se garantice adecuadamente la protección de las mismas frente a la acción agresiva ambiental.</p>
Rellenos antrópicos superficiales	<p>Dada su heterogeneidad y muy baja compactación, con depósitos altamente densificables y con riesgo de colapso, incluso bajo cargas pequeñas, la solución más habitual consiste en apoyar la estructura sobre pilotes o pozos transfiriendo la carga al substrato competente, teniendo en cuenta el efecto de rozamiento negativo a que dan lugar estos rellenos. Se desaconseja la cimentación directa. Posibles medidas a adoptar son:</p> <ul style="list-style-type: none"> · Mejora del relleno mediante inyecciones, compactación dinámica, vibroflotación, etc, colocando después una losa suficientemente rígida. · Sustitución completa del material cuando su espesor no es muy grande. · Ejecución de pilotes, perforando a rotación con maquinaria especial, o sustituyéndolo por numerosos micropilotes. <p>Por otra parte, nos encontramos en el caso de un solar urbano en el que se ha producido un colapso parcial de la envolvente previo al emplazamiento de los trabajos de campo. Para garantizar el apoyo de la cimentación recomendada sobre un material natural suficientemente competente, y ante la posibilidad de la existencia de cualquier heterogeneidad composicional en el seno del nivel de apoyo, de naturaleza antrópica y por tanto nula capacidad portante, se recomienda inspeccionar el plano de asiento de la estructura, previamente a la ejecución de la cimentación, para tomar las medidas adecuadas que eviten la grave afección al edificio proyectado, las cuales pasan por un saneamiento completo y su relleno de hormigón pobre u hormigón ciclópeo. De esta manera, se garantizará un material de apoyo estable y libre de heterogeneidades puntuales que puedan afectar a la transmisión de la carga efectiva impuesta por el edificio en profundidad.</p>

Cimentación

MICROPILOTES Y ENCEPADOS

Se ha previsto la ejecución de micropilotes con inyección a presión de lechada de cemento, perforados al menos 6 m a partir del estrato arcilloso (longitud mínima 10 m), hasta conseguir un empotramiento en el substrato arcilloarenoso. Los micropilotes ejecutarán mediante inyección de lechada de cemento CEM I 42,5N, su diámetro nominal será de 152,4 mm y estarán armados mediante perfiles tubulares de 73,0 mm de diámetro exterior y 6,0 mm de espesor.

Sobre los micropilotes se ejecutarán encepados de hormigón armado unidos entre sí mediante vigas riostras.

El hormigón a emplear en cimentación será un HA-25/B/20/Ila de resistencia característica a los 28 días $F_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ (250 Kg/cm^2) con armadura de acero B-500 SD de $F_y = 500 \text{ N/mm}^2$ (5100 Kp/cm^2). Previo al hormigonado definitivo se regularizará la base de las vigas riostras y de los encepados con un hormigón de limpieza HL-150/B/20.

Las dimensiones de la cimentación vienen reflejadas en los correspondientes planos. Se preverán los pasos de tuberías antes de hormigonar.

La empresa suministradora de los micropilotes deberá realizar el cálculo de la cimentación según el cuadro de reacciones en cimentación.

Las características del terreno quedan definidas en el estudio geotécnico realizado por la empresa *Forte Ingeniería Técnica, S.L.U.*

MUROS PANTALLA DE MICROPILOTES

Para ejecutar el vaciado y la contención de tierras, siguiendo las indicaciones de la propiedad, se opta por ejecutar muros pantalla de micropilotes. Estarán empotrados una longitud suficiente bajo el fondo de excavación previsto, en los estratos más profundos de terreno natural, de forma que permita realizar a su abrigo los trabajos de excavación, facilitando la contención de tierras y evitando riesgos de problemas de inestabilidad.

Adicionalmente se unirán mediante una viga de atado en cabeza, que posibilite la colaboración conjunta de los mismos.

Durante el vaciado se ejecutarán los anclajes provisionales necesarios, según se indica en proyecto.

Los micropilotes ejecutarán mediante inyección de lechada de cemento CEM I 42,5N, su diámetro nominal será de 193,7 mm y estarán armados mediante perfiles tubulares de 101,6 mm de diámetro exterior y 7,0 mm de espesor.

Se seguirán las indicaciones del estudio geotécnico, garantizando la colocación de la armadura en toda su longitud y la continuidad del hormigonado.

Las dimensiones de la cimentación vienen reflejadas en los correspondientes planos. Se preverán los pasos de tuberías antes de hormigonar las vigas de coronación.

