



Universidad de la República
Facultad de Ingeniería



Instituto de Estructuras y Transporte
Prof. Julio Ricaldoni

PROYECTO ESTRUCTURAL 1

CITADINO PRADO (JUJUY)

MEMORIA DE CÁLCULO

Juan Pablo Barbier
Rodrigo Colman
Rodrigo Ferreira

05/02/2017

Índice

Introducción	3
Materiales	3
Cargas	3
Cargas permanentes	3
Sobrecargas	4
Carga de Viento	4
Estudio de Estabilidad	6
Cálculo de Empuje Horizontal	6
Cálculo de Indesplazabilidad	7
Modelos	8
Modelado Plantas	8
Modelado Peines	8
Losas	10
ELS- Deformación	11
ELS- Fisuración	16
ELU- Flexión	17
ELU- Punzonado	25
Vigas	28
ELS-Deformaciones	28
ELU-Flexión Compuesta	28
ELU-Cortante	30
Planilla de Vigas	32
Pilares	36
Criterios de Dimensionado y Armado	36
ELU agotamiento frente a sollicitaciones normales	37
Planilla de Pilares	37
Escaleras	40
Escalera Central	40
Escalera Trasera	41
Escalera de Entrada	42
Fundaciones	43
Pilotes	43
Cabezales	44

Zapata de Esquina	48
Vigas de Fundación	49
Muros de Contención.....	52
Muro MC1	53
Muros MC2 y MC3.....	53
Muro MC4	53
Muros MC0.....	54
Índice de Planos	55

Introducción

La presente memoria describe el diseño estructural del edificio Ciudadino Prado, en particular el ubicado en Jujuy 2780, el cual cuenta con cuatro pisos, a los cuales se accede mediante escalera, conformando 7 apartamentos de 1 dormitorio en total, espacio exterior en azotea con un parrillero, y 19 cocheras, compartidas con el edificio que se encuentra sobre la calle Agraciada.

La estructura se resuelve mediante hormigón armado, utilizando para los entrepisos losas y vigas, pilares para resolver la estructura vertical, y por último cabezales y pilotes para la fundación. En el diseño del proyecto se optó por utilizar la menor cantidad de vigas posibles, por lo que en la mayoría de los niveles solo se cuenta con vigas perimetrales.

Son de aplicación las normas UNIT 33-91 correspondiente a las cargas a utilizar en el proyecto de edificios, las normas EHE-2008 y UNIT 1050-2005 correspondientes al proyecto y ejecución de estructuras de hormigón en masa o armado y la norma UNIT 50-84 para calcular los esfuerzos del viento.

Materiales

Se considera hormigón C25 según la norma UNIT con una densidad igual a 2500 Kg/m³, resistencia característica a la compresión igual a 250Kg/cm² a los 28 días y coeficiente parcial de seguridad igual a 1,5.

Se considera acero conformado ADN 500 según las norma UNIT con una resistencia característica a la tracción igual a 5000 Kg/cm², módulo de deformación longitudinal igual a 2100000 Kg/cm² y coeficiente parcial de seguridad igual a 1,15.

Cargas

Las acciones se consideraron según la norma EHE 2008, tomando las siguientes combinaciones de carga:

- *Estado Límite de Servicio (ELS) = Carga Permanente + Carga Variable*
- *Estado Límite Ultimo (ELU) = 1,35 Carga Permanente + 1,5 Carga Variable*

Cargas permanentes

Se consideran los pesos para cada material a partir de la norma UNIT 33-91. Los materiales utilizados son:

$$\text{Hormigón armado} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Revoque} = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Relleno de Arena y Cemento Portland} = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Baldosas cerámicas por cm de espesor} = 0,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Mampostería} = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Asfalto} = 13 \text{ kN/m}^3$$

Observación: para la mampostería se consideran ladrillos comunes con mortero de cemento portland para todos los muros.

$$\text{Muros de 10cm de espesor: } q_{10cm} = 0,10m \times 2,5m \times 17 \text{ kN/m}^3 = 4,25 \text{ kN/m}$$

$$\text{Muros de 15cm de espesor: } q_{15cm} = 0,15m \times 2,5m \times 17 \text{ kN/m}^3 = 6,375 \text{ kN/m}$$

$$\text{Muros de 20cm de espesor: } q_{20cm} = 0,20m \times 2,5m \times 17 \text{ kN/m}^3 = 8,50 \text{ kN/m}$$

$$\text{Muros de 25cm de espesor: } q_{25cm} = 0,25m \times 2,5m \times 17 \text{ kN/m}^3 = 10,625 \text{ kN/m}$$

$$\text{Muros de 30cm de espesor: } q_{30cm} = 0,30m \times 2,5m \times 17 \text{ kN/m}^3 = 12,75 \text{ kN/m}$$

Sobrecargas

Se consideran las sobrecargas para edificios de vivienda a partir de la norma UNIT 33-91 (cargas en servicio):

$$\text{Azoteas accesibles} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Azoteas} = 3 \text{ kN/m}^2 \text{ (donde puedan congregarse personas)}$$

$$\text{Baños} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Balcones} = \begin{cases} \text{carga distribuida} = 3 \text{ kN/m}^2 \\ \text{carga vertical aplicada en el borde} = 1 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\text{Cocina} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Dormitorios} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Comedores} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Escaleras medidas en proyección horizontal} = 3 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Corredores} = 3 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Barandas de escalera} = 1 \text{ kN/m (esfuerzo horizontal hacia el exterior del pasamano)}$$

Carga de Viento

Para el análisis de viento se utiliza la Norma UNIT 50-84, teniendo los siguientes valores:

- $v_k = 43,9 \text{ m/s}$; debido a que se consideró que la estructura se encuentra en Montevideo.
- $K_t = 1$ valor extraído de la tabla 6.1 de la norma, para topografía normal.
- $K_z = 0,76$; dado que consideramos Rugosidad III y la altura considerada es $z = 11 \text{ m}$.
- $K_d = 1$
- $K_k = 1,15$; obtenido de la tabla 6.3, considerando grupo B.

$$\text{Con lo anterior, obtenemos que: } v_c = 38,37 \frac{\text{m}}{\text{s}} \rightarrow q_c = 90,3 \text{ kg/m}^2$$

Las dimensiones de la estructura son las siguientes:

- $h = 11\text{m}$
- $a = 18,5\text{m}$
- $b = 11\text{m}$

Por lo tanto, se tiene que:

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{11}{18,5} = 0,6$$

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{11}{11} = 1$$

Viento perpendicular a Sa

Debido a la orientación del viento respecto a la estructura, y de los valores de la relación de dimensiones, se obtiene de la figura 8.2 para la acción exterior el factor de forma γ_0 , el cual toma el valor de 1.

Ahora que se conoce el valor del factor de forma, se puede obtener de la tabla 8.1 los coeficientes de presión exterior para las paredes:

- Caras a barlovento: $C_e = +0,8$
- Caras a sotavento: $-(1,3\gamma - 0,8)$. En este caso vale $C_e = -0,5$

En el caso de los coeficientes de presión interior, los mismos se rigen según las siguientes expresiones:

$$0,6(1,8 - 1,3\gamma)$$

o bien

$$-0,6(1,3\gamma - 0,8)$$

Para este caso tenemos que:

$$C_{i,sobrepresion} = +0,3$$

$$C_{i,depression} = -0,3$$

Viento perpendicular a Sb

Nuevamente $\gamma_0 = 1$, por lo tanto todos los valores son los mismos que para el caso anterior.

Por lo tanto analizando las posibles combinaciones llegamos a que el mayor valor de ces $c=1,4$, de esta manera:

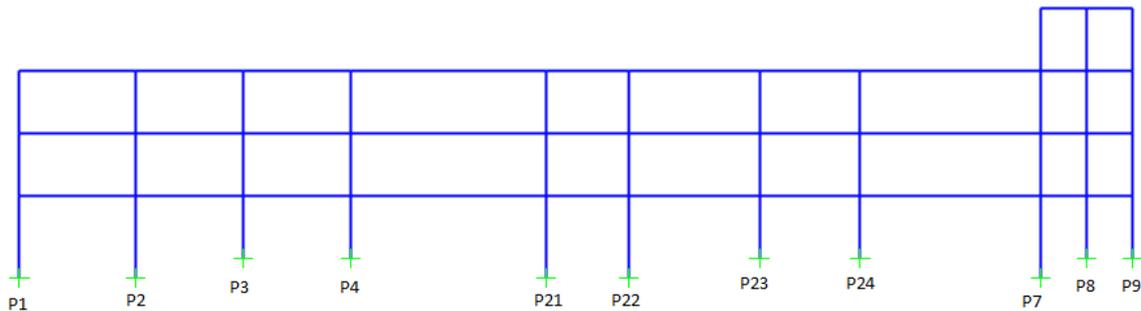
$$p_c = q_c C = 90,3 \times 1,4 = 126,42 \text{ kg/m}^2$$

Estudio de Estabilidad

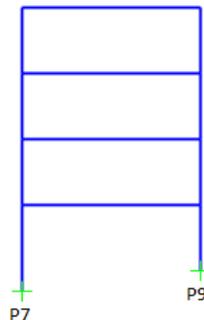
Cálculo de Empuje Horizontal

Para el cálculo del empuje horizontal en la estructura, utilizamos las cargas de viento calculadas anteriormente, así como también las fuerzas horizontales producidas por los peines. Realizamos 2 modelos de pórticos, uno en cada dirección.

En el primero de ellos modelamos el pórtico como la unión mediante bielas de los pórticos formados por los pilares P1-P4, P21-P24 y P7-P9, como se muestra en la figura.



El segundo se modeló como la unión entre bielas de los pilares pantalla P7 y P9



Se determinó una presión $q_c = 126,42 \text{ kg/m}^2$ vista anteriormente. Esta presión se la multiplica por el área en ambas direcciones, y se la distribuye en cada uno de los nodos extremos.

Las fuerzas provocadas por los peines obtenidas mediante el modelo de los mismos es de aproximadamente 1400kg (considerando la fuerza máxima producida, siendo la misma la resta de fuerzas entre la fuerza máxima que ejerce el peine P5-P6 menos la producida por los otros 2 peines, ya que las fuerzas son opuestas). Esta fuerza de 1400kg se coloca en cada nodo extremo desde el nivel 100 al nivel 300 para el primer pórtico.

De esta manera el SAP brinda un desplazamiento de 4,8 mm para el nodo del extremo superior derecho del primer pórtico y de 5,4 mm para el segundo.

Es necesario verificar la condición de alabeo de la estructura, es decir, que el desplazamiento máximo producido por los esfuerzos de viento sea menor que $h/750$. Por lo que el desplazamiento máximo se calcula como:

$$\delta < \frac{h}{750}$$

Siendo h la altura total del edificio (11m aproximadamente), llegamos a que δ debe ser menor que 1,47cm, por lo cual en ambos casos esta condición se cumple holgadamente.

Cálculo de Indesplazabilidad

Realizamos el cálculo teniendo en cuenta todas las cargas en servicio aportadas por todos los elementos estructurales, considerando tanto su peso propio como las sobrecargas de los mismos. Esto lo realizamos para un piso, para luego multiplicar esta suma de cargas por 4 (considerando los 4 pisos iguales). Nuevamente en este caso estamos considerando cargas bastante mayores que las realmente existentes, ya que como explicamos anteriormente los 4 pisos no poseen las mismas cargas, sino menores como por ejemplo en el último piso, pero de esta manera estamos mayorando las cargas y colocándonos del lado de la seguridad. Luego calculamos las inercias de todos los pilares.

Calculamos la verificación de indesplazabilidad de la estructura mediante la fórmula proporcionada por la norma UNIT:

$$\lambda = H \sqrt{\frac{P}{EI}} < 0,2 + 0,1 \cdot n = 0,6$$

Siendo H la altura total del edificio, P las cargas en servicio, E el módulo de Young del hormigón, I la suma de las inercias de todos los pilares (en un sentido y el otro) y n el número de pisos. En nuestro caso estos valores son:

$$H = 11 \text{ m}$$

$$P = 556740 \text{ kg}$$

$$E = 300.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_x = 15489011,7 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 9054821,8 \text{ cm}^4$$

$$n = 4$$

Con estos datos obtenemos que: $\lambda(I_x) = 0,4 < 0,6$; $\lambda(I_y) = 0,5 < 0,6$.

Por lo tanto se verifica la indesplazabilidad de la estructura.

Modelos

Modelado Plantas

Para el modelado del proyecto se utilizó el software SAP2000. En el modelado de cada planta se colocan las cargas correspondientes con su coeficiente de seguridad para obtener las solicitaciones de diseño, y así poder dimensionar y verificar los distintos elementos de la estructura.

En el modelo se consideran las losas como elementos de área con su mismo espesor pero en los elementos de borde se les impone la condición de que no pueden ser capaces de llevar momento en la dirección pertinente.

En cuanto a las vigas, éstas se modelan como elementos lineales con propiedades geométricas tales que consideran, por ejemplo, la posición de la viga con respecto a la losa, cambiando así la inercia a flexión tomando en cuenta el ancho colaborante de la losa. Por otro lado se considera nula la inercia torsional de la viga. Para poder cargar los muros y los bordes libres, éstos se toman como elementos de viga con inercia despreciable.

Los pilares se modelan como elementos de viga de gran altura con apoyos que restringen el desplazamiento vertical.

Mediante combinaciones de carga con sus respectivos factores (dependiendo si se quiere obtener solicitaciones y/o deformaciones - diseño y/o servicio) se obtienen las flechas y momentos en losas, reacciones en pilares, momento y cortante en vigas.

Modelado Peines

Por otro lado los “peines” ubicados en los pilares P5 y P6, P10 y P11, y P16 y P17 se modelan aparte, para poder estudiar las solicitaciones de tracción y momento que producen.

En los mismos se consideran solamente los pilares en cuestión, así como las vigas que los unen, en las cuales se obtienen mediante este modelo todas las solicitaciones a las que están sometidas (momento, cortante, directa). Los pilares de cada peine que llegan hasta las fundaciones (P6, P10 y P16) se consideran empotrados sobre el suelo, y se consideran apoyos simples en cada piso, con los cuales se calculará las fuerzas horizontales que provoca el peine en cada nivel, y que deben ser capaz de resistir el resto de la estructura (estas fuerzas fueron consideradas en el modelo de cálculo de empuje horizontal que se vió anteriormente).

Para el caso de las solicitaciones en las vigas, las mismas fueron consideradas como se verá más adelante en la sección referida al cálculo de vigas. En las losas en primera instancia se verifica que la armadura existente pueda contemplar dichas tracciones, lo cual se cumple en todos los casos

Adicionalmente verificamos que el hormigón no falle por tensiones rasantes de la siguiente manera:

$$\tau = \frac{F_{hd}}{ph} \leq f_{cv}$$

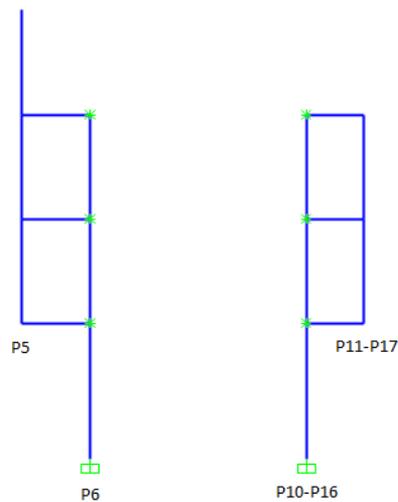
Siendo F_{hd} el esfuerzo horizontal que debe llevarse la losa, p el perímetro del pilar y h la altura de la losa. Se hará la verificación para el caso de compresión máxima.

Pilar	h(cm)	p(cm)	Fhd(Kg)	τ (kg/cm ²)	f _{cv} (kg/cm ²)
P6	15	222	2800	0,84	150,00
P10/P16	15	226	850	0,25	150,00

Se verifican muy holgadamente las tensiones rasantes.

En cuanto a las cargas, se consideran las debidas al peso propio de la estructura (peso de pilares y vigas), así como también las fuerzas que llegan de las losas que descargan sobre los mismos, expresadas como fuerzas puntuales en cada extremo de pilares, y una carga uniformemente distribuida en las vigas.

A continuación se muestra el esquema del modelo considerado:



Losas

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

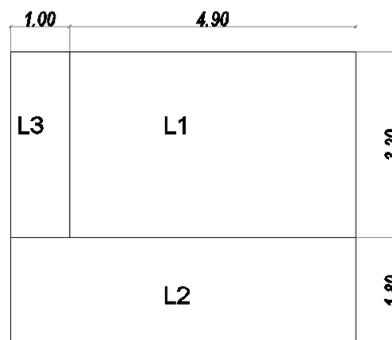
- ELS de Deformación
- ELS de Fisuración
- ELU de Flexión
- ELU de Punzonamiento

Para el diseño de las losas, se consideró que las mismas tienen un espesor de 15 cm, con excepción de zonas de terrazas y losas del nivel 400, donde las mismas tendrán un espesor de 12cm. Se consideran recubrimientos geométricos de 1,5cm para todas las losas.

