



UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA  
FACULTAD DE INGENIERÍA

Instituto de Estructuras y Transporte  
Prof. Julio Ricaldoni



## **PROYECTO ESTRUCTURAL 1**

### **CITADINO PRADO**

### **Agosto 2017**

Docentes:

Ing. Jorge Rodríguez  
Ing. Sebastián Dieste  
Ing. Juan José Pertusso

Lucía Azcoytia 4.063.044-5

Tel: 099 17 88 54 e-mail: lucia.azcoytia@gmail.com

Carla Celi 4.393.296-9

Tel: 099 07 50 53 e-mail: carceli3108@gmail.com

Sabrina Palleiro 4.429.339-4

Tel: 099 65 91 76 e-mail: sabri.palleiro.brescia@gmail.com

## ÍNDICE

ÍNDICE.....	2
1. INTRODUCCIÓN .....	4
2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	4
3. MATERIALES .....	5
4. BASES DE DISEÑO .....	5
4.1 Sobrecargas .....	5
4.2 Acción dinámica del viento .....	6
4.3 PREDISEÑO DE PILARES Y VIGAS .....	8
5. ESTADO LIMITE DE INESTABILIDAD .....	8
6. LOSAS.....	14
6.1 ELS: ESTADO LÍMITE ÚLTIMO – Deformación .....	14
6.2 ELU: ESTADO LÍMITE ÚLTIMO.....	17
7. VIGAS.....	38
7.1 CONSIDERACIONES GENERALES.....	38
7.2 ELU: Estado Límite Último .....	39
7.3 ELS: Estado Límite de Servicio .....	56
8. Pilares .....	64
8.1 Geometría.....	64
8.2 Cargas .....	64
8.3 Verificaciones .....	64
8.4 Armado.....	64
8.4.1 Cuantías longitudinales exigidas .....	64
8.4.2. Cuantías transversales.....	65
8.4.3. Solicitaciones obtenidas.....	65
9. Núcleo Central de escalera y ascensor.....	67
10. Escaleras.....	68
11. Fundaciones .....	70
10.1 PILOTES.....	70
10.2 CABEZALES.....	71
Cabezal de 1 pilote: .....	71
Cabezal de dos pilotes:.....	71
Cabezal de 12 pilotes.....	73
10.3. VIGAS DE FUNDACIÓN.....	75
10.3.1. VIGAS CENTRADORAS.....	75
10.3.2. VIGAS DE FUNDACIÓN Y VIGAS RIOSTRAS .....	76
11. TANQUE DE AGUA.....	77

---

11.1.	Paredes del tanque analizadas como losas .....	78
11.1.1.	Flexión .....	78
11.1.2.	Tracción .....	80
11.1.3.	Fisuración .....	81
11.2.	Paredes del tanque analizadas como vigas de gran altura .....	82
11.2.1.	Tabique (Pared B).....	82
11.2.2.	Paredes A y C.....	83
11.2.3.	Paredes D y E.....	84

## 1. INTRODUCCIÓN

La presente memoria de cálculo pretende ser un documento en el cual se presentan las consideraciones y bases de diseño que se optaron para la realización del edificio Citadino Prado. Se encuentra ubicado en el departamento de Montevideo, situado sobre la calle Av. Agraciada N° 2885 esquina Joaquín Suárez, con un total de veintiseis apartamentos de un, dos y tres dormitorios, salón de usos múltiples con espacio exterior, parrillero y estacionamiento.

La estructura se resuelve mediante una estructura de hormigón armado con un esquema general de losas apoyadas sobre pilares y en los bordes apoyadas sobre vigas perimetrales.

## 2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Tal como se indicó anteriormente, el edificio consta de 12 plantas habitables, incluyendo el estacionamiento en la planta baja y el Sum en la planta 11. El edificio cuenta con un ascensor y una escalera que garantizan el acceso a todas las plantas.

A continuación se detalla la distribución de los ambientes por planta:

- Planta Baja: acceso peatonal y vehicular. Sala de máquinas. Unidad 001 de un dormitorio y un baño, área total de  $45.08 \text{ m}^2$  incluyendo área de terraza de  $2.36 \text{ m}^2$ . Estacionamiento con 15 cocheras a cielo abierto.
- Del 1° al 5° piso: unidades 101-105 al frente con dos dormitorios y un baño, área total de  $66.69 \text{ m}^2$  incluyendo área de terraza de  $4.05 \text{ m}^2$ . Unidades 102-502 traseras con dos dormitorios y un baño, área total de  $67.76 \text{ m}^2$  incluyendo área de terraza de  $4.20 \text{ m}^2$ . Unidades 103-503 al frente y traseras con dos dormitorios y un baño, área total de  $75.16 \text{ m}^2$  incluyendo área de terraza de  $3.80 \text{ m}^2$ .
- 6° piso: unidad 601 al frente con dos dormitorios y un baño, área total de  $116.49 \text{ m}^2$  incluyendo área de terraza con parrillero de  $48.66 \text{ m}^2$ . Unidad 602 trasera con dos dormitorios y un baño, área total de  $89.58 \text{ m}^2$  incluyendo área de terraza de  $21.57 \text{ m}^2$ .
- Del 7° al 9° piso: unidades 701-901 al frente y contra frente con dos dormitorios y un baño, área total de  $72.68 \text{ m}^2$  incluyendo área de terraza y terraza lavadero de  $6.64 \text{ m}^2$ . Unidades 702-902 contrafrente y traseras con dos dormitorios y un baño, área total de  $72.68 \text{ m}^2$  incluyendo área de terraza y terraza lavadero de  $6.79 \text{ m}^2$ .
- 10° piso: unidad 1001 al frente y contra frente dúplex con tres dormitorios y dos baños, un dormitorio y un baño ubicados en el piso 10 y los restantes dormitorios y baño en el piso 11. Área total de  $105.77 \text{ m}^2$  incluyendo área de terrazas y terraza lavadero de  $10.05 \text{ m}^2$ . Unidad 1002 contrafrente y trasera dúplex con tres dormitorios y dos baños, un dormitorio y un baño ubicados en el piso 10 y los restantes dormitorios y baño en el piso 11. Área total de  $105.77 \text{ m}^2$  incluyendo área de terrazas y terraza lavadero de  $10.13 \text{ m}^2$ .
- Piso 11°: último piso habitable, contiene al piso superior de ambos dúplex correspondientes a las unidades 1001 y 1002. Allí se encuentra el Sum, depósito, baño, terraza y terraza con parrillero.

- Azotea: se ubican dos tanques de agua con una capacidad total de 20440 lts elevados 4.65 m respecto del nivel de azotea.

### 3. MATERIALES

#### Hormigón:

Se considera a los efectos del cálculo un hormigón C30, con las siguientes propiedades:

- Densidad:  $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Resistencia característica a la compresión a los 28 días:  $f_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad:  $E_{28 \text{ días}} = 19.000 \sqrt{f_{ck, 28 \text{ días}}} = 329.089,65 \text{ kg/cm}^2$
- Coeficiente de seguridad:  $\gamma_c = 1,5$

#### Acero

Se considera acero conformado ADN 500 según la norma UNIT 968:

- Resistencia característica a la tracción  $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de deformación longitudinal  $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$
- Coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_s = 1,15$

### 4. BASES DE DISEÑO

#### 4.1 Sobrecargas

Los revoques se realizarán con mortero a menos de superficies expuestas al exterior donde se utilizará mortero con hidrófugo.

En general, se consideraron los siguientes espesores:

- Elementos interiores: 1,5 cm a cada lado del elemento.
- Elementos exteriores: 2 cm.
- Medianera: 2 cm hacia el interior.

Se consideran las sobrecargas de servicio para edificios de vivienda a partir de la norma UNIT 33-91.

Azoteas accesibles =  $150 \text{ kg/m}^2$

Baños =  $150 \text{ kg/m}^2$

Balcones =  $300 \text{ kg/m}^2$

Cocinas =  $150 \text{ kg/m}^2$

Comedores y lugares de estar =  $150 \text{ kg/m}^2$

Dormitorios =  $150 \text{ kg/m}^2$

- Escaleras =  $300 \text{ kg/m}^2$
- Corredores =  $300 \text{ kg/m}^2$

## 4.2 Acción dinámica del viento

Los cálculos que a continuación se presentan están basados en la Norma UNIT 50-84.

$$p_c = c \cdot q_c$$

- Cálculo de la presión dinámica de cálculo ( $q_c$ ):

$$q_c = \frac{v_c^2}{16}$$

$$\text{Siendo } v_c = K_t \cdot K_d \cdot K_z \cdot K_k \cdot v_k$$

Hipótesis consideradas:

- Estructura ubicada a una distancia menor de 25 Kilómetros de las márgenes del Río - Uruguay y del Río de la Plata.
- Construcción normal, apoyada sobre el nivel del terreno.
- Tiempo de retorno 10 años.
- Rugosidad tipo III.
- Grupo B. edificio para viviendas y oficinas.
- Altura de la última planta habitable: 29,07m.

$$\left. \begin{array}{l} K_t = 1,0 \\ K_d = \frac{f_1}{f_2} = \frac{0,923}{1,019} = 0,99 \\ K_z = 0,75 \cdot \left(\frac{29,07}{10}\right)^{0,17} = 0,899 \\ K_k = 1,0 \\ v_k = 39,41 \text{ m/s} \end{array} \right\} v_c = 1,0 \cdot 0,899 \cdot 0,99 \cdot 1,0 \cdot 39,41 = 35,08 \text{ m/s}$$

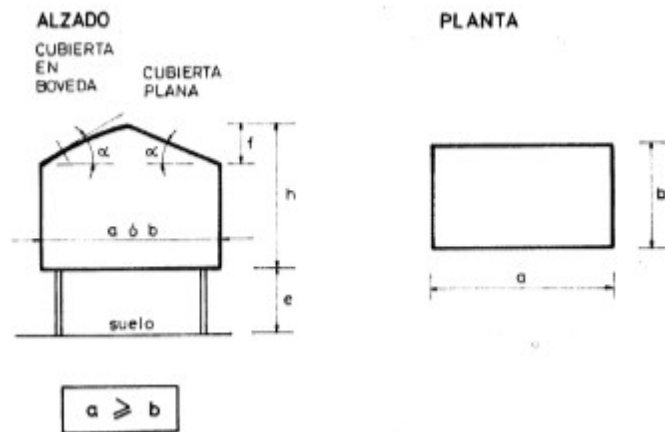
$$\rightarrow q_c = \frac{35,08^2}{16} = 76,9 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo del coeficiente  $c$ :

Se considera una planta de geometría rectangular, a la hora de realizar los cálculos.

Datos:

$$a = 25,81\text{m} \quad b = 11,17\text{m} \quad h = 32,65\text{m} \quad e = 0\text{m} \quad \alpha = 0^\circ \quad f = 0\text{m}$$



Viento perpendicular a  $S_a$  ( $V \perp S_a$ )

Cálculo  $\gamma$ ,

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{32,65}{25,81} = 1,265 \rightarrow \gamma = 1,00$$

Acción externa sobre paredes:

→ caras a sotavento  $C_e = -(1,3\gamma - 0,8) = -0,5$

→ caras a barlovento  $C_e = +0,8$

Viento perpendicular a  $S_b$  ( $V \perp S_{ab}$ ) o viento longitudinal (VL):

Cálculo  $\gamma$ ,

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{32,65}{11,17} = 2,92 \quad \frac{b}{a} = 0,43 \rightarrow \gamma = 1,05$$

Acción externa sobre paredes:

→ caras a sotavento  $C_e = -(1,3\gamma - 0,8) = -0,565$

→ caras a barlovento  $C_e = +0,8$

Resultando el valor más crítico  $c = +1,139$  (correspondiente a sobrepresión).

Por lo tanto

$$p_c = c \cdot q_c = +1,139 \cdot 76,9 \frac{kg}{m^2} = 87,59 \frac{kg}{m^2}$$

### 4.3 PREDISEÑO DE PILARES Y VIGAS

La distribución de los pilares y pantallas adoptada responde a la minimización de las deformaciones en las losas. A partir de la geometría de las plantas y de las consideraciones tomadas para los recubrimientos se determinaron la ubicación y dimensión de los mismos. Por otro lado se intentó que las luces no fueran mayores a seis metros. Estas condiciones determinaron que las pantallas o pilares dentro de muros interiores de 15 cm los pilares tengan ancho 13 cm y en muros exteriores de 30 cm, hay pilares de ancho 25 cm. Por otro lado se buscó darle continuidad a los pilares de planta a planta. En la mayoría de los casos esto fue posible modificando la sección de los mismos.

Otra consideración tomada para el predimensionado de los pilares, fue aminorar el efecto desfavorable ante la diferencia en las dilataciones térmicas del hormigón y la mampostería.

Para verificar los pilares a compresión se asumió una carga uniforme  $q = 1100 \frac{kg}{m^2}$ , y se halló el área de influencia de cada pilar, utilizando el método de los polígonos de Thiessen.

Posicionando a los pilares, junto con su geometría se obtienen las longitudes de las vigas perimetrales.

Para obtener la altura de las mismas se aplican dos criterios: la altura  $h$  debe ser mayor que  $L/12$  y la geometría de la viga debe quedar incluida en los muros respetando las dimensiones consideradas en el plano de albañilería.

## 5. ESTADO LIMITE DE INESTABILIDAD

Para comprobar la estabilidad global de la estructura, según la Norma EHE-08 en su artículo 43.4 indica que para edificios usuales de edificación de menos de 15 plantas, se verifica que el desplazamiento máximo en el extremo ( $\Delta$ ), bajo cargas horizontales características (correspondientes al viento), calculado mediante la teoría de primer orden y con las rigideces correspondientes a las secciones brutas, no supere  $\frac{1}{750}$  de la altura total de la estructura (último nivel habitable). Si esta última condición se verifica, la norma permite dimensionar los pilares como elementos aislados sin necesidad de considerar estructuras aporticadas.

Los esfuerzos generados por las cargas horizontales de viento, son llevados por tres pórticos formados por vigas, pilares y su núcleo central (núcleo de ascensor y escalera) los cuales rigidizan la estructura. A continuación se detalla una breve descripción de dichos pórticos:

- Pórtico I: comienza en el nivel planta baja y finaliza en el último nivel (nivel 12).
- Pórtico II: comienza en el nivel 6 y finaliza en el nivel 12.
- Pórtico III: comienza en la planta baja y finaliza en el nivel 6.

Los pórticos I y II se consideran desde el nivel 6 hasta el nivel de azotea (nivel 12), en la medida que los pórticos I y III comienzan ambos en planta baja y finalizan en el nivel 6, por esta razón se considera la descarga del pórtico II en los pórticos I y III, resultando en el análisis de una viga simplemente apoyada con una carga puntual aplicada. Las reacciones de la misma serán los incrementos de carga a considerar en los pórticos I y III.

Se definen las fuerzas originadas por el esfuerzo del viento longitudinal (perpendiculares a la Av. Agraciada) como  $F_2$  y  $F_4$ , ambas son llevadas en su totalidad por los pórticos. Las denominadas  $F_1$  y  $F_3$  resultan del esfuerzo del viento transversal (dirección paralela a la Av. Agraciada) y son absorbidas por el núcleo central, dado que las mismas presentan cierta excentricidad respecto al centro de corte de las pantallas que conforman el núcleo central, el momento torsor que se genera es llevado como un par de fuerzas sobre los pórticos I y III.

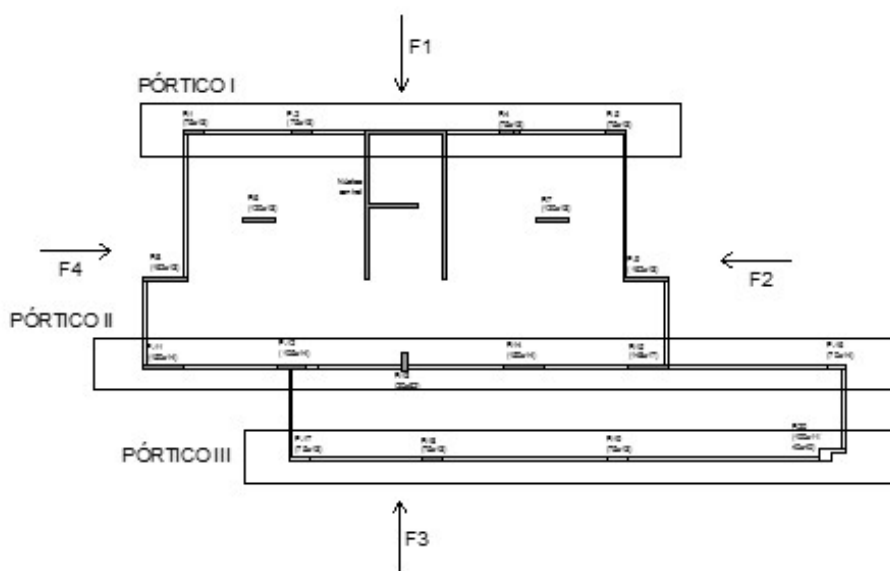


Imagen 5.1. Esquema de fuerzas y pórticos

### Modelo computacional

Se procedió a modelar los mencionados pórticos y el núcleo central en SAP2000.

#### - Pórticos:

Los pórticos I y II, tienen una altura total de 28,65m y cuentan con doce niveles, los cuales distan a 2,6m cada uno. El pórtico III, dispone de una altura total de 15,65m con seis niveles de igual altura que los anteriores.

Cada uno de los pórticos se modela con las vigas y pilares correspondientes a cada planta, respetando sus posiciones y geometría de acuerdo a los planos.

A continuación se detallan los pórticos con sus cargas, sus deformadas y su máximo desplazamiento horizontal del último nivel habitable respectivamente.

PÓRTICO I					
Viento longitudinal			Viento transversal		
L (cm)	$\Delta$ (cm)	L/750 (cm)	L (cm)	$\Delta$ (cm)	L/750 (cm)
2865	3,02	3,82	2865	1,34	3,82

Tabla 5.1 : Pórtico I

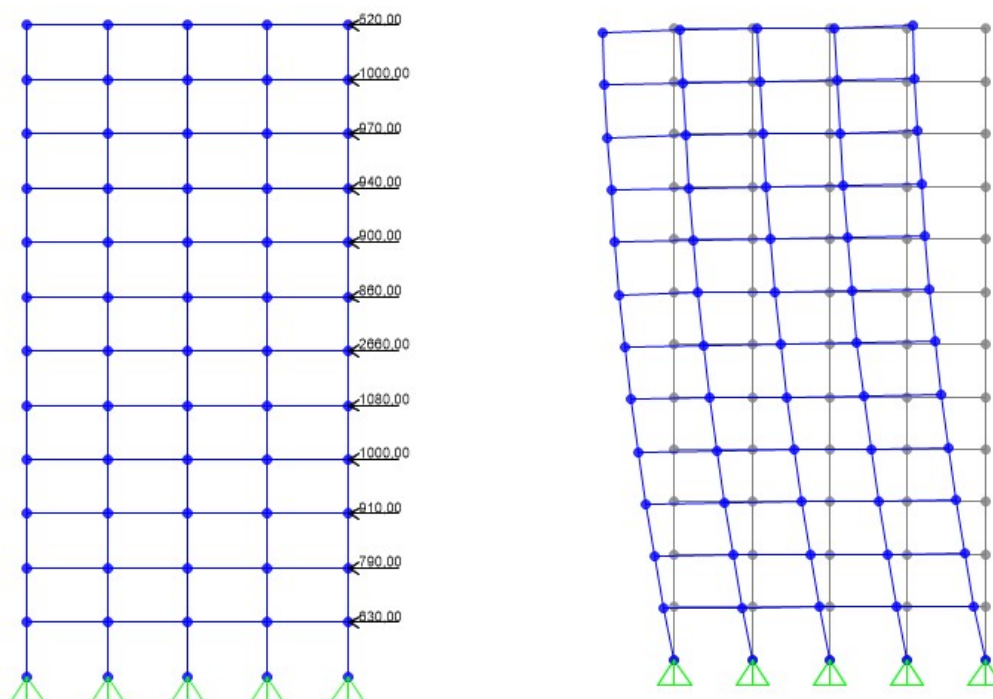


Imagen 5.2: Pórtico I: viento transversal. Cargas expresadas en kg y su estructura deformada

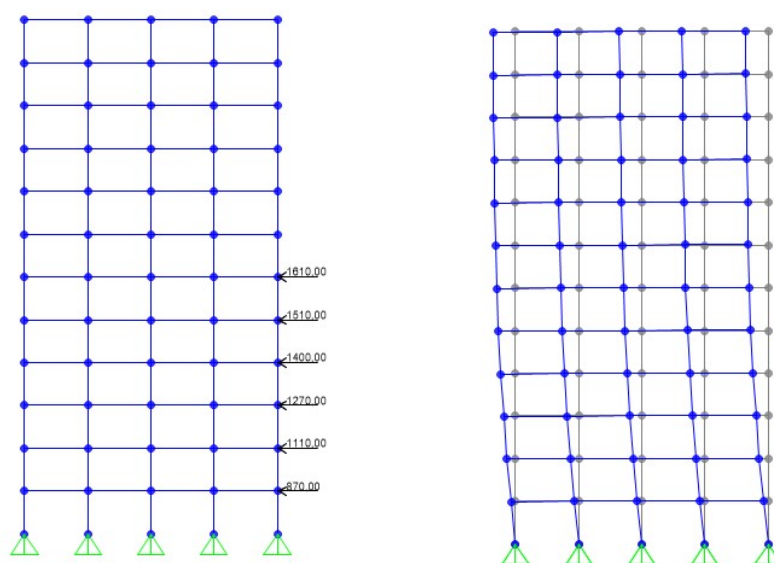


Imagen 5.3: Pórtico I: viento longitudinal. Cargas expresadas en kg y su estructura deformada

PÓRTICO II		
Viento longitudinal		
L (cm)	$\Delta$ (cm)	L/750 (cm)
2865	0,48	3,82

Tabla 5.2.: Pórtico 2

En este caso sólo se modela para las cargas horizontales de viento perpendiculares a la Av. Agraciada. Particularmente debido a la geometría de las plantas a partir del nivel 7, las fuerzas  $F_1$  y  $F_3$  no presentan excentricidad respecto al centro de corte de las pantallas que integran el núcleo central, sin generar momento torsor. En consecuencia, al considerar el viento transversal no se producen esfuerzos en los pórticos y a su vez resulta que las fuerzas  $F_2$  y  $F_4$  se anulan para dicho viento debido a que tienen igual módulo.

