

*ANEJO Nº 3*

---

*CÁLCULO ESTRUCTURAL DEL DEPÓSITO*



## **ÍNDICE:**

1. INTRODUCCIÓN .....	3.2
2 ACCIONES.....	3.2
3 MATERIALES.....	3.3
4. COEFICIENTES DE SEGURIDAD .....	3.3
5. COMBINACIÓN DE ACCIONES.....	3.3
6.CÁLCULO EN FORJADO RETICULAR,CIMENTACIONES Y PILARES .....	3.4
6.1 Objeto .....	3.4
6.2 Comprobación del armado a flexión .....	3.4
6.3 Comprobación frente a cortante y punzonamiento .....	3.7
6.4 Comprobación de la armadura en pilares .....	3.8
7.CÁLCULO EN MUROS PERIMETRALES .....	3.8
7.1 Cálculo del ELU agotamiento por solicitaciones normales y ELU a cortante .....	3.8
7.2 Fisuración .....	3.10
7.3 Rasante en la unión muro-zapata .....	3.12
8.CONCLUSIONES RELATIVAS AL CÁLCULO ESTRUCTURAL .....	3.12

## 1. INTRODUCCIÓN

El cálculo estructural del depósito se comprueba a partir de la normativa empleada para la construcción y proyecto del mismo (EHE-91). Se procede a la comprobación estructural de los siguientes elementos:

- 1) Forjado reticular, cimentaciones y pilares del depósito
- 2) Muros perimetrales

## 2. ACCIONES

Las acciones previstas para su posterior combinación y cálculo son las siguientes:

Peso propio de los elementos estructurales ( $\gamma$ )	25 Kn/m <sup>3</sup>
Empuje del agua ( $\gamma$ )	10 kN/m <sup>3</sup>
Peso propio del forjado	4 kN/m <sup>2</sup>
Peso del material de cubierta	3 kN/m <sup>2</sup>
Sobrecarga de uso en cubierta	1 kN/m <sup>2</sup>

**Tabla 1. Acciones de cálculo**

El forjado, de acuerdo con los planos de proyecto, es de tipo reticular con casetones recuperables de 30 cm de canto y con capa de compresión de 5 cm. Según un catálogo de una casa comercial (Grupo Forli Forjados), el peso propio del mismo se aproxima a 4 kN/m<sup>2</sup>.

En la cubierta no existe la capa de gravilla de 5 cm de espesor ni el hormigón ligero para la formación de pendientes reflejados en los planos del proyecto. Sin embargo, se ha considerado un espesor medio de hormigón de 24 cm ( $\gamma=8$  kN/m<sup>3</sup>) y una capa de grava de 5 cm de espesor ( $\gamma=17$  kN/m<sup>3</sup>).

El peso por m<sup>2</sup> de una cubierta de estas características es de 3 kN/m<sup>2</sup>

Se ha adoptado la sobrecarga de uso de 1 kN/m<sup>2</sup> ya que la cubierta es accesible sólo por motivos de mantenimiento. De acuerdo con la norma NBE AE-88 no es necesario considerar las acciones térmicas y reológicas acusadas en las juntas de dilatación. Estas juntas se disponen cada 32 m. y además, los soportes no son muy rígidos.

### 3. MATERIALES

Tal y como reflejan los planos del proyecto, los materiales son de las siguientes características:

	Tipo según EH-91	Resistencia característica
Hormigón en forjados, pilares y muros	H-250	250 kg/cm <sup>2</sup>
Acero	AEH-500	5100 kg/cm <sup>2</sup>

**Tabla 2. Características del acero y hormigón**

### 4. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Los coeficientes de seguridad se obtienen de la EH-91. La minoración de resistencias para el acero y el hormigón viene reflejada en la tabla 3

	Hormigón $\gamma_c$	Acero $\gamma_s$
Coeficiente de seguridad	1.50	1.10

**Tabla 3. Coeficientes de seguridad de los materiales**

El coeficiente del acero se ve reducido -0.05 debido a que el nivel de control del material es intenso. El coeficiente del hormigón no se ve modificado ya que el nivel de control es normal.

