

Anejo N°5: Cálculos estructurales

DAVID SEDA NÚÑEZ
GRADO INGENIERIA CIVIL
CURSO 2013-2014

INDICE

1	Datos de partida	- 4 -
2	Dimensiones previas.....	- 4 -
2.1	Predimensionamiento de los muros.....	- 4 -
2.2	Predimensionamiento de la losa	- 4 -
2.3	Predimensionamiento de la cubierta	- 5 -
3	Exposición ambiental y recubrimiento.....	- 6 -
4	Recubrimiento	- 7 -
5	Materiales.....	- 8 -
5.1	Clase de hormigón	- 8 -
5.2	Clase de armaduras.....	- 9 -
6	Acciones a considerar	- 9 -
6.1	Acciones en el cálculo de la pared	- 9 -
6.1.1	Acciones permanentes	- 9 -
6.1.2	Acciones variables	- 12 -
6.1.3	Acciones accidentales.....	- 18 -
6.2	Acciones a considerar en la losa	- 22 -
6.2.1	Acciones permanentes	- 22 -
6.2.2	Acciones variables	- 22 -
6.2.3	Acciones accidentales.....	- 23 -
6.3	Acciones a considerar en la cubierta	- 24 -
6.3.1	Acciones permanentes	- 24 -
6.3.2	Acciones variables	- 24 -
7	Coeficientes de seguridad	- 25 -
8	Combinación de acciones	- 26 -
9	Programa de cálculo	- 27 -
10	Anexo de calculo.....	- 28 -
10.1	Esquina	- 28 -
10.2	Esfuerzos ELU	- 38 -
10.2.1	Envolvente máxima	- 38 -
10.2.2	Envolvente mínima	- 41 -
10.3	Esfuerzos ELS	- 44 -

10.3.1	Envolvente máxima:	- 44 -
10.3.2	Envolvente mínima	- 47 -
10.4	Dimensionamiento	- 51 -
10.4.1	Losa	- 55 -
10.4.2	Muro 10 m	- 69 -
10.4.3	Muro 11 m	- 80 -
10.5	Lateral.....	- 92 -
10.6	Esfuerzos ELU	- 100 -
10.6.1	Envolvente máxima	- 100 -
10.6.2	Envolvente mínima	- 103 -
10.7	Esfuerzos ELS	- 106 -
10.7.1	Envolvente máxima	- 106 -
10.7.2	Envolvente mínima:.....	- 109 -
10.8	Dimensionamiento	- 113 -
10.8.1	Losa	- 113 -
10.8.2	Muro 11 m	- 126 -
10.8.3	Muro intermedio	- 137 -
10.9	Longitud de anclaje	- 149 -
10.10	Cálculo del pórtico.....	- 149 -
10.10.1	Dimensionamiento de las vigas	- 154 -
10.10.2	Dimensionamiento de los pilares	- 159 -
10.10.3	Armadura de negativos.....	- 162 -
10.10.4	Justificación de la alveoplaca	- 164 -

1 Datos de partida

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 Dimensiones previas

2.1 Predimensionamiento de los muros

Referente al espesor de los muros a considerar en un depósito de hormigón armado, Jiménez Montoya aconseja que en los casos más frecuentes de altura de agua $H_w \leq 6 \text{ m}$, se adopte un valor entorno de:

- Para depósitos rectangulares: $h = 0.1 \times H$

En cualquier caso, se desaconseja por razones constructivas que este espesor sea menor de 30 cm, ya que de otra manera no entraría el tubo de la bomba de hormigonado.

En nuestro caso, la altura de la lámina de agua es de 4 m, por lo que adoptamos un espesor de los muros de $0.1 \times 5 = 0.5 \text{ m} = \mathbf{50 \text{ cm}}$.

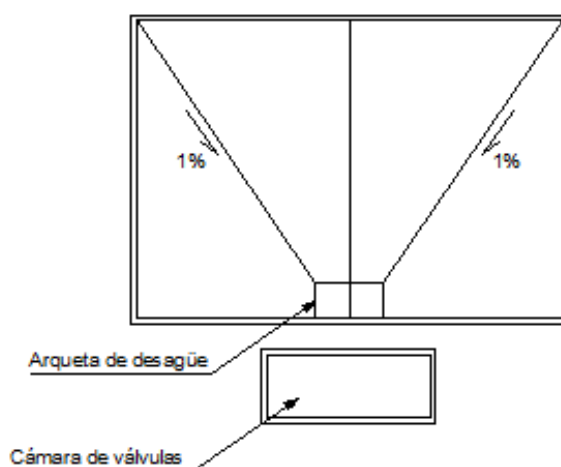
2.2 Predimensionamiento de la losa

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 realizará de espesor constante, adoptándose $h_s \approx 0.12 \cdot H = 0.6 \text{ m}$

Sobre el hormigón de limpieza se hormigonará la solera, que tendrá **60 cm** de espesor y estará armada con dos capas de armadura en forma de malla.

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

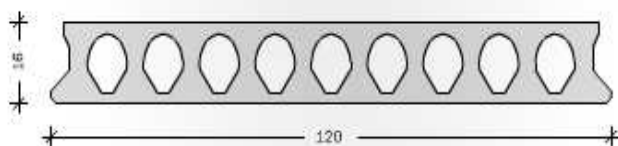


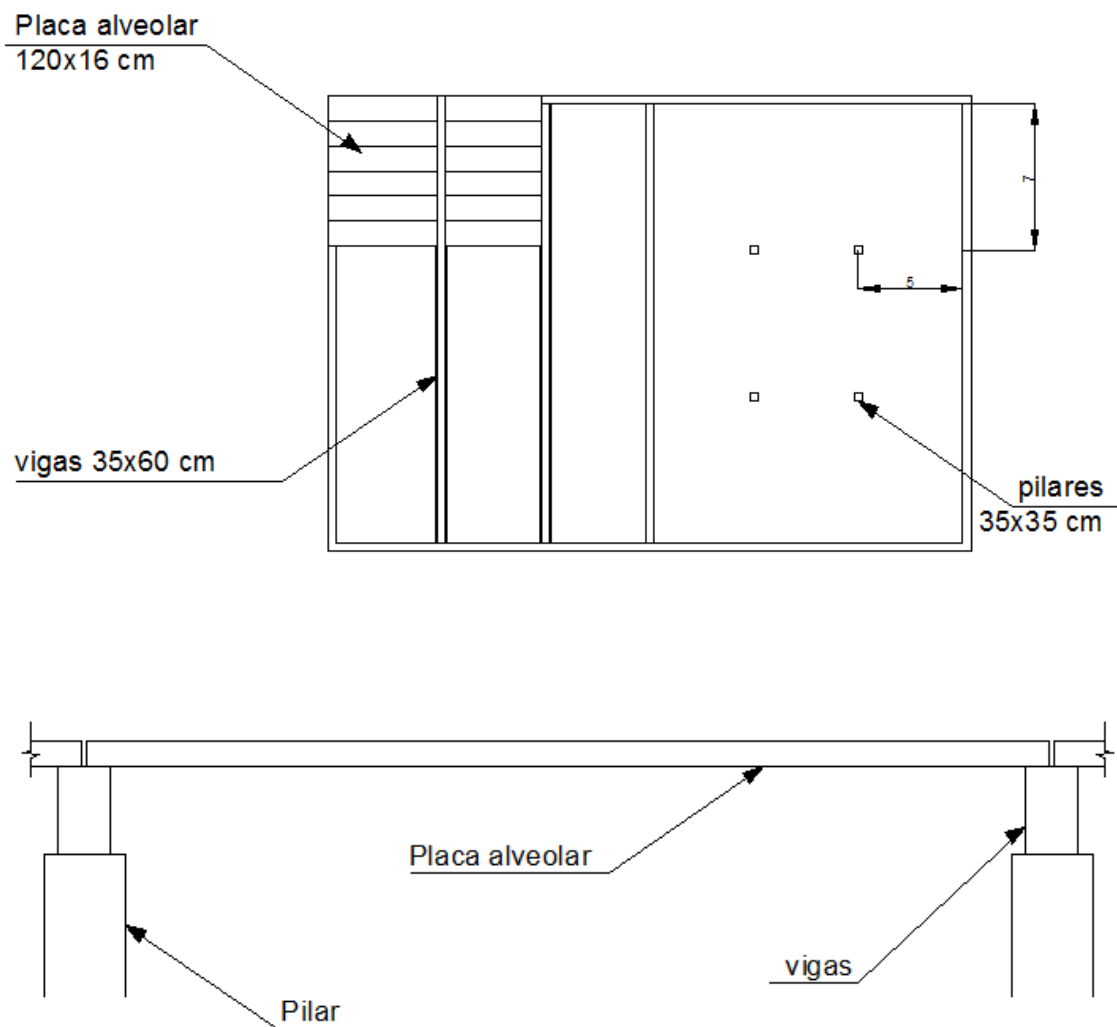
2.3 Predimensionamiento de la cubierta

La cubierta estará constituida por un forjado unidireccional, formado a partir de placas alveolares prefabricadas. La cubierta se apoyará sobre el contorno superior de la pared del depósito y sobre vigas soportadas por pilares intermedios.

Yges, en su libro “Diseño de depósitos de agua desde 100 m³ a 40000 m³ de capacidad”, propone disponer los pilares interiores separados una distancia de 5-10 m. Unimos los pilares con unas vigas de 35x60 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 21x30 m, se dispone los pilares formando una cuadrícula de 7 x 5 m. La distribución queda, empleando placas alveolares de 1,20 m y 16 cm de espesor:





Como predimensionamiento, tomaremos para los pilares una sección cuadrada de 35 x 35 cm y para las vigas de sección rectangular de 35x60 cm

3 Exposición ambiental y recubrimiento

La Instrucción de Hormigón Estructural EHE, en su artículo 37.3 Durabilidad, nos muestra la necesidad de identificar el tipo de ambiente que defina la agresividad a la que va a estar sometido cada elemento estructural. Para los depósitos de agua, al estar en un ambiente de grado de humedad alto y con gases de cloro, adoptaremos una clase general de exposición del tipo IV.

Con cloruros de origen diferente del medio marino	IV	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> – Instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino. – Superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas. 	<ul style="list-style-type: none"> – Piscinas e interiores de los edificios que las albergan. – Pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve. – Estaciones de tratamiento de agua.
---	----	------------------------	---	--

Además, en el anejo nº2 Geotecnia, se establece una clase específica de exposición Qa, por lo que el tipo de ambiente es **IV+Qa**.

4 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+Qa, 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_d) (años)	Clase general de exposición			
			IIIa	IIIb	IIIc	IV
Armado	CEM III/A, CEM III/B, CEM IV, CEM IV/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsilice superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%	50	25	30	35	35
		100	30	35	40	40
	Resto de cementos utilizables	50	45	40	*	*
		100	65	*	*	*
Pretensado	CEM II/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	*	*	*	*

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_p), (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 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**.

5 Materiales

5.1 Clase de hormigón

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

5.2 Clase de armaduras

Las armaduras pasivas a utilizar serán barras corrugadas del tipo B500 S, de límite elástico $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$.

6 Acciones a considerar

6.1 Acciones en el cálculo de la pared

Las acciones básicas que solicitan la pared de un depósito de agua son las siguientes:

6.1.1 Acciones permanentes

6.1.1.1 *Peso propio*

Correspondiente a un peso específico del hormigón armado de 25 kN/m^3 .

6.1.1.2 *Empuje de tierras*

El empuje de tierras $q_t(x)$ se aplica exclusivamente sobre el lado exterior de la pared. La ley de cargas es triangular, con el máximo en la base de valor:

$$q_t(x) = k_0 \cdot \gamma_t \cdot H_t$$

Siendo:

γ_t : peso específico del terreno = 20 kN/m^3

H_t : altura de tierras. El depósito se encuentra enterrado 2m .

k_0 : coeficiente de empuje en reposo del terreno $\rightarrow k_0 = 1 - \tan \Phi'$

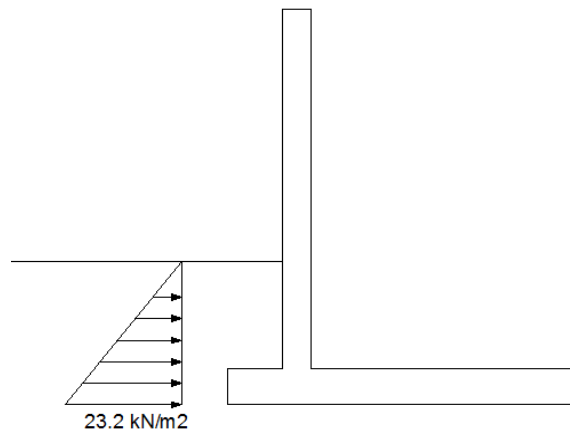
Φ' : ángulo de rozamiento interno del terreno = 25°

PROFUNDIDAD (m)	Peso específico aparente γ_{se} kN/m ³	Peso específico sumergido γ kN/m ³	Cohesión c (kN/m ²)	Angulo de rozamiento interno ϕ'
(0,40-7,00 m)	20	10	10	25°

Tabla 11.3.1 Parámetros característicos del terreno.

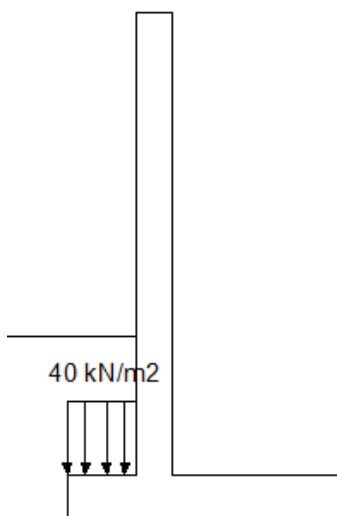
$$k_0 = 1 - \text{sen}\phi' = 0.58$$

Por tanto, la ley de empuje de tierras es:



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

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



6.1.1.3 Retracción

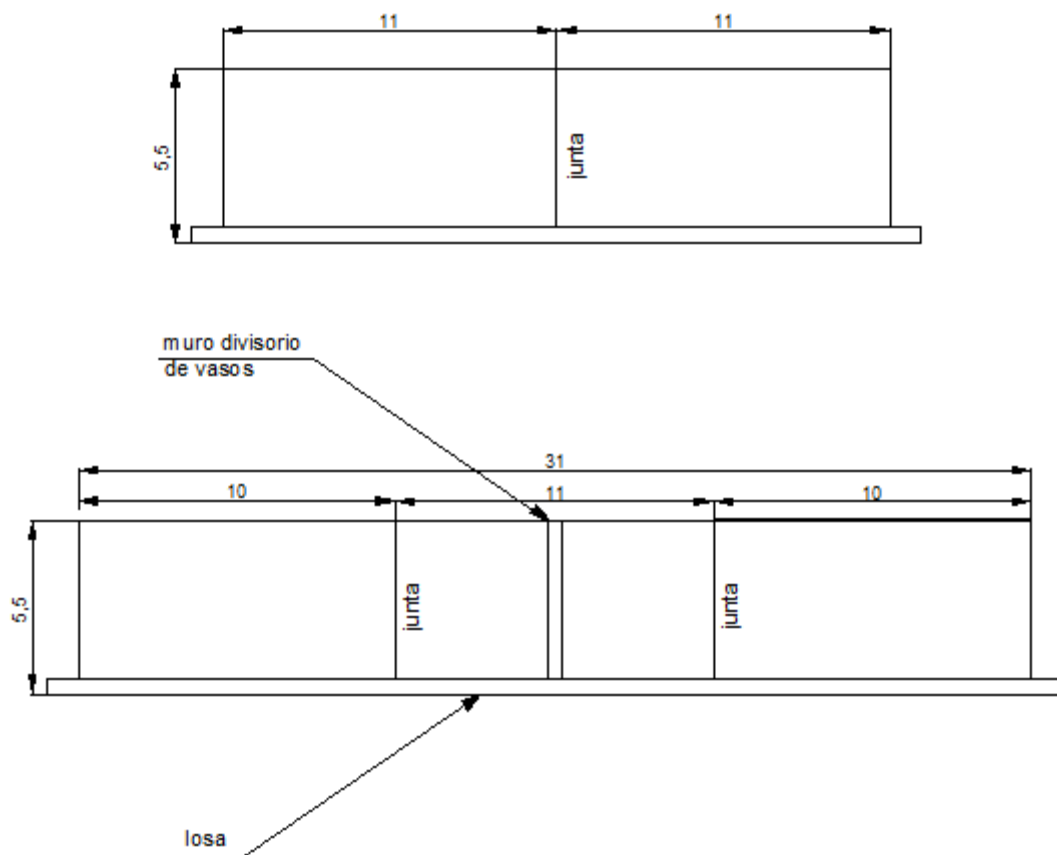
Los principales efectos de la retracción del hormigón sobre los distintos elementos del depósito son los siguientes:

- 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. 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

Las dimensiones de los muros son de es de 21 x 5 y de 30 x 5 m, por lo que la disposición de las juntas en los muros será:



6.1.1.4 Fluencia

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

6.1.2 Acciones variables

6.1.2.1 Empuje hidrostático

El empuje hidrostático $q_h(x)$ actúa sobre el lado interior del muro.

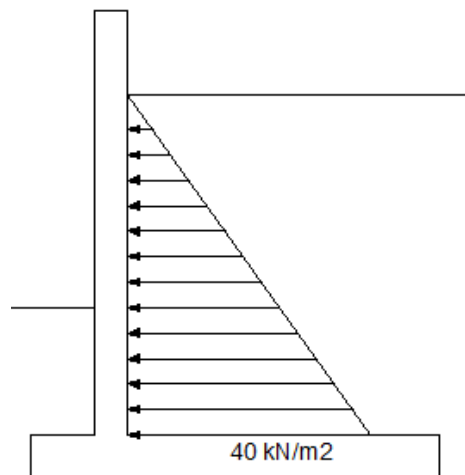
$$q_h(x=0) = \gamma_w \cdot H_w$$

Siendo:

γ_w : peso específico del agua= 10 kN/m³

H_w : altura del agua. La altura máxima de la lámina de agua es de 4 m.

La ley de empujes es:



6.1.2.2 Tráfico

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

$$q = k_0 \cdot 10 \frac{kN}{m^2} = 5.8 \frac{kN}{m^2}$$

6.1.2.3 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:

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

donde:

q_e : presión dinámica del viento

q_b : valor básico de la presión dinámica del viento

c_e : coeficiente de exposición

c_p : coeficiente eólico o de presión exterior

$$q_b = 0.5 \times \delta \times v_b^2$$

Siendo:

δ : densidad del aire = 1.25 kg/m³

v_b : valor básico de la velocidad del viento

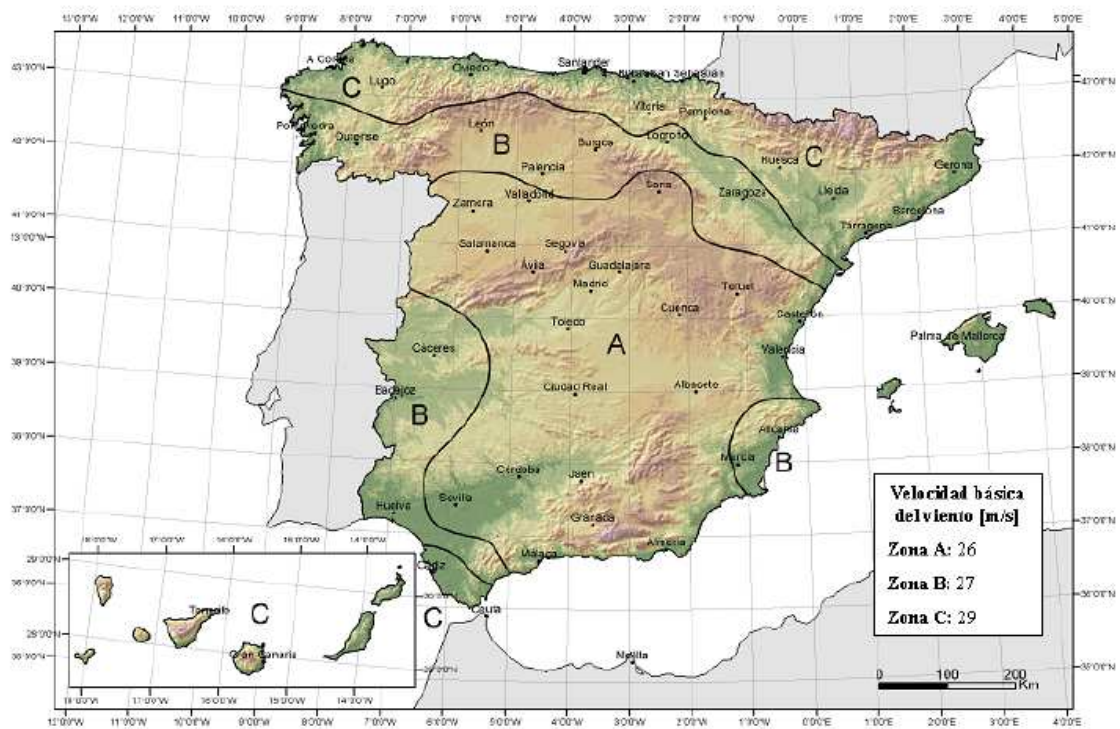


Figura D.1 Valor básico de la velocidad del viento, v_b

Mairena del Alcor \rightarrow zona A $\rightarrow v_b = 26$ m/s $\rightarrow q_b = 0.42$ kN/m²

c_e : coeficiente de exposición

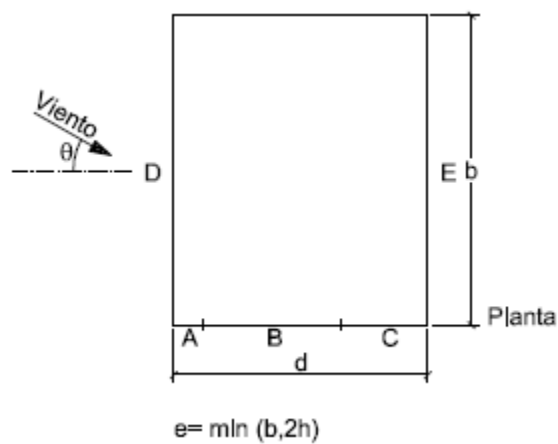
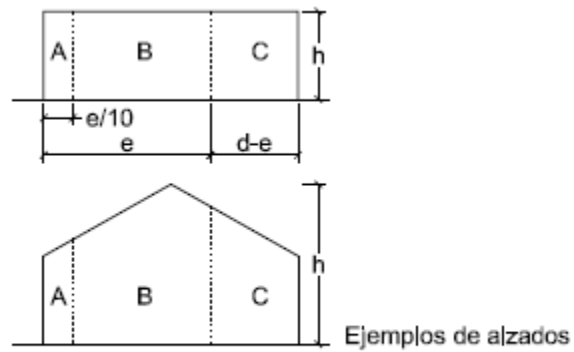
Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e

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

Para el caso que nos ocupa $\rightarrow C_e = 2.1$

c_p : coeficiente eólico o de presión exterior

- En las paredes laterales:



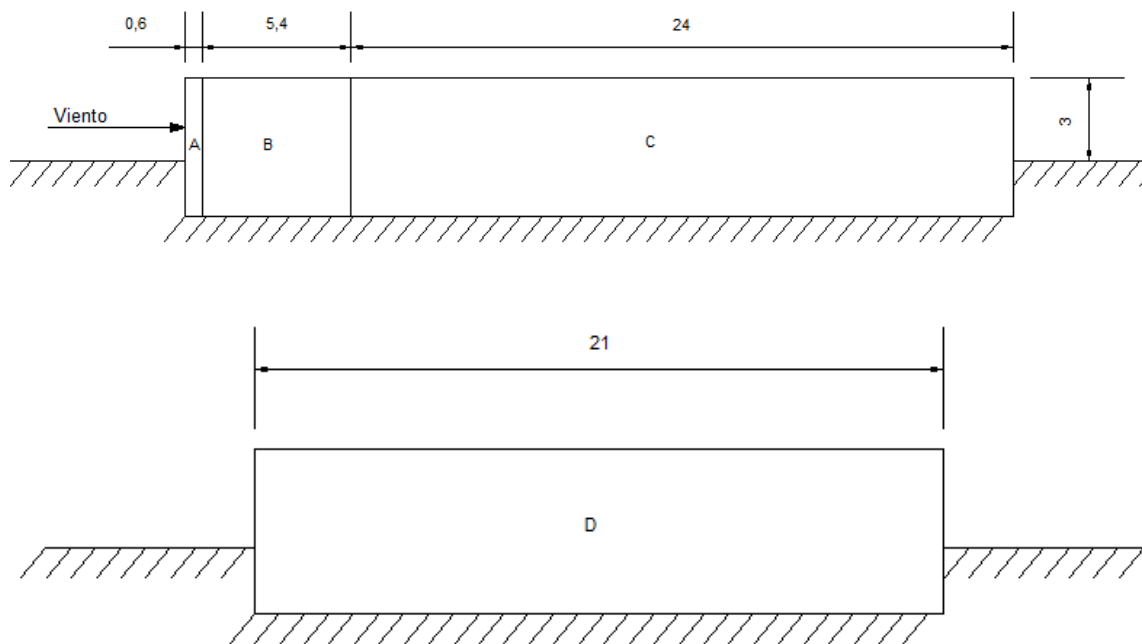
A (m ²)	h/d	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	"	-0,3

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

Las presiones para cada zona del depósito son:

- Viento a 0°:

$$e = \min(b, 2h) = \min(21, 2 \times 3) = 6 \text{ m}$$

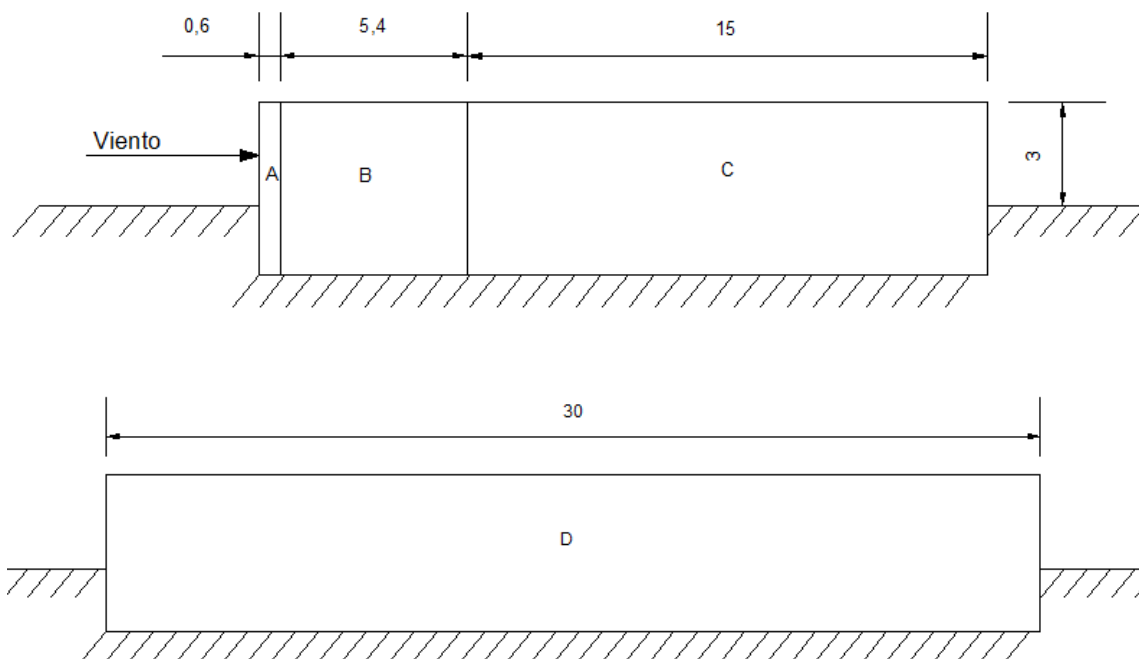


La presión del viento q_e para viento a 0° es:

	A	B	C	D	E
C_p	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
Ancho (m)	0,6	5,4	24	21	21
$C_{p,med}$	-0,57			0,70	-0,30
q_e (kN/m ²)	-0,50			0,62	-0,26

- Viento a 90°:

$$e = \min(b, 2h) = \min(30, 2 \times 3) = 6 \text{ m}$$



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

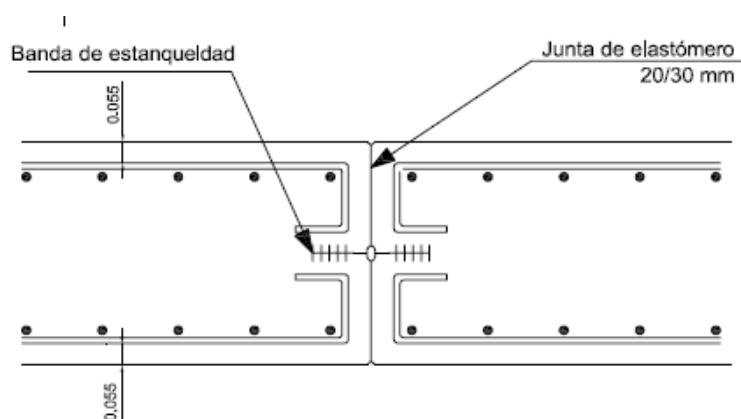
	A	B	C	D	E
C_p	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
Ancho (m)	0,6	5,4	15	30	30
$C_{p,med}$	-0,42			0,70	-0,30
q_e (kN/m ²)	-0,37			0,62	-0,26

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 tratará como un caso de cargo nuevo, prestando atención en introducir correctamente la dirección.

6.1.2.4 Acción térmica

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.

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:



6.1.3 Acciones accidentales

6.1.3.1 Acción 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 depósito 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 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 Mairena del alcor es de 0.06g. Por tanto, es obligatorio es estudio sísmico de la construcción.

A continuación se realizará el cálculo sísmico:

- Aceleración sísmica básica

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica. 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.

En el anejo 1 de la NCSE 02 detalla por municipios estos valores de aceleración sísmica básica y coeficientes de contribución K:

Localidad: Mairena del alcor

- Aceleración básica (a_b/g): 0.06
- Coeficiente de distribución (K): 1.1
- Aceleración sísmica de cálculo

La aceleración sísmica de cálculo, a_c , se define:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

Donde:

A_b : aceleración sísmica básica

ρ : Coeficiente adimensional de riesgo. Para construcciones de importancia especial $\rho=1$.

C: Coeficiente del terreno. El suelo que tenemos en el depósito se corresponde con un terreno tipo III *“Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} < v_s < 2000 \text{ m/s}$ ”.*

Según tabla 2.1 de la NCSE02:

Terreno tipo IV \rightarrow Coeficiente C: 1,6

S: Coeficiente de amplificación del terreno. Para $\rho \cdot a_b = 1,3 \cdot 0,06g = 0,078g < 0,1g$:

$$S = \frac{C}{1,25} = \frac{1,6}{1,25} = 1,28$$

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 1,28 \cdot 1,3 \cdot 0,06g = 0,0998 g$$

- 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:

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

Siendo:

$\alpha(T)$: valor del espectro normalizado de respuesta elástica

T: Periodo propio del oscilador en segundos

K: Coeficiente de contribución

C: Coeficiente del Terreno

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

$$T_A = K \cdot \frac{C}{10} = 0,176 s$$

$$T_B = K \cdot \frac{C}{2,5} = 0,704 s$$

- Modificación del espectro de respuesta elástica en función del amortiguamiento

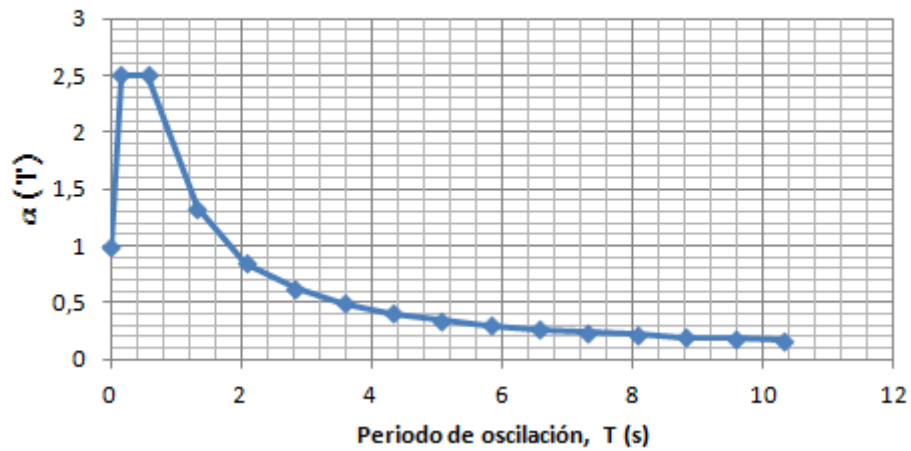
El espectro elástico de respuesta se ha calculado para un amortiguamiento del 5% del crítico. En un principio, y dado a que no se ha podido establecer el amortiguamiento de la infraestructura mediante algún método, como por ejemplo, el método decremento logarítmico, mantenemos el amortiguamiento del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

- Ductilidad

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

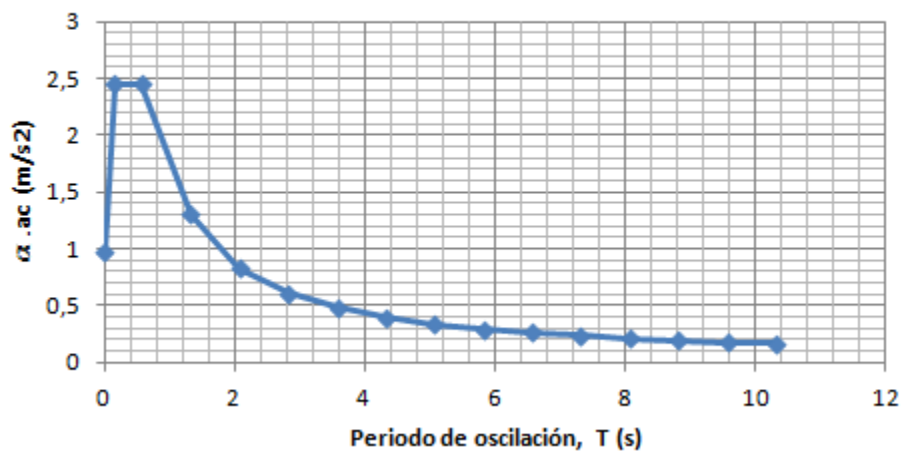
- Representación este espectro de respuesta elástica

Espectro de respuesta elastica



Particularizando para la localidad de Mairena del Alcor, multiplicamos $\alpha(T) \times a_c$:

Espectro de diseño



6.2 Acciones a considerar en la losa

6.2.1 Acciones permanentes

6.2.1.1 *Peso propio*

Correspondiente a un peso específico del hormigón armado de 25 kN/m³.

6.2.1.2 *Retracción*

Hacemos coincidir las juntas de retracción con las de dilatación. En el apartado de dilatación se verá la disposición de las juntas.

6.2.1.3 *Fluencia*

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

6.2.2 Acciones variables

6.2.2.1 *Empuje hidrostático*

El empuje hidrostático $q_h(x)$ actúa sobre la solera.

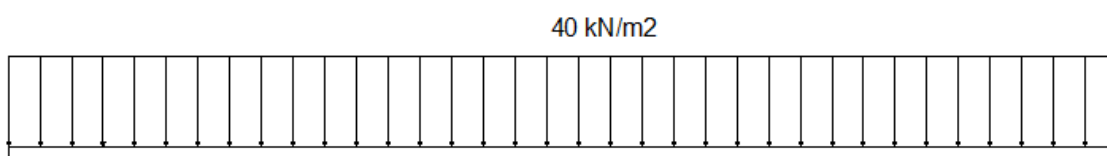
$$q_h = \gamma_w \cdot H_w$$

Siendo:

γ_w : peso específico del agua

H_w : altura del agua. La altura máxima de la lámina de agua es de 4 m.

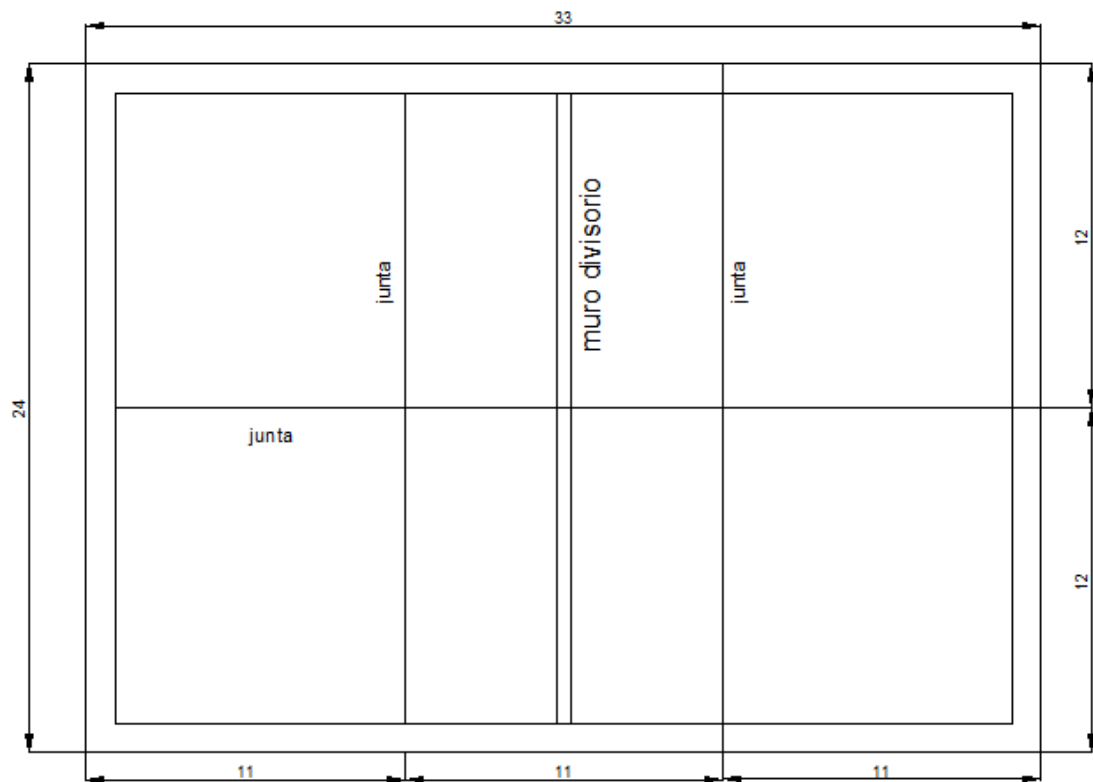
Ha depósito lleno el empuje hidráulico es:



6.2.2.2 Acción térmica

Las juntas de dilatación, tanto en soleras como en muros, es recomendable disponerlas a 12 m en el caso de piezas de hormigón armado.

Por tanto, las dimensiones de la losa es de 24x33 m, se decide poner juntas de dilatación formando rectángulos con las siguientes dimensiones:



6.2.2.3 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.

6.2.3 Acciones accidentales

6.2.3.1 Sismo

Ya visto anteriormente.

6.3 Acciones a considerar en la cubierta

6.3.1 Acciones permanentes

6.3.1.1 *Peso propio de la cubierta*

Peso propio de cubierta:

- alveoplaca de 0.15 m de espesor: 2.46 kN/m²
- 5 cm de capa de compresión: $0.05 \times 25 \text{ KN/m}^3 = 1.25 \text{ kN/m}^2$

Total = $2.76 + 1.25 = 3.71 \text{ kN/m}^2$

6.3.1.2 *Pretensado de la cubierta*

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

6.3.2 Acciones variables

6.3.2.1 *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: 1 kN/m²

6.3.2.2 *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 E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m²)

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

Mairena del Alcor: zona 6 y 140 → 0.2 kN/m²

7 Coeficientes de seguridad

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

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

- Para los materiales:

Tabla 15.3
Coeficientes parciales de seguridad de los materiales
para Estados Límite Últimos

Situación de proyecto	Hormigón γ_s	Acero pasivo y activo γ_s
Persistente o transitoria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0

- Para las acciones:

Tabla 12.1.a
Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables
para la evaluación de los Estados Límite Últimos

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	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	—	—	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Tabla 12.2
Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables
para la evaluación de los Estados Límite de Servicio

Tipo de acción		Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente		$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	Armadura pretesa	$\gamma_P = 0,95$	$\gamma_P = 1,05$
	Armadura postesa	$\gamma_P = 0,90$	$\gamma_P = 1,10$
Permanente de valor no constante		$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable		$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

8 Combinación de acciones

La combinación de acciones es la establecida en la EHE, en los artículos 13.2 para ELU y 13.3 para estados límites de servicio.

En particular, se realizaran las siguientes combinaciones:

ELU

Nº	Hipótesis de cálculo	Elementos	PP	CM	Et	T	Ew	SCU	Viento	Nieve	Sismo
1	Depósito lleno	Muros perimetrales y losa	1,35	1,35	1	0	1,5	1,5	0	1,5	1,5
2	Depósito vacío	Muros perimetrales y losa	1,35	1,35	1,35	1,5		1,5	0	1,5	1,5
3	Dos vasos llenos	Muro divisorio y losa	1,35	1,35			1,5	1,5			1,5
4	Un vaso lleno y otro vacío	Muro divisorio y losa	1,35	1,35			1,5	1,5			1,5
5	Sismo	Todos los muros y losa	1	1	1	1	1	1	0	1	1

ELS

Nº	Hipótesis de cálculo	Elementos	PP	CM	Et	T	Ew	SCU	Viento	Nieve
6	Depósito lleno	Muros perimetrales y losa	1	1	1	0	1	1	0	1
7	Depósito vacío	Muros perimetrales y losa	1	1	1	1		1	0	1
8	Dos vasos llenos	Muro divisorio y losa	1	1			1	1		1
9	Un vaso lleno y otro vacío	Muro divisorio y losa	1	1			1	1		1

9 Programa de cálculo

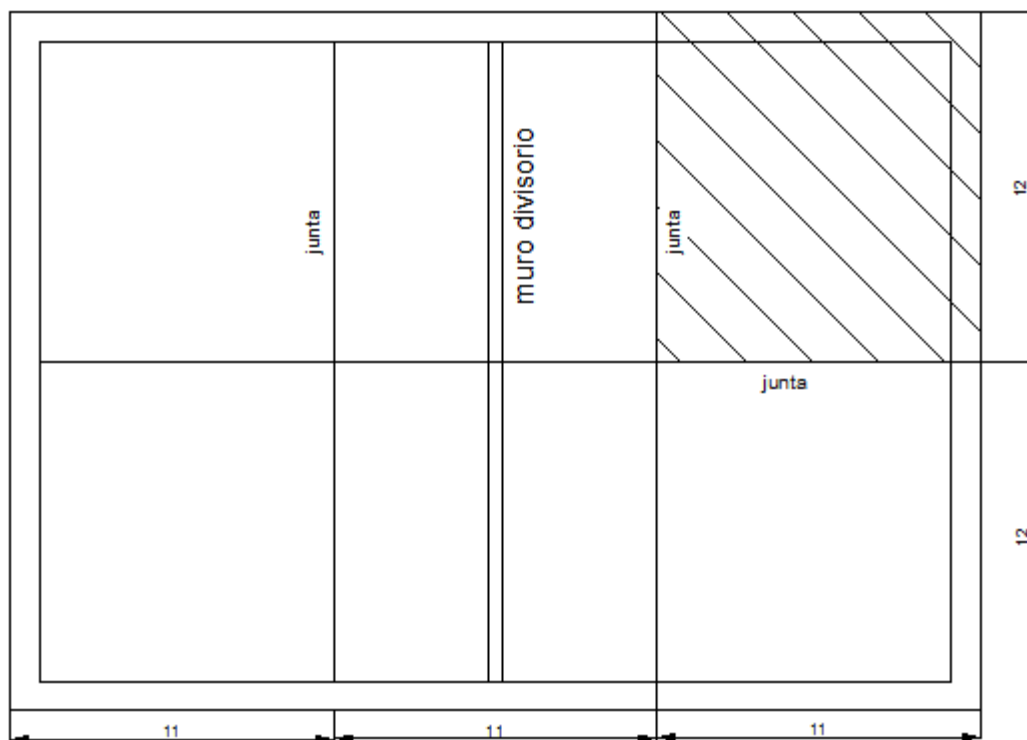
Para el cálculo de los esfuerzos en la losa y muros se empleará un programa de elementos finitos, SAP2000. Los pórticos, formado por los pilares y vigas donde se apoya la cubierta, se calcularán con el programa CESPLA.

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

10 Anexo de calculo

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

10.1 Esquina



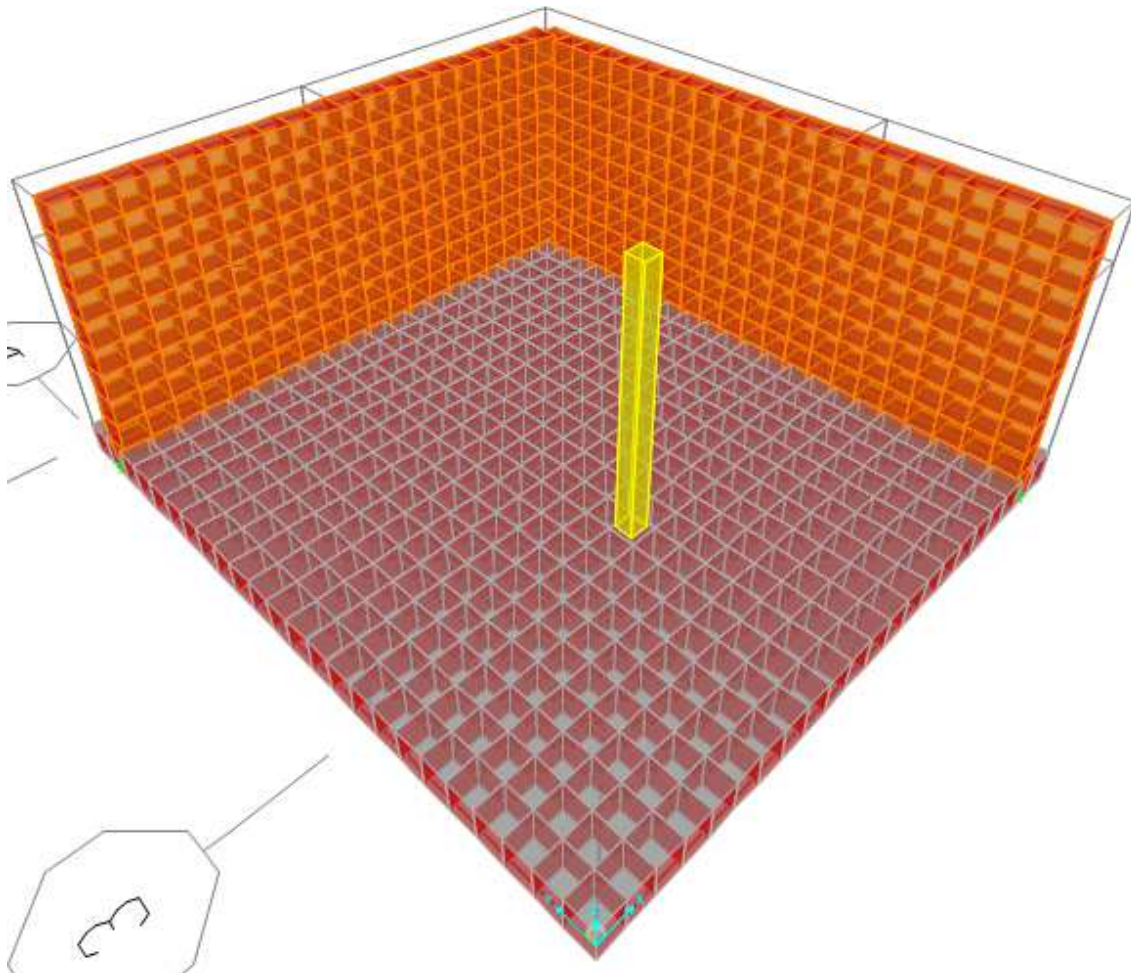
Pesos en la cubierta que van a los muros:

Carga muerta:

- 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

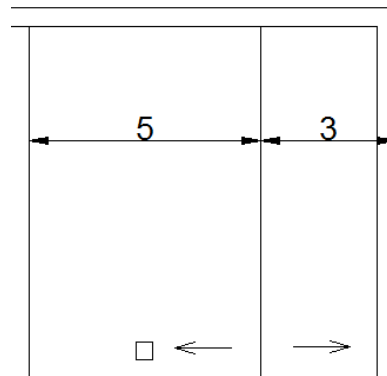
Total = 2.76 + 1.25 = 3.71 kN/m²

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.



- 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:



Por tanto, el muro se lleva:

$$3.71 \frac{kN}{m^2} \times 3 m = 11.13 \frac{kN}{m}$$

- Carga del pilar:

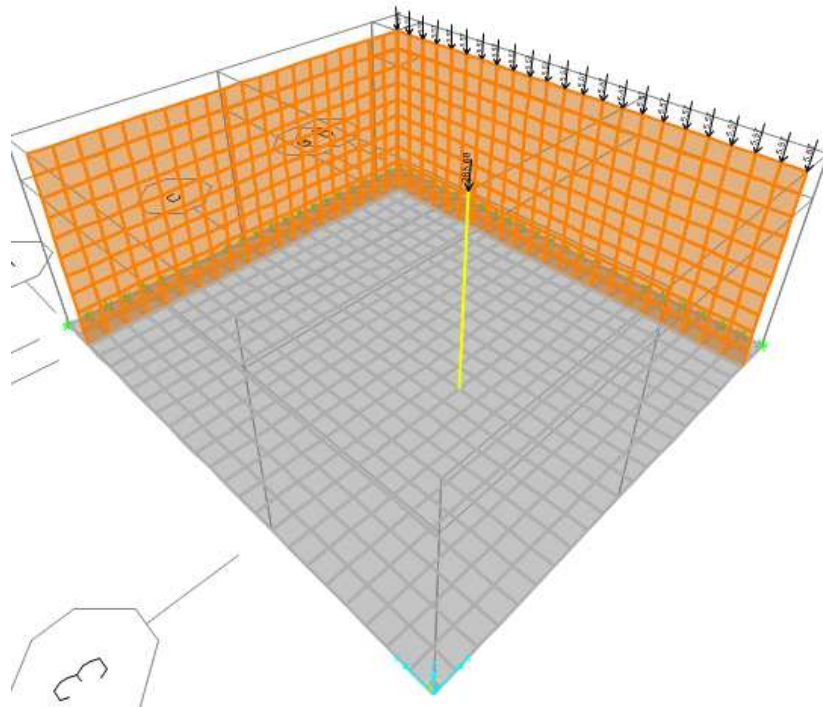
El pilar transfiere a la losa las cargas de la cubierta, que son carga muerta (placa alveolar y capa de compresión), sobrecarga de uso y nieve.

