



ANEJO IV: CÁLCULO ESTRUCTURAL (II)

Àngel Sanfèlix, Isabel



ÍNDICE

1. OBJETO.....	1	5. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.....	5
2. DESCRIPCIÓN DE LA OBRA.....	1	6. COMBINACIÓN DE ACCIONES	6
3. NORMATIVA.....	2	6.1. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO	6
4. ACCIONES A CONSIDERAR	2	6.2. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	7
4.1. ACCIONES PERMANENTES.....	2	6.3. CASOS DE CARGA	8
4.1.1. PESO PROPIO	2	6.4. COMBINACIONES	9
4.1.2. CARGA MUERTA.....	3	7. DIMENSIONAMIENTO DE LAS ZAPATAS ACCESOS.....	13
4.2. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE.....	3	7.1. ZAPATA DE LA ESCALERA.....	13
4.2.1. PRESOLICITACIONES.....	3	7.1.1. GEOMETRÍA Y ESFUERZOS DE CÁLCULO	13
4.2.2. PRETENSADO	3	7.1.2. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES	14
4.2.3. ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO	3	7.1.2.1. FLEXIÓN NEGATIVA	14
4.3. ACCIONES VARIABLES	3	7.1.2.2. FLEXIÓN POSITIVA	15
4.3.1. SOBRECARGA DE USO	3	7.1.3. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE.....	16
4.3.2. EMPUJE SOBRE BARANDILLAS Y BARRERAS	4	7.1.3.1. DEFINICIÓN ZONAS DE ANÁLISIS	16
4.3.3. NIEVE	4	7.1.3.2. CÁLCULO EN LA SECCIÓN A-B	17
4.4. ACCIONES ACCIDENTALES	4	7.1.3.3. ELS FISURACIÓN	18
4.4.1. IMPACTO DE VEHÍCULO	4	7.1.4. ELU SOLICITACIONES TANGENCIALES	18
4.4.2. ACCIÓN SÍSMICA	4	7.1.4.1. AGOTAMIENTO POR EXCESIVAS COMPRESIONES EN EL ALMA.....	18
		7.1.4.2. AGOTAMIENTO POR EXCESIVA TRACCIÓN EN EL ALMA.....	19
		7.1.5. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A PUNZONAMIENTO.....	19
		7.1.5.1. COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA MÁXIMA-FLEXIÓN	19
		7.1.5.2. COMPROBACIÓN SIN ARMADURA DE PUNZONAMIENTO-FLEXIÓN RECTA.....	20



7.1.6. LONGITUDES DE ANCLAJE	22	7.3.2.1. FLEXIÓN NEGATIVA	33
7.2. ZAPATA DE LA RAMPA LENTA	22	7.3.3. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE	34
7.2.1. GEOMETRÍA Y ESFUERZOS DE CÁLCULO	22	7.3.3.1. ESFUERZOS DE CÁLCULO	34
7.2.2. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES.....	23	7.3.3.2. DETERMINACIÓN ZONA DIMENSIONAMIENTO	34
7.2.2.1. FLEXIÓN NEGATIVA	23	7.3.3.3. DIMENSIONAMIENTO ARMADURA.....	35
7.2.2.2. FLEXIÓN POSITIVA	24	7.3.4. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE	35
7.2.3. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE	26	7.3.4.1. DEFINICIÓN ZONAS DE ANÁLISIS	35
7.2.3.1. DEFINICIÓN ZONAS DE ANÁLISIS	26	7.3.4.2. CÁLCULO EN LA SECCIÓN A-B	36
7.2.3.2. CÁLCULO EN LA SECCIÓN A-B.....	26	7.3.4.3. CÁLCULO EN LA SECCIÓN C-D	37
7.2.3.3. ELS FISURACIÓN	28	7.3.5. ELU SOLICITACIONES TANGENCIALES	38
7.2.4. ELU SOLICITACIONES TANGENCIALES.....	28	7.3.5.1. AGOTAMIENTO POR EXCESIVAS COMPRESIONES EN EL ALMA.....	39
7.2.4.1. AGOTAMIENTO POR EXCESIVAS COMPRESIONES EN EL ALMA	28	7.3.5.2. AGOTAMIENTO POR EXCESIVA TRACCIÓN EN EL ALMA.....	39
7.2.4.2. AGOTAMIENTO POR EXCESIVA TRACCIÓN EN EL ALMA	28	7.3.6. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A PUNZONAMIENTO.....	39
7.2.5. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A PUNZONAMIENTO	28	7.3.6.1. COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA MÁXIMA-FLEXIÓN ESVIADA.....	39
7.2.5.1. COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA MÁXIMA-FLEXIÓN RECTA.....	28	7.3.6.2. COMPROBACIÓN SIN ARMADURA DE PUNZONAMIENTO	40
7.2.5.2. COMPROBACIÓN SIN ARMADURA DE PUNZONAMIENTO	29	7.3.7. LONGITUDES DE ANCLAJE	42
7.2.6. LONGITUDES DE ANCLAJE	31	8. DIMENSIONAMIENTO APOYOS ACCESOS	43
7.3. ZAPATA DE LA RAMPA RÁPIDA.....	32	8.1. PILAS DE LA ESCALERA.....	43
7.3.1. GEOMETRÍA Y ESFUERZOS DE CÁLCULO	32	8.1.1. DATOS Y GEOMETRÍA	43
7.3.2. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES.....	33	8.1.2. DIMENSIONAMIENTO ARMADURA	43
		8.1.3. ELS FISURACIÓN	44
		8.1.4. ELU SOLICITACIONES TANGENCIALES	44



8.1.4.1. AGOTAMIENTO POR EXCESIVAS COMPRESIONES EN EL ALMA	44	8.3.3.3. CÁLCULO PILA 2	55
8.1.4.2. AGOTAMIENTO POR EXCESIVATRACCIÓN EN EL ALMA	44	8.3.4. CÁLCULO DE LA ZAPATA COMBINADA MÁS COMBINADA	55
8.2. PILAS DE LA RAMPA LENTA	45	8.3.4.1. GEOMETRÍA Y ESFUERZOS DE CÁLCULO	55
8.2.1. DATOS Y GEOMETRÍA.....	45	8.3.4.2. CÁLCULO PILA 1.....	56
8.2.2. ESFUERZOS DE CÁLCULO PILAS	45	8.3.4.3. CÁLCULO PILA 2	56
8.2.3. CÁLCULO DE LA ZAPATA SIMPLE MÁS SOLICITADA	46	8.3.5. DIMENSIONAMIENTO ARMADURA	57
8.2.3.1. GEOMETRÍA Y ESFUERZOS DE CÁLCULO	46	8.4. DINTELES	58
8.2.3.2. CÁLCULO PILA 1.....	47	8.4.1. DATOS Y GEOMETRÍA	58
8.2.3.3. CÁLCULO PILA 2.....	48	8.4.2. ESFUERZOS DE CÁLCULO	59
8.2.4. CÁLCULO DE LA ZAPATA COMBINADA MÁS SOLICITADA	48	8.4.3. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES	60
8.2.4.1. GEOMETRÍA Y ESFUERZOS DE CÁLCULO	48	8.4.3.1. FLEXIÓN NEGATIVA	60
8.2.4.2. CÁLCULO PILA 1.....	49	8.4.3.2. FLEXIÓN POSITIVA	61
8.2.4.3. CÁLCULO PILA 2.....	50	8.4.4. ELU SOLICITACIONES TANGENCIALES	62
8.2.5. DIMESIONAMIENTO ARMADURA.....	51	8.4.4.1. AGOTAMIENTO POR EXCESIVAS COMPRESIONES EN EL ALMA.....	62
8.3. PILAS DE LA RAMPA RÁPIDA	52	8.4.4.2. AGOTAMIENTO POR EXCESIVA TRACCIÓN EN EL ALMA.....	62
8.3.1. DATOS Y GEOMETRÍA.....	52	9. DIMENSIONAMIENTO MURO ESTRIBO	63
8.3.2. ESFUERZOS DE CÁLCULO PILAS	53	9.1. DIMENSIONAMIENTO DEL ALZADO	63
8.3.3. CÁLCULO DE LA ZAPATA SIMPLE MÁS SOLICITADA	54	9.1.1. DATOS Y GEOMETRÍA	63
8.3.3.1. GEOMETRÍA Y ESFUERZOS DE CÁLCULO	54	9.1.2. ESFUERZOS DE CÁLCULO	63
8.3.3.2. CÁLCULO PILA 1.....	54	9.1.3. DIMENSIONAMIENTO ARMADURA	63
		9.2. DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA	64
		9.2.1. DATOS Y GEOMETRÍA	64



9.2.2. ESFUERZOS DE CÁLCULO	65	9.3.2.2. SECCIÓN IZQUIERDA Y DERECHA	78
9.2.3. TENSIONES EN EL TERRENO	65		
9.2.4. ELU AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES	66	9.3.2.3. SECCIÓN CENTRAL	78
9.2.4.1. CÁLCULO EN LA SECCIÓN A	66	9.3.3. LONGITUDES DE ANCLAJE	80
9.2.4.2. CÁLCULO EN LA SECCIÓN B	67	10. RESUMEN ARMADO	81
9.2.5. ELU SOLICITACIONES TANGENCIALES	69	10.1. ZAPATAS	81
9.2.6. COMPROBACIÓN ELS EN LA SECCIÓN A	70	10.2. APOYOS ESTRUCTURA	81
9.2.6.1. DEFINICIÓN SECCIÓN DE ANÁLISIS	70	10.3. APOYOS ACCESOS	82
9.2.6.2. CÁLCULO TENSIONES	70		
9.2.6.3. CÁLCULO REACCIONES Y ESFUERZOS DE CÁLCULO	71		
9.2.7. LONGITUDES DE ANCLAJE	71		
9.3. DIMENSIONAMIENTO PILA APOYO TABLERO	72		
9.3.1. DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA	72		
9.3.1.1. GEOMETRÍA	72		
9.3.1.2. ESFUERZOS DE CÁLCULO	72		
9.3.1.3. CÁLCULO TENSIONES	72		
9.3.1.4. CÁLCULO EN LA SECCIÓN A	73		
9.3.1.5. CÁLCULO EN LA SECCIÓN B	73		
9.3.1.6. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A PUNZONAMIENTO	74		
9.3.2. DIMENSIONAMIENTO PARTES PILA APOYO	77		
9.3.2.1. BASE	77		





1. OBJETO

El objeto del presente documento es la descripción y definición los apoyos tanto de la pasarela como de los accesos de ésta, procediéndose al dimensionamiento, justificación y comprobación de cada uno de los elementos que conforman los apoyos de la estructura. Dichos cálculos se realizan de acuerdo con la normativa vigente y mediante los procedimientos actualmente aceptados.

2. DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

El emplazamiento de las obras se encuentra en el Término municipal de Requena, en el interior de Valencia. La pasarela proyectada se dispone transversalmente a la antigua N-III.

La estructura diseñada consiste en una pasarela de vano simple realizada con vigas prefabricadas de hormigón pretensado.

La sección resistente está constituida por tres vigas y la losa del tablero. Las vigas son de hormigón pretensado y en forma de doble T; al ala superior de la viga se conecta directamente la losa conformando así una sección de mayor canto e inercia; mejorando el comportamiento de la estructura.

La losa está constituida por una prelosa prefabricada de 8cm de espesor que conecta con la parte superior de la viga que una vez puesta en obra se hormigona la losa, quedando su espesor de 25 cm y constituyendo una unión monolítica con las vigas. De este modo la sección resistente pasa a ser viga más losa una vez endurecido el hormigón de ésta última.

El tablero de la pasarela tiene ancho variable pasando de 12 metros en apoyos a 9 metros en centro de vano. Esto supone que las vigas soportan desde un voladizo de 1 metro en la sección central y de 2,5 metros en la sección de apoyos, aproximadamente. Esta planta curva vendrá ya definida geométricamente por las prelosas prefabricadas de taller; que se disponen en módulos de 2,5 metros

ya con su extremo curvado. Una vez en obra mediante encofrado se le dará la misma forma a toda la losa.

El apoyo del tablero queda resuelto mediante dos aparatos de apoyo a ambos lados. En el extremo derecho se apoya directamente en el muro que conforma el estribo y en el apoyo de la derecha sobre el dintel de la pila dispuesta.

Las rampas de acceso están constituidas por losas de hormigón armado. La rampa lenta posee una pendiente del 6% (apta para el uso de personas discapacitadas) con un recorrido de 135 metros.

Mientras que la rampa rápida tiene una pendiente del 12% lo que permite reducir su longitud a la mitad, 67 metros. La sección de la losa es de 3 metros de ancho y 0,25 metros de canto.

Se han realizado pórticos que sustentan las rampas a lo largo de todo su recorrido.

La rampa lenta apoya sobre un total de 9 pórticos y la rampa rápida sobre 4.

Las escaleras de acceso están constituidas por una losa de hormigón armado, de 4,9 metros de ancho y un canto de 0,25 metros. La escalera se sustenta con 6 pilas colocadas en los tres tramos de descansillos que hay en esta zona. Se colocan 2 pilas en cada descansillo conformando una zapata corrida.

La unión de rampas y escaleras al tablero será mediante la construcción de un zuncho que transmita directamente a la pila principal, en el que las rampas y escaleras se empotran.



3. NORMATIVA

Para la redacción de este documento se han seguido las siguientes Normas e Instrucciones:

- IAP-11. Instrucción sobre acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera
- CTE. Código técnico de la edificación
- EC-0. Eurocódigo 0. Bases para el cálculo de estructuras
- EC-1. Eurocódigo 1. Acciones en estructuras
- EC-2. Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón
- EC-7. Eurocódigo 7. Proyecto geotécnico
- EHE-98. Instrucción de Hormigón Estructural
- Guía de cimentaciones en obras de carretera
- Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los aparatos elastoméricos para puentes de carretera

4. ACCIONES A CONSIDERAR

4.1. ACCIONES PERMANENTES

Las acciones permanentes son aquellas producidas por el peso de los distintos elementos que forman parte de la pasarela. Corresponden a acciones que actúan en todo momento y son constantes en posición y en magnitud. En ellas están comprendidas las cargas muertas y el peso propio.

Para hallar la carga distribuida que se da en cada sección; al ser la pasarela de ancho variable, se ha considerado un ancho medio de 10,5 metros.

4.1.1. PESO PROPIO

Esta acción corresponde al peso de los elementos estructurales, teniendo en cuenta su sección bruta y el peso específico del material. A continuación se detalla el peso específico del Hormigón ya que el elemento resistente son las vigas de HP y la losa de HA.

$$\gamma_H = 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

Las cargas debidas al peso propio son:

- $G_{viga} = \gamma_H \cdot \text{Área} = 25 \cdot 0,5117 = 12,7925 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$
- $G_{losa} = \gamma_H \cdot b \cdot h = 25 \cdot 10,5 \cdot 0,25 = 65,62 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$

Para los cálculos se considera como b, el ancho medio (10,5m) de la pasarela; ya que pasa de 12 a 9 metros.



4.1.2. CARGA MUERTA

Se consideran las cargas debidas a los elementos no estructurales que gravitan sobre la estructura, entre ellos se encuentran: pavimentos, iluminación, impostas, barreras, conductos de servicios, etc.

$$\circ CM_{pavimento} = \gamma_{pav} \cdot b \cdot h = 23 \cdot 10,5 \cdot 0,01 = 2,415 \frac{KN}{m}$$

Para el resto de carga muerta se ha considerado en conjunto una acción de:

$$\circ CM_{global} = 5,5 \frac{KN}{m}$$

4.2. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE

4.2.1. PRESOLICITACIONES

Incluye todos los esfuerzos introducidos en la estructura antes de su puesta en servicio, con el fin de mejorar su respuesta frente al conjunto de solicitudes a las que posteriormente se verá sometida. Estas presolicitaciones son las inducidas por la acción de gatos mecánicos de tesado, el bloqueo provisional de coacciones, los desplazamientos impuestos en los apoyos, etc.

4.2.2. PRETENSADO

La acción del pretensado depende de la forma de introducción de la misma y la posibilidad de deformación de la estructura.

En este caso se trata de pretensado postesado interior ya que está dispuesto dentro de la sección de

hormigón, citados como P1 por la IAP-11. Con un valor de $P_{m\acute{a}x} = 8105,4 \text{ KN}$.

Se actuará siguiendo las pautas recogidas en UNE-EN 1992.

4.2.3. ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO

En el cálculo de los elementos que contienen las tierras, en este caso el estribo derecho; se tendrá en cuenta las acciones debidas al terreno en el trasdós, considerando independientemente los efectos de empuje y peso del terreno. En el caso del estribo derecho, en el trasdós se ha realizado un relleno de material cuyas principales características son:

$$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi = 32^\circ$$

Mientras que el terreno del emplazamiento tiene las siguientes características:

$$\gamma = 22,4 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi = 25^\circ$$

4.3. ACCIONES VARIABLES

4.3.1. SOBRECARGA DE USO

En las sobrecarga de uso se consideran las acciones externas a la estructura que pueden actuar en toda o parte de la pasarela; dependiendo de si es más o menos desfavorable su consideración.

Según la IAP-11 debe tenerse en cuenta una sobrecarga de uso debida al tráfico de peatones de valor igual a $q = 5 \text{ KN/m}^2$.

- Para (b=9 m) $Q_{sc} = q \cdot b = 5 \cdot 9 = 45 \frac{KN}{m}$
- Para (b=10,5 m) $Q_{sc} = q \cdot b = 5 \cdot 10,5 = 52,5 \frac{KN}{m}$
- Para (b=12 m) $Q_{sc} = q \cdot b = 5 \cdot 12 = 60 \frac{KN}{m}$

4.3.2. EMPUJE SOBRE BARANDILLAS Y BARRERAS

Para la comprobación resistente de la barandilla y sus anclajes se debe considerar un empuje horizontal sobre el pasamano de la misma.

El esfuerzo que debe tenerse en cuenta es una fuerza horizontal distribuida de 1,5 KN/m; considerándose a la altura del pasamano siempre que está sea inferior a 1,5 metros.

Remarcar que esta acción tiene carácter local y por ello se utilizará únicamente para la comprobación de la barandilla y no se tendrá en cuenta para ningún otro cálculo a nivel global.

4.3.3. NIEVE

Debido al emplazamiento de la pasarela no se tendrá en cuenta la acción de la nieve; ya que no hay riesgo de grandes nevadas; aún con todo habiéndose considerado la acción de la sobrecarga por toda la superficie del tablero sería suficiente.

4.4. ACCIONES ACCIDENTALES

4.4.1. IMPACTO DE VEHÍCULO

No se consideran estas acciones al no permitirse el tráfico de vehículos sobre la misma.