La tabla 4 muestra los coeficientes parciales de seguridad frente a acciones.

	Permanente	Variable
Efecto favorable	0.90	0.00
Efecto desfavorable	1.50	1.50

**Tabla 4. Coeficientes de seguridad frente a acciones**

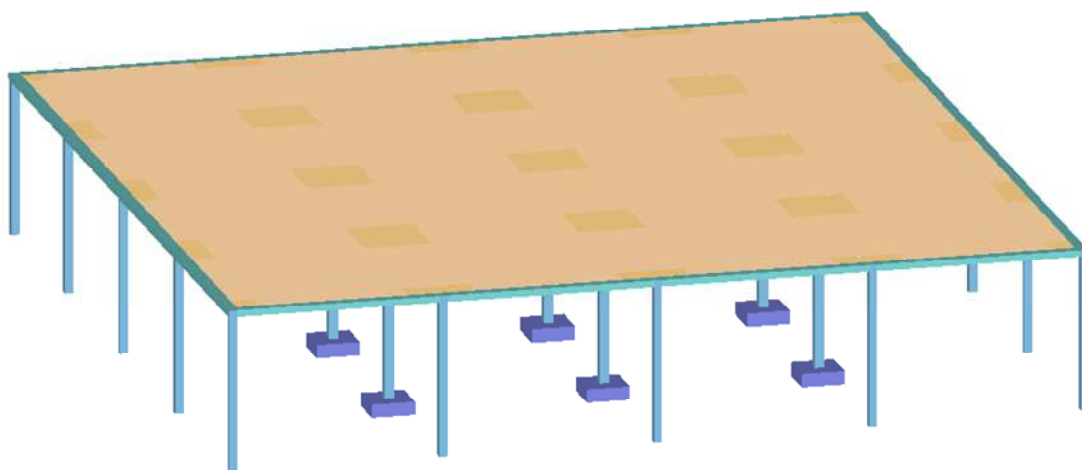
### 5. COMBINACIÓN DE ACCIONES

Las acciones se combinan de acuerdo con lo indicado en la instrucción EH-91.

## 6. FORJADO RETICULAR, CIMENTACIONES Y PILARES DEL DEPÓSITO

### 6.1 Objeto

Para la comprobación de la seguridad estructural se ha optado por el cálculo mediante el programa CYPECAD de Cype Ingenieros. Se ha acotado la zona de cálculo a unas dimensiones en planta de 40 m x 40 m, que equivale al espacio comprendido por 25 pilares. La Fig.1 muestra el objeto de cálculo, donde el apoyo del forjado en los diversos aparatos de neopreno se ha simplificado a una serie de pilares ficticios. Estos apoyos no transmitirán momentos entre el forjado y los pilares ficticios.