Los distintos tipos de piso que se encuentran en toda la estructura son:

Piso nivel 400

La losa correspondiente al nivel 400, se divide en 3 distintas losas como se aprecia en la siguiente figura:



En el caso de la losa L1 se considera un paquete que incluye 1cm de membrana asfáltica, 2,5cm promedio de relleno con una pendiente de 1,5%, 12cm de losa estructural de hormigón y 1cm de revoque inferior

$$q_{L1} = 0,01\gamma_{asfalto} + 0,025\gamma_{AyP} + 0,12\gamma_{hormigón} + 0,01\gamma_{revoque} + SC$$

$$q_s = 3,82 \text{ kN/m}^2 + SC$$

Para las losas L2 y L3, las cuales forman parte de la pérgola de hormigón, se tiene un paquete de 2cm de relleno, 12cm de losa estructural y 1cm de revoque inferior

$$q_{L2-L3} = 0,02\gamma_{AyP} + 0,12\gamma_{hormigón} + 0,01\gamma_{revoque} + SC$$

$$q_s = 3,59 \text{ kN/m}^2 + SC$$

Piso nivel 300

En la losa correspondiente a la azotea no transitable se considera un paquete que incluye 1cm de membrana asfáltica, 10cm promedio de relleno con una pendiente de 1,5%, losa estructural de 15cm y 1cm de revoque inferior

$$q_{ant} = 0,01\gamma_{asfalto} + 0,1\gamma_{AyP} + 0,15\gamma_{hormigón} + 0,01\gamma_{revoque} + SC$$

$$q_s = 5,98 \text{ kN/m}^2 + SC$$

En el caso del piso de la azotea transitable (parrillero), se considera un paquete de 1cm de membrana asfáltica, 5cm de losetas de hormigón, un promedio de 5cm de relleno con una pendiente de 1,5%, losa estructural de 15cm y 1cm de revoque inferior.

$$q_{at} = 0,01\gamma_{asfalto} + 0,05\gamma_{hormigón} + 0,05\gamma_{AyP} + 0,15\gamma_{hormigón} + 0,01\gamma_{revoque} + SC$$

$$q_s = 6,29 \text{ kN/m}^2 + SC$$

Piso Niveles 100-200

En losa de terrazas y balcones, se considera un paquete que incluye 0,5cm de baldosas cerámicas, un promedio de 2,5cm de relleno con una pendiente de 1,5%, losa estructural de 12cm y 1cm de revoque inferior.

$$q_b = 0,005\gamma_{baldosa} + 0,025\gamma_{AyP} + 0,12\gamma_{hormigón} + 0,01\gamma_{revoque} + SC$$

$$q_s = 3,69 \text{ kN/m}^2 + SC$$

En el resto de las losas se tiene un paquete de 0,5cm de baldosas cerámicas, 3,5cm de relleno, losa estructural de 15cm y 1cm de revoque interior.

$$q_l = 0,005\gamma_{baldosa} + 0,035\gamma_{AyP} + 0,15\gamma_{hormigón} + 0,01\gamma_{revoque} + SC$$

$$q_s = 4,63 \text{ kN/m}^2 + SC$$

ELS- Deformación

Se procede a realizar la verificación del estado límite correspondiente, según el Artículo 50 de la norma EHE-08, en las zonas donde se presentan las mayores deformaciones según el modelo de SAP2000 y debajo de los muros, debiéndose verificar en este último caso la flecha activa.

La flecha máxima a tiempo infinito no debe superar $L/250$ y el límite para la flecha activa es de $L/400$.

Los tiempos a considerar son: desapuntamiento a las dos semanas, por lo que comienza a actuar el peso propio; construcción de muros y contrapisos (carga permanente) un mes luego de desapuntar (seis semanas); y la sobrecarga comienza a actuar al año.

En cada escalón de carga, tanto las deformaciones como las solicitaciones aumentan, de manera que en varios puntos del elemento estructural se supera el momento de fisuración, motivo por el cual la losa pierde rigidez y se vuelve más flexible ante el aumento de las cargas verticales. Para tener en cuenta este efecto se toma el criterio simplificado de la norma DIN-1045 en donde se establece que es una aproximación suficiente en caso de losas el tomar el 85% de la rigidez a flexión de la losa.

De esta manera, vista la no linealidad del problema, se determina la flecha producida por cada incremento de carga mediante la diferencia de los escalones contiguos, luego afectando cada deformación por su correspondiente coeficiente de fluencia se tienen las correspondientes deformaciones diferidas.

$$\delta_{\infty} = \delta_0 + \sum \delta_i \times \lambda_i$$

La flecha activa es la diferencia entre la flecha total a tiempo infinito y la flecha que se tiene en el momento de construir los muros.

La flecha diferida se calcula como: $\delta_{dif.} = \lambda \times \delta_i$

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

- δ_i : la flecha instantánea.
- ρ' : Cuantía de armadura a compresión (0 en el caso de losas).

Duración de la carga	ξ
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

También se procede a realizar una verificación de forma visual, mediante la realización de círculos centrados en la zona de mayor deformación. El radio de dicho círculo está dado por:

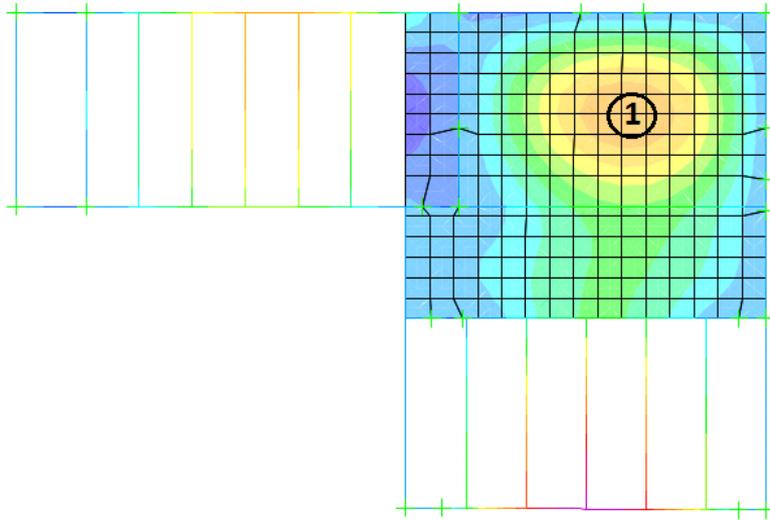
$$radio_{flecha\ total} = 250 \cdot \frac{f_{total}}{2}$$

$$radio_{flecha\ activa} = 400 \cdot \frac{f_{activa}}{2}$$

Se considera que siempre que los círculos no sobrepasen los elementos estructurales, como ser pilares y vigas, la condición de flecha máxima se verifica.

En las imágenes siguientes se presentan los resultados de los desplazamientos en cada nivel, indicando los puntos donde se dan los máximos a estudiar, así como también los círculos dados por la flecha mencionados anteriormente.

INDICE 400



Flecha Instantánea			
Punto	δ_{pp} (mm)	δ_{cp} (mm)	δ_{sc} (mm)
1	0,6	0,2	0,3

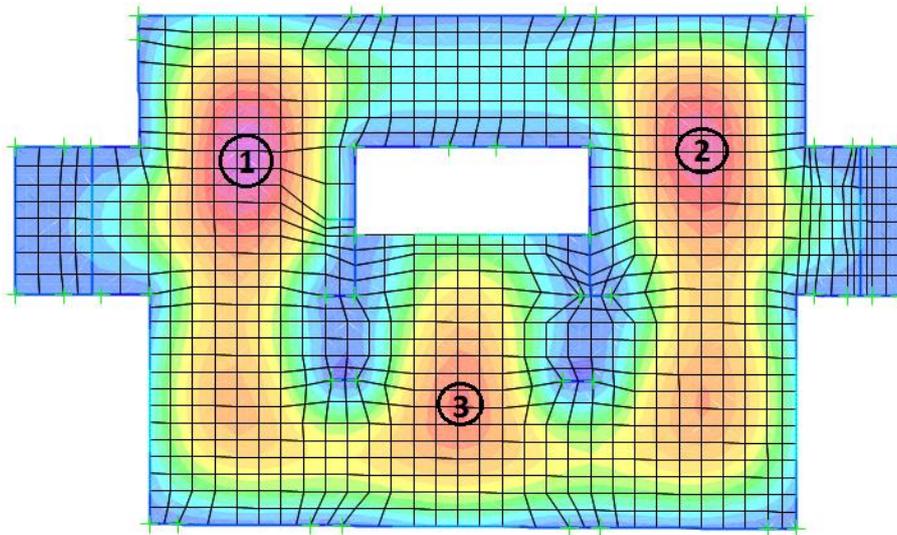
Flecha Instantánea acumulada			
Punto	δ_{pp} (mm)	$\delta_{pp}+\delta_{cp}$ (mm)	$\delta_{pp}+\delta_{cp}+\delta_{sc}$ (mm)
1	0,6	0,8	1,1

Flecha Diferida			
Tiempo (mes)	0,5	1,5	12
$\xi(t_0)$	0,5	0,81	1,4
$\xi(t_{inf})-\xi(t_0)$	1,5	1,19	0,6
Punto	δ_{pp} (mm)	δ_{cp} (mm)	δ_{sc} (mm)
1	0,9	0,24	0,18

Flecha Total a Tiempo Infinito							
Punto	L (m)	δ_{pp} (mm)	δ_{cp} (mm)	δ_{sc} (mm)	δ_{total} (mm)	L/250 (mm)	
1	3	1,5	0,44	0,48	2,42	12	VERIFICA

Como no se tienen muros por encima de este nivel, no es necesario verificar la flecha activa.

INDICE 300



Flecha Instantánea			
Punto	δ_{pp} (mm)	δ_{cp} (mm)	δ_{sc} (mm)
1	1,1	1	0,7
2	1,1	1	0,4
3	0,8	0,7	0,7

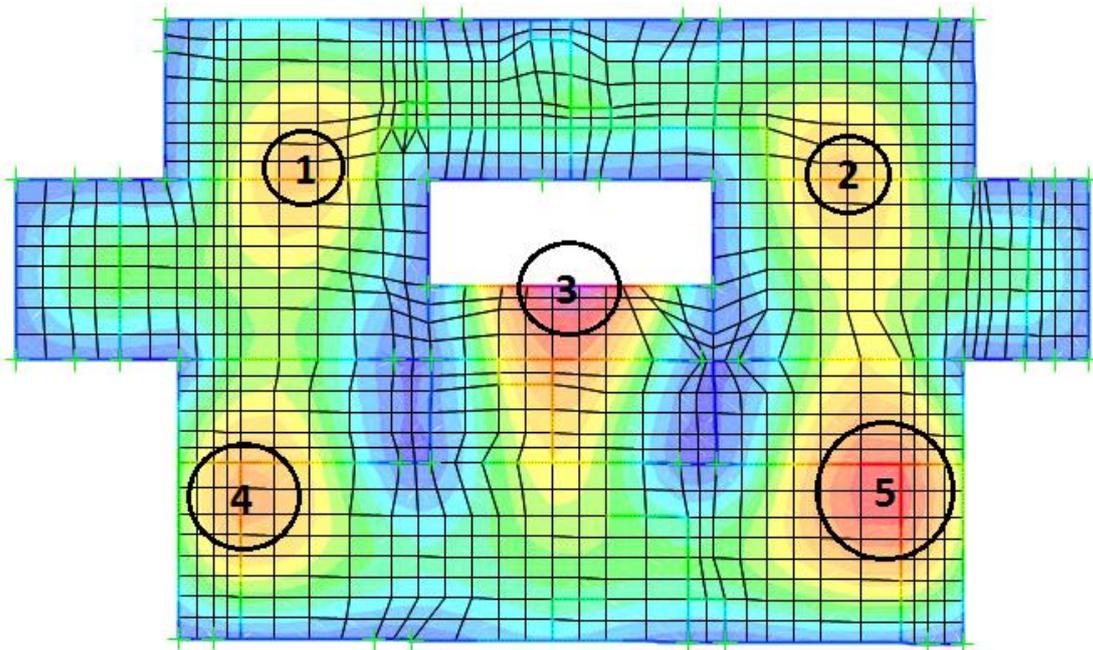
Flecha Instantánea acumulada			
Punto	δ_{pp} (mm)	$\delta_{pp}+\delta_{cp}$ (mm)	$\delta_{pp}+\delta_{cp}+\delta_{sc}$ (mm)
1	1,1	2,1	2,8
2	1,1	2,1	2,5
3	0,8	1,5	2,2

Flecha Diferida			
Tiempo (mes)	0,5	1,5	12
$\xi(t_0)$	0,5	0,81	1,4
$\xi(t_{inf})-\xi(t_0)$	1,5	1,19	0,6
Punto	δ_{pp} (mm)	δ_{cp} (mm)	δ_{sc} (mm)
1	1,65	1,19	0,42
2	1,65	1,19	0,24
3	1,2	0,83	0,42

Flecha Total a Tiempo Infinito							
Punto	L (m)	δ_{pp} (mm)	δ_{cp} (mm)	δ_{sc} (mm)	δ_{total} (mm)	L/250 (mm)	
1	4,3	2,75	2,19	1,12	6,06	17	VERIFICA
2	4,4	2,75	2,19	0,64	5,58	18	VERIFICA
3	4,3	2	1,533	1,12	4,65	17	VERIFICA

Para los puntos estudiados en este nivel, no se tienen muros por encima de su zona de influencia, por lo cual en este caso tampoco se verifica la flecha activa.

INDICE 100-200



Flecha Instantánea			
Punto	δ_{pp} (mm)	δ_{cp} (mm)	δ_{sc} (mm)
1	1,1	0,9	0,4
2	1,1	0,9	0,4
3	0,8	1,5	0,7
4	0,7	1,5	0,4
5	1	1,9	0,5

Flecha Instantánea acumulada			
Punto	δ_{pp} (mm)	$\delta_{pp}+\delta_{cp}$ (mm)	$\delta_{pp}+\delta_{cp}+\delta_{sc}$ (mm)
1	1,1	2	2,4
2	1,1	2	2,4
3	0,8	2,3	3
4	0,7	2,2	2,6
5	1	2,9	3,4

Flecha Diferida			
Tiempo (mes)	0,5	1,5	12
$\xi(t_0)$	0,5	0,81	1,4
$\xi(t_{inf})-\xi(t_0)$	1,5	1,19	0,6
Punto	δ_{pp} (mm)	δ_{cp} (mm)	δ_{sc} (mm)
1	1,65	1,071	0,24
2	1,65	1,071	0,24
3	1,2	1,785	0,42
4	1,05	1,785	0,24
5	1,5	2,261	0,3

Flecha Total a Tiempo Infinito							
Punto	L (m)	δ_{pp} (mm)	δ_{cp} (mm)	δ_{sc} (mm)	δ_{total} (mm)	L/250 (mm)	
1	4,3	2,75	1,97	0,64	5,36	17	VERIFICA
2	4,4	2,75	1,97	0,64	5,36	18	VERIFICA
3	4,3	2	3,29	1,12	6,41	17	VERIFICA
4	3,75	1,75	3,29	0,64	5,68	15	VERIFICA
5	4,15	2,5	4,16	0,8	7,46	17	VERIFICA

En este caso si es necesario verificar la flecha activa, por tanto se tiene:

Flecha Activa							
Punto	L (m)	δ_{pp} (mm)	δ_{cp} (mm)	δ_{sc} (mm)	δ_{activo} (mm)	L/400 (mm)	
1	4,3	1,31	1,97	0,64	3,92	11	VERIFICA
2	4,4	1,31	1,97	0,64	3,92	11	VERIFICA
3	4,3	0,95	3,29	1,12	5,36	11	VERIFICA
4	3,75	0,83	3,29	0,64	4,76	9	VERIFICA
5	4,15	1,19	4,16	0,8	6,15	10	VERIFICA

ELS- Fisuración

Calculado según el artículo 49 de la EHE, se calcula el ancho característico de la fisura como:

$$w_k = \beta s_m \varepsilon_m$$

Siendo el factor β referido a la aplicación de las cargas, s_m la separación media de las fisuras y ε_m el alargamiento medio de las armaduras (tomando en cuenta la colaboración del hormigón).

Se toma como criterio general que el ancho máximo de fisuración no supere los 0,2 mm de ancho.

Para las siguientes características de los materiales:

$f_{ct,m}$ (N/mm ²)	f_{ck} (N/mm ²)	$f_{ct,m,fi}$ (N/mm ²)	f_{yk} (N/mm ²)	E_s (N/mm ²)
2,565	25	3,72	500	210000

Se obtiene para todos los casos posibles:

h (mm)	s (mm)	ϕ (mm)	β	S_m (mm)	ε_m	w_k (mm)
150	20	8	1,7	59,968	0,00084	0,086
120	20	8	1,7	58,775	0,00094	0,094
150	20	10	1,7	58,775	0,00104	0,104
120	20	10	1,7	57,820	0,00108	0,106
150	15	10	1,7	56,581	0,00104	0,100
120	15	10	1,7	55,865	0,00108	0,102
150	15	12	1,7	55,984	0,00111	0,105
120	10	12	1,7	53,592	0,00113	0,103

Verificando en todas las armaduras ubicadas en las losas.