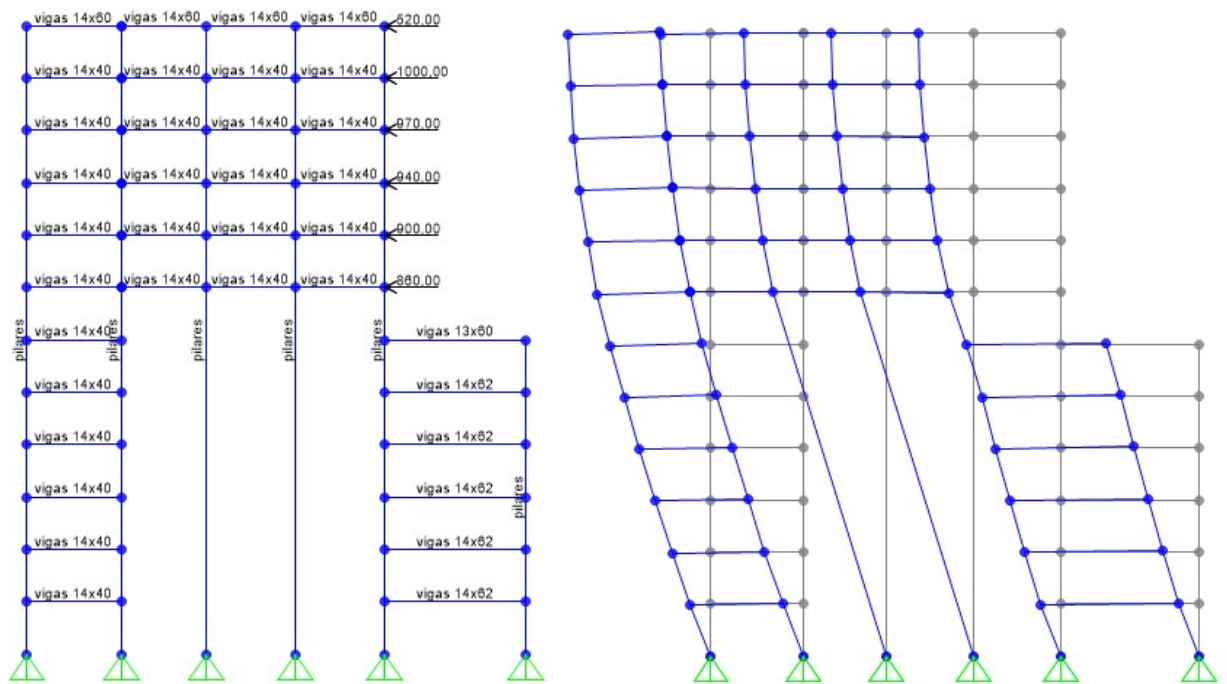


Imagen 5.4: Pórtico II: viento longitudinal. Cargas expresadas en kg y su estructura deformada

PÓRTICO III					
Viento longitudinal			Viento transversal		
L (cm)	$\Delta$ (cm)	L/750 (cm)	L (cm)	$\Delta$ (cm)	L/750 (cm)
1565	1,37	2,09	1565	0,86	2,09

Tabla 5.3.: Pórtico III

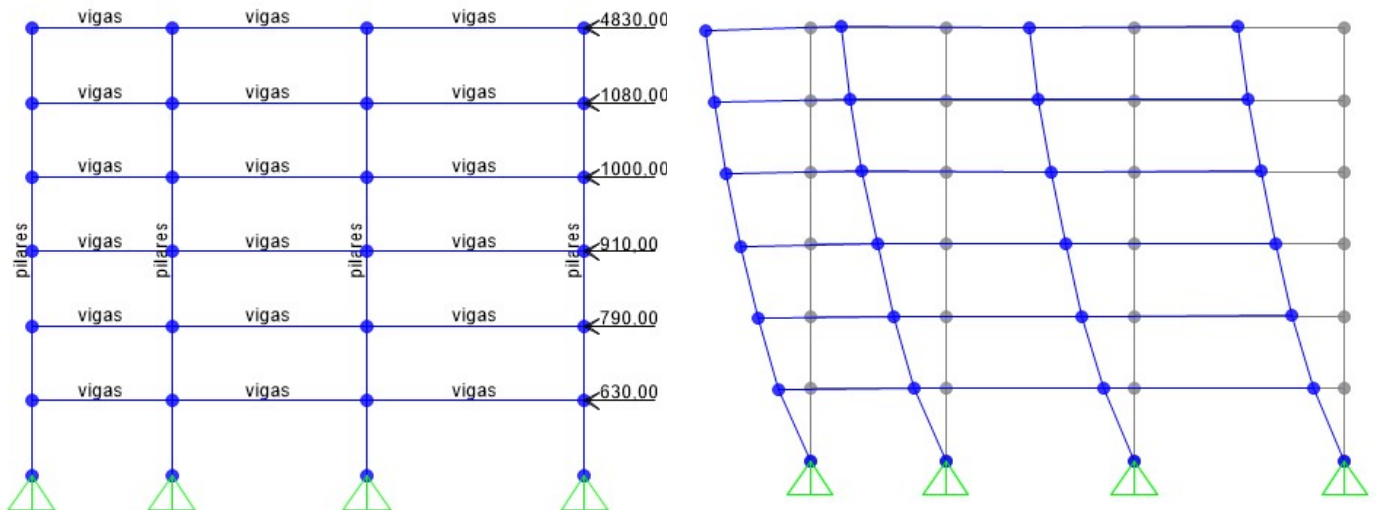


Imagen 5.5: Pórtico III: viento longitudinal. Cargas expresadas en kg y su estructura deformada

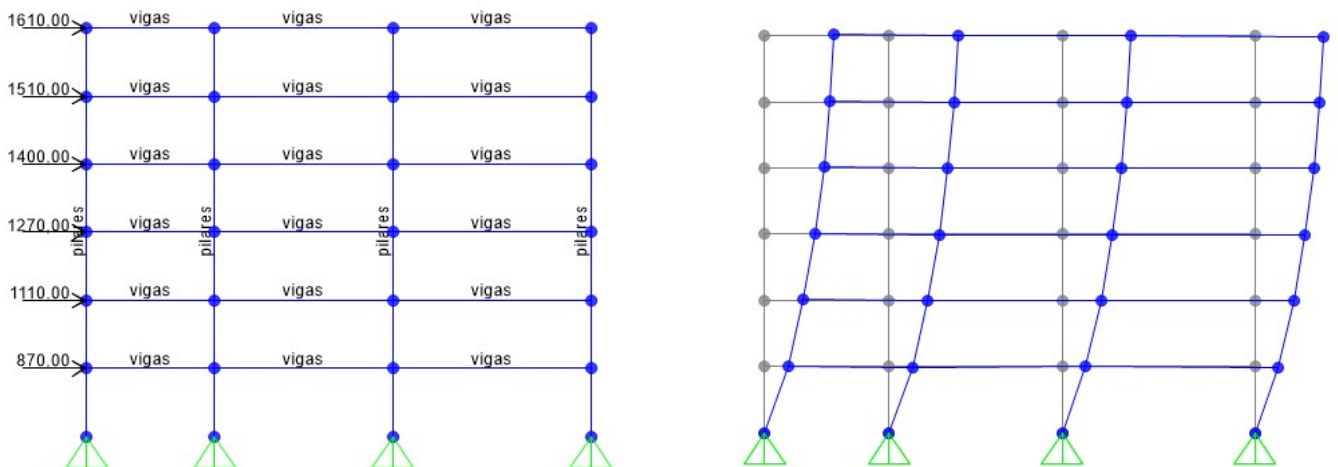


Imagen 5.6: Pórtico III: viento transversal. Cargas expresadas en kg y su estructura deformada

- Núcleo central ( ascensor y escalera):

NÚCLEO CENTRAL		
Viento transversal		
L (cm)	$\Delta$ (cm)	L/750 (cm)
3120	3,79	4,16

Las pantallas que conforman dicho núcleo, se han modelado como una ménsula se sección 0,13 m x 4,89m, cuyo largo total es de 31,2m.

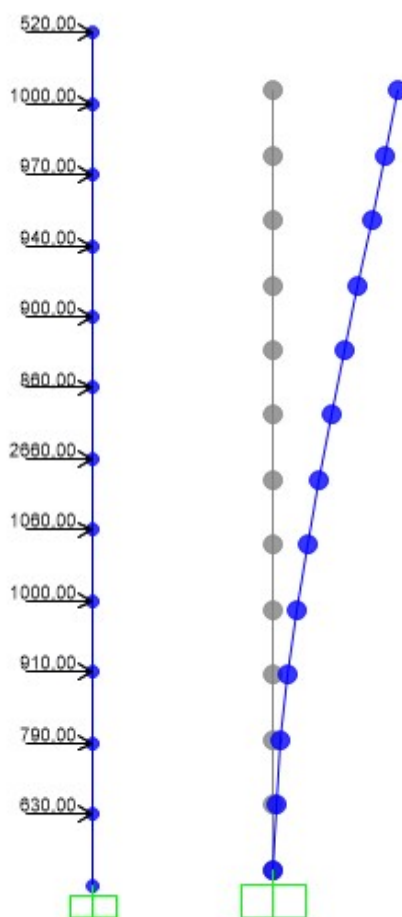


Imagen 5.7.: Núcleo Central: viento transversal. Cargas expresadas en kg y su estructura deformada

## 6. LOSAS

Para las losas se realizarán verificaciones de estado límite de servicio (ELS) y estados límite último (ELU) conforme a la norma EHE-08 y UNIT 1050:2005. Serán verificados entonces:

- ELS de deformación
- ELU de flexión
- ELU de punzonamiento

Para el diseño de las losas se consideró para las mismas un espesor de 15cm y para los balcones espesor de 12cm, respetando los recubrimientos mencionados.

### 6.1 ELS: ESTADO LÍMITE ÚLTIMO – Deformación

Cuando las deformaciones de la estructura puedan provocar la puesta fuera de servicio de la misma por razones funcionales, estéticas o de compatibilidad de deformaciones, será necesaria la comprobación del Estado Límite de Deformación.

Este estado se satisface si las deformaciones en la estructura, es decir flechas o giros, son menores que unos valores límites máximos. En general para edificaciones, se establece que la flecha total (flecha a plazo infinito, provocada por la totalidad de las cargas) debe ser menor que  $L/300$  para tramos continuos y  $L/150$  para tramos volados. Para la flecha activa (flecha respecto a un elemento dañable, producida a partir del instante que se construye dicho elemento) debe ser menor que  $L/400$ .

La flecha total está compuesta por dos términos. La flecha instantánea producida por todas las cargas y la flecha diferida debida a las cargas permanentes y cuasi permanente a partir de su actuación.

Para el cálculo de las flechas antes mencionadas es importante el procedimiento constructivo elegido, por lo que debemos estudiar la historia de cargas considerada. En este proyecto se consideran 3 estados de carga diferentes:

- El estado de peso propio  $g_0$ : entra en carga al momento de desapuntar la estructura, 2 semanas.
- El estado de carga de muros y pavimentos  $g_1$ : entra en carga desde su construcción, a los 3 meses.
- El estado de sobrecarga  $sc$ : entra en carga a los 6 meses.

En el caso de las flechas diferidas, producidas por cargas de larga duración resultantes de las deformaciones por fluencia y retracción, se pueden estimar multiplicando la flecha instantánea correspondiente por el factor  $\lambda$ .

$$\lambda = \frac{\varepsilon(t) - \varepsilon(j)}{1 + 50\rho}$$

Donde,  $\rho$  es la cuantía geométrica de la armadura en compresión, en este caso es considerada cero. Y  $\varepsilon$  es un coeficiente función de la duración de la carga.

De esta forma:  $f_{total} = f_{inst} + f_{dif} = f_{inst} + \lambda f_{inst}$

Como mencionamos, el factor  $\varepsilon$ , se halla en función de la duración de aplicación de la carga, y se rige por valores que se encuentran en la norma para determinadas edades.

Duración de la carga	$\xi$
5 años o más	2,0
1 años	1,4
6 meses	1,2
3 meses	1,0
1 mes	0,7
2 semanas	0,5

Con los tiempos de entrada en carga de cada estado ya explicitado, se calcula el coeficiente  $\varepsilon$  correspondiente:

- 0.5 para g0
- 1 para g1
- 1.2 para sc
- 2 en tiempo infinito.

Para el cálculo de flechas totales se considera que solo el 70% de la sobrecarga es cuasi permanente, por lo cual, solo este porcentaje genera deformaciones diferidas y el 30% restante solo induce flecha instantánea. Además dado que el hormigón de las losas se encontrará fisurado, se considera un 15% de pérdida de rigidez de la misma.

Con las consideraciones anteriores y obteniendo las flechas instantáneas causadas por cada carga del modelo computacional se halla la flecha total.

Para ver que la flecha total sea admisible, se halla la flecha total máxima en la losa, ubicamos el punto en el que se produce y trazamos una circunferencia de radio R de forma tal que se cumpla la relación que queremos de servicio, esto es:

$$f = \frac{L}{300} \rightarrow L = 2R \geq 300f$$

Siendo f, la flecha máxima. Si dentro del círculo no se encuentra ningún elemento rígido, entonces la flecha es admisible.

Flecha Activa:

Esta debe verificarse para evitar que se rompan los muros. Está constituida por las deformaciones generadas luego de construido el muro y de que se hayan producido las deformaciones instantáneas producto de su construcción.

Puede calcularse restando a la flecha total, la que se haya producido hasta el instante en que se construye el muro.

Esta verificación se hace para ver si los muros podrán soportar las deformaciones sin fisurarse. Por una cuestión de practicidad, se estudian los giros en cada nodo de la losa y verificamos si el giro es menor al admisible. Esto es:

Considerando que la deformación de la losa tiene un comportamiento parabólico y para una distancia L entre dos nodos cualesquiera de la losa, se cumple que:

$$\tan(\alpha) \approx \alpha = \frac{2f}{L/2} \leq \frac{4 \times 1}{400} = \frac{1}{100}$$

Por lo tanto si verificamos que en giro en ambas direcciones de cada nodo es menor a 1/100, verificamos que la flecha activa es menor a la admisible.

En la siguiente tabla, se pueden ver los valores obtenidos a partir de los cálculos antes mencionados y de los obtenidos por el modelo.

Nivel	Estados de carga	Cargas (kg/m <sup>2</sup> )	Cuasipermanente (kg/m <sup>2</sup> )	Cargas	Para flecha activa: $\lambda$ (pp+cm)	Para flecha total: $\lambda_{tot}$	Valores obtenidos de SAP2000 (mm)		$\lambda = f_{tot}/f$
I100-PB	sc	205	143,5	SC cuasipermanente (70%)	0	1,48	flecha inst	3,8	
	g0	614	614	Peso propio Hormigón	1,76	2,94	flecha tot	9,2	2,42
	g1	423	423	Muros y Pavimentos	1	2,35	flecha act	5,1	1,34
				SC variables (30%)	0	0,35			
I200-I500	sc	192	134,4	SC cuasipermanente (70%)	0	1,48	flecha inst	3,7	
	g0	618	618	Peso propio Hormigón	1,76	2,94	flecha tot	9,1	2,46
	g1	474	474	Muros y Pavimentos	1	2,35	flecha act	4,9	1,32
				SC variables (30%)	0	0,35			
I600	sc	228	159,6	SC cuasipermanente (70%)	0	1,48	flecha inst	3,1	
	g0	615	615	Peso propio Hormigón	1,76	2,94	flecha tot	7,3	2,35
	g1	422	422	Muros y Pavimentos	1	2,35	flecha act	4,2	1,35
				SC variables (30%)	0	0,35			
I700-I900	sc	198	138,6	SC cuasipermanente (70%)	0	1,48	flecha inst	2,7	
	g0	632	632	Peso propio Hormigón	1,76	2,94	flecha tot	8,3	3,07
	g1	480	480	Muros y Pavimentos	1	2,35	flecha act	4,7	1,74
				SC variables (30%)	0	0,35			
I1000	sc	203	142,1	SC cuasipermanente (70%)	0	1,48	flecha inst	2,9	
	g0	622	622	Peso propio Hormigón	1,76	2,94	flecha tot	6,8	2,34
	g1	466	466	Muros y Pavimentos	1	2,35	flecha act	3,7	1,28
				SC variables (30%)	0	0,35			
I1100	sc	242	169,4	SC cuasipermanente (70%)	0	1,48	flecha inst	4,1	
	g0	649	649	Peso propio Hormigón	1,76	2,94	flecha tot	9,5	2,32
	g1	456	456	Muros y Pavimentos	1	2,35	flecha act	5,8	1,41
				SC variables (30%)	0	0,35			
I1200	sc	172	120,4	SC cuasipermanente (70%)	0	1,48	flecha inst	2,5	
	g0	631	631	Peso propio Hormigón	1,76	2,94	flecha tot	6,3	2,52
	g1	157	157	Muros y Pavimentos	1	2,35	flecha act	3,5	1,40
				SC variables (30%)	0	0,35			

Tabla 6.1.: Flecha losas

Para obtener los valores de las flechas en SAP, cargamos las losas con los estados: cuasi permanente (para hallar la flecha instantánea), con las cargas multiplicadas por los coeficientes de lamda total (para hallar la flecha total) y por los coeficientes del estado de peso propio + carga muerta (para hallar la flecha activa). Una vez, halladas las flechas, calculamos los lamdas como la flecha total sobre la instantánea y sobre la activa. En resumen, hallamos:

$$\lambda_{activa} = 1.41$$

$$\lambda_{total} = 2.50$$

## 6.2 ELU: ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

De acuerdo con la Norma EHE-08 se debe verificar el Estado Límite Último por flexión y por punzonamiento de cada una de las plantas.

Para el diseño de las mismas se coloca una armadura base inferior mínima de  $\varnothing 10/20$  en ambas direcciones (X e Y) la cual cubre en su mayoría los momentos flectores positivos de todas las plantas. Cabe destacar que en aquellas zonas donde los momentos flectores máximos no son cubiertos con la armadura antes mencionada, se procede a colocar un refuerzo según lo requiera la planta.

Los momentos flectores negativos se cubren con zonas discretas de armadura superior, los mismos se calculan integrando el diagrama de momento flector en ambas direcciones en un ancho delimitado por cada zona en la planta.

Debido a los efectos de Poisson, se coloca una armadura en dirección perpendicular a la ya diseñada, de al menos un 20% de la misma.

En dirección X, para calcular la capacidad última de la sección se considera un brazo mecánico  $d=12,5\text{cm}$ , el cual resiste un momento flector último  $M_u=2048\text{ kgm}$ .

En dirección Y, se considera un brazo mecánico  $d=11,5\text{cm}$ , el cual resiste un momento flector último  $M_u=1878\text{ kgm}$ .

Para el diseño de las losas se utiliza el modelado computacional a través de SAP2000, empleando el modelo de elementos planos.

En las zonas donde se tienen huecos se calcula una armadura de refuerzo de acuerdo a lo indicado en la norma UNIT 1050:2005, considerando un área de acero a disponer igual a la mitad del área de armadura traccionada en la dirección opuesta.

A continuación se detallan las solicitaciones obtenidas en cada una de las plantas.

### Índice 100

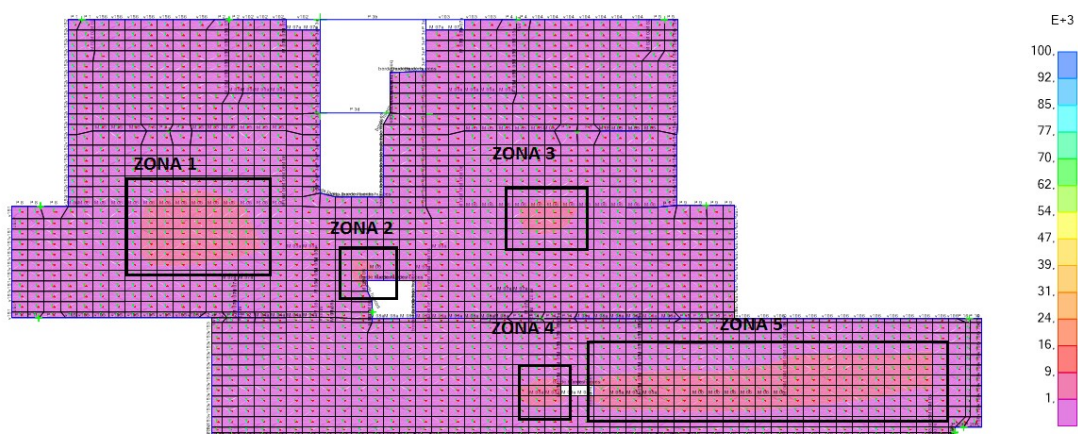


Imagen 6.1.: I100: Momento positivo, refuerzo armadura según dirección X. Unidades (kgm)

ZONA	Md (kgm/m)	Mrefuerzo (kgm/m)	As (cm <sup>2</sup> /m)	Armadura
1	1352	1352	0,84	Ø10/20
2	1826	1826	2,45	Ø10/15
3	2922	2922	6,18	Ø12/10
4	1612	1612	1,73	Ø10/20

Tabla 6.1. : Refuerzo en losas Índice 100 según x

Imagen 6.2.: I100: Momento positivo, refuerzo armadura según dirección Y.



ZONA	Md (kgm/m)	Mrefuerzo (kgm/m)	As (cm <sup>2</sup> /m)	Armadura
1	1385	306	0,56	Ø10/20
2	3672	4194	7,72	Ø10/10
3	1719	874	1,61	Ø10/20
4	2637	2434	4,48	Ø10/10
5	1233	279	0,09	Ø10/20

Tabla 6.2. : Refuerzo en losas Índice 100 según x

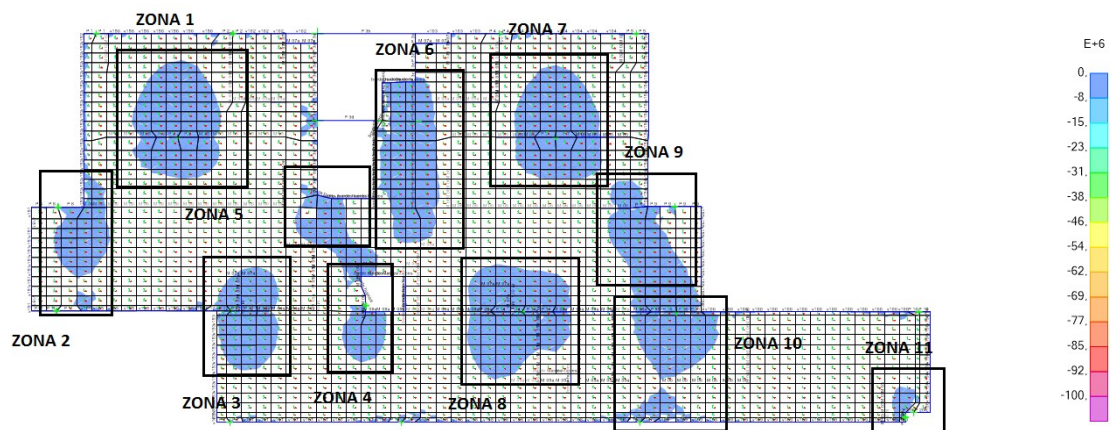


Imagen 6.3. I100: Momento negativo, armadura según dirección X. Unidades (kgm)

ZONA	Md (kgm/m)	As (cm <sup>2</sup> /m)	Armadura
1	2536	4,67	Ø10/20
2	3880	7,14	Ø12/15
3	3415	6,29	Ø12/20
4	3997	8,20	Ø12/15
5	3368	6,02	Ø12/20
6	3099	5,71	Ø12/20
7	2532	4,66	Ø10/20
8	3704	7,72	Ø12/15
9	1584	2,92	Ø10/20
10	1252	2,70	Ø10/20
11	2484	4,49	Ø10/20

Tabla 6.3.: Refuerzo en losas Índice 100 según x

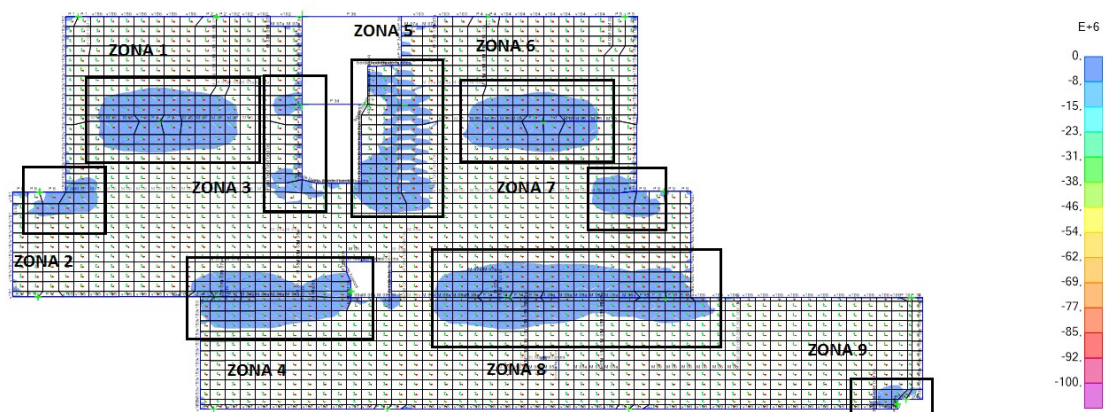


Imagen 6.4. I100: Momento negativo, armadura según dirección Y. Unidades (kgm)

ZONA	Md (kgm/m)	As (cm <sup>2</sup> /m)	Armadura
1	2530	4,66	Ø10/20
2	4604	8,48	Ø12/15
3	4009	7,38	Ø12/15
4	5564	10,25	Ø16/20
5	3652	6,72	Ø12/20
6	2224	4,09	Ø10/20
7	2368	4,36	Ø10/20
8	3003	5,53	Ø10/15
9	2975	5,48	Ø10/15

Tabla 6.4.: Refuerzo en losas Índice 100 según y

## Índice 200 al 500

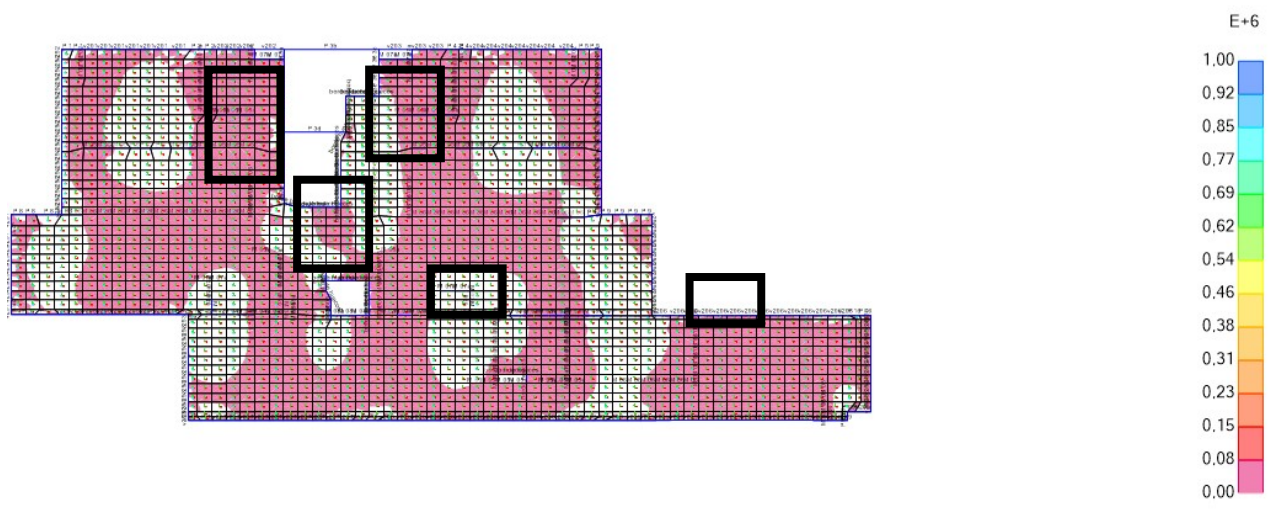


Imagen 6.5. I200: Momento positivo, refuerzo armadura según dirección X. Unidades (kgm)

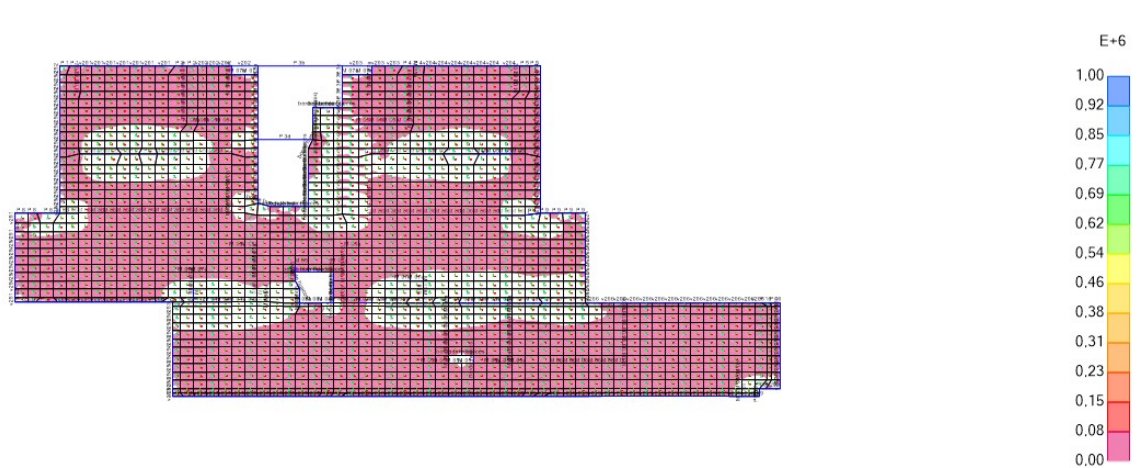


Imagen 6.6. I200: Momento positivo, refuerzo armadura según dirección y. Unidades (kgm)

La armadura mínima positiva a colocar es  $\phi 10/20$  en ambas direcciones. Esta resiste un momento máximo de 2045 kgm según x y 1874 kgm según y. Colocando esta malla, solo se necesita reforzar las zonas indicadas en los recuadros negros.