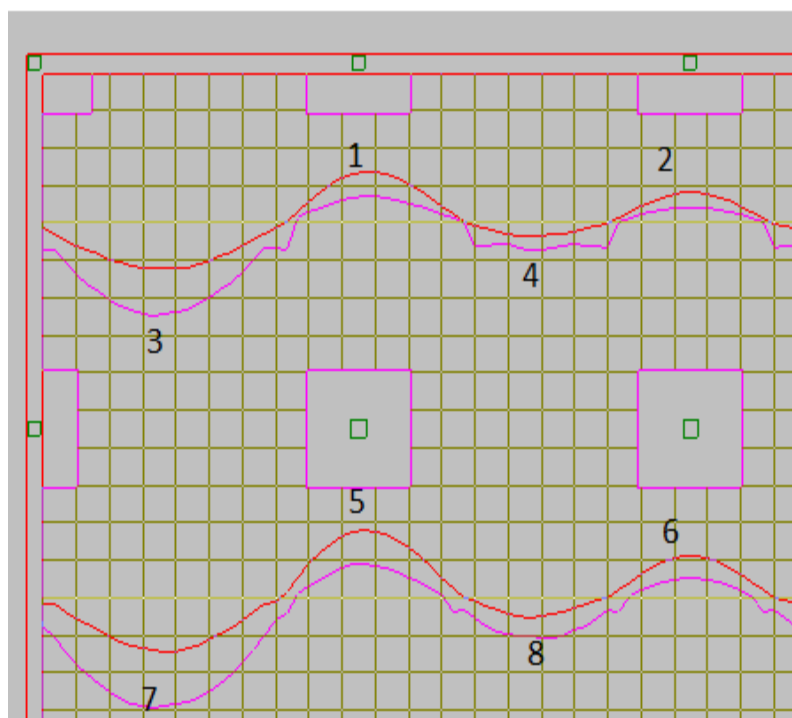
*Fig.1 Vista 3D del área de cálculo*

### 6.2 Comprobación del armado a flexión

Para comprobar que nuestra estructura se ha diseñado correctamente respecto a la norma, se han comparado los armados obtenidos del programa CYPECAD con los indicados en los planos de proyecto.

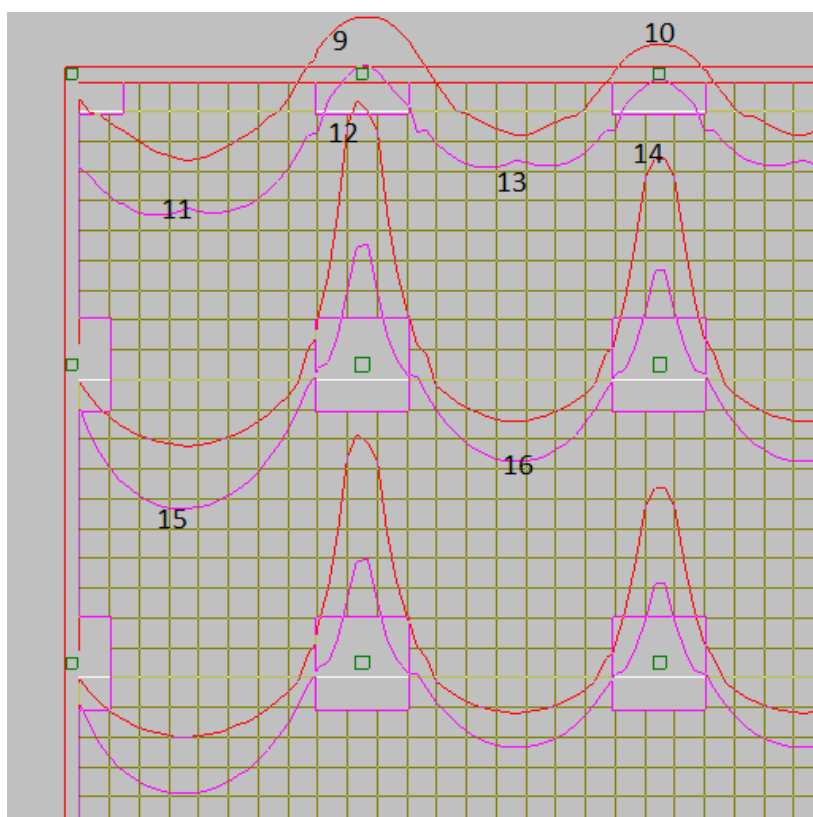
Los cálculos muestran que el armado del forjado actual es igual o superior al armado propuesto por el programa. Por lo tanto, cumplen las solicitaciones frente a flexión en todos los puntos de la estructura.