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:

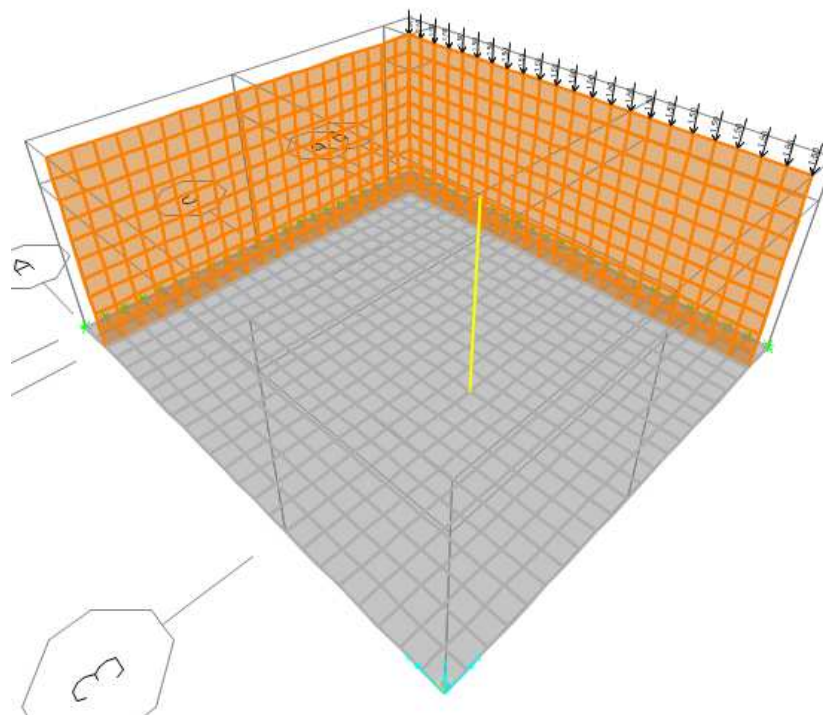
Reacción en el contacto losa-pilar: $R = 301 \text{ kN}$

$$q = R - \text{peso} = 301 - 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 5 = 285.68 \text{ kN}$$



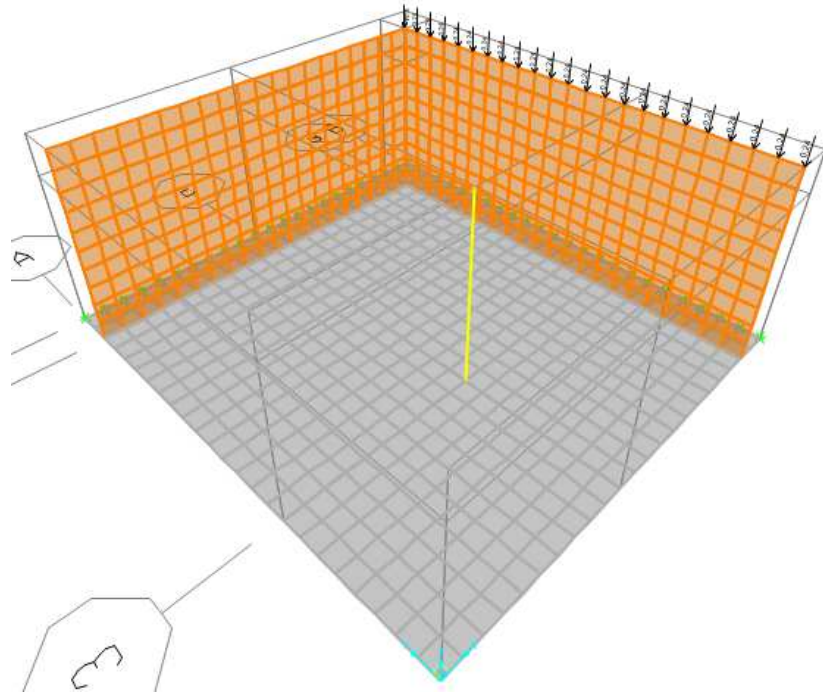
- Sobrecarga de uso: 1 kN/m²

$$1 \frac{kN}{m^2} \times 3 m = 3 \frac{kN}{m}$$

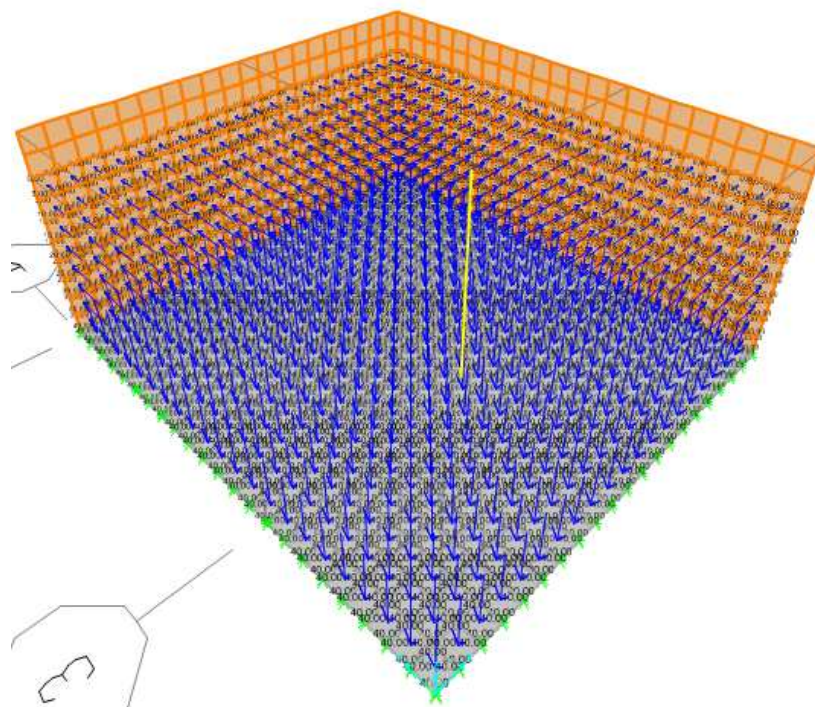


- Carga de nieve: 0.2 kN/m²

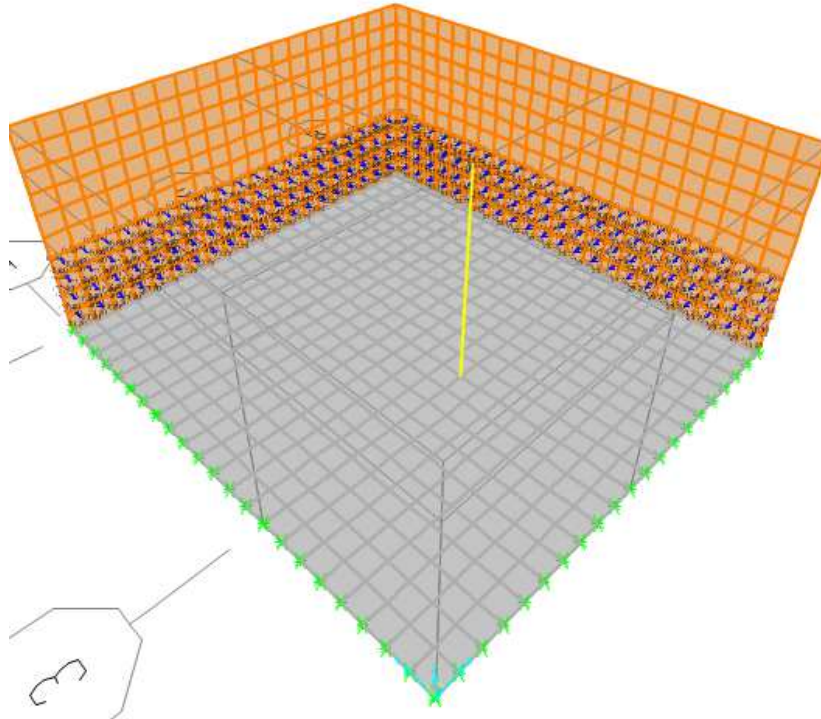
$$0.2 \frac{kN}{m^2} \times 3 m = 0.6 \frac{kN}{m}$$



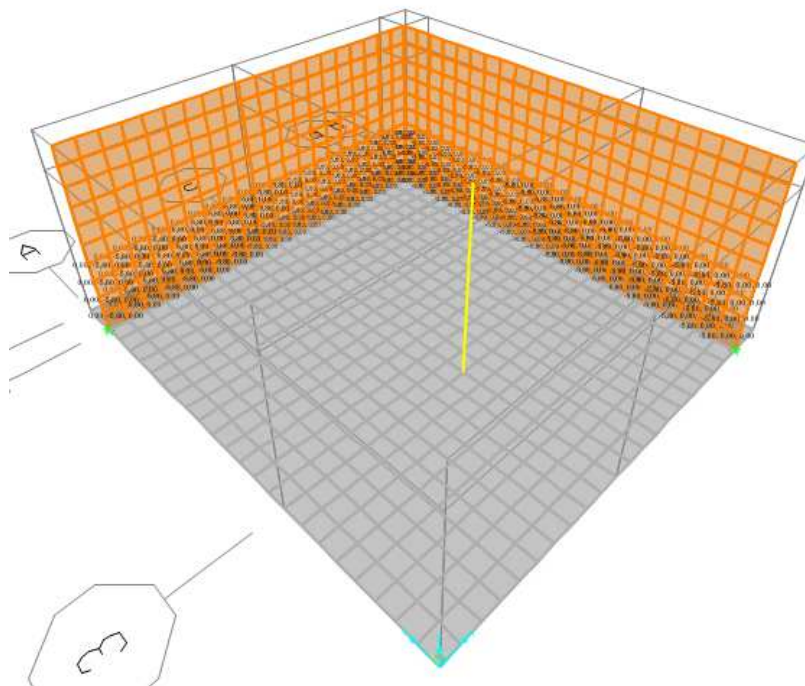
- Empuje del agua Ew:



- Empuje del terreno Et:

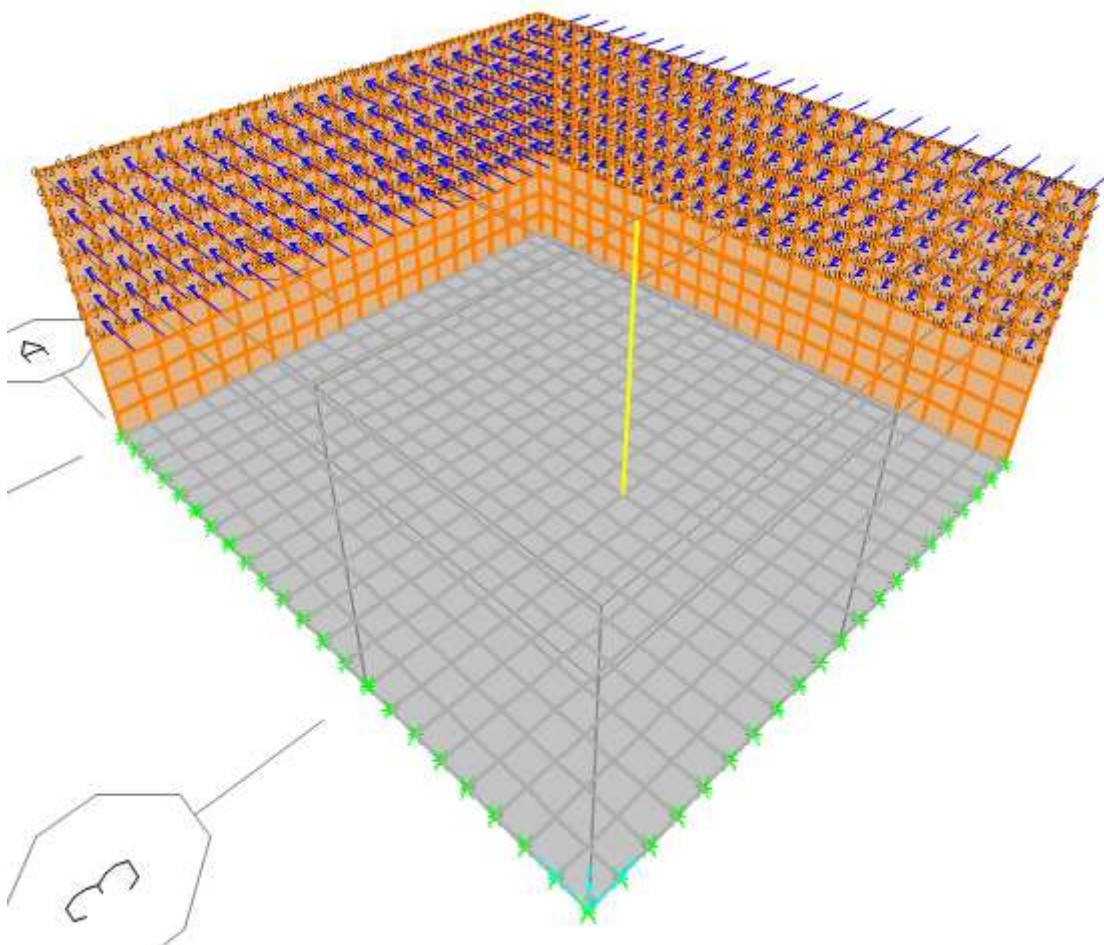


- Tráfico:



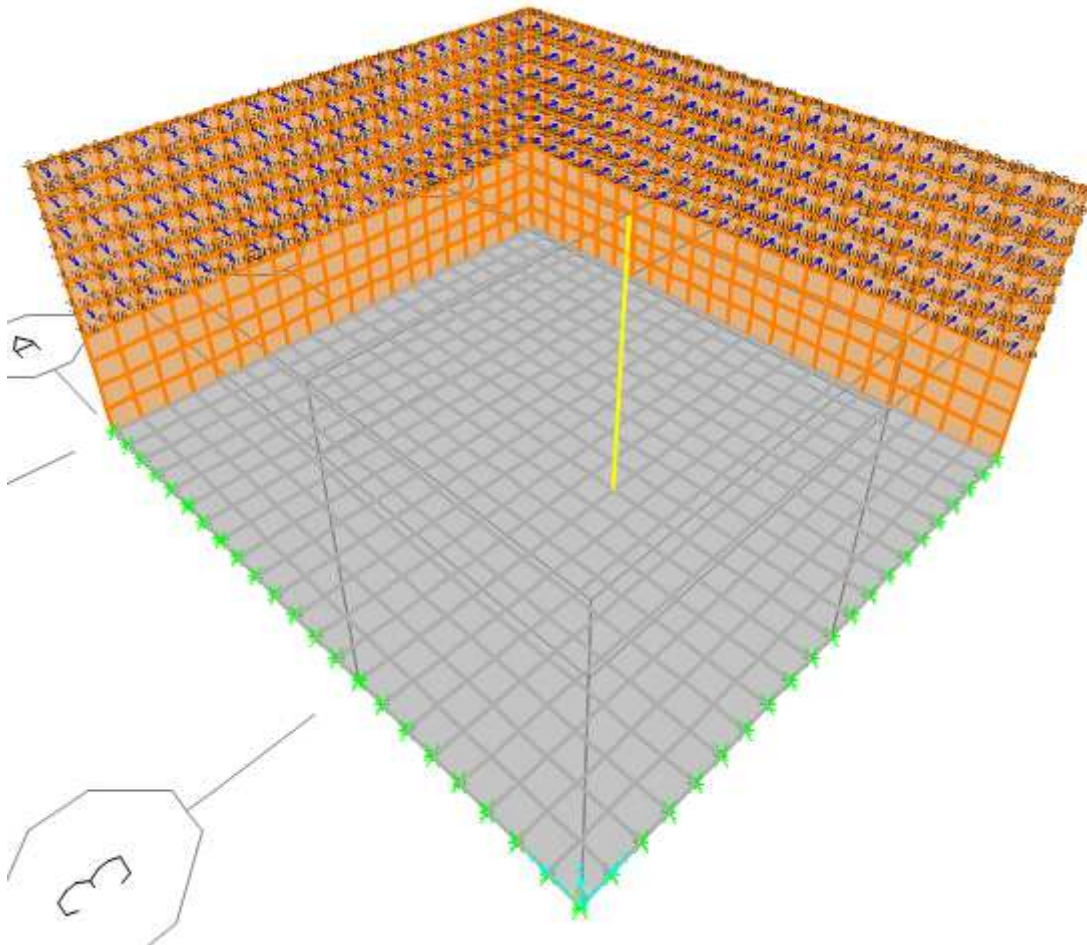
- Viento a 0°:

	A	B	C	D	E
Cp	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
Ancho (m)	0,6	5,4	24	21	21
Cp,med	-0,57			0,70	-0,30
qe (kN/m2)	-0,50			0,62	-0,26



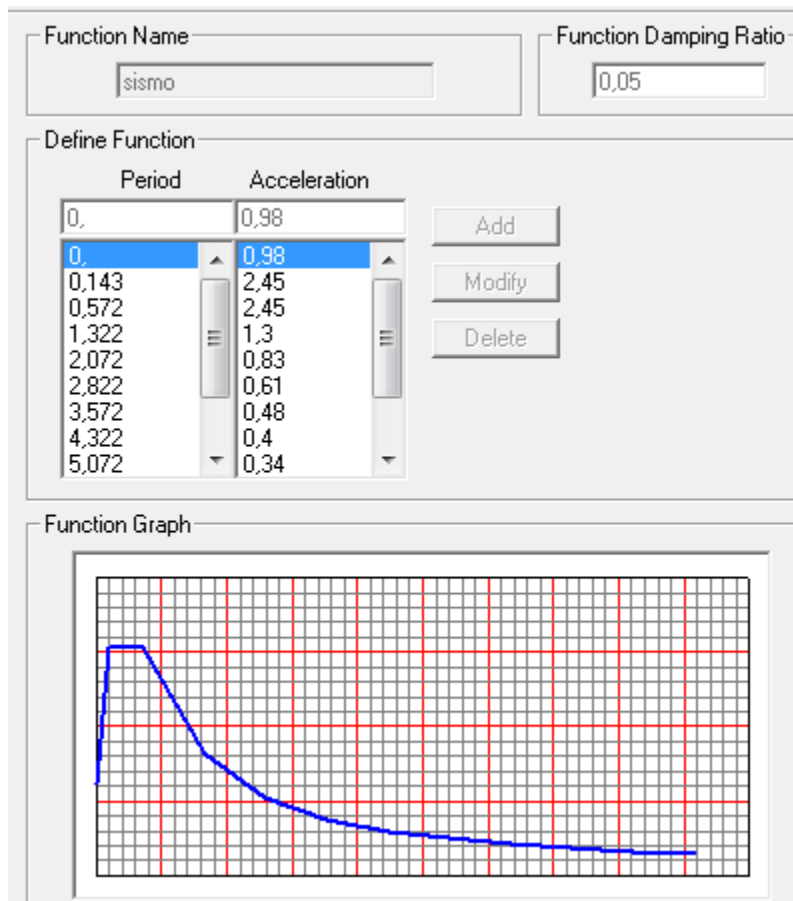
- Viento a 90°:

	A	B	C	D	E
Cp	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
Ancho (m)	0,6	5,4	15	30	30
Cp,med	-0,42			0,70	-0,30
qe (kN/m2)	-0,37			0,62	-0,26



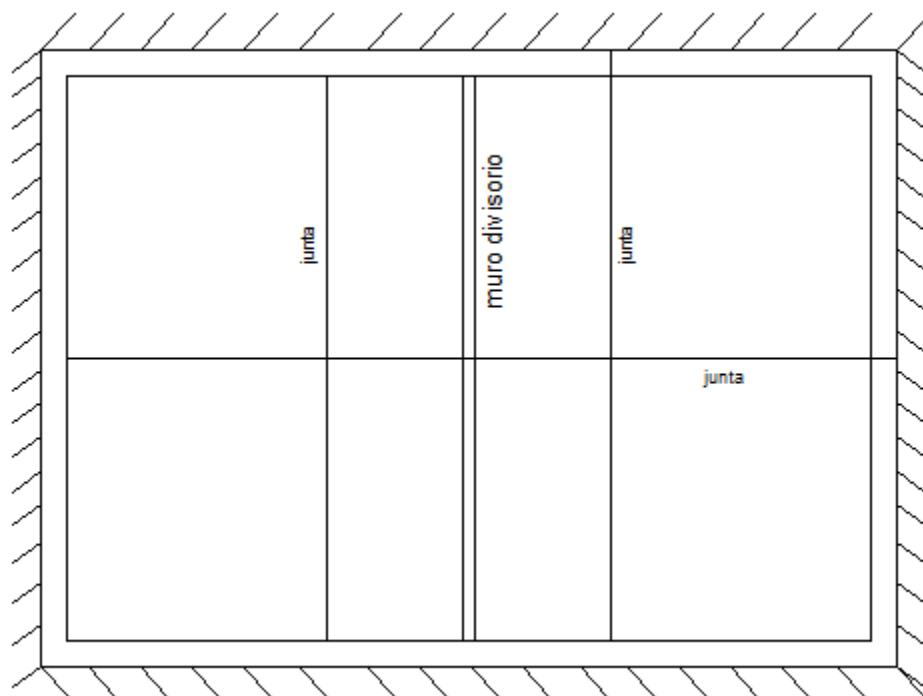
- Acción sísmica

Introducimos el espectro de frecuencia obtenido anteriormente:

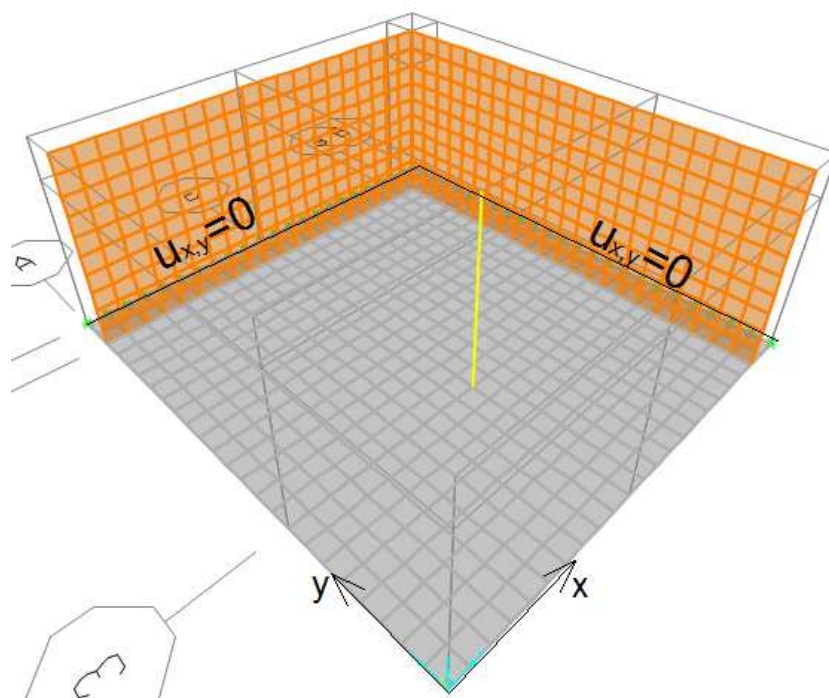


- Condiciones de contorno

El depósito 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.

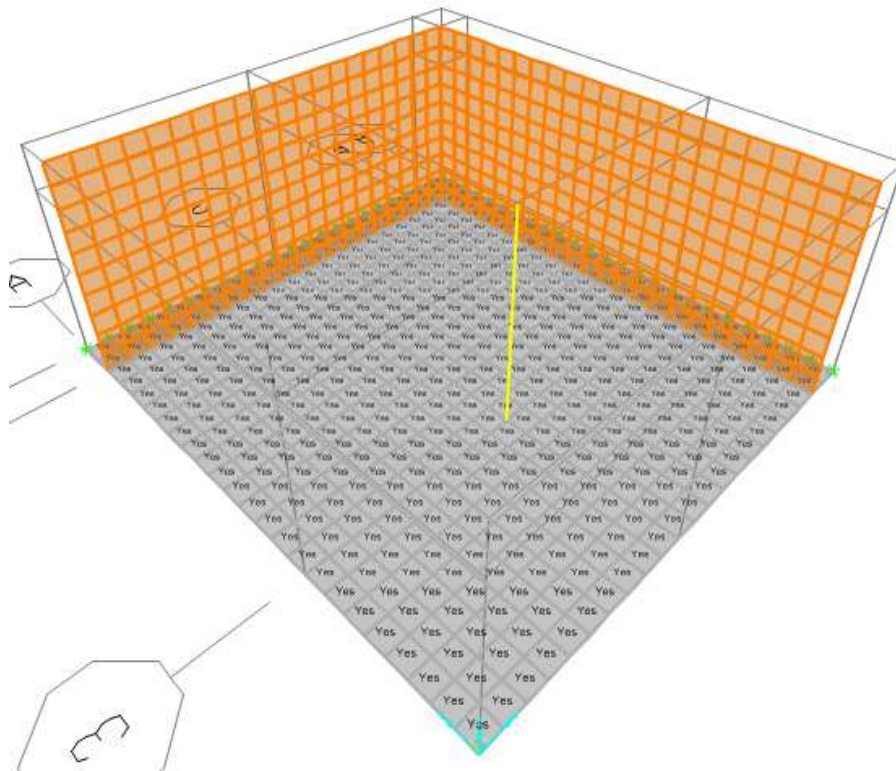


En el depósito se han dispuesto juntas de modo que se permite los desplazamientos en las mismas:



- Modulo de balasto

Introducimos en la losa el modulo de balasto, obtenido del Anejo N°2 Geotecnia, que se asemeja a incorporar en todos los nodos de esta un muelle de valor 2046 kN/m3.



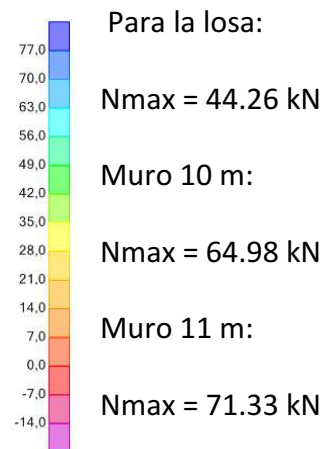
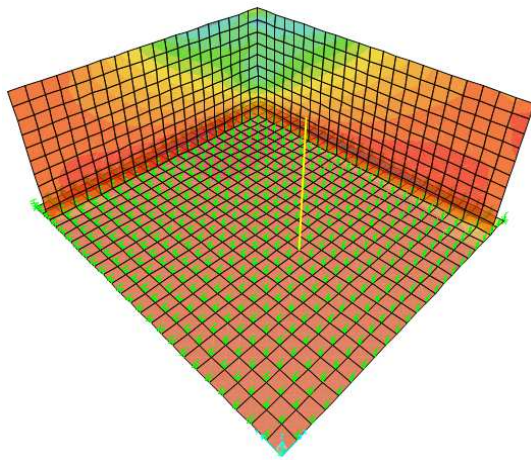
Realizamos las combinaciones enunciadas anteriormente y estudiamos la envolvente tanto para los casos de estado limite ultimo como para los de servicios. Con los esfuerzos obtenidos de la envolvente se realizará el dimensionamiento de muros y losa.

10.2 Esfuerzos ELU

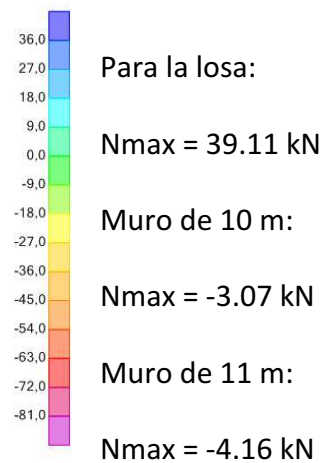
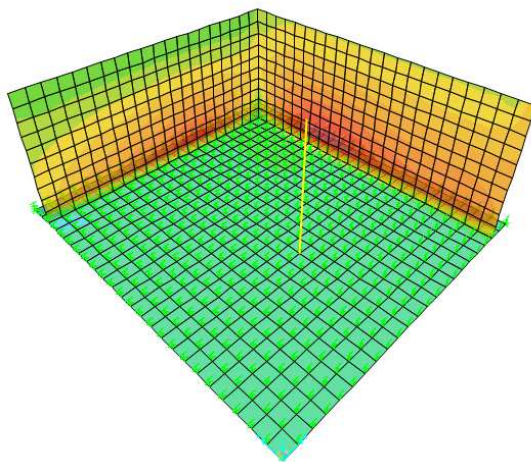
10.2.1 Envolvente máxima

Axiles:

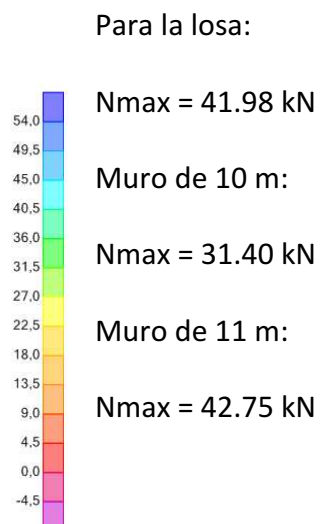
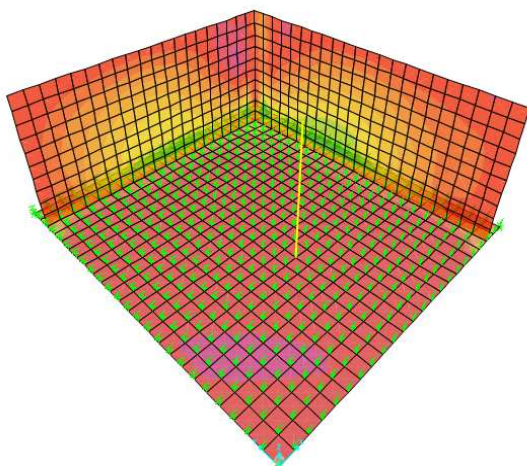
Dirección 1:



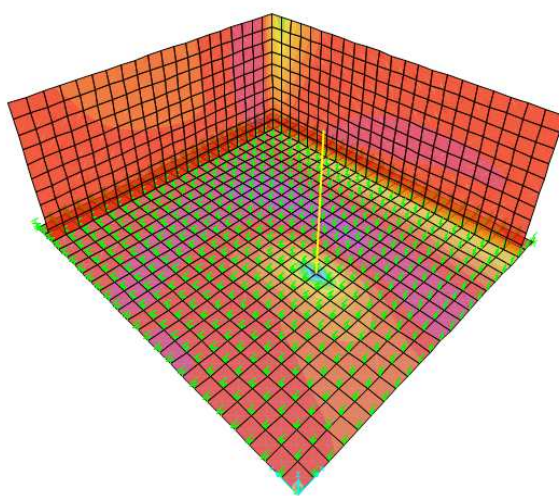
Dirección 2:



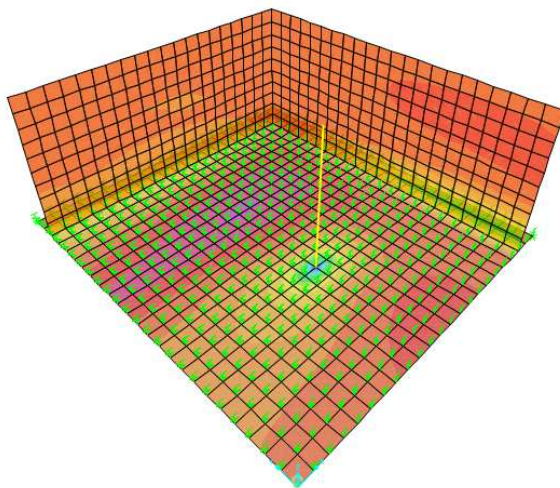
Dirección 1-2:



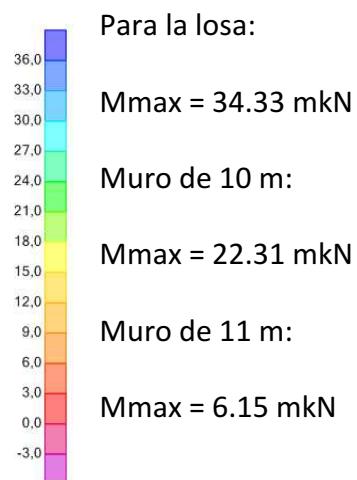
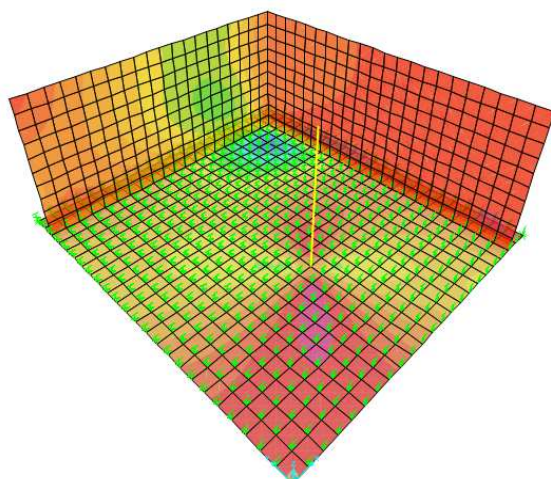
Flector dirección 1:

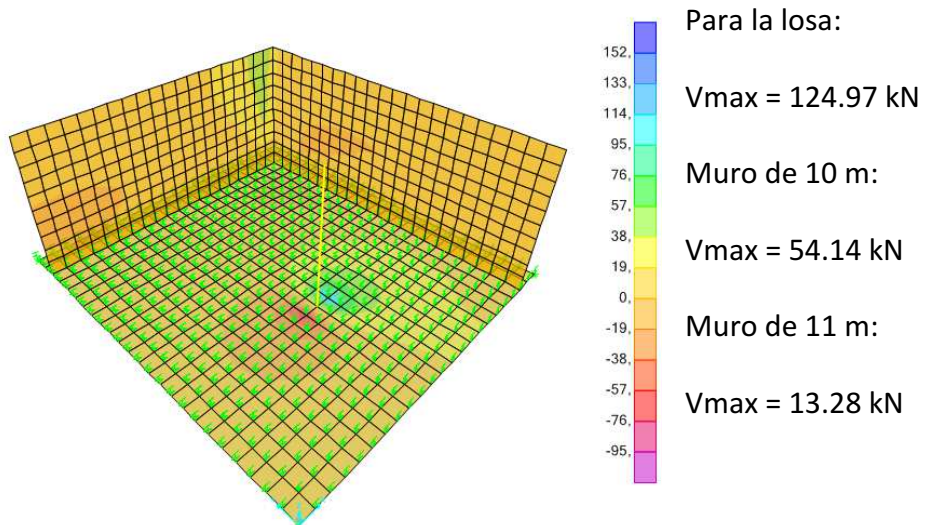
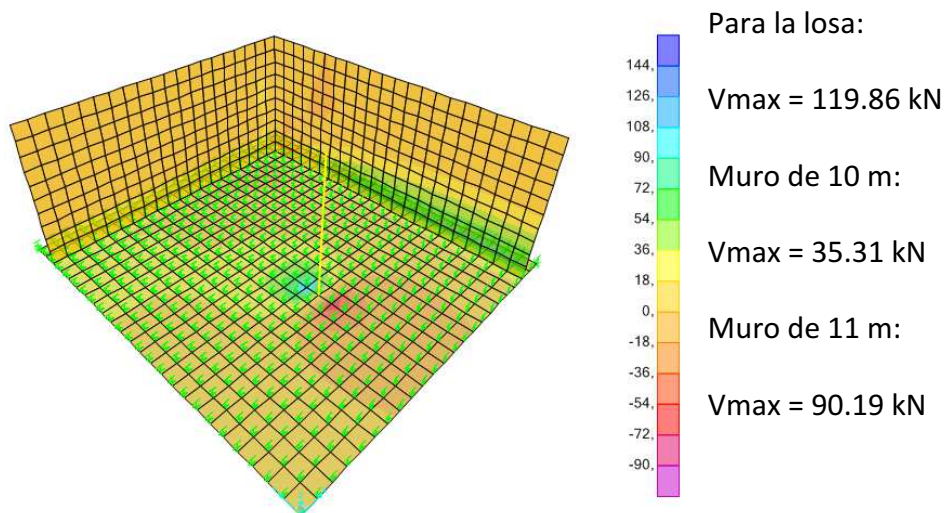


Flector dirección 2:



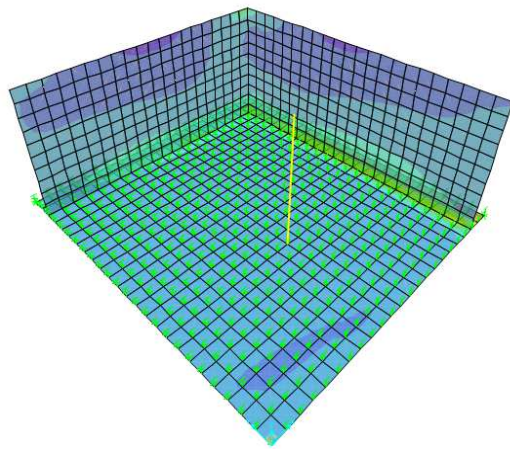
Flector dirección 1-2:



Cortante dirección 1:**Cortante dirección 2:****10.2.2 Envolvente mínima**

Axiles:

Dirección 1:



Para la losa:

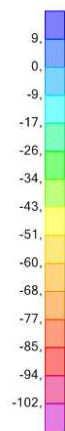
Nmin = -93.05 kN

Muro 10 m:

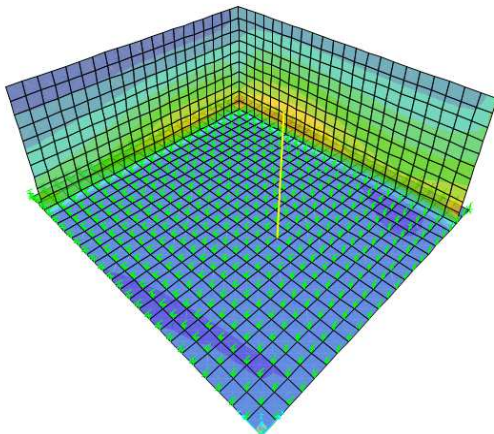
Nmin = -46.35 kN

Muro 11 m:

Nmin = -51.89 kN



Dirección 2:



Para la losa:

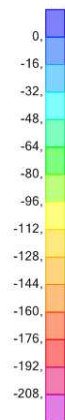
Nmin = -98.59 kN

Muro de 10 m:

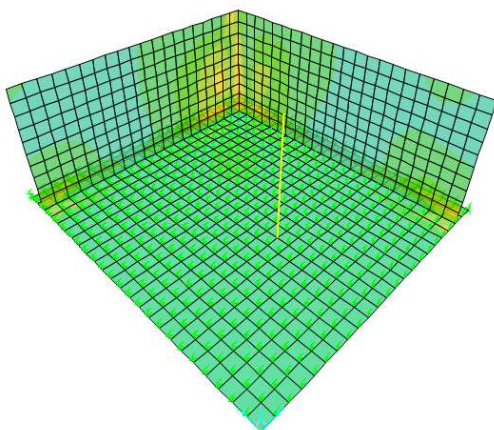
Nmin = -209.66 kN

Muro de 11 m:

Nmin = -210.76 kN



Dirección 1-2:



Para la losa:

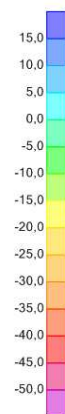
Nmin = -42.24 kN

Muro de 10 m:

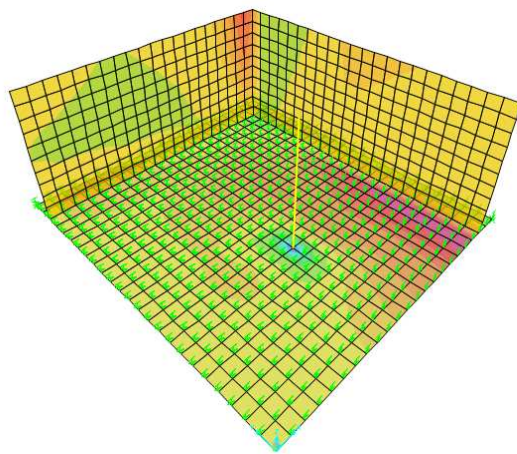
Nmin = -26.26 kN

Muro de 11 m:

Nmin = -27.28 kN



Flector dirección 1:



Para la losa:

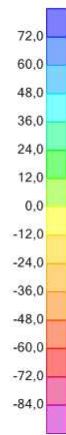
Mmin = -84.13 mkN

Muro de 10 m:

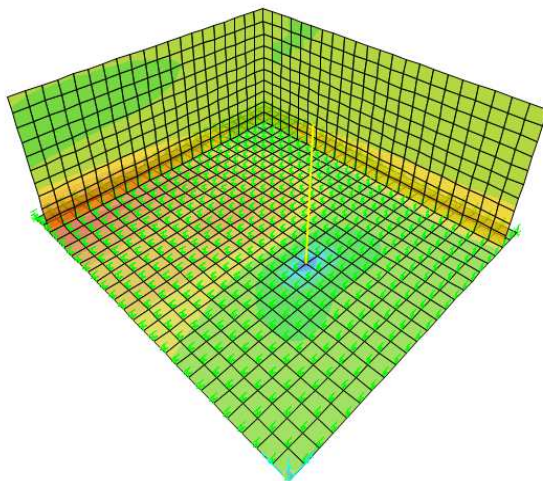
Mmin = -95.07 mkN

Muro de 11 m:

Mmin = -14.25 mkN



Flector dirección 2:



Para la losa:

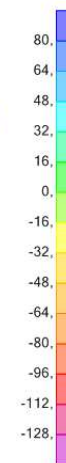
Mmin = -96.48 mkN

Muro de 10 m:

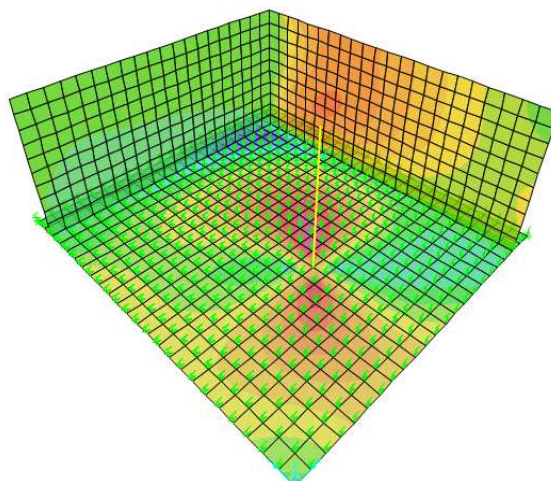
Mmin = -136.03 mkN

Muro de 11 m:

Mmin = -57.66 mkN



Flector dirección 1-2:



Para la losa:

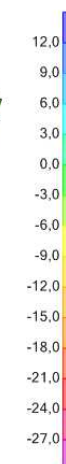
Mmin = -26.58 mkN

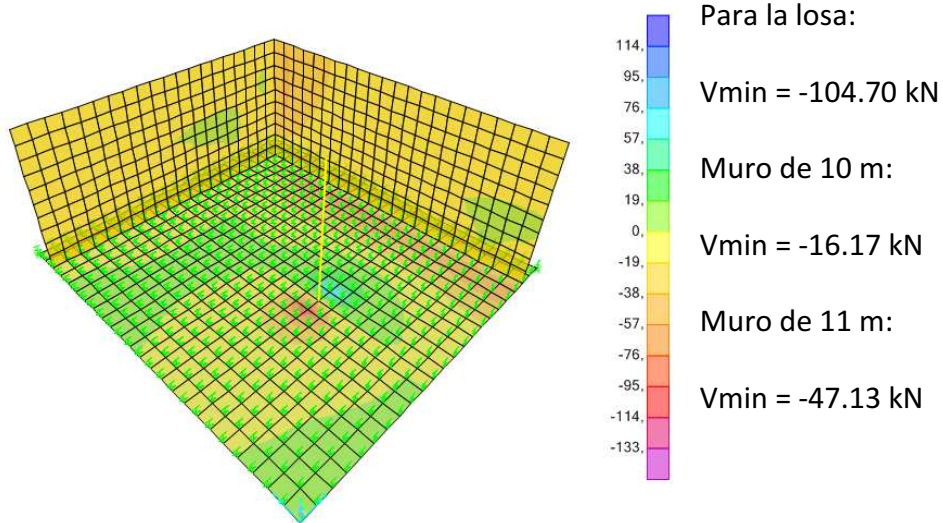
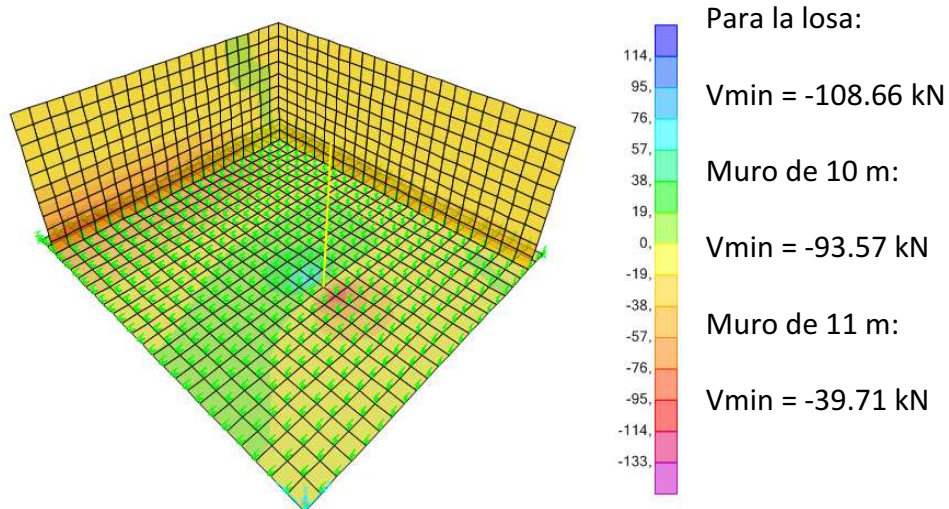
Muro de 10 m:

Mmin = -1.87 mkN

Muro de 11 m:

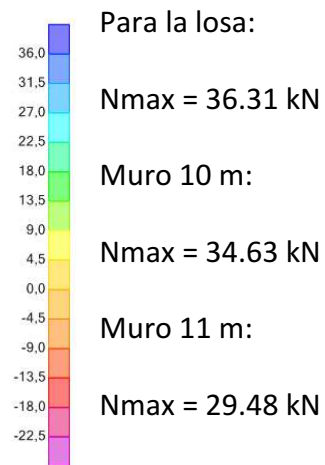
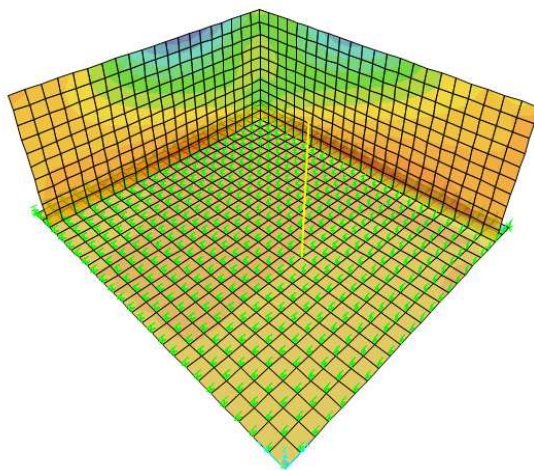
Mmin = -18.38 mkN



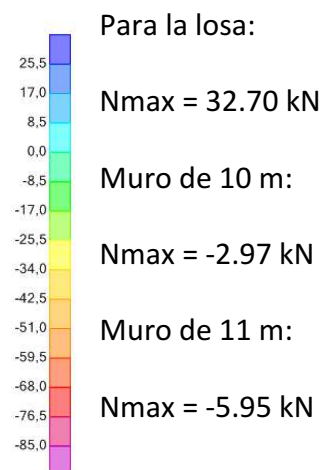
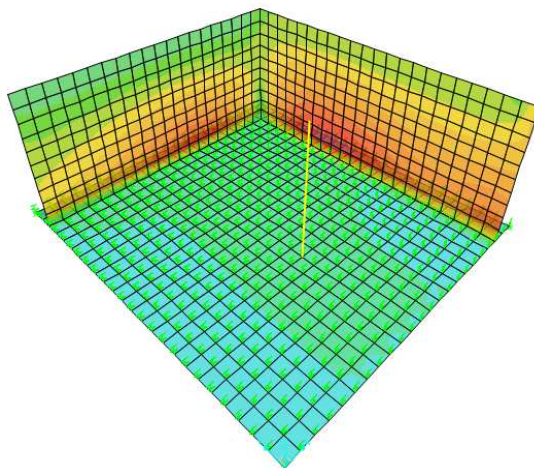
Cortante dirección 1:**Cortante dirección 2:****10.3 Esfuerzos ELS****10.3.1 Envoltente máxima:**

Axiles:

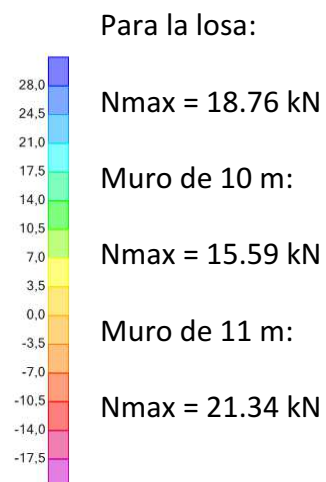
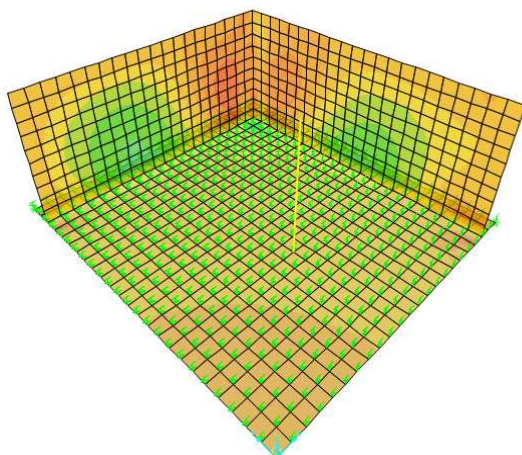
Dirección 1:



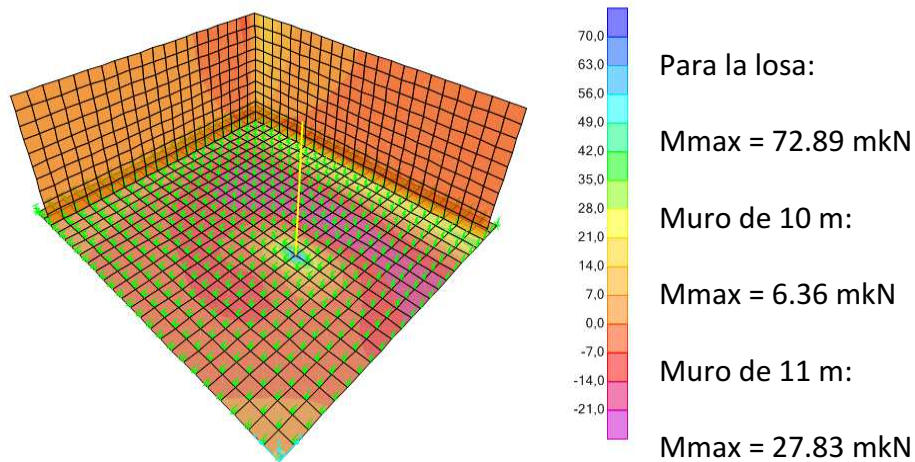
Dirección 2:



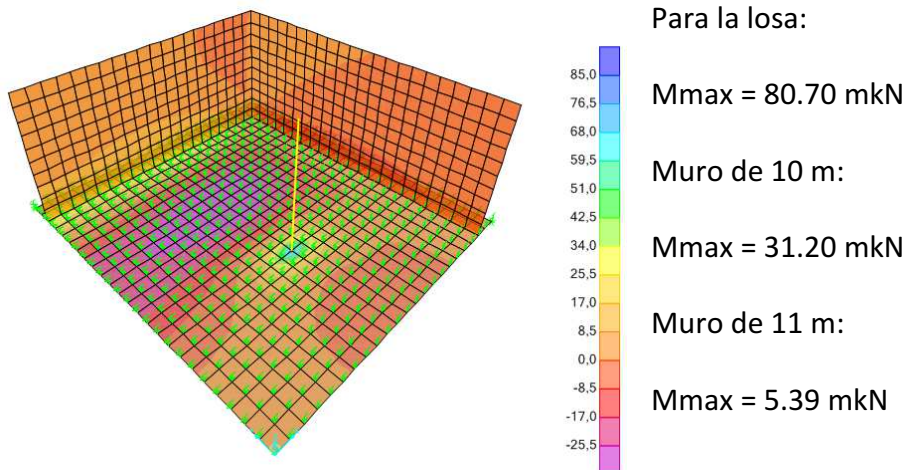
Dirección 1-2:



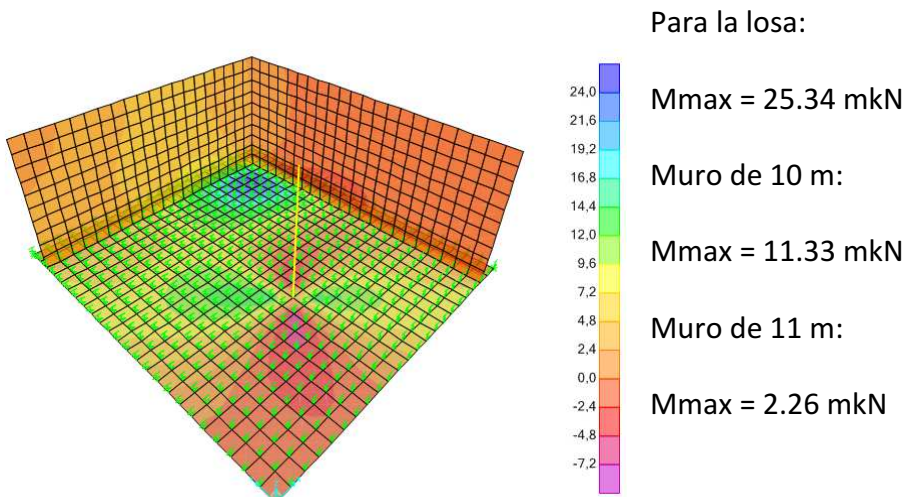
Flector dirección 1:

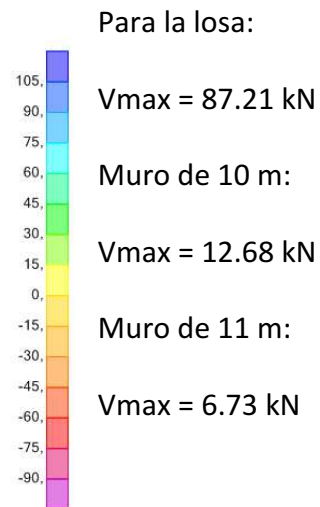
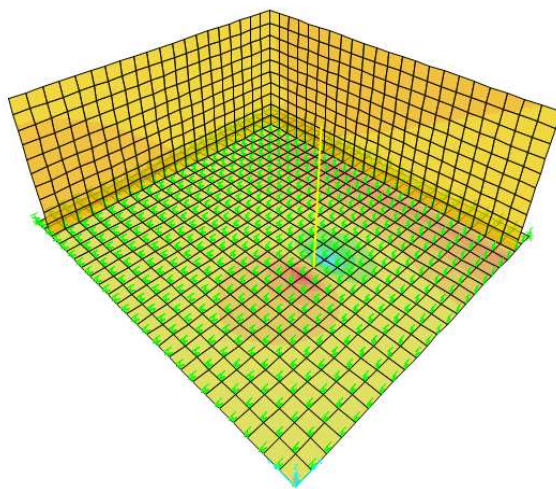
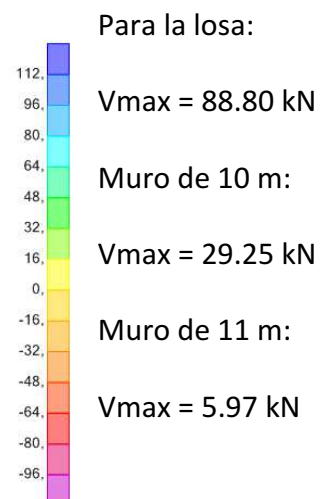
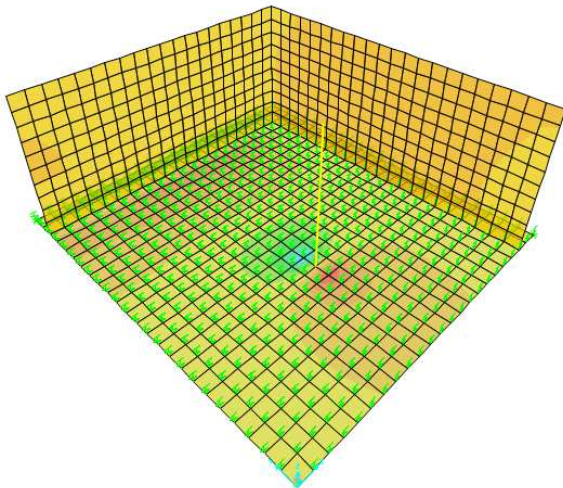


Flector dirección 2:



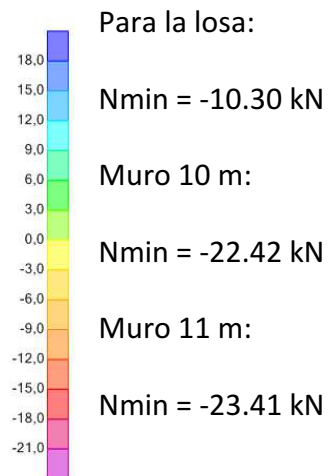
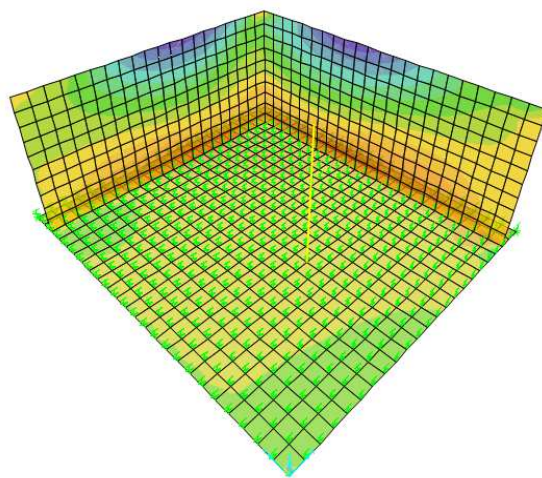
Flector dirección 1-2:



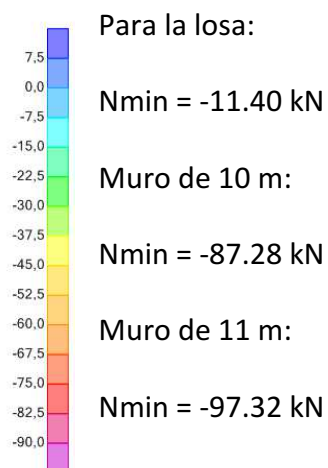
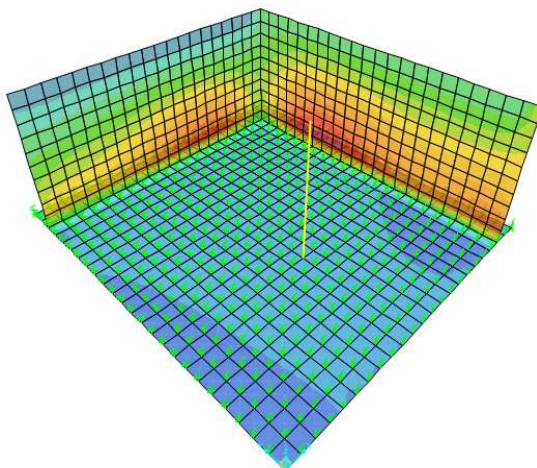
Cortante dirección 1:**Cortante dirección 2:****10.3.2 Envolvente mínima**

Axiles:

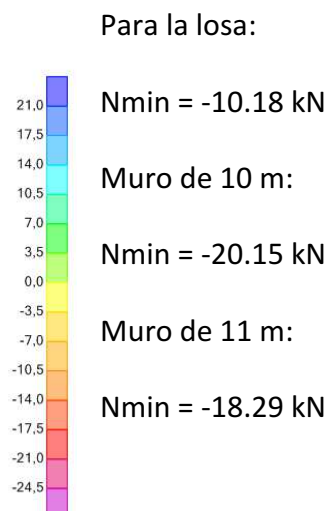
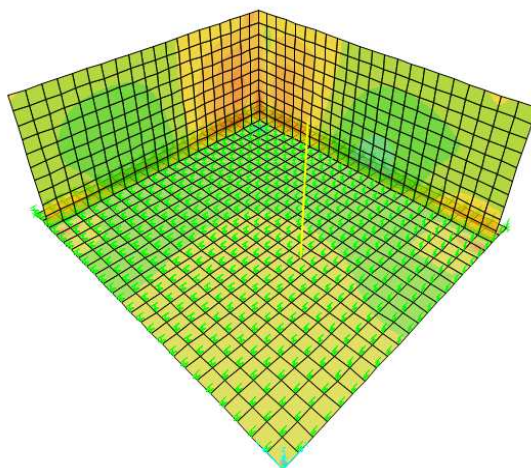
Dirección 1:



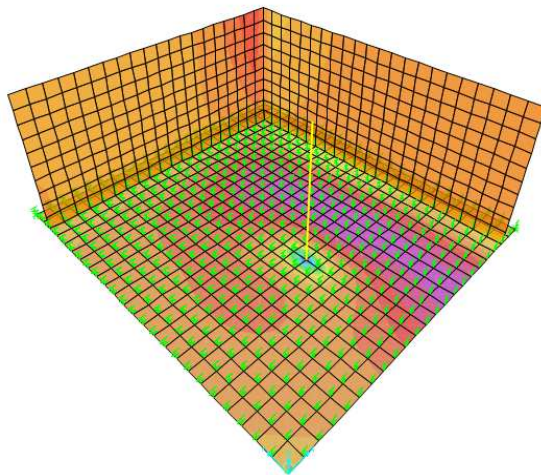
Dirección 2:



Dirección 1-2:



Flector dirección 1:



Para la losa:

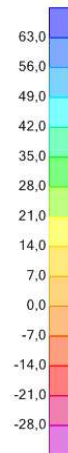
Mmin = -33.84 mkN

Muro de 10 m:

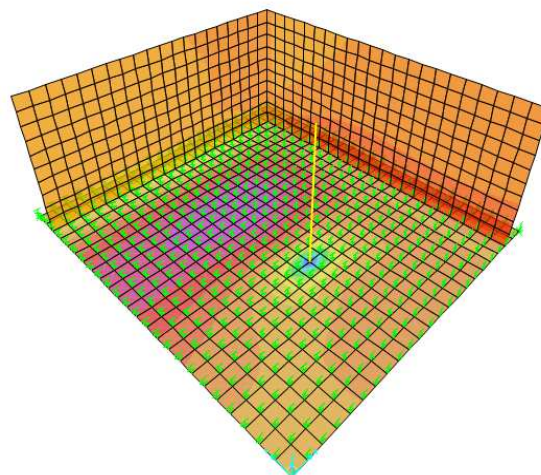
Mmin = -27.91 mkN

Muro de 11 m:

Mmin = -7.72 mkN



Flector dirección 2:



Para la losa:

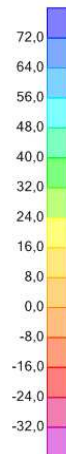
Mmin = -38.45 mkN

Muro de 10 m:

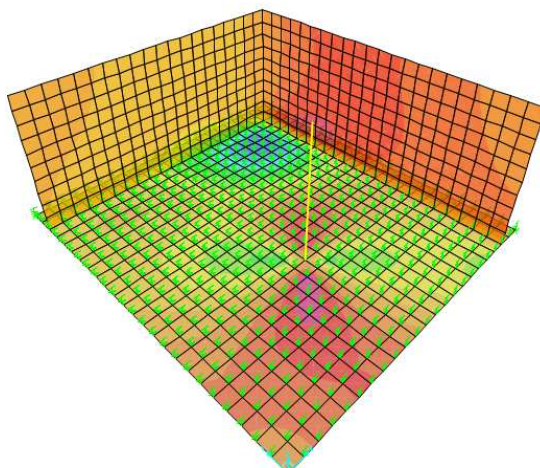
Mmin = -4.90 mkN

Muro de 11 m:

Mmin = -39.19 mkN



Flector dirección 1-2:



Para la losa:

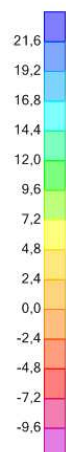
Mmin = -10.23 mkN

Muro de 10 m:

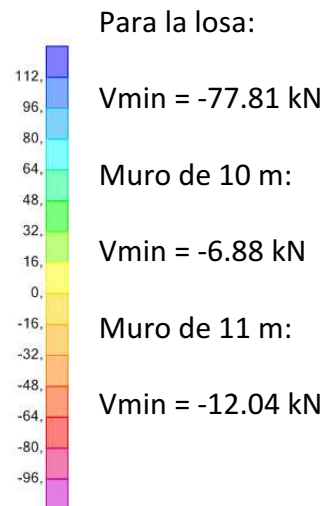
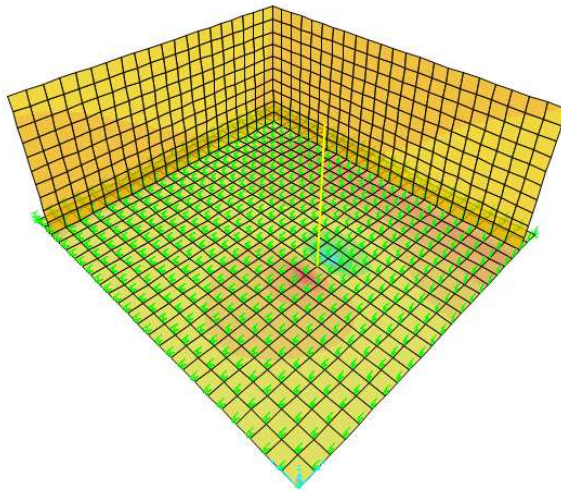
Mmin = -1.70 mkN

Muro de 11 m:

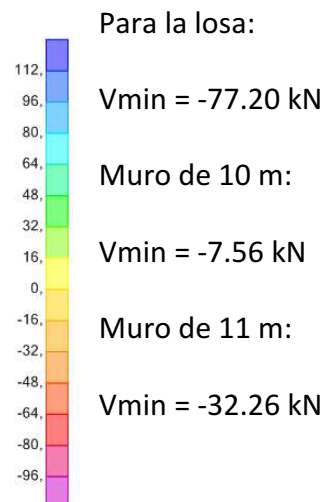
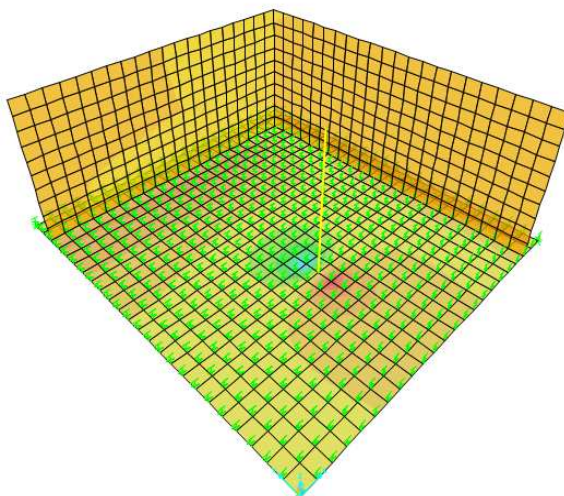
Mmin = -11.04 mkN



Cortante dirección 1:



Cortante dirección 2:



10.4 Dimensionamiento

Para el dimensionamiento de los elementos tipo placa se calculará la armadura para cada dirección de forma independiente, empleándose los esfuerzos propuestos por el método de Wood y Armer, de modo que los axiles y flectores serán:

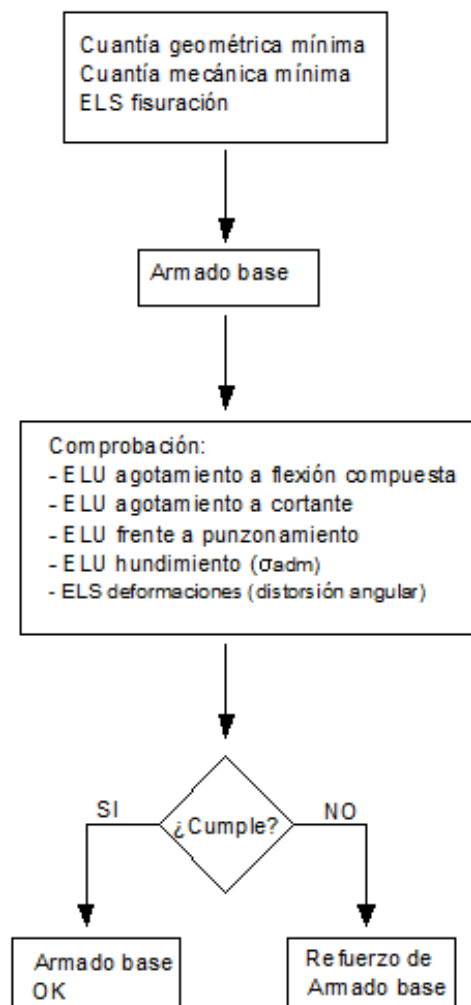
$$N_x = |N_x| + |N_{xy}|$$

$$N_y = |N_y| + |N_{xy}|$$

$$M_x = |M_x| + |M_{xy}|$$

$$M_y = |M_y| + |M_{xy}|$$

El estado límite que nos va a condicionar el dimensionamiento del armado es el ELS de fisuración, y por cuantía geométrica y mecánica mínima. Por lo tanto, dimensionaremos conforme a estos casos y comprobaremos que los demás estados límites se cumplen. El procedimiento es el siguiente:



- Cuantía geométrica mínima

Tabla 42.3.5
Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1.000, referidas a la sección total de hormigón⁽⁶⁾

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

⁽¹⁾ 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.

⁽²⁾ Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto h del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.

⁽³⁾ Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada h_{sit} .

⁽⁴⁾ Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

⁽⁵⁾ 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.

A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal ininterrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.

⁽⁶⁾ En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas solo en el caso de las armaduras prefabricadas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

Para losas:



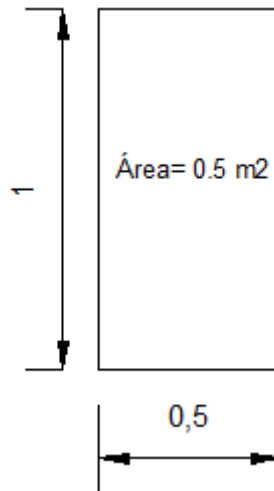
- Longitudinal inf y sup: 0.9 ‰ →

$$\rightarrow 0.6 \times 0.0009 = 0.00054 \text{ m}^2 = 5.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 16$$

- Transversal inf y sup : 0.9 ‰ →

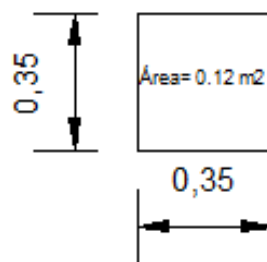
$$\rightarrow 0.6 \times 0.0009 = 0.00054 \text{ m}^2 = 5.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 16$$

Para muros:



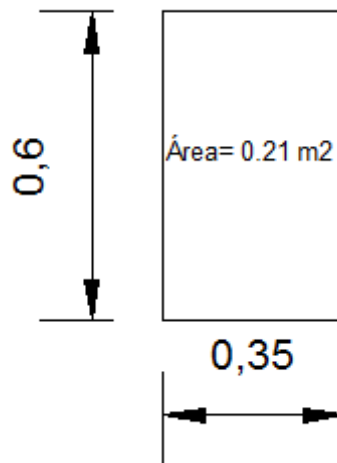
- Armadura horizontal inf y sup: 1.8 ‰ →
→ $0.5 \times 0.0018 = 0.0009 \text{ m}^2 = 9 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\phi 16$
- Armadura vertical inf y sup : 0.9 ‰ →
→ $0.5 \times 0.0009 = 0.00045 \text{ m}^2 = 4.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 16$

Para pilares:



- Armadura: 4 ‰ → $0.12 \times 0.004 = 0.00048 \text{ m}^2 = 4.8 \text{ cm}^2$

Para vigas:



- Armadura: 2.8 ‰ $\rightarrow 0.21 \times 0.0028 = 0.000588 \text{ m}^2 = 5.88 \text{ cm}^2$
- Cuantía mecánica mínima

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 fórmula simplificada:

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

- Para losa: $A_c = 0.6 \text{ m}^2 \rightarrow A_s > 0.0012 \text{ m}^2 = 12 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\phi 16$
- Para muros: $A_c = 0.5 \text{ m}^2 \rightarrow A_s > 0.001 = 10 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\phi 16$
- Para pilares: $A_c = 0.12 \text{ m}^2 \rightarrow A_s > 0.00024 = 2.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 16$
- Para vigas: $A_c = 0.18 \text{ m}^2 \rightarrow A_s > 0.00036 = 3.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 16$

Por tanto, eligiendo un armado base de $6\phi 16$ cumplimos cuantías geométricas y mecánicas mínimas para las losas y muros. Vemos si con este armado base cumplimos el estado límite de fisuración. Si lo cumple este será el armado base de losas y muros, en caso contrario se aumentará este.

$6\phi 16 \rightarrow 1/5 = 0.2 \text{ m} \rightarrow \phi 16 @ 20$ de armado base de losas y muros

10.4.1 Losa

10.4.1.1 Armadura inferior (Envolvente máxima)

- Fisuración

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

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 4.1*	w_{adm} [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación casi permanente 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 ⁽³⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

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

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

Fijándonos en los esfuerzos en ELS:

$ N_{x\text{máx}} $	$ N_{y\text{máx}} $	$ N_{xy\text{máx}} $	$ M_{x\text{máx}} $	$ M_{y\text{máx}} $	$ M_{xy\text{máx}} $
36,31	39,7	18,76	72,89	80,7	25,34

$$N_{dx} = 36.31 + 18.76 = 55.07 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 72.89 + 25.34 = 98.23 \text{ mkN}$$

$$N_{dy} = 39.7 + 18.76 = 58.46 \text{ kN}$$

$$M_{dy} = 80.7 + 25.34 = 106.04 \text{ mkN}$$

En dirección x:

ESQ1

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] 98.23

Definición específica del armado

nº de capas: 2

φ [mm]: 16

Diagrama de armadura: [Diagrama de armadura con 2 capas de barras]

As [cm²]: 12.1

Ac,eficaz [cm²]: 1500.0

capa	n barras	sv [mm]
1	6	63.0
2	6	474

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: wk [mm] 0.0

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

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN 3.1

El momento solicitante es menor que el momento de fisuración $M_{fis}=182.9$, la fisuración es mínima

En dirección y:

ESQ1

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] 106.04

Definición específica del armado

nº de capas: 2

φ [mm]: 16

Diagrama de armadura: [Diagrama de armadura con 2 capas de barras]

As [cm²]: 12.1

Ac,eficaz [cm²]: 1500.0

capa	n barras	sv [mm]
1	6	63.0
2	6	474

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: wk [mm] 0.0

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

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN 3.1

El momento solicitante es menor que el momento de fisuración $M_{fis}=182.9$, la fisuración es mínima

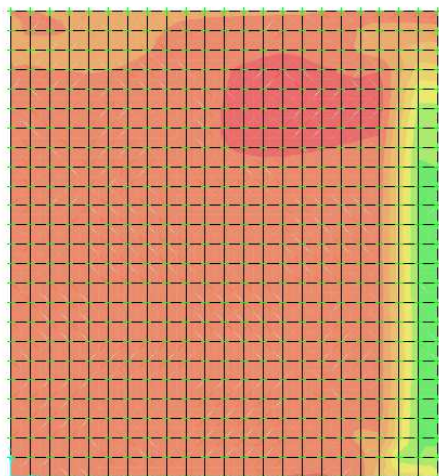
Por lo tanto, el armado base de $\phi 16@20$ cumple con fisuración.

Comprobaremos este armado para los demás estados límites.

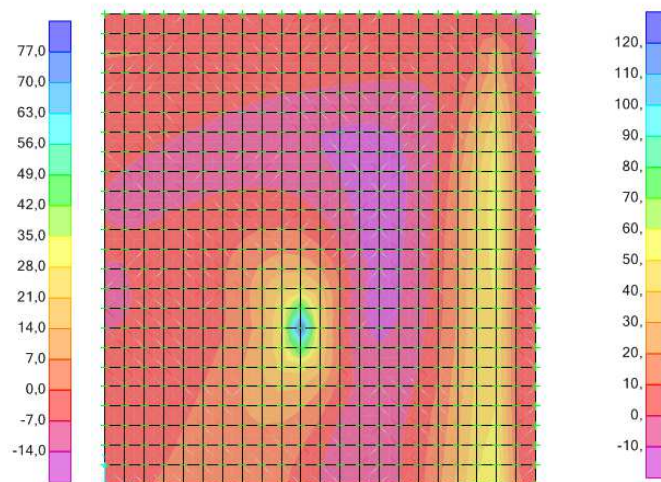
- ELU Flexión compuesta

Dirección x:

Axiles:

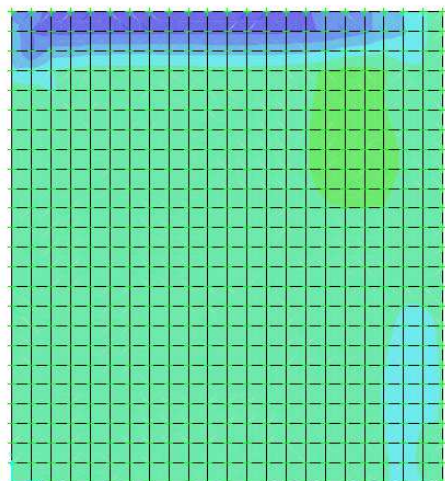


Flectores:

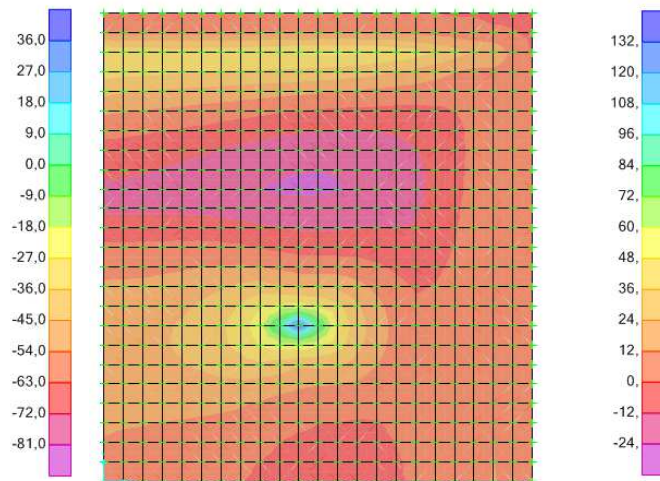


Dirección y:

Axiles:



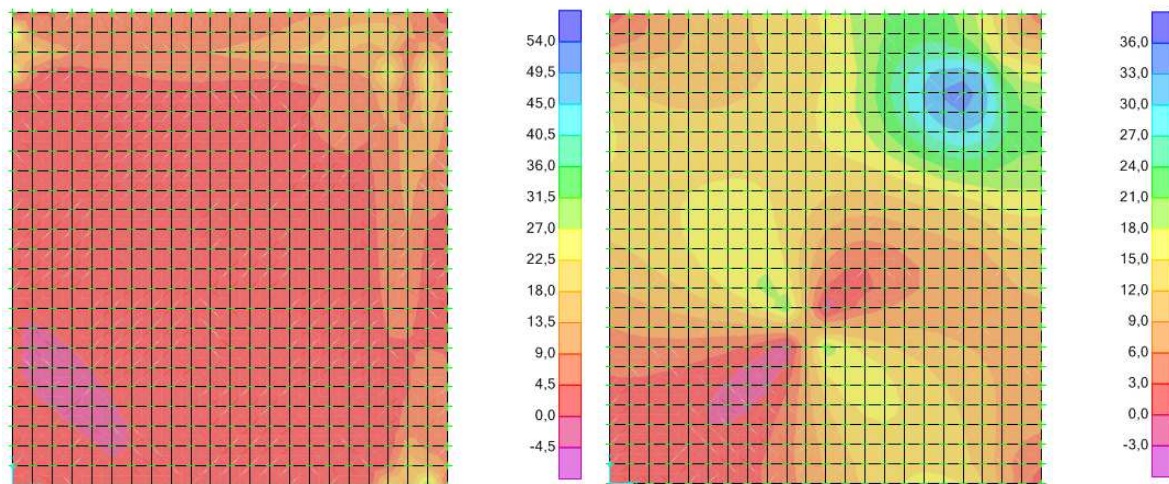
Flectores:



Dirección x-y:

Axiles:

Flectores:



$ N_{x\max} $	$ N_{y\max} $	$ N_{xy\max} $	$ M_{x\max} $	$ M_{y\max} $	$ M_{xy\max} $
44,26	39,11	41,98	124,53	131,93	34,33

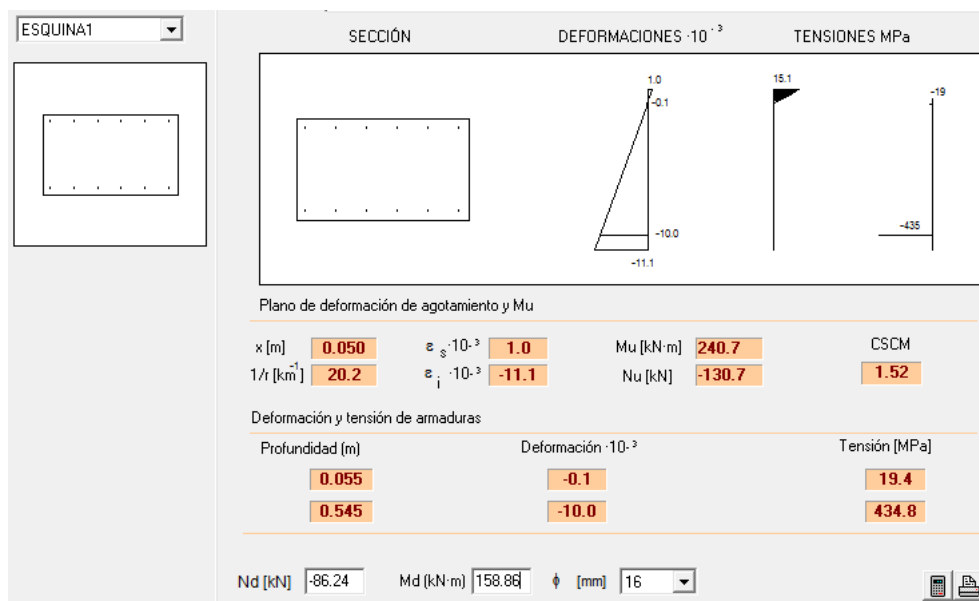
$$N_{dx} = 44.26 + 41.98 = 86.24 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 124.53 + 34.33 = 158.86 \text{ mkN}$$

$$N_{dy} = 39.11 + 41.98 = 81.09 \text{ kN}$$

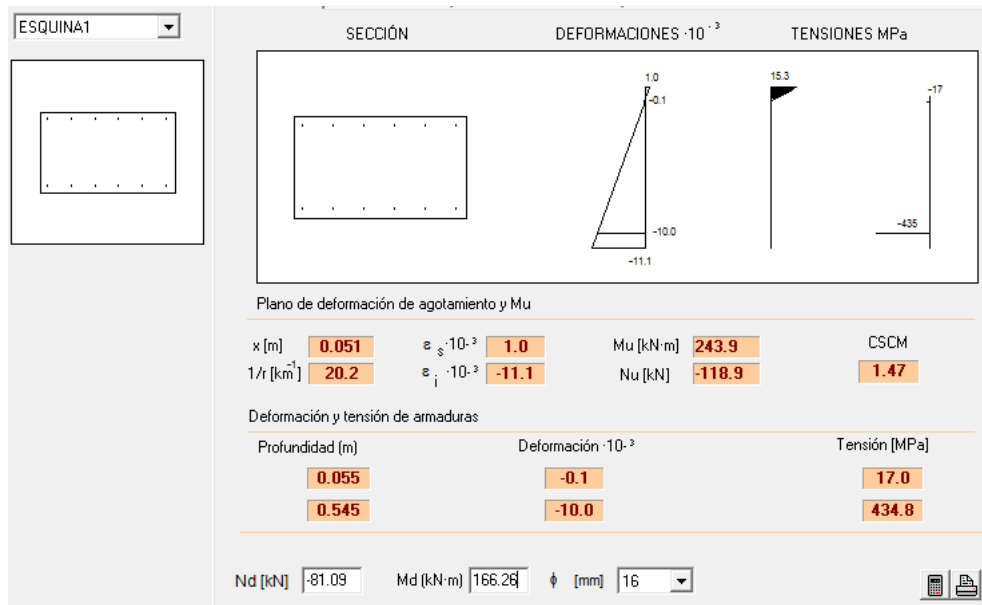
$$M_{dy} = 131.93 + 34.33 = 166.26 \text{ mkN}$$

Dimensionamiento dirección x:



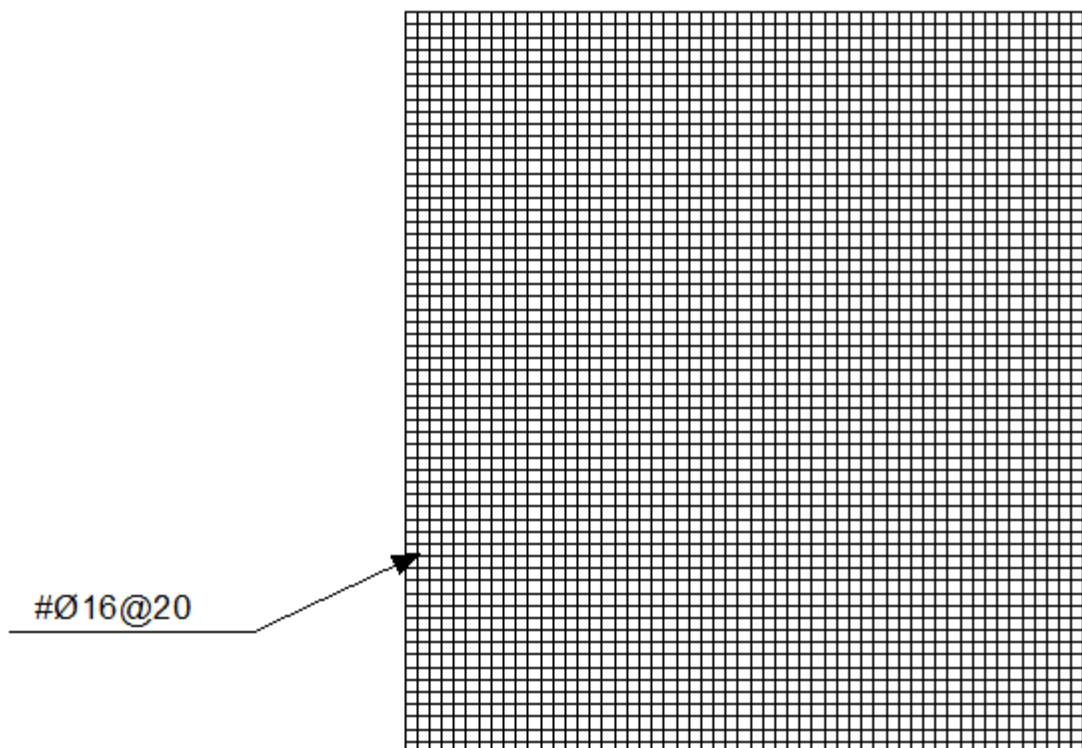
Vemos que tenemos un momento último de 240.7 mkN, obteniéndose un coeficiente de seguridad sobre cargas mayoradas de 1.52.

Dimensionamiento dirección y:



Vemos que tenemos un momento último de 243.9 kN, obteniéndose un coeficiente de seguridad sobre cargas mayoradas de 1.47.

El armado inferior queda:



10.4.1.2 Armadura superior(envolvente mínima)

- Fisuración

Fijándonos en los esfuerzos en ELS:

Nx _{max}	Ny _{max}	Nxy _{max}	Mx _{max}	My _{max}	Mxy _{max}
10,3	11,4	10,18	33,84	38,45	10,23

$$N_{dx} = 10.3 + 10.18 = 20.48 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 33.84 + 10.23 = 44.07 \text{ mkN}$$

$$N_{dy} = 11.4 + 10.18 = 21.58 \text{ kN}$$

$$M_{dy} = 38.45 + 10.23 = 48.68 \text{ mkN}$$

En dirección x:

ESQ1

Ambiente: IV

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

Recubrimiento de la armadura longitudinal: c [mm] 55

Solicitación: ☒ Flexión simple ☐ Tracción simple

Mk [kN·m] 44.07

Definición específica del armado

nº de capas: 2

φ [mm] 16

Diagrama de armadura: [Diagrama de armadura]

As [cm²] 12.1

As,eficaz [cm²] 1500.0

capa	n barras	sv [mm]
1	6	63.0
2	6	474

Separación media entre fisuras: sm [mm]

Deformación media de las armaduras: εsm [%]

Tensión en las armaduras en el instante de fisuración del hormigón: σsf [MPa]

Tensión en las armaduras en servicio: σs [MPa]

Abertura característica de fisura wk [mm] 0.0

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

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN 3.1

El momento solicitante es menor que el momento de fisuración Mfis=182.9, la fisuración es mínima

En dirección y:

ESQ1

Definición específica del armado

nº de capas: 2

φ [mm]: 16

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]: 48.68

As [cm²]: 12.1

Ac,eficaz [cm²]: 1500.0

capa	n barras	sv [mm]
1	6	63.0
2	6	474

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]: 0.0

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
IIc, 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 $M_{fis}=182.9$, la fisuración es mínima

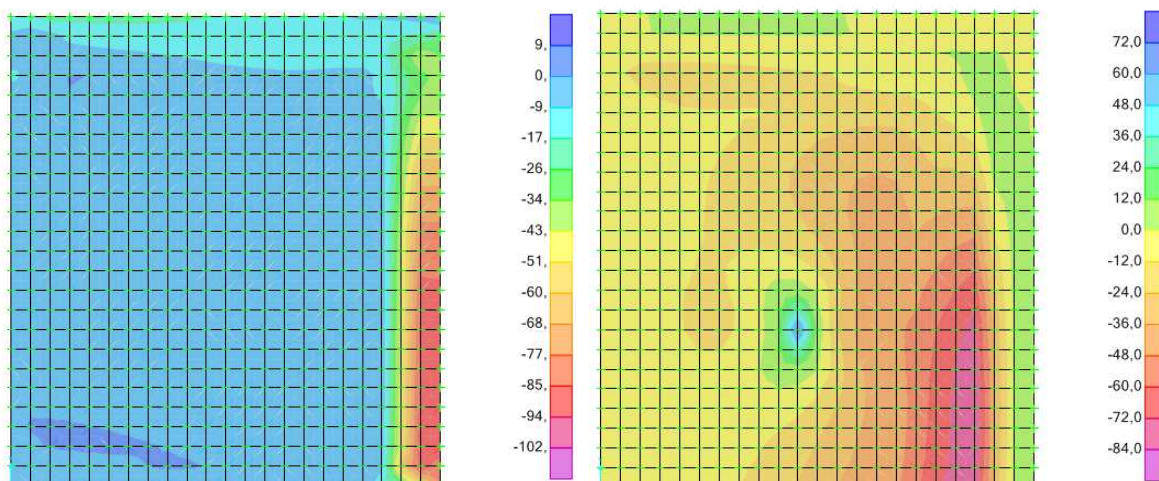
Por lo tanto, el armado base de $\phi 16@20$ cumple con fisuración.

Comprobaremos este armado para los demás estados límites.

Dirección x:

Axiles:

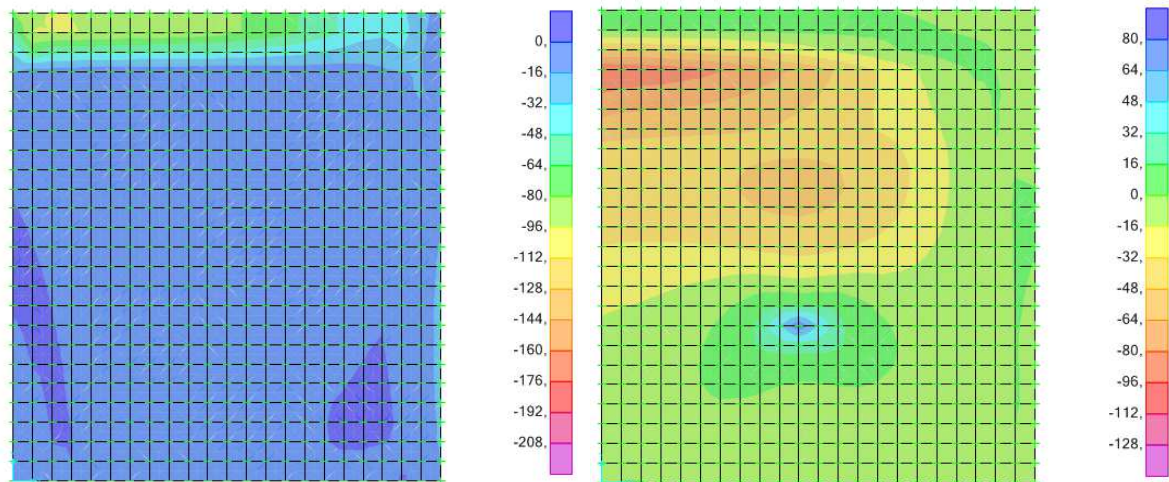
Flectores:



Dirección y:

Axiles:

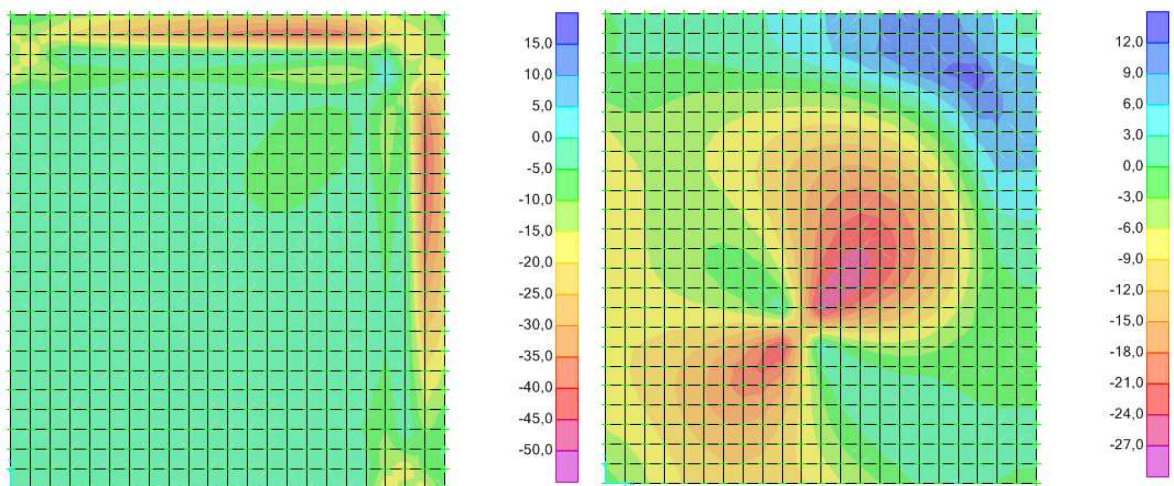
Flectores:



Dirección x-y:

Axiles:

Flectores:



$ N_{x\max} $	$ N_{y\max} $	$ N_{xy\max} $	$ M_{x\max} $	$ M_{y\max} $	$ M_{xy\max} $
93,05	98,59	42,24	84,13	96,48	26,58

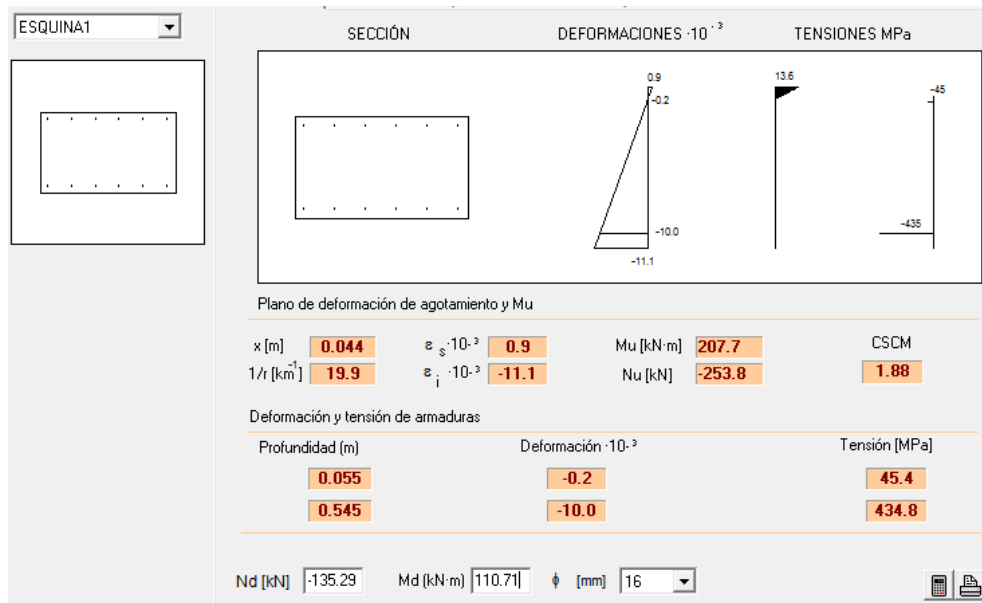
$$N_{dx} = 93.05 + 42.24 = 135.29 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 84.13 + 26.58 = 110.71 \text{ mkN}$$

$$N_{dy} = 98.59 + 42.24 = 140.83 \text{ kN}$$

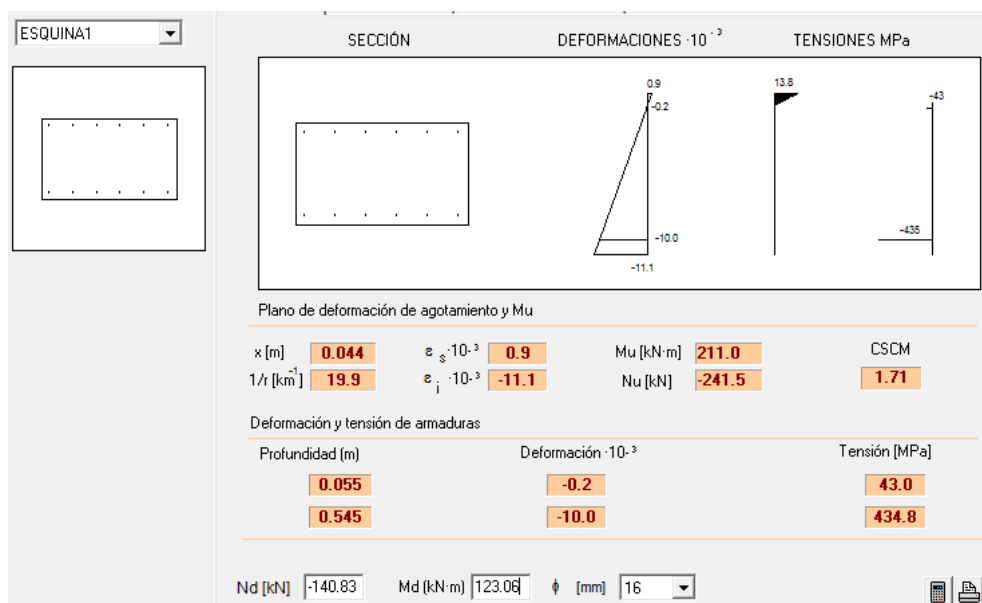
$$M_{dy} = 96.48 + 26.58 = 123.06 \text{ mkN}$$

Dimensionamiento dirección x:



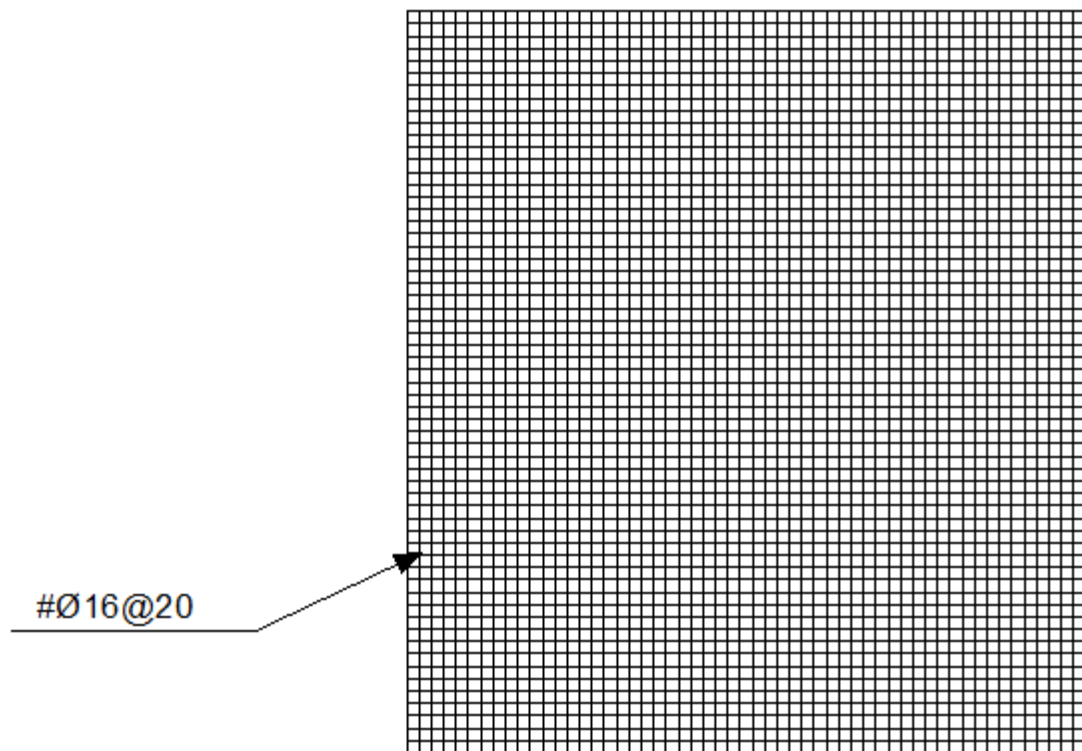
Tenemos un momento último de 207.7 mK, obteniéndose un coeficiente de seguridad sobre cargas mayoradas de 1.88.

Dimensionamiento dirección y:



Tenemos un momento último de 211 mK, obteniéndose un coeficiente de seguridad sobre cargas mayoradas de 1.71.

El armadura superior queda:



- Comprobación a cortante

Sección: ESQ1

Inclinación de las bielas
 $\text{ctg } \theta = 1.0$ $\theta = 45^\circ$

Inclinación de las armaduras
 $\alpha = 90.0^\circ$

ρ_l [%] 2
 b_0 [m] 1.00
 d [m] 0.54
 z [m] 0.49

☐ 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 +)
 N_d [kN] 0.0
 σ_{cd} [MPa] 0.0
 $P_{comprimida}$ [%] 0.0

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

Comprobación

Diagrama de la sección con armadura de corte transversal y bielas de compresión.

Cortante de agotamiento de las bielas	V_{u1} [kN]	3240.0
Cortante de agotamiento de los tirantes	V_{u2} [kN]	301.7
Contribución del hormigón a la resistencia	V_{cu} [kN]	301.7
Contribución de la armadura transversal	V_{su} [kN]	0.0
Resistencia a cortante	V_u [kN]	301.7

ϕ [mm] 8
 s_t [m] 0.20
 n° ramas 2
 A_α [cm²/m] 0.0

El cortante último de agotamiento de la sección es mayor que el cortante solicitante (124,97 kN), por lo que no es necesario disponer armadura a cortante.

- 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. Del anexo del cálculo de pórtico, tenemos que la reacción en el pilar es:

$$F_{sd} = R = 301 \text{ kN}$$

$$F_{sd,ef} = \beta F_{sd} = 1.15 \times 301 = 346.15 \text{ kN}$$

u_1 : perímetro crítico

d : canto útil

$$\zeta_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_1 d} = \frac{346.15}{8.25 \times 0.545} = 76.98 \text{ kPa}$$

La tensión máxima resistente ζ_{rd} :

Pilar y losa

Zona exterior

Pilar

Posición Interior

☒ Rectangular
 ☐ Circular

c1 [m]

0.35

c2 [m]

0.35

u1 [m]

8.25

u0 [m]

1.40

β

1.15

Losa

Hormigón HA-30

Acero B-500-S

d [m] 0.545

ρ [%] 2

Control Horm. Normal

σ'_{cd} [MPa] Comp(+) 0.00

Esfuerzo máximo para el que no se requiere armadura de punzonamiento $\tau_{rd} = u_1 \cdot d / \beta$ [kN] **2178.8**

Esfuerzo de agotamiento de las bielas (resistencia máxima) $Fu1 = 0.5 \cdot f_{1cd} \cdot u_0 \cdot d / \beta$ [kN] **3980.9**

Esfuerzo de agotamiento de la sección con armadura $Fu2 / \beta$ [kN] **6780.8**

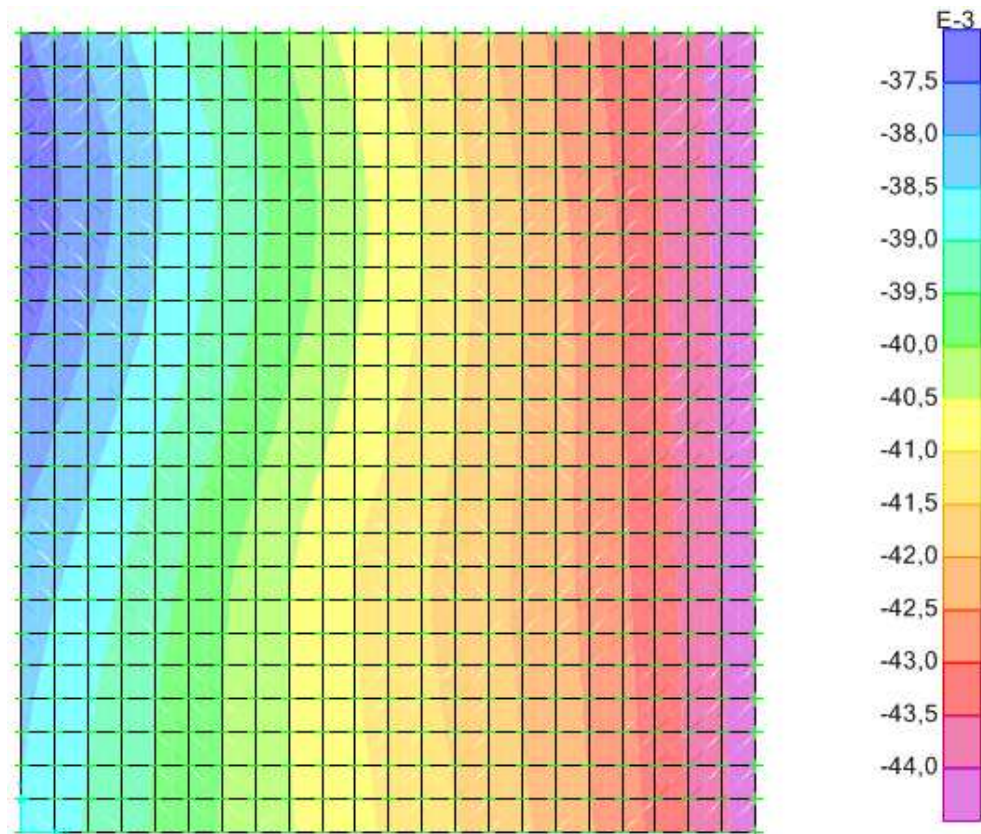
Esfuerzo de agotamiento del perímetro crítico exterior a la armadura $Fu_{un,ef}$ [kN] **2620.1**

Por lo que ζ_{rd} resulta ser:

$$\zeta_{rd} = 2178.8 \times 1.15 / (8.25 \times 0.545) = 557.26 \text{ kPa} > \zeta_{sd}$$

Por tanto no se precisa armadura de punzonamiento.

- Asientos admisibles



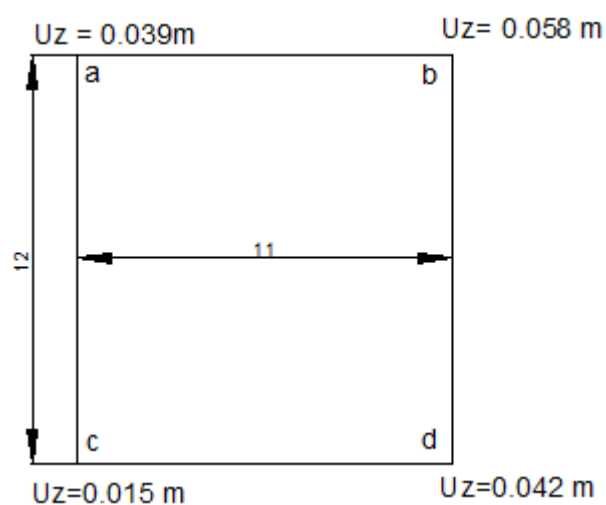
El máximo asiento que se produce en la losa de cimentación en la combinación de ELU es 0.044 m, por lo que la tensión que se produce en el terreno es de:

$$\sigma = K_s \cdot \delta = 2046 \text{ kN/m}^3 \times 0.044 \text{ m} = 90.02 \text{ kPa}$$

La tensión máxima admisible del terreno es de 130 kPa, por lo que los asientos que se producen son admisibles.

- Distorsión angular

Los asientos que se producen en las esquinas de la losa son:



Las distorsiones angulares que se producen son, en ELS:

Asientos s				Δs	L	w	
a	0,0121	b	0,0243	0,0122	11	0,00111	<1/300
a	0,0121	c	0,0042	0,0079	12	0,00066	<1/300
b	0,0243	d	0,0175	0,0068	12	0,00057	<1/300
c	0,0042	d	0,0175	0,0133	11	0,00121	<1/300

10.4.2 Muro 10 m

10.4.2.1 Armadura inferior (Envolvente máxima)

- Fisuración

Fijándonos en los esfuerzos en ELS:

$ N_{x\max} $	$ N_{y\max} $	$ N_{xy\max} $	$ M_{x\max} $	$ M_{y\max} $	$ M_{xy\max} $
34,63	2,97	15,59	6,36	31,2	11,33

$$N_{dx} = 34.63 + 15.59 = 50.22 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 6.36 + 11.33 = 17.69 \text{ mkN}$$

$$N_{dy} = 2.97 + 15.59 = 18.56 \text{ kN}$$

$$M_{dy} = 31.2 + 11.33 = 42.53 \text{ mkN}$$

En dirección x:

Definición específica del armado

nº de capas: 2

φ [mm]: 16

Ambiente: IV

Exposiciones: Qa

Recubrimiento de la armadura longitudinal c [mm]: 55.0

Solicitación: ☒ Flexión simple

Mk [kN.m]: 17.69

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]: 0.0

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

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN 3.1

El momento solicitante es menor que el momento de fisuración $M_{fis}=140.3$, la fisuración es mínima

En dirección y:

Definición específica del armado

nº de capas: 2

ϕ [mm]: 16

Recubrimiento de la armadura longitudinal: c [mm]: 55.0

Solicitud: ☒ Flexión simple ☐ Tracción simple

Mk [kN·m]: 42.53

Abertura característica de fisura: wk [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

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN 3.1

El momento solicitante es menor que el momento de fisuración $M_{fis}=140.3$, la fisuración es mínima

Por lo tanto, el armado base de $\phi 16@20$ cumple con fisuración.

Comprobaremos este armado para los demás estados límites.

