

ANEJO Nº 07.- CÁLCULOS ESTRUCTURALES

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.	5
2. DIMENSIONAMIENTO DEL ANCLAJE DE LAS CONDUCCIONES A LAS ARQUETAS	6
3. DIMENSIONAMIENTO DEL FORJADO DE PLACAS ALVEOLARES	8
4. CÁLCULO ESTRUCTURAL	10
4.1 Cimentación	10
4.2 Bases de cálculo	10
4.2.1 Normas de acciones	10
4.2.2 Normas de construcción	11
4.3 Control de ejecución de la estructura	11
4.4 Materiales	11
4.4.1 Hormigón	11
4.4.2 Acero pasivo en armaduras	13
4.5 Acciones	13
4.5.1 Coeficiente de mayoración de acciones	13
4.5.2 Factores de simultaneidad	13
4.5.3 Acciones consideradas	14
4.6 Cálculo	17
4.7 Combinación de hipótesis y efectos considerados	19
4.8 Dimensionamiento del armado del depósito y arquetas	22
4.8.1 Armado del depósito	24
4.8.2 Armado de la cámara de llaves	26
4.8.3 Armado de arqueta tipo 1	28
4.8.4 Armado de arqueta tipo 2	28
4.9 Comprobación de tensiones transmitidas al terreno	30
4.9.1 Depósito	30
4.9.2 Caseta de válvulas	32
4.9.3 Arqueta tipo 1	34
4.9.4 Arqueta tipo 2	35
ANEXO I. CÁLCULO DEL MACIZO DE ANCLAJE DE REGISTROS Y CÁMARAS	38
ANEXO II. INFORMES DE CÁLCULO FORJADOS DE PLACAS ALVEOLARES	39

1. INTRODUCCIÓN.

El presente estudio tiene por objeto principal realizar el cálculo estructural de los elementos que componen el “Proyecto de Mejora de Abastecimiento a Pezuela de las Torres”.

Las diferentes partes que se van a estudiar a continuación son las siguientes:

- Dimensionamiento y armado del depósito in situ
- Dimensionamiento y armado de la estructura que da forma a la caseta de válvulas anexa al depósito.
- Dimensionamiento y armado de las arquetas que no son tipo Canal de Isabel II.
- Dimensionamiento y armado del forjado de placas alveolares.

El Adjudicatario está obligado a presentar cálculos estructurales y planos de armado de todas las estructuras y fábricas a construir. Dichos cálculos deberán estar suscritos por un Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos colegiado.

No se iniciarán las obras de ejecución de cada estructura sin la aprobación previa del Director de las Obras a los cálculos y planos correspondientes presentados por el Adjudicatario.

2. DIMENSIONAMIENTO DEL ANCLAJE DE LAS CONDUCCIONES A LAS ARQUETAS

El dimensionamiento de los macizos de anclaje de las conducciones a las arquetas se ha calculado conforme a establecido por las Normas para redes de abastecimiento versión 2012 del Canal Isabel II, explicado en el anejo nº 8 en el apartado nº 4 con objeto de dimensionamiento de los macizos de anclaje de la conducción en los cambios de dirección. Dado que para el diseño de las arquetas no hemos podido acogernos a las tipologías ya dimensionadas en las referida norma de Abastecimiento, bien por que van dos conducciones en paralelo o bien por que la tipología cambia, ha sido necesario el cálculo del volumen de la solera, dimensiones del dado de anclaje y armado del mismo.

El dimensionamiento de estos elementos se ha realizado conforme lo establecido por la norma en el punto III.7.2 Dimensionamiento de macizos de anclaje con las siguientes consideraciones particulares para cada elemento.

Dados de anclajes:

- Todos los dados de anclajes en las arquetas se han proyectado con pasamuros con bridas de anclaje.
- Para los dados de anclaje de tubería única hemos considerado las dimensiones establecidas en el plano tipo nº 1 “Registro para válvula de seccionamiento” de la norma de abastecimiento v2012 del Canal.
- Para los dados de anclaje de tubería doble hemos calculado el valor de S (altura del dado) y P (espesor) considerando el diámetro mayor. Para obtener el valor de d (anchura) hemos sumado el valor de d para cada una de los diámetros y timbraje.
- El armado de dados para tubería única se ha sacado del cuadro de armaduras establecidas en el plano tipo nº 1 “Registro para válvula de seccionamiento” de la norma de abastecimiento v2012 del Canal.
- El armado para los dados de tubería doble se ha calculado sumando las armaduras necesarias para cada una de las conducciones en función de su diámetro y timbraje.

De esta forma han resultado los siguientes valores:

Conducción	Nº Tub.	DN	PN	P(m)	S(m)	D(m)	S1(cm2)	S2(cm2)
Arqueta de seccionamiento	2	250+150	16	0,4	1,2	3,5	12Ø16	6Ø12
Arqueta de desagüe	2	250+150	16	0,4	1,2	2,4	12Ø16	6Ø12
Arqueta by-pass aducción Pezuela	2	250+150	16	0,4	1,2	1,1	6Ø12	3Ø12
Arqueta by-pass nuevo depósito	1	150	16	0,4	1,2	1,1	6Ø12	3Ø12

<i>Conducción</i>	<i>Nº Tub.</i>	<i>DN</i>	<i>PN</i>	<i>P(m)</i>	<i>S(m)</i>	<i>D(m)</i>	<i>S1(cm2)</i>	<i>S2(cm2)</i>
<i>Arqueta by-pass depósito elevado</i>	<i>1</i>	<i>150</i>	<i>16</i>	<i>0,4</i>	<i>1,2</i>	<i>1,1</i>	<i>6Ø12</i>	<i>3Ø12</i>

Dimensionamiento de solera:

- En primero lugar hemos dimensionado la arqueta en planta de acuerdo con la valvulería que debe alojar.
- En el caso de arquetas con tuberías dobles hemos calculado el empuje de cada una en función de su diámetro y timbraje suponiendo que actúan en la misma dirección y sentido para quedarnos del lado de la seguridad.
- Conocido las dimensiones en planta y empuje total hemos determinado el espesor de la solera para que cumpla los coeficientes de seguridad a deslizamiento y vuelco de la norma, comprobando posteriormente que las tensiones transmitidas son menores a 10t/m2.

En el Anexo I del presente anejo se adjunta el cuadro de cálculo en detalle de los macizos para cada tipo de arqueta. Los espesores resultantes para cada tipo de arqueta son:

<i>Conducción</i>	<i>Espesor solera cámara válvulas (m).</i>	<i>Espesor solera cámara desagüe (m).</i>
<i>Arqueta de seccionamiento</i>	<i>0,85</i>	<i>0,4</i>
<i>Arqueta de desagüe</i>	<i>0,85</i>	<i>0,4</i>
<i>Arqueta by-pass aducción Pezuela</i>	<i>0,75</i>	<i>0,4</i>
<i>Arqueta by-pass nuevo depósito</i>	<i>0,75</i>	<i>0,4</i>

3. DIMENSIONAMIENTO DEL FORJADO DE PLACAS ALVEOLARES

Se deberán colocar forjados de placas alveolares en tres elementos:

- Cubiertas del depósito y caseta de válvulas
- Forjado para sala eléctrica
- Forjado para sala de cloración

El forjado a colocar en la cubierta del depósito y de las caseta anexa al mismo estará formado por placas alveolares con su correspondiente capa de compresión así como las capas de impermeabilización.

Estas placas tendrán las siguientes características:

- Luz máxima: 8,20 m (depósito)
- Ambiente: IV (al estar una de las caras en contacto con el ambiente húmedo del depósito).

Se consideran los siguientes esfuerzos:

- Peso propio del forjado: 5,40 KN/m²
- Cargas muertas: 6,50 KN/m²
- Sobrecarga de uso: 1,00 KN/m²

Para permitir el acceso a los vasos, las bocas de hombre deberán ir colocadas entre 2 placas enteras de 1,20 m de ancho, se colocará una bandeja metálica de apoyo de la placa correspondiente, y además esas placas irán en un tipo superior al resto para poder resistir la carga que transmite la bandeja.

El forjado a colocar en la sala eléctrica estará formado por placas alveolares con su correspondiente capa de compresión.

Estas placas tendrán las siguientes características:

- Luz: 4,95 m
- Ambiente: IV

Se consideran los siguientes esfuerzos:

- Peso propio del forjado: 3,85 KN/m²
- Sobrecarga de uso: 5,00 KN/m²

El forjado a colocar en la sala de cloración estará formado por placas alveolares con su correspondiente capa de compresión.

Estas placas tendrán las siguientes características:

- Luz: 2,70 m
- Ambiente: IV

Se consideran los siguientes esfuerzos:

- Peso propio del forjado: 3,85 KN/m²
- Cargas permanentes: 10,00 KN/m²
- Sobrecarga de uso: 5,00 KN/m²

En el “Anexo II Informe de cálculo de forjado de placas alveolares”, se adjunta un informe de cálculo para los condicionantes del presente proyecto mencionados anteriormente. De dicho informe se desprende que se dispondrá un forjado de 30 cm de canto y 5 cm de capa de compresión con un mallazo 15/15/6 y negativos de 5Ø12 por metro para las cubiertas del depósito y caseta. Para el forjado de la sala eléctrica, se dispondrá un forjado de 16 cm de canto y 5 cm de capa de compresión con un mallazo 20/30/6 y negativos de 4Ø12 por metro. El forjado de la sala de cloración es de 16 cm de canto y 8 cm de capa de compresión con un mallazo 20/30/6 y negativos de 4Ø12 por metro

4. CÁLCULO ESTRUCTURAL

4.1 Cimentación

En el cálculo de aquellos elementos estructurales que interactúan con el terreno, se han utilizado las propiedades mecánicas detalladas en la tabla siguiente de acuerdo con el informe geotécnico realizado para el proyecto (Limo Pezuela de las Torres):

Por un lado el terreno existente denominado Limo Pezuela de las Torres.

Por otro lado se dispondrá una capa de zahorras de 20cm de espesor como capa de reparto sobre el limo existente.

PROPIEDADES MECÁNICAS							
Ref.	Descripción	Ángulo rozamiento interno (°)	Cohesión efectiva (N/mm ²)	K ₃₀ (N/mm ³)	Módulo elasticidad (N/mm ²)	Angulo rozamiento suelo-cimentación (°)	Presión admisible (N/mm ²)
GP-SP CTE densa	Grava y arena de compacidad densa CTE-(Zahorras)	40,00	0,00	0,20	250,00	40,00	0,40
Limo Pezuela de las Torres	Limo+Caliza Pezuela de las Torres	30,00	0,02	0,06	25,00	12,00	0,30

Según el estudio Geológico-Geotécnico redactado por la empresa Sergeyco Castilla la Mancha S.L. con fecha Marzo de 2012 que se adjunta en el Anejo nº3 del presente proyecto, para el tramo limoso con cantos, aunque el el valor de carga admisible obtenido es elevado (6,1 kp/cm²), se recomienda que no se consideren cargas superiores a 3,0 kp/cm². Para la comprobación de tensiones admisibles del terreno se ha considerado una presión admisible de 4,0 kp/cm² pues se ha proyectado una capa de zahorra de 20cm de espesor como capa de asiento. No obstante, los resultados de cálculo han sido mucho menores obteniéndose tensiones máximas de 1,6 kp/cm² por lo que no se considera mayor inconveniente.

4.2 Bases de cálculo

Para la elaboración del proyecto se emplean las normas y recomendaciones enumeradas a continuación. Se distingue entre documentos relativos a las acciones a considerar y documentos referentes a la resistencia de la estructura.

4.2.1 Normas de acciones

- Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. IPA-11.
- Código técnico de la edificación.
- Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02 Parte General y Edificación.

- Guía de cimentaciones en obras de carreteras.

4.2.2 Normas de construcción

- “EHE-08” Instrucción de Hormigón estructural” (Real Decreto 1247/2008)
- Instrucción de acero estructural. EAE -11.

4.3 Control de ejecución de la estructura

Se establece un nivel de control de ejecución **normal** de la estructura de acuerdo con el artículo 92.3 de la EHE-08.

4.4 Materiales

4.4.1 Hormigón

4.4.1.1 Clases de exposición

Se determinan los ambientes de exposición de los diferentes elementos que componen la obra de acuerdo con las tablas 8.2.2, 8.2.2.a y 8.2.2.b y de la EHE-08 según como sigue:

ELEMENTO	AMBIENTE	OBSERVACIÓN
Depósito	IV	
Arquetas	Ila	
Caseta de válvulas	IV	

4.4.1.2 Resistencia y dosificación

La resistencia y dosificaciones del hormigón se establecen de acuerdo con las tablas 37.3.2.a y 37.3.2.b de la EHE-08:

ELEMENTO	AMBIENTE	RESISTENCIA	MAX. a/c	Min cont cemento (Kg/m3)
Depósito	IV	HA-30	0,50	325
Arquetas	Ila	HA-25	0,60	275
Caseta de válvulas	IV	HA-30	0,50	325

4.4.1.3 Tipo de cemento

En el Anejo nº 4 de la EHE-08 se detallan una serie de recomendaciones para la selección del tipo de cemento en función de la tipología estructural, ambientes y fin de la obra.

