



ANEJO Nº7 CÁLCULOS ESTRUCTURALES



ANEJO Nº7 CÁLCULOS ESTRUCTURALES

INDICE

1. ELECCION DE LOS MATERIALES.....	4
1.1. Material	4
1.2. Recubrimiento	4
1.3. Clase de hormigon	5
1.4. Datos geotecnicos.....	6
2. COEFICIENTES DE SEGURIDAD	6
2.1. PREDIMENSIONADO	7
2.2. Predimensionado de los muros	7
2.3. Predimensionado de la losa	7
2.4. Predimensionado de la cubierta	9
2.1. Fisuración	17
2.2. Juntas	18
2.2.1 Retracción.....	18
2.2.2 Dilatación	19
3. Calculo del Portico	20
3.1. Calculo ELU	22
3.1. Calculo ELS	24
3.2. Vigas prefabricadas.....	25
3.3. Pilares.....	29
4. HIPOTESIS DE CARGA.....	32
4.1. Hipótesis de carga en muro.....	32
4.1.1 Acciones Permanentes	33
4.1.1.1 Peso propio.....	33
4.1.1.2 Empuje del terreno (T)	33
4.1.1.3 Fluencia	34
4.1.2 Acciones Variables.....	34
4.1.2.1 Empuje de agua (A)	34
4.1.2.2 Sobrecarga de uso de tráfico (TR)	35
4.1.2.3 Viento.....	36
4.1.3 Acciones Accidentales	40
4.1.3.1 Sísmica	40
4.2. Hipótesis de carga en losa	43
4.2.1 Acciones Permanentes	43



4.2.1.1	Peso propio.....	43
4.2.1.2	Fluencia	43
4.2.2	Acciones Variables.....	43
4.2.2.1	Empuje de agua (A)	43
4.2.2.2	Subpresión del agua	44
4.2.3	Acciones Accidentales	44
4.2.3.1	Sísmica	44
4.3.	Hipótesis de carga en cubierta	44
4.3.1	Acciones Permanentes	44
4.3.1.1	Peso propio.....	44
4.3.1.2	Pretensado de la cubierta	44
4.3.2	Acciones Variables.....	44
4.3.2.1	Sobrecarga de uso.....	44
4.3.2.2	Nieve.....	45
5.	COMBINACION DE ACCIONES	45
6.	MODELO DE CÁLCULO	46
7.	CALCULO CON SAP2000	48
7.1.	Cuantia geometrica minima.....	58
7.1.1	En Losas	58
7.1.2	En Muros.....	59
7.1.3	En Pilares.....	60
7.2.	Cuantia mecanica minima	60
7.3.	Cuantia minima	60
7.4.	Calculo esfuerzos para refuerzo de armadura.....	61
7.4.1	Esfuerzos ELU	61
7.4.2	Esfuerzos ELS	63
7.5.	Dimensionamiento losa	65
7.5.1	Armadura inferior (Envolvente máxima)	65
7.5.2	Armadura superior (envolvente mínima).....	68
7.5.3	Comprobación a cortante	71
7.5.4	ELU Punzonamiento	71
7.5.5	Asientos admisibles	73
7.5.6	Longitud anclaje.....	74
7.5.7	Longitud Solape	75
7.6.	Dimensionamiento MUROS	76
7.6.1	Armadura inferior (Envolvente máxima)	76
7.6.2	Armadura superior (envolvente mínima).....	80
7.6.3	Comprobación a cortante	84
7.6.4	Longitud anclaje.....	84
7.6.5	Longitud Solape	84
8.	ANEXO: PLANILLA ACERO	86



1. ELECCION DE LOS MATERIALES

1.1. MATERIAL

Teniendo en cuenta el material con el que está en contacto cada muro, éste estará sometido a un tipo de ambiente, establecido por la normativa española EHE-08, lo que se manifestará en el empleo de uno u otro tipo de hormigón.

Del estudio geotécnico concluimos que el tipo de ambiente es IV

Para el acero de armar, nos decantamos por unas armaduras pasivas de barras corrugadas del tipo B500 S, de limite elastico $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$.

1.2. RECUBRIMIENTO

El recubrimiento de hormigón es la distancia entre la superficie exterior de la armadura y la superficie del hormigón más cercana. En un depósito convencional de agua, dado que la clase de exposición es del tipo IV, se prescribe (según EHE), el recubrimiento mínimo de las armaduras es de:

Tabla 37.2.4.1.b Recubrimiento mínimo (mm)
para las clases generales de exposición III y IV

Hormigón	Cemento	Vida útil de proyecto (t_g) (años)	Clase general de exposición			
			IIIa	IIIb	IIIc	IV
Armado	CEM III/A, CEM III/B, CEM IV, CEM III/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsilíce superior al 6% o de	50	25	30	35	35
		100	30	35	40	40
	Resto de cementos utilizables	50	45	40	*	*
		100	65	*	*	*
Pretensado	CEM III/A-D o bien con adición de humo de sílice superior al 6%	50	30	35	40	40
		100	35	40	45	45
	Resto de cementos utilizables, según el Artículo 26º	50	65	45	*	*
		100	*	*	*	*

* Estas situaciones obligarían a unos recubrimientos excesivos, desaconsejables desde el punto de vista de la ejecución del elemento. En estos casos, se recomienda comprobar el Estado Límite de Durabilidad según lo indicado en el Anejo nº 9, a partir de las características del hormigón prescrito en el Pliego de prescripciones técnicas del proyecto.

Tabla 37.2.4.1.c Recubrimientos mínimos para las clases específicas de exposición

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm ²]	Vida útil de proyecto (t _g), (años)	
			50	100
H	CEM III	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	50
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cemento	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	35
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
F	CEM I /A-D	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	50
		$f_{ck} \geq 40$	15	35
	CEM III	$25 \leq f_{ck} < 40$	40	75
		$f_{ck} \geq 40$	20	40
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	40
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
E ⁽¹⁾	Cualquiera	$25 \leq f_{ck} < 40$	40	80
		$f_{ck} \geq 40$	20	35
Qa	CEM III, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsilice superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%	-	40	55
	Resto de cementos utilizables	-	*	*
Qb, Qc	Cualquiera	-	(2)	(2)

Adoptamos un recubrimiento mínimo de 55 mm.

1.3. CLASE DE HORMIGON

Una forma de garantizar la durabilidad del hormigón, así como su colaboración a la protección de las armaduras frente a la corrosión, consiste en obtener un hormigón con una permeabilidad reducida. Es esencial obtener in situ una compactación completa sin segregación. Para ello, la Instrucción EHE fija unos valores de calidad del hormigón, que adaptados al caso de depósitos de agua quedan expresados según la siguiente tabla:

Tipo de hormigón	Máxima relación A/C	Mínimo contenido de cemento	Mínima resistencia característica
H. armado	0,50	325 kg/m ³	30 N/ mm ²
H. pretensado	0,45	325 kg/m ³	35 N/ mm ²



Por último, el tamaño del árido para el hormigón, usaremos un valor hasta 40 mm, según recomendación de la Guía técnica sobre depósitos del CEDEX, por lo que el hormigón a emplear será HA-30/B/20/IV+Qa.

Al tratarse de un depósito de agua potable se toma como clase de exposición ambiental para las instalaciones de agua potable cloruros de origen diferente del medio marino.

1.4. DATOS GEOTECNICOS

Del anexo A-05 Geotécnico, hemos obtenidos los siguientes valores que usaremos en el cálculo estructural:

Módulo de balasto: 899.2 kN/m³

Peso específico de tierras: 21,20 KN/m³

2. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Los coeficientes de seguridad para la comprobación de los estados límite últimos y de servicio son los establecidos en la Instrucción EHE:

Tabla 8. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límite Últimos (Tabla 15.3 de la EHE-08).

Situaciones de Proyecto	Hormigón (γ_c)	Acero Pasivo (γ_s)	Acero activo (γ_s)
Permanentes y transitorias	1,5	1,15	1,15
Accidentales	1,3	1,0	1,0

Tabla 9. Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite de Servicio (Tabla 12.1.a de la EHE-08).

TIPO DE ACCIÓN	Situación persistente o transitoria		Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	$\gamma_p = 1,00$	$\gamma_p = 1,00$	$\gamma_p = 1,00$	$\gamma_p = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,50$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Variable	$\gamma_{Qv} = 0,00$	$\gamma_{Qv} = 1,50$	$\gamma_{Qv} = 0,00$	$\gamma_{Qv} = 1,00$
Accidental	—	—	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$



2.1. PREDIMENSIONADO

Para la elaboración de este anejo se han tomado como datos de partida obtenidos en el anejo No 4 Cálculos hidráulicos. El presente anejo justifica los cálculos estructurales del depósito.

2.2. PREDIMENSIONADO DE LOS MUROS

A continuación procedemos a estimar las dimensiones de los muros que componen el depósito. Estimaremos su espesor atendiendo a los siguientes criterios:

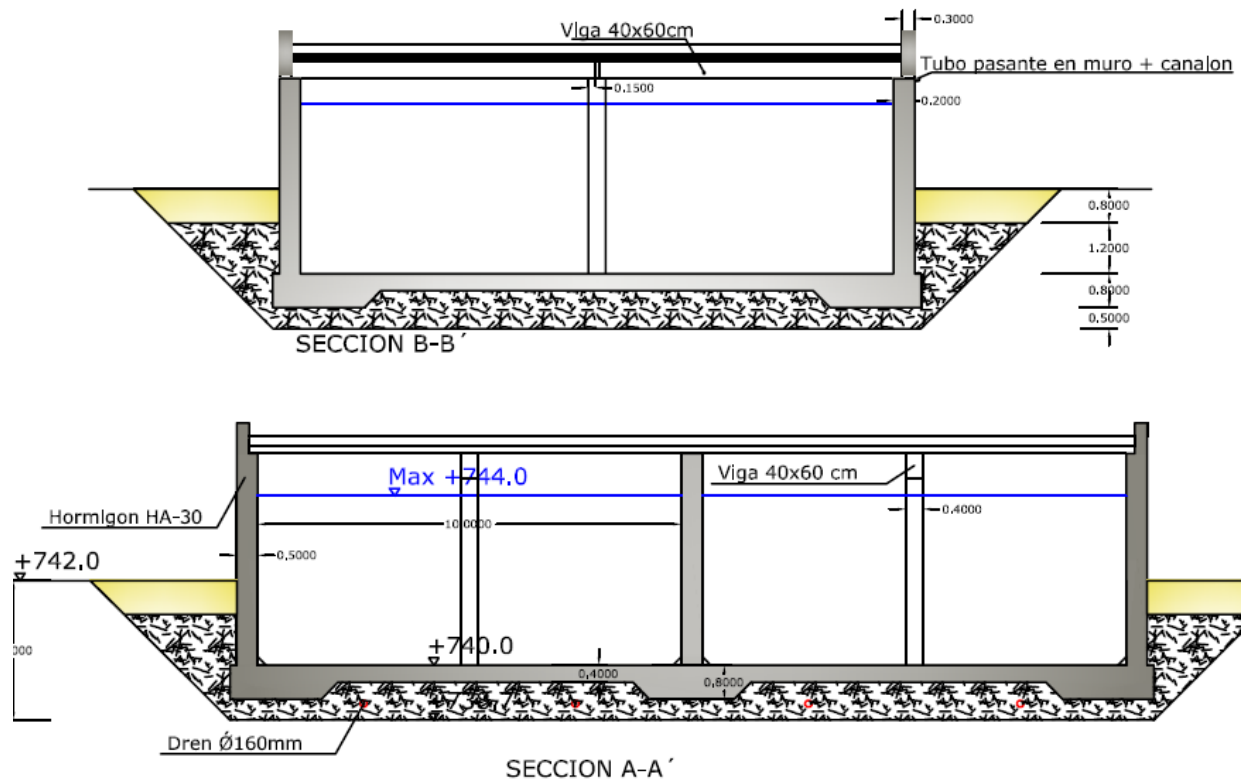
- El espesor será en un principio la décima parte de la altura del muro.
- Ningún muro tendrá espesor inferior a 30 cm.

En nuestro caso, la altura de la lámina de agua es de 4 m, y en total tenemos 5 metros de altura de muro, por lo que adoptamos un espesor de los muros de $0.1 \times 4 = 0.4 \text{ m} \rightarrow 50 \text{ cm}$, que es mayor a los 30 cm mínimos.

2.3. PREDIMENSIONADO DE LA LOSA

Realizada la excavación para la solera, pondremos una capa de 10 cm de hormigón de limpieza del tipo HM-15. Para evitar las subpresiones del agua del terreno sobre la solera, previamente al hormigón de limpieza habremos dispuesto una capa de gravas protegidas con geotextil de 20 cm de espesor, colocando en dicha capa unos tubos dren con salida de los mismos a una arqueta.

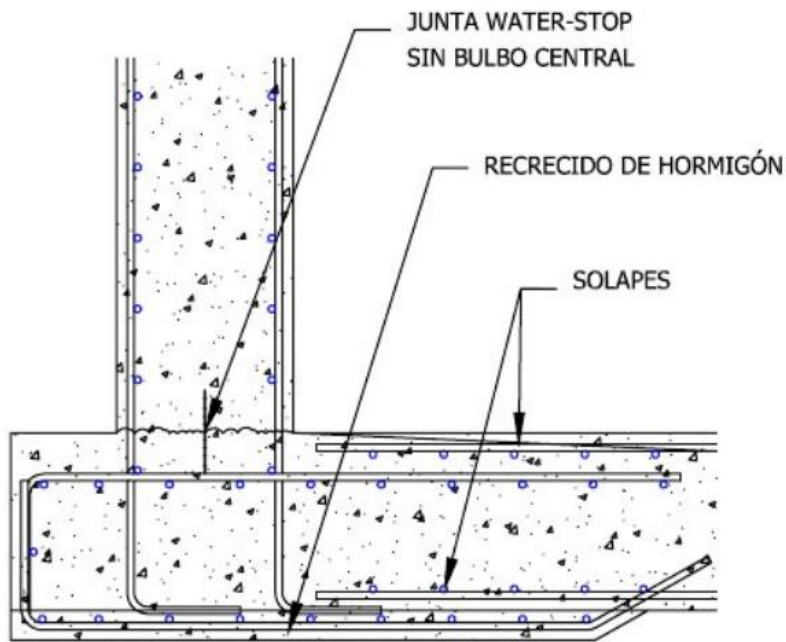
La solera se realizara de espesor variable, adoptandose una altura de 80 cm en las zonas cercanas a los muros, y 40 cm en las demás



Sobre el hormigón de limpieza HM-15 se hormigonará la solera, que tendrá espesor variable y estará armada con dos capas de armadura en forma de malla. Para evitar las subpresiones del agua del terreno sobre la solera, previamente al hormigón de limpieza habremos dispuesto una capa de gravas o zahorra drenante protegidas con geotextil de 20 cm. de espesor, colocando en dicha capa unos tubos dren con salida de los mismos a la arqueta de llaves.

A la solera se le dará una pendiente del 1% hacia los puntos de desagüe para poder realizar el vaciado y la limpieza.

Bajo la losa se colocaran drenes. Los drenes se dispondrán bajo el depósito en la dirección del desagüe, de forma que no estén distanciadas más de 10 metros y con pendiente mínima del 0,5%



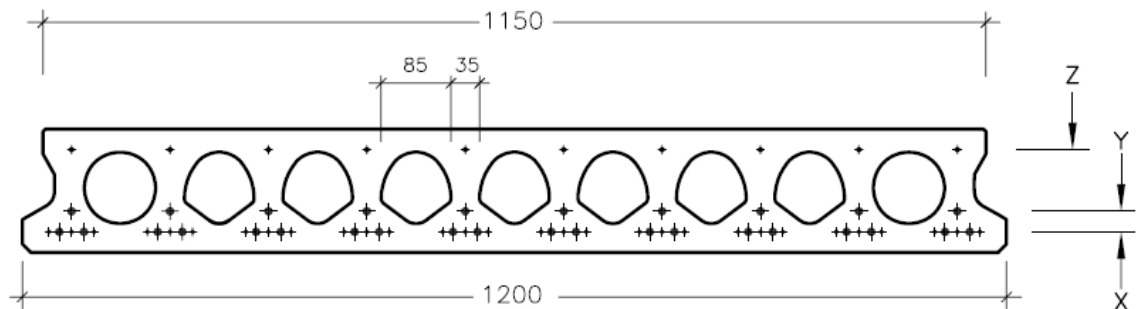
2.4. PREDIMENSIONADO DE LA CUBIERTA

La cubierta estará constituida por un forjado unidireccional, formado a partir de placas alveolares prefabricadas. La cubierta se apoyara sobre el contorno superior de la pared del depósito y sobre vigas soportadas por pilares intermedios. Tendrá una pendiente mínima del 2% para la evacuación de las aguas pluviales y estará impermeabilizada.

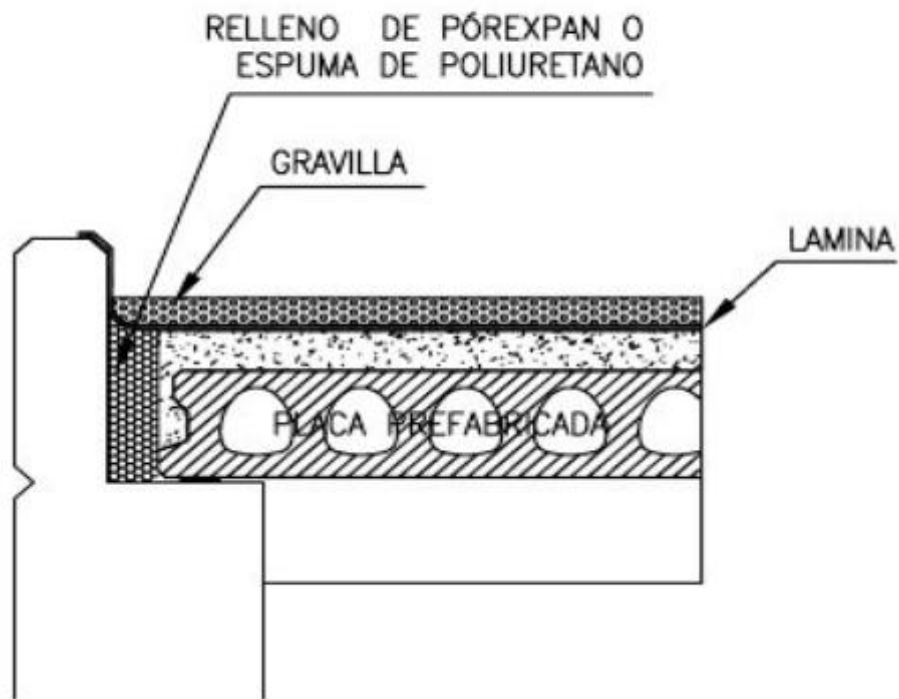
Libros como el de Yges, "Diseño de depósitos de agua desde 100 m³ a 40000 m³ de capacidad", indica una disposición de pilares interiores separados una distancia de 5-10 m, unimos los pilares con unas vigas de 40x40 cm, en la que descansaran las placas alveolares para hacer la cubierta.

En nuestro caso, la separación de los pilares, dada que las dimensiones del depósito de 14x20 m, se dispone los pilares formando una cuadrícula de 7 x 5 m. La distribución queda, empleando placas alveolares de 1,20 m y 15 cm de espesor.

SECCION TRANSVERSAL



DETALLE IMPOSTA IN SITU





PROYECTO DEL DEPOSITO DE AGUA EN FUENTEHERIDOS (HUELVA)



FICHA DE CARACTERISTICAS TECNICAS (SEGÚN EHE-08) DEL
FORJADO CON LOSAS ALVEOLARES PRETENSADAS P-15
(Rec 25)
FABRICANTE:
Nombre : PREFABRICADOS RELENCO S.L.
FABRICA:
Dirección : Cra. Lantejuela - Osuna Km 8 - 41630 LANTEJUELA
(Sevilla)
TECNICO AUTOR DE LA MEMORIA
Nombre : ENRIQUE CABRERA LUQUE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
HOJA 1 de 8

LAS FICHAS HA SIDO ACTUALIZADAS
CON FECHA:

22 de Diciembre de 2009

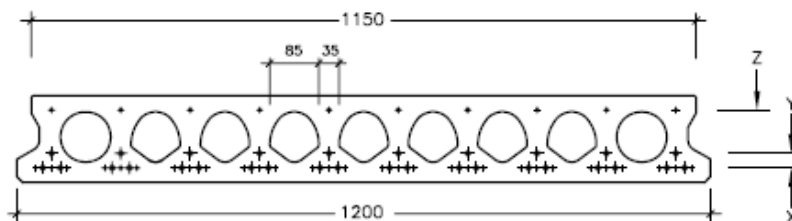
DE ACUERDO CON LA NORMA :

UNE-EN-1168 (Losas alveolares)



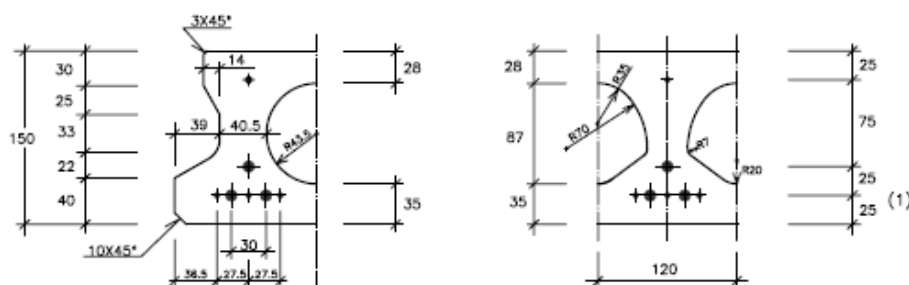
1. REPRESENTACION GRAFICA.

SECCION TRANSVERSAL



Escala 1:10

DETALLES



Escala 1:5

OBSERVACIONES:

- (1) El recubrimiento inferior corresponde a las Clases de Exposición I, IIa y IIb considerando una vida útil de proyecto de 50 años. En otros casos deberá completarse con revestimiento en obra, de acuerdo con el Artículo 37.2.4.1, el Artículo 2 del Anejo 9 y las Tablas 37.2.4.1.a, 37.2.4.1.b y 37.2.4.1.c de la EHE-08.



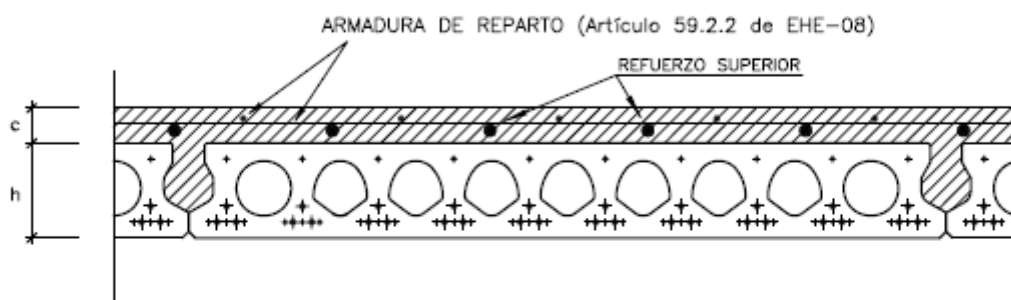
PROYECTO DEL DEPOSITO DE AGUA EN FUENTEHERIDOS (HUELVA)



FICHA DE CARACTERISTICAS TECNICAS (SEGÚN EHE-08) DEL FORJADO CON LOSAS ALVEOLARES PRETENSADAS P-15 (Rec 25) FABRICANTE: Nombre : PREFABRICADOS RELENCO S.L. FABRICA: Dirección : Cra. Lantejuela-Osuna Km 8.00 - 41630 LANTEJUELA (Sevilla) TECNICO AUTOR DE LA MEMORIA Nombre : ENRIQUE CABRERA LUQUE Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos HOJA 2 de 8	LAS FICHAS HA SIDO ACTUALIZADAS CON FECHA: 22 de Diciembre de 2009 DE ACUERDO CON LA NORMA : UNE-EN-1168 (Losas alveolares) 
---	---

2. FORJADO

SECCION TRANSVERSAL



FORJADO	PESO (kN/m ²)	FORJADO	PESO (kN/m ²)	FORJADO	PESO (kN/m ²)
h+c (cm)		h+c (cm)		h+c (cm)	
LOSA AISLADA	2,57	15 + 5	3,82	---	---
---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---

3. MATERIALES

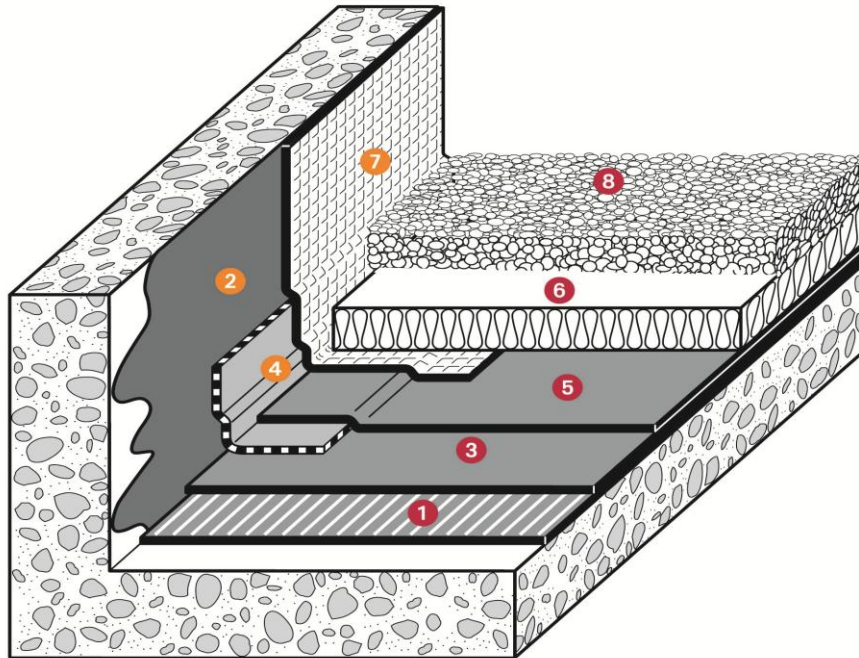
ACERO	DESIGNACION	f_{max} (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	ϵ_r (%)	γ_s
ARMADURA ACTIVA	Y-1860 C	1860	1581	3.5	1.15
ARMADURA PASIVA	B-400S	---	400	14	1.15
	B-500S	---	500	12	1.15
HORMIGON	LOSA	IN SITU (Según Clase de Exposición, Tabla 37.3.2.b de EHE-08) (1)			
		I - IIa	IIb-IIIa-IIIb-IV	Qa-Qb-H-F-E	IIIc - Qc
DESIGNACION	HP-40/S/12	HA-25/B/20	HA-30/B/20	HA-30/B/20	HA-35/B/20
f_{ck} (N/mm ²)	40	25	30	30	35
γ_c (2)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50

OBSERVACIONES:

- (1) Estos valores sólo tienen caracter ORIENTATIVO de acuerdo con las aclaraciones al pie de dicha tabla siendo OBLIGATORIO el cumplimiento de los parámetros de dosificación de la Tabla 37.3.2.a.
- (2) Corresponde a un control de producción según EHE-08 certificado por un organismo competente.

Como predimensionamiento, tomaremos para los pilares una sección cuadrada de 40 x 40 cm.

Se colocara una cubierta invertida:



1 Capa separadora Verecran 100.

2 Remate: imprimación bituminosa Siplast Primer.

3 Paradiene JS R4 suelta con solapes autoadhesivos.

4 Remate: escuadra de refuerzo Parequerre soldada.

5 Paradiene SVV soldada.

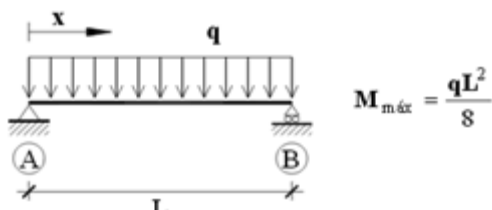
6 Aislamiento: poliestireno expandido o poliisocianurato.*

7 Remate: Parafor Solo GS soldada.

8 Protección de grava.

* Consulte la documentación técnica del proveedor y la normativa local para cumplir todos los requisitos de edificación y de seguridad.

La alveopla se encuentra sometida a unas acciones que originan una distribución de momentos, estando su máximo en el centro. Debemos de asegurarnos que el momento último de la alveopla resiste este esfuerzo.



