



UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROYECTO ESTRUCTURAL 1
MEMORIA DE CÁLCULO
ENTREGA FINAL
CURSO 2017



Autores:

Matias Nicolas ALVAREZ SARAVIA - C.I.: 4.563.383-4
Sofia CAL PEREIRA - C.I.: 4.785.918-1
Eugenia PEREZ FRASCHERI - C.I.: 4.974.269-1

Docentes:

Ing. Sebastián DIESTE
Ing. Santiago GARCÍA
Ing. Joaquín GARCÍA
Ing. Jorge RODRÍGUEZ

13 de diciembre de 2018

Índice

1. Introducción	3
2. Descripción del Proyecto	4
2.1. Datos generales	4
3. Bases de cálculo	4
3.1. Normativa de referencia	4
3.2. Materiales	4
3.3. Hipótesis de cargas	4
3.3.1. Acciones gravitatorias	5
3.3.2. Acciones de viento	7
4. Estabilidad global	9
5. Losas	11
5.1. Predimensionado	11
5.2. Estado Límite Último (ELU)	11
5.2.1. Cuantías mínimas	11
5.2.2. Agotamiento frente a punzonado	15
5.3. Estado Límite de Servicio: deformaciones	17
5.3.1. Flecha total	18
5.3.2. Flecha activa	19
5.4. Estado Límite de Servicio: fisuración	19
6. Vigas	22
6.1. Predimensionado	22
6.2. Estado Límite Último	22
6.2.1. Flexión	22
6.2.2. Cortante	23
6.3. Estado Límite de Servicio	24
6.3.1. Deformaciones	24
6.3.2. Fisuración	24
7. Pilares	26
7.1. Predimensionado	26
7.2. Armadura de pilares	26
7.3. Estado Límite Último	27
7.4. Núcleo de ascensores	28
8. Fundaciones	29
8.1. Pilotes	29
8.2. Vigas de fundación	31
8.3. Cabezales	32
8.3.1. Cabezal de 1 pilote	33
8.3.2. Cabezal de 2 pilotes	33
8.3.3. Cabezal del núcleo	35
8.4. Muros de contención	36
8.4.1. Muro tipo 1 (MC1)	37
8.4.2. Muro tipo 2 (MC2)	37
8.4.3. Muro tipo 3 (MC3)	38
8.4.4. Muro tipo 5 y 6 (MC5 y MC6)	38
8.5. Núcleo de ascensores - Bajorecorrido	41
9. Tanque de agua	43
9.1. Geometría del tanque	43

9.2. Modelo computacional	43
9.3. Cargas apicadas en el modelo	44
9.4. Combinaciones de carga	44
9.5. Cálculo de la armadura	45
9.6. Verificación en ELS: fisuración	49
10. Escalera	51
10.1. Verificación de anclajes químicos	51
11. Muro de mampostería	53
12. Índice de planos	54

1. Introducción

El presente trabajo desarrollado en el marco del curso “Proyecto Estructural 1”, tiene como objetivo presentar el modelo estructural, bases e hipótesis consideradas y los cálculos correspondientes a los distintos elementos componentes de la estructura, referente al edificio ubicado en la calle Plácido Ellauri, entre Marco Bruto y Julio César como lo indica la Figura 1.

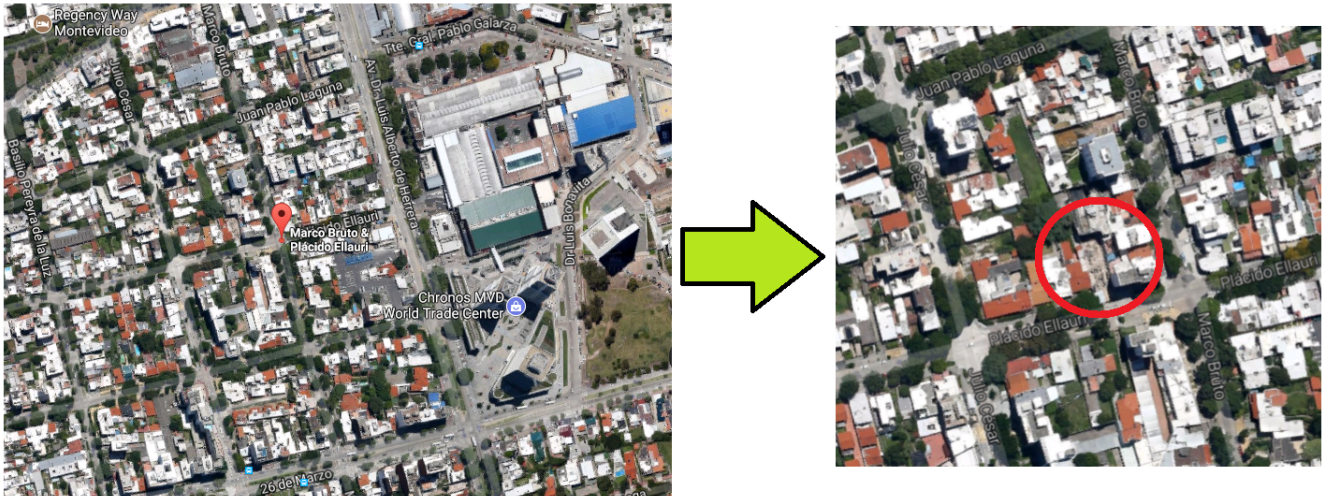


Figura 1: Ubicación del padrón a construir.

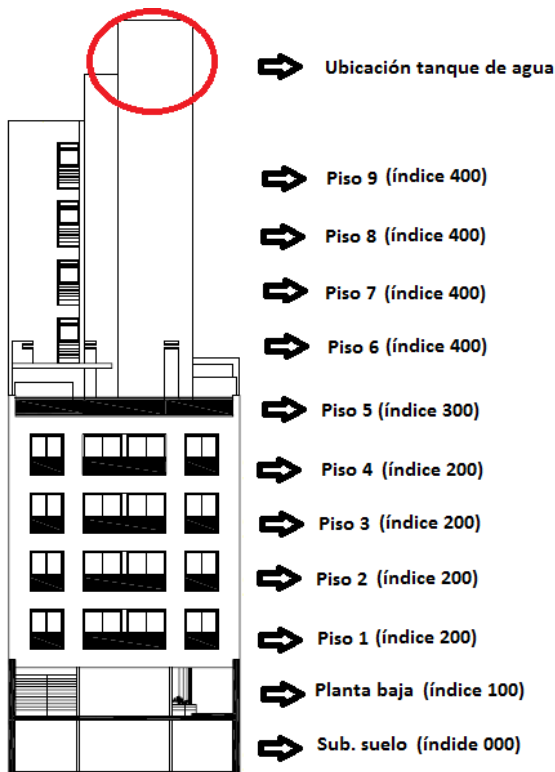


Figura 2: Composición por planta.

El edificio tiene el propósito de vivienda, compuesto por un nivel de subsuelo destinado a cocheras, planta baja (recepción y cocheras), 4 pisos con apartamentos mas pequeños con un solo dormitorio. En dicha transición, a partir del piso 5 el esquema arquitectónico difiere al dispuesto en las plantas inferiores, manteniéndose hasta el piso 9 inclusive. La planta 5 cuenta con azotea de uso común.

Adicionado a lo anterior, se dispone de un "núcleo central" que incluye las escaleras y el ascensor.

También cuenta con un tanque de agua dispuesto en el nivel superior del edificio (azotea no transitable). En la Figura 2 se puede visualizar lo antes mencionado.

2. Descripción del Proyecto

2.1. Datos generales

Como solución estructural para la edificación, se decide proyectar una losa con vigas, dispuestas solamente en las correspondientes medianeras. Dichos elementos descargan sobre pilares (pantallas) los cuales transmiten las cargas a las cimentaciones. Todos los elementos estructurales estarán compuestos de hormigón armado (características que se verán mas adelante).

3. Bases de cálculo

3.1. Normativa de referencia

Las normas empleadas como base en el cálculo del edificio son:

Acciones:

- *UNIT 33 – 91* (Cargas a utilizar en el proyecto de edificios)
- *UNIT 50 – 84* (Acción del viento sobre construcciones)

Hormigón estructural y materiales:

- *UNE – EN 1992 – 1 – 1* (Eurocódigo 2 - parte 1: Proyecto de estructuras de hormigón, reglas generales y reglas para edificación)
- *EHE 08* (Instrucción de Hormigón Estructural)
- *UNIT 1050 : 2005* (Proyecto y ejecución de estructuras de hormigón en masa o armado)

Representación:

- *UNIT 5 – 90* (Redacción de proyectos de estructuras de hormigón armado).

3.2. Materiales

Los materiales a utilizar en el proyecto se detallan a continuación:

Hormigón C30:

- Resistencia de proyecto $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Módulo de elasticidad secante $E_c = 28576,8 \text{ MPa}$

Acero B-500-S:

- Límite de fluencia $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- Módulo de deformación longitudinal $E_s = 210 \text{ GPa}$

3.3. Hipótesis de cargas

En esta sección se presentan las acciones actuantes sobre la estructura.

3.3.1. Acciones gravitatorias

A partir de la norma UNIT 33-51 se obtienen los pesos específicos para cada material utilizado (conforman cargas permanentes), presentados en la Tabla 1.¹

Tabla 1: Pesos específicos de materiales.

Material	Peso específico [kN/m^3]
Hormigón armado	25
Ticholo de mampostería	14
Ladrillo de mampostería	17
Revoque (arena+CP+cal)	19
Baldosas cerámicas	0,2*
Parquet	...
Vidrio	26
Yeso	9,5
Relleno para azotea (arena+CP+cascote)	18

De la misma fuente se obtienen las sobrecargas de servicio (cargas variables) indicadas en la Tabla 2.²

Tabla 2: Sobrecargas de servicio.

Ubicación	Sobrecarga [kN/m^2]
Balcones	3**
Cocinas	1,5
Comedor o Estar	1,5
Dormitorios	1,5
Escaleras	3
Corredores	3
Baños	1,5
Azotea transitable	3
Garage	3,5 φ

En la sobrecarga del garage, el coeficiente φ depende de la luz menor de la losa L , presentándose dos situaciones:

- $\varphi = 1$ cuando $L \geq L_0$
- $\varphi = L_0 \leq 1,43/L$ cuando $L < L_0$

donde $L_0 = 3$ para el caso de losas y $L_0 = 5$ para el caso de vigas.

También se debe considerar un esfuerzo horizontal de $20 kN$ (Garages colectivos) sobre los elementos estructurales, a una altura de $0,50 m$.

Respecto a los distintos tipos de muros presentes en el edificio, en la Tabla 3³ se presentan sus descargas lineales, las cuales dependen del material con el que estén construidos, revestimientos, revoques, entre otros.

Para la estimación de sus descargas, en el caso particular de muros de medianera, se considera el espesor en su totalidad, siendo éste de $30 cm$.

¹* en baldosas cerámicas el valor indicado es $0,2 kN/m^2$ por cm de espesor.

²** en balcones a su vez se considera carga distribuida de $1,5 kN/m$ en el borde.

³Se calculan las descargas ya considerando la altura del muro, descontándose la altura de viga en los muros medianeros.

Tabla 3: Pesos de muros TIPO.

Nuevos muros TIPO	Descarga lineal [kN/m]
M1 medianero [30 cm]	7,7
M2 contorno (sin medianera) [30 cm]	9,2
M3 (cuarto cuarto) [20 cm]	9,8
M4 (cerámicos a ambos lados) [20 cm]	9,2
M5 (entre dormitorios) [10 cm]	3,6
M6 (muros en baños - cerámico a un lado) [10 cm]	4,1
M7 (muros en baños y cocina) [15 cm]	5,4
M8 (interiores sin cerámicos) [30 cm]	9,0
M9 (cerámico a un lado) [15 cm]	5,9
M10 (muros en azotea) [15 cm]	4,2
M11 (muros en azotea) [20 cm]	8,2

El peso propio de la losa es determinado considerándose el pavimento y cielorraso presente. En su mayoría, las dos combinaciones utilizadas son:

- Pavimento (Parquet - Vinílico - Piso flotante) - Cielorraso (Facerit)
- Pavimento (Cerámica o Porcelanato) - Cielorraso (Revoque)

Se considera para toda la planta el estado de cargas mas desfavorable, siendo cielorraso con revoque y pavimento de cerámica. En la Figura 3 se muestra un detalle de la losa, con el pavimento y cielorraso incluidos. Cabe destacar que el espesor disponible, indicado por la arquitectura del edificio, es de 20 cm.

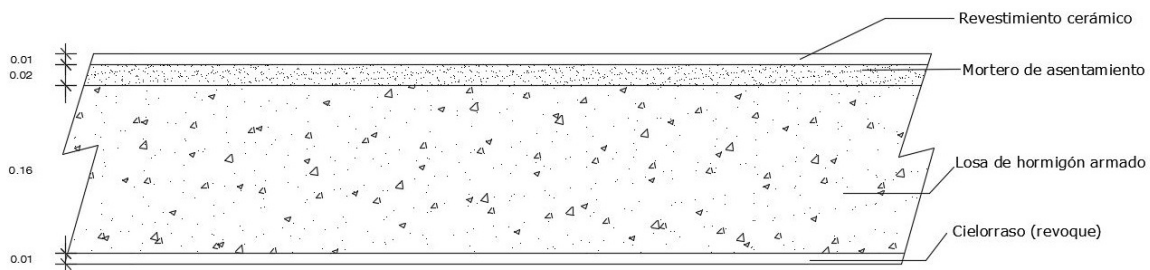


Figura 3: Detalle de losa (medidas en [m]).

Operando con los pesos específicos brindados en la Tabla 1 y los espesores indicados anteriormente para cada material, se obtiene la descarga por unidad de superficie, resultando $p = 4,77 \text{ kN/m}^2$.

En lo que respecta a losas exteriores (azoteas y zona de ingreso a garages) se considero un mayor nivel de relleno (altura media de 7 cm), contando con la impermeabilización requerida. En dicha situación, la carga por unidad de superficie resulta $p_{relleno} = 2,5 \text{ kN/m}^2$.

3.3.2. Acciones de viento

A partir de la norma UNIT 50-84 se determinan las presiones del viento sobre la estructura. Para ello se asume que dichas presiones son constantes en cada planta del edificio, aplicadas sobre las losas correspondientes. La presión de viento se calcula como $p_c = C q_c$, siendo C coeficiente de presión y q_c la presión de cálculo dada por la siguiente expresión:

$$q_c = \frac{v_c^2}{16,3} \quad \text{con} \quad v_c = k_t k_z k_d k_k v_k \quad (1)$$

donde v_c corresponde a la velocidad de cálculo. Para la determinación de los factores que intervienen en la ecuación, es importante mencionar algunos aspectos previos:

- Se admite que el viento presenta dirección horizontal con velocidad uniforme.
- No se tiene en cuenta la acción dinámica del viento.
- Su acción es perpendicular a la superficie de incidencia.
- La estructura se ubica a una distancia menor a 25 Km de la costa (zona costera).
- Rugosidad del terreno - Zona cubierta por construcciones, con altura media superior a 25 m .
- Topografía NORMAL del terreno.

En base a ello se tiene:

- Velocidad característica $v_k = 43,9 \text{ m/s}$.
- K_t coeficiente que toma en cuenta características topográficas de la zona, $k_t = 1$.
- k_d coeficiente que tiene en cuenta las dimensiones de la superficie de influencia del elemento, siendo en este caso $k_d = 0,9$.
- k_k coeficiente que tiene en cuenta el grado de seguridad requerido para cada tipo de construcción y su vida útil. En el caso de edificio de edificios para viviendas y oficinas se considera $k_k = 1,15$.
- Debido a la rugosidad presente, el coeficiente k_z se determina según $k_z = 0,6 \left(\frac{z}{10}\right)^{0,22}$.

Determinados los coeficientes, tomando las alturas a las cuales se encuentran cada una de las plantas del edificio se calcula la presión de cálculo presente. Dichos resultados se presentan en la Tabla 4.

Tabla 4: Presiones de cálculo por planta.

z [m]	Kz	vc [m/s]	qc [kN/m ²]
2,7	0,4	20,4	0,26
5,3	0,5	23,7	0,34
7,9	0,6	25,9	0,41
10,5	0,6	27,6	0,47
13,1	0,6	28,9	0,51
15,7	0,7	30,1	0,56
18,3	0,7	31,1	0,59
20,9	0,7	32,1	0,63
23,5	0,7	32,9	0,66
26,1	0,7	33,7	0,70
28,6	0,8	34,4	0,72
31	0,8	35,0	0,75

Se procede a determinar los coeficientes de presiones C . Cabe destacar que el viento actúa en dos direcciones, paralelo a las medianera y perpendicular a las mismas. En ambas situaciones se tendrían coeficientes de presión interiores C_i y exteriores C_e , pero a efectos de analizar la estabilidad global de la estructura, no son tenidos en cuenta los coeficientes C_i por su efecto resultante nulo.

En ambas direcciones de incidencia del viento, los coeficientes resultan 0,8 en caras a barlovento y $-0,5$ en caras a sotavento (succión).

Finalmente se obtiene la fuerza puntual que actúa en cada piso, multiplicando la presión de cálculo por el área de influencia y por los coeficientes antes determinados. Cabe destacar que se trabaja con la fuerza total, por lo que el coeficiente C está dado por la suma del correspondiente a barlovento y a sotavento, ambos en valor absoluto.

En la Tabla 5 se pueden apreciar acciones del viento en las dos direcciones analizadas.

Tabla 5: Fuerzas por planta debidas a la acción del viento.

z [m]	F paralela a la med. [kN]	F perp. a la med. [kN]
2,7	8,7	16,5
5,3	11,7	22,2
7,9	13,9	26,4
10,5	15,8	29,9
13,1	17,4	33,0
15,7	13,2	22,6
18,3	14,1	24,1
20,9	14,9	25,6
23,5	15,7	26,9
26,1	16,5	28,2
28,6	17,1	29,4
31	17,8	30,4

4. Estabilidad global

En esta sección se verificará que el desplazamiento de los elementos estructurales que le brindan rigidez a la estructura, causado por las cargas de viento (horizontales), sea inferior a $L/750$ siendo $L = 26 m$ la altura total habitable del edificio.

Dicha verificación aplica a estructuras intraslacionales (caso considerado), presentando como máximo 15 plantas. En base a ello, los desplazamientos se calculan con la teoría de primer orden.

Los elementos rigidizadores de la estructura se consideran según la dirección de análisis. En la dirección paralela a la medianera se consideran los pórticos contenidos en la pared medianera, formados por las pantallas y vigas presentes, y pórticos intermedios generados a partir del índice 600.

Se realiza un modelo tridimensional del edificio considerando los elementos rigidizantes para las distintas condiciones de viento.

En el mismo se modelan los pórticos conformados por pilares y vigas modelados como elementos de barras, y el núcleo el cual se modelo con elementos de losa *Shell thin*.

El modelo se carga con las cargas de viento calculadas anteriormente.