ELEMENTO	CEMENTO
Depósito	CEM III/A
Arquetas	CEM III/A
Caseta de válvulas	CEM III/A

4.4.1.4 Vida útil

Se considera una vida útil de 100 años.

4.4.1.5 Recubrimiento

Los recubrimientos se establecen de acuerdo con el artículo 37.2.4 y las tablas 37.2.4.1.a, 37.2.4.1.b y 37.2.4.1.c de la EHE-08:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r.$$

Dado que se trata de un nivel normal de control $\Delta r = 10\text{mm}$.

ELEMENTO	AMBIENTE	r_{min} (mm)	r_{nom} (mm)
Depósito ALZADOS	IV	40	50
Depósito SOLERA	IV	40	50
Arquetas ALZADOS	Ila	30	40
Arquetas SOLERA	Ila	30	40
Caseta de válvulas ALZADOS	IV	40	50
Caseta de válvulas SOLERA	IV	40	50

4.4.1.6 Fisuración

La abertura máxima de la fisura se establece de acuerdo con el artículo 49.2.3 y la tabla 5.1.1.2 de la EHE-08.

ELEMENTO	AMBIENTE	W_{max} (mm)
Depósito	IV	0,2
Arquetas	Ila	0,3
Caseta de válvulas	IV	0,2

4.4.1.7 Estabilidad ante el fuego

Según se establece en el Art. 14º de la NBE CPI-96 Condiciones de Protección contra Incendios en los edificios:

“La estructura, tanto sustentante como sostenida, de carácter administrativo, debe garantizar su estabilidad al fuego durante 60 minutos como mínimo”.

No procede.

4.4.1.8 Nivel de control y coeficiente de seguridad del hormigón

A continuación se establecen los niveles de control de ejecución del hormigón de acuerdo con el artículo 86.5.3 de la EHE-08 y el coeficiente de seguridad del mismo según la tabla 15.3:

ELEMENTO	AMBIENTE	NIVEL DE CONTROL	COEF DE SEGURIDAD
Depósito	IV	Normal	1,50
Arquetas	Ila	Normal	1,50
Caseta de válvulas	IV	Normal	1,50

4.4.2 Acero pasivo en armaduras

El acero pasivo a colocar en todos los elementos de hormigón armado será:

ELEMENTO	ACERO	NIVEL DE CONTROL.	COEF SEGURIDA MATERIAL.
Todos	B-500-S	Normal	1,15

4.5 Acciones

4.5.1 Coeficiente de mayoración de acciones

COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD γ_i PARA LAS ACCIONES (CTE-DB-SE 4.2.4)						
Situación persistente o transitoria						
Estado	Acciones	Permanentes			Variables	Accidentales
		Peso propio	Empuje del terreno	Presión del agua		
E.L.U.	Efecto desfavorable	1,35	1,35	1,20	1,50	0,00
	Efecto favorable	0,80	0,70	0,90	0,00	0,00
E.L.S.	Efecto desfavorable	1,00			1,00	0,00
	Efecto favorable	1,00			0,00	0,00
Situación accidental						
Estado	Acciones	Permanentes			Variables	Accidentales
E.L.U.	Efecto desfavorable	1,00			1,00	1,00
	Efecto favorable	1,00			0,00	0,00

4.5.2 Factores de simultaneidad

La siguiente tabla muestra los coeficientes de simultaneidad considerados en la obtención de las hipótesis de cálculo; estos coeficientes se obtienen de la tabla 4.2. del CTE-DB-SE:

Tabla 3.2.3.1 Coeficientes de simultaneidad (ψ) considerados en la combinación de acciones.

COEFICIENTES DE SIMULTANEIDAD				
Grupo de carga	Abreviatura	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga de Uso Vanos Pares	SVP	0,70	0,50	0,30
Sobrecarga de Nieve (-1000m)	SNV	0,50	0,20	0,00
Sobrecarga Puntual	SPT	0,70	0,50	0,30
Presión de agua variable vaso 1	PA1	0,75	1,00	1,00
Presión de agua variable vaso 2	PA2	0,75	1,00	1,00
Presión de agua variable vaso 3	PA3	0,75	1,00	1,00
Presión agua variable vaso 4	PA4	0,75	1,00	1,00
Sobrecarga de Viento en dirección +X	VX+	0,60	0,50	0,00
Sobrecarga de Viento en dirección -X	VX-	0,60	0,50	0,00
Sobrecarga de Viento en dirección +Y	VY+	0,60	0,50	0,00

4.5.3 Acciones consideradas

4.5.3.1 Permanentes de valor constante

- Peso propio de los diferentes elementos.
- Sobrecarga puntual (sobrecarga ejercida por el carro del puente grúa)

4.5.3.2 Permanentes de valor no constante

Empuje del terreno. Se ha considerado el empuje del terreno exterior de la arqueta considerando el empuje al reposo mayorándolo un 10% en un lado del depósito y arquetas y reduciéndolo un 10% en el lado contrario. Los valores considerados para el relleno perimetral son:

- Peso de tierras: 20,00 kN/m³
- Ángulo de rozamiento interno= 30º
- Coef de empuje al reposo: 0,50
- Coef de empuje activo: 0,33

4.5.3.3 Acciones variables

Sobrecargas de uso.

Se ha considerado una sobrecarga de uso en los forjados de placas alveolares de valores:

Forjado cubierta depósito y caseta de válvulas: 1 kN/m²

Forjado sala eléctrica: 5 kN/m²

Forjado sala de cloración: 5 kN/m²

Sobrecarga de variable en coronación de rellenos.

Se ha considerado la sobrecarga del tráfico suponiendo una carga uniforme e infinita repartida en la coronación del relleno de tierras de las arquetas así como en los muros perimetrales del depósito y caseta de válvulas de valor 10 kN/m²

Acción del agua.

Depósito: Se ha considerado el empuje del agua en los paramentos interiores del depósito. Se ha tenido en cuenta la acción del agua a depósito lleno en dos situaciones, en ambos vasos y en un solo

vaso. Se han considerado independientes ambas situaciones. Subpresión en la losa así como el empuje del agua en los paramentos exteriores que se encuentran bajo el terreno.

Caseta de válvulas: Se ha tenido en cuenta la subpresión en la losa así como el empuje del agua en los paramentos exteriores que se encuentran bajo el terreno.

Arquetas: Se ha considerado el empuje del agua en los paramentos interiores y exteriores del depósito. Se ha tenido en cuenta la acción del agua interior en las arquetas en dos situaciones, en ambas cámaras y en cada una de las cámaras. Se han considerado independientes dichas situaciones.

Acciones climáticas.

Las acciones climáticas existentes son: Viento (se considera para la caseta anexa al depósito), nieve y acción térmica (no se considera).

Nieve.

Se toma la sobrecarga de nieve en un terreno horizontal para la zona climática 4 y 868m de altura $0,9 \text{ kN/m}^2$

Viento

Se ha considerado carga de viento para el cálculo de la estructura de la caseta anexa al depósito. Se ha considerado el efecto del viento en la dirección de los ejes X, -X e Y.

4.5.3.4 Acciones accidentales

Sismo.

DE acuerdo con Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02, parte general y edificación la infraestructura proyectada se puede catalogar como de **importancia especial**.

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica que se adjunta. Dicho mapa suministra, expresada en relación al valor de la gravedad, g, la aceleración sísmica básica, a_b - un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno- y el coeficiente de contribución K, que tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto.

La lista del anejo 1 incluida en la norma detalla por municipios los valores de la aceleración sísmica básica iguales o superiores a $0,04g$, junto con los del coeficiente de contribución K.

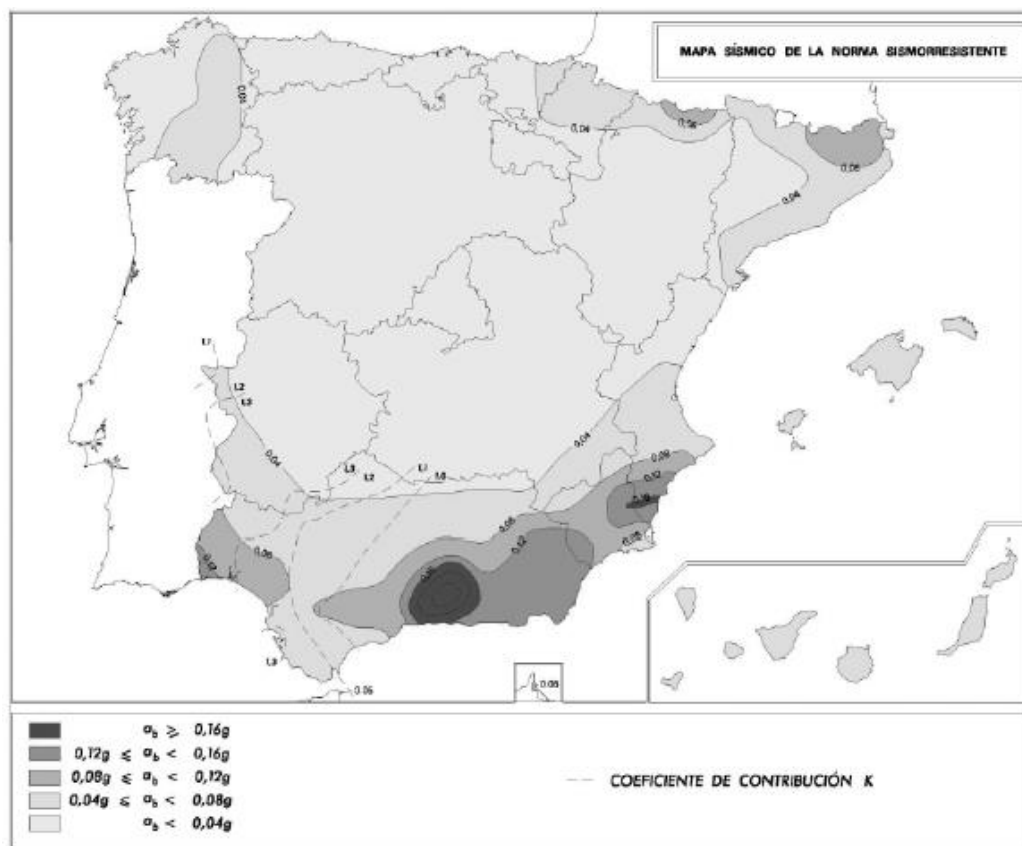


Figura 3.1. Mapa de Peligrosidad Sísmica.

Como se puede apreciar toda la Comunidad de Madrid tiene una aceleración sísmica básica menor a 0,04g

La aplicación de la Norma es obligatoria en todas las construcciones, excepto:

- En las construcciones de importancia moderada.
- En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a 0,04g, siendo g la aceleración de la gravedad.
- En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica a_b (art.2.1) sea inferior a 0,08g. No obstante, la Norma será de aplicación en los edificios de más de siete plantas si la aceleración sísmica de cálculo, a_c (art.2.2) es igual o mayor de 0,08 g.

Por lo tanto, al ser construcciones de importancia **especial** pero con una aceleración sísmica menor a 0,04g, **NO** es de aplicación la Norma de Construcción Sismo Resistente NCSE-02, por lo que no se tendrán en cuenta las acciones sísmicas.

4.6 Cálculo

El cálculo se ha desarrollado por medio de un programa informático, Estructuras Tridimensionales V1.8.0.8 de iMventa Ingenieros.

Los alzados y solera de los pozos han sido modelizados como un emparrillado plano de barras de hormigón separadas a una distancia máxima de 50 cm.

El cálculo de esfuerzos y desplazamientos en los nudos se ha realizado mediante un análisis matricial de la estructura, en el que se ha supuesto que las barras son rectas, de sección constante y se comportan según la teoría elástica de primer orden.

El tratamiento de barras de sección variable se realiza fraccionando el elemento en al menos cuatro partes en las cuales se considera la sección fija e igual al valor medio de la sección en los dos extremos.

Las barras se consideran unidas rígidamente entre sí por medio de unos puntos denominados *nudos*, los cuales poseen seis grados de libertad (tres en desplazamientos y tres en giros). Se supone en todo el cálculo matricial que las deformaciones son pequeñas ya que las condiciones de equilibrio y de compatibilidad se refieren a la geometría de la estructura previa a la deformación (teoría elástica de primer orden).

Se denominan *Apoyos* los nudos de la estructura en los que algunos de los posibles grados de libertad están coartados. Esta coacción puede ser rígida si los movimientos están totalmente impedidos, o bien elástica, si los movimientos son proporcionales a las acciones que los provocan.

La estructura estará sometida a *acciones* (fuerzas o momentos) aplicadas en los nudos, y cargas puntuales o uniformemente repartidas en las barras. Se supone que estas acciones son estáticas. Las relaciones que ligan las cargas aplicadas en los nudos extremos de una barra con los recorridos de éstos son lineales y pueden representarse en forma matricial según la expresión:

$$[f] = [r] \cdot [\delta]$$

Siendo:

n: Número de grados de libertad de cada nudo (en nuestro caso $n = 6$).