Para el cálculo de q:

- CARGA MUERTA: **4.05 kN/m²**



CAPAS	γ (kN/m ³)	e1 (m)	Peso (kN/m ²)
Formación de pendientes con hormigón ligero	20	0,05	1,00
Láminas			0,05
Capa de protección Grava.	20	0,15	3,00
TOTAL			4.05 (kN/m²)

• PESO PROPIO ALVEOPLACAS: **3.82 kN/m²**

- alveopla de 0.15 m de espesor: 2.57 kN/m²

- 5 cm de capa de compresión: 0.05 x 25 KN/m³= 1.25 kN/m²

Total = 2.76 + 1.25 = 3.82 kN/m²

FORJADO	PESO (kN/m ²)	FORJADO	PESO (kN/m ²)
h+c (cm)		h+c (cm)	
LOSA AISLADA	2,57	15 + 5	3,82

• SOBRECARGA DE USO: **0.4 KN/m²**

$$q = 1.35 * (PP + CM) + 1.5 * SU = q = 1.35 * (3.71 + 4.05) + 1.5 * 0.4 = 11.07 \text{ kN/m}^2$$

Dimensionamos para una sección de 1 m: 11.07 kN/m

$$M = q * \frac{L^2}{8}$$

$$M = 11.07 * \frac{5^2}{8} = 37.43 \text{ KN m}$$

El momento último que debe garantizar el fabricante de la alveopla es de 37.43 mKN

Elegimos un tipo de losa P-15-A, ya que soporta un momento ultimo de 62.86 KN m, que está por encima de los 37.43 KNm calculados:

5.a. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LA LOSA AISLADA (Valores por losa).									
TIPO DE LOSA	MOMENTO ÚLTIMO (KN · m)		MOMENTOS DE SERVICIO (1) (KN · m)				Pretensado en la transferencia		
			EHE-08 (Artículo 59.2)		M ₀ (kN · m)	M _{fis} (kN · m)	MOMENTO P · e (KN · m)	Tensiones en los bordes (N/mm ²)	
	En Vano	S/Sopanda	En Vano	S/Sopanda				$\sigma_{c.inf}$	$\sigma_{c.sup}$
P-15-A	62,86	12,56	27,57	20,56	35,49	48,85	15,54	3,81	5,16



PROYECTO DEL DEPOSITO DE AGUA
EN FUENTEHERIDOS (HUELVA)



Por lo que obtenemos de su ficha:

TIPO DE LOSA	X				Y								Z				PERDIDAS FINALES A PLAZO INFINITO (%) (c.d.g.)
	n°	Ø	(1)	TENSIÓN INICIAL (N/mm²)	n°	Ø	(1)	TENSIÓN INICIAL (N/mm²)	n°	Ø	(1)	TENSIÓN INICIAL (N/mm²)	n°	Ø	(1)	TENSIÓN INICIAL (N/mm²)	
P-15-A	18	5	A	1300	-	-	-	---	-	-	-	---	4	5	A	1300	20,41

5.b. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LA LOSA AISLADA (Valores por losa).								
TIPO DE LOSA	ESFUERZO CORTANTE ÚLTIMO (KN)					M _{fis,d} (KN·m) (4)	Módulo resistente inferior Sección homogeneizada Wh,inf (cm³)	RIGIDEZ FISURADA (MN·m²) Flexión (+)
	M _d > M _{fis,d}	M _d < M _{fis,d}						
	Vc (2)	Vu (3)						
		Le= 50 (1)	Le= 75 (1)	Le= 100 (1)	Le= 150 (1)			
P-15-A	69,47	76,37	81,37	86,07	94,78	37,50	4330,9	0,745

6.a. FLEXIÓN POSITIVA (Valores por metro).							FORJADO 15 + 5 / 120	
TIPO DE LOSA	MOMENTO ÚLTIMO (KN·m/m)	ESFUERZO CORTANTE ÚLTIMO (KN/m)					M _{fis,d} (KN·m) (4)	a _m (mm) (5)
		M _d > M _{fis,d}	M _d < M _{fis,d}					
		V _c (2)	V _u (3)					
			Le=50 (1)	Le=75 (1)	Le=100 (1)	Le=150 (1)		
P-15-A	75,59	72,45	80,54	84,59	88,45	95,71	50,58	28,2

6.b. FLEXIÓN POSITIVA (Valores por metro).					FORJADO 15 + 5 / 120			
TIPO DE LOSA	ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO				Momento final de pretensado Sección neta	RIGIDEZ (EI)		Módulo resistente inferior (6) Sección homogeneizada
	M ₀ (kN · m/m)	M ₀ [*] (kN · m/m)	M _{0.2} (kN · m/m)	M _{fis} (kN · m/m)		Sección fisurada	Sección homogeneizada	
	(1)	(2)	(3)	(4)	P·e (kN·m/m)	(MN · m ² / m) (6)	W _{h.inf} (cm ³ /m)	
	P-15-A	37,19	41,34	77,38	65,88	22,29	1,390	18,442

Para el cálculo de la armadura de refuerzo superior, tendremos en cuenta el momento:

$$M = q \cdot \frac{L^2}{12} = 11,98 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \cdot \frac{5^2}{12} = 24,95 \text{KNm}$$

Mirando en la tabla del fabricante:



PROYECTO DEL DEPOSITO DE AGUA EN FUENTEHERIDOS (HUELVA)



7. FLEXION NEGATIVA

(VALORES POR METRO)

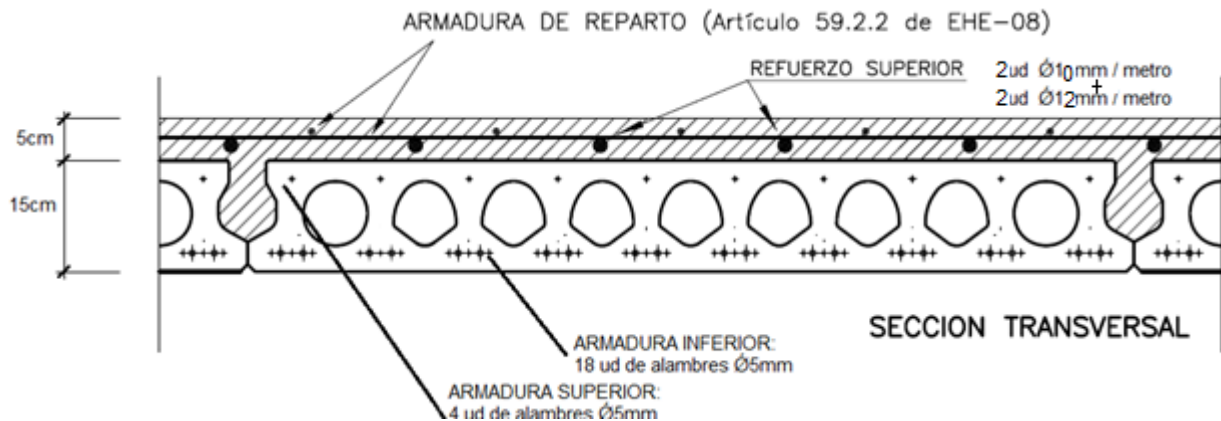
Haga clic en Firmar para agregar texto y firmar un archivo PDF.

FORJADO: 15 + 5 / 120

REFUERZO SUPERIOR POR METRO	MOMENTO ULTIMO (KN·m/m)		ESTADOS LÍMITE DE FISURACIÓN				RIGIDEZ FISURADA (MN·m² /m) (5)
	TIPO DE ACERO		M ₀₁ (KN·m/m) (1)	M ₀₂ (KN·m/m) (2)	M ₀₃ (KN·m/m) (3)	M ₀₄ (KN·m/m) (4)	
	B-400S	B-500S					
4Ø10	15,93 *	22,20 *	10,13	20,12	22,77	25,64	1,889
2Ø10+2Ø12	21,11	28,16	10,87	20,50	23,39	26,52	2,230
4Ø12	26,64	33,06	13,64	21,94	25,76	29,92	3,138

Por lo tanto se dispondrá de 2 barras de 10mm + 2 barras de 12mm por cada m de sección

Quedando la siguiente sección:





2.1. FISURACIÓN

Art. 49.2.3 Fisuración por tracción. Criterios de comprobación.

La comprobación general del Estado Límite de Fisuración por tracción o flexotracción consiste en satisfacer la siguiente expresión:

$$w_k \leq w_{\max}$$

donde

- » w_k : Abertura característica de fisura.
- » $w_{\max}$: Abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2.

Clase de exposición, según artículo 8º EHE	Wmáx(mm)	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F, Qa	0.2	Descompresión
IIIc, Qb, Qc	0.1	

Tabla 5.1.1.2

Apertura máxima cara exterior: Si el depósito se encuentra enterrado, o bien es superficial, pero está protegido de la radiación solar directa con árboles u otro sistema, y no son de esperar heladas importantes, entonces adoptaremos para la cara exterior de la pared $w_{\max} = 0,2$ mm.

Apertura máxima cara interior: Adoptaremos para la cara interior de la pared $w_{\max} = 0,2$ mm.

Art. 49.2.4 Método general de cálculo de la abertura de fisura.

La abertura característica de fisura se calculará mediante la siguiente expresión:

$$w_k = \beta s_m \varepsilon_{sm}$$

donde:

- » β : Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico y vale 1,3 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1,7 para el resto de los casos.
- » s_m : Separación media de fisuras, expresada en mm.

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}$$

- » ε_{sm} : Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

- » c : Recubrimiento de las armaduras traccionadas.
- » s : Distancia entre barras longitudinales. Si $s > 15\phi$ se tomará $s = 15\phi$.
En el caso de vigas armadas con n barras, se tomará $s = b/n$, siendo b el ancho de la viga.
- » k_1 : Coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección, de valor

$$k_1 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{8\varepsilon_1}$$



2.2. JUNTAS

2.2.1 Retracción

Los principales efectos de la retracción del hormigón sobre los distintos elementos del depósito son los siguientes:

- La solera se ve traccionada al impedir parcialmente el terreno su libre

Retracción.

- Los muros se ven igualmente traccionados como consecuencia de la retracción diferencial con la solera

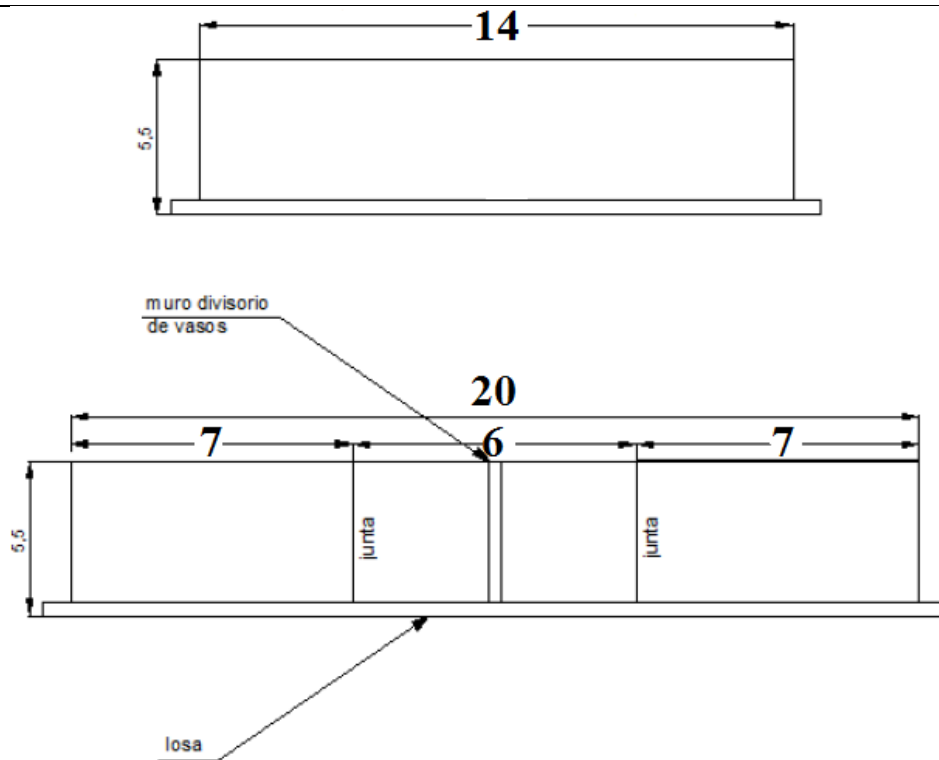
- La retracción del forjado le produce asimismo tracciones, y fuerza un movimiento hacia el interior depósito en la coronación de los muros.

Para evitar los efectos de la retracción se dispondrán juntas de retracción.

Se colocarán juntas de retracción en solera formando retículas máximas de 10 x 10 m, o de 25 a 30 veces su espesor, usando el más restrictivo. En nuestro caso, el espesor de la solera es de 40-80 cm, por lo que no pueden ser distancias mayores a 10 metros.

En las juntas de retracción se dispondrán bandas de estanqueidad convencionales de doble ala. La separación de las juntas será de:

TIPO DE CLIMA	ÉPOCA DEL AÑO	
	CALUROSA ($T_{media} \geq 18^{\circ}\text{C}$)	FRÍA ($T_{media} < 18^{\circ}\text{C}$)
SECO ($HR \leq 60\%$)	16 m	20 m
HÚMEDO ($HR > 60\%$)	20 m	24 m



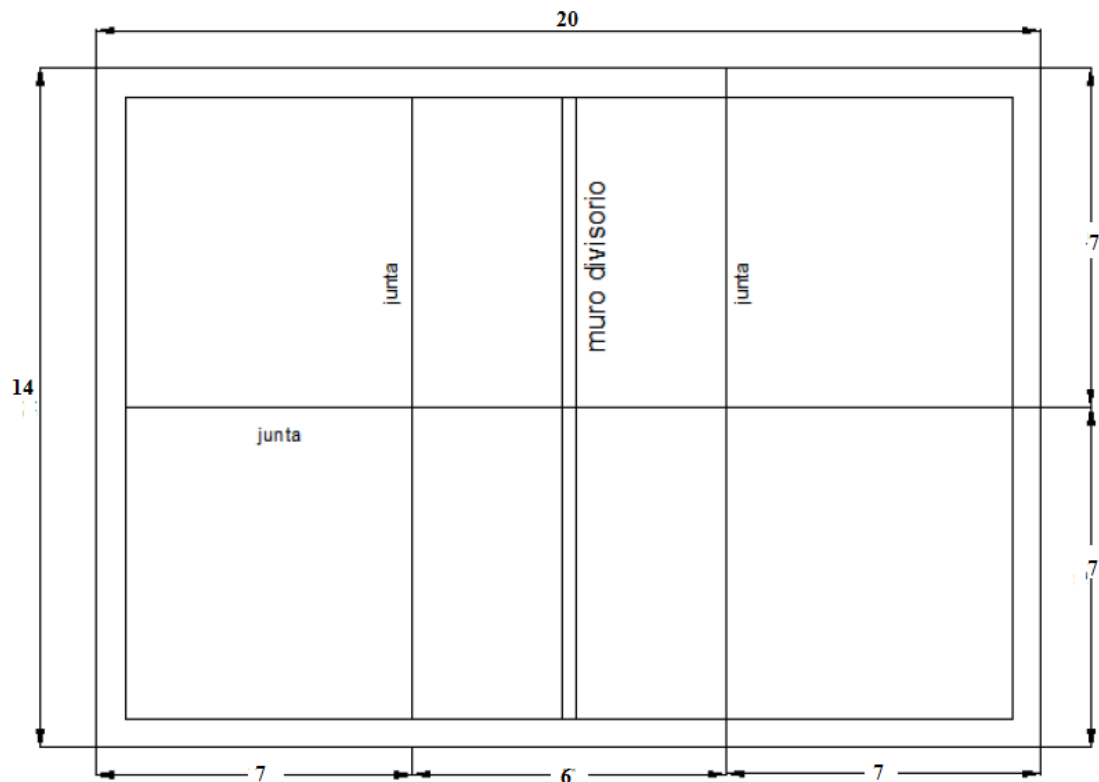
2.2.2 Dilatación

El hormigón, independientemente de las deformaciones causadas por las cargas directas de trabajo, experimenta cambios volumétricos debidos a cambios térmicos. Coartar estos movimientos puede producir esfuerzos no deseados, y en caso de tracciones, provocar fisuras. En los depósitos, debido a la agresividad del ambiente, las fisuras en el hormigón son peligrosas vías de penetración de agentes corrosivos.

En las juntas de dilatación se dispondrán de bandas con fuelle central. En general la tendencia era a que la distancia entre de juntas de dilatación en muros no exceda de 25-30 metros y en cubierta cada 30-40 metros. Las juntas de dilatación, tanto en soleras como en muros, es recomendable disponerlas a 12 m en el caso de piezas de hormigón armado.

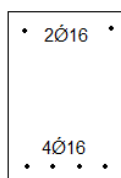
Las juntas de dilatación permiten solucionar el problema porque facilitan y localizan los movimientos del hormigón, pero deben distribuirse correctamente en el depósito. En nuestro caso, haremos coincidir las juntas de dilatación con las de retracción, empleándose el siguiente tipo de junta:

Por tanto, las dimensiones de la losa es de 20x14 m, se decide poner juntas de dilatación formando rectángulos con las siguientes dimensiones:

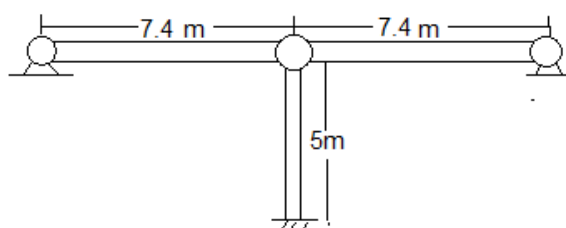


3. CALCULO DEL PORTICO

El pórtico está formado por pilares de 40x40 cm (con armadura mínima 4 Ø16) y vigas de 40x60 cm, de hormigón armado:



VIGA:





Las cargas del pórtico con las siguientes:

EN LA VIGA:

Para el cálculo de q de la viga:

- CARGA MUERTA: 4.05 kN/m²

CAPAS	γ (kN/m ³)	e1 (m)	Peso (kN/m ²)
Formación de pendientes con hormigón ligero	20	0,05	1,00
Láminas			0,05
Capa de protección Grava.	20	0,15	3,00
TOTAL			4.05 (kN/m ²)

- PESO PROPIO ALVEOPLACAS: 3.82 kN/m²

- alveopla de 0.15 m de espesor: 2.46 kN/m²

- 5 cm de capa de compresión: 0.05 x 25 kN/m³= 1.25 kN/m²

Total = 2.76 + 1.25 = 3.71 kN/m²

En resumen, **PESO PROPIO CUBIERTA**: (3.82+4.05 kN/m²) x (5m) =**39.35 kN/m**

- PESO PROPIO VIGA: 0.40 m * 0.60m * 25 = **6 KN/m**
- SOBRECARGA DE USO: **1 KN/m²**

Sobrecarga de uso: 1 kN/m² x 5 m = 5 kN/m

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso	Subcategorías de uso	Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾	1	2

No tenemos en cuenta la carga por nieve, ya que se tiene en cuenta las sobrecargas por separado, y en nuestro caso, la de uso es más restrictiva que la de nieve.

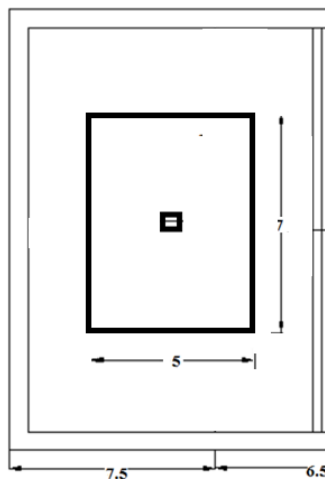
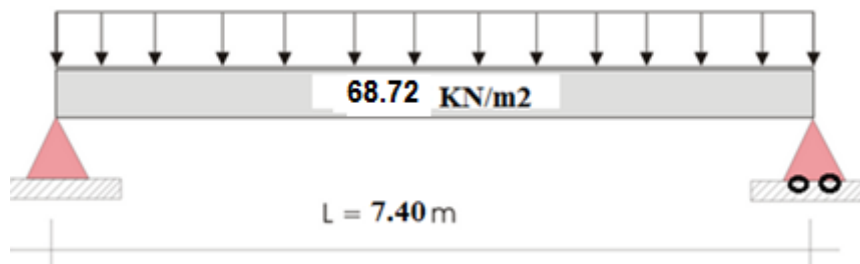
3.1. CALCULO ELU

Coefficientes de seguridad: 1.35 para cargas permanentes y 1.5 para cargas variables

CARGA VIGA:

$$q = 1.35 * (PP + CM) + 1.5 * SU$$

$$q = 1.35 * (0.4 * 0.6 * 25 + 39.35) + 1.5 * 5 = 68.72 \text{ KN/m}$$



CARGA PILAR:

$$q = 68.72 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * \frac{7.4}{2} = 254.26 \text{ KN}$$

Para el cálculo de las vigas, calcularemos su momento de diseño:

VIGA SIMPLE APOYADA: carga uniforme q en todo el vano.

Reacciones y solicitaciones	
Reacciones:	$R_A = R_B = \frac{qL}{2}$
Cortantes:	$V_{AB} = q \left(\frac{L}{2} - x \right) \quad V_A = -V_B = \frac{qL}{2}$
Flectores:	$M_{AB} = \frac{qx}{2} (L - x)$ $M_{\text{máx}} = \frac{qL^2}{8} \quad \text{para } x = \frac{L}{2}$
Deformaciones	
Giros:	$\varphi_A = -\frac{qL^3}{24EI} \quad \varphi_B = \frac{qL^3}{24EI}$
Elástica:	$y_{AB} = \frac{qx}{24EI} (x^3 - 2Lx^2 + L^3)$
Flecha máxima:	$y_{\text{máx}} = \frac{5qL^4}{384EI} \quad \text{para } x = \frac{L}{2}$

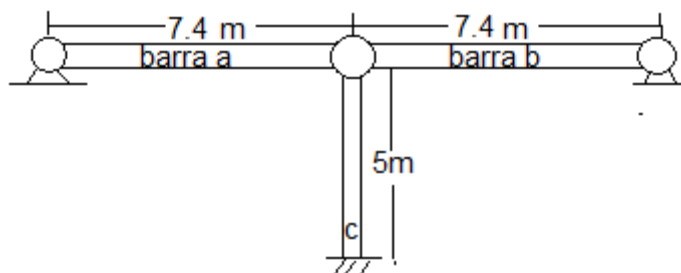


$$M = q * \frac{L^2}{8}$$

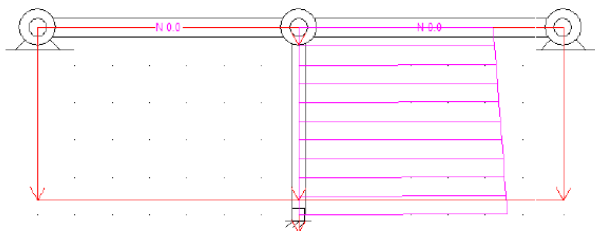
$$M = 68.72 * \frac{7.4^2}{8} = 470.38 \text{ KN m}$$

$$V = q * \frac{L}{2}$$

$$V = 68.72 * \frac{7.4}{2} = 254.26 \text{ KN}$$

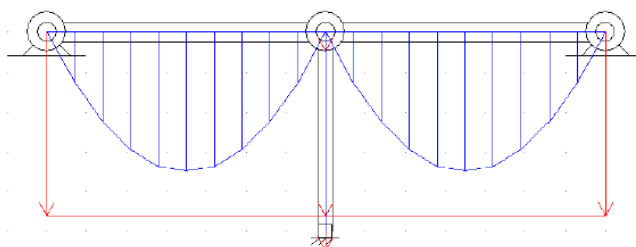


Axiles maximos:



- a: 0 N
- b: 0 N
- c: -254.26 KN

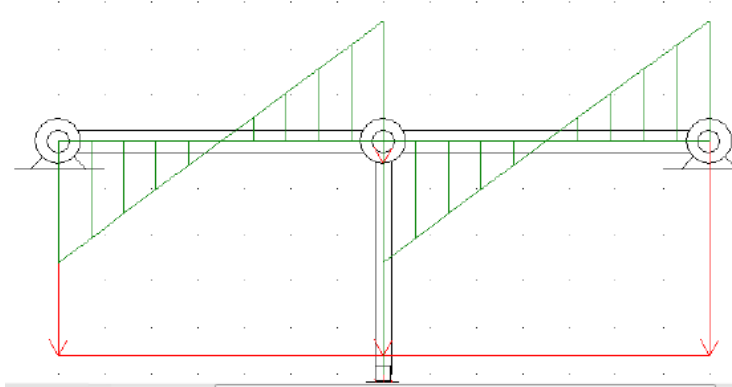
Flectores maximos:



- a: 470.38 m.kN
- b: 470.38 m.kN
- c: 0 m.kN



Cortantes máximos:



- a: 254.26 kN
- b: 254.26 kN
- c: 0 kN

3.1. CALCULO ELS

Valores sin mayorar (para calculo ELS):

Carga vigas:

$$q = (6 + 39.35 + 5) = 50.35 \text{ KN/m}$$

$$M = q * \frac{L^2}{8} = 50.35 * \frac{7.4^2}{8} = 314.64 \text{ KN m}$$

$$V = q * \frac{L}{2} = 50.35 * \frac{7.4}{2} = 186.30 \text{ KN}$$

Carga Pilar:

$$q = 50.35 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * \frac{7.4}{2} = 186.29 \text{ KN}$$

Axiles máximos:

- a: 0 N
- b: 0 N
- c: -186.29 kN

Flectores máximos:

- a: 344.64 m.kN
- b: 344.64 m.kN
- c: 0 m.kN

Cortantes máximos:

- a: 186.30kN
- b: 186.30kN
- c: 0 N

Realizamos el dimensionamiento con el prontuario informatico EHE-08.



3.2. VIGAS PREFABRICADAS

En nuestro caso, la separación de los pilares, dada que las dimensiones del depósito de 14x20 m, se dispone los pilares formando una cuadrícula de 7 x 5 m. La distribución queda, empleando placas alveolares de 1,20 m y 15 cm de espesor.

Los estados limites que van a determinar el dimensionamiento de la viga son los de servicio, por lo que comenzaremos por estos, para después comprobar si con el dimensionamiento obtenido se cumple los estados límites últimos:

ELU FLEXION SIMPLE:

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 - R3 01.10.2012 - [TN1. Flexión simple]

Proyecto Materiales Secciones Análisis E.L.U. E.L.S. Ejecución y control Ventana ?

Sección: 60_40

Comprobación Dimensionamiento Diagrama de Flexión

Propuesta de armado Plano de agotamiento

Elemento estructural:
☒ Viga
☐ Losa
☐ Muro

At [cm²] = 22.2

	Ø 12	Ø 14	Ø 16	Ø 20	Ø 25
nº total de Ø	—	—	12	8	5
nº de capas	—	—	2	2	1
At[cm²]	—	—	24.1	25.1	24.5
wk [mm] *	—	—	0.26	0.27	0.33

Ac [cm²] = 0.0

	Ø 12	Ø 14	Ø 16	Ø 20	Ø 25
nº total de Ø					
nº de capas					
Ac[cm²]					

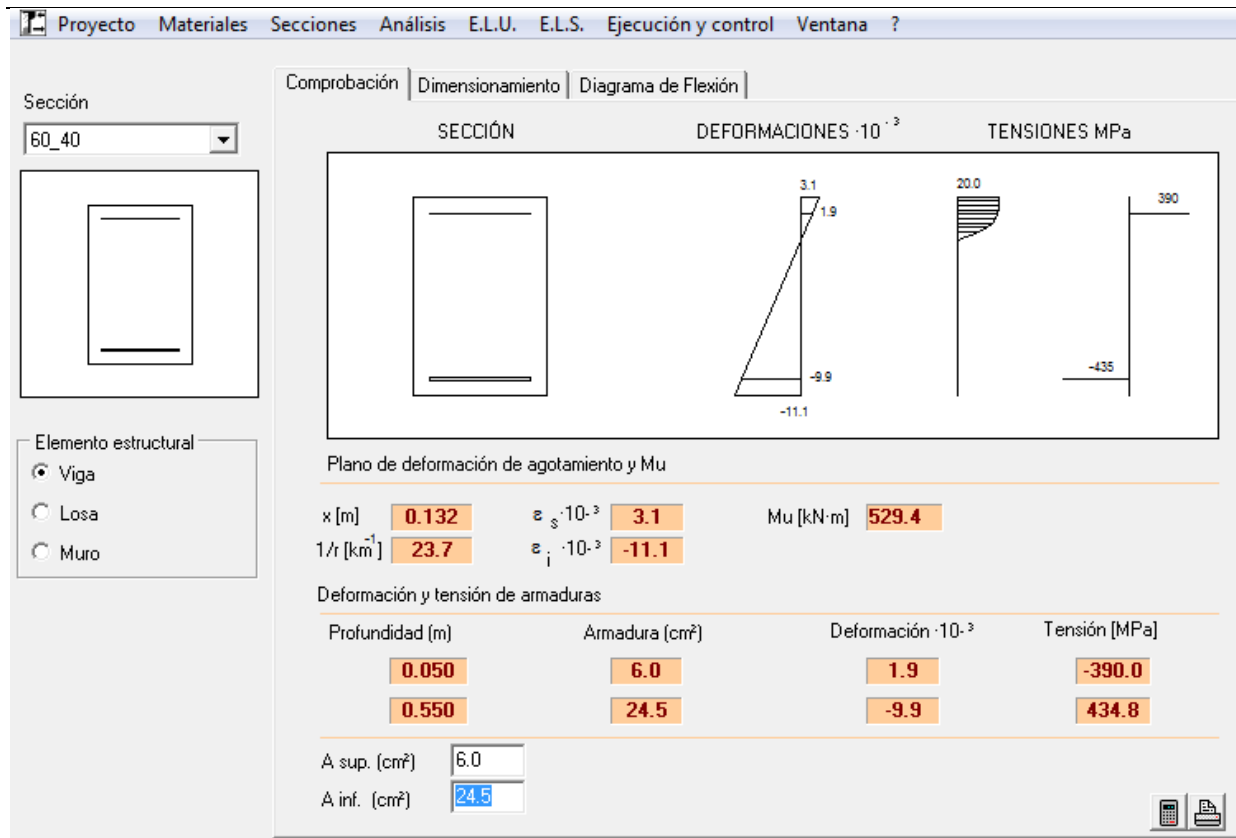
(*) Los valores de la abertura característica de fisura son meramente orientativos. Se han calculado suponiendo un coeficiente global de mayoración de 1.50 y una proporción carga cuasi-permanente / carga total= 80%

Md [kN·m] 470.38

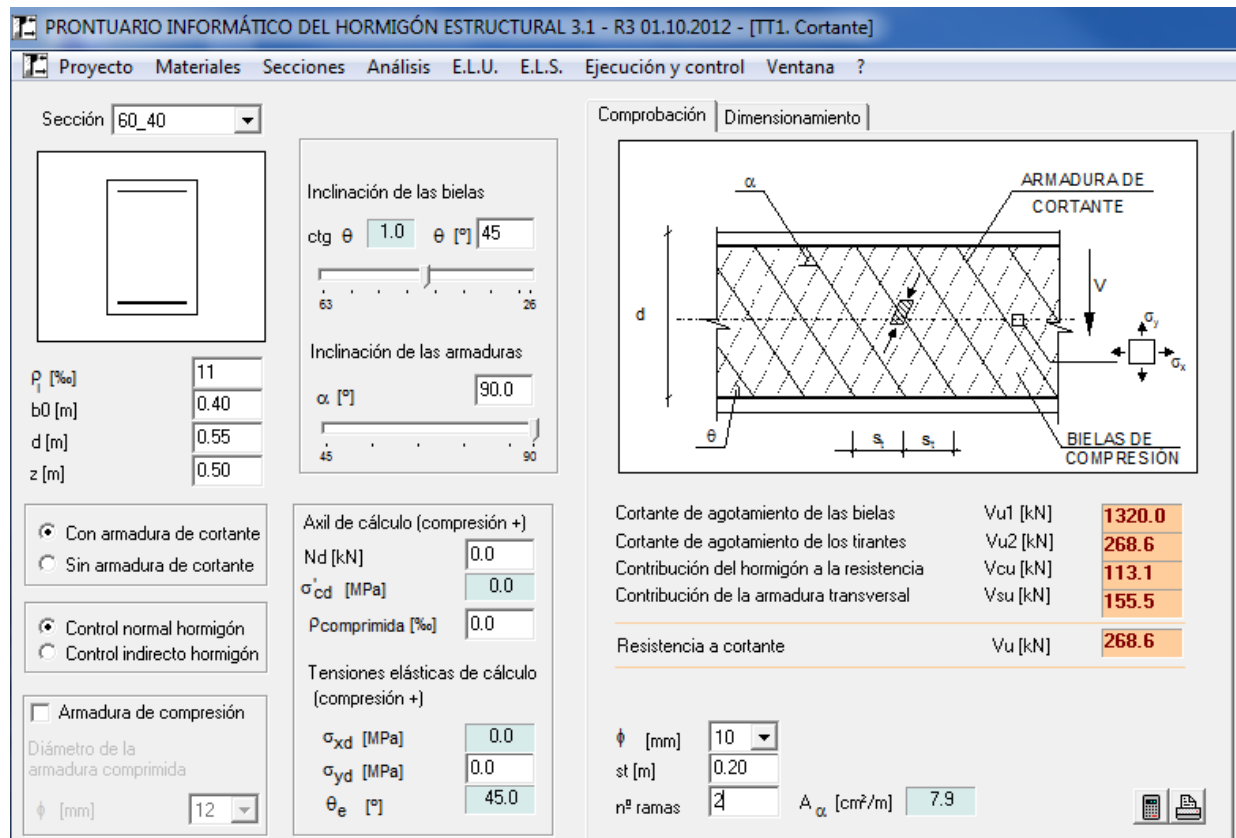
Elegimos 5 barras de diámetro 25mm de armadura inferior, que soporta un momento último de 529 KNm superior al calculado anteriormente



PROYECTO DEL DEPOSITO DE AGUA EN FUENTEHERIDOS (HUELVA)



ELU CORTANTE: Debe cumplir $V > 254.26 \text{ kN}$



Usaremos estribos de 2 ramas de diámetro 10 separados cada 20 centímetros, reforzados cada 15 cm en las zonas próximas a los pilares.