ELU- Flexión

Para el cálculo de las armaduras por solicitaciones normales se tuvo en cuenta el artículo 42 de la norma EHE-08 que hace referencia a estados límites últimos por tensiones normales.

Se modeló computacionalmente las plantas en el SAP2000 y a partir de ellas se determinaron las solicitaciones a flexión según dos direcciones ortogonales que corresponden a los momentos M11 y M22 según el programa. Se modifica las propiedades de los elementos de losa del programa de manera de redistribuir el momento torsor generado según M12 en los momentos ortogonales M11 y M22 generando un incremento de los mismos para de esa manera obtener los momentos que se utilizarán para el diseño de la armadura.

Adicionalmente se disminuye el módulo de elasticidad de los elementos de área al 25% alrededor de pilares y vigas perimetrales de manera de reducir la rigidez de los elementos y minorar los momentos negativos.

Para la armadura inferior de la losa se coloca una malla general equivalente a la cuantía geométrica mínima del $(1,8‰ \cdot b \cdot h)$, y se reforzaron aquellas zonas que requirieron mayor armadura. De esta manera la malla base escogida para todos los índices, es $\emptyset 8/20$ en ambas direcciones, la cual resiste un momento de diseño de aproximadamente 1050 kgm/m en el caso de losas de 12cm, y un momento de 1350 kgm/m en losas de 15cm. Superados dichos momentos se debió calcular la armadura necesaria para esos casos.

Para la armadura superior se coloca armadura en todas las zonas donde se presenten tracciones en la cara superior de la losa. En zonas donde el momento supere el equivalente por la cuantía geométrica, como puede ser el caso de los apoyos puntuales de la losa, se coloca la armadura correspondiente integrando en fajas de distancia $5d$ para cada lado de los apoyos en ambas direcciones.

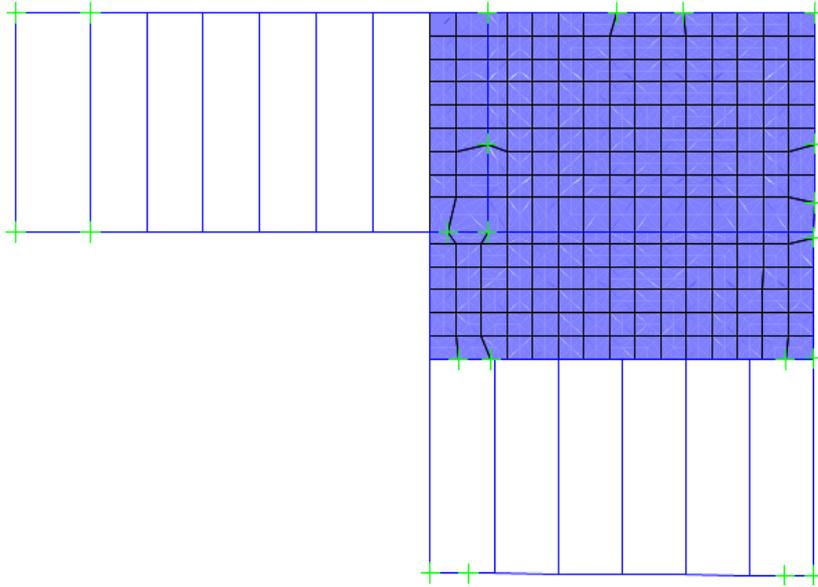
Se coloca armadura de refuerzo concentrada a los lados de las aberturas en la losa. Para esto, se utiliza el criterio de la norma UNIT 1050:2005, la cual considera que para huecos de pequeña entidad, se debe colocar en cada borde una armadura complementaria de refuerzo igual a la mitad de la armadura interrumpida por el hueco, en dirección normal a ésta.

A continuación se presentan los diagramas de momento en ELU obtenidos mediante los modelos de elementos finitos, destacando las zonas donde es necesaria una armadura mayor que la mínima:

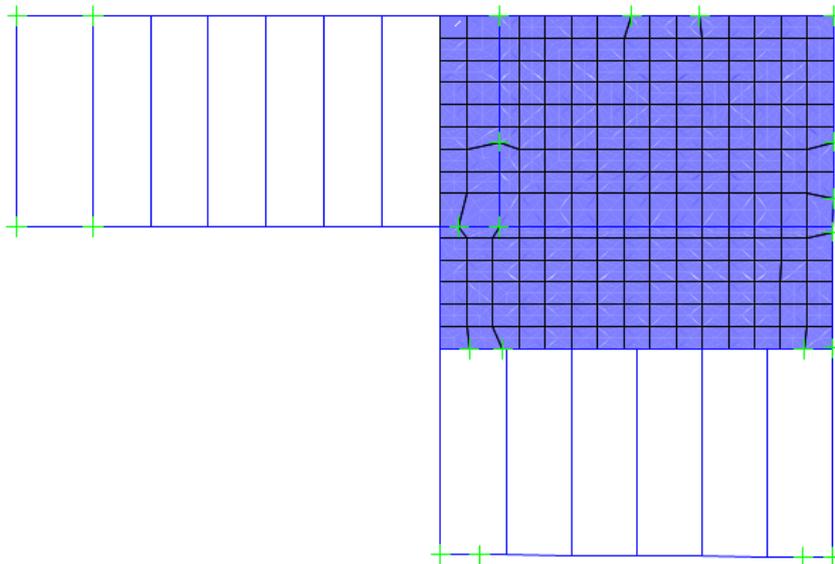
INDICE 400

Armadura Inferior

M11



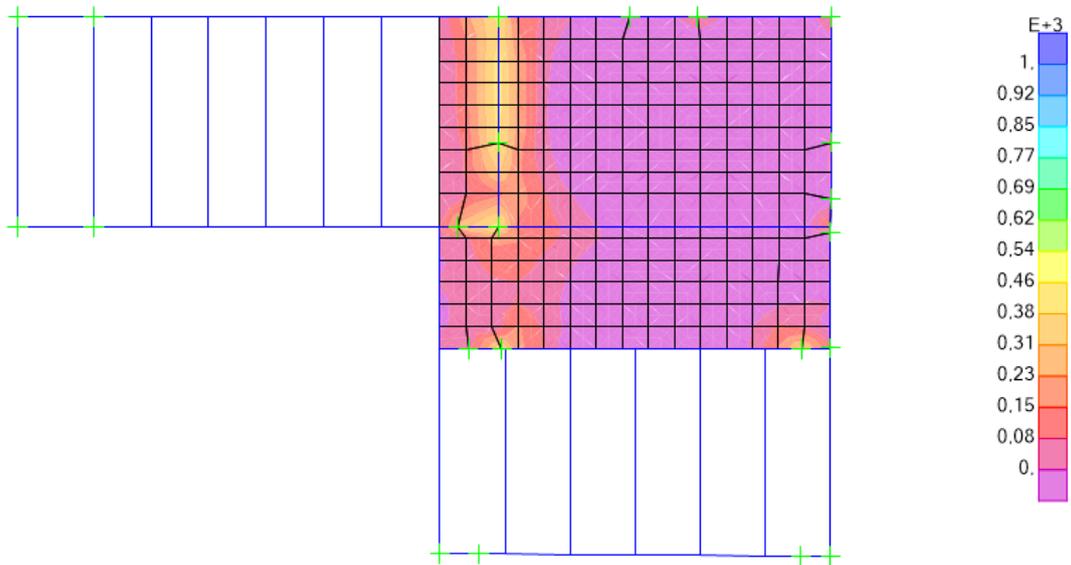
M22



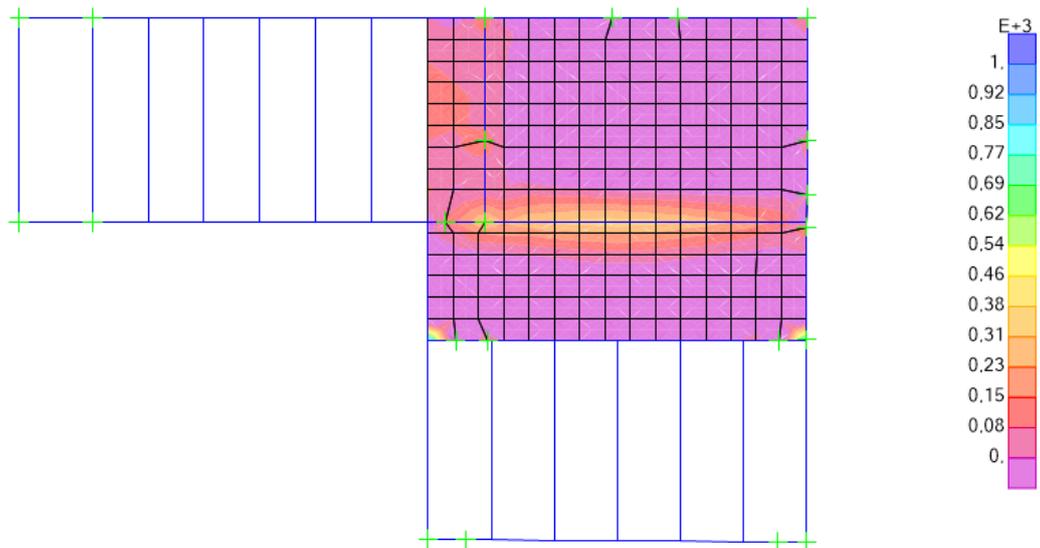
En ambas direcciones se aprecia que no se supera la armadura mínima en ningún lugar

Armadura Superior

M11



M22

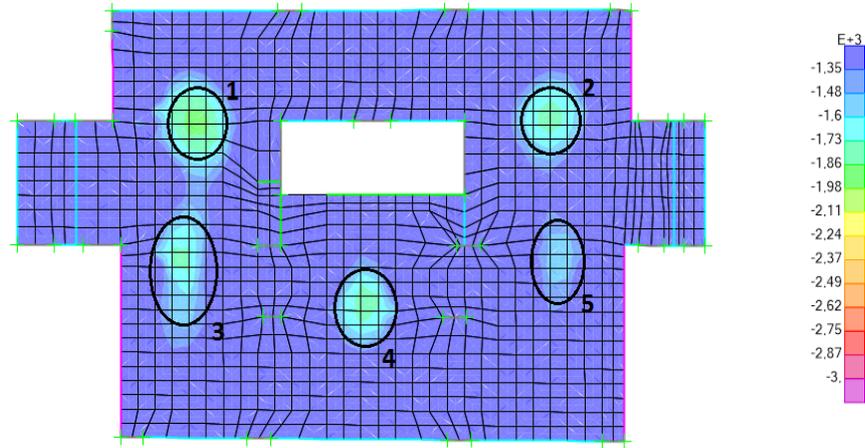


En este caso se observa los lugares donde se necesita armadura superior, constatándose que en ningún caso se necesita una armadura mayor a la mínima.

INDICE 300

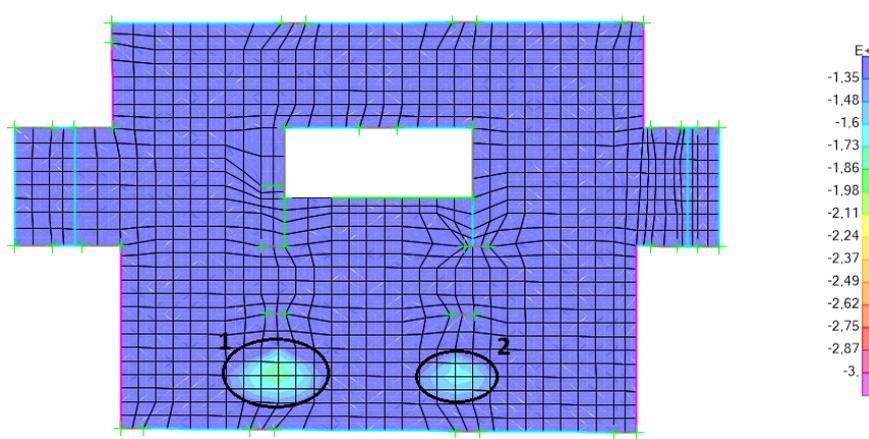
Armadura Inferior

M11



Indice	Losa	Dirección	Observaciones	b (cm)	h (cm)	d (cm)	rg (cm)	M _d (Kgm)	A _{s1} (cm ²)	φ _{s1} /	s (cm)
300	1	M11	Arm. inferior	100	15	13	1,5	2100	3,87	10	20
300	2	M11	Arm. inferior	100	15	13	1,5	1987,5	3,65	10	20
300	3	M11	Arm. inferior	100	15	13	1,5	1912,5	3,51	10	20
300	4	M11	Arm. inferior	100	15	13	1,5	1950	3,58	10	20
300	5	M11	Arm. inferior	100	15	13,1	1,5	1687,5	3,06	8	16

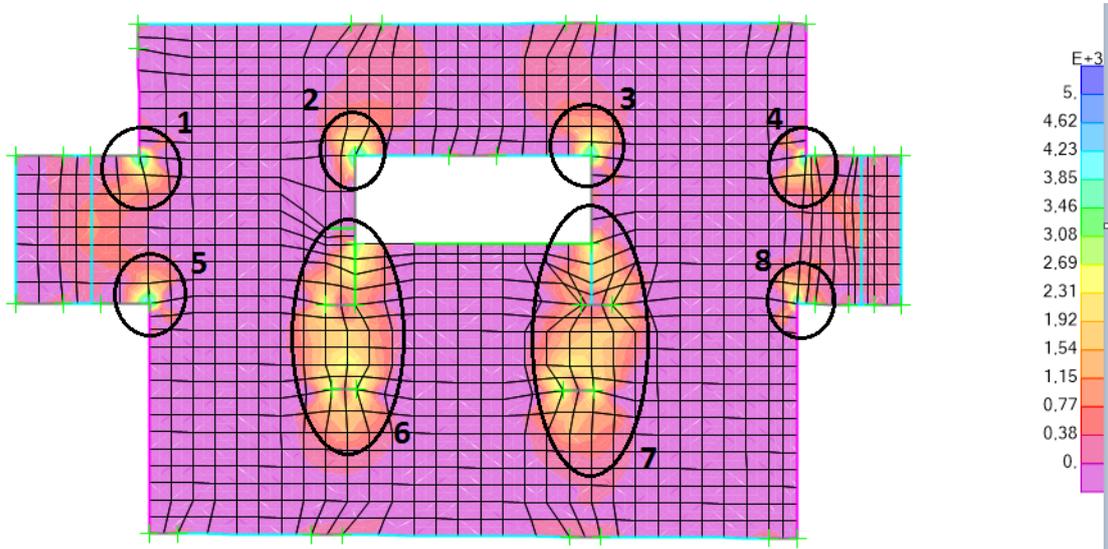
M22



Indice	Losa	Dirección	Observaciones	b (cm)	h (cm)	d (cm)	rg (cm)	M _d (Kgm)	A _{s1} (cm ²)	φ _{s1} /	s (cm)
300	1	M22	Arm. inferior	100	15	13	1,5	1987,5	3,65	10	20
300	2	M22	Arm. inferior	100	15	13,1	1,5	1837,5	3,34	8	15

Armadura Superior

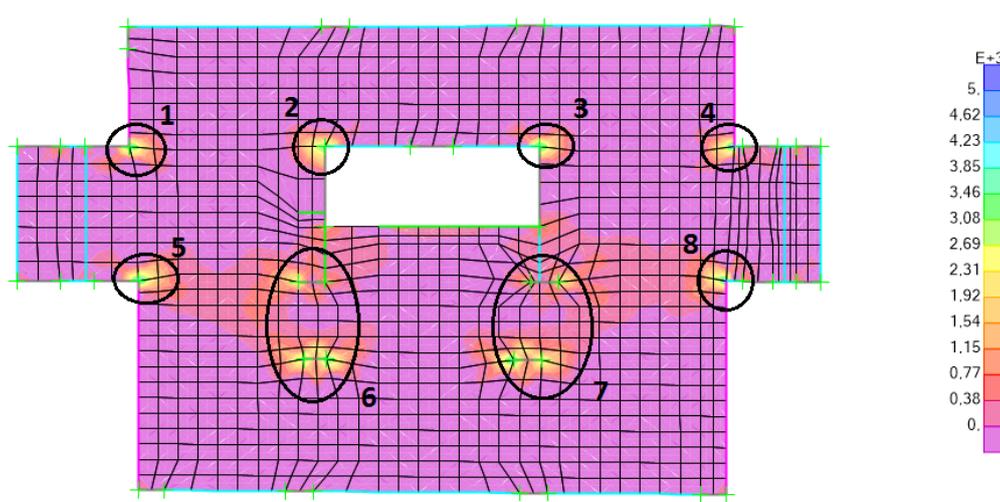
M11



Indice	Losa	Dirección	Observaciones	b (cm)	h (cm)	d (cm)	rg (cm)	M _d (Kgm)	A _{s1} (cm ²)	Φ _{s1}	s (cm)
300	1	M11	Arm. superior	100	15	12,9	1,5	3300	6,28	12	18
300	2	M11	Arm. superior	100	15	12,9	1,5	3262,5	6,21	12	18
300	3	M11	Arm. superior	100	15	12,9	1,5	3187,5	6,05	12	18
300	4	M11	Arm. superior	100	15	12,9	1,5	4650	9,13	12	12
300	5	M11	Arm. superior	100	15	12,9	1,5	3450	6,59	12	17
300	6	M11	Arm. superior	100	15	13	1,5	2625	4,88	10	16
300	7	M11	Arm. superior	100	15	13	1,5	2550	4,74	10	16
300	8	M11	Arm. superior	100	15	12,9	1,5	4200	8,16	12	13

En las zonas que se encuentran por encima de las zonas 2 y 3 del dibujo, donde se tiene una cierta tensión negativa, se dispone a colocar una armadura $\varnothing 8/20$ en este sentido, apoyada sobre una armadura constructiva $\varnothing 8/40$, como se puede observar en los planos.