4.4.2. ACCIÓN SÍSMICA

La acción sísmica se considerará en proyecto de pasarelas de acuerdo con las prescripciones recogidas en la Norma de Construcción Sismorresistente de Puentes (NSCP-07). La aplicación de esta norma es obligatoria, salvo en edificaciones de importancia normal o cuando la aceleración sísmica básica (a_b) sea menor a 0,04g.

La aceleración sísmica horizontal básica (a_b) depende del emplazamiento de la obra; al encontrarse la misma en Requena (interior de la Comunidad Valenciana), no se ha tenido esta acción, ya que se encuentra en una zona donde el factor a_b es menor a 0,04g. En la Figura 1 puede verificarse:

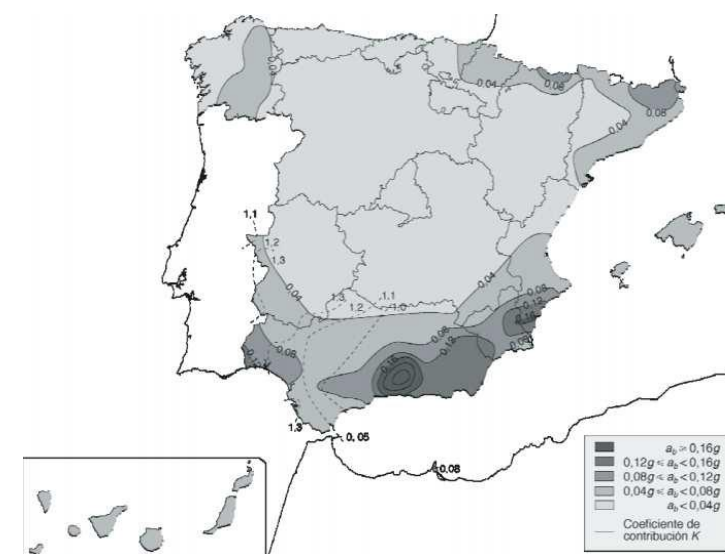


Figura 1. Mapa de peligrosidad sísmica (NSCP-07)



5. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

- En cuanto al hormigón:

ELEMENTO	DESIGNACIÓN	CONTROL	f _{ck} (MPa)	γ _o	f _{cd} (MPa)	E _c (MPa)
Zapata corrida	HA-30	Normal	30	1,5	20	32836,57
Zapata aislada	HA-30	Normal	30	1,5	20	32836,57
Pila estribo	HA-35	Normal	45	1,5	30	36283,19
Muro- estribo	HA-45	Normal	45	1,5	30	36283,19
Pila de rampas	HA-35	Normal	30	1,5	20	32836,57
Pila de escaleras	HA-35	Normal	30	1,5	20	32836,57
Losa tablero	HA-45	Normal	45	1,5	30,00	36283,19
Losa rampas	HA-35	Normal	35	1,5	23,33	34077,15
Losa escaleras	HA-35	Normal	35	1,5	23,33	34077,15
Zuncho de apoyo	HA-35	Normal	35	1,5	23,33	34077,15

Tabla 1. Características mecánicas del hormigón

Coeficiente de Poisson: ν=0.3

Coeficiente de dilatación térmica: α=1.2x10-5 ° C⁻¹

- En cuanto al acero:

ELEMENTO	DESIGNACIÓN	CONTROL	f _{yk} (MPa)	γ _o	f _{cd} (MPa)	E (MPa)
Vigas	B 500 S	Normal	500	1,15	434,78	200000
Losa	B500 S	Normal	500	1,15	434,78	200000
Pilas	B 500 S	Normal	500	1,15	434,78	200000
Cimentaciones	B500 S	Normal	500	1,15	434,78	200000
Rampas	B 500 S	Normal	500	1,15	434,78	200000
Viga	Y 1860 S7	Intenso	1860	1,15	1373,91	195000

Tabla 2. Características mecánicas del acero

Densidad: γ=7850 $\frac{kg}{m^3}$

Módulo de elasticidad transversal: G=81000 N/mm²

Coeficiente de Poisson: ν=0.3

Coeficiente de dilatación térmica: α=1.2x10-5 ° C⁻¹

Conductividad eléctrica: σ=3x106 Ω⁻¹ · m⁻¹

6. COMBINACIÓN DE ACCIONES

A continuación se describen las distintas combinaciones de acciones que se han tenido en cuenta para la verificación de los distintos estados límites, teniendo en cuenta los coeficientes de combinación y mayoración de acciones de la IAP-11.

6.1. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

Los estados límites últimos son los que de ser superados, constituyen un riesgo para las personas, pudiendo llegar al colapso total o parcial de la estructura. Para la combinación de estos estados se consideran las situaciones persistentes o transitorias y las accidentales sin sismo, al no estar en una zona de alta sismicidad.

A continuación se desarrollan las dos situaciones:

- Situación persistente o transitoria:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Siendo:

$G_{k,j}$: Valor característico de cada acción permanente

$G_{k,m}^*$: Valor característico de cada acción permanente de valor no constante

$Q_{k,1}$: Valor característico de la acción variable dominante

$\psi_{0,i} Q_{k,i}$: Valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante

γ_G, γ_Q : Coeficientes parciales

- Situación accidental:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_d$$

Siendo:

$G_{k,j}$: Valor característico de cada acción permanente

$G_{k,m}^*$: Valor característico de cada acción permanente de valor no constante

$\psi_{1,1} Q_{k,1}$: Valor frecuente de la principal acción variable dominante con la acción accidental

$\psi_{2,i} Q_{k,i}$: Valor casi-permanente del resto de las acciones variables concomitantes

A_d : Valor de cálculo de la acción accidental

Para ELU de equilibrio:

COEFICIENTES DE SEGURIDAD (ELU Equilibrio)			
Acción		Efecto	
		Favorable	Desfavorable
Permanente (G)	Peso Propio	0,9	1,1
	Carga Muerta	0,9	1,1
Permanente de valor no constante (G*)		Pretensado	1
Variable (Q)		Sobrecarga de Uso	0
			1,35

Tabla 3. Coeficiente de seguridad para ELU Equilibrio

Para ELU de comprobación resistente:

COEFICIENTES DE SEGURIDAD (ELU Resistente)			
Acción		Efecto	
		Favorable	Desfavorable
Permanente (G)	Peso Propio	1	1,35
	Carga Muerta	1	1,35
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado	1	1
Variable (Q)	Sobrecarga de Uso	0	1,35

Tabla 4. Coeficiente de seguridad para ELU Resistente

6.2. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Los estados límites de servicio son los que de ser superados, afectan al confort y bienestar de los usuarios, al correcto funcionamiento de la estructura o a la apariencia. Para la combinación de estos estados se considera únicamente las situaciones persistentes, como marca la IAP-11, excluyéndose las situaciones accidentales.

A continuación se desarrollan las diferentes combinaciones de acciones:

- Combinación característica:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Esta combinación coincide con la fundamental de ELU, se utiliza en general para la verificación de ELS irreversibles (p.e. limitación de tensiones)

- Combinación frecuente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Esta combinación se utiliza en general para la verificación de ELS reversibles (p.e. fisuración en pretensado)

- Combinación casi-permanente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Esta combinación se utiliza en general para la verificación de ELS reversibles y para la evaluación de los efectos diferidos (p.e. fisuración en armado, flechas diferidas, etc)

Los coeficientes de seguridad para ELS son:

COEFICIENTES DE SEGURIDAD (ELS)			
Acción		Efecto	
		Favorable	Desfavorable
Permanente (G)	Peso Propio	1	1
	Carga Muerta	1	1
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado	0,9	1,1
Variable (Q)	Sobrecarga de Uso	0	1

Tabla 5. Coeficiente de seguridad para ELS

Los factores de simultaneidad según la IAP-11 son:

COEFICIENTE DE SIMULTANEIDAD				
Sobrecarga de uso	Acción	ψ_0	ψ_1	ψ_2
	En pasarelas	0,4	0,4	0

Tabla 6. Coeficiente de simultaneidad

6.3. CASOS DE CARGA

Los casos de carga han sido iguales para la pasarela como para los accesos; rampas y escaleras. Se han combinado las acciones permanentes de valor constante: el peso propio y la carga muerta, con las acciones permanentes de valor no constante: el pretensado; y con las acciones variables: la sobrecarga de uso. Estas combinaciones se han aplicado tanto a las ELS citados como a los ELU.

Casos de sobrecarga de uso:

- Máxima carga: Toda la superficie cargada con Peso propio, Carga muerta, Pretensado (en su caso) y Sobrecarga de uso (SC).
- Máxima carga media sección: Toda la superficie cargada con Peso propio, Carga muerta, Pretensado (en su caso). En sentido longitudinal la sobrecarga de uso cargada la mitad de la superficie (la más desfavorable en cuanto a esfuerzos). Esta sobrecarga de uso es SC1.

6.4. COMBINACIONES

A continuación se desarrollan las diferentes combinaciones de las diferentes hipótesis de carga y combinaciones.

- Combinaciones de ELU (comprobación resistente):

Situación persistente o transitoria			
Sobrecarga en todo el vano			
ELU 1	VALOR	γ_F	ψ
P.propio	-	1,35	1
C.Muerta	0,75 KN/m ²	1,35	1
Pretensado	-	1	1
SC	5 KN/m ²	1,35	0,4

Situación persistente o transitoria			
Sobrecarga en todo el vano			
ELU 2	VALOR	γ_F	ψ
P.propio	-	1,35	1
C.Muerta	0,75 KN/m ²	1,35	1
Pretensado	-	1	1
SC	5 KN/m ²	0	0,4

Situación persistente o transitoria			
Sobrecarga en mitad del vano			
ELU 3	VALOR	γ_F	ψ
P.propio	-	1,35	1
C.Muerta	0,75 KN/m ²	1,35	1
Pretensado	-	1	1
SC1	5 KN/m ²	1,35	0,4

Situación persistente o transitoria			
Sobrecarga en todo el vano			
ELU 4	VALOR	γ_F	ψ
P.propio	-	1,35	1
C.Muerta	0,75 KN/m ²	1,35	1
Pretensado	-	1	1
SC1	5 KN/m ²	0	0,4

- Combinación de ELU (equilibrio):

Situación persistente o transitoria			
Sobrecarga en todo el vano			
ELU 5	VALOR	γ_F	ψ
P.propio	-	0,9	1
C.Muerta	0,75 KN/m ²	0,9	1
Pretensado	-	1	1
SC	5 KN/m ²	1,35	0,4

Situación persistente o transitoria			
Sobrecarga en todo el vano			
ELU 6	VALOR	γ_F	ψ
P.propio	-	0,9	1
C.Muerta	0,75 KN/m ²	0,9	1
Pretensado	-	1	1
SC	5 KN/m ²	0	0,4

Situación persistente o transitoria			
Sobrecarga en mitad del vano			
ELU 7	VALOR	γ_F	ψ
P.propio	-	0,9	1
C.Muerta	0,75 KN/m ²	0,9	1
Pretensado	-	1	1
SC1	5 KN/m ²	1,35	0,4

Situación persistente o transitoria			
Sobrecarga en todo el vano			
ELU 8	VALOR	γ_F	ψ
P.propio	-	0,9	1
C.Muerta	0,75 KN/m ²	0,9	1
Pretensado	-	1	1
SC1	5 KN/m ²	0	0,4

- Combinación de ELS (característica):

Combinación característica			
Sobrecarga en todo el vano			
ELS 1	VALOR	γ_F	ψ
P.propio	-	1	1
C.Muerta	0,75 KN/m ²	1	1
Pretensado	-	1	1
SC	5 KN/m ²	1	0,4

Combinación característica			
Sobrecarga en todo el vano			
ELS 2	VALOR	γ_F	ψ
P.propio	-	1	1
C.Muerta	0,75 KN/m ²	1	1
Pretensado	-	1	1
SC	5 KN/m ²	0	0,4

Combinación característica			
Sobrecarga en mitad del vano			
ELS 3	VALOR	γ_F	ψ
P.propio	-	1	1
C.Muerta	0,75 KN/m ²	1	1
Pretensado	-	1	1
SC1	5 KN/m ²	1	0,4

Combinación característica			
Sobrecarga en todo el vano			
ELS 4	VALOR	γ_F	ψ
P.propio	-	1	1
C.Muerta	0,75 KN/m ²	1	1
Pretensado	-	1	1
SC1	5 KN/m ²	0	0,4

- Combinación ELS (frecuente):

Combinación frecuente			
Sobrecarga en todo el vano			
ELS 5	VALOR	γ_F	ψ
P.propio	-	1	1
C.Muerta	0,75 KN/m ²	1	1
Pretensado	-	1	1
SC	5 KN/m ²	1	0,4

Combinación frecuente			
Sobrecarga en todo el vano			
ELS 6	VALOR	γ_F	ψ
P.propio	-	1	1
C.Muerta	0,75 KN/m ²	1	1
Pretensado	-	1	1
SC	5 KN/m ²	0	0,4

Combinación frecuente			
Sobrecarga en mitad del vano			
ELS 7	VALOR	γ_F	ψ
P.propio	-	1	1
C.Muerta	0,75 KN/m ²	1	1
Pretensado	-	1	1
SC1	5 KN/m ²	1	0,4

Combinación frecuente			
Sobrecarga en todo el vano			
ELS 8	VALOR	γ_F	ψ
P.propio	-	1	1
C.Muerta	0,75 KN/m ²	1	1
Pretensado	-	1	1
SC1	5 KN/m ²	0	0,4

- Combinación ELS (casi-permanente):

Combinación casi-permanente			
Sobrecarga en todo el vano			
ELS 9	VALOR	γ_F	ψ
P.propio	-	1	1
C.Muerta	0,75 KN/m ²	1	1
Pretensado	-	1	1
SC	5 KN/m ²	1	0

Combinación casi-permanente			
Sobrecarga en todo el vano			
ELS 10	VALOR	γ_F	ψ
P.propio	-	1	1
C.Muerta	0,75 KN/m ²	1	1
Pretensado	-	1	1
SC	5 KN/m ²	0	0

Combinación casi-permanente			
Sobrecarga en mitad del vano			
ELS 11	VALOR	γ_F	ψ
P.propio	-	1	1
C.Muerta	0,75 KN/m ²	1	1
Pretensado	-	1	1
SC1	5 KN/m ²	1	0

Combinación casi-permanente			
Sobrecarga en todo el vano			
ELS 12	VALOR	γ_F	ψ
P.propio	-	1	1
C.Muerta	0,75 KN/m ²	1	1
Pretensado	-	1	1
SC1	5 KN/m ²	0	0

7. DIMENSIONAMIENTO DE LAS ZAPATAS ACCESOS

7.1. ZAPATA DE LA ESCALERA

7.1.1. GEOMETRÍA Y ESFUERZOS DE CÁLCULO

Para el apoyo de la escalera se disponen un total de 6 pilas, 2 en cada de descansillo. De esta forma, se dispone una zapata combinada para cada descansillo quedando una distancia entre ambas pilas de 2,45m. La geometría de la zapata combinada es la indicada en la figura 2:

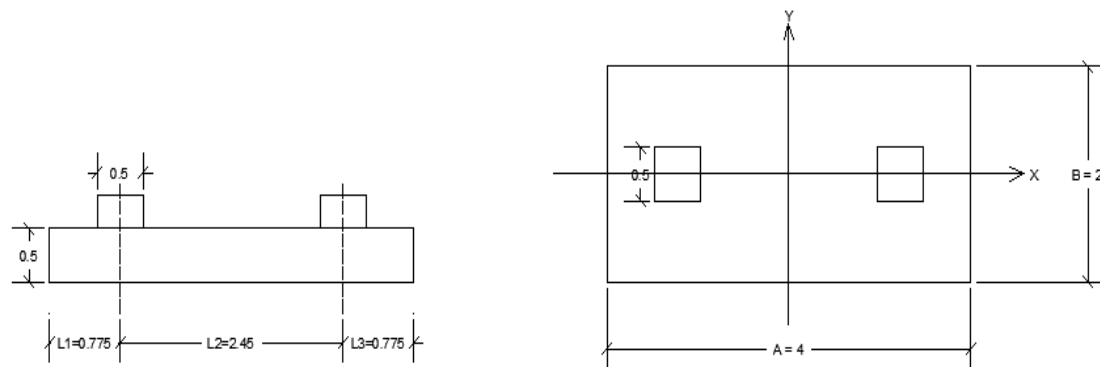


Figura 2. Geometría zapata escalera

DATOS	
A = 4 m	$\varnothing = 12 \text{ mm}$
B = 2m	$\varnothing' = 12\text{mm}$
a =0.5 m	$\varnothing_w = 12 \text{ mm}$
b = 0.5 m	$\varnothing_{\text{trans}} = 12 \text{ mm}$
L1 = 0.775 m	$c_{\text{nom}} = 0.075 \text{ m}$
L3 = 0.775 m	d = 0.448 m
L2 = 2.45 m	d' = 0.097 m

En la siguiente tabla se muestran los esfuerzos de cálculo en el CDG de la zapata, la excentricidad de las cargas en las diferentes combinaciones:

	ESFUERZOS DE CÁLCULO EN CDG ZAPATA					
	N1	N2	M1X	M2X	e1	e2
ELU	464.8675	464.8675	410.5	410.5	0.88304732	0.88304732
COMB.CARACTERÍSTICA		284.555	270.74	270.74	0.95145051	0.95145051
COMB. CUASIPERMANENTE		244.466	175.71	175.71	0.718750256	0.718750256
	N1	N2	M1Y	M2Y	R	X
ELU	556.33	556.33	0	0	1112.66	1.3
COMB.CARACTERÍSTICA	387.305	387.305	0	0	774.61	1.3
COMB. CUASIPERMANENTE	347.216	347.216	0	0	694.432	1.3

7.1.2. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES

7.1.2.1. FLEXIÓN NEGATIVA

7.1.2.1.1. ESFUERZOS DE CÁLCULO

	M (KN·m)
ELU	66.82
COMB. CARACTERÍSTICA	44.91
COMB. CUASIPERMANENTE	41.7

Tras realizar la comprobación ELS de fisuración, la sección no fisura.