A continuación se muestra la comprobación de armado a flexión de la armadura longitudinal(en  $\text{cm}^2$ ):



	Armadura necesaria (CYPE)	Armadura actual
1	1,9	2,3
2	1,2	1,6
3	3,6	4
4	1,2	2,3
5	2,3	2,3
6	1,5	1,6
7	4,1	4
8	1,6	2,3

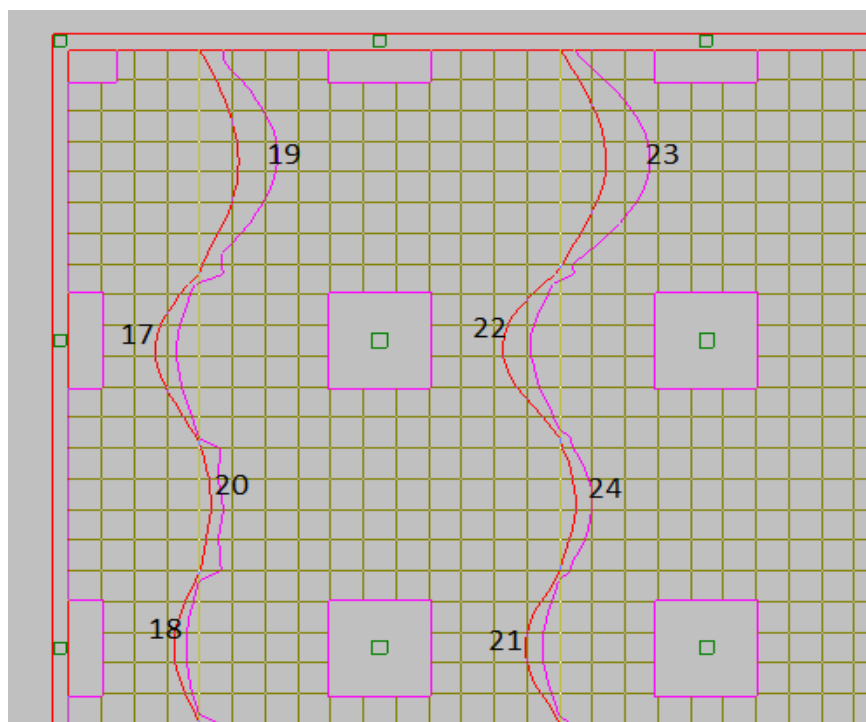
**Fig. 2. Comprobación de la armadura longitudinal a flexión**



	Armadura necesaria (CYPE)	Armadura actual
9	4,3	6,3
10	3,2	4
11	4,9	6,3
12	12,5	12,6
13	3	4
14	10	10,3
15	6,3	6,3
16	3,9	4,02

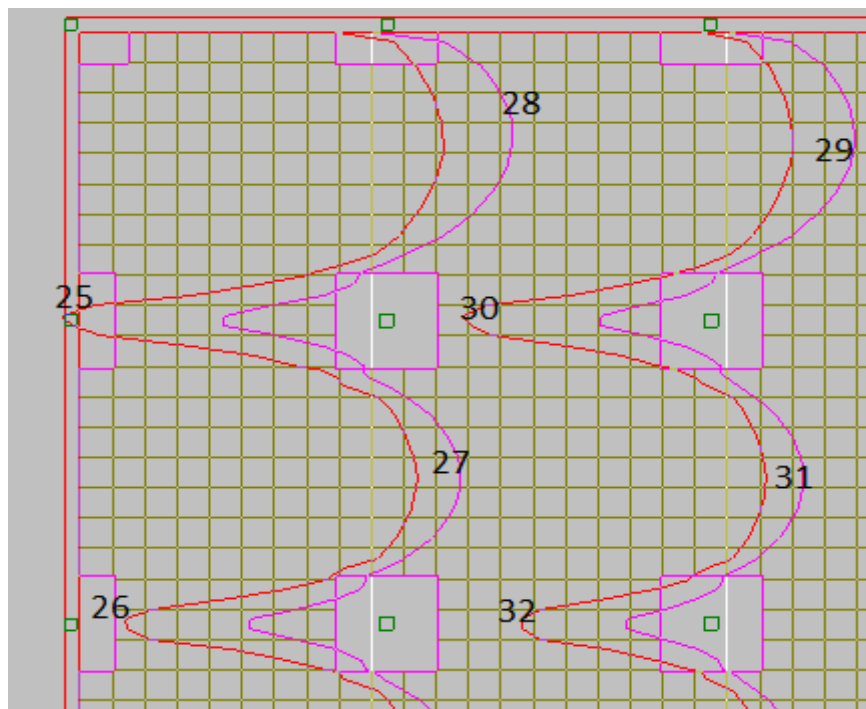
**Fig. 3. Comprobación de la armadura longitudinal a flexión**