Para contemplar el movimiento en cada nivel que se corresponde con el de un rígido, se utilizó la herramienta *diafragma* la cual permite imponer dicha característica.

Las cargas de viento se introducen linealmente en las vigas de dichos pórticos, y por metro de superficie en la zona del núcleo. En lo que respecta a los apoyos, se modelaron simplemente apoyados.

En la Figura 4 se muestra el modelo realizado.

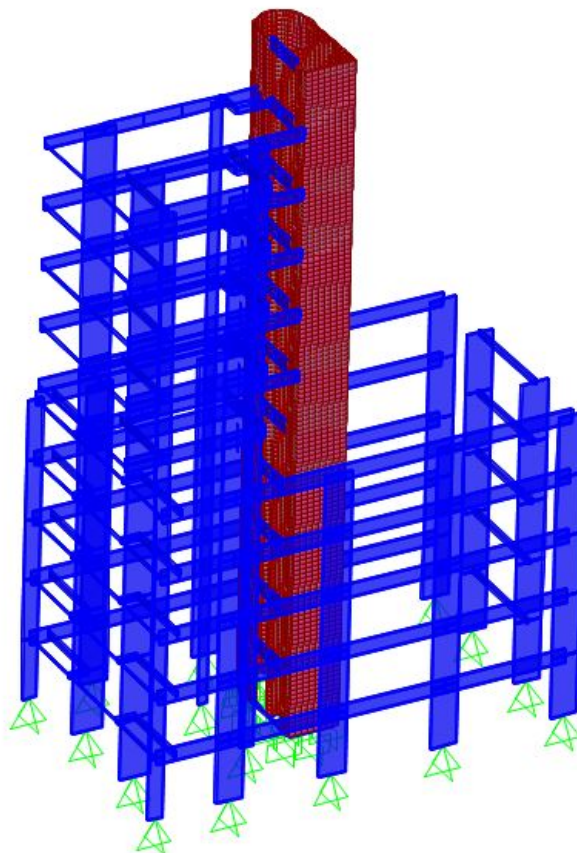


Figura 4: Modelo tridimensional de núcleo y pórticos

Del modelo se obtienen los desplazamientos según x e y (ejes globales del modelo). A partir de la suma vectorial de ambas componentes se evalúa el desplazamiento total presente, calculado como:

$$\delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} \quad (2)$$

Entonces:

- Viento perpendicular a medianeras $\rightarrow \delta = 3,2 \text{ cm}$
- Viento paralelo a medianeras $\rightarrow \delta = 0,6 \text{ cm}$

Tal como fue mencionado, el valor admisible se calcula como $L/750 = 26 \text{ m}/750 = 3,5 \text{ cm}$. Comparándose con los resultados anteriores se observa que la estructura es estable frente a esfuerzos de viento.

Como conclusión final se puede decir que para las cargas de viento actuantes sobre la estructura, con la geometría seleccionada se comprueba la estabilidad global del edificio.

5. Losas

5.1. Predimensionado

Para determinar el espesor e de losa se utilizan las indicaciones impuestas en la Tabla 50.2.2.1 de la Norma EHE 08, donde se tiene para losa bidireccional continua y debilmente armada:

$$e = \frac{luz}{30}$$

Según la ubicación de pilares, se obtiene la luz en las zonas donde se puedan tener mayores deformaciones (tomándose la mayor luz entre apoyos). En base a ello, aplicando la formula presentada, resulta losa de $e = 16 \text{ cm}$, salvo en la zona de maniobra en los garages, donde se requiere una losa de $e = 20 \text{ cm}$.

Dichos espesores son una primera estimación. Posteriormente con el estudio de deformaciones en cada una de las plantas, se verifica el espesor estimado.

5.2. Estado Límite Último (ELU)

La verificación del Estado Límite Último de flexión se realiza de acuerdo al Artículo 42 de la Norma EHE-08. A partir del modelo computacional se determinan los momentos flectores a los que se encuentran sometidas las losas en cada planta, los mismos se consideran en dos direcciones ortogonales (M11 y M22). Para que las cargas se trasmitan únicamente en las direcciones principales de las losas se reduce la resistencia a flexión 12 de los elementos de área.

Los valores usados para el diseño corresponden a las combinaciones de carga en Estado Límite Último.

5.2.1. Cuantías mínimas

Como las losas trabajan en ambas direcciones el canto útil que resulta de suponer recubrimiento geométrico 2 cm de las losas es:

$$\begin{aligned} d_{16,max} &= 13,5 \text{ cm} & d_{20,max} &= 17,5 \\ d_{16,min} &= 12,5 \text{ cm} & d_{20,min} &= 16,5 \end{aligned}$$

El Artículo 42.3.2 de la Norma EHE-08 establece una cuantía mecánica mínima:

$$A_{min} = 0,04A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Por otro lado, la cuantía mínima geométrica de las armaduras longitudinales y transversales de acuerdo al Artículo 42.3.5 de la Norma EHE-08 es 1,8 de la sección de hormigón.

Para la losa con $h = 16 \text{ cm}$ se tiene:

$$A_{min,mec} = 2,94 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{min,geo} = 2,88 \text{ cm}^2/m$$

La armadura mínima requerida es cubierta por $\phi 8/17$ que corresponde a $2,96 \text{ cm}^2/m$.

Para la losa con $h = 20 \text{ cm}$ se tiene:

$$A_{min,mec} = 3,68 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{min,geo} = 3,60 \text{ cm}^2/m$$

La armadura correspondiente es $\phi 10/17$.

Para contemplar el efecto del pisoteo de la armadura y con ello la reducción del brazo mecánico se decide disponer una malla base en ambas direcciones de $\phi 8/15$ en las losas de espesor 16 cm y $\phi 10/17$ en losas de 20 cm.

El momento flector resistido por la armadura base para:

- $e = 16 \text{ cm}$

$$M_{d1} = 19 \text{ kNm}; \quad M_{d2} = 17,6 \text{ kNm}$$

- $e = 20 \text{ cm}$

$$M_{d1} = 34 \text{ kNm}; \quad M_{d2} = 32 \text{ kNm}$$

Las armaduras se disponen como se indica en la siguiente imagen:

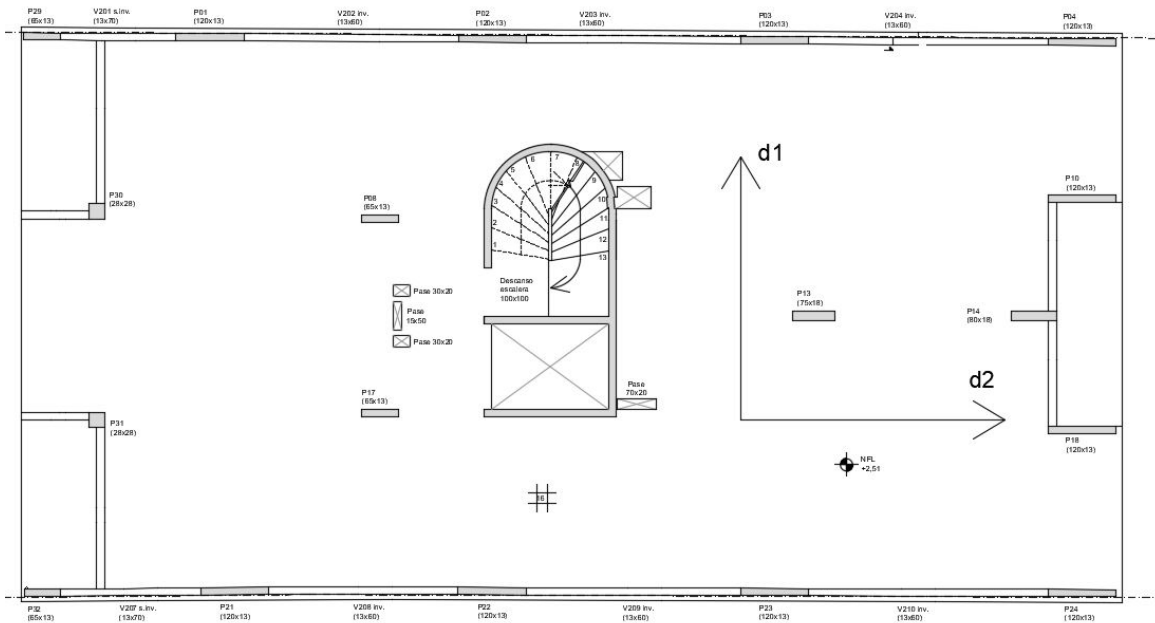


Figura 5: Direcciones principales de la losa

Para el armado de los momentos positivos se toman los máximos momentos indicados por el modelo en SAP 2000 para la combinación de diseño. En caso de que se superen los momentos resistidos por la malla base en ambas direcciones se deben colocar refuerzos.

A modo de ejemplo se presentan los diagramas de momento del índice 300 indicando las zonas donde se colocó un refuerzo.

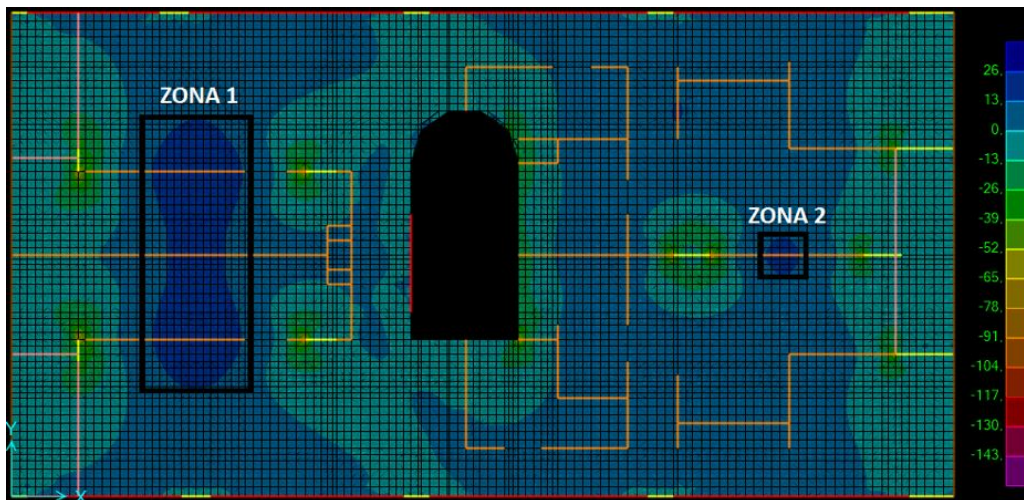


Figura 6: Momento 11 en la losa (kNm)

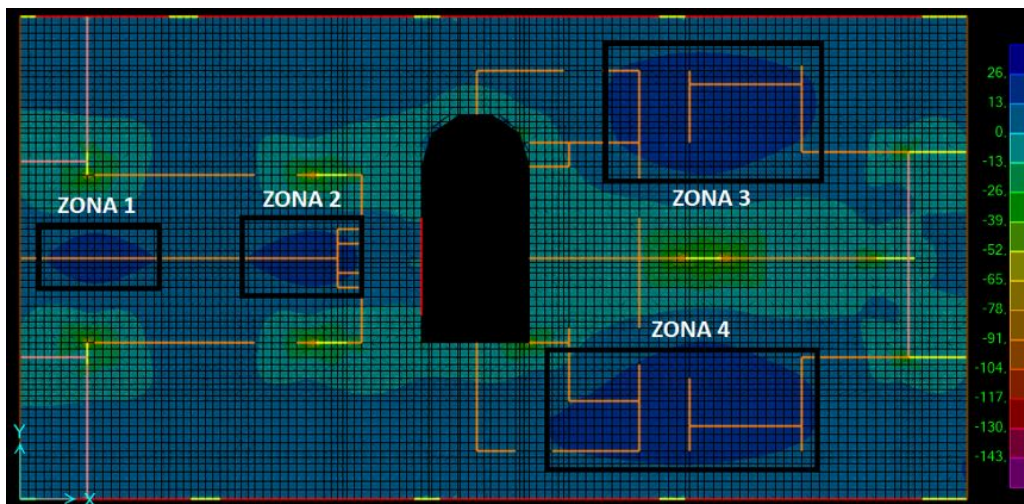


Figura 7: Momento 22 en la losa (kNm)

Tabla 6: Armadura y refuerzos momento positivo

Zona	Dirección	M_d (kNm)	μ	ω	A_{nec} (cm ² /m)	Hierros a colocar
1	M11	18,7	0,060	0,073	4,20	$\phi 8/15 + \phi 8/30$
2	M11	14,6	Cubre la armadura mínima			
1	M22	18,6	0,051	0,062	3,85	$\phi 8/15 + \phi 8/30$
2	M22	23	0,063	0,077	4,80	$\phi 8/15 + \phi 8/30$
3	M22	22	0,060	0,074	4,58	$\phi 8/15 + \phi 8/30$
4	M22	22,6	0,062	0,076	4,71	$\phi 8/15 + \phi 8/30$

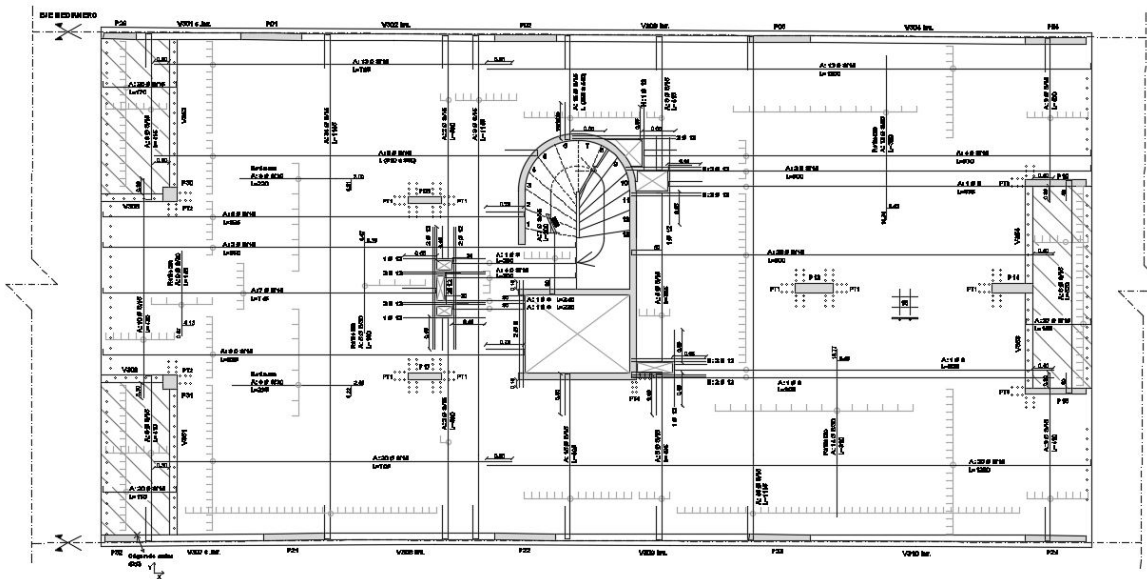


Figura 8: Esquema de armadura para momentos positivos losa N300

Para el armado de los momentos negativos se consideró la plastificación de la losa en las zonas cercanas a los pilares; se fue modificando la inercia de manera que el momento flector se reduzca en un 15 a 20%. El momento que determina la armadura se calculó promediando los valores en un entorno del pilar.

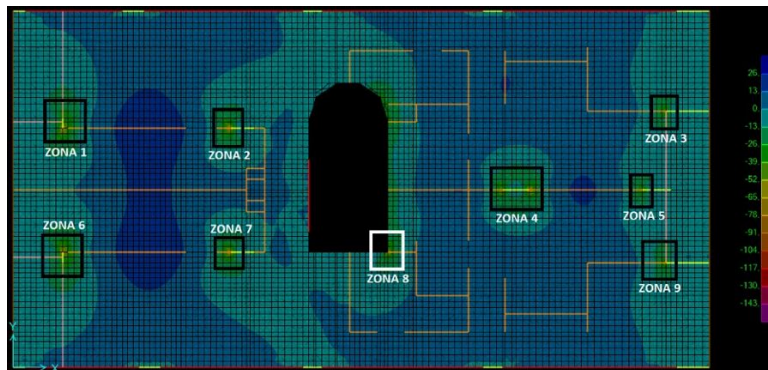


Figura 9: Momento 11 en la losa (kNm)

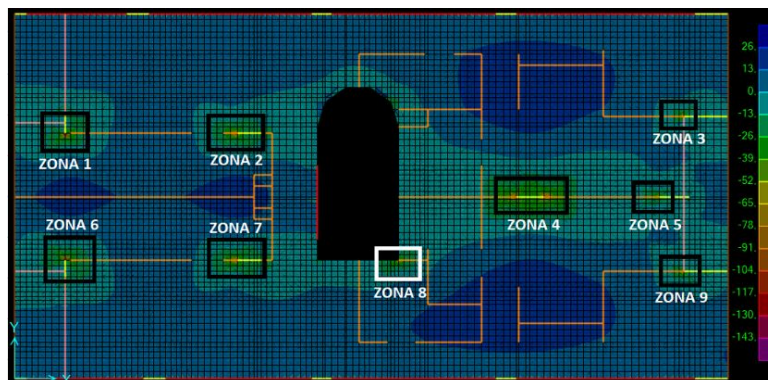


Figura 10: Momento 22 en la losa (kNm)

Tabla 7: Refuerzo de armadura para momento negativo en la losa

Zona	Dirección	M_d (KN.m)	μ	ω	A_{nec} (cm ² /m)	Hierros a colocar
1	M22	20,7	0,057	0,069	4,30	$\phi 10/15$
2	M22	46,55	0,128	0,164	10,16	$\phi 8/15 + \phi 12/15$
3	M22	39,9	0,109	0,138	8,59	$\phi 8/15 + \phi 12/15$
4	M22	59,5	0,163	0,215	13,36	$\phi 16/15$
5	M22	34,85	0,096	0,120	7,43	$\phi 12/15$
6	M22	21,1	0,058	0,071	4,38	$\phi 10/15$
7	M22	47,15	0,129	0,166	10,31	$\phi 8/15 + \phi 12/15$
8	M22	32,97	0,090	0,113	7,00	$\phi 8/15 + \phi 10/15$
9	M22	41,7	0,114	0,145	9,01	$\phi 8/15 + \phi 12/15$
1	M11	54,65	0,175	0,233	13,39	$\phi 8/15 + \phi 16/15$
2	M11	43,3	0,139	0,179	10,30	$\phi 8/15 + \phi 12/15$
3	M11	34	0,109	0,137	7,90	$\phi 16/15$
4	M11	44,5	0,142	0,185	10,61	$\phi 8/15 + \phi 12/15$
5	M11	33,9	0,108	0,137	7,88	$\phi 8/15 + \phi 10/15$
6	M11	54,675	0,175	0,233	13,40	$\phi 8/15 + \phi 16/15$
7	M11	47,2	0,151	0,197	11,33	$\phi 8/15 + \phi 16/15$
8	M11	32,4	0,104	0,130	7,50	$\phi 12/15$
9	M11	36,1	0,116	0,147	8,43	$\phi 16/15$

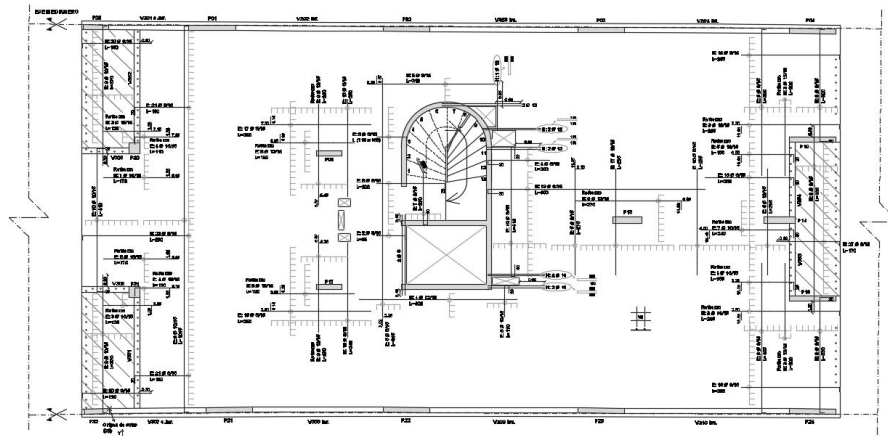


Figura 11: Esquema de armadura negativa de la losa N300

5.2.2. Agotamiento frente a punzonado

La verificación de punzonamiento se realiza en una superficie crítica concéntrica a la zona cargada, de acuerdo al Artículo 46 de la Norma EHE-08. Se comprueba que la tensión tangencial nominal en el perímetro crítico (τ_{sd}) sea menor que la tensión máxima resistente en el perímetro crítico (τ_{rd}). Si no se verifica se debe colocar armadura adicional en la losa para llevar estas tensiones.