[f]: Vector de $2n$ componentes representativo de las cargas aplicadas en los extremos de la barra y referido a ejes propios de la misma.

[r]: Matriz cuadrada $2n \times 2n$ elementos denominada Matriz de Rigidez de la barra en ejes propios de la misma.

[δ]: Vector de $2n$ componentes que representa los desplazamientos y giros de los nudos referidos a ejes propios de la barra.

Por otra parte hay que tener en cuenta que los movimientos de los extremos de las barras tienen que coincidir con los movimientos de los nudos a los que están unidas. La representación matricial de esta condición toma la forma siguiente:

$$[\delta] = [\alpha] \cdot [\Delta]$$

Siendo:

N: Número de nudos de la estructura.

[δ]: Vector de $2n$ componentes que representa los desplazamientos y giros de los nudos extremos de la barra referidos a sus ejes propios.

[α]: Matriz de cambio de los ejes globales de la estructura a los ejes locales de la barra.

[Δ]: Vector de $n \times N$ componentes que representa los movimientos y giros de los nudos respecto de los ejes globales de la estructura.

Por último es necesario plantear las condiciones de equilibrio de la estructura; para lo cual hay que convertir las cargas actuando en los extremos de las barras y referidas a sus ejes propios, a ejes globales de la estructura; de tal forma que en cada nudo la condición de equilibrio que se establece es que las cargas exteriores aplicadas en los nudos sean iguales a la suma de los esfuerzos que transmiten los

extremos de las barras que en él concurren. Esta condición se puede expresar de modo matricial del siguiente modo:

$$[F] = [\alpha^T] \cdot [f]$$

Siendo:

[F]: Vector de $n \times N$ componentes que representan a las fuerzas y momentos aplicadas en los nudos en ejes globales de la estructura.

$[\alpha^T]$: Matriz de cambio de los ejes locales de la barra a los ejes globales de la estructura. Es la traspuesta de la matriz $[\alpha]$.

[f]: Vector de $2n$ componentes representativo de las cargas aplicadas en los extremos de la barra y referido a los ejes propios de la misma.

Sustituyendo las expresiones anteriores y eliminando los vectores $[f]$ y $[\delta]$ se obtiene una ecuación matricial que expresa el equilibrio de la estructura, y que relaciona los desplazamientos y giros en los nudos con las fuerzas y momentos exteriores aplicados en los mismos.

$$[F] = [R] \cdot [\Delta]$$

Siendo

$[R] = [\alpha^T] \cdot [r] \cdot [\alpha]$ una matriz cuadrada de $n \times N$ filas y columnas denominada **Matriz de Rigidez de la Estructura**.

Una vez resuelto el sistema de ecuaciones y obtenidos los desplazamientos en los nudos de la estructura es posible obtener los esfuerzos resultantes en los extremos de las barras según la expresión:

$$[f] = [r] \cdot [\alpha] \cdot [\Delta]$$

Combinando las acciones obtenidas en los extremos de cada barra con las fuerzas y momentos externos que actúan sobre ellas es posible obtener las leyes de esfuerzos y deformaciones que se utilizarán para realizar los procesos de dimensionado y comprobación de los elementos de la estructura.

A continuación se realizan dos modelos, uno para el depósito y otro para la arqueta de by-pass. En la tabla que se adjunta a continuación se detalla el modelo de cálculo asignado:

Elemento	Dim. Entre Ejes.			Modelo
	L(m)	A(m)	H(m)	
Depósito	22,00	11,00	7,80	Depósito
Caseta anexa a depósito	20,00	8,00	2,00	Caseta anexa a depósito
Arqueta de seccionamiento	5,4	2,85	5,30	Arqueta tipo 1 (5,5X3X5,3)
Arqueta de desagüe	4,20	2,5	4,50	Arqueta tipo 1 (5,5X3X5,3)
Arqueta by-pass aducción Pezuela	3,90	3,90	2,95	Arqueta tipo 2(4X4X4)
Arqueta by-pass nuevo depósito	3,90	3,90	3,90	Arqueta tipo 2(4X4X4)
Arqueta by-pass depósito elevado	3,70	2,30	2,00	Arqueta tipo 1 (5,5X3X5,3)

4.7 Combinación de hipótesis y efectos considerados

A continuación se detallan las hipótesis básicas de cálculo consideradas y las hipótesis finales (EFECTOS) que consideran el coeficiente de mayoración de acciones y el de simultaneidad para cada uno de los elementos diseñados. Las abreviaturas se corresponden con:

- PPP: Peso propio.
- EPT: Empuje de tierras.
- SVP: Sobrecargas de uso (tráfico en paramentos muros enterrados y uso en forjados)
- SNV: Sobrecarga de nieve.
- PA1: Empuje del agua interior ambos vasos (depósito) o una de las cámaras en arquetas
- PA2: Empuje del agua interior un solo vaso (depósito) o una de las cámaras en arquetas.
- PA3: Empuje del agua en ambas cámaras en arquetas
- PA4: Empuje del agua en paramentos exteriores.
- VX+: Sobrecarga de viento en dirección X+
- VX-: Sobrecarga de viento en dirección X-
- VY+: Sobrecarga de viento en dirección Y+

HIPÓTESIS BÁSICAS DEPÓSITO								
Valores del coeficiente de simultaneidad ϕ								
Tipo	Estado	PPP	EPT	SVP	SNV	PA1	PA2	PA4
1.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	1,000	0,500	0,750	0,000	0,000
2.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	1,000	0,500	0,000	0,750	0,000
3.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	1,000	0,500	0,000	0,000	0,750
4.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	0,700	1,000	0,750	0,000	0,000
5.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	0,700	1,000	0,000	0,750	0,000
6.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	0,700	1,000	0,000	0,000	0,750
7.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	0,700	0,500	1,000	0,000	0,000
8.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	0,700	0,500	0,000	1,000	0,000
9.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	0,700	0,500	0,000	0,000	1,000
10.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	1,000	0,500	0,750	0,000	0,000
11.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	1,000	0,500	0,000	0,750	0,000
12.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	1,000	0,500	0,000	0,000	0,750
13.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	0,700	1,000	0,750	0,000	0,000
14.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	0,700	1,000	0,000	0,750	0,000
15.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	0,700	1,000	0,000	0,000	0,750
16.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	0,700	0,500	1,000	0,000	0,000
17.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	0,700	0,500	0,000	1,000	0,000
18.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	0,700	0,500	0,000	0,000	1,000

19.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	0,500	0,000	1,000	0,000	0,000
20.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	0,500	0,000	0,000	1,000	0,000
21.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	0,500	0,000	0,000	0,000	1,000
22.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	0,300	0,200	1,000	0,000	0,000
23.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	0,300	0,200	0,000	1,000	0,000
24.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	0,300	0,200	0,000	0,000	1,000
25.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	0,300	0,000	1,000	0,000	0,000
26.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	0,300	0,000	0,000	1,000	0,000
27.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	0,300	0,000	0,000	0,000	1,000
28.CTE.Els.Cpt	ELS	1,000	1,000	0,300	0,000	1,000	0,000	0,000
29.CTE.Els.Cpt	ELS	1,000	1,000	0,300	0,000	0,000	1,000	0,000
30.CTE.Els.Cpt	ELS	1,000	1,000	0,300	0,000	0,000	0,000	1,000

HIPÓTESIS BÁSICAS ARQUETAS									
Valores del coeficiente de simultaneidad ϕ									
Tipo	Estado	PPP	EPT	SVP	SNV	PA1	PA2	PA3	PA4
1.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	1,000	0,500	0,750	0,000	0,000	0,000
2.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	1,000	0,500	0,000	0,750	0,000	0,000
3.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	1,000	0,500	0,000	0,000	0,750	0,000
4.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	1,000	0,500	0,000	0,000	0,000	0,750
5.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	0,700	1,000	0,750	0,000	0,000	0,000
6.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	0,700	1,000	0,000	0,750	0,000	0,000
7.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	0,700	1,000	0,000	0,000	0,750	0,000
8.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	0,700	1,000	0,000	0,000	0,000	0,750
9.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	0,700	0,500	1,000	0,000	0,000	0,000
10.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	0,700	0,500	0,000	1,000	0,000	0,000
11.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	0,700	0,500	0,000	0,000	1,000	0,000
12.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	0,700	0,500	0,000	0,000	0,000	1,000
13.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	1,000	0,500	0,750	0,000	0,000	0,000
14.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	1,000	0,500	0,000	0,750	0,000	0,000
15.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	1,000	0,500	0,000	0,000	0,750	0,000
16.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	1,000	0,500	0,000	0,000	0,000	0,750
17.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	0,700	1,000	0,750	0,000	0,000	0,000
18.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	0,700	1,000	0,000	0,750	0,000	0,000
19.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	0,700	1,000	0,000	0,000	0,750	0,000
20.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	0,700	1,000	0,000	0,000	0,000	0,750
21.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	0,700	0,500	1,000	0,000	0,000	0,000
22.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	0,700	0,500	0,000	1,000	0,000	0,000
23.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	0,700	0,500	0,000	0,000	1,000	0,000
24.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	0,700	0,500	0,000	0,000	0,000	1,000
25.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	0,500	0,000	1,000	0,000	0,000	0,000
26.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	0,500	0,000	0,000	1,000	0,000	0,000
27.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	0,500	0,000	0,000	0,000	1,000	0,000
28.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	0,500	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000
29.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	0,300	0,200	1,000	0,000	0,000	0,000
30.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	0,300	0,200	0,000	1,000	0,000	0,000
31.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	0,300	0,200	0,000	0,000	1,000	0,000
32.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	0,300	0,200	0,000	0,000	0,000	1,000
33.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	0,300	0,000	1,000	0,000	0,000	0,000
34.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	0,300	0,000	0,000	1,000	0,000	0,000
35.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	0,300	0,000	0,000	0,000	1,000	0,000
36.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	0,300	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000
37.CTE.Els.Cpt	ELS	1,000	1,000	0,300	0,000	1,000	0,000	0,000	0,000
38.CTE.Els.Cpt	ELS	1,000	1,000	0,300	0,000	0,000	1,000	0,000	0,000

HIPÓTESIS BÁSICAS ARQUETAS									
Valores del coeficiente de simultaneidad φ									
Tipo	Estado	PPP	EPT	SVP	SNV	PA1	PA2	PA3	PA4
39.CTE.Els.Cpt	ELS	1,000	1,000	0,300	0,000	0,000	0,000	1,000	0,000
40.CTE.Els.Cpt	ELS	1,000	1,000	0,300	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000

HIPÓTESIS BÁSICAS CASETA VÁLVULAS											
Valores del coeficiente de simultaneidad φ											
Tipo	Estado	PPP	CGV	EPT	SVP	SPT	SNV	VX+	VX-	VY+	PA4
1.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	1,000	1,000	0,700	0,500	0,600	0,000	0,000	0,750
2.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	1,000	1,000	0,700	0,500	0,000	0,600	0,000	0,750
3.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	1,000	1,000	0,700	0,500	0,000	0,000	0,600	0,750
4.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	1,000	0,700	1,000	0,500	0,600	0,000	0,000	0,750
5.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	1,000	0,700	1,000	0,500	0,000	0,600	0,000	0,750
6.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	1,000	0,700	1,000	0,500	0,000	0,000	0,600	0,750
7.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	1,000	0,700	0,700	1,000	0,600	0,000	0,000	0,750
8.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	1,000	0,700	0,700	1,000	0,000	0,600	0,000	0,750
9.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	1,000	0,700	0,700	1,000	0,000	0,000	0,600	0,750
10.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	1,000	0,700	0,700	0,500	1,000	0,000	0,000	0,750
11.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	1,000	0,700	0,700	0,500	0,000	1,000	0,000	0,750
12.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	1,000	0,700	0,700	0,500	0,000	0,000	1,000	0,750
13.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	1,000	0,700	0,700	0,500	0,600	0,000	0,000	1,000
14.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	1,000	0,700	0,700	0,500	0,000	0,600	0,000	1,000
15.CTE.Elu.Per	ELU	1,000	1,000	1,000	0,700	0,700	0,500	0,000	0,000	0,600	1,000
16.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	1,000	1,000	0,700	0,500	0,600	0,000	0,000	0,750
17.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	1,000	1,000	0,700	0,500	0,000	0,600	0,000	0,750
18.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	1,000	1,000	0,700	0,500	0,000	0,000	0,600	0,750
19.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	1,000	0,700	1,000	0,500	0,600	0,000	0,000	0,750
20.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	1,000	0,700	1,000	0,500	0,000	0,600	0,000	0,750
21.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	1,000	0,700	1,000	0,500	0,000	0,000	0,600	0,750
22.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	1,000	0,700	0,700	1,000	0,600	0,000	0,000	0,750
23.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	1,000	0,700	0,700	1,000	0,000	0,600	0,000	0,750
24.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	1,000	0,700	0,700	1,000	0,000	0,000	0,600	0,750
25.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	1,000	0,700	0,700	0,500	1,000	0,000	0,000	0,750
26.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	1,000	0,700	0,700	0,500	0,000	1,000	0,000	0,750
27.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	1,000	0,700	0,700	0,500	0,000	0,000	1,000	0,750
28.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	1,000	0,700	0,700	0,500	0,600	0,000	0,000	1,000
29.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	1,000	0,700	0,700	0,500	0,000	0,600	0,000	1,000
30.CTE.Els.Ppb	ELS	1,000	1,000	1,000	0,700	0,700	0,500	0,000	0,000	0,600	1,000
31.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	1,000	0,500	0,300	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000
32.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	1,000	0,300	0,500	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000
33.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	1,000	0,300	0,300	0,200	0,000	0,000	0,000	1,000
34.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	1,000	0,300	0,300	0,000	0,500	0,000	0,000	1,000
35.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	1,000	0,300	0,300	0,000	0,000	0,500	0,000	1,000
36.CTE.Els.Fct	ELS	1,000	1,000	1,000	0,300	0,300	0,000	0,000	0,000	0,500	1,000
37.CTE.Els.Cpt	ELS	1,000	1,000	1,000	0,300	0,300	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000

4.8 Dimensionamiento del armado del depósito y arquetas

Una vez realizado el cálculo matricial de la estructura y obtenidas las leyes de esfuerzos y deformaciones para todos los efectos generados a partir de las hipótesis de cálculo, de acuerdo con lo indicado en el apartado 3.2. del presente documento, comienza la fase de comprobación y dimensionamiento de las barras de hormigón; para ello se agrupan las barras en elementos constructivos (vigas, pilares, o tirantes). Un elemento constructivo es un grupo de barras unidas geoméricamente, de comportamiento y características (tipo de material) similares, que constituye el elemento básico para el cálculo y comprobación de la armadura (por ejemplo: un dintel de un edificio).