La empresa suministradora de los micropilotes deberá realizar el cálculo de la cimentación según el cuadro de reacciones en cimentación.

Las características del terreno quedan definidas en el estudio geotécnico realizado por la empresa *Forte Ingeniería Técnica, S.L.U.*

MUROS DE HORMIGÓN ARMADO

Debido a la imposibilidad de ejecutar una contención mediante pantalla de pilotes en el frente oeste del sótano por exigencias del programa del proyecto, se ha optado por la ejecución de muros de contención de hormigón armado en dicho lindero y en los muros de urbanización. Serán de 25, 30 ó 50 cm de espesor según su ubicación en la obra. El hormigonado se ejecutará en tongadas no superiores a 60 cm y se evitará la disgregación del mortero y grava hormigonando a poca distancia. El hormigón a emplear será un HA-25/B/20/Ila de resistencia característica a los 28 días de 250 Kg/cm^2 para los muros de sótano y un HA-30/B/20/Ila+F de resistencia característica a los 28 días de 300 Kg/cm^2 para los muros exteriores., con mallazo de acero B-500-S.

Las características del hormigón empleado en los muros están descritas en el cuadro de características, situado en los correspondientes planos.

Las dimensiones de los muros vienen reflejadas en los correspondientes planos.

Se preverán los pasos de tuberías antes de hormigonar.

SOLERA SANITARIA

En las plantas sótano y baja del edificio se ha proyectado una solera sanitaria apoyada sobre una capa de hormigón de limpieza sobre terreno compactado. La solera estará compuesta por piezas de encofrado perdido tipo "caviti" de 40, 45 ó 60 cm de altura según su ubicación en obra, hormigonadas con una capa de compresión de 5 cm, que dispondrá de un mallazo ME 20x20 Ø 5-5. El hormigón a emplear será hormigón armado HA-25/B/12/IIa de resistencia característica a los 28 días de 250 Kg/cm².

SOLERA DE SUBPRESIÓN

En la planta sótano del edificio, debido a la posible presencia de agua indicada en el estudio geotécnico, se ha proyectado una solera de subpresión. Ésta se ejecutará anclada a los encepados y muros perimetrales, formando un vaso continuo en el que se impermeabilizarán todas las juntas. La solera está calculada para soportar la presión de sifonamiento por estar bajo el nivel freático.

La solera de subpresión tendrá un espesor de 25 cm y serán de hormigón armado HA-25/B/20/IIa de resistencia característica a los 28 días de 25 N/mm² (250 Kg/cm²) con mallazo de acero B-500. Se asentará en la zona de sótano sobre una base de enchado y lámina de polietileno, todo sobre firme estabilizado.

Habrà que cuidar las condiciones de humedad del terreno para que no se modifiquen durante esta fase constructiva o posteriormente.

PLACAS DE ANCLAJE

El acero a utilizar en las placas de anclaje será laminado S275JR de límite elástico 2800 Kg/cm² y calidad soldable. Los elementos de anclaje de las placas a los enanos de cimentación serán pernos de acero corrugado B-500 S de Fy= 500 N/ mm². Las dimensiones de las placas vienen reflejadas en los planos de detalle.

E.1.2 ESTRUCTURA

E.1.2.1 Estructuras de acero (Código Estructural)

Bases de cálculo

Criterios de verificación

La verificación de los elementos estructurales de acero se ha realizado:

<input checked="" type="checkbox"/>	Mediante programa informático	<input checked="" type="checkbox"/>	Toda la estructura	Nombre del programa:	TRICALC
				Versión:	12.0.32
				Empresa:	ARKTEC
				Domicilio:	Madrid

Se han seguido los criterios indicados en el Código Técnico para realizar la verificación de la estructura en base a los siguientes estados límites:

Estado límite último	Se comprueba los estados relacionados con fallos estructurales como son la estabilidad y la resistencia.
Estado límite de servicio	Se comprueba los estados relacionados con el comportamiento estructural en servicio.

Modelado y análisis

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.