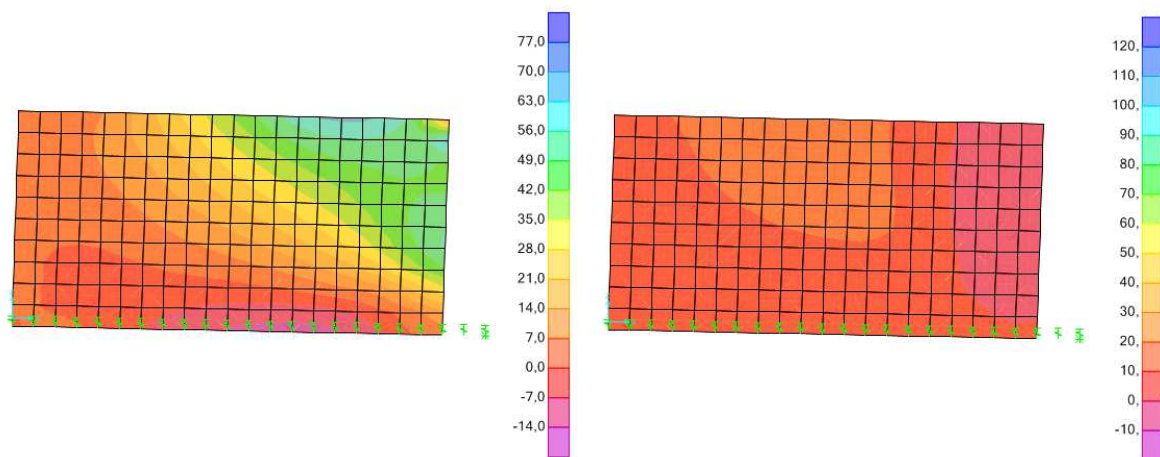
- ELU Flexión compuesta

Armadura inferior (envolvente máxima)

Dirección x:

Axiles:

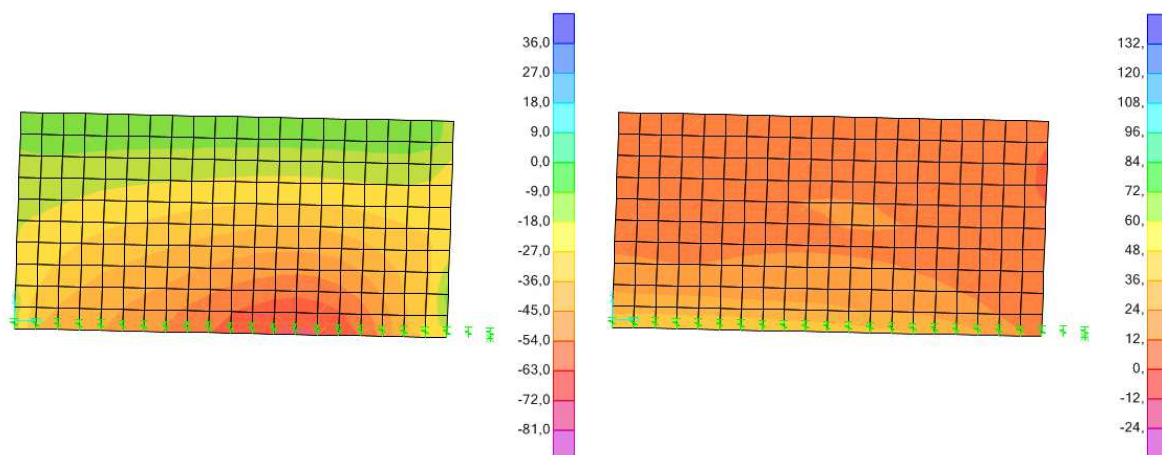
Flectores:



Dirección y:

Axiles:

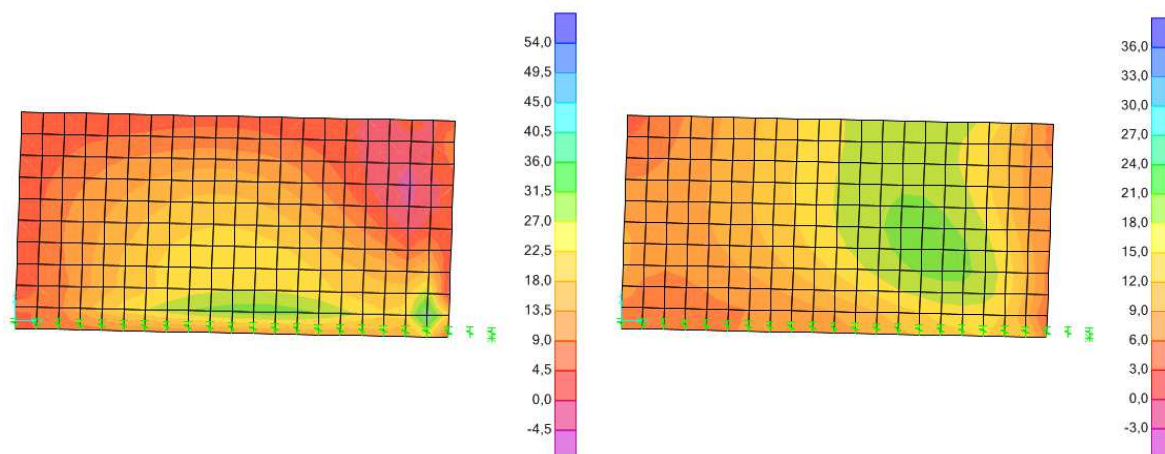
Flectores:



Dirección x-y:

Axiles:

Flectores:



$ N_{x\max} $	$ N_{y\max} $	$ N_{xy\max} $	$ M_{x\max} $	$ M_{y\max} $	$ M_{xy\max} $
64,98	3,07	31,4	17,99	48,23	22,31

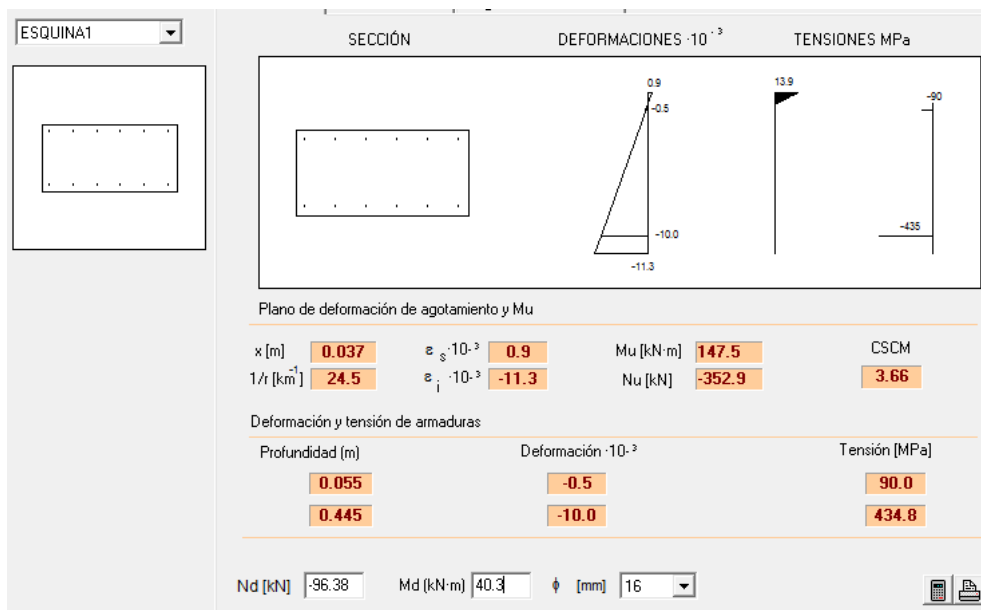
$$N_{dx} = 64.98 + 31.4 = 96.38 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 17.99 + 22.31 = 40.3 \text{ mN}$$

$$N_{dy} = 3.07 + 31.4 = 34.47 \text{ kN}$$

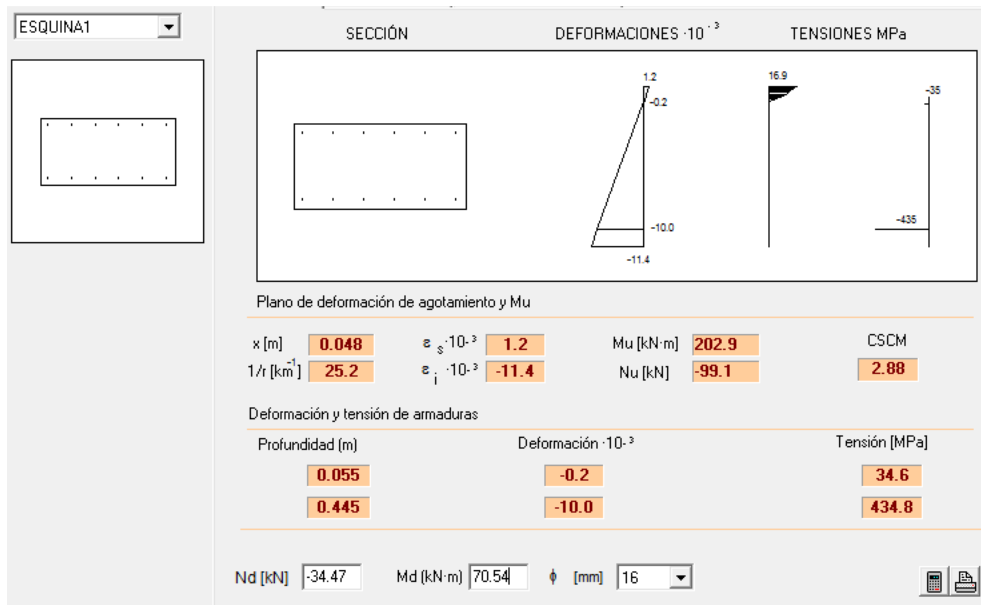
$$M_{dy} = 48.23 + 22.31 = 70.54 \text{ mN}$$

Dimensionamiento dirección x:



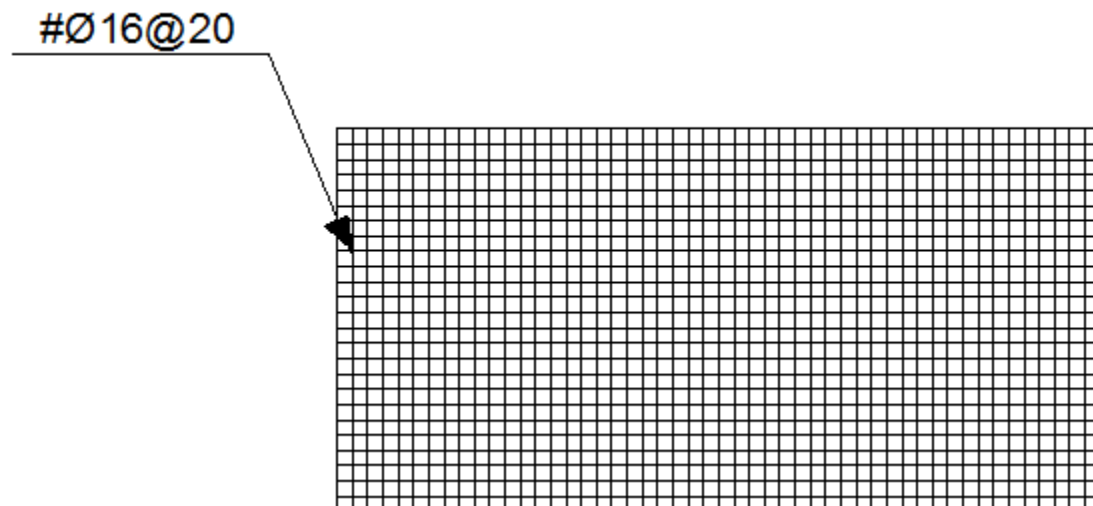
Vemos que tenemos un momento último de 147.5 mN, obteniéndose un coeficiente de seguridad sobre cargas mayoradas de 3.66.

Dimensionamiento dirección y:



Vemos que tenemos un momento último de 202.9 kN·m, obteniéndose un coeficiente de seguridad sobre cargas mayoradas de 2.88.

El armado inferior queda:



10.4.2.2 Armadura superior (Envolvente mínima)

- Fisuración

Fijándonos en los esfuerzos en ELS:

$ N_{x\max} $	$ N_{y\max} $	$ N_{xy\max} $	$ M_{x\max} $	$ M_{y\max} $	$ M_{xy\max} $
22,42	87,28	20,15	27,91	4,9	1,7

$$N_{dx} = 22.42 + 20.15 = 42.57 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 27.91 + 1.7 = 29.61 \text{ mkN}$$

$$N_{dy} = 87.28 + 20.15 = 107.43 \text{ kN}$$

$$M_{dy} = 4.9 + 1.7 = 6.6 \text{ mkN}$$

En dirección x:

ESQ1

Definición específica del armado

nº de capas: 2

φ [mm]: 16

A_s [cm²]: 12.1

A_{oe,eficaz} [cm²]: 1250.0

capa	n barras	sv [mm]
1	6	63.0
2	6	374

Recubrimiento de la armadura longitudinal: c [mm]: 55.0

Solicitación: ☒ Flexión simple ☐ Tracción simple

Mk [kN·m]: 29.61

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]: 0.0

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

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN 3.1

El momento solicitante es menor que el momento de fisuración M_{fis}=140.3, la fisuración es mínima

En dirección y:

ESQ1

Definición específica del armado

nº de capas: 2
 ϕ [mm]: 16

Recubrimiento de la armadura longitudinal
 c [mm]: 55.0

Solicitación:
☒ Flexión simple
☐ Tracción simple

Mk [kN·m]: 6.6

Definición específica del armado

Diagrama de armadura:

A_s [cm²]: 12.1
 $A_{c,eficaz}$ [cm²]: 1250.0

capa	n barras	sv [mm]
1	6	63.0
2	6	374

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]: 0.0

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

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN 3.1

El momento solicitante es menor que el momento de fisuración $M_{fis}=140.3$, la fisuración es mínima

Por lo tanto, el armado base de $\phi 16@20$ cumple con fisuración.

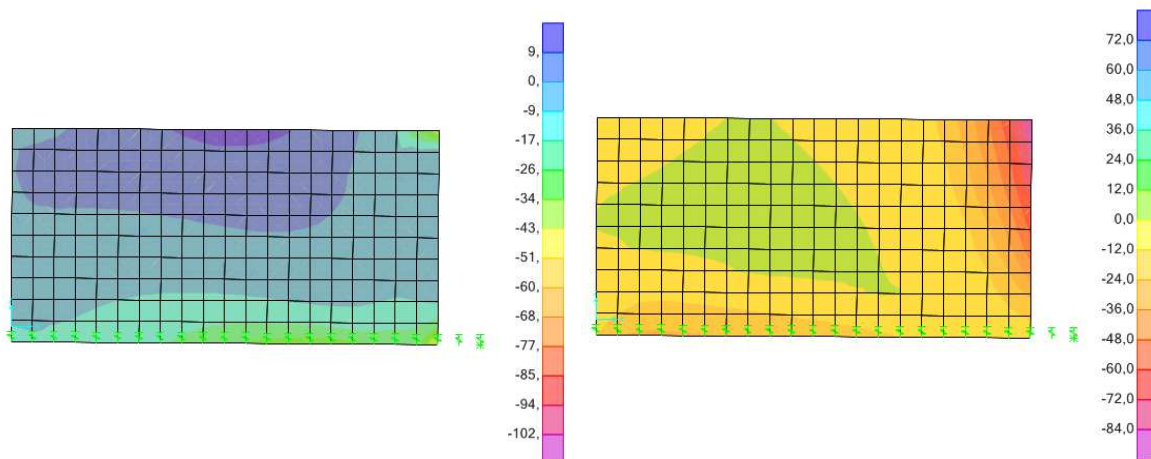
Comprobaremos este armado para los demás estados límites.

- ELU Flexión compuesta

Dirección x:

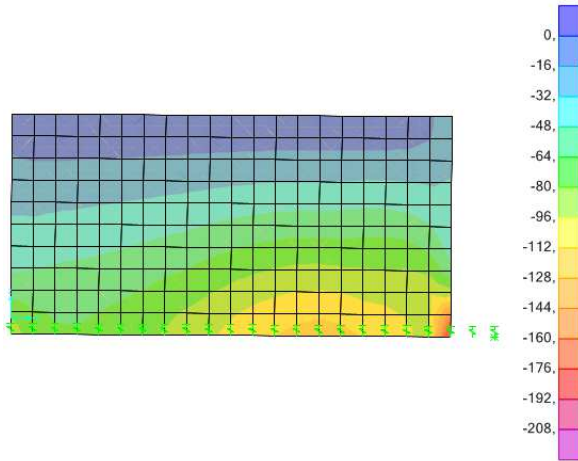
Axiles:

Flectores:

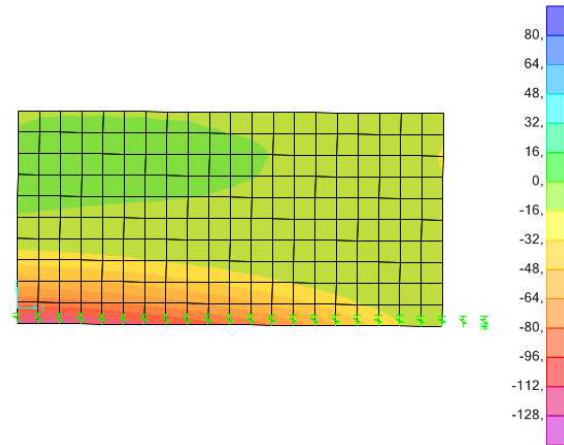


Dirección y:

Axiles:

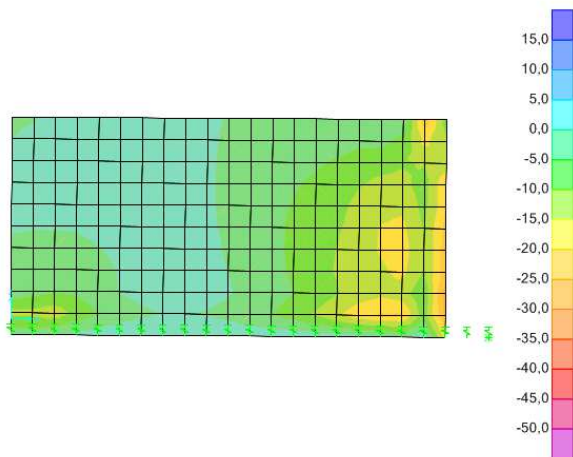


Flectores:

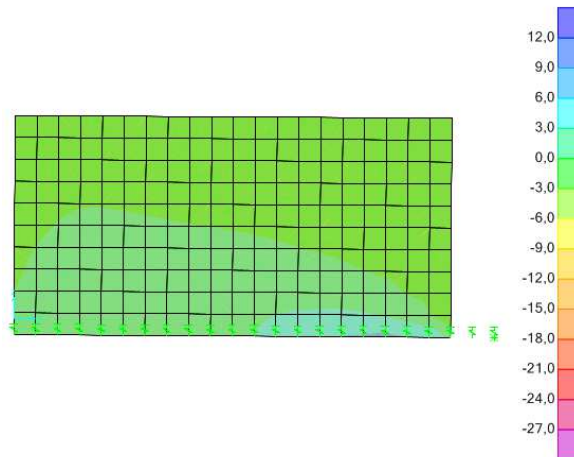


Dirección x-y:

Axiles:



Flectores:



$ N_{x\max} $	$ N_{y\max} $	$ N_{xy\max} $	$ M_{x\max} $	$ M_{y\max} $	$ M_{xy\max} $
46,35	209,66	26,26	95,07	135,03	1,87

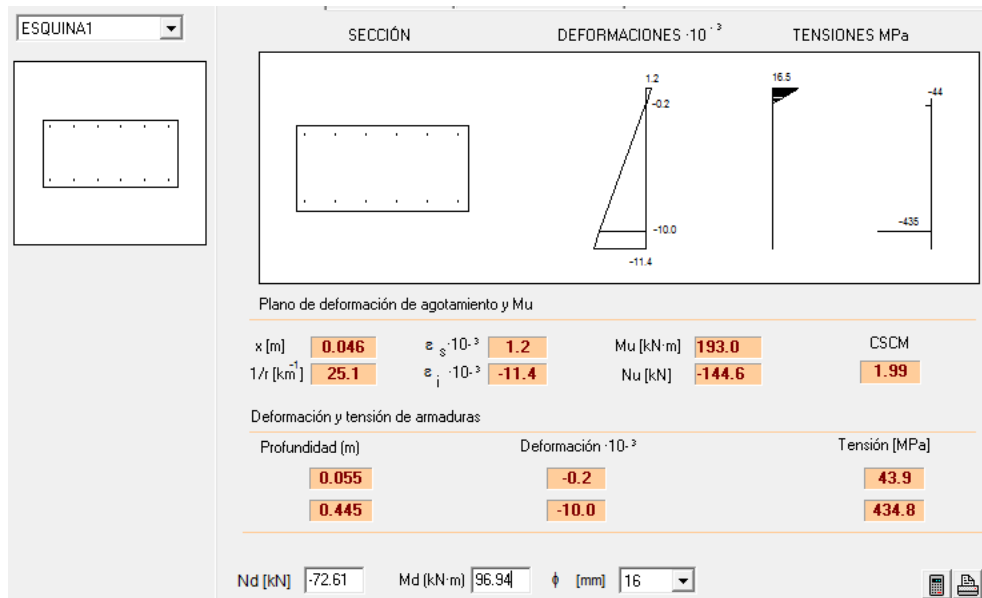
$$N_{dx} = 46.35 + 26.26 = 72.61 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 95.07 + 1.87 = 96.94 \text{ mkN}$$

$$N_{dy} = 209.66 + 26.26 = 235.92 \text{ kN}$$

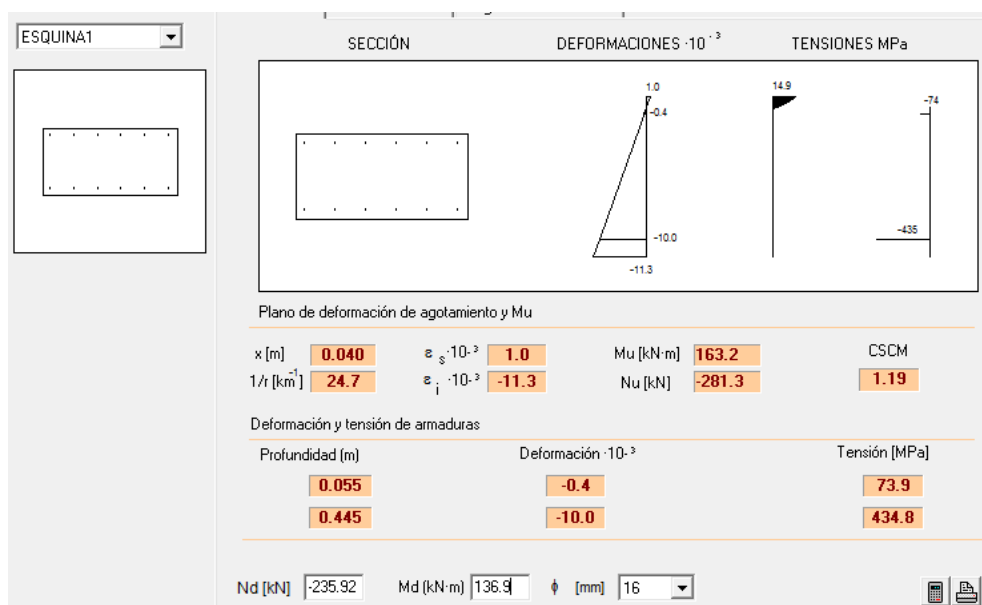
$$M_{dy} = 135.03 + 1.87 = 136.9 \text{ mkN}$$

Dimensionamiento dirección x:



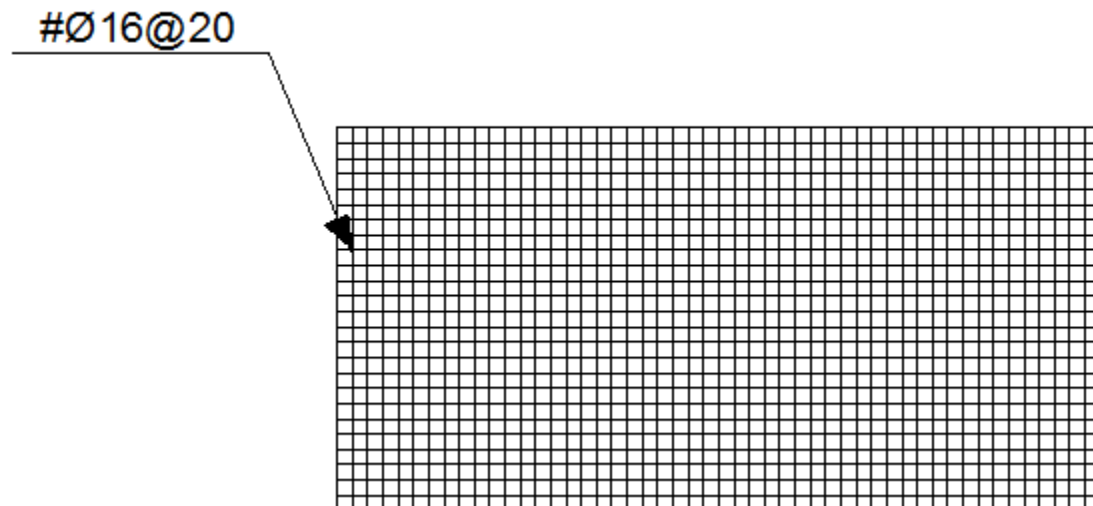
Tenemos un momento último de 193 mkN, obteniéndose un coeficiente de seguridad sobre cargas mayoradas de 1.99.

Dimensionamiento dirección y:



Tenemos un momento último de 163.2 mkN, obteniéndose un coeficiente de seguridad sobre cargas mayoradas de 1.19.

El armadura superior queda:



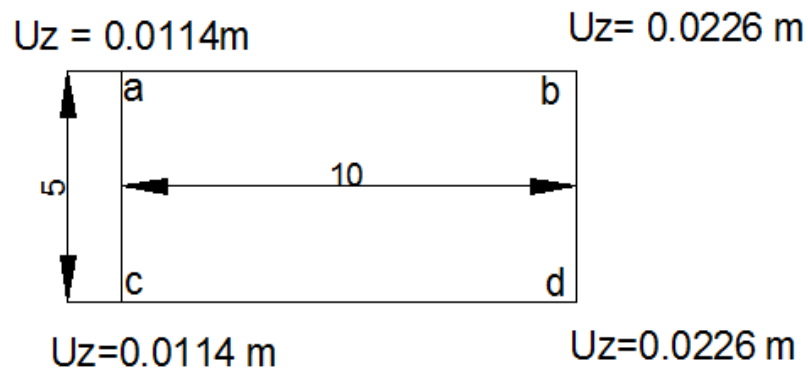
- Comprobación a cortante

		<p>Inclinación de las bielas</p> <p>ctg θ 1.0 θ [°] 45</p> <p>Inclinación de las armaduras</p> <p>α [°] 90.0</p>				
<p>ρ [%] 2</p> <p>b_0 [m] 1.00</p> <p>d [m] 0.45</p> <p>z [m] 0.40</p>	<p><input type="radio"/> Con armadura de cortante</p> <p><input checked="" type="radio"/> Sin armadura de cortante</p> <p><input checked="" type="radio"/> Control normal hormigón</p> <p><input type="radio"/> Control indirecto hormigón</p> <p><input type="checkbox"/> Armadura de compresión</p> <p>Diámetro de la armadura comprimida</p> <p>ϕ [mm] 12</p>		<p>Axil de cálculo (compresión +)</p> <p>N_d [kN] 0.0</p> <p>σ'_{cd} [MPa] 0.0</p> <p>$P_{comprimida}$ [%] 0.0</p> <p>Tensiones elásticas de cálculo (compresión +)</p> <p>σ_{xd} [MPa] 0.0</p> <p>σ_{yd} [MPa] 0.0</p> <p>θ_e [°] 45.0</p>		<p>Cortante de agotamiento de las bielas V_{u1} [kN] 2700.0</p> <p>Cortante de agotamiento de los tirantes V_{u2} [kN] 265.2</p> <p>Contribución del hormigón a la resistencia V_{cu} [kN] 265.2</p> <p>Contribución de la armadura transversal V_{su} [kN] 0.0</p> <p>Resistencia a cortante V_u [kN] 265.2</p>	
		<p>ϕ [mm] 8</p> <p>s_t [m] 0.20</p> <p>n° ramas 2</p> <p>A_{α} [cm²/m] 0.0</p>				

El cortante último de agotamiento de la sección (265.2 kN) es mayor que el cortante solicitante (108.66 kN), por lo que no es necesario disponer armadura a cortante.

- Distorsión angular

Los asientos que se producen en las esquinas de la losa son:

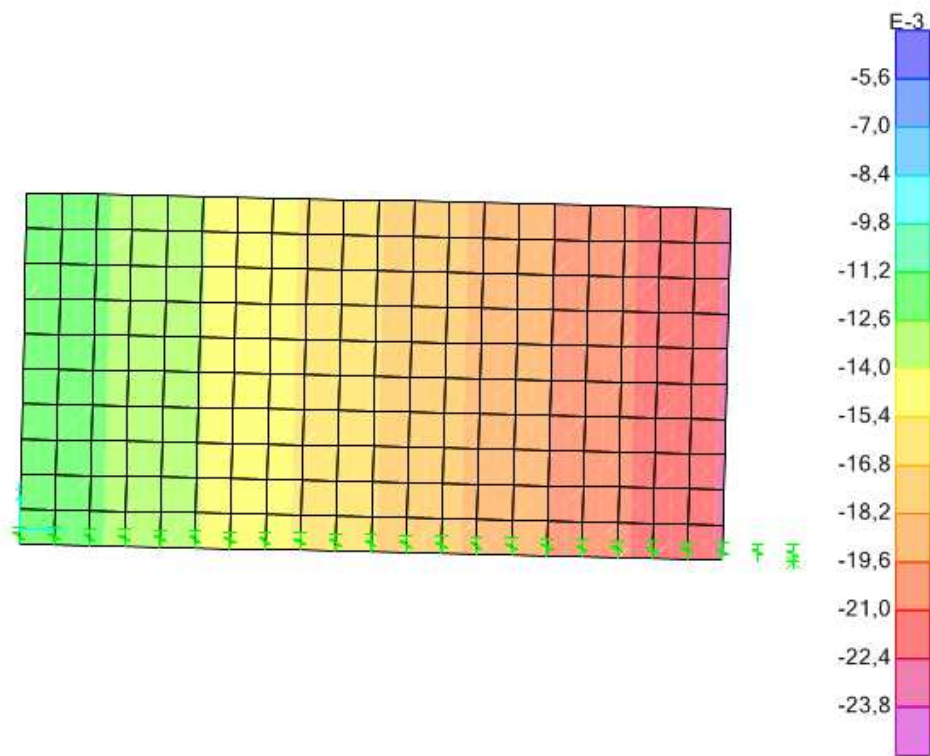


Las distorsiones angulares que se producen son, en ELS:

Asientos s				Δs	L	w	
a	0,0114	b	0,0226	0,0112	10	0,00112	< 1/300
a	0,0114	c	0,0114	0	5	0,00000	< 1/300
b	0,0226	d	0,0226	0	5	0,00000	< 1/300
c	0,0114	d	0,0226	0,0112	10	0,00112	< 1/300

- ELS deformaciones:

El CTE establece como límite de flecha para la integridad de los elementos constructivos $L/300 = 1000/300 = 3.33$ cm:



La flecha diferida entre dos puntos del muro es 1.42 cm. Por tanto, cumple el estado límite de servicio de deformaciones

10.4.3 Muro 11 m

10.4.3.1 Armadura inferior (Envolvente máxima)

- Fisuración

Fijándonos en los esfuerzos en ELS:

$ N_{x\max} $	$ N_{y\max} $	$ N_{x\min} $	$ M_{x\max} $	$ M_{y\max} $	$ M_{x\min} $
29,48	5,95	21,34	27,83	5,39	2,26

$$N_{dx} = 29.48 + 21.34 = 50.82 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 27.83 + 2.26 = 30.09 \text{ mkN}$$

$$N_{dy} = 5.95 + 21.34 = 27.29 \text{ kN}$$

$$M_{dy} = 5.39 + 2.26 = 7.65 \text{ mkN}$$

En dirección x:

ESQ1

Definición específica del armado

nº de capas: 2

φ [mm]: 16

A_s [cm²]: 12.1

A_{c,eficaz} [cm²]: 1250.0

capa	n barras	sv [mm]
1	6	63.0
2	6	374

Recubrimiento de la armadura longitudinal: c [mm]: 55.0

Solicitación: ☒ Flexión simple ☐ Tracción simple

Mk [kN·m]: 30.09

Abertura característica de fisura wk [mm]: 0.0

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

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN 3.1

El momento solicitante es menor que el momento de fisuración M_{fis}=140.3, la fisuración es mínima

En dirección y:

ESQ1

Definición específica del armado

nº de capas: 2

φ [mm]: 16

A_s [cm²]: 12.1

A_{c,eficaz} [cm²]: 1250.0

capa	n barras	sv [mm]
1	6	63.0
2	6	374

Recubrimiento de la armadura longitudinal: c [mm]: 55.0

Solicitación: ☒ Flexión simple ☐ Tracción simple

Mk [kN·m]: 7.65

Abertura característica de fisura wk [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

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN 3.1

El momento solicitante es menor que el momento de fisuración M_{fis}=140.3, la fisuración es mínima

Por lo tanto, el armado base de $\phi 16@20$ cumple con fisuración.

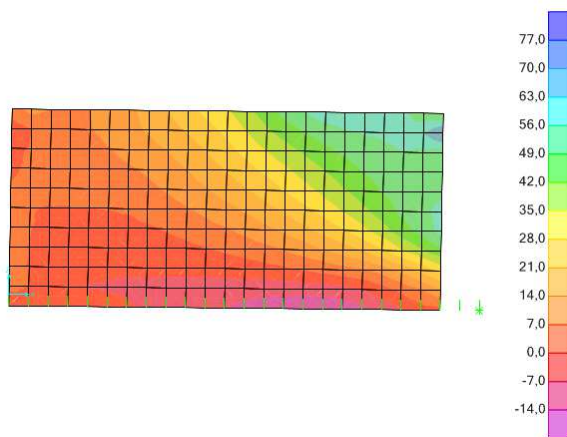
Comprobaremos este armado para los demás estados límites.

- ELU Flexión compuesta

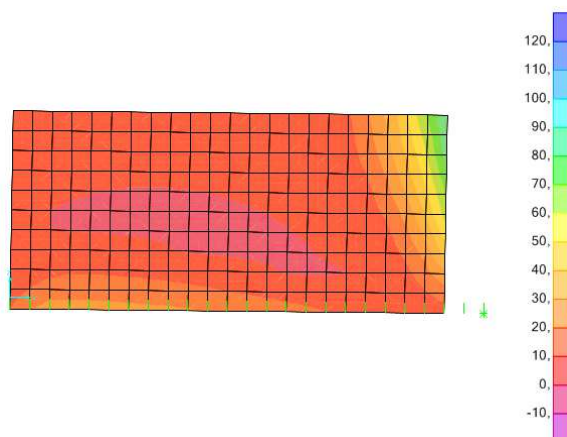
Armadura inferior (envolvente máxima)

Dirección x:

Axiles:

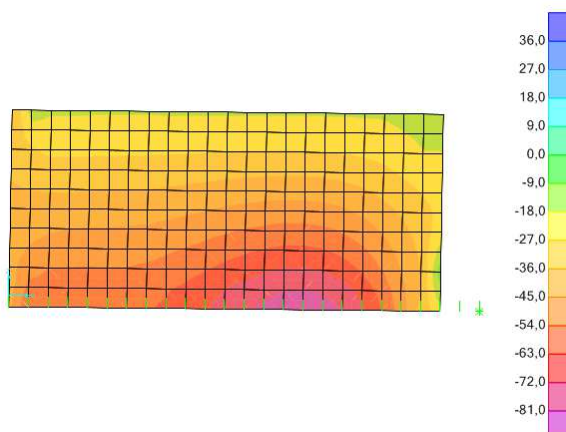


Flectores:

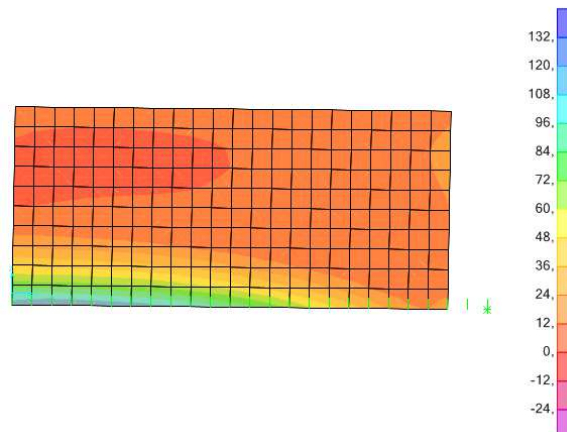


Dirección y:

Axiles:



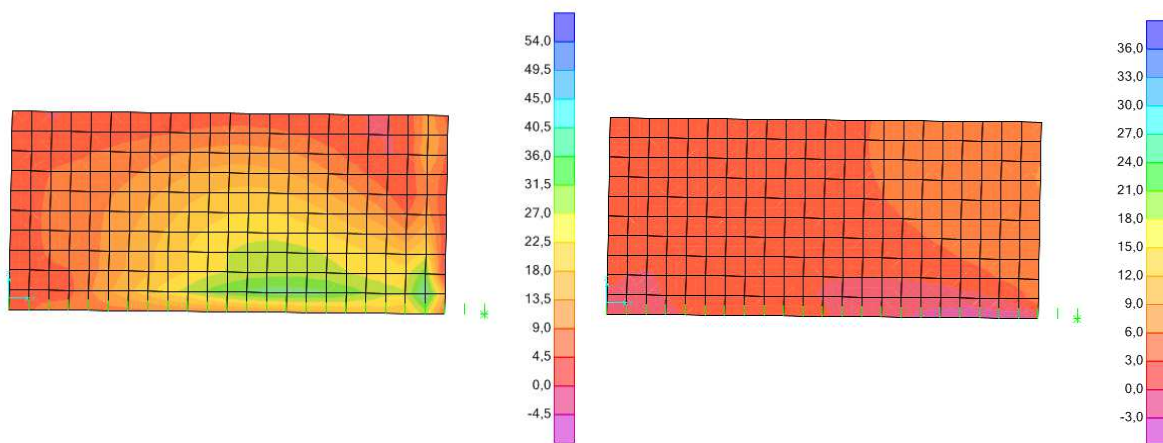
Flectores:



Dirección x-y:

Axiles:

Flectores:



N _{xmax}	N _{ymin}	N _{xymax}	M _{xmax}	M _{ymin}	M _{xymax}
71,33	4,16	42,75	91,56	123,03	6,15

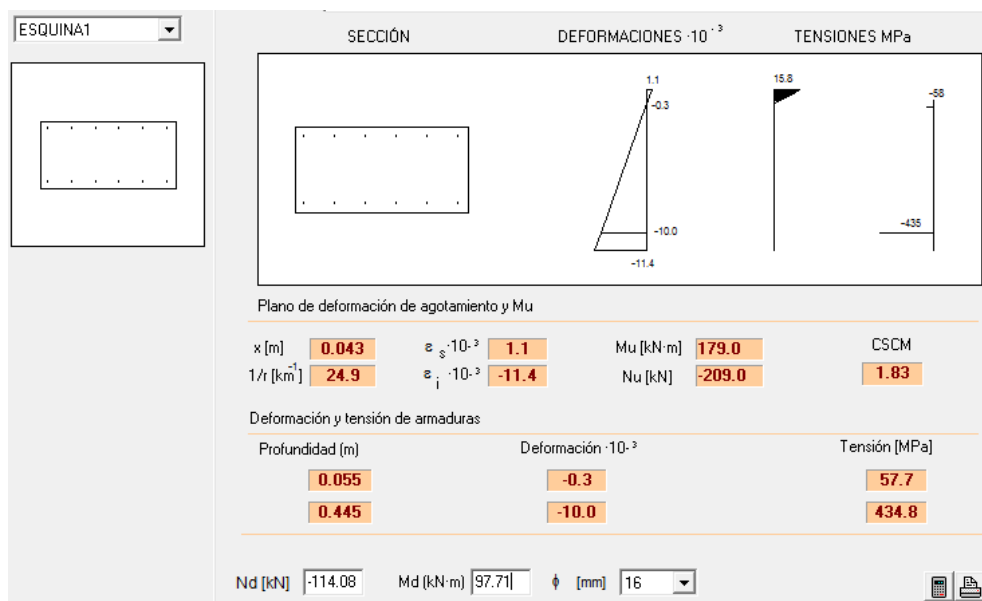
$$N_{dx} = 71.33 + 42.75 = 114.08 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 91.56 + 6.15 = 97.71 \text{ mkN}$$

$$N_{dy} = 4.16 + 42.75 = 46.91 \text{ kN}$$

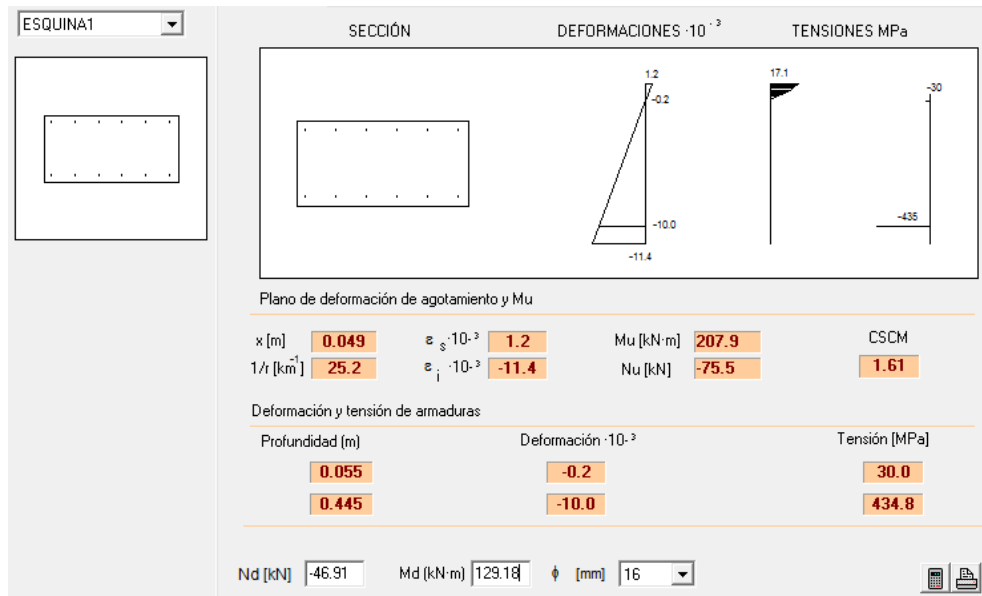
$$M_{dy} = 123.03 + 6.15 = 129.18 \text{ mkN}$$

Dimensionamiento dirección x:



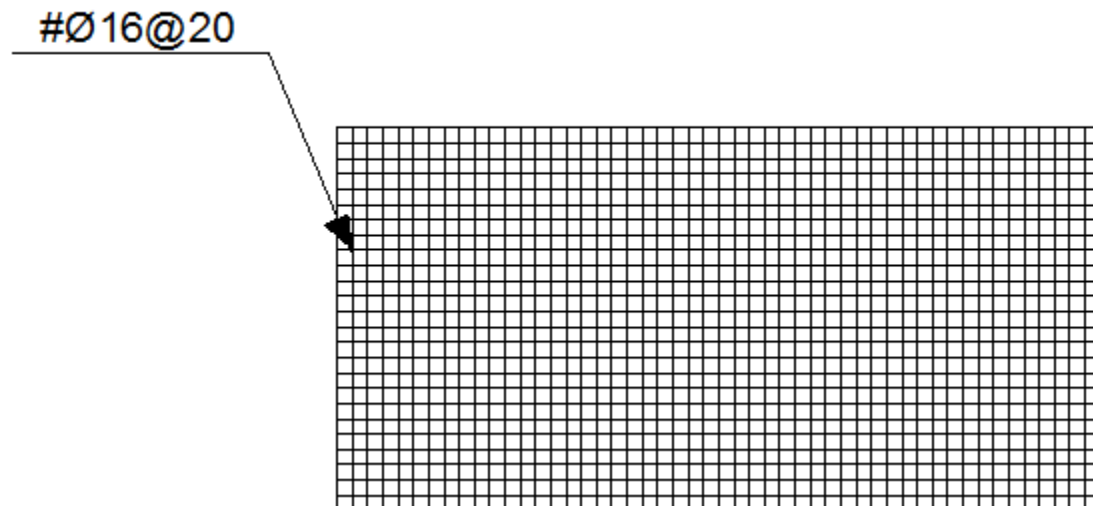
Vemos que tenemos un momento último de 179 mkN, obteniéndose un coeficiente de seguridad sobre cargas mayoradas de 1.83

Dimensionamiento dirección y:



Vemos que tenemos un momento último de 207.9 kN·m, obteniéndose un coeficiente de seguridad sobre cargas mayoradas de 1.61.

El armado inferior queda:



10.4.3.2 Armadura superior (Envolvente mínima)

- Fisuración

Fijándonos en los esfuerzos en ELS:

$ N_{x\max} $	$ N_{y\max} $	$ N_{xy\max} $	$ M_{x\max} $	$ M_{y\max} $	$ M_{xy\max} $
23,41	97,32	18,29	7,72	39,19	11,04

$$N_{dx} = 23.41 + 18.29 = 41.7 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 7.72 + 11.04 = 18.76 \text{ mkN}$$

$$N_{dy} = 97.32 + 18.29 = 115.61 \text{ kN}$$

$$M_{dy} = 39.19 + 11.04 = 50.23 \text{ mkN}$$

En dirección x:

Definición específica del armado

nº de capas: 2

φ [mm]: 16

A_s [cm²]: 12.1

A_{s,eficaz} [cm²]: 1250.0

capa n barras sv [mm]

1	6	63.0
2	6	37.4

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 wk [mm]: 0.0

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

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN 3.1

El momento solicitante es menor que el momento de fisuración Mfis=140.3, la fisuración es mínima

En dirección y:

ESQ1

Definición específica del armado

nº de capas: 2

ϕ [mm]: 16

Ambiente: IV

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

Recubrimiento de la armadura longitudinal: c [mm]: 55.0

Solicitación: ☒ Flexión simple, ☐ Tracción simple

Mk [kN·m]: 50.23

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

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN 3.1

El momento solicitante es menor que el momento de fisuración $M_{fis}=140.3$, la fisuración es mínima

Por lo tanto, el armado base de $\phi 16@20$ cumple con fisuración.

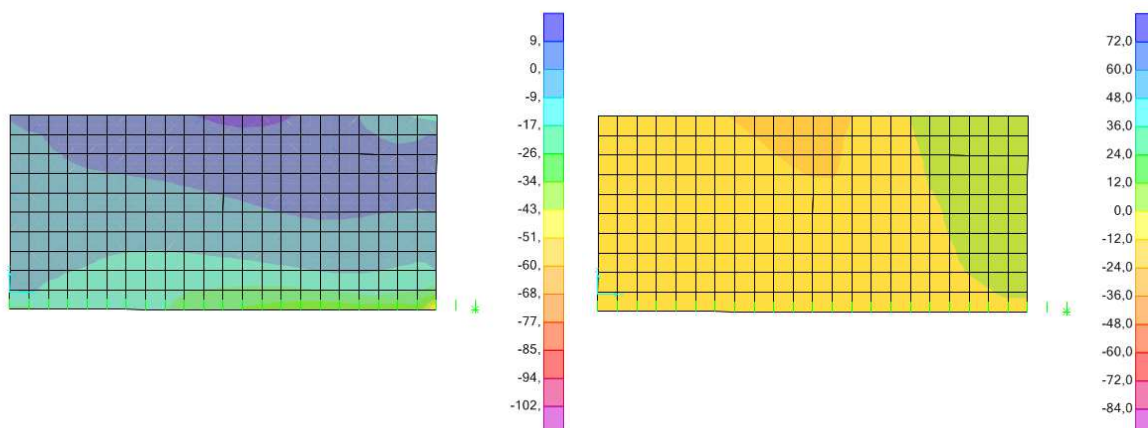
Comprobaremos este armado para los demás estados límites.

- ELU flexión compuesta

Dirección x:

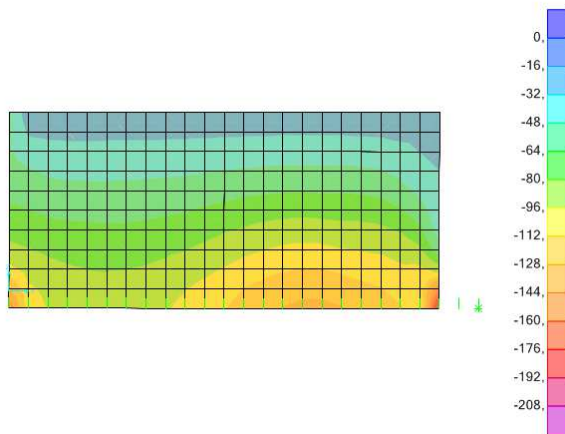
Axiles:

Flectores:

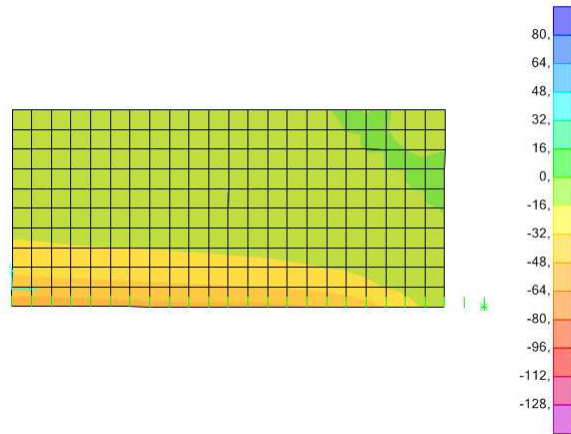


Dirección y:

Axiles:

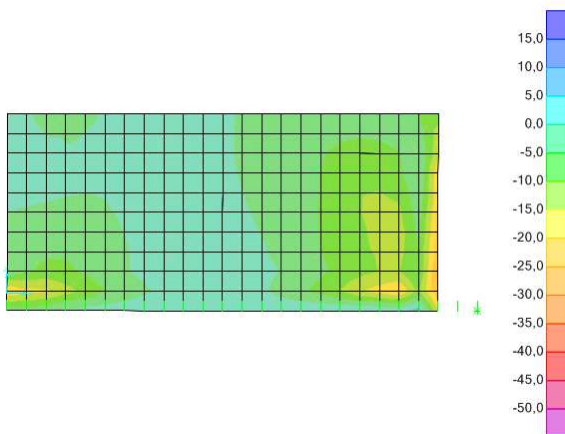


Flectores:

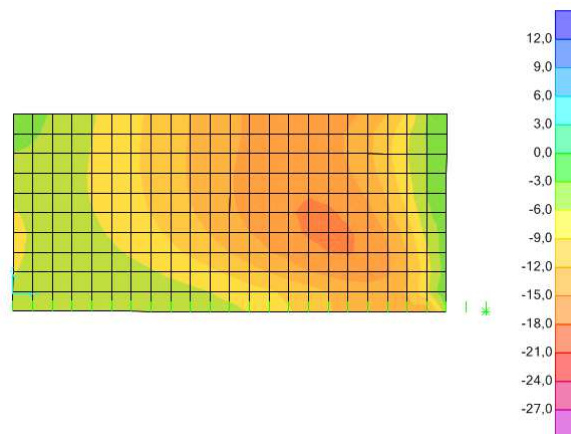


Dirección x-y:

Axiles:



Flectores:



N _{xmax}	N _{ymax}	N _{xymax}	M _{xmax}	M _{yymax}	M _{xymax}
51,89	210,76	27,28	14,25	57,66	18,38

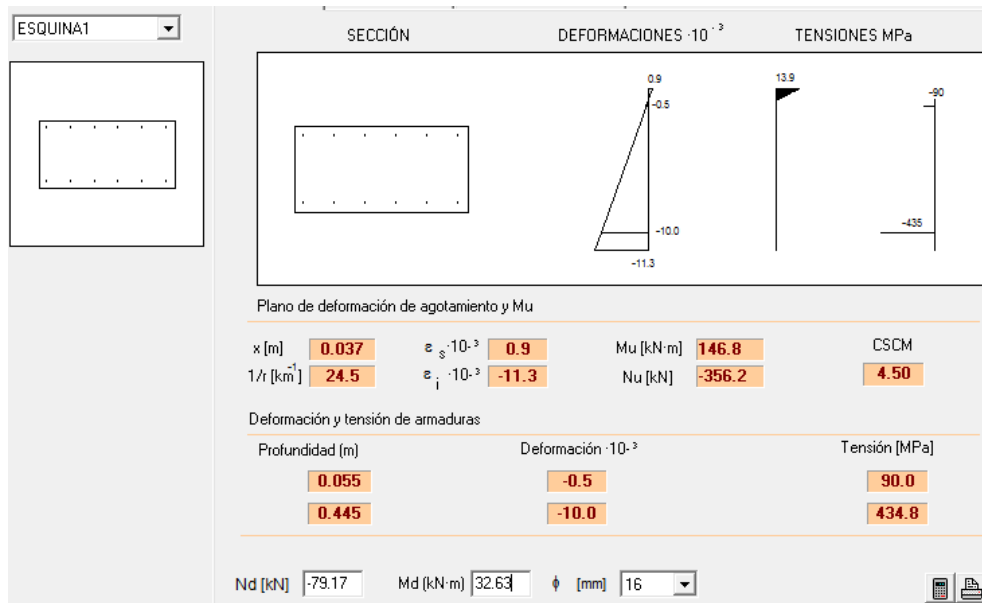
$$N_{dx} = 51.89 + 27.28 = 79.17 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 14.25 + 18.38 = 32.63 \text{ mkN}$$

$$N_{dy} = 210.76 + 27.28 = 238.04 \text{ kN}$$

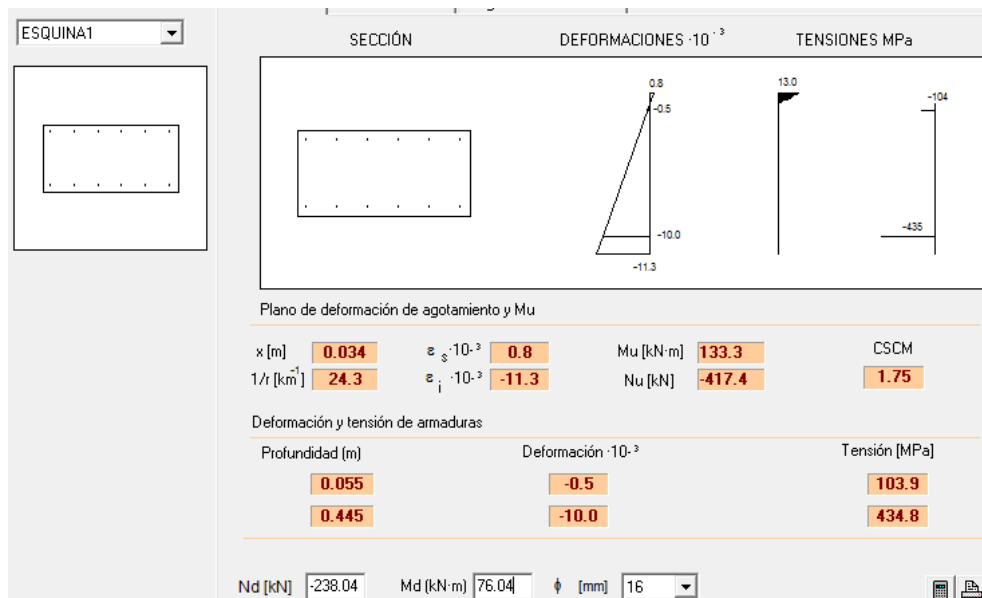
$$M_{dy} = 57.66 + 18.38 = 76.04 \text{ mkN}$$

Dimensionamiento dirección x:



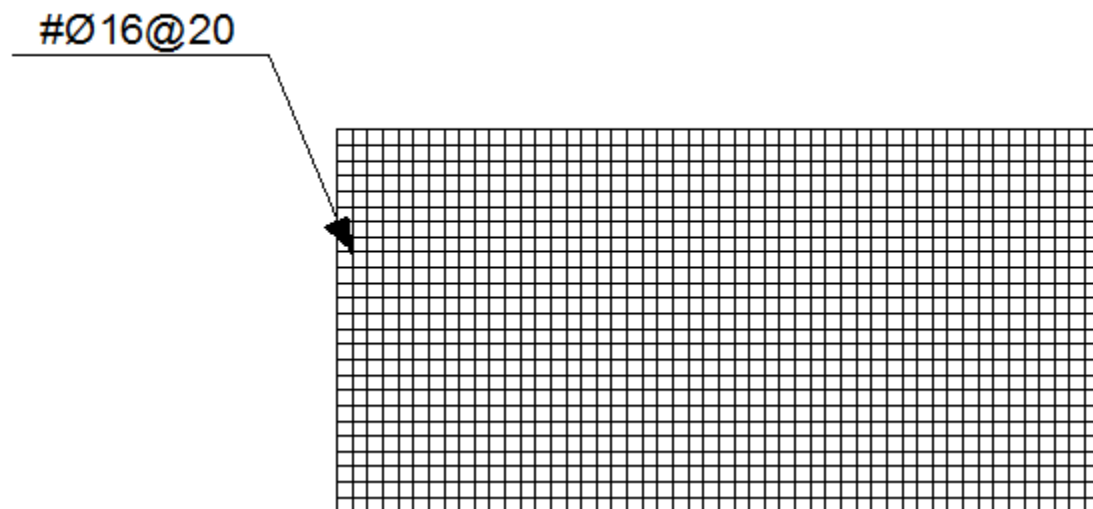
Tenemos un momento último de 146.8 mkN, obteniéndose un coeficiente de seguridad sobre cargas mayoradas de 4.50.

Dimensionamiento dirección y:



Tenemos un momento último de 133.3 mkN, obteniéndose un coeficiente de seguridad sobre cargas mayoradas de 1.75.

El armadura superior queda:



- Comprobación a cortante

Sección: ESQ1

Inclinación de las bielas
 $\cotg \theta$: 1.0 θ [°]: 45

Inclinación de las armaduras
 α [°]: 90.0

P_f [%]: 2
 b_0 [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 +)
 N_d [kN]: 0.0
 σ_{cd} [MPa]: 0.0
 $P_{comprimida}$ [%]: 0.0

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

Comprobación

Diagrama de la sección con armadura de cortante y bielas de compresión.

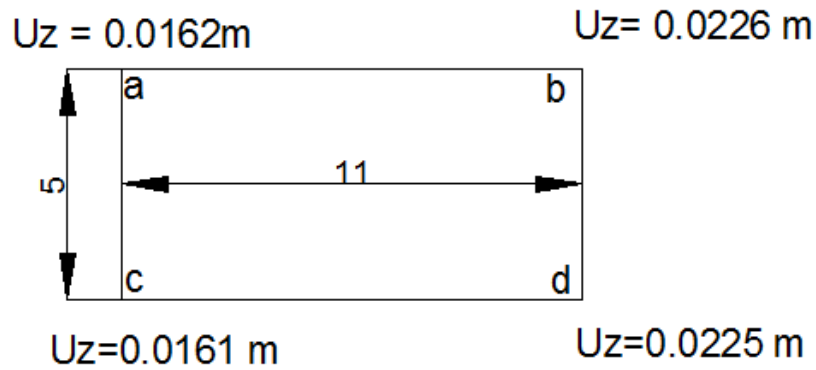
Cortante de agotamiento de las bielas	V_{u1} [kN]	2700.0
Cortante de agotamiento de los tirantes	V_{u2} [kN]	265.2
Contribución del hormigón a la resistencia	V_{cu} [kN]	265.2
Contribución de la armadura transversal	V_{su} [kN]	0.0
Resistencia a cortante	V_u [kN]	265.2

ϕ [mm]: 8
 s_t [m]: 0.20
 n^a ramas: 2
 A_{α} [cm²/m]: 0.0

El cortante último de agotamiento de la sección (265.2 kN) es mayor que el cortante solicitante (47.13 kN), por lo que no es necesario disponer armadura a cortante.