Una vez estén agrupadas las barras en elementos constructivos; comienza el cálculo y comprobación del mismo; para ello se discretiza el elemento constructivo en un número adecuado de secciones, sobre las que efectuará las comprobaciones que marca la Instrucción de Hormigón Estructural EHE; en cuanto a estado límite último y estado límite de servicio.

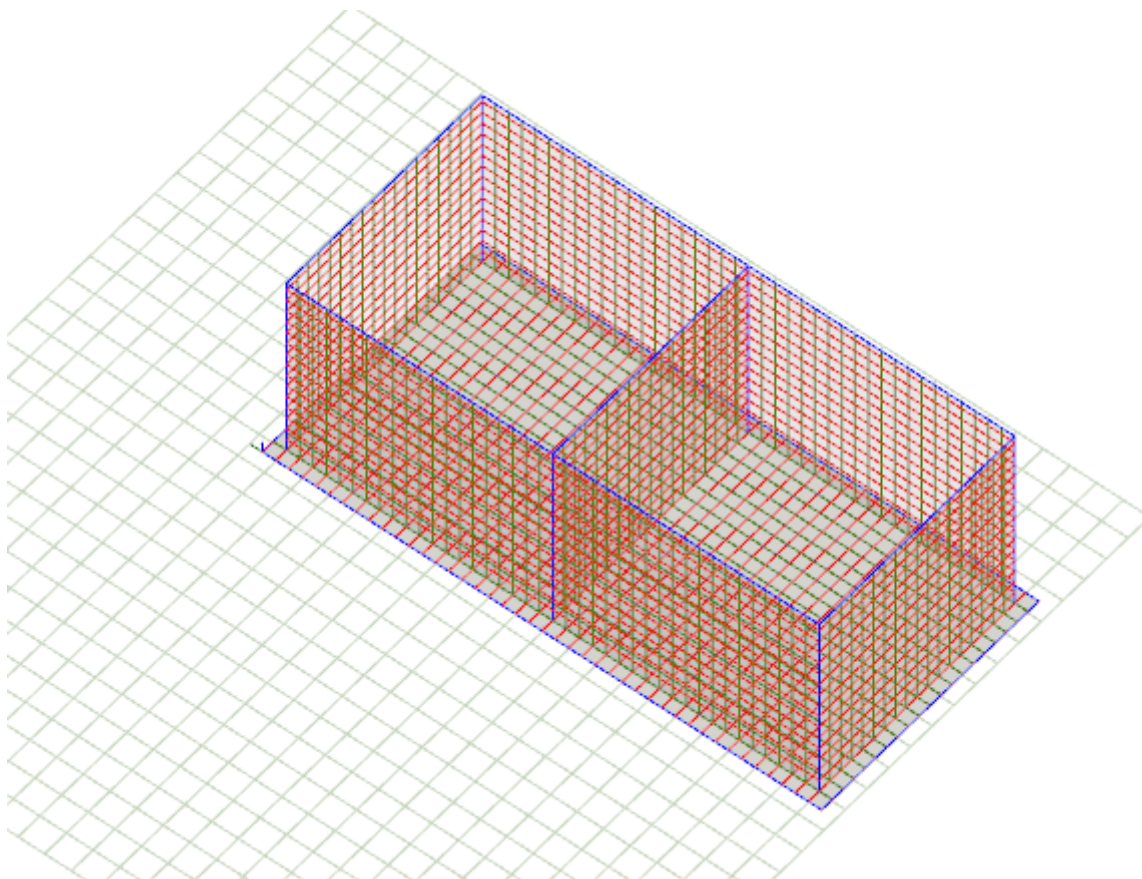
Sobre cada sección del elemento constructivo se realizan los siguientes cálculos y comprobaciones para cada uno de los efectos provenientes de las hipótesis de cálculo:

1. Determina la armadura necesaria en función de los esfuerzos que solicitan la sección (flexión simple o compuesta, compresión simple o compuesta, tracción simple o compuesta, flexión esviada simétrica o asimétrica) y el tipo de elemento al que pertenezca la sección (pilar, viga, o tirante). Para ello utiliza las fórmulas del Anejo 8 de la EHE “Cálculo simplificado de secciones en Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales”, y otros métodos obtenidos de diversa bibliografía técnica. Además se tiene en cuenta la inestabilidad a pandeo del elemento de acuerdo con el método aproximado expuesto en el artículo 43º de la EHE “Estado límite de inestabilidad”.
2. Determina los dominios de deformación de la sección, y calcula y comprueba las tensiones y deformaciones sobre el material, con vistas a establecer la validez de la armadura y determinar el tipo de cuantía mínima mecánica a aplicar en la sección (artículo 42º de la EHE “Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales”).
3. Establece la cuantía mínima geométrica a aplicar en función del elemento constructivo que sea (pilar o viga) (Art. 42º de la EHE “Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales”).
4. Calcula la armadura necesaria transversal en función de los cortantes que solicitan la sección y del momento torsor; de acuerdo con el artículo 44º “Estado límite de agotamiento frente a cortante” y 45º “Estado límite de agotamiento por torsión en elementos lineales” de la EHE. Para ello compara los cortantes solicitantes con los cortantes de agotamiento de la sección; y el torsor solicitante con los de agotamiento de la sección.

5. Comprueba la interacción torsión combinada con flexión y axil; determinando la armadura longitudinal de refuerzo debida a torsión. (Art. 45.3.2.1 de la EHE). Y comprueba la interacción torsión combinada con cortante para evitar compresiones excesivas en el hormigón (Art. 45.3.2.2. de la EHE).
6. Establece las disposiciones relativas a las armaduras (Art. 42.3.1 , 44.2.3.4 y 45.2.3. de la EHE); en cuanto a separación máxima y cuantía mínima de la armadura transversal, diámetro mínimo de la armadura transversal y decalaje de la ley de momentos para soportar el incremento de tracción debida al cortante.
7. Se comprueba que la profundidad de la fibra neutra de la sección sea inferior al 45% del canto útil de la misma; siempre que se esté trabajando con esfuerzos redistribuidos en el elemento (análisis lineal con redistribución limitada), en lugar de los esfuerzos obtenidos del cálculo lineal. (Art. 21.4 de la EHE). (El trabajar con esfuerzos redistribuidos o no es configurable por el usuario).
8. Se comprueba la fisuración de la sección en estado límite de servicio y para las hipótesis cuyo carácter (cuasipermanente, frecuente o poco probable) defina el usuario. Se comprueba tanto la aparición de fisuras por compresión (limitando la tensión sobre el hormigón), como la aparición de fisuras por tracción (limitando la abertura máxima de fisura) (Art.49.2 de la EHE).
9. Se establecen limitaciones relativas a la separación de las armaduras transversales, para controlar así la fisuración por torsión y esfuerzos cortantes. (Art. 49.3 y 49.4 de la EHE).
10. Se comprueba el estado límite de deformación controlando tanto la flecha total, como la flecha activa, (obtenidas como suma de la flecha instantánea y diferida). El cálculo se realiza en base al historial de cargas introducido; haciéndose un análisis temporal de la deformación de la pieza; teniendo en cuenta la variación con el tiempo de las características del hormigón y la inercia fisurada de la sección, (obtenida con la fórmula de Branson). (Art. 50º de la EHE)
11. En el caso de estar la sección sometida a compresión simple o compuesta, se comprueba que no se rebase la cuantía máxima de armadura longitudinal establecida en el artículo 42.3.3 de la EHE.

Una vez calculada y comprobada la armadura de cada una de las secciones del elemento constructivo; se distribuye a lo largo de este, determinando las longitudes de anclaje, empalme y doblado necesarias para el correcto funcionamiento de la armadura. Todo ello calculado a partir de lo prescrito en el artículo 66º de la EHE “Elaboración de ferralla y colocación de las armaduras pasivas”.

4.8.1 Armado del depósito



Muros de 10x8m (T1D)

Caras interiores: Armadura de reparto $\varnothing 16$ separadas a 20 cm tanto para barras horizontales como verticales. Armadura de refuerzo horizontal en toda la longitud mediante barras $\varnothing 16$ separadas 50 cm en los primeros 4 metros así como 8 barras de 1,10 m de longitud en cada lado mediante barras $\varnothing 16$ separadas 50 cm colocadas a partir de los 4 metros de altura.

Caras exteriores: Armadura de reparto $\varnothing 16$ separadas a 20 cm tanto para barras horizontales como verticales.

Muros exteriores de 9x8m (T2D)

Caras interiores: Armadura de reparto $\varnothing 16$ separadas a 20 cm tanto para barras horizontales como verticales. Armadura de refuerzo horizontal en toda la longitud mediante barras $\varnothing 16$ separadas 50 cm en los primeros 4 metros así como 8 barras de 1,10 m de longitud en cada lado mediante barras $\varnothing 16$ separadas 50 cm colocadas a partir de los 4 metros de altura.

Caras exteriores: Armadura de reparto $\varnothing 16$ separadas a 20 cm tanto para barras horizontales como verticales

Muro interior de 9x8m (T3D)

Caras interior y exterior: Armadura de reparto $\varnothing 16$ separadas a 20 cm tanto para barras horizontales como verticales. Armadura de refuerzo horizontal formada por barras de 1,10 m de longitud en cada lado mediante barras $\varnothing 16$ separadas 50 cm colocadas en toda la altura.

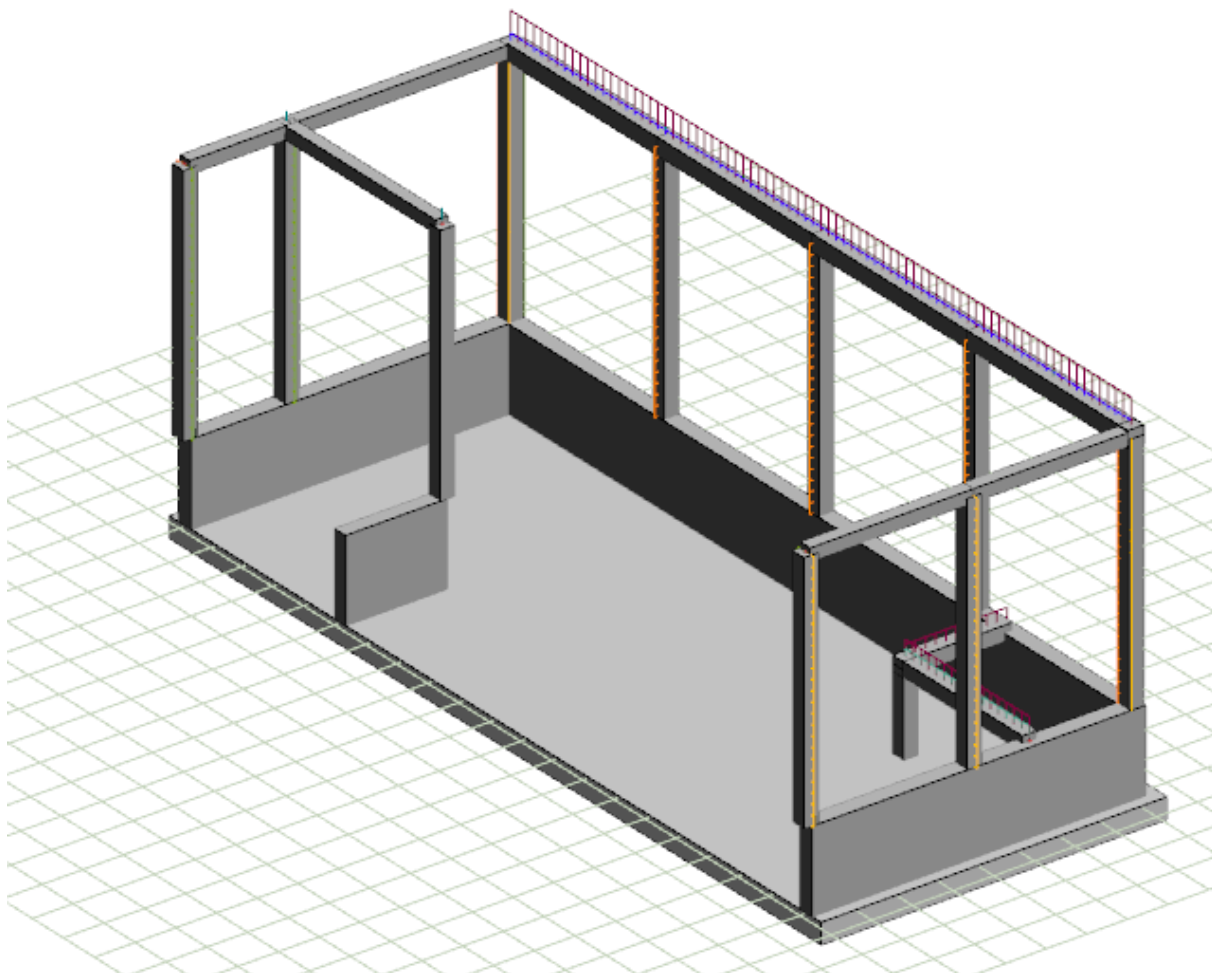
Losa

Cara superior: Armadura de reparto $\varnothing 16$ separadas a 15 cm tanto para las barras en el eje horizontal como en el eje vertical. Los refuerzos por cortante se realizarán con cercos de $\varnothing 8$ de longitudes y separaciones según planos de detalle de armado.