ELS FISURACION: Debe soportar un momento mayor a 314.64 KN m, donde por el ambiente, la apertura de la fisura debe ser menor a 0.2 mm

Probamos con diámetro 25:

Proyecto Materiales Secciones Análisis E.L.U. E.L.S. Ejecución y control Ventana ?

Sección
60_40

Definición específica del armado

nº de capas 2
φ [mm] 25

Ambiente Exposiciones
IV
Qa
Qb
Qc
H
F
E

Recubrimiento de la armadura longitudinal
c [mm] 55

Solicitud
☒ Flexión simple
☐ Tracción simple

Mk [kN·m] 314

A_s [cm²] 49.1
A_{c,eficaz} [cm²] 1180.0

capa	n barras	sv [mm]
1	5	67.5
2	5	80

Separación media entre fisuras s_m [mm] 155.0
Deformación media de las armaduras ϵ_{sm} [‰] 0.83
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración del hormigón σ_{sr} [MPa] 48.1
Tensión en las armaduras en servicio σ_s [MPa] 172.1

Abertura característica de fisura w_k [mm] 0.22

Valores máximos de la abertura de fisura

Clase de exposición	W max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2 ¹
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

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

NO CUMPLE: cogeremos un diámetro mayor



PROYECTO DEL DEPOSITO DE AGUA EN FUENTEHERIDOS (HUELVA)



Proyecto Materiales Secciones Análisis E.L.U. E.L.S. Ejecución y control Ventana ?

Sección: 60_40

Definición específica del armado

nº de capas: 2

φ [mm]: 32

Recubrimiento de la armadura longitudinal: c [mm]: 55

Solicitud: ☒ Flexión simple ☐ Tracción simple

Mk [kN·m]: 314

Abertura característica de fisura wk [mm]: 0.18

Valores máximos de la abertura de fisura

Clase de exposición	W max. [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2 ¹
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

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

Con el armado anterior, podemos observar que cumple a ELU, pero no cumple a ELS, por lo que para que cumpla en ambos, se colocara 8 barras de diámetro 32 en el armado inferior

- ELS DEFORMACIONES:

Para forjados unidireccionales, la flecha total a tiempo infinito no excederá al menor de los valores $L/250$ y $L/500+1\text{cm}$:

$$L/250 = 740/250 = 2.96 \text{ cm y } 740/500 + 1\text{cm} = 2.48\text{cm}$$

Por tanto, el límite de flecha es de $2.48 \text{ cm} = 24.8 \text{ mm}$



PROYECTO DEL DEPOSITO DE AGUA EN FUENTEHERIDOS (HUELVA)



Tipo de Elemento
Bi-apoyado

Seccion centro de vano
EJEMPLO1

p sup [%] 1
p inf [%] 9.1

Gráfico Tablas Canto mínimo

Canto útil de la sección d [m] 0.55
Relación luz / canto L / d 13.5

Teniendo en cuenta las condiciones de contorno seleccionadas y los momentos aplicados en los extremos el sistema estructural se clasifica (Tabla 50.2.2.1.a) como viga simplemente apoyada

Máxima relación luz / canto para la que no se precisa la comprobación de flechas:
L / d 18

En este caso el canto es superior al mínimo y no se precisa comprobación de flechas

Diagrama de una viga bi-apoyada de longitud L, con una carga puntual P(+) en el centro y un momento M(+) en el extremo derecho. Se indican las distancias xi, xf, xp y xm.

Cargas actuantes al descimbrar

t1 [días] 14

xp [m]	P [kN]	xm [m]	M [kN-m]
0	0	0	0
0	0	0	0
0	0	0	0

xi [m]	xf [m]	q[kN/m]	xi [m]	xf [m]	q[kN/m]	qf[kN/m]
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0

L [m] 7.4

3.3. PILARES

Suponemos unas dimensiones de 40x40 cm:

La EHE establece:

$\lambda < 35$ _ No hace falta comprobar efectos de 2o orden (pandeo)

$35 < \lambda < 100$ _ se le da una excentricidad adicional

$100 < \lambda < 200$ _ ha que recurrir al método general

Calculamos λ :

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} * 0.4 * 0.4^3}{0.4 * 0.4}} = 0.115$$

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{0.7 * 5}{0.115} = 30.31 < 35 \text{ No hace falta calcular pandeo}$$

El axil de compresión del pilar es de:

$$V = 68.72 \frac{KN}{m^2} * \frac{7.4}{2} = 254.26 KN$$



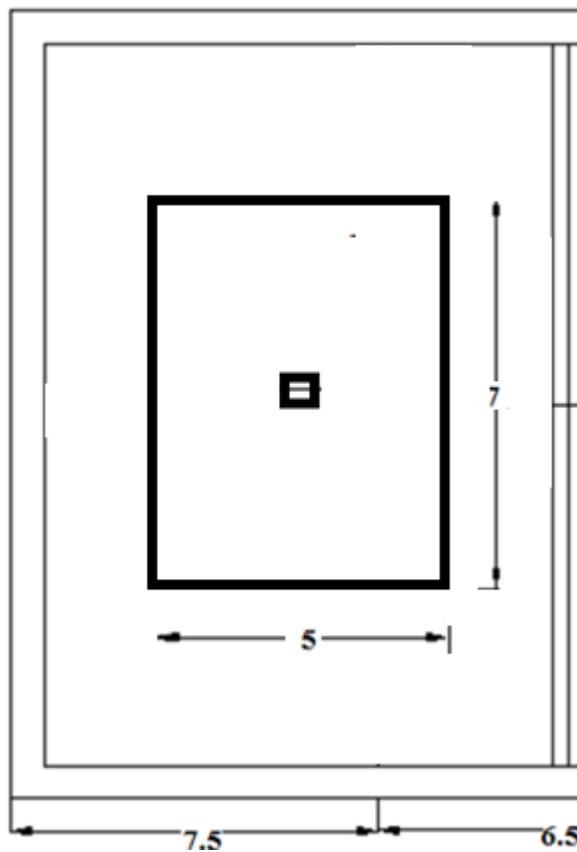
Según el artículo 42.2.1 de la EHE, en soportes, toda sección sometida a una sollicitación normal exterior de compresión N_d debe ser capaz de resistir dicha compresión con una excentricidad mínima, debida a la incertidumbre en la posición del punto de aplicación de esfuerzos normal, igual al mayor de los valores:

$$h/20 = 40/20 = 2\text{cm} \rightarrow e_o = 2\text{cm}$$

Dicha excentricidad debe ser contada a partir del centro de gravedad de la sección bruta.

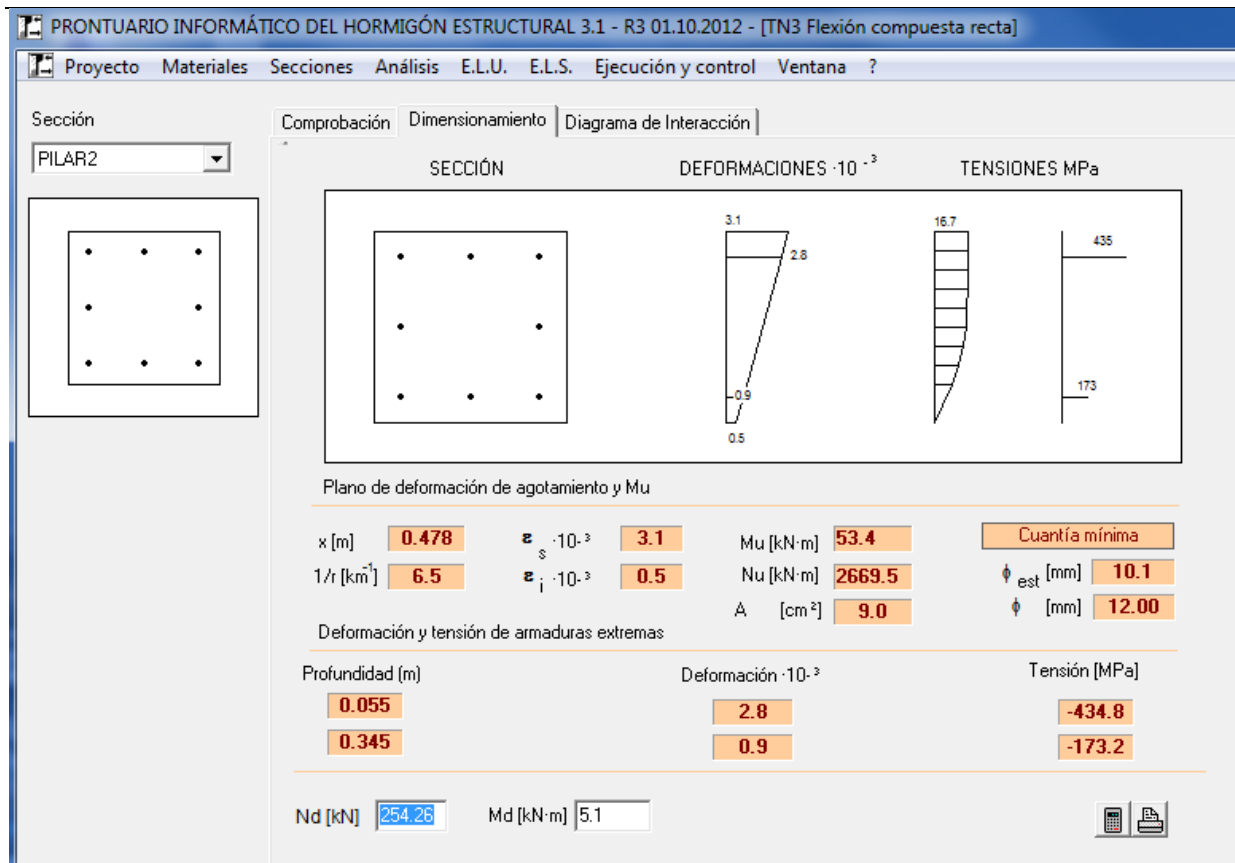
$$M_{od} = N_d * e_o = 254.26 * 0.02 = 5.08 \text{ mKN}$$

Además, existe un momento por transmisión de la sobrecarga de uso (1kN/m^2) a las alveoplasas, que distan 2,0 cm del centro de gravedad del pilar, transmitiéndose un momento:





PROYECTO DEL DEPOSITO DE AGUA EN FUENTEHERIDOS (HUELVA)



Se considerara sin embargo la armadura mínima establecida en el artículo 54 de la EHE:

“la armadura principal estará formada, al menos, por cuatro barras, en el caso de secciones rectangulares y por seis barras en el caso de secciones circulares siendo la separación entre dos consecutivas de 35 cm como máximo. El diámetro de la barra comprimida más delgada no será inferior a 12 mm. Además tales barras irán sujetas por cercos o estribos con las separaciones máximas y diámetros mínimos de la armadura que se indican en 42.3.1.”

Adoptamos una armadura longitudinal de 16 mm distribuida en las 4 esquinas de la sección.

“Artículo 42.3.1: Si existen armadura pasivas en compresión para poder tenerlas en cuenta en el cálculo será preciso que vayan sujetas por cercos o estribos, cuya separación s_t y diámetro ϕ_t sean:

$$s_t \leq 15\phi_{min} = 300 \text{ mm}$$

$$\phi_t \geq 1/4 \phi_{max} = 3 \text{ mm}$$

Para piezas comprimidas, en cualquier caso, s_t debe ser inferior que la dimensión menor del elemento y no mayor de 20 cm.”

Empleamos cercos de 8 mm separados 20 cm.

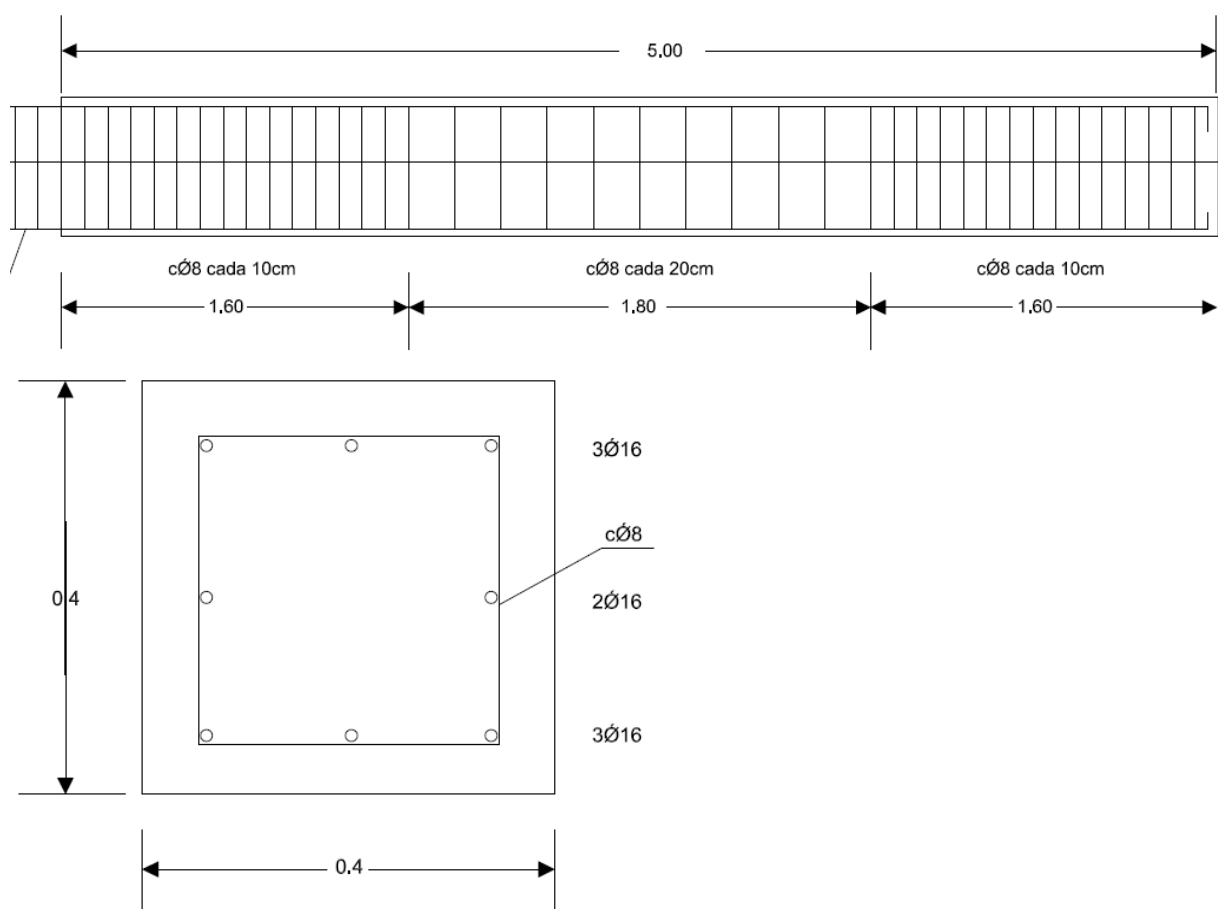


A un tercio de cada extremo concentramos los cercos a 10 cm para tener en cuenta la unión con los otros elementos, que habría que calcular el modelo de bielas y tirantes y no se realiza.

“La armadura pasiva longitudinal resistente, o la de piel, habrá de quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas no sea superior a 30 cm.”

Adoptamos una armadura de piel de 16 mm de diámetro, a la mitad de la sección, para que no haya más de 30 cm de separación entre armaduras longitudinales.

El dimensionado del pilar queda:



4. HIPOTESIS DE CARGA

4.1. HIPÓTESIS DE CARGA EN MURO

Las cargas que actuarán sobre los muros se muestran a continuación:



4.1.1 Acciones Permanentes

4.1.1.1 Peso propio

Se presentan en todos los muros, por lo que se trata de una carga permanente. Correspondiente a un peso específico del hormigón armado de 30 kN/m³.

4.1.1.2 Empuje del terreno (T)

Se presentan en aquellos muros en contacto con el terreno, tratándose de una carga permanente para los mismos.

Su distribución es triangular verticalmente y uniforme horizontalmente, con el máximo en la base de valor:

$$q_t(x) = K_0 \cdot \rho_t \cdot h_t$$

h_t [m]: altura de tierras = 2 metros

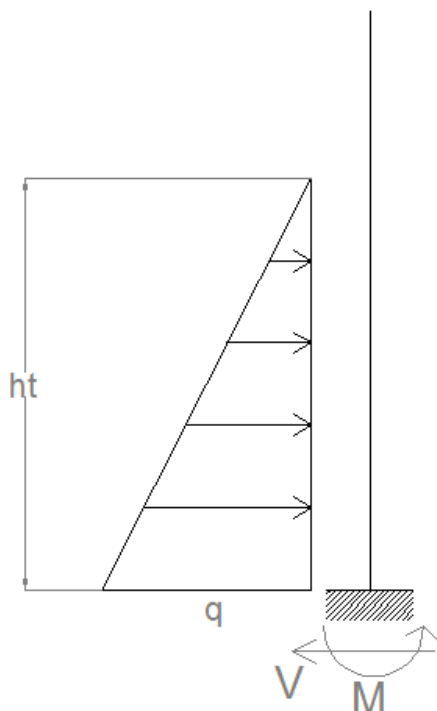
K_0 : coeficiente de empuje en reposo del terreno = $1 - \sin\varphi$

φ : ángulo de rozamiento interno del terreno = $20^\circ \rightarrow K_0 = 0.66$

$\rho_t \left[\frac{T}{m^3} \right]$: densidad del terreno = $2 \frac{T}{m^3} = 20 \text{ KN/m}^2$

$$q \left[\frac{kN}{m} \right] = K_0 \cdot \rho_t \left[\frac{KN}{m^2} \right] \cdot h_t[m]$$

$$q \left[\frac{kN}{m} \right] = 0.66 \cdot 20 \left[\frac{KN}{m^2} \right] \cdot 2[m] = 26.4 \frac{kN}{m}$$



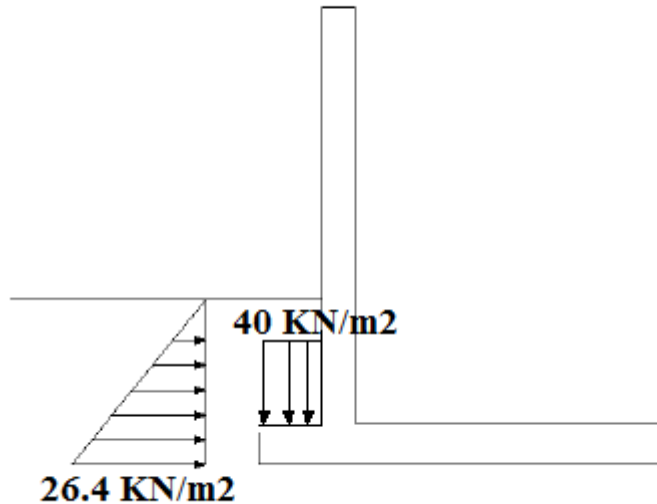
$$V = \frac{q \cdot h_t}{2}$$

$$M = \frac{q \cdot h_t^2}{6}$$



La losa tiene un vuelo sobre el muro de 1 m de longitud. En ese vuelo descansa el peso del terreno:

$$q = \gamma_t \cdot H_t = 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 2 \text{ m} = 40 \text{ kN/m}^2$$



4.1.1.3 Fluencia

Debido a que los muros son de hormigón armado, la fluencia no será significativa

4.1.2 Acciones Variables

4.1.2.1 Empuje de agua (A)

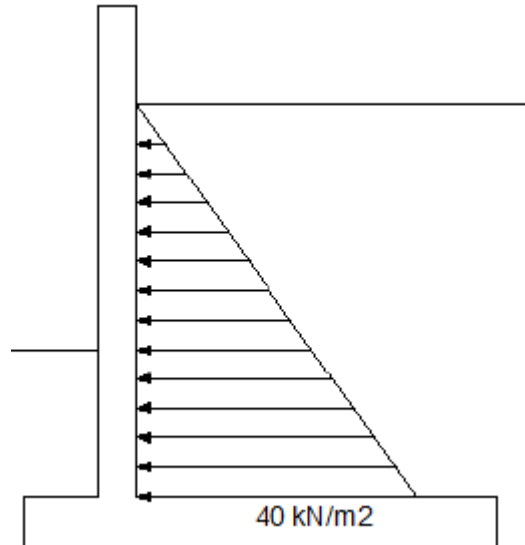
Se presentan en los muros en contacto con el agua. En este caso hablamos de una carga variable, la determinante en concreto, con un determinado valor característico, en función del valor característico de la altura del agua.

Su distribución es igual que la del caso del terreno, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- En vez de $h_t[m]$, usaremos $h_w[m]$: altura de agua.
- En vez de $\rho_t[m]$, usaremos $\rho_w[m]$: densidad del agua = $10 \frac{KN}{m^3}$.
- $K_0 = 1$, ya que $\varphi = 0^\circ$

$$q \left[\frac{kN}{m} \right] = K_0 \cdot \rho_t \left[\frac{KN}{m^2} \right] \cdot h_t[m]$$

$$q \left[\frac{kN}{m} \right] = 1 \cdot 10 \left[\frac{KN}{m^2} \right] \cdot 4[m] = 40 \text{ kN/m}^2$$

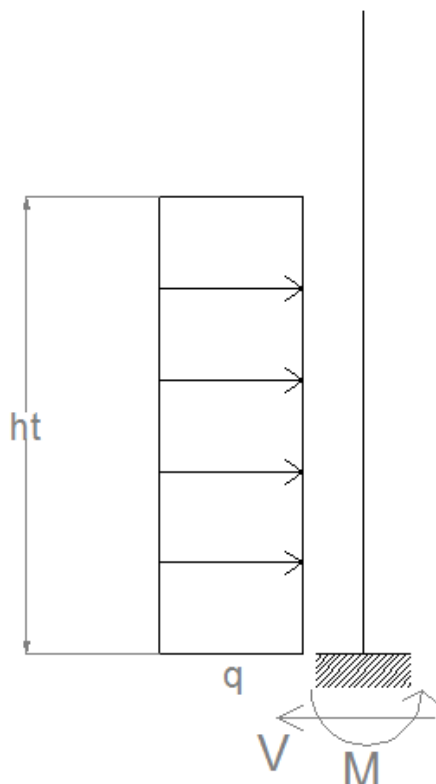


4.1.2.2 Sobrecarga de uso de tráfico (TR)

Se transmiten a través del terreno, por lo que se presentarán en los muros en contacto con el mismo. También se trata de una carga variable, con su correspondiente valor característico.

Se considerara una carga de tráfico en todo el alrededor del depósito de 1 t/m²:

$$q \left[\frac{kN}{m} \right] = 0.66 \cdot 10 \left[\frac{KN}{m^2} \right] = 6.6 \text{ KN/m}^2$$



$$V = p \cdot h_t$$
$$M = \frac{q \cdot h_t^2}{2}$$

4.1.2.3 Viento

Se determina la presión del viento contra las paredes del depósito según el CTE: Documento Básico SE-AE Seguridad Estructural. Acciones en la edificación:

La acción del viento puede expresarse como una fuerza perpendicular a la superficie expuesta con valor:

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

siendo:

$q_b \rightarrow$ la presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse 0,5 kN/m². Pueden obtenerse valores más precisos mediante el anejo D, en función del emplazamiento geográfico de la obra.

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2$$



Siendo $v=27$ m/s. $q_b = 0.5 \cdot 1.25 \cdot 27^2 = 0.455$ KN/m²

$c_e \rightarrow$ el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. Se determina de acuerdo con lo establecido en 3.3.3. En edificios urbanos de hasta 8 plantas puede tomarse un valor constante, independiente de la altura, de 2,0.

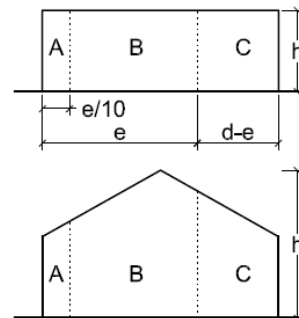


Tabla 3.4. Valores

Grado de aspereza del entorno	
I	Borde del mar o de un lago, con una super dirección del viento de al menos 5 km de longit
II	Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado c
III	Zona rural accidentada o llana con algunos c como árboles o construcciones pequeñas
IV	Zona urbana en general, industrial o forestal
V	Centro de negocio de grandes ciudades, con p en altura

Adoptamos $c_e = 2$

c_p → el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión. Su valor se establece en 3.3.4 y 3.3.5.