<input checked="" type="checkbox"/> la estructura está formada por pilares y vigas	<input checked="" type="checkbox"/> existen juntas de dilatación	<input checked="" type="checkbox"/> separación máxima entre juntas de dilatación	¿d > 40 metros? <input checked="" type="checkbox"/> sí <input type="checkbox"/> no	<input checked="" type="checkbox"/> ¿Se han tenido en cuenta las acciones térmicas y reológicas en el cálculo? <input type="checkbox"/> no	Se ha realizado el cálculo de separación máxima entre juntas.
	<input type="checkbox"/> no existen juntas de dilatación			<input type="checkbox"/> ¿Se han tenido en cuenta las acciones térmicas y reológicas en el cálculo? <input type="checkbox"/> no	

<input type="checkbox"/> La estructura se ha calculado teniendo en cuenta las solicitaciones transitorias que se producirán durante el proceso constructivo
<input checked="" type="checkbox"/> Durante el proceso constructivo no se producen solicitaciones que aumenten las inicialmente previstas para la entrada en servicio del edificio

Estados límite últimos

La verificación de la capacidad portante de la estructura de acero se ha comprobado para el estado límite último de estabilidad, en donde:

$E_{d,dst} \leq E_{d,stb}$	siendo: $E_{d,dst}$ el valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras $E_{d,stb}$ el valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras
----------------------------	--

y para el estado límite último de resistencia, en donde

$E_d \leq R_d$	siendo: E_d el valor de cálculo del efecto de las acciones R_d el valor de cálculo de la resistencia correspondiente
----------------	--

Al evaluar E_d y R_d , se han tenido en cuenta los efectos de segundo orden de acuerdo con los criterios establecidos en el Documento Básico.

Estados límite de servicio

Para los diferentes estados límite de servicio se ha verificado que:

$E_{ser} \leq C_{lim}$	siendo: E_{ser} el efecto de las acciones de cálculo; C_{lim} valor límite para el mismo efecto.
------------------------	--

Geometría

En la dimensión de la geometría de los elementos estructurales se ha utilizado como valor de cálculo el valor nominal de proyecto.

Durabilidad

Se han considerado las estipulaciones del capítulo 19 “*Durabilidad de las estructuras de acero*” del “*Código Estructural*”, y que se recogen en el presente proyecto en el apartado de “*Pliego de Condiciones Técnicas*”.

Se han de incluir dichas consideraciones en el pliego de condiciones

Materiales

El tipo de acero utilizado en chapas y perfiles es: **S275JR**

Designación	Espesor nominal t (mm)			Temperatura del ensayo Charpy °C
	f _y (N/mm ²)		f _u (N/mm ²)	
	t ≤ 16	16 < t ≤ 40	40 < t ≤ 63	

S235JR				20
S235J0	235	225	215	0
S235J2				-20
S275JR				20
S275J0	275	265	255	0
S275J2				-20
S355JR				20
S355J0	355	345	335	0
S355J2				-20
S355K2				-20 ⁽¹⁾
S450J0	450	430	410	0

⁽¹⁾ Se le exige una energía mínima de 40J.

f_y tensión de límite elástico del material

f_u tensión de rotura

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 y vibraciones admisibles respectivamente). En el contexto del “*Código Estructural*” a la primera fase se la denomina de *análisis* y a la segunda de *dimensionado*.

Estados límite últimos

La comprobación frente a los estados límites últimos supone la comprobación ordenada frente a la resistencia de las secciones, de las barras y las uniones.

El valor del límite elástico utilizado será el correspondiente al material base según se indica en el apartado 3 del “*Documento Básico SE-A. Seguridad estructural. Estructuras de acero*”. No se considera el efecto de endurecimiento derivado del conformado en frío o de cualquier otra operación.

Se han seguido los criterios indicados en el anejo 22 “Proyecto de estructuras de acero. Reglas generales y reglas para edificación”, apartado 6 del “*Código Estructural*” para realizar la comprobación de la estructura, en base a los siguientes criterios de análisis:

Descomposición de la barra en secciones y cálculo en cada uno de ellas de los valores de resistencia:

- Resistencia de las secciones a tracción
- Resistencia de las secciones a corte
- Resistencia de las secciones a compresión
- Resistencia de las secciones a flexión
- Interacción de esfuerzos:
- Flexión compuesta sin cortante
- Flexión y cortante
- Flexión, axil y cortante

Comprobación de las barras de forma individual según esté sometida a:

- Tracción
- Compresión

Estructura intraslacional

- Flexión
- Interacción de esfuerzos:
- Elementos flectados y traccionados
- Elementos comprimidos y flectados

Estados límite de servicio

Para las diferentes situaciones de dimensionado se ha comprobado que el comportamiento de la estructura en cuanto a deformaciones, vibraciones y otros estados límite, está dentro de los límites establecidos en el anejo 22 "Proyecto de estructuras de acero. Reglas generales y reglas para edificación", apartado 7 del "Código Estructural".