7.1.2.1.2. DETERMINACIÓN ZONA DE DIMENSIONAMIENTO

Obtenido el momento de cálculo con el cual se dimensionará el armado, siendo $x_{lim} = 0.276 \text{ m}$, $M_{1c}(x_{lim}) = 2984.24 \text{ KN} \cdot \text{m}$ y $M_{2c}(x_{lim}) = -119.74 \text{ KN} \cdot \text{m}$. Suponiendo $x = -\infty$, $M_{1c}(-\infty) = M_{2c}(-\infty) = 0$. Suponiendo $x = \infty$, $M_c(\infty) = 0$ y $N_c(\infty) = b \cdot h \cdot f_{cd} = 20000 \text{ KN}$.

$$M_{1c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty) \cdot (d - v_1) = 0 + 20000 \cdot (0.448 - 0.198) = 5000 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty) \cdot (d' - v_1) = 0 + 25000 \cdot (0.097 - 0.198) = -2525 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Si } M_d > \frac{M_c(\infty) - M_c(-\infty)}{N_c(\infty) - N_c(-\infty)} \cdot (N_d - N_c(-\infty)) \rightarrow c > 0$$

$$M_d = -66.82 < \frac{0 - 0}{20000 - 0} \cdot (0 - 0) = 0 \rightarrow c < 0$$

Como no está aplicado ningún axil, $M_{1d} = M_d$ y $M_{2d} = M_d$.

$$M_{1d} = -66.82 \text{ KN} \cdot \text{m} < M_{1c}(-\infty) = 0$$

$$M_{2d} = -66.82 \text{ KN} \cdot \text{m} < M_{2c}(-\infty) = 0$$

En el diagrama de interacción axil-momento se sitúa en la zona -C por lo que la armadura superior es necesaria pero la armadura inferior no es necesaria.

7.1.2.1.3. DIMENSIONAMIENTO ARMADURA

Siendo la profundidad de la fibra neutra $x = 0.005 \text{ m}$ pivotando en B, la armadura superior es $A_{sup} = 0.0003795 \text{ m}^2$ y la armadura inferior $A_{inf} = 0$.

Para el control de la fisuración el área longitudinal mínima de tracción es $A_{s,min \text{ fis}} = 0.0018827 \text{ m}^2$ y para evitar la rotura frágil $A_{s,min \text{ rot}} = 0.00152668 \text{ m}^2$.

Aunque no es necesario disponer armadura inferior, por mínimos se dispondrá $A_{inf} = 0.00084 \text{ m}^2$.

No se considera incremento del área por cortante $\Delta A_{s,cort} = 0$.

Según el análisis longitudinal en flexión positiva la armadura superior necesaria es $A_{sup} = 0.0018827 \text{ m}^2$ y la armadura inferior $A_{inf} = 0.00084 \text{ m}^2$.

Se dispondrán, 17 Ø12 en la cara superior con una separación entre caras de 0.1013 m siendo la armadura realmente dispuesta 0.001922m² y 8 Ø12 en la cara inferior con una separación entre cares de 0.2414 m siendo la armadura realmente dispuesta 0.000904m².

7.1.2.2. FLEXIÓN POSITIVA

7.1.2.2.1. ESFUERZOS DE CÁLCULO

	M (KN·m)
ELU	100.13
COMB. CARACTERÍSTICA	62.81
COMB. CUASIPERMANENTE	58.32

Tras realizar la comprobación ELS de fisuración, la sección no fisura.

7.1.2.2.2. DETERMINACIÓN DE LA ZONA DE DIMENSIONAMIENTO

Obtenido el momento de cálculo con el cual se dimensionará el armado, siendo $x_{lim} = 0.276 \text{ m}$, $M_{1c}(x_{lim}) = 2984.24 \text{ KN} \cdot \text{m}$ y $M_{2c}(x_{lim}) = -119.74 \text{ KN} \cdot \text{m}$. Suponiendo $x = -\infty$, $M_{1c}(-\infty) = M_{2c}(-\infty) = 0$. Suponiendo $x = \infty$, $M_c(\infty) = 0$ y $N_c(\infty) = b \cdot h \cdot f_{cd} = 20000 \text{ KN}$.

$$M_{1c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty) \cdot (d - v_1) = 0 + 20000 \cdot (0.448 - 0.198) = 5000 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty) \cdot (d' - v_1) = 0 + 25000 \cdot (0.097 - 0.198) = -2525 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Si } M_d > \frac{M_c(\infty) - M_c(-\infty)}{N_c(\infty) - N_c(-\infty)} \cdot (N_d - N_c(-\infty)) \rightarrow c > 0$$

$$M_d = 66.82 > \frac{0 - 0}{20000 - 0} \cdot (0 - 0) = 0 \rightarrow c > 0$$

Como no está aplicado ningún axil, $M_{1d} = M_d$ y $M_{2d} = M_d$.

$$M_{1d} = 66.82 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_{1c}(-\infty) = 0$$

$$M_{2d} = 66.82 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_{2c}(-\infty) = 0$$

En el diagrama de interacción axil-momento se sitúa en la zona C por lo que la armadura inferior es necesaria en tracción pero la armadura superior no es necesaria.

7.1.2.2.3. DIMENSIONAMIENTO ARMADURA

Siendo la profundidad de la fibra neutra $x = 0.0097 \text{ m}$ pivotando en B, la armadura inferior es $A_{inf} = 0.0005363 \text{ m}^2$ y la armadura superior $A_{sup} = 0$.

El área longitudinal mínima de tracción para el control de fisuración y para evitar la rotura frágil es la misma que en el caso de la flexión negativa:

$$A_{s,min fis} = 0.0018827 \text{ m}^2$$

$$A_{s,min rot} = 0.00152668 \text{ m}^2$$

Por mínimos, $A_{sup} = 0.00084 \text{ m}^2$ y el $\Delta A_{s,cort} = 0$.

Como en flexión negativa, se dispondrán, 17 $\emptyset 12$ en la cara superior con una separación entre caras de 0.1013 m siendo la armadura realmente dispuesta 0.001922m^2 y 8 $\emptyset 12$ en la cara inferior con una separación entre cares de 0.2414 m siendo la armadura realmente dispuesta 0.000904m^2 .

Conclusión:

Al tratarse de una zapata con tan sólo 4 m de ancho y no siendo muy importante la diferencia de armadura dispuesta entre la capa superior y la capa inferior, se dispondrá la misma armadura tanto en la cara superior como en la cara inferior.

7.1.3. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

7.1.3.1. DEFINICIÓN ZONAS DE ANÁLISIS

Para llevar a cabo el análisis transversal se analizarán dos secciones de referencia representadas en la figura 3:

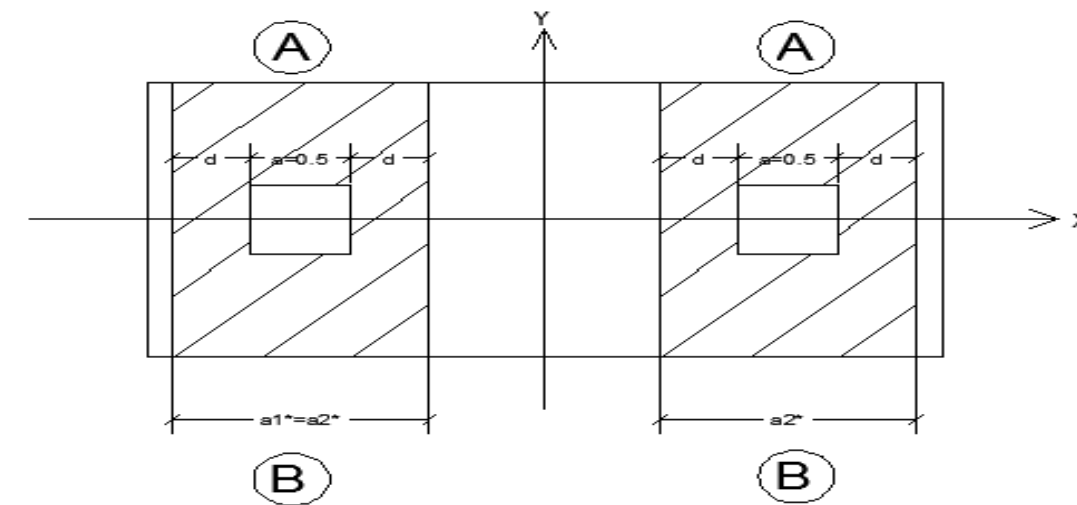


Figura 3. Delimitación zonas de análisis

Siendo:

$$d = h - c_{nom} - \phi_w - \phi_l - \left(\phi_t / 2 \right) = 0.395 \text{ m}$$

$$a_1^* = a_2^* = 2d + 0.5 = 1.29 \text{ m}$$

$$L_{AB} = \frac{B}{2} - \frac{b}{2} = \frac{2}{2} - \frac{0.5}{2} = 0.75 \text{ m}$$

7.1.3.2. CÁLCULO EN LA SECCIÓN A-B

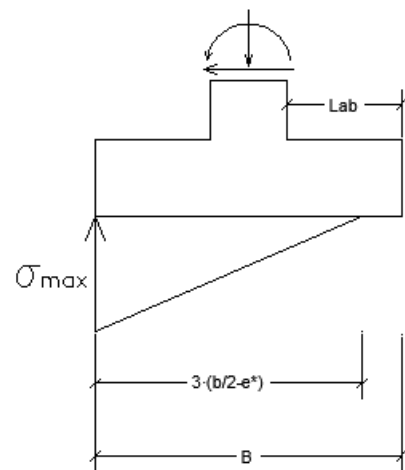


Figura 4. Distribución tensional

$$\sigma_{max} = \frac{2N^*}{3 \cdot \left(\frac{b}{2} - e^*\right) \cdot a_1^*} = 2001.98 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_{max}}{2} \cdot \frac{L_{AB}^2}{2} \cdot a_1^*$$

Para el análisis transversal se usan los mínimos de losa y $\phi_{trans} = 20 \text{ mm}$ para que quepa en la sección.

7.1.3.2.1. ESFUERZOS DE CÁLCULO

	M (KN·m)
ELU	372.64
COMB. CARACTERÍSTICA	349.4
COMB. CUASIPERMANENTE	81.48

7.1.3.2.2. DETERMINACIÓN DE LA ZONA DE DIMENSIONAMIENTO

Obtenido el momento de cálculo con el cual se dimensionará el armado, siendo $x_{lim} = 0.251 \text{ m}$, $M_{1c}(x_{lim}) = 3078.76 \text{ KN} \cdot \text{m}$ y $M_{2c}(x_{lim}) = -74.56 \text{ KN} \cdot \text{m}$. Suponiendo $x = -\infty$, $M_{1c}(-\infty) = M_{2c}(-\infty) = 0$. Suponiendo $x = \infty$, $M_c(\infty) = 0$ y $N_c(\infty) = b \cdot h \cdot f_{cd} = 25000 \text{ KN}$.

$$M_{1c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty) \cdot (d - v_1) = 0 + 25000 \cdot (0.407 - 0.157) = 6250 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty) \cdot (d' - v_1) = 0 + 25000 \cdot (0.093 - 0.157) = -1600 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Si } M_d > \frac{M_c(\infty) - M_c(-\infty)}{N_c(\infty) - N_c(-\infty)} \cdot (N_d - N_c(-\infty)) \rightarrow c > 0$$

$$M_d = 372.64 > \frac{0 - 0}{25000 - 0} \cdot (0 - 0) = 0 \rightarrow c > 0$$

Como no está aplicado ningún axil, $M_{1d} = M_d$ y $M_{2d} = M_d$.



$$M_{1d} = 372.64 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_{1c}(-\infty) = 0$$

$$M_{2d} = 372.64 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_{2c}(-\infty) = 0$$

En el diagrama de interacción axil-momento se sitúa en la zona C por lo que la armadura superior es necesaria pero la armadura inferior no es necesaria.

7.1.3.2.3. DIMENSIONAMIENTO ARMADURA

Siendo la profundidad de la fibra neutra $x = 0.005 \text{ m}$ la armadura inferior es $A_{inf} = 0.0023068 \text{ m}^2$ y la armadura superior $A_{sup} = 0$.

Para el control de la fisuración el área longitudinal mínima de tracción es $A_{s,min fis} = 0.00121434 \text{ m}^2$ y para evitar la rotura frágil $A_{s,min rot} = 0.00098 \text{ m}^2$.

No hay que disponer ningún mínimo de A_{sup} ($A_{sup} = 0$)

No se considera incremento del área por cortante $\Delta A_{s,cort} = 0$.

$A_{s,real} = 0.0023068 \text{ m}^2 \rightarrow$ Se dispondrán 8 Ø20 en una distancia $a_1^* = 1.29 \text{ m}$

$separación entre caras = 0.136$

La disposición calculada es en la sección crítica escogida que tiene una longitud de 1,29 m. Si distribuimos los redondos en todo el ancho de la zapata (4 m) se dispondrán 25 Ø20 $\rightarrow$

$$A_{s,dispuesta} = 0.0078539 \text{ m}^2$$

7.1.3.3. ELS FISURACIÓN

$$M_{fis} = 155.68 \text{ KN} \cdot \text{m} < M_{caract.} \rightarrow \text{Fisura} \rightarrow w_{k,max} = 0.4 \text{ mm} > w_k = 0.12 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$s_{r,max} = 0.44 \text{ mm} > s_r = 0.136 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

7.1.4. ELU SOLICITACIONES TANGENCIALES

El cortante de cálculo $V_{Ed} = 123.39 \text{ KN}$ es menor que el valor de diseño de la resistencia a cortante $V_{Rd,c} = 494.55 \text{ KN}$ no se necesita armadura pero dispondremos armadura por mínimos.

Se han de estudiar los modos de rotura como son el agotamiento por excesivas compresiones en el alma o el agotamiento por excesiva tracción en el alma:

7.1.4.1. AGOTAMIENTO POR EXCESIVAS COMPRESIONES EN EL ALMA

Siendo el ángulo entre la armadura de cortante y el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante 90° ($\cotg\alpha=1$) y el límite elástico de cálculo de la armadura de cortante $f_{ywd} = 400 \text{ MPa}$ el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, $V_{Rd,máx} = 4395.6 \text{ KN} > V_{Ed} \rightarrow \text{Cumple}$

7.1.4.2. AGOTAMIENTO POR EXCESIVA TRACCIÓN EN EL ALMA

El área de la sección transversal de la armadura a cortante calculada es

$A_{sw}/s = 0.00084213 \text{ m}^2/\text{m}$. Como el A_{sw}/s mínimo = 0.00154478 m^2 el área real que se dispondrá será $A_{sw}/s = 0.00154478 \text{ m}^2$. Si se disponen 6 ramas, la separación transversal será de 0.358 m.

La separación longitudinal no puede ser mayor a 0.3 m. Calculamos con 6 ramas e imponiendo una separación longitudinal máxima de 0.3 m: $A_{sw}/s = n \cdot \frac{A_\phi}{s} = 6 \cdot \frac{\pi \cdot 0.012^2 / 4}{0.3} = 0.002261 \text{ m}^2/\text{m}$

7.1.5. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A PUNZONAMIENTO

7.1.5.1. COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA MÁXIMA-FLEXIÓN

El valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento de una losa sin armadura a punzonamiento

$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d}$ y el valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento máxima a lo largo de la sección crítica

considerada $v_{Rd,máx} = 0.5 \cdot \left[0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right] \cdot f_{cd}$ siendo:

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ y $f_{yd} = 20 \text{ MPa}$

$d = 0.428 \text{ m}$

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_0}{w_0}$$

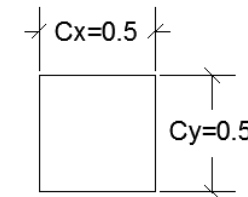


Figura 5. Dimensiones pila escalera

u_0 es la longitud del perímetro crítico:

$$u_0 = 2 \cdot C_y + 2 \cdot C_x = 2 \text{ m}$$

w_0 es una distribución de cortantes función del perímetro crítico u_0

$$w_0 = \frac{C_y^2}{2} + C_y \cdot C_x = 0.375 \text{ m}^2$$

K es un coeficiente que depende de la relación entre las dimensiones del pilar C1 y C2:

C1/C2	≤ 0.5	1	2	≥ 3
k	0.45	0.6	0.7	0.8

Tabla 7. Coeficiente k

K=0.6

M_{Ed} es el momento de cálculo $\rightarrow M_{Ed} = 372.43 \text{ KN} \cdot \text{m}$

V_{Ed} es el cortante de cálculo $\rightarrow V_{Ed} = 421.33 \text{ KN}$

$$v_{Ed} = 1880.23 \text{ KN} \ll v_{Rd,m\acute{a}x} = 5280 \text{ KN} \rightarrow \text{Cumple}$$

7.1.5.2. COMPROBACIÓN SIN ARMADURA DE PUNZONAMIENTO-FLEXIÓN

RECTA

Se ha de cumplir:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{u_i \cdot d} \leq v_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} \geq v_{min} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a}$$

Siendo:

$V_{Ed,red}$ es la fuerza de punzonamiento aplicada:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 421.33 - 374.18 = 47.15 \text{ KN}$$

ΔV_{Ed} es la fuerza neta ascendente:

$$\Delta V_{Ed} = \sigma_{ui,media} \cdot A_{ui} = 374.18 \text{ KN}$$

$\sigma_{ui,media}$ es la tensión neta del terreno sin el peso propio de la zapata:

$$\sigma_{ui,media} = \frac{\sigma_{A1} + \sigma_{A2}}{2} = 222.53 \text{ KN/m}^2$$

$$A_{ui} = \pi \cdot a^2 + 2 \cdot a \cdot c + 2 \cdot a \cdot c + c \cdot c = 1.6815 \text{ m}^2$$

a es la distancia del contorno del pilar al perímetro crítico considerado:

$a = d = 0.428 \text{ m}$ ya que $2d >$ espacio disponible en la zapata (0,75 m).

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed,red}} \cdot \frac{u_i}{w_i} = 1 + 0.6 \cdot \frac{372.43}{47.15} \cdot \frac{4.69}{2.208} = 11.066$$

$$u_i = 2 \cdot \pi \cdot a + 2 \cdot c + 2 \cdot c = 4.69 \text{ m}$$

$$w_i = \frac{c^2}{2} + c \cdot c + 2 \cdot c \cdot a + 4 \cdot a^2 + \pi \cdot a \cdot c = 2.208 \text{ m}^2$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{u_i \cdot d} = \frac{11.066 \cdot 47.15}{4.69 \cdot 0.428} = 259.93 \text{ KN}$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{0.448 + 0.428}{2} = 0.438 \text{ m}$$

d_x es el canto útil en la dirección x

d_y es el canto útil en la dirección y

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.67$$

$$\rho_{Lx} = \frac{A_{sx}}{b \cdot d} = \frac{0.001922}{2 \cdot 0.452} = 2.12 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_{Ly} = \frac{A_{sy}}{b \cdot d} = \frac{0.002513}{1.29 \cdot 0.428} = 4.55 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_I = \sqrt{\rho_{Lx}^2 + \rho_{Ly}^2} = 5.02 \cdot 10^{-3}$$

$$v_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_I \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} = 1010 \text{ KN}$$

$$v_{min} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} = 665 \text{ KN}$$

Por tanto se cumple la condición:

$$v_{Ed} = 259.93 \text{ KN} \leq v_{Rd,c} = 1010 \text{ KN} \geq v_{min} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} = 665 \text{ KN}$$

Tras realizar ambas comprobaciones y cumplirlas, la zapata resistirá el punzonamiento.