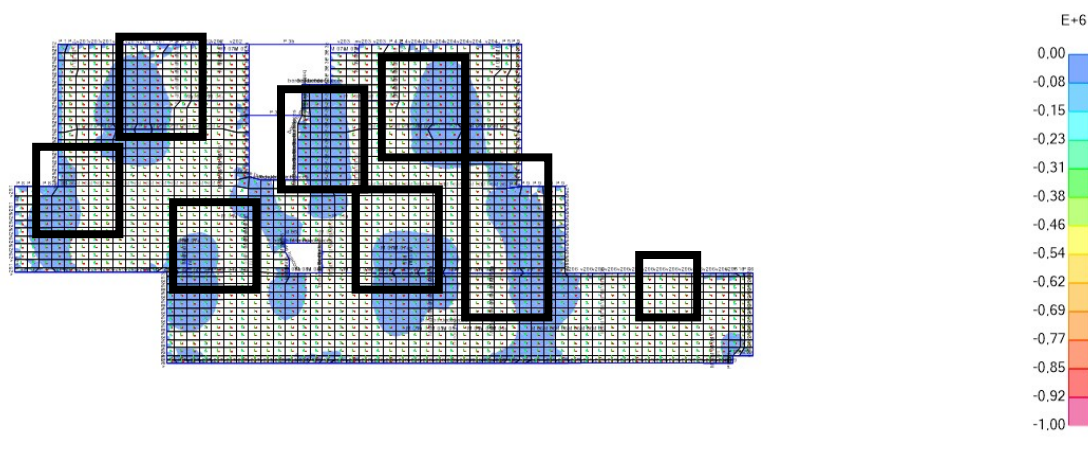


Imagen 6.7. I200: Momento negativo, refuerzo armadura según dirección x. Unidades (kgm)

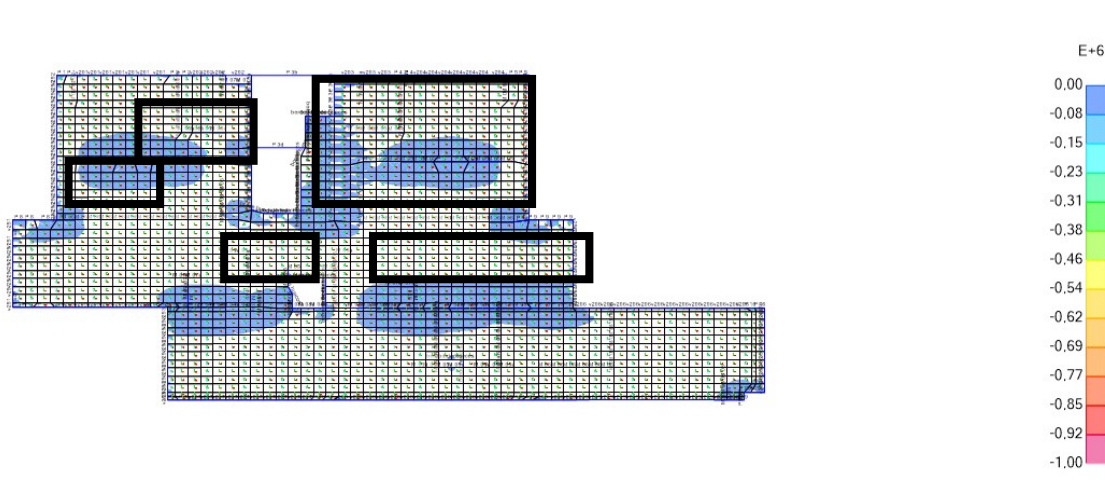


Imagen 6.8. I200: Momento negativo, refuerzo armadura según dirección y. Unidades (kgm)

Para el momento negativo se procede de manera diferente armando las zonas de momento negativo indicadas con color en las imágenes.

Zona	Mdiseño (kgm)	As (cm <sup>2</sup> /m)	φ (mm)	separación en faja (cm)
1	2536,4	4,67	10,00	0,20
2	1252,9	2,70	8,00	0,20
3	3880,25	7,14	12,00	0,17
4	3415,3	6,29	12,00	0,20
5	3104,2	5,72	12,00	0,20
5'	4997,15	9,20	12,00	0,13
6	3099,95	5,71	12,00	0,20
7	2532	4,66	10,00	0,20
8	1584,4	2,92	8,00	0,20
9	3962,7	7,30	12,00	0,17
10	2284,8	4,21	10,00	0,20

Tabla 6.5.: Refuerzo en losas Índice 200

## INDICE 600

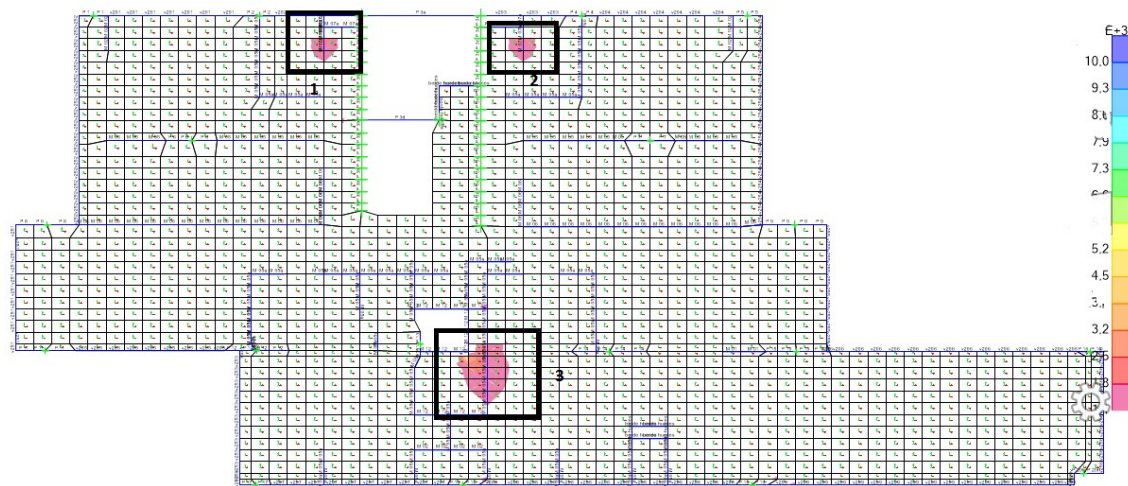


Imagen 6.9. Momento positivo que arma en dirección x el I600, unidades en [kgm]:

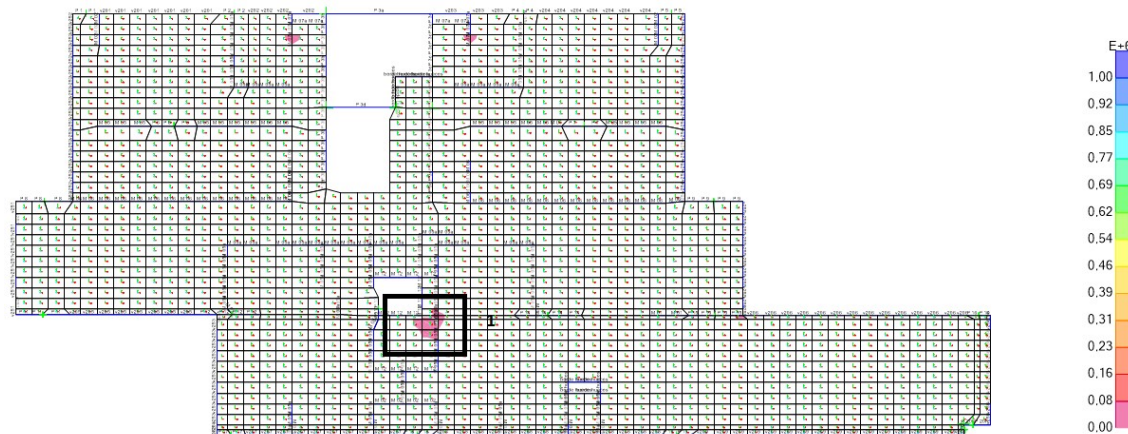


Imagen 6.10. Momento positivo que arma en dirección y el I600, unidades en [kgm]:

La armadura mínima positiva a colocar es  $\phi 10/20$  en ambas direcciones. Esta resiste un momento máximo de 2045 kgm según x y 1874 kgm según y. Colocando esta malla, solo se necesita reforzar la zona del hueco central. El refuerzo considerado alrededor del mismo es de 2  $\phi 10$  en cada borde y anclados en la losa.

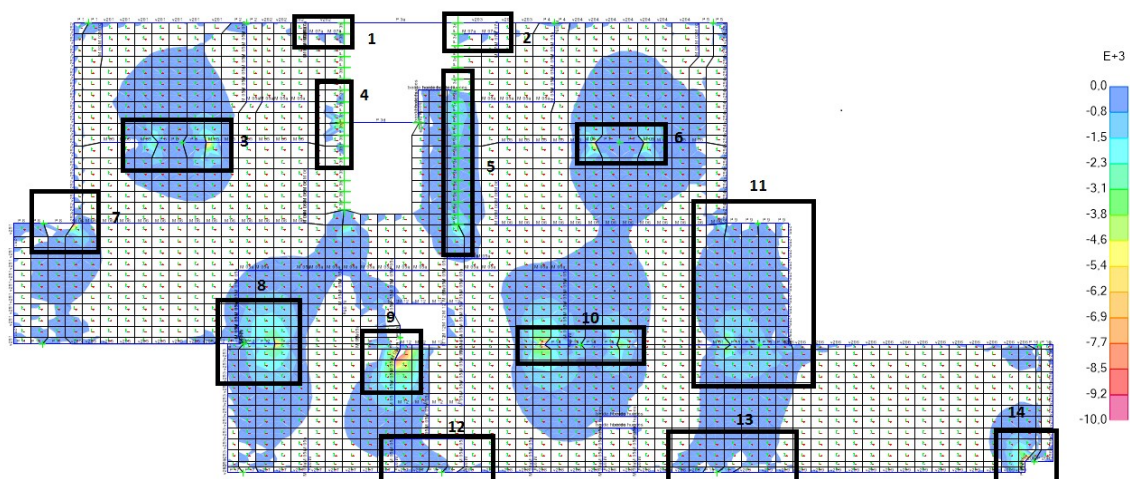


Imagen 6.11. Momento negativo que arma en dirección x el I600, unidades en [kgm]:

Armado por zona de armadura negativa según x:

Zona	Mdiseño (kgm)	As nec (cm <sup>2</sup> /m)	Diámetro (mm)	Separación (cm)	As real (cm <sup>2</sup> /m)
1	2000	3,68	10	20	3,93
2	2000	3,68	10	20	3,93
3	2805	5,16	10	15	5,24
4	4031,55	7,42	12	15	7,54
5	1870	3,44	12	20	5,65
6	2762,5	5,09	10	15	5,24
7	4080	7,51	12	15	7,54
8	2532	4,66	10	15	5,24
9	5298,05	9,76	16	20	10,05
10	5695	10,49	16	20	12,06
11	1955	3,60	10	20	3,93
12	697	2,70	8	15	3,35
13	1190	2,70	8	20	3,35
14	2125	3,91	10	20	3,93

Tabla 6.6. : Armadura negativa según x

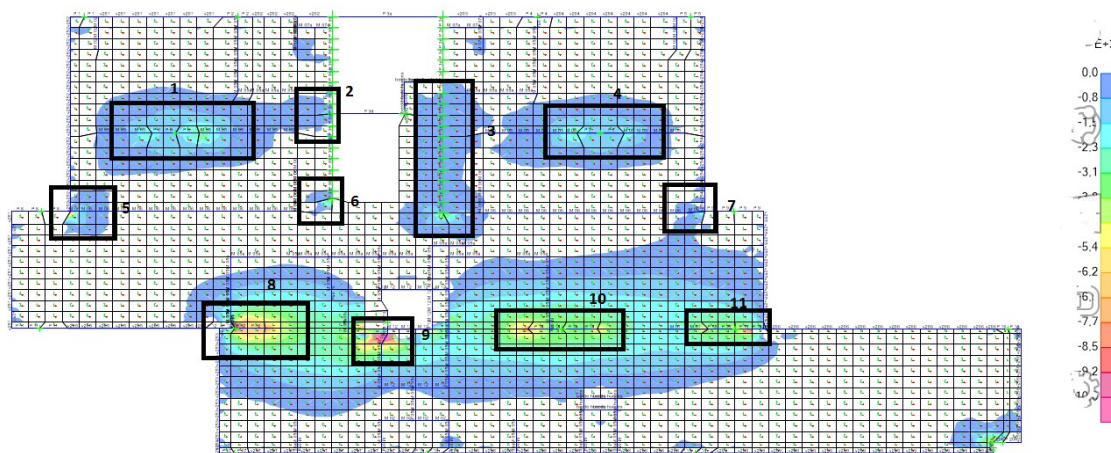


Imagen 6.12. Momento negativo que arma en dirección y el I600, unidades en [kgm]:

Armado por zona de armadura negativa según y:

Zona	Mdiseño (kgm)	As (cm <sup>2</sup> /m)	Diametro	Separación	As real (cm <sup>2</sup> /m)
1	2125	3,91	10,00	20,00	3,93
2	1275	2,70	12,00	20,00	5,65
3	2975	5,48	12,00	20,00	5,65
4	2162,4	3,98	10,00	15,00	5,24
5	5513,1	10,15	16,00	15,00	13,40
6	2626,5	4,84	12,00	20,00	5,65
7	5600	10,31	16,00	15,00	13,40
8	5169,7	9,52	16,00	20,00	10,05
9	5282,75	9,73	16,00	20,00	10,05
10	5355	9,86	16,00	20,00	10,05
11	2720	5,01	10,00	15,00	5,24

Tabla 6.7. : Armadura negativa según y

## 1700 al 900

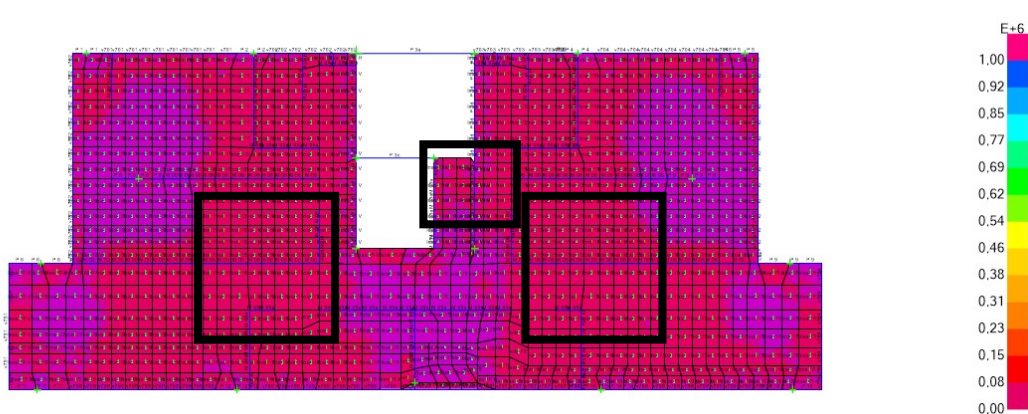


Imagen 6.13. 1700 al 900: Momento positivo, refuerzo armadura según dirección X. Unidades (kgm)

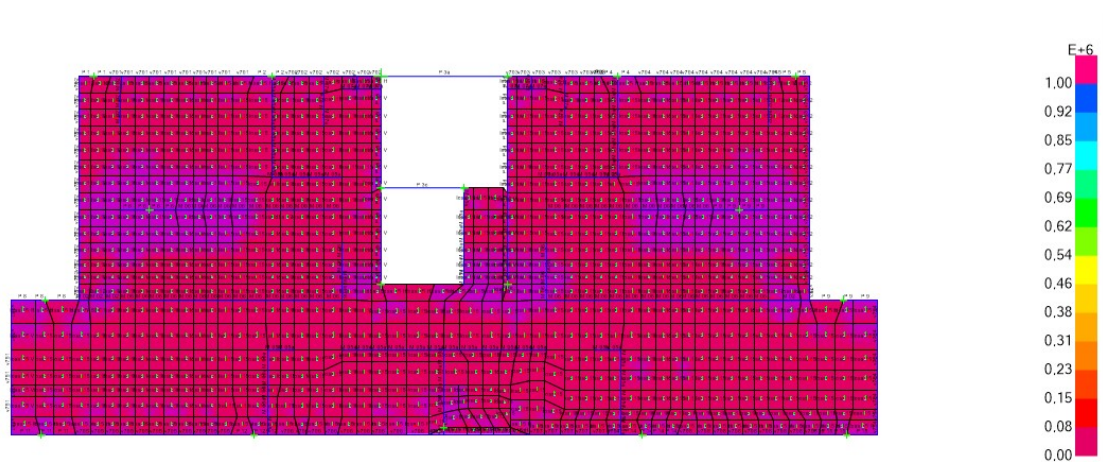


Imagen 6.14. 1700 al 900: Momento positivo, refuerzo armadura según dirección y. Unidades (kgm)

La armadura mínima positiva a colocar es  $\phi 10/20$  en ambas direcciones. Esta resiste un momento máximo de 2045 kgm según x y 1874 kgm según y. Colocando esta malla, solo se necesita reforzar las zonas indicadas en los recuadros negros.

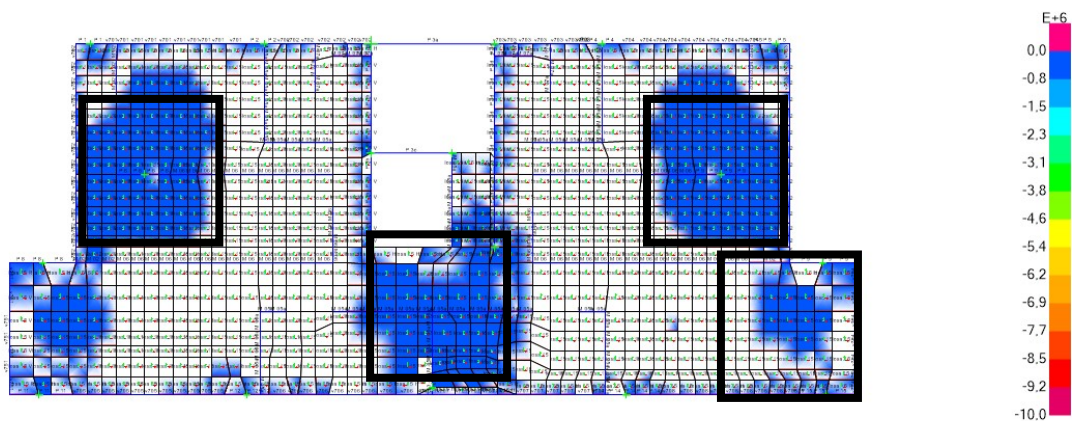


Imagen 6.15. 1700 al 900: Momento negativo, refuerzo armadura según dirección X. Unidades (kgm)

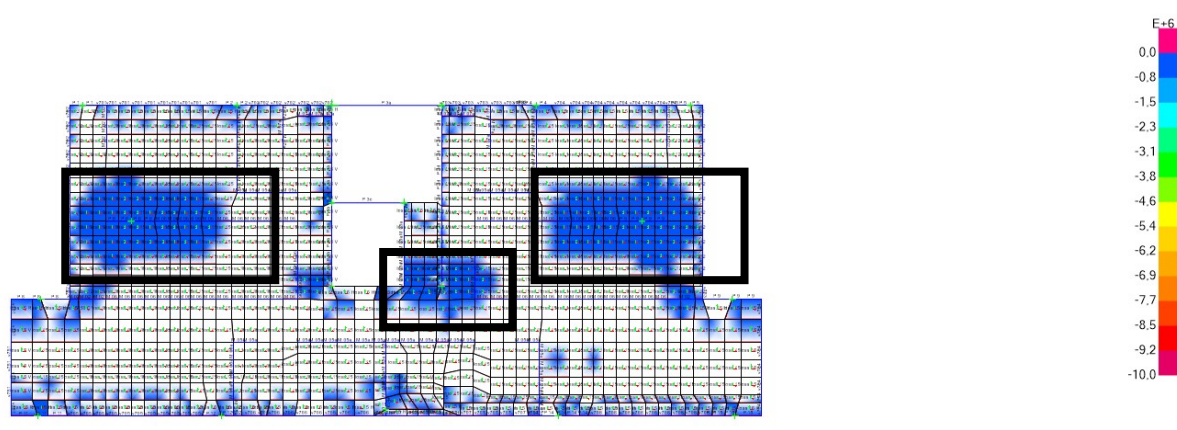


Imagen 6.16. I700 al 900: Momento negativo, refuerzo armadura según dirección y. Unidades (kgm)

Zona	Mdiseño (kgm)	As (cm <sup>2</sup> /m)	φ (mm)	separación en faja (cm)
1	1632	3,00	8,00	0,20
2	952	2,70	8,00	0,20
3	2720	5,01	10,00	0,17
4	1088	2,70	8,00	0,20

Tabla 6.8. : Armadura superior

I1000



Imagen 6.17. I1000: Momento positivo, refuerzo armadura según dirección X. Unidades (kgm)

ZONA	Md (kgm/m)	Mrefuerzo (kgm/m)	As (cm <sup>2</sup> /m)	Armadura
1	3167	3506	7,02	Ø12/16
2	4898	6449	12,92	Ø16/16
3	1384	484	0,95	Ø8/20
4	2717	2741	5,49	Ø10/16

Tabla 6.9. I1000: Momento positivo, armadura según dirección X.



Imagen 6.18. I1000: Momento positivo, refuerzo armadura según dirección Y. Unidades (kgm)

ZONA	Md (kgm/m)	Mrefuerzo (kgm/m)	As (cm <sup>2</sup> /m)	Armadura
1	3396	3725	6,86	Ø12/15
2	7182	10161	18,73	Ø20/20
3 izq	2515	2227	4,10	Ø10/20
3 der	2770	2661	4,90	Ø10/15

Tabla 6.10. I1000: Momento positivo, armadura según dirección Y.

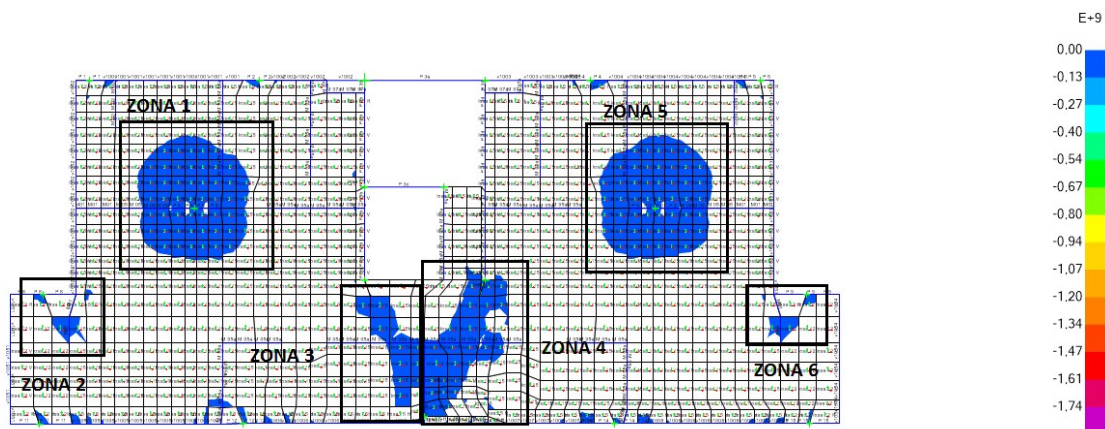


Imagen 6.19. I1000: Momento negativo, armadura según dirección X. Unidades (kgm)

ZONA	Md (kgm/m)	As (cm <sup>2</sup> /m)	Armadura
1	7259	11,37	Ø12/15
2	2753	4,31	Ø10/15
3	4365	6,83	Ø12/15
4	3628	5,68	Ø10/15
5	6152	9,63	Ø12/15
6	3028	4,74	Ø10/15

Tabla 6.11. I1000: Momento negativo, armadura según dirección X.