A continuación se muestra la comprobación de armado a flexión de la armadura transversal en (cm<sup>2</sup>):



	Armadura necesaria (CYPE)	Armadura actual
17	2,3	2,3
18	1,2	1,6
19	3,7	4
20	1,2	2,3
21	1,3	1,6
22	2,3	2,3
23	3,9	4
24	1,7	2,3

**Fig.4. Comprobación de armado de la armadura transversal a flexión**



	Armadura necesaria (CYPE)	Armadura actual
25	12,6	12,6
26	10,1	10,3
27	3,9	4
28	6,2	6,3
29	5,8	6,3
30	10,6	12,6
31	3,6	4
32	8,6	10,3

**Fig.5. Comprobación de la armadura transversal a flexión**

### 6.3 Comprobación frente a cortante y punzonamiento

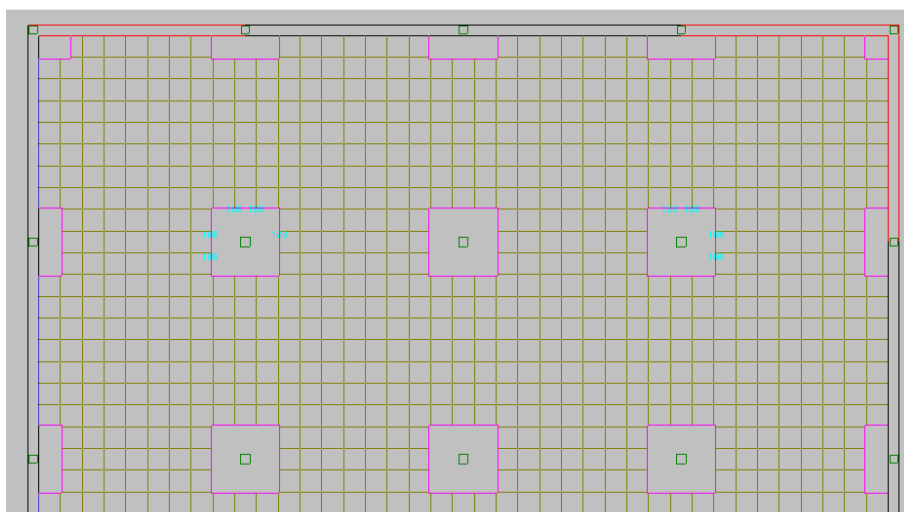
Después de realizar el corte en el forjado como se ve en la Fig.6.se observa que no se dispuso la capa de hormigón para formar pendientes ni la capa de gravilla. Ambas estaban reflejadas en el proyecto



**Fig. 6. Corte en el forjado**

Del proyecto también obtenemos que los nervios del forjado están armados a cortante con un cerco  $\phi 8/20$  y que no existe armadura de punzonamiento en los ábacos del forjado.

Por ello, el cálculo en CYPECAD se ha efectuado sin considerar las cargas de la gravilla y la capa de hormigón. Los resultados pueden verse en la fig. 7.



**Fig.7. Armadura necesaria de cortante y punzonamiento**



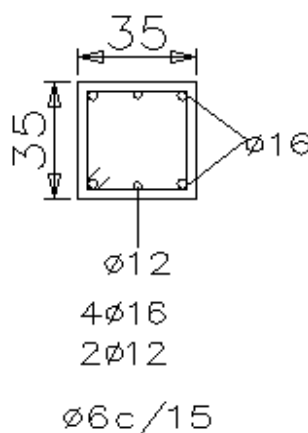
Por lo tanto, y tal y como indica el cálculo informático, la armadura necesaria frente a cortante es de  $1\phi 8$ , muy inferior a la especificada en proyecto mencionada anteriormente.