- Distorsión angular

Los asientos que se producen en las esquinas de la losa son:

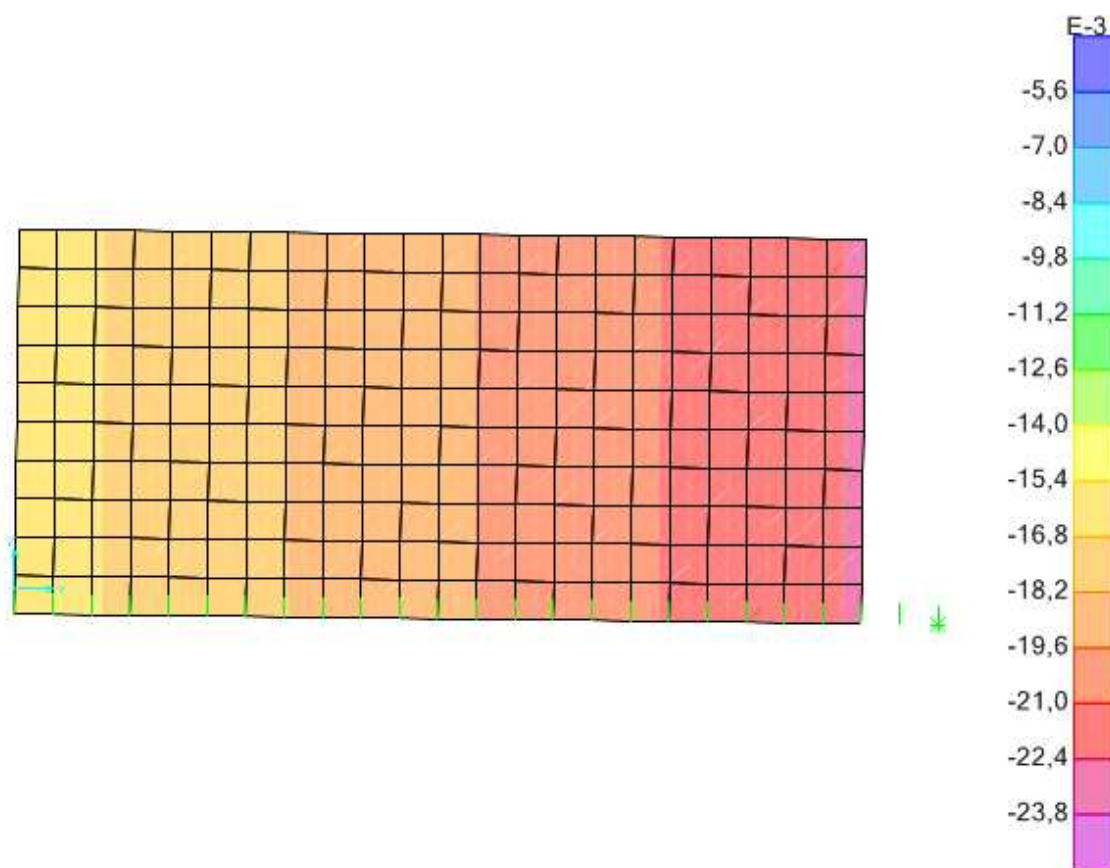


Las distorsiones angulares que se producen son, en ELS:

Asientos s				Δs	L	w	
a	0,0162	b	0,0226	0,0064	11	0,00058	< 1/300
a	0,0162	c	0,0161	1E-04	5	0,00002	< 1/300
b	0,0226	d	0,0225	1E-04	5	0,00002	< 1/300
c	0,0161	d	0,0225	0,0064	11	0,00058	< 1/300

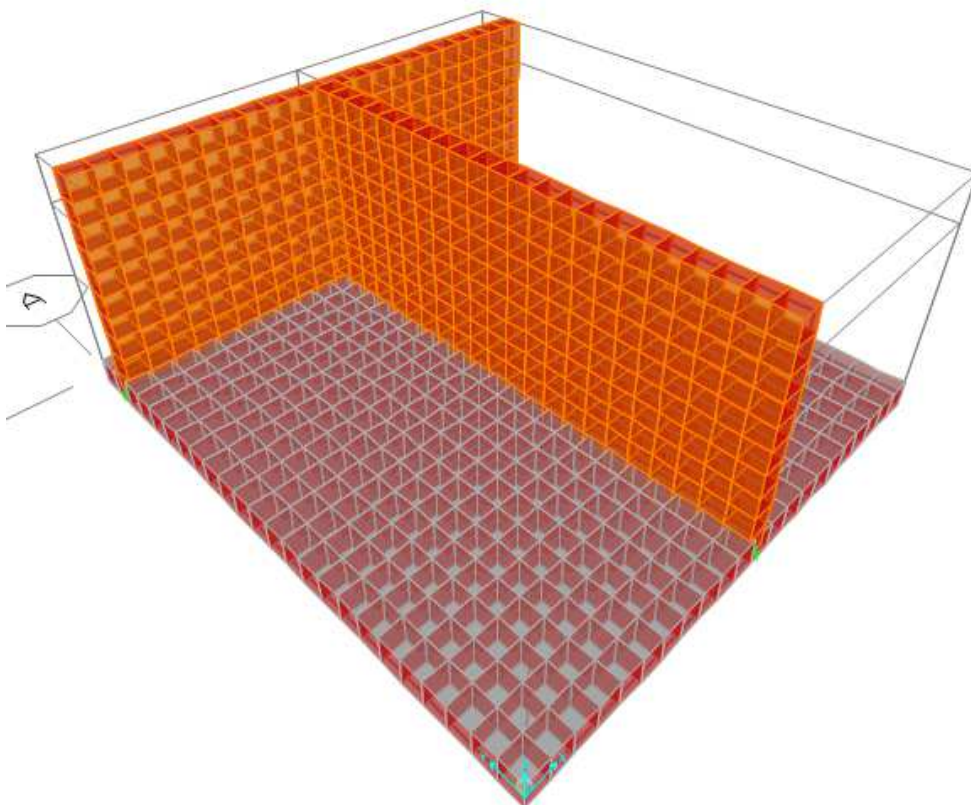
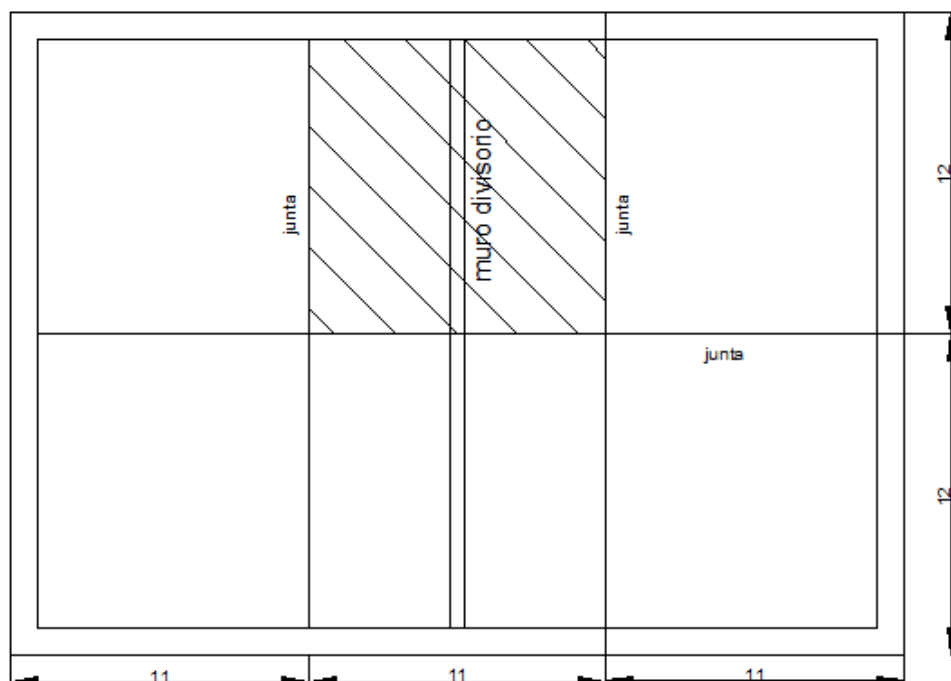
- ELS deformaciones:

El CTE establece como límite de flecha para la integridad de los elementos constructivos $L/300 = 1100/300 = 3.66\text{ cm}$:



La flecha diferida entre dos puntos del muro es 1.22 cm. Por tanto, cumple el estado limite de servicio de deformaciones

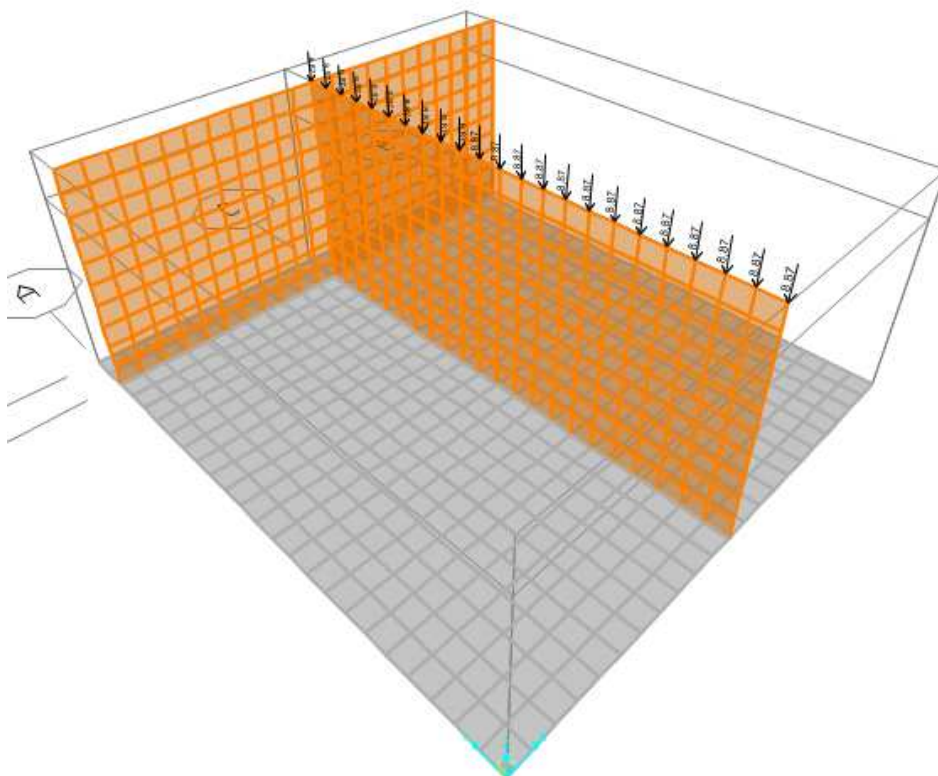
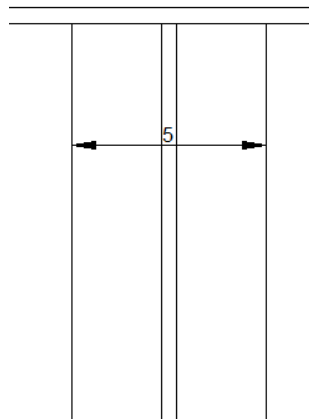
10.5 Lateral



- Carga muerta:

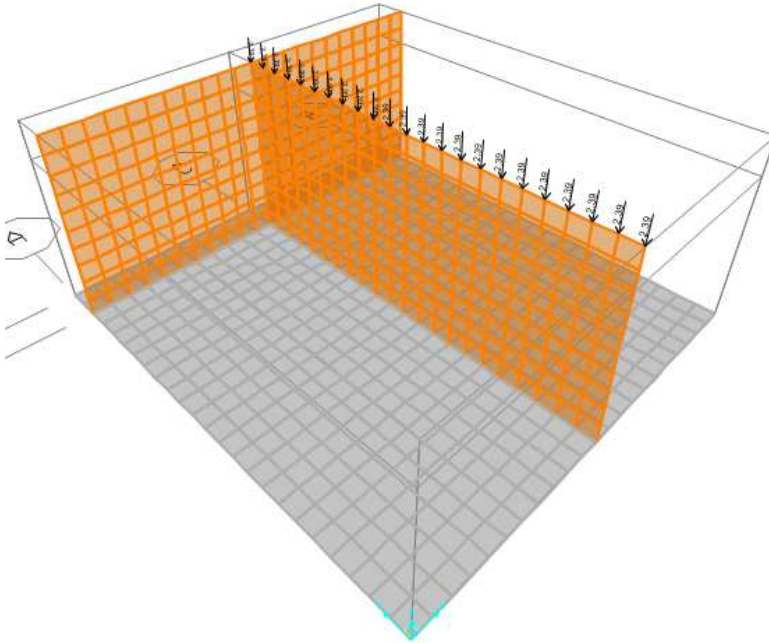
Las placas alveolares de la cubierta apoyan en el muro divisorio, no transfieren cargas en los muros perpendiculares a las vigas. Por lo tanto, las cargas que se transmiten al muro divisorio es una franja de 5 m:

$$3.71 \frac{kN}{m^2} \times 5 m = 18.55 kN/m$$



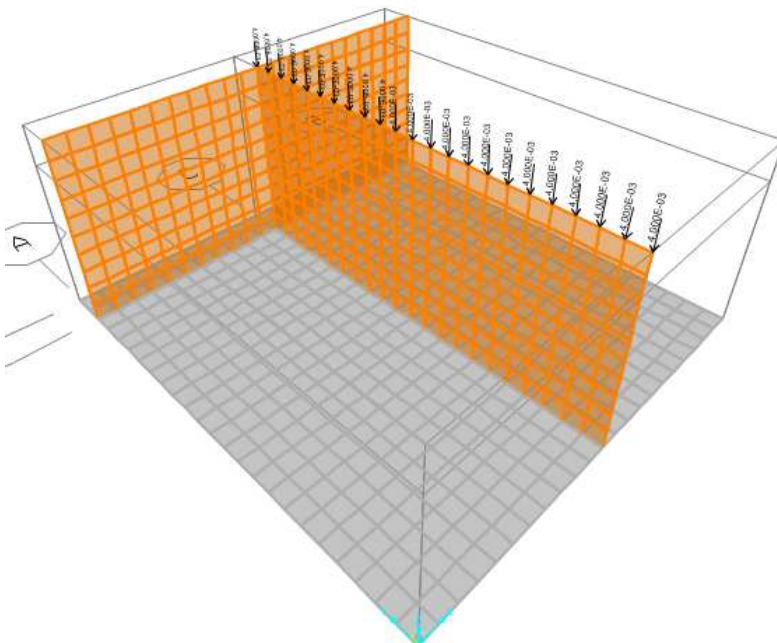
- Sobrecarga de uso: 1 kN/m²

$$1 \frac{kN}{m^2} \times 5 m = 5 kN/m$$

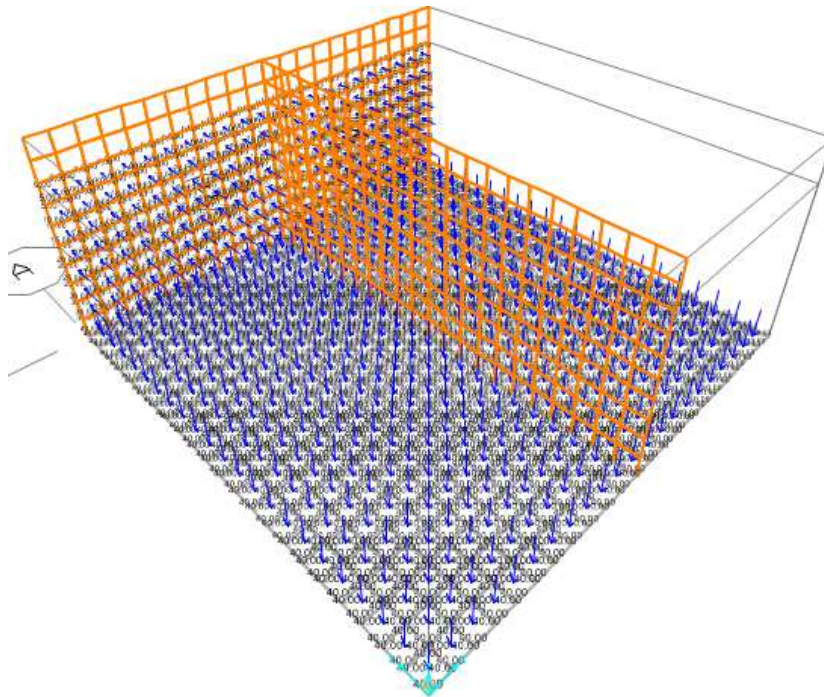


- Carga de nieve: 0.2 kN/m²

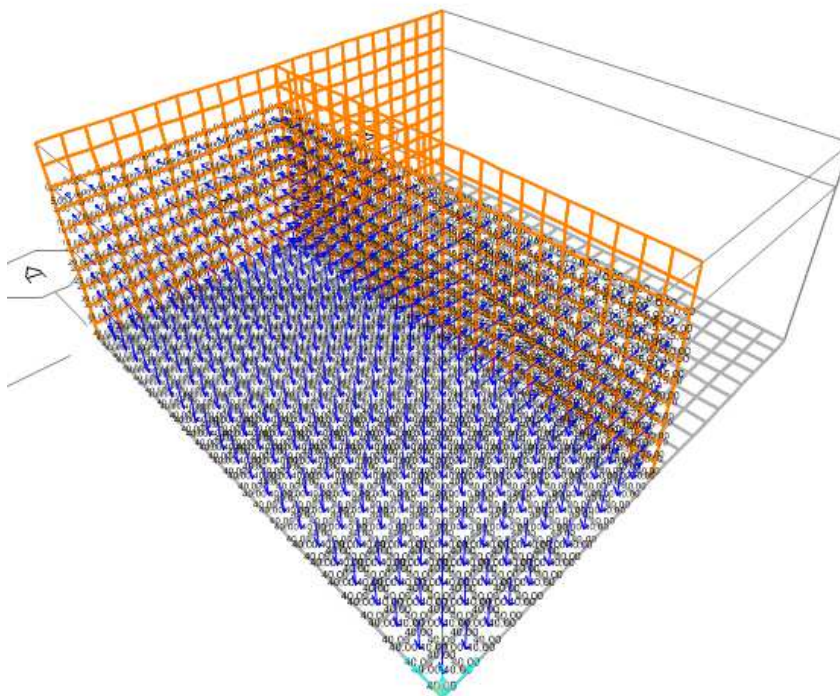
$$0.2 \frac{kN}{m^2} \times 5 m = 1 kN/m$$



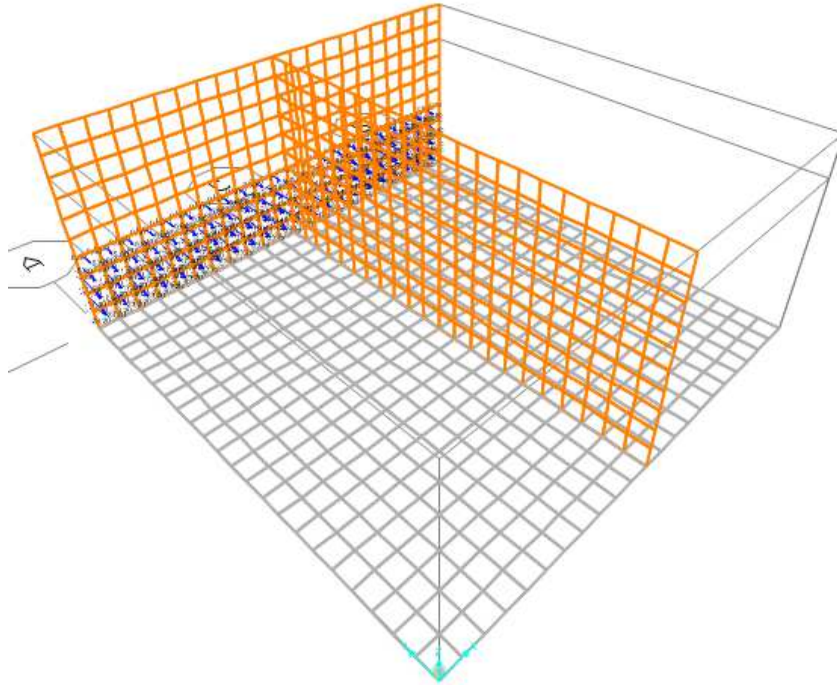
- Empuje del agua E_w lleno:



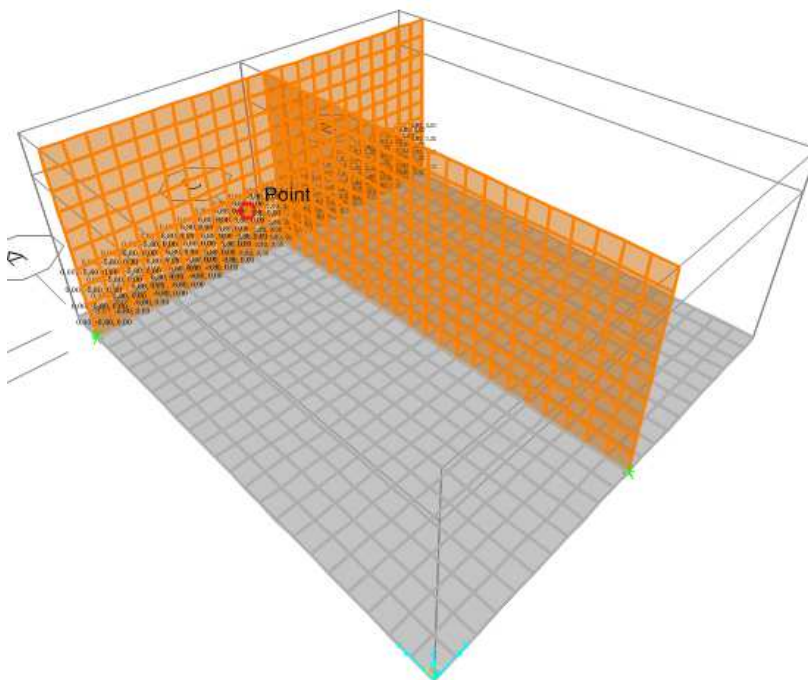
- Empuje del agua E_w un vaso lleno:



- Empuje de tierra Et:

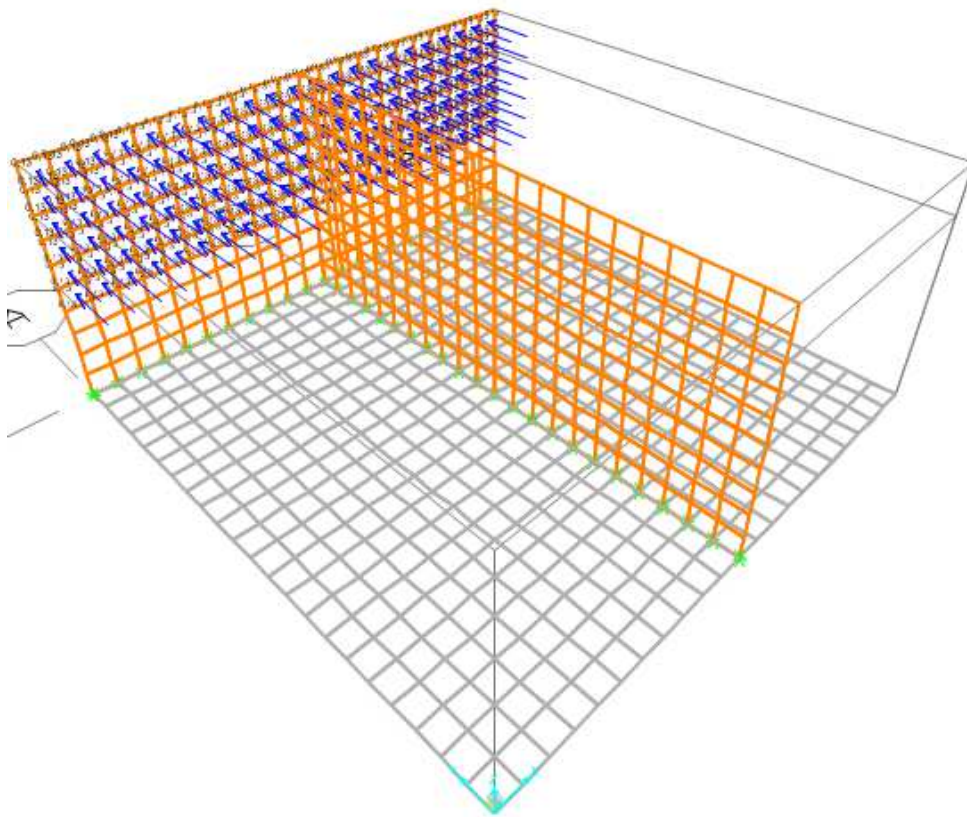


- Tráfico:



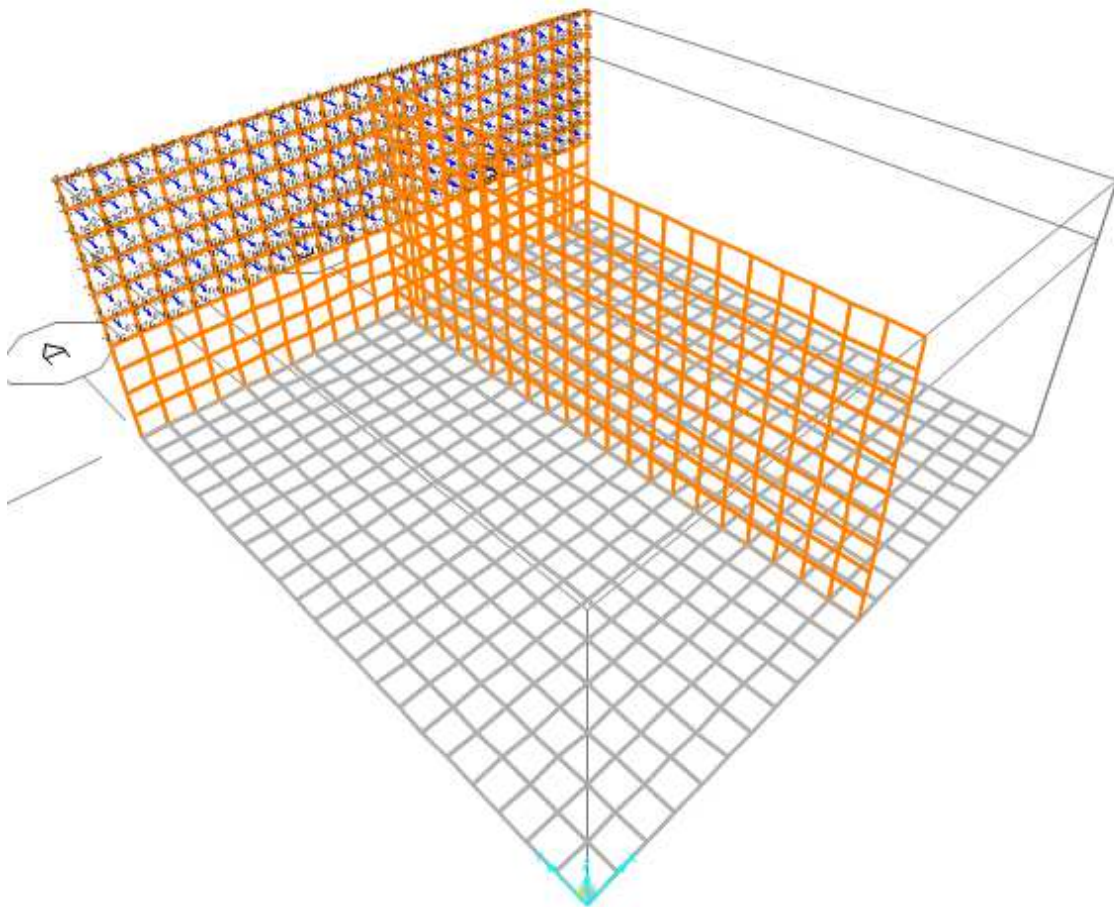
- Viento a 0°:

	A	B	C	D	E
Cp	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
Ancho (m)	0,6	5,4	24	21	21
Cp,med	-0,57			0,70	-0,30
qe (kN/m2)	-0,50			0,62	-0,26



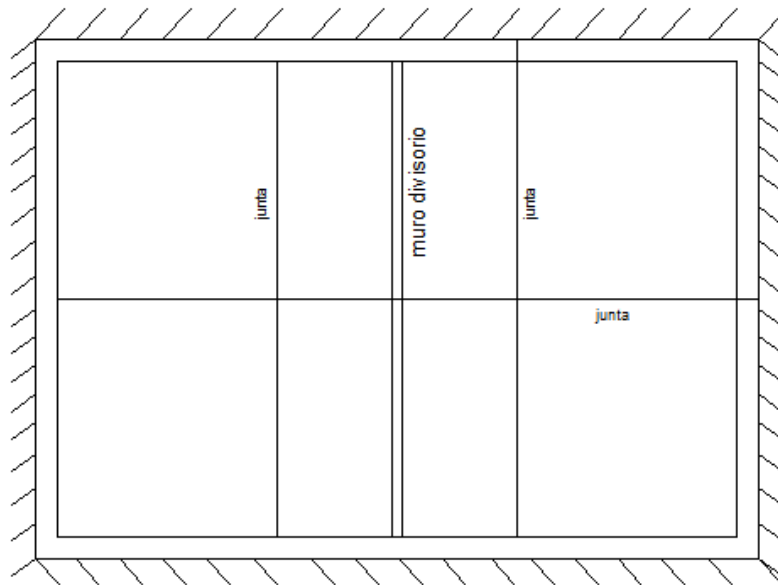
- Viento a 90°:

	A	B	C	D	E
Cp	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
Ancho (m)	0,6	5,4	15	30	30
Cp,med	-0,42			0,70	-0,30
qe (kN/m2)	-0,37			0,62	-0,26

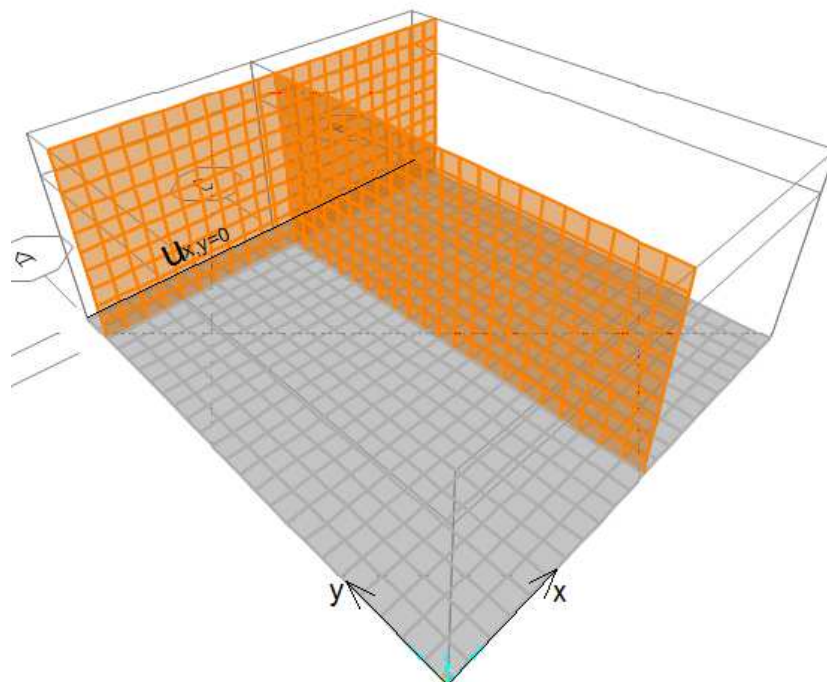


- Condiciones de contorno

El depósito 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.

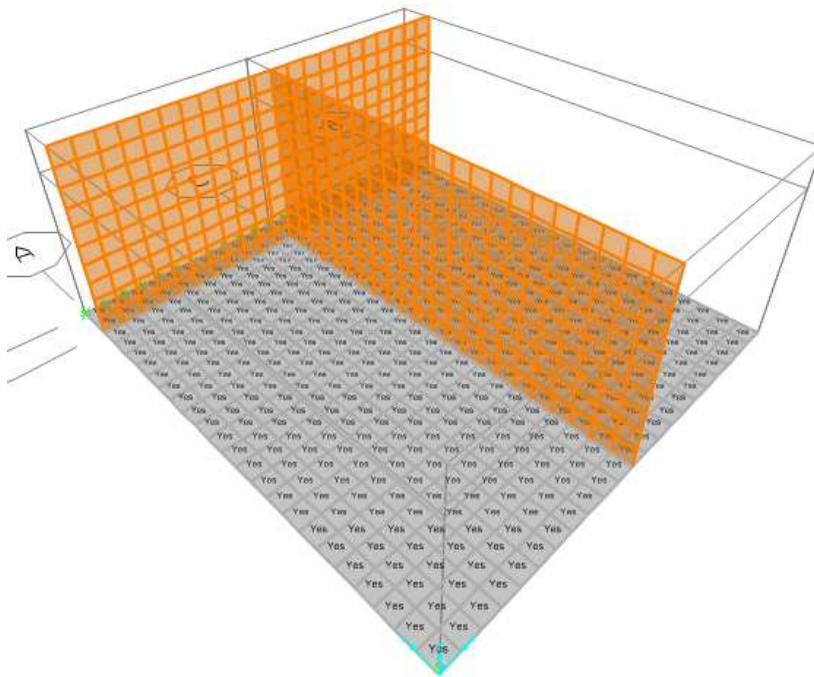


En el depósito se han dispuesto juntas de modo que se permite los desplazamientos en las mismas:



- Modulo de balasto

Introducimos en la losa el modulo de balasto, obtenido del Anejo N°2 Geotecnia, que se asemeja a incorporar en todos los nodos de esta un muelle de valor 2046 kN/m3.

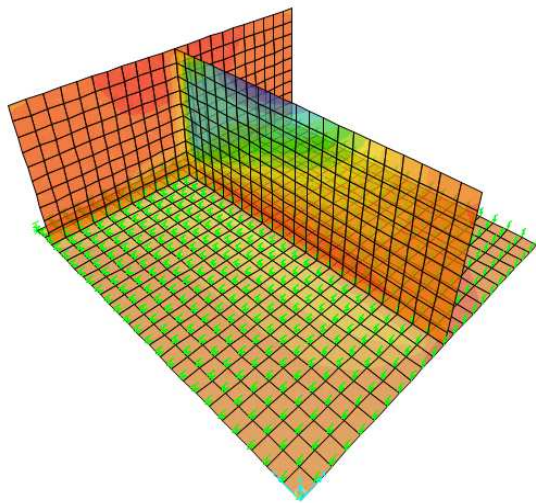


10.6 Esfuerzos ELU

10.6.1 Envoltente máxima

Axiles:

Dirección 1:



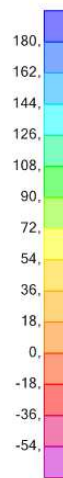
Para la losa:

 $N_{max} = 56.74 \text{ kN}$

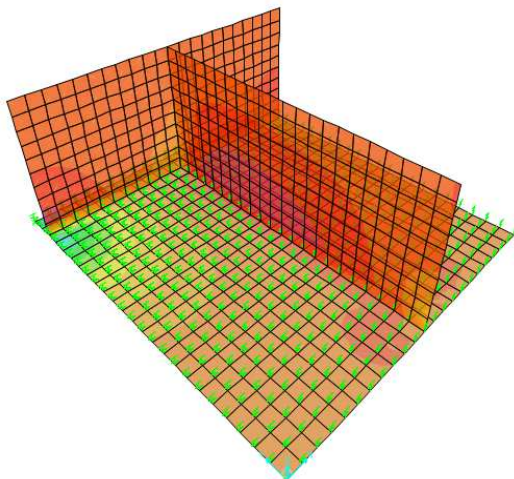
Para los muros exteriores:

 $N_{max} = 48.51 \text{ kN}$

Para el muro divisorio:

 $N_{max} = 185.89 \text{ kN}$ 

Dirección 2:



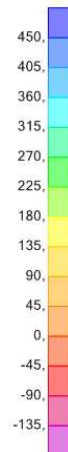
Para la losa:

 $N_{max} = 443.78 \text{ kN}$

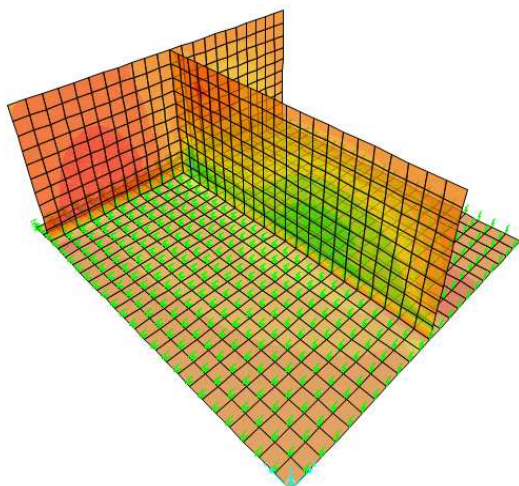
Para los muros exteriores:

 $N_{max} = 65.81 \text{ kN}$

Para el muro divisorio:

 $N_{max} = 202.20 \text{ kN}$ 

Dirección 1-2:



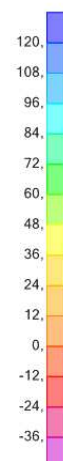
Para la losa:

 $N_{max} = 51.32 \text{ kN}$

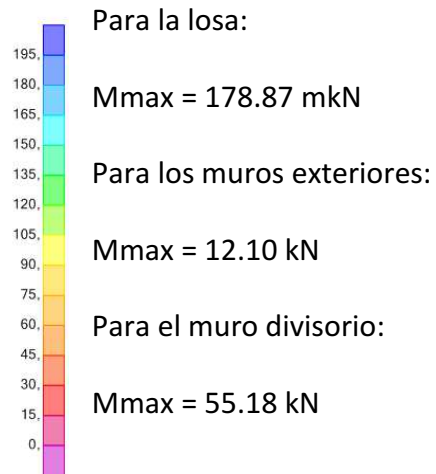
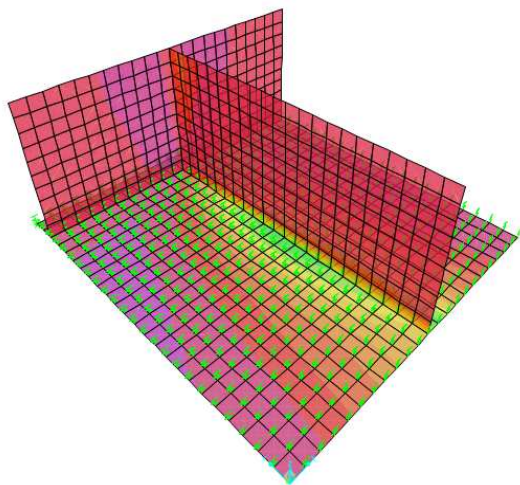
Para los muros exteriores:

 $N_{max} = 72.03 \text{ kN}$

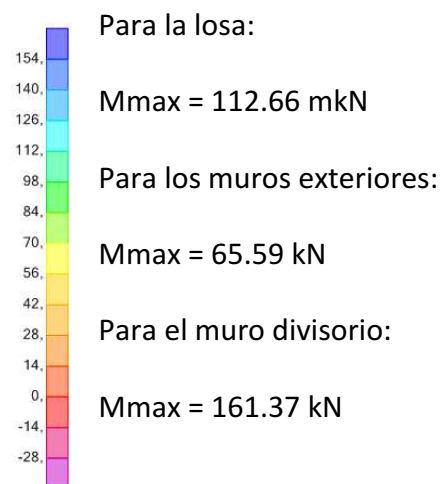
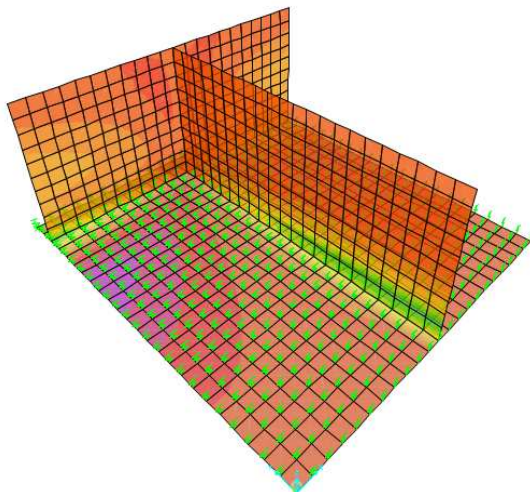
Para el muro divisorio:

 $N_{max} = 102.31 \text{ kN}$ 

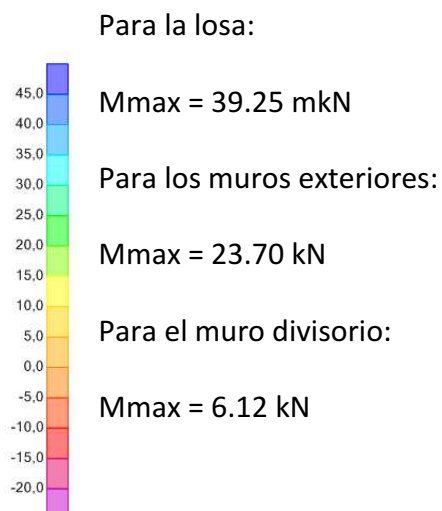
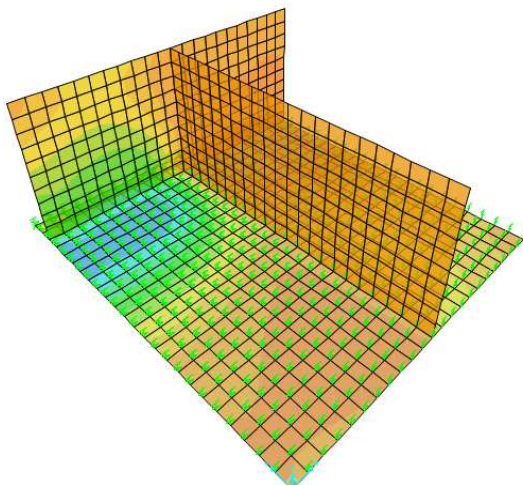
Flector dirección 1:

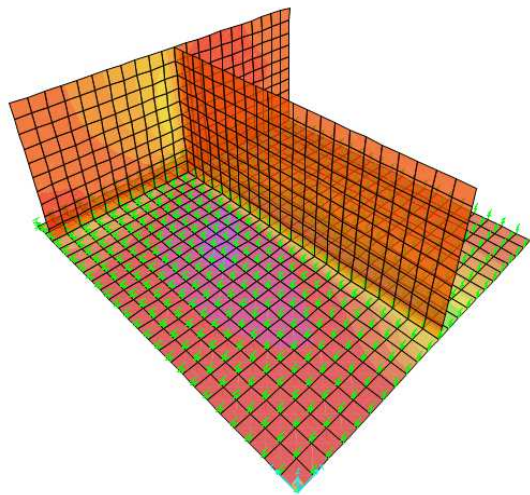


Flector dirección 2:



Flector dirección 1-2:





Cortante dirección 1:

Para la losa:

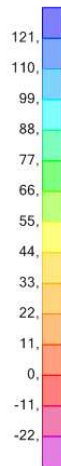
$V_{\max} = 110.00 \text{ kN}$

Para los muros exteriores:

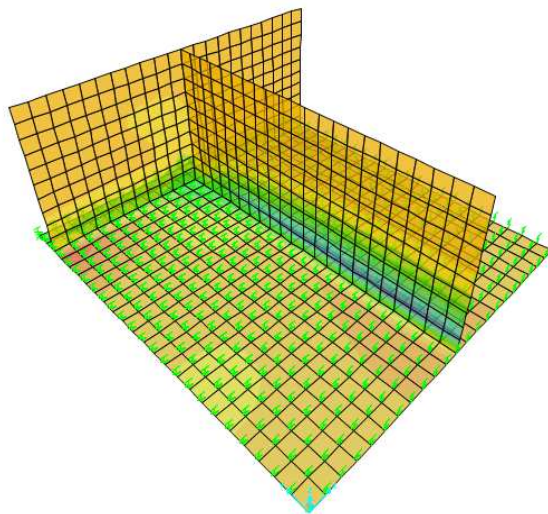
$V_{\max} = 53.94 \text{ kN}$

Para el muro divisorio:

$V_{\max} = 14.27 \text{ kN}$



Cortante dirección 2:



Para la losa:

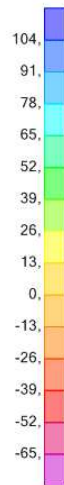
$V_{\max} = 57.27 \text{ kN}$

Para los muros exteriores:

$V_{\max} = 50.16 \text{ kN}$

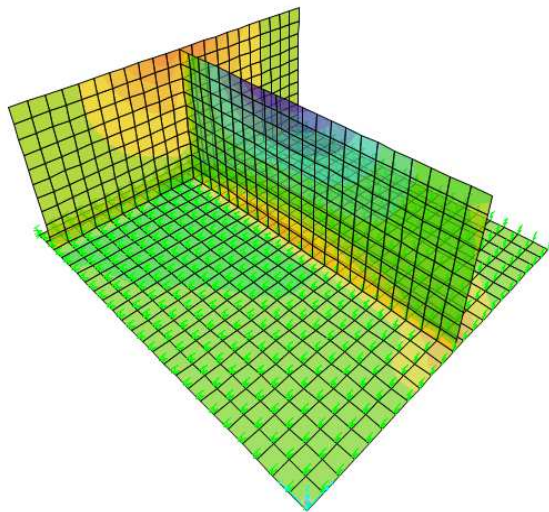
Para el muro divisorio:

$V_{\max} = 110.63 \text{ kN}$



10.6.2 Envoltente mínima

Axiles:



Dirección 1:

Para la losa:

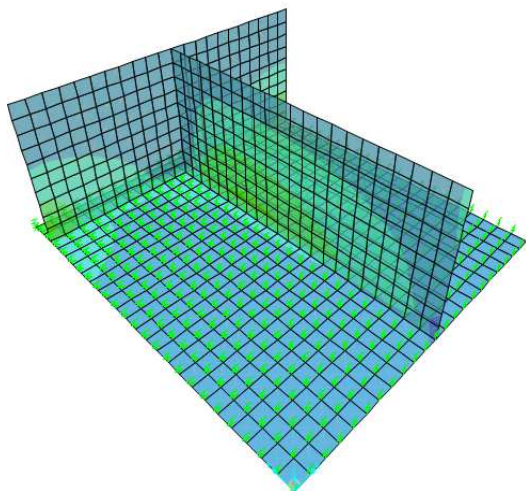
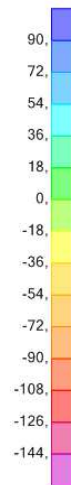
Nmin = -145.88 kN

Para los muros exteriores:

Nmin = -112.26 kN

Para el muro divisorio:

Nmin = -108.02 kN



Dirección 2:

Para la losa:

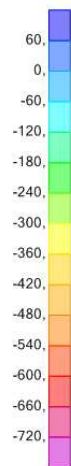
Nmin = -729.43 kN

Para los muros exteriores:

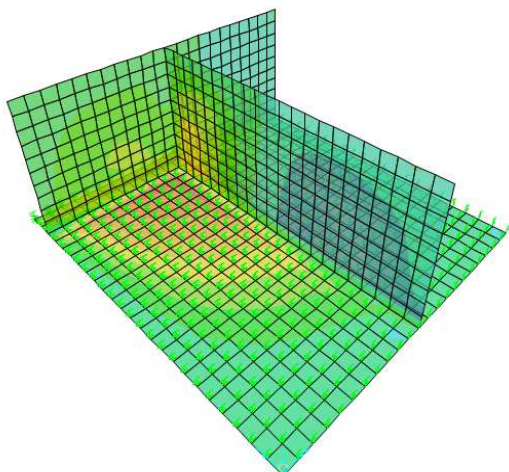
Nmin = -274.33 kN

Para el muro divisorio:

Nmin = -208.86 kN



Dirección 1-2:



Para la losa:

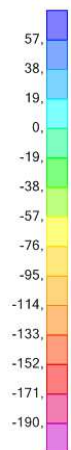
Nmin = -179.69 kN

Para los muros exteriores:

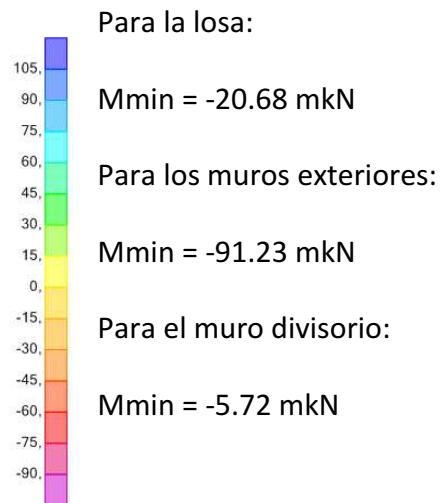
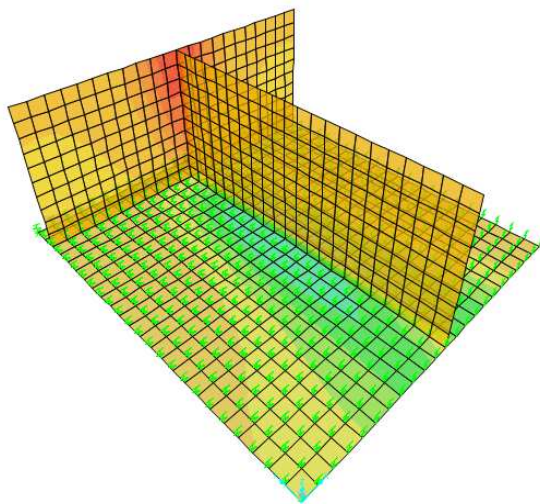
Nmin = -55.70 kN

Para el muro divisorio:

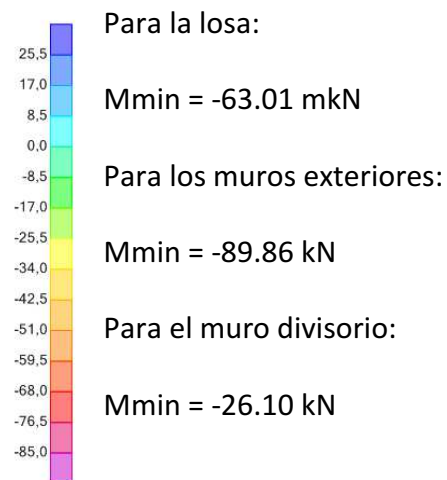
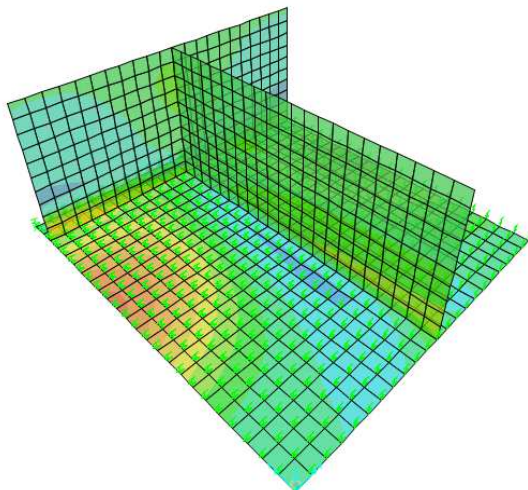
Nmin = -95.56 kN



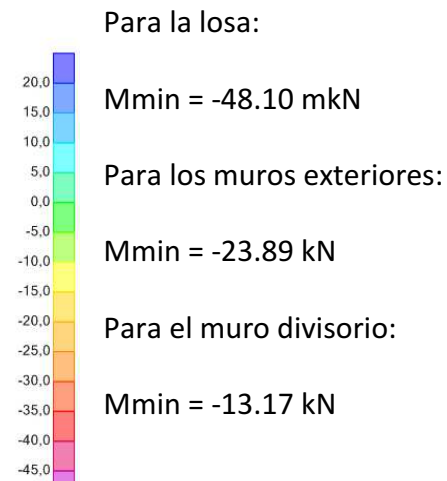
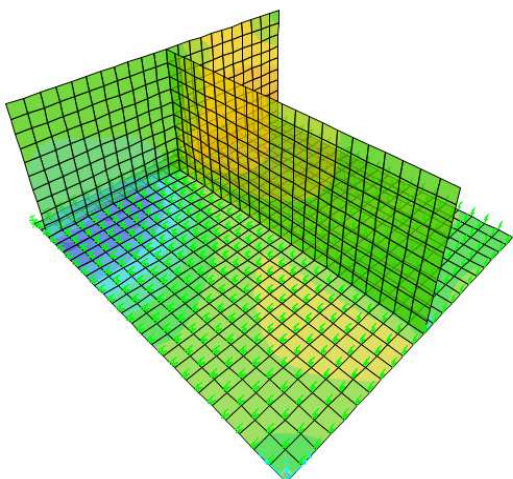
Flector dirección 1:

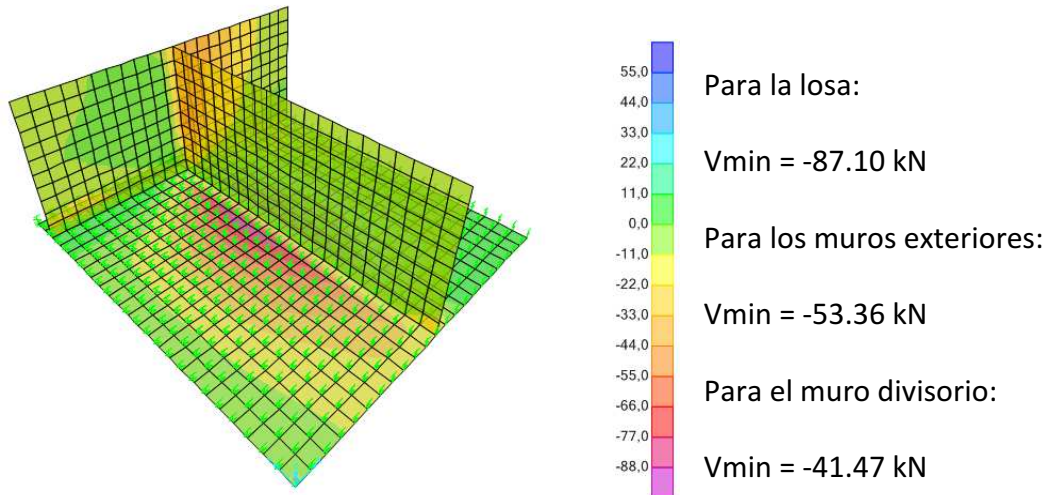
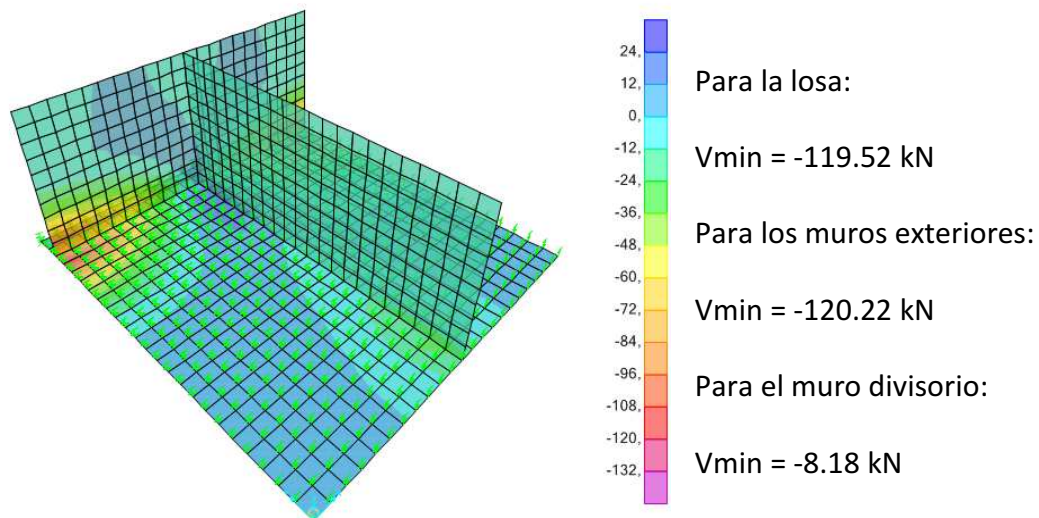