Por lo que finalmente la armadura a disponer será de:

		ZAPATA ESCALERA
ARMADURA LONGITUDINAL	A_{sup}	17 $\phi 12$
	A_{inf}	17 $\phi 12$
ARMADURA TRANSVERSAL	A_{sup}	0
	A_{inf}	25 $\phi 20$
ARMADURA A CORTANTE	A_{sw}	Estribos 6 ramas $\phi 12/36$

7.2. ZAPATA DE LA RAMPA LENTA

7.2.1. GEOMETRÍA Y ESFUERZOS DE CÁLCULO

Para el apoyo de la rampa lenta se disponen un total de 9 pórticos que constan de 2 pilas y 1 dintel o 2 dependiendo de si es un pórtico de 1 altura o de 2. Se dispone una zapata combinada para cada pórtico quedando una distancia entre ambas pilas de 3 m. La geometría de la zapata combinada es la indicada en la figura 6:

7.1.6. LONGITUDES DE ANCLAJE

LONGITUDES DE ANCLAJE ZAPATA ESCALERA		
	ZAPATA	UNIÓN PILA ESCALERA-ZAPATA
Lbd tracción (mm)	270	306
Lbd compresión (mm)	270	200
Disposición	Patilla	Patilla

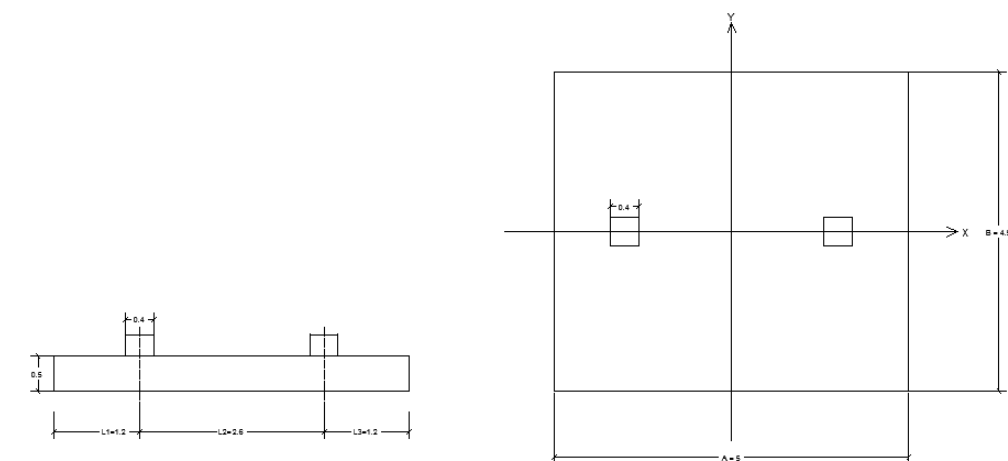


Figura 6. Geometría zapata rampa lenta



7.2.2. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES

7.2.2.1. FLEXIÓN NEGATIVA

7.2.2.1.1. ESFUERZOS DE CÁLCULO

	M (KN·m)
ELU	224.14
COMB. CARACTERÍSTICA	181.12
COMB. CUASIPERMANENTE	183.32

En la siguiente tabla se muestran los esfuerzos de cálculo en el CDG de la zapata, la excentricidad de las cargas en las diferentes combinaciones:

ESFUERZOS DE CÁLCULO EN CDG ZAPATA						
	N1	N2	M1X	M2X	e1	e2
ELU	465.1813	465.18125	338.6564	338.6564	0.728009566	0.728009566
COMB. CARACTERÍSTICA	311.971	311.971	174.6527	174.6527	0.559836331	0.559836331
COMB. CUASIPERMANENTE	285.165	285.165	131.8084	131.8084	0.462218014	0.462218014
	N1	N2	M1Y	M2Y	R	X
ELU	700.5875	700.5875	77.0844	77.0844	1401.175	1.189971774
COMB. CARACTERÍSTICA	584.7835	584.7835	44.15	44.15	1169.567	1.224501974
COMB. CUASIPERMANENTE	557.9775	557.9775	36.529	36.529	1115.955	1.234533203

Tras realizar la comprobación ELS de fisuración, la sección no fisura.

7.2.2.1.2. DETERMINACIÓN ZONA DE DIMENSIONAMIENTO

Obtenido el momento de cálculo con el cual se dimensionará el armado, siendo $x_{lim} = 0.241 \text{ m}$, $M_{1c}(x_{lim}) = 5114.63 \text{ KN} \cdot \text{m}$ y $M_{2c}(x_{lim}) = 9.08 \text{ KN} \cdot \text{m}$. Suponiendo $x = -\infty$, $M_{1c}(-\infty) = M_{2c}(-\infty) = 0$. Suponiendo $x = \infty$, $M_c(\infty) = 0$ y $N_c(\infty) = b \cdot h \cdot f_{cd} = 45000 \text{ KN}$.

$$M_{1c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty) \cdot (d - v_1) = 0 + 45000 \cdot (0.391 - 0.153) = 10710 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty) \cdot (d' - v_1) = 0 + 25000 \cdot (0.091 - 0.153) = -1550 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Si } M_d > \frac{M_c(\infty) - M_c(-\infty)}{N_c(\infty) - N_c(-\infty)} \cdot (N_d - N_c(-\infty)) \rightarrow c > 0$$

$$M_d = -224.14 < \frac{0 - 0}{25000 - 0} \cdot (0 - 0) = 0 \rightarrow c < 0$$

Como no está aplicado ningún axil, $M_{1d} = M_d$ y $M_{2d} = M_d$.

$$M_{1d} = -224.14 \text{ KN} \cdot \text{m} < M_{1c}(-\infty) = 0$$

$$M_{2d} = -224.14 \text{ KN} \cdot \text{m} < M_{2c}(-\infty) = 0$$

En el diagrama de interacción axil-momento se sitúa en la zona -C por lo que la armadura superior es necesaria pero la armadura inferior no es necesaria.

7.2.2.1.3. DIMENSIONAMIENTO ARMADURA

Siendo la profundidad de la fibra neutra $x = 0.0077 \text{ m}$ pivotando en B, la armadura superior es $A_{sup} = 0.0012763 \text{ m}^2$ y la armadura inferior $A_{inf} = 0$.

Para el control de la fisuración el área longitudinal mínima de tracción es $A_{s,min fis} = 0.004236 \text{ m}^2$ y para evitar la

rotura frágil $A_{s,min rot} = 0.003435 \text{ m}^2$.

Aunque no es necesario disponer armadura inferior, por mínimos se dispondrá $A_{inf} = 0.00189 \text{ m}^2$.

No se considera incremento del área por cortante $\Delta A_{s,cort} = 0$.

Según el análisis longitudinal en flexión positiva la armadura superior necesaria es $A_{sup} = 0.004236 \text{ m}^2$ y la armadura inferior $A_{inf} = 0.00189 \text{ m}^2$.

Se dispondrán, 38 Ø12 en la cara superior con una separación entre caras de 0.10 m siendo la armadura realmente dispuesta 0.0042976 m^2 y 17 Ø12 en la cara inferior con una separación entre cares de 0.257 m siendo la armadura realmente dispuesta 0.0019226 m^2 .

7.2.2.2. FLEXIÓN POSITIVA

7.2.2.2.1. ESFUERZOS DE CÁLCULO

	M (KN·m)
ELU	32.77
COMB. CARACTERÍSTICA	27.86
COMB. CUASIPERMANENTE	29.26

Tras realizar la comprobación ELS de fisuración, la sección no fisura.



7.2.2.2.2. DETERMINACIÓN ZONA DE DIMENSIONAMIENTO

Obtenido el momento de cálculo con el cual se dimensionará el armado, siendo $x_{lim} = 0.241 \text{ m}$, $M_{1c}(x_{lim}) = 5114.63 \text{ KN} \cdot \text{m}$ y $M_{2c}(x_{lim}) = 9.08 \text{ KN} \cdot \text{m}$. Suponiendo $x = -\infty$, $M_{1c}(-\infty) = M_{2c}(-\infty) = 0$. Suponiendo $x = \infty$, $M_c(\infty) = 0$ y $N_c(\infty) = b \cdot h \cdot f_{cd} = 45000 \text{ KN}$.

$$M_{1c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty) \cdot (d - v_1) = 0 + 45000 \cdot (0.391 - 0.153) = 10710 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty) \cdot (d' - v_1) = 0 + 25000 \cdot (0.091 - 0.153) = -1550 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Si } M_d > \frac{M_c(\infty) - M_c(-\infty)}{N_c(\infty) - N_c(-\infty)} \cdot (N_d - N_c(-\infty)) \rightarrow c > 0$$

$$M_d = 32.77 < \frac{0 - 0}{25000 - 0} \cdot (0 - 0) = 0 \rightarrow c > 0$$

Como no está aplicado ningún axil, $M_{1d} = M_d$ y $M_{2d} = M_d$.

$$M_{1d} = 32.77 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_{1c}(-\infty) = 0$$

$$M_{2d} = 32.77 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_{2c}(-\infty) = 0$$

En el diagrama de interacción axil-momento se sitúa en la zona -C por lo que la armadura inferior es necesaria pero la armadura superior no es necesaria.

7.2.2.2.3. DIMENSIONAMIENTO ARMADURA

Siendo la profundidad de la fibra neutra $x = 0.0011 \text{ m}$ la armadura inferior es $A_{inf} = 0.0001853 \text{ m}^2$ y la armadura superior $A_{ups} = 0$.

El área longitudinal mínima de tracción para el control de fisuración y para evitar la rotura frágil es la misma que en el caso de la flexión negativa:

$$A_{s,min fis} = 0.004236 \text{ m}^2$$

$$A_{s,min rot} = 0.003435 \text{ m}^2$$

Por mínimos, $A_{sup} = 0.00189 \text{ m}^2$ y el $\Delta A_{s,cort} = 0$.

Como en flexión negativa, se dispondrán, 38 Ø12 en la cara superior con una separación entre caras de 0.10 m siendo la armadura realmente dispuesta 0.0042976 m^2 y 17 Ø12 en la cara inferior con una separación entre caras de 0.257 m siendo la armadura realmente dispuesta 0.0019226 m^2 .

Conclusión:

Al tratarse de una zapata de tan sólo 5 m de ancho se dispondrá la misma armadura tanto en la cara superior como en la cara inferior.

7.2.3. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

7.2.3.1. DEFINICIÓN ZONAS DE ANÁLISIS

Para llevar a cabo el análisis transversal se analizarán dos secciones de referencia representadas en la figura 7:

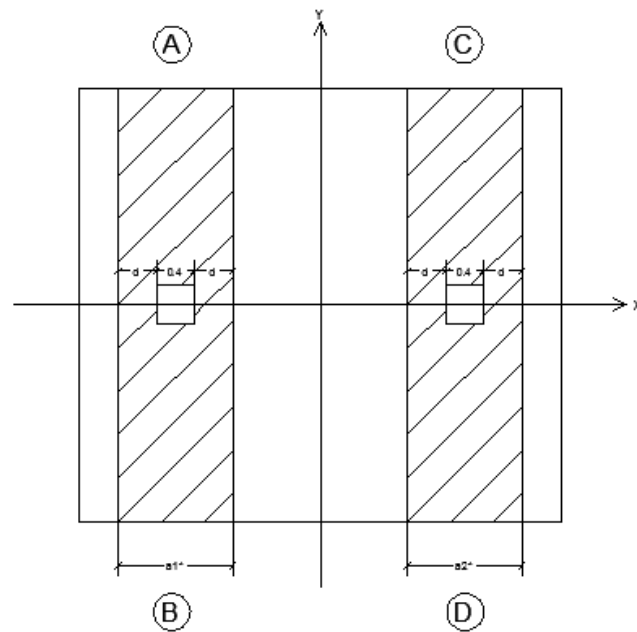


Figura 7. Delimitación zonas de análisis

Siendo:

$$d = h - c_{nom} - \phi_w - \phi_l - \left(\phi_t / 2 \right) = 0.395 \text{ m}$$

$$a_1^* = a_2^* = 2d + 0.5 = 1.19 \text{ m}$$

$$L_{AB} = \frac{B}{2} - \frac{b}{2} = \frac{4.5}{2} - \frac{0.4}{2} = 2.05 \text{ m}$$

7.2.3.2. CÁLCULO EN LA SECCIÓN A-B

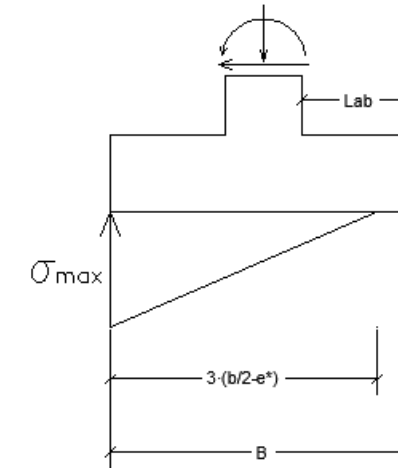


Figura 8. Distribución tensional

Para el análisis transversal se usan los mínimos de losa y $\phi_{trans} = 20 \text{ mm}$.

7.2.3.2.1. ESFUERZOS DE CÁLCULO

	M (KN·m)
ELU	332
COMB. CARACTERÍSTICA	204.87
COMB. CUASIPERMANENTE	117.8

7.2.3.2.2. DETERMINACIÓN ZONA DE DIMENSIONAMIENTO

Obtenido el momento de cálculo con el cual se dimensionará el armado, siendo $x_{lim} = 0.241 \text{ m}$, $M_{1c}(x_{lim}) = 5114.63 \text{ KN} \cdot \text{m}$ y $M_{2c}(x_{lim}) = 9.08 \text{ KN} \cdot \text{m}$. Suponiendo $x = -\infty$, $M_{1c}(-\infty) = M_{2c}(-\infty) = 0$. Suponiendo $x = \infty$, $M_c(\infty) = 0$ y $N_c(\infty) = b \cdot h \cdot f_{cd} = 45000 \text{ KN}$.

$$M_{1c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty) \cdot (d - v_1) = 0 + 45000 \cdot (0.391 - 0.153) = 10710 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty) \cdot (d' - v_1) = 0 + 25000 \cdot (0.091 - 0.153) = -1550 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Si } M_d > \frac{M_c(\infty) - M_c(-\infty)}{N_c(\infty) - N_c(-\infty)} \cdot (N_d - N_c(-\infty)) \rightarrow c > 0$$

$$M_d = 332 > \frac{0 - 0}{25000 - 0} \cdot (0 - 0) = 0 \rightarrow c > 0$$

Como no está aplicado ningún axil, $M_{1d} = M_d$ y $M_{2d} = M_d$.

$$M_{1d} = 332 \text{ KN} \cdot \text{m} > (-\infty) = 0$$

$$M_{2d} = 332 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_{2c}(-\infty) = 0$$

En el diagrama de interacción axil-momento se sitúa en la zona C por lo que la armadura superior es necesaria pero la armadura inferior no es necesaria.

7.2.3.2.3. DIMENSIONAMIENTO ARMADURA

Siendo la profundidad de la fibra neutra $x = 0.0468 \text{ m}$ la armadura inferior es $A_{inf} = 0.002051 \text{ m}^2$ y la armadura superior $A_{sup} = 0$.

Para el control de la fisuración el área longitudinal mínima de tracción es $A_{s,min fis} = 0.001120209 \text{ m}^2$ y para evitar la rotura frágil $A_{s,min rot} = 0.000908375 \text{ m}^2$.

No hay que disponer ningún mínimo de A_{sup} ($A_{sup} = 0$)

No se considera incremento del área por cortante $\Delta A_{s,cort} = 0$.

$$A_{inf,real} = 0.002051 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Se dispondrán } 7 \text{ } \varnothing 20 \text{ en una distancia } a_1^* = 1.19 \text{ m}$$

$$\text{separación entre caras} = 0.15 \text{ m}$$

La disposición calculada es en la sección crítica escogida que tiene una longitud de 1,29 m. Si distribuimos los redondos en todo el ancho de la zapata (5 m) se dispondrán 27 $\varnothing 20$ a una separación de 0.16 m $\rightarrow A_{inf,dispuesta} = 0.0084823 \text{ m}^2$



7.2.3.3. ELS FISURACIÓN

$$M_{fis} = 143.61 \text{ KN} \cdot \text{m} < M_{caract.} \rightarrow \text{Fisura} \rightarrow w_{k,max} = 0.4 \text{ mm} > w_k = 0.207 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$s_{r,max} = 0.469 \text{ mm} > s_r = 0.146 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\sigma_{c,max} = 11.38 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max} = 256.46 \text{ MPa} > -0.8 \cdot f_{ck} = -400 \text{ MPa}$$

7.2.4. ELU SOLICITACIONES TANGENCIALES

El cortante de cálculo $V_{Ed} = 212.29 \text{ KN}$ es menor que el valor de diseño de la resistencia a cortante $V_{Rd,c} = 1112.74 \text{ KN}$ no se necesita armadura pero dispondremos armadura por mínimos.

Se han de estudiar los modos de rotura como son el agotamiento por excesivas compresiones en el alma o el agotamiento por excesiva tracción en el alma:

7.2.4.1. AGOTAMIENTO POR EXCESIVAS COMPRESIONES EN EL ALMA

Siendo el ángulo entre la armadura de cortante y el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante 90° ($\cot \alpha = 1$) y el límite elástico de cálculo de la armadura de cortante $f_{ywd} = 400 \text{ MPa}$ el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, $V_{Rd,max} = 9890.1 \text{ KN} > V_{Ed} \rightarrow \text{Cumple}$

7.2.4.2. AGOTAMIENTO POR EXCESIVA TRACCIÓN EN EL ALMA

El área de la sección transversal de la armadura a cortante calculada es $A_{sw}/s = 0.00144888 \text{ m}^2/\text{m}$. Como el A_{sw}/s mínimo = 0.00154478 m^2 el área real que se dispondrá será $A_{sw}/s = 0.00347576 \text{ m}^2$. Si se disponen 12 ramas, la separación transversal será de 0.387 m.