Se debe verificar:

$$\frac{\beta F_{sd}}{u_1 d} = \tau_{sd} \leq \tau_{rd} = \frac{0,018}{c} \varepsilon (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} \not\leq \frac{0,075}{c} \varepsilon^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

Siendo:

- F_{sd} el esfuerzo de punzonamiento de cálculo obtenido del modelo computacional
- $\varepsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$; d el canto útil
- β el coeficiente para valorar la tensión máxima a punzonamiento que depende de la ubicación del pilar
- $\rho_1 = \sqrt{\rho_x + r h \rho_y} \leq 0,02$ cuantía de la armadura a tracción

El cálculo del perímetro u_1 depende del pilar.

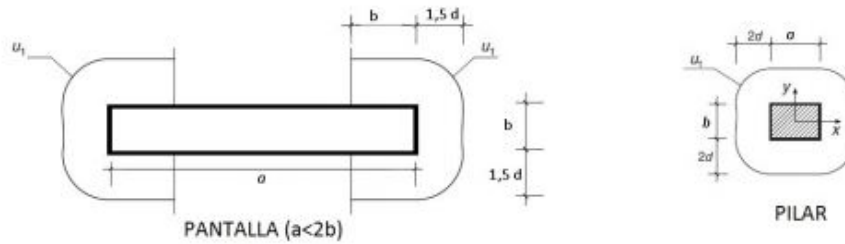


Figura 12: Cálculo del perímetro u_1

En los casos en que no se cumpla la ecuación anterior se debe colocar armadura de punzonamiento. Dicha armadura está constituida por horquillas verticales y cumplen las siguientes disposiciones constructivas:

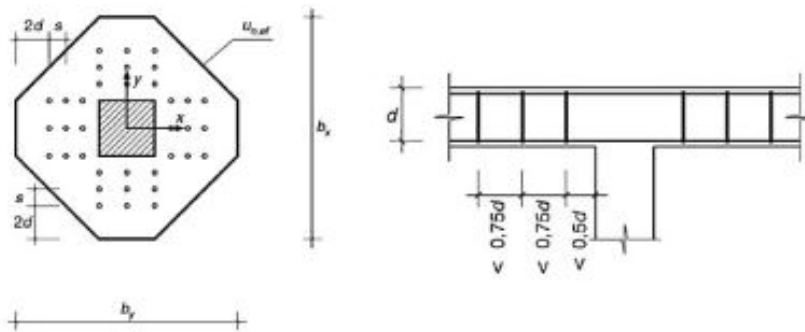


Figura 13: Armadura de punzonado: horquillas

Por lo estipulado en el Artículo 46.4 de la Norma EHE-08 para el diseño de la armadura se debe verificar la zona con armadura transversal, zona exterior a la armadura de punzonamiento y zona adyacente al soporte o carga.

ZONA CON ARMADURA TRANSVERSAL

En caso de que sea necesario colocar armadura de punzonado la misma debe verificar:

$$\tau_{sd} \leq 0,75\tau_{rd} + 1,5 \frac{A_{sw} f_{y\alpha,d} \text{sen}(\alpha)}{s u_1}$$

Como se dispone armadura vertical $\text{sen}(\alpha) = 1$.

ZONA EXTERIOR A LA ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

A una distancia $2d$ desde la última fila de armadura se debe verificar que la sección de hormigón soporte las tensiones rasantes existentes; entonces se debe verificar:

$$F_{sd} \leq \left(\frac{0,018}{\gamma_c} \varepsilon (100\rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0,1\sigma_{cd} \right) u_{n,ef} d$$

ZONA ADYACENTE AL SOPORTE O CARGA

$$\frac{F_{sd}}{u_0 d} \leq 0,5 f_{1,cd}$$

Donde $f_{1cd} = 0,60 f_{cd}$ para hormigones de resistencia característica menor a 60 MPa.

Para las verificaciones la fuerza de punzonado se obtuvo de las reacciones en los pilares en el modelo en SAP 2000 y se descontaron las descargas dentro del perímetro crítico, de esta manera se considera la carga que efectivamente llega al pilar por medio de la losa.

5.3. Estado Límite de Servicio: deformaciones

En esta sección se analizan las deformaciones que se producen en la estructura a lo largo del tiempo. En primer lugar mencionar que el Art. 50.2.2.1 de la EHE-08 presenta la necesidad o no de comprobación de flecha en base a la relación Luz/canto útil. Dicho análisis previo no es tenido en cuenta por lo que se realiza el estudio de flecha en general.

Se debe verificar flecha total y flecha activa para la combinación poco probable de acciones. Dicha combinación está dada por:

$$\sum G_k + \sum G_k^* + Q_{k,1} + \sum Q_{r,o}$$

Siendo:

- G_k valores característicos de las acciones permanentes
- G_k^* valores característicos de las acciones permanentes no constantes
- $Q_{k,1}$ valores característicos de las acciones variables determinantes
- $Q_{r,0}$ valores característicos de las acciones variables

Para el análisis a realizar la combinación resulta la suma de pesos propios, carga muerta y sobrecargas de uso. En primer lugar se definen los estados de cargas, indicándose el tiempo en el que van introduciéndose:

- g_o peso propio de elementos estructurales (losa, vigas, pilares) $\rightarrow t=2$ semanas (tiempo de desencofrado)
- g_1 cargas debidas a muros $\rightarrow t=3$ meses
- g_2 cargas debidas a rellenos y revoque $\rightarrow t=5$ meses
- sc cargas debidas a sobrecargas de uso $\rightarrow t=6$ meses

Las flechas diferidas debidas a los fenómenos de fluencia y retracción se calculan mediante la siguiente expresión:

$$f_{dif} = \lambda f_{inst} \rightarrow \lambda \frac{\psi(t) - \psi(j)}{1 + 50\rho}$$

Siendo ψ coeficientes que dependen del tiempo y la cuantía geométrica de armadura de compresión. Dicha armadura no se considera para el cálculo, quedando así del lado de la seguridad. Con los tiempos indicados en cada estado de cargas se calcula el coeficiente $\psi(j)$ correspondiente a cada caso; resultando:

- $\psi_{g0} = 0,5$
- $\psi_{g1} = 1,0$
- $\psi_{g2} = 1,3$
- $\psi_{sc} = 1,2$

Se calcula la flecha diferida para un período superior a 5 años, correspondiente a $\psi(t) = 2$. Por lo tanto, con los coeficientes determinados se obtiene el valor para cada estado:

- $\lambda_{g0} = 1,5$
- $\lambda_{g1} = 1,0$
- $\lambda_{g2} = 0,87$

- $\lambda_{sc} = 0,8$

Posteriormente se estudia la flecha total y la flecha activa en la losa. Dicho estudio debe realizarse considerando la inercia fisurada de la losa.

En el modelo computacional se definen combinaciones de carga que estudian ambas flechas; verificando que no se superen los máximos admitidos por la norma.

5.3.1. Flecha total

La flecha total se obtiene a partir de la suma de las flechas instantáneas y diferidas para cada uno de los estados de carga.

$$f_{tot} = f_{inst,go} + f_{dif,go} + f_{inst,g1} + f_{dif,g1} + f_{inst,g2} + f_{dif,g2} + f_{inst,sc} + f_{dif,sc}$$

Imponiendo los coeficientes calculados se obtiene:

$$f_{tot} = 2,5f_{inst,go} + 2,0f_{inst,g1} + 1,87f_{inst,g2} + 1,8f_{inst,sc}$$

La normativa establece un límite para la flecha total:

$$f_{tot} \leq \min L/250, L/500 + 1\text{cm}$$

Debido a que la flecha máxima total es $\delta = 0,69\text{ cm}$ la condición $L/500 + 1\text{ cm}$ se cumple.

Como es una losa sin vigas y no se puede establecer claramente la luz libre se decide considerar los puntos con flecha máxima y trazar un círculo con centro en los mismos de diámetro $250 * f_{tot} = 173\text{ cm}$; si dentro de dicho perímetro no hay pilares entonces se verifica la desigualdad.

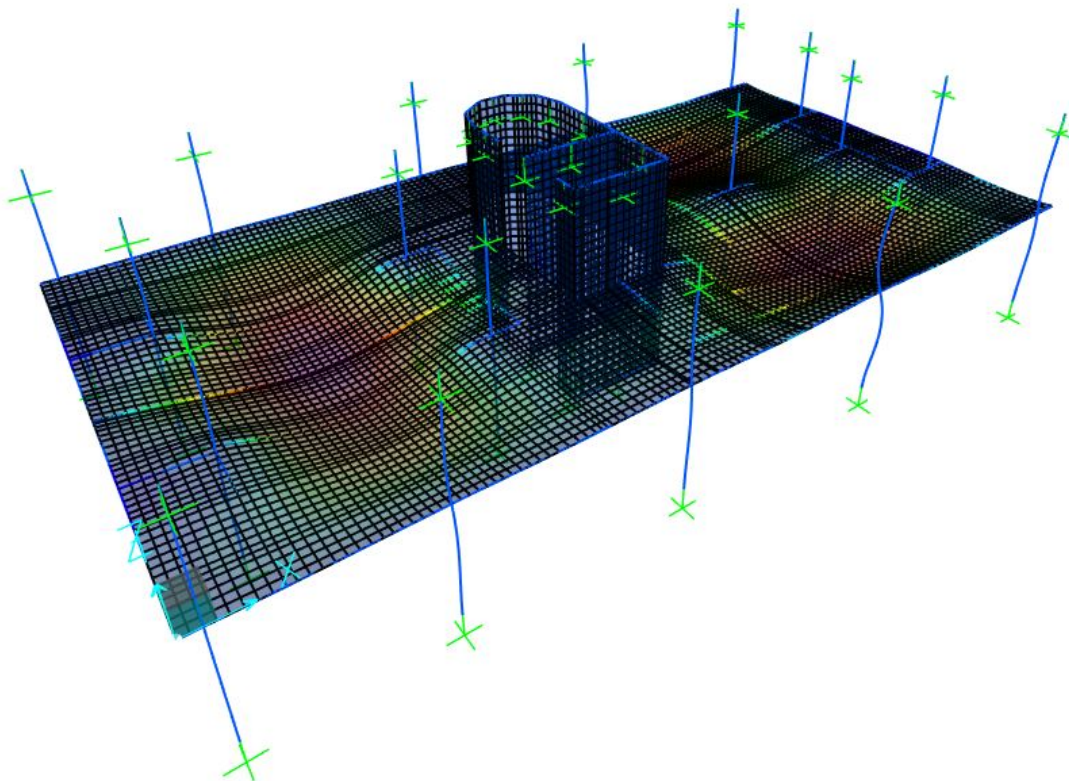


Figura 14: Esquema de la estructura deformada

En la memoria se presenta a modo de ejemplo la deformada de la planta del índice 300, donde se pueden observar los círculos en torno a los puntos de flecha total máxima. En todos los casos se cumple que que no hay pilares dentro de los perímetros establecidos.

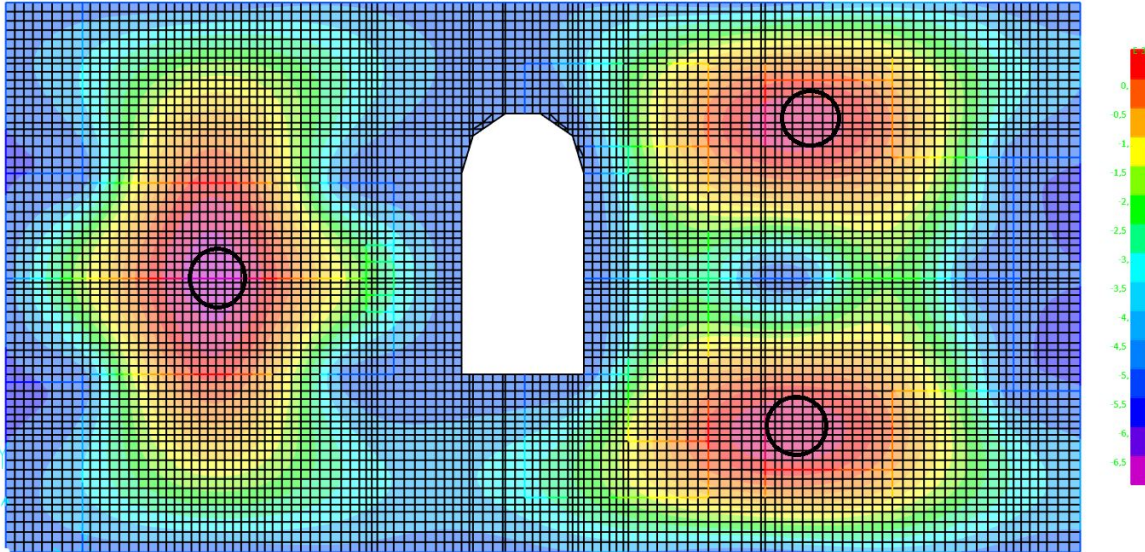


Figura 15: Esquema de la estructura deformada para combinacion de Flecha Total

5.3.2. Flecha activa

La flecha activa refiere a los muros, y se cuantifica como la flecha producida luego del momento de construcción de los mismos. Entonces:

$$f_{act} = f_{tot} - f_{inst,g0} + f_{dif,g0} - f_{inst,g1}$$

El tiempo en que se evalúa para obtener los coeficientes λ es 3 meses. La combinación de cargas a considerar es:

$$f_{act} = f_{dif,g1} + f_{inst,g2} + f_{dif,g2} + f_{inst,sc} + f_{dif,sc}$$

$$f_{act} = f_{dif,g1} + 1,87f_{inst,g2} + 1,8f_{inst,sc}$$

La flecha máxima admitida está limitada por: $f_{act} \leq L/400$.

Del modelo se obtiene que el descenso máximo para la combinación planteada es $\delta = 0,24 \text{ cm}$; nuevamente realizamos la verificación del perímetro crítico. En este caso el diámetro del círculo es 100 cm. Las zonas a verificar son las que corresponden a los elementos de losa ubicados debajo de los tabiques.

5.4. Estado Límite de Servicio: fisuración

Para verificar el ELS de Fisuración a tracción se comprueba que:

$$w_k \leq w_{max}$$

Donde:

- w_k es la abertura característica de la fisura
- w_{max} la abertura máxima según la tabla 5.1.1.2 de EHE-08

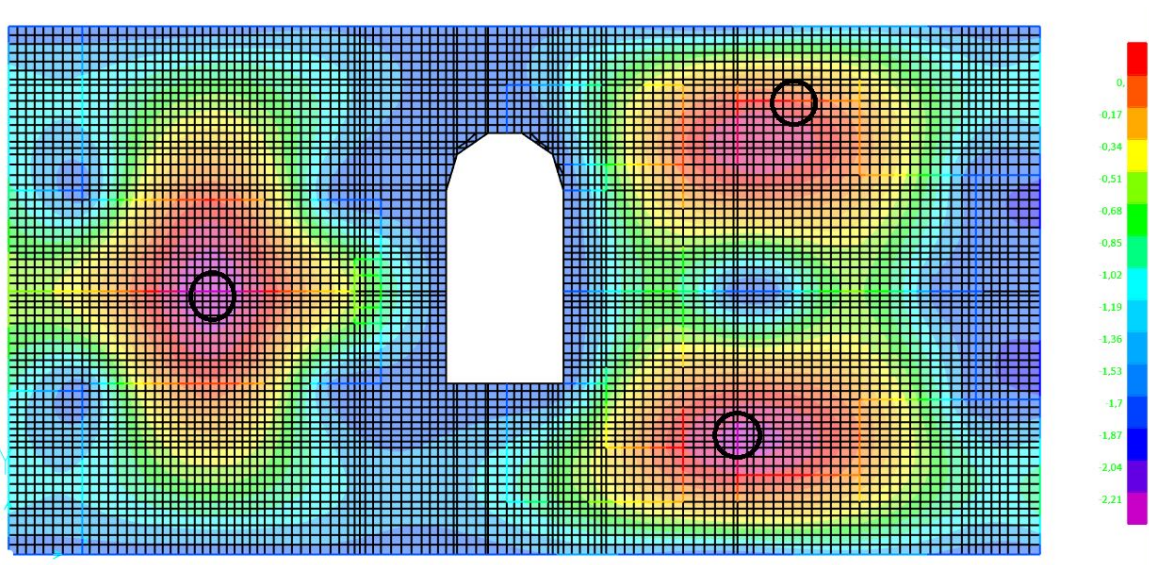


Figura 16: Esquema de la estructura deformada para combinacion de Flecha Activa

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

Donde:

- $\beta = 1,7$ es el coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico
- s_m la separación media de fisuras, que depende del recubrimiento, la distancia entre barras longitudinales, el diagrama de tracciones en la sección, el diámetro de las barras, la sección de hormigón y de acero
- ε_{sm} alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras

Para la tensión σ_{sr} considera:

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

Se realiza la simplificación del brazo de par $z = 0,8d$ para las tensiones en la armadura.

La tensión σ_s se calcula como:

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

A continuación y a modo de ejemplo se presenta la verificación de fisuración para la losa del índice 300.