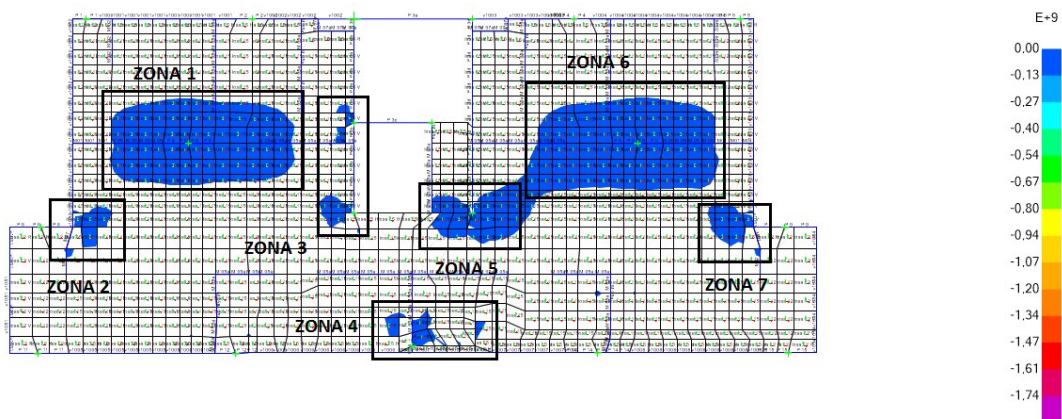


Imagen 6.20 I1000: Momento negativo, armadura según dirección Y. Unidades (kgm)

ZONA	Md (kgm/m)	As (cm <sup>2</sup> /m)	Armadura
1	6119	9,58	Ø12/15
2	2753	4,31	Ø12/20
3	3365	5,27	Ø10/20
4	3928	6,15	Ø12/15
5	6052	9,47	Ø12/20
6	3028	4,74	Ø12/15
7	2853	4,46	Ø12/20

Tabla 6.12. I1000: Momento negativo, armadura según dirección Y.

## INDICE 1100

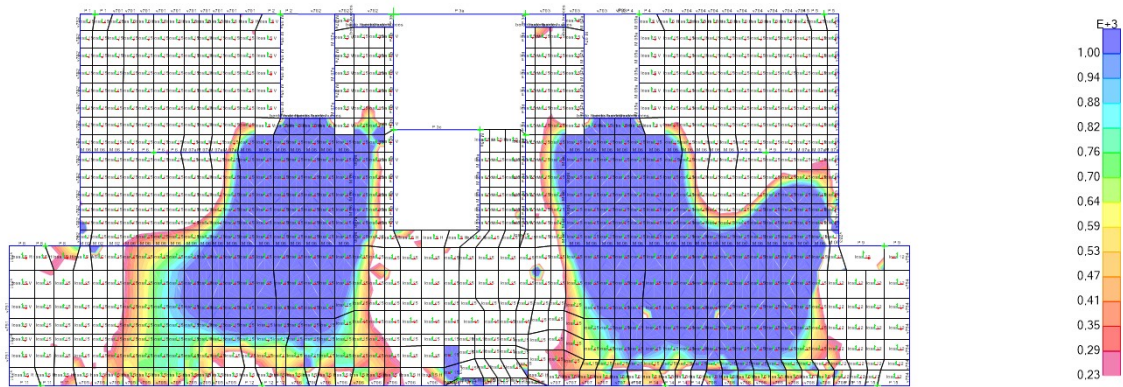


Imagen 6.21. Momento positivo que arma en dirección x el I1100, unidades en [kgm]

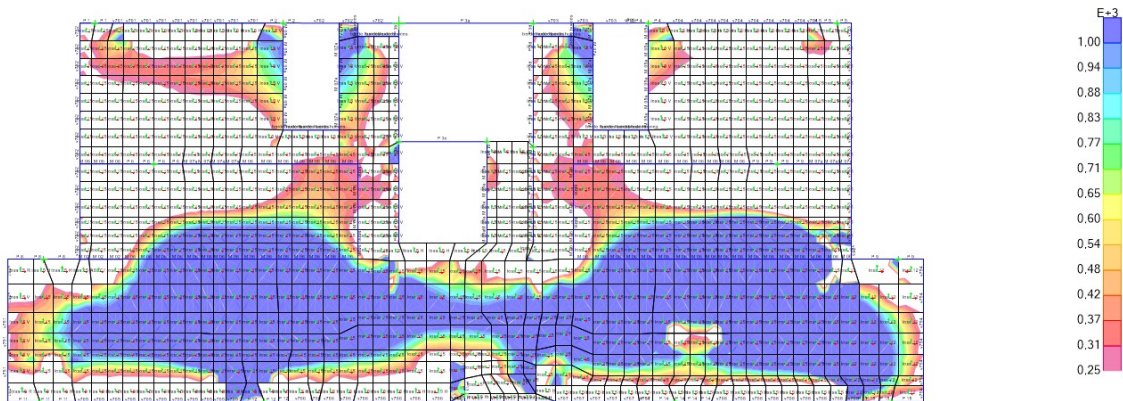


Imagen 6.22. Momento positivo que arma en dirección y el I1100, unidades en [kgm]

La armadura mínima positiva a colocar es  $\phi 10/20$  en ambas direcciones. Esta resiste un momento máximo de 2045 kgm según x y 1874 kgm según y. Colocando esta malla, solo se necesita reforzar según y las dos zonas de la imagen. El refuerzo considerado será de  $\phi 10/20$  según planos.

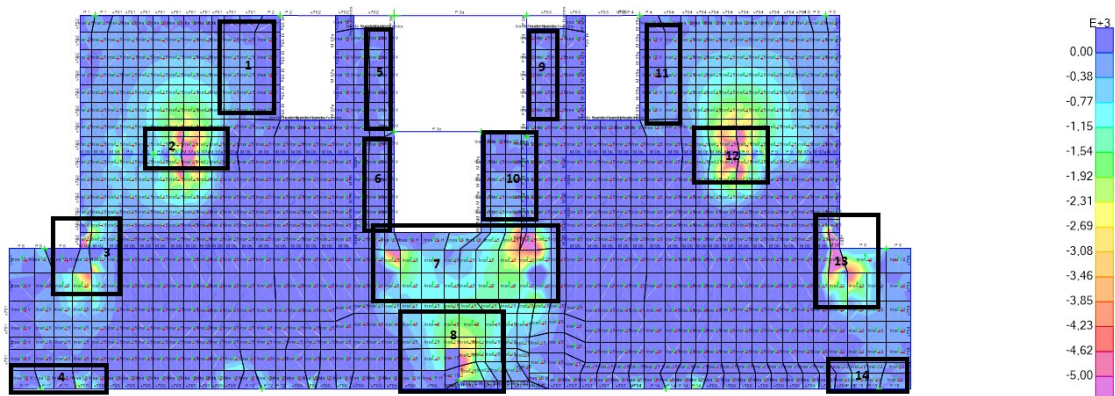


Imagen 6.23. Momento negativo que arma en dirección x el I1100, unidades en [kgm]

Armado por zona de armadura negativa según x:

Zona	Mdiseño (kgm)	As, nec (cm <sup>2</sup> /m)	Diametro	Separación	As, real (cm <sup>2</sup> /m)
1	170	2,70	8,00	15,00	3,35
2	2720	5,01	12,00	15,00	7,54
3	5397,5	9,94	16,00	15,00	13,40
4	255	2,70	8,00	15,00	3,35
5	510	2,70	10,00	15,00	5,24
6	1997,5	3,68	12,00	15,00	7,54
7	2975	5,48	12,00	15,00	7,54
8	2422,5	4,46	12,00	15,00	7,54
9	510	2,70	10,00	15,00	5,24
10	1997,5	3,68	12,00	15,00	7,54
11	170	2,70	8,00	20,00	3,35
12	2975	5,48	12,00	15,00	7,54
13	5355	9,86	16,00	15,00	13,40
14	255	2,70	8,00	15,00	3,35

Tabla 6.13. I1100: Momento negativo, armadura según dirección x.

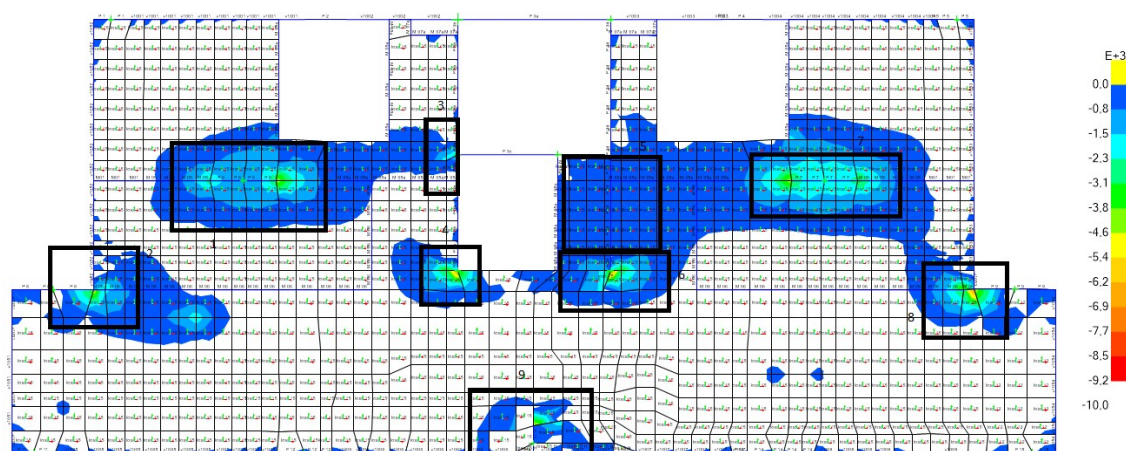


Imagen 6.24. Momento negativo que arma en dirección y el I1100, unidades en [kgm]

Armado por zona de armadura negativa según y:

Zona	Mdiseño (kgm)	As, nec (cm <sup>2</sup> /cm)	As (cm <sup>2</sup> /m)	Diámetro	Separación	As, real (cm <sup>2</sup> /cm)
1	3683,33333	0,07	6,78	12,00	15,00	7,54
2	4462,5	0,08	8,22	16,00	15,00	13,40
3	1870	0,03	3,44	12,00	15,00	7,54
4	2295	0,04	4,22	12,00	15,00	7,54
5	1530	0,03	2,82	12,00	15,00	7,54
6	2200	0,04	4,05	10,00	15,00	5,24
7	3825	0,07	7,04	12,00	15,00	7,54
8	4887,5	0,09	9,00	16,00	15,00	13,40

Tabla 6.14. I1100: Momento negativo, armadura según dirección x.

## INDICE 1200

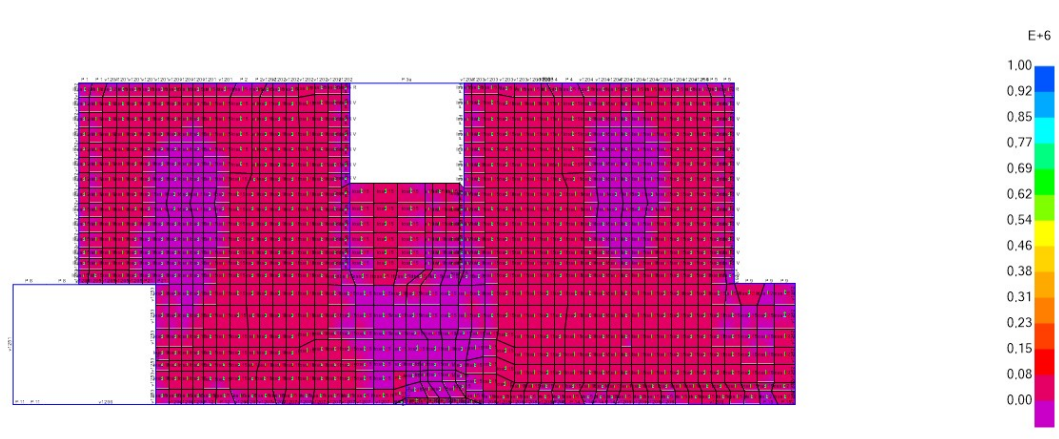


Imagen 6.25. I1200: Momento positivo, refuerzo armadura según dirección X. Unidades (kgm)

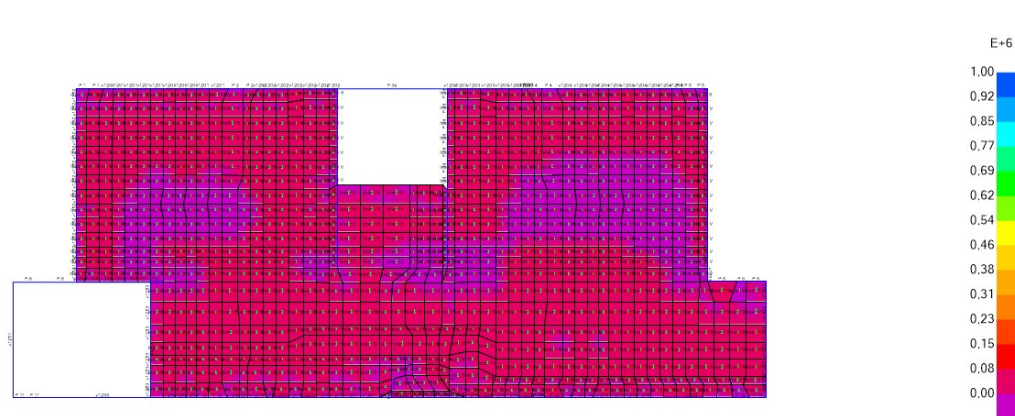


Imagen 6.26. I1200: Momento positivo, refuerzo armadura según dirección y. Unidades (kgm)

La armadura mínima positiva a colocar es  $\phi 10/20$  en ambas direcciones. Esta resiste un momento máximo de 2045 kgm según x y 1874 kgm según y. Colocando esta malla, solo se necesita reforzar la zona de huecos.

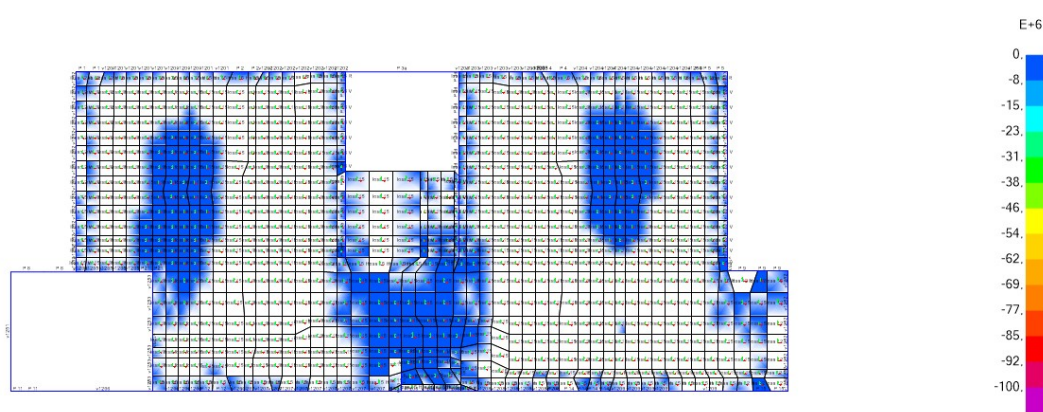


Imagen 6.27. I1200: Momento negativo, refuerzo armadura según dirección X. Unidades (kgm)

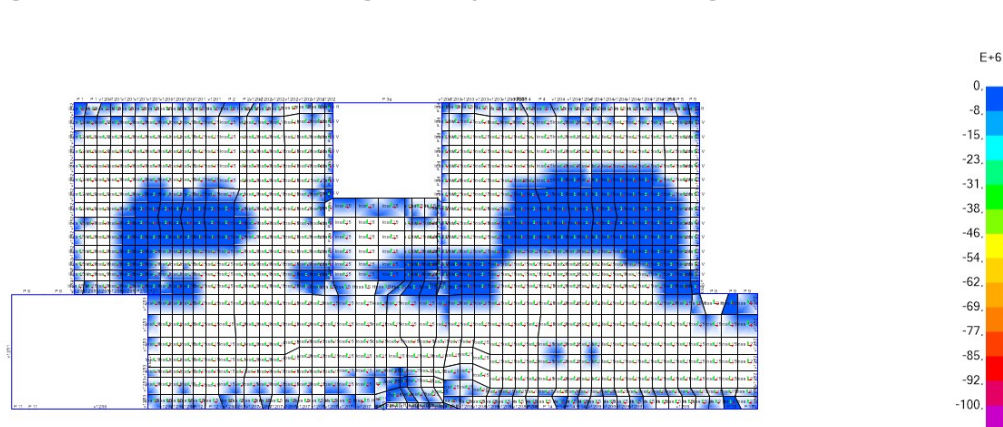


Imagen 6.28. I1200: Momento negativo, refuerzo armadura según dirección y. Unidades (kgm)

Zona	Mdiseño (kgm)	As (cm <sup>2</sup> /m)	φ (mm)	separación en faja (cm)
1	1632	3,00	8,00	0,20
2	952	2,70	8,00	0,20
3	2720	5,01	10,00	0,17
4	1088	2,70	8,00	0,20

Tabla 6.15. I1200: Refuerzo armadura.

### Estado Límite último de punzonamiento

El estado límite último de punzonamiento es un estado que se alcanza por agotamiento de la pieza bajo tracciones debidas a tensiones tangenciales, motivadas por una carga o reacción localizadas en una superficie pequeña de un elemento bidireccional de hormigón armado. La rotura se produce teóricamente a través de la superficie lateral de un tronco de pirámide si la carga concentrada se ajusta a un área aproximadamente circular. El dimensionamiento y la comprobación se realizan de acuerdo con Norma EHE.

La superficie o área crítica se define a una distancia igual a  $2d$  desde el perímetro del área cargada o del soporte, siendo  $d$  el canto útil de la losa, calculado como la semisuma de los cantos útiles correspondientes a las armaduras en dos direcciones ortogonales. Para las losas consideradas de 15cm de espesor,  $d=12$ cm. El

área crítica se calcula como el producto entre el perímetro crítico  $u_1$  por el canto útil  $d$ . La determinación del perímetro crítico difiere según el soporte sea interior, de borde o esquina.

Inicialmente se verifica si la losa resiste los esfuerzos sin necesidad de colocar armadura de punzonamiento. Para esto se debe verificar que:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

Siendo  $\tau_{sd}$ : la tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico; y  $\tau_{rd}$ : la tensión máxima resistente del perímetro crítico. Ambas tensiones se calculan siguiendo las indicaciones de la norma.

En caso de ser necesaria la colocación de armadura transversal, se deben realizar tres comprobaciones en diferentes zonas:

1. En la zona con armadura transversal de punzonamiento: en esta zona se dispondrán estribos verticales los cuales se calcularán de forma que satisfagan la siguiente ecuación:

$$\tau_{sd} \leq 0,75\tau_{rd} + 1,5 \frac{A_{sw} \cdot f_{ya,d} \cdot \text{sena} \alpha}{s \cdot u_1}; \text{ con } \tau_{sd} \text{ y } \tau_{rd} \text{ las calculadas inicialmente y } A_{sw} \text{ el área total de armadura de punzonamiento en un perímetro concéntrico al soporte}$$

2. En la zona exterior a la armadura de punzonamiento: es necesario comprobar que no se requiere dicha armadura.
3. En la zona adyacente al soporte: debe comprobarse que el esfuerzo máximo de punzonamiento cumple la siguiente limitación:  $\frac{F_{sd,ef}}{d \cdot u_0} \leq 0,5 \cdot f_{1cd}$ ; con  $F_{sd,ef}$  el esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo;  $u_0$  el perímetro de comprobación, el cual depende si el soporte es de esquina, borde o interior;  $f_{1cd}$  la resistencia a compresión del hormigón.

A continuación se describen los resultados principales de este análisis:

### Índice 100

PILAR	Descarga de diseño (kg)	Geometría del pilar					Verificación de punzonado			
		x (cm)	y (cm)	Tipo pilar	Perim. U1 (cm)	Area cr. (cm <sup>2</sup> )	$\beta$	$\tau_{sd}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau_{rd}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Verificación
1	6.481,00	75	13	borde	298,06	3537,95	1,40	2,56	7,26	Verifica
2	4.818,00	75	13	borde	298,06	3537,95	1,40	1,91	7,26	Verifica
3a	25.526,00	13	450	nucleo	1010,77	11997,75	1,50	3,19	7,26	Verifica
3b	15.100,00	280	13	nucleo	391,33	4645,07	1,50	4,88	7,26	Verifica
3c	37.910,00	13	500	nucleo	1110,77	13184,75	1,50	4,31	7,26	Verifica
3d	2.555,00	177	13	nucleo	464,77	5516,78	1,50	0,69	7,26	Verifica
4	2.939,00	75	13	borde	298,06	3537,95	1,40	1,16	7,26	Verifica
5	6.599,00	75	13	borde	339,45	4029,27	1,40	2,29	7,26	Verifica
6	15.112,00	120	13	interior	341,46	4053,13	1,15	4,29	7,26	Verifica
7	13.557,00	120	13	interior	341,46	4053,13	1,15	3,85	7,26	Verifica
8	11.566,00	162	13	borde	398,36	4728,52	1,40	3,42	7,26	Verifica
9	10.631,00	162	13	borde	398,36	4728,52	1,40	3,15	7,26	Verifica
10	7.714,00	150	14	borde	376,36	4467,38	1,40	2,42	7,26	Verifica
11	5.743,00	150	14	interior	403,46	4789,07	1,15	1,38	7,26	Verifica
12	15.406,00	20	62	interior	239,46	2842,40	1,15	6,23	7,26	Verifica
13	9.937,00	175	14	interior	453,46	5382,56	1,15	2,12	7,26	Verifica
14	18.252,00	150	17	interior	409,46	4860,29	1,15	4,32	7,26	Verifica
15	17.666,00	70	14	borde	216,36	2568,19	1,40	9,63	7,26	Verifica
16	8.331,00	75	13	borde	224,36	2663,15	1,40	4,38	7,26	Verifica
17	5.340,00	75	13	borde	224,36	2663,15	1,40	2,81	7,26	Verifica
18	10.230,00	75	13	borde	224,36	2663,15	1,40	5,38	7,26	Verifica
19	16.677,00	100	11	borde	270,36	3209,17	1,40	7,28	7,26	Verifica
20h	1543	100	11	borde	270,36	3209,17	1,40	0,67	7,26	Verifica
20v	7609	40	40	borde	208,36	2473,23	1,40	4,31	7,26	Verifica

Tabla 6.16. I100: Verificación Punzonado.

## Índice 200 al 500

PILAR	Descarga de diseño (kg)	Geometría del pilar					Verificación de punzonado			Verificación
		a (cm)	b (cm)	Tipo pilar	Perim. U1 (cm)	Area cr.(cm2)	$\beta$	tsd (kg/cm2)	trd	
1	10.369,00	75	13	esquina	260,77	3095,32	1,50	5,02	14,14213562	verifica
2	7.710,00	75	13	borde	298,06	3537,95	1,40	3,05	14,14213562	verifica
3a	25.526,00	13	450	interior	1075,16	12762,08	1,15	2,30	14,14213562	verifica
3b	15.100,00	280	13	borde	708,06	8404,62	1,40	2,52	14,14213562	verifica
3c	37.910,00	13	500	interior	1175,16	13949,07	1,15	3,13	14,14213562	verifica
3d	2.555,00	177	13	borde	502,06	5959,42	1,40	0,60	14,14213562	verifica
4	4.700,00	75	13	borde	298,06	3537,95	1,40	1,86	14,14213562	verifica
5	10.558,00	75	13	esquina	260,77	3095,32	1,50	5,12	14,14213562	verifica
6	24.179,00	120	13	interior	415,16	4927,93	1,15	5,64	14,14213562	verifica
7	15.537,00	120	13	interior	415,16	4927,93	1,15	3,63	14,14213562	verifica
8	11.566,00	162	13	BORDE	472,06	5603,32	1,40	2,89	14,14213562	verifica
9	10.631,00	164	13	BORDE	476,06	5650,80	1,40	2,63	14,14213562	verifica
11	5.743,00	148	14	borde	446,06	5294,70	1,40	1,52	14,14213562	verifica
12	15.406,00	150	14	BORDE	450,06	5342,18	1,40	4,04	14,14213562	verifica
13	11.020,00	20	62	BORDE	286,06	3395,51	1,40	4,54	14,14213562	verifica
14	18.043,00	175	14	interior	527,16	6257,36	1,15	3,32	14,14213562	verifica
15	17.665,00	148	17	borde	452,06	5365,92	1,40	4,61	14,14213562	verifica
16	8.831,00	70	14	borde	290,06	3442,99	1,40	3,59	14,14213562	verifica
17	5.319,00	75	13	borde	298,06	3537,95	1,40	2,10	14,14213562	verifica
18	9.886,00	75	13	borde	298,06	3537,95	1,40	3,91	14,14213562	verifica
19	16.690,00	75	13	borde	298,06	3537,95	1,40	6,60	14,14213562	verifica
20	7.609,00	100	11	borde	344,06	4083,97	1,40	2,61	14,14213562	verifica

Tabla 6.17. I200 al 500: Verificación Punzonado.