Cara inferior: Armadura de reparto $\varnothing 16$ separadas a 15 cm tanto para las barras en el eje horizontal como en el eje vertical. Refuerzos horizontales en toda la parte central mediante barras $\varnothing 16$ de 1,20 m de longitud separadas a 25 cm. Refuerzos horizontales en los extremos de mayor longitud mediante barras $\varnothing 16$ de 1,20 m de longitud separadas a 50 cm. Los refuerzos por cortante se realizarán con cercos de $\varnothing 8$ de longitudes y separaciones según planos de detalle de armado.

Para mayor detalle, los planos de armado quedan recogidos en el Plano nº8.7 del presente proyecto.

4.8.2 Armado de la cámara de llaves



Muros de 7,80x1,75m (T1C)

Caras interiores: Armadura de reparto #Ø12 separadas a 15 cm. Armadura de refuerzo horizontal en toda la longitud mediante barras Ø25 separadas 30 cm. Los refuerzos por cortante se realizarán mediante cercos Ø8 de 15 cm de longitud separados 25 cm en toda la parte superior.

Caras exteriores: Armadura de reparto #Ø12 separadas a 15 cm. Armadura de refuerzo horizontal en toda la longitud mediante 3 barras Ø25 separadas 30 cm desde la parte superior del muro. Los refuerzos por cortante se realizarán mediante cercos Ø8 de 15 cm de longitud separados 25 cm en toda la parte superior.

Muro de 19,80x1,75m (T2C)

Cara interior: Armadura de reparto #Ø12 separadas a 15 cm. Armadura de refuerzo horizontal en toda la longitud mediante barras Ø25 separadas 30 cm

Cara exterior: Armadura de reparto #Ø12 separadas a 15 cm

Muro de 2,85x1,75m (T3C)

Cara interior: Armadura de reparto #Ø12 separadas a 15 cm.

Cara exterior: Armadura de reparto #Ø12 separadas a 15 cm

Losa

Cara inferior: Armadura de reparto # Ø16 a 25 cm. Armadura de refuerzo horizontal en toda la longitud mediante 2 barras Ø25 separadas 45 cm desde el borde en contacto con el depósito. Los refuerzos por cortante se realizarán mediante cercos Ø8 de 25 cm de longitud separados 30 cm en toda la longitud de la parte en contacto con el depósito.

Cara superiores: Armadura de reparto # Ø16 a 25 cm. Los refuerzos por cortante se realizarán mediante cercos Ø8 de 25 cm de longitud separados 30 cm en toda la longitud de la parte en contacto con el depósito.

Pilares

Pilares: Armadura longitudinal formada por 16 barras Ø12 a lo largo de toda la longitud de los mismos y cercos Ø8 cada 18 cm

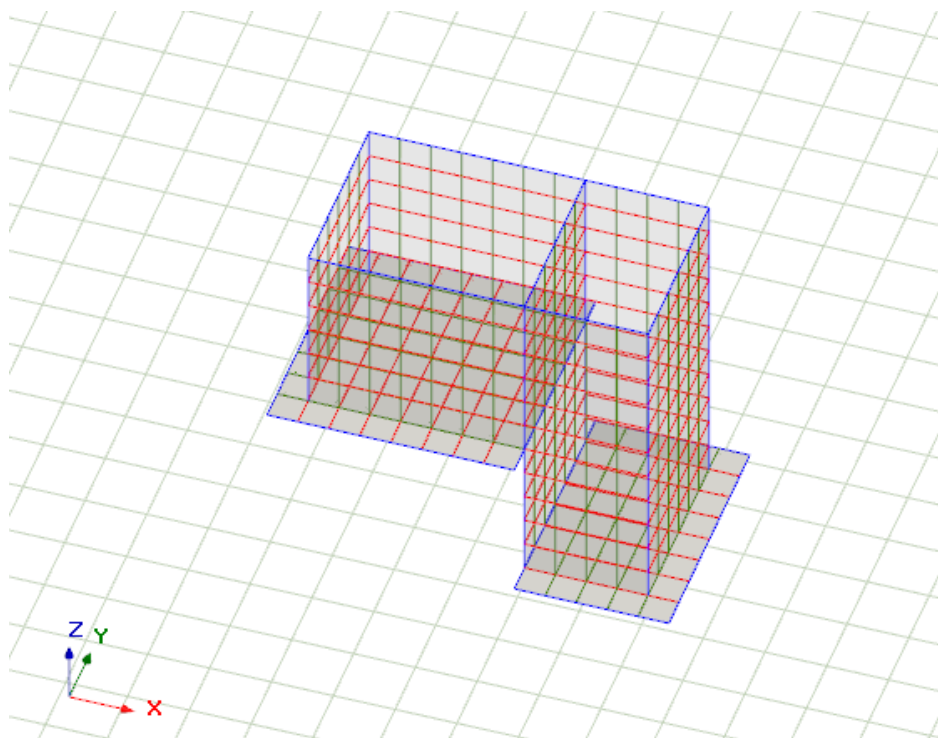
Pilar cloración: Armadura longitudinal formada por 4 barras Ø16 en las esquinas y 12 barras Ø12 a lo largo de toda la longitud de los mismos y cercos Ø8 cada 18 cm

Vigas

Armaduras longitudinales formadas por barras Ø12, Ø16, Ø20, Ø25 y cercos Ø8, separaciones y longitudes según zonas.

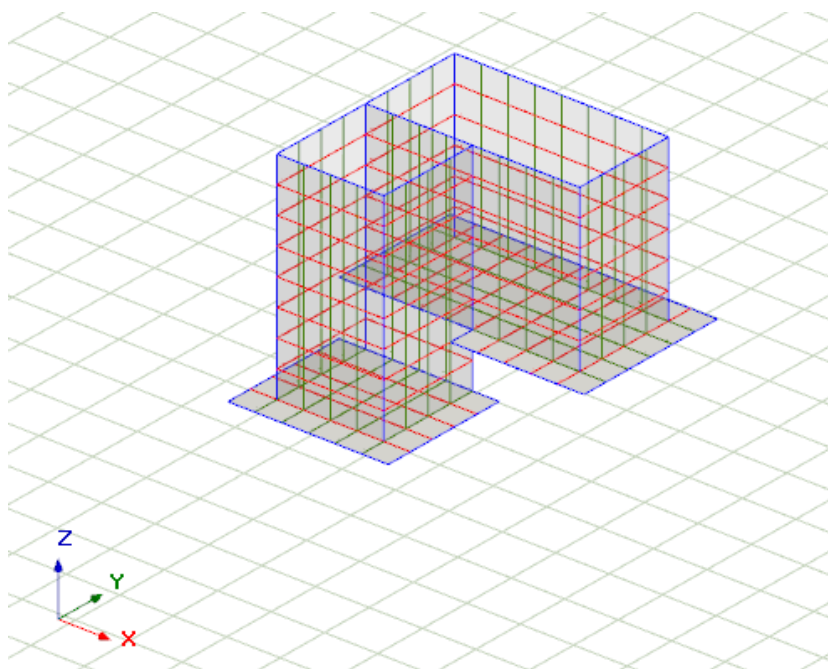
Para mayor detalle, los planos de armado quedan recogidos en el Plano nº8.8 del presente proyecto.

4.8.3 Armado de arqueta tipo 1



Aplicada la armadura mínima de $\# \varnothing 12$ a 10cm en ambas caras en todos los alzados y solera resulta que es suficiente armadura sin necesidad de ningún refuerzo adicional.

4.8.4 Armado de arqueta tipo 2



Aplicada la armadura mínima de #Ø12 a 10cm en ambas caras en todos los alzados y solera resulta que es suficiente armada sin necesidad de ningún refuerzo adicional.

4.9 Comprobación de tensiones transmitidas al terreno

4.9.1 Depósito

A continuación se detallan para el depósito las tensiones transmitidas al terreno:

COMPROBACIÓN TERRENO LOSA LH1												
Presiones sobre el terreno y asientos.												
Hipótesis	ΣR_v (kN)	Peso (kN)	σ_{adm} (N/mm ²)	δ_{adm} (mm)	Valores medios		Valores máximos			Valores mínimos		
					$\bar{\sigma}_t$ (N/mm ²)	$\bar{\delta}_z$ (mm)	Nudo virtual	σ_{max} (N/mm ²)	δ_{max} (mm)	Nudo virtual	σ_{min} (N/mm ²)	δ_{min} (mm)
H10-CG0	19.546,64	2.628,12	0,40	50,00	0,09	1,75	2334	0,12	2,22	2530	0,06	1,15
H11-CG0	15.037,64	2.628,12	0,40	50,00	0,07	1,35	2315	0,12	2,33	2887	0,02	0,32
H12-CG0	8.794,07	2.628,12	0,40	50,00	0,04	0,79	2376	0,06	1,17	2547	0,01	0,15
H13-CG0	19.546,64	2.628,12	0,40	50,00	0,09	1,75	2334	0,12	2,22	2530	0,06	1,15
H14-CG0	15.037,64	2.628,12	0,40	50,00	0,07	1,35	2315	0,12	2,33	2887	0,02	0,32
H15-CG0	8.794,07	2.628,12	0,40	50,00	0,04	0,79	2376	0,06	1,17	2547	0,01	0,15
H16-CG0	22.552,64	2.628,12	0,40	50,00	0,11	2,02	2334	0,13	2,52	2530	0,08	1,43
H17-CG0	16.540,64	2.628,12	0,40	50,00	0,08	1,48	2315	0,14	2,66	2887	0,02	0,32
H18-CG0	8.215,89	2.628,12	0,40	50,00	0,04	0,74	2376	0,06	1,12	2547	0,01	0,10
H19-CG0	22.552,64	2.628,12	0,40	50,00	0,11	2,02	2334	0,13	2,52	2530	0,08	1,43
H20-CG0	16.540,64	2.628,12	0,40	50,00	0,08	1,48	2315	0,14	2,66	2887	0,02	0,32
Estabilidad												
Hipótesis	Deslizamiento				Vuelco				Distorsión angular			
	ΣR_H (kN)	$R_{H,adm}$ (kN)	γ_{RD}	$\gamma_{RD,adm}$	ΣM_{EST} (kN·m)	ΣM_{DST} (kN·m)	γ_{EV}	$\gamma_{EV,adm}$	θ_{max} (rad)	L_θ (m)		
H10-CG0	94,29	12.856,03	136,34	1,50	97.733,19	31,63	3.090,38	2,00	0,0002	5,00		
H11-CG0	94,29	9.890,41	104,89	1,50	157.895,19	22.545,00	7,00	2,00	0,0001	16,00		
H12-CG0	94,29	5.783,95	61,34	1,50	43.970,37	31,63	1.390,37	2,00	0,0001	15,50		
H13-CG0	78,19	12.856,03	164,41	1,50	97.733,19	25,25	3.870,62	2,00	0,0002	5,00		
H14-CG0	78,19	9.890,41	126,49	1,50	157.895,19	22.545,00	7,00	2,00	0,0001	16,00		
H15-CG0	78,19	5.783,95	73,97	1,50	43.970,37	25,25	1.741,40	2,00	0,0001	15,50		
H16-CG0	75,35	14.833,10	196,85	1,50	112.763,19	24,13	4.674,12	2,00	0,0002	5,00		
H17-CG0	75,35	10.878,95	144,37	1,50	173.676,69	30.060,00	5,78	2,00	0,0001	16,00		
H18-CG0	75,35	5.403,67	71,71	1,50	41.079,44	24,13	1.702,77	2,00	0,0001	15,50		
H19-CG0	59,89	14.833,10	247,68	1,50	112.763,19	18,00	6.264,62	2,00	0,0002	5,00		