Frente a punzonamiento no se necesita ningún armado.

#### 6.4 Comprobación de la armadura en pilares

Los planos de proyecto indican que en los pilares se dispone una armadura de  $8\phi 16$  ( $3\phi 16$ /cara) y cercos  $\phi 8/20$ .

Los cálculos informáticos de CYPE nos dan unas recomendaciones respecto a la disposición y cuantía de armaduras. La Fig.8. Muestra uno de los tipos de armado, y que comparándolo con el de proyecto, se deduce que el armado es correcto.



**Fig.8. Esquema de armado en pilares propuesto por CYPE**

## 7 MUROS PERIMETRALES

### 7.6.1 Cálculo del ELU Agotamiento por solicitaciones normales y del ELU a cortante

Para el cálculo del muro se considera el alzado como una viga empotrada en la cimentación y libre en cabeza.

Esto es debido a que se desprecia el axil transmitido por el forjado ya que es relativamente baja en comparación con los casos en edificación.

Las leyes de esfuerzos en una sección de muro en función de  $x$ , son los siguientes:

$$M_f(x) = \frac{x^3}{6} \quad V(x) = \frac{x^2}{2}$$

$M_f(x)$ : momento flector sin mayorar

$V(x)$ : Cortante sin mayorar

Estos valores deberán ser mayorados según los coeficientes de seguridad de la norma. En este caso, el coeficiente de seguridad es de 1,5, y las leyes de esfuerzos quedan de la siguiente forma:

$$M_{f,d}(x) = 1.5 \times \frac{x^3}{6} \quad V_d(x) = 1.5 \times \frac{x^2}{2}$$

$M_{f,d}(x)$  : momento flector de cálculo

$V_d(x)$ : cortante de cálculo

Para el cálculo de ELU Agotamiento y ELU a cortante se ha comparado que la armadura a flexión y las secciones de hormigón son suficientes, basándonos en la metodología y formulación de la EH-91.

Los cálculos en la Tabla 5 muestran que el armado es suficiente frente a solicitaciones normales e incluso excesivo en algunas zonas del alzado. Para la comprobación a cortante, la Tabla 6 muestra que el cortante resistido es superior al actuante.

$x$ (m)	$h(x)$ (m)	$M_{f,d}(x)$ T*m/m	$A_{s,nec}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{s,real}$ (cm <sup>2</sup> /m)
0	0.38	0.00	0	10.05
0.2	0.39	0.00	0.00	10.05
0.4	0.40	0.02	0.01	10.05
0.6	0.41	0.05	0.04	10.05
0.8	0.43	0.13	0.08	10.05
1	0.44	0.25	0.15	10.05
1.2	0.45	0.43	0.26	10.05
1.4	0.46	0.69	0.40	10.05
1.6	0.47	1.02	0.58	10.05
1.8	0.48	1.46	0.81	10.05
2	0.50	2.00	1.09	10.05
2.2	0.51	2.66	1.42	10.05
2.4	0.52	3.46	1.80	10.05
2.6	0.53	4.39	2.24	10.05
2.8	0.54	5.49	2.73	10.05
3	0.55	6.75	3.29	10.05
3.2	0.56	8.19	3.91	25.70
3.4	0.58	9.83	4.60	25.70
3.6	0.59	11.66	5.35	25.70
3.8	0.60	13.72	6.17	25.70
4	0.61	16.00	7.06	25.70
4.2	0.62	18.52	8.03	25.70
4.4	0.63	21.30	9.06	25.70
4.6	0.65	24.33	10.17	25.70
4.8	0.66	27.65	11.35	25.70
5	0.67	31.25	12.61	25.70
5.2	0.68	35.15	13.94	25.70
5.4	0.69	39.37	15.35	25.70
5.55	0.70	42.74	16.46	25.70