## Índice 600

		Geometria del pilar					Verificacion de punzonado			
PILAR	Descarga de diseño (kg)	x (cm)	y (cm)	Tipo pilar	Perim. U1 (cm)	Area cr.(cm2)	$\beta$	tsd (kg/cm2)	trd (kg/cm2)	Verificación
1	4.940,00	75	13	BORDE	297,73	3524,45	1,40	1,96	7,26	Verifica
2	5.565,00	75	13	borde	297,73	3524,45	1,40	2,21	7,26	Verifica
3a	25.526,00	13	450	n	1010,54	11962,52	1,50	3,20	7,26	Verifica
3b	15.100,00	280	13	n	391,33	4632,49	1,50	4,89	7,26	Verifica
3c	37.910,00	13	500	n	1110,54	13146,30	1,50	4,33	7,26	Verifica
3d	2.555,00	177	13	n	464,54	5499,11	1,50	0,70	7,26	Verifica
4	5.453,00	75	13	borde	297,73	3524,45	1,40	2,17	7,26	Verifica
5	5.079,00	75	13	borde	297,73	3524,45	1,40	2,02	7,26	Verifica
6	15.592,00	120	13	interior	414,76	4909,80	1,15	3,65	7,26	Verifica
7	15.113,00	120	13	interior	414,76	4909,80	1,15	3,54	7,26	Verifica
8	8.727,00	162	13	BORDE	471,73	5584,22	1,40	2,19	7,26	Verifica
9	9.198,00	164	13	borde	475,73	5631,57	1,40	2,29	7,26	Verifica
11	5.771,00	148	14	borde	445,73	5276,44	1,40	1,53	7,26	Verifica
12	10.779,00	150	14	borde	449,73	5323,79	1,40	2,83	7,26	Verifica
13	7.997,00	20	62	borde	285,73	3382,40	1,40	3,31	7,26	Verifica
14	8.341,00	175	14	BORDE	499,73	5915,68	1,40	1,97	7,26	Verifica
15	5.559,00	148	17	BORDE	451,73	5347,46	1,40	1,46	7,26	Verifica

Tabla 6.18. I600: Verificación Punzonado.

## Índice 700 al 900

		Geometria del pilar					Verificación de punzonado			
PILAR	Descarga de diseño (kg)	x (cm)	y(cm)	Tipo pilar	Perim. U1 (cm)	Area cr.(cm2)	$\beta$	Tsd (kg/cm2)	Trd (kg/cm2)	Verificación
1	4.940,00	75	13	borde	300,68	3645,71	1,40	1,90	7,26	Verifica
2	5.565,00	75	13	borde	300,68	3645,71	1,40	2,14	7,26	Verifica
3a	25.526,00	13	450	borde	1050,68	12739,32	1,40	2,81	7,26	Verifica
3b	15.100,00	280	13	borde	710,68	8616,89	1,40	2,45	7,26	Verifica
3c	37.910,00	13	500	borde	1150,68	13951,80	1,40	3,80	7,26	Verifica
3d	2.555,00	177	13	borde	504,68	6119,17	1,40	0,58	7,26	Verifica
4	5.453,00	75	13	borde	300,68	3645,71	1,40	2,09	7,26	Verifica
5	5.097,00	75	13	borde	300,68	3645,71	1,40	1,96	7,26	Verifica
6	15.592,00	120	13	interior	418,36	5072,60	1,15	3,53	7,26	Verifica
7	15.113,00	120	13	interior	418,36	5072,60	1,15	3,43	7,26	Verifica
8	8.726,00	162	13	borde	474,68	5755,43	1,40	2,12	7,26	Verifica
9	9.198,00	164	13	borde	478,68	5803,93	1,40	2,22	7,26	Verifica
11	5.771,00	148	14	borde	448,68	5440,18	1,40	1,49	7,26	Verifica
12	10.779,00	150	14	borde	452,68	5488,68	1,40	2,75	7,26	Verifica
13	7.997,00	20	62	borde	288,68	3500,21	1,40	3,20	7,26	Verifica
14	8.341,00	175	14	borde	502,68	6094,92	1,40	1,92	7,26	Verifica
15	5.559,00	148	17	borde	454,68	5512,93	1,40	1,41	7,26	Verifica

Tabla 6.19. I700 al 900: Verificación Punzonado.

## Índice 1000

		Geometría del pilar					Verificación de punzonado			
PILAR	CARGA DISEÑO (Kg)	x (cm)	y(cm)	Tipo pilar	Perim. U1 (cm)	Area cr.(cm2)	β	Tsd (kg/cm2)	trd (kg/cm2)	Verificación
6	23.378,31	120	18	interior	425,70	5071,40	1,15	5,30	7,26	Verifica
7	32.329,23	150	18	interior	485,70	5786,18	1,15	6,43	7,26	Verifica
9a	12.739,82	219	14	borde	588,50	7010,84	1,40	2,54	7,26	Verifica
9b	2.482,03	14	290	borde	391,33	4661,93	1,40	0,75	7,26	Verifica
9c	6.006,94	219	14	borde	588,50	7010,84	1,40	1,20	7,26	Verifica
10a	5.646,72	13	218	borde	584,50	6963,19	1,40	1,14	7,26	Verifica
10b	8.860,02	217	13	borde	582,50	6939,36	1,40	1,79	7,26	Verifica
10c	6.463,97	13	218	borde	339,45	4043,89	1,40	2,24	7,26	Verifica
12	19.571,08	80	18	interior	272,00	3240,38	1,15	6,95	7,52	Verifica
13	25.727,52	150	18	interior	485,70	5786,18	1,15	5,11	7,26	Verifica

Tabla 6.20. I1000: Verificación Punzonado.

## Índice 1100

		Geometria del pilar					Verificacion de punzonado			
PILAR	Descarga de diseño (kg)	x (cm)	y (cm)	Typo pilar	Perim. U1 (cm)	Area cr.(cm2)	β	tsd (kg/cm2)	trd (kg/cm2)	Verificación
1	11.499,00	75	13	esquina	260,64	3088,95	1,50	5,58	7,26	Verifica
2	0,00	75	13	borde	297,87	3530,20	1,40	0,00	7,26	Verifica
3a	25.526,00	13	450	interior	1074,93	12739,49	1,15	2,30	7,26	Verifica
3b	15.100,00	280	13	borde	707,87	8389,30	1,40	2,52	7,26	Verifica
3c	37.910,00	13	500	interior	1174,93	13924,64	1,15	3,13	7,26	Verifica
3d	2.555,00	177	13	borde	501,87	5947,90	1,40	0,60	7,26	Verifica
4	0,00	75	13	borde	297,87	3530,20	1,40	0,00	7,26	Verifica
5	9.596,00	75	13	esquina	260,64	3088,95	1,50	4,66	7,26	Verifica
6	19.461,00	120	13	interior	414,93	4917,53	1,15	4,55	7,26	Verifica
7	20.393,00	120	13	interior	414,93	4917,53	1,15	4,77	7,26	Verifica
8	15.120,00	162	13	BORDE	471,87	5592,36	1,40	3,79	7,26	Verifica
9	18.633,00	164	13	BORDE	475,87	5639,76	1,40	4,63	7,26	Verifica
11	9.825,00	148	14	borde	445,87	5284,22	1,40	2,60	7,26	Verifica
12	15.323,00	150	14	BORDE	449,87	5331,63	1,40	4,02	7,26	Verifica
13	12.890,00	20	62	BORDE	285,87	3387,99	1,40	5,33	7,26	Verifica
14	17.084,00	175	14	interior	526,93	6244,89	1,15	3,15	7,26	Verifica
15	9.204,00	148	17	borde	451,87	5355,33	1,40	2,41	7,26	Verifica

Tabla 6.21. I1100: Verificación Punzonado.

## Índice 1200

		Geometria del pilar					Verificacion de punzonado			
PILAR	CARGA DISEÑO (Kg)	x (cm)	y(cm)	Tipo pilar	Perim. U1 (cm)	Area cr.(cm2)	$\beta$	Tsd (kg/cm2)	trd (kg/cm2)	Verificador
6	23.378,31	120	18	interior	428,36	5193,85	1,15	5,18	7,26	Verifica
7	32.329,23	150	18	interior	488,36	5921,33	1,15	6,28	7,26	Verifica
9a	12.739,82	219	14	borde	590,68	7161,91	1,40	2,49	7,26	Verifica
9b	2.482,03	14	290	borde	391,33	4744,82	1,40	0,73	7,26	Verifica
9c	6.006,94	219	14	borde	590,68	7161,91	1,40	1,17	7,26	Verifica
10a	5.646,72	13	218	borde	586,68	7113,41	1,40	1,11	7,26	Verifica
10b	8.860,02	217	13	borde	584,68	7089,16	1,40	1,75	7,26	Verifica
10c	6.463,97	13	218	borde	339,45	4115,79	1,40	2,20	7,26	Verifica
12	19.571,08	80	18	interior	274,67	3330,27	1,15	6,76	7,45	Verifica
13	25.727,52	150	18	interior	488,36	5921,33	1,15	5,00	7,26	Verifica

Tabla 6.22. I1200: Verificación Punzonado.

## 7. VIGAS

### 7.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Para el análisis de los estados límites (ELU y ELS) se establecen los siguientes parámetros:

- h: altura de la sección
- b: ancho de la sección
- L: luz de la viga
- $a_1$ : ancho del apoyo izquierdo
- $a_2$ : ancho del apoyo derecho
- $L_c$ : luz de cálculo de la viga, siendo  $L_c = \min \{L + (a_1 + a_2)/2; L + h\}$
- $r_{geom}$ : recubrimiento geométrico.  $r_{geom} = 2,5\text{cm}$
- $r_{mec}$ : recubrimiento mecánico.  $r_{mec} = r_{geom} + \phi_{estribo} + \phi_{long}$
- d: altura útil de la sección.  $d = h - r_{mec}$
- $\phi_{long}$ : Armadura longitudinal. Se colocará un mínimo de  $\phi_{long} = 8\text{mm}$ .
- Estribos cerrados,  $\phi_{estribo} = 6\text{mm}$ , máxima separación de 25cm
- Armadura de piel en todas las vigas:  $2\phi 6$
- Separación mínima entre armadura longitudinal superior e inferior es de 3cm y 2cm respectivamente.

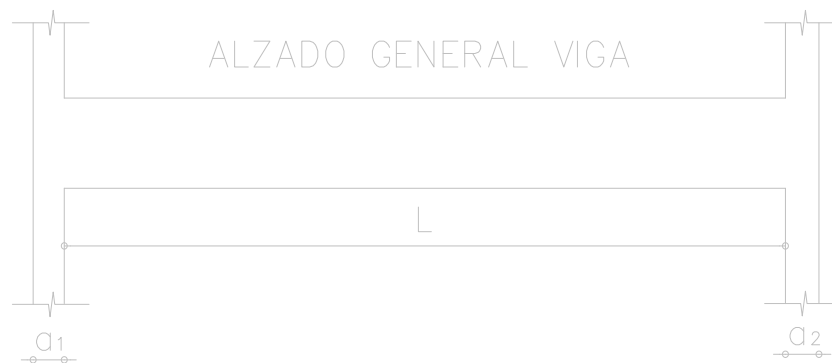


Imagen 7.1.: Alzado General viga

## 7.2 ELU: Estado Límite Último

Según lo indica la EHE-08 se procede a verificar el estado límite último por flexión y por corte. Se considera la superposición de los resultados obtenidos debido a la combinación entre los modelos de los tres pórticos que brindan estabilidad a la estructura (acción del viento) en la dirección longitudinal y el modelo de elementos planos de la losa, para luego obtener la envolvente de momentos flectores y de cortantes.

Para el diseño de las vigas, tanto para cargas permanentes como sobrecarga de uso y las cargas generadas por la acción del viento, se plastifican los momentos negativos en un 15% y 50% respectivamente.

A continuación se detallan los resultados obtenidos para cada viga de la estructura.

### INDICE I100

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M_{\text{máx}}^+$ (kgm)	5302,22	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,25
101	13	60	3,77	$M_{\text{izq}}^-$ (kgm)	5183,94	$As_{\text{izq}}^{\text{sup}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,20
				$M_{\text{der}}^-$ (kgm)	4964,27	$As_{\text{der}}^{\text{sup}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,11
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	5728,73	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	5256,35	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M_{\text{máx}}^+$ (kgm)	4593,98	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,94
102	13	60	2,41	$M_{\text{izq}}^-$ (kgm)	5260,65	$As_{\text{izq}}^{\text{sup}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,24
				$M_{\text{der}}^-$ (kgm)	4578,93	$As_{\text{der}}^{\text{sup}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,94
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	5276,96	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	42372,69	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M_{\text{máx}}^+$ (kgm)	4654,72	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,97
103	13	60	2,39	$M_{\text{izq}}^-$ (kgm)	5294,68	$As_{\text{izq}}^{\text{sup}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,24
				$M_{\text{der}}^-$ (kgm)	5393,27	$As_{\text{der}}^{\text{sup}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,25
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	5167,43	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	4518,92	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M_{\text{máx}}^+$ (kgm)	4768,17	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,02
104	13	60	3,78	$M_{\text{izq}}^-$ (kgm)	5425,34	$As_{\text{izq}}^{\text{sup}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,25
				$M_{\text{der}}^-$ (kgm)	5205,40	$As_{\text{der}}^{\text{sup}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,21
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	5515,51	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	5775,83	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M_{\text{máx}}^+$ (kgm)	3481,23	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,44
105	13	62	6,80	$M_{\text{izq}}^-$ (kgm)	3308,89	$As_{\text{izq}}^{\text{sup}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,40
				$M_{\text{der}}^-$ (kgm)	3546,81	$As_{\text{der}}^{\text{sup}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,46
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	4919,75	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	4494,92	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M_{\text{máx}}^+$ (kgm)	2353,62	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,55
106	14	40	3,81	$M_{\text{izq}}^-$ (kgm)	2709,31	$As_{\text{izq}}^{\text{sup}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,80
				$M_{\text{der}}^-$ (kgm)	3189,20	$As_{\text{der}}^{\text{sup}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,14
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	4881,26	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	5214,21	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M_{\text{máx}}^+$ (kgm)	3798,89	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,57
107	14	62	6,45	$M_{\text{izq}}^-$ (kgm)	5719,32	$As_{\text{izq}}^{\text{sup}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,34
				$M_{\text{der}}^-$ (kgm)	5552,83	$As_{\text{der}}^{\text{sup}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,37
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	7493,62	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	7127,65	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M_{\text{máx}}^+$ (kgm)	5280,35	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,25
108	13	60	4,74	$M_{\text{izq}}^-$ (kgm)	7436,11	$As_{\text{izq}}^{\text{sup}}$ (cm <sup>2</sup> )	3,22
				$M_{\text{der}}^-$ (kgm)	8197,17	$As_{\text{der}}^{\text{sup}}$ (cm <sup>2</sup> )	3,27
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	8414,52	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	7638,63	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M_{\text{máx}}^+$ (kgm)	5262,34	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,24
109	13	60	6,65	$M_{\text{izq}}^-$ (kgm)	8197,17	$As_{\text{izq}}^{\text{sup}}$ (cm <sup>2</sup> )	3,57
				$M_{\text{der}}^-$ (kgm)	9141,63	$As_{\text{der}}^{\text{sup}}$ (cm <sup>2</sup> )	4,02
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	7987,15	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	8873,67	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M_{\text{máx}}^+$ (kgm)	7956,71	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	3,46
110	13	60	7,54	$M_{\text{izq}}^-$ (kgm)	9141,63	$As_{\text{izq}}^{\text{sup}}$ (cm <sup>2</sup> )	4,02
				$M_{\text{der}}^-$ (kgm)	5980,53	$As_{\text{der}}^{\text{sup}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,56
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	7289,64	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	8852,98	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	3578,03	$A_s^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,45
151	12	62	2,96	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	576,77	$A_s^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	461,53	$A_s^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	963,76	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	423,97	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	3760,01	$A_s^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,53
152	12	62	3,28	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	861,25	$A_s^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	735,87	$A_s^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	1649,35	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	2184,72	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	3381,06	$A_s^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,51
153	15	62	3,29	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	443,49	$A_s^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,31
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	555,88	$A_s^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,31
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	2275,43	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	428,64	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	3744,91	$A_s^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,52
154	12	62	3,28	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	1660,77	$A_s^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	709,50	$A_s^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	1632,76	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	2167,83	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	3861,88	$A_s^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,57
155	12	62	3,30	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	1037,55	$A_s^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	462,16	$A_s^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	1483,62	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	2183,71	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	3846,21	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,56
156	13	62	3,07	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	887,64	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,14
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	701,76	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,14
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	1035,63	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	943,96	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	3705,66	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,50
157	13	62	3,28	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	723,73	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,14
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	935,82	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,14
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	632,28	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	1743,59	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	2631,84	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,46
158	13	62	3,03	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	935,26	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,14
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	1024,92	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,14
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	2072,61	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	1327,83	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

Tabla 7.2.1: vigas nivel 100

**INDICE I200-500**

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	4400,35	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,86
201-501	13	60	3,17	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	4321,86	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,82
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	4420,51	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,87
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	4636,66	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	4192,51	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	4388,41	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,96
202-502	13	60	2,41	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	4420,58	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,87
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	3521,53	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,48
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	4112,42	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	1795,92	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	5166,74	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	2,19
203-503	13	60	2,39	$M^-_{izq}$ (kgm)	5293,38	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	2,25
				$M^-_{der}$ (kgm)	4171,83	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	1,76
				$V_{izq}$ (kg)	6310,07	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	1493,20	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	4602,31	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	1,95
204-504	13	60	3,78	$M^-_{izq}$ (kgm)	4171,83	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	1,76
				$M^-_{der}$ (kgm)	4420,76	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	1,87
				$V_{izq}$ (kg)	4450,47	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	4683,11	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	2233,82	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	1,47
205-505	14	40	3,81	$M^-_{izq}$ (kgm)	2765,78	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	1,84
				$M^-_{der}$ (kgm)	3410,93	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	2,3
				$V_{izq}$ (kg)	5391,57	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	5721,69	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	5445,63	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	2,23
206-506	14	62	6,45	$M^-_{izq}$ (kgm)	6062,84	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	2,49
				$M^-_{der}$ (kgm)	8350,1	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	3,48
				$V_{izq}$ (kg)	6294,67	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	6384,59	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	4769,68	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	2,02
207-507	13	60	4,74	$M^-_{izq}$ (kgm)	5855,91	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	2,50
				$M^-_{der}$ (kgm)	5917,28	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	2,53
				$V_{izq}$ (kg)	5157,13	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	6156,97	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	5245,88	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,23
208-508	13	60	6,65	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	8955,61	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	3,93
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	10588,72	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	4,71
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	7257,32	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	6285,46	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	7152,97	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	3,09
209-509	13	60	7,54	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	8912,58	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	3,91
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	5338,85	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,27
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	6392,64	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	7103,38	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	3468,03	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,45
251-551	12	62	2,96	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	526,77	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	421,53	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	982,65	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	389,12	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	3902,54	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,53
252-552	12	62	3,28	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	901,25	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	845,68	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	1792,74	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	2305,62	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	3611,48	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,51
253-553	15	62	3,29	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	528,37	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,31
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	498,26	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,31
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	2015,85	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	461,92	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	3901,39	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,52
254-554	12	62	3,28	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	1728,63	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	801,57	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	1405,38	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	2216,41	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	3991,38	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,53
255-555	12	62	3,30	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	1127,65	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	472,98	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	1382,28	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	2039,45	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	3593,49	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,50
256-556	13	62	3,28	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	701,28	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,14
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	981,85	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,14
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	648,17	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	1816,38	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

Tabla 7.2.2: vigas nivel 200 al 500

**INDICE I600**

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	4532,71	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,86
601	13	60	3,77	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	4198,73	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,82
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	4672,82	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,87
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	3986,61	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	4327,35	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	5172,03	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,96
602	13	60	2,41	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	4582,61	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,87
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	3604,93	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,48
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	3983,72	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	2183,57	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	5193,64	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,19
603	13	60	2,39	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	5380,45	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,25
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	4227,59	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,76
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	6439,31	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	1684,93	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	4698,35	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,95
604	13	60	3,78	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	4215,46	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,76
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	4582,67	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,87
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	4627,29	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	4732,65	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	2174,37	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,47
605	14	40	3,81	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	2849,92	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,84
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	3571,83	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,3
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	5223,54	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	5892,61	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	2283,63	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,48
606	13	60	6,45	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	5942,74	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,49
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	8461,89	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	3,48
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	6036,81	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	6438,92	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	4583,95	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,02
607	13	60	4,74	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	5891,62	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,50
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	6027,43	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,53
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	5271,81	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	6057,32	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	5302,63	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,23
608	13	60	6,65	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	8823,71	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	3,93
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	11023,52	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	4,71
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	7192,49	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	6372,38	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	7245,23	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	3,09
609	13	60	7,54	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	8821,76	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	3,91
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	5203,29	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,27
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	6280,62	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	7293,87	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	3396,38	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	1,45
651	12	62	2,96	$M^-_{izq}$ (kgm)	569,92	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$M^-_{der}$ (kgm)	431,73	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$V_{izq}$ (kg)	1003,64	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	402,53	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	4026,37	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	1,53
652	12	62	3,28	$M^-_{izq}$ (kgm)	962,53	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$M^-_{der}$ (kgm)	895,82	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$V_{izq}$ (kg)	1835,94	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	2148,48	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	3584,65	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	1,51
653	13	60	3,29	$M^-_{izq}$ (kgm)	543,62	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	1,31
				$M^-_{der}$ (kgm)	479,38	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	1,31
				$V_{izq}$ (kg)	1953,71	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	527,34	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	4002,63	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	1,52
654	12	62	3,28	$M^-_{izq}$ (kgm)	1852,65	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$M^-_{der}$ (kgm)	810,26	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$V_{izq}$ (kg)	1502,59	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	2016,71	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	3918,26	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	1,53
655	12	62	3,30	$M^-_{izq}$ (kgm)	1257,37	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$M^-_{der}$ (kgm)	501,28	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$V_{izq}$ (kg)	1427,83	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	1996,36	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	3628,73	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	1,50
656	13	60	3,28	$M^-_{izq}$ (kgm)	728,91	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	1,14
				$M^-_{der}$ (kgm)	1002,56	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	1,14
				$V_{izq}$ (kg)	692,62	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	1728,80	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

Tabla 7.2.3: vigas nivel 600

## INDICE 1700-900

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	4400,35	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	1,86
701-901	13	60	3,77	$M^-_{izq}$ (kgm)	4321,86	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	1,82
				$M^-_{der}$ (kgm)	4420,51	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	1,87
				$V_{izq}$ (kg)	4636,66	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	4192,51	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	4388,41	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	1,96
702-902	13	60	2,41	$M^-_{izq}$ (kgm)	4420,58	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	1,87
				$M^-_{der}$ (kgm)	3521,53	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	1,48
				$V_{izq}$ (kg)	4112,42	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	1795,92	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	5166,74	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	2,19
703-903	13	60	2,39	$M^-_{izq}$ (kgm)	5293,38	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	2,25
				$M^-_{der}$ (kgm)	4171,83	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	1,76
				$V_{izq}$ (kg)	6310,07	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	1493,20	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	4602,31	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	1,95
704-904	13	60	3,78	$M^-_{izq}$ (kgm)	4171,83	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	1,76
				$M^-_{der}$ (kgm)	4420,76	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	1,87
				$V_{izq}$ (kg)	4450,47	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	4683,11	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	2233,82	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	1,47
705-905	14	40	3,81	$M^-_{izq}$ (kgm)	2765,78	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	1,84
				$M^-_{der}$ (kgm)	3410,93	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	2,3
				$V_{izq}$ (kg)	5391,57	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	5721,69	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	2573,83	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	1,48
706-906	14	40	3,51	$M^-_{izq}$ (kgm)	2538,49	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	1,82
				$M^-_{der}$ (kgm)	3193,68	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	2,27
				$V_{izq}$ (kg)	6294,67	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	6384,59	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	2674,38	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,48
707-907	14	40	3,92	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	2483,59	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,81
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	3286,41	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,28
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	5157,13	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	6156,97	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	2389,27	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,47
708-908	14	40	3,5	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	2549,39	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,82
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	3472,84	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,29
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	7257,32	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	6285,46	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	7152,97	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	3,09
751-951	12	62	7,54	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	8912,58	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	3,91
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	5338,85	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,27
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	6392,64	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	7103,38	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	3468,03	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,45
752-952	12	62	2,96	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	526,77	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	421,53	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	982,65	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	389,12	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	3902,54	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,53
753-953	12	62	3,28	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	901,25	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	845,68	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	1792,74	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	2305,62	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	3611,48	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,51
754-954	12	62	3,29	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	528,37	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,31
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	498,26	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,31
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	2015,85	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	461,92	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

Tabla 7.2.4: vigas nivel 700 al 900

## INDICE I1000

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	4390,49	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,86
1001	13	60	3,77	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	4295,76	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,82
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	4390,38	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,87
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	4531,92	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	4089,23	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	4388,41	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,96
1002	13	60	2,41	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	4420,58	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,87
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	3521,53	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,48
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	4112,42	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	1795,92	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	5166,74	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,19
1003	13	60	2,39	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	5293,38	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,25
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	4171,83	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,76
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	6310,07	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	1493,20	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	4602,31	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,95
1004	13	60	3,78	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	4171,83	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,76
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	4420,76	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,87
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	4450,47	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	4683,11	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	2233,82	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,47
1005	14	40	4,06	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	2765,78	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,84
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	3410,93	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,3
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	5391,57	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	5721,69	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	2573,83	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,48
1006	14	40	4,0	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	2538,49	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,82
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	3193,68	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,27
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	6294,67	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	6384,59	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	2674,38	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	1,48
1007	14	40	3,9	$M^-_{izq}$ (kgm)	2483,59	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	1,81
				$M^-_{der}$ (kgm)	3286,41	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	2,28
				$V_{izq}$ (kg)	5157,13	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	6156,97	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	2389,27	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	1,47
1008	14	40	4,17	$M^-_{izq}$ (kgm)	2549,39	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	1,82
				$M^-_{der}$ (kgm)	3472,84	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	2,29
				$V_{izq}$ (kg)	7257,32	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	6285,46	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	7152,97	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	3,09
1051	12	62	7,54	$M^-_{izq}$ (kgm)	8912,58	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	3,91
				$M^-_{der}$ (kgm)	5338,85	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	2,27
				$V_{izq}$ (kg)	6392,64	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	7103,38	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	3468,03	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	1,45
1052	12	62	2,96	$M^-_{izq}$ (kgm)	526,77	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$M^-_{der}$ (kgm)	421,53	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$V_{izq}$ (kg)	982,65	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	389,12	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	3902,54	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	1,53
1053	12	62	3,28	$M^-_{izq}$ (kgm)	901,25	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$M^-_{der}$ (kgm)	845,68	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$V_{izq}$ (kg)	1792,74	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	2305,62	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	3611,48	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	1,51
1054	12	62	3,29	$M^-_{izq}$ (kgm)	528,37	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	1,31
				$M^-_{der}$ (kgm)	498,26	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	1,31
				$V_{izq}$ (kg)	2015,85	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	461,92	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