En la tabla a continuación se presenta la verificación para la losa del Nivel 300 en donde presenta mayores deformaciones.

Tabla 8: Verificación de fisuración por tracción losa N300

Losa	b cm	h cm	d cm	Ms kNm	Armadura de tracción				$A_{c,eficaz}$ cm^2	s_m mm	σ_s Mpa	σ_{sr} Mpa	ε_{sr}	w_k mm
					ϕ	cm^2	s (cm)	c (cm)						
M11	100	16	14	7,5	8	5,03	15	2	320	95,45	133,13	219,33	0,0002264	0,04
M22	100	16	14	5,8	8	5,03	15	2	320	95,45	102,95	219,33	0,00062227	0,10

Para la verificación de fisuración por compresión se debe verificar que la tensión en la losa no supere un valor límite:

$$\sigma_{cc,max} \leq 0,6f_{ck,j}$$

Donde $\sigma_{cc,max}$ es la máxima tensión de compresión en la sección y $f_{ck,j}$ es la resistencia característica a compresión del hormigón a los j días.

$$\sigma_{cc,max} = \frac{M_s}{be^2/6} - \frac{N_s}{be} \leq 18,0 \text{ MPa}$$

Tabla 9: Verificación de fisuración por compresión losa N300

Losa	b	h	d	Ms	σ_s
	cm	cm	cm	kNm	Mpa
M11	100	16	14	24	5,63
M22	100	16	14	25,2	5,91

6. Vigas

6.1. Predimensionado

Para el predimensionado de las vigas se utiliza la relación largo-canto de modo que $luz \leq 10 * altura$ en las vigas continuas medianeras. Cuando lo permite la arquitectura, se realizan invertidas de modo de facilitar su construcción.

6.2. Estado Límite Último

Las combinaciones de carga utilizadas son:

- $1,35PP + 1,5SCU$
- $1,35PP + 1,5SCU + 0,9V_{par}$
- $1,35PP + 1,5SCU + 0,9V_{per}$
- $1,35PP + 1,5SCU + 0,9V_{perc}$
- $1,00PP + 1,5V_{par}PP + 1,5V_{per}$
- $1,00PP + 1,5V_{perc}1,35PP + 1,5V_{par}$
- $1,35PP + 1,5V_{per}$
- $1,35PP + 1,5V_{perc}$
- $1,35PP + 1,5V_{par} + 1,05SCU$
- $1,35PP + 1,5V_{per} + 1,05SCU$
- $1,35PP + 1,5V_{perc} + 1,05SCU$

Siendo PP el peso propio incluyendo peso de rellenos y muros, SCU la sobrecarga de uso, V_{par} el viento en la dirección paralela a la medianera, V_{per} el viento perpendicular a la medianera desde el lado plano del núcleo, y V_{perc} el viento perpendicular a la medianera desde el lado curvo del núcleo.

6.2.1. Flexión

Con los resultados obtenidos en el software SAP2000 y realizando las combinaciones de carga mencionadas anteriormente, se obtienen los momentos flectores en la viga para cada una de las combinaciones. Se arma entonces la viga utilizando las ecuaciones adimensionales.

$$M_{d,30\%} \rightarrow \mu = \frac{M_{d,30\%}}{bd^2 f_{cd}} \rightarrow \omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \rightarrow A_{nec} = \frac{bdf_{cd}}{f_{yd}}$$

Se plastifican los momentos negativos disminuyéndolos un 30 % y se aumentan los momentos positivos. En todas las vigas se considera:

- $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ la resistencia del hormigón
- $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ la resistencia del acero de la armadura
- b, h las dimensiones de la viga
- $r_{geom} = 2 \text{ cm}$ el recubrimiento geométrico
- $A_{s,mec,t}$: Cuantía mecánica mínima de tracción. $A_{s,mec,t} \leq 0,04bh f_{cd} = f_{yd}$
- $A_{s,mec,c}$: Cuantía mecánica mínima de compresión. $A_{s,mec,c} \leq 0,05N_d = f_{yd}$
- $A_{s,geom,t}$: Cuantía geométrica mínima de tracción. $A_{s,geom,t} \leq 0,0028bh$

- $A_{s,geom,c}$: Cuantía geométrica mínima de compresión. $A_{s,geom,c} \leq 0,001bh$
- $A_{st,min}$: Cuantía transversal mínima. $A_{st,min} \leq f_{ct,mb0} = (7,5f_{yd})$

A modo de ejemplo en la Figura 17 se observa el momento flector para la viga 302.

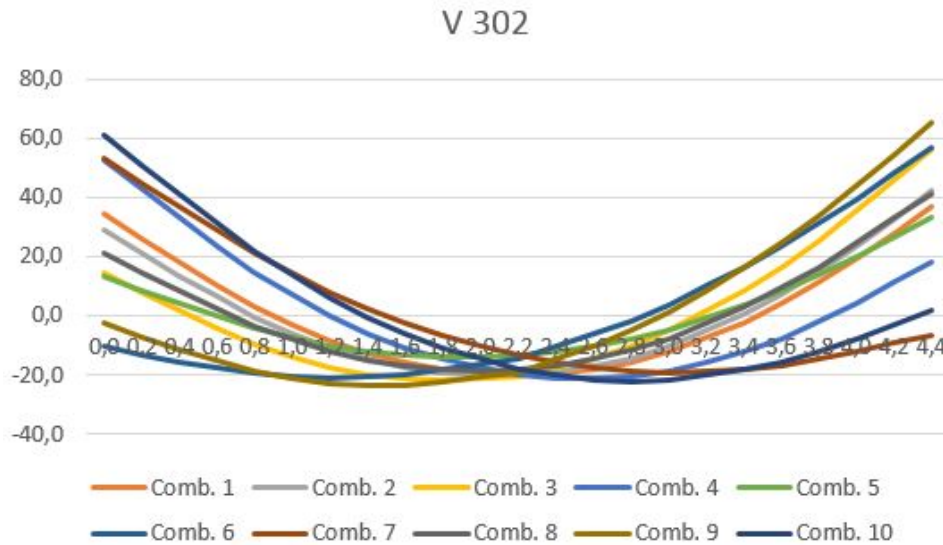


Figura 17: Momento flector en la viga 302 para las combinaciones de carga de ELU (kNm)

Según la norma EHE-08, se debe colocar al menos un 30 % de la armadura a tracción en la cara opuesta a ésta. Se coloca también armadura de piel donde fuese necesario, indicada en los planos EAV. Los anclajes de las armaduras longitudinales se realizan de acuerdo a lo establecido en el Artículo 69.5 de la misma norma.

6.2.2. Cortante

Para el cálculo y dimensionado de la armadura transversal se utiliza la Norma EHE-08, la cual determina que:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

Donde:

- V_{rd} es el cortante efectivo
- V_{u1} es el esfuerzo cortante por agotamiento a compresión del alma
- V_{u2} es el esfuerzo cortante por agotamiento a tracción del alma

Se utilizan las mismas combinaciones de cargas que se utilizaron para en análisis a flexión, y se realiza un razonamiento análogo.

Siguiendo los criterios de la norma ya mencionada, se coloca como mínimo 2 ramas de $\phi 6$.

A continuación y a modo de ejemplo se presenta el diagrama obtenido de las diferentes combinaciones de carga para el esfuerzo cortante en la viga 302.

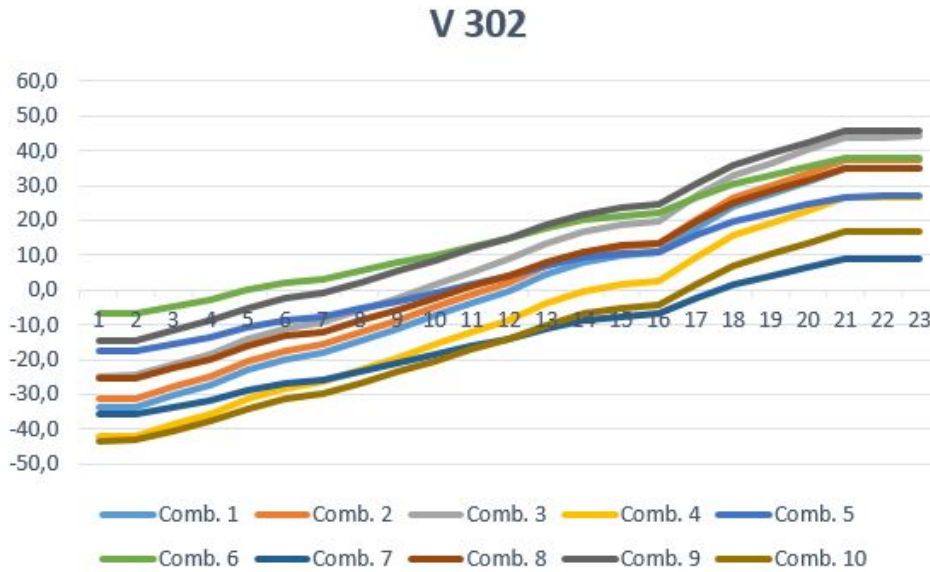


Figura 18: Cortante en la viga 302 para las combinaciones de carga de ELU (kN)

6.3. Estado Límite de Servicio

6.3.1. Deformaciones

Dado que se verifica la relación ya mencionada en el predimensionado, donde siendo h , b , y L el alto, ancho y largo de la viga respectivamente se cumple:

$$\frac{L}{h} \leq 10$$

Se tiene entonces que todas las vigas cumplen con las condiciones impuestas en la Tabla 50.2.2.1.a de la Norma EHE-08 y entonces el estado límite de deformaciones no es determinante y no merece verificación.

6.3.2. Fisuración

Para verificar el ELS de Fisuración se comprueba que:

$$w_k \leq w_{max}$$

Donde:

- w_k es la abertura característica de la fisura
- w_{max} la abertura máxima según la tabla 5.1.1.2 de EHE-08

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

Donde:

- $\beta = 1,7$ es el coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico
- s_m la separación media de fisuras, que depende del recubrimiento, la distancia entre barras longitudinales, el diagrama de tracciones en la sección, el diámetro de las barras, la sección de hormigón y de acero
- ε_{sm} alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras

Para la tensión σ_{sr} considera:

$$\sigma_{sr} = \frac{W \cdot f_{ct,m,28}}{0,8 \cdot h \cdot A_s}$$

Se realiza la simplificación del brazo de par $z = 0,8h$ para las tensiones en la armadura.

La tensión σ_s se calcula como:

$$\sigma = \frac{M_s}{0,8 \cdot h \cdot A_s}$$

A continuación y a modo de ejemplo se presenta la verificación de fisuración para las vigas medianeras del Índice 300.

Tabla 10: Verificación de fisuración para vigas medianeras Índice 300

Viga		h (cm)	b (cm)	Ms (kNm)	# barras	ϕ (mm)	s_m (cm)	$\varepsilon_{sm}(\%)$	w_k (mm)
301	M - (izq.)	60	13	21,24	2	16	10,92	0,23	0,04
	M +	60	13	32,89	2	16	10,92	0,62	0,12
	M - (der.)	60	13	28,40	2	16	10,92	0,48	0,09
302	M - (izq.)	60	13	31,94	2	12	11,00	1,05	0,20
	M +	60	13	31,53	2	12	11,00	1,03	0,19
	M - (der.)	60	13	34,12	2	12	11,00	1,17	0,22
303	M - (izq.)	60	13	33,87	2	12	11,00	1,15	0,22
	M +	60	13	31,73	2	12	11,00	1,04	0,19
	M - (der.)	60	13	35,68	2	12	9,57	0,87	0,14
304	M - (izq.)	60	13	40,16	2	12	9,57	1,03	0,17
	M +	60	13	39,08	2	16	10,92	0,80	0,15
	M - (der.)	60	13	32,50	2	12	11,00	1,08	0,20
307	M - (izq.)	60	13	15,85	2	16	10,92	0,01	0,00
	M +	60	13	21,89	2	16	10,92	0,25	0,05
	M - (der.)	60	13	24,20	2	16	10,92	0,34	0,06
308	M - (izq.)	60	13	32,80	2	12	11,00	1,10	0,21
	M +	60	13	30,58	2	12	11,00	0,98	0,18
	M - (der.)	60	13	33,33	3	12	9,57	0,78	0,13
309	M - (izq.)	60	13	38,71	3	12	9,57	0,98	0,16
	M +	60	13	36,59	2	16	10,92	0,73	0,14
	M - (der.)	60	13	39,70	3	12	9,57	1,01	0,16
310	M - (izq.)	60	13	42,19	3	12	9,57	1,10	0,18
	M +	60	13	41,03	2	16	10,92	0,86	0,16
	M - (der.)	60	13	37,63	2	12	11,00	1,35	0,25

7. Pilares

7.1. Predimensionado

Para el predimensionado de pilares se tuvieron en cuenta la arquitectura del edificio, y la capacidad resistente del hormigón y el acero. Con los diferentes modelos computacionales de cada planta se calculó la directa total que llega a cada pilar, comparándolo también con un análisis de áreas de influencia para comprobar la veracidad del modelo computacional.

Una verificación rápida que se realiza para brindar aceptabilidad de las dimensiones consideradas en los pilares, en condiciones de diseño, se muestra en la siguiente ecuación:

$$N_d = 0,9 (0,85 f_{cd}) A_c + A_s f_{yd} \quad (3)$$

donde:

- $N_d = 1,6 N_s$ siendo 1,6 coeficiente de mayoración de cargas.
- 0,9 coeficiente debido al hormigonado vertical, y 0,85 coeficiente de cansancio del hormigón.
- Con Acero ADN-500 Y Hormigón C25, se tiene $f_{cd} = \frac{30 MPa}{1,5}$ y $f_{yd} = 400 MPa$, por compatibilidad de deformaciones.
- A_c corresponde al área bruta de la sección del pilar, y A_s corresponde al área de armadura.

Cabe mencionar que en los pilares que presentan excentricidades y cambios de sección en algunas plantas, se debe verificar si la carga se puede transferir en dichas transiciones.

7.2. Armadura de pilares

Se arman los pilares con hierros longitudinales de diámetro no menor a $\phi 12$. La separación entre barras será menos a 30 cm y estarán atadas con estribos a menos que la distancia entre dos barras consecutivas sea menor a 15 cm.

El recubrimiento geométrico considerado es de 2 cm

. La armadura debe cumplir:

$$A_{s1} f_{yc,d} \geq 0,005 N_d$$

$$A_{s1} f_{yc,d} \leq 0,5 f_{cd} A_c$$

$$A_{s2} f_{yc,d} \geq 0,005 N_d$$

$$A_{s2} f_{yc,d} \leq 0,5 f_{cd} A_c$$

Siendo A_{s1} , A_{s2} las armaduras principales a compresión, $f_{yc,d} \leq 400 MPa$ la resistencia de cálculo de compresión del acero, N_d el efecto actuante normal mayorado de compresión y A_c área de la sección total de hormigón. Por otro lado, la armadura longitudinal total debe cumplir:

$$0,4 \% A_c \leq A_s \leq 4,5 \% A_c$$

Para los estribos se utilizan hierros $\phi 6$ excepto indicaciones, distribuidos según indica la norma, separados excepto indicación la mínima distancia entre b_{min} el mínimo lado del pilar, y $15\phi_{min}$ siendo ϕ_{min} el menor diámetro de barra comprimida del pilar.

7.3. Estado Límite Último

Se diseña según el Artículo 43 de la Norma EHE-08, y se utiliza el Estado Límite Último de Inestabilidad.

Las estructuras usuales de edificación de menos de 15 plantas, en las que el desplazamiento máximo bajo cargas horizontales características, calculado mediante la teoría de primer orden y con las rigideces correspondientes a las secciones brutas, no supere 1/750 de la altura total, como es el caso, pueden comprobarse aplicando la teoría de primer orden con una longitud de pandeo equivalente $L_{pandeo} = \alpha L_0$. Los pilares se clasificarán en traslacionales e intraslacionales dependiendo del sentido en el que esté trabajando.

- Pilares intraslacionales $\Rightarrow \alpha = \frac{0,64+1,4(\Psi_A+\Psi_B)+3\Psi_A\Psi_B}{1,28+2(Psi_A+\Psi_B)+3\Psi_A\Psi_B}$
- Pilares traslacionales $\Rightarrow \alpha = \sqrt{7,5 + 4(\Psi_A + \Psi_B) + 1,6\Psi_A\Psi_B} / 7,5 + (\Psi_A + \Psi_B)$

Donde Ψ_A , Ψ_B son coeficientes que dependen de las rigideces relativa de los soportes y de las vigas adyacentes a los nodos del soporte.

En los pilares interiores en los que ninguna viga concurre a ellos o en los que en uno de los sentidos de pandeo no hay vigas, el pilar se considera biarticulado y se considera $\alpha = 1$.

Con la luz de pandeo equivalente se calcula entonces las esbelteces en las direcciones principales del pilar (las de mayor inercia). En ningún caso se toma $\lambda_i \geq 200$.

$$\lambda_x = \frac{L_{p,x}}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} \quad \lambda_y = \frac{L_{p,y}}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}}$$

Este valor de esbeltez se compara con una esbeltez límite inferior asociada a una pérdida del 10% de la capacidad portante del soporte respecto a la de un soporte no esbelto. Esta esbeltez debe cumplir $\lambda_{inf} \leq 100$. En caso que las esbelteces mecánicas del soporte sean menos a λ_{inf} se despreciarán los efectos de segundo orden. De lo contrario si $\lambda_{inf} \leq \lambda \leq 100$ se calculan los efectos de segundo orden utilizando el método simplificado según el Artículo 43.5.

Las combinaciones de carga utilizadas para sacar las solicitaciones máximas en el pilar son:

- $1,35CM + 1,5V_{izq}$
- $1,35CM + 1,5V_{der}$
- $1,35CM + 1,5SCU + 0,6 * 1,5V_{izq}$
- $1,35CM + 1,5SCU + 0,6 * 1,5V_{der}$

Una vez que se tienen las solicitaciones sobre cada pilar, se verifica la sección utilizando el software GALA, en el cual se introduce la geometría del pilar, las propiedades de los materiales y las solicitaciones a las que se encuentra sometido, además de una armadura posicionada según lo ya descrito. Se verifica entonces que la armadura cumple si se obtiene $Ratio \leq 1$.

Quedan definidas entonces las armaduras a colocar como se detalla en el plano EAP-01.