Ejemplos de alzados

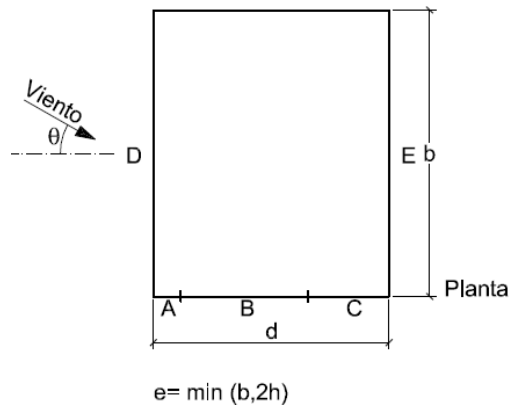
Siendo en nuestro caso:

$h=3$ m

$b=20$ m

$d= 14\text{m} + \text{dimensiones caseta}$

$A(\text{m}^2) > 10$ y $h/d < 0.25$



$$e = \min(b, 2h)$$

A (m ²)	h/d	Zona (según figura), -45°			
		A	B	C	D
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,
	1	"	"	"	"
	≤ 0,25	"	"	"	0,
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,
	1	"	"	"	"
	≤ 0,25	"	"	"	0,
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,
	1	"	"	"	"
	≤ 0,25	"	"	"	0,
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,
	1	"	"	"	"
	≤ 0,25	"	"	"	"



VIENTO A 0°:

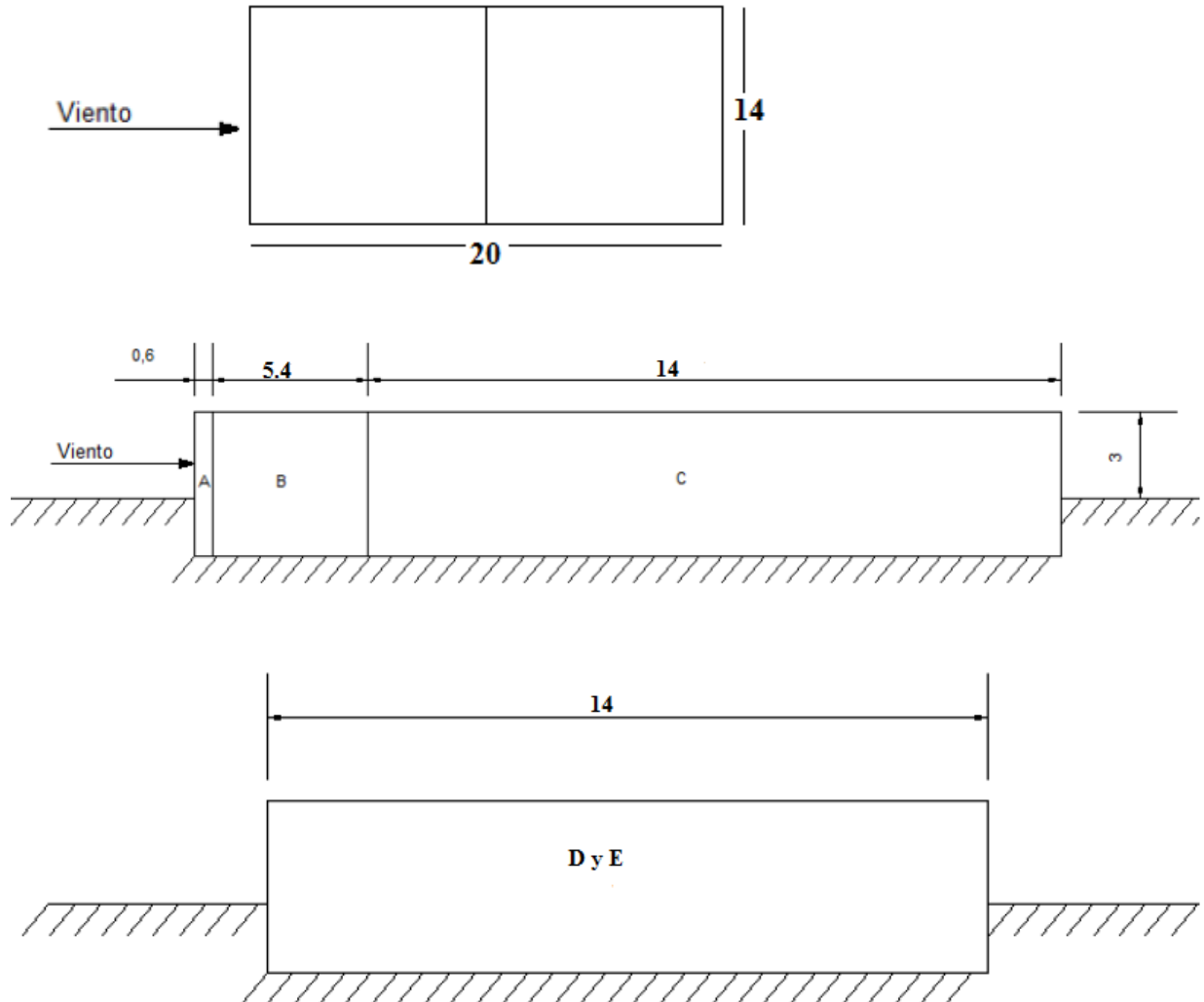
$$e = \min(b, 2h) = \min(20, 2 \cdot 3) = 6\text{m}$$

$$A = e/10 = 0.6\text{ m}$$

$$B = 6 - A = 5.4\text{ m}$$

$$C = d - e = 20 - 6 = 14$$

Las presiones para cada zona del depósito son:



La presión del viento q_e para viento a 0° es:

	A	B	C	D	E
C_p	-1.2	-0.8	-0.5	0.7	-0.3
Ancho (m)	0.6	5.4	14	14	14
$C_{p, med}$	-0.602			0.7	-0.3
$Q_e \text{ (KN/m}^2\text{)} = 0.455 \cdot 2 \cdot C_p$	-0.547			0.637	-0.273



VIENTO A 90°:

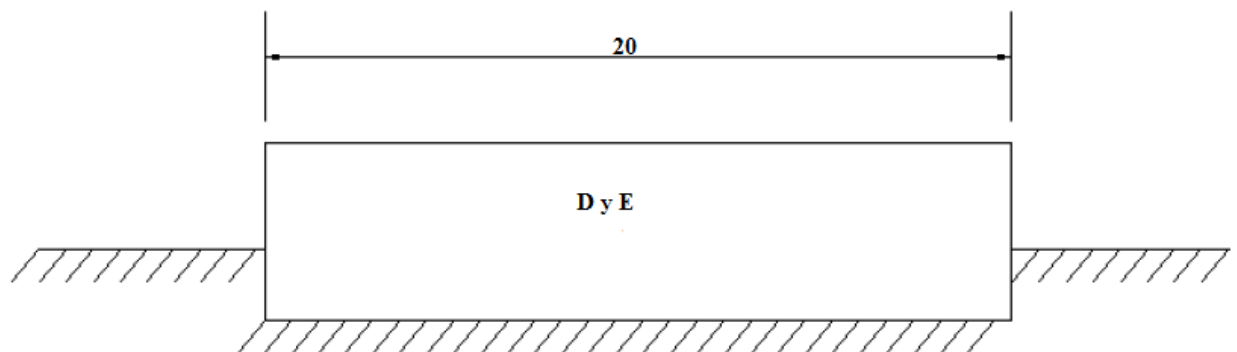
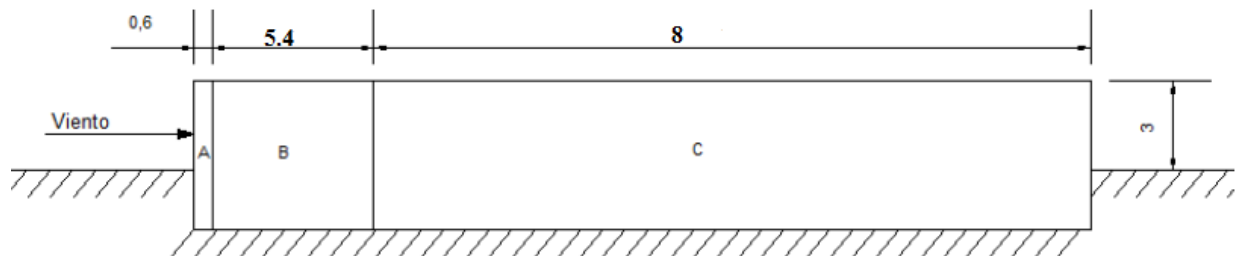
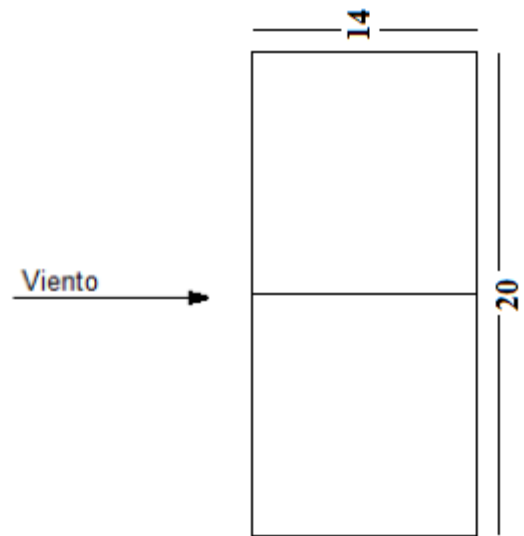
$$e = \min(b, 2h) = \min(14, 2 \cdot 3) = 6\text{ m}$$

$$A = e/10 = 0.6\text{ m}$$

$$B = 6 - A = 5.4\text{ m}$$

$$C = d - e = 14 - 6 = 8$$

Las presiones para cada zona del depósito
son:



La presión del viento q_e para viento a 90° es:

	A	B	C	D	E
C_p	-1.2	-0.8	-0.5	0.7	-0.3
Ancho (m)	0.6	5.4	8	20	20
$C_{p, med}$	-0.645			0.7	-0.3
$Q_e \text{ (KN/m}^2\text{)} = 0.455 \cdot 2 \cdot c_p$	-0.587			0.637	-0.273

Los vientos a 180° y 270° son idénticos a los de 0° y 90°, solo que cambiando la dirección. En su introducción para el cálculo, cada dirección se tratara como un caso de cargo nuevo, prestando atención en introducir correctamente la dirección.



4.1.3 Acciones Accidentales

4.1.3.1 Sísmica

La Norma NCSE-02 establece la clasificación de importancia especial de las construcciones como “aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos. En este grupo se incluyen, al menos, las siguientes construcciones:

- Las construcciones para instalaciones básicas de las poblaciones como depósitos de agua, gas, combustibles, estaciones de bombeo, redes de distribución, centrales eléctricas y centros de transformación.”

Por tanto, el deposito objeto del proyecto tiene la clasificación de importancia especial.

La aplicación de la Norma NCSE-02 es obligatoria en las construcciones excepto:

- “En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a $0,04\text{ g}$, siendo g la aceleración de la gravedad.”

La aceleración sísmica básica de cada municipio viene recogida en los anexos de la norma y para Fuenteheridos es de 0.06g . Por tanto, es obligatorio el estudio sísmico de la construcción.

A continuación se realizará el cálculo sísmico:

En el anejo 5 Geotecnia obtuvimos los valores de la aceleración básica (0.06) y del coeficiente de contribución $C = 1.3$

- Calculamos Aceleración sísmica de cálculo

$$a_c = S \rho a_b$$

Donde

$a_b = \text{aceleración básica} = 0.06$

$\rho = \text{coef. adimensional de riesgo. Para construcciones de importancia especial } \rho = 1,3$

C : Coeficiente del terreno. Según anejo Geotecnia, $C = 1.6$

Para cálculo valor S : Según tabla 2.1 de la NCSE02:

$$\rho a_b = 1,3 * 0.06 = 0.6 \text{ es } < 0.1 * g$$



S Coeficiente de amplificación del terreno. Toma el valor:

— Para $\rho \cdot a_b \leq 0,1g$

$$S = \frac{C}{1,25}$$

— Para $0,1g < \rho \cdot a_b < 0,4g$

$$S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

— Para $0,4g \leq \rho \cdot a_b$

$$S = 1,0$$

$$S = C/1.25 = 1.6/1.25 = 1.28$$

$$a_c = 1.28 * 1.3 * 0.06 = 0.0998 g$$

- Calculamos Espectro de respuesta elástica

La Norma NCSE 02 establece un espectro normalizado de respuesta elástica en la superficie del terreno, para aceleraciones horizontales, correspondientes a un oscilador lineal simple con un amortiguamiento de referencia del 5% respecto al crítico, definido por los siguientes valores:

$$\begin{array}{ll} \text{Si } T < T_A & \alpha(T) = 1 + 1,5 \cdot T/T_A \\ \text{Si } T_A \leq T \leq T_B & \alpha(T) = 2,5 \\ \text{Si } T > T_B & \alpha(T) = K \cdot C/T \end{array}$$

siendo:

$\alpha(T)$	Valor del espectro normalizado de respuesta elástica.
T	Período propio del oscilador en segundos.
K	Coeficiente de contribución, referido en 2.1.
C	Coeficiente del terreno, que tiene en cuenta las características geotécnicas del terreno de cimentación y se detalla en el apartado 2.4.

T_A , T_B Períodos característicos del espectro de respuesta, de valores:

$$T_A = K \cdot C/10$$

$$T_B = K \cdot C/2,5$$

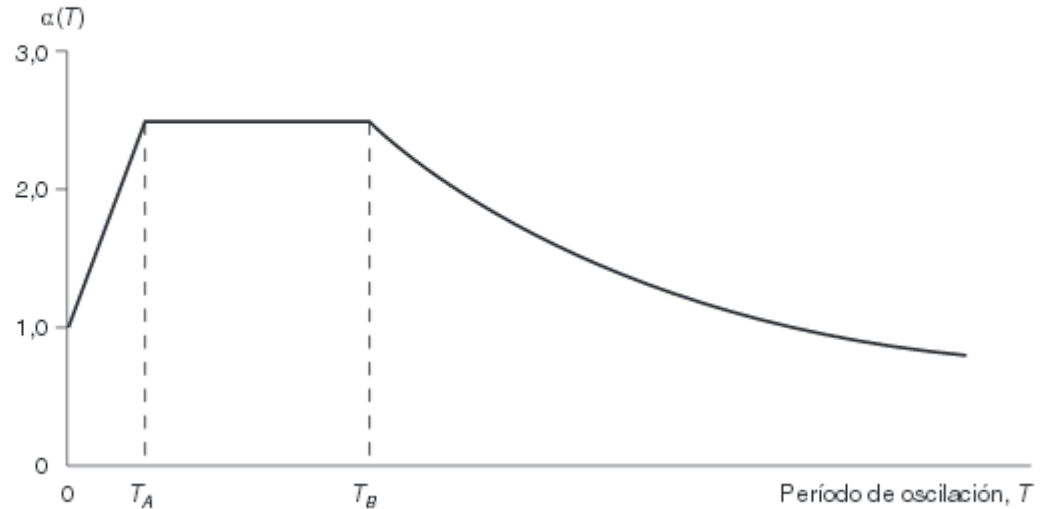


Figura 2.2. Espectro de respuesta elástica

Siendo:

$C = 1.6$

$K = 1.3$

$$T_A = 1.3 \cdot \frac{1.6}{10} = 0.208 \text{ s}$$

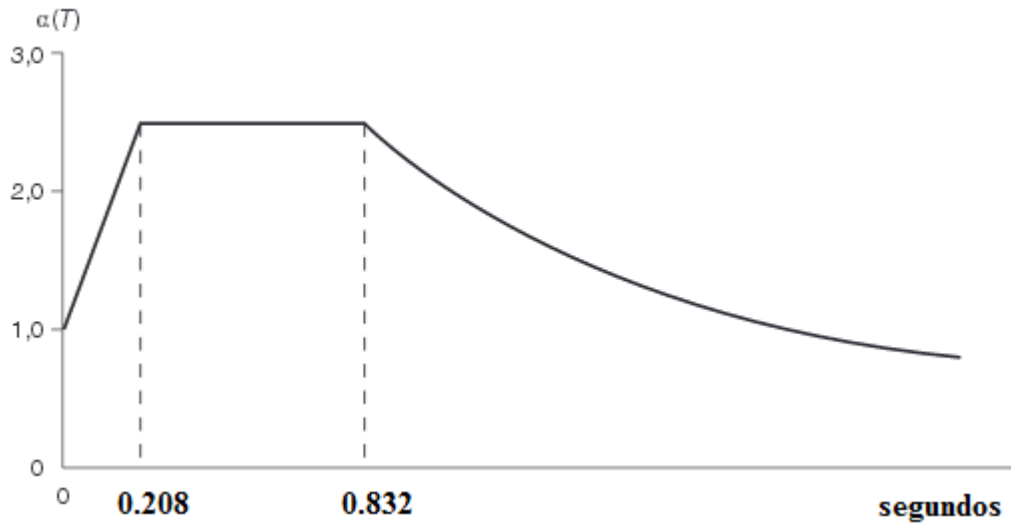
$$T_B = 1.3 \cdot \frac{1.6}{2.5} = 0.832 \text{ s}$$

El espectro elástico de respuesta se ha calculado para un amortiguamiento del 5% del crítico. En un principio, y dado a que no se ha podido establecer el amortiguamiento de la infraestructura mediante algún método, como por ejemplo, el método decremento logarítmico, mantenemos el amortiguamiento del 5% del crítico.

- Ductilidad

En principio se va a suponer la infraestructura sin capacidad de disipación de energía, esto es, sin ductilidad ($\mu = 1$).

- Representación este espectro de respuesta elástica



4.2. HIPÓTESIS DE CARGA EN LOSA

Las cargas que actuarán sobre la losa de cimentación se muestran a continuación:

4.2.1 Acciones Permanentes

4.2.1.1 Peso propio

Se presentan en toda la losa, por lo que se trata de una carga permanente. Correspondiente a un peso específico del hormigón armado de 25 kN/m³.

4.2.1.2 Fluencia

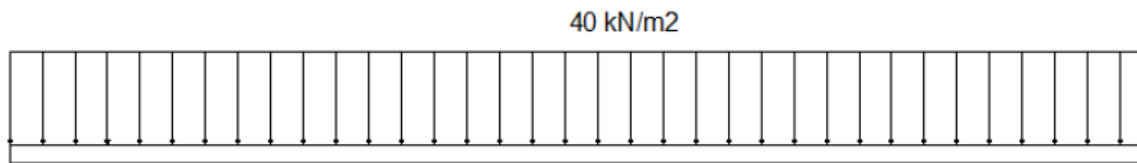
Debido a que la losa es de hormigón armado, la fluencia no será significativa

4.2.2 Acciones Variables

4.2.2.1 Empuje de agua (A)

Se presentan en la losa en contacto con el agua. En este caso hablamos de una carga variable, la determinante en concreto, con un determinado valor característico, en función del valor característico de la altura del agua. Suponemos cuando el deposito esta lleno:

$$q \left[\frac{kN}{m} \right] = \rho_t \left[\frac{KN}{m^2} \right] \cdot h_t[m]$$
$$q \left[\frac{kN}{m} \right] = 10 \left[\frac{KN}{m^2} \right] \cdot 4[m] = 40 \text{ KN/m}^2$$



4.2.2.2 Subpresión del agua

Empuje del agua que hace que un cuerpo flote al estar sumergido en el agua. En este caso el nivel freático siempre queda por debajo del depósito, por lo que no se tiene en cuenta

4.2.3 Acciones Accidentales

4.2.3.1 Sísmica

Ya visto anteriormente

4.3. HIPÓTESIS DE CARGA EN CUBIERTA

Las cargas que actuarán sobre la cubiertan se muestran a continuación:

4.3.1 Acciones Permanentes

4.3.1.1 Peso propio

Peso propio de cubierta:

- alveoplaca de 0.15 m de espesor: 2.46 kN/m²

- 5 cm de capa de compresión: 0.05 x 25 KN/m³= 1.25 kN/m²

Total = 2.76 + 1.25 = 3.82 kN/m²

4.3.1.2 Pretensado de la cubierta

La cubierta está formada por placas alveolares prefabricadas pretensadas, por lo que la acción del pretensado se realizara según la EHE.

4.3.2 Acciones Variables

4.3.2.1 Sobrecarga de uso

Se determina sobrecarga de uso en la cubierta del depósito según el CTE:



Documento Básico SE-AE Seguridad Estructural. Acciones en la edificación.

Categoría F: cubiertas transitables accesible solo privadamente → carga uniforme:
1kN/m²

4.3.2.2 Nieve

Se determina la carga de nieve a aplicar en la cubierta del depósito según el CTE:
Documento Básico SE-AE Seguridad Estructural. Acciones en la edificación

Tabla 3.8 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas

Capital	Altitud m	s _k kN/m ²	Capital	Altitud m	s _k kN/m ²	Capital	Altitud m	s _k kN/m ²
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebas-	0	0,3
Ávila	1.130	1,0	Jaén	570	0,4	tián/Donostia	0	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Santander	1.000	0,7
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	150	0,5	Segovia	10	0,2
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Logroño	380	0,6	Sevilla	1.090	0,9
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Soria	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tarragona	0	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Tenerife	950	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Teruel	550	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Orense / Ourense	130	0,4	Toledo	0	0,2
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valencia/València	690	0,4
Coruña / A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Valladolid	520	0,7
Cuenca	1.010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Vitoria / Gasteiz	650	0,4
Gerona / Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zamora	210	0,5
Granada	690	0,5	Pamplona/Iruña	450	0,7	Zaragoza	0	0,2
						Ceuta y Melilla		

Huelva → 0.2 KN/m²

5. COMBINACION DE ACCIONES

Estos valores serán combinados conforme a la EHE-08 de la siguiente manera:

Para Estados Límite Últimos (ELU) el valor más desfavorable de combinar:

- Las cargas permanentes (persistentes) afectadas por el coeficiente 1.35 si es desfavorable y 1 si es favorable.
- La carga variable (persistente) determinante con 1.5 en caso desfavorable y 0 en caso favorable.
- El resto de las cargas variables, concomitantes, de la misma forma, pero afectadas además por un coeficiente de combinación, que en nuestro caso será 0.7.

Para Estados Límite de Servicio (ELS), el valor más desfavorable de combinar:

- Las cargas permanentes (persistentes) afectadas por el coeficiente 1



- La carga variable (persistente) determinante con 1 en caso desfavorable y 0 en caso favorable.
- El resto de las cargas variables, concomitantes, de la misma forma, pero afectadas además por un coeficiente de combinación, que en nuestro caso será 0.7.

ELU

Nº	Hipotesis	Elementos	PP	CM	Et	T	Ew	SCU	Viento	Nieve	Sismo
1	Deposito vacio	Muros perimetrales y losa	1.35	1.35	1,35	1,5		1,5	0	1,5	1,5
2	Dos vasos llenos	Muro divisorio y losa	1.35	1.35			1,5	1,5			1,5
3	Un vaso lleno, otro vacio	Muro divisorio y losa	1.35	1.35			1,5	1,5			1,5
4	Sismo	Todos muros y losa	1	1	1	1	1	1	0	1	1

ELS

Nº	Hipotesis	Elementos	PP	CM	Et	T	Ew	SCU	Viento	Nieve
5	Dos vasos llenos	Muro divisorio y losa	1	1			1	1		1
6	Deposito vacio	Muros perimetrales y losa	1	1	1	1		1	0	1
7	Un vaso lleno, otro vacio	Muro divisorio y losa	1	1			1	1		1

6. MODELO DE CÁLCULO

Para el cálculo de los esfuerzos en la losa y muros se empleara un programa de elementos finitos, SAP2000. Los pórticos, formado por los pilares y vigas donde se apoya la cubierta, se calcularan con el programa CYPE

Para el dimensionamiento y comprobación de las secciones se empleara el Prontuario informático del Hormigón EHE-08, y hojas de cálculo propios.

Como criterio común a todos los cálculos realizados, según el estado límite objeto de comprobación se han tenido en cuenta las siguientes consideraciones:



o **Estados límite últimos:** Se ha tomado el nivel de agua máximo que permitía la geometría del depósito, despreciándose la acción del empuje al reposo en caso de ser favorable.

o **Estados límite de servicio (figuración):** Se ha tomado el nivel de agua máximo que permitía la geometría del depósito. Asimismo, dado que la figuración resulta ser en estos casos muy limitante, al tratarse de un ambiente agresivo, se ha tenido en cuenta el efecto favorable del empuje del terreno.

o **Estados límite de servicio (cimentación):** Se ha tenido en cuenta los movimientos excesivos de la cimentación, que puedan ocasionar esfuerzos y deformaciones anormales en el resto de la estructura. Para ello se ha diseñado la estructura en base a las limitaciones de las distorsiones angulares y horizontales según las tablas 2.2. y 2.3 del Documento Básico SE-C Cimientos del Código Técnico de la Edificación. Además de utilizar los módulos de balasto del estudio geotécnico y limitaciones de los asientos estimados de las zapatas aisladas y de las losas de cimentación.

Tabla 2.2. Valores límite basados en la distorsión angular

Tipo de estructura	Límite
Estructuras isostáticas y muros de contención	1/300
Estructuras reticuladas con tabiquería de separación	1/500
Estructuras de paneles prefabricados	1/700
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia arriba	1/1000
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia abajo	1/2000

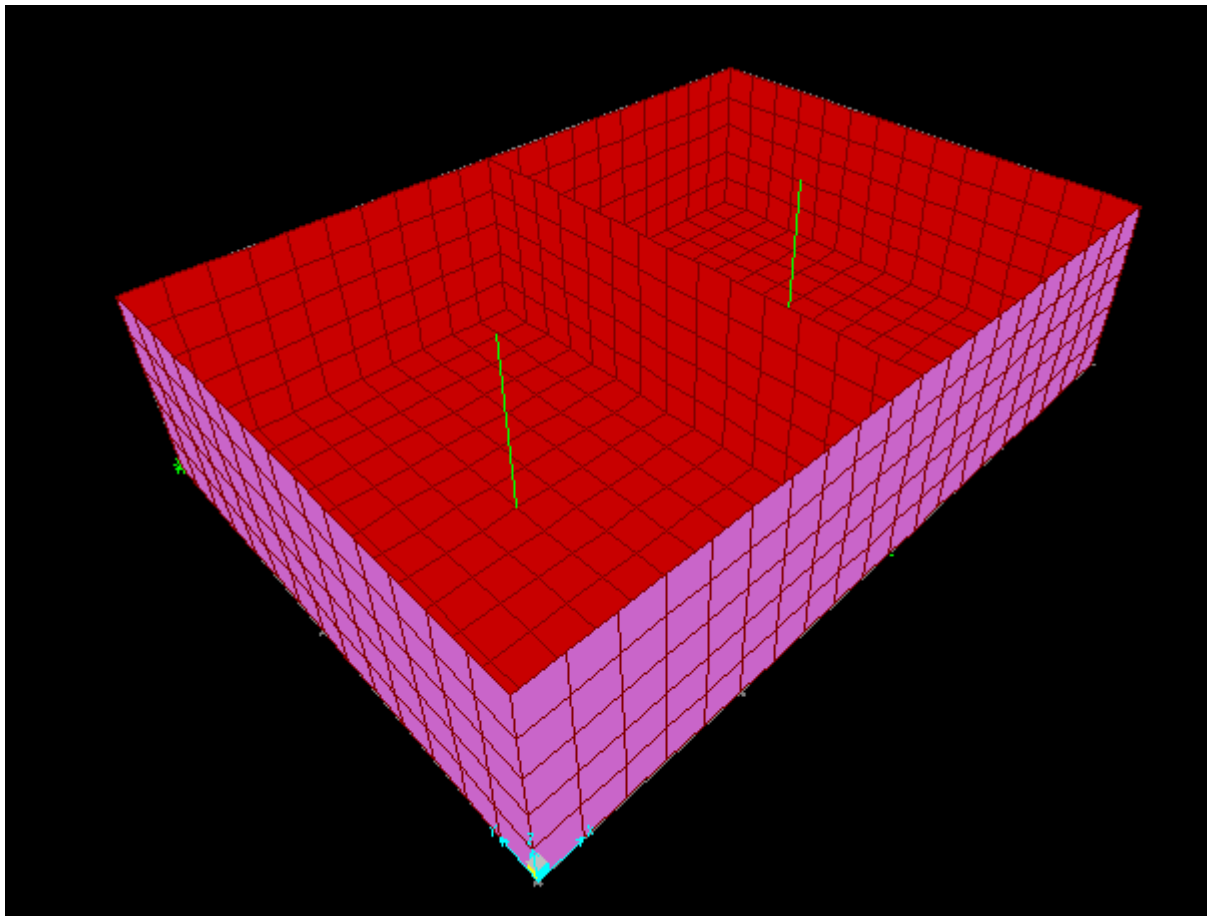
Tabla 2.3. Valores límite basados en la distorsión horizontal

Tipo de estructura	Límite
Muros de carga	1/2000

7. CALCULO CON SAP2000

Analizamos mediante SAP2000 dos modelos, según la división realizada con las juntas. De este modo tenemos un modelo para las esquinas y un modelo para la parte central.

Para el cálculo de los esfuerzos se dividirá la estructura según las juntas de dilatación, de modo que se estudiara las dos partes más representativas de la estructura: la esquina y la parte central que contiene en muro divisorio.



Añadimos Peso propio de estructura. Las definimos con la orden:

MENÚ SUPERIOR → Define → Load Patterns

Las cargas serán:

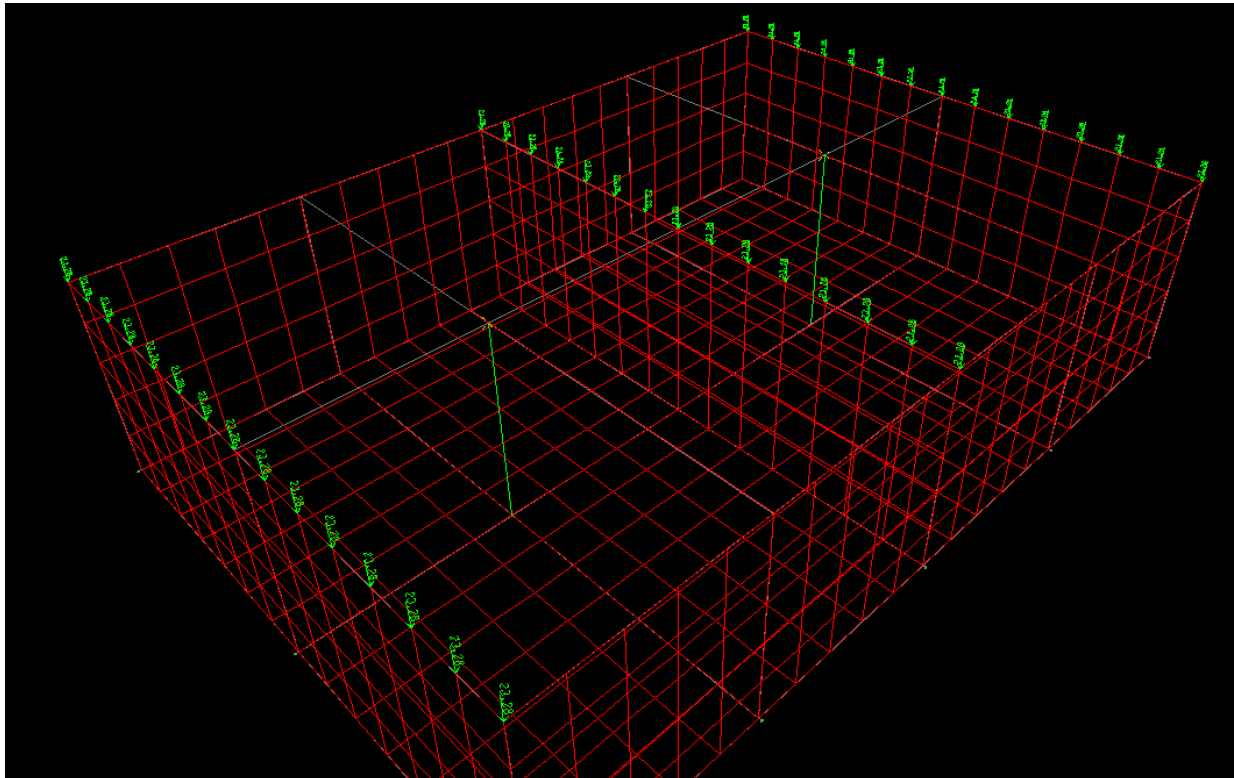


- Carga muerta:

Al ser los forjados unidireccionales, las cargas se transmiten básicamente a uno de los lados, esto es en las vigas y muros paralelas a estas:

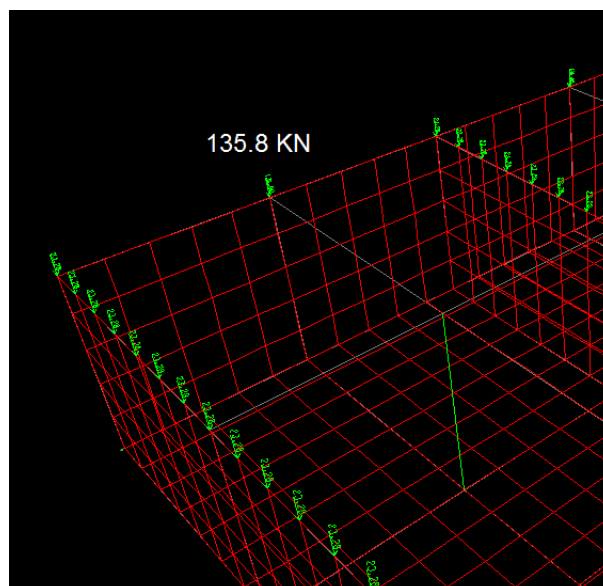
- CARGA CUBIERTA: **4.05 kN/m²** + PESO PROPIO ALVEOPLACAS: **3.82 kN/m²**
= 7.76 kN/m²

Por tanto, el muro se lleva: **7.76 kN/m² x (2,5 + 0.5)m = 23.28 kN/m**



- Carga de la viga en muro:

$$Q = 7.76 \text{ kN/m}^2 \times 5\text{m} \times 3.5\text{m} = 135.8 \text{ KN (puntual en muro)}$$



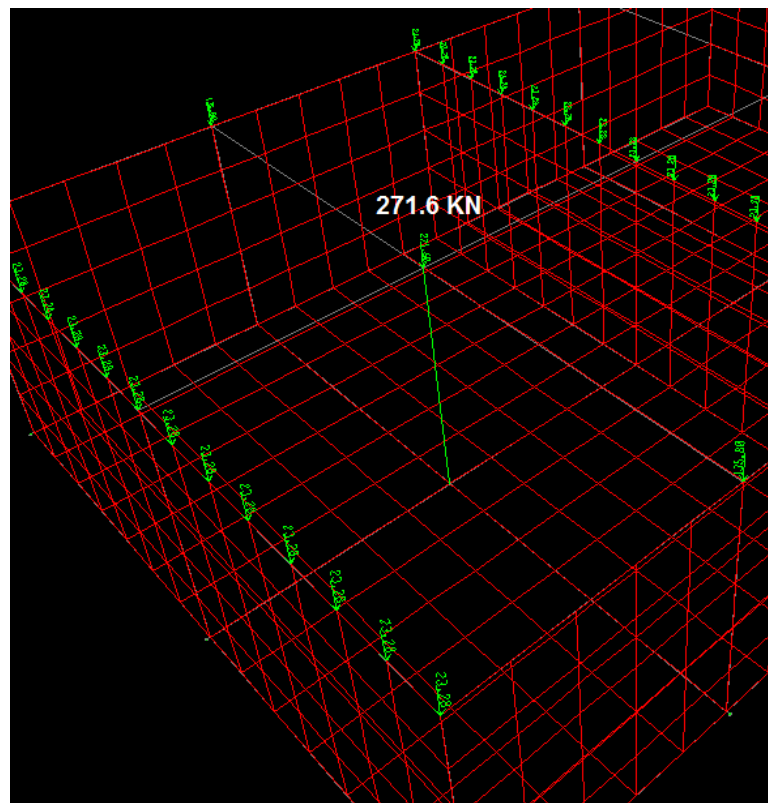
- Carga del pilar:

Peso que va al pilar: El pilar transfiere a la losa las cargas de la cubierta, que son carga muerta (placa alveolar y capa de compresión), sobrecarga de uso y nieve.