La separación longitudinal no puede ser mayor a 0.3 m. Calculamos con 12 ramas e imponiendo una separación longitudinal máxima de 0.3 m: $A_{sw}/s = n \cdot \frac{A_\phi}{s} = 12 \cdot \frac{\pi \cdot 0.012^2 / 4}{0.3} = 0.004523 \text{ m}^2$

7.2.5. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A PUNZONAMIENTO

7.2.5.1. COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA MÁXIMA-FLEXIÓN RECTA

El valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento de una losa sin armadura a punzonamiento

$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d}$ y el valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento máxima a lo largo de la sección crítica considerada $v_{Rd,máx} = 0.5 \cdot \left[0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right] \cdot f_{cd}$ siendo:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} \text{ y } f_{yd} = 20 \text{ MPa}$$

$$d = 0.407 \text{ m}$$

$$\beta = 1 + 1.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{M_{Ed,x}}{V_{Ed,red} \cdot C_x} \right)^2 + \left(\frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed,red} \cdot C_y} \right)^2} = 5.23 \text{ siendo:}$$

$$M_{Ed,x1} = M_{Ed,x2} = 301.87 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,y1} = M_{Ed,y2} = 55.83 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed1} = V_{Ed2} = 320.9 \text{ KN}$$

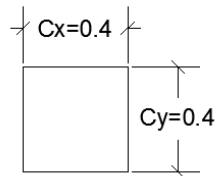


Figura 9. Dimensiones pila rampa lenta

u_0 es la longitud del perímetro crítico:

$$u_0 = 2 \cdot C_y + 2 \cdot C_x = 1.6 \text{ m}$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{5.23 \cdot 320.9}{1.6 \cdot 0.407} = 2577.25 \text{ KN}$$

$$v_{Ed} = 2577.25 \text{ KN} < v_{Rd,máx} = 5280 \text{ KN} \rightarrow \text{Cumple}$$

7.2.5.2. COMPROBACIÓN SIN ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

Se ha de cumplir:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{u_i \cdot d} \leq v_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} \geq v_{min} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a}$$

Siendo:

$V_{Ed,red}$ es la fuerza de punzonamiento aplicada:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 320.9 - 220.447 = 100.453 \text{ KN}$$

ΔV_{Ed} es la fuerza neta ascendente:

$$\Delta V_{Ed} = \sigma_{ui,media} \cdot A_{ui} = 220.447 \text{ KN}$$



$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{u_i \cdot d} = 148 \text{ KN}$$

$\sigma_{ui,media}$ es la tensión neta del terreno sin el peso propio de la zapata:

$$\sigma_{ui,media} = \frac{\sigma_{A1} + \sigma_{A2}}{2} = 62.27 \text{ KN/m}^2$$

$$A_{ui} = \pi \cdot a^2 + 2 \cdot a \cdot C_x + 2 \cdot a \cdot C_y + C_x \cdot C_y = 3.54 \text{ m}^2$$

a es la distancia del contorno del pilar al perímetro crítico considerado:

$$a = 2d = 0.814 \text{ m}$$

$$\beta = 1 + 1.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{M_{Ed,x}}{V_{Ed,red} \cdot b_x}\right)^2 + \left(\frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed,red} \cdot b_y}\right)^2} = 3.71$$

siendo

$$b_x = b_y = 2 \cdot d \cdot 2 + 0.4 = 2.028 \text{ m}$$

$$u_i = 2 \cdot \pi \cdot a + 2 \cdot C_y + 2 \cdot C_x = 6.71 \text{ m}$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{0.448 + 0.428}{2} = 0.438 \text{ m}$$

d_x es el canto útil en la dirección x

d_y es el canto útil en la dirección y

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.7$$

$$\rho_{Lx} = \frac{A_{sx}}{b \cdot d} = \frac{0.002051}{1.19 \cdot 0.395} = 4.36 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_{Ly} = \frac{A_{sy}}{b \cdot d} = \frac{0.004236}{4.5 \cdot 0.407} = 2.31 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_I = \sqrt{\rho_{Lx}^2 + \rho_{Ly}^2} = 4.93 \cdot 10^{-3}$$



$$v_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} = 500 KN$$

$$v_{min} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} = 600 KN$$

Por tanto se cumple la condición:

$$v_{Ed} = 148 KN \leq v_{Rd,c} = 500 KN \leq v_{min} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} = 600 KN$$

$$v_{Ed} = 148 KN \leq 600 KN$$

Tras realizar ambas comprobaciones y cumplirlas, la zapata resistirá el punzonamiento.

Por lo que finalmente la armadura a disponer será de:

		ZAPATA RAMPA LENTA
ARMADURA LONGITUDINAL	A_{sup}	38 ϕ 12
	A_{inf}	38 ϕ 12
ARMADURA TRANSVERSAL	A_{sup}	0
	A_{inf}	27 ϕ 20
ARMADURA A CORTANTE	A_{sw}	Estribos 12 ramas ϕ 12 /39

7.2.6. LONGITUDES DE ANCLAJE

LONGITUDES DE ANCLAJE ZAPATA RAMPA LENTA		
	ZAPATA	UNIÓN PILA RAMPA - ZAPATA
Lbd tracción (mm)	200	377
Lbd compresión (mm)	200	377
Disposición	Patilla	Patilla

7.3. ZAPATA DE LA RAMPA RÁPIDA

7.3.1. GEOMETRÍA Y ESFUERZOS DE CÁLCULO

Para el apoyo de la rampa lenta se disponen un total de 4 pórticos que constan de 2 pilas y 1 dintel o 2 dependiendo de si es un pórtico de 1 altura o de 2. Se dispone una zapata combinada para cada pórtico quedando una distancia entre ambas pilas de 3 m. La geometría de la zapata combinada es la indicada en la figura 10:

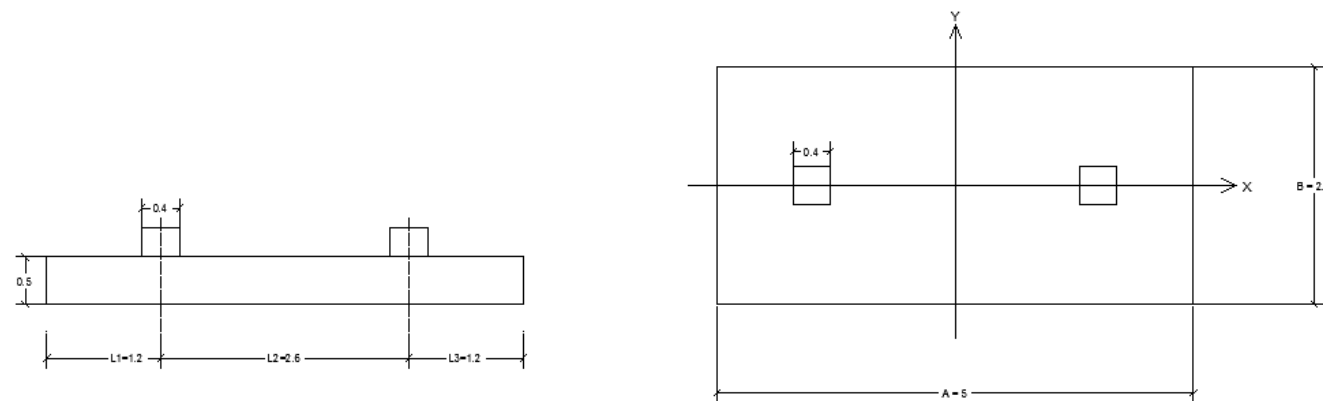


Figura 10. Geometría zapata rampa rápida

DATOS	
A = 5 m	$\varnothing = 12 \text{ mm}$
B = 2.5 m	$\varnothing' = 12 \text{ mm}$
a = 0.4 m	$\varnothing_w = 12 \text{ mm}$
b = 0.4 m	$\varnothing_{trans} = 12 \text{ mm}$
L1 = 1.2 m	$c_{nom} = 0.075 \text{ m}$
L3 = 1.2 m	$d = 0.407 \text{ m}$
L2 = 2.6 m	$d' = 0.093 \text{ m}$

En la siguiente tabla se muestran los esfuerzos de cálculo en el CDG de la zapata, la excentricidad de las cargas en las diferentes combinaciones:

	ESFUERZOS DE CÁLCULO EN CDG ZAPATA					
	N1	N2	M1X	M2X	e1	e2
ELU	386.5163	360.32625	93.744	41.864	0.242535728	0.116183598
COMB. CARACTERÍSTICA	281.615	235.403	76.805	21.875	0.272730501	0.092925749
COMB. CUASIPERMANENTE	275.075	213.775	91.195	40.535	0.331527765	0.18961525
	N1	N2	M1Y	M2Y	R	X
ELU	517.2975	491.1075	93.08	27.8885	1008.405	1.146276546
COMB. CARACTERÍSTICA	433.1775	386.9655	97.265	17.6865	820.143	1.086589534
COMB. CUASIPERMANENTE	426.6375	365.3375	112.945	39.5555	791.975	1.006820922

7.3.2. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES

7.3.2.1. FLEXIÓN NEGATIVA

7.3.2.1.1. ESFUERZOS DE CÁLCULO

	M (KN·m)
ELU	287.87
COMB. CARACTERÍSTICA	143.5
COMB. CUASIPERMANENTE	143.74

Tras realizar la comprobación ELS de fisuración, la sección no fisura.

7.3.2.1.2. DETERMINACIÓN ZONA DIMENSIONAMIENTO

ANEJO IV. CÁLCULO ESTRUCTURAL (II)

Obtenido el momento de cálculo con el cual se dimensionará el armado, siendo $x_{lim} = 0.251 m$, $M_{1c}(x_{lim}) = 3078.76 KN \cdot m$ y $M_{2c}(x_{lim}) = -74.56 KN \cdot m$. Suponiendo $x = -\infty$, $M_{1c}(-\infty) = M_{2c}(-\infty) = 0$. Suponiendo $x = \infty$, $M_c(\infty) = 0$ y $N_c(\infty) = b \cdot h \cdot f_{cd} = 25000 KN$.

$$M_{1c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty) \cdot (d - v_1) = 0 + 25000 \cdot (0.407 - 0.157) = 6250 KN \cdot m$$

$$M_{2c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty) \cdot (d' - v_1) = 0 + 25000 \cdot (0.093 - 0.157) = -1600 KN \cdot m$$

$$Si \ M_d > \frac{M_c(\infty) - M_c(-\infty)}{N_c(\infty) - N_c(-\infty)} \cdot (N_d - N_c(-\infty)) \rightarrow c > 0$$

$$M_d = -287.87 < \frac{0 - 0}{25000 - 0} \cdot (0 - 0) = 0 \rightarrow c < 0$$

Como no está aplicado ningún axil, $M_{1d} = M_d$ y $M_{2d} = M_d$.

$$M_{1d} = -287.87 KN \cdot m < M_{1c}(-\infty) = 0$$

$$M_{2d} = -287.87 KN \cdot m < M_{2c}(-\infty) = 0$$

En el diagrama de interacción axil-momento se sitúa en la zona -C por lo que la armadura superior es necesaria pero la armadura inferior no es necesaria

7.3.2.1.3. DIMENSIONAMIENTO ARMADURA

Siendo la profundidad de la fibra neutra $x = 0.018 m$ pivotando en b, la armadura inferior es $A_{sup} = 0.001656 m^2$ y la armadura superior $A_{inf} = 0$.

Para el control de la fisuración el área longitudinal mínima de tracción es $A_{s,min fis} = 0.002353 m^2$ y para evitar la rotura frágil $A_{s,min rot} = 0.00190835 m^2$.

Aunque no es necesario disponer armadura inferior, por mínimos se dispondrá $A'_s = 0.00105m^2$.

No se considera incremento del área por cortante $\Delta A_{s,cort} = 0$.

Según el análisis longitudinal en flexión positiva la armadura superior necesaria es $A_{sup} = 0.002353 m^2$ y la armadura inferior $A_{inf} = 0.00105 m^2$.

Se dispondrán, 21 Ø12 en la cara superior con una separación entre caras de 0.1037 m siendo la armadura realmente dispuesta $0.002375 m^2$ y 10 Ø12 en la cara inferior con una separación entre cares de 0.245 m siendo la armadura realmente dispuesta $0.001309m^2$.

7.3.3. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

7.3.3.1. ESFUERZOS DE CÁLCULO

	M (KN·m)
ELU	23.5
COMB. CARACTERÍSTICA	18.73
COMB. CUASIPERMANENTE	18

Tras realizar la comprobación ELS de fisuración, la sección no fisura.

7.3.3.2. DETERMINACIÓN ZONA DIMENSIONAMIENTO

Obtenido el momento de cálculo con el cual se dimensionará el armado, siendo $x_{lim} = 0.251 m$, $M_{1c}(x_{lim}) = 3078.76 KN \cdot m$ y $M_{2c}(x_{lim}) = -74.56 KN \cdot m$. Suponiendo $x = -\infty$, $M_{1c}(-\infty) = M_{2c}(-\infty) = 0$. Suponiendo $x = \infty$, $M_c(\infty) = 0$ y $N_c(\infty) = b \cdot h \cdot f_{cd} = 25000 KN$.

$$M_{1c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty) \cdot (d - v_1) = 0 + 25000 \cdot (0.407 - 0.157) = 6250 KN \cdot m$$

$$M_{2c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty) \cdot (d' - v_1) = 0 + 25000 \cdot (0.093 - 0.157) = -1600 KN \cdot m$$

$$Si M_d > \frac{M_c(\infty) - M_c(-\infty)}{N_c(\infty) - N_c(-\infty)} \cdot (N_d - N_c(-\infty)) \rightarrow c > 0$$

$$M_d = 23.5 > \frac{0 - 0}{25000 - 0} \cdot (0 - 0) = 0 \rightarrow c > 0$$

Como no está aplicado ningún axil, $M_{1d} = M_d$ y $M_{2d} = M_d$.

$$M_{1d} = 23.5 KN \cdot m > M_{1c}(-\infty) = 0$$

$$M_{2d} = 23.5 KN \cdot m > M_{2c}(-\infty) = 0$$

En el diagrama de interacción axil-momento se sitúa en la zona C por lo que la armadura superior es necesaria pero la armadura inferior no es necesaria.

7.3.3.3. DIMENSIONAMIENTO ARMADURA

Siendo la profundidad de la fibra neutra $x = 0.0014 \text{ m}$ pivotando en B la armadura inferior es $A_{inf} = 0.0001329 \text{ m}^2$ y la armadura superior $A_{sup} = 0$.

El área longitudinal mínima de tracción para el control de fisuración y para evitar la rotura frágil es la misma que en el caso de la flexión negativa:

$$A_{s,min\text{fis}} = 0.00235338 \text{ m}^2$$

$$A_{s,min\text{rot}} = 0.00190835 \text{ m}^2$$

Por mínimos, $A_{inf} = 0.00105 \text{ m}^2$ y el $\Delta A_{s,cort} = 0$.

Como en flexión negativa, se dispondrán, 21 $\emptyset 12$ en la cara superior con una separación entre caras de 0.1037 m siendo la armadura realmente dispuesta 0.002375 m^2 y 10 $\emptyset 12$ en la cara inferior con una separación entre cares de 0.245 m siendo la armadura realmente dispuesta 0.001309 m^2 .

Conclusión:

Al tratarse de una zapata de tan sólo 5 m de ancho se dispondrá la misma armadura tanto en la cara superior como en la cara inferior.

7.3.4. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

7.3.4.1. DEFINICIÓN ZONAS DE ANÁLISIS

Para llevar a cabo el análisis transversal se analizarán dos secciones de referencia representadas en la figura 11:

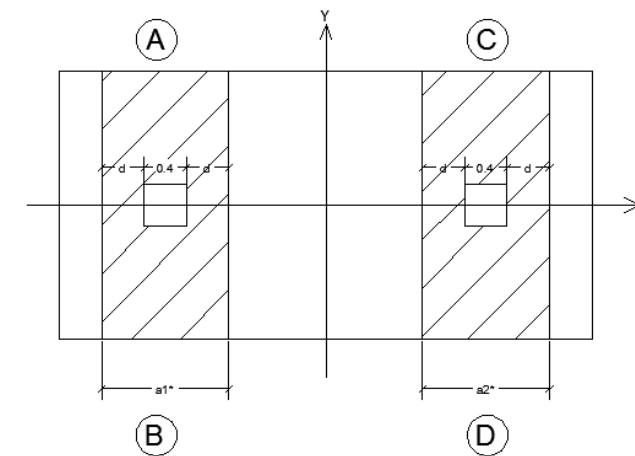


Figura 11. Delimitación zonas de análisis

Siendo:

$$d = h - c_{nom} - \phi_w - \phi_l - \left(\phi_t / 2 \right) = 0.395 \text{ m}$$

$$a_1^* = a_2^* = 2d + 0.5 = 1.19 \text{ m}$$

$$L_{AB} = \frac{B}{2} - \frac{b}{2} = \frac{2.5}{2} - \frac{0.4}{2} = 1.05$$

7.3.4.2. CÁLCULO EN LA SECCIÓN A-B

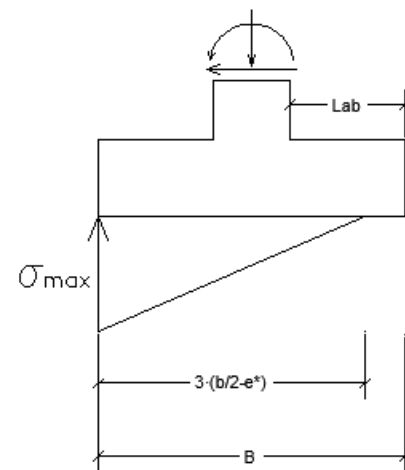


Figura 12. Distribución tensional

Para el análisis transversal se usan los mínimos de losa y $\phi_{trans} = 12 \text{ mm}$.

Se calculan las tensiones en el terreno:

	σ_1	σ_2	σ_3
ELU	128.737	34.006	88.95
COMB. CARACTERÍSTICA	98.094	20.48	65.496
COMB. CUASIPERMANENTE	103.988	11.833	65.282

7.3.4.2.1. ESFUERZOS DE CÁLCULO

	M (KN·m)
ELU	114
COMB. CARACTERÍSTICA	85.67
COMB. CUASIPERMANENTE	88.64

7.3.4.2.2. DETERMINACIÓN ZONA DE DIMENSIONAMIENTO

Obtenido el momento de cálculo con el cual se dimensionará el armado, siendo $x_{lim} = 0.251 \text{ m}$, $M_{1c}(x_{lim}) = 3078.76 \text{ KN} \cdot \text{m}$ y $M_{2c}(x_{lim}) = -74.56 \text{ KN} \cdot \text{m}$. Suponiendo $x = -\infty$, $M_{1c}(-\infty) = M_{2c}(-\infty) = 0$. Suponiendo $x = \infty$, $M_c(\infty) = 0$ y $N_c(\infty) = b \cdot h \cdot f_{cd} = 25000 \text{ KN}$.

$$M_{1c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty) \cdot (d - v_1) = 0 + 25000 \cdot (0.407 - 0.157) = 6250 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty) \cdot (d' - v_1) = 0 + 25000 \cdot (0.093 - 0.157) = -1600 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Si } M_d > \frac{M_c(\infty) - M_c(-\infty)}{N_c(\infty) - N_c(-\infty)} \cdot (N_d - N_c(-\infty)) \rightarrow c > 0$$

$$M_d = 114 > \frac{0 - 0}{25000 - 0} \cdot (0 - 0) = 0 \rightarrow c > 0$$

Como no está aplicado ningún axil, $M_{1d} = M_d$ y $M_{2d} = M_d$.

$$M_{1d} = 114 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_{1c}(-\infty) = 0$$

$$M_{2d} = 114 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_{2c}(-\infty) = 0$$

En el diagrama de interacción axil-momento se sitúa en la zona C por lo que la armadura superior es necesaria pero la armadura inferior no es necesaria.