M22



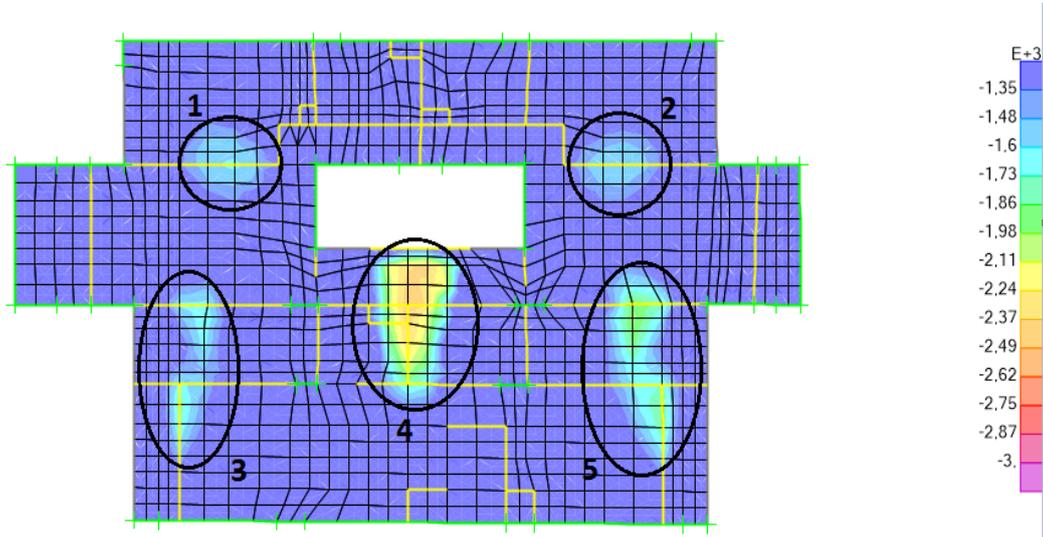
Indice	Losa	Dirección	Observaciones	b (cm)	h (cm)	d (cm)	rg (cm)	M _d (Kgm)	A _{s1} (cm ²)	φ _{s1} /	s (cm)
300	1	M22	Arm. superior	100	15	13	1,5	2662,5	4,96	10	15
300	2	M22	Arm. superior	100	15	13	1,5	2475	4,59	10	17
300	3	M22	Arm. superior	100	15	13	1,5	2625	4,88	10	16
300	4	M22	Arm. superior	100	15	12,9	1,5	3825	7,37	12	15
300	5	M22	Arm. superior	100	15	12,9	1,5	2812,5	5,30	12	20
300	6	M22	Arm. superior	100	15	13	1,5	2700	5,03	10	15
300	7	M22	Arm. superior	100	15	13	1,5	2775	5,18	10	15
300	8	M22	Arm. superior	100	15	12,9	1,5	3900	7,53	12	15

En este caso en las zonas comprendidas entre 5 y 6, y entre 7 y 8, donde se ubican ciertas franjas de tensiones negativas, se decide disponer al igual que en el caso anterior de una armadura $\varnothing 8/20$, apoyada sobre una armadura constructiva $\varnothing 8/40$ en el otro sentido.

INDICES100-200

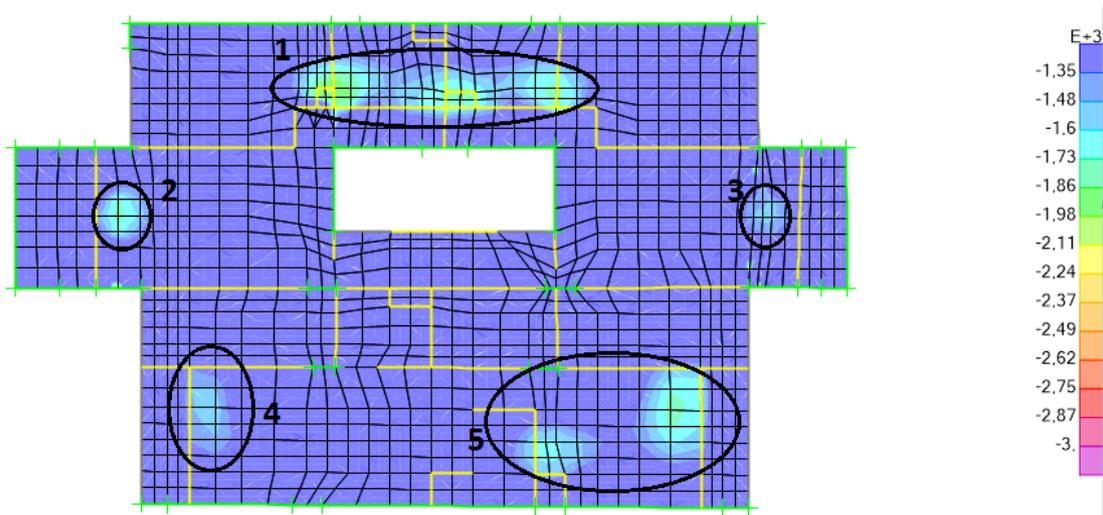
Armadura Inferior

M11



Indice	Losa	Dirección	Observaciones	b (cm)	h (cm)	d (cm)	rg (cm)	M_d (Kgm)	A_{s1} (cm ²)	ϕ_{s1} /	s (cm)
200	1	M11	Arm. inferior	100	15	13	1,5	1950	3,58	10	20
200	2	M11	Arm. inferior	100	15	13	1,5	1912,5	3,51	10	20
200	3	M11	Arm. inferior	100	15	13	1,5	2175	4,01	10	19
200	4	M11	Arm. inferior	100	15	13	1,5	2700	5,03	10	15
200	5	M11	Arm. inferior	100	15	13	1,5	2250	4,15	10	18

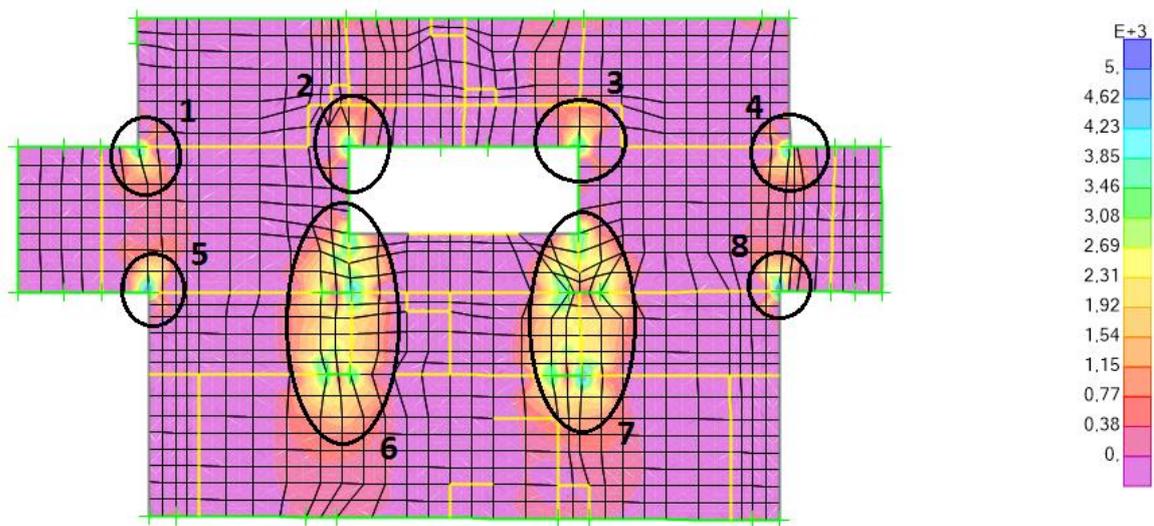
M22



Indice	Losa	Dirección	Observaciones	b (cm)	h (cm)	d (cm)	rg (cm)	M _d (Kgm)	φ _{s1}	s (cm)
200	1	M22	Arm. inferior	100	15	13	1,5	2212,5	10	19
200	2	M22	Arm. inferior	100	15	13	1,5	1980	10	20
200	3	M22	Arm. inferior	100	15	13,1	1,5	1687,5	8	16
200	4	M22	Arm. inferior	100	15	13,1	1,5	1672,5	8	16
200	5	M22	Arm. inferior	100	15	13	1,5	1972,5	10	20

Armadura Superior

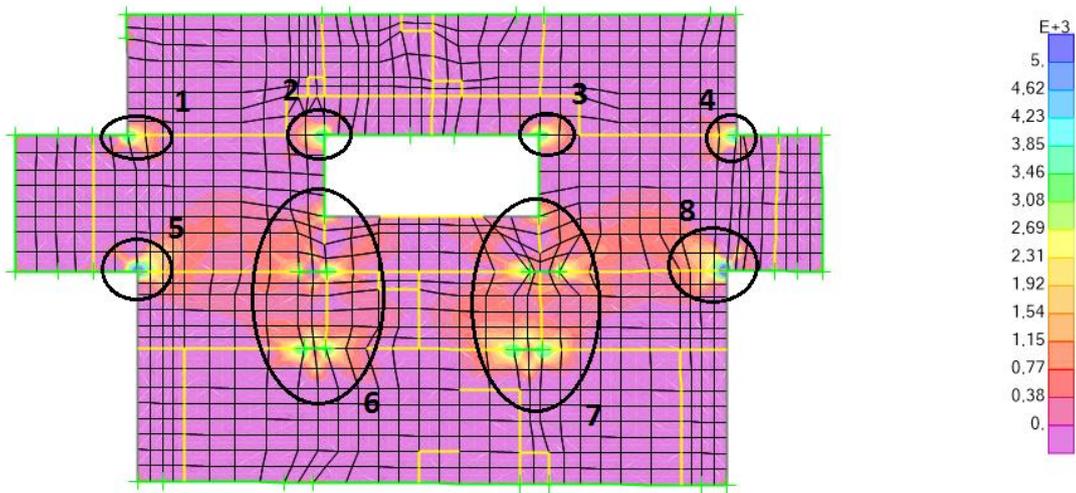
M11



Indice	Losa	Dirección	Observaciones	b (cm)	h (cm)	d (cm)	rg (cm)	M _d (Kgm)	φ _{s1}	s (cm)
200	1	M11	Arm. superior	100	15	12,9	1,5	3862,5	12	15
200	2	M11	Arm. superior	100	15	13	1,5	2662,5	10	15
200	3	M11	Arm. superior	100	15	13	1,5	2700	10	15
200	4	M11	Arm. superior	100	15	12,9	1,5	4162,5	12	13
200	5	M11	Arm. superior	100	15	12,9	1,5	3712,5	12	15
200	6	M11	Arm. superior	100	15	12,9	1,5	3150	12	18
200	7	M11	Arm. superior	100	15	12,9	1,5	3712,5	12	15
200	8	M11	Arm. superior	100	15	12,9	1,5	4387,5	12	13

Nuevamente se disponen las mismas armaduras en las zonas superiores a 2 y 3, las mismas que en el nivel 300.

M22



Indice	Losa	Dirección	Observaciones	b (cm)	h (cm)	d (cm)	rg (cm)	M _d (Kgm)	ϕ _{s1}	s (cm)
200	1	M22	Arm. superior	100	15	12,9	1,5	3562,5	12	16
200	2	M22	Arm. superior	100	15	12,9	1,5	3600	12	16
200	3	M22	Arm. superior	100	15	12,9	1,5	3150	12	18
200	4	M22	Arm. superior	100	15	12,9	1,5	4050	12	14
200	5	M22	Arm. superior	100	15	12,9	1,5	3900	12	15
200	6	M22	Arm. superior	100	15	12,9	1,5	3075	12	19
200	7	M22	Arm. superior	100	15	12,9	1,5	3450	12	17
200	8	M22	Arm. superior	100	15	12,9	1,5	5137,5	12	11

Aquí también se disponen las armaduras negativas entre las zonas 5 y 6, y 7 y 8, utilizadas en el nivel 300.

Cabe destacar que en el caso del índice 100, existen 2 losas adicionales en el frente del edificio, las cuales contarán con una armadura mínima en todos los sentidos, como se observa en los planos.

ELU- Punzonado

Para la verificación del punzonado en los pilares de la losa se debe cumplir la siguiente condición:

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

Siendo τ_{sd} la tensión nominal de corte en la losa y τ_{rd} la tensión resistente de corte en la losa.

$$\tau_{sd} = \frac{\beta F_{sd}}{u_1 d}$$

Donde β es un coeficiente que tiene en cuenta la excentricidad de la carga, dependiendo si el soporte es interior, de borde o esquina (en este caso todos los pilares donde se debe verificar el punzonado son pilares interiores, por lo cual el perímetro crítico se debe multiplicar por 1,15). F_{sd} es el esfuerzo de punzonado de cálculo, es decir la reacción del pilar (obtenida del modelo de SAP). u_1 es el perímetro crítico (hallado según las figuras expuestas en la EHE), y d el canto útil de la losa (para las losas consideradas de 15cm de espesor, $d=12$ cm).

La tensión resistente máxima en el perímetro crítico τ_{rd} se calcula según el artículo 46 de la norma EHE-08 y se obtiene la siguiente expresión:

$$\tau_{rd} = \frac{0,18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{cv})^{1/3} + 0,1 \sigma'_{cd}$$

Con un valor mínimo de:

$$\tau_{rd} = \frac{0,075}{\gamma_c} \xi^{2/3} f_{cv}^{1/2} + 0,1 \sigma'_{cd}$$

Siendo:

$$f_{cv} = f_{ck} \geq 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{bd} \geq 0,02$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 2,24 \geq 2$$

$$\sigma'_{cd} < 0,3 f_{cd} \geq 120 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, estudiando el mínimo resulta (considerando un $\sigma'_{cd} = 0,15 f_{cd} = 25 \text{ kg/cm}^2$):

$$\tau_{rd} = \left(\frac{0,075}{1,5} \cdot (2)^{2/3} \cdot \left(\frac{150 \text{ kg/cm}^2}{10} \right)^{1/3} + 0,1 \cdot \frac{25 \text{ kg/cm}^2}{10} \right) \cdot 10 = 7,98 \text{ kg/cm}^2$$

Los pilares donde se realiza el estudio del punzonado serán los pilares P14, P15, P18 y P19, ya que en los mismos no existen vigas en ninguno de sus lados. En el caso de los pilares pantalla de la escalera P7 y P9, se decide eximirlos del cálculo ya que observando las solicitaciones de corte rasante en las zonas donde no hay vigas, las mismas son muy pequeñas.

A continuación se adjuntan los resultados de tensiones rasantes para los pilares en cuestión para cada nivel, señalando en cada caso el valor máximo de τ_{sd} obtenido.

INDICE 300

Pilar	u1 (cm)	Reacción (kg)	tsd (kg/cm ²)
14	348	13265	3,65
15	348	10945	3,01
18	326	18370	5,40
19	348	18270	5,03

INDICE 100-200

Pilar	u1 (cm)	Reacción (kg)	tsd (kg/cm ²)
14	348	16515	4,55
15	348	17330	4,77
18	326	19085	5,61
19	348	22560	6,21

En todos los casos se observa que $\tau_{sd} \leq \tau_{rd} = 7,98 \text{ kg/cm}^2$, por lo cual se verifica el punzonado y no es necesario colocar armadura de refuerzo.

Vigas

Para las vigas se realizan verificaciones de estados límite de servicio (ELS) y estados límite últimos (ELU) conforme a la norma EHE-08 y UNIT 1050:2005. Son verificados entonces:

- ELS de Deformación
- ELU Flexión Compuesta
- ELU Cortante

La geometría adoptada se determinó optimizando las dimensiones disponibles del proyecto de arquitectura. Las plantas cuentan casi exclusivamente con vigas perimetrales, excepto contadas excepciones.