Flector dirección 2:



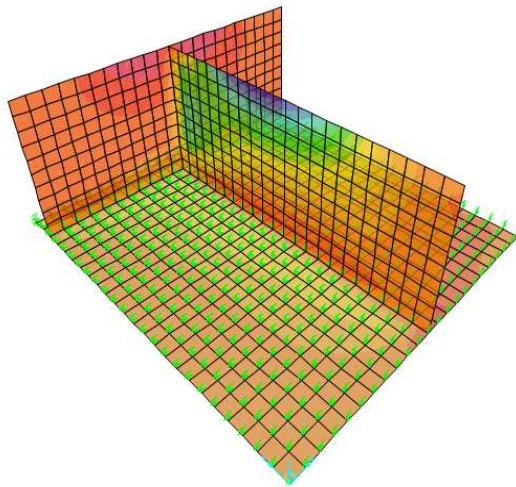
Flector dirección 1-2:



Cortante dirección 1:**Cortante dirección 2:****10.7 Esfuerzos ELS****10.7.1 Envolvente máxima**

Axiles:

Dirección 1:



Para la losa:

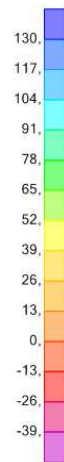
Nmax = 58.30 kN

Para los muros exteriores:

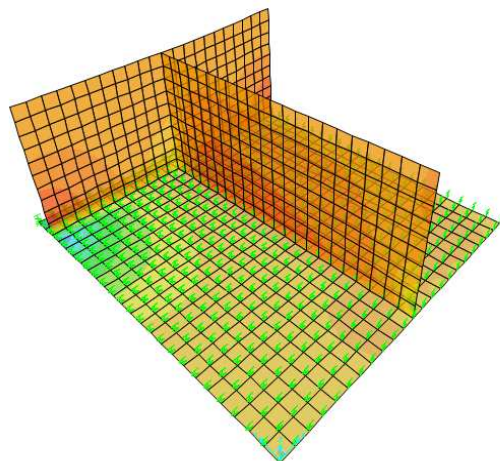
Nmax = 64.64 kN

Para el muro divisorio:

Nmax = 141.84 kN



Dirección 2:



Para la losa:

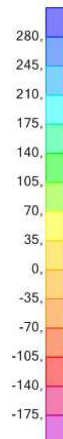
Nmax = 291.52 kN

Para los muros exteriores:

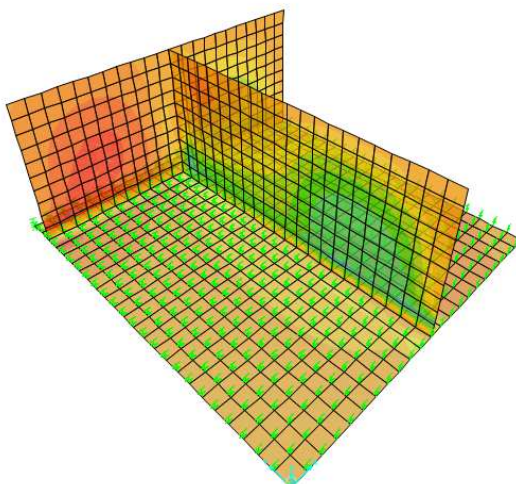
Nmax = 112.64 kN

Para el muro divisorio:

Nmax = 175.30 kN



Dirección 1-2:



Para la losa:

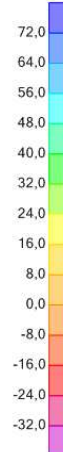
Nmax = 33.92 kN

Para los muros exteriores:

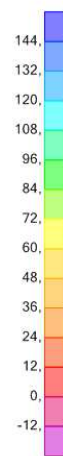
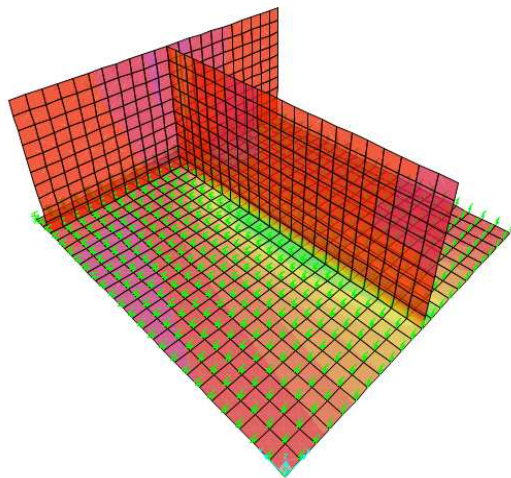
Nmax = 51.59 kN

Para el muro divisorio:

Nmax = 70.28 kN



Flector dirección 1:



Para la losa:

 $M_{\max} = 132.79 \text{ mkN}$

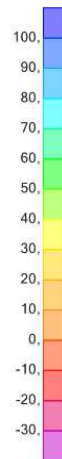
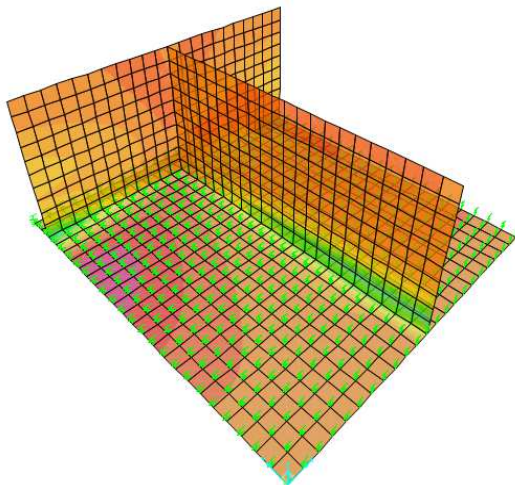
Para los muros exteriores:

 $M_{\max} = 9.77 \text{ kN}$

Para el muro divisorio:

 $M_{\max} = 36.79 \text{ kN}$

Flector dirección 2:



Para la losa:

 $M_{\max} = 82.09 \text{ mkN}$

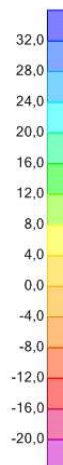
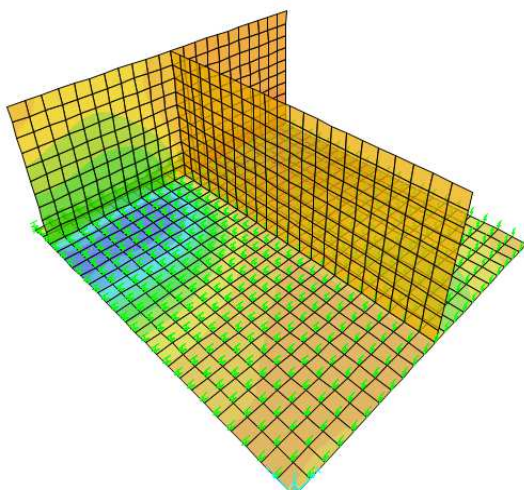
Para los muros exteriores:

 $M_{\max} = 53.49 \text{ kN}$

Para el muro divisorio:

 $M_{\max} = 107.58 \text{ kN}$

Flector dirección 1-2:



Para la losa:

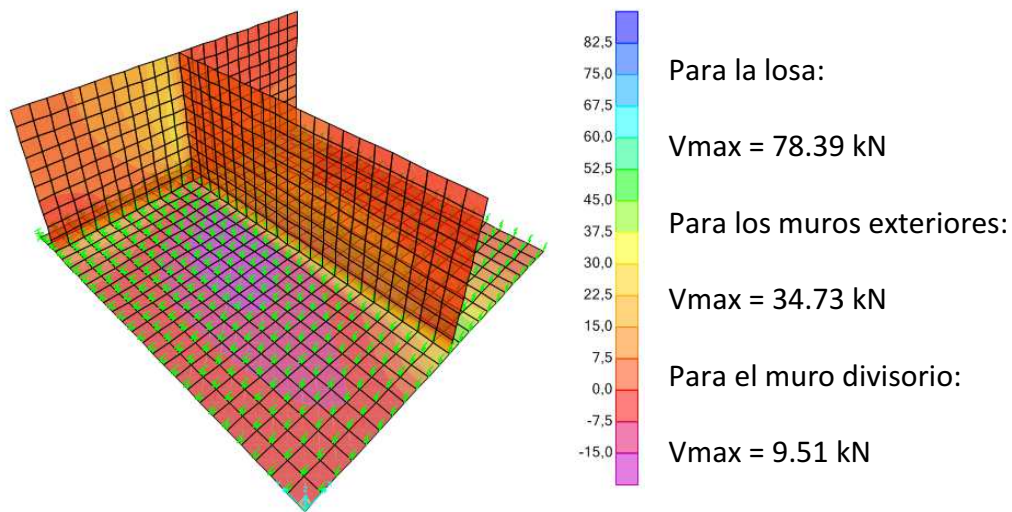
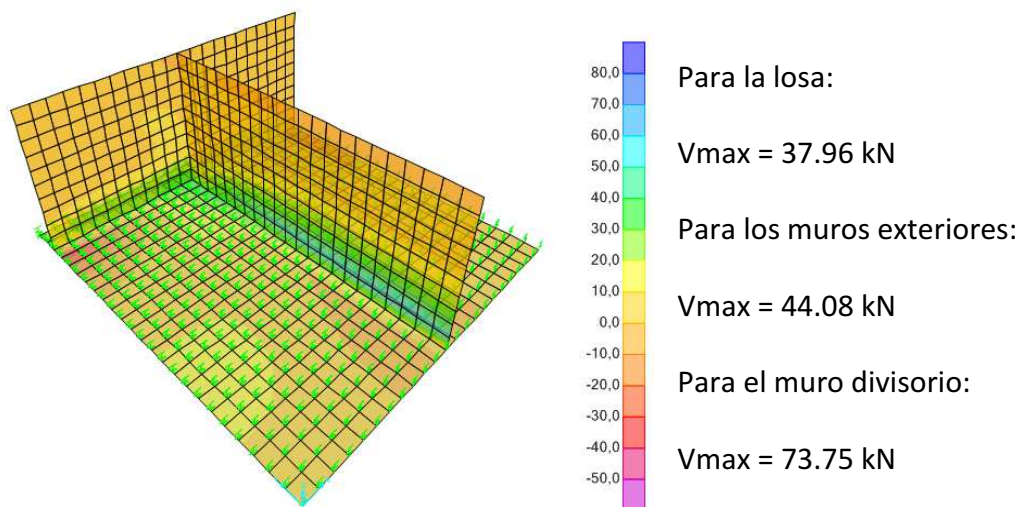
 $M_{\max} = 30.27 \text{ mkN}$

Para los muros exteriores:

 $M_{\max} = 14.71 \text{ kN}$

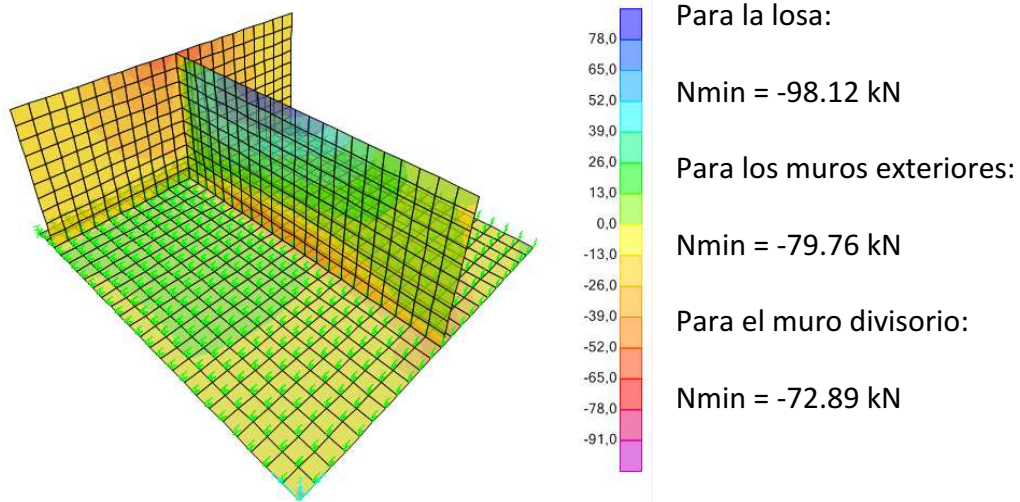
Para el muro divisorio:

 $M_{\max} = 4.21 \text{ kN}$

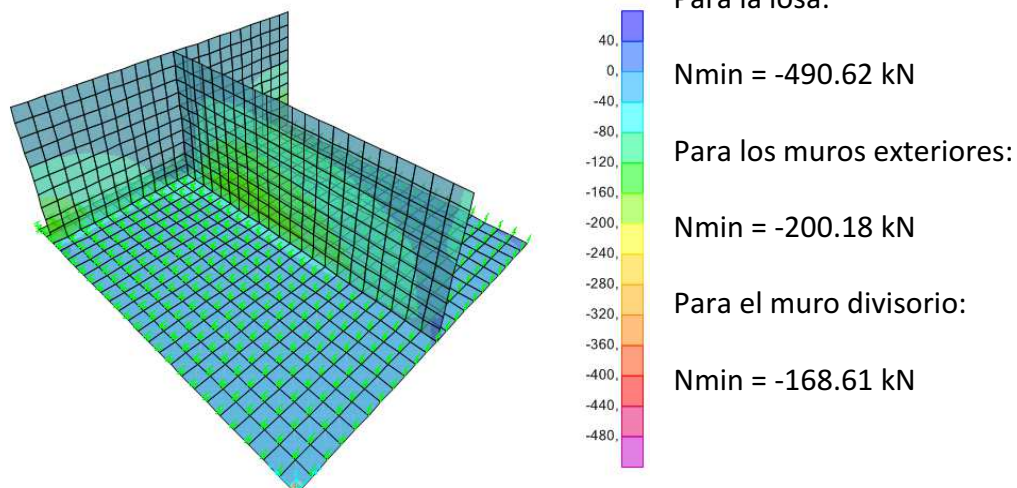
Cortante dirección 1:**Cortante dirección 2:****10.7.2 Envoltente mínima:**

Axiles:

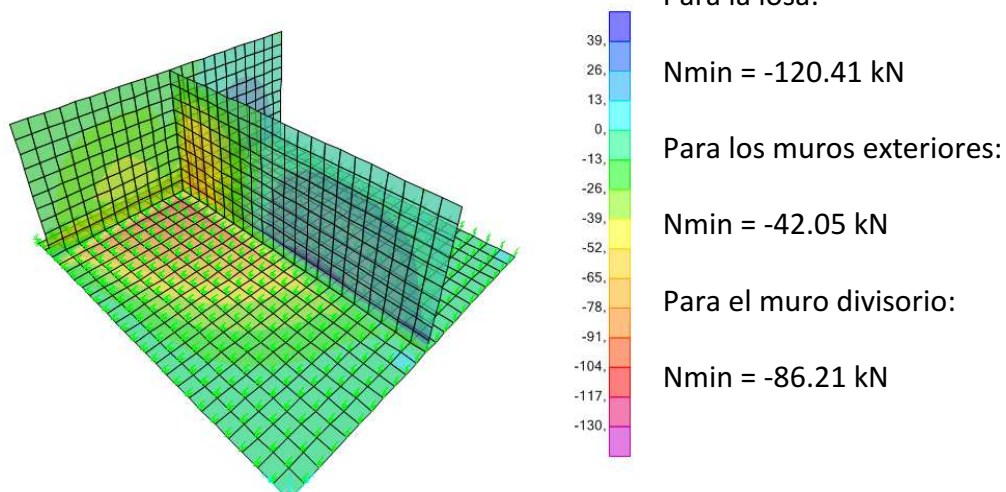
Dirección 1:



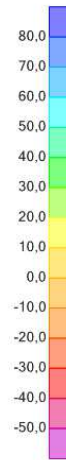
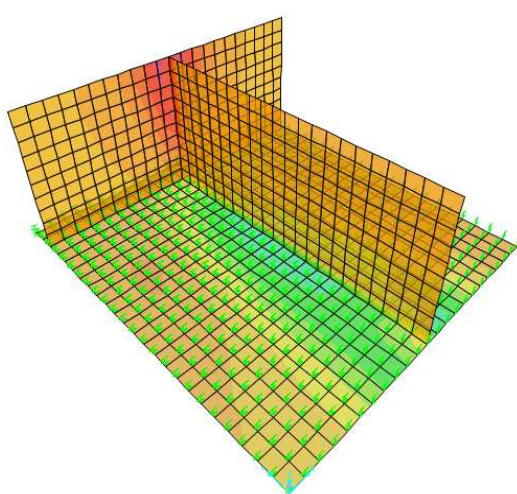
Dirección 2:



Dirección 1-2:



Flector dirección 1:



Para la losa:

Mmin = -11.24 mkN

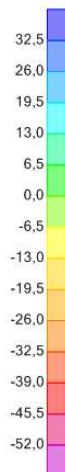
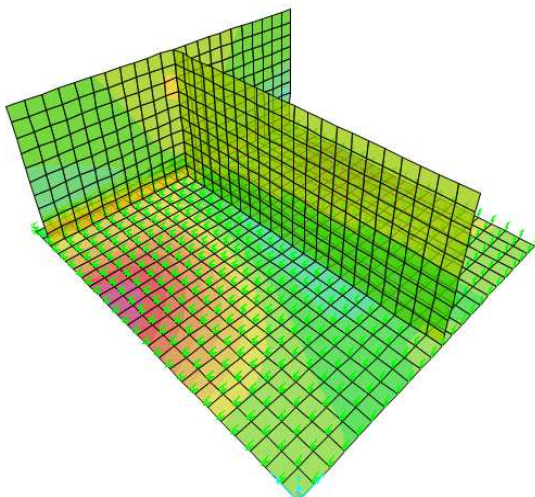
Para los muros exteriores:

Mmin = -56.23 kN

Para el muro divisorio:

Mmin = -6.78 kN

Flector dirección 2:



Para la losa:

Mmin = -53.01 mkN

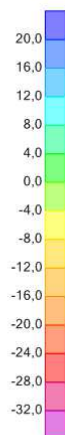
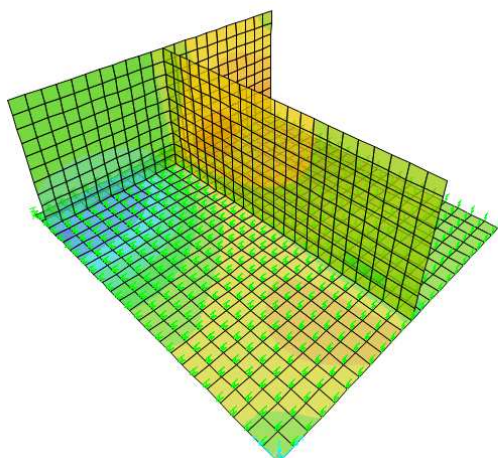
Para los muros exteriores:

Mmin = -49.92 kN

Para el muro divisorio:

Mmin = -5.71 kN

Flector dirección 1-2:



Para la losa:

Mmin = -34.32 mkN

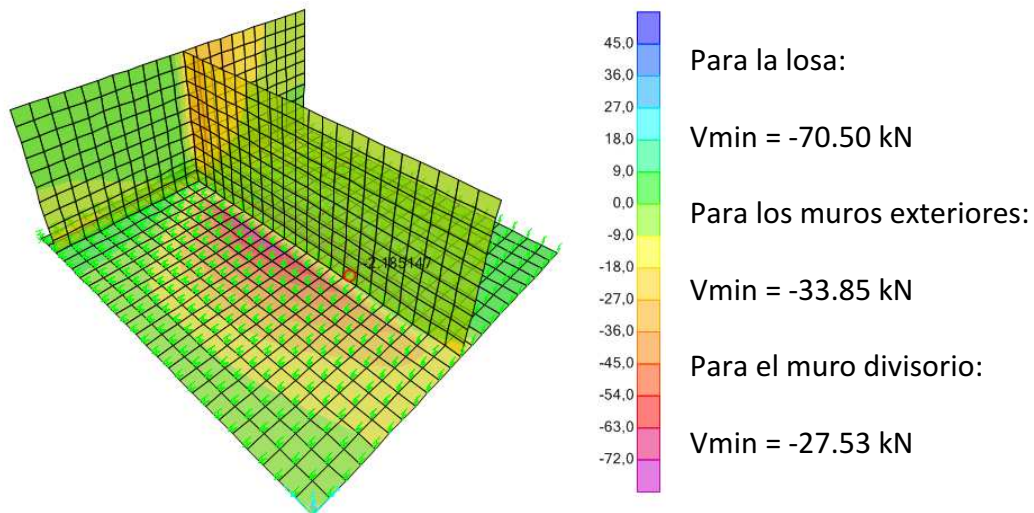
Para los muros exteriores:

Mmin = -14.81 kN

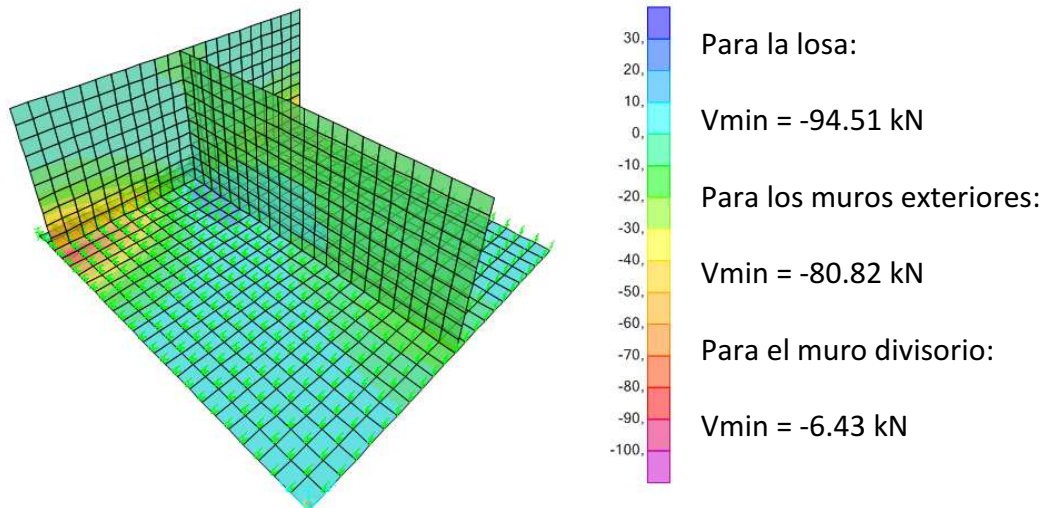
Para el muro divisorio:

Mmin = -8.72 kN

Cortante dirección 1:



Cortante dirección 2:



10.8 Dimensionamiento

Para el dimensionamiento de los elementos tipo placa se calculará la armadura para cada dirección de forma independiente, empleándose los esfuerzos propuestos por el método de Wood y Armer, de modo que los axiles y flectores serán:

$$N_x = |N_x| + |N_{xy}|$$

$$N_y = |N_y| + |N_{xy}|$$

$$M_x = |M_x| + |M_{xy}|$$

$$M_y = |M_y| + |M_{xy}|$$

El estado límite que nos va a condicionar el dimensionamiento del armado es el ELS de fisuración, por lo que dimensionaremos para este estado, y comprobaremos que los demás estados límites se cumplen.

10.8.1 Losa

10.8.1.1 Armadura inferior (Envolvente máxima)

- Fisuración

Fijándonos en los esfuerzos en ELS:

$ N_{xmáx} $	$ N_{ymáx} $	$ N_{xymáx} $	$ M_{xmáx} $	$ M_{ymáx} $	$ M_{xymáx} $
58,3	291,52	33,92	132,79	82,09	30,27

$$N_{dx} = 58.3 + 33.92 = 92.22 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 132.79 + 30.27 = 163.06 \text{ mkN}$$

$$N_{dy} = 291.52 + 33.92 = 325.44 \text{ kN}$$

$$M_{dy} = 82.09 + 30.27 = 112.36 \text{ mkN}$$

En dirección x:

LAT1

Definición específica del armado:

nº de capas: 2
 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]: 0.0

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

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

Solicitación:
☒ Flexión simple
☐ Tracción simple

Mk [kN·m]: 163.06

A_s [cm²]: 12.1
 A_{c,eficaz} [cm²]: 1500.0

capa	n barras	sv [mm]
1	6	63.0
2	6	474

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN 3.1

El momento solicitante es menor que el momento de fisuración $M_{fis}=182.9$, la fisuración es mínima

Por lo tanto, el armado base de $\phi 16@20$ cumple con fisuración.

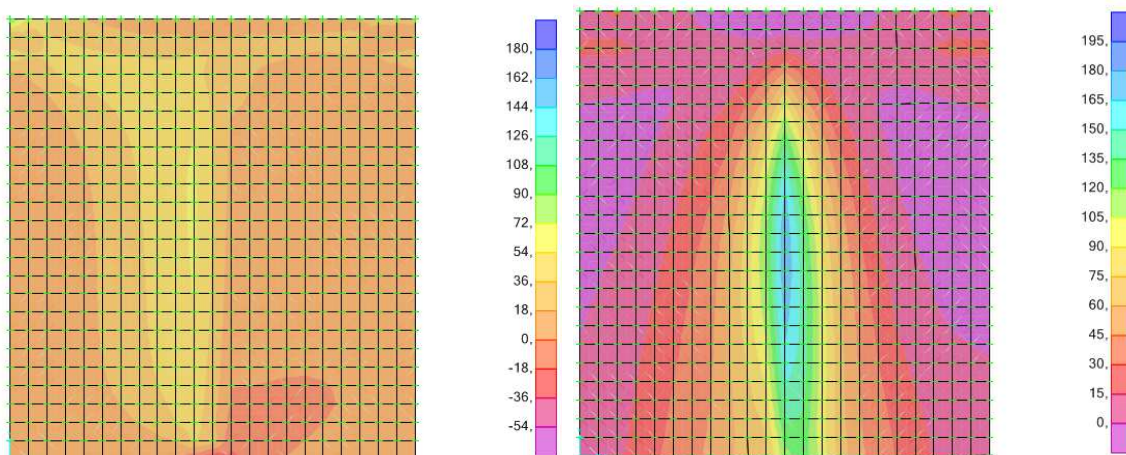
Comprobaremos este armado para los demás estados límites.

- ELU Flexión compuesta

Dirección x:

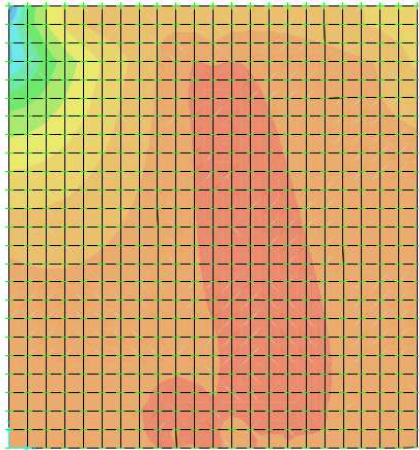
Axiles:

Flectores:

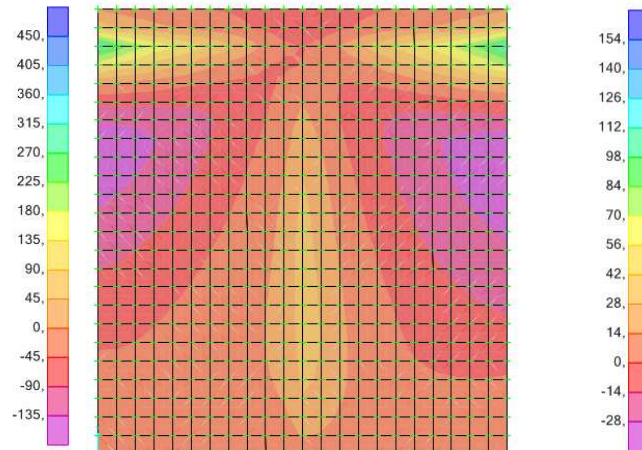


Dirección y:

Axiles:

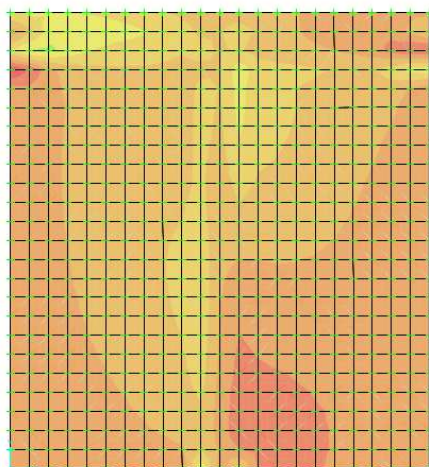


Flectores:

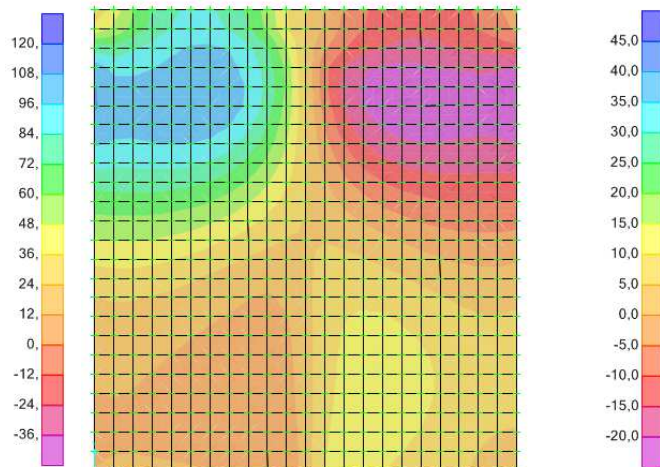


Dirección 1-2:

Axiles:



Flectores:



$ N_{x\max} $	$ N_{y\max} $	$ N_{xy\max} $	$ M_{x\max} $	$ M_{y\max} $	$ M_{xy\max} $
56,74	443,78	51,32	178,87	112,66	39,25

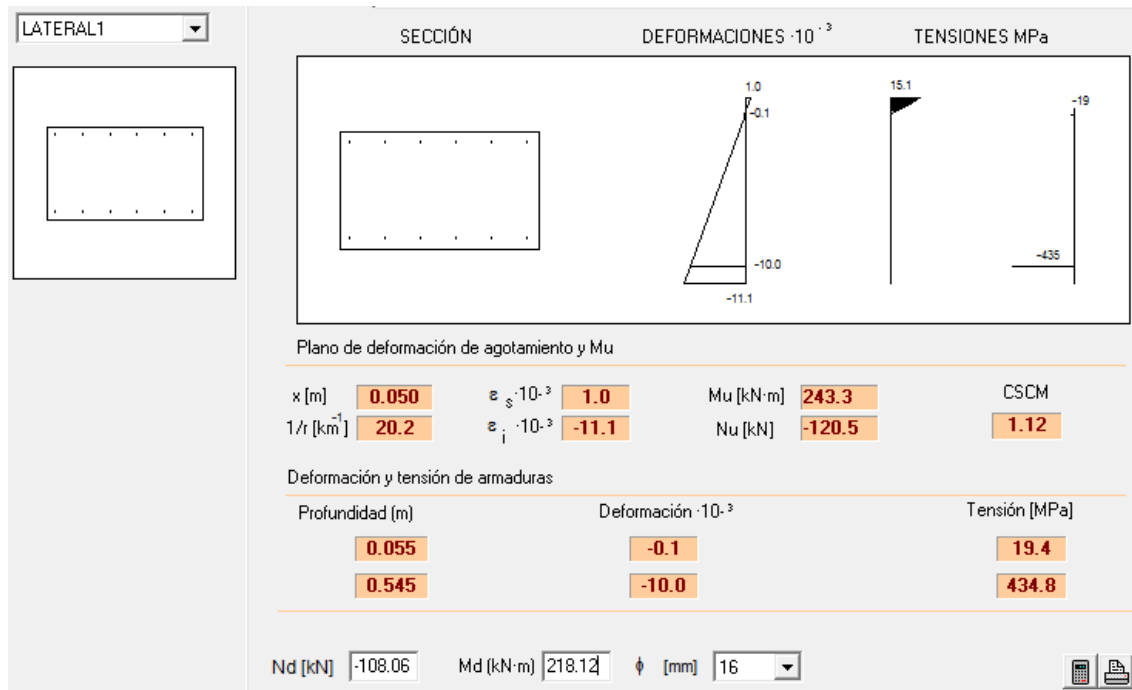
$$N_{dx} = 56.74 + 51.32 = 108.06 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 178.87 + 39.25 = 218.12 \text{ mkN}$$

$$N_{dy} = 443.78 + 51.32 = 495.1 \text{ kN}$$

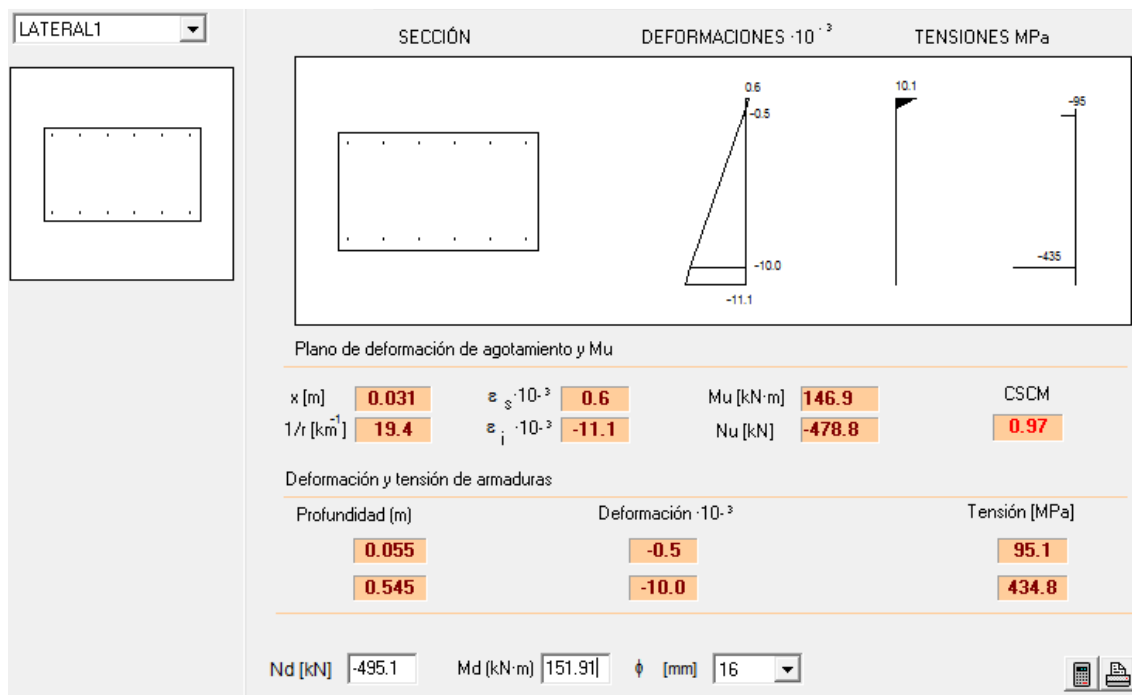
$$M_{dy} = 112.66 + 39.25 = 151.91 \text{ mkN}$$

Dimensionamiento dirección x:

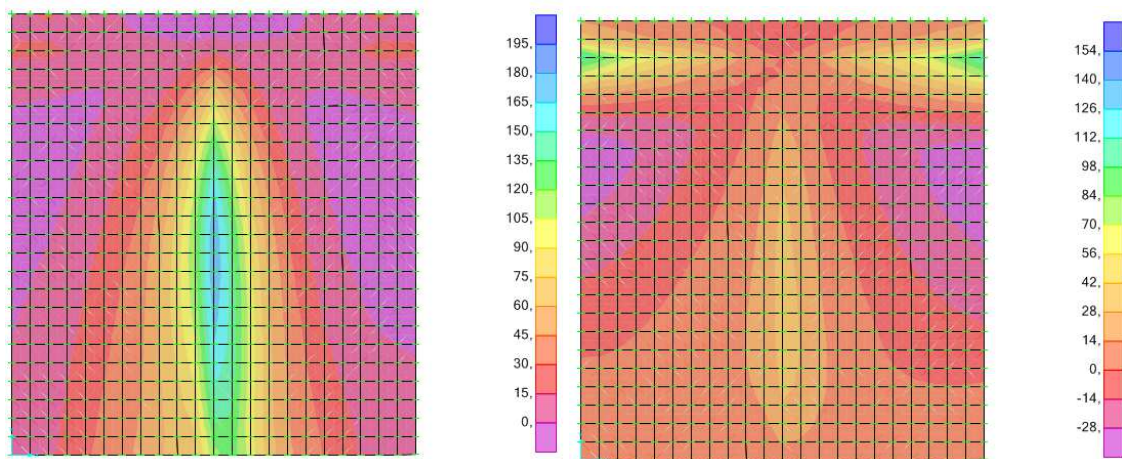


Tenemos un momento último de 243.3 mkN, obteniéndose un coeficiente de seguridad sobre cargas mayoradas de 1.12

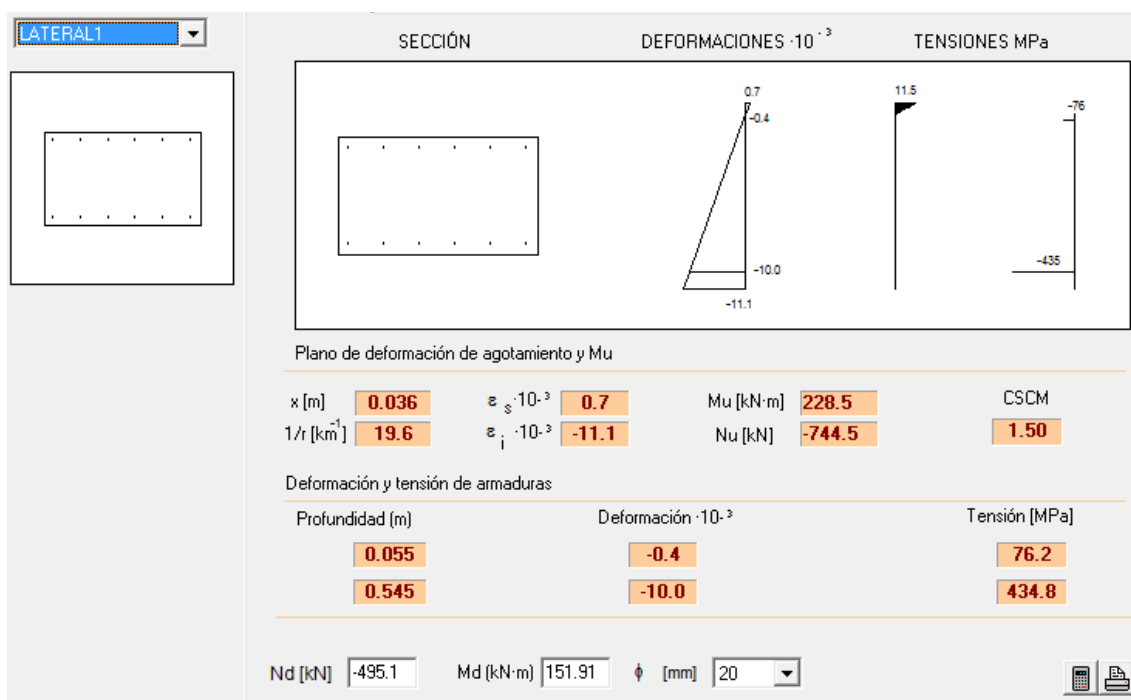
Dimensionamiento dirección y:



El mallado base no es capaz de soportar los esfuerzos solicitantes. Reforzamos en la zonas más solicitadas:

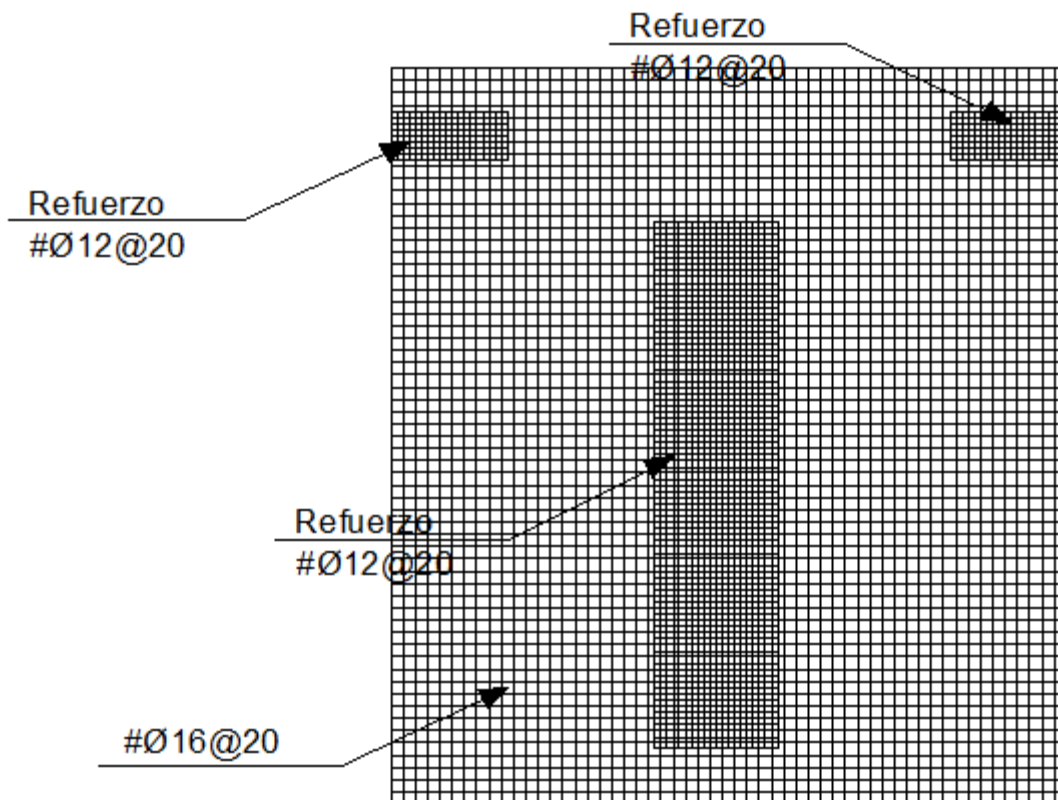


Ponemos un refuerzo en las zonas más solicitadas consistente en un mallazo de barras de 12 mm cada 20 cm (Área de 12 mm + Área de 16 mm = Área de 20 mm):



Tenemos un momento último de 228.5 mkN, obteniéndose un coeficiente de seguridad sobre cargas mayoradas de 1.50

El armado inferior queda:



10.8.1.2 Armadura superior (envolvente mínima)

- Fisuración

Fijándonos en los esfuerzos en ELS:

N _x max	N _y max	N _x y _{max}	M _x max	M _y max	M _x y _{max}
98,12	490,62	120,41	11,24	53,01	34,32

$$N_{dx} = 98.12 + 120.41 = 218.53 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 11.24 + 34.32 = 45.56 \text{ mkN}$$

$$N_{dy} = 490.62 + 120.41 = 611.03 \text{ kN}$$

$$M_{dy} = 53.01 + 34.32 = 87.33 \text{ mkN}$$

En dirección x:

LAT1

Definición específica del armado

nº de capas: 2

ϕ [mm]: 16

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]: 45.56

Abertura característica de fisura: wk [mm]: 0.0

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

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN 3.1

El momento solicitante es menor que el momento de fisuración $M_{fis}=182.9$, la fisuración es mínima

En dirección y:

LAT1

Definición específica del armado

nº de capas: 2

ϕ [mm]: 16

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]: 87.33

Abertura característica de fisura: wk [mm]: 0.0

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

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN 3.1

El momento solicitante es menor que el momento de fisuración $M_{fis}=182.9$, la fisuración es mínima

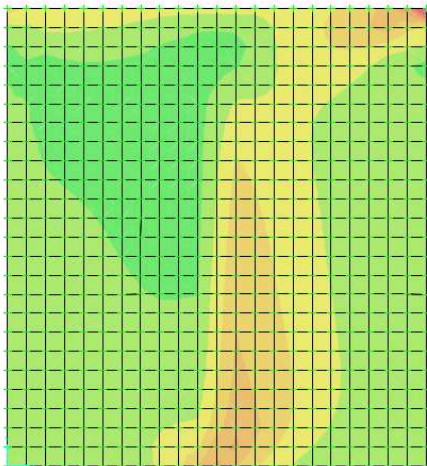
Por lo tanto, el armado base de $\phi 16@20$ cumple con fisuración.

Comprobaremos este armado para los demás estados límites.

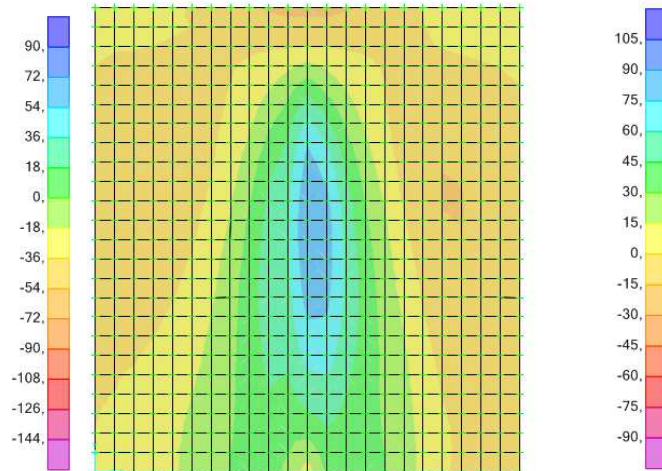
- ELU Flexión compuesta

Dirección x:

Axiles:

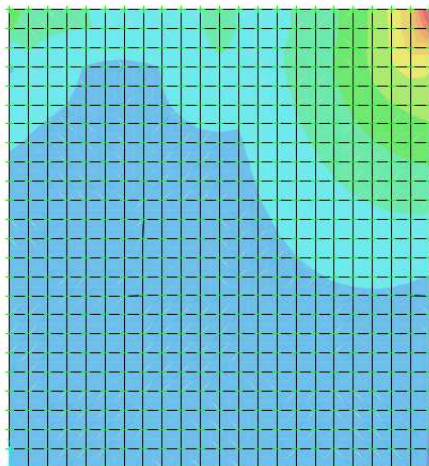


Flectores:

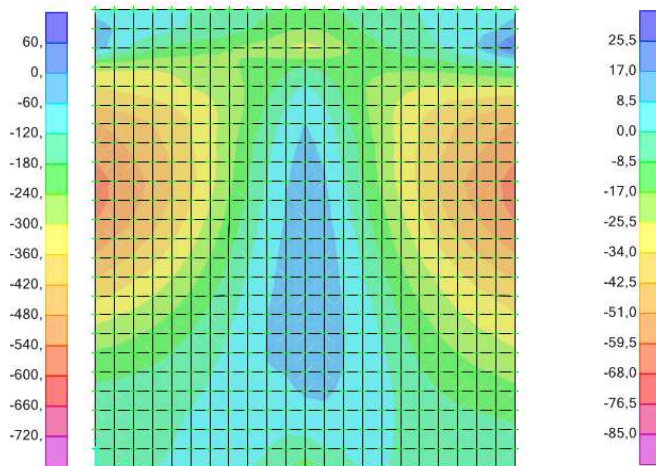


Dirección y:

Axiles:



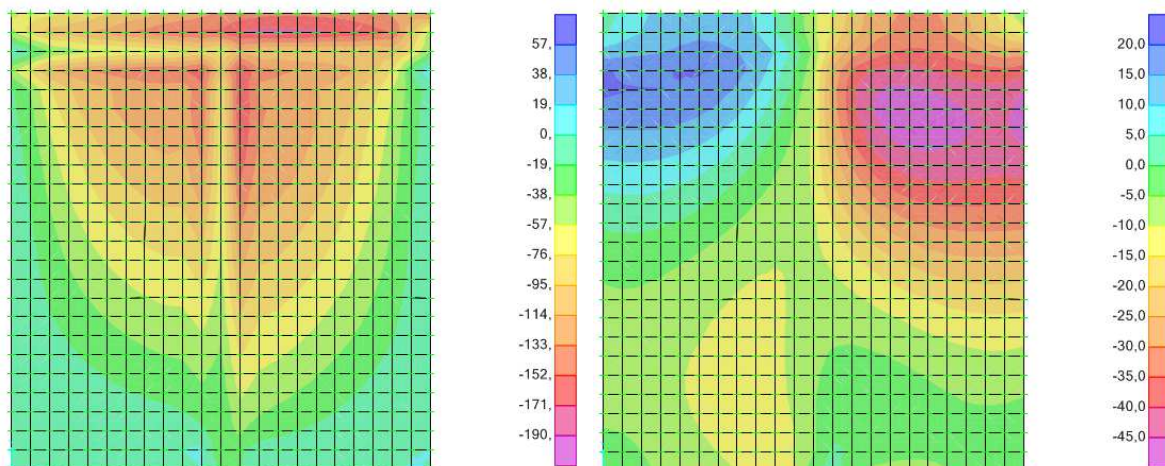
Flectores:



Dirección x-y:

Axiles:

Flectores:



Nxmin	Nymin	Nxymin	Mxmin	Mymin	Mxymin
145,88	729,43	179,69	20,68	63,01	48,1

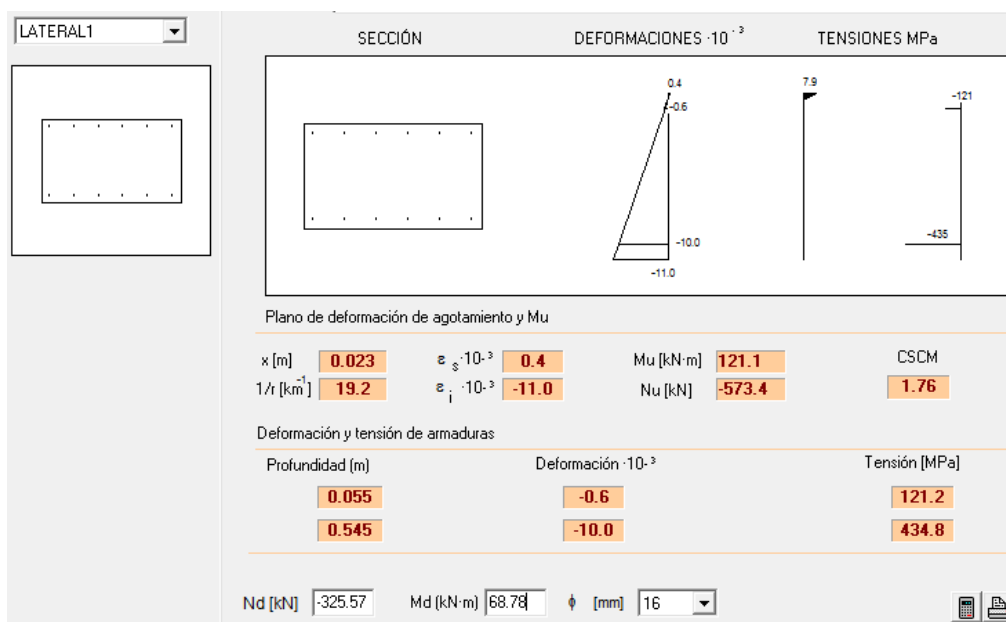
$$Ndx = 145.88 + 179.69 = 325.57 \text{ kN}$$

$$Mdx = 20.68 + 48.1 = 68.78 \text{ mkN}$$

$$Ndy = 729.43 + 179.69 = 909.12 \text{ kN}$$

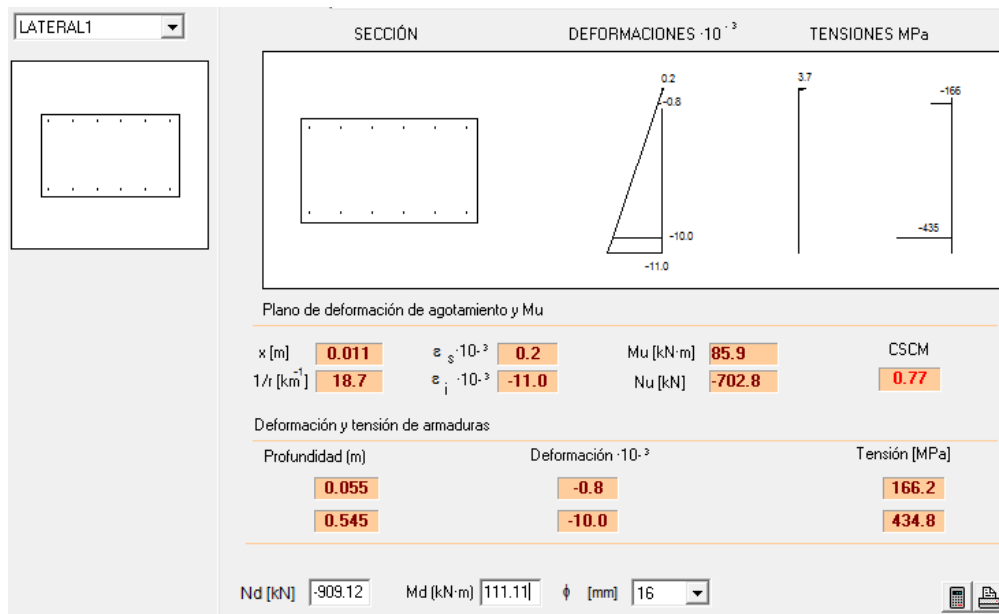
$$Mdy = 63.01 + 48.1 = 111.11 \text{ mkN}$$

Dimensionamiento dirección x:

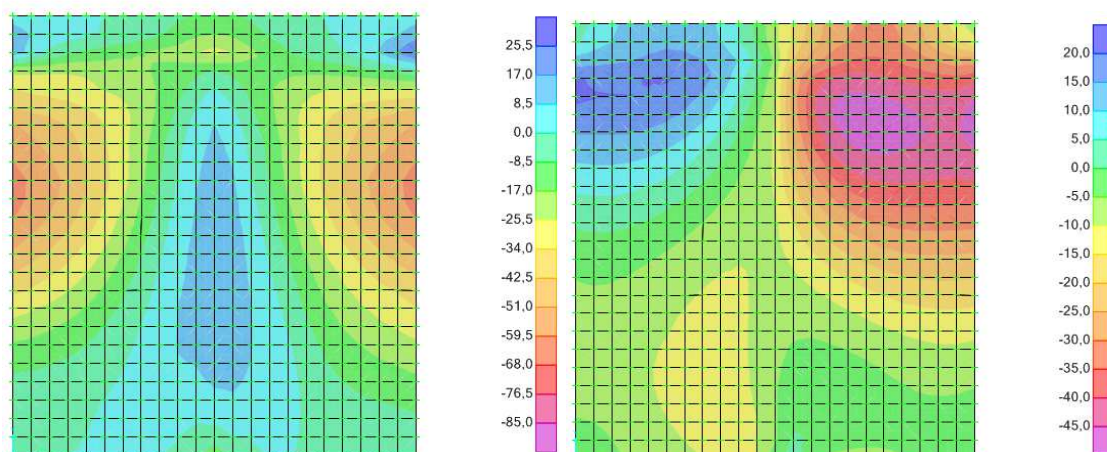


Tenemos un momento último de 121.1 mkN, obteniéndose un coeficiente de seguridad sobre cargas mayoradas de 1.76.