E.1.2.2 Estructuras de fábrica (DB-SE-F)

No existen en el proyecto elementos estructurales de fábrica. Los muros existentes, por lo tanto, dejan de tener capacidad portante y pasan a comportarse únicamente como cerramientos.

E.1.2.3 Estructuras de madera (DB-SE-M)

La clase de madera a emplear en la estructura será madera laminada encolada de conífera, de clase resistente GL24H, de resistencia característica a flexión $f_{m,g,k}$ de 24 N/mm². Esta madera será la que se utilice en la nueva estructura de las cubiertas que no se han podido recuperar. En las cerchas que se recuperan en el resto del edificio, las piezas de reposición serán de la misma madera que la de la estructura original y con un grado de humedad inferior al 15%.

Bases de cálculo

Se consideran los criterios básicos que se han mencionado anteriormente en el cumplimiento del documento DB SE para los elementos estructurales de madera.

Las escuadrías han sido estudiadas frente a estados límite últimos así como a estados límites de servicio, cumpliendo con el documento básico DB SE-M "Seguridad estructural. Madera".

Durabilidad

Las maderas utilizadas serán tratadas y protegidas para el ambiente y condiciones de trabajo a los que van a estar sometidas durante su vida útil, de acuerdo a lo indicado en el capítulo 3 del documento DB SE M.

Materiales

- Clase de servicio 1: se caracteriza por un contenido de humedad en los materiales correspondiente a una temperatura de 20°C y una humedad relativa del aire que sólo exceda el 65% unas pocas semanas al año. (artículo 2.2.2.1 del documento DB SE M). Propiedades mecánicas de la madera utilizada:
- La clase de madera a emplear en la estructura será madera laminada encolada de conífera, de clase resistente GL24H, de resistencia característica a flexión $f_{m,g,k}$ de 24 N/mm².

E.1.2.4 Norma de construcción sismorresistente (NCSE-02)

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

Clasificación de la construcción:

Edificio de residencial público, piscina y espacios comunes.

Tipo de Estructura:

Se ha diseñado una tipología estructural principalmente a base de losas macizas de canto constante apoyadas sobre jácenas, muros en sótano y pilares de hormigón armado embebidos en rozas dentro de los muros preexistentes así cómo pilares de acero laminado en el interior, que son los elementos que transmiten las cargas a la cimentación, la cubierta se resuelve mediante cerchas de madera laminada.

Observaciones:

El edificio se encuentra en la localidad de Riópar (Albacete), la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-02) da una aceleración sísmica básica a_b inferior a 0.04 g para dicha localidad. Por lo tanto, según el artículo 1.2.3, al tratarse de una edificación de importancia normal y ser la aceleración sísmica básica a_b inferior a 0.04 g no es obligatoria la aplicación de la Norma.

Sin embargo, debido a la cercanía de la localidad a la zona de aceleración sísmica básica a_b igual a 0.04 g y siguiendo las recomendaciones del Estudio Geotécnico, se ha realizado la comprobación del cálculo sísmico conforme a la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-02) con una $a_b = 0.04$ g, por lo tanto, la aceleración sísmica de cálculo es de 0,052g para $t=100$ años < 0,06g.

E.1.1.2.5 Instrucción de hormigón estructural (Código Estructural)

Estructura

Descripción del sistema estructural:

Se ha diseñado una tipología estructural principalmente a base de losas macizas de canto constante apoyadas sobre jácenas, muros en sótano y pilares de hormigón armado embebidos en rozas dentro de los muros preexistentes así como pilares de acero laminado en el interior, que son los elementos que transmiten las cargas a la cimentación, la cubierta se resuelve mediante cerchas de madera laminada.

Programa de cálculo:

Nombre comercial:

TRICALC de Cálculo Espacial de Estructuras Tridimensionales, versión 12.0.32

Empresa

ARTEC, S.A.

Descripción del programa: idealización de la estructura: simplificaciones efectuadas.

El programa realiza un cálculo espacial en tres dimensiones por métodos matriciales de rigidez, formando las barras los elementos que definen la estructura: pilares, vigas, brochales y viguetas. 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.

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.

Método de cálculo

El dimensionado de secciones se realiza según la Teoría de los Estados Límites del vigente Código Estructural.

Redistribución de esfuerzos:

Se realiza una plastificación limitada según el apartado 5.5 del Anejo 19 "Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para edificación" del Código Estructural.

Deformaciones

Lím. flecha total

Lím. flecha activa

Máx. recomendada

L/300	1/500 en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas; 1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas; 1/300 en el resto de los casos.	1cm.
Se utilizarán las limitaciones indicadas en el apartado 4.3.3 del Documento Básico “Seguridad Estructural” del Código Técnico de la Edificación		

Cuantías geométricas

Serán como mínimo las fijadas por el Anejo 19 “Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para edificación” del Código Estructural.