Tabla 11: Solicitaciones para Pilares entre Nivel 000 y Nivel 100

	1,35CM+1,5Vizq			1,35CM+1,5Vder			1,35CM+1,5SCU+0,9Vizq			1,35CM+1,5SCU+0,9Vder		
	Nd kN	Mdy kNm	Mdx kNm	Nd kN	Mdy kNm	Mdx kNm	Nd kN	Mdy kNm	Mdx kNm	Nd kN	Mdy kNm	Mdx kNm
1	736,98	20,28	7,37	603,72	38,53	6,04	732,20	24,02	7,32	678,64	23,98	6,79 [t]
2	687,86	2,76	6,88	682,83	3,16	6,83	781,09	3,33	7,81	779,03	3,36	7,79
3	910,71	3,35	9,11	886,95	7,24	8,87	1033,03	4,18	10,33	1022,87	4,11	10,23
4	772,86	3,13	7,73	612,77	41,62	6,13	737,65	3,70	7,38	669,38	3,41	6,69
5	147,15	0,80	1,47	147,15	0,54	1,47	181,95	0,98	1,82	181,95	0,98	1,82
6	159,30	1,08	1,59	159,30	0,58	1,59	194,10	1,21	1,94	194,10	1,21	1,94
7	1420,68	8,98	58,54	1405,49	6,18	14,05	1767,53	11,57	17,68	1716,04	11,58	17,16
8	60,75	8,10	0,61	60,75	0,22	0,61	87,75	11,10	0,88	87,75	11,10	0,88
9	735,71	9,45	7,36	749,25	5,24	7,49	902,43	15,75	9,02	900,87	15,75	9,01
10	128,79	10,40	1,29	128,79	0,47	1,29	215,79	17,15	2,16	215,79	17,15	2,16
11	96,66	0,68	0,97	96,66	0,35	0,97	136,56	1,43	1,37	136,56	1,43	1,37
12	1135,89	4,41	11,36	1135,89	4,15	11,36	1464,24	5,80	14,64	1464,24	5,80	14,64
13	522,59	9,18	5,23	522,59	1,91	5,23	696,14	15,93	6,96	696,14	15,93	6,96
14	85,73	10,67	0,86	85,73	0,31	0,86	144,98	18,17	1,45	144,98	18,17	1,45
15	1645,25	11,79	81,93	1753,11	13,48	17,53	1943,03	12,66	19,43	2203,99	12,09	22,04
16	155,25	16,88	1,55	155,25	0,57	1,55	249,75	29,33	2,50	249,75	29,33	2,50
17	711,36	12,83	7,11	697,82	5,05	6,98	829,81	21,08	8,30	831,38	21,08	8,31
18	216,00	39,56	2,16	216,00	0,79	2,16	363,00	67,16	3,63	363,00	67,16	3,63
19	65,48	0,35	0,65	65,48	0,24	0,65	92,48	0,58	0,92	92,48	0,58	0,92
20	206,18	5,80	2,06	1001,67	94,91	10,02	1264,98	22,32	12,65	923,05	16,90	9,23
21	593,58	10,23	5,94	667,44	21,81	6,67	772,78	13,08	7,73	730,10	12,62	7,30
22	831,18	13,58	8,31	859,01	18,70	8,59	987,70	16,03	9,88	967,01	15,91	9,67
23	394,17	8,25	3,94	570,78	47,66	5,71	703,47	14,40	7,03	573,09	12,15	5,73
24	216,00	5,13	2,16	216,00	0,79	2,16	304,50	10,23	3,05	304,50	10,23	3,05
25	87,75	0,69	0,88	87,75	0,32	0,88	126,75	1,43	1,27	126,75	1,43	1,27
26	132,30	13,10	1,32	132,30	0,48	1,32	154,80	13,29	1,55	154,80	13,29	1,55 [b]

7.4. Núcleo de ascensores

Para el núcleo de ascensores se estudia el mismo con las mismas combinaciones de cargas utilizadas para el análisis del resto de los pilares.

Se utilizan las cargas resultantes de los momentos de las plantas, peso del tanque de agua con los dos tanques llenos de agua, peso de la escalera y su sobrecarga, y las solicitaciones resultantes del modelo tridimensional del viento (estabilidad global).

Se verifica la sección entonces utilizando el software GALA de diferentes formas, considerando la sección completa y las solicitaciones en su totalidad, y luego también verificando de a secciones, realizando una aproximación de que % de las solicitaciones totales llega a cada una de las secciones.

Se coloca entonces desde el Índice 000 al Índice 800 una armadura uniforme de $\phi 12/20$, y un estribado de $\phi 6/13$.

En los bordes libres se realiza un refuerzo de la armadura debido a que es una zona crítica y donde se concentran tensiones, se colocan entonces $4\phi 16$ a modo de *pilar* conformándose en el extremo libre, con un estribado de $\phi 8/13$.

8. Fundaciones

Dadas las características del terreno se optó por una fundación de tipo indirecta mediante pilotes perforados. Se determinó colocar hierros de diámetro no menor a 12 mm para armaduras principales y no menores a 8 mm para armadura transversal o secundaria.

8.1. Pilotes

Para un predimensionado de los pilotes se utilizan las cargas presentadas en la tabla a continuación, la cual considera las descargas en los pilares en el Nivel 000.

En cuanto al viento, se sumaron las compresiones ya que es lo más desfavorable para la determinación de la cantidad de pilotes necesarios (se logra aplicando el viento de un lado o del otro). Las fuerzas de viento se sacaron de las reacciones del modelo de viento.

Tabla 12: Descarga de pilares en Nivel 000

Pilar	Descarga Pilares en Nivel 000					Pilote	Pilote
	PP (kN)	CM (kN)	SCU (kN)	V_{izq} (kN)	V_{der} (kN)	40	60
1	12,6	449,8	67,8	7,0	-7,0	-	1
2	12,6	510,5	64,8	0,2	-0,2	-	1
3	12,6	661,1	94,0	1,4	-1,4	-	1
4	12,6	453,9	60,5	8,8	-8,8	-	1
5	6,8	109,0	23,2	1	-
6	6,8	150,0	29,0	1	-
7	7,3	1049,5	224,2	4,1	-4,1	-	1
8	6,0	45,0	18,0	Descarga en VF	
9	14,3	555,0	101,6	1,0	-1,0	1	-
10	7,9	111,0	66,0	1	-
11	6,8	145,0	32,0	1	-
12	9,5	841,4	218,9	-	1
13	10,1	387,1	115,7	-	1
14	7,9	71,0	46,0	Descarga en VF	
15	5,9	1298,6	215,4	-18,6	18,6	-	2
16	0,0	37,0	16,3	Descarga en VF	
17	10,9	517,0	88,5	-1,0	1,0	1	-
18	7,9	177,0	111,0	1	-
19	6,8	102,0	50,0	1	-
20	16,8	742,0	63,8	26,3	-26,3	-	1
21	16,8	497,8	56,0	6,0	-6,0	-	1
22	16,8	640,4	78,9	3,3	-3,3	-	1
23	16,8	422,8	45,0	19,5	-19,5	-	1
24	6,8	219,0	71,0	1	-
25	6,8	102,0	50,0	-	1
26	0,0	315,0	71,0	-	1

Para sacar el valor real que efectivamente debe resistir el pilote, se realizó un modelo computacional de fundaciones en el software SAP2000. En el mismo se modelan las vigas riostras y cabezales con elementos de barra, y se colocan apoyos en el nodo correspondiente al centro de los pilotes. El modelo se puede observar en la Figura 19. En la Tabla 13 se presentan dichas descargas en pilotes.

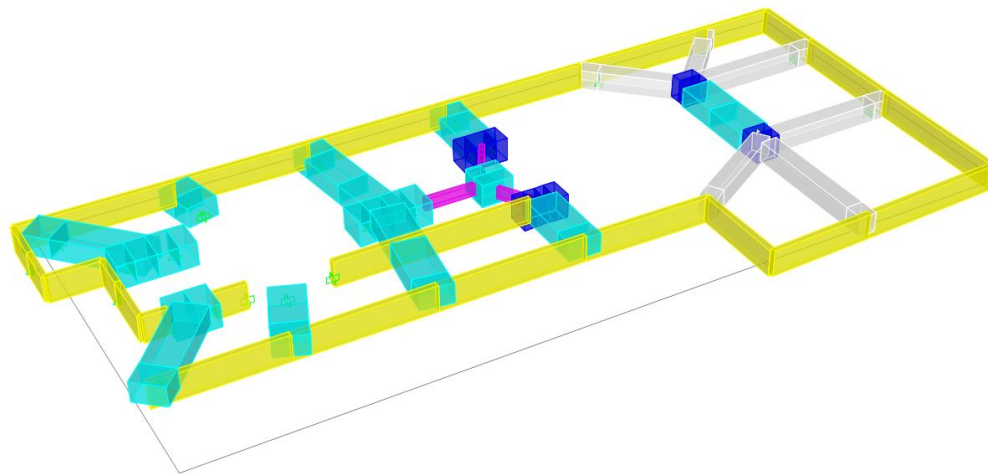


Figura 19: Modelado estructural de fundaciones

Tabla 13: Valores de reacción de pilotes

		Reacciones en SERVICIO							ϕ Pilote	Cap (kN)	¿Verifica?
Cabezal	OBS.	Pilotes	CM (kN)	SCU (kN)	Vizq. (kN)	Vder. (kN)	Máx (kN)				
Cbp1	Emb (1 de 60)	1	718,14	88,2	9,08	-9,08	811,788	60	1413,7	SI	
Cbp2	Emb (1 de 60)	1	1184	124,4	0,7	-0,7	1308,82	60	1413,7	SI	
Cbp3	Emb (1 de 60)	1	1005,4	122,8	2	-2	1129,4	60	1413,7	SI	
Cbp4	Emb (1 de 60)	1	800,55	84,2	12,2	-12,2	892,07	60	1413,7	SI	
Cbp5	Emb (1 de 40)	1	254,7	27,4	0,1	-0,1	282,16	40	628,3	SI	
Cbp6	Emb (1 de 40)	1	324	29,4	-0,03	0,03	353,418	40	628,3	SI	
Cbp8	(2 de 60)	1	506,2	101,7	2,03	-2,03	609,118	60	1413,7	SI	
		2	508	102	2,04	-2,04	611,224	60	1413,7	SI	
Cbp10	(2 de 40)	1	184,7	34,3	-0,15	0,15	219,09	40	628,3	SI	
		2	240,8	45	-0,13	0,13	285,878	40	628,3	SI	
Cbp11	(1 de 40)	1	176,9	82	-0,01	0,01	258,906	40	628,3	SI	
Cbp12	Emb (1 de 40)	1	268,7	44	0	0	312,7	40	628,3	SI	
Cbp13	(2 de 60)	1	341,5	99	-0,83	0,83	440,998	60	1413,7	SI	
		2	392,9	100	-0,45	0,45	493,17	60	1413,7	SI	
Cbp14	(1 de 60)	1	431	115,9	0,02	-0,02	546,912	60	1413,7	SI	
Cbp17	(2 de 60)	1	586,2	90,7	-10,7	10,7	683,32	60	1413,7	SI	
		2	726,1	119,3	-17,2	17,2	855,72	60	1413,7	SI	
Cbp18	(2 de 40)	1	265,1	30,9	-4,5	4,5	298,7	40	628,3	SI	
		2	225,5	38,8	-5,6	5,6	267,66	40	628,3	SI	
Cbp19	(1 de 40)	1	187,9	101,4	-0,05	0,05	289,33	40	628,3	SI	
Cbp20	Emb (1 de 40)	1	299,3	50,8	0,02	-0,02	350,112	40	628,3	SI	
Cbp21	Emb (1 de 60)	1	1052,7	79,4	34,6	-34,6	1152,86	60	1413,7	SI	
Cbp22	Emb (1 de 60)	1	997,3	85,2	9	-9	1087,9	60	1413,7	SI	
Cbp23	Emb (1 de 60)	1	973,9	101,8	4,6	-4,6	1078,46	60	1413,7	SI	
Cbp24	Emb (1 de 60)	1	903,6	71,5	26,2	-26,2	990,82	60	1413,7	SI	
Cbp25	Emb (1 de 40)	1	325	69,1	0,2	-0,2	394,22	40	628,3	SI	
Cbp27	Emb (1 de 40)	1	618,3	89,9	-0,02	0,02	708,212	60	1413,7	SI	
Cbp30	(2 de 60)	1	582	107,7	2,1	-2,1	690,96	60	1413,7	SI	
		2	582	107,7	2,1	-2,1	690,96	60	1413,7	SI	
Cbp31	(2 de 60)	1	795	161	4	-4	958,4	60	1413,7	SI	
		2	795	161	4	-4	958,4	60	1413,7	SI	

8.2. Vigas de fundación

Las vigas de fundación se diseñan en estado límite último de flexión, tensoflexión o presoflexión y cortante. Para el diseño se utiliza el modelo computacional antes descrito. Se considera un recubrimiento geométrico de 4 cm.

Se considera la descarga en combinación de diseño de cada uno de los pilares; el momento flector que deben resistir las vigas centradoras está dado por la suma de tres efectos:

- **Excentricidad de pilotes**

Debido a la posibilidad de que los pilotes no se construyan en su eje teórico, la normativa sugiere considerar una excentricidad de 5 cm entre el eje del pilote y el eje del pilar que descarga sobre el cabezal en el sentido más desfavorable.

Las vigas deben resistir las siguientes sollicitaciones adicionales:

$$M = P \cdot e$$

$$V = \frac{Pe}{L}$$

- **Desplome del pilar**

Ante un posible desplome del pilar existente sobre el cabezal se considera que las vigas que arriostran el cabezal deben ser capaces de tomar ese esfuerzo de tracción o compresión generado por el desplome.

Se considera que el esfuerzo a llevar por las vigas centradoras es un 10% de la descarga en estado límite último del pilar sobre el cabezal.

- **Vigas centradoras en pilares medianeros**

Debido a la imposibilidad de construir pilotes sobre la medianera, los mismos deben tener un retiro mínimo desde la medianera de 75 cm.

En estos casos es necesario llevar la carga de los pilares a los pilotes que se encuentran excéntricos.

Como se trata de una *región D*, se consideran los siguientes esquemas de bielas y tirantes para determinar la armadura necesaria.

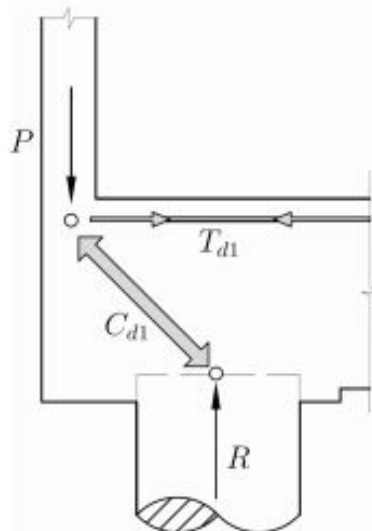


Figura 20: Esquema 1 de bielas y tirantes

Las vigas deben ser diseñadas para poder tomar la tracción T_{d1} que se obtiene planteando el equilibrio en el nudo y considerando que la biela comprimida tiene un ángulo de 45° respecto a la horizontal. Se determina el

alto de las vigas de manera que permita una biela con esa inclinación; en nuestro caso se tomó una altura de viga en la *región D* de 80 cm.

Como generalmente la armadura obtenida es de diámetro grande, para poder anclar correctamente dichas barras es necesario realizar un diámetro de doblado que permita continuar con el anclaje, lo que impide que el hierro llegue al nudo. Por esta razón se colocan horquillas que son las encargadas de llevar la carga a la armadura principal. El área de las horquillas se determina considerando un 65 % de la descarga en diseño del pilar medianero.

Por otra parte se considera otro modelo de bielas y tirantes donde la carga debe ser colgada.

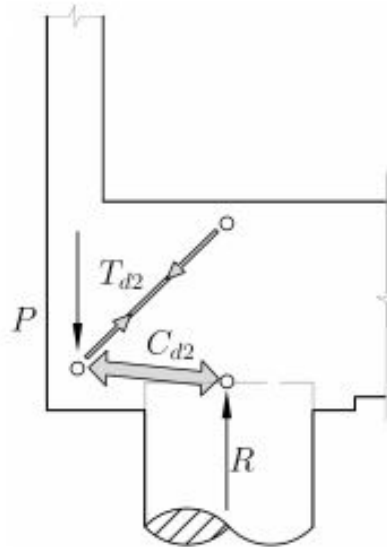


Figura 21: Esquema 2 de bielas y tirantes

En este caso el tirante T_{d2} se debe colgar con estribos y llevar esa tracción hasta la armadura longitudinal dispuesta en la parte superior de la viga.

Ambos modelos son válidos, para el cálculo de la armadura a disponer en forma de estribos se considera el 50 % de la descarga del pilar en diseño.

La armadura calculada con el primer esquema decide colocarse en todo el largo de la viga; si bien la descarga del pilar interior es mayor, considerando el desplome y excentricidad del pilote la armadura requerida es menor que la calculada en el otro extremo.

La armadura inferior de las vigas se determina con el máximo de los siguientes casos:

- Armadura requerida por desplome y excentricidad que generan momento positivo
- 30 % de la armadura superior
- Armadura correspondiente a momento obtenido de modelo de fundaciones en SAP 2000.

Se presenta a continuación una tabla con la armadura negativa requerida para cada viga.

8.3. Cabezales

Se optó por dimensionar cabezales rígidos según lo especificado en la sección 58.4.1.2 de la EHE-08. Dadas las características de cada pilar y la cantidad de pilotes por cada uno se optó por definir 5 tipos de cabezales: dos cabezales para dos pilotes (diámetro 60 cm y 40 cm), dos cabezales para un pilotes (diámetro 60 cm y 40 cm) y el cabezal del núcleo.

Tabla 14: Armadura superior de vigas de fundación

Viga	Tipo	Bielas y Tirantes		Excentricidad del pilote		Desplome de pilar		Hierros
		T_{d1} [kN]	A_{s1} [cm ²]	M [kNm]	A_{s2} [cm ²]	T_{d1}^* [kN]	A_{s3} [cm ²]	
VF 051	Centradora	1141	26,25	57,1	2,24	114	2,63	10 θ 20
VF 052	Centradora	733	16,85	36,6	1,44	73	1,68	9 θ 20
VF 053	Centradora	785	18,05	39,2	1,54	78	1,80	9 θ 20
VF 054	Centradora	804	18,49	40,2	1,58	80	1,85	9 θ 20
VF 055	Centradora	1009	23,20	50,4	1,98	101	2,32	9 θ 20
VF 056	Centradora	1052	24,19	52,6	2,07	105	2,42	10 θ 20
VF 057	Centradora	679	15,62	34,0	1,33	68	1,56	9 θ 20
VF 059	Centradora	729	16,77	36,5	1,43	73	1,68	9 θ 20
VF 060	Centradora	412	9,47	20,6	0,81	41	0,95	6 θ 20
VF 061	Centradora	191	4,40	9,6	0,38	19	0,44	6 θ 20
VF 062	Centradora	541	12,45	27,1	1,06	54	1,24	6 θ 20
VF 064	Centradora	255	5,88	12,8	0,50	26	0,59	6 θ 20
VF 004	Centradora	222	5,11	11,1	0,44	22	0,51	6 θ 20
VF 001	Centradora	253	5,82	12,7	0,50	25	0,58	6 θ 20
VF 151	Centradora	868	19,95	43,4	1,71	86,8	2,00	9 θ 20
VF 152	Centradora	264	6,07	13,2	0,52	26,4	0,61	9 θ 20
VF 063	Fundación	20,8	0,82	41,6	0,96	7 θ 20
VF 003	Riostra	35,5	2,55	71,0	1,63	2 θ 20
VF 058	Riostra	46,2	3,36	92,3	2,12	2 θ 20

8.3.1. Cabezal de 1 pilote

En el caso del cabezal de un pilote la biela comprimida viaja en vertical hacia el pilote, se realizan las verificaciones de macizos de hormigón para asegurar que la carga efectivamente llegue al pilote.