Dado que la carga más importante es la debida a la carga muerta, se incluirá en esta hipótesis la reacción obtenida del cálculo del pórtico.

Esta reacción incluye el peso del pilar, así que la carga a aplicar en la cabeza del pilar será:

$$Q = 7.76 \text{ kN/m}^2 \times 5\text{m} \times 7\text{m} = 271.6 \text{ KN (puntual en pilar)}$$



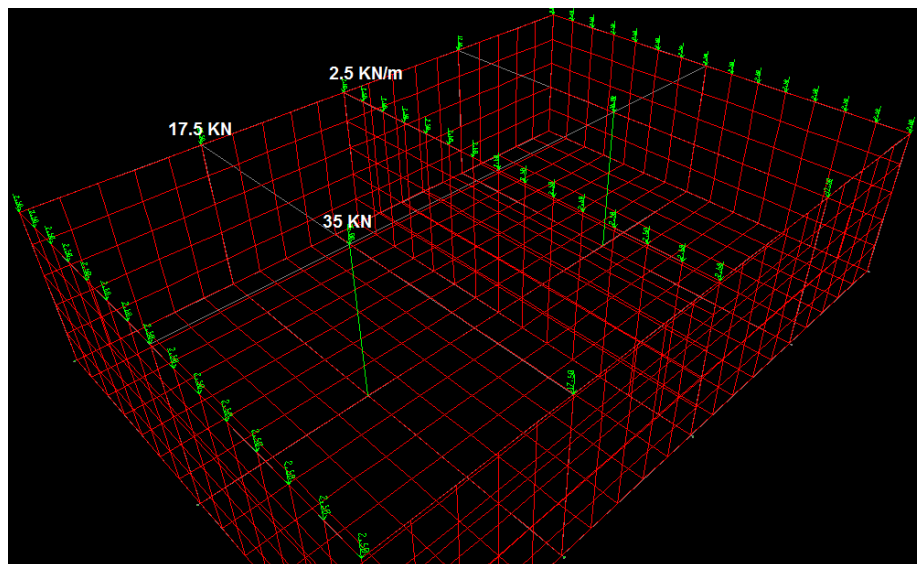


- Sobrecarga de uso: 1 kN/m²

En muro: $1 \text{ kN/m}^2 \times 2.5 = 2.5 \text{ kN/m}$

En pilar: $1 \text{ kN/m}^2 \times 35 = 35 \text{ kN}$

En viga apoyada en muro: $1 \text{ kN/m}^2 \times 17.5 = 17.5 \text{ kN}$

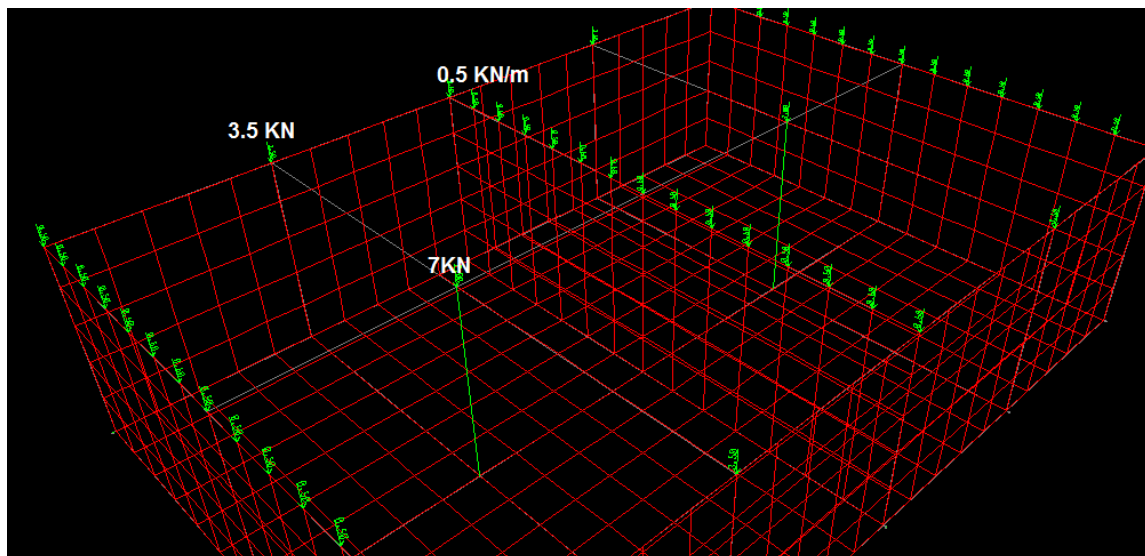


- Carga de nieve: 0.2 kN/m²

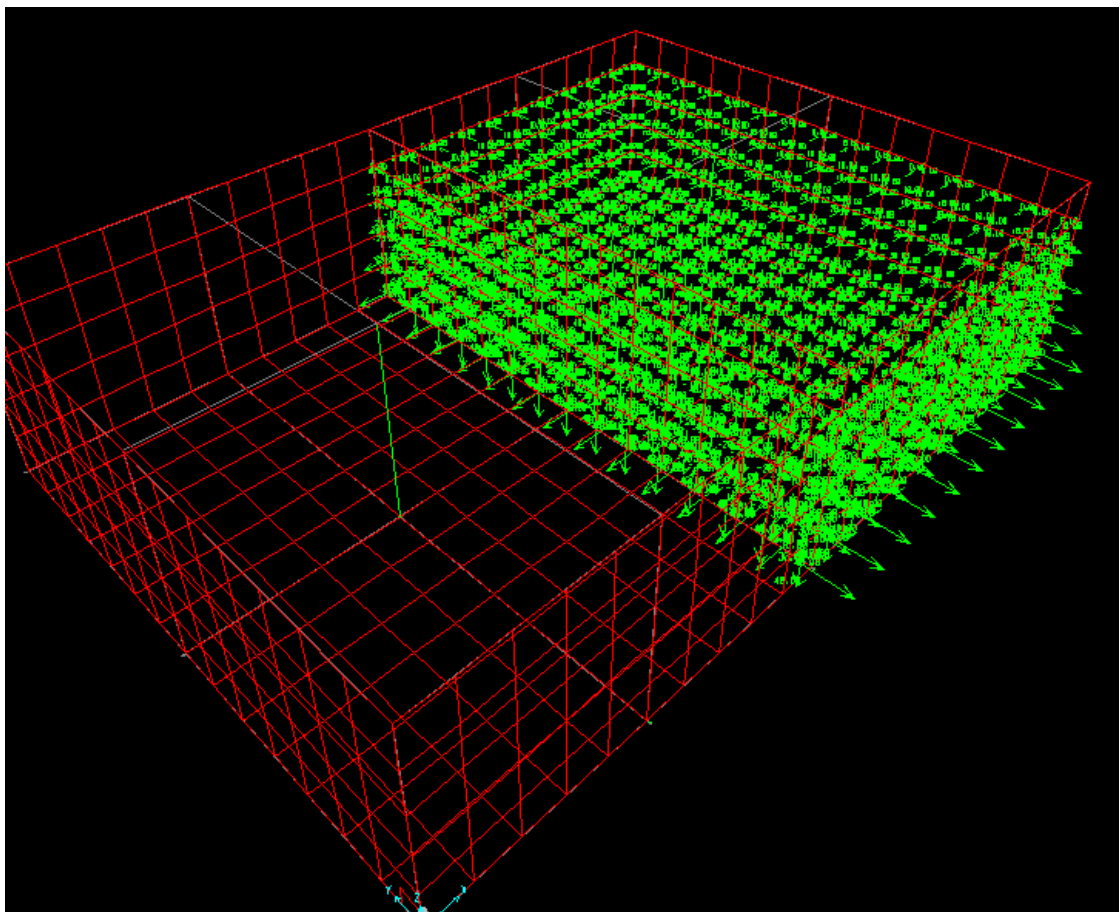
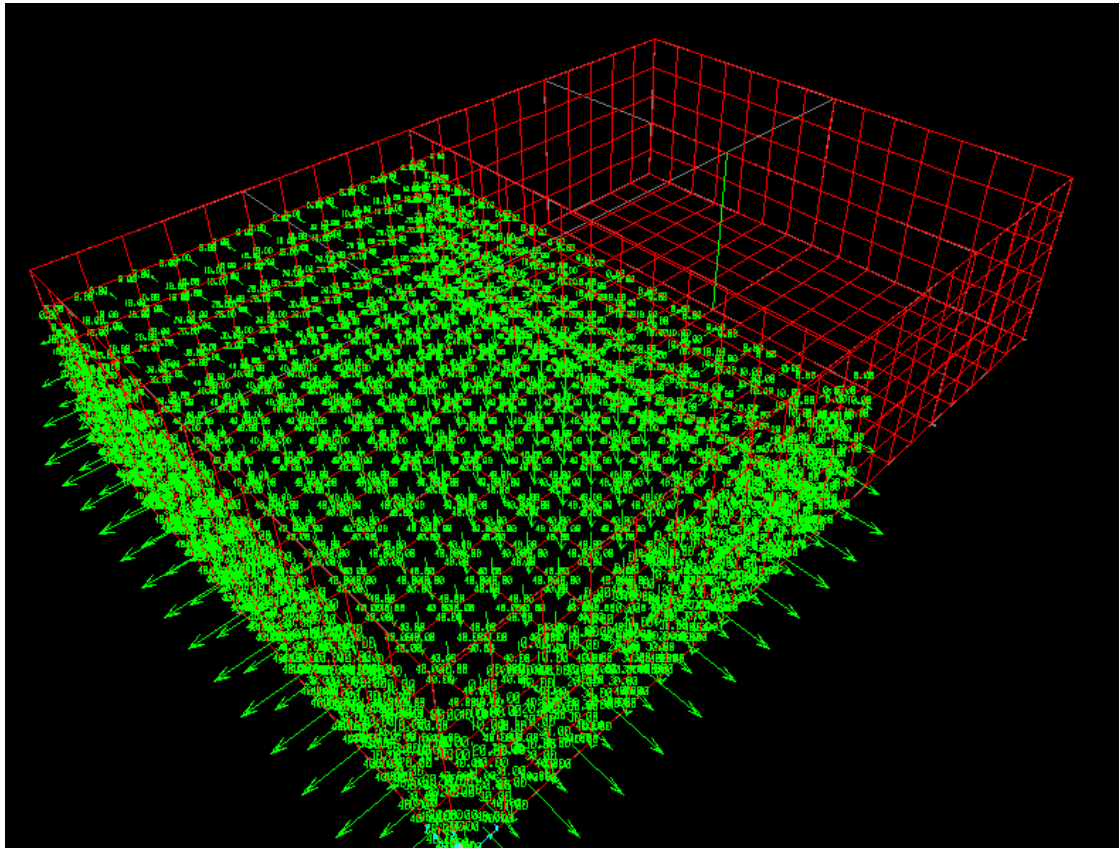
En muro: $0.2 \text{ kN/m}^2 \times 2.5 = 0.5 \text{ kN/m}$

En pilar: $0.2 \text{ kN/m}^2 \times 35 = 7 \text{ kN/m}$

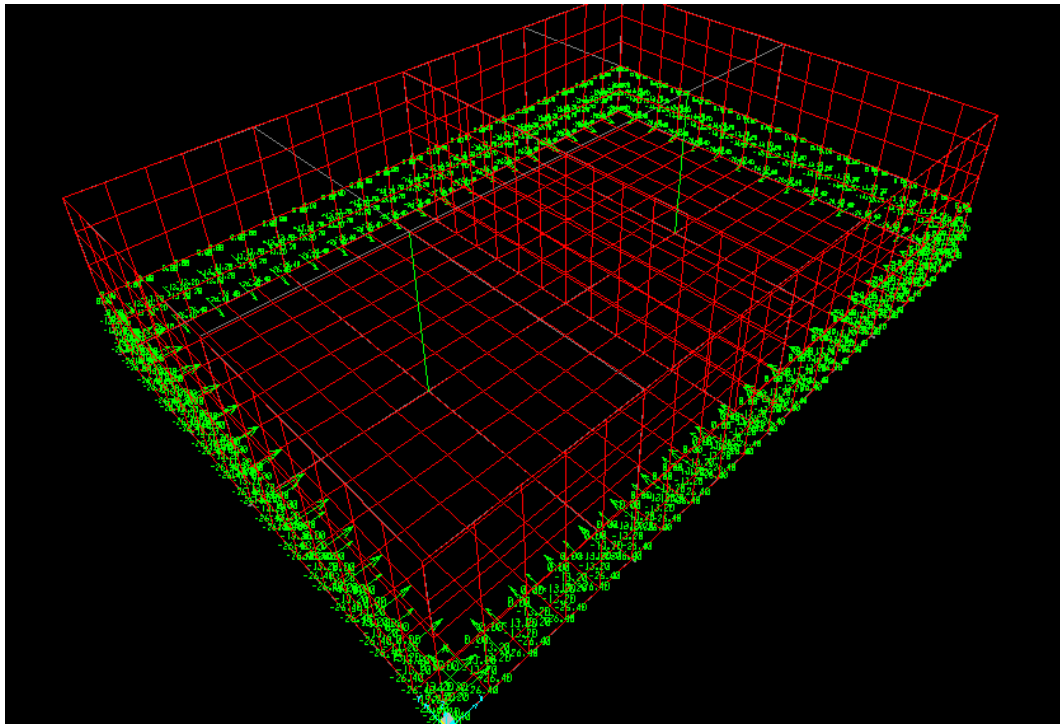
En viga apoyada en muro: $0.2 \text{ kN/m}^2 \times 17.5 = 3.5 \text{ kN}$



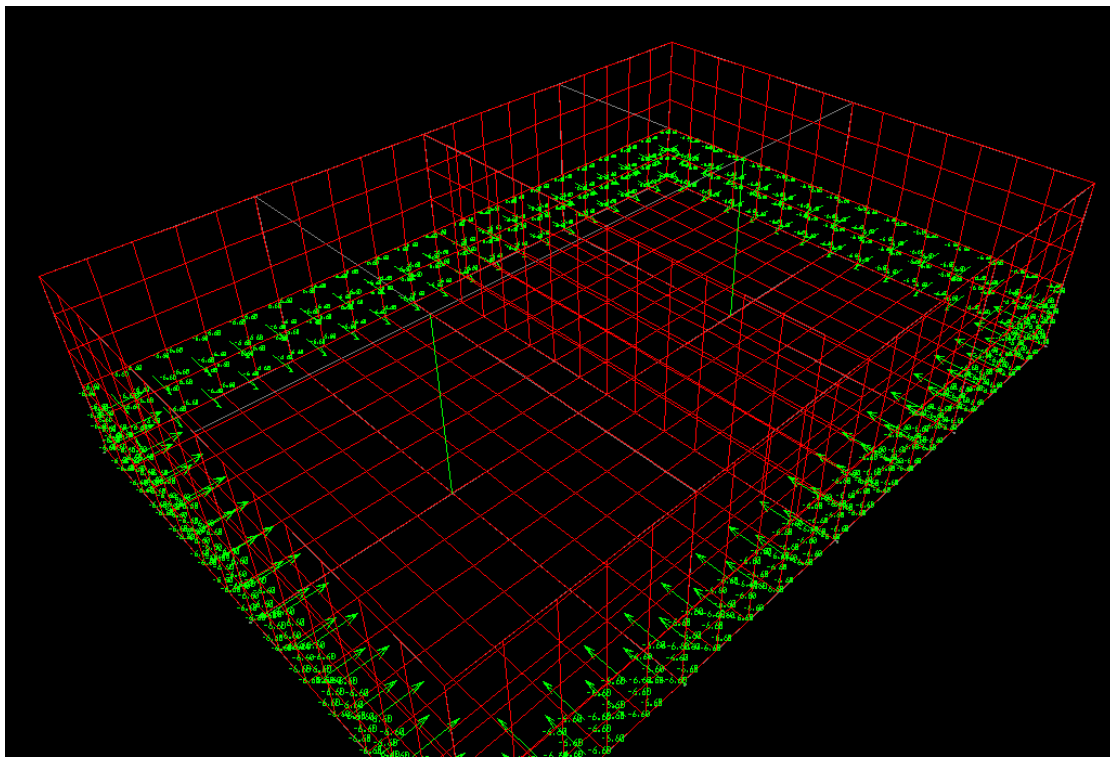
- Empuje del agua E_w :



- Empuje del terreno Et:



- Trafico:

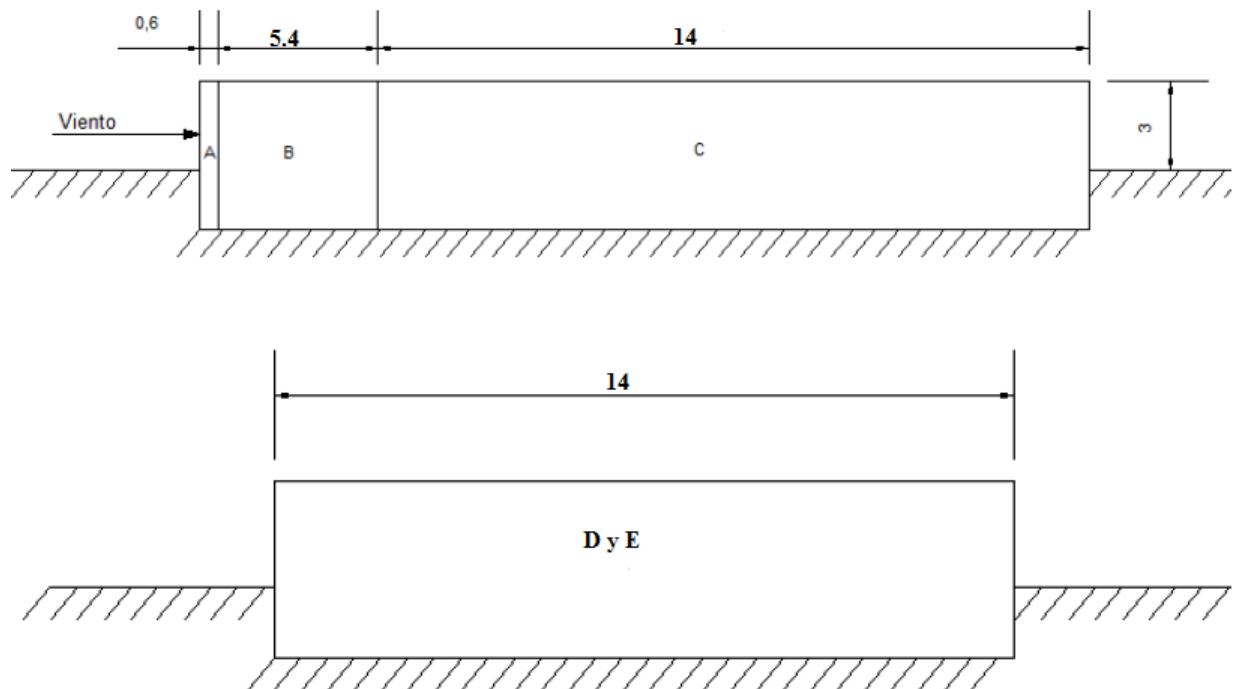


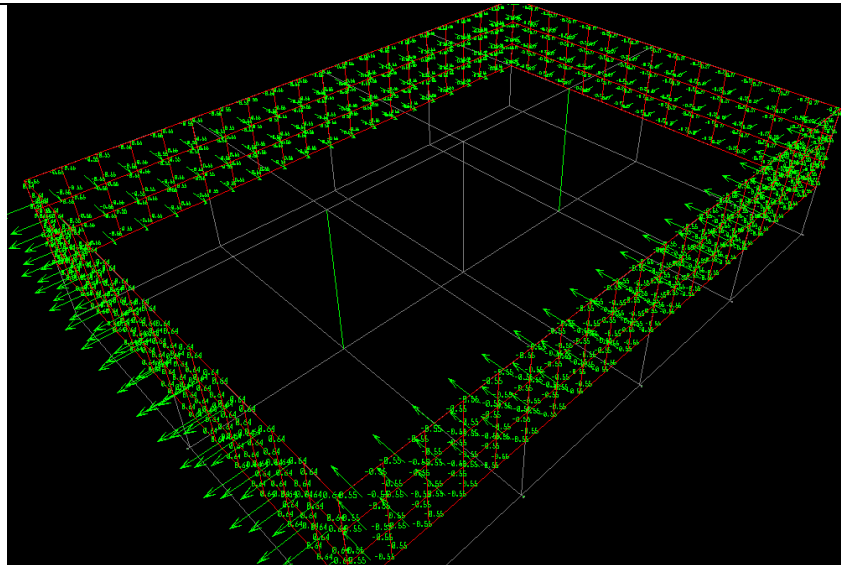


- Viento a 0°:

La presión del viento qe para viento a 0° es:

	A	B	C	D	E
Cp	-1.2	-0.8	-0.5	0.7	-0.3
Ancho (m)	0.6	5.4	14	14	14
Cp, med	-0.602			0.7	-0.3
Qe (KN/m2) = 0.455*2* cp	-0.547			0.637	-0.273

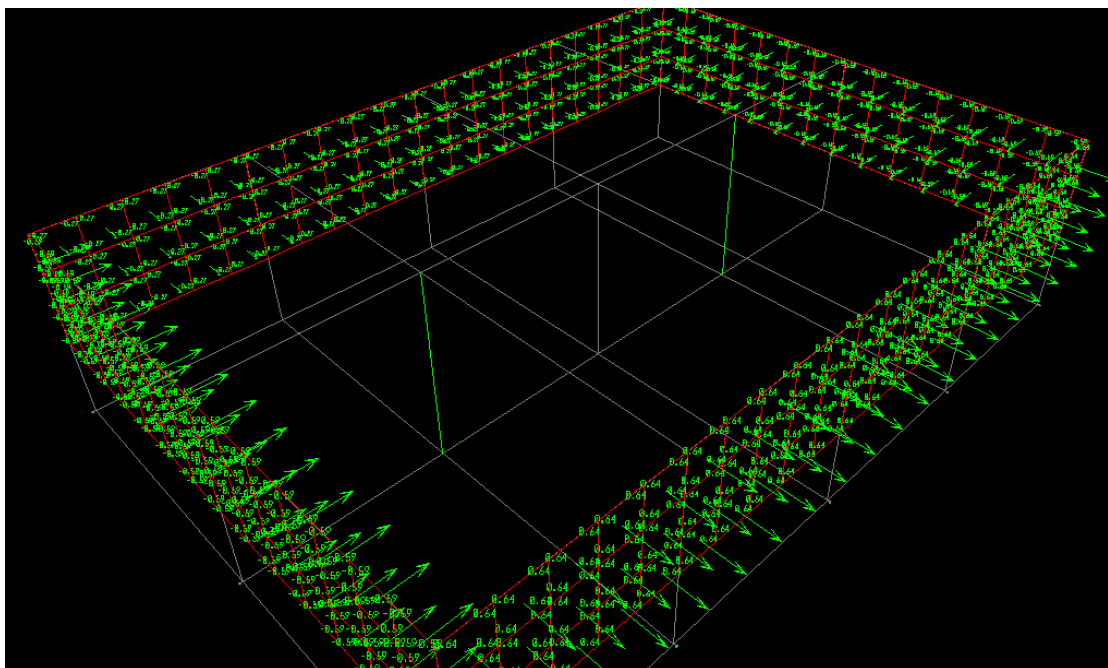




- Viento a 90°:

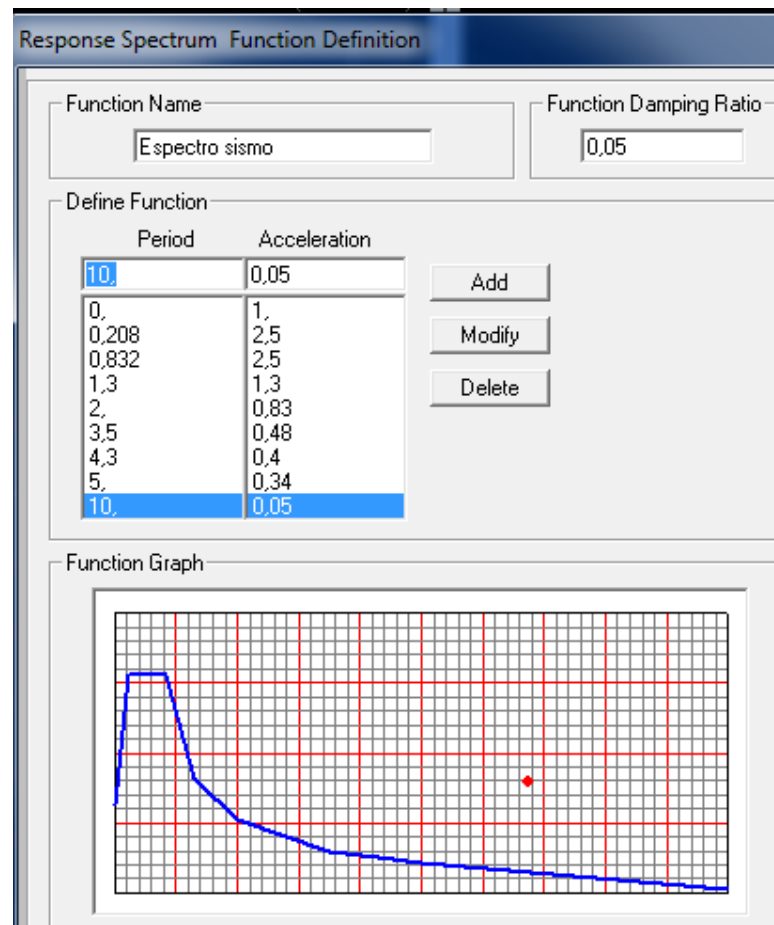
La presión del viento q_e para viento a 90° es:

	A	B	C	D	E
C_p	-1.2	-0.8	-0.5	0.7	-0.3
Ancho (m)	0.6	5.4	8	20	20
$C_{p, med}$	-0.645			0.7	-0.3
$Q_e \text{ (KN/m}^2\text{)} = 0.455 \cdot 2 \cdot c_p$	-0.587			0.637	-0.273



- Acción sísmica

Introducimos el espectro de frecuencia obtenido anteriormente:



- Condiciones de contorno

El deposito se encuentra enterrado una profundidad de dos metros, se encuentra encajado en el terreno, por lo que se considera que los desplazamientos en el plano (x,y) de la losa son nulos.



- Modulo de balasto

Introducimos en la losa el módulo de balasto, obtenido del Anejo N°5 Geotecnia, que se asemeja a incorporar en todos los nodos de esta un muelle de valor 899.2 kN/m³

Assign Springs To Area Object Face

Spring Type

- ☒ Simple
- Spring Stiffness per Unit Area: 899.2
- Simple Spring Resists: Compression Only
- ☐ Link Property

Spring Location

Area Object Face: Bottom

Spring Tension Direction

- ☒ Parallel to Area Object Local Axis: 3
- ☐ Normal To Specified Area Object Face
- ☐ User Specified Direction Vector
- Coordinate System
- Global X Component
- Global Y Component
- Global Z Component

Positive Local 2-Axis Orientation

Link Local 2-Axis Angle From Default Orientation: 0.