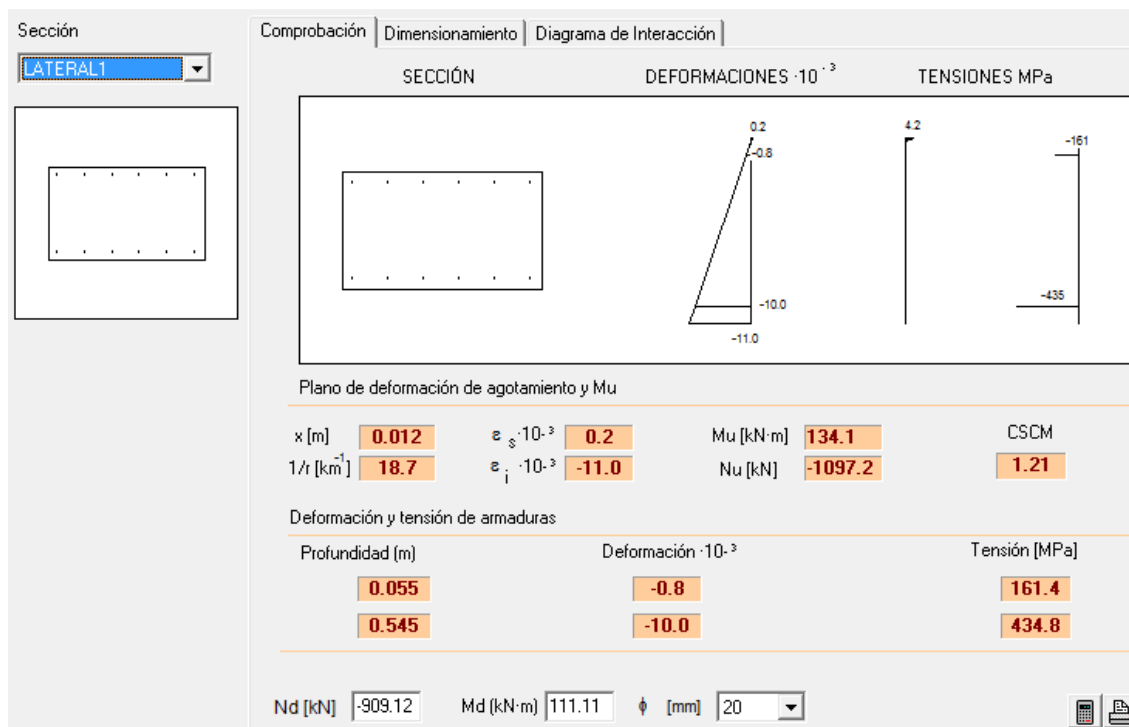
Dimensionamiento dirección y:



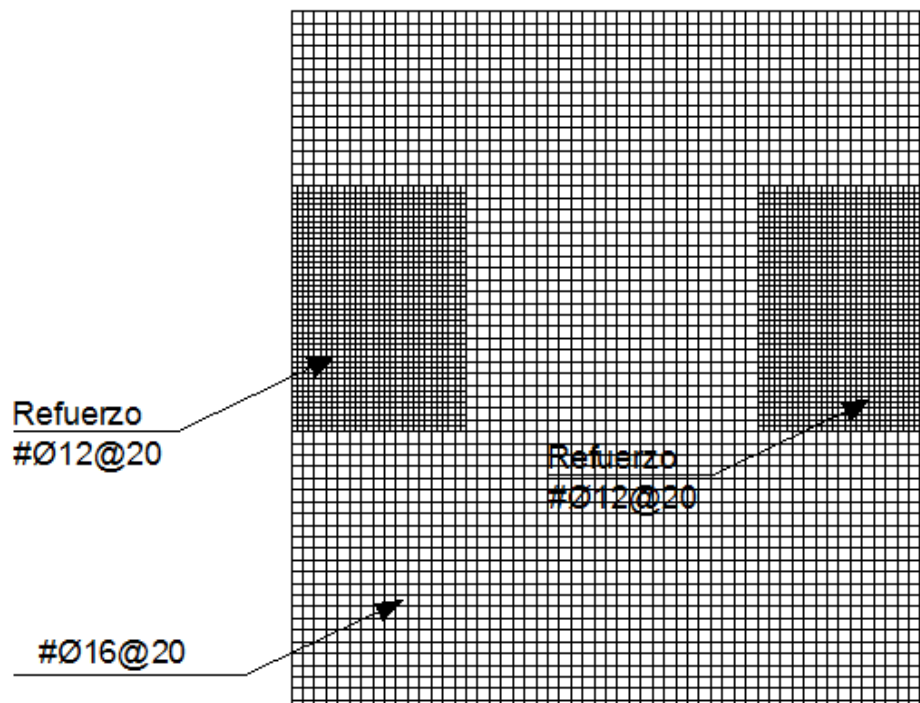
El mallado base no es capaz de soportar los esfuerzos solicitantes. Reforzamos en las zonas más solicitadas:



Ponemos un refuerzo en las zonas más solicitadas consistente en un mallazo de barras de 12 mm cada 20 cm (Área de 12 mm + Área de 16 mm = Área de 20 mm):



El armado superior queda:



- Comprobación a cortante

Sección **LAT1**

Inclinación de las bielas
 $\text{ctg } \theta$ 1.0 θ [°] 45

Inclinación de las armaduras
 α [°] 90.0

ρ [%] 2
 b_0 [m] 1.00
 d [m] 0.54
 z [m] 0.49

☐ Con armadura de cortante
☒ Sin armadura de cortante

☒ Control normal hormigón
☐ Control indirecto hormigón

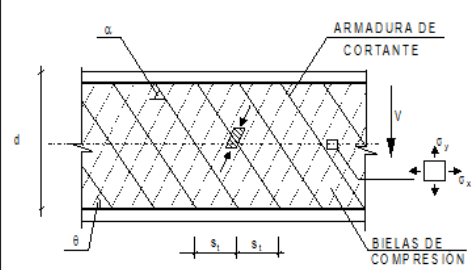
☐ Armadura de compresión

Diámetro de la armadura comprimida
 ϕ [mm] 12

Axil de cálculo (compresión +)
 N_d [kN] 0.0
 σ_{cd} [MPa] 0.0
 $P_{comprimida}$ [%] 0.0

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

Comprobación



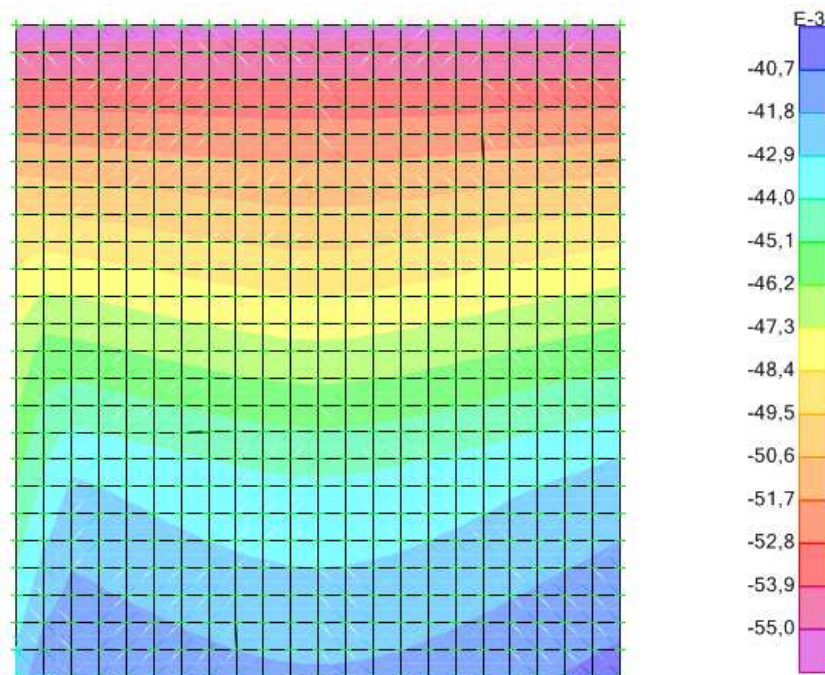
Cortante de agotamiento de las bielas V_{u1} [kN] **3240.0**
Cortante de agotamiento de los tirantes V_{u2} [kN] **301.7**
Contribución del hormigón a la resistencia V_{cu} [kN] **301.7**
Contribución de la armadura transversal V_{su} [kN] **0.0**

Resistencia a cortante V_u [kN] **301.7**

ϕ [mm] 8
 s_t [m] 0.20
 n° ramas 2 A_α [cm²/m] 0.0

El cortante último de agotamiento de la sección (301.7 kN) es mayor que el cortante solicitante (119.52 kN), por lo que no es necesario disponer armadura a cortante.

- Asientos admisibles



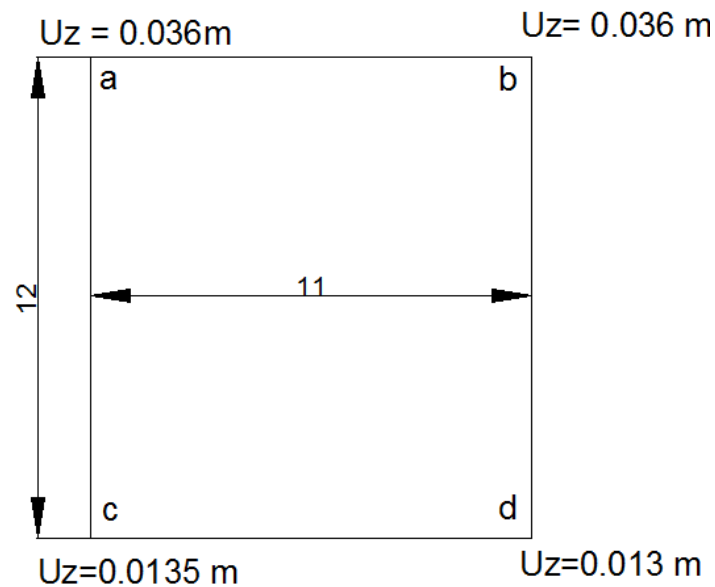
El máximo asiento que se produce en la losa de cimentación en la combinación de ELU es 0.056 m, por lo que la tensión que se produce en el terreno es de:

$$\sigma = K_s \cdot \delta = 2046 \text{ kN/m}^3 \times 0.056 \text{ m} = 114.57 \text{ kPa}$$

La tensión máxima admisible del terreno es de 130 kPa, por lo que los asientos que se producen son admisibles.

- Distorsión angular

Los asientos que se producen en las esquinas de la losa son, en ELS:



Las distorsiones angulares que se producen son:

Asientos s				Δs	L	w	
a	0,0373	b	0,0348	0,0025	11	0,00023	<1/300
a	0,0373	c	0,029	0,0161	12	0,00134	<1/300
b	0,0348	d	0,0276	0,0072	12	0,00060	<1/300
c	0,029	d	0,0276	0,0014	11	0,00013	<1/300

10.8.2 Muro 11 m

10.8.2.1 Armadura inferior (envolvente máxima)

- Fisuración

Fijándonos en los esfuerzos en ELS:

$ N_{x\max} $	$ N_{y\max} $	$ N_{xy\max} $	$ M_{x\max} $	$ M_{y\max} $	$ M_{xy\max} $
64,64	112,64	51,59	9,77	53,49	14,71

$$N_{dx} = 64.64 + 51.59 = 116.23 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 9.77 + 14.71 = 24.48 \text{ mkN}$$

$$N_{dy} = 112.64 + 51.59 = 164.23 \text{ kN}$$

$$M_{dy} = 53.49 + 14.71 = 68.2 \text{ mkN}$$

En dirección x:

Definición específica del armado

nº de capas: 2
 ϕ [mm]: 16

Á_s [cm²]: 12.1
 A_{c,eficaz} [cm²]: 1250.0

capa	n barras	sv [mm]
1	6	63.0
2	6	374

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]: 0.0

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

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN 3.1

El momento solicitante es menor que el momento de fisuración $M_{fis}=140.3$, la fisuración es mínima

En dirección y:

LAT1

Definición específica del armado

nº de capas: 2

ϕ [mm]: 16

Exposiciones: Ia, Ib, Ic, H, F, E

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

Solicitación: ☒ Flexión simple ☐ Tracción simple

Mk [kN·m]: 68.2

Abertura característica de fisura: wk [mm]: 0.0

Valores máximos de la abertura de fisura

Clase de exposición	w max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
Ila, Iib, H	0.3	0.2 ¹
Illa, Illb, IV, F	0.2	Descompresión
Illc, Ia, Ib, Ic	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 $M_{fis}=140.3$, la fisuración es mínima

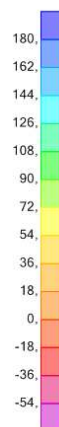
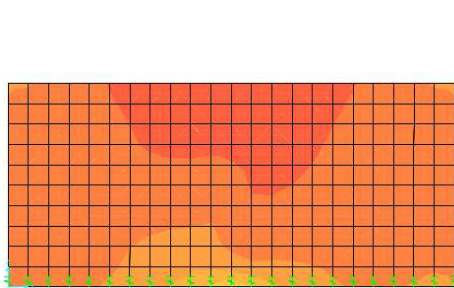
Por lo tanto, el armado base de $\phi 16@20$ cumple con fisuración.

Comprobaremos este armado para los demás estados límites.

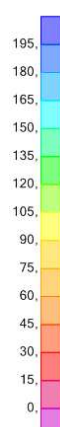
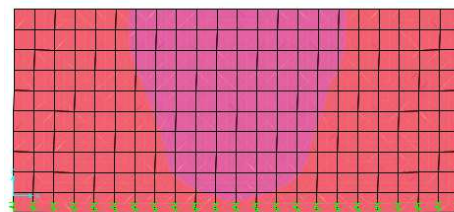
- ELU Flexión compuesta

Dirección x:

Axiles:

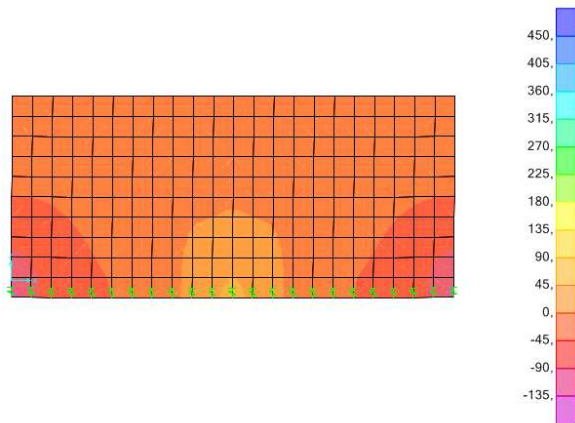


Flectores:

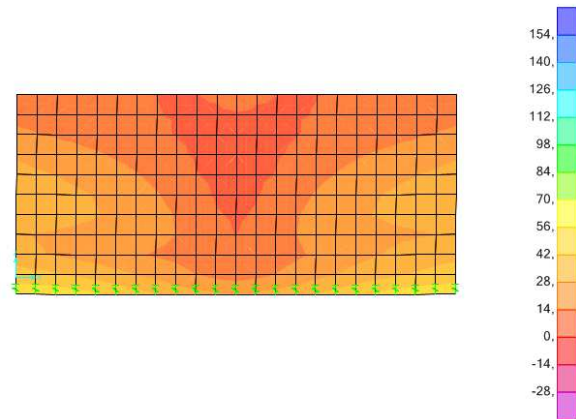


Dirección y:

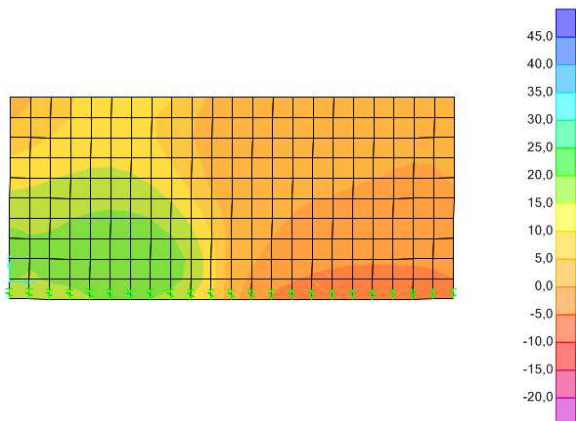
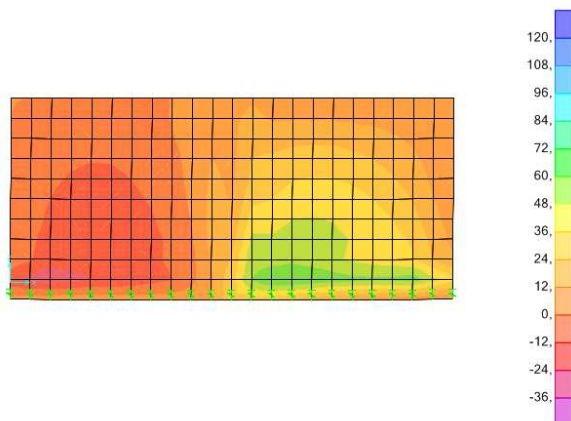
Axiles:



Flectores:



Dirección x-y:



$ N_{x\max} $	$ N_{y\max} $	$ N_{xy\max} $	$ M_{x\max} $	$ M_{y\max} $	$ M_{xy\max} $
48,51	65,81	72,03	12,1	65,59	23,7

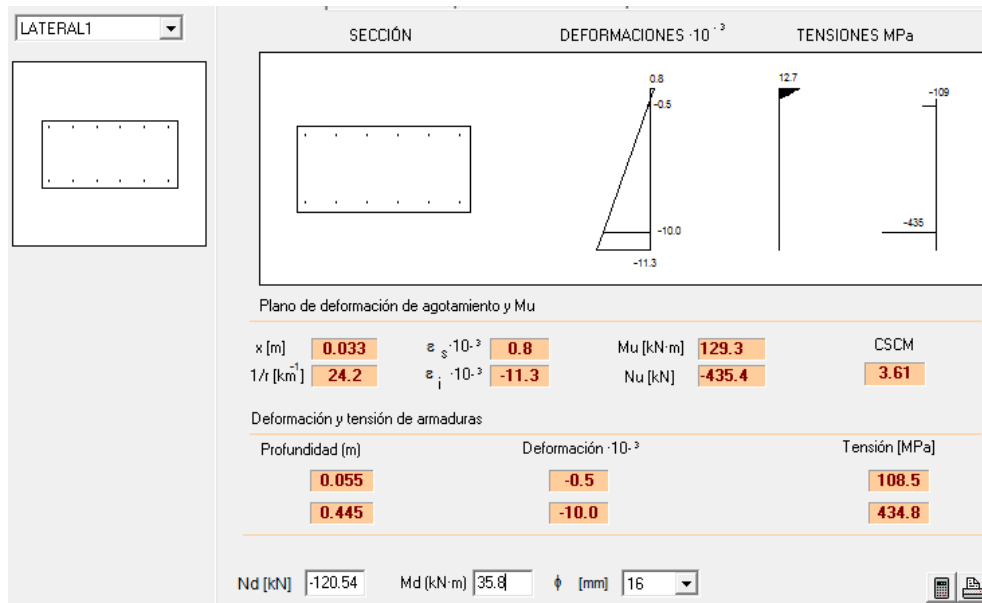
$$N_{dx} = 48.51 + 72.03 = 120.54 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 12.1 + 23.7 = 35.8 \text{ kN}$$

$$N_{dy} = 65.81 + 72.03 = 137.84 \text{ mkN}$$

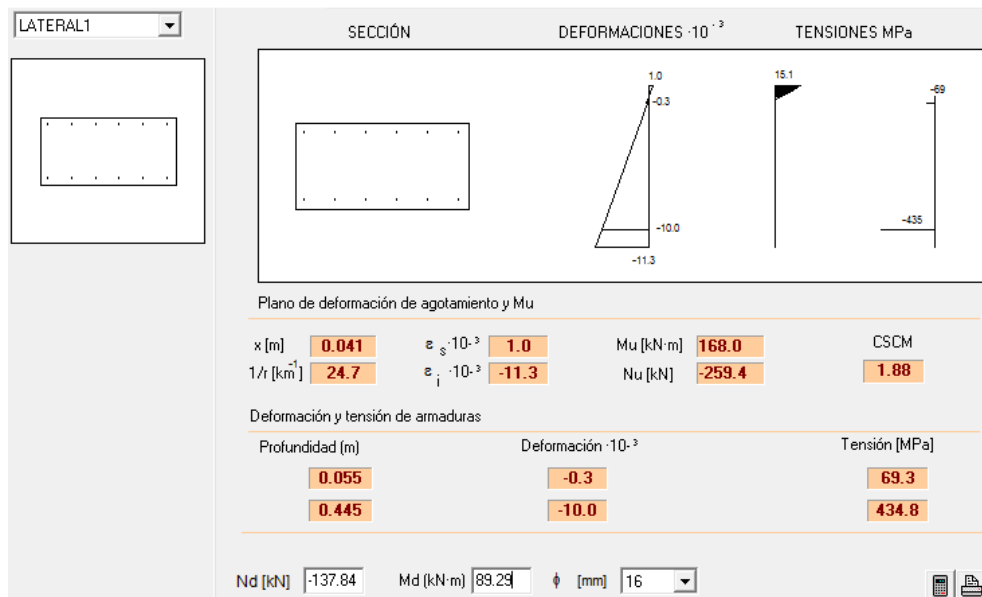
$$M_{dy} = 65.59 + 23.7 = 89.29 \text{ mkN}$$

Dimensionamiento dirección x:



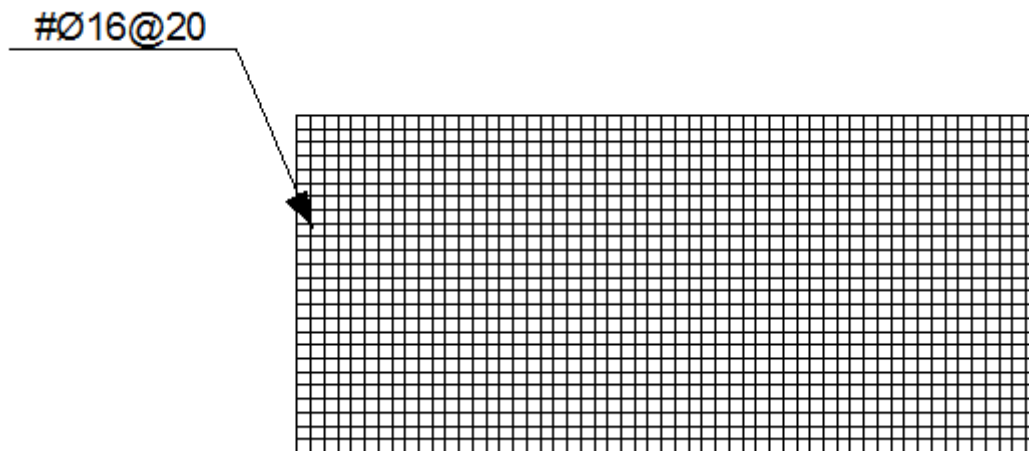
Tenemos un momento último de 129.3 mkN, obteniéndose un coeficiente de seguridad sobre cargas mayoradas de 3.61.

Dimensionamiento dirección y:



Tenemos un momento último de 168 mkN, obteniéndose un coeficiente de seguridad sobre cargas mayoradas de 1.88.

El armado inferior queda:



10.8.2.2 Armado superior (envolvente mínima)

- Fisuración

Fijándonos en los esfuerzos en ELS:

$ N_{x\max} $	$ N_{y\max} $	$ N_{xy\max} $	$ M_{x\max} $	$ M_{y\max} $	$ M_{xy\max} $
79,76	200,18	42,05	56,23	49,92	14,81

$$N_{dx} = 79.76 + 42.05 = 121.81 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 56.23 + 14.81 = 71.04 \text{ mkN}$$

$$N_{dy} = 200.18 + 42.05 = 242.23 \text{ kN}$$

$$M_{dy} = 49.92 + 14.81 = 64.73 \text{ mkN}$$

En dirección x:

LAT1

Definición específica del armado

nº de capas: 2

ϕ [mm]: 16

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]: 71.04

Abertura característica de fisura: w_k [mm]: 0.0

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

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN 3.1

El momento solicitante es menor que el momento de fisuración $M_{fis}=140.3$, la fisuración es mínima

En dirección y:

LAT1

Definición específica del armado

nº de capas: 2

ϕ [mm]: 16

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]: 64.73

Abertura característica de fisura: w_k [mm]: 0.0

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

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN 3.1

El momento solicitante es menor que el momento de fisuración $M_{fis}=140.3$, la fisuración es mínima

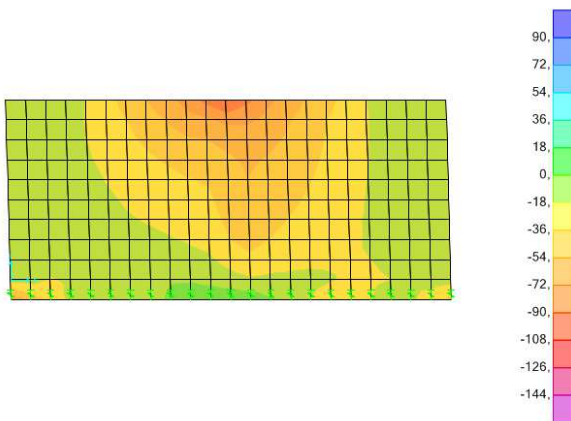
Por lo tanto, el armado base de $\phi 16@20$ cumple con fisuración.

Comprobaremos este armado para los demás estados límites.

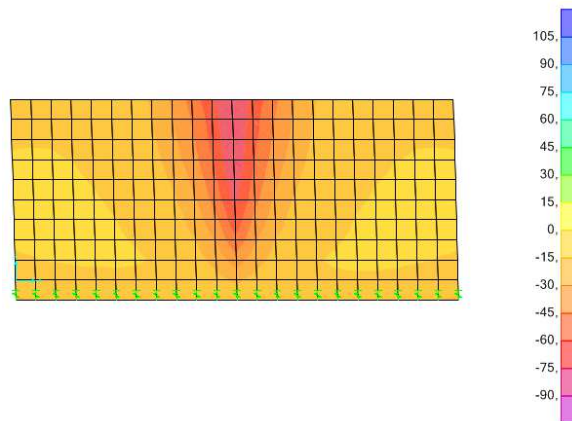
- ELU flexión compuesta

Dirección x:

Axiles:

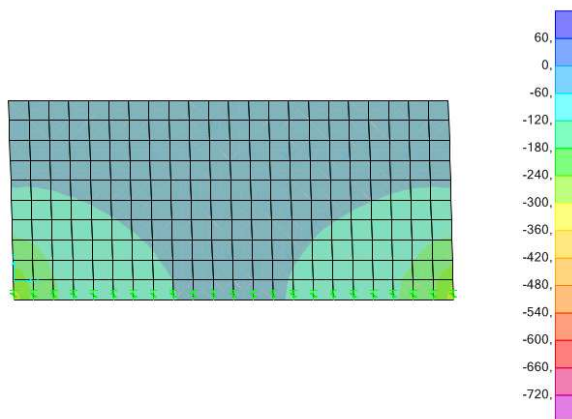


Flectores:

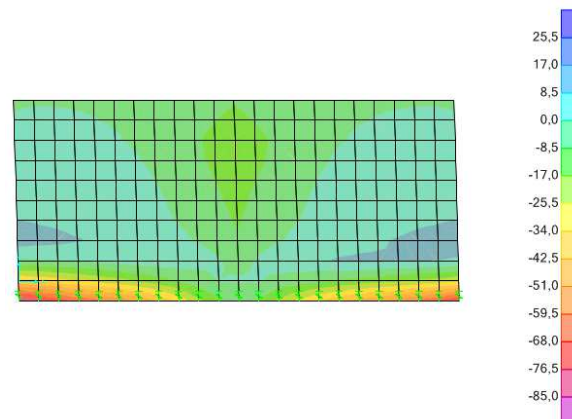


Dirección y:

Axiles:



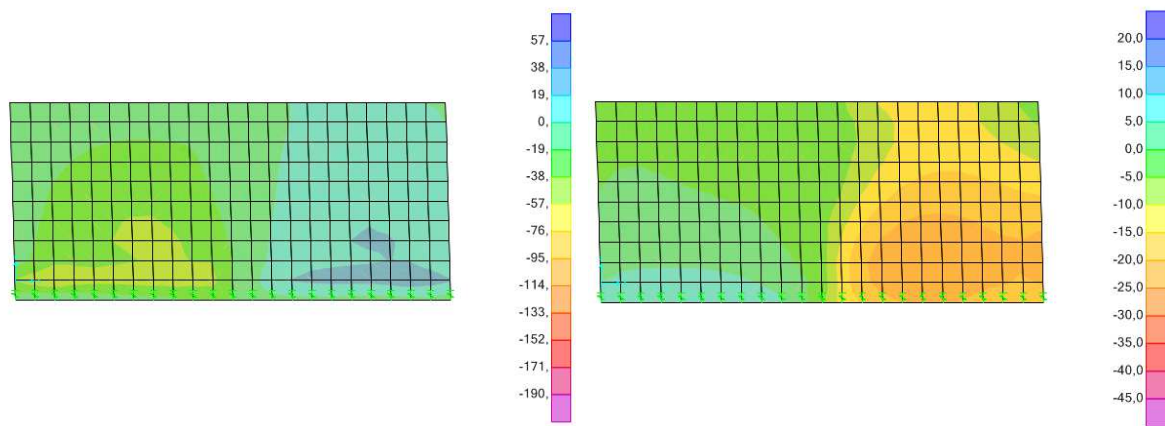
Flectores:



Dirección x-y:

Axiles:

Flectores:



Nxmin	Nymin	Nxymin	Mxmin	Mymin	Mxymin
112,26	274,33	55,7	91,23	89,86	23,89

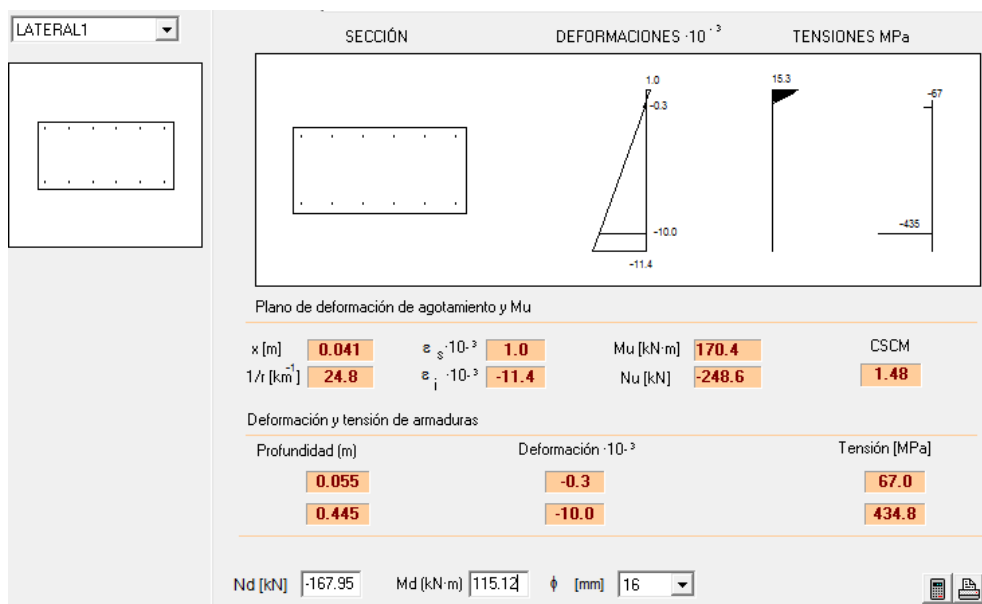
$$N_{dx} = 112.26 + 55.7 = 167.96 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 91.23 + 23.89 = 115.12 \text{ mkN}$$

$$N_{dy} = 274.33 + 55.7 = 330.03 \text{ kN}$$

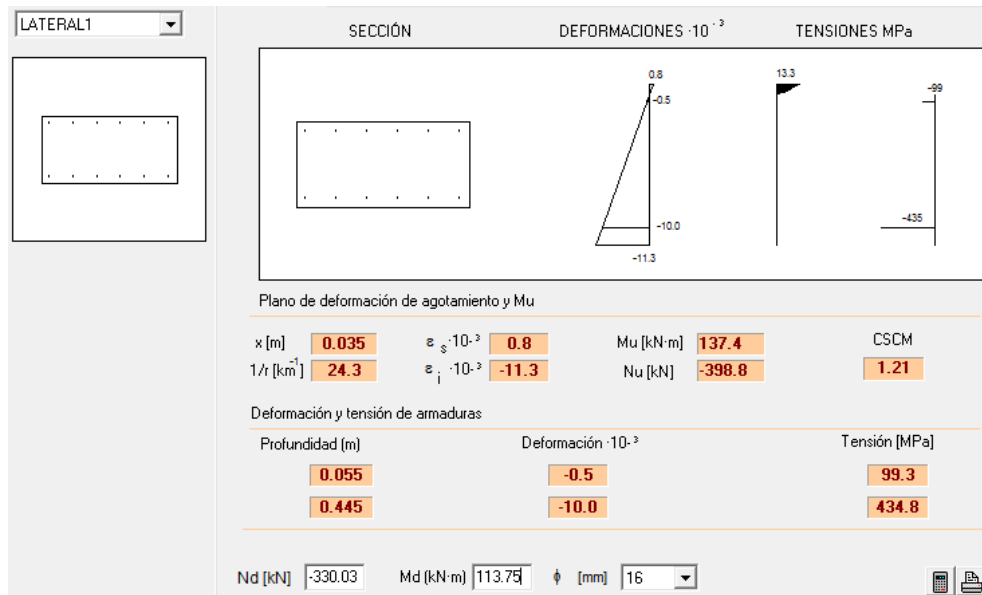
$$M_{dy} = 89.86 + 23.89 = 113.75 \text{ mkN}$$

Dimensionamiento dirección x:



Tenemos un momento último de 170.4 mkN, obteniéndose un coeficiente de seguridad sobre cargas mayoradas de 1.48.

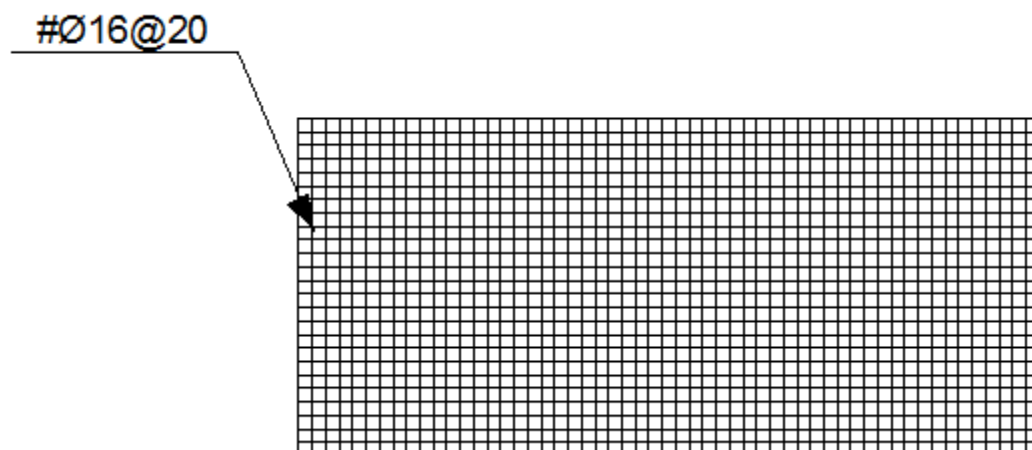
Dimensionamiento dirección y:



Tenemos un momento último de 137.4 mKN, obteniéndose un coeficiente de seguridad sobre cargas mayoradas de 1.21.

Por tanto, el mallazo base de barras de 16 mm cada 20 cm cumple con el estado límite último.

El armado inferior queda:



- Comprobación a cortante

Sección LAT1

P_i [%] 3

b_0 [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

Inclinación de las bielas

$\cotg \theta$ 1.0 θ [°] 45

Inclinación de las armaduras

α [°] 90.0

Axil de cálculo (compresión +)

N_d [kN] 0.0

σ'_{cd} [MPa] 0.0

$P_{comprimida}$ [%] 0.0

Tensiones elásticas de cálculo (compresión +)

σ_{xd} [MPa] 0.0

σ_{yd} [MPa] 0.0

θ_e [°] 45.0

ARMADURA DE CORTANTE

BIELAS DE COMPRESIÓN

Cortante de agotamiento de las bielas V_{u1} [kN] 2700.0

Cortante de agotamiento de los tirantes V_{u2} [kN] 265.2

Contribución del hormigón a la resistencia V_{cu} [kN] 265.2

Contribución de la armadura transversal V_{su} [kN] 0.0

Resistencia a cortante V_u [kN] 265.2

ϕ [mm] 8

s_t [m] 0.20

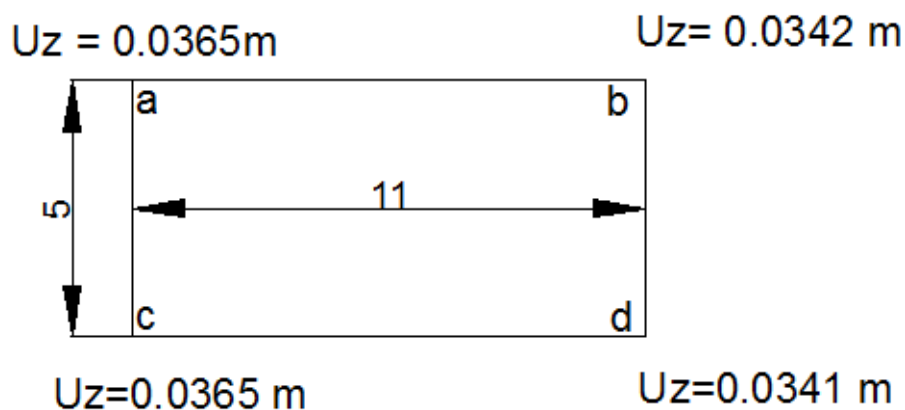
n^e ramas 2

A_{α} [cm²/m] 0.0

El cortante último de agotamiento de la sección (265.2 kN) es mayor que el cortante solicitante (120.22), por lo que no es necesario disponer armadura a cortante.

- Distorsión angular

Los asientos que se producen en las esquinas de la losa son:

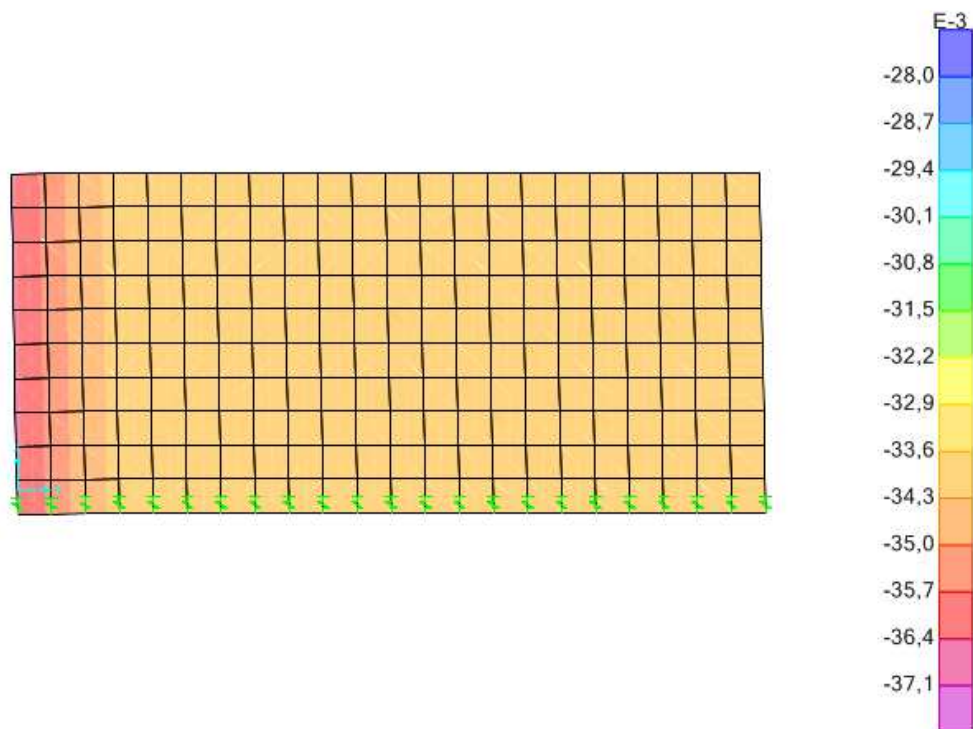


Las distorsiones angulares que se producen son, en ELS:

Asientos s				Δs	L	w	
a	0,0365	b	0,0342	0,0023	11	0,00021	$< 1/300$
a	0,0365	c	0,0365	0	5	0,00000	$< 1/300$
b	0,0342	d	0,0341	0,0001	5	0,00002	$< 1/300$
c	0,0365	d	0,0341	0,0024	11	0,00022	$< 1/300$

- ELS deformaciones:

El CTE establece como límite de flecha para la integridad de los elementos constructivos $L/300 = 1100/300 = 3.66$ cm:



La flecha diferida entre dos puntos del muro es 0.1 cm. Por tanto, cumple el estado límite de servicio de deformaciones

10.8.3 Muro intermedio

10.8.3.1 Envolvente máxima (armadura inferior):

- Fisuración

Fijándonos en los esfuerzos en ELS:

$ N_{x\max} $	$ N_{y\max} $	$ N_{xy\max} $	$ M_{x\max} $	$ M_{y\max} $	$ M_{xy\max} $
141,84	175,3	70,28	36,79	107,58	4,21

$$N_{dx} = 141.84 + 70.28 = 212.12 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 36.79 + 4.21 = 41 \text{ mkN}$$

$$N_{dy} = 175.3 + 70.28 = 245.58 \text{ kN}$$

$$M_{dy} = 107.58 + 4.21 = 111.79 \text{ mkN}$$

En dirección x:

Definición específica del armado

nº de capas: 2
 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]: 0.0

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

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN 3.1

El momento solicitante es menor que el momento de fisuración $M_{fis}=140.3$, la fisuración es mínima

En dirección y:

LAT1

Definición específica del armado

nº de capas: 2
 ϕ [mm]: 16

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]: 111.79

Abertura característica de fisura: wk [mm]: 0.0

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

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN 3.1

El momento solicitante es menor que el momento de fisuración $M_{fis}=140.3$, la fisuración es mínima

Por lo tanto, el armado base de $\phi 16@20$ cumple con fisuración.

Comprobaremos este armado para los demás estados límites.

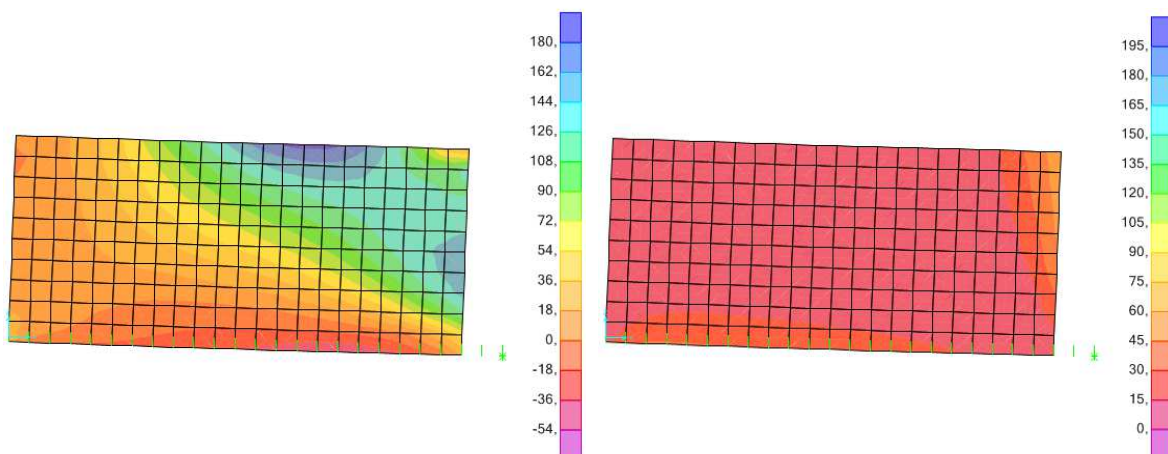
- ELU Flexión compuesta

Armadura inferior (envolvente máxima)

Dirección x:

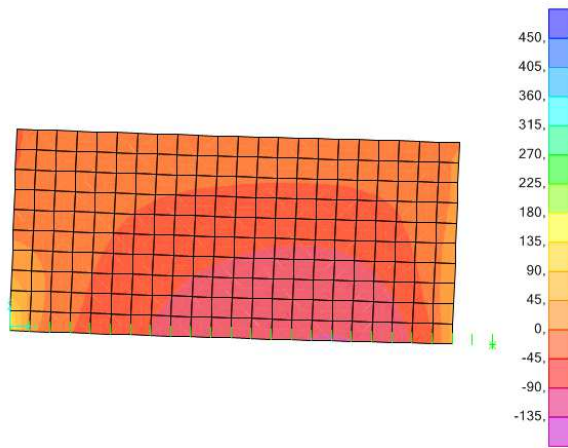
Axiles:

Flectores:

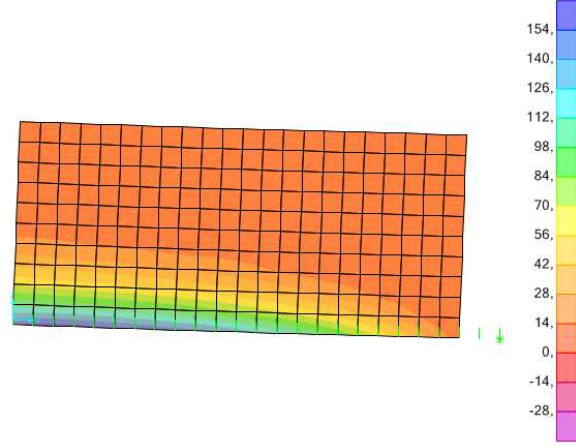


Dirección y:

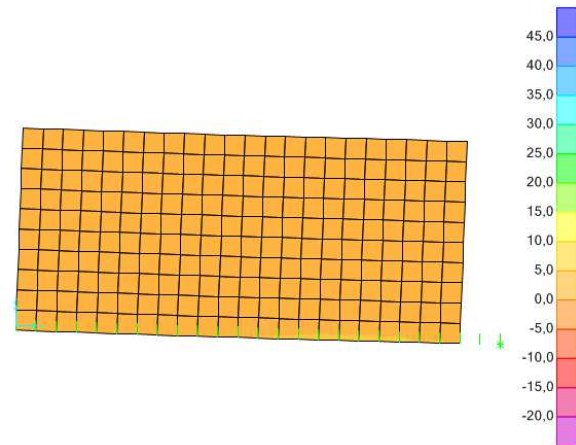
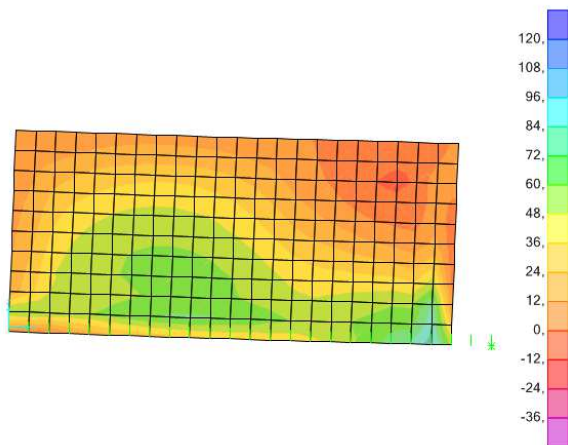
Axiles:



Flectores:



Dirección x-y:



$ N_{x\max} $	$ N_{y\max} $	$ N_{xy\max} $	$ M_{x\max} $	$ M_{y\max} $	$ M_{xy\max} $
185,89	202,2	102,31	55,18	161,37	6,12

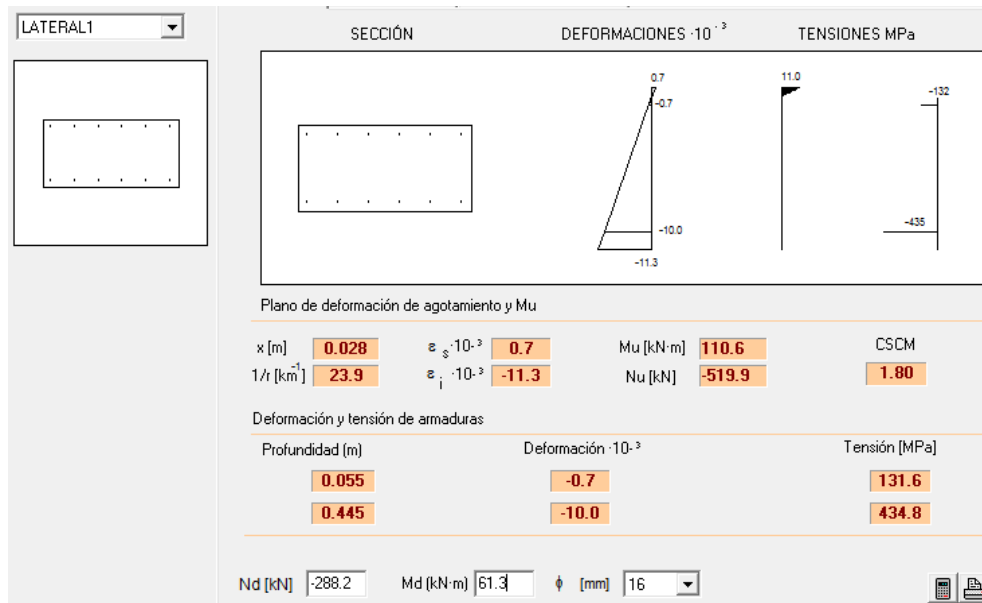
$$N_{dx} = 185.89 + 102.31 = 288.2 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 55.18 + 6.12 = 61.3 \text{ mkN}$$

$$N_{dy} = 202.2 + 102.31 = 304.51 \text{ kN}$$

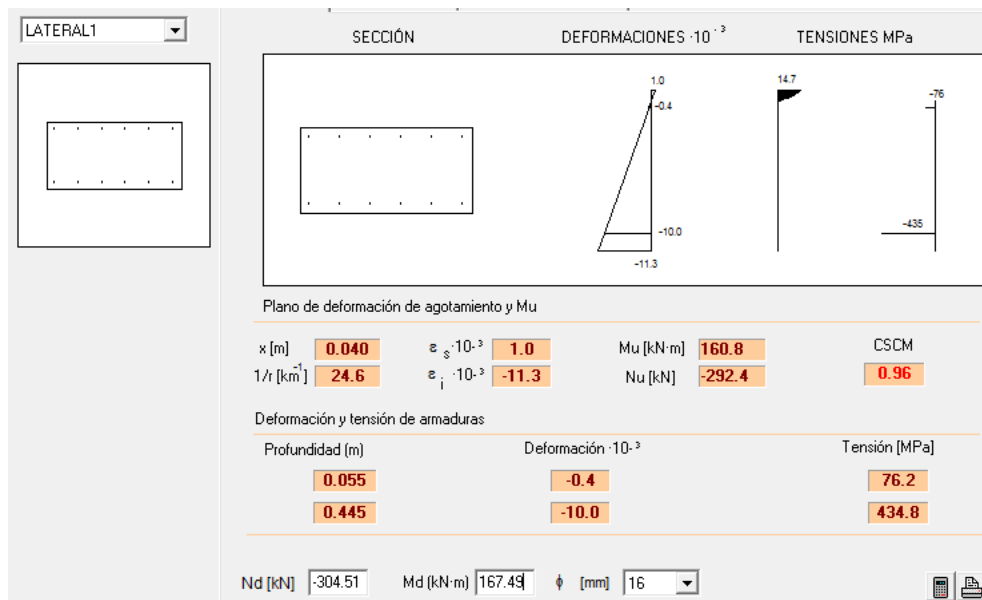
$$M_{dy} = 161.37 + 6.12 = 167.49 \text{ mkN}$$

Dimensionamiento dirección x:

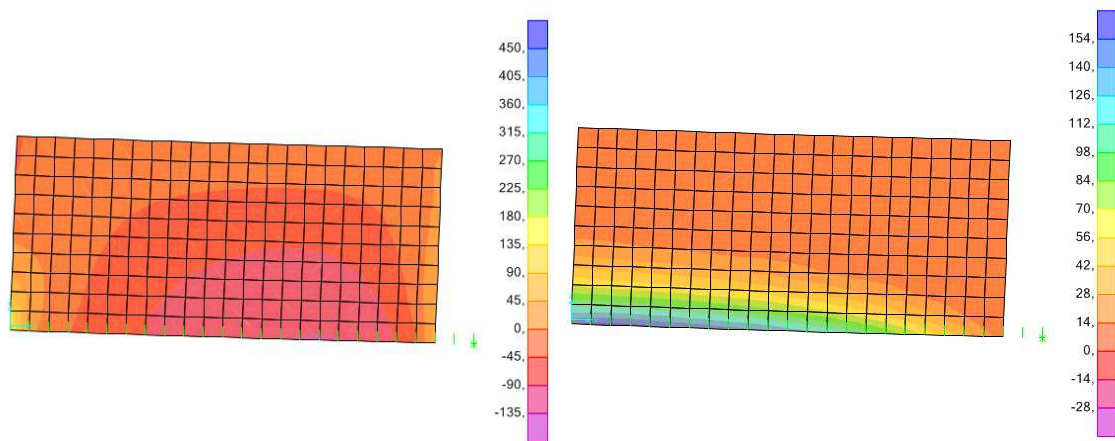


Vemos que tenemos un momento último de 110.6 kN·m, obteniéndose un coeficiente de seguridad sobre cargas mayoradas de 1.80.