**Tabla 5. Comprobación de armadura necesaria**

$x$ (m)	$V_d(x)$ (T/m)	$V_{cu}(x)$ (T/m)
0	0.00	21.30
0.2	0.03	22.05
0.4	0.12	22.79
0.6	0.27	23.53
0.8	0.48	24.28
1	0.75	25.02
1.2	1.08	25.77
1.4	1.47	26.51
1.6	1.92	27.26
1.8	2.43	28.00
2	3.00	28.74
2.2	3.63	29.49
2.4	4.32	30.23
2.6	5.07	30.98
2.8	5.88	31.72
3	6.75	32.47
3.2	7.68	33.21
3.4	8.67	33.96
3.6	9.72	34.70
3.8	10.83	35.44
4	12.00	36.19
4.2	13.23	36.93
4.4	14.52	37.68
4.6	15.87	38.42
4.8	17.28	39.17
5	18.75	39.91
5.2	20.28	40.65
5.4	21.87	41.40
5.55	23.10	41.96

**Tabla 6. Comprobación a cortante**

## 7.2 Fisuración

Para el cálculo de la fisuración se ha considerado una clase de exposición tipo IV, en la que la corrosión por cloruros es de origen diferente al marino y que se da, por ejemplo, en piscinas.

La abertura de fisura se calcula en la sección crítica del muro, es decir, en el empotramiento con la zapata.

La limitación de abertura de fisura es de 0,2 mm y el recubrimiento nominal es de 4 cm.

$$W_k = \beta \cdot S_m \cdot \varepsilon_{sm} = 1'7 \cdot S_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

$$S_m = 2c + 0'2s + 0'4 K_1 \cdot \frac{\phi A_{c,ef} \sigma_s}{A_s}$$

$$c = 4 \text{ cm} \quad K_1 = 0'125$$

$$s = 10 \text{ cm} \quad \phi = 20 \text{ mm}$$

$$A_{c,ef} = \frac{h}{4} \cdot 100 = \frac{70}{4} \cdot 100 = 1750 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \phi 20 / 20 + \phi 16 / 20 = 15'711 + 10'05 = 25'76 \text{ cm}^2$$

$$S_m = 2 \cdot 4 + 0'2 \cdot 10 + 0'4 \cdot 0'125 \cdot \frac{2 \cdot 1750}{25'76} = 16'84 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - K_2 \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \leq 0'4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0'8 A_s} = \frac{21'23 \cdot 10^5}{0'8 \cdot 65 \cdot 25'76} = 1585 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{fis} = \frac{bh^2}{6} f_{ctm} = 21'23 \text{ t} \cdot \text{cm/cm}$$

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0'8 A_s} = 1585 \cdot \frac{28'5}{21'23} = 2127'6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_{sm} = 0'000768$$

$$W_k = 0'22 \text{ mm}$$

$$W_{kmax} \text{ en ambiente IV} = 0'2 \text{ mm}$$

**Fig.9. Cálculo de fisuración**

Tal y como muestra el cálculo de la fisuración de la Fig. 9, la  $W_k$  es superior a los 0,2 mm marcados por la norma. No obstante, se considera admisible puesto que se ha introducido el momento actuante incluyendo en su totalidad el valor de la sobrecarga de uso. Para este caso, el cálculo de la fisuración debe hacerse con el momento correspondiente a la combinación de acciones cuasi-permanente (60% de la sobrecarga de uso)

### 7.3 Rasante en la unión muro-zapata

Para el cálculo del rasante acudimos al libro “Muros de contención y muros de sótano” de J. Calavera, donde:

$$V_d \leq [4,5 \times \sqrt{f_{cd}} + \rho \times f_{yd}] \times d$$

$$V_d = 23,10T < 4,5 \sqrt{\frac{250}{1,5}} \times 0,65 = 37,8T$$

Del lado de la seguridad se ha despreciado la contribución de la armadura traccionada.

### 8. CONCLUSIONES RELATIVAS AL CÁLCULO ESTRUCTURAL DEL DEPÓSITO

Tras la obtención de los cálculos estructurales en muros, forjados y pilares se concluye que **los principales elementos del depósito fueron dimensionados adecuadamente** con respecto a la normativa vigente en el momento de la construcción y diseño.