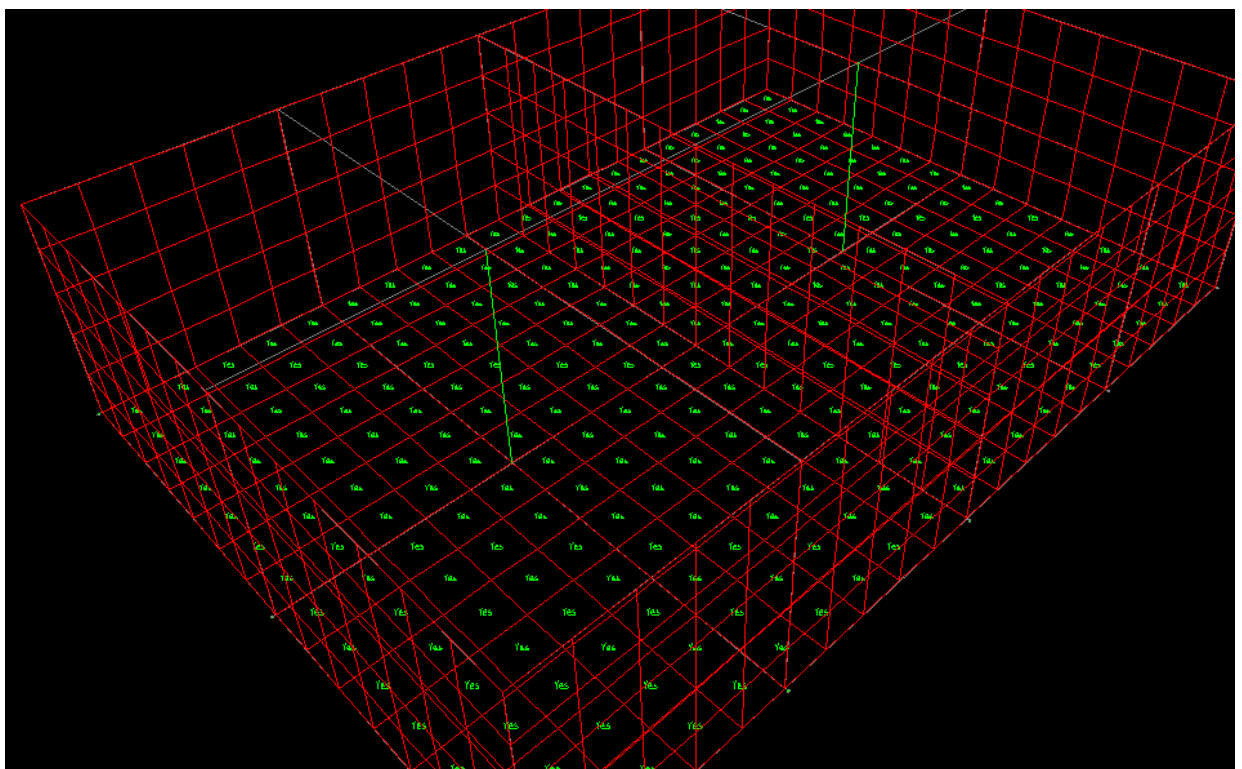
Options

- ☐ Add to Existing Springs
- ☒ Replace Existing Springs
- ☐ Delete Existing Springs

KN, m, C

OK

Cancel





COMBINACIONES

Realizamos las combinaciones enunciadas anteriormente y estudiamos la envolvente tanto para los casos de estado límite ultimo como para los de servicios. Con los esfuerzos obtenidos de la envolvente se realizara el dimensionamiento de muros y losa.

7.1. CUANTIA GEOMETRICA MINIMA

La normativa española establece unas cuantías geométricas mínimas por el artículo 42.3 de la EHE 08, referidas a la sección total de hormigón:

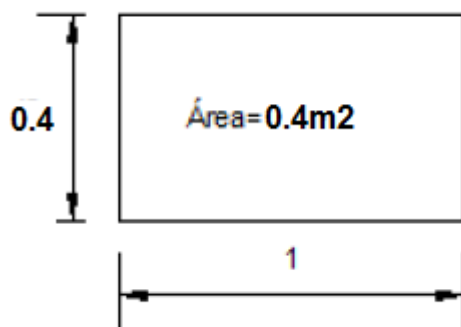
Cuantías EHE 08 en tanto por mil			
Tipo de elemento estructural		B-400-S	B-500-S
Pilares		4,0	4,0
Losas		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios	0,7	0,6
Vigas		3,3	2,8
Muros	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

7.1.1 En Losas

Tendremos en cuenta una cuantía de $1.8/1000=0.0018$

Según EHE: *Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.*

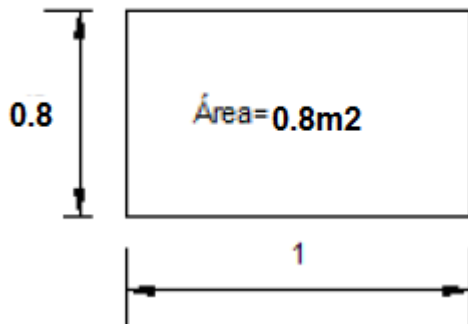
Cuando el espesor es 0.4 en la losa:



Es decir 0.0009 cada lado = 9‰ ($9 \times 0.4 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$) $\rightarrow 2\text{Ø}16$



Cuando el espesor es 0.8m en la losa:



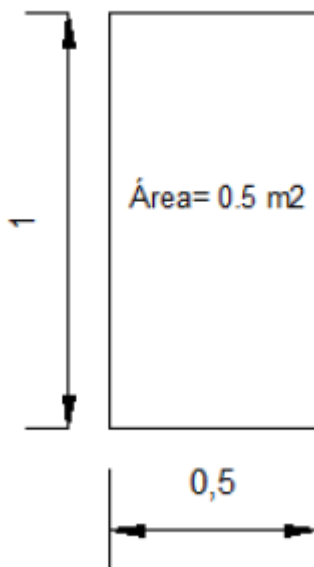
Es decir 0.0009 cada lado = 9‰ ($9 \times 0.8 = 7.2\text{cm}^2/\text{m}$) $\rightarrow 4\text{Ø}16$

Dejaremos una losa mínima de $4\text{Ø}16$ para cada m en ambas direcciones

7.1.2 En Muros

Tendremos en cuenta una cuantía de $0.9/1000 = 0.0009$ en armadura vertical y $3.2/1000 = 0.0032$ en armadura horizontal

Según EHE: La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras.



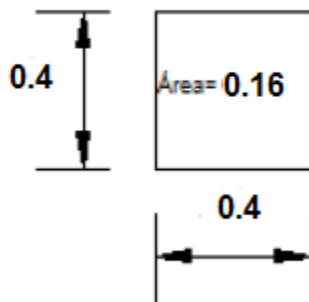
Es decir:

$0.0009/2$ en armadura vertical = 4.5‰ en la cara de tracción ($4.5 \times 0.5 = 2.25\text{cm}^2/\text{m}$) $\rightarrow 3\text{Ø}16$

$0.0032/2$ en armadura horizontal = 18‰ en la cara de tracción ($18 \times 0.5 = 9\text{cm}^2/\text{m}$) $\rightarrow 5\text{Ø}16$



7.1.3 En Pilares



Armadura 4‰₀₀ → 0.16*0.004 (4*0.16=6.4cm²) → 4 Ø16

7.2. CUANTIA MECANICA MINIMA

Para secciones armadas sometidas a flexión simple cuando la resistencia del hormigón es inferior a 50 N/mm², la expresión del articulado proporciona la siguiente formula simplificada:

$$A_s \geq 0.04 A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

- Para losa:

Area: 0.4 m²

$$A_s > 0.04 * 0.4 * \left(\frac{35}{1.5}\right) / \left(\frac{500}{1.15}\right) = 0.00085 \text{ m}^2 = 8.59 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{Ø}16$$

- Para muros:

Area: 0.5 m²

$$A_s > 0.04 * 0.5 * \left(\frac{35}{1.5}\right) / \left(\frac{500}{1.15}\right) = 10.73 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{Ø}16$$

- Para pilares:

Area: 0.16 m²

$$A_s > 0.04 * 0.16 * \left(\frac{35}{1.5}\right) / \left(\frac{500}{1.15}\right) = 3.43 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{Ø}16$$

7.3. CUANTIA MINIMA

Elegiremos la mayor cuantía de las dos anteriores, para que cumplan ambas:

- Para losa: 5Ø16

1/4= 0.25 metros de separación

Ø16 @25 de armado base de losas

- Para muros: 6Ø16

1/5 = 0.20 metros de separación

Ø16 @20 de armado base de muros

- Para pilares: **4 Ø16**



7.4. CALCULO ESFUERZOS PARA REFUERZO DE ARMADURA

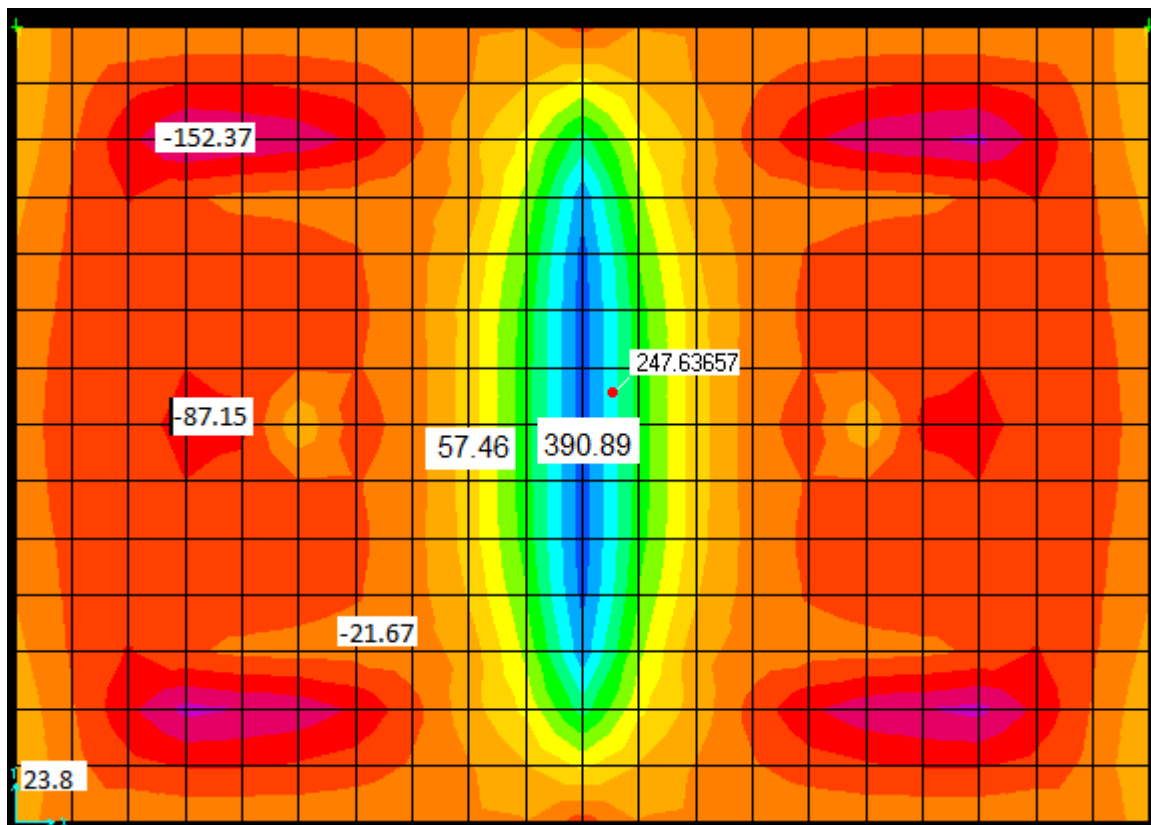
7.4.1 Esfuerzos ELU

Sombreamos los mayores esfuerzos positivos y negativos, que lo estudiaremos a continuación:

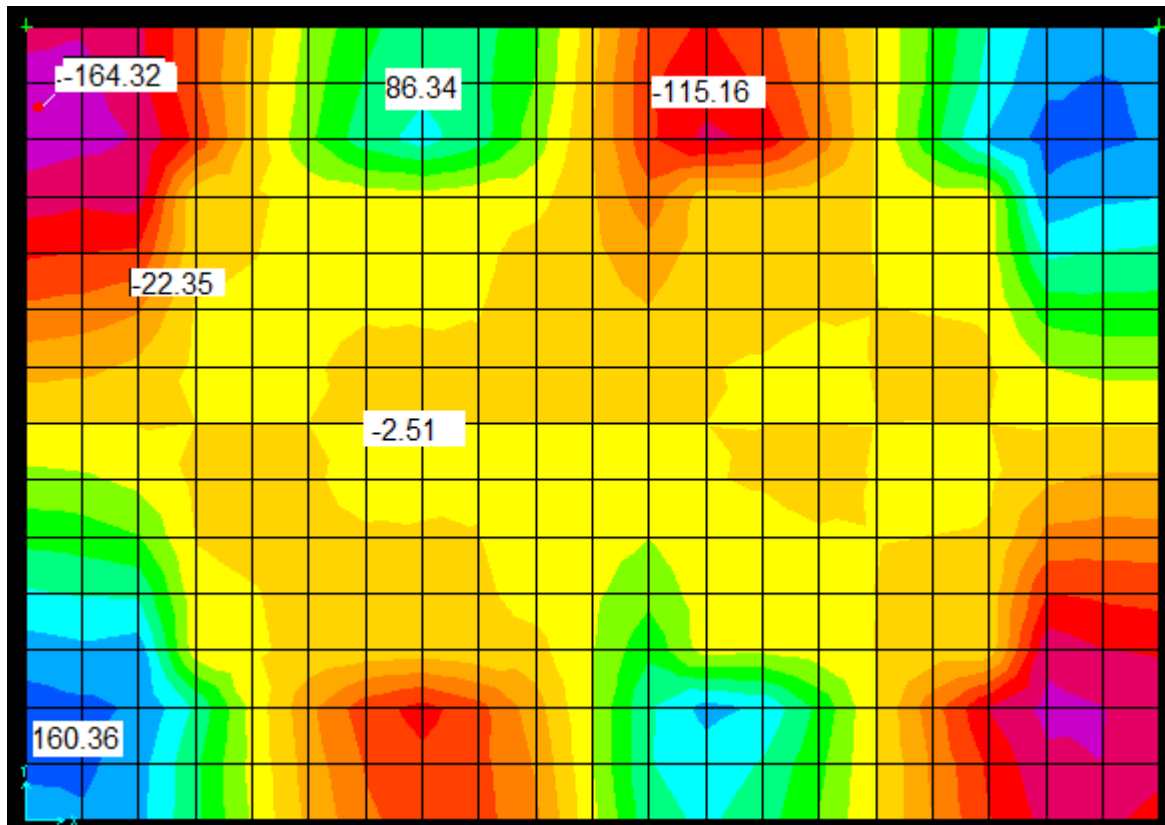
Nº	Hipotesis	Elementos	M11 (KNm)		M22 (KNm)	
			Mmax	Mmin	Mmax	Mmin
1	Deposito lleno	Muros perimetrales y losa	298.34	-118.81	103.41	-76.08
2	Deposito vacio	Muros perimetrales y losa	337.86	-181.136	72.63	-108.70
3	Un vaso lleno, otro vacio	Muro divisorio y losa	390.89	-178.91	99.29	-136.49
4	Sismo	Todos muros y losa	321.52	-99.97	369.63	-57.41

Nº	Hipotesis	Elementos	M12 (KNm)	
			Mmax	Mmin
3	Un vaso lleno, otro vacio	Muro divisorio y losa	160.36	-164.32

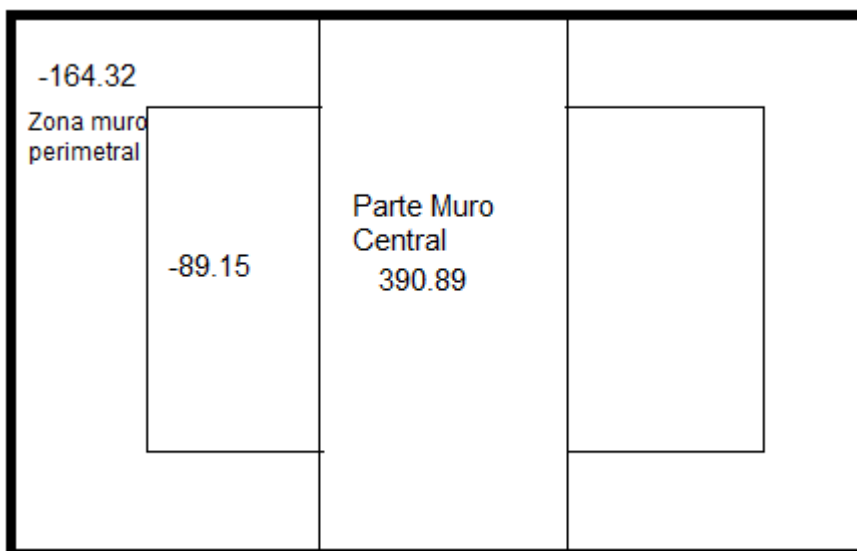
M11:



M12:



Como vemos, solo esta ese momento máximo de 390 en la parte del muro, por lo que podemos poner una armadura en el resto de la losa y otra en la zona del momento máximo. Tomaremos los siguientes momento para el calculo de las armaduras:





PROYECTO DEL DEPOSITO DE AGUA
EN FUENTEHERIDOS (HUELVA)



Nº	Hipotesis	Elementos	Axiles: F11(KN)		Axiles: F22(KN)	
			Nmax	Nmin	Nmax	Nmin
1	Deposito lleno	Muros perimetrales y losa	833.65	-513.43	241.63	-369.50
2	Deposito vacio	Muros perimetrales y losa	1133.66	-537.66	366.01	-427.24
3	Un vaso lleno, otro vacio	Muro divisorio y losa	1013.66	-543.31	331.28	-396.42
4	Sismo	Todos muros y losa	784.86	-384.56	392.45	-263.69

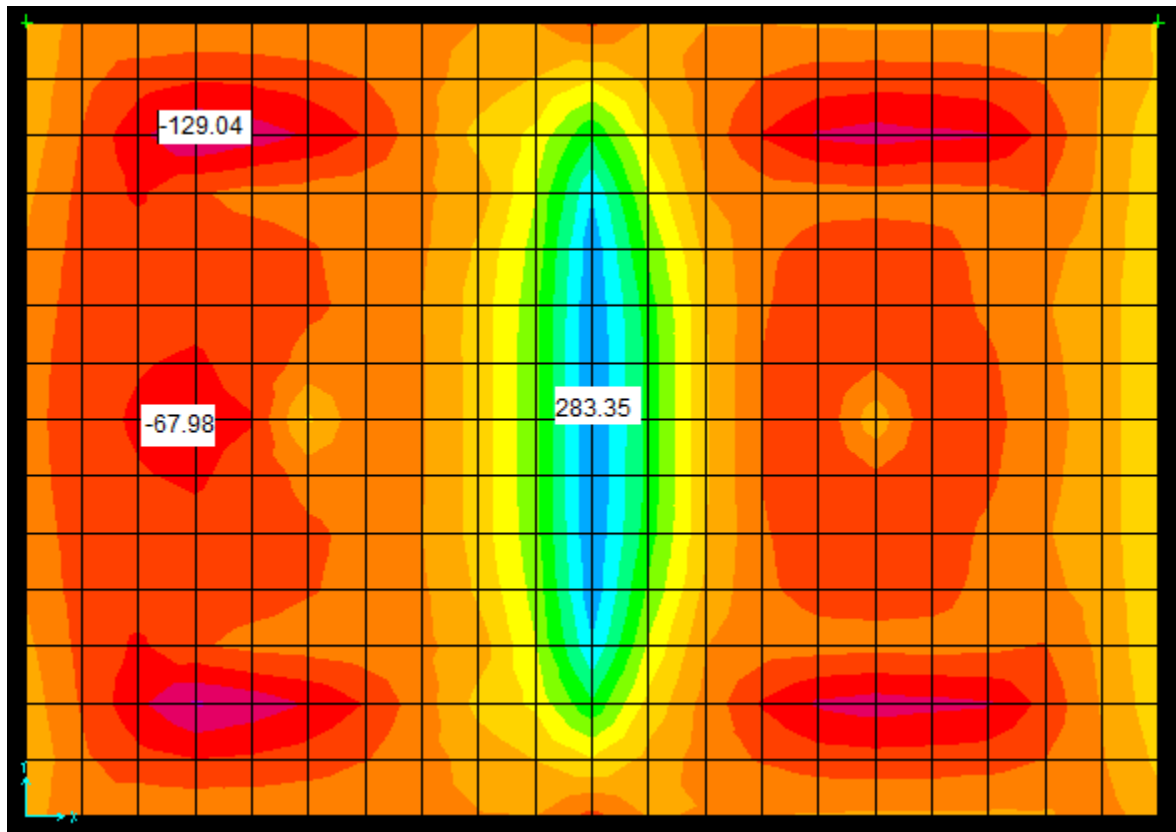
Nº	Hipotesis	Elementos	Cortante: V13(KN)		Cortante:V23 (KN)	
			Vmax	Vmin	Vmax	Vmin
1	Deposito lleno	Muros perimetrales y losa	178.96	-178.96	152.67	-153.61
2	Deposito vacio	Muros perimetrales y losa	220.51	-220.51	196.19	-197.85
3	Un vaso lleno, otro vacio	Muro divisorio y losa	241.15	-205.88	185.26	-187.02
4	Sismo	Todos muros y losa	230.00	-132.13	196.19	-113.60

7.4.2 Esfuerzos ELS

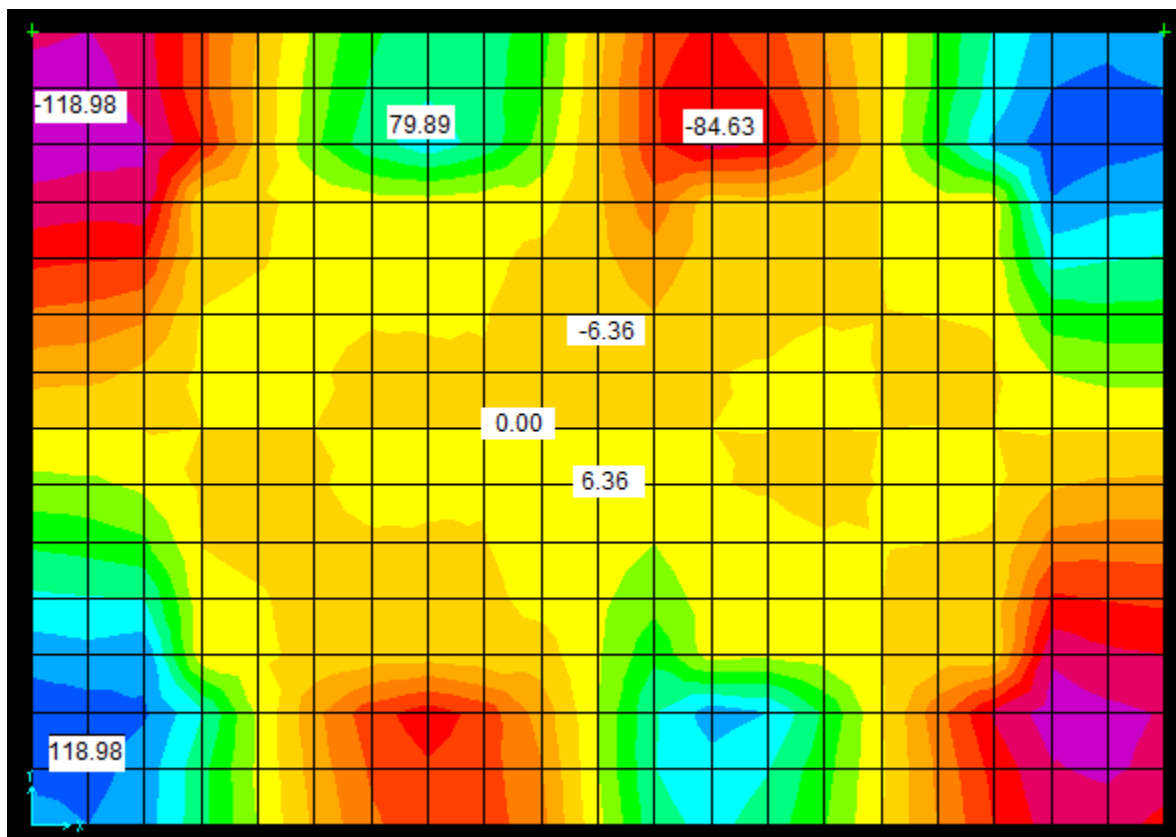
Nº	Hipotesis	M11		M22		M12	
		Mmax	Mmin	Mmax	Mmin	Mmax	Mmin
5	Deposito lleno	247.84	-130.52	103.41	-76.08	128.86	-128.86
6	Deposito vacio	221.25	-88.34	75.92	-56.22	93.79	-93.79
7	Un vaso lleno, otro vacio	283.35	-129.04	72.45	-90.99	116.12	-118.98



M11:



M12:



7.5. DIMENSIONAMIENTO LOSA

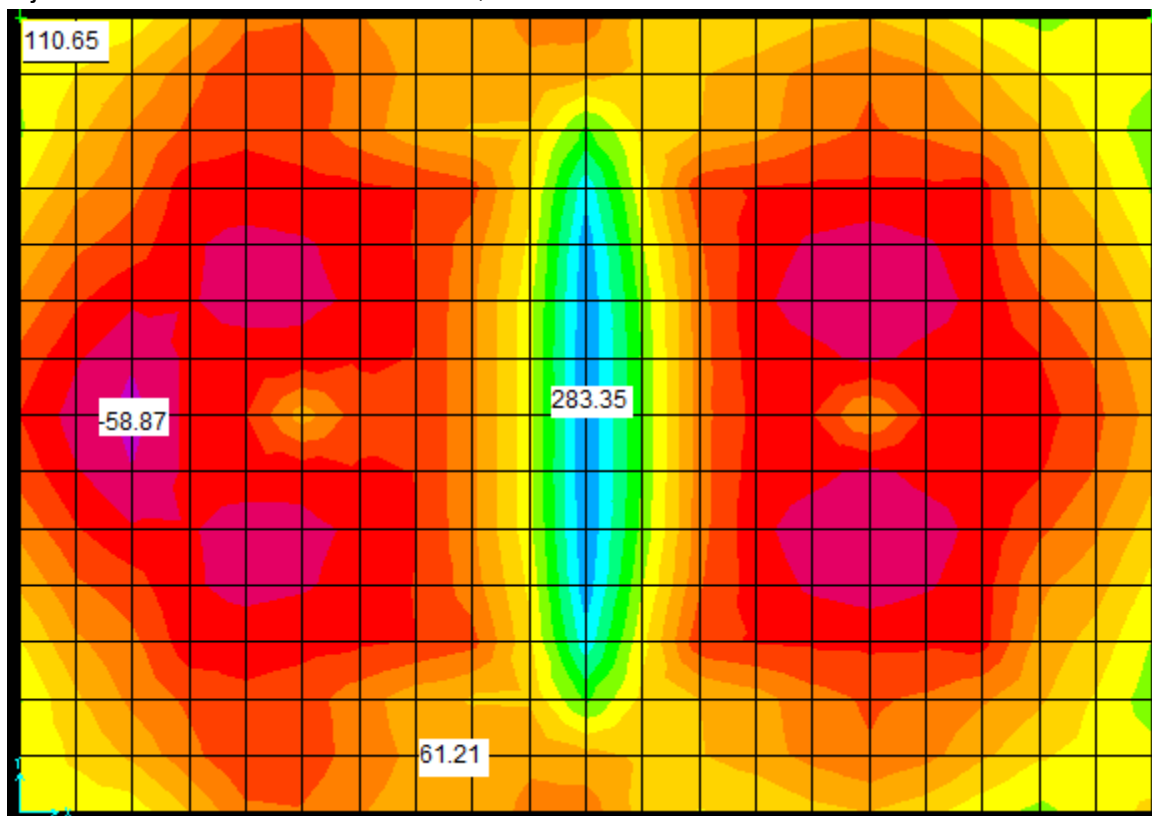
7.5.1 Armadura inferior (Envolvente máxima)

La armadura mínima es de $\varnothing 16 @ 25$ de armado base de losas.

- Figuración

El ambiente que tenemos es IV, por lo que la limitación de abertura de las fisuras, según el artículo de la EHE es de 0,2 mm.