Se trabajó con modelos de elementos finitos en SAP para determinar las solicitaciones a las que se encuentran sometidas las vigas. Para esto, fue necesario modificar algunas propiedades de la viga de forma de reflejar fielmente el comportamiento. Se considera la inercia torsional de los elementos de viga como nula, y se modifica la inercia a flexión por un coeficiente que refleja el vínculo entre la losa y la viga, considerando la posición de las vigas respecto a las losas.

ELS-Deformaciones

Se realiza la verificación de la flecha máxima en cada una de las vigas teniendo en cuenta la deformación instantánea y diferida calculada con el SAP2000 y la norma EHE-2008 respectivamente. La flecha admisible establecida por norma es:

$$\min \left\{ \begin{array}{l} L/250 \\ L/500 + 1cm \end{array} \right.$$

En base a la norma UNIT-1050:2005, la cual contempla la relación entre la altura de la viga y la luz que salvan, además de las condiciones de apoyo, se ve que este estado límite se verifica.

ELU-Flexión Compuesta

Se estudia utilizando el Anexo 7, sección 3 de la EHE-08 (Cálculo simplificado de secciones en Estado de Agotamiento frente a solicitaciones normales). Esta sección abarca los casos de flexión simple o compuesta.

$$U_0 = f_{cd}bd$$

$$U_v = \frac{2U_0d'}{d}$$

$$U_a = \frac{U_0h}{d} = f_{cd}bh$$

Se toma la profundidad límite $x_l = x_f = 0.625 d$, y a partir de ahí se define el momento frontera:

$$M_f = 0.8U_0x_f \left(1 - \frac{0.4x_f}{d} \right)$$

Entonces se separa en dos casos. En los casos donde el momento de diseño es menor al momento frontera:

$$U_{s2} = 0$$

$$U_{s1} = U_0 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_0 d}} \right)$$

En los otros casos:

$$s_{2f} = \frac{2}{3} \left(\frac{x_f - d'}{d'} \right) \geq 1.0$$

$$U_{s2} = \frac{1}{s_{2f}} \left(\frac{M_d - M_f}{d - d'} \right)$$

$$U_{s1} = 0.8U_0 \frac{x_f}{d} + \frac{M_d - M_f}{d - d'}$$

Las armaduras resultan entonces.

$$A_{s1} = \max \left(\frac{U_{s1}}{f_{yd}}; \frac{2.8bh}{1000} \right)$$

$$A_{s2} = \max \left(\frac{U_{s2}}{f_{yd}}; 0.3A_{s1} \right)$$

Para los casos en que tengamos flexión compuesta se aplicará Elhers llevando la directa a la armadura más traccionada o más comprimida según corresponda. A la armadura que se obtiene por Elhers se le suma la obtenida por compresión o tracción simple.

Para el caso particular en el cual la armadura obtenida por compresión simple supere la obtenida por flexión compuesta, se propone colocar una armadura simétrica utilizando los "Diagramas de Interacción Adimensionales" bajo el siguiente criterio:

Se determinan primero los parámetros adimensionados ν y μ :

$$\nu = \frac{N_d}{bdf_{cd}}$$

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}}$$

Con estos valores se entra a los ábacos y se determina ω y con ello la armadura:

$$A_s = 2A_s^{sup} = 2A_s^{inf} = \frac{\omega bdf_{cd}}{f_{yd}}$$

Otra situación que se puede presentar es el caso en el cual las solicitaciones normales de tracción simple sean tales que deje de valer la teoría de Elhers. Para estos casos el procedimiento a realizar es el siguiente:

En primera instancia se determina una excentricidad equivalente de forma tal que el momento de servicio sea resultado del producto de dicha excentricidad y la fuerza de tracción, es decir:

$$e_{eq} = \frac{M_s}{T_s}$$

Una vez obtenida dicha excentricidad se plantea equilibrio en la sección y se determina el par de tracciones para equilibrar el momento:

$$T_s + T_{s1} + T_{s2} = 0$$

$$T_s \cdot \left(\frac{d}{2} - e_{eq}\right) + T_{s2} \cdot d = 0$$

La armadura se obtiene suponiendo fluencia:

$$A_{s1} = \frac{T_{d1}}{f_{yd}}$$

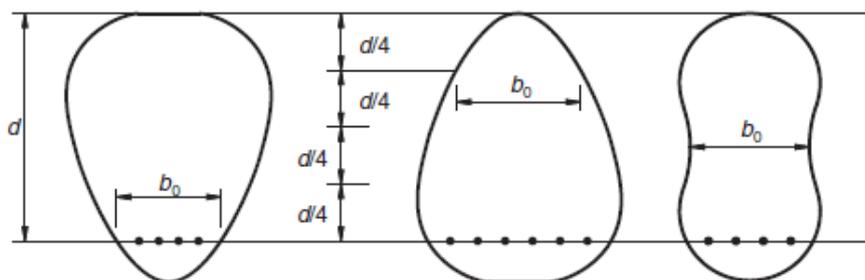
$$A_{s2} = \frac{T_{d2}}{f_{yd}}$$

Se colocan hierros intermedios para evitar la fisuración de la pieza. La cantidad depende de la altura de la pieza. Se decide colocar hierros en las vigas que tengan una altura mayor a 50 cm y respetando que el paso entre hierros sea menor a 30 cm.

De los modelos de planta realizados obtenemos los momentos positivos y negativos que en cada viga, y para el caso de las vigas que conforman los peines obtenemos estos momentos del modelo vertical de los mismos, así como también en este caso las directas que se producen. Con todas estas solicitaciones dimensionamos las vigas.

ELU-Cortante

Se calcula de acuerdo al artículo 44 de la norma. Se define la sección de cálculo con un ancho efectivo según:



La norma indica que:

$$V_{rd} \leq V_{u1}; \text{ agotamiento por compresión oblicua del alma}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}; \text{ agotamiento por tracción del alma}$$

La primera verificación se realiza al borde del apoyo, la segunda a una distancia de un canto útil del mismo. Para el cálculo de las secciones elegimos siempre colocar estribos verticales ($\alpha=90^\circ$) y el ángulo entre las bielas de compresión y el eje de la pieza $\theta=45^\circ$.

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cotg\theta + \cotg\alpha}{1 + \cotg^2\theta}$$

Dónde:

$$f_{1cd} = 0.60 f_{cd}; \text{ por la resistencia elegida}$$

$$K = 1$$

Por otro lado se calcula:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

Como tomamos estribos verticales:

$$V_{cu} = \frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} b_0 d$$

$$V_{su} = A_{90} f_{y90,d} 0.90 d$$

Siendo

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 d} \leq 0.02$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2; \text{ con } d \text{ expresado en mm}$$

Se define a su vez los mínimos para la armadura de corte:

$$\sum \frac{A_\alpha f_{y\alpha,d}}{\text{sen}\alpha} \geq \frac{f_{ct,m} b_0}{7.5}$$

Por otro lado también se definen la separación máxima entre estribos:

$$\left\{ \begin{array}{l} s_{t,max} = 0.75d(1 + \cotg\alpha) \leq 60 \text{ cm}; \text{ cuando } V_d \leq \frac{V_{u1}}{5} \\ s_{t,max} = 0.60d(1 + \cotg\alpha) \leq 45 \text{ cm}; \text{ cuando } \frac{V_{u1}}{5} < V_d \leq \frac{2}{3} V_{u1} \\ s_{t,max} = 0.30d(1 + \cotg\alpha) \leq 30 \text{ cm}; \text{ cuando } V_d > \frac{2}{3} V_{u1} \end{array} \right.$$

De todas formas elegimos que el estribado mínimo a colocar sea de $\emptyset 6/25$, el cual se verifica en la gran mayoría de las vigas, y en los casos puntuales donde es necesario un mayor

estribado, se estudia la cantidad necesaria de los mismos en la zona donde se excede el estribado mínimo, lo cual se aprecia en los planos.

Nuevamente obtenemos de los diversos modelos los valores de cortante, y obtenemos el estribado necesario en cada caso.

Planilla de Vigas

En base a estos cálculos de flexión y cortante, y teniendo en cuenta todos los modelos (modelo en planta, modelo de empuje horizontal de viento, y modelo de peines), hallamos la armadura para cada viga:

INDICE 400

Viga	b (cm)	h (cm)	M ⁺ _{max} (kgm)	M ⁻ _{max} (kgm)	N _d (kg)	V _{dmax} (kg)	A _{S inf}	A _{S sup}	Estribos
VT1	10	37	335	0	0	435	2 ø 10	2 ø 6	ø 6 / 25
VT2	10	37	325	0	0	430	2 ø 10	2 ø 6	ø 6 / 25
401	13	37	1000	2000	0	1815	2 ø 10	2 ø 10	ø 6 / 25
402	13	45	730	1720	0	1510	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
403	13	45	530	865	0	1315	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
404	13	37	835	1580	0	1600	2 ø 10	2 ø 10	ø 6 / 25
405	13	70	3250	5350	0	4910	2 ø 16	2 ø 16	ø 6 / 25
406	13	37	0	400	0	990	2 ø 10	2 ø 10	ø 6 / 25
407	13	37	770	1520	0	2125	2 ø 10	2 ø 10	ø 6 / 25
408	13	37	1780	0	0	1490	2 ø 10	2 ø 6	ø 6 / 25
451	13	37	380	0	0	495	2 ø 10	2 ø 6	ø 6 / 25
452	13	37	310	115	0	525	2 ø 10	2 ø 6	ø 6 / 25
453	13	37	0	150	0	290	2 ø 10	2 ø 6	ø 6 / 25
454	13	45	0	110	0	390	2 ø 10	2 ø 6	ø 6 / 25
455	13	37	315	135	0	2800	2 ø 10	2 ø 6	ø 6 / 25
456	13	37	0	115	0	330	2 ø 10	2 ø 6	ø 6 / 25
457	13	45	0	45	0	205	2 ø 6	2 ø 6	ø 6 / 25

INDICE 300

Viga	b (cm)	h (cm)	M ⁺ _{max} (kgm)	M ⁻ _{max} (kgm)	N _d (kg)	V _{dmax} (kg)	A _{S inf}	A _{S sup}	Estribos
301	13	60	2900	5200	0	5350	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
302	13	60	1085	3120	0	3740	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
303	13	60	1475	3675	0	4515	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
304	13	60	1650	1740	1225	2635	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
305	13	60	1550	3570	0	3480	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
306	13	60	1550	2905	0	3260	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
307	13	60	220	800	175	1060	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
308	13	60	210	370	0	2920	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
309	13	25	-	-	-	-	2 ø 6	2 ø 6	ø 6 / 25
310	13	60	220	800	175	1060	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
311	13	60	730	2650	0	3710	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
312	13	60	2370	5210	0	5430	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
313	13	60	1060	3400	0	4135	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
351	13	60	830	0	0	935	2 ø 12	2 ø 8	ø 6 / 25
352	13	60	3465	0	0	3815	2 ø 12	2 ø 8	ø 6 / 25
353	13	90	6420	1430	0	5145	2 ø 16	2 ø 8	ø 6 / 25
354	13	90	550	1275	0	2185	2 ø 16	2 ø 8	ø 6 / 25
355	13	25	-	-	-	-	2 ø 6	2 ø 6	ø 6 / 25
356	13	60	415	715	0	2890	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
357	13	90	5960	810	0	4500	2 ø 16	2 ø 8	ø 6 / 25
358	13	90	1335	760	0	2355	2 ø 16	2 ø 8	ø 6 / 25
359	13	60	2895	0	0	3015	2 ø 12	2 ø 8	ø 6 / 25
360	13	60	335	0	0	495	2 ø 12	2 ø 8	ø 6 / 25

INDICE 200

Viga	b (cm)	h (cm)	M ⁺ _{max} (kgm)	M ⁻ _{max} (kgm)	N _d (kg)	V _{dmax} (kg)	A _{S inf}	A _{S sup}	Estribos
201	13	60	4320	8760	0	7735	2 ø 12	2 ø 16	ø 8 / 25
202	13	60	2700	7065	0	8125	2 ø 12	2 ø 16	ø 8 / 25
203	13	60	1960	5940	0	6975	2 ø 12	2 ø 16	ø 8 / 25
204	13	60	3350	3485	675	4660	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
205	13	67	3845	5775	0	5465	2 ø 16	2 ø 16	ø 6 / 25
206	13	67	3885	5640	0	5090	2 ø 16	2 ø 16	ø 6 / 25
207	13	60	590	1725	160	2000	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
208	13	60	150	205	0	445	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
209	13	60	590	1725	160	2000	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
210	13	60	1135	5040	0	6215	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
211	13	60	3350	7820	0	8270	2 ø 12	2 ø 16	ø 8 / 25
212	13	60	1850	6600	0	7405	2 ø 12	2 ø 16	ø 8 / 25
251	13	60	1670	0	0	1760	2 ø 12	2 ø 8	ø 6 / 25
252	13	60	5980	1870	0	4735	2 ø 16	2 ø 12	ø 6 / 25
253	13	60	440	1385	0	2420	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
254	13	60	6660	1520	0	5020	2 ø 20	2 ø 12	ø 6 / 25
255	13	60	1820	1015	0	3030	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
256	13	60	1850	0	0	1960	2 ø 12	2 ø 8	ø 6 / 25

INDICE 100

Viga	b (cm)	h (cm)	M ⁺ _{max} (kgm)	M ⁻ _{max} (kgm)	N _d (kg)	V _{dmax} (kg)	A _{S inf}	A _{S sup}	Estribos
101	13	45	0	100	0	60	2 ø 10	2 ø 10	ø 6 / 25
102	13	60	4075	9755	0	7965	2 ø 12	2 ø 16	ø 8 / 25
103	13	60	2700	9505	0	9170	2 ø 12	2 ø 16	ø 8 / 25
104	13	60	1950	9375	0	8430	2 ø 12	2 ø 16	ø 8 / 25
105	13	60	3115	4300	1895	5000	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
106	13	67	8735	10820	0	8425	2 ø 16	2 ø 20	ø 8 / 25
107	13	67	9065	10960	0	8520	2 ø 16	2 ø 20	ø 8 / 25
108	13	60	515	2715	335	2650	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
109	13	60	150	205	0	445	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
110	13	60	515	2715	335	2650	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
111	13	45	3205	0	0	4355	2 ø 12	2 ø 8	ø 6 / 25
112	13	60	1135	7375	0	7355	2 ø 12	2 ø 16	ø 8 / 25
113	13	60	3375	9490	0	8850	2 ø 12	2 ø 16	ø 8 / 25
114	13	60	1850	9685	0	8825	2 ø 12	2 ø 16	ø 8 / 25
115	13	40	885	0	0	1770	2 ø 10	2 ø 8	ø 6 / 25
151	13	45	3125	0	0	2915	2 ø 12	2 ø 8	ø 6 / 25
152	13	60	1475	0	0	1705	2 ø 12	2 ø 8	ø 6 / 25
153	13	45	470	0	0	410	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
154	13	45	0	230	0	405	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
155	13	60	6020	1795	0	4745	2 ø 16	2 ø 12	ø 6 / 25
156	13	60	910	1545	0	3915	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
157	13	60	6660	1520	0	5020	2 ø 20	2 ø 12	ø 6 / 25
158	13	60	1820	1015	0	3030	2 ø 12	2 ø 12	ø 6 / 25
159	13	60	1850	0	0	1960	2 ø 12	2 ø 8	ø 6 / 25
160	15	30	700	0	8300	1700	2 ø 12	2 ø 8	ø 6 / 25

Observaciones:

Las vigas 309 y 355 son constructivas.

Los estribados ø8/25 se utilizan en todos los casos hasta que pueda colocarse el estribo mínimo (ø6/25), las cantidades de los mismos se especifican en los planos.

En las vigas 254 y 157, donde la armadura inferior es de 2ø20, se decide colocar 3 horquillas ø6, a cada extremo de la viga, para llevar la tracción provocada por el cortante en los extremos de las vigas, la cual debido al diámetro de doblado de los hierros ø20, los mismos no son capaces de llevarse esa tracción.

La viga 160 posee una fuerza axial de compresión provocada por el muro de contención MC4, el cual se desarrolla más adelante.

Pilares

Criterios de Dimensionado y Armado

Se calculan los pilares considerando un estado de compresión simple o compuesta. Se toma una excentricidad mínima dada por norma tomada como:

$$e_{min} = \max\left(\frac{L}{20}, 2 \text{ cm}\right)$$

Siendo L el largo del pilar considerado, se considera ambos extremos articulados para simplificar los cálculos, esto se encuentra del lado de la seguridad.

Además del momento generado por la excentricidad mínima se considera a su vez el momento de primer orden en los pórticos frontal y trasero, producto de la consideración de cargas de viento y las generadas por el desplome de la carga. Teniendo en cuenta que estos momentos se distribuyen según la rigidez que aporte cada elemento.