8.3.2. Cabezal de 2 pilotes

La geometría se define en función de la cualidad de rígido, y respetando el esquema de bielas y tirantes, considerando un ángulo de bielas de 45° con la horizontal.

El vuelo en la dirección del tirante se define de forma tal que se disponga de espacio suficiente para realizar un diámetro de doblado grande para anclar la armadura traccionada. En el otro sentido, por otro lado, el vuelo considerado (15 cm) desde borde de pilote está definido de forma tal que cubra posibles errores de ubicación del pilote.

La armadura de los cabezales se define utilizando el método de bielas y tirantes, y las combinaciones de cargas del Estado Límite Último, ya definidas anteriormente. De este modo se calcula la armadura considerando una resistencia a tracción máxima $f_{yd} = 400 \text{ MPa}$ de modo de limitar las deformaciones del acero.

La armadura longitudinal superior se calcula como un 10% de la armadura necesaria a tracción.

Las armaduras horizontales y verticales de tipo estribos, se calculan considerando una cuantía de 2%o con respecto a la sección de hormigón perpendicular a la dirección de la armadura.

Según el artículo 58,4,1,2,1 de la EHE-08, para determinar la armadura principal se considera la siguiente tracción:

$$T_d = \frac{N_d (v + 0,25 a)}{0,85 d} = A_s f_{yd} \quad (4)$$

siendo:

- N_d reacción de cálculo del pilote mas solicitado (se considera la mitad de la carga que baja por el pilar).
- d , a y v son las dimensiones geométricas indicadas en la ??.

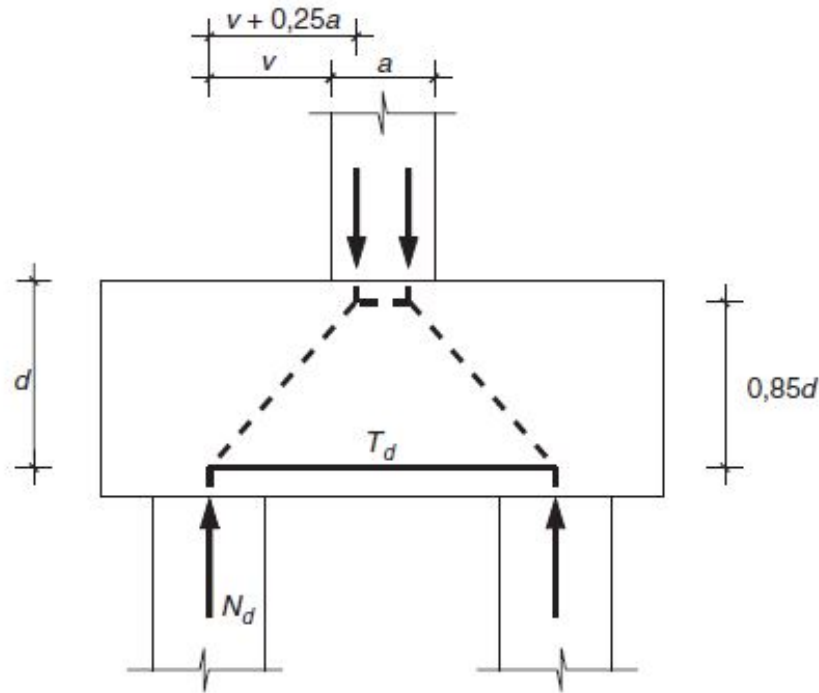


Figura 22: Esquema de bielas y tirantes en el cabezal del dos pilotes

- f_{yd} debe ser menor o igual a 400 MPa.

Se realizan también las verificaciones de biela comprimida y traccionada en el hormigón, de modo que el cabezal no falle por compresión.

Para la verificación de la biela comprimida:

$$\sigma_{cd} = \frac{C_d}{ab} = \frac{N_d}{\text{sen}(\theta)ab} \leq f_{2cd}$$

Donde θ es el ángulo de la biela comprimida con la horizontal, a el ancho de la biela definido por los apoyos, b la profundidad de la biela que coincide con el cabezal y f_{2cd} la tensión que resiste el hormigón en un estado de compresión biaxial de valor $f_{2cd} = f_{cd}$. En la siguiente tabla se muestran los valores obtenidos en el marco de la verificación expuesta con anterioridad.

Tabla 15: Verificación en biela comprimida

Verificación BIELA COMPRIMIDA								Verifica ?
Cabezal:	θ		C_d	a	b	σ_{cd}	f_{2cd}	
		[gra]	[rad]	[kN]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Cbp8	48,6	0,848	1120,7	0,5	0,9	2553,9	20000,0	SI
Cbp13	48,6	0,848	907,6	0,6	0,9	1792,6	20000,0	SI
Cbp17	48,6	0,848	1566,0	0,5	0,9	3568,7	20000,0	SI
Cbp30	48,6	0,848	1265,3	0,2	0,9	6693,9	20000,0	SI
Cbp31	48,6	0,848	1757,5	0,2	0,9	9297,8	20000,0	SI
Cbp10	64,8	1,131	434,0	0,5	0,7	1142,0	20000,0	SI
Cbp18	64,8	1,131	451,2	0,5	0,7	1187,4	20000,0	SI

Dada la comprobación de la biela traccionada se obtienen los valores de la tabla a continuación:

A modo de simplificación, se propone un solo armado de cabezal, considerando el caso más solicitado.

Tabla 16: Armadura para verificación de la biela traccionada

Verificación BIELA TRACCIONADA					
Cabezal:	T_d	A_s		Capacidad	¿Verifica?
	[kN]	Hierros	[cm ²]	[kN]	
Cbp8	690,1	8 θ 20	25,1	1005,3	SI
Cbp13	535,1	8 θ 20	25,1	1005,3	SI
Cbp17	964,3	8 θ 20	25,1	1005,3	SI
Cbp30	901,8	8 θ 20	25,1	1005,3	SI
Cbp31	1252,6	10 θ 20	31,4	1256,6	SI
Cbp10	164,6	7 θ 16	14,1	563,0	SI
Cbp18	171,1	7 θ 16	14,1	563,0	SI

8.3.3. Cabezal del núcleo

Para el cabezal del núcleo, se define una distribución de pilotes que sea acorde a la geometría del mismo y donde los pilotes trabajen a una capacidad no menor al 50% de su capacidad máxima a compresión. La geometría del cabezal se define entonces de acuerdo a la ubicación de estos pilotes, considerando las separaciones mínimas entre ejes de pilote y tomando un vuelo a borde de cabezal de 30 cm desde eje de pilote. Para la altura se utiliza el diagrama de bielas y tirantes; considerando que la biela comprimida se forma a 45° de la horizontal.

Para analizar el cabezal se realiza un diagrama en SAP2000. Se modela el cabezal y el núcleo desde cara superior del cabezal hasta Índice 100. El cabezal se modela con elementos de losa *Shell thick* para considerar deformación por cortante. El núcleo se modela con elemento de losa *Shell thin* y sobre éste se coloca una losa con rigidez mucho mayor a la del núcleo y el cabezal, léase “infinitamente rígida”, modelada también con elemento de losa *Shell thin* con modificadores de rigidez.

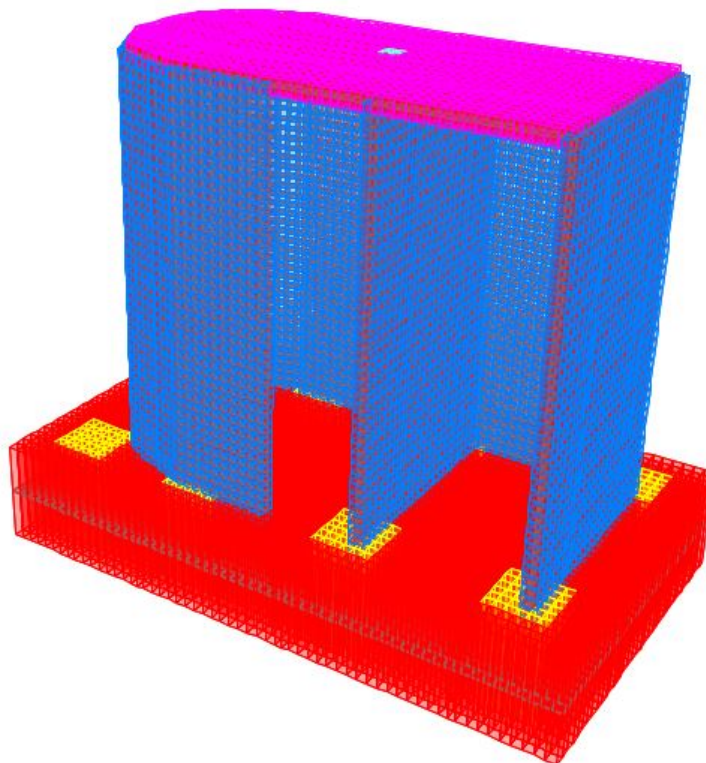


Figura 23: Modelo computacional del cabezal

En el punto correspondiente al centro de gravedad del núcleo ubicado en la losa “infinitamente rígida” se colocan las cargas provenientes de los modelos de plantas y de estabilidad global. Se agrega además la carga de

empuje generado por la tierra sobre el núcleo actuando en el tramo del bajorecorrido. Se realizan luego las combinaciones de carga de servicio y diseño para poder verificar los pilotes y calcular la armadura del cabezal. Para el apoyo del cabezal sobre pilotes, se utilizan resortes por unidad de área simulando el efecto del pilote. Se toma un área de influencia cuadrada de 60 cm por cada pilote. La constante del resorte se calcula como:

$$k = \frac{P}{\delta}$$

Donde:

- $P = 1200\text{ kN}$ la carga máxima resistida por el pilote.
- $\delta = \max(1\text{ cm}; \phi_{\text{pilote}}/30) = 2\text{ cm}$, descenso del pilote luego de acomodado.

Para la armadura del cabezal, la misma se dispone en bandas (armadura principal) que coinciden con los pilotes y que se disponen en la cara superior e inferior del cabezal. Entre las bandas se coloca armadura secundaria tanto en la cara superior como en la inferior. El estribado se realiza entre bandas, siendo el mismo un estribado vertical de cuatro ramas.

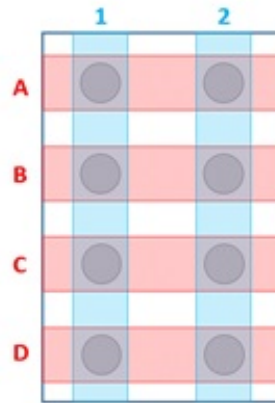


Figura 24: Bandas de armadura en el cabezal

Las bandas horizontales y verticales se arman igual entre sí por practicidad. De acuerdo a lo obtenido en el modelo computacional la armadura es la presentada en el plano EAF06 .

Debido a la coincidencia entre el núcleo y el eje de los pilotes, no se presentan grandes momentos.

La armadura secundaria se calcula como la necesaria para llevarse un 25 % de los esfuerzos máximos de la armadura principal. El estribado se coloca arriostrando las bandas principales. Los estribos se calculan para una cuantía mínima de 2 % de la cuantía de hormigón en la dirección perpendicular a la que trabajan.

8.4. Muros de contención

Para el cálculo de los muros de contención se consideraron los siguientes parámetros:

- $\gamma_s = 18\text{ kN/m}^3$ el peso específico del suelo
- 5 kN/m^2 sobrecarga en el terreno adyacente
- $k_0 = 0,5$
- $c = 0$

8.4.1. Muro tipo 1 (MC1)

Este muro se ubica en la medianera en las zonas donde no está la rampa. Se asume que el terreno por debajo del muro puede ceder y no aportar rozamiento al calcular el equilibrio. También se consideró que el contrapiso de subsuelo no funciona como elemento arriostrante.

La losa ubicada en el índice 100 actúa como apoyo superior del muro.

ARMADURA VERTICAL

Para el cálculo del momento con vector horizontal que tracciona la cara interior del muro se planteó un esquema de una viga simplemente apoyada de ancho unitario. El momento flector que define la armadura exterior se calculó tomando la mitad del máximo momento obtenido al suponer una viga empotrada apoyada.

$$A_{S,int} = \phi 16/20$$

$$A_{S,ext} = \phi 12/20$$

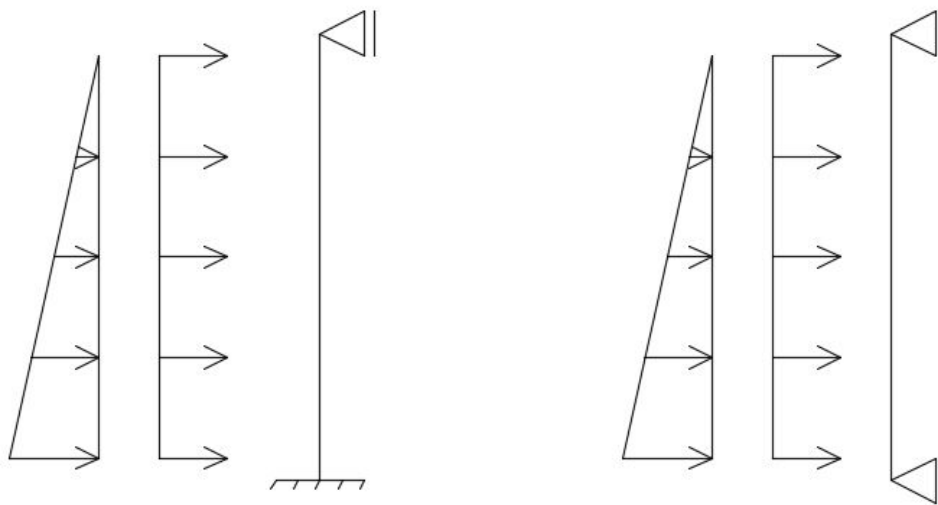


Figura 25: Esquema de apoyos considerados en el análisis del MC1

ARMADURA HORIZONTAL

La armadura horizontal es secundaria y se dispuso en ambas caras $\phi 10/20$.

La parte inferior del muro se modeló como una viga continua con apoyos en los pilotes. La armadura interior se calculó con el máximo momento flector obtenido; mientras que la exterior se calculó con el momento flector obtenido en el borde de los pilares interiores al muro.

$$A_{S,int} = 3\phi 16$$

$$A_{S,ext} = 3\phi 20$$

8.4.2. Muro tipo 2 (MC2)

Los esquemas estructurales considerados son los mismos que en el muro MC1. La única diferencia es en la geometría de la viga inferior; en este caso como no es un muro medianero es posible que la viga sea centrada con el muro.

Las armaduras dispuestas son las mismas que en el primer caso.

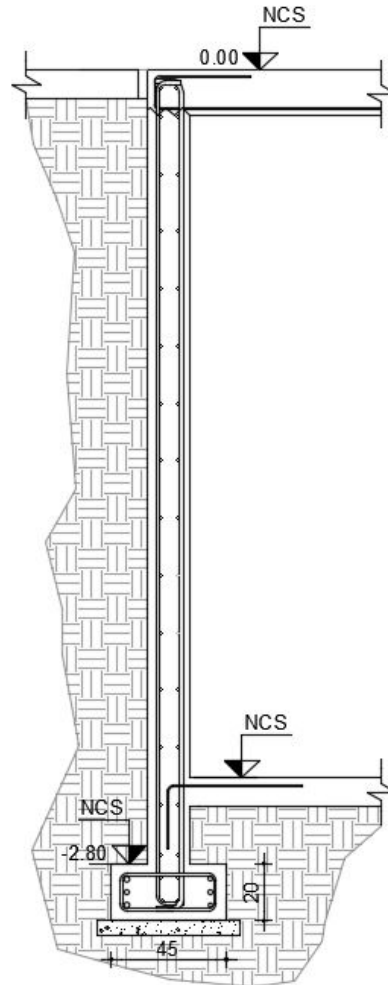


Figura 26: Corte del MC2

8.4.3. Muro tipo 3 (MC3)

Muro ubicado en un lateral de la rampa, en este caso el área donde incide el empuje del suelo es triangular, se toma la sección con mayor empuje del terreno.

Se realizaron las verificaciones pertinentes para vuelco y deslizamiento del muro y se obtuvieron coeficientes de seguridad $FS = 1,96 > 1,8$ recomendado por la norma para el primer caso. Para la verificación de deslizamiento el coeficiente de seguridad obtenido es $FS = 1,2 < 1,5$ requerido por la norma, pero en este caso que tanto el contrapiso del subsuelo como el de la rampa actuarán como elementos arriostrados por lo que no es necesario garantizar el deslizamiento únicamente con el rozamiento.

Se presenta a continuación el perfil de dicho muro.

8.4.4. Muro tipo 5 y 6 (MC5 y MC6)

Ambos muros se ubican en la rampa de acceso; la particularidad de los mismos es que no poseen la losa del índice 100 como elemento arriostrante superior. El esquema estructural es de una losa apoyada en 3 de sus lados; en la viga de base y 2 pilares laterales. Para que los pilares verifiquen a pandeo y además tengan mayor rigidez para soportar el empuje del suelo se ensancha su sección en la zona de la rampa.

Para conocer los esfuerzos en cada una de las direcciones se realizó un modelo en SAP 2000 que contempla las rigideces de los distintos elementos que integran el muro.