7.3.4.2.3. DIMENSIONAMIENTO ARMADURA

Siendo la profundidad de la fibra neutra $x = 0.01539 \text{ m}$ la armadura inferior es $A_{inf} = 0.000674312 \text{ m}^2$ y la armadura superior $A_{sup} = 0$.

Para el control de la fisuración el área longitudinal mínima de tracción es $A_{s,min fis} = 0.001120209 \text{ m}^2$ y para evitar la rotura frágil $A_{s,min rot} = 0.000908375 \text{ m}^2$.

No hay que disponer ningún mínimo de A_{sup} ($A_{sup} = 0$)

No se considera incremento del área por cortante $\Delta A_{s,cort} = 0$.

$$A_{inf,real} = 0.001120209 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Se dispondrán } 10 \text{ } \varnothing 12 \text{ en una distancia } a_1^* = 1.19 \text{ m}$$

$$\text{separación entre caras} = 0.096 \text{ m}$$

La disposición calculada es en la sección crítica escogida que tiene una longitud de 1,19 m. Si distribuimos los redondos en todo el ancho de la zapata (5 m) se dispondrán 21 $\varnothing 12$ a una separación de 0.1037m $\rightarrow A_{inf,dispuesta} = 0.0050893 \text{ m}^2$

Tras realizar la comprobación ELS de fisuración, la sección no fisura.

ANEJO IV. CÁLCULO ESTRUCTURAL (II)

7.3.4.3. CÁLCULO EN LA SECCIÓN C-D

Para el análisis transversal se usan los mínimos de losa y $\varnothing_{trans} = 12 \text{ mm}$.

Se calculan las tensiones en el terreno:

	σ_1	σ_2	σ_3
ELU	97.01	54.705	79.242
COMB. CARACTERÍSTICA	60.611	38.505	51.326
COMB. CUASIPERMANENTE	65.486	24.524	48.282

7.3.4.3.1. ESFUERZOS DE CÁLCULO

	M (KN·m)
ELU	92.301
COMB. CARACTERÍSTICA	58.62
COMB. CUASIPERMANENTE	59.579



7.3.4.3.2. DETERMINACIÓN ZONA DE DIMENSIONAMIENTO

Obtenido el momento de cálculo con el cual se dimensionará el armado, siendo $x_{lim} = 0.251 \text{ m}$, $M_{1c}(x_{lim}) = 3078.76 \text{ KN} \cdot \text{m}$ y $M_{2c}(x_{lim}) = -74.56 \text{ KN} \cdot \text{m}$. Suponiendo $x = -\infty$, $M_{1c}(-\infty) = M_{2c}(-\infty) = 0$. Suponiendo $x = \infty$, $M_c(\infty) = 0$ y $N_c(\infty) = b \cdot h \cdot f_{cd} = 25000 \text{ KN}$.

$$M_{1c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty) \cdot (d - v_1) = 0 + 25000 \cdot (0.407 - 0.157) = 6250 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2c}(\infty) = M_c(\infty) + N_c(\infty) \cdot (d' - v_1) = 0 + 25000 \cdot (0.093 - 0.157) = -1600 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Si } M_d > \frac{M_c(\infty) - M_c(-\infty)}{N_c(\infty) - N_c(-\infty)} \cdot (N_d - N_c(-\infty)) \rightarrow c > 0$$

$$M_d = 114 > \frac{0 - 0}{25000 - 0} \cdot (0 - 0) = 0 \rightarrow c > 0$$

Como no está aplicado ningún axil, $M_{1d} = M_d$ y $M_{2d} = M_d$.

$$M_{1d} = 114 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_{1c}(-\infty) = 0$$

$$M_{2d} = 114 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_{2c}(-\infty) = 0$$

En el diagrama de interacción axil-momento se sitúa en la zona C por lo que la armadura superior es necesaria pero la armadura inferior no es necesaria.

7.3.4.3.3. DIMENSIONAMIENTO ARMADURA

Siendo la profundidad de la fibra neutra $x = 0.01243 \text{ m}$ la armadura inferior es $A_{inf} = 0.000544294 \text{ m}^2$ y la armadura superior $A_{sup} = 0$.

Para el control de la fisuración el área longitudinal mínima de tracción es $A_{s,min fis} = 0.001120209 \text{ m}^2$ y para evitar la rotura frágil $A_{s,min rot} = 0.000908375 \text{ m}^2$.

No hay que disponer ningún mínimo de A_{sup} ($A_{sup} = 0$)

No se considera incremento del área por cortante $\Delta A_{s,cort} = 0$.

$$A_{inf,real} = 0.001120209 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Se dispondrán } 10 \text{ } \varnothing 12 \text{ en una distancia } a_1^* = 1.19 \text{ m}$$

$$\text{separación entre caras} = 0.096 \text{ m}$$

La disposición calculada es en la sección crítica escogida que tiene una longitud de 1,19 m. Si distribuimos los redondos en todo el ancho de la zapata (5 m) se dispondrán 45 $\varnothing 12$ a una separación de 0.1037m $\rightarrow A_{inf,dispuesta} = 0.0050893 \text{ m}^2$

Tras realizar la comprobación ELS de fisuración, la sección no fisura.

7.3.5. ELU SOLICITACIONES TANGENCIALES

El cortante de cálculo $V_{Ed} = 157.633 \text{ KN}$ es menor que el valor de diseño de la resistencia a cortante $V_{Rd,c} = 618.189 \text{ KN}$ no se necesita armadura pero dispondremos armadura por mínimos.

Se han de estudiar los modos de rotura como son el agotamiento por excesivas compresiones en el alma o el agotamiento por excesiva tracción en el alma:

7.3.5.1. AGOTAMIENTO POR EXCESIVAS COMPRESIONES EN EL ALMA

Siendo el ángulo entre la armadura de cortante y el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante 90° ($\cot\alpha=1$) y el límite elástico de cálculo de la armadura de cortante $f_{ywd} = 400 \text{ MPa}$ el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, $V_{Rd,máx} = 5494.5 \text{ KN} > V_{Ed} \rightarrow \text{Cumple}$

7.3.5.2. AGOTAMIENTO POR EXCESIVA TRACCIÓN EN EL ALMA

El área de la sección transversal de la armadura a cortante calculada es $A_{sw}/s = 0.001076 \text{ m}^2/\text{m}$.
Como el A_{sw}/s mínimo = 0.00193 m^2 el área real que se dispondrá será $A_{sw}/s = 0.00193 \text{ m}^2$. Si se disponen 7 ramas, la separación transversal será de 0.37966 m .

La separación longitudinal no puede ser mayor a 0.3 m . Calculamos con 7 ramas e imponiendo una separación longitudinal máxima de 0.3 m : $A_{sw}/s = n \cdot \frac{A_\phi}{s} = 7 \cdot \frac{\pi \cdot 0.012^2 / 4}{0.3} = 0.0026389 \text{ m}^2$

7.3.6. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A PUNZONAMIENTO

7.3.6.1. COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA MÁXIMA-FLEXIÓN ESVIADA

ANEJO IV. CÁLCULO ESTRUCTURAL (II)

El valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento de una losa sin armadura a punzonamiento

$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_o \cdot d}$ y el valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento máxima a lo largo de la sección crítica considerada $v_{Rd,máx} = 0.5 \cdot \left[0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right] \cdot f_{cd}$ siendo:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} \text{ y } f_{yd} = 20 \text{ MPa}$$

$$d = 0.407 \text{ m}$$

$$M_{Ed,x1} = M_{Ed,x2} = 178.28 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,y1} = 67.68 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,y2} = -151.86 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed1} = 306.36 \text{ KN}$$

$$V_{Ed2} = 280.173$$

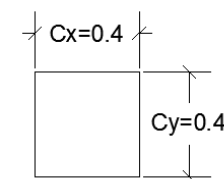


Figura 13. Dimensiones pila rampa rápida



u_0 es la longitud del perímetro crítico:

$$u_0 = 2 \cdot C_y + 2 \cdot C_x = 1.6 \text{ m}$$

Sección A-B

$$\beta = 1 + 1.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{M_{Ed,x1}}{V_{Ed,red} \cdot C_x}\right)^2 + \left(\frac{M_{Ed,y1}}{V_{Ed,red} \cdot C_y}\right)^2} = 3.8$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{3.8 \cdot 306.36}{1.6 \cdot 0.407} = 1787.7 \text{ KN}$$

$$v_{Ed} = 1787.7 \text{ KN} < v_{Rd,máx} = 5280 \text{ KN} \rightarrow \text{Cumple}$$

Sección C-D

$$\beta = 1 + 1.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{M_{Ed,x2}}{V_{Ed,red} \cdot C_x}\right)^2 + \left(\frac{M_{Ed,y2}}{V_{Ed,red} \cdot C_y}\right)^2} = 4.76$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{4.76 \cdot 280.173}{1.6 \cdot 0.407} = 2047 \text{ KN}$$

$$v_{Ed} = 2047 \text{ KN} < v_{Rd,máx} = 5280 \text{ KN} \rightarrow \text{Cumple}$$

7.3.6.2. COMPROBACIÓN SIN ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

Comprobamos solamente para la sección C-D porque es la más desfavorable.

Se ha de cumplir:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{u_i \cdot d} \leq v_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} \geq v_{min} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a}$$

Siendo:

$V_{Ed,red}$ es la fuerza de punzonamiento aplicada:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 280.173 - 211.479 = 68.694 \text{ KN}$$

ΔV_{Ed} es la fuerza neta ascendente:

$$\Delta V_{Ed} = \sigma_{ui,media} \cdot A_{ui} = 211.479 \text{ KN}$$

$\sigma_{ui,media}$ es la tensión neta del terreno sin el peso propio de la zapata:



$$\sigma_{ui,media} = \frac{\sigma_{A1} + \sigma_{A2}}{2} = 59.74 \text{ KN/m}^2$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.7$$

$$A_{ui} = \pi \cdot a^2 + 2 \cdot a \cdot C_x + 2 \cdot a \cdot C_y + C_x \cdot C_y = 3.54 \text{ m}^2$$

$$\rho_{Lx} = \frac{A_{sx}}{b \cdot d} = \frac{0.001120209}{1.19 \cdot 0.395} = 3.71 \cdot 10^{-4}$$

a es la distancia del contorno del pilar al perímetro crítico considerado:

$$a = 2d = 0.814 \text{ m}$$

$$\rho_{Ly} = \frac{A_{sy}}{b \cdot d} = \frac{0.002353}{2.5 \cdot 0.407} = 2.31 \cdot 10^{-3}$$

$$\beta = 1 + 1.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{M_{Ed,x2}}{V_{Ed,red} \cdot b_x}\right)^2 + \left(\frac{M_{Ed,y2}}{V_{Ed,red} \cdot b_y}\right)^2} = 4.026$$

$$\rho_I = \sqrt{\rho_{Lx}^2 + \rho_{Ly}^2} = 2.33 \cdot 10^{-3}$$

siendo

$$b_x = b_y = 2 \cdot d + 0.4 = 2.028 \text{ m}$$

$$v_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_I \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} = 390 \text{ KN}$$

$$u_i = 2 \cdot \pi \cdot a + 2 \cdot C_y + 2 \cdot C_x = 6.71 \text{ m}$$

$$v_{min} = \frac{0.075}{\gamma_c} \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 320 \text{ KN}$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{u_i \cdot d} = 101.268 \text{ KN}$$

$$v_{min} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} = 320 \text{ KN}$$

$$\gamma_c = 1.5$$

Por tanto se cumple la condición:



$$v_{Ed} = 101.268\text{ KN} \leq v_{Rd,c} = 239\text{ KN} \leq v_{min} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} = 320\text{ KN}$$

$$v_{Ed} = 101.268\text{ KN} \leq 320\text{ KN}$$

Tras realizar ambas comprobaciones y cumplirlas, la zapata resistirá el punzonamiento.

Por lo que finalmente la armadura a disponer será de:

		ZAPATA RAMPA RÁPIDA
ARMADURA LONGITUDINAL	A_{sup}	21 ϕ 12
	A_{inf}	21 ϕ 12
ARMADURA TRANSVERSAL	A_{sup}	0
	A_{inf}	45 ϕ 12
ARMADURA A CORTANTE	A_{sw}	Estribos 7 ramas ϕ 12 /38

7.3.7. LONGITUDES DE ANCLAJE

LONGITUDES DE ANCLAJE ZAPATA RAMPA LENTA		
	ZAPATA	UNIÓN PILA RAMPA - ZAPATA
Lbd tracción (mm)	193	308
Lbd compresión (mm)	193	308
Disposición	Patilla	Patilla

8. DIMENSIONAMIENTO APOYOS ACCESOS

Para el cálculo del armado de las pilas de la escalera se escoge la combinación más desfavorable, en este caso es la pila 2.

8.1. PILAS DE LA ESCALERA

8.1.1. DATOS Y GEOMETRÍA

GEOMETRÍA			
h	0.5	r mec'	0.052
b	0.5	r mec	0.052
Ø'	0.02	d'	0.052
Ø	0.02	d	0.448
Øw	0.012	v1	0.198
Cnom	0.03	v2'	0.198

DATOS			
fck (Mpa)	35	fcd (Mpa)	23.333
fyk (Mpa)	500	fyd (Mpa)	434.782609
Es (Mpa)	200000	λ	0.8
ε_{cu,f}	0.0035	η	1
ε_{cu,c}	0.0075	α_{cc}	1

8.1.2. DIMENSIONAMIENTO ARMADURA

Siendo el canto útil de la sección $d = 0.448 \text{ m}$ se dimensiona el pilar más desfavorable (pilar 2) con unos momentos de cálculo $M_{Ed1} = 410.853 \text{ KN} \cdot \text{m}$ y $M_{Ed2} = 244.006 \text{ KN} \cdot \text{m}$. En el diagrama de interacción axil-momento, se sitúa en la zona C y la profundidad de la fibra neutra es $x = 0.1088 \text{ m}$.

La armadura longitudinal necesaria es $A_{inf} = 0.0014548 \text{ m}^2$ y $A_{sup} = 0$. Sin embargo, por mínimos la armadura longitudinal es $A_{inf} = 0.0014548 \text{ m}^2$ y $A_{sup} = 0.00094245 \text{ m}^2$.

Para el control de la fisuración el área longitudinal mínima de tracción es $A_{s,min \text{ fis}} = 0.000521619 \text{ m}^2$ y para evitar la rotura frágil $A_{s,min \text{ rot}} = 0.000422979 \text{ m}^2$.

No se considera incremento del área por cortante $\Delta A_{s,cort} = 0$.

Por tanto, la armadura longitudinal real es $A_{inf} = 0.0014548 \text{ m}^2$ y $A_{sup} = 0.00021 \text{ m}^2$.

Se disponen 5 Ø20 como armadura inferior siendo el área real $A_{inf,real} = 0.0015707 \text{ m}^2$ y la separación entre caras 0.079 m y como armadura superior 3 Ø20 siendo el área real $A_{sup,real} = 0.0009424 \text{ m}^2$ y la separación entre caras 0.178 m.

Por facilidad de construcción se dispondrá la misma armadura en ambas caras, es decir 5 Ø20 con separación entre caras 0.079 m.

8.1.3. ELS FISURACIÓN

$$M_{fis} = 46.95 \text{ KN} \cdot \text{m} < M_{caract} \text{ y } M_{cuasiperm} \rightarrow \text{Fisura en ambas combianciones}$$

$$w_{k,max} = 0.4 \text{ mm} > w_k = 0.279 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$s_{r,max} = 0.383 \text{ mm} > s_r = 0.079 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\sigma_{c,max} = 20.15 < 0.6 \cdot f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max} = 374.96 \text{ MPa} > -0.8 \cdot f_{ck} = -400 \text{ MPa}$$

8.1.4. ELU SOLICITACIONES TANGENCIALES

El cortante de cálculo $V_{Ed} = 76.14 \text{ KN}$ es menor que el valor de diseño de la resistencia a cortante $V_{Rd,c} = 142.759 \text{ KN}$ no se necesita armadura pero dispondremos armadura por mínimos.

Se han de estudiar los modos de rotura como son el agotamiento por excesivas compresiones en el alma o el agotamiento por excesiva tracción en el alma:

8.1.4.1. AGOTAMIENTO POR EXCESIVAS COMPRESIONES EN EL ALMA

Siendo el ángulo entre la armadura de cortante y el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante 90° ($\cotg\alpha=1$) y el límite elástico de cálculo de la armadura de cortante $f_{ywd} = 400 \text{ MPa}$ el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, $V_{Rd,m\acute{a}x} = 1411.2 \text{ KN} > V_{Ed} \rightarrow \text{Cumple}$

8.1.4.2. AGOTAMIENTO POR EXCESIVATRACCIÓN EN EL ALMA

El área de la sección transversal de la armadura a cortante calculada es

$A_{sw}/s = 0.000472098 \text{ m}^2/\text{m}$. Como el A_{sw}/s mínimo = 0.000427995 m^2 el área real que se dispondrá será $A_{sw}/s = 0.000427995 \text{ m}^2$. Si se disponen 2 ramas, la separación transversal será de 0.428 m . La separación longitudinal no puede ser mayor a 0.3 m . Calculamos con 6 ramas e imponiendo una separación longitudinal máxima de 0.3 m : $A_{sw}/s = n \cdot \frac{A_\phi}{s} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 0.012^2/4}{0.3} = 0.00075398 \text{ m}^2/\text{m}$

Por lo que finalmente la armadura a disponer será de:

	PILAS ESCALERA
A_{sup}	5 Ø20
A_{inf}	5 Ø20
A_{trans}	2 ramas Ø12/43

8.2. PILAS DE LA RAMPA LENTA

8.2.1. DATOS Y GEOMETRÍA

En primer lugar, en la siguiente tabla se muestra tanto la geometría de la sección como los datos utilizados para el cálculo seccional:

GEOMETRÍA			
h	0.4	r mec'	0.0595
b	0.4	r mec	0.0595
Ø'	0.025	d'	0.0595
Ø	0.025	d	0.3405
Øw	0.012	v1	0.1405
Cnom	0.035	v2'	0.1405

DATOS			
fck (Mpa)	45	fcd (Mpa)	30
fyk (Mpa)	500	fyd (Mpa)	434.782609
Es (Mpa)	200000	λ	0.8
ε_{cu,f}	0.0035	η	1
ε_{cu,c}	0.0075	α_{cc}	1

8.2.2. ESFUERZOS DE CÁLCULO PILAS

A continuación, tras obtener los esfuerzos en todas las pilas de la rampa lenta y establecer el tipo de zapata (simple o combinada) se calculará la sección más desfavorable para zapata simple y la más desfavorable para zapata combinada.