A tener en cuenta en el cálculo de las armaduras:

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

$$s \leq 3b$$

Siendo s la separación entre barras longitudinales y b el largo bruto de la sección.

Se disponen los estribos de forma tal que:

$$s_t \leq 15\phi_{min} \text{ con } \phi_{min} \text{ el diametro de la barra longitudinal mas delgada}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{max}}{4} \text{ con } \phi_{max} \text{ el diametro de la barra longitudinal mas gruesa}$$

Se debe considerar que deben estar anclados aquellos hierros longitudinales que tengan una separación entre sí mayor a 15 cm.

La armadura total en la sección debe cumplir (considerando que se coloca armadura simétrica):

$$A_s \geq \frac{0.1N_d}{f_{yc,d}}$$

$$A_s \leq \frac{f_{cd}A_c}{f_{yc,d}} \text{ no puede superar los } 4000 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_s \geq 0.004 A_c$$

En los pilares que poseen un cambio de sección, se procede a verificar que el área de hormigón sea capaz de soportar la directa a la que está sometida, y en caso de no verificarse se debe proceder a adicionar armadura, esto es:

$$N_d \leq A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$$

ELU agotamiento frente a solicitaciones normales

Considerando la estructura intraslacional (estudiado en un capítulo anterior de esta memoria), se utiliza el método aproximado:

$$e_{tot} = e_e + e_a \text{ con } e_e \text{ la excentricidad de primer orden}$$

$$e_a = \left(0.85 + \frac{f_{yd}}{12000} \right) \frac{h + 20e_0}{h + 10e_0} \frac{L_e^2}{\sqrt{\frac{I}{A}}} 10^{-4} \text{ la excentricidad de segundo orden}$$

Se considera la directa reducida

$$v = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

Y el momento reducido (calculado en ambas direcciones)

$$\mu = \frac{M_d}{bh^2 f_{cd}}$$

Entrando en los diagramas de iteración (considerando la armadura simétrica y la flexión desviada), se obtiene ω .

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

Verificando A_s con los valores de la norma antes mencionados. Esta armadura se dispone simétricamente en el pilar.

Planilla de Pilares

A continuación se muestra la tabla de cálculo para cada pilar, teniendo en cuenta que para los pilares de los pórticos y de los peines, se considera además de la directa obtenida mediante los modelos de planta, los momentos obtenidos mediante los modelos de empuje horizontal y de los obtenidos de los modelos de peines.

Pilar	Índice	L [cm]	h [cm]	b [cm]	Nd (Kg)	Mdx (Kgm)	Mdy (Kgm)	ω	As1 (cm ²)	As			Estribos	
										8	Ø	10	Φ	s
1	300	260	60	20	5397	334	522	0,00	4,80	8	Ø	10	6	20
	200	260	60	20	13665	846	1452	0,05	4,80	8	Ø	10	6	20
	100	360	60	20	24385	2225	2045	0,05	4,80	8	Ø	10	6	20
2	300	260	65	13	11795	2399	678	0,05	3,38	8	Ø	10	6	13
	200	260	65	13	31844	6383	1831	0,10	3,38	8	Ø	10	6	13
	100	360	65	18	51649	13783	3383	0,25	10,09	10	Ø	12	6	18
3	300	260	65	13	10288	2691	591	0,00	3,38	8	Ø	10	6	13
	200	260	65	13	27135	6016	1560	0,05	3,38	8	Ø	10	6	13
	100	260	65	13	44040	15242	2532	0,50	14,58	8	Ø	16	6	13
4	300	260	65	13	7086	1717	407	0,00	3,38	8	Ø	10	6	13
	200	260	65	13	16729	3691	962	0,00	3,38	8	Ø	10	6	13
	100	260	65	13	26279	11233	1511	0,30	8,75	8	Ø	12	6	13
5	400	260	105	13	4015	332	338	0,00	5,46	10	Ø	10	6	13
	300	260	105	13	5115	2796	430	0,00	5,46	10	Ø	10	6	13
	200	260	105	13	6215	5075	523	0,00	5,46	10	Ø	10	6	13
6	300	260	98	13	17420	3686	1381	0,05	5,10	10	Ø	10	6	13
	200	260	98	13	35335	5924	2802	0,10	5,10	10	Ø	10	6	13
	100	360	98	18	55435	8620	4690	0,22	13,39	12	Ø	12	6	18
7	400	260	223	13	8610	3172	1462	0,05	11,60	18	Ø	16	6	13
	300	260	223	13	31865	20804	5411	0,17	17,00	18	Ø	16	6	13
	200	260	223	13	54125	56011	9190	0,28	28,00	18	Ø	16	6	13
	100	360	223	13	76395	99517	13150	0,40	40,01	20	Ø	16	6	13
8	400	260	100	13	7030	1865	567	0,00	5,20	10	Ø	10	6	13
	300	260	100	13	16110	5672	1300	0,05	5,20	10	Ø	10	6	13
	200	260	100	13	27615	13394	2228	0,10	5,20	10	Ø	10	6	13
	100	260	100	13	39215	31036	3164	0,40	17,94	10	Ø	16	6	13
9	400	260	223	13	4795	2934	814	0,00	11,60	18	Ø	16	6	13
	300	260	223	13	26230	18944	4454	0,18	18,00	18	Ø	16	6	13
	200	260	223	13	47655	55595	8092	0,25	25,00	18	Ø	16	6	13
	100	260	223	13	69155	139508	11742	0,40	40,01	20	Ø	16	6	13
10	300	260	100	13	14100	2022	1138	0,03	5,20	10	Ø	10	6	13
	200	260	100	13	30650	4112	2473	0,10	5,20	10	Ø	10	6	13
	100	260	75	13	47550	4341	3035	0,15	5,05	8	Ø	10	6	13
11	300	260	65	13	1100	971	63	0,05	3,38	8	Ø	10	6	13
	200	260	65	13	2200	1041	126	0,15	4,37	8	Ø	10	6	13
12	400	260	100	13	3775	312	305	0,00	5,20	10	Ø	10	6	13
	300	260	100	13	7470	617	603	0,00	5,20	10	Ø	10	6	13
	200	260	100	13	11230	928	906	0,05	5,20	10	Ø	10	6	13
	100	360	105	13	15790	2066	1407	0,05	5,46	10	Ø	10	6	13
13	300	260	120	13	18160	1500	1720	0,05	6,24	10	Ø	10	6	13
	200	260	120	13	36690	3031	3476	0,11	6,24	10	Ø	10	6	13
	100	360	120	18	55110	7212	5460	0,21	15,65	14	Ø	12	6	18

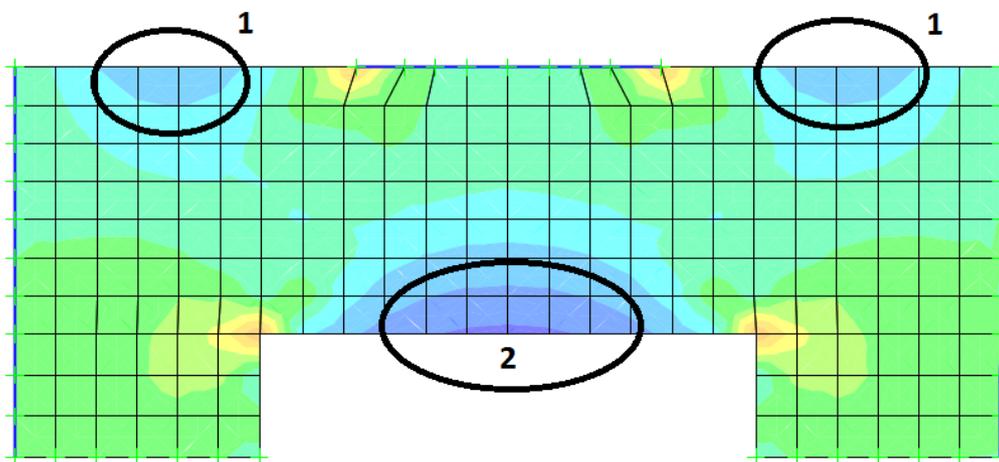
14	400	260	65	13	10680	882	614	0,00	3,38	8	∅	10	6	13
	300	260	65	13	24002	1983	1380	0,03	3,38	8	∅	10	6	13
	200	260	65	13	40580	3352	2333	0,11	3,38	8	∅	10	6	13
	100	360	65	18	56871	7442	3725	0,25	10,09	10	∅	12	6	18
15	400	260	50	13	5078	419	248	0,00	2,60	6	∅	10	6	13
	300	260	65	13	15955	1318	917	0,00	3,38	8	∅	10	6	13
	200	260	65	13	33391	2758	1919	0,06	3,38	8	∅	10	6	13
	100	260	65	13	50170	4145	2884	0,22	6,41	8	∅	12	6	13
16	300	260	120	13	16500	2151	1563	0,05	6,24	10	∅	10	6	13
	200	260	120	13	39250	4561	3718	0,15	8,07	10	∅	12	6	13
	100	260	75	13	62250	5142	3973	0,30	10,09	10	∅	12	6	13
17	300	260	65	13	1100	971	63	0,00	3,38	8	∅	10	6	13
	200	260	65	13	2200	1041	126	0,00	3,38	8	∅	10	6	13
18	400	260	50	13	4630	382	226	0,00	2,60	6	∅	10	6	13
	300	260	50	17	22950	1574	1121	0,00	3,40	6	∅	10	6	17
	200	260	50	17	41940	2877	2049	0,00	3,40	6	∅	10	6	17
	100	360	50	17	61210	6365	3628	0,13	3,81	6	∅	10	6	17
19	400	260	50	13	3755	310	183	0,02	2,60	6	∅	10	6	13
	300	260	65	13	21995	1817	1264	0,05	3,38	8	∅	10	6	13
	200	260	65	13	44460	3673	2556	0,15	4,37	8	∅	10	6	13
	100	260	50	17	67350	4620	3290	0,16	4,69	6	∅	10	6	17
20	100	360	20	13	5750	752	525	0,15	1,35	4	∅	8	6	13
21	300	260	65	13	8723	1813	501	0,00	3,38	8	∅	10	6	13
	200	260	65	13	19131	4871	1100	0,05	3,38	8	∅	10	6	13
	100	360	65	18	29589	9400	1938	0,10	4,68	8	∅	10	6	18
22	400	260	65	13	2578	213	148	0,00	3,38	8	∅	10	6	13
	300	260	65	13	14790	3164	850	0,05	3,38	8	∅	10	6	13
	200	260	65	13	29587	7016	1701	0,15	4,37	8	∅	10	6	13
	100	360	65	18	44601	12344	2921	0,20	8,07	8	∅	12	6	18
23	400	260	65	13	2376	196	137	0,00	3,38	8	∅	10	6	13
	300	260	65	13	14764	3392	849	0,00	3,38	8	∅	10	6	13
	200	260	65	13	32874	6673	1890	0,05	3,38	8	∅	10	6	13
	100	260	65	15	51211	13861	2944	0,45	15,14	8	∅	16	6	15
24	300	260	65	13	8720	2042	501	0,00	3,38	8	∅	10	6	13
	200	260	65	13	20938	4443	1204	0,00	3,38	8	∅	10	6	13
	100	260	65	15	33134	10493	1905	0,25	8,41	8	∅	12	6	15

Escaleras

Escalera Central

La escalera central se ubica dentro del núcleo del edificio, la misma se considera como simplemente apoyada sobre las losas del correspondiente nivel, y en los pilares que la rodean (P7, 98 y P9). El espesor será de 13 cm, teniendo además aproximadamente 3cm de espesor de relleno superior, y 1cm de revoque inferior, resultando en un total de carga permanente de $651,25 \text{ kg/m}^2$ en las zonas inclinadas de escalones, y de 375 kg/m^2 en la zona de descansos. La sobrecarga de uso a considerar es de 300 kg/m^2 . Realizando un modelo en SAP considerando la losa plana, aplicando estas cargas y los apoyos considerados, obtenemos los momentos que dimensionan la estructura. En las siguientes figuras se aprecian los momentos en ambas direcciones:

M11

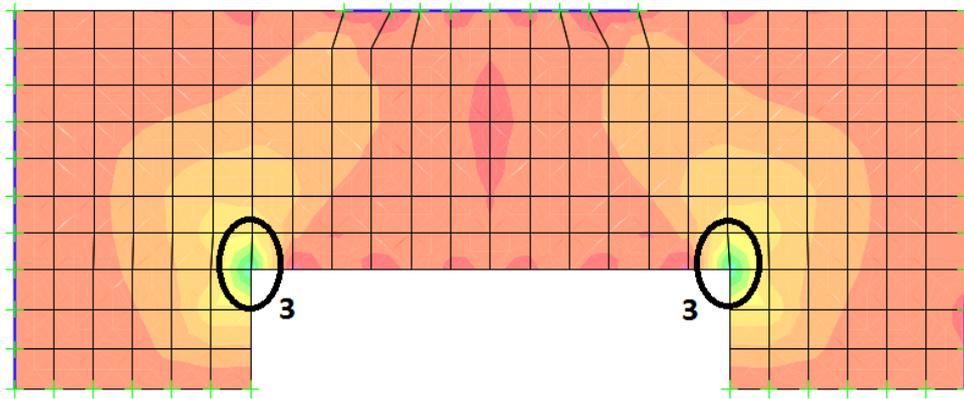


Los momentos máximos positivos se dan en los puntos marcados en la figura, resultando en un momento de 1140kgm en las “zonas 1”, y de 1740kgm en la “zona 2”, los cuales se traducen en una armadura necesaria de $\phi 10/20$.

Los momentos negativos en los bordes del pilar central (P8) son del orden de 1500kgm, por lo cual se decide utilizar al igual que para la armadura inferior $\phi 10/20$, como se puede observar en los planos.

Los momentos negativos presentes en las esquinas a los costados de la “zona 2” serán cubiertos por las armaduras de las losas calculadas en cada índice, lo cual también se puede observar en los planos.

M22



En este sentido tenemos que en la “zona 3” se tiene un momento máximo positivo de 3165kgm, el cual se traduce en una armadura de $\phi 12/15$.

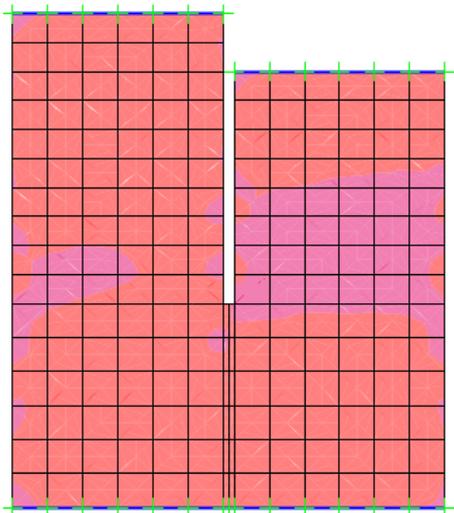
En el resto de la escalera se opta por utilizar una armadura mínima de $\phi 8/20$.

Escalera Trasera

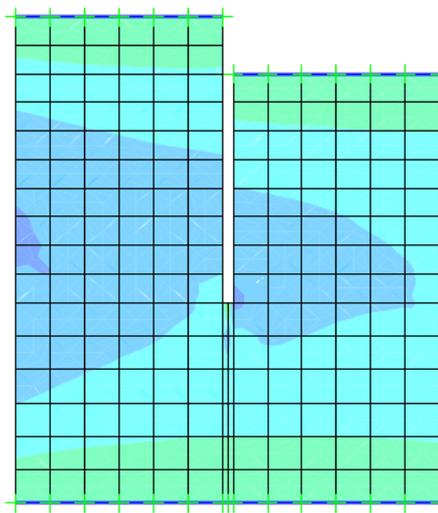
Detrás del edificio, uniendo las cocheras situadas en este edificio con las del complejo ubicado por la calle Agraciada, se encuentra ésta escalera. La misma consta de 12 escalones de 18,3x27,4cm, la cual se apoya inferiormente sobre la viga de fundación V018, en el otro extremo sobre el muro de contención MC4, y por encima a una losa de 13cm (que se estudiará más adelante), la cual a su vez se apoya sobre la viga V.160 en uno de sus costados, y sobre el muro de contención en otros 2 costados.