H20-CG0	59,89	10.878,9 5	181,66	1,50	173.676,6 9	30.060,0 0	5,78	2,00	0,0001	16,00
---------	-------	---------------	--------	------	----------------	---------------	------	------	--------	-------

TERMINOLOGÍA / ABREVIATURAS:

- **Nudo virtual:** nudo interno del modelo de cálculo de la losa.
- **Peso:** Peso propio de la losa.
- ΣR_v : Suma de las reacciones verticales obtenidas en nudos virtuales.
- ΣR_H : Suma de las reacciones horizontales obtenidas en nudos virtuales.
- ΣM_{EST} : Suma de los momentos estabilizadores.
- ΣM_{EST} : Suma de los momentos desestabilizadores.
- σ_{adm} : Presión media admisible del terreno.
- $\bar{\sigma}_t$: Presión media sobre el terreno.
- σ_{max} : Presión máxima sobre el terreno.
- σ_{min} : Presión mínima sobre el terreno.
- δ_{adm} : Asiento admisible.
- $\bar{\delta}_z$: Asiento medio de la losa.
- δ_{max} : Asiento máximo.
- δ_{min} : Asiento mínimo.
- γ_{RD} : Coeficiente real de seguridad al deslizamiento.
- $\gamma_{RD,adm}$: Coeficiente admisible de seguridad al deslizamiento.
- γ_{EV} : Coeficiente real de seguridad al vuelco.
- $\gamma_{EV,adm}$: Coeficiente admisible de seguridad al vuelco.
- θ_{max} : Máximo ángulo de distorsión.
- L_θ : Longitud de distorsión.

RESUMEN COMPROBACIÓN TERRENO LOSA LH1														
Presiones sobre el terreno y asientos.														
Hipótesis	ΣR_v (kN)	Peso (kN)	σ_{adm} (N/mm ²)	δ_{adm} (mm)	Valores medios		Valores máximos			Valores mínimos				
					$\bar{\sigma}_t$ (N/mm ²)	$\bar{\delta}_z$ (mm)	Hipótesis	Nudo virtual	σ_{max} (N/mm ²)	δ_{max} (mm)	Hipótesis	Nudo virtual	σ_{min} (N/mm ²)	δ_{min} (mm)
H16-CG0	22.552,64	2.628,12	0,40	50,00	0,11	2,02	H29-CG0	2315	0,14	2,66	H30-CG0	2547	0,01	0,10
Estabilidad														
Hipótesis	Deslizamiento				Vuelco					Distorsión angular				
	ΣR_H (kN)	$R_{H,adm}$ (kN)	γ^{RD}	$\gamma^{RD,adm}$	Hipótesis	ΣM_{EST} (kN·m)	ΣM_{DST} (kN·m)	γ^{EV}	$\gamma^{EV,adm}$	θ_{max} (rad)	L_θ (m)			
H12-CG0	94,29	5.783,95	61,34	1,50	H29-CG0	173.676,69	30.060,00	5,78	2,00	0,0001	16,00			

TERMINOLOGÍA / ABREVIATURAS:

- **Nudo virtual:** nudo interno del modelo de cálculo de la losa.
- **Peso:** Peso propio de la losa.
- ΣR_v : Suma de las reacciones verticales obtenidas en nudos virtuales.

- ΣR_H : Suma de las reacciones horizontales obtenidas en nudos virtuales.
- ΣM_{EST} : Suma de los momentos estabilizadores.
- ΣM_{DEST} : Suma de los momentos desestabilizadores.
- σ_{adm} : Presión media admisible del terreno.
- $\bar{\sigma}_t$: Presión media sobre el terreno.
- σ_{max} : Presión máxima sobre el terreno.
- σ_{min} : Presión mínima sobre el terreno.
- δ_{adm} : Asiento admisible.
- $\bar{\delta}_z$: Asiento medio de la losa.
- δ_{max} : Asiento máximo.
- δ_{min} : Asiento mínimo.
- γ_{RD} : Coeficiente real de seguridad al deslizamiento.
- $\gamma_{RD,adm}$: Coeficiente admisible de seguridad al deslizamiento.
- γ_{EV} : Coeficiente real de seguridad al vuelco.
- $\gamma_{EV,adm}$: Coeficiente admisible de seguridad al vuelco.
- θ_{max} : Máximo ángulo de distorsión.
- L_θ : Longitud de distorsión.

4.9.2 Caseta de válvulas

A continuación se detallan para la cámara de llaves las tensiones transmitidas al terreno:

COMPROBACIÓN TERRENO LOSA LH1												
Presiones sobre el terreno y asientos.												
Hipótesis	ΣR_V (kN)	Peso (kN)	σ_{adm} (N/mm ²)	δ_{adm} (mm)	Valores medios		Valores máximos			Valores mínimos		
					$\bar{\sigma}_t$ (N/mm ²)	$\bar{\delta}_z$ (mm)	Nudo virtual	σ_{max} (N/mm ²)	δ_{max} (mm)	Nudo virtual	σ_{min} (N/mm ²)	δ_{min} (mm)
H16-CG0	3.461,89	2.234,38	0,30	50,00	0,02	9,00	8755	0,03	12,97	8705	0,01	3,02
H17-CG0	3.461,89	2.234,38	0,30	50,00	0,02	9,00	8751	0,03	13,11	8704	0,01	3,05
H18-CG0	3.462,10	2.234,38	0,30	50,00	0,02	9,00	8752	0,03	12,91	8705	0,01	3,09
H19-CG0	3.440,89	2.234,38	0,30	50,00	0,02	8,95	8756	0,03	12,87	8705	0,01	3,00
H20-CG0	3.440,90	2.234,38	0,30	50,00	0,02	8,95	8752	0,03	12,98	8704	0,01	3,01
Estabilidad												
Hipótesis	Deslizamiento				Vuelco				Distorsión angular			
	ΣR_H (kN)	$R_{H,adm}$ (kN)	γ_{RD}	$\gamma_{RD,adm}$	ΣM_{EST} (kN·m)	ΣM_{DST} (kN·m)	γ_{EV}	$\gamma_{EV,adm}$	θ_{max} (rad)	L_θ (m)		
H16-CG0	2.252,18	6.437,63	2,86	1,50	14.713,04	1.855,58	7,93	2,00	0,0011	9,19		
H17-CG0	2.256,52	6.437,63	2,85	1,50	14.713,05	1.852,76	7,94	2,00	0,0010	9,86		
H18-CG0	2.205,83	6.437,91	2,92	1,50	14.713,92	1.818,87	8,09	2,00	0,0010	9,86		
H19-CG0	2.185,17	6.409,42	2,93	1,50	14.623,80	1.847,12	7,92	2,00	0,0011	9,01		
H20-CG0	2.189,51	6.409,43	2,93	1,50	14.623,81	1.844,31	7,93	2,00	0,0010	9,62		

RESUMEN COMPROBACIÓN TERRENO LOSA LH1

Presiones sobre el terreno y asientos.

Hipótesis	ΣR_v (kN)	Peso (kN)	σ_{adm} (N/mm ²)	δ_{adm} (mm)	Valores medios		Valores máximos				Valores mínimos			
					$\bar{\sigma}_t$ (N/mm ²)	$\bar{\delta}_z$ (mm)	Hipótesis	Nudo virtual	σ_{max} (N/mm ²)	δ_{max} (mm)	Hipótesis	Nudo virtual	σ_{min} (N/mm ²)	δ_{min} (mm)
H24-CG0	3.469,08	2.234,38	0,30	50,00	0,02	9,02	H23-CG0	8752	0,03	13,18	H34-CG0	8705	0,00	0,71
Estabilidad														
Hipótesis	Deslizamiento				Vuelco					Distorsión angular				
	ΣR_H (kN)	$R_{H,adm}$ (kN)	γ_{RD}	$\gamma_{RD,adm}$	Hipótesis	ΣM_{EST} (kN·m)	ΣM_{DST} (kN·m)	γ_{EV}	$\gamma_{EV,adm}$	θ_{max} (rad)	L_θ (m)			
H29-CG0	2.256,86	5.193,10	2,30	1,50	H28-CG0	10.775,33	1.816,31	5,93	2,00	0,0011	9,19			

4.9.3 Arqueta tipo 1

A continuación se detallan para la arqueta tipo 1 las tensiones transmitidas al terreno:

COMPROBACIÓN TERRENO LOSA LH1 (CÁMARA VÁLVULAS)												
Presiones sobre el terreno y asientos.												
Hipótesis	ΣR_v (kN)	Peso (kN)	σ_{adm} (N/mm ²)	δ_{adm} (mm)	Valores medios		Valores máximos			Valores mínimos		
					$\bar{\sigma}_t$ (N/mm ²)	$\bar{\delta}_z$ (mm)	Nudo virtual	σ_{max} (N/mm ²)	δ_{max} (mm)	Nudo virtual	σ_{min} (N/mm ²)	δ_{min} (mm)
H13-CG0	662,88	363,91	0,30	50,00	0,04	8,47	408	0,04	8,63	417	0,04	8,32
H14-CG0	659,82	363,91	0,30	50,00	0,04	8,43	50	0,08	16,88	418	0,04	8,40
H15-CG0	779,48	363,91	0,30	50,00	0,05	9,96	408	0,05	10,02	417	0,05	9,89
H16-CG0	543,64	363,91	0,30	50,00	0,03	6,94	426	0,03	7,04	417	0,03	6,85
H17-CG0	662,87	363,91	0,30	50,00	0,04	8,47	408	0,04	8,63	417	0,04	8,32
H18-CG0	659,81	363,91	0,30	50,00	0,04	8,43	416	0,04	8,44	418	0,04	8,40
H19-CG0	779,46	363,91	0,30	50,00	0,05	9,96	408	0,05	10,02	417	0,05	9,89
H20-CG0	543,62	363,91	0,30	50,00	0,03	6,94	426	0,03	7,04	417	0,03	6,85
Estabilidad												
Hipótesis	Deslizamiento				Vuelco				Distorsión angular			
	ΣR_H (kN)	$R_{H,adm}$ (kN)	γ_{RD}	$\gamma_{RD,adm}$	ΣM_{EST} (kN·m)	ΣM_{DST} (kN·m)	γ_{EV}	$\gamma_{EV,adm}$	θ_{max} (rad)	L_θ (m)		
H13-CG0	387,97	873,86	2,25	1,50	1.325,76	9,21	143,91	2,00	0,0001	5,66		
H14-CG0	151,69	870,62	5,74	1,50	1.319,64	0,72	1.825,78	2,00	0,0000	5,32		
H15-CG0	265,49	997,45	3,76	1,50	1.558,95	3,63	429,78	2,00	0,0000	5,66		
H16-CG0	344,66	747,47	2,17	1,50	1.087,27	5,32	204,30	2,00	0,0000	5,32		
H17-CG0	382,88	873,85	2,28	1,50	1.325,74	9,21	143,98	2,00	0,0001	5,66		
H18-CG0	146,97	870,61	5,92	1,50	1.319,62	0,73	1.812,71	2,00	0,0000	5,66		
H19-CG0	260,47	997,43	3,83	1,50	1.558,93	3,62	430,39	2,00	0,0000	5,66		
H20-CG0	339,59	747,46	2,20	1,50	1.087,25	5,32	204,50	2,00	0,0000	5,32		

COMPROBACIÓN TERRENO LOSA LH2 (CÁMARA DESAGÜE)												
Presiones sobre el terreno y asientos.												
Hipótesis	ΣR_v (kN)	Peso (kN)	σ_{adm} (N/mm ²)	δ_{adm} (mm)	Valores medios		Valores máximos			Valores mínimos		
					$\bar{\sigma}_t$ (N/mm ²)	$\bar{\delta}_z$ (mm)	Nudo virtual	σ_{max} (N/mm ²)	δ_{max} (mm)	Nudo virtual	σ_{min} (N/mm ²)	δ_{min} (mm)
H13-CG0	671,81	111,25	0,30	50,00	0,06	8,26	261	0,12	16,59	388	0,06	8,18
H14-CG0	686,12	111,25	0,30	50,00	0,06	8,43	396	0,06	8,44	388	0,06	8,38
H15-CG0	802,71	111,25	0,30	50,00	0,07	9,86	260	0,14	19,78	388	0,07	9,80
H16-CG0	554,80	111,25	0,30	50,00	0,05	6,82	260	0,10	13,70	388	0,05	6,74
H17-CG0	671,82	111,25	0,30	50,00	0,06	8,26	261	0,12	16,59	388	0,06	8,18
H18-CG0	686,13	111,25	0,30	50,00	0,06	8,43	396	0,06	8,44	388	0,06	8,38
H19-CG0	802,72	111,25	0,30	50,00	0,07	9,86	260	0,14	19,78	388	0,07	9,80
H20-CG0	554,81	111,25	0,30	50,00	0,05	6,82	260	0,10	13,69	388	0,05	6,74
Estabilidad												
Hipótesis	Deslizamiento				Vuelco				Distorsión angular			
	ΣR_H (kN)	$R_{H,adm}$ (kN)	γ_{RD}	$\gamma_{RD,adm}$	ΣM_{EST} (kN·m)	ΣM_{DST} (kN·m)	γ_{EV}	$\gamma_{EV,adm}$	θ_{max} (rad)	L_θ (m)		
H13-CG0	128,03	823,32	6,43	1,50	839,76	1,79	468,35	2,00	0,0000	3,20		
H14-CG0	123,48	838,49	6,79	1,50	857,64	0,44	1.954,67	2,00	0,0000	2,69		
H15-CG0	8,95	962,07	107,53	1,50	1.003,39	1,03	978,60	2,00	0,0000	3,54		
H16-CG0	64,35	699,30	10,87	1,50	693,50	1,56	445,33	2,00	0,0000	3,54		
H17-CG0	132,43	823,34	6,22	1,50	839,77	1,77	473,52	2,00	0,0000	3,20		
H18-CG0	119,08	838,50	7,04	1,50	857,66	0,42	2.045,77	2,00	0,0000	2,69		