Fijándonos en los esfuerzos en ELS, obtenemos:



Debera cumplir un fisura de 0.2mm, según la tabla 5.1.1.2 de EHE08:

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8º	$w_{\max}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIIa, IIIb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIIc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	



PROYECTO DEL DEPOSITO DE AGUA EN FUENTEHERIDOS (HUELVA)



Sección: LOSA

Definición específica del armado

nº de capas: 2
φ [mm]: 25

Recubrimiento de la armadura longitudinal: c [mm]: 55

Solicitación: ☒ Flexión simple ☐ Tracción simple

Mk [kN·m]: 283

Exposiciones: Qa, Qb, Qc, H, F, E

As [cm²]: 58.9
Ac,eficaz [cm²]: 1000.0

capa	n barras	sv [mm]
1	12	67.5
2	12	265

Separación media entre fisuras: s_m [mm]: 147.0
Deformación media de las armaduras: ε_{sm} [‰]: 0.76
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración del hormigón: σ_{sr} [MPa]: 69.7
Tensión en las armaduras en servicio: σ_s [MPa]: 167.4

Abertura característica de fisura: w_k [mm]: 0.19

Valores máximos de la abertura de fisura

Clase de exposición	w max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2 ¹
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

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

No cumple a figuración, por lo que tendremos que subir a:

$$1/12=0.083m$$

Por lo tanto, el armado base de **Ø25@8cm de armado base de losas (en la zona central del muro).**

En la zona Perimetral tenemos un momento de: 110

Sección: LOSA

Definición específica del armado

nº de capas: 2
φ [mm]: 25

Recubrimiento de la armadura longitudinal: c [mm]: 55

Solicitación: ☒ Flexión simple ☐ Tracción simple

Mk [kN·m]: 110

Exposiciones: Qa, Qb, Qc, H, F, E

As [cm²]: 24.5
Ac,eficaz [cm²]: 1000.0

capa	n barras	sv [mm]
1	5	67.5
2	5	265

Separación media entre fisuras: s_m [mm]: 205.0
Deformación media de las armaduras: ε_{sm} [‰]: 0.42
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración del hormigón: σ_{sr} [MPa]: 140.1
Tensión en las armaduras en servicio: σ_s [MPa]: 149.4

Abertura característica de fisura: w_k [mm]: 0.15

Valores máximos de la abertura de fisura

Clase de exposición	w max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2 ¹
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

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



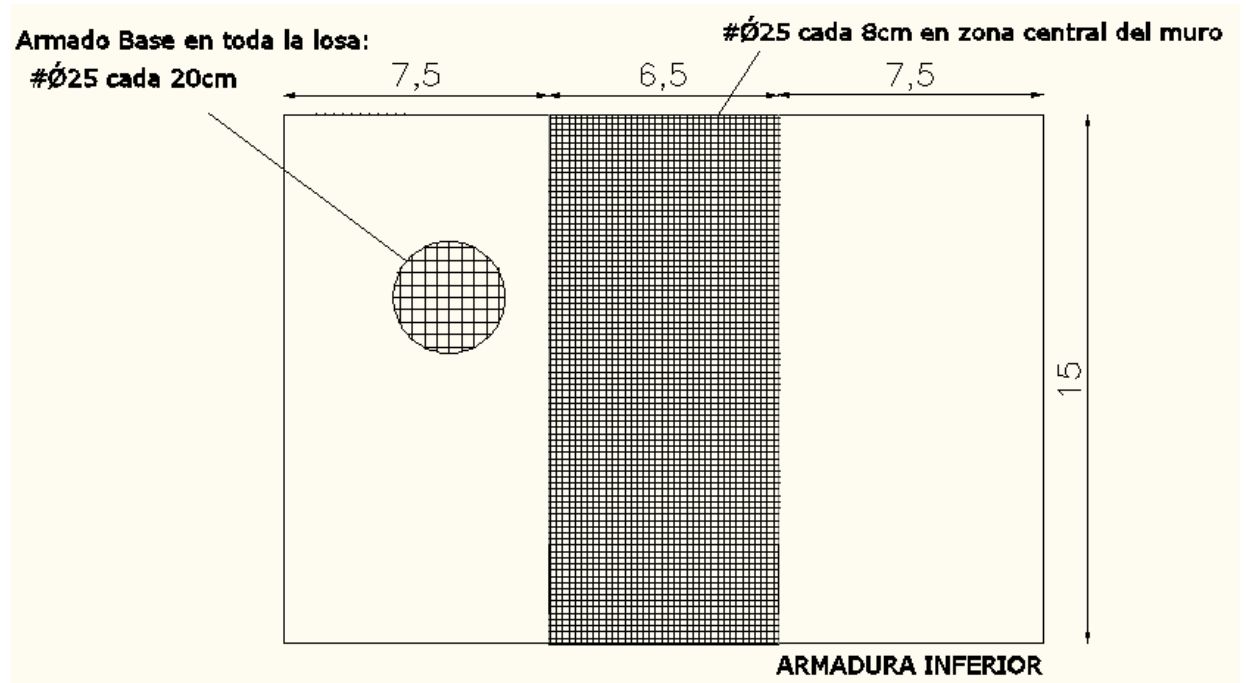
No cumple a figuración, por lo que tendremos que subir a:

$$1/5=0.2\text{m}$$

Por lo tanto, el armado base de $\text{Ø}25@20\text{cm}$ de armado base de losas (en la zona perimetral del deposito).

El resto será un armado de $\text{Ø}25@25\text{cm}$

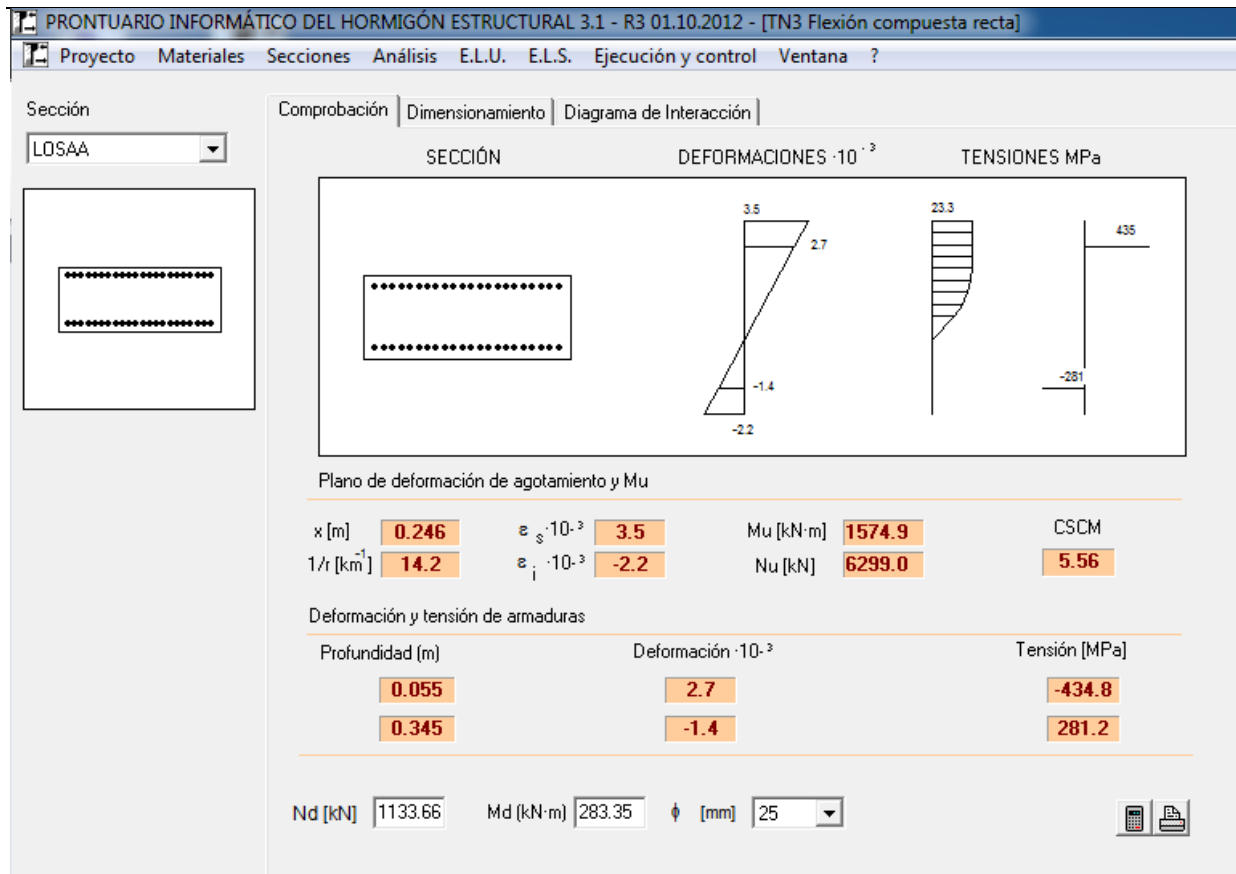
Comprobaremos este armado para los demás estados límites.



- ELU Flexión compuesta



PROYECTO DEL DEPOSITO DE AGUA EN FUENTEHERIDOS (HUELVA)



Vemos que tenemos un momento último de 1574.9 kN·m. Cumple ELU Flexión

Separación entre armaduras

La distancia libre entre barras será la mayor de: (20mm; diámetro: $1.25 \cdot \text{tamaño arido}$)
 $S_t = (20\text{mm}; 25+5\text{mm}: 1.25 \cdot 20 = 25\text{mm}) = 3 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$ Cumple

7.5.2 Armadura superior (envolvente mínima)

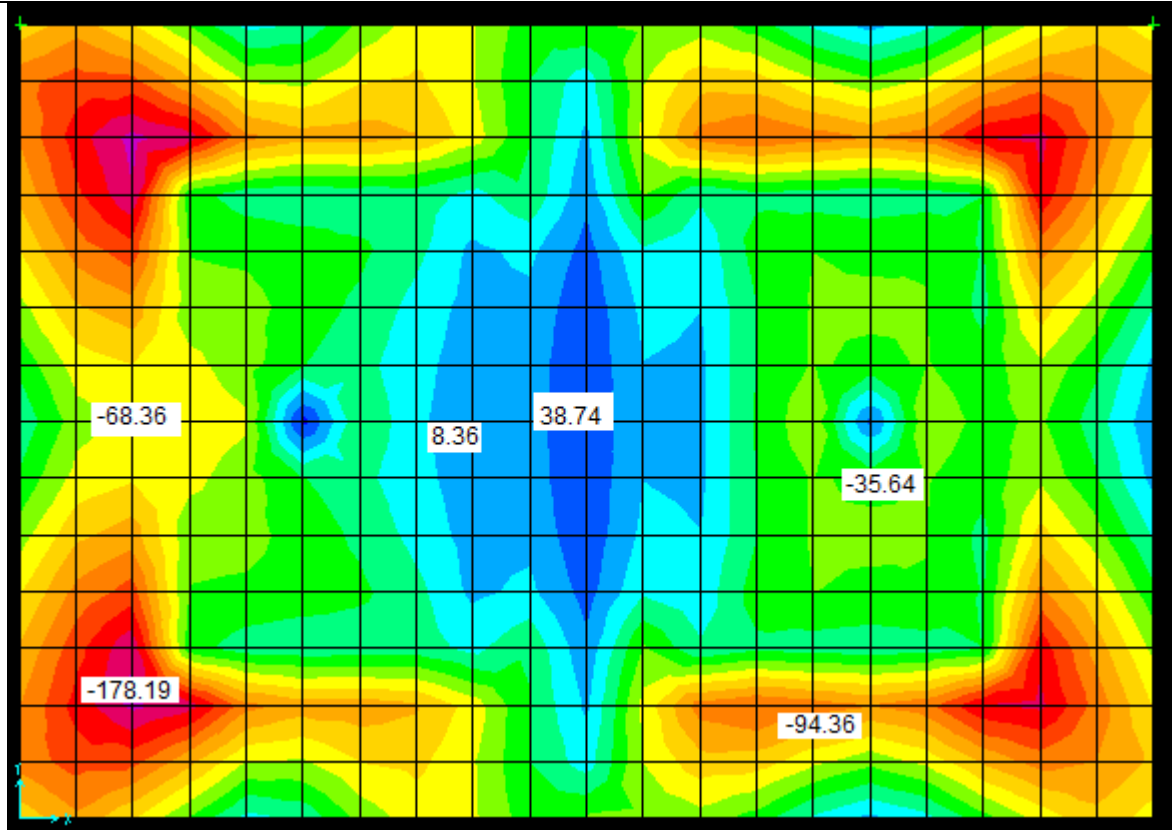
La armadura mínima es de $\phi 16 @ 25$ de armado base de losas.

- Figuración

El ambiente que tenemos es IV, por lo que la limitación de abertura de las fisuras, según el artículo de la EHE es de 0,2 mm.



PROYECTO DEL DEPOSITO DE AGUA EN FUENTEHERIDOS (HUELVA)



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 - R3 01.10.2012 - [F1. Fisuración]

Proyecto Materiales Secciones Análisis E.L.U. E.L.S. Ejecución y control Ventana ?

Sección
LOSA

Definición específica del armado

nº de capas: 2
φ [mm]: 25

Diagrama de armado:

As [cm²]: 39.3
Ac,eficaz [cm²]: 1000.0

capa n barras sv [mm]

capa	n barras	sv [mm]
1	8	67.5
2	8	265

Recurrimiento de la armadura longitudinal
c [mm]: 55

Solicitación
☒ Flexión simple
☐ Tracción simple

Mk [kN-m]: 179

Separación media entre fisuras s_m [mm]:
Deformación media de las armaduras ϵ_{sm} [%]:
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración del hormigón σ_{sr} [MPa]:
Tensión en las armaduras en servicio σ_s [MPa]:
Abertura característica de fisura w_k [mm]:

Valores máximos de la abertura de fisura

Clase de exposición	w max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2 ¹
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

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

No cumple a figuración, por lo que tendremos que subir a:

$$1/8=0.125m$$

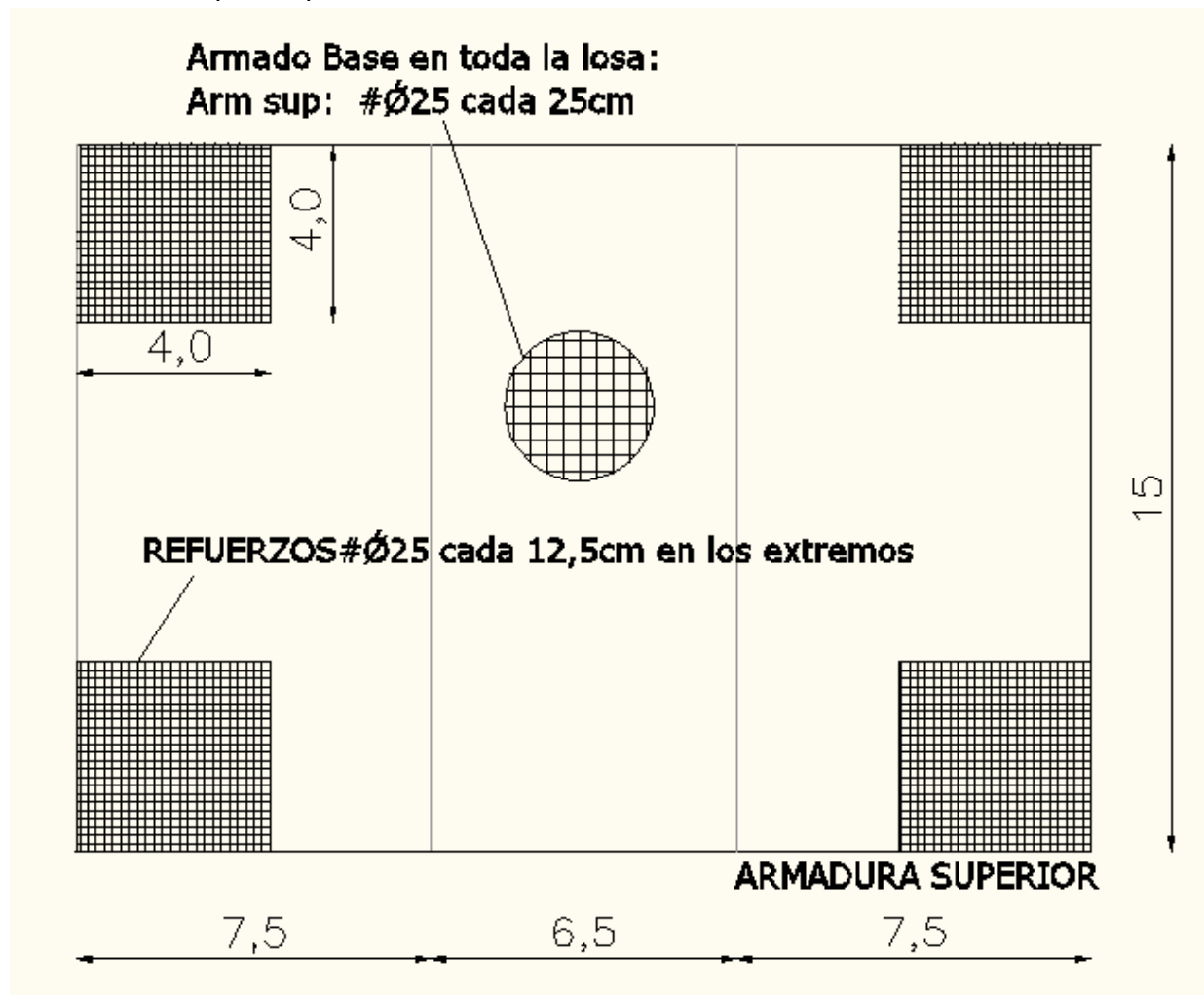


Por lo tanto, el armado base de $\varnothing 25@12,5\text{cm}$ de armado base de losas en los extremos del deposito, el resto del armado será el minimo por cuantia: $\varnothing 25@25\text{cm}$

Comprobaremos este armado para los demás estados límites.

La distancia libre entre barras será la mayor de: (20mm; diámetro: $1.25 \cdot \text{tamaño arido}$)
 $S_t = (20\text{mm}; 25+5\text{mm}: 1.25 \cdot 20 = 25\text{mm}) = 3 \text{ cm} < 12 \text{ cm}$ Cumple

La armadura Superior queda:





7.5.3 Comprobación a cortante

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 - R3 01.10.2012 - [TT1. Cortante]

Proyecto Materiales Secciones Análisis E.L.U. E.L.S. Ejecución y control Ventana ?

Sección: LOSAA

Inclinación de las bielas
ctg θ 1.0 θ [°] 45

Inclinación de las armaduras
 α [°] 90.0

ρ [%] 0
b0 [m] 1.00
d [m] 0.34
z [m] 0.31

☐ Con armadura de cortante
☒ Sin armadura de cortante

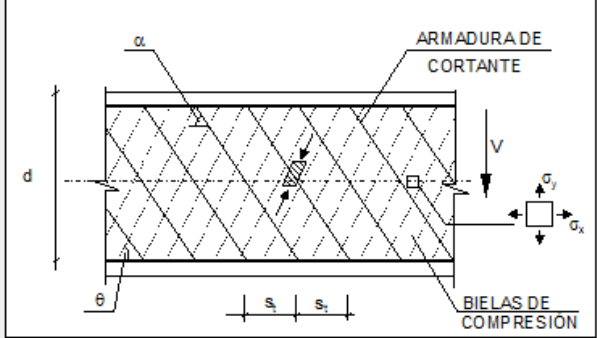
☒ Control normal hormigón
☐ Control indirecto hormigón

☐ Armadura de compresión
Diámetro de la armadura comprimida
 ϕ [mm] 12

Áxil de cálculo (compresión +)
Nd [kN] 0.0
 σ'_{cd} [MPa] 0.0
Pcomprimida [%] 0.0

Tensiones elásticas de cálculo (compresión +)
 σ_{xd} [MPa] 0.0
 σ_{yd} [MPa] 0.0
 θ_e [°] 45.0

Comprobación



Cortante de agotamiento de las bielas Vu1 [kN] 2380.0
Cortante de agotamiento de los tirantes Vu2 [kN] 236.2
Contribución del hormigón a la resistencia Vcu [kN] 236.2
Contribución de la armadura transversal Vsu [kN] 0.0

Resistencia a cortante Vu [kN] 236.2

ϕ [mm] 8
st [m] 0.20
nº ramas 2
 A_{α} [cm²/m] 0.0

El cortante último de agotamiento de la sección es mayor que el cortante solicitante, por lo que no es necesario disponer armadura a cortante.

7.5.4 ELU Punzonamiento

La resistencia frente a los efectos transversales producidos por cargas o reacciones concentradas actuando en losas sin armadura transversal se comprueba utilizando una tensión tangencial nominal en una superficie crítica concéntrica.

No será necesaria armadura de punzonamiento si se cumple:



$$\zeta_{sd} < \zeta_{rd}$$

siendo:

ζ_{sd} : tensión nominal de cálculo en el perímetro crítico

ζ_{rd} : tensión máxima resistente en el perímetro crítico

La tensión nominal de cálculo es:

$$\zeta_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_1 d}$$

$F_{sd,ef}$: esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo, teniendo en cuenta el efecto del momento transferido entre losa y soporte

$$F_{sd,ef} = \beta F_{sd}$$

β : coeficiente que tiene en cuenta los efectos de excentricidad de la carga. Puede tomarse 1,15 en soportes interiores

F_{sd} : Esfuerzo de punzonamiento de cálculo. Se obtendrá como la reacción del soporte.

Anteriormente calculamos que $F_{sd}=74.28 \text{ KN}$

$$F_{sd, rf}=74.28 \text{ KN} * 1.15 = 85.43 \text{ KN}$$

$$\zeta_{sd} = \frac{85.43}{8.45 * 0.545} = 14 \text{ Kpa}$$

La tensión máxima resistente $\zeta_{rd} =$



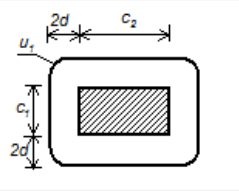
PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 - R3 01.10.2012 - [TT3 Punzonamiento]

Proyecto Materiales Secciones Análisis E.L.U. E.L.S. Ejecución y control Ventana ?

TT3 Punzonamiento

Pilar y losa Zona exterior

Pilar Posición Interior



☒ Rectangular ☐ Circular

c1 [m] 0.4
c2 [m] 0.40
u1 [m] 8.45
u0 [m] 1.60
 β 1.15

Losa
Hormigón HA-35
Acero B-500-S
d [m] 0.545
 ρ [%] 2
Control Horm. Normal
 σ'_{cd} [MPa] Comp(+) 0.00

Comprobación Dimensionamiento

Esfuerzo máximo para el que no se requiere armadura de punzonamiento $\tau_{rd} = u_1 \cdot d / \beta$ [kN] 2410.4

Esfuerzo de agotamiento de las bielas (resistencia máxima) $Fu1 = 0.5 \cdot f_{1cd} \cdot u_0 \cdot d / \beta$ [kN] 5307.8

Esfuerzo de agotamiento de la sección con armadura $Fu2 / \beta$ [kN] 6954.5

Esfuerzo de agotamiento del perímetro crítico exterior a la armadura $Fu_{un,el}$ [kN] 2798.4

Armadura de punzonamiento en un perímetro en torno al soporte

Inclinación de la armadura
 α [°] 90.0
 ϕ [mm] 12
 s [mm] 100
 n_{1perim} 16
 A_{sw} [cm²] 18.1

Por lo que ζ_{rd} resulta ser:

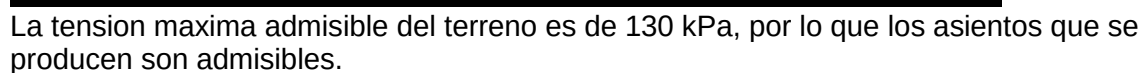
$$\zeta_{rd} = 2410.4 \times 1.15 / (8.45 \times 0.545) = 607.48 \text{ kPa} > \zeta_{sd}$$

Por tanto no se precisa armadura de punzonamiento.

7.5.5 Asientos admisibles

El maximo asiento que se produce en la losa de cimentacion en la combinacion de ELU es 0.044 m, por lo que la tension que se produce en el terreno es de:

$$\sigma = K_s \cdot \delta = 899.2 \text{ kN/m}^3 \times 0.068 \text{ m} = 61.13 \text{ kPa}$$



Para el armado de la losa, las barras corrugadas se suministran en longitudes de 12 por lo que es necesario disponer una zona de solape entre las barras. Esta longitud de anclaje se tomara como la más desfavorable:

Siendo $a=1.3$ (para HA30 y B500S), por lo que:



$L_b = 1.4 * 1.3 * \text{diámetro}^2 = 1.4 \times 1.3 \times 25^2 \text{ mm} = 1137 \text{ mm} \rightarrow$ se tomara una longitud de anclaje de 1.2 m

7.5.7 Longitud Solape

Este tipo de empalmes se realizará colocando las barras una al lado de otra, dejando una separación entre ellas de 4ϕ como máximo.

La longitud de solapo será igual a:

$$L_s = 1.2 * L_{b,neta}$$

Siendo $L_{b,neta}$ el valor de la longitud neta de anclaje definida en 69.5.1.2:

Resistencia característica del hormigón (N/mm ²)	Longitud m para B500 S
30	1.3

$$L_s = 1.2 * 1.3 = 1.56 \text{ metros} = 1.6 \text{ metros}$$

7.6. DIMENSIONAMIENTO MUROS

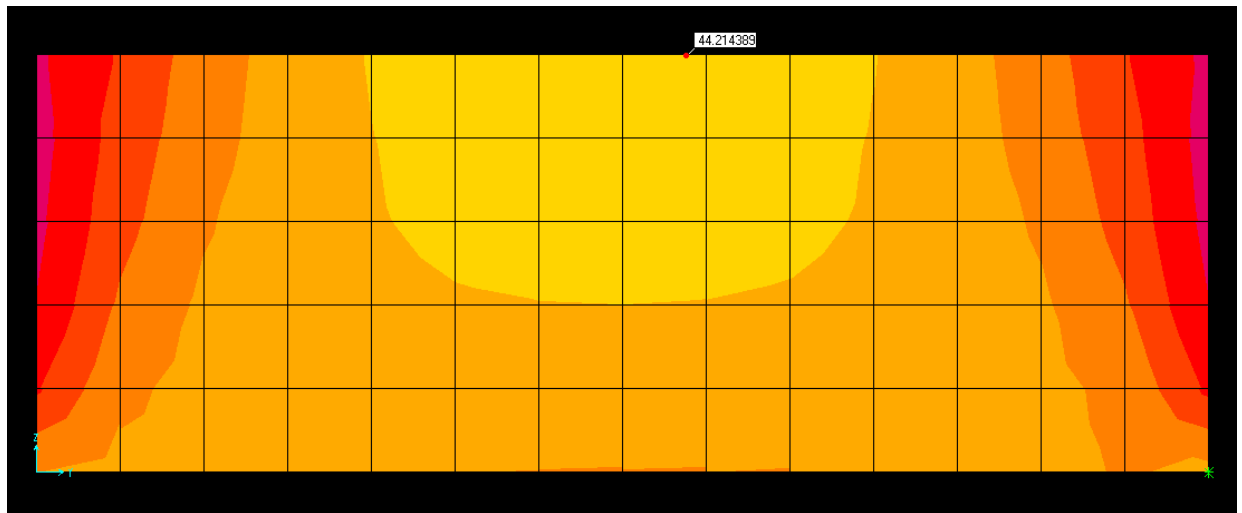
7.6.1 Armadura inferior (Envolvente máxima)

La armadura mínima es de $\varnothing 16 @ 20$ de armado base de muros

- Figuración

El ambiente que tenemos es IV, por lo que la limitación de abertura de las fisuras, según el artículo de la EHE es de 0,2 mm.

MUROS:



Fijándonos en los esfuerzos en ELS: $M_{max} = 45 \text{ KNm}$

Debera cumplir un fisura de 0.2mm, según la tabla 5.1.1.2 de EHE08:

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8º	w_{max} [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIIa, IIIb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIIc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	



PROYECTO DEL DEPOSITO DE AGUA EN FUENTEHERIDOS (HUELVA)



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 - R3 01.10.2012 - [F1. Fisuración]

Proyecto Materiales Secciones Análisis E.L.U. E.L.S. Ejecución y control Ventana ?

Sección: MUROVERT

Definición específica del armado

nº de capas: 1
 ϕ [mm]: 12

Separación media entre fisuras s_m [mm]:
Deformación media de las armaduras ϵ_{sm} [%]:
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración del hormigón σ_{sr} [MPa]:
Tensión en las armaduras en servicio σ_s [MPa]:
Abertura característica de fisura w_k [mm]:

Ambiente: IV
Exposiciones: Qa, Qb, Qc, H, F, E

Recubrimiento de la armadura longitudinal c [mm]: 55

Solicitación:
☒ Flexión simple
☐ Tracción simple

Mk [kN·m]: 45

capa n barras sv [mm]
1 6 61.0

Ilc, Qa, Qb, Qc 0.1

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

El momento solicitante es menor que el momento de fisuración $M_{fis}=135.9$, la fisuración es mínima

OK

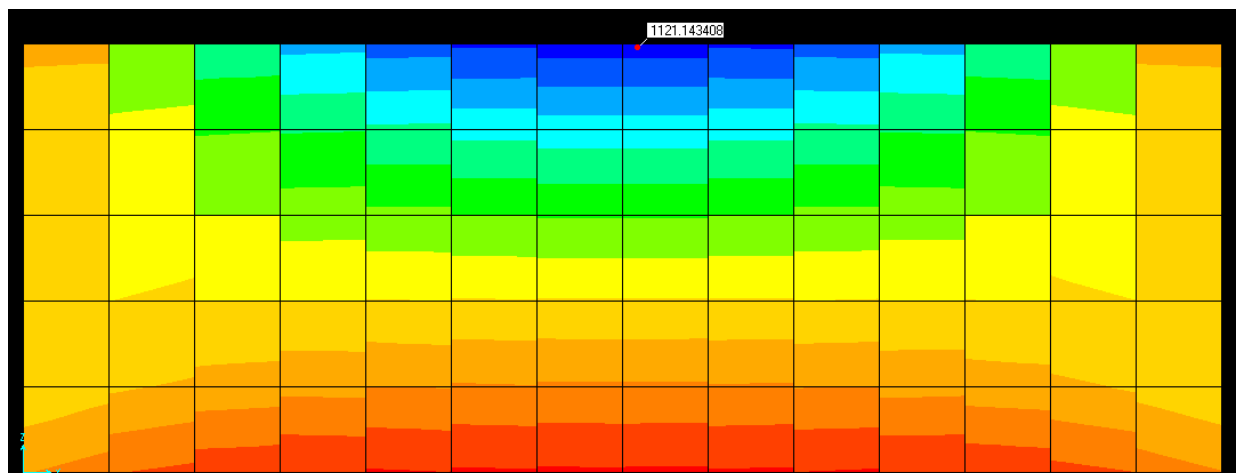
Cumple a figuración, por lo que nos quedamos con el armado base: **Ø16 @20 de armado base de muros**

Comprobaremos este armado para los demás estados límites.