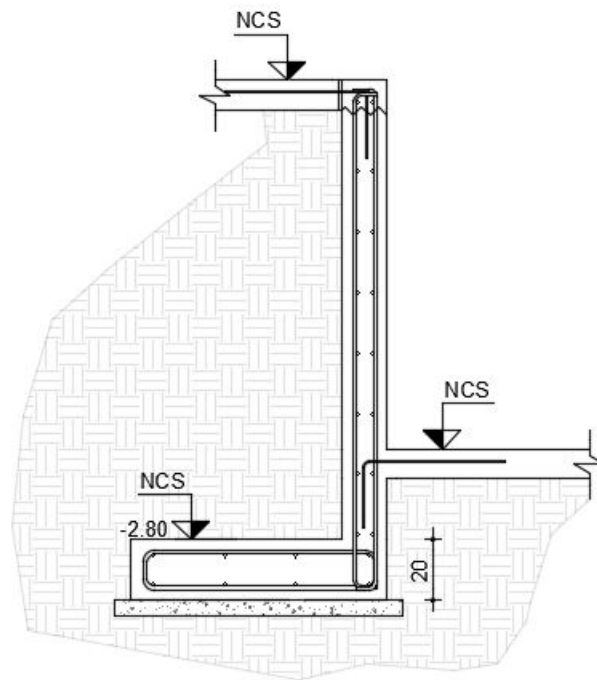


Figura 27: Corte del MC3

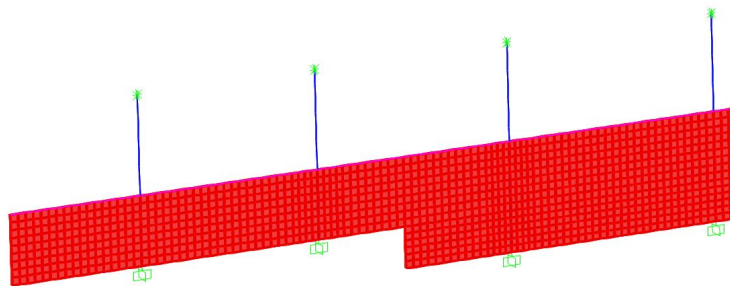


Figura 28: Modelo computacional de los muros MC5 y MC6

Los diagramas de momento flector en ambas direcciones son:

ARMADURA VERTICAL MC5

$$A_{S,int} = \phi 10/20$$

$$A_{S,ext} = \phi 10/20$$

ARMADURA HORIZONTAL MC5

$$A_{S,int} = \phi 10/20$$

$$A_{S,ext} = \phi 10/20 \rightarrow \text{Refuerzo} : \phi 12/20$$

Los diagramas de momento flector en ambas direcciones son:

El muro se arma según:

ARMADURA VERTICAL MC6

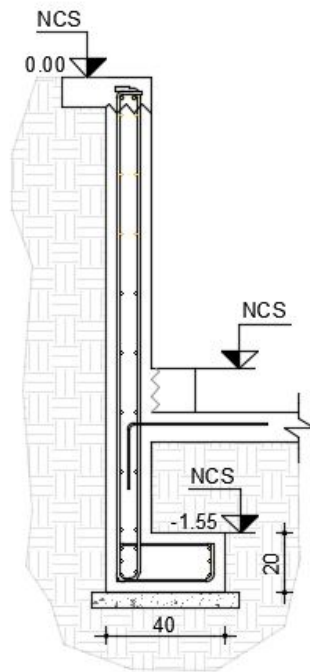


Figura 29: Corte del MC5

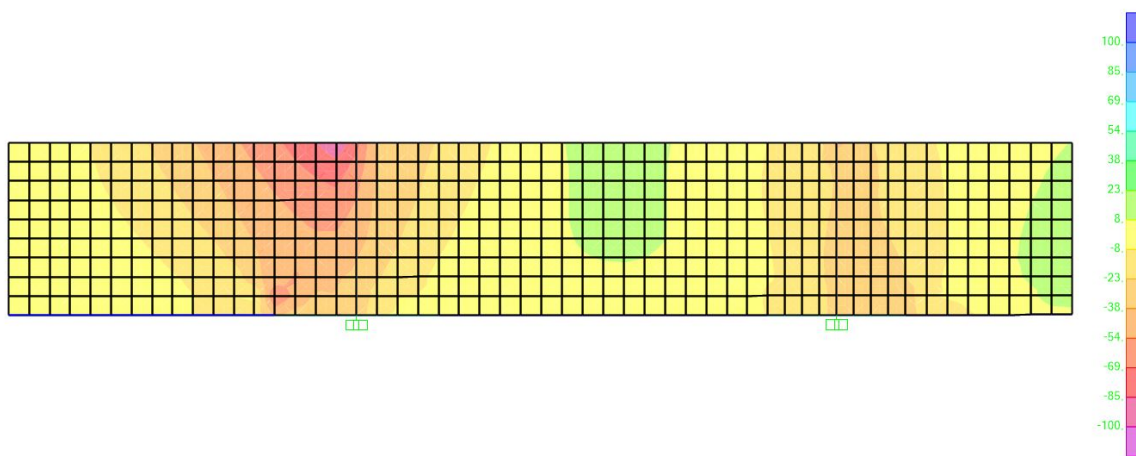


Figura 30: Momento cuya armadura es horizontal en MC5 (kNm)

$$A_{S,int} = \phi 12/20$$

$$A_{S,ext} = \phi 10/20$$

ARMADURA HORIZONTAL MC6

$$A_{S,int} = \phi 20/20$$

$$A_{S,ext} = \phi 12/20 \rightarrow \text{Refuerzo} : \phi 16/20$$

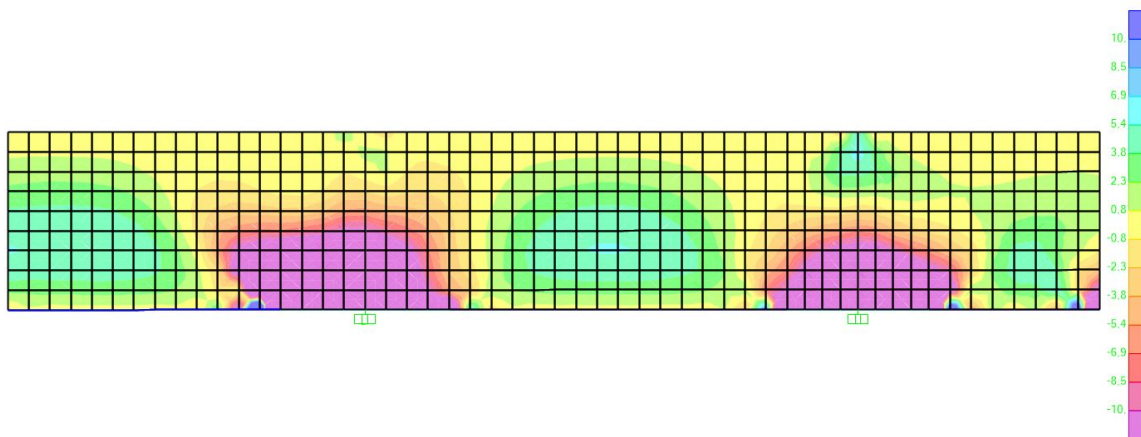


Figura 31: Momento cuya armadura es vertical en MC5 (kNm)

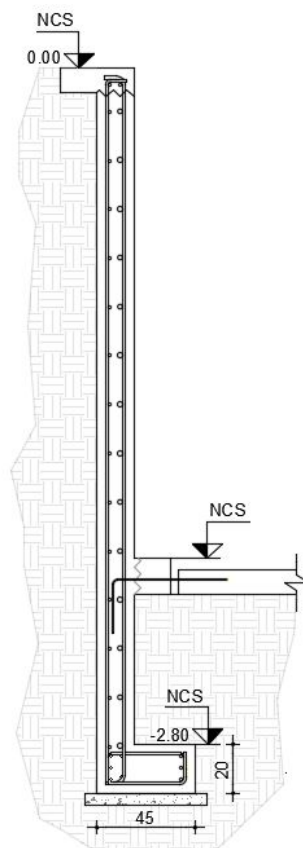


Figura 32: Corte del MC6

8.5. Núcleo de ascensores - Bajorecorrido

Entre en Índice 000 y la cota de la cara superior del cabezal del núcleo, quedan 1,6 m destinados a la maquinaria del ascensor. En la parte del núcleo donde va el ascensor debe quedar hueco, pero en la parte destinada a la escalera se completa con material granular compactado. Como en este tramo el núcleo se encuentra bajo tierra, el espesor del mismo aumenta a 15 cm.

Las paredes que rodean al hueco del ascensor quedan sometidas entonces a un empuje de la tierra que lo rodea. Se toma un $\gamma_{terreno} = 1800 \text{ kg/m}^3$. Se realiza un modelo en SAP2000 con el empuje correspondiente y

se calcula la armadura horizontal y vertical necesaria (además de la necesaria por compresión) estudiándolo como una losa sometida a flexión.

Se coloca entonces una armadura horizontal en forma de estribos de $\phi 8/15$.

9. Tanque de agua

9.1. Geometría del tanque

La geometría del tanque es la presentada en el plano **EAT 01**. Es de hormigón armado y cuenta con dos recintos de $1,88 m^2$ y $1,9 m$ de altura cada uno. Cuentan también con dos huecos circulares de $60 cm$ de diámetro en los cuales se colocan puertas de acceso para inspección.

El mismo consta de 5 losas que se apoyan entre ellas y directamente sobre el núcleo, ya que la geometría es coincidente para las paredes 1, 3 y 5. Las paredes tienen $13 cm$ de espesor al igual que el resto del núcleo, la losa inferior es de $15 cm$, y la losa superior (tapa) es de $10 cm$. En la Figura 33 se presenta un esquema de planta del tanque donde se nombran las paredes para su identificación, así como los nombres de los tanques T1 y T2 para su posterior análisis.

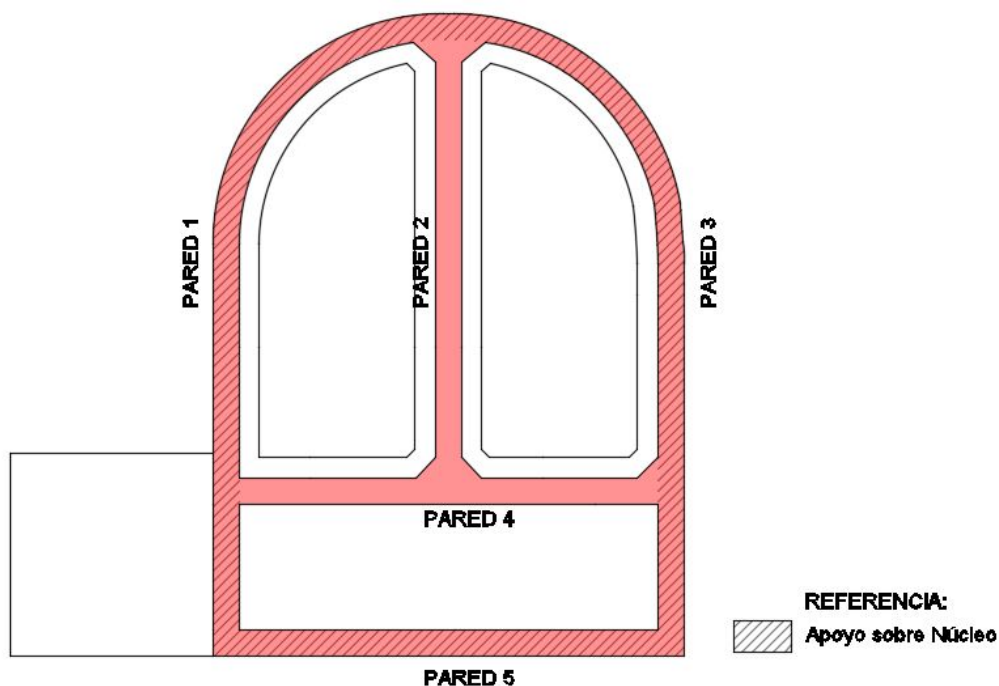


Figura 33: Esquema de planta del tanque de agua

9.2. Modelo computacional

Para el estudio del tanque de agua se realiza un modelo computacional en SAP2000, modelando la geometría del mismo de forma tridimensional con elementos de losa *Shell thin* con los ejes locales orientados de forma tal que sea sencilla la visualización de los resultados.

Dado que el tanque se encuentra apoyado en el núcleo en la sección coincidente (desde el punto de vista del encofrado, la parte de la escalera del núcleo continúa) se colocan apoyos puntuales en todos los nodos inferiores de la malla de elementos finitos de las paredes 1, 3 y 5. El mallado es en la medida de lo posible de elementos cuadrados de $20cm$ de lado, debido a la complejidad de la geometría hay elementos que no son cuadrados pero siempre se intenta respetar una proporción 2:1 o menos entre los lados del elemento finito.

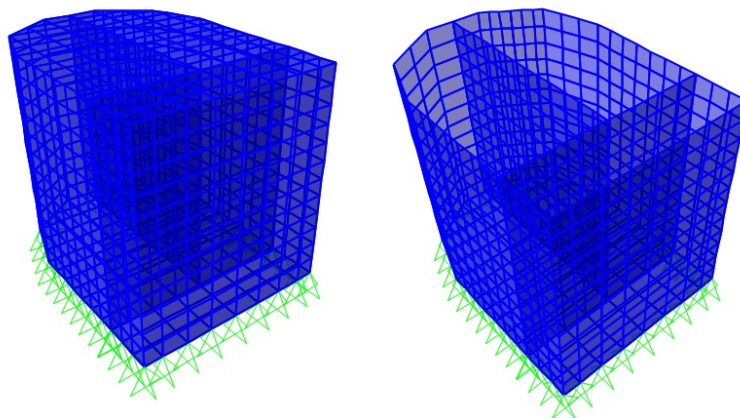


Figura 34: Modelo de elementos finitos del tanque de agua

9.3. Cargas apicadas en el modelo

Para en análisis del tanque se aplican diferentes cargas en el modelo anteriormente descrito. Sobre el techo del tanque se aplica una sobrecarga de uso de 150 kg/m^2 y una carga muerta 150 kg/m^2 de correspondiente a un relleno con una pendiente de 1,5, un espesor mínimo de 5cm y un peso específico de 1800 kg/m^3 .

Se tienen además las presiones hidrostáticas sobre las paredes y el peso del agua sobre el piso. La presión hidrostática tiene una distribución triangular calculada como $p = \gamma_{\text{agua}} * Z$ donde $\gamma_{\text{agua}} = 1000 \text{ kg/m}^3$ el peso específico del agua y $Z = 1,90 \text{ m}$ la cota máxima a tanque lleno. Se considera además diferentes casos, uno es cuando los dos tanques están repletos de agua, el otro es cuando solo uno de los tanques está lleno. No se tienen en cuenta las cargas de viento.

9.4. Combinaciones de carga

Para el Estado Límite Último (ELU) se utilizan las combinaciones presentadas en Tabla 17. “PP” es peso propio, “CM” carga muerta de relleno, “SCU” sobrecarga de uso, y “T1” y “T2” la carga de agua en cada uno de los tanques.

Tabla 17: Combinaciones de carga para el Estado Límite Último (ELU)

Comb	PP	CM	SCU	T1	T2
C1	1,35	1,35			[t]
C2	1,35	1,35	1,5		
C3	1,35	1,35	1,5	1,5	
C4	1,35	1,35		1,5	
C5	1,35	1,35	1,5		1,5
C6	1,35	1,35			1,5
C7	1,35	1,35	1,5	1,5	1,5
C8	1,35	1,35		1,5	1,5

Para el Estado Límite de Servicio (ELS) se utilizan las combinaciones presentadas en Tabla 18.

Por último y para la verificación de fisuración y estanqueidad del tanque, se utilizan las combinaciones de carga de la combinación cuasipermanente, y las mismas se presentan en la Tabla 19

Tabla 18: Combinaciones de carga para el Estado Límite de Servicio (ELS)

Comb	PP	CM	SCU	T1	T2
C1	1,00	1,00			[t]
C2	1,00	1,00	1,00		
C3	1,00	1,00	1,00	1,00	
C4	1,00	1,00		1,00	
C5	1,00	1,00	1,00		1,00
C6	1,00	1,00			1,00
C7	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C8	1,00	1,00		1,00	1,00

Tabla 19: Combinaciones de carga en Estado Límite de Servicio para la verificación de fisuración en combinación cuasipermanente de carga.

Comb	PP	CM	SCU	T1	T2
C1	1,00	1,00			
C2	1,00	1,00	0,30		
C3	1,00	1,00	0,30	1,00	
C4	1,00	1,00		1,00	
C5	1,00	1,00	0,30		1,00
C6	1,00	1,00			1,00
C7	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00
C8	1,00	1,00		1,00	1,00

9.5. Cálculo de la armadura

Con los resultados de las combinaciones de carga del modelo computacional, se calculan las armaduras necesarias para armar los momentos en las losas y la directa en las mismas.

Se utiliza la cuantía mínima total de armadura de 1,8PORMIL

El esquema de apoyo de las losas y como viaja la carga varía dependiendo de la pared que se esté analizando. En la figura a continuación se presenta un esquema de cómo se apoyan las paredes 2 y 4, que son las que no apoyan sobre el núcleo.

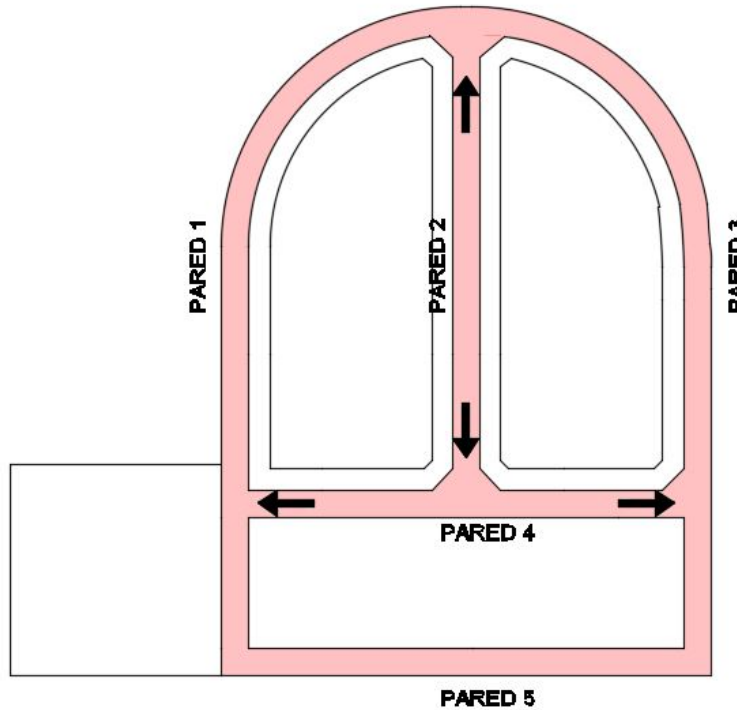


Figura 35: Esquema de viaje de cargas en el tanque

A continuación se presentan los diagramas de momento en las losas de las paredes 2 y 4. Para la pared 2 el caso más crítico es cuando solo uno de los tanques está conteniendo agua, mientras que para la pared 4 el caso de los dos tanques con agua es el que dimensiona.