H19-CG0	11,26	962,09	85,46	1,50	1.003,40	1,01	997,62	2,00	0,0000	3,54
H20-CG0	59,98	699,32	11,66	1,50	693,52	1,54	451,00	2,00	0,0000	3,54

RESUMEN COMPROBACIÓN TERRENO LOSA LH1														
Presiones sobre el terreno y asientos.														
Hipótesis	ΣR_v (kN)	Peso (kN)	σ_{adm} (N/mm ²)	δ_{adm} (mm)	Valores medios		Valores máximos				Valores mínimos			
					$\bar{\sigma}_t$ (N/mm ²)	$\bar{\sigma}_z$ (mm)	Hipótesis	Nudo virtual	σ_{max} (N/mm ²)	δ_{max} (mm)	Hipótesis	Nudo virtual	σ_{min} (N/mm ²)	δ_{min} (mm)
H23-CG0	858,21	363,91	0,30	50,00	0,05	10,96	H38-CG0	50	0,08	17,94	H24-CG0	417	0,03	6,85
Estabilidad														
Hipótesis	Deslizamiento				Vuelco					Distorsión angular				
	ΣR_H (kN)	$R_{H,adm}$ (kN)	γ_{RD}	$\gamma_{RD,adm}$	Hipótesis	ΣM_{EST} (kN·m)	ΣM_{DST} (kN·m)	γ_{EV}	$\gamma_{EV,adm}$	θ_{max} (rad)	L_θ (m)			
H24-CG0	363,44	747,60	2,06	1,50	H21-CG0	1.405,50	10,66	131,89	2,00	0,0001	5,66			

RESUMEN COMPROBACIÓN TERRENO LOSA LH2														
Presiones sobre el terreno y asientos.														
Hipótesis	ΣR_v (kN)	Peso (kN)	σ_{adm} (N/mm²)	δ_{adm} (mm)	Valores medios		Valores máximos				Valores mínimos			
					$\bar{\sigma}$ (N/mm²)	$\bar{\delta}$ (mm)	Hipótesis	Nudo virtual	σ_{max} (N/mm²)	δ_{max} (mm)	Hipótesis	Nudo virtual	σ_{min} (N/mm²)	δ_{min} (mm)
H31-CG0	885,25	111,25	0,30	50,00	0,08	10,88	H23-CG0	260	0,16	21,80	H24-CG0	388	0,05	6,73
Estabilidad														
Hipótesis	Deslizamiento				Vuelco					Distorsión angular				
	ΣR_H (kN)	$R_{H,adm}$ (kN)	γ_{RD}	$\gamma_{RD,adm}$	Hipótesis	ΣM_{EST} (kN·m)	ΣM_{DST} (kN·m)	γ_{EV}	$\gamma_{EV,adm}$	θ_{max} (rad)	L_{θ} (m)			
H37-CG0	182,92	864,56	4,73	1,50	H24-CG0	693,35	1,65	419,90	2,00	0,0000	3,54			

4.9.4 Arqueta tipo 2

A continuación se detallan para la arqueta tipo 2 las tensiones transmitidas al terreno:

COMPROBACIÓN TERRENO LOSA LH1 (CÁMARA DESAGÜE)													
Presiones sobre el terreno y asientos.													
Hipótesis	ΣR_v (kN)	Peso (kN)	σ_{adm} (N/mm ²)	δ_{adm} (mm)	Valores medios		Valores máximos				Valores mínimos		
					$\bar{\sigma}_t$ (N/mm ²)	$\bar{\sigma}_z$ (mm)	Nudo virtual	σ_{max} (N/mm ²)	δ_{max} (mm)	Nudo virtual	σ_{min} (N/mm ²)	δ_{min} (mm)	
H13-CG0	367,12	83,75	0,30	50,00	0,04	5,99	95	0,09	12,05	285	0,04	5,92	
H14-CG0	354,28	83,75	0,30	50,00	0,04	5,78	295	0,04	5,79	278	0,04	5,76	
H15-CG0	409,54	83,75	0,30	50,00	0,05	6,68	95	0,10	13,40	285	0,05	6,64	
H16-CG0	311,86	83,75	0,30	50,00	0,04	5,09	95	0,07	10,22	285	0,04	5,04	
H17-CG0	367,16	83,75	0,30	50,00	0,04	5,99	95	0,09	12,05	285	0,04	5,92	
H18-CG0	354,32	83,75	0,30	50,00	0,04	5,78	295	0,04	5,79	278	0,04	5,76	
H19-CG0	409,58	83,75	0,30	50,00	0,05	6,69	95	0,10	13,40	285	0,05	6,64	
H20-CG0	311,91	83,75	0,30	50,00	0,04	5,09	95	0,07	10,22	285	0,04	5,04	
Estabilidad													

Hipótesis	Deslizamiento				Vuelco				Distorsión angular	
	ΣR_H (kN)	$R_{H,adm}$ (kN)	γ_{RD}	$\gamma_{RD,adm}$	ΣM_{EST} (kN·m)	ΣM_{DST} (kN·m)	γ_{EV}	$\gamma_{EV,adm}$	θ_{max} (rad)	L_θ (m)
H13-CG0	170,32	576,88	3,39	1,50	458,90	0,88	519,47	2,00	0,0000	3,20
H14-CG0	88,65	559,62	6,31	1,50	531,41	0,04	12.624,49	2,00	0,0000	2,24
H15-CG0	36,69	633,85	17,27	1,50	511,92	0,40	1.278,53	2,00	0,0000	3,20
H16-CG0	44,82	502,66	11,21	1,50	389,83	0,60	645,69	2,00	0,0000	3,20
H17-CG0	166,73	576,94	3,46	1,50	458,96	0,88	523,77	2,00	0,0000	3,20
H18-CG0	90,13	559,68	6,21	1,50	531,48	0,09	5.912,77	2,00	0,0000	2,24
H19-CG0	31,81	633,91	19,93	1,50	511,97	0,39	1.301,90	2,00	0,0000	3,20
H20-CG0	36,88	502,71	13,63	1,50	389,88	0,60	653,52	2,00	0,0000	3,20

COMPROBACIÓN TERRENO LOSA LH2 (CÁMARA VÁLVULAS)												
Presiones sobre el terreno y asientos.												
Hipótesis	ΣR_v (kN)	Peso (kN)	σ_{adm} (N/mm ²)	δ_{adm} (mm)	Valores medios		Valores máximos			Valores mínimos		
					$\bar{\sigma}_t$ (N/mm ²)	$\bar{\delta}_z$ (mm)	Nudo virtual	σ_{max} (N/mm ²)	δ_{max} (mm)	Nudo virtual	σ_{min} (N/mm ²)	δ_{min} (mm)
H13-CG0	602,88	276,56	0,30	50,00	0,04	6,08	314	0,04	6,19	325	0,04	6,00
H14-CG0	570,72	276,56	0,30	50,00	0,04	5,76	306	0,04	5,79	314	0,04	5,71
H15-CG0	665,46	276,56	0,30	50,00	0,05	6,72	314	0,05	6,75	325	0,04	6,69
H16-CG0	508,14	276,56	0,30	50,00	0,03	5,13	311	0,03	5,16	325	0,03	5,09
H17-CG0	602,84	276,56	0,30	50,00	0,04	6,08	314	0,04	6,19	325	0,04	6,00
H18-CG0	570,68	276,56	0,30	50,00	0,04	5,76	305	0,04	5,79	314	0,04	5,71
H19-CG0	665,42	276,56	0,30	50,00	0,05	6,72	314	0,05	6,74	325	0,04	6,69
H20-CG0	508,09	276,56	0,30	50,00	0,03	5,13	311	0,03	5,15	325	0,03	5,09
Estabilidad												
Hipótesis	Deslizamiento				Vuelco				Distorsión angular			
	ΣR_H (kN)	$R_{H,adm}$ (kN)	γ_{RD}	$\gamma_{RD,adm}$	ΣM_{EST} (kN·m)	ΣM_{DST} (kN·m)	γ_{EV}	$\gamma_{EV,adm}$	θ_{max} (rad)	L_θ (m)		
H13-CG0	263,83	957,31	3,63	1,50	1.356,48	4,41	307,37	2,00	0,0000	5,59		
H14-CG0	15,90	914,12	57,49	1,50	776,82	1,59	489,22	2,00	0,0000	3,16		
H15-CG0	128,79	1.041,37	8,09	1,50	1.497,29	1,60	934,06	2,00	0,0000	5,59		
H16-CG0	170,59	830,04	4,87	1,50	1.143,30	2,47	463,41	2,00	0,0000	5,10		
H17-CG0	255,20	957,25	3,75	1,50	820,53	2,66	309,01	2,00	0,0000	5,59		
H18-CG0	5,99	914,06	152,66	1,50	776,76	1,50	517,76	2,00	0,0000	3,35		
H19-CG0	120,51	1.041,32	8,64	1,50	1.497,20	1,21	1.238,25	2,00	0,0000	5,59		
H20-CG0	162,45	829,99	5,11	1,50	1.143,21	2,07	551,40	2,00	0,0000	5,10		

RESUMEN COMPROBACIÓN TERRENO LOSA LH1												
Presiones sobre el terreno y asientos.												
Hipótesis	ΣR_v (kN)	Peso (kN)	σ_{adm} (N/mm ²)	δ_{adm} (mm)	Valores medios		Valores máximos			Valores mínimos		
					$\bar{\sigma}_t$ (N/mm ²)	$\bar{\delta}_z$ (mm)	Hipótesis Nudo virtual	σ_{max} (N/mm ²)	δ_{max} (mm)	Hipótesis Nudo virtual	σ_{min} (N/mm ²)	δ_{min} (mm)
H31-CG0	442,18	83,75	0,30	50,00	0,05	7,22	H23-CG0 95	0,11	14,46	H16-CG0 285	0,04	5,04
Estabilidad												
Hipótesis	Deslizamiento				Vuelco				Distorsión angular			
	ΣR_H (kN)	$R_{H,adm}$ (kN)	γ_{RD}	$\gamma_{RD,adm}$	Hipótesis ΣM_{EST} (kN·m)	ΣM_{DST} (kN·m)	γ_{EV}	$\gamma_{EV,adm}$	θ_{max} (rad)	L_θ (m)		
H21-CG0	207,09	601,67	2,91	1,50	H21-CG0 481,97	1,01	479,28	2,00	0,0000	3,20		

RESUMEN COMPROBACIÓN TERRENO LOSA LH2														
Presiones sobre el terreno y asientos.														
Hipótesis	ΣR_v (kN)	Peso (kN)	σ_{adm} (N/mm²)	δ_{adm} (mm)	Valores medios		Valores máximos			Valores mínimos				
					$\bar{\sigma}$ (N/mm²)	$\bar{\delta}_z$ (mm)	Hipótesis	Nudo virtual	σ_{max} (N/mm²)	δ_{max} (mm)	Hipótesis	Nudo virtual	σ_{min} (N/mm²)	δ_{min} (mm)
H23-CG0	717,87	276,56	0,30	50,00	0,05	7,24	H23-CG0	314	0,05	7,27	H16-CG0	325	0,03	5,09
Estabilidad														
Hipótesis	Deslizamiento				Vuelco					Distorsión angular				
	ΣR_H (kN)	$R_{H,adm}$ (kN)	γ_{RD}	$\gamma_{RD,adm}$	Hipótesis	ΣM_{EST} (kN·m)	ΣM_{DST} (kN·m)	γ_{EV}	$\gamma_{EV,adm}$	θ_{max} (rad)	L_θ (m)			
H21-CG0	293,59	999,67	3,40	1,50	H37-CG0	863,46	3,56	242,70	2,00	0,0000	5,59			