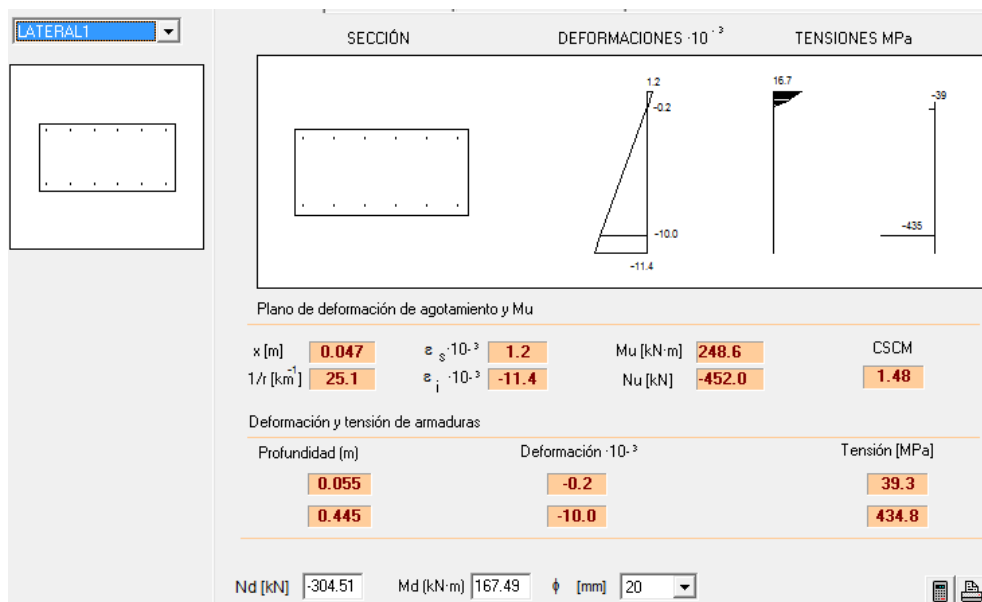
Dimensionamiento dirección y:



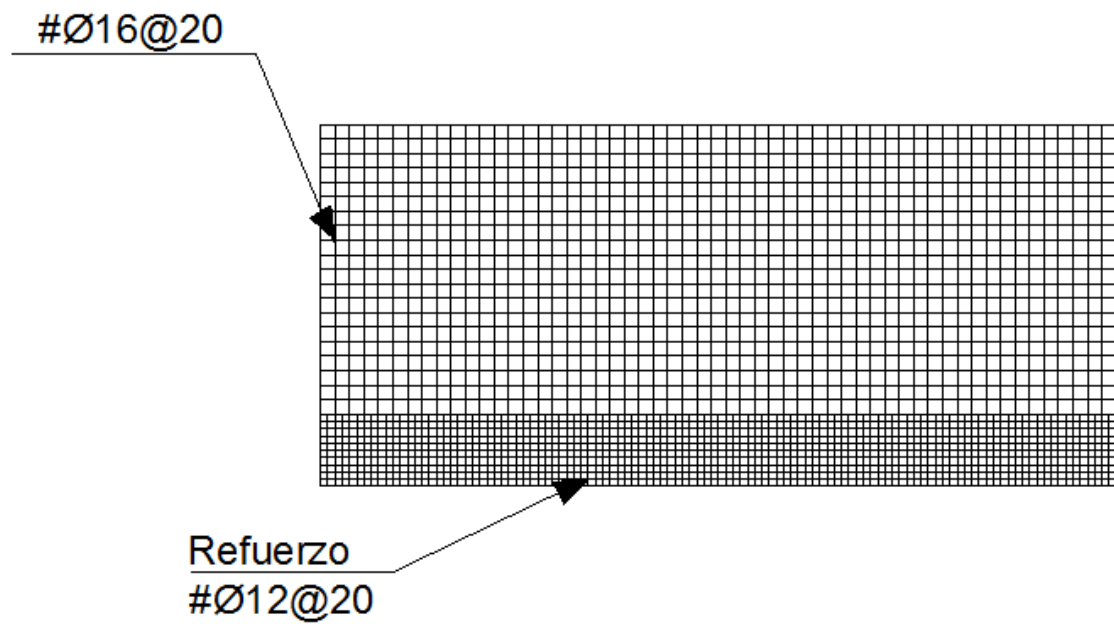
El mallado base no es capaz de soportar los esfuerzos solicitantes. Reforzamos en la zonas más solicitadas:



Ponemos un refuerzo en las zonas más solicitadas consistente en un mallazo de barras de 12 mm cada 20 cm (Área de 12 mm + Área de 16 mm = Área de 20 mm):



El armado inferior queda:



10.8.3.2 Armadura superior (envolvente mínima) :

- Fisuración

Fijándonos en los esfuerzos en ELS:

Nx _{max}	Ny _{max}	Nx _{y_{max}}	Mx _{max}	My _{max}	Mx _{y_{max}}
72,89	168,61	86,21	6,78	5,71	8,72

$$N_{dx} = 72.89 + 86.21 = 159.1 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 6.78 + 8.72 = 15.5 \text{ mkN}$$

$$N_{dy} = 168.61 + 86.21 = 254.82 \text{ kN}$$

$$M_{dy} = 5.71 + 8.72 = 14.43 \text{ mkN}$$

En dirección x:

LAT1

Definición específica del armado

nº de capas: 2

φ [mm]: 16

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

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

Solicitación: ☒ Flexión simple, ☐ Tracción simple

Mk [kN·m]: 15.5

Abertura característica de fisura wk [mm]: 0.0

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

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN 3.1

El momento solicitante es menor que el momento de fisuración $M_{fis}=140.3$, la fisuración es mínima

En dirección y:

LAT1

Definición específica del armado

nº de capas: 2

φ [mm]: 16

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

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

Solicitación: ☒ Flexión simple, ☐ Tracción simple

Mk [kN·m]: 14.43

Abertura característica de fisura wk [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

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN 3.1

El momento solicitante es menor que el momento de fisuración $M_{fis}=140.3$, la fisuración es mínima

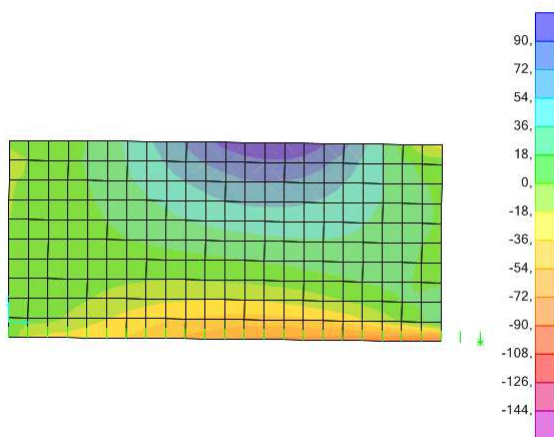
Por lo tanto, el armado base de $\phi 16@20$ cumple con fisuración.

Comprobaremos este armado para los demás estados límites.

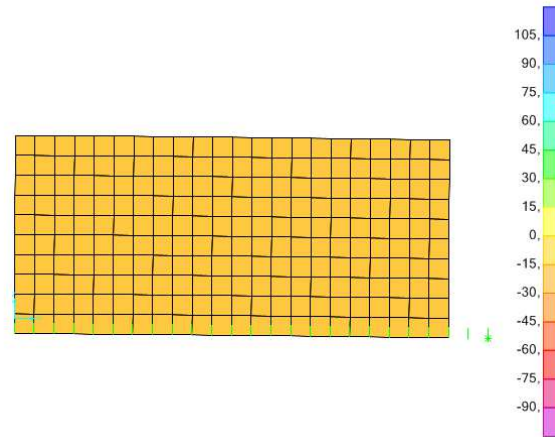
- ELU flexión compuesta

Dirección x:

Axiles:

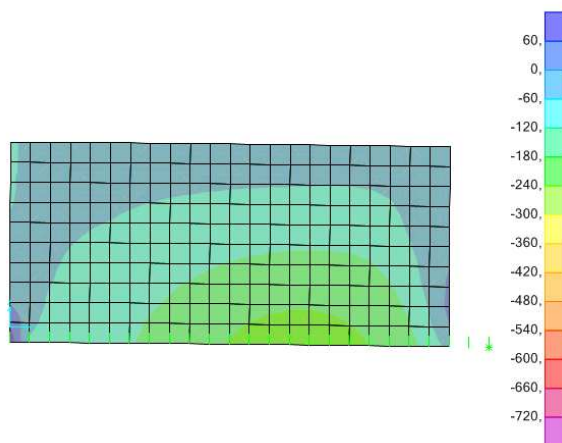


Flectores:

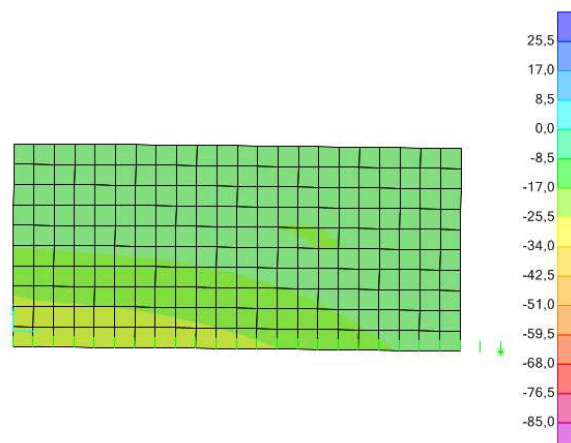


Dirección y:

Axiles:



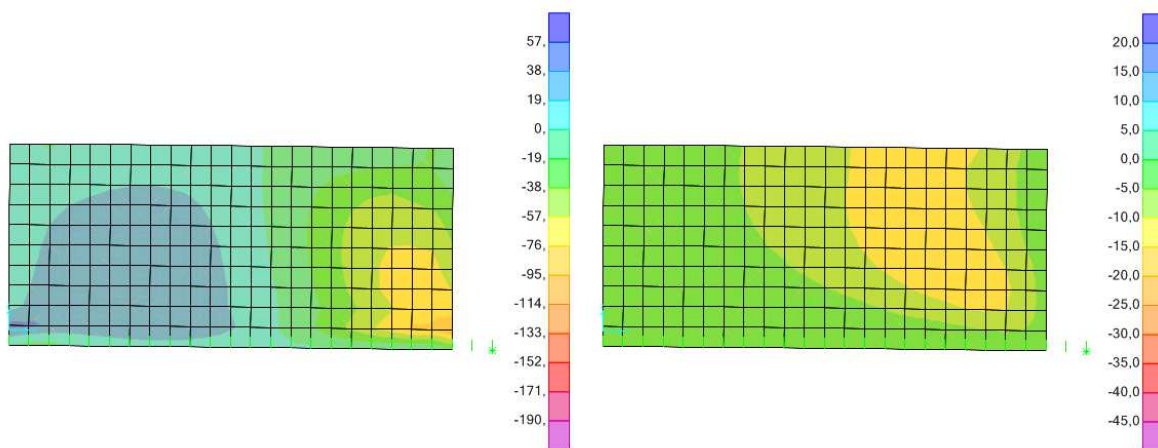
Flectores:



Dirección x-y:

Axiles:

Flectores:



Nxmin	Nymin	Nxymin	Mxmin	Mymin	Mxymin
108,02	208,86	95,56	5,72	26,1	13,17

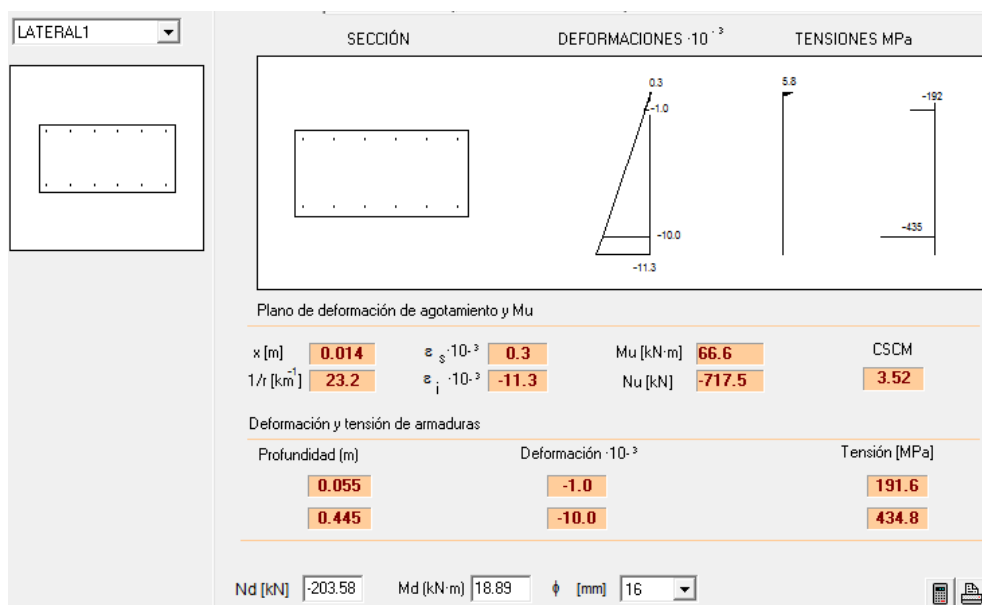
$$N_{dx} = 108.02 + 95.56 = 203.58 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 5.72 + 13.17 = 18.89 \text{ mkN}$$

$$N_{dy} = 208.86 + 95.56 = 304.42 \text{ kN}$$

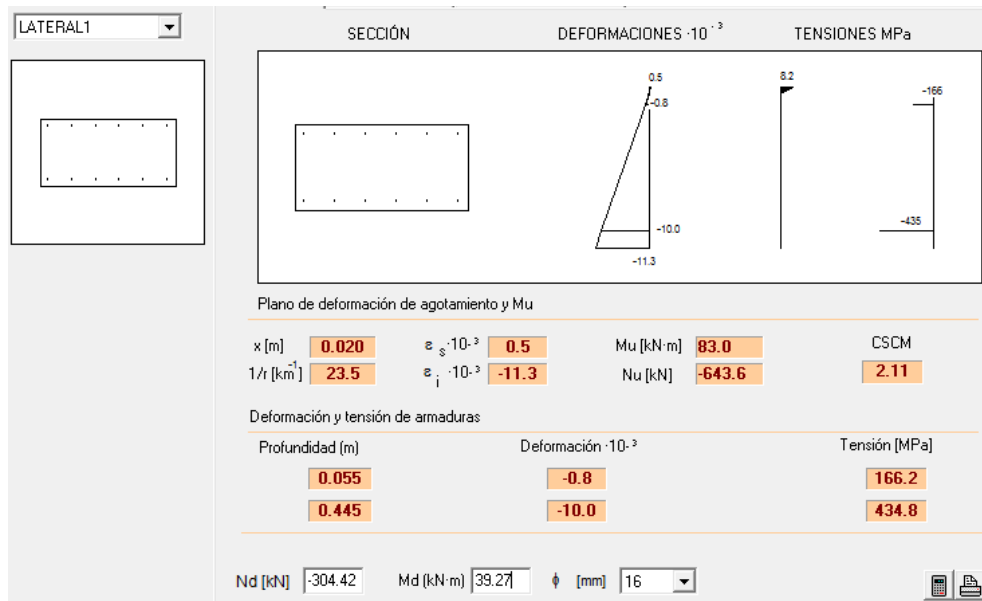
$$M_{dy} = 26.1 + 13.17 = 39.27 \text{ mkN}$$

Dimensionamiento dirección x:



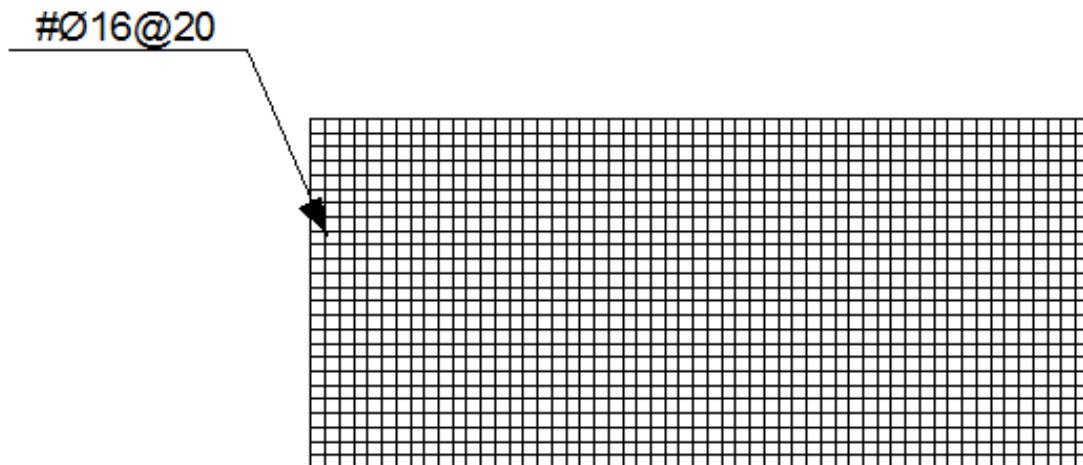
Tenemos un momento último de 66.6 mkN, obteniéndose un coeficiente de seguridad sobre cargas mayoradas de 3.52.

Dimensionamiento dirección y:



Tenemos un momento último de 83 mKn, obteniéndose un coeficiente de seguridad sobre cargas mayoradas de 2.11.

El armadura superior queda:



- Comprobación a cortante

Sección: **AT1**

Inclinación de las bielas
 $\text{ctg } \theta$: 1.0 θ [°]: 45

Inclinación de las armaduras
 α [°]: 90.0

ρ [%]: 3
 b_0 [m]: 1.00
 d [m]: 0.45
 z [m]: 0.40

☐ Con armadura de cortante
☒ Sin armadura de cortante

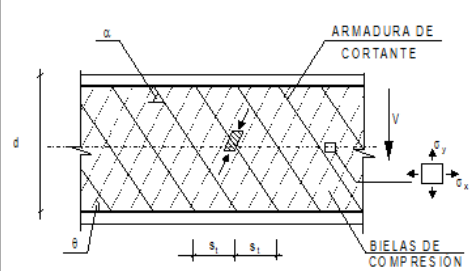
☒ Control normal hormigón
☐ Control indirecto hormigón

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

Axil de cálculo (compresión +)
 N_d [kN]: 0.0
 σ'_{cd} [MPa]: 0.0
 $P_{comprimida}$ [%]: 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 V_{u1} [kN]: 2700.0
 Cortante de agotamiento de los tirantes V_{u2} [kN]: 265.2
 Contribución del hormigón a la resistencia V_{cu} [kN]: 265.2
 Contribución de la armadura transversal V_{su} [kN]: 0.0

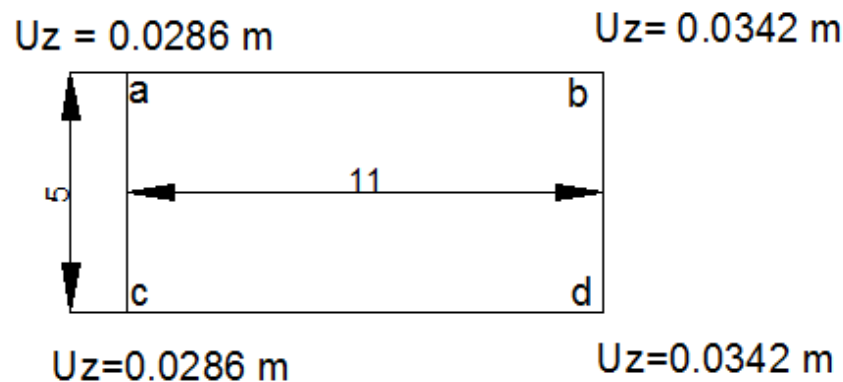
Resistencia a cortante V_u [kN]: 265.2

ϕ [mm]: 8
 s_t [m]: 0.20
 n° ramas: 2 A_{α} [cm²/m]: 0.0

El cortante último de agotamiento de la sección (265.2 kN) es mayor que el cortante solicitante (110.63 kN), por lo que no es necesario disponer armadura a cortante.

- Distorsión angular

Los asientos que se producen en las esquinas de la losa son:

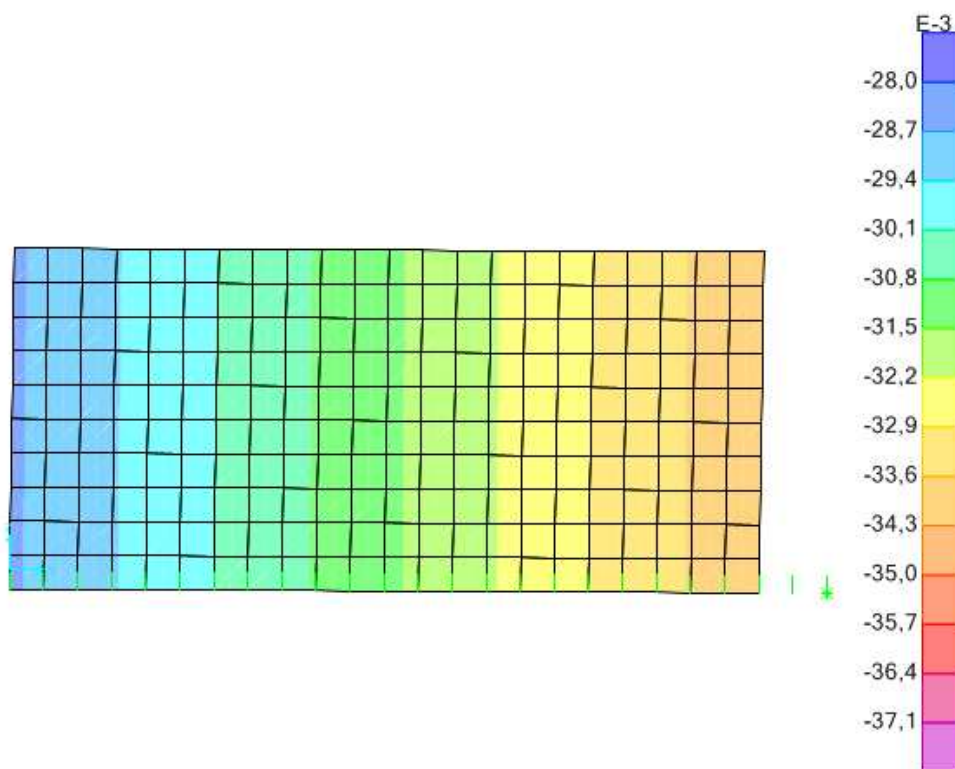


Las distorsiones angulares que se producen son, en ELS:

Asientos s				Δs	L	w	
a	0,0286	b	0,0342	0,0056	11	0,00051	$< 1/300$
a	0,0286	c	0,0286	0	5	0,00000	$< 1/300$
b	0,0342	d	0,0342	0	5	0,00000	$< 1/300$
c	0,0286	d	0,0342	0,0056	11	0,00051	$< 1/300$

- ELS deformaciones:

El CTE establece como límite de flecha para la integridad de los elementos constructivos $L/300 = 1100/300 = 3.66$ cm:



La flecha diferida entre dos puntos del muro es 1.7 cm. Por tanto, cumple el estado límite de servicio de deformaciones

10.9 Longitud de anclaje

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

$$l_b = 1.4 \times m \times \phi^2$$

con m:

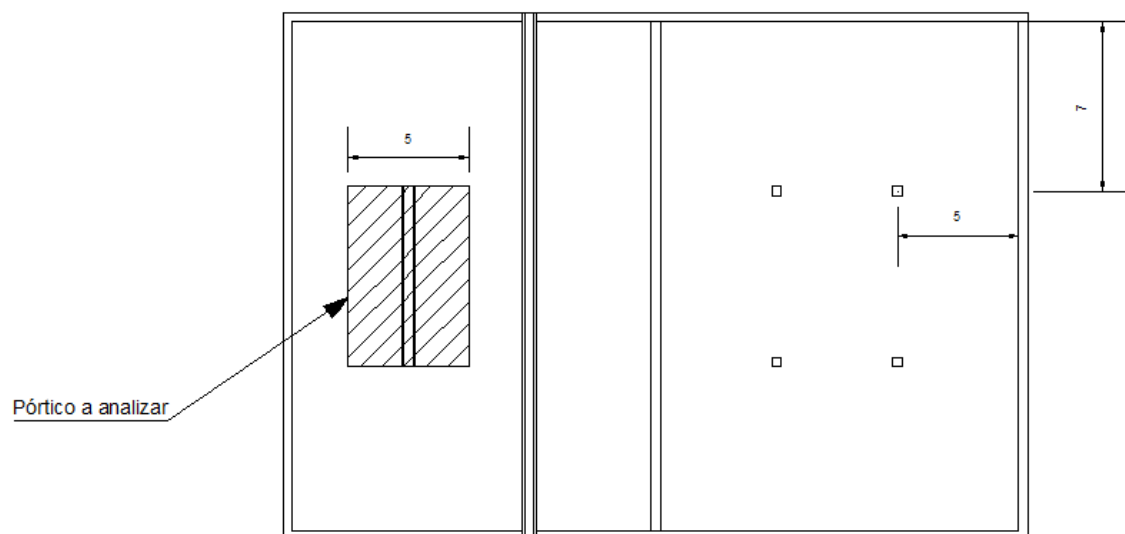
Resistencia característica del hormigón (N/mm ²)	m	
	B 400 S B 400 SD	B 500 S B 500 SD
25	1,2	1,5
30	1,0	1,3
35	0,9	1,2
40	0,8	1,1
45	0,7	1,0
≥ 50	0,7	1,0

Por lo tanto, la longitud de anclaje es:

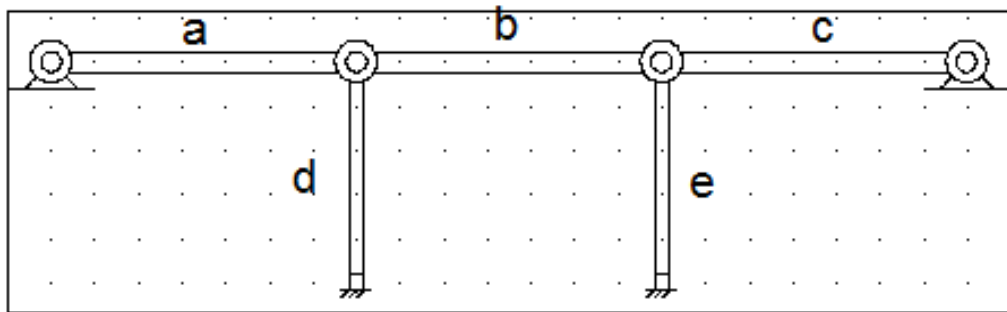
$$l_b = 1,4 \times 1,3 \times 16^2 \text{ mm} = 465.92 \text{ mm} \rightarrow \text{se tomara una longitud de anclaje de } 0.5 \text{ m}$$

10.10 Cálculo del pórtico

Analizamos uno de los pórticos:



El pórtico está formado por pilares de 35x35 cm y vigas de 35x60 cm, de hormigón armado:



Las cargas que recibe son las correspondiente a la franja de 5 m a ambos lados del pilar, por lo que las pasamos a lineales:

- Cargas permanentes:

peso propio: $25 \text{ kN/m}^3 \times \text{Área} = \text{kN/m}$

Carga muerta (placas alveolares + 5 cm hormigón): $3.71 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} = 18.55 \text{ kN/m}$

- Cargas variables:

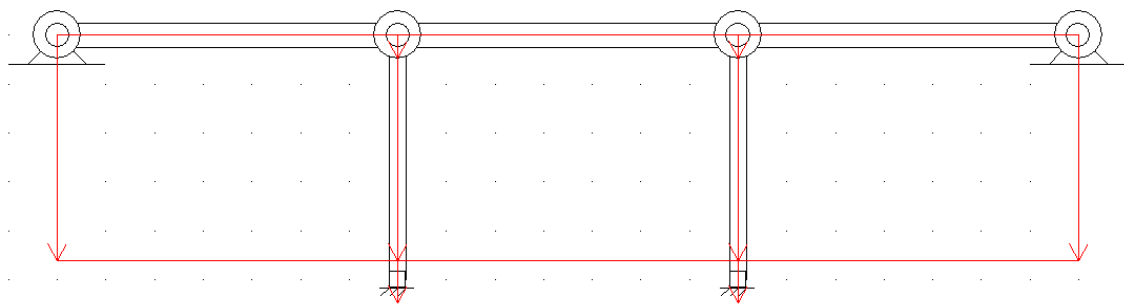
Sobrecarga de uso: $1 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} = 5 \text{ kN/m}$

Carga de nieve: $0.2 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} = 1 \text{ kN/m}$

Combinación de hipótesis:

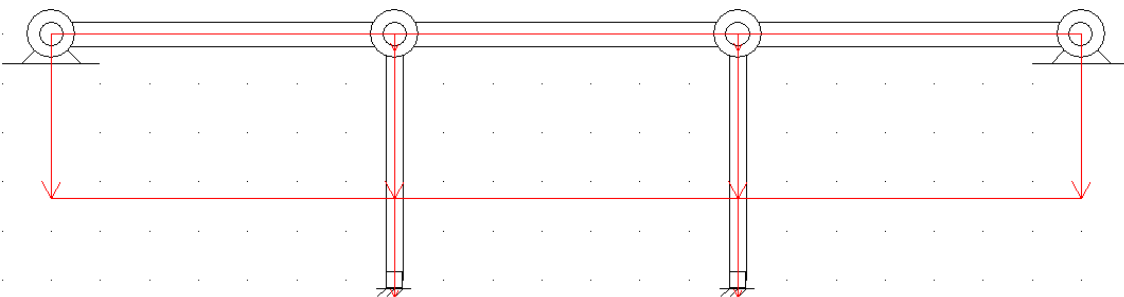
ELU:

Hipótesis	Coef Desf	Coef Favo	Grupo
peso propio vigas	1.35	1.00	Peso propio vigas
peso propio pilares	1.35	1.00	peso propio pila...
carga muerta	1.35	1.00	carga muerta
SCU	1.50	0.00	SCU
Nieve	1.50	0.00	Nieve



ELS:

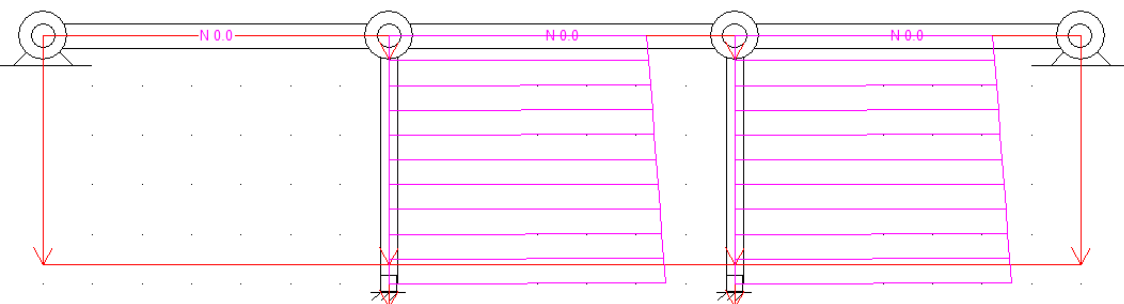
Hipótesis	Coef Desf	Coef Favo	Grupo
peso propio vigas	1.00	0.00	pp
peso propio pilares	1.00	0.00	ppp
carga muerta	1.00	0.00	cm
SCU	1.00	0.00	scu
Nieve	1.00	0.00	nieve



Esfuerzos:

ELU:

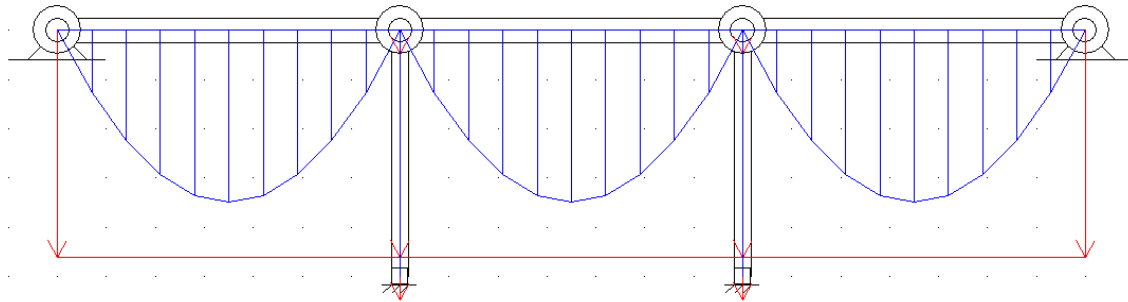
Axiles:



Axiles máximos:

- a: 0 N
- b: 0 N
- c: 0 N
- d: -301420 N = -301 kN
- e: -301420 N = -301 kN

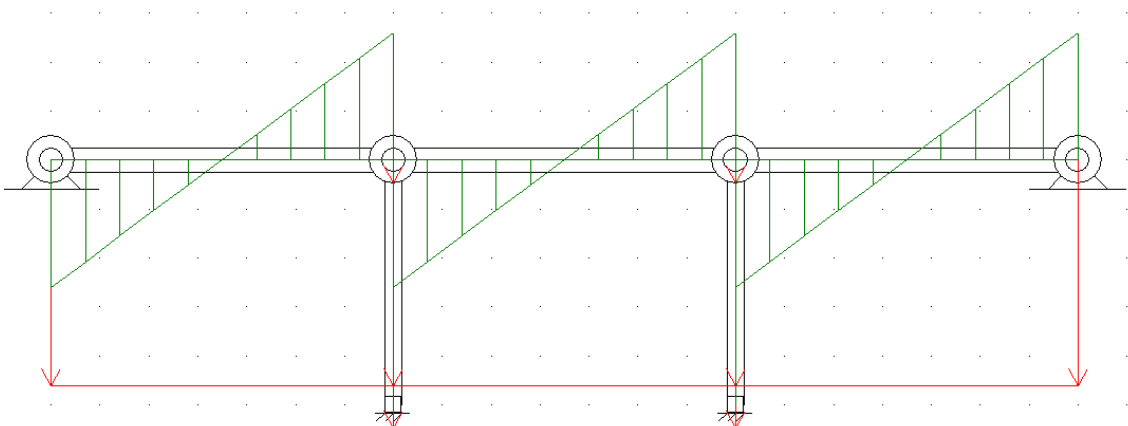
Flectores:



Flectores máximos:

- a: 245674 N.m = 245.7 m.kN
- b: 245674 N.m = 245.7 m.kN
- c: 245674 N.m = 245.7 m.kN
- d: 0 m.kN
- e: 0 m.kN

Cortantes:



Cortantes máximos:

- a: 140385 N = 140.4 kN
- b: 140385 N = 140.4 kN
- c: 140385 N = 140.4 kN

- d: 0 N
- e: 0 N

ELS:

Axiles máximos:

- a: 0 N
- b: 0 N
- c: 0 N
- d: -218650 N = -219 kN
- e: -218650 N = -219 kN

Flectores máximos:

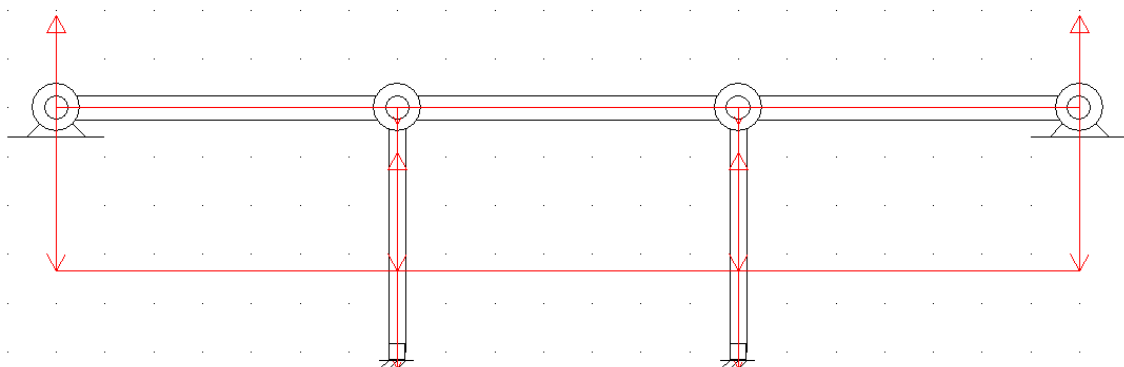
- a: 177931 N.m = 177.9 m.kN
- b: 177931 N.m = 177.9 m.kN
- c: 177931 N.m = 177.9 m.kN
- d: 0 m.kN
- e: 0 m.kN

Cortantes máximos:

- a: 101675 N = 101.6 kN
- b: 101675 N = 101.6 kN
- c: 101675 N = 101.6 kN
- d: 0 N
- e: 0 N

Las reacciones que se transmiten a la losa son:

ELU:



d: 301420 N = 301 kN

e: 301420 N = 301 kN

ELS:

d: 218650 N = 219 kN

e: 218650 N = 219 kN

Realizamos el dimensionamiento con el prontuario informático EHE-08.

10.10.1 Dimensionamiento de las vigas

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 limites últimos:

- ELS deformaciones:

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

$$\frac{L}{250} = 2.8 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{500} + 1 = 2.4 \text{ cm}$$

Por tanto, el límite de flecha es de $2.4 \text{ cm} = 24 \text{ mm}$

Gráfico | Tablas | Canto mínimo

Tipo de Elemento: Bi-apoyado

Sección centro de vano: 30_60_1

$\rho_{sup} [\%]$: 1.4

$\rho_{inf} [\%]$: 7.3

q_1 q_2 q_3

Cargas actuantes al descimbrar: t_1 [días]: 14

x_p [m]	P [kN]	x_m [m]	M [kN·m]
0	0	0	0
0	0	0	0
0	0	0	0

x_i [m]	x_f [m]	q [kN/m]	x_i [m]	x_f [m]	q [kN/m]	q_f [kN/m]
0	7	29.05	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0

L [m]: 7

Canto útil de la sección d [m]: 0.55

Relación luz / canto L / d : 12.7

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 : 19

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

Con las dimensiones del canto de la viga, no es necesario comprobar la flecha. No obstante, la obtendremos al final una vez dimensionada la armadura necesaria.

- fisuración:

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 5*	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	

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

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

El pórtico se encuentra en un ambiente IV+Qa, por lo que el límite de flecha es de 0.2 mm:

35_60

Definición específica del armado

nº de capas: 1

φ [mm]: 25

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]: 177.93

As [cm²]: 24.5

Ac,eficaz [cm²]: 892.5

capa	n barras	sv [mm]
1	5	67.5

Separación media entre fisuras: s_m [mm]: 167.0

Deformación media de las armaduras: ε_{sm} [‰]: 0.70

Tensión en las armaduras en el instante de fisuración del hormigón: σ_{sf} [MPa]: 63.5

Tensión en las armaduras en servicio: σ_s [MPa]: 153.9

Abertura característica de fisura: w_k [mm]: 0.20

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

Por tanto, para cumplir fisuración, tenemos:

$$A_i = 5D25 = 24.45 \text{ cm}^2$$

- ELU a flexión simple:

Md: 246 m.kN

La armadura dispuesta por estado limite de fisuración es de **5D25**. Como armadura superior se adoptara **3D12** dispuesta en las esquinas para soportar los cercos de la armadura de cortante, y en el centro como armadura de piel. Por tanto tenemos:

$$A_i = 5D25 = 24.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3D12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Incluimos además dos filas de diámetro 12 mm como armadura de piel para que la separación máxima sin armadura longitudinal no sea superior a 30 cm.

Sección: 30_60_1

Elemento estructural: ☒ Viga, ☐ Losa, ☐ Muro

Comprobación: Dimensionamiento, Diagrama de Flexión

SECCIÓN DEFORMACIONES $\cdot 10^{-3}$ TENSIONES MPa

Plano de deformación de agotamiento y M_u

x [m] 0.190 $\epsilon_s \cdot 10^{-3}$ 3.5 M_u [kN·m] 519.3
 $1/r$ [km $^{-1}$] 18.4 $\epsilon_i \cdot 10^{-3}$ -7.6

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad (m)	Armadura (cm 2)	Deformación $\cdot 10^{-3}$	Tensión [MPa]
0.040	3.4	2.8	-434.8
0.560	24.6	-6.8	434.8

A sup. (cm 2) 3.39
A inf. (cm 2) 24.55

El momento último de la sección a flexión simple es de 519.3 kN.m, superior al momento de diseño de 246 m.kN.

- ELU cortante:

Sección: 30_60_1

Inclinación de las bielas: $\cotg \theta$ 1.0 θ [°] 45

Inclinación de las armaduras: α [°] 90.0

ρ [%] 15
 b_0 [m] 0.30
 d [m] 0.54
 z [m] 0.49

☒ Con armadura de cortante
☐ Sin armadura de cortante

☒ Control normal hormigón
☐ Control indirecto hormigón

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

Axil de cálculo (compresión +)
 N_d [kN] 0.0
 σ'_{cd} [MPa] 0.0
 $P_{comprimida}$ [%] 0.0

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

Comprobación: Dimensionamiento

ϕ [mm]	ϕ 6	ϕ 8	ϕ 10	ϕ 12
s [m]	0.15	0.30	0.30	0.30
n° ramas	2	2	2	2
A_{∞} [cm 2 /m]	3.8	3.4	5.2	7.5
TIPO	1	1	1	1
V_{su} [kN]	73.3	65.1	101.8	146.6
V_{u2} [kN]	—	—	—	—

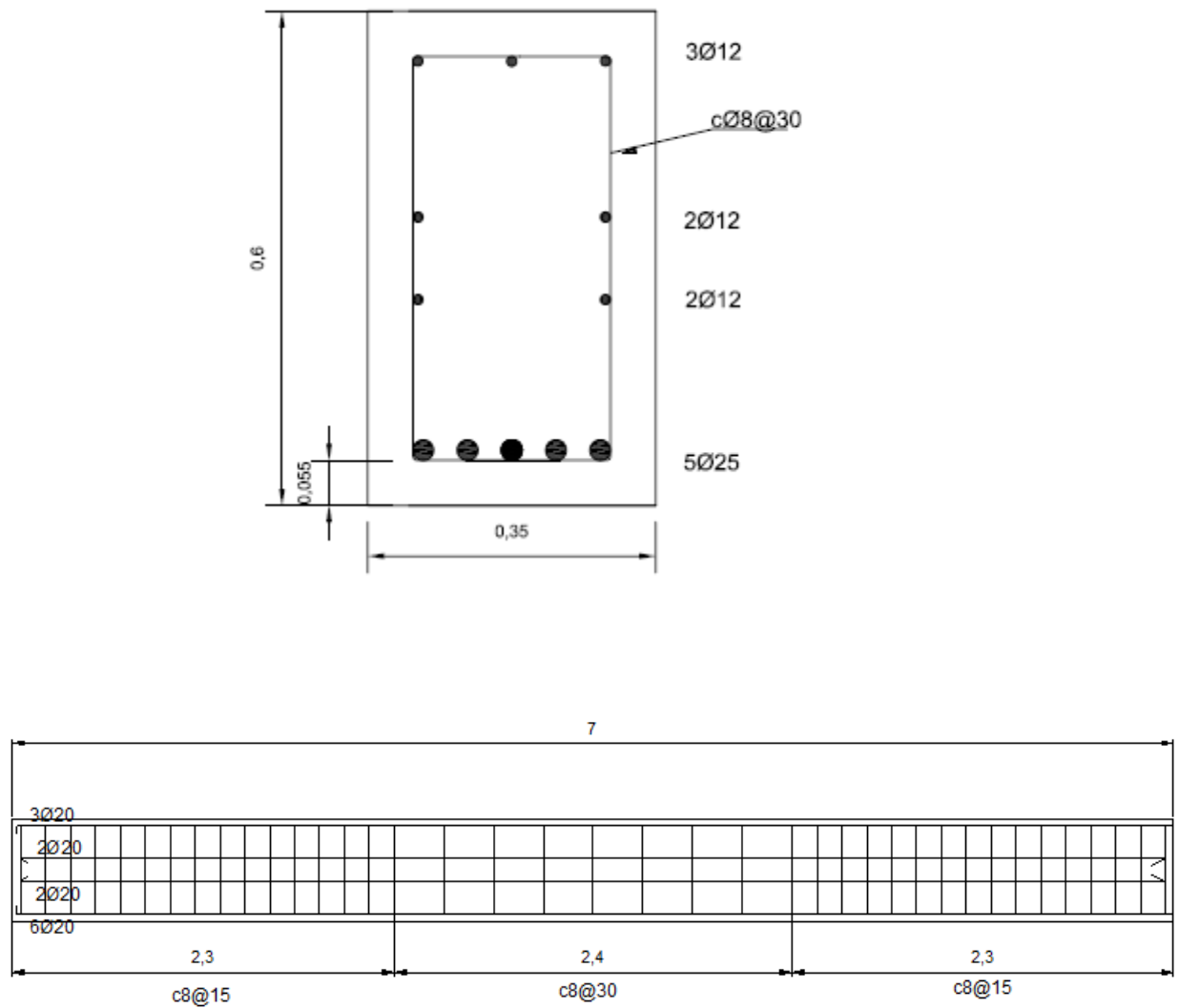
TIPO 1 TIPO 2

V_{u1} [kN] 972.0 A_{α} [cm 2 /m] 2.9
 V_{cu} [kN] 92.7 Cuantía mínima

V_d [kN] 140.5

Adoptamos un armado a cortante consistente en **cercos c8@30**, y a un tercio de cada extremo concentramos los cercos a 15 cm para tener en cuenta la mayor concentración de cortante en esta zona.

La sección de la viga queda:



10.10.2 Dimensionamiento de los pilares

La EHE establece:

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

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

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

Calculamos λ :

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} * 0.35 * 0.35^3}{0.35 * 0.35}} = 0.101$$

$$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{0.7 * 5}{0.101} = 34.65$$

Luego, no es necesario comprobar pandeo.

El axil de compresión del pilar es de - 301 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:

$$h/20 = 35/20 = 1.75 < 2 \text{ cm} \rightarrow e_0 = 2 \text{ cm}$$

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

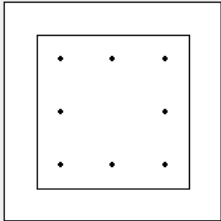
$$M_{od} = N_d \cdot e_0 = 301 \cdot 0.02 = 6.02 \text{ mkN}$$

Además, existe un momento por transmisión de la sobrecarga de uso (1kN/m²) a las alveoplasas, que distan 2,5 cm del centro de gravedad del pilar, transmitiéndose un momento:

$$M_d = N_d \cdot e_1 = \left(1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 2.5 \text{ m} * 7 \text{ m} \right) * 0.025 = 0.44 \text{ mkN}$$

Sección Estructura

Sección: 35_35_2



Plano de deformación de agotamiento y esfuerzos últimos

SECCIÓN DEFORMACIONES $\cdot 10^{-3}$ TENSIONES MPa

Diagrama de deformación: $\epsilon_s = 3.5$, $\epsilon_i = -11.3$

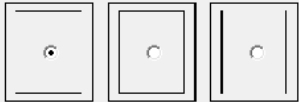
Diagrama de tensiones: $\sigma_s = 233$, $\sigma_i = -435$

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad (m)	Deformación $\cdot 10^{-3}$	Tensión [MPa]
0.06	1.2	233
0.29	-9.0	-435

x [m] 0.08 $\epsilon_s \cdot 10^{-3}$ 3.5 N_d [kN] 301 N_d [kN] 301
 $1/r$ [km $^{-1}$] 42.3 $\epsilon_i \cdot 10^{-3}$ -11.3 ϕ_{est} [mm] 8.8 ϕ_{est} [mm] 12.0
 Deformación y tensión de armaduras
 Profundidad (m) 0.06 0.29 Deformación $\cdot 10^{-3}$ 1.2 -9.0 Tensión [MPa] 233 -435
 Cuantía mínima A_{est} [cm 2] 4.9 A [cm 2] 9.0
 Md,sup [kN·m] 6.46 Md,inf [kN·m] 6.46
 lambda, inf 100.00

Seleccione disposición de armadura del pilar



Sección Estructura

Diagrama de deformación: $\epsilon_s = 3.5$, $\epsilon_i = -11.3$

Diagrama de tensiones: $\sigma_s = 233$, $\sigma_i = -435$

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad (m)	Deformación $\cdot 10^{-3}$	Tensión [MPa]
0.06	1.2	233
0.29	-9.0	-435

x [m] 0.08 $\epsilon_s \cdot 10^{-3}$ 3.5 N_d [kN] 301 N_d [kN] 301
 $1/r$ [km $^{-1}$] 42.3 $\epsilon_i \cdot 10^{-3}$ -11.3 ϕ_{est} [mm] 8.8 ϕ_{est} [mm] 12.0
 Deformación y tensión de armaduras
 Profundidad (m) 0.06 0.29 Deformación $\cdot 10^{-3}$ 1.2 -9.0 Tensión [MPa] 233 -435
 Cuantía mínima A_{est} [cm 2] 4.9 A [cm 2] 9.0
 Md,sup [kN·m] 6.46 Md,inf [kN·m] 6.46
 lambda, inf 100.00

Seleccione disposición de armadura del pilar

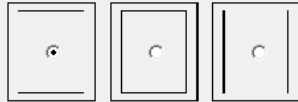


Diagrama de interacción. Sección 35_35_2 $\phi=12$

Diagrama de interacción: M_u [kN·m] vs N_u [kN]. Curva con efectos de 2º orden y sin efectos de 2º orden.

Mostrar rótulos

Vemos en el diagrama que está por debajo de la curva por lo que no es necesaria armadura. Se considerará sin embargo la armadura mínima establecida en el artículo 54º 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 **12 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.”

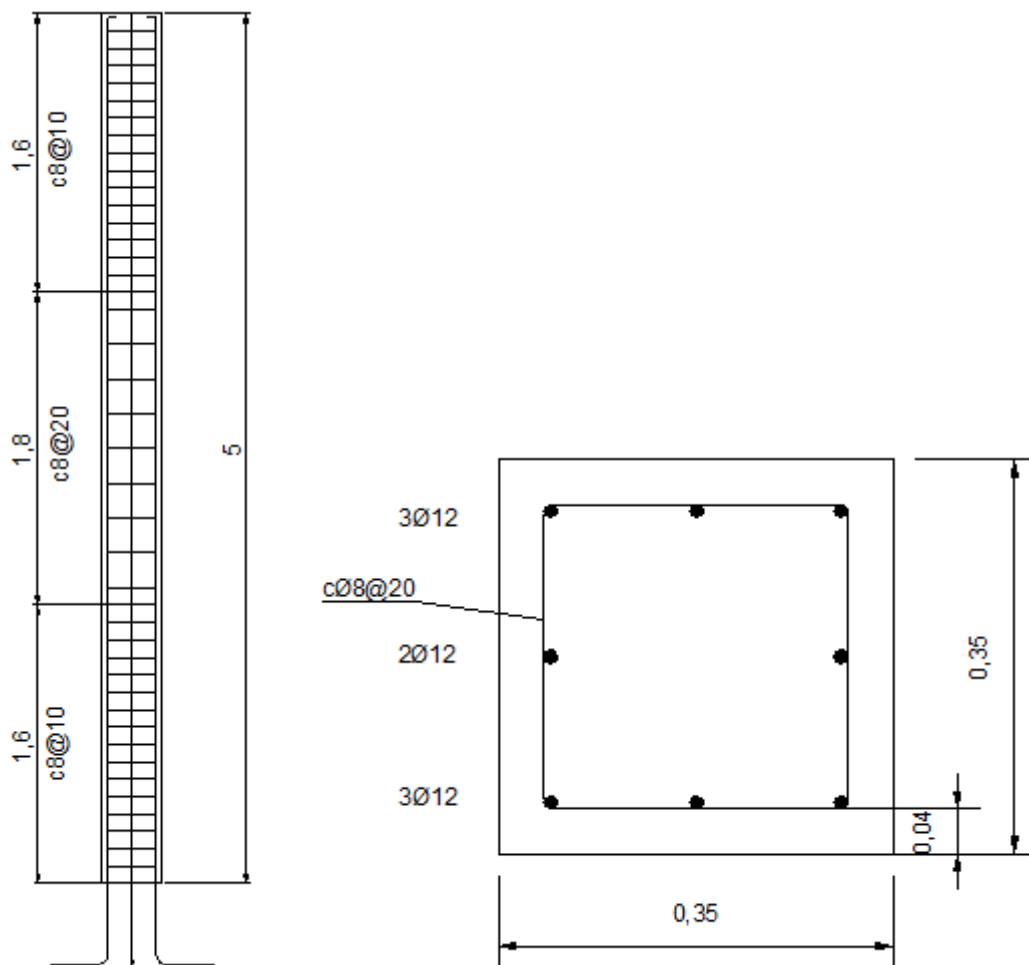
Empleamos cercos de **8 mm** separados **20 cm**.

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.”

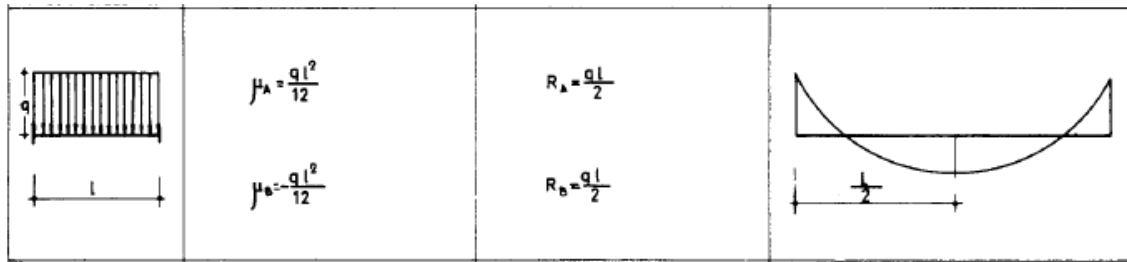
Adoptamos una armadura de piel de **12 mm** de diámetro, a la mitad de la sección, para que no haya más de 30 cm de separación entre armaduras longitudinales.

El dimensionado del pilar queda:



10.10.3 Armadura de negativos

Debido a que en los extremos de la alveoplaca no se consigue una articulación perfecta, sino que al quedar el espacio entre alveoplacas relleno de hormigón, se tiene un cierto grado de empotramiento, existiendo un momento flector negativo. Por ello, se introduce una armadura de negativos en el encuentro entre alveoplacas que pasamos a dimensionar:



F: Acciones a considerar en la cubierta: PP+SCU+N=3.71+1+0.2 = 4.91 kN/m²

Dimensionamos para una sección de 1 m:

$$4.91 \text{ kN/m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 4.91 \text{ mN/m}$$

$$M_A = M_B = -\frac{4.91 \times 5^2}{12} = 10.23 \text{ mkN}$$

$$M_d = 20.05 \times 1.5 = 15.34 \text{ mkN}$$

$$U_c = b \times d \times f_{cd} = 1 \times (0.21 - 0.055) \times \frac{30.10^3}{1.5} = 3100 \text{ kN}$$

$$\mu = \frac{M_d}{U_c d} = \frac{15.34}{3100 \cdot (0.21 - 0.055)} = 0.032$$

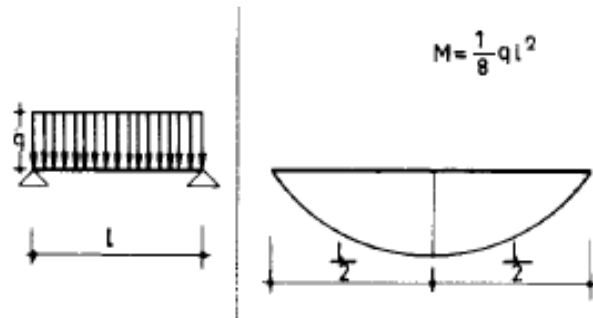
$$w_1 = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.0325$$

$$A = \frac{0.0325 \times 3100}{40} = 2.52 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ barras de } 12 \text{ mm por m de sección}$$

Por lo tanto se dispondrá de una barra de 12mm de diámetro cada 0.30 m, con una longitud de $1/3L = 5/3 = 1.66 \text{ m} \approx 1.5 \text{ m}$.

10.10.4 Justificación de la alveoplaca

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



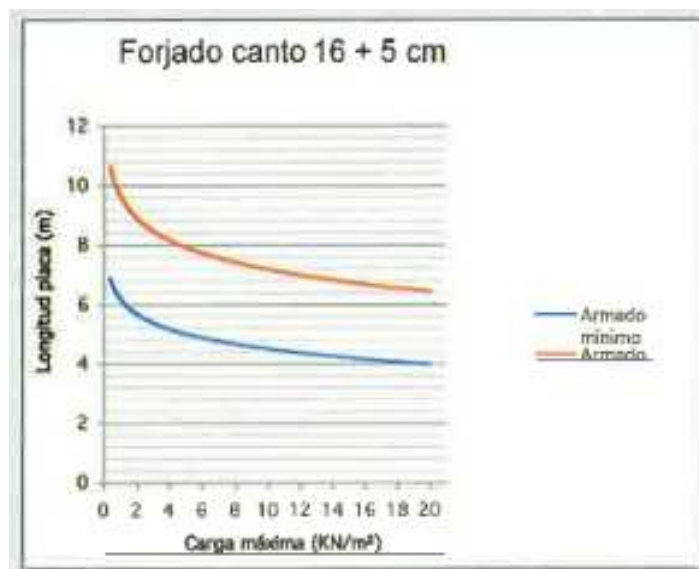
$$q = PP + SCU + N = 3.71 + 1 + 0.2 = 4.91 \text{ kN/m}^2$$

Dimensionamos para una sección de 1 m: $4.91 \text{ kN/m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 4.91 \text{ kN/m}$

$$M = \frac{4.91 \times 5^2}{8} = 15.34 \text{ mKN}$$

$$M_d = 15.34 \times 1.5 = 23.01 \text{ mKN}$$

El momento último que debe garantizar el fabricante de la alveoplaca es de 23.01 mKN



El fabricante nos dice que para un vano de 5 m es capaz de resistir sin problemas hasta 20 kN/m², y en nuestro caso tenemos 4,91 kN/m², por lo que la alveoplaca resiste sin problemas