La denominación de pila hace referencia a cada apoyo de la rampa. Cada apoyo de la rampa es un pórtico que consta de 2 pilas y un dintel. Durante el desarrollo del dimensionamiento de la armadura se distinguirá en cada pila, la pila 1 y 2 que son las 2 pilas que junto al dintel conforman el pórtico.

La pila más desfavorable será aquella que tenga la reacción vertical mayor. En la siguiente tabla se muestran las reacciones en las pilas tanto en ELU como en la combinación característica y la cuasipermanente, las pilas que se combinan en una misma zapata y la longitud de las pilas:

REACCIONES ELU						
COMBINACIÓN PILAS	Nº PILA	RX	RY	RZ (vertical)	TIPO	LONGITUD (m)
13	1	0	0	168.28	Combinada	6.192
12	2	86.517	-0.125	393.178	Combinada	5.682
11	3	0	37.724	295.428	Combinada	5.16
10	4	99.705	0	562.806	Combinada	5.148
15	5	-106.959	-64.195	455.322	Combinada	4.638
14	6	0	0	480.683	Combinada	4.128
-	7	0	147.114	525.907	Simple	4.104
-	8	-64.292	0	263.001	Simple	3.6
-	9	0	107.276	524.651	Simple	3.084
4	10	188.977	0	656.135	Combinada	2.5
3	11	0	-51.607	276.802	Combinada	2.244

2	12	223.687	-0.95	300.043	Combinada	1.73
1	13	-129.815	-151.176	526.417	Combinada	1.224
6	14	0	0	480.139	Combinada	1.2
5	15	0	0	330.381	Combinada	0.6
	16	83.987	313.72	188.836	Cimentación	0

En zapata simple la pila más desfavorable es la pila 7 con una reacción vertical $R_z = 525.907 \text{ KN}$ y en zapata combinada la pila 10 que se combina con la pila 4 con una reacción vertical $R_z = 656.135 \text{ KN}$.

8.2.3. CÁLCULO DE LA ZAPATA SIMPLE MÁS SOLICITADA

8.2.3.1. GEOMETRÍA Y ESFUERZOS DE CÁLCULO

La longitud de la pila y las reacciones del apoyo son:

LONGITUD	RX	RY	RZ
4.104	0	49.038	175.302333

Los esfuerzos de cálculo en la pila 1 y 2 que conforman la pila 7 (pórtico de apoyo de la rampa) se muestran en la siguiente tabla:

PILA 1	Ned	320.9	KN
	My	55.8359	KN·m
	Mx	301.8779	KN·m
	Vy	-73.557	KN
	Vx	42.497	KN

PILA 2	Ned	320.9	KN
	My	-55.8359	KN·m
	Mx	301.8779	KN·m
	Vy	-73.557	KN
	Vx	-42.497	KN

A continuación se realiza un cálculo de flexión esviada en la pila 1 y 2:

8.2.3.2. CÁLCULO PILA 1

Siendo la profundidad de la fibra neutra $x = 0.14889 \text{ m}$ la armadura total necesaria es $A_s = 0.0040093 \text{ m}^2$.

8.2.3.2.1. ELU SOLICITACIONES TANGENCIALES

El cortante de cálculo $V_{Ed} = 42.497 \text{ KN}$ es menor que el valor de diseño de la resistencia a cortante $V_{Rd,c} = 105.00998 \text{ KN}$.

Se han de estudiar los modos de rotura como son el agotamiento por excesivas compresiones en el alma o el agotamiento por excesiva tracción en el alma:

○ AGOTAMIENTO POR EXCESIVAS COMPRESIONES EN EL ALMA

Siendo el ángulo entre la armadura de cortante y el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante 90° ($\cot\alpha=1$) y el límite elástico de cálculo de la armadura de cortante $f_{ywd} = 400 \text{ MPa}$ el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, $V_{Rd,m\acute{a}x} = 1069.2 \text{ KN} > V_{Ed} \rightarrow \text{Cumple}$

○ AGOTAMIENTO POR EXCESIVA TRACCIÓN EN EL ALMA

El área de la sección transversal de la armadura a cortante calculada es $A_{sw/s} = 0.0011566 \text{ m}^2/\text{m}$, $A_{sw/s} \text{ mínimo} = 0.004048 \text{ m}^2/\text{m}$ y el incremento por cortante $\Delta A_s = 0.0000483 \text{ m}^2$. Se disponen 2 ramas, la separación transversal será de 0.55 m.

La armadura por mínimos:

	N superior	N inferior	As'min	Asmin	Asmin una cara
ARMADURAS POR MÍNIMOS	605.777	36.0229	0.00007572	4.50E-06	0.0002326
	1861.0933	-1219.2933	0.0002326	-0.0001524	-



8.2.3.3. CÁLCULO PILA 2

8.2.4.

Siendo la profundidad de la fibra neutra $x = 0.14889\text{ m}$ la armadura total necesaria es $A_s = 0.0040093\text{ m}^2$.

8.2.4.1.1. ELU SOLICITACIONES TANGENCIALES

El cortante de cálculo $V_{Ed} = 42.497\text{ KN}$ es menor que el valor de diseño de la resistencia a cortante $V_{Rd,c} = 107.247\text{ KN}$.

Se han de estudiar los modos de rotura como son el agotamiento por excesivas compresiones en el alma o el agotamiento por excesiva tracción en el alma:

○ AGOTAMIENTO POR EXCESIVAS COMPRESIONES EN EL ALMA

Siendo el ángulo entre la armadura de cortante y el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante 90° ($\cot\alpha=1$) y el límite elástico de cálculo de la armadura de cortante $f_{ywd} = 400\text{ MPa}$ el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, $V_{Rd,máx} = 1103.22\text{ KN} > V_{Ed} \rightarrow \text{Cumple}$

○ AGOTAMIENTO POR EXCESIVA TRACCIÓN EN EL ALMA

El área de la sección transversal de la armadura a cortante calculada es $A_{sw}/s = 0.0011437\text{ m}^2/\text{m}$,
 $A_{sw}/s_{\text{mínimo}} = 0.004048\text{ m}^2/\text{m}$ y el incremento por cortante $\Delta A_s = 0.0002026\text{ m}^2$ Se disponen 2 ramas, la separación transversal será de 0.15 m.

8.2.5. CÁLCULO DE LA ZAPATA COMBINADA MÁS SOLICITADA

8.2.5.1. GEOMETRÍA Y ESFUERZOS DE CÁLCULO

La longitud de las pilas 4 y 10 y las reacciones de los apoyos:

Nº PILA	LONGITUD	RX	RY	RZ
4	5.68	28.839	-0.0416	131.0593
10	1.73	74.5623	-0.3166	100.0143

Los esfuerzos de cálculo en la pila 1 y 2 que conforman las pilas 4 y 10 (pórtico 2 alturas de apoyo de la rampa) se muestran en la siguiente tabla:

8.2.5.2. CÁLCULO PILA 1

PILA 1	Ned	295.88	KN
	My	-257.4232	KN·m
	Mx	-1.1767	KN·m
	Vy	0.537	KN
	Vx	-134.032	KN
PILA 2	Ned	523.543	KN
	My	-279.4781	KN·m
	Mx	-1.1767	KN·m
	Vy	0.537	KN
	Vx	-176.171	KN

Siendo la profundidad de la fibra neutra $x = 0.09518 \text{ m}$ la armadura total necesaria es $A_s = 0.0031 \text{ m}^2$.

8.2.5.2.1. ELU SOLICITACIONES TANGENCIALES

El cortante de cálculo $V_{Ed} = 0.537 \text{ KN}$ es menor que el valor de diseño de la resistencia a cortante $V_{Rd,c} = 105.00998 \text{ KN}$.

Se han de estudiar los modos de rotura como son el agotamiento por excesivas compresiones en el alma o el agotamiento por excesiva tracción en el alma:

○ AGOTAMIENTO POR EXCESIVAS COMPRESIONES EN EL ALMA

Siendo el ángulo entre la armadura de cortante y el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante 90° ($\cotg\alpha=1$) y el límite elástico de cálculo de la armadura de cortante $f_{ywd} = 400 \text{ MPa}$ el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, $V_{Rd,m\acute{a}x} = 1069.2 \text{ KN} > V_{Ed} \rightarrow \text{Cumple}$



○ AGOTAMIENTO POR EXCESIVA TRACCIÓN EN EL ALMA

El área de la sección transversal de la armadura a cortante calculada es $A_{sw}/s = 0.0011566 \text{ m}^2/\text{m}$
, $A_{sw}/s \text{ mínimo} = 0.0004048 \text{ m}^2/\text{m}$ y el incremento por cortante $\Delta A_s = 0.0001541 \text{ m}^2$. Se disponen 2 ramas, la separación transversal será de 0.2 m.

La armadura por mínimos:

	N superior	N inferior	As'min	Asmin
ARMADURAS POR MÍNIMOS	-1017.503	1609.2636	-0.00012718	0.000201158
	289.8764	301.8835	0.00003623	0.000037735

8.2.5.3. CÁLCULO PILA 2

Siendo la profundidad de la fibra neutra $x = 0.11299 \text{ m}$ la armadura total necesaria es $A_s = 0.0029896 \text{ m}^2$.

8.2.5.3.1. ELU SOLICITACIONES TANGENCIALES

El cortante de cálculo $V_{Ed} = 0.537 \text{ KN}$ es menor que el valor de diseño de la resistencia a cortante $V_{Rd,c} = 105.0998 \text{ KN}$.

Se han de estudiar los modos de rotura como son el agotamiento por excesivas compresiones en el alma o el agotamiento por excesiva tracción en el alma:

○ AGOTAMIENTO POR EXCESIVAS COMPRESIONES EN EL ALMA

Siendo el ángulo entre la armadura de cortante y el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante 90° ($\cot\alpha=1$) y el límite elástico de cálculo de la armadura de cortante $f_{ywd} = 400 \text{ MPa}$ el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, $V_{Rd,máx} = 1069.2 \text{ KN} > V_{Ed} \rightarrow \text{Cumple}$

○ **AGOTAMIENTO POR EXCESIVA TRACCIÓN EN EL ALMA**

El área de la sección transversal de la armadura a cortante calculada es $A_{sw}/s = 0.0014829 m^2/m$,

A_{sw}/s mínimo = $0.0004048 m^2/m$ y el incremento por cortante $\Delta A_s = 0.0002026 m^2$ Se disponen

2 ramas, la separación transversal será de 0.15 m.

La armadura por mínimos:

ARMADURAS POR MÍNIMOS	N superior	N inferior	As'min	Asmin
	-902.3656	1949.4516	-0.00011279	0.00024368
	517.5394	529.5465	0.000064692	0.000066193

8.2.6. DIMENSIONAMIENTO ARMADURA

Finalmente, se dimensiona la armadura de todos los pilares eligiendo la pila más desfavorable, en este caso es la pila 2 de la pila 7 (zapata simple).

La armadura total necesaria es $A_s = 0.0040093 m^2$ y el incremento por cortante es

$$\Delta A_s = 0.0002026 m^2.$$

Se calculan los mínimos de armadura tanto de pilar como de viga ya que aunque el elemento estructural analizado es un pilar, éste se encuentra flectado en gran medida. A continuación se adjuntan los mínimos calculados:

ARMADURA MÍNIMA COMO PILAR					
N superior	N inferior	As'min	Asmin	Asmin una cara	Asmin 4 caras
36.02295918	605.7770408	4.50287E-06	7.572E-05	0.00023263	0.000930547
1861.093367	-1219.2933	0.000232637	-0.000152	1.15704E-08	4

ARMADURA MÍNIMA COMO VIGA			
As min, fisuración	As,min rotura	As, min por cara	As, min 4 caras
0.000394726	0.000349181	0.000394726	0.001578906

La armadura que se ha de disponer es el máximo entre la armadura mínima en las 4 caras como viga, como pilar y la armadura total necesaria sumándose el incremento por cortante:

$$A_s = 0.0040093 + 0.0002026 = 0.004211 m^2$$



La armadura longitudinal y transversal realmente dispuesta se recoge en la siguiente tabla:

ARMADURA DISPUESTA		
LONGITUDINAL		
As con mínimos y ΔAs	nºmax redondos/cara	sep entre cara
0.004211897	3.5	0.068666667

ARMADURA DISPUESTA					
TRANSVERSAL					
As,disp	nº ramas	sep, trans	ϕ	sep, longi	Asw/s
0.004908739	2	0.3	0.012	0.15	0.00150796

Por lo que finalmente la armadura a disponer será de:

	PILAS RAMPA LENTA
$A_{s\ 4\ caras}$	10 Ø25
A_{transv}	2 ramas Ø12 /30

8.3. PILAS DE LA RAMPA RÁPIDA

8.3.1. DATOS Y GEOMETRÍA

En primer lugar, en la siguiente tabla se muestra tanto la geometría de la sección como los datos utilizados para el cálculo seccional:

GEOMETRÍA			
h	0.4	r mec'	0.052
b	0.4	r mec	0.052
Ø'	0.02	d'	0.052
Ø	0.02	d	0.348
Øw	0.012	v1	0.148
Cnom	0.03	v2'	0.148

DATOS			
fck (Mpa)	45	fcd (Mpa)	30
fyk (Mpa)	500	fyd (Mpa)	434.782609
Es (Mpa)	200000	λ	0.8
εcu,f	0.0035	η	1
εcu,c	0.0075	αcc	1

8.3.2. ESFUERZOS DE CÁLCULO PILAS

A continuación, tras obtener los esfuerzos en todas las pilas de la rampa rápida y establecer el tipo de zapata (simple o combinada) se calculará la sección más desfavorable para zapata simple y la más desfavorable para zapata combinada.

La denominación de pila hace referencia a cada apoyo de la rampa. Cada apoyo de la rampa es un pórtico que consta de 2 pilas y un dintel. Durante el desarrollo del dimensionamiento de la armadura se distinguirá en cada pila, la pila 1 y 2 que son las 2 pilas que junto al dintel conforman el pórtico.

La pila más desfavorable será aquella que tenga la reacción vertical mayor. En la siguiente tabla se muestran las reacciones en las pilas tanto en ELU como en la combinación característica y la cuasipermanente, las pilas que se combinan en una misma zapata y la longitud de las pilas:

REACCIONES ELU			
Nº PILA	RX	RY	RZ (vertical)
1	0	0	127.045
2	-41.534	0	284.977
3	0	28.195	409.982
4	-26.639	104.257	533.413
5	0	141.316	499.341
6	148.563	65.956	471.657
7	130.698	4.122	138.151

Nº PILA	REACCIONES CARACTERÍSTICA			REACCIONES CUASIPERMANENTE		
	RX	RY	RZ (vertical)	RX	RY	RZ
1	0	0	82.107	0	0	75.356
2	-43.707	0	192.927	-50.986	0	182.708
3	0	-1.925	246.191	0	-14.755	213.848
4	-47.023	14.473	345.16	-62.373	-20.827	317.057
5	0	48.921	322.052	0	17.558	295.147
6	70.124	27.76	298.536	47.668	15.894	269.939
7	76.895	2.462	91.676	65.692	2.13	85.681

En zapata simple la pila más desfavorable es la pila 4 con una reacción vertical $R_z = 533.413 \text{ KN}$ y en zapata combinada la pila 6 que se combina con la pila 2 con una reacción vertical $R_z = 471.657 \text{ KN}$.

8.3.3. CÁLCULO DE LA ZAPATA SIMPLE MÁS SOLICITADA

8.3.3.1. GEOMETRÍA Y ESFUERZOS DE CÁLCULO

La longitud de la pila y las reacciones del apoyo son:

LONGITUD	RX	RY	RZ
3.42	-8.8796	34.7523	177.8043

Los esfuerzos de cálculo en la pila 1 y 2 que conforman la pila 7 (pórtico de apoyo de la rampa) se muestran en la siguiente tabla:

PILA 1	Ned	306.36	KN
	My	67.684	KN·m
	Mx	178.279	KN·m
	Vy	-52.128	KN
	Vx	50.814	KN
PILA 2	Ned	280.173	KN
	My	-15.865	KN·m
	Mx	178.279	KN·m
	Vy	-52.128	KN
	Vx	-24.177	KN

A continuación se realiza un cálculo de flexión esviada en la pila 1 y 2:

ANEJO IV. CÁLCULO ESTRUCTURAL (II)

8.3.3.2. CÁLCULO PILA 1

Siendo la profundidad de la fibra neutra $x = 0.15357 \text{ m}$ y la armadura total necesaria es $A_s = 0.002067 \text{ m}^2$.

8.3.3.2.1. ELU SOLICITACIONES TANGENCIALES

El cortante de cálculo $V_{Ed} = 50.814 \text{ KN}$ es menor que el valor de diseño de la resistencia a cortante $V_{Rd,c} = 107.247 \text{ KN}$.

Se han de estudiar los modos de rotura como son el agotamiento por excesivas compresiones en el alma o el agotamiento por excesiva tracción en el alma:

○ AGOTAMIENTO POR EXCESIVAS COMPRESIONES EN EL ALMA

Siendo el ángulo entre la armadura de cortante y el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante 90° ($\cotg\alpha=1$) y el límite elástico de cálculo de la armadura de cortante $f_{ywd} = 400 \text{ MPa}$ el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, $V_{Rd,máx} = 1103.222 \text{ KN} > V_{Ed} \rightarrow \text{Cumple}$

○ AGOTAMIENTO POR EXCESIVA TRACCIÓN EN EL ALMA

El área de la sección transversal de la armadura a cortante calculada es $A_{sw/s} = 0.00096 \text{ m}^2/\text{m}$,
 $A_{sw/s} \text{ mínimo} = 0.000405 \text{ m}^2/\text{m}$ y el incremento por cortante $\Delta A_s = 0.0001353 \text{ m}^2$. Se disponen 2 ramas, la separación transversal será de 0.22 m



○ AGOTAMIENTO POR EXCESIVA TRACCIÓN EN EL ALMA

8.3.3.3. CÁLCULO PILA 2

Siendo la profundidad de la fibra neutra $x = 0.15357 \text{ m}$ la armadura total necesaria es $A_s = 0.0018994 \text{ m}^2$.

8.3.3.3.1. ELU SOLICITACIONES TANGENCIALES

El cortante de cálculo $V_{Ed} = -24.177 \text{ KN}$ es menor que el valor de diseño de la resistencia a cortante $V_{Rd,c} = 107.247 \text{ KN}$.