ANEXO I. CÁLCULO DEL MACIZO DE ANCLAJE DE REGISTROS Y CÁMARAS

CÁLCULO DE MACIZOS DE REGISTROS Y CÁMARAS SEGÚN NORMA DE ABASTECIMIENTO DEL CYII																										
							PREDIMENSIONAMIENTO DEL MACIZO (Csd>1,5 y Csv>1,8)													COMPROBACIÓN DEL DIMENSIONAMIENTO						
Tipo	de	Direcc	D1. (mm)	MPD 1 (kg/cm2)	D2. (mm)	MPD 2 (kg/cm2)	Empuje total (Tn)	L1 (m)	L2(m)	H(m)	h(m)	Vol macizo HM (m3)	Peso arqueta (tn)	Empuje terreno (tn)	ZF estabil (tn)	ZF desest(tn)	Cs desl. ≥1,5	ZM estabiliz (mTn)	ZM desest (mTn)	Cs vuelco ≥1,8	N (Tn)	M (mTn)	e (m)	Área equivalente (m2)	σ (tn/m2) 10 (tn/m2)	≤ Validez dimensionamiento
1	Long	100	16				1,26	3,900	3,550	0,850	0,350	11,77	8,07	0,88	16,506	1,257	13,14	53,123	1,508	35,23	35,14	1,51	0,043	14,88	2,362	VÁLIDO
	Trans	250	16	150	16		10,68	3,550	3,900	0,850	0,770	11,77	8,07	0,88	16,506	10,681	1,55	48,387	17,304	2,80	35,14	17,30	0,492	9,11	3,859	VÁLIDO
2	Long	150	16	80	16		3,63	4,600	3,400	0,750	0,350	11,73	15,01	0,75	16,329	3,632	4,50	62,313	3,995	15,60	41,99	3,99	0,095	20,28	2,070	VÁLIDO
	Trans	250	16	150	16		10,68	3,400	4,600	0,750	0,770	11,73	15,01	0,75	16,329	10,681	1,53	46,126	16,236	2,84	41,99	16,24	0,387	8,93	4,702	VÁLIDO

ANEXO II. INFORMES DE CÁLCULO FORJADOS DE PLACAS ALVEOLARES

FORJADO CUBIERTA DEPÓSITO Y CASETA DE VÁLVULAS

ANEJO DE CÁLCULO PARA LA OBRA DE REFERENCIA DEPÓSITO REALIZADA POR TXT INGENIERIA

FORJADO UNICO:

El forjado se realizará con placa alveolar de 120 cm pretensada tipo Forsecusa de características:

CANTO: 30

CAPA COMPRESION: 5

MODELO: B3

La luz de cálculo es de 8,20 m

El forjado tiene las siguientes cargas según datos facilitados:

- Peso Propio:	5,40	KN/m ²
- Cargas permanentes:	6,50	KN/m ²
- Sobrecargas:	1,00	KN/m ²

CARGA TOTAL: 12,90 KN/m²

El cálculo se realizará simplemente apoyado.

Los coeficientes de mayoración son 1,50 para sobrecargas y 1,35 para cargas permanentes.

Ambiente IV

COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

Con estos datos tenemos los siguientes esfuerzos de cálculo:

Md=	147,63	m.KN/m
Vd=	72,02	KN/m

El forjado en placa, en el modelo, canto y capa de compresión seleccionados tiene los siguientes esfuerzos últimos según ficha técnica:

Mu=	256,20	m.KN/m
Vu=	173,10	KN/m
(Rasante)u=	131,40	KN/m

Por lo que esta placa **CUMPLE** con el Estado límite Último.

COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIÓN

Con respecto al estado límite de deformación tenemos lo siguiente:

El límite de las flechas serán según el artículo 50 de la EHE-08 y el CTE:

-Flecha total: menor de $(l/250 ; l/500 + 1)$

-Flecha activa: menor de $(l/500 ; l/1000+0,5)$

Las flechas son las siguientes:

Flecha total: 1,66 cm < 2,64 cm

Flecha activa: 0,99 cm < 1,32 cm

Por lo que **CUMPLE** con el Estado límite de Deformación.

COMPROBACIÓN AUTORRESISTENCIA DE LAS PLACAS

Para esta comprobación consideramos como cargas el peso propio y 1,00 KN/m² de sobrecargas de ejecución. El coeficiente de mayoración en la fase de ejecución será de 1,25.

Con estos datos tenemos los siguientes esfuerzos:

Mejd= 53,79 m.KN

Mejd' = 67,24 m.KN

Vejd' = 32,80 KN

La placa, en el modelo, canto y capa de compresión seleccionados tiene los siguientes esfuerzos últimos y de ejecución según ficha técnica:

Meju= 116,75 m.KN

Veju= 110,33 KN

Por lo que las placas **CUMPLEN** autorresistencia.

COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN

Con estos datos tenemos los siguientes esfuerzos de cálculo:

Mk= 108,42 m.KN/m

El forjado en placa, en el modelo, canto y capa de compresión seleccionados tiene los siguientes esfuerzos de fisuración según ficha técnica:

M_{0,2}=	229,30	m.KN/m	Ambiente I
M₀=	144,50	KN/m	Ambiente IIa, IIb y H.
M₀=	122,80	KN/m	Ambiente IIIa, IIIb, IIIc, IV, F, Qa, Qb y Qc.

Por lo que las placas **CUMPLEN** el Estado límite de Fisuración.

COMPROBACIÓN RESISTENCIA AL FUEGO

Para el cálculo del REI utilizamos el anejo 6 de la EHE-08 donde utilizamos la siguiente formulación.

$$a_m = \Sigma(A_{si} \cdot f_{yki} (a_{si} + \Delta a_{si})) / \Sigma A_{si} \cdot f_{yki}$$

Teniendo en cuenta la distribución del pretensado de la placa según ficha técnica, y considerando un $\mu_{fi}=0,5$ tenemos:

Según la tabla A.6.5.6. cumplimos con una **REI-120**

FORJADO SALA ELÉCTRICA

ANEJO DE CÁLCULO PARA LA OBRA DE REFERENCIA DEPOSITO REALIZADA POR TXT INGENIERIA

FORJADO SALA ELECTRICA:

El forjado se realizará con placa alveolar de 120 cm pretensada tipo Forsecusa de características:

CANTO: 16

CAPA COMPRESION: 5

MODELO: X1

La luz de cálculo es de 5,95 m

El forjado tiene las siguientes cargas según datos facilitados:

- Peso Propio:	3,85	KN/m ²
- Cargas permanentes:	0,00	KN/m ²
- Sobrecargas:	5,00	KN/m ²

CARGA TOTAL: 8,85 KN/m²

El cálculo se realizará simplemente apoyado.

Los coeficientes de mayoración son 1,50 para sobrecargas y 1,35 para cargas permanentes.

Ambiente I

COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

Con estos datos tenemos los siguientes esfuerzos de cálculo:

Md=	56,19	m.KN/m
Vd=	37,78	KN/m

El forjado en placa, en el modelo, canto y capa de compresión seleccionados tiene los siguientes esfuerzos últimos según ficha técnica:

Mu=	89,90	m.KN/m
Vu=	61,00	KN/m
(Rasante)u=	81,90	KN/m

Por lo que esta placa **CUMPLE** con el Estado límite Último.

COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIÓN

Con respecto al estado límite de deformación tenemos lo siguiente:

El límite de las flechas serán según el artículo 50 de la EHE-08 y el CTE:

-Flecha total: menor de $(l/250 ; l/500 + 1)$

-Flecha activa: menor de $(l/500 ; l/1000+0,5)$

Las flechas son las siguientes:

Flecha total: 1,12 cm < 2,19 cm

Flecha activa: 0,53 cm < 1,10 cm

Por lo que **CUMPLE** con el Estado límite de Deformación.

COMPROBACIÓN AUTORRESISTENCIA DE LAS PLACAS

Para esta comprobación consideramos como cargas el peso propio y 1,00 KN/m² de sobrecargas de ejecución. El coeficiente de mayoración en la fase de ejecución será de 1,25.

Con estos datos tenemos los siguientes esfuerzos:

Mejd= 21,46 m.KN

Mejd' = 26,83 m.KN

Vejd' = 18,04 KN

La placa, en el modelo, canto y capa de compresión seleccionados tiene los siguientes esfuerzos últimos y de ejecución según ficha técnica:

Meju= 29,58 m.KN

Veju= 36,33 KN

Por lo que las placas **CUMPLEN** autorresistencia.

COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN

Con estos datos tenemos los siguientes esfuerzos de cálculo:

Mk= 39,16 m.KN/m

El forjado en placa, en el modelo, canto y capa de compresión seleccionados tiene los siguientes esfuerzos de fisuración según ficha técnica:

M_{0,2}=	72,50	m.KN/m	Ambiente I
M₀=	58,40	KN/m	Ambiente IIa, IIb y H.
M₀=	32,70	KN/m	Ambiente IIIa, IIIb, IIIc, IV, F, Qa, Qb y Qc.

Por lo que las placas **CUMPLEN** el Estado límite de Fisuración.

COMPROBACIÓN RESISTENCIA AL FUEGO

Para el cálculo del REI utilizamos el anejo 6 de la EHE-08 donde utilizamos la siguiente formulación.

$$a_m = \Sigma(A_{si} \cdot f_{yki} (a_{si} + \Delta a_{si})) / \Sigma A_{si} \cdot f_{yki}$$

Teniendo en cuenta la distribución del pretensado de la placa según ficha técnica, y considerando un $\mu_{fi}=0,5$ tenemos:

Según la tabla A.6.5.6. cumplimos con una **REI-120**

FORJADO SALA CLORACIÓN

ANEJO DE CÁLCULO PARA LA OBRA DE REFERENCIA DEPOSITO REALIZADA POR TXT INGENIERIA

FORJADO SALA CLORACION:

El forjado se realizará con placa alveolar de 120 cm pretensada tipo Forsecusa de características:

CANTO: 16

CAPA COMPRESION: 8

MODELO: X1

La luz de cálculo es de 2,85 m

El forjado tiene las siguientes cargas según datos facilitados:

- Peso Propio:	4,55	KN/m ²
- Cargas permanentes:	10,00	KN/m ²
- Sobrecargas:	5,00	KN/m ²

CARGA TOTAL: 19,55 KN/m²

El cálculo se realizará simplemente apoyado.

Los coeficientes de mayoración son 1,50 para sobrecargas y 1,35 para cargas permanentes.

Ambiente I

COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

Con estos datos tenemos los siguientes esfuerzos de cálculo:

Md=	27,56	m.KN/m
Vd=	38,68	KN/m

El forjado en placa, en el modelo, canto y capa de compresión seleccionados tiene los siguientes esfuerzos últimos según ficha técnica:

Mu=	112,20	m.KN/m
Vu=	67,10	KN/m
(Rasante)u=	94,80	KN/m

Por lo que esta placa **CUMPLE** con el Estado límite Último.

COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIÓN

Con respecto al estado límite de deformación tenemos lo siguiente:

El límite de las flechas serán según el artículo 50 de la EHE-08 y el CTE:

-Flecha total: menor de $(l/250 ; l/500 + 1)$

-Flecha activa: menor de $(l/500 ; l/1000+0,5)$

Las flechas son las siguientes:

Flecha total: 0,09 cm < 1,14 cm

Flecha activa: 0,07 cm < 0,57 cm

Por lo que **CUMPLE** con el Estado límite de Deformación.

COMPROBACIÓN AUTORRESISTENCIA DE LAS PLACAS

Para esta comprobación consideramos como cargas el peso propio y 1,00 KN/m² de sobrecargas de ejecución. El coeficiente de mayoración en la fase de ejecución será de 1,25.

Con estos datos tenemos los siguientes esfuerzos:

Mejd= 5,63 m.KN

Mejd' = 7,04 m.KN

Vejd' = 9,89 KN

La placa, en el modelo, canto y capa de compresión seleccionados tiene los siguientes esfuerzos últimos y de ejecución según ficha técnica:

Meju= 29,58 m.KN

Veju= 36,33 KN

Por lo que las placas **CUMPLEN** autorresistencia.

COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN

Con estos datos tenemos los siguientes esfuerzos de cálculo:

Mk= 19,85 m.KN/m

El forjado en placa, en el modelo, canto y capa de compresión seleccionados tiene los siguientes esfuerzos de fisuración según ficha técnica:

$M_{0,2} =$	84,20	m.KN/m	Ambiente I
$M_o =$	64,10	KN/m	Ambiente IIa, IIb y H.
$M_o =$	36,00	KN/m	Ambiente IIIa, IIIb, IIIc, IV, F, Qa, Qb y Qc.

Por lo que las placas **CUMPLEN** el Estado límite de Fisuración.

COMPROBACIÓN RESISTENCIA AL FUEGO

Para el cálculo del REI utilizamos el anejo 6 de la EHE-08 donde utilizamos la siguiente formulación.

$$a_m = \Sigma (A_{si} f_{yki} (a_{si} + \Delta a_{si})) / \Sigma A_{si} f_{yki}$$

Teniendo en cuenta la distribución del pretensado de la placa según ficha técnica, y considerando un $\mu_{fi}=0,5$ tenemos:

Según la tabla A.6.5.6. cumplimos con una **REI-120**