Estado de cargas consideradas:

Las combinaciones de las acciones consideradas se han establecido siguiendo los criterios de:

NORMA ESPAÑOLA CÓDIGO ESTRUCTURAL
DOCUMENTO BASICO SE (CODIGO TÉCNICO)

Los valores de las acciones serán los recogidos en:

DOCUMENTO BASICO SE-AE (CODIGO TECNICO)

Los valores de las cargas consideradas se detallan en el apartado 1.3.1.1. Acciones en la edificación del presente documento.

Características de los materiales:

-Hormigón

HA-25/B/20/Ila (Encepados, riostras, solera de subpresión)
HA-25/B/20/I (Pilares, vigas y forjados sobre rasante)
HA-25/P/20/I (Escaleras)
HA-30/B/20/Ila+F (Muros de urbanización)

-tipo de cemento.

CEM I

-tamaño máximo de árido.	20 mm.
-máxima relación agua/cemento	HA-25/B/20/IIa = 0.60 HA-25/B/20/I = 0.65 HA-25/P/20/I = 0.65 HA-30/B/20/IIa+F = 0.50
-mínimo contenido de cemento	HA-25/B/20/IIa = 275 kg/m ³ HA-25/B/20/I = 250 kg/m ³ HA-25/P/20/I = 250 kg/m ³ HA-30/B/20/IIa+F = 325 kg/m ³
-F _{ck}	25 Mpa (N/mm ²)=250 Kg/cm ² 30 Mpa (N/mm ²)=300 Kg/cm ²
-tipo de acero	B-500S
-F _{yk}	500 N/mm ² =5100 kg/cm ²

Coeficientes de seguridad y niveles de control

El nivel de control de ejecución de acuerdo con el artº 14 del Código Estructural para esta obra es normal.
El nivel control de materiales es normal para el hormigón y normal para el acero de acuerdo a los artículos 57 y 59 del Código Estructural respectivamente.

Hormigón	Coeficiente de minoración			1.50
	Nivel de control			ESTADISTICO
Acero	Coeficiente de minoración			1.15
	Nivel de control			NORMAL
Ejecución	Coeficiente de mayoración			
	Cargas Permanentes...	1.35	Cargas variables	1.5
	Nivel de control...			NORMAL

Durabilidad

Recubrimientos exigidos:

Al objeto de garantizar la durabilidad de la estructura durante su vida útil, el artículo 44 del Código Estructural establece los siguientes parámetros:

Para ambiente XC1, XC2 y XC3, CEM I, f_{ck} 25 y vida útil 50 años se establece un valor nominal de recubrimiento de 15 mm + un incremento de 10 mm para elementos hormigonados in-situ.

Para ambiente XC4, CEM I, f_{ck} 30 y vida útil 50 años se establece un valor nominal de recubrimiento de 20 mm + un incremento de 10 mm para elementos hormigonados in-situ.

<i>Cantidad mínima de cemento:</i>	<p>La cantidad mínima de cemento es de 275 kg/m³ en el ambiente XC1.</p> <p>La cantidad mínima de cemento es de 275 kg/m³ en el ambiente XC2.</p> <p>La cantidad mínima de cemento es de 300 kg/m³ en el ambiente XC3.</p> <p>La cantidad mínima de cemento es de 350 kg/m³ en los ambientes XC1, XC2 y XC3 en pilares.</p>
<i>Resistencia mínima recomendada:</i>	<p>Para ambientes XC1 la resistencia mínima de proyecto es de 25 Mpa.</p> <p>Para ambientes XC2 la resistencia mínima de proyecto es de 25 Mpa.</p> <p>Para ambientes XC3 la resistencia mínima de proyecto es de 30 Mpa.</p> <p>La resistencia mínima de proyecto para los pilares es de 35 Mpa para todos los ambientes.</p>
<i>Relación agua cemento:</i>	<p>La cantidad máxima de agua se deduce de la relación $a/c \leq 0.60$ en el ambiente XC1.</p> <p>La cantidad máxima de agua se deduce de la relación $a/c \leq 0.60$ en el ambiente XC2.</p> <p>La cantidad máxima de agua se deduce de la relación $a/c \leq 0.55$ en el ambiente XC3.</p> <p>La cantidad máxima de agua para los pilares se deduce de la relación $a/c \leq 0.45$ en todos los ambientes.</p>