Tabla 7.2.5: vigas nivel 1000

## INDICE I1100

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	4390,49	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,86
1101	13	60	3,77	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	4295,76	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,82
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	4390,38	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,87
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	4531,92	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	4089,23	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	4388,41	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,96
1102	13	60	2,41	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	4420,58	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,87
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	3521,53	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,48
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	4112,42	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	1795,92	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	5166,74	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,19
1103	13	60	2,39	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	5293,38	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,25
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	4171,83	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,76
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	6310,07	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	1493,20	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	4602,31	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,95
1104	13	60	3,78	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	4171,83	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,76
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	4420,76	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,87
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	4450,47	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	4683,11	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	2233,82	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,47
1105	14	40	5,11	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	2765,78	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,84
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	3410,93	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,3
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	5391,57	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	5721,69	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	2573,83	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,48
1106	14	40	3,9	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	2538,49	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,82
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	3193,68	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,27
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	6294,67	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	6384,59	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	2674,38	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,48
1107	14	40	3,9	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	2483,59	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,81
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	3286,41	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,28
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	5157,13	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	6156,97	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	2389,27	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,47
1108	14	40	4,61	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	2549,39	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,82
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	3472,84	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,29
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	7257,32	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	6285,46	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	7152,97	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	3,09
1151	12	62	7,54	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	8912,58	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	3,91
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	5338,85	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,27
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	6392,64	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	7103,38	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	3468,03	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,45
1152	12	62	2,96	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	526,77	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	421,53	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	982,65	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	389,12	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	3902,54	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,53
1153	12	62	3,28	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	901,25	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	845,68	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	1792,74	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	2305,62	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	3611,48	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,51
1154	12	62	3,29	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	528,37	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,31
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	498,26	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,31
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	2015,85	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	461,92	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

Tabla 7.2.6: vigas nivel 1100

## INDICE I1200

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	4390,49	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,86
1201	13	60	3,77	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	4295,76	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,82
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	4390,38	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,87
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	4531,92	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	4089,23	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	4388,41	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,96
1202	13	60	2,41	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	4420,58	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,87
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	3521,53	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,48
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	4112,42	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	1795,92	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	5166,74	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,19
1203	13	60	2,39	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	5293,38	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,25
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	4171,83	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,76
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	6310,07	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	1493,20	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	4602,31	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,95
1204	13	60	3,78	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	4171,83	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,76
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	4420,76	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,87
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	4450,47	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	4683,11	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	2233,82	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,47
1205	14	60	2,92	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	2765,78	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,84
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	3410,93	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,3
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	5391,57	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	5721,69	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	2573,83	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,48
1206	14	60	5,31	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	2538,49	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,82
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	3193,68	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,27
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	6294,67	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	6384,59	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	2674,38	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,48
1207	14	60	3,88	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	2483,59	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,81
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	3286,41	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,28
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	5157,13	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	6156,97	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	2389,27	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,47
1208	14	60	4,1	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	2549,39	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,82
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	3472,84	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,29
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	7257,32	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	6285,46	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	2602,27	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,48
1209	14	60	4,91	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	2481,38	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,82
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	3203,63	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,27
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	6183,27	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	6425,62	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	7152,97	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	3,09
1251	12	60	7,54	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	8912,58	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	3,91
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	5338,85	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,27
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	6392,64	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	7103,38	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	3468,03	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,45
1252	12	60	2,96	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	526,77	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	421,53	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	982,65	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	389,12	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{\text{máx}}$ (kgm)	3902,54	$As^{\text{inf}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,53
1253	15	60	3,0	$M^-_{\text{izq}}$ (kgm)	901,25	$As^{\text{sup}}_{\text{izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$M^-_{\text{der}}$ (kgm)	845,68	$As^{\text{sup}}_{\text{der}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05
				$V_{\text{izq}}$ (kg)	1792,74	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{\text{der}}$ (kg)	2305,62	$A_{\text{st izq}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	3611,48	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	1,51
1254	12	60	3,28	$M^-_{izq}$ (kgm)	528,37	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	1,31
				$M^-_{der}$ (kgm)	498,26	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	1,31
				$V_{izq}$ (kg)	2015,85	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	461,92	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

VIGA	b (cm)	h(cm)	Lc (m)	$M^+_{m\acute{a}x}$ (kgm)	3598,37	$As^{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	1,51
1255	13	60	3,29	$M^-_{izq}$ (kgm)	532,18	$As^{sup}_{izq}$ (cm <sup>2</sup> )	1,31
				$M^-_{der}$ (kgm)	514,67	$As^{sup}_{der}$ (cm <sup>2</sup> )	1,31
				$V_{izq}$ (kg)	2035,41	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023
				$V_{der}$ (kg)	497,26	$A_{st\ izq}$ (cm <sup>2</sup> )	0,023

### 7.3 ELS: Estado Límite de Servicio

El Estado Límite de Fisuración al igual que el Estado Límite de Deformación se deberá verificar para las vigas anteriormente diseñadas. Cabe destacar que el diseño de las secciones de las mismas, contempla la relación  $h < L/10$ , tal que sus deformaciones no serán determinantes para el Estado Límite de Deformación.

De acuerdo al artículo 49.2.3 de la Norma EHE-08, se verifica el Estado Límite de Fisuración.

El mismo consiste en satisfacer la siguiente inecuación:

$$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$$

Siendo  $w_k$  la abertura característica de fisura y  $w_{m\acute{a}x}$  la abertura máxima de fisura.

Se considera una clase de exposición de tipo IIa, la cual limita la abertura máxima de fisura. En este caso dicho valor corresponde a  $w_{m\acute{a}x} = 0,3mm$ .

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

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

Donde:

- $\beta$ : coeficiente que relaciona el valor de abertura media con la característica.

$$\beta = 1,7$$

- $S_m$ : separación media entre fisuras.
- $\varepsilon_{sm}$ : alargamiento medio de las fisuras.

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

Las solicitaciones obtenidas para verificar este Estado Límite, surgen de considerar la combinación cuasi-permanente de la acción combinada de las cargas producidas por los esfuerzos de viento y las sobrecargas de uso.

- $\sigma_s$ : tensión de servicio de la armadura en la hipótesis de sección fisurada.

$$\sigma_s = \frac{M_s}{0,8 d A_s}$$

$-\sigma_{sr}$ : tensión de la armadura en el instante en que se fisura el hormigón.

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0,8 d A_s} = \frac{W f_{ct,m,fl,28}}{0,8 d A_s}$$

A continuación se expresan las verificaciones obtenidas, con los siguientes parámetros considerados:

- $M_s$  momento flector de servicio
- n cantidad de hierros longitudinales
- $\emptyset$  diámetro de la armadura longitudinal
- ELS- Fisuración índice 100:

I100	b (cm)	h(cm)	d (cm)	n	$\emptyset$ (mm)	$S_m$ (cm)	$\varepsilon_{sm}$ (‰)	$w_k$ (mm)
V101	13	60	56,3	2	12	9,48	0,9966	0,161
	13	60	56,3	2	12	9,55	0,9965	0,162
V102	13	60	56,3	2	12	9,98	1,0015	0,170
	13	60	56,3	2	12	9,49	0,9932	0,160
V103	13	60	56,3	2	12	9,92	0,9992	0,169
	13	60	56,3	2	12	9,48	1,0137	0,163
V104	13	60	56,3	2	12	9,84	0,9983	0,167
	13	60	56,3	2	12	9,48	1,0215	0,165
V105	13	62	58,3	2	10	9,75	0,9873	0,164
	13	62	58,3	2	12	11,17	0,9921	0,188
V106	14	40	36,3	2	10	9,95	0,9961	0,168
	14	40	36,3	2	12	10,09	0,9775	0,168
V107	14	62	58,3	2	10	9,90	0,9882	0,166
	14	62	58,3	3	12	9,79	0,9982	0,166
V108	13	60	56,3	2	12	9,48	0,9925	0,160
	13	60	56,3	2	16	10,18	1,0601	0,183
V109	13	60	56,3	2	12	9,49	0,9935	0,160
	13	60	56,3	2	20	11,21	0,9617	0,183
V110	13	60	56,3	2	16	9,97	0,9725	0,165
	13	60	56,3	2	16	9,46	0,9617	0,155
V151	12	62	58,3	2	10	9,26	1,0078	0,159
	12	62	58,3	2	10	10,45	0,2243	0,040
V152	12	62	58,3	2	10	9,10	1,0036	0,155
	12	62	58,3	2	10	10,45	0,3350	0,059
V153	15	62	58,3	2	10	10,49	0,9144	0,163
	15	62	58,3	2	10	11,05	0,1733	0,033
V154	12	62	58,3	2	10	9,12	1,0062	0,156
	12	62	58,3	2	10	10,45	0,6460	0,115

V155	12	62	58,3	2	10	9,03	1,0046	0,154
	12	62	58,3	2	10	10,45	0,4036	0,072
V156	13	62	58,3	2	10	9,49	1,0069	0,162
	13	62	58,3	2	10	10,64	0,3180	0,057
V157	13	62	58,3	2	10	9,61	1,0089	0,165
	13	62	58,3	2	10	10,64	0,3353	0,061
V158	13	62	58,3	2	10	9,70	0,7362	0,121
	13	62	58,3	2	10	10,64	0,3672	0,066

I200-500	b (cm)	h(cm)	d (cm)	n	Ø (mm)	$S_m$ (cm)	$\varepsilon_{sm}$ (‰)	$w_k$ (mm)
V201-501	13	60	56,3	2	12	9,48	0,9966	0,161
	13	60	56,3	2	12	9,55	0,9965	0,162
V202-502	13	60	56,3	2	12	9,98	1,0015	0,170
	13	60	56,3	2	12	9,49	0,9932	0,160
V203-503	13	60	56,3	2	12	9,92	0,9992	0,169
	13	60	56,3	2	12	9,48	1,0137	0,163
V204-504	13	60	56,3	2	12	9,84	0,9983	0,167
	13	60	56,3	2	12	9,48	1,0215	0,165
V205-505	14	40	36,3	2	10	10,21	1,5857	0,275
	14	40	36,3	2	12	11,74	1,5934	0,318
V206-506	14	62	58,3	2	12	11,44	0,6202	0,121
	14	62	58,3	2	16	12,84	0,6086	0,133
V207-507	13	60	56,3	2	10	9,47	1,0233	0,165
	13	60	56,3	3	12	9,36	1,0336	0,164
V208-508	13	60	56,3	2	12	9,48	0,9925	0,160
	13	60	56,3	2	16	10,18	1,0601	0,183
V209-509	13	60	56,3	2	12	9,49	0,9935	0,160
	13	60	56,3	2	20	11,21	0,9617	0,183
V251-551	12	62	58,3	2	10	9,26	1,0078	0,159
	12	62	58,3	2	10	10,45	0,2243	0,040
V252-552	12	62	58,3	2	10	9,10	1,0036	0,155
	12	62	58,3	2	10	10,45	0,3350	0,059
V253-553	15	62	58,3	2	10	10,49	0,9144	0,163
	15	62	58,3	2	10	11,05	0,1733	0,033
V254-554	12	62	58,3	2	10	9,12	1,0062	0,156
	12	62	58,3	2	10	10,45	0,6460	0,115
V255-555	12	62	58,3	2	10	9,03	1,0046	0,154
	12	62	58,3	2	10	10,45	0,4036	0,072
V256-556	13	62	58,3	2	10	9,49	1,0069	0,162
	13	62	58,3	2	10	10,64	0,3180	0,057

I600	b (cm)	h(cm)	d (cm)	n	∅ (mm)	$S_m$ (cm)	$\varepsilon_{sm}$ (‰)	$w_k$ (mm)
V601	13	60	56,3	2	12	9,48	1,0906	0,176
	13	60	56,3	2	12	9,55	1,0157	0,165
V602	13	60	56,3	2	12	9,98	1,0015	0,170
	13	60	56,3	2	12	9,49	1,0121	0,163
V603	13	60	56,3	2	12	9,92	0,9992	0,169
	13	60	56,3	2	12	9,48	1,0137	0,163
V604	13	60	56,3	2	12	9,84	0,8936	0,149
	13	60	56,3	2	12	9,48	1,0591	0,171
V605	14	40	36,3	2	10	10,21	1,5857	0,275
	14	40	36,3	2	12	11,74	1,5934	0,318
V606	13	60	56,3	2	10	9,51	0,6422	0,104
	13	60	56,3	2	16	12,19	0,6302	0,131
V607	13	60	56,3	2	12	10,83	1,0233	0,188
	13	60	56,3	2	16	11,69	1,0336	0,205
V608	13	60	56,3	2	12	9,48	0,9925	0,160
	13	60	56,3	2	20	12,32	1,0601	0,222
V609	13	60	56,3	2	16	11,93	0,9935	0,202
	13	60	56,3	2	16	9,46	0,9617	0,155
V651	12	62	58,3	2	10	9,26	1,0078	0,159
	12	62	58,3	2	10	10,45	0,2243	0,040
V652	12	62	58,3	2	10	9,10	1,0036	0,155
	12	62	58,3	2	10	10,45	0,3350	0,059
V653	13	60	56,3	2	10	9,59	0,9469	0,154
	13	60	56,3	2	10	10,08	0,1795	0,031
V654	12	62	58,3	2	10	9,12	1,0062	0,156
	12	62	58,3	2	10	10,45	0,6460	0,115
V655	12	62	58,3	2	10	9,03	1,0046	0,154
	12	62	58,3	2	10	10,45	0,4036	0,072
V656	13	60	56,3	2	10	9,49	1,0427	0,168
	13	60	56,3	2	10	10,64	0,3293	0,060

I700-900	b (cm)	h(cm)	d (cm)	n	Ø (mm)	$S_m$ (cm)	$\varepsilon_{sm}$ (‰)	$w_k$ (mm)
V701-901	13	60	56,3	2	12	9,48	1,0906	0,176
	13	60	56,3	2	12	9,55	1,0157	0,165
V702-902	13	60	56,3	2	12	9,98	1,0015	0,170
	13	60	56,3	2	12	9,49	1,0121	0,163
V703-903	13	60	56,3	2	12	9,92	0,9992	0,169
	13	60	56,3	2	12	9,48	1,0137	0,163
V704-904	13	60	56,3	2	12	9,84	0,8936	0,149
	13	60	56,3	2	12	9,48	1,0591	0,171
V705-905	14	40	36,3	2	10	10,21	1,5857	0,275
	14	40	36,3	2	12	11,74	1,4586	0,291
V706-906	14	40	36,3	2	10	9,95	0,9961	0,168
	14	40	36,3	2	12	10,09	0,9775	0,168
V707-907	14	40	36,3	2	10	9,90	1,5871	0,267
	14	40	36,3	2	12	9,79	1,6031	0,267
V708-908	14	40	36,3	2	12	9,92	1,5393	0,260
	14	40	36,3	2	12	8,87	1,6442	0,248
V751-951	12	62	58,3	2	10	9,26	1,0078	0,159
	12	62	58,3	2	10	10,45	0,2243	0,040
V752-952	12	62	58,3	2	10	9,10	1,0036	0,155
	12	62	58,3	2	10	10,45	0,3350	0,059
V753-953	12	62	58,3	2	10	9,14	0,9144	0,142
	12	62	58,3	2	10	9,60	0,1733	0,028
V754-954	12	62	58,3	2	10	9,12	1,0062	0,156
	12	62	58,3	2	10	10,45	0,6460	0,115

I1000	b (cm)	h(cm)	d (cm)	n	Ø (mm)	$S_m$ (cm)	$\varepsilon_{sm}$ (‰)	$w_k$ (mm)
V1001	13	60	56,3	2	12	9,48	1,0906	0,176
	13	60	56,3	2	12	9,55	0,9965	0,162
V1002	13	60	56,3	2	12	9,98	1,0015	0,170
	13	60	56,3	2	12	9,49	0,9932	0,160
V1003	13	60	56,3	2	12	9,92	0,9992	0,169
	13	60	56,3	2	12	9,48	1,0137	0,163
V1004	13	60	56,3	2	12	9,84	0,8936	0,149
	13	60	56,3	2	12	9,48	1,0591	0,171
V1005	14	40	36,3	2	10	10,21	1,5857	0,275
	14	40	36,3	2	12	11,74	1,4586	0,291
V1006	14	40	36,3	2	10	9,95	0,9948	0,168
	14	40	36,3	2	12	10,09	1,0081	0,173
V1007	14	40	36,3	2	10	9,90	1,5871	0,267
	14	40	36,3	2	12	9,79	1,5751	0,262
V1008	14	40	36,3	2	12	9,92	1,5393	0,260
	14	40	36,3	2	12	8,87	1,6643	0,251
V1051	12	62	58,3	2	10	9,26	1,0078	0,159
	12	62	58,3	2	10	10,45	0,2321	0,041
V1052	12	62	58,3	2	10	9,10	1,0303	0,159
	12	62	58,3	2	10	10,45	0,3350	0,059
V1053	12	62	58,3	2	10	9,14	0,8874	0,138
	12	62	58,3	2	10	9,60	0,1795	0,029
V1054	12	62	58,3	2	10	9,12	1,0331	0,160
	12	62	58,3	2	10	10,45	0,6849	0,122

I1100	b (cm)	h(cm)	d (cm)	n	Ø (mm)	$S_m$ (cm)	$\varepsilon_{sm}$ (‰)	$w_k$ (mm)
V1101	13	60	56,3	2	12	9,48	1,1094	0,179
	13	60	56,3	2	12	9,55	0,9773	0,159
V1102	13	60	56,3	2	12	9,98	1,0015	0,170
	13	60	56,3	2	12	9,49	1,0121	0,163
V1103	13	60	56,3	2	12	9,92	0,9992	0,169
	13	60	56,3	2	12	9,48	1,0325	0,166
V1104	13	60	56,3	2	12	9,84	0,8936	0,149
	13	60	56,3	2	12	9,48	1,0591	0,171
V1105	14	40	36,3	2	10	10,21	1,4946	0,259
	14	40	36,3	2	12	11,74	1,4137	0,282
V1106	14	40	36,3	2	10	9,95	0,9948	0,168
	14	40	36,3	2	12	10,09	1,0081	0,173
V1107	14	40	36,3	2	10	9,90	1,5453	0,260
	14	40	36,3	2	12	9,79	1,5751	0,262
V1108	14	40	36,3	2	12	9,92	1,5393	0,260
	14	40	36,3	2	12	8,87	1,6643	0,251
V1151	12	62	58,3	2	10	9,26	1,0078	0,159
	12	62	58,3	2	10	10,45	0,2321	0,041
V1152	12	62	58,3	2	10	9,10	0,9236	0,143
	12	62	58,3	2	10	10,45	0,3350	0,059
V1153	12	62	58,3	2	10	9,14	0,8766	0,136
	12	62	58,3	2	10	9,60	0,1795	0,029
V1154	12	62	58,3	2	10	9,12	1,0062	0,156
	12	62	58,3	2	10	10,45	0,7237	0,129

I1200	b (cm)	h(cm)	d (cm)	n	Ø (mm)	$S_m$ (cm)	$\varepsilon_{sm}$ (‰)	$w_k$ (mm)
V1201	13	60	56,3	2	12	9,48	1,1094	0,179
	13	60	56,3	2	12	9,55	0,9773	0,159
V1202	13	60	56,3	2	12	9,98	1,0015	0,170
	13	60	56,3	2	12	9,49	1,0121	0,163
V1203	13	60	56,3	2	12	9,92	0,9992	0,169
	13	60	56,3	2	12	9,48	1,0325	0,166
V1204	13	60	56,3	2	12	9,84	0,8936	0,149
	13	60	56,3	2	12	9,48	1,0591	0,171
V1205	14	60	56,3	2	10	10,21	0,9636	0,167
	14	60	56,3	2	10	10,16	0,9115	0,157
V1206	14	60	56,3	2	10	9,95	0,6414	0,108
	14	60	56,3	2	12	10,09	0,6500	0,112
V1207	14	60	56,3	2	10	9,90	0,9964	0,168
	14	60	56,3	2	12	9,79	1,0156	0,169
V1208	14	60	56,3	2	10	8,89	0,9925	0,150
	14	60	56,3	2	12	8,87	1,0731	0,162
V1209	14	60	56,3	2	12	11,44	0,6414	0,125
	14	60	56,3	2	12	10,09	0,6500	0,112
V1251	12	60	56,3	2	10	9,26	1,0436	0,164
	12	60	56,3	2	10	10,45	0,2404	0,043
V1252	12	60	56,3	2	10	9,10	0,9564	0,148
	12	60	56,3	2	10	10,45	0,3469	0,062
V1253	15	60	56,3	2	10	10,49	0,9077	0,162
	15	60	56,3	2	10	11,05	0,1859	0,035
V1254	12	60	56,3	2	10	9,12	1,0141	0,157
	12	60	56,3	2	10	10,45	0,7495	0,133
V1255	13	60	56,3	2	10	9,57	1,0419	0,169
	13	60	56,3	2	10	11,00	0,7897	0,148

Tabla 7.3.1.: Estado Límite de servicio deformada

## 8. Pilares

### 8.1 Geometría

La geometría y disposición de los pilares se definió en función del proyecto de arquitectura del edificio. Se tomó como criterio inicial, para elegir la disposición de pilares, optar por aquella solución que minimizaba las deformaciones de la losa.

### 8.2 Cargas

Las cargas de compresión y momento flector de primer orden de los pilares se determinaron de la siguiente forma:

$$P = P_{descarga\ SAP\ en\ diseño} + 1.6 \cdot P_{peso\ propio}$$

$$M = M_{SAP\ en\ diseño}$$

En los modelos se restringió el desplazamiento en la dirección gravitacional y la rotación en la dirección de mayor inercia del pilar.

### 8.3 Verificaciones

Los pilares se verificaron en ELU de preso-flexión considerando los efectos de segundo orden que podrían existir. Los mismos se consideraron biarticulados.

El dimensionado de la armadura correspondiente a cada pilar se realizó empleando el programa computacional STR32-HORMIGON, cuyos cálculos se encuentran basados en la Norma Española EHE 1998.

El armado se realiza teniendo en cuenta las condiciones establecidas en la Norma respecto a armaduras mínimas. Se procuró que la disposición de las armaduras fuese simétrica y en las caras de mayor dimensión.

Con las cuantías mínimas se determina la capacidad portante del pilar y con ello se observa si con la armadura mínima se verifica la sección o si es necesario incrementar la armadura a colocar debido a las sollicitaciones a las que se encuentre sometido el pilar.

### 8.4 Armado

#### 8.4.1 Cuantías longitudinales exigidas

La armadura dispuesta en los pilares debe estar comprendida entre la cuantía mínima  $A_{s,min}$  y la cuantía máxima  $A_{s,max}$ .

La cuantía mínima tiene el siguiente valor:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.10 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \\ 0.008 \cdot A_c \end{array} \right.$$

La armadura máxima debe ser:

$$A_{s,max} = \begin{cases} 0.08 \cdot A_c & \text{En la zona de solapes} \\ 0.04 \cdot A_c & \text{Fuera de la zona de solapes} \end{cases}$$

Siendo  $N_d$  la directa de compresión y  $A_c$  el área del pilar.

El diámetro mínimo de las barras longitudinales es de 10mm para pilares de ancho menor a 18 cm y la separación máxima establecida en la norma UNIT es 30cm.

En los casos de los pilares menos solicitados la armadura encontrada según el método anteriormente descrito, llevaba a que la separación máxima entre hierros superara los 30 cm en estos casos la armadura fue incrementada para cumplir con esta consideración. Así mismo fueron colocadas horquillas en los casos que se requería para minimizar el pandeo de las armaduras.

#### 8.4.2. Cuantías transversales

El diámetro de los estribos no debe ser menor a 6mm ni un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales.

La separación el estriado debe verificar:

$$s = \min \begin{cases} 12 \cdot \phi_{min, long} \\ ancho, pilar \\ 40cm \end{cases}$$

#### 8.4.3. Solicitaciones obtenidas

El siguiente cuadro detalla las solicitaciones por pilar y por planta obtenidas en servicio.