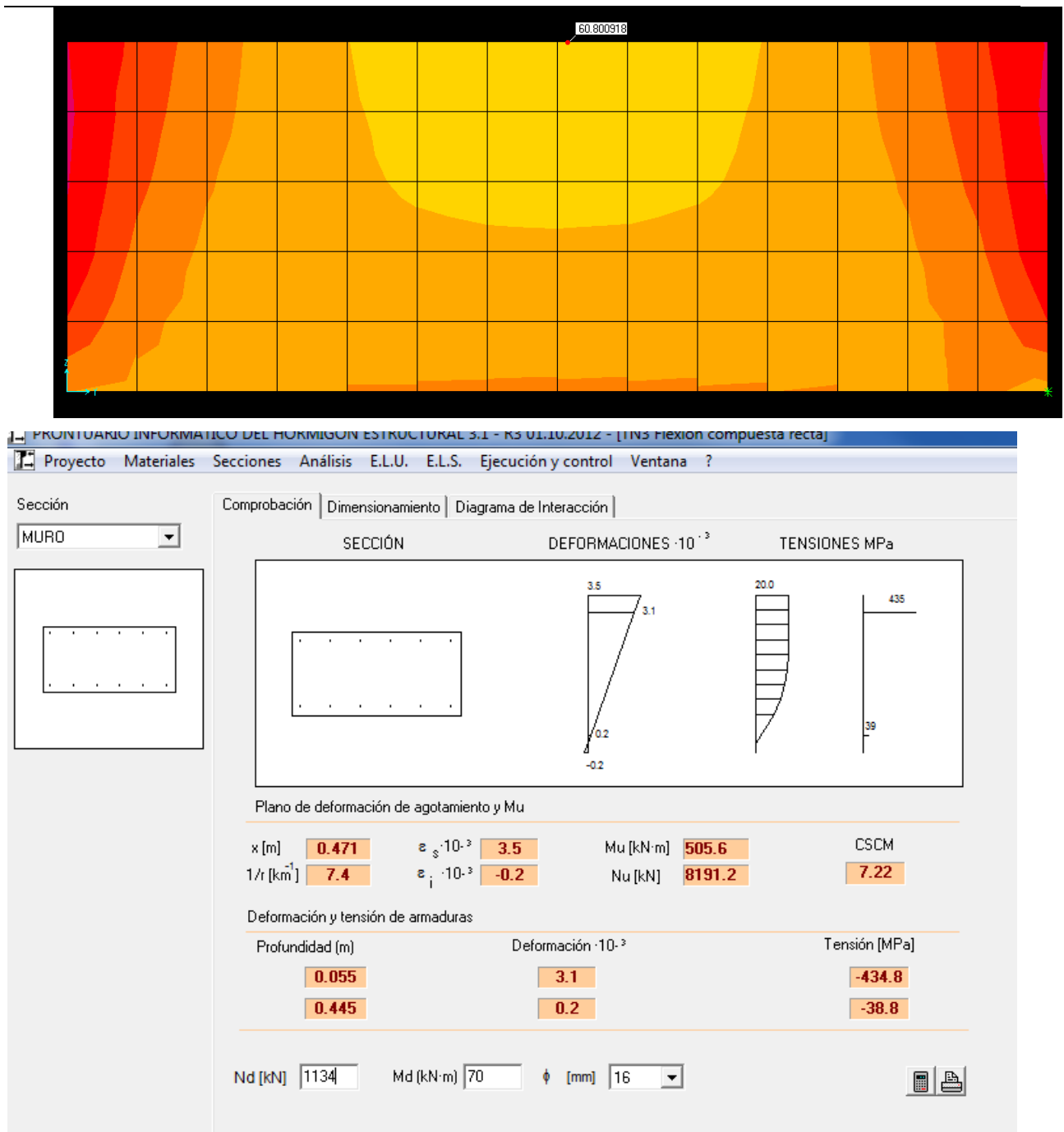
- ELU Flexión compuesta

En los muros, los máximos valores de Nd y Md son:

Nd=1133,66



Md= 70



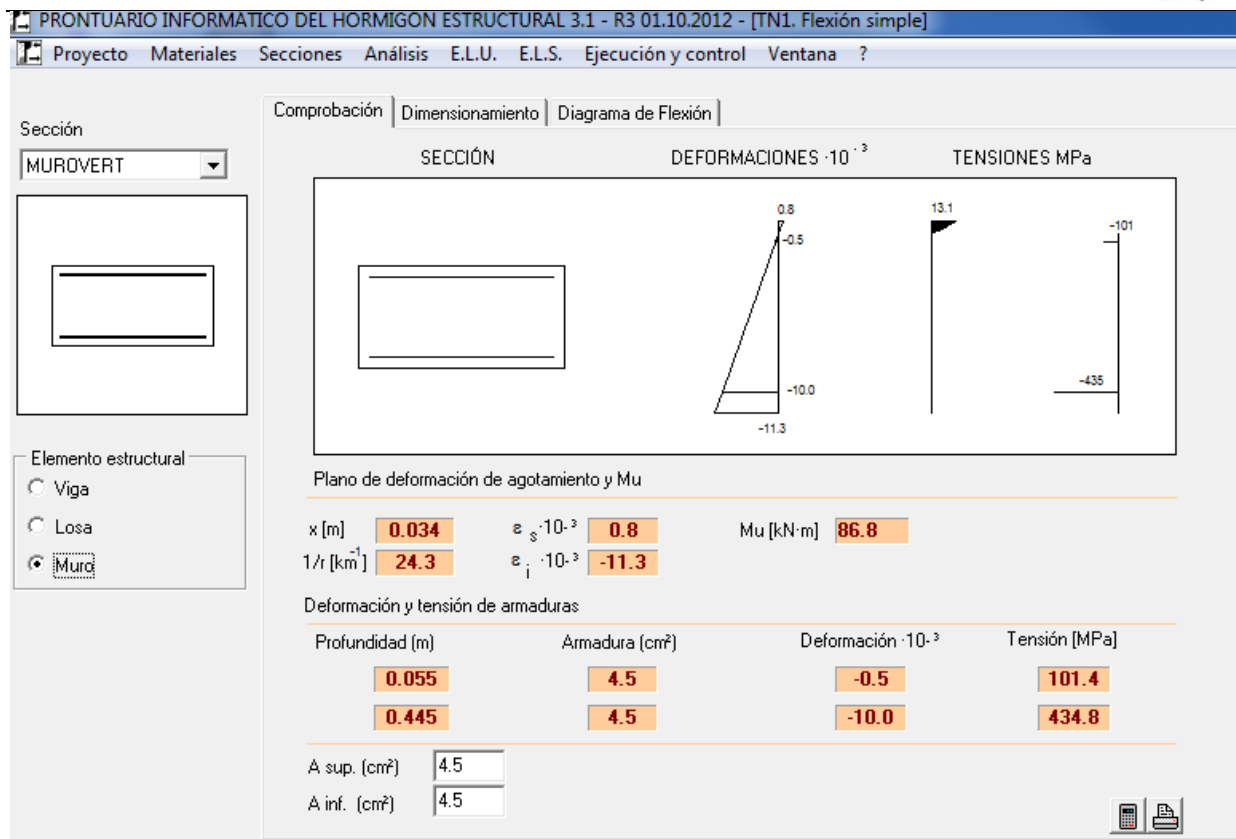
Vemos que tenemos un momento último de 505.6 mKn. Cumple ELU Flexion

Refuerzos

La armadura mínima es de $\varnothing 16 @ 20$ de armado base de muros, que provoca un momento de 86.8KNm

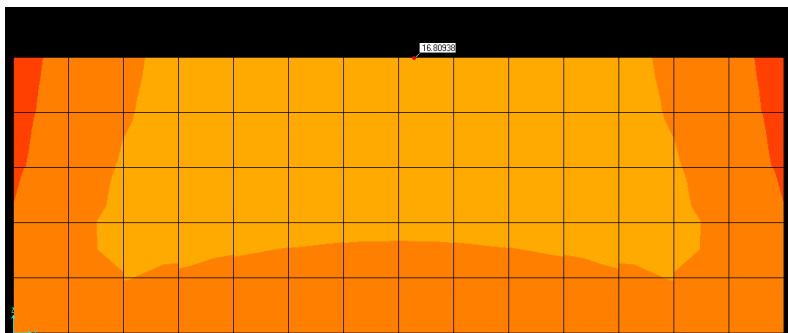


PROYECTO DEL DEPOSITO DE AGUA EN FUENTEHERIDOS (HUELVA)

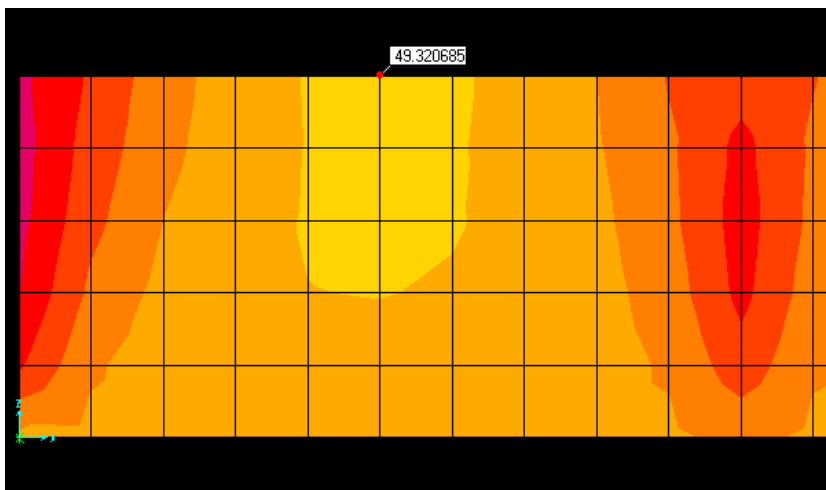


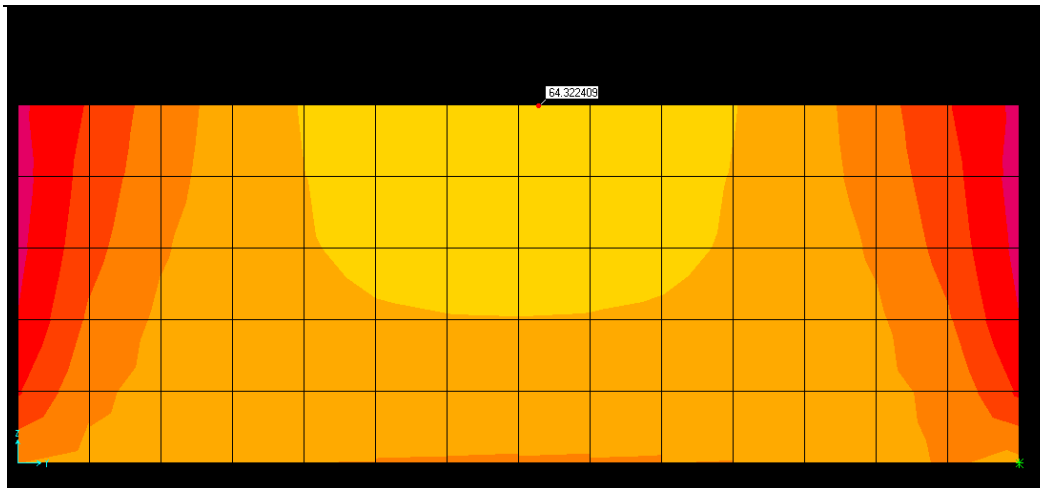
Se colocaran refuerzos, donde se superen los momentos:

Muro central:



Muros laterales:

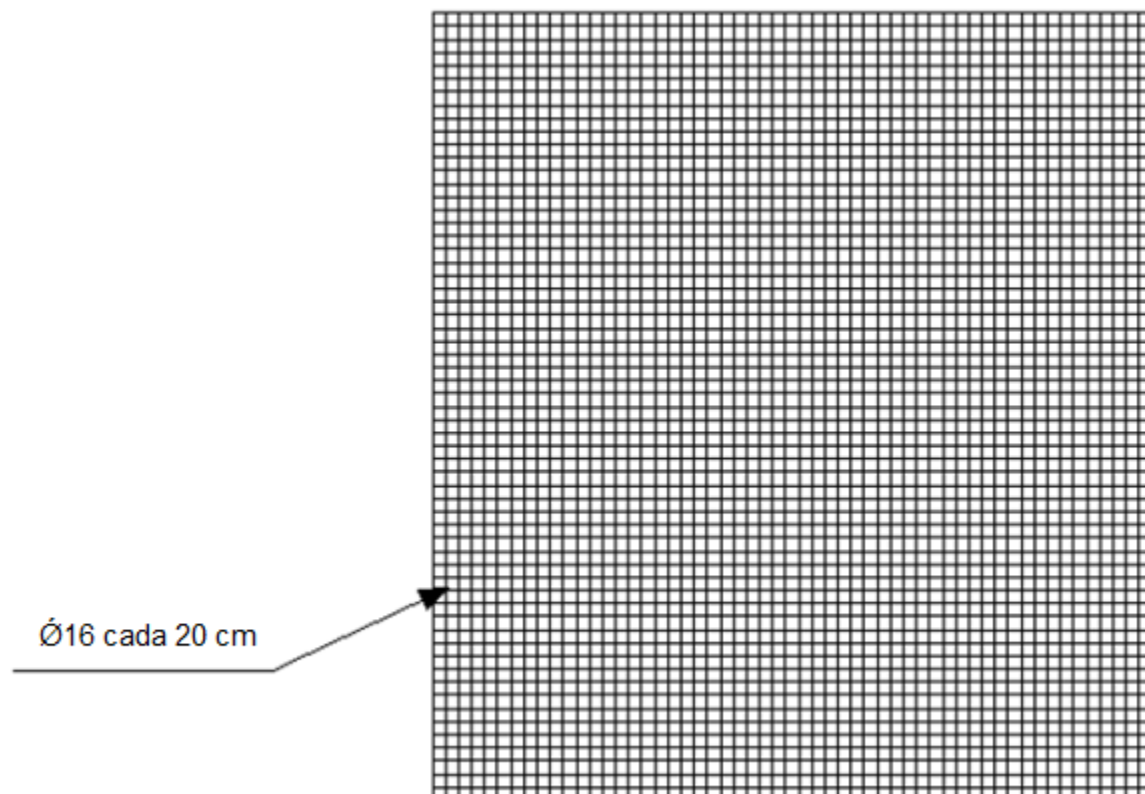




El momento máximo está en 65 kNm, que es inferior a los 86.8 kNm anteriormente calculados. No necesita armadura de refuerzo, ya que cumplen los momentos.

La distancia libre entre barras será la mayor de: (20mm; diámetro+5mm; 1.25*tamaño arido)
 $S_t = (20\text{mm}; 16+5\text{mm}; 1.25*20=25\text{mm}) = 2.5\text{ cm} < 20\text{ cm}$ Cumple

La armadura inferior queda:



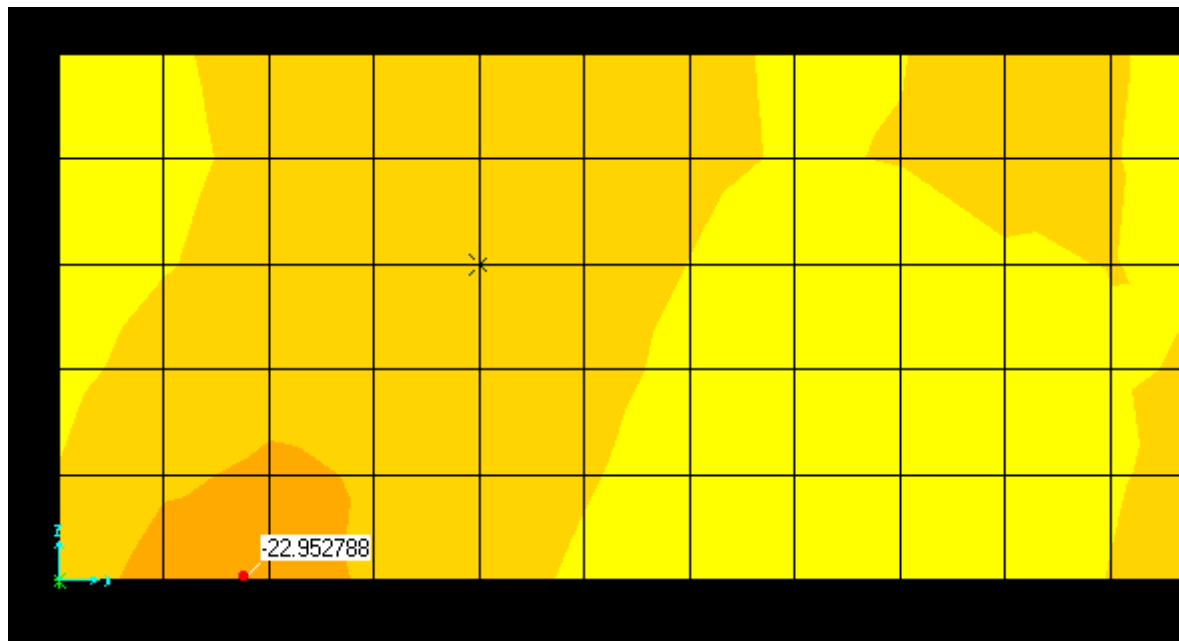
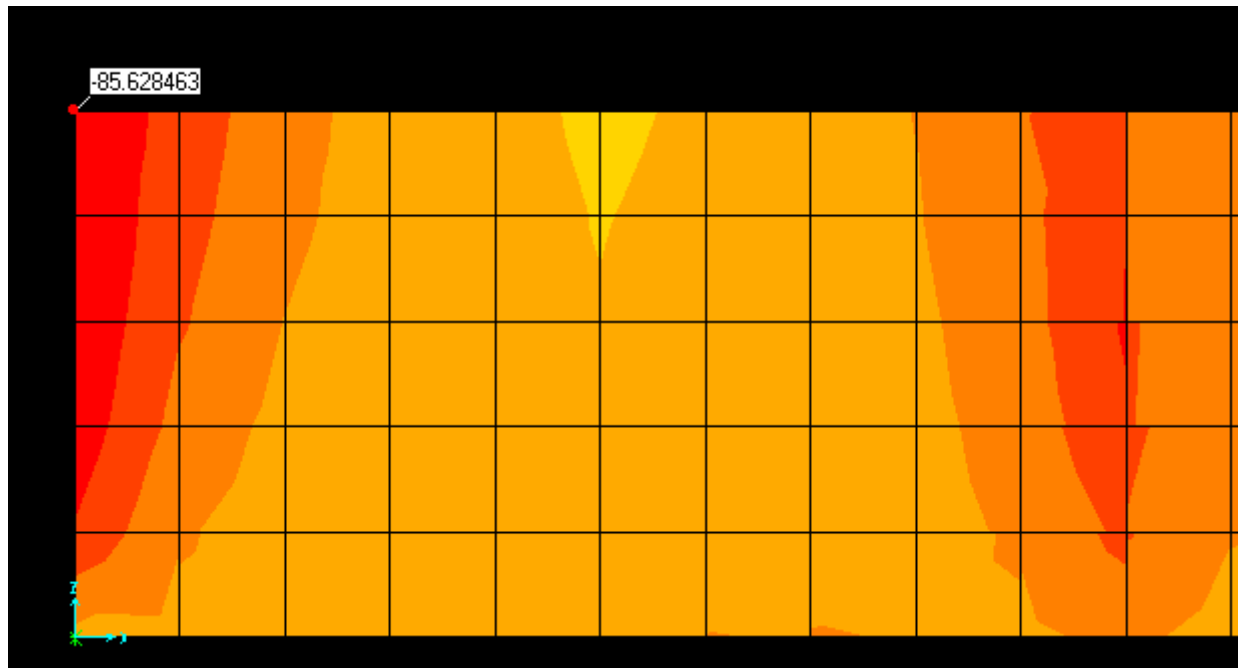
7.6.2 Armadura superior (envolvente mínima)

- Figuración



El ambiente que tenemos es IV, por lo que la limitación de abertura de las fisuras, según el artículo de la EHE es de 0,2 mm.

Fijándonos en los esfuerzos en ELS: $\text{Min} = -90 - 23 = -113 \text{ KNm}$





PROYECTO DEL DEPOSITO DE AGUA EN FUENTEHERIDOS (HUELVA)



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 - R3 01.10.2012 - [F1. Fisuración]

Proyecto Materiales Secciones Análisis E.L.U. E.L.S. Ejecución y control Ventana ?

Sección: MUROHORIZ

Definición específica del armado

nº de capas: 1

ϕ [mm]: 16

Separación media entre fisuras s_m [mm]:

Deformación media de las armaduras ϵ_{sm} [‰]:

Tensión en las armaduras en el instante de fisuración del hormigón σ_{sr} [MPa]:

Tensión en las armaduras en servicio σ_s [MPa]:

Abertura característica de fisura w_k [mm]:

Ambiente: IV

Exposiciones: Qa, Qb, Qc, H, F, E

Recubrimiento de la armadura longitudinal c [mm]: 55

Solicitación: ☒ Flexión simple ☐ Tracción simple

Mk [kN·m]: 113

capa n barras sv [mm]

1	6	63.0
---	---	------

Ilc, Qa, Qb, Qc: 0.1

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

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN 3.1

El momento solicitante es menor que el momento de fisuración $M_{fis}=138.2$, la fisuración es mínima

OK

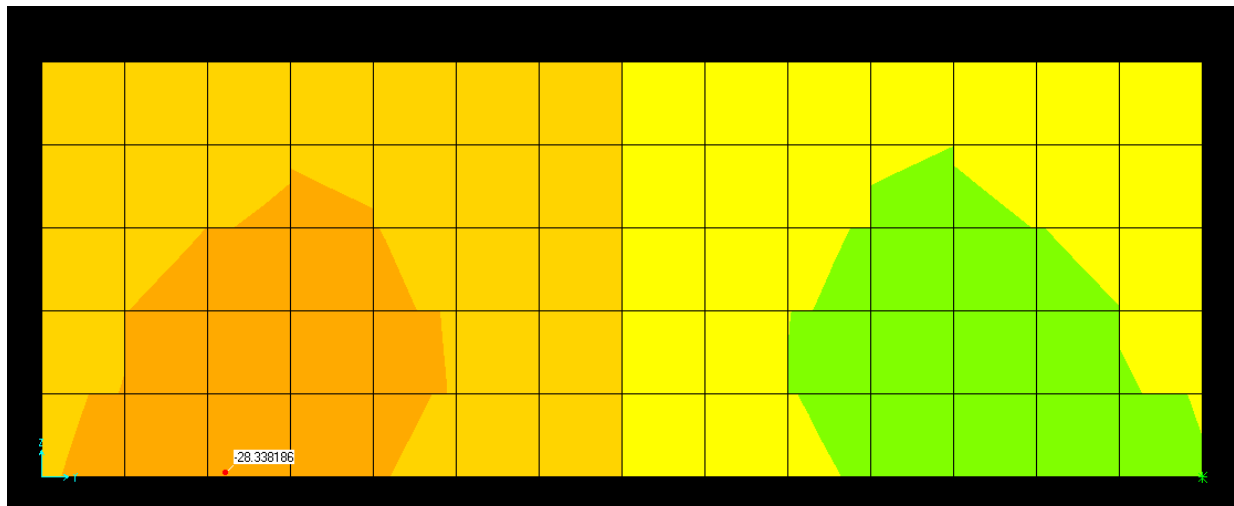
Cumple a figuración, por lo que nos quedamos con el armado base: **Ø16 @20 de armado base de muros**

Comprobaremos este armado para los demás estados límites.

Refuerzos

La armadura mínima es de Ø16 @20 de armado base de muros, que provoca un momento de 86.8KNm

Se colocaran refuerzos, donde se superen los momentos:

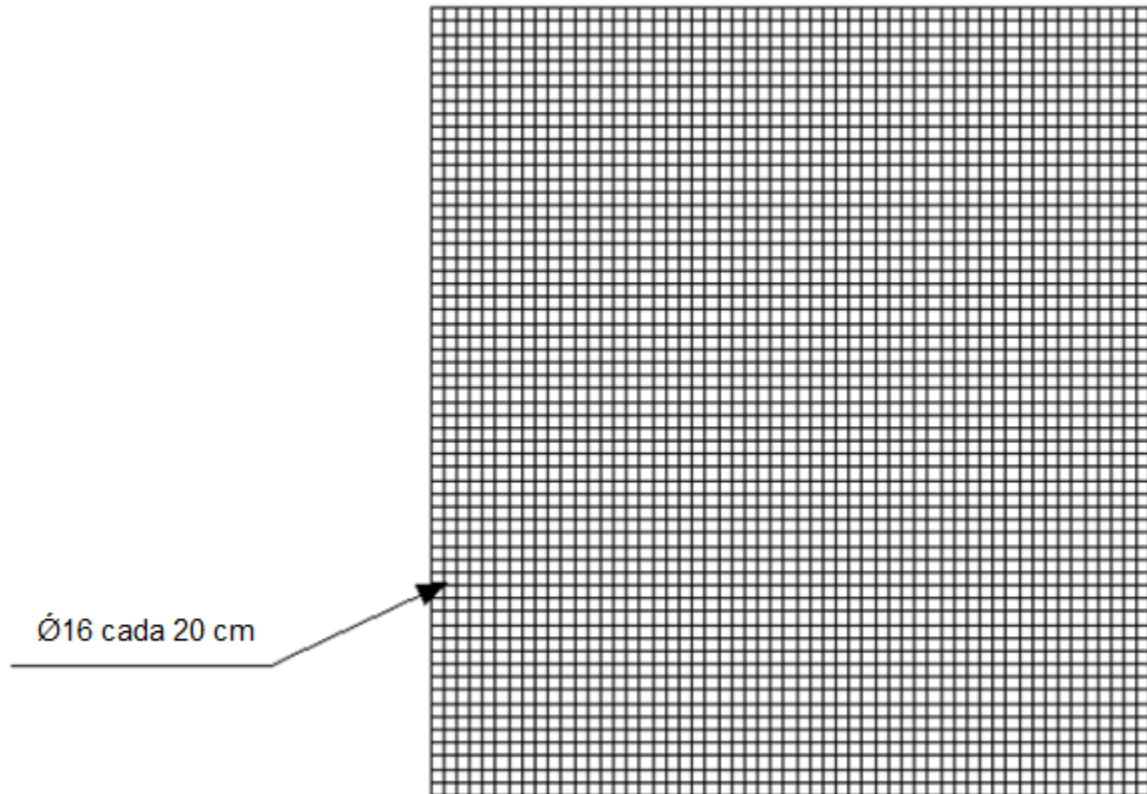


SAP2000 nos da un valor de mínimo de -28.33, por lo que no se colocaran refuerzos, ya que cumplen los momentos.



La distancia libre entre barras será la mayor de: (20mm; diámetro: $1.25 \cdot \text{tamaño arido}$)
 $St = (20\text{mm}; 16+5\text{mm}: 1.25 \cdot 20 = 25\text{mm}) = 2.5 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$ Cumple

La armadura Superior queda:





7.6.3 Comprobación a cortante

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 - R3 01.10.2012 - [TT1. Cortante]

Proyecto Materiales Secciones Análisis E.L.U. E.L.S. Ejecución y control Ventana ?

Sección: MURO

Inclinación de las bielas
ctg θ: 1.0 θ [°]: 45

Inclinación de las armaduras
α [°]: 90.0

ρ [%]: 0
b0 [m]: 1.00
d [m]: 0.45
z [m]: 0.40

☐ Con armadura de cortante
☒ Sin armadura de cortante

☒ Control normal hormigón
☐ Control indirecto hormigón

☐ Armadura de compresión
Diámetro de la armadura comprimida
φ [mm]: 12

Axil de cálculo (compresión +)
Nd [kN]: 0.0
σ'cd [MPa]: 0.0
Pcomprimida [%]: 0.0

Tensiones elásticas de cálculo (compresión +)
σxd [MPa]: 0.0
σyd [MPa]: 0.0
θe [°]: 45.0

Comprobación

Cortante de agotamiento de las bielas Vu1 [kN]: 2700.0
Cortante de agotamiento de los tirantes Vu2 [kN]: 265.2
Contribución del hormigón a la resistencia Vcu [kN]: 265.2
Contribución de la armadura transversal Vsu [kN]: 0.0

Resistencia a cortante Vu [kN]: 265.2

φ [mm]: 8
st [m]: 0.20
nº ramas: 2
Aα [cm²/m]: 0.0

El cortante último de agotamiento de la sección es mayor que el cortante solicitante, por lo que no es necesario disponer armadura a cortante.

7.6.4 Longitud anclaje

Para el armado de la losa, las barras corrugadas se suministran en longitudes de 12 por lo que es necesario disponer una zona de solape entre las barras. Esta longitud de anclaje se tomara como la más desfavorable:

$$L_b = 1.4 \cdot a \cdot \text{diámetro}^2$$

Siendo $a=1.3$ (para HA30 y B500S), por lo que:

$L_b = 1.4 \cdot 1.3 \cdot \text{diámetro}^2 = 1.4 \times 1.3 \times 16^2 \text{ mm} = 465.92 \text{ mm} \rightarrow$ se tomara una longitud de anclaje de 0.5 m

7.6.5 Longitud Solape

Este tipo de empalmes se realizará colocando las barras una al lado de otra, dejando una separación entre ellas de 4ϕ como máximo.

La longitud de solape será igual a:



$$L_s = 1.2 * L_{b,neta}$$

Siendo $L_{b,neta}$ el valor de la longitud neta de anclaje definida en 69.5.1.2:

Resistencia característica del hormigón (N/mm ²)	Longitud m para B500 S
30	1.3

$$L_s = 1.2 * 1.3 = 1.56 \text{ metros} = 1.6 \text{ metros}$$



8. ANEXO: PLANILLA ACERO

PLANILLA PILAR

ITEM: ACERO CORRUGADO B500S

ELEMENTO	DISEÑO ELEMENTO	Ø	Kg/m	NUMERO ELEMENTOS IGUALES	LONG. POR PZA (M)	Peso (kg)
Armadura longitudinal pilar		12	0.888	8	5.00	35.52
Estribos		8	0.395	43	2.00	33.97
Esperas Pilar		12	0.888	8	2.00	14.21
TOTAL(KG)						83.70

PLANILLA LOSA

ITEM: ACERO CORRUGADO B500S

ELEMENTO	DISEÑO ELEMENTO	Ø	Kg/m	NUMERO ELEMENTOS IGUALES	LONG. POR PZA (M)	Peso (kg)
Armado base inferior		25	3.853	1979	6.00	45760.43
Armado base superior		25	3.853	1979	6.00	45760.43
TOTAL(KG)						91520.86

PLANILLA MURO

ITEM: ACERO CORRUGADO B500S

ELEMENTO	DISEÑO ELEMENTO	Ø	Kg/m	NUMERO ELEMENTOS IGUALES	LONG. POR PZA (M)	Peso (kg)
Armadura a lo alto		16	1.578	361	5.20	2962.22
Armadura a lo ancho		16	1.578	208	6.00	1969.34
Esperas muro		16	1.578	361	2.00	1139.32
TOTAL(KG)						6070.88



RESUMEN

ITEM: ACERO CORRUGADO B500S

RESUMEN		
PILAR	83.70	Kg
LOSA	91520.86	Kg
MURO	6070.88	Kg
TOTAL	97675.44	Kg