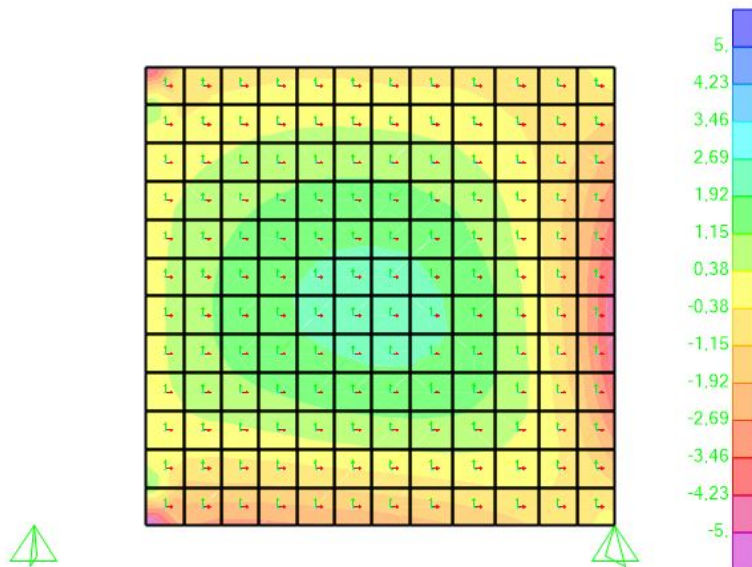


Figura 36: Momento 1-1 pared 2 (kNm)

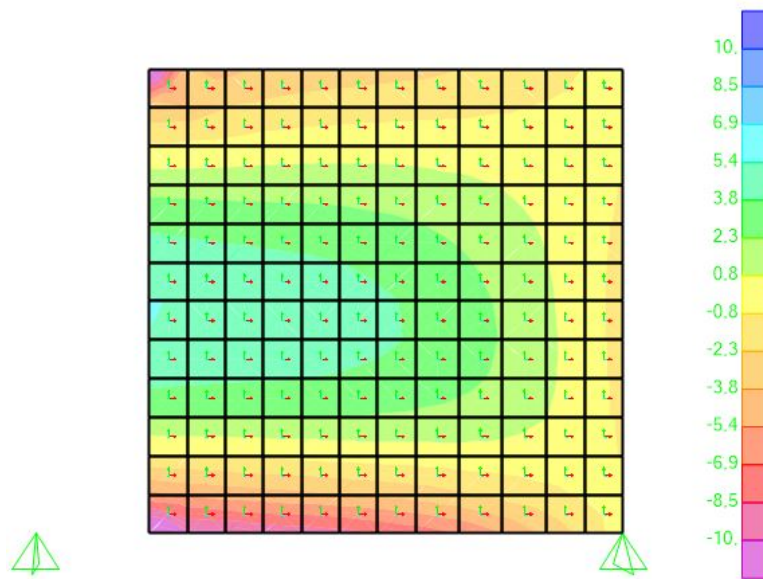


Figura 37: Momento 2-2 pared 2 (kNm)

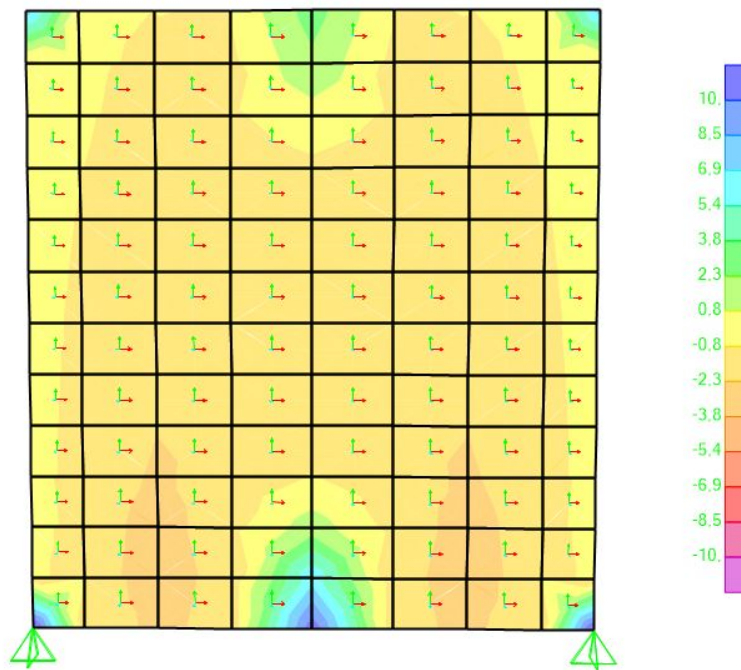


Figura 38: Momento 1-1 pared 4 (kNm)

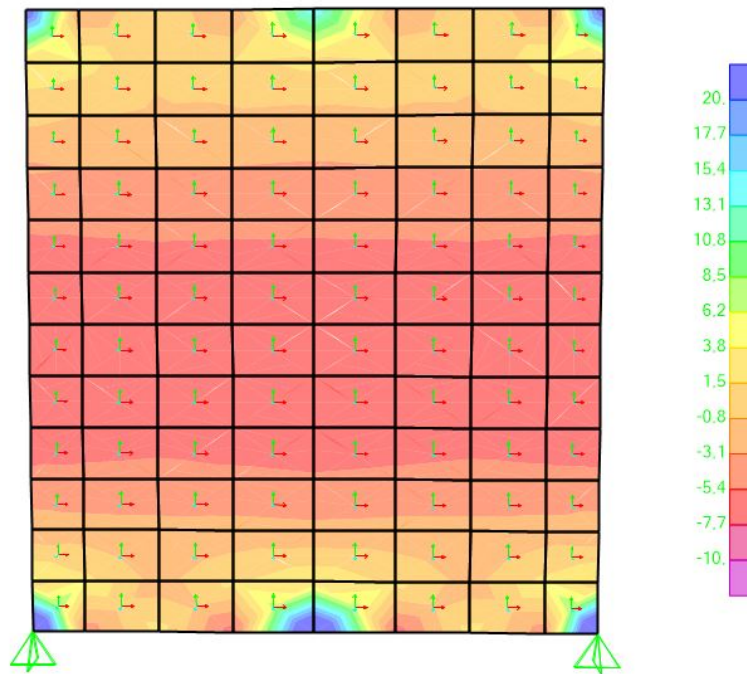


Figura 39: Momento 2-2 pared 4 (kNm)

Al apoyarse la pared 2 en la pared 4, genera un descenso de la misma en el punto de intersección. Es necesario además agregar una armadura de refuerzo allí y horquillas que levanten la carga, pues estas losas también trabajan como vigas de gran canto, y para asegurar que la carga llegue a los apoyos con el esquema de bielas y tirantes que conocemos, es necesario “levantar” la carga, como se ve en la Figura 40 se genera una tracción en la parte inferior de la viga, que se “levanta” y se lleva a los apoyos.

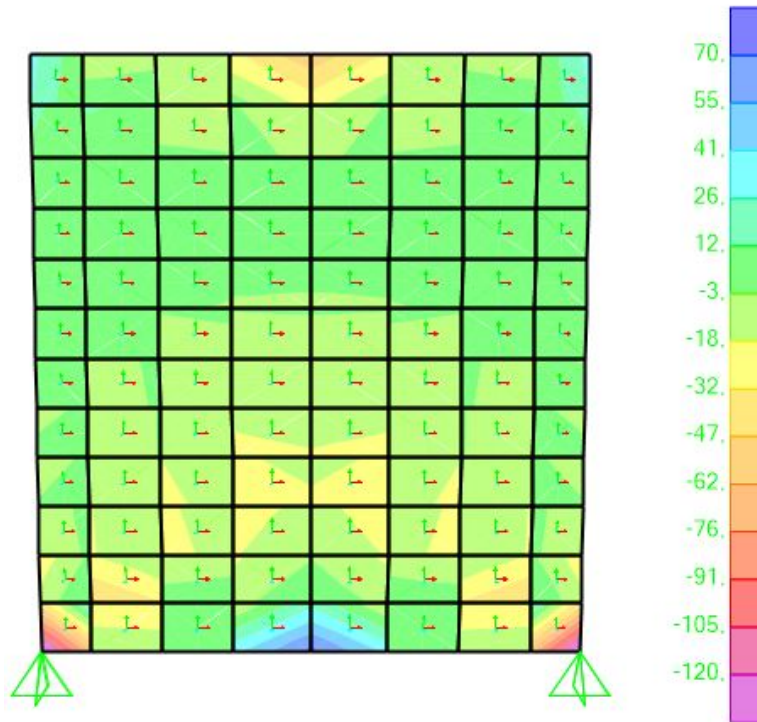


Figura 40: Directas en la pared 4 (kN)

Para las paredes 1, 3 y 5 se considera la situación de los dos tanques completos de agua. Para la losa de la tapa, se observan momentos muy por debajo de los que puede llevar la armadura mínima debido a la gran rigidez del conjunto en general, y a las cortas luces libres que presenta la geometría de esta tapa. El piso del tanque se dimensiona para el caso en que los dos tanques de agua se encuentran llenos y se colocan refuerzos de armadura negativa (como ganchos doblando la armadura positiva) a modo de armar un eventual momento negativo, aunque bien se puede pensar que trabaja simplemente apoyada. La armadura del tanque se encuentra en el plano EAT02.

9.6. Verificación en ELS: fisuración

Las compresiones excesivas pueden generar fisuras en el hormigón, así como también se pueden generar fisuras por tracción. Para controlar las fisuras por compresión, la norma EHE-08 propone en el artículo 49.2.1 que se cumpla la relación:

$$\sigma_{cc,m\acute{a}x} \leq 0,6f_{ck,j}$$

Donde $\sigma_{cc,m\acute{a}x}$ es la máxima tensión de compresión en la sección y $f_{ck,j}$ es la resistencia característica a compresión del hormigón a los j días.

Para la verificación de fisuración por tracción, la norma limita el ancho característico w_k de la fisura.

Para el caso que se está analizando, la exposición es de tipo IIa según la tabla 5.1.1.2 de la ya nombrada norma. Esta verificación sólo debe realizarse cuando la tensión en la fibra más traccionada supere la resistencia media a flexo-tracción $f_{ct,m,fl}$, ya que de lo contrario no se producirán fisuras.

Los valores de máxima tensión de compresión y tracción se calculan de acuerdo a la ecuación a continuación, considerando los valores de momento (M_s) y directa (N_s) en valor absoluto y teniendo en cuenta que la directa es de tracción.

$$\sigma_{cc,max} = \frac{M_s}{be^2/6} - \frac{N_s}{be}$$

$$\sigma_{ct,max} = \frac{M_s}{be^2/6} + \frac{N_s}{be}$$

Se verifica entonces que no se superen los valores $0,6f_{ck,j} = 18 \text{ MPa}$ y $f_{ct,m,fl} = 4,20 \text{ MPa}; 4,26 \text{ MPa}; 4,34 \text{ MPa}$ según la pared que se analice.

Tabla 20: Verificación de fisuración en losas del tanque

	Dir	b	e	Ms	Ns	$\sigma_{cc,max}$	$\sigma_{ct,max}$
		m	m	kNm	kN	Mpa	Mpa
Piso	+x	1	0,15	2,1	3,6	0,54	0,58
Piso	-x	1	0,15	4,8	3,6	1,26	1,30
Piso	+y	1	0,15	1,18	10	0,25	0,38
Piso	-y	1	0,15	1,6	10	0,36	0,49
Techo	+x	1	0,15	0,6	7	0,11	0,21
Techo	-x	1	0,15	0,4	7	0,06	0,15
Techo	+y	1	0,15	1	1,4	0,26	0,28
Techo	-y	1	0,15	1	1,4	0,26	0,28
Pared 1,3	+x	1	0,15	1,6	26	0,25	0,60
Pared 1,3	-x	1	0,15	1,4	26	0,20	0,55
Pared 1,3	+y	1	0,15	1,8	18	0,36	0,60
Pared 1,3	-y	1	0,15	5,1	18	1,24	1,48
Pared 2	+x	1	0,15	1,5	25	0,23	0,57
Pared 2	-x	1	0,15	4,3	25	0,98	1,31
Pared 2	+y	1	0,15	8,9	45	2,07	2,67
Pared 2	-y	1	0,15	3,6	45	0,66	1,26
Pared 4	+x	1	0,15	2,2	44	0,29	0,88
Pared 4	-x	1	0,15	5,9	44	1,28	1,87
Pared 4	+y	1	0,15	4,8	50	0,95	1,61
Pared 4	-y	1	0,15	14	50	3,40	4,07

Como se puede observar en ningún caso se alcanza la tensión de fisuración, por lo que no es necesario analizar el ancho de fisuras.

10. Escalera

Para el cálculo de la losa de la escalera, se realiza un modelo en el software SAP2000 considerando una losa de 14 cm de espesor, realizando una proyección horizontal de la misma.

Se desprecian de este modo las componentes horizontales debido a la inclinación de la losa. Estas cargas horizontales en el comportamiento real de la estructura se transmitirían al núcleo, donde la escalera se encuentra confinada.

En la Figura 41 se observa el modelo mencionado.

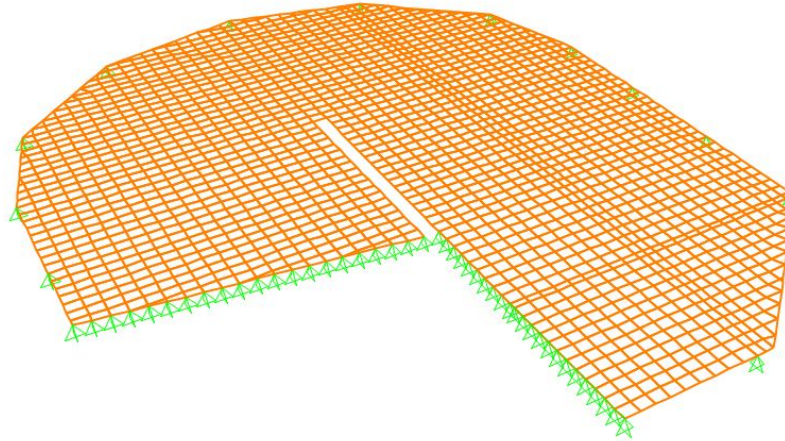


Figura 41: Modelo computacional para el análisis de la losa de escalera

La escalera se modela apoyada continua en la losa de planta, y apoyada puntualmente en lo que serán los vínculos de la misma con el núcleo mediante barras con anclaje químico.

Para el análisis de consdieran las siguientes cargas:

- $PP = 4,6 \text{ kN/m}^2$ el peso propio de la escalera mayorado debido a la proyección horizontal considerada.
- $Relleno = 2 \text{ kN/m}^2$ el peso del relleno de los escalones.
- $SCU = 3 \text{ kN/m}^2$ la sobrecarga de uso.

La losa queda armada según:

$$M_{d,11,max} = 11 \text{ kNm/m} \rightarrow A_s = A_{s,min} = 3,36 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 8/15$$

$$M_{d,22,max} = 6 \text{ kNm/m} \rightarrow A_s = A_{s,min} = 3,36 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 8/15$$

10.1. Verificación de anclajes químicos

El anclaje se diseña utilizando un ANCHOR FIX-1 (SIKA) y barras $\phi 10$. Es necesario verificar que el anclaje no falle ni por el hormigón ni por el acero.

FALLA POR CORTE DEL HORMIGÓN

$$n_{conectores} = \frac{R_d}{V_{Rk,ef}}$$

Siendo:

- $R_d = 37 \text{ kN}$, reacción en el apoyo a ser transmitida por los anclajes.

- $V_{Rk,ef} = \frac{V_{Rk}}{R_{fs}} = 3,68 \text{ kN}$ resistencia efectiva del conector.
- $V_{Rk} = 16, \text{ kN}$ la resistencia característica del conector.
- $R_{fs} = 0,4 + 0,6\frac{s}{p} = 4,4$ factor de reducción de carga por cercanía entre anclajes.
- $p = 90 \text{ mm}$ la profundidad del anclaje.
- $d_0 = 12 \text{ mm}$ diámetro de perforación del anclaje.
- f_{cm} resistencia característica del hormigón.

De acuerdo a las verificaciones, se colocan 10 conectores distribuidos en la aristas de contacto con el núcleo, quedando los mismos separados 60 *cm*.

FALLA POR CORTE DEL ACERO

Para que el acero falle a corte, el esfuerzo debe superar el valor:

$$R_d \leq \frac{0,6F_y A_s}{\Omega}$$

Con esta ecuación se tiene que cada conector resiste 11,8 *kN* por lo que no se produce falla por corte del acero.

11. Muro de mampostería

Para el cálculo del mismo se utilizó la norma UNIT 50-84 para determinar la presión del viento y las Recomendaciones para construcción en mampostería estructural en Uruguay del IET para calcular la resistencia a flexión del muro. Se propuso colocar pilares de traba espaciados 2,50 m.

La presión que el viento ejerce sobre la superficie es de 1 kN/m^2 .

La verificación del muro se realizó suponiendo que el mismo admite tracciones.

Los parámetros utilizados fueron:

- $f_{ky} = 0,25 \text{ MPa}$
- $f_{kx} = 0,70 \text{ MPa}$
- $h = 2,40 \text{ m}$
- $L = 2,50 \text{ m}$

El muro se encuentra empotrado en tres de sus lados, por lo que es necesario calcular el momento existente en cada una de las direcciones. Para ellos se utiliza un coeficiente que depende de la geometría del muro y de la relación entre la resistencia a flexión en ambas direcciones. La resistencia a flexión en cada una de las direcciones es:

$$m_{rx} = \frac{f_{kx}}{\gamma_m} Z = 52 \text{ kgm}$$

$$m_{ry} = \frac{f_{ky}}{\gamma_m} Z = 19 \text{ kgm}$$

Los momentos flectores actuantes en ambas direcciones son:

$$m_x = \alpha W_k \gamma_f L^2 = 73,50 \text{ kgm}$$

$$m_y = \mu \alpha W_k \gamma_f L^2 = 26,73 \text{ kgm}$$

Se verifica que:

$$m_x \leq m_{rx}$$

$$m_y \leq m_{ry}$$

12. Índice de planos

- EAF-01 (Encofrado y fundaciones I000)
- EAF-02 (Planta encofrado y fundaciones I000 - estacionamiento)
- EAF-03 (Encofrado y armadura cabezales TIPO 1 y TIPO 2)
- EAF-04 (Encofrado y armadura cabezales TIPO 3, TIPO 4 y TIPO 5)
- EAF-05 (Encofrado cabezal TIPO 6)
- EAF-06 (Armadura cabezal TIPO 6)
- EAF-07 (Vigas de fundación)
- EAF-08 (Vigas de fundación)
- EAF-09 (Vigas de fundación)
- EAF-10 (Vigas de fundación)
- EAF-11 (Muros de contención)
- EAP-01 (Planilla de pilares)
- EAP-02 (Detalles de pilares)
- EAP-03 (Detalle de Pilares)
- EAL-01 (Planta encofrado I100)
- EAL-02 (Planta encofrado I200/I300)
- EAL-03 (Planta encofrado I400)
- EAL-04 (Planta encofrado I500/I600)
- EAL-05 (Armadura losa I100)
- EAL-06 (Armadura losa I100)
- EAL-07 (Armadura losa I200)
- EAL-08 (Armadura losa I300)
- EAL-09 (Armadura losa I400)
- EAL-10 (Armadura I500)
- EAL-11 (Armadura I600)
- EAL-12 (Escalera)
- EAT-01 (Encofrado)
- EAT-02 (Armadura)
- EAV-01 (Alzado y despiece vigas I100)
- EAV-02 (Alzado y despiece vigas I200)
- EAV-03 (Alzado y despiece vigas I300)
- EAV-04 (Alzado y despiece vigas I400)
- EAV-05 (Alzado y despiece vigas I500)
- EAV-06 (Alzado y despiece vigas I600)