	PLANTA BAJA		NIVEL 1		NIVEL 2		NIVEL 3		NIVEL 4	
	N (kg)	M (kgm)	N (kg)	M (kgm)	N (kg)	M (kgm)	N (kg)	M (kgm)	N (kg)	M (kgm)
<b>P1</b>	86.034,76	708,50	78.968,76	708,50	71.902,76	708,50	64.836,76	708,50	57.770,76	708,50
<b>P2</b>	75.035,32	676,90	69.632,32	676,90	64.229,32	676,90	58.826,32	676,90	53.423,32	676,90
<b>P4</b>	61.512,99	3.368,50	57.988,09	3.368,50	54.463,19	3.368,50	50.938,29	3.368,50	47.413,39	3.368,50
<b>P5</b>	84.376,08	997,60	77.192,08	997,60	70.008,08	997,60	62.824,08	997,60	55.640,08	997,60
<b>P6</b>	209.806,33	2.113,50	193.758,33	2.113,50	177.710,33	2.113,50	161.662,33	2.113,50	145.614,33	2.113,50
<b>P7</b>	203.990,21	1.559,00	189.497,21	1.559,00	175.004,21	1.559,00	160.511,21	1.559,00	146.018,21	1.559,00
<b>P8</b>	144.597,48	7.417,00	131.767,08	7.417,00	118.936,68	7.417,00	106.106,28	7.417,00	93.275,88	7.417,00
<b>P9</b>	148.891,70	9.506,50	136.996,30	9.506,50	125.100,90	9.506,50	113.205,50	9.506,50	101.310,10	9.506,50
<b>P10</b>	8.416,00	6.888,00								
<b>P11</b>	84.343,06	3.399,10	77.340,06	3.399,10	70.337,06	3.399,10	63.334,06	3.399,10	56.331,06	3.399,10
<b>P12</b>	183.934,04	1.078,62	167.267,54	1.078,62	150.601,04	1.078,62	133.934,54	1.078,62	117.268,04	1.078,62
<b>P13</b>	137.130,09	547,50	126.448,19	547,50	115.766,29	547,50	105.084,39	547,50	94.402,49	547,50
<b>P14</b>	202.714,45	1.881,00	183.201,55	1.881,00	163.688,65	1.881,00	144.175,75	1.881,00	124.662,85	1.881,00
<b>P15</b>	176.818,27	8.373,70	157.642,17	8.373,70	138.466,07	8.373,70	119.289,97	8.373,70	100.113,87	8.373,70
<b>P16</b>	58.924,50	8.461,46	50.005,00	8.461,46	41.085,50	8.461,46	32.166,00	8.461,46	23.246,50	8.461,46
<b>P17</b>	40.756,50	3.198,10	34.831,00	3.198,10	28.905,50	3.198,10	22.980,00	3.198,10	17.054,50	3.198,10
<b>P18</b>	76.548,00	3.862,90	65.733,00	3.862,90	54.918,00	3.862,90	44.103,00	3.862,90	33.288,00	3.862,90
<b>P19</b>	115.461,00	8.225,30	98.198,60	8.225,30	80.936,20	8.225,30	63.673,80	8.225,30	46.411,40	8.225,30
<b>P20 H</b>	14.584,00	423,50	12.381,00	423,50	10.178,00	423,50	7.975,00	423,50	5.772,00	423,50
<b>P20 V</b>	48.292,00	631,00	39.723,00	631,00	31.154,00	631,00	22.585,00	631,00	14.016,00	631,00
<b>P21</b>										

Tabla 8.4.3.1: Solicitaciones Pilares Nivel Planta baja al 4

	NIVEL 5		NIVEL 6		NIVEL 7		NIVEL 8		NIVEL 9	
	N (kg)	M (kgm)	N (kg)	M (kgm)	N (kg)	M (kgm)	N (kg)	M (kgm)	N (kg)	M (kgm)
P1	50.704,76	785,00	40.405,76	949,10	34.880,76	949,10	29.355,76	949,10	23.830,76	1.060,51
P2	48.020,32	1.423,00	40.578,32	345,20	34.427,72	345,20	28.277,12	345,20	22.126,52	887,04
P4	43.888,49	5.757,00	39.516,49	1.140,90	33.477,69	1.140,90	27.438,89	1.140,90	21.400,09	1.548,52
P5	48.456,08	915,00	37.457,08	26,77	31.774,62	26,77	26.092,16	26,77	20.409,70	229,07
P6	129.566,33	5.114,00	102.736,33	8.674,20	86.208,03	8.674,20	69.679,73	8.674,20	53.151,43	1.815,92
P7	131.525,21	3.083,00	106.893,21	7.968,12	90.843,51	7.968,12	74.793,81	7.968,12	58.744,11	1.588,22
P8	80.445,48	10.478,00	61.834,88	4.574,00	51.844,74	4.574,00	41.854,60	4.574,00	31.864,46	4.478,50
P9	89.414,70	7.346,00	73.877,10	4.914,70	63.415,50	4.914,70	52.953,90	4.914,70	42.492,30	4.612,27
P10										
P11	49.328,06	4.754,00	39.111,06	3.477,12	32.079,24	3.477,12	25.047,42	3.477,12	18.015,60	3.478,70
P12	100.601,54	1.677,00	69.873,54	541,80	57.834,03	541,80	45.794,52	541,80	33.755,01	1.426,36
P13	83.720,59	10.147,00	57.763,59	4.543,70	49.133,37	4.543,70	40.503,15	4.543,70	31.872,93	4.408,12
P14	105.149,95	6.919,00	67.813,95	1.997,30	58.211,98	1.997,30	48.610,01	1.997,30	39.008,04	886,24
P15	80.937,77	16.584,00	42.045,17	2.618,00	34.975,77	2.618,00	27.906,37	2.618,00	20.836,97	2.613,55
P16	14.327,00	15.423,00								
P17	11.129,00	7.300,00								
P18	22.473,00	7.886,00								
P19	29.149,00	13.323,00								
P20 H	3.569,00	2.364,00								
P20 V	5.447,00	1.795,00								
P21										

Tabla 8.4.3.2: Solicitaciones Pilares Nivel 5 al 9

	NIVEL 10		NIVEL 11	
	N (kg)	M (kgm)	N (kg)	M (kgm)
P1	17.422,51	5.847,00	5.338,51	1.239,30
P2	17.506,28	5.847,00	5.422,28	571,85
P4	16.704,79	5.847,00	4.620,79	1.023,00
P5	14.363,06	2.015,00	4.182,06	547,88
P6	34.805,57	2.576,00	14.408,57	1.079,62
P7	41.209,45	1.112,00	19.880,45	691,97
P8	20.437,40	7.275,00	4.053,80	68,00
P9	30.956,79	12.078,00	11.060,19	5.714,46
P10				
P11	11.302,50	5.185,00	847,50	0,00
P12	21.951,00	100,00	6.250,00	2.962,00
P13	22.145,83	4.092,00	9.113,03	5.409,00
P14	27.719,90	142,00	9.753,90	1.583,00
P15	14.600,83	4.423,00	4.766,83	2.138,35
P16				
P17				
P18				
P19				
P20 H				
P20 V				
P21				

Tabla 8.4.3.3: Solicitaciones Pilares Nivel 10 y 11

## 9. Núcleo Central de escalera y ascensor

Para el análisis en Estado Límite Último se diseña según norma UNIT correspondiente al estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales. Se verifica que la capacidad resistente última de la pieza en diferentes secciones sea mayor a las solicitaciones de diseño.

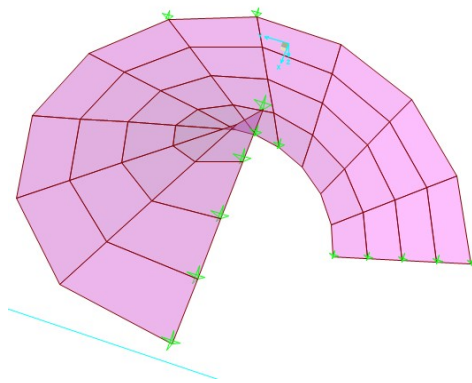
Las solicitaciones en el núcleo de ascensor y escalera provienen de dos mecanismos independientes, por un lado están las descargas que generan las losas en cada nivel al apoyarse en la estructura cuyos valores son obtenidos del modelo computacional realizado para cada índice y por otro las solicitaciones generadas por el viento. El núcleo pertenece a uno de los dos sistemas considerados para garantizar la estabilidad global del edificio, por lo que se deben considerar las solicitaciones provenientes del viento.

Las descargas de las losas provocan en cada sección una directa excéntrica, la cual se calcula baricentro de las cargas y se lleva al baricentro geométrico de la sección generando un sistema equivalente de cargas con una directa centrada y dos momentos flectores. El viento, por otro lado, provoca en cada sección a analizar un momento flector que puede ser tanto de signo positivo como negativo debido a que el viento puede soplar hacia el norte o el sur, considerando el caso desfavorable de que no se cuente con edificaciones próximas a la estructura.

Con la utilización del programa STR Hormigón se calcula la armadura del núcleo central obteniendo como armadura de esquina 2x2  $\phi 12$ , armadura intermedia 43x2  $\phi 10$ , 17x2  $\phi 12$ , 26x2  $\phi 10$ , 48x2  $\phi 12$  y estribos  $\phi 6$  cada 13 cm. (Ver armado en plano 5).

## 10. Escaleras

Para modelar la losa de escalera se utilizó la herramienta informática SAP2000, la cual fue de mucha utilidad dada la geometría compleja de la escalera. Se utilizó elementos planos Shell Tina, los cuales no considera el cortante, lo cual es apropiado debido al espesor de 15cm. En la siguiente figura se observa el modelo en dicho programa, la escalera se considera simplemente apoyada en tres tramos, al arranque, en el descanso y al final. Con este modelo se realizó un mapeo de las solicitaciones máximas tanto de directa como momento flector, determinando la armadura necesaria referida a solicitaciones normales.



*Imagen 10.1: Modelo computacional escalera principal*

Con un momento por metro máximo positivo (que corresponde a armadura inferior) de  $M_d = 1200 \text{ kgm/m}$ , se decide colocar una armadura inferior uniforme en todo su recorrido de  $\phi 8$  cada 20 cm.

Los apoyos inferiores y superiores de la escalera se materializan dejando hierros en espera dentro de la losa de cada nivel hormigonada en primera etapa, mientras que los apoyos del descanso se realizan con anclaje químico. Esto se debe a la practicidad que este método otorga, evitando que se deban dejar hierros embebidos en las pantallas del núcleo a la espera de la escalera. Para el cálculo de estos anclajes se recurre a un catálogo de anclajes químicos del proveedor SIKA. Según las indicaciones de resistencia indicadas por el fabricante Se verifica:

$$\text{Número de conectores} = \frac{R_d}{V_{rk,ef}}$$

Donde,

- $R_d$  es la reacción que se tiene que transmitir a los anclajes
- $V_{rk,ef}$  es la resistencia efectiva de un conector dada por  $V_{rk,ef} = \frac{V_{rk}}{R_{fa}}$
- $V_{rk}$  es la resistencia por corte de un conector dada por  $V_{rk} = \frac{pdofcm.0.5}{1000}$

- $Rfa$  factor de reducción de la carga por cercanía a los anclajes dada por  $0.4+0.6 s/p$
- $p$  es la profundidad del anclaje
- $do$  es el diámetro de perforación del anclaje
- $f_{cm}$  es la resistencia del hormigón
- $S$  es la separación entre anclajes

Se obtiene entonces que se colocan los hierros de anclaje  $\phi 10$  cada 25 cm.

Para la escalera secundaria no se considera el apoyo en el descanso obteniendo el mismo esquema de armado que indicado anteriormente para la escalera principal.

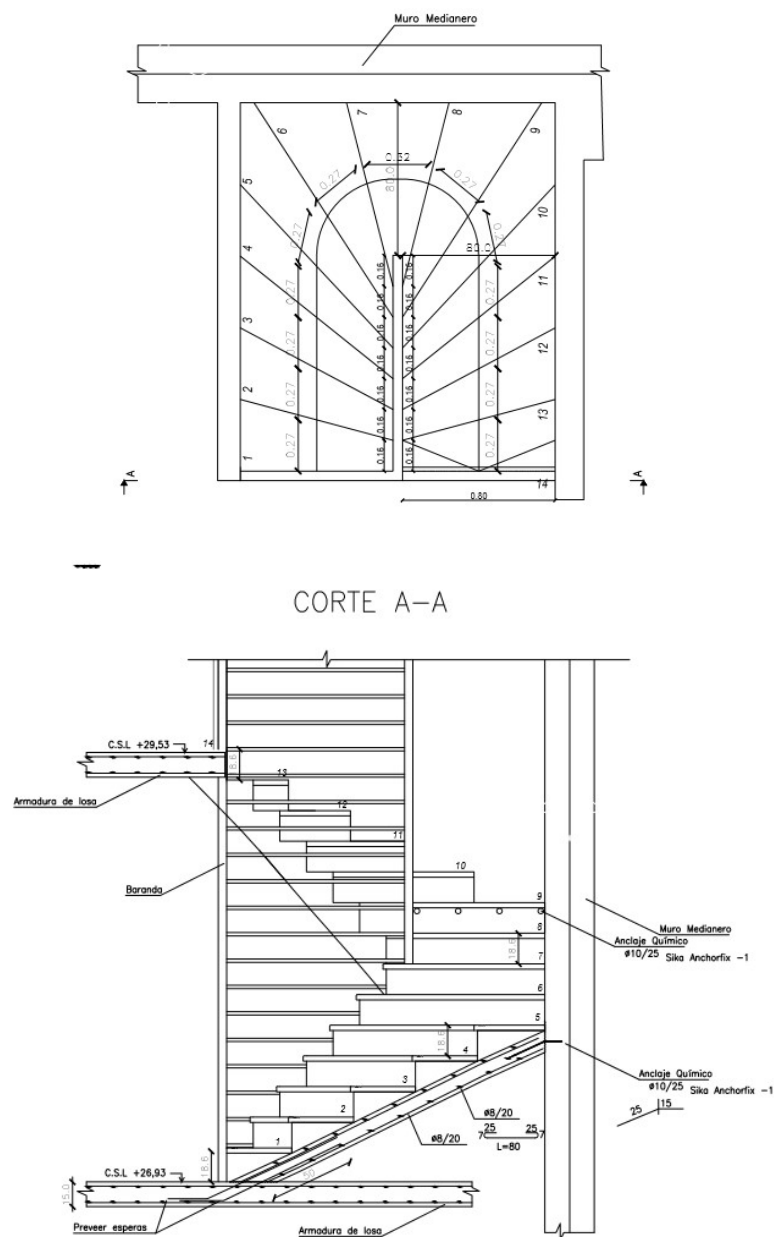


Imagen 10.2.: Escaleras secundarias

## 11. Fundaciones

### 11.1. PILOTES

La fundación se realiza mediante pilotes perforados. Consideramos la carga máxima resistida por los mismos como:

$$N_s = F_{\text{punta}} + F_{\text{lateral}}$$

Siendo para los pilotes elegidos:

$$N_s \text{ max, } \phi 60 = 116 \text{ ton}$$

$$N_s \text{ max, } \phi 40 = 55 \text{ ton}$$

La determinación de la cantidad de pilotes necesarios se realizó en función de la carga que llevaba el pilar en servicio, más el peso propio de los cabezales y el peso propio de las vigas de fundación. En los pilotes de medianera, se consideró la carga según el esquema estructural de viga con voladizo apoyada en los pilotes y con la descarga del pilar medianero en el extremo del voladizo.

Pilar	TOTAL CABEZAL (ton)	Diam pilote (cm)	Qs en cada pilote (ton)	cant pilotes
1	92	60	92	1
2	81	60	81	1
3	0	60	var	12
4	68	60	68	1
5	90	60	90	1
6	226	60	113	2
7	219	60	109,5	2
8	155	60	77,5	2
9	159	40	79,5	2
10	9	40	9	1
11	85	40	42,5	2
12	200	60	100	2
13	152	60	76	2
14	221	60	110,5	2
15	195	60	97,5	2
16	63	60	63	1
17	48	40	48	1
18	80	60	80	1
19	112	60	112	1
20v	67	60	67	1

Tabla 11.1.: Determinación de cantidad de pilotes

## 11.2. CABEZALES

La forma y dimensiones de los cabezales, están determinadas por la disposición y dimensión de pilares y pilotes. Las caras laterales de los cabezales distan 15cm de los bordes de los pilotes. Además, la separación entre ejes de pilotes no puede ser menor a dos veces y medio su diámetro. El eje de los pilotes de medianera se ubicó a una distancia de 65cm de la línea medianera para poder ejecutarlos. El desmochado del pilote se introduce en el cabezal 5cm.

Los cabezales se supusieron rígidos, por lo que su cálculo se realizó mediante el modelo de bielas y tirantes. Para considerarlos rígidos se debe verificar que  $lc \leq 1.5d$  y su altura debe ser tal que las bielas de compresión formen un ángulo entre  $30^\circ$  y  $45^\circ$ , siendo  $lc$  la distancia del eje del pilote a la cara del pilar y  $d$  la altura útil del cabezal.

### Cabezal de 1 pilote:

Estos cabezales son elementos constructivos para la transmisión de la carga del pilar al pilote. La norma UNIT 1050:2005 recomienda colocar estribos en las tres direcciones en forma de jaula, la cual prevé un confinamiento seguro para la biela de compresión que se forma en mismo. La separación entre los mismos debe ser menor o igual a 20cm.

Cabezal	fi pilote	cabezal (cm)			Armadura
		a	b	h	
C6	40	120	50	40	$\phi 10/10$
C12	60	90	90	60	$\phi 10/10$

Tabla 11.2.1.: Cabezal de 1 pilote

### Cabezal de dos pilotes:

La armadura de estos cabezales se calculó siguiendo las recomendaciones de la norma EHE2008. El método utilizado es el de bielas y tirantes, mediante el cual se halla la armadura en el tensor.

Por otro lado se verifica la compresión en las bielas, siguiendo las recomendaciones de la misma norma.

Esquema adoptado:

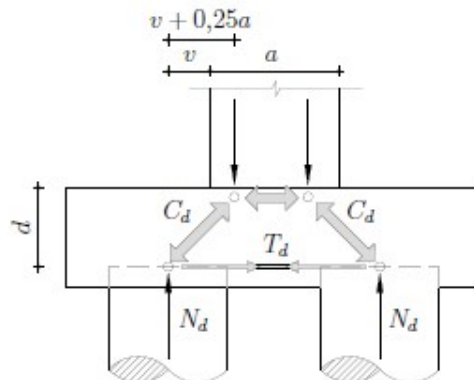


Imagen 11.2.1: Cabezal 2 pilotes esquema bielas y tirantes

La armadura principal inferior puede calcularse como:

$$Td = \frac{Nd (v + 0.25a)}{0.85d} = As f_{yd}$$

Donde  $f_{yd} \leq 400\text{N/mm}^2$  y Nd es la directa de cálculo del pilote más cargado.

La armadura secundaria consistirá en una armadura longitudinal dispuesta en la cara superior del cabezal, con una capacidad mecánica mayor o igual a 1/10 de la capacidad mecánica de la armadura inferior. Se colocará además una armadura horizontal y vertical dispuesta en forma de estribos cerrados en las caras laterales, las cuales se calculan con una cuantía mínima de 2% del área de hormigón perpendicular a la dirección en la que trabajan.

	Geometría			Pilote	Armadura inferior				Armadura superior		
CABEZAL	a (cm)	b(cm)	h(cm)	Nd (kg)	Td (kg)	As (cm2)	Fi (mm)	qty	As (cm2)	Fi (mm)	qty
C1	240	90	80	180800	127623,5	34,94	25,00	8	3,9	10	5
C3	240	90	80	175200	123670,6	33,86	25,00	7	3,4	10	5
C4	240	90	80	124000	78776,5	21,57	25,00	5	2,5	10	4
C5	240	90	80	127200	80809,4	22,13	25,00	5	2,5	10	4
C10	240	90	80	176800	121333,3	33,22	25,00	7	3,4	10	5
C8	240	90	80	160000	94117,6	25,77	25,00	6	2,9	10	4
C11	240	90	80	156000	92988,2	25,46	25,00	6	2,9	10	4
C7	170	70	80	68000	40000,0	10,95	25,00	4	2,0	10	3
C9	240	90	80	121600	113493,3	31,08	25,00	7	3,4	10	5

Tabla 11.2.1: Armadura cabezal dos pilotes

Dados los resultados obtenidos se decide armar:

- C1, C3, C10, C8, C9 y C11 con armadura inferior 9Ø25
- C4 y C5 con armadura inferior 6Ø25
- C7 con armadura inferior 4Ø25

La armadura superior es igual en todos los cabezales y son 5Ø10 y se colocan estribos cerrados en las tres direcciones de Ø10/10.

CABEZAL	PILAR	$\theta$ (grados)	Cd (kg)	b (m)	B (m)	$\sigma_c$ (kg/cm2)	f2cd (kg/cm2)	verifica?
C1	6	59,30	104384,93	45,00	90	25,77	140	verifica
C3	7	59,30	101151,77	45,00	90	24,98	140	verifica
C4	8	57,10	71591,43	40,50	90	19,64	140	verifica
C5	9	57,10	73438,95	40,50	90	20,15	140	verifica
C10	14	59,68	102075,53	43,75	90	25,92	140	verifica
C8	12	57,60	92376,04	37,50	90	27,37	140	verifica
C11	15	58,60	90066,64	38,00	90	26,34	140	verifica
C7	11	55,77	39259,82	37,50	70	14,96	140	verifica
C9	13	51,56	70205,79	59,50	90	13,11	140	verifica

Tabla 11.2.2: Armadura cabezal dos pilotes

Donde:

- $\theta$  es el Angulo que forma la biela comprimida con la horizontal
- $C_d$  es la biela comprimida
- $b$  es la altura de la biela definida por los apoyos
- $B$  es la profundidad de la biela, coincide con el ancho del cabezal
- $\sigma_c$  es la tensión definida por  $C_d/B.b$
- $f_{2cd}$  es la tensión máxima que resiste el hormigón en un estado biaxial

### Cabezal de 12 pilotes

Para el armado del cabezal del núcleo de ascensor se dispone armadura longitudinal en las bandas entre pilotes, las mismas se disponen en la cara superior e inferior, coincidente con la posición de tirantes. A su vez, se coloca en la cara inferior y superior una armadura secundaria longitudinal. Se coloca también un estribo horizontal en toda la sección y un estribo vertical en las bandas.

En la siguiente figura se muestra las bandas principales consideradas y su armadura principal. A continuación se explica el cálculo de cada una de las armaduras.

Para hallar la directa en cada pilote se utilizó la fórmula siguiente:

$$N_i = \frac{P}{n} + \frac{M_x y}{\sum y^2} + \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Obteniendo la máxima compresión de 138 t y la máxima tracción de 17t. Dado que el efecto del viento puede considerarse en dos direcciones diferentes las tracciones se pueden dar en la primera línea horizontal de pilotes como en la última.

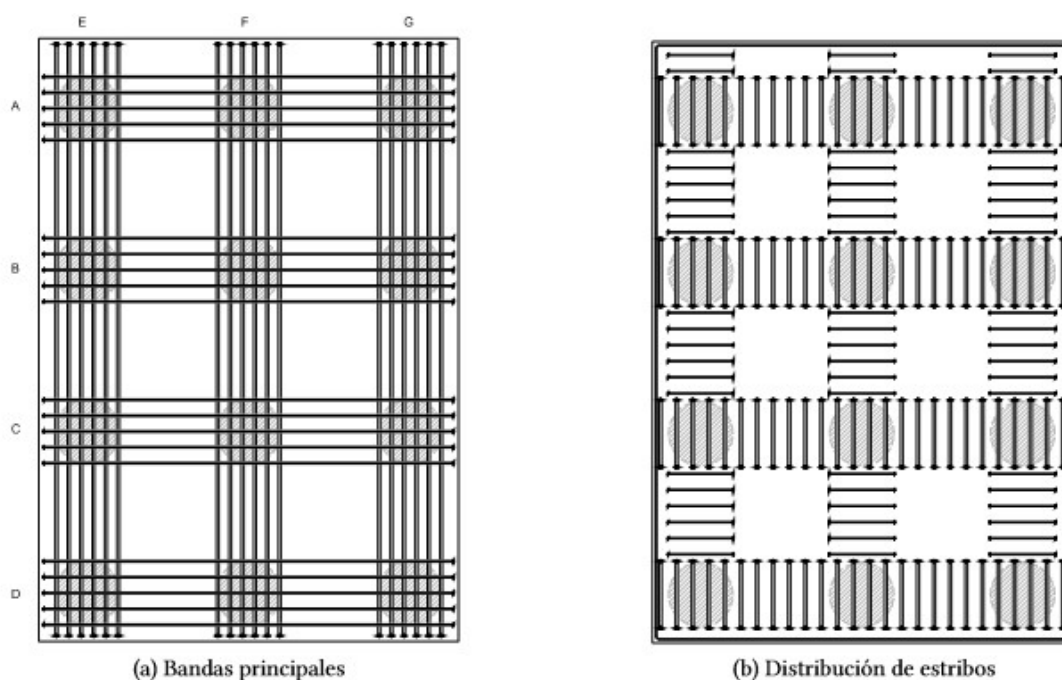


Imagen 11.2.1.: Cabezal de 12 pilotes armado

La armadura de bandas inferior en los ejes E, F y G se calcula siguiendo un esquema de bielas y tirantes que se desarrolla con los pilotes del eje D y suponiendo que el esfuerzo que baja por cada uno de los pilotes llega desde el área más próxima del núcleo de ascensor. Conociendo la máxima reacción en el pilote, se calcula el área de hormigón en el núcleo por donde puede bajar dicha carga. Con esta área se traza el esquema de bielas y tirantes. Con el ángulo de inclinación de la biela, se calcula el esfuerzo en el tirante y con ello la armadura. Se decide armar las bandas iguales estas tres bandas con la máxima reacción en los pilotes del eje D.