El espesor de la escalera será al igual que para la escalera central de 13cm, teniendo aproximadamente 3cm de espesor de relleno superior, y 1cm de revoque inferior, resultando que las cargas permanentes sean las mismas que para la escalera central, así como también la misma sobrecarga de uso de 300 kg/m^2 . De esta manera realizando el modelo en SAP llegamos a que:

M11

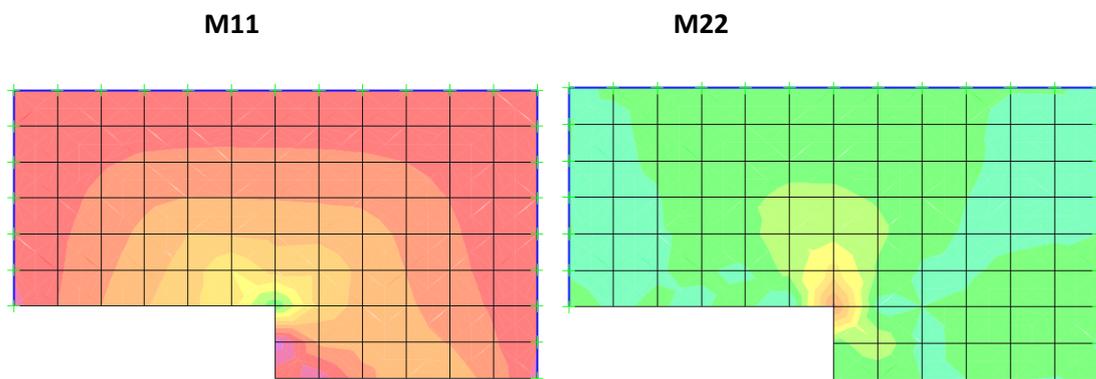


M22



En el caso del M11 tenemos que las solicitaciones son muy pequeñas, tanto positivas como negativas, llegando apenas a un máximo de 50kgm. Por otro lado en el momento M22 tenemos que en toda la escalera el momento es positivo, llegando a un momento máximo en las zonas azules de 1050 kgm, el cual se traduce en una armadura inferior de $\varnothing 8/20$ en ese sentido. Asimismo, se opta por colocar una armadura inferior $\varnothing 6/20$ en el sentido opuesto, y se decide no emplear armadura superior debido a que las tensiones negativas son despreciables.

Luego se calcula la losa donde se apoya la escalera en su parte superior mencionada anteriormente, la cual se considera al igual que la escalera de 13cm de hormigón estructural, más aproximadamente 5cm de relleno superior y 1cm de relleno inferior, y una sobrecarga de 300 kg/m^2 , así como también la descarga producida en el borde donde se apoya la escalera. Calculando en SAP obtenemos:



Evaluando los momentos obtenidos llegamos a que la losa se armará con $\varnothing 8/15$ en dirección de M11 (Momento máximo de aproximadamente 1500 kgm) y con $\varnothing 8/20$ en dirección M22 (Momento máximo 1000 kgm) inferiormente. En M22 se tiene en la zona central un momento negativo, el cual se cubre anclando la armadura de la escalera en la parte inferior de la losa.

Escalera de Entrada

Esta escalera comunica la entrada al predio con el hall de acceso, la cual consta de 6 escalones de $32 \times 16 \text{ cm}$ de hormigón prefabricado y un descanso de 1m de largo, la cual se opta por apoyarla sobre relleno compactado, por lo cual se decide construir dos muros de contención a cada lado, para poder soportar los empujes del suelo, los cuales se detallan mas adelante.

Fundaciones

Pilotes

La fundación se realiza mediante pilotes (a excepción de la fundación del pilar 20 que se funda mediante una zapata), siendo la carga máxima resistida por los mismos:

$$N_p = \sigma_p \cdot A_{pilote} = \sigma_p \cdot \frac{\phi_p^2 \cdot \pi}{4}$$

Siendo σ_p la tensión de servicio del pilote, la cual se tomó igual a $45 \frac{kg}{cm^2}$ y ϕ_p el diámetro del pilote. Los diámetros de pilotes escogidos fueron de $40cm$ y $50cm$.

De esta manera la carga máxima que pueden llevar los pilotes según su diámetro es:

$$N_{p,\phi=40} = 56,5 t$$

$$N_{p,\phi=50} = 88,4 t$$

La determinación del diámetro de pilote necesario se realizó en función de la carga que llevaba el pilar en servicio más el peso propio de los cabezales, el peso propio de las vigas de fundación y de los muros de contención (descarga total en servicio), siempre utilizando un solo pilote para cada descarga (excepto los pilares pantalla).

Para el caso de los pilares P7 y P9 (pilares pantalla), se utilizan 2 pilotes de $\phi 50$, debido momento al que están sometidos, procedente del modelo de empuje horizontal provocado por el viento. De esta manera tenemos que la descarga que llega a cada pilote será igual a:

$$N_s = \frac{N}{2} + \frac{M}{D} \text{ para momento que comprime al pilote}$$

$$N_s = \frac{N}{2} - \frac{M}{D} \text{ para momento que tracciona al pilote}$$

Siendo N la carga axil total en servicio, M el momento en servicio debido al modelo del viento, y D la distancia entre ejes de pilotes.

De esta manera se llega a que:

	N (T)
P7 Comp	73,27
P9 Comp	68,65
P7 Trac	11,73
P9 Trac	-6,15

Se verifica que la descarga de cada pilote es menor a la que soporta un pilote de $\phi 50$ (88,4T) en compresión, y al considerar que en tracción es como mínimo un 10% de la de compresión (8,84T), también se verifica.

Cabezales

La forma y dimensión de los cabezales se determinó en función de la geometría de los pilares y del número de pilotes. Se tuvo en cuenta, en el caso de precisar más de un pilote (pilares pantalla), que la distancia entre ejes de los mismos debe ser mayor que dos veces el diámetro de éstos y no debe de ser menor a 75cm debido a la distribución de tensiones en el terreno. 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 5 cm .

Se dejó una separación de 10 cm del borde de los pilotes a las caras laterales del cabezal, así como también 5cm del borde de pilares a bordes de cabezales.

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 $l_c \leq 1,5d$ y su altura debe ser tal que las bielas de compresión formen un ángulo α entre 30° y 45° ; siendo l_c la distancia del eje del pilote a la cara del pilar y d la altura útil del cabezal.

La altura escogida para los cabezales es de 55cm (50cm de altura útil), a excepción de los cabezales medianeros, que se optó por una altura de 70cm , de modo que se pudieran considerar rígidos, debiéndose verificar que $l_c \leq 1,5d$ y su altura debe ser tal que las bielas de compresión formen un ángulo α entre 30° y 45° ; siendo l_c la distancia del eje del pilote a la cara del pilar y d la altura útil del cabezal. La condición de α no se cumple estrictamente, pero se aproxima bastante ($\alpha \cong 50^\circ$).

El recubrimiento geométrico de la armadura de los cabezales es de 5 cm por tratarse de un elemento constructivo en contacto con el terreno. Basándonos en las recomendaciones de la norma EHE 08 se utiliza un diámetro mínimo de barra de 12 mm , a excepción de los estribos horizontales y verticales donde se utiliza un diámetro mínimo de 10 mm y una separación máxima entre los mismos de 20 cm para ambos casos.

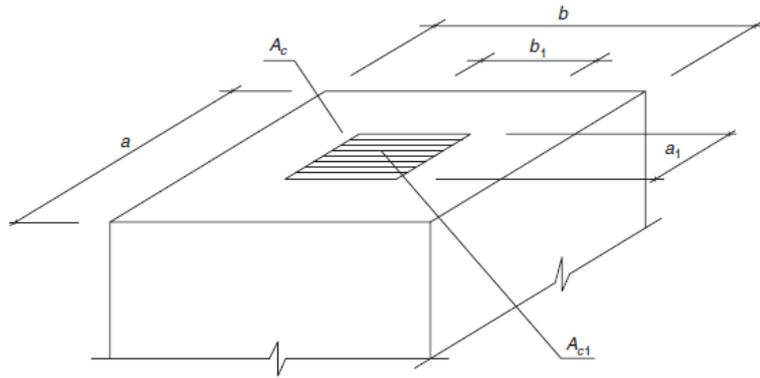
Cabezales de 1 pilote

En estos cabezales la biela de compresión viaja directamente de forma vertical hacia el pilote, por lo que la comprobación de los mismos se reduce a la de la introducción de una carga en un macizo de hormigón. Se consideran las siguientes verificaciones estipuladas en el artículo 61 de la EHE-08.

Se verifica la introducción de carga en el macizo:

$$N_d \leq A_{c1} f_{cd} \sqrt{\frac{A_c}{A_{c1}}} \leq 3,3 A_{c1} f_{cd}$$

Siendo A_{c1} el área de introducción de la carga la cual en este caso coincide con el área del pilar.



Se disponen estribos en las tres direcciones considerando las siguientes armaduras:

$$0,25N_d \left(\frac{a - a_1}{a} \right) = A_s f_{yd}$$

En sentido paralelo a a , y

$$0,25N_d \left(\frac{b - b_1}{b} \right) = A_s f_{yd}$$

En sentido paralelo a b , con $f_{yd} \leq 4000 \text{ kg/cm}^2$

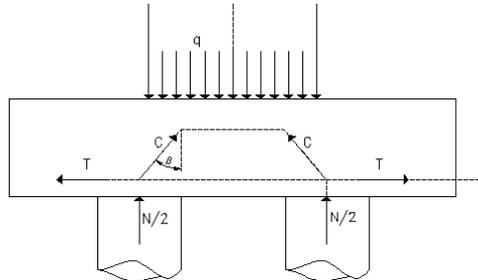
Cabezal	Pilar	N (T)	h (cm)	Ac1 (cm2)	Ac (cm2)	Verificación
C2	P6	83	50	1274	7560	Verifica
C7	P8	60	50	1300	6600	Verifica
C9	P10	71	50	975	5950	Verifica
C1	P12	24	50	1300	6000	Verifica
C3	P13	83	50	1560	9100	Verifica
C5	P14	85	50	845	4500	Verifica
C5	P15	75	50	845	4500	Verifica
C9	P16	93	50	975	5950	Verifica
C6	P18	92	50	850	4480	Verifica
C8	P19	101	90	850	4200	Verifica

Cabezal	Pilar	Aa (cm2)	Na	Sa (cm)	Ab (cm2)	Nb	Sb	Ah (cm2)	Nh	Sh (cm)
C2	P6	6,28	4	20	9,42	6	19	4,71	3	20
C7	P8	6,28	4	16	9,42	6	20	4,71	3	20
C9	P10	6,28	4	20	7,85	5	18	4,71	3	20
C1	P12	6,28	4	16	9,42	6	18	4,71	3	20
C3	P13	6,28	4	20	11,00	7	20	4,71	3	20
C5	P14	6,28	4	16	7,85	5	16	4,71	3	20
C5	P15	6,28	4	16	7,85	5	16	4,71	3	20
C9	P16	6,28	4	20	7,85	5	18	4,71	3	20
C6	P18	6,28	4	20	6,28	4	18	4,71	3	20
C8	P19	6,28	4	20	6,28	4	16	7,85	5	20

Cabezales de 2 Pilotes

Este es el caso de los cabezales correspondientes a pilares pantalla, se supuso que, debido a la distribución de carga, la biela de compresión formaba un ángulo de $\beta = 30^\circ$ con la vertical con lo cual la fuerza que se debe armar es:

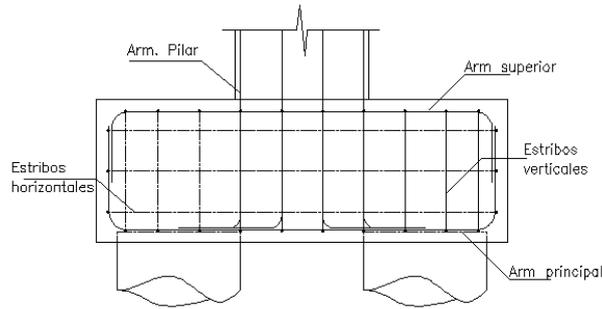
$$T_d = \frac{N}{2} \cdot \operatorname{tg}(\beta) = A_s \cdot f_{yd}$$



Cabezales Pantallas			A Inferior			A superior			Estr Vertical			Estr Horizontal		
Pilar	N (T)	Td (kg)	As (cm2)	φ	n	As (cm2)	φ	n	As (cm2)	φ	s (cm)	As (cm2)	φ	s (cm)
P7	11	33178	8,29	1	5	0,83	1	2	26,76	1	20	7,2	1	20
	5			6			2			0			0	
P9	10	30293	7,57	1	4	0,76	1	2	26,76	1	20	7,2	1	20
	5			6			2			0			0	

La armadura principal se dispuso de modo de cubrir el ancho de los pilotes. La armadura se ancló desde el eje del pilote con una longitud igual a l_b y se le dio un diámetro de doblado igual a 12ϕ . La armadura principal se empalmó con la armadura secundaria de modo que oficien de estribo del cabezal. La armadura secundaria se coloca en la cara superior del cabezal y su sección total es igual al 10% de la armadura principal, que dado la geometría de los cabezales será un mínimo de $4\phi 12$.

Adicionalmente se coloca una armadura en forma de estribos dispuestos tanto vertical como horizontalmente que serán como mínimo 4‰ del área de la sección perpendicular en la cual se dispone el estribo. Si el ancho de la sección es mayor a la mitad del canto, se toma para el cálculo un ancho igual a la mitad del canto. El estribado resultante que se dispuso es mínimo, $\phi 10/20$.

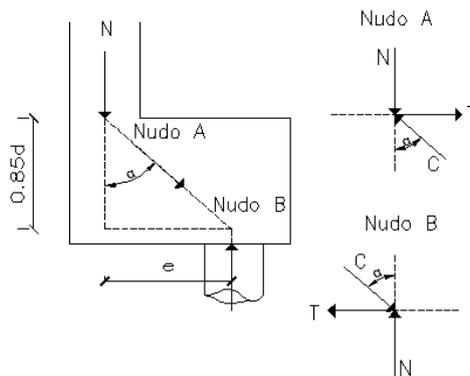


Cabezales Medianeros

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 al cabezal como una ménsula corta.

Para que el esquema estructural fuese 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:



Por equilibrio en los nudos A y B se obtiene:

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

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

Por lo que: $T = N \cdot \operatorname{tg}(\alpha)$ donde $\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{e}{0.85 \cdot d}$

$$T = N \cdot \frac{e}{0.85 \cdot d} = A_s \cdot f_{yd}$$

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 12ϕ . Para que la carga del soporte que 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 carga del pilar y su longitud es tal que permita empalmar con la armadura superior calculada.

La armadura secundaria se calculó como el 10% de la armadura principal en cada dirección.

El estribado que se dispuso en el cabezal se calculó para asegurar la correcta introducción de carga en los pilotes. Para ellos se consideró que los estribos deben llevar 1/3 de la carga que baja por el pilar. La cantidad de ramas de los estribos se determinaron de forma de que queden sujetas al menos una de cada dos barras contiguas de la misma cara, ya que la separación de las barras es menor que 15cm.

Cabezales Medianeros				A superior			Horquillas		
Viga	Pilar	Nd (T)	T (kg)	As (cm2)	φ	ns	As (cm2)	φ	ns
V056	P1	36,5	25478	6,37	16	4	5,48	12	3
V061	P2	77,5	79779	19,94	25	5	11,63	12	6
V066	P3	66	67941	16,99	25	4	9,90	12	5
V069	P4	39,5	42211	10,55	20	4	5,93	12	3
V054	P21	44	48745	12,19	20	4	6,60	12	3
V058	P22	67	74225	18,56	25	4	10,05	12	5
V063	P23	77	83794	20,95	25	5	11,55	12	6
V067	P24	50	55392	13,85	20	5	7,50	12	4

Cabezales Medianeros				Estribos Verticales			Estribos Horizontales		
Viga	Pilar	Nd (T)	T (kg)	As (cm2)	φ	ns	As (cm2)	φ	ns
V056	P1	36,5	25478	9,13	10	3	1,825	10	2
V060	P2	77,5	79779	19,38	10	7	3,875	10	3
V065	P3	66	67941	16,50	10	6	3,3	10	3
V068	P4	39,5	42211	9,88	10	4	1,975	10	2
V054	P21	44	48745	11,00	10	4	2,2	10	2
V057	P22	67	74225	16,75	10	6	3,35	10	3
V062	P23	77	83794	19,25	10	7	3,85	10	3
V066	P24	50	55392	12,50	10	4	2,5	10	2

Zapata de Esquina

En la fundación del pilar P20, debido a que el mismo solo se extiende hasta el índice 100, y además está sometido a una carga muy baja, se decide emplear fundación directa, la cual será una zapata de esquina.

El área de la zapata queda determinada como:

$$A = 1,4 \cdot \frac{N}{\sigma_{adm}}$$

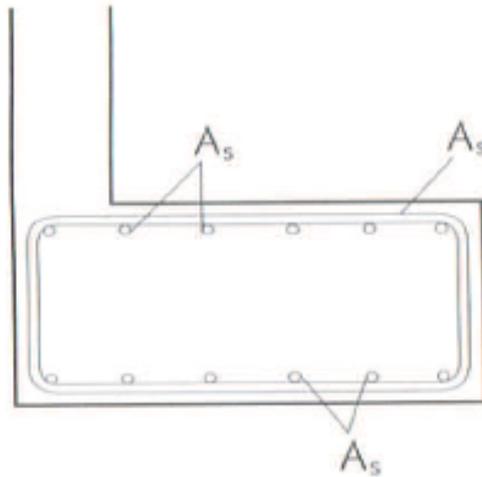
Con N la descarga del pilar en servicio y σ_{adm} la tensión admisible del terreno (1,5kg/cm²).