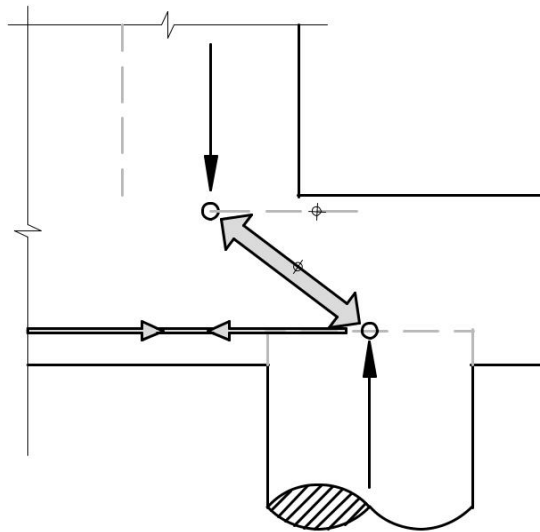


Imagen 11.2.2: esquema bielas y tirantes Ejes E, F, G

La armadura de bandas superiores en los ejes A, B, C y D se calcula siguiendo un esquema de bielas y tirantes que se desarrolla con los pilotes del eje F y el área más próxima del núcleo de ascensor. Con el ángulo de inclinación de la biela se calcula el esfuerzo en el tirante y con ello la armadura. Se decide armar éstas cuatro bandas de forma igual con la máxima reacción en los pilotes del eje F.

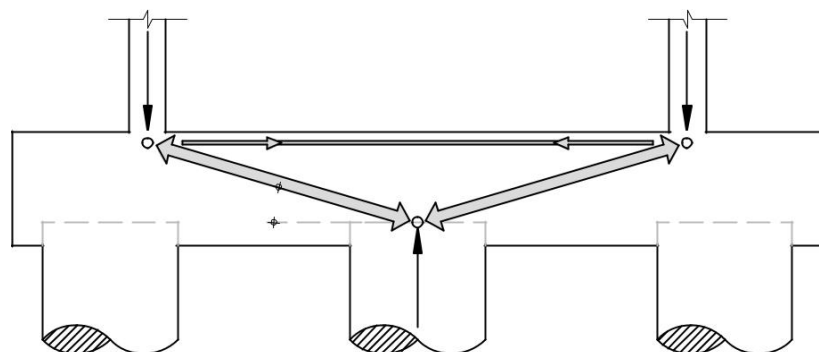


Imagen 11.2.3: esquema bielas y tirantes Ejes A, B, C

La armadura de bandas secundarias en ambas direcciones tanto inferior como superior se calculan para llevar un 25 % de la máxima tracción que pueden llevar la armadura de bandas principales.

Se colocan estribos verticales arriostrando las bandas principales comprimidas y una armadura horizontal en el perímetro del cabezal. Ambos estribos se calculan con una cuantía mínima del 2% del área de hormigón perpendicular a la dirección en la que trabajan.

Por lo tanto se colocan 8  $\phi 25$  en las bandas verticales inferiores y en las secundarias 3  $\phi 25$ . En la dirección horizontal se colocan en las bandas principales 6  $\phi 25$  y 3  $\phi 25$  en las secundarias. Para las armaduras superiores se colocan 4  $\phi 20$  en las bandas verticales principales y 2  $\phi 20$  en las secundarias mientras que en la dirección horizontal se coloca 6  $\phi 16$  en las principales y 2  $\phi 16$  en las secundarias. En cuanto a los estribos se colocan 14  $\phi 12$  cada 25 cm.

### 11.3. VIGAS DE FUNDACIÓN

#### 11.3.1. VIGAS CENTRADORAS

La transmisión de la carga desde el pilar al pilote de medianera es excéntrica. Por esta razón, se debió calcular mediante un diagrama de bielas y tirantes la armadura necesaria considerando el voladizo de la viga centradora como una ménsula corta. Para que el esquema sea válido, se debió considerar el efecto de la viga centradora transmitiendo el esfuerzo horizontal del esquema de bielas y tirantes del cabezal de medianera al pilar más cercano.

El modelo de bielas y tirantes se muestra a continuación:

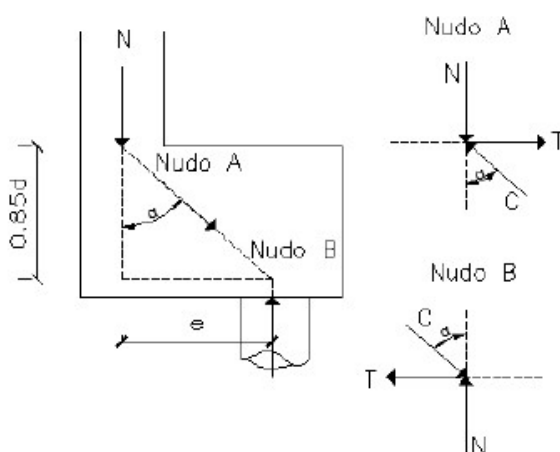


Imagen 11.2.1.1.: Vigas Centradoras

Por el equilibrio de nudos en A y en B se obtiene:

$$C \cdot \cos(\alpha) = N$$

$$C \cdot \sin(\alpha) = T$$

Por lo que  $T = N \cdot \tan(\alpha)$  donde  $\tan(\alpha) = \frac{e}{0.85} \rightarrow T = N \frac{e}{0.85d} = A_s \cdot f_{yd}$

Es preciso que la armadura principal se coloque en la cara superior del cabezal, doblándola en el extremo de la ménsula con un radio de  $12\emptyset$ . Para que la carga del soporte se transmita adecuadamente a la armadura principal, es necesario colocar horquillas horizontales que aseguren dicha transmisión. La armadura de las horquillas se calculó para  $2/3$  de la tracción máxima admisible por la armadura longitudinal dispuesta en la viga para llevar la tracción en T. Con los estribos se lleva el tercio restante. El resto de la viga se calcula de forma que resista la fuerza axial y el momento flector generado por el peso propio.

La viga se arma inferiormente con el 10% de la armadura superior y se coloca armadura intermedia.

### 11.3.2. VIGAS DE FUNDACIÓN Y VIGAS RIOSTRAS

Las vigas riostras son elementos de atado de los cabezales, cuya función es absorber los momentos debido a posibles excentricidades accidentales. Su dimensionado se realiza considerando una carga axial de  $0.1N$ , siendo  $N$  la carga que baja por el pilar y un momento que toma una excentricidad de 5cm de la carga del pilar.

Los cabezales de dos pilotes son capaces de absorber momentos en el plano que contiene a los ejes de los dos pilotes, debiendo ser arriostrados en la dirección perpendicular con vigas riostras. Los cabezales de un pilote se deben arriostrar en ambas direcciones.

La armadura calculada se dispone tanto en la cara superior como inferior. Se debe colocar además armadura intermedia cuando la separación entre las armaduras principales inferior y superior sea mayor a 30cm.

## 12. TANQUE DE AGUA

Para el dimensionado del tanque de agua, se tomó como referencia el libro Hormigón Armado 14ª edición del autor Jiménez Montoya y las tablas de Haanz.

El tanque es elevado, de 3.92m de largo y 2.97m de ancho con un tabique en el medio generando dos compartimentos. La altura del tanque es de 2.75m.

Las paredes se consideran empotradas entre si y empotradas con la losa de piso. El techo del tanque se consideró apoyado en el mismo. En la siguiente imagen se pueden observar las dimensiones del mismo:

Para el cálculo tomamos las siguientes consideraciones:

- La altura de agua es igual a la altura del tanque
- Recubrimiento geométrico de 3.5cm
- El espesor de todas las paredes y losa de piso es de 15cm y el del techo de 10cm

Los esfuerzos que consideramos fueron:

- las presiones hidrostáticas sobre las paredes y el peso del agua sobre el piso.
- Sobre el techo del tanque y de las losas al costado del mismo aplicamos una sobrecarga de uso de  $150\text{kg/m}^2$  y una carga muerta de  $80\text{kg/m}^2$  correspondiente a un relleno.

Se realizaron dos análisis independientes, uno estudiando las paredes del tanque como losas y otro como si fueran vigas de gran altura. En el primero, se determinan las solicitaciones a flexión y tracción simple, armando así las paredes, el techo y el piso del tanque. En esta parte del análisis las paredes solo tendrán en cuenta las cargas provenientes del agua a excepción del piso del tanque que se considerara a su vez el peso propio de la losa.

Como la limitante en este análisis fue la fisuración del tanque, se determina la apertura máxima de fisura admisible siendo esta 0.2mm. Para ello, se sigue el procedimiento indicado en la EHE-08 para el cálculo de abertura de fisuras donde considera las solicitaciones sobre la pieza y la armadura a colocar.

En el segundo análisis se consideran las cargas de peso propio de los elementos, así como las cargas provenientes de la losa superior del tanque y los esfuerzos del agua.

## 12.1. Paredes del tanque analizadas como losas

### 12.1.1. Flexión

Para hallar los esfuerzos a flexión de las paredes del tanque se utilizaron las tablas de Haans considerando tres borde empotrados y uno apoyado para una carga triangular. Para el cálculo del piso se consideró todos los bordes empotrados para carga uniformemente distribuida.

Se considera para este análisis que solo uno de los tanques contiene agua ya que es el peor caso. La pared chica (paredes A y C), al igual que el tabique (pared B) tendrá aplicada la misma carga por lo que se puede analizar solo un caso. Para el techo se considero una losa apoyada en sus cuatro bordes con las cargas uniformes antes mencionadas.

Pared Chica						
$L_y$	2,95	m	$\xi$	1,00	$M_s$ (kg.m/m)	$M_d$ (kg.m/m)
$L_x$	2,95	m	$m_{xr}$	54,10	201,07	321,72
$q_s$	2.500,00	kg/m <sup>2</sup>	$m_{xm}$	42,20	257,78	412,44
$q_{ms}$	1.250,00	kg/m <sup>2</sup>	$m_{ym}$	58,80	185,00	296,00
			-mer	37,10	293,21	469,14
$K_s$	10.878,13	kg	-mem	16,60	655,31	1.048,49
			-mey	14,20	766,07	1.225,70

Tabla 12.1.1.1: Paredes A, B y C

Pared Grande						
$L_y$	4,57	m	$\xi$	1,55	$M_s$ (kg.m/m)	$M_d$ (kg.m/m)
$L_x$	2,95	m	$m_{xr}$	118,83	141,75	226,80
$q_s$	2.500,00	kg/m <sup>2</sup>	$m_{xm}$	43,80	384,58	615,32
$q_{ms}$	1.250,00	kg/m <sup>2</sup>	$m_{ym}$	83,30	202,21	323,54
			-mer	88,66	189,99	303,98
$K_s$	16.844,50	kg	-mem	19,74	853,32	1.365,31
			-mey	18,40	915,46	1.464,74

Tabla 12.1.1.2: Paredes D y E

Piso						
$L_y$	4,57	m	$\xi$	1,55	$M_s$ (kg.m/m)	$M_d$ (kg.m/m)
$L_x$	2,95	m	$m_x$	45,20	857,51	1.372,01
$q_{s-agua}$	2.500,00	kg/m <sup>2</sup>	$m_y$	152,00	255,00	407,99
$q_{s-hormigon}$	375,00	kg/m <sup>2</sup>	$m_{ex}$	20,10	1.928,32	3.085,32
			$m_{ey}$	27,00	1.435,53	2.296,85
Ks	38.759,31	kg				

Tabla 12.1.1.3 Fondo del tanque

Techo						
$L_y$	4,57	m	$\xi$	1,55	$M_s$ (kg.m/m)	$M_d$ (kg.m/m)
$L_x$	2,95	m	$m_x$	20,40	152,00	243,20
$q_{s-sobrecarga\ uso}$	150,00	kg/m <sup>2</sup>	$m_y$	54,90	56,48	90,37
$q_{s- carga\ operario}$	80,00	kg/m <sup>2</sup>	$m_{xy}$	24,90	124,53	199,24
Ks	3.100,75	kg				

Tabla 12.1.1.4. Techo del tanque

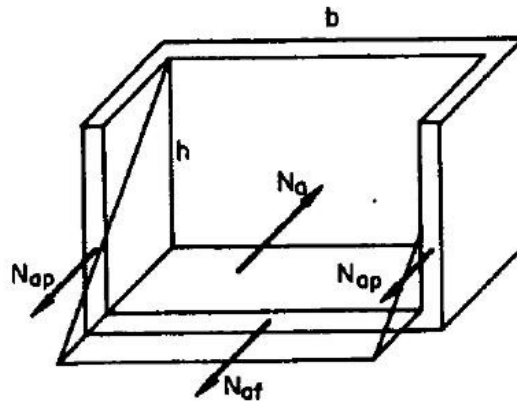
Para poder hallar los momentos máximos en los empotramientos se debe considerar la redistribución de los mismos, para ello se considera que el momento en el empotramiento es:

$$M_{max}^- = \begin{cases} \frac{M_1^- + M_2^-}{2} & \text{si } M_1^- > \frac{M_2^-}{2}, \text{ siendo } M_1^- < M_2^- \\ 0.75 M_1^- & \text{si } M_1^- < \frac{M_2^-}{2}, \text{ siendo } M_1^- < M_2^- \end{cases}$$

Con los valores obtenidos se calcula una armadura para la doble malla de la losa y otra para los empotramientos.

### 12.1.2. Tracción

Para hallar los esfuerzos a tracción tanto de las paredes como del piso del tanque se tomó como referencia el libro Hormigón Armado- 14ª edición del autor Jiménez Montoya. Éste se basa en la consideración de la acción del agua sobre una de las paredes y se halla la directa en la dirección horizontal en las paredes adjuntas y en el piso tal que se cumpla el equilibrio de la estructura. Por otro lado se considera la acción del agua sobre el piso (con su peso propio), hallando la directa en la dirección vertical sobre las paredes del tanque.



Como se muestra en la figura anterior  $N_a$  es la resultante de la acción del agua sobre una de las paredes y se debe cumplir:  $N_a = 2N_{ap} + N_{af}$ , siendo  $N_{ap}$  la directa sobre una de las paredes anexas y  $N_{af}$  la directa sobre el fondo.

$$N_a = \frac{qhb}{2} \cdot q = \rho_{agua} h$$

Donde  $h$  es la altura del tanque y  $b$  el largo de la paredes que se considera cargada en cada caso. Considerando la relación  $h/b$  en cada caso es posible hallar la proporción de directa que llevan tanto las paredes como el fondo mediante los coeficientes  $\beta_p$  y  $\beta_f$ , siendo la misma:

$$N_{ap} = \beta_p N_a \text{ y } N_{af} = \beta_f N_a$$

Resultados obtenidos:

	Nap (kg/m)	Naf (kg/m)
Paredes chicas	1.740,5	3.550,6
Paredes grandes	3.235,6	2.784,8

	Nap chica (kg/m)	Nap grande (kg/m)
Piso	5.150,4	4.337,0

### 12.1.3. Fisuración

Se debe verificar la fisuración del tanque ya que el mismo debe contener el líquido en todo momento. La abertura de la fisura se limitará a 0,2mm. Se calcula, según la EHE 08, la abertura característica de la fisura mediante la siguiente expresión:

$$w_k = \beta s_m \varepsilon_{sm} \leq w_{max} = 0.2mm$$

Donde  $\beta$  es el coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico (en este caso considerado 1,7),  $s_m$  es la separación media entre fisuras y  $\varepsilon_{sm}$  es el alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

Se halla según los esfuerzos calculados anteriormente, la armadura necesaria y a partir de ésta se verifica la fisuración, en caso de que no verifique se cambia la armadura hasta verificar el ancho de fisura máximo.

Se procede entonces a verificar la fisuración de los elementos del tanque para las direcciones x e y (horizontal y vertical respectivamente).

Paredes A y C

Según x:

As nec (cm <sup>2</sup> /m)	φ (mm)	sep (cm)	As real (cm <sup>2</sup> /m)	sm (mm)	ε <sub>sm</sub> (‰)	w <sub>k</sub> (mm)	w <sub>k,lim</sub> (mm)	VERIFICACION
2,70	8	15	3,35	108,27	0,85	0,16	0,2	verifica

Según y:

As nec (cm <sup>2</sup> /m)	φ (mm)	sep (cm)	As real (cm <sup>2</sup> /m)	sm (mm)	ε <sub>sm</sub> (‰)	w <sub>k</sub> (mm)	w <sub>k,lim</sub> (mm)	VERIFICACION
2,70	8	15	3,35	108,27	0,85	0,16	0,2	verifica

Pared B

Según x:

As nec (cm <sup>2</sup> /m)	φ (mm)	sep (cm)	As real (cm <sup>2</sup> /m)	sm (mm)	ε <sub>sm</sub> (‰)	w <sub>k</sub> (mm)	w <sub>k,lim</sub> (mm)	VERIFICACION
2,60	8	15	3,35	108,23	0,82	0,15	0,2	verifica

Según y:

As nec (cm <sup>2</sup> /m)	φ (mm)	sep (cm)	As real (cm <sup>2</sup> /m)	sm (mm)	ε <sub>sm</sub> (‰)	w <sub>k</sub> (mm)	w <sub>k,lim</sub> (mm)	VERIFICACION
3,07	8	15	3,35	108,27	0,98	0,18	0,2	verifica

Paredes D y E

Según x:

As nec (cm <sup>2</sup> /m)	φ (mm)	sep (cm)	As real (cm <sup>2</sup> /m)	sm (mm)	ε <sub>sm</sub> (‰)	w <sub>k</sub> (mm)	w <sub>k,lim</sub> (mm)	VERIFICACION
2,70	8	15	3,35	108,27	0,85	0,16	0,2	verifica

Según y:

As nec (cm <sup>2</sup> /m)	φ (mm)	sep (cm)	As real (cm <sup>2</sup> /m)	sm (mm)	ε <sub>sm</sub> (‰)	w <sub>k</sub> (mm)	w <sub>k,lim</sub> (mm)	VERIFICACION
2,70	8	15	3,35	108,27	0,85	0,16	0,2	verifica

Piso

Según x:

As nec (cm <sup>2</sup> /m)	φ (mm)	sep (cm)	As real (cm <sup>2</sup> /m)	sm (mm)	ε <sub>sm</sub> (‰)	w <sub>k</sub> (mm)	w <sub>k,lim</sub> (mm)	VERIFICACION
3,79	8	10	5,03	98,12	0,82	0,14	0,2	verifica

Según y:

As nec (cm <sup>2</sup> /m)	φ (mm)	sep (cm)	As real (cm <sup>2</sup> /m)	sm (mm)	ε <sub>sm</sub> (‰)	w <sub>k</sub> (mm)	w <sub>k,lim</sub> (mm)	VERIFICACION
2,70	8	10	5,03	98,12	0,58	0,10	0,2	verifica

Techo:

Según x:

As nec (cm <sup>2</sup> /m)	φ (mm)	sep (cm)	As real (cm <sup>2</sup> /m)	sm (mm)	εsm (‰)	wk (mm)	wk,lim (mm)	VERIFICACION
2,78	8	15	3,35	108,27	0,88	0,16	0,2	verifica

Según y:

As nec (cm <sup>2</sup> /m)	φ (mm)	sep (cm)	As real (cm <sup>2</sup> /m)	sm (mm)	εsm (‰)	wk (mm)	wk,lim (mm)	VERIFICACION
2,70	8	15	3,35	108,27	0,85	0,16	0,2	verifica

Finalmente se arman todas las paredes con doble malla de φ8/15, el piso con armadura inferior de φ8/10 y techo con armadura inferior de φ8/15.

Para el cálculo de los refuerzos en los empotramientos se procedió de igual manera que para el cálculo a flexión de las losas pero con los momentos de empotramiento. Dando como resultado una armadura de φ8/10.

## 12.2. Paredes del tanque analizadas como vigas de gran altura

Para el cálculo de las vigas pared no son válidas las fórmulas de las vigas ordinarias, ya que las hipótesis que sirven para su deducción (Bernoulli, deformación plana, Saint-Venant) no resultan aplicables a estos elementos de discontinuidad generalizada.

Se estudiarán las paredes del tanque mediante este método y comparando los resultados con el análisis anterior, se armaran las mismas compatibilizando los resultados de ambos.

En este análisis se consideran las cargas de peso propio de los elementos, así como también las cargas provenientes de la losa superior del tanque y los esfuerzos del agua que actúan sobre el fondo del tanque.

### 12.2.1. Tabique (Pared B)

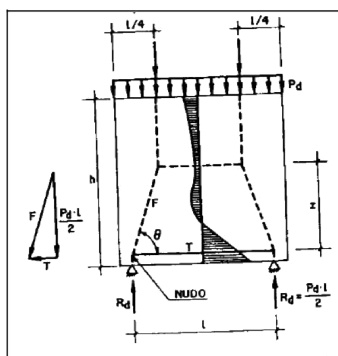
Se considera el tabique como simplemente apoyado sobre las paredes grandes del tanque. El tabique está sometido a su peso propio y los esfuerzos provenientes del fondo del tanque. Las cargas aplicadas serán entonces en diseño de:

Cargas aplicadas		
Peso propio	1.770,00	kg/m
Fondo	4.692,00	kg/m

Se considera que la carga distribuida esta aplicada en el borde inferior del tabique, para ello es necesario llevar las cargas del fondo hacia el borde superior del mismo. Para ello se debe colocar armadura tal que sea capaz de llevar estas cargas siendo la misma en cada cara de la pared:

$$As = \frac{P_{fondo}}{f_{yd}} = 1.43 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 10$$

Una vez levantada la carga del fondo se considera el siguiente diagrama de bielas y tirantes para la resolución del tabique.



Como puede observarse en la figura todas las barras del modelo trabajan a compresión excepto el tirante inferior T.

De las condiciones de equilibrio se deduce fácilmente el valor de la reacción en los apoyos, así como también el valor de la fuerza de tracción que actúa sobre el tirante siendo este valor:

Esfuerzos		
Rd	8.562,15	kg
z	1,59	m
T	3.567,56	kg

De lo que se tiene una armadura necesaria de  $A_s = 0.89 \text{ cm}^2$ . La armadura mínima correspondiente es  $A_s = 2.7 \text{ cm}^2$  por lo que se colocan  $2\phi 16$ .

Para la biela de compresión se hace la siguiente comprobación:

$$\frac{Rd}{a_0 b_0} \leq 0.7 f_{cd} \rightarrow 38.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 117 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{verifica}$$

### 12.2.2. Paredes A y C

Análogamente se resuelven estas losas, considerando las siguientes cargas:

Cargas aplicadas		
Peso propio	1.770,00	kg/m
Fondo	4.692,00	kg/m
Losa sup	772,80	kg/m
Operario	120,00	kg

Se considera que la carga distribuida del fondo está aplicada en el borde inferior del tabique, para ello es necesario llevar colocar armadura tal que sea capaz de llevar estas cargas siendo la misma en cada cara de la pared:

$$A_s \frac{P_{\text{fondo}}}{f_{yd}} = 1.57 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 10$$

De las condiciones de equilibrio se deduce fácilmente el valor de la reacción en los apoyos, así como también el valor de la fuerza de tracción que actúa sobre el tirante siendo este valor:

Esfuerzos		
Rd	10.731,33	kg
z	1,77	m
T	4.471,39	kg

De lo que se tiene una armadura necesaria de  $A_s = 1.12 \text{ cm}^2$ . La armadura mínima correspondiente es  $A_s = 2.7 \text{ cm}^2$  por lo que se colocan  $2\phi 16$ .

Para la biela de compresión se hace la siguiente comprobación:

$$\frac{R_d}{a_0 b_0} \leq 0.7 f_{cd} \rightarrow 47.69 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 117 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{verifica}$$

### 12.2.3. Paredes D y E

Análogamente se resuelven estas losas, con la salvedad de que la luz es mayor, por lo que el brazo de par se calcula con la expresión alternativa. Además se considera que el tabique descarga sobre estas a cada lado, por lo que soportan una carga puntual en la mitad del vano. A partir de esto se obtiene:

Cargas aplicadas		
Peso propio	1.770,00	kg/m
Fondo	6.136,00	kg/m
Losa sup	1.238,40	kg/m
Operario	120,00	kg
Tabique	9.544,90	kg

La armadura necesaria para colgar las cargas provenientes del borde inferior de la losa es:

$$A_s = \frac{P_{\text{fondo}}}{f_{yd}} = 1.57 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 10$$

De las condiciones de equilibrio se deduce fácilmente el valor de la reacción en los apoyos, así como también el valor de la fuerza de tracción que actúa sobre el tirante siendo este valor:

Esfuerzos		
Rd	25.727,41	kg
z	2,74	m
T	10.719,75	kg

De lo que se tiene una armadura necesaria de  $A_s = 2.34 \text{ cm}^2$ . La armadura mínima correspondiente es  $A_s = 2.7 \text{ cm}^2$  por lo que se colocan  $2\phi 16$ .

Para la biela de compresión se hace la siguiente comprobación:

$$\frac{R_d}{a_0 b_0} \leq 0.7 f_{cd} \rightarrow 99.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 117 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{verifica}$$

## 13. Índice de Planos

- Planos Fundación
  - 01- Fundación
  - 02- Fundación
  - 03 - Fundación
  - 04- Fundación
  
- Planos Encofrado losas
  - Encofrado L07
  - Encofrado L08
  - Encofrado L09
  - Encofrado L10
  
- Planos Armadura losas
  - 11- Armadura I100
  - 12- Armadura I200 al 500
  - 13- Armadura I600
  - 14- Armadura I700 al 900
  - 15- Armadura I1000
  - 16- Armadura I1100
  - 17- Armadura I1200
  
- Planos Vigas
  - 18- Vigas I100
  - 19- Vigas I200 al I500
  - 20- Vigas I200 al 500
  - 21- Vigas I600
  - 22- Vigas I700 – I900
  - 23- Vigas I1000 – I1100
  - 24- Vigas I1200
  
- Planos Pilares
  - Pilares L-05
  - Pilares L- 06
  
- Plano Escalera
  - 27 - Escaleras
  
- Planos Tanque de agua
  - 25 – Tanque de agua Plantas
  - 26 – Tanque de agua Cortes