Su altura será de 50cm.

Luego de obtenida el área se procede a hallar la armadura necesaria mediante la fórmula:

$$A_s = \frac{M_d}{0,8hf_{yd}}$$

Con $M_d = 1,6\sigma_{adm}A/4,8$, resultando necesaria una armadura mínima de estribos $\varnothing 10/15$ en ambas direcciones, la cual se coloca como se muestra en la siguiente figura.



Vigas de Fundación

Vigas Riostras

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

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

Se calcula la armadura superior e inferior, debiéndose colocar además armadura intermedia cuando la separación entre las armaduras principales inferior y superior sea mayor a 30 cm . La armadura intermedia o de piel, necesaria para evitar fisuración, se calcula con la siguiente expresión:

$$A_{piel} > \frac{0.5}{1000} \cdot A_c$$

Siendo A_{piel} la sección de armadura de piel en cada cara.

Viga	h (cm)	b (cm)	Md (kgm)	Nd (kg)	Vd (kg)	Armadura Inferior			Armadura Superior		
						As (cm2)	φ	ns	As (cm2)	φ	ns
V 001	50	13	1917,58	3650	2875,77	1,84	20	2	1,82	16	2
V 002	50	13	7877,7	7750	3278,09	6,25	20	2	3,86	16	2
V 003	50	13	4715,84	7750	2893,81	4,34	20	2	3,86	16	2
V 004	50	13	3932,57	6600	2351,95	3,63	20	2	3,27	16	2
V 005	50	13	5946,61	6600	2475,96	4,80	20	2	3,27	16	2
V 006	45	13	7891,62	3950	2868,49	6,13	20	2	2,08	16	2
V 007	50	18	4415,36	8300	4113,53	4,25	20	2	4,11	16	3
V 008	50	18	8574,44	8300	3522,34	6,65	20	3	4,11	16	3
V 009	100	13	3910,76	6000	2374,4	3,64	16	2	3,64	16	2
V 010	50	13	3752,81	6000	2179,4	3,39	16	2	2,97	16	2
V 011	50	20	4604,69	7100	1335	4,07	16	3	3,50	16	2
V 012	50	15	5215	5750	3160	4,14	16	3	2,84	16	2
V 013	50	30	4829,06	8300	3423,36	4,44	16	3	4,20	16	3
V 014	50	30	8985	8500	3780,51	6,77	16	4	4,20	16	3
V 015	50	20	5704,69	9300	1555	5,19	16	3	4,60	16	3
V 016	50	25	5715	9200	1775	5,14	16	3	4,53	16	3
V 017	90	28	7707,81	10100	2585	7,06	20	3	7,06	20	3
V 018	40	15	555	0	142,5	1,68	16	2	1,68	16	2
V 019	50	13	6037,65	4400	2887,41	4,35	20	2	2,17	16	2
V 020	50	15	5407,07	6700	2777,94	4,47	20	2	3,31	16	2
V 021	50	15	7784,14	7700	2871,61	6,11	20	2	3,82	16	2
V 022	50	15	6229,91	7700	2595,62	5,18	20	2	3,82	16	2
V 051	50	13	1885,55	2400	646,25	1,82	12	2	1,82	12	2
V 052	50	13	1498,62	2400	631,761	1,82	12	2	1,82	12	2
V 053	50	13	246,797	0	243,75	1,82	12	2	1,82	12	2
V 055	50	20	5961,42	8300	3070,06	5,10	16	3	4,10	16	3
V 058	100	13	5300,37	9200	2982,13	3,64	16	2	3,64	16	2
V 059	100	13	4357,49	8500	3263,21	3,64	16	2	3,64	16	2
V 061	100	25	5176,34	6000	4181,43	7,00	16	4	7,00	16	4
V 063	50	20	5171,92	10100	3183,09	5,08	16	3	5,01	16	3
V 064	50	20	3832,69	7500	2853,57	3,74	16	2	3,70	16	2
V 067	50	20	5055,42	9300	1887,5	4,83	16	3	4,60	16	3
V 069	40	15	500	0	800	3,0	16	2	1,68	16	2

El estribado en todos los casos será mínimo de $\varnothing 8/25$.

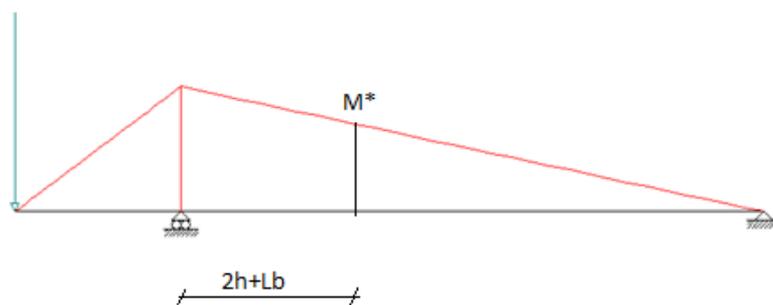
Vigas Centradoras

Las vigas centradoras tienen la función de resistir una fuerza axial de compresión resultante del modelo de bielas y tirantes en cabezales de medianera. Dichas vigas se disponen de modo que vinculen el cabezal de medianera con otro cabezal cercano.

Para el cálculo, la viga centradora se considera simplemente apoyada en los pilotes y presenta un volado en cuyo extremo descarga el pilar medianero.

Debido a las dimensiones del volado, dicha parte se calculó como ménsula corta en el apartado de cálculo de cabezales medianeros. El resto de la viga se calcula de forma que resista la fuerza axial y el momento flector generado por el peso propio.

La armadura superior del volado se ancla a una distancia de $2 \cdot h + L_b$ desde el borde del cabezal medianero cuando dicha distancia represente menos del 50% de la longitud entre apoyos de la viga (Siendo h la altura del cabezal). En ese caso se determinó el momento M^* existente en dicha sección, continuando hasta el otro cabezal la armadura estrictamente necesaria para resistir dicho momento. El diagrama de cálculo se presenta a continuación:



La viga se arma inferiormente con el 10% de la armadura superior, la cual por razones constructivas y de armadura mínima se traduce en $4\phi 12$ o $5\phi 12$ según el caso. Se colocan $4\phi 8$ como armadura intermedia. El estribado colocado es de 4 ramas de $\phi 8/25$.

Viga	N Pilar (T)	Md (kgm)	Vd (kg)	A ppal			A secundaria			Estribos	
				A_{sup} (cm ²)	ϕ	ns	A_{inf} (cm ²)	ϕ	ns	ϕ	s (cm)
V 054	44	24440	9990	12,19	20	4	1,21863	12	2	8	25
V 056	36,5	12880	7100	6,37	16	4	0,63696	12	2	8	25
V 057	67	37100	16160	18,56	25	4	1,85564	12	2	8	25
V 060	77,5	42870	17850	20,39	25	5	2,03931	12	2	8	25
V 062	77	42590	18320	20,95	25	5	2,09485	12	2	8	25
V 065	66	36540	15430	16,99	25	4	1,69922	12	2	8	25
V 066	50	27740	10190	14,05	20	5	1,40488	12	2	8	25
V 068	39,5	21970	10770	10,55	20	4	1,05527	12	2	8	25

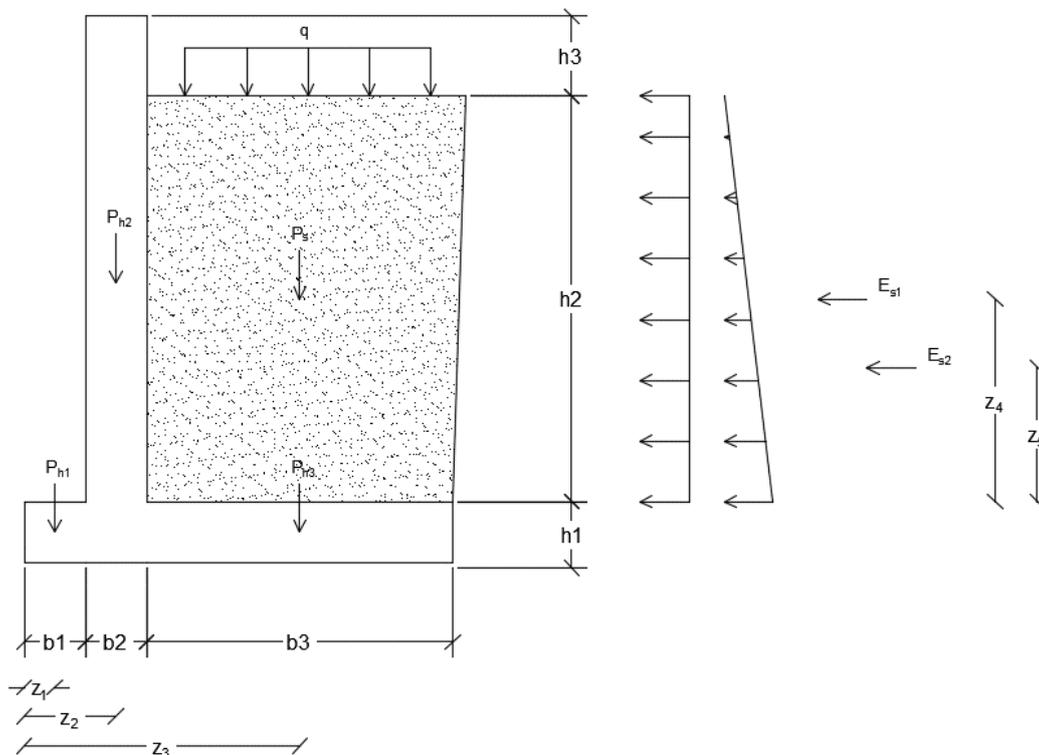
Muros de Contención

Los muros de contención se ubican en la separación de los estacionamientos de los edificios de Jujuy y Agraciada, así como también en la medianera entre el Pilar 24 y la escalera trasera, los mismos tienen una altura de 2,5m aproximadamente. Se disponen de forma de resistir el peso propio del muro, el empuje del suelo, y el empuje lateral uniforme por sobrecarga vertical del terreno.

Para su cálculo se tuvieron las siguientes consideraciones:

- Densidad del suelo $\gamma_{suelo} = 1800 \frac{kg}{m^3}$
- Ángulo de fricción interna del suelo $\varphi = 30^\circ$
- Coeficiente de empuje lateral activo $K = 1 - \text{sen}(\varphi) = 0,33$
- Sobrecarga vertical del terreno $q_s = 350 \frac{kg}{m^2}$
- $f_{ck} = 250 \frac{kg}{cm^2}$
- $f_{yk} = 5000 \frac{kg}{cm^2}$
- Recubrimiento de 4cm

Se calcularon cuatro tipos de muros: MC_1 , MC_2 , MC_3 , MC_4



Muro MC1

Este muro posee una extensión de alrededor de 7,5 metros, por lo cual se procede a calcular las verificaciones de deslizamiento y vuelco necesarias, verificando para una sección con los siguientes datos:

h1 [m]	0,15	b1 [m]	0,15
h2 [m]	2,4	b2 [m]	0,15
h3 [m]	0,4	b3 [m]	1
H [m]	2,95	B [m]	1,3

Cabe destacar que para el deslizamiento se tiene en cuenta una colaboración del contrapiso del estacionamiento.

Luego se calcula el momento, el cual es igual a 3260 kgm/m, el cual se traduce en una armadura de $\emptyset 12/14$ en la cara expuesta al empuje del suelo, y en la cara opuesta una armadura mínima de $\emptyset 8/20$, al igual que en el sentido de M11.

La armadura en la "pata" será de $\emptyset 12/14$ de armadura superior, y de $\emptyset 8/20$ de armadura inferior.

Muros MC2 y MC3

Estos muros al ser de menor extensión que el anterior, se los calcula como apoyados sobre los demás, utilizándose la misma armadura calculada para el caso anterior.

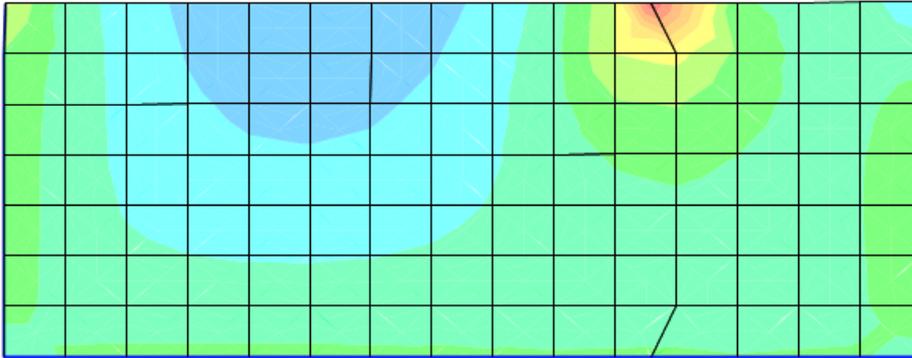
Dimensionalmente las únicas diferencias que poseen con el MC1 son que $h_3 = 0$ y $b_3 = 30\text{cm}$ (ya que no es necesario 1m como en el caso anterior).

Muro MC4

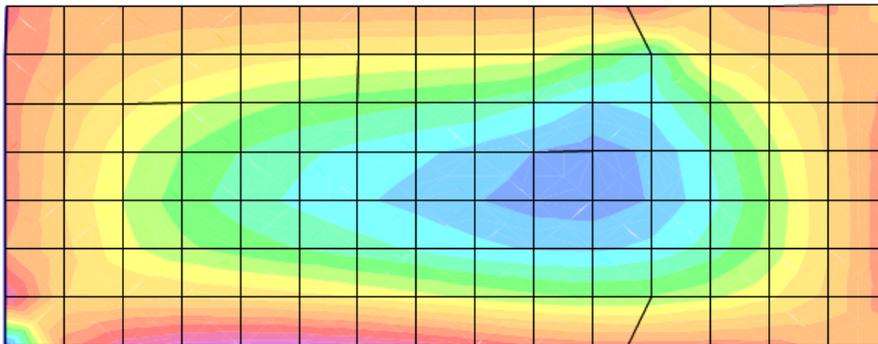
Este muro al ubicarse en medianera, no es posible colocar una "pata" que invada al terreno lindero. Es por esto que la solución adoptada es la de apoyar el muro sobre sus lados en el pilar 24 y en el muro MC3, así como también se apoya en las vigas V.070 y V.160 (sobre las cuales se generará una compresión, la cual se tuvo en cuenta a la hora de calcular sus armaduras), y por debajo se apoyará en una "pata" de 15x65cm.

Realizamos un modelo en SAP para obtener las solicitaciones, y obtenemos los siguientes diagramas de momento:

M11



M22



Para el caso de M11 se tiene un máximo de 1000 kgm, el cual se traduce en una armadura de $\varnothing 8/20$, la cual se decide utilizar en ambas caras.

En el caso de M22 se tiene un momento máximo de 850 kgm, el cual también se traduce en $\varnothing 8/20$, pero en la cara expuesta al empuje del suelo se decide utilizar los $\varnothing 12/14$ utilizados en los anteriores debido a la verificación de deslizamiento.

Muros MC0

Estos muros son los que se ubican a los costados de la escalera de la entrada del predio, cuya función es soportar el empuje del suelo que se ubica debajo de la misma. Los mismos son de altura variable, aumentando la misma en conjunto con la subida de la escalera, llegando a un máximo de 1m de alto. Dimensionándolos llegamos a que el momento producido por los empujes del suelo y por la sobrecarga de la escalera (300 kg/m^2) es muy pequeño (aproximadamente 150 kgm máximo), por lo cual simplemente se decide colocar esperas en forma de estribos que “nacen” desde las vigas de fundación V014 y V016 de $\varnothing 6/20$, lo cual se detalla en los planos.

Índice de Planos

N° de documento	PLANO	DESCRIPCIÓN
N° 1	E1.1	FUNDACIONES - INDICE 000
N° 2	E1.2	CABEZALES
N° 3	E1.3	MUROS DE CONTENCIÓN
N° 4	E2.1	ENCOFRADOS DE LOSA INDICE 100-200
N° 5	E2.2	ENCOFRADOS DE LOSA INDICE 300-400
N° 6	E2.3	ARMADURAS DE LOSA INDICE 100
N° 7	E2.4	ARMADURAS DE LOSA INDICE 200
N° 8	E2.5	ARMADURAS DE LOSA INDICE 300
N° 9	E2.6	ARMADURAS DE LOSA INDICE 400
N° 10	E3.1	VIGAS INDICE 000 (1)
N° 11	E3.2	VIGAS INDICE 000 (2)
N° 12	E3.3	VIGAS INDICE 000 (3)
N° 13	E3.4	VIGAS INDICE 000 (4)
N° 14	E3.5	VIGAS INDICE 100
N° 15	E3.6	VIGAS INDICE 200
N° 16	E3.7	VIGAS INDICE 300
N° 17	E3.8	VIGAS INDICE 400
N° 18	E4.1	PILARES
N° 19	E5.1	ESCALERAS