Se han de estudiar los modos de rotura como son el agotamiento por excesivas compresiones en el alma o el agotamiento por excesiva tracción en el alma:

○ AGOTAMIENTO POR EXCESIVAS COMPRESIONES EN EL ALMA

Siendo el ángulo entre la armadura de cortante y el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante 90° ($\cot\alpha=1$) y el límite elástico de cálculo de la armadura de cortante $f_{ywd} = 400 \text{ MPa}$ el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, $V_{Rd,máx} = 1103.22 \text{ KN} > V_{Ed} \rightarrow \text{Cumple}$

El área de la sección transversal de la armadura a cortante calculada es $A_{sw}/s = 0.0009602 \text{ m}^2/\text{m}$,

$A_{sw}/s \text{ mínimo} = 0.0004048 \text{ m}^2/\text{m}$ y el incremento por cortante $\Delta A_s = 0.0001353 \text{ m}^2$ Se disponen

2 ramas, la separación transversal será de 0.55 m.

8.3.4. CÁLCULO DE LA ZAPATA COMBINADA MÁS COMBINADA

8.3.4.1. GEOMETRÍA Y ESFUERZOS DE CÁLCULO

La longitud de las pilas 2 y 6 y las reacciones de los apoyos

Nº PILA	LONGITUD	RX	RY	RZ
2	5.46	-13.8446	0	94.9923
6	1.32	49.521	21.9853	157.219

Los esfuerzos de cálculo en la pila 1 y 2 que conforman las pilas 4 y 10 (pórtico 2 alturas de apoyo de la rampa) se muestran en la siguiente tabla:

PILA 1	Ned	410.629	KN
	My	-7.5048	KN·m
	Mx	43.5204	KN·m
	Vy	-32.97	KN
	Vx	10.673	KN
PILA 2	Ned	346.005	KN
	My	-58.7683	KN·m
	Mx	43.5204	KN·m
	Vy	-32.97	KN
	Vx	-117.704	KN

8.3.4.3. CÁLCULO PILA 2

Siendo la profundidad de la fibra neutra $x = 0.1315 \text{ m}$ la armadura total necesaria es $A_s = 0.0000445 \text{ m}^2$.

8.3.4.3.1. ELU SOLICITACIONES TANGENCIALES

El cortante de cálculo $V_{Ed} = -32.97 \text{ KN}$ es menor que el valor de diseño de la resistencia a cortante $V_{Rd,c} = 107.247 \text{ KN}$.

Se han de estudiar los modos de rotura como son el agotamiento por excesivas compresiones en el alma o el agotamiento por excesiva tracción en el alma:

8.3.4.2. CÁLCULO PILA 1

No es necesario realizar ni cálculo seccional ni ELU de solicitaciones tangenciales ya que la sección resiste.

La armadura por mínimos:

	N superior	N inferior	As'min	Asmin
ARMADURAS POR MÍNIMOS	385.2749	435.983	4.816E-05	5.4497E-05
	557.6573	263.6	6.971E-05	3.295E-05

○ AGOTAMIENTO POR EXCESIVAS COMPRESIONES EN EL ALMA

Siendo el ángulo entre la armadura de cortante y el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante 90° ($\cot\alpha=1$) y el límite elástico de cálculo de la armadura de cortante $f_{ywd} = 400 \text{ MPa}$ el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, $V_{Rd,m\acute{a}x} = 1103.22 \text{ KN} > V_{Ed} \rightarrow \text{Cumple}$



○ AGOTAMIENTO POR EXCESIVA TRACCIÓN EN EL ALMA

El área de la sección transversal de la armadura a cortante calculada es $A_{sw}/s = 0.0009395 \text{ m}^2/\text{m}$,

$A_{sw}/s \text{ mínimo} = 0.0004048 \text{ m}^2/\text{m}$ y el incremento por cortante $\Delta A_s = 0.0002026 \text{ m}^2$ Se disponen

2 ramas, la separación transversal será de 0.15 m.

La armadura por mínimos:

ARMADURAS POR MÍNIMOS	N superior	N inferior	As'min	Asmin
	147.4634	544.546	1.843E-05	6.8068E-05
	493.033	198.976	6.163E-05	2.4872E-05

8.3.5. DIMENSIONAMIENTO ARMADURA

Finalmente, se dimensiona la armadura de todos los pilares eligiendo la pila más desfavorable, en este caso es la pila 1 de la pila 4 (zapata simple).

La armadura total necesaria es $A_s = 0.0020671 \text{ m}^2$ y el incremento por cortante es

$$\Delta A_s = 0.0001353 \text{ m}^2$$

ANEJO IV. CÁLCULO ESTRUCTURAL (II)

Se calculan los mínimos de armadura tanto de pilar como de viga ya que aunque el elemento estructural analizado es un pilar, éste se encuentra flectado en gran medida. A continuación se adjuntan los mínimos calculados:

ARMADURA MÍNIMA COMO PILAR					
N superior	N inferior	As'min	Asmin	Asmin una cara	Asmin 4 caras
535.0228	77.6971	6.688E-05	9.7121E-06	0.0001136	0.00045433
908.6556	-295.9356	0.0001136	-3.699E-05	0.36154	4

ARMADURA MÍNIMA COMO VIGA			
As min, fisuración	As,min rotura	As, min por cara	As, min 4 caras
0.000394726	0.000349181	0.000394726	0.001578906

La armadura que se ha de disponer es el máximo entre la armadura mínima en las 4 caras como viga, como pilar y la armadura total necesaria sumándose el incremento por cortante:

$$A_s = 0.0015789 + 0.0001353 = 0.0022024 \text{ m}^2$$



La armadura longitudinal y transversal realmente dispuesta se recoge en la siguiente tabla:

ARMADURA DISPUESTA		
LONGITUDINAL		
As con mínimos y ΔAs	nºmax redondos/cara	sep entre cara
0.0022024	3	0.128

ARMADURA DISPUESTA					
TRANSVERSAL					
As,disp	nº ramas	sep, trans	ϕ	sep, longi	Asw/s
0.004908739	2	0.31	0.012	0.22	0.0010282

Por lo que finalmente la armadura a disponer será de:

	PILAS RAMPA RÁPIDA
$A_{s\ 4\ caras}$	8 Ø20
A_{transv}	2 ramas Ø12 /30

8.4. DINTELES

8.4.1. DATOS Y GEOMETRÍA

GEOMETRÍA			
h	0.5	r mec'	0.07
b	0.4	r mec	0.07
Ø'	0.032	d'	0.43
Ø	0.032	d	0.07
Øw	0.012	v1	0.18
Cnom	0.042	v2'	0.18

DATOS			
fck (Mpa)	45	fcd (Mpa)	30
fyk (Mpa)	500	fyd (Mpa)	434.782609
Es (Mpa)	200000	λ	0.8
εcu,f	0.0035	η	1
εcu,c	0.0075	αcc	1

8.4.2. ESFUERZOS DE CÁLCULO

A partir de las reacciones en la rampa y con las fuerzas distribuidas en el dintel se calcularán los esfuerzos de cálculo en el dintel:

	REACCIONES EN LA RAMPA		
	ELU	COMB. CARACTERÍSTICA	COMB. CUASIPERMANENTE
$R_{x,max}(KN)$	188.977	104.334	84.28
$R_{z,max}(KN)$	656	341.45	260.127

	FUERZAS DISTRIBUIDAS		
	Q ELU	Q COMB. CARACTERÍSTICA	Q COMB. CUASIPERMANENTE
$R_x(KN)$	298.181	155.204	118.239
$R_z(KN)$	85.898	47.424	38.309

	ESFUERZOS DE CÁLCULO		
	ELU	COMB. CARACTERÍSTICA	COMB. CUASIPERMANENTE
$M_1 (KN \cdot m)$	167.55	93.71	76.81
$M_2 (KN \cdot m)$	194.85	105.38	83.61
$M_3 (KN \cdot m)$	-279.35	-152.96	-122.42
$V_{max} (KN)$	433.662	-	-
$N_{comp} (KN)$	109.93	60.749	48.741
$N_{tracc} (KN)$	78.246	43.575	35.519

8.4.3. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES

8.4.3.1. FLEXIÓN NEGATIVA

8.4.3.1.1. ESFUERZOS DE CÁLCULO

	M (kN·m)
ELU	279.35
COMB.	152.96
CARACTERÍSTICA	
COMB.	122.42
CUASIPERMANENTE	

Tras realizar la comprobación ELS de fisuración, la sección no fisura.

8.4.3.1.2. DIMENSIONAMIENTO ARMADURA

Obtenido el momento de cálculo con el cual se dimensionará el armado, en el diagrama de interacción axil-momento se sitúa en la zona C por lo que la armadura superior es necesaria en tracción pero la armadura inferior no es necesaria:

Siendo la profundidad de la fibra neutra $x = 0.0717 \text{ m}$ la armadura inferior es $A_{inf} = 0.00215942 \text{ m}^2$ y la armadura superior $A_{sup} = 0$.

Para el control de la fisuración el área longitudinal mínima de tracción es $A_{s,min fis} = 0.00061676 \text{ m}^2$ y para evitar la rotura frágil $A_{s,min rot} = 0.00050013 \text{ m}^2$.

Aunque no es necesario disponer armadura inferior, por mínimos se dispondrá $A_{sup} = 0.00021 \text{ m}^2$.

No se considera incremento del área por cortante $\Delta A_{s,cort} = 0.00049871$.

En flexión negativa la armadura superior necesaria será el máximo valor entre $A_s + \Delta A_{s,cort}$, $A_{s,min fis}$ y $A_{s,min rot}$.

En este caso, $A_{inf} = 0.00215942 + 0.00049871 = 0.00265813 \text{ m}^2$

La armadura superior se dispondrá por mínimos, $A_{sup} = 0.00021 \text{ m}^2$.

8.4.3.2. FLEXIÓN POSITIVA

8.4.3.2.1. ESFUERZOS DE CÁLCULO

	M (KN·m)
ELU	194.85
COMB. CARACTERÍSTICA	105.38
COMB. CUASIPERMANENTE	83.61

8.4.3.2.2. DIMENSIONAMIENTO ARMADURA

Tras realizar la comprobación ELS de fisuración, la sección no fisura.

Como en el caso de flexión negativa, en el diagrama de interacción axil-momento se sitúa en la zona C por lo que la armadura inferior es necesaria en tracción pero la armadura superior no es necesaria:

Siendo la profundidad de la fibra neutra $x = 0.04068 \text{ m}$ la armadura inferior es $A_{inf} = 0.0011344 \text{ m}^2$ y la armadura superior $A_{sup} = 0$.

El área longitudinal mínima de tracción para el control de fisuración y para evitar la rotura frágil es la misma que en el caso de la flexión negativa:

$$A_{s,min\,fis} = 0.00061676 \text{ m}^2$$

$$A_{s,min\,rot} = 0.00050013 \text{ m}^2$$

En flexión negativa la armadura superior necesaria será el máximo valor entre $A_{sup} + \Delta A_{s,cort}$, $A_{s,min\,fis}$ y $A_{s,min\,rot}$.

$$\text{En este caso, } A_{sup} = 0.00061676 \text{ m}^2$$

La armadura inferior necesaria será el máximo valor entre A_{inf} y $A_{s,min}$.

$$\text{En este caso, } A_{inf} = 0.0011344 \text{ m}^2.$$

Se elige el máximo valor de A_{sup} y A_{inf} deflexión positiva y negativa:

$$A_{sup} = 0.0011344 \text{ m}^2$$

$$A_{inf} = 0.00265813 \text{ m}^2$$

Se dispondrán, 6 Ø25 en la cara superior con una separación entre caras de 0.0512 m siendo la armadura realmente dispuesta 0.00294524 m^2 y 3 Ø25 en la cara inferior con una separación entre cares de 0.1655 m siendo la armadura realmente dispuesta 0.00147262 m^2 .



8.4.4. ELU SOLICITACIONES TANGENCIALES

Por lo que finalmente la armadura a disponer será de:

El cortante de cálculo $V_{Ed} = 433.662 \text{ KN}$ es menor que el valor de diseño de la resistencia a cortante $V_{Rd,c} = 125.8466 \text{ KN}$ no se necesita armadura pero dispondremos armadura por mínimos.

	DINTEL
A_{sup}	3 Ø32
A_{inf}	3 Ø32
A_{trans}	2 ramas Ø12/32.8

8.4.4.1. AGOTAMIENTO POR EXCESIVAS COMPRESIONES EN EL ALMA

Siendo el ángulo entre la armadura de cortante y el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante 90° ($\cot\alpha=1$) y el límite elástico de cálculo de la armadura de cortante $f_{ywd} = 400 \text{ MPa}$ el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, $V_{Rd,máx} = 1393.2 \text{ KN} > V_{Ed} \rightarrow \text{Cumple}$

8.4.4.2. AGOTAMIENTO POR EXCESIVA TRACCIÓN EN EL ALMA

El área de la sección transversal de la armadura a cortante calculada es

$A_{sw/s} = 0.002801434 \text{ m}^2/\text{m}$ y $A_{sw/s} \text{ mínimo} = 0.00040484 \text{ m}^2$. El área real que se dispondrá será $A_{sw/s} = 0.002801434 \text{ m}^2$. Se disponen 2 ramas, la separación transversal será de 0.328 m. La separación longitudinal es $0.08 \text{ m} < 0.3 \text{ m}$.

9. DIMENSIONAMIENTO MURO ESTRIBO

COMB. CUASIPERMANENTE	$M_{Ed} = 221.04 \text{ KN} \cdot \text{m}$
	$N_{Ed} = 89.93 \text{ KN}$
	$M_{Ed} = 221.04 \text{ KN} \cdot \text{m}$

9.1. DIMENSIONAMIENTO DEL ALZADO

9.1.1. DATOS Y GEOMETRÍA

DATOS	
$h=6 \text{ m}$	$\varnothing = 12 \text{ mm}$
$a=0.5 \text{ m}$	$\varnothing' = 12 \text{ mm}$
$b=0.5 \text{ m}$	$\varnothing_w = 20 \text{ mm}$
$c_{nom} = 0.075 \text{ m}$	$c'_{nom} = 0.03 \text{ m}$

9.1.2. ESFUERZOS DE CÁLCULO

En primer lugar, se calculan los esfuerzos de cálculo en ELU, la combinación característica y la cuasipermanente:

ESFUERZOS DE CÁLCULO	
ELU	$N_{Ed} = 195.23 \text{ KN}$
	$M_{Ed} = 221.04 \text{ KN} \cdot \text{m}$
COMB. CARACTERÍSTICA	$N_{Ed} = 144.62 \text{ KN}$

9.1.3. DIMENSIONAMIENTO ARMADURA

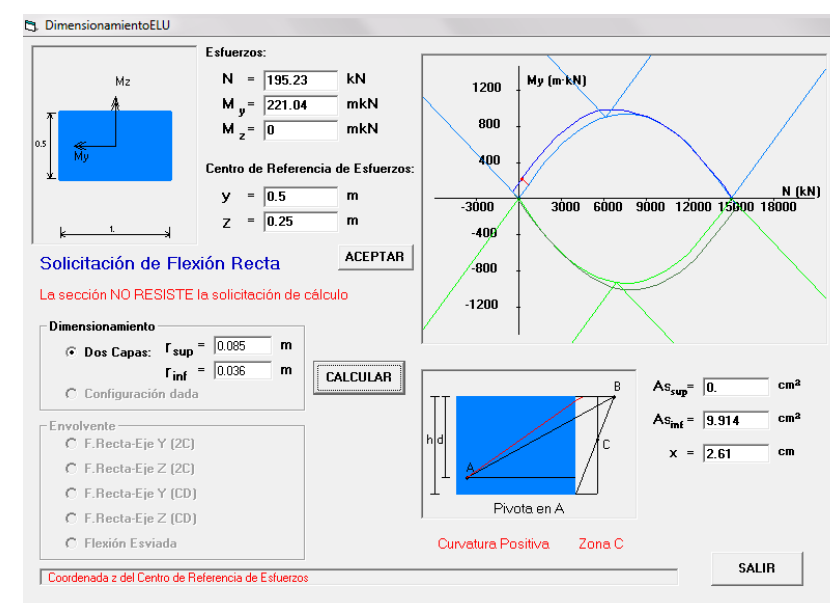


Figura 14. Armadura calculada con "Calcflex"

A partir de los esfuerzos de cálculo la armadura necesaria calculada es $A_{inf} = 0.00099 \text{ m}^2$, no hay incremento de armadura por cortante (ΔA_{sw}) y por mínimos $A_{inf} = 0.00138 \text{ m}^2$.

Se dispondrá un área $A_{inf} = 0.00138 \text{ m}^2$ en 5 $\emptyset 20$. Se ha de comprobar que $M_{fis} > M_{Ed}$.

$$M_{fis} = \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot h^2}{6} = \frac{0.3 \cdot 35000^{\frac{2}{3}} \cdot 0.5 \cdot 1^2}{6} = 26.749 \text{ KN} \cdot \text{m} < M_{Ed} \rightarrow \text{Fisura}$$

Para reducir la abertura de fisura aumentamos la armadura a disponer hasta 7 $\emptyset 20 \rightarrow A_{inf, realmente dispuesta} = 0.0021991 \text{ m}^2$

En cuanto a A_{sup} disponemos la armadura por mínimos siendo $A_{sup} = 0.000135 \text{ m}^2$, se han de disponer 2 $\emptyset 12$, como no cumple con la separación mínima se dispondrán

$$4 \emptyset 12 \rightarrow A_{sup, realmente dispuesta} = 0.00045238 \text{ m}^2.$$

La armadura horizontal necesaria es $A_{s, horizontal} = 0.00486 \text{ m}^2$, se dispondrán 43 $\emptyset 12 \rightarrow A_{s, horizontal} = 0.0048631 \text{ m}^2$.

Por lo que finalmente la armadura a disponer será de:

	ALZADO MURO
A_{sup}	4 $\emptyset 12$
A_{inf}	7 $\emptyset 20$
$A_{horizontal}$	43 $\emptyset 12$

9.2. DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

9.2.1. DATOS Y GEOMETRÍA

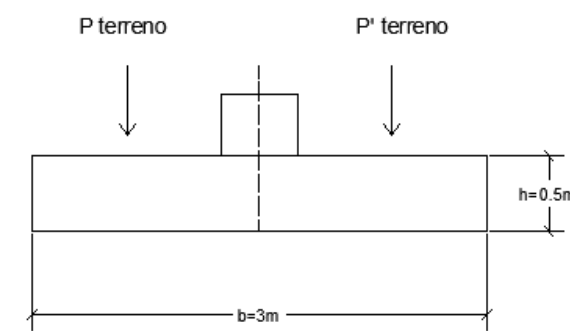


Figura 15. Dimensiones de la zapata y peso del terreno sobre ésta

$$v_{max} = 1.5 \text{ m} > 2h = 1 \text{ m} \rightarrow \text{Zapata flexible}$$

DATOS	
$b = 3 \text{ m}$	$PP_{muro} = 75 \text{ KN}$
$h = 0.5 \text{ m}$	$PP_{zapata} = 37.5 \text{ KN}$
$a = 0.5 \text{ m}$	$P_{terreno} = 150 \text{ KN}$
$v_{max} = 1.5 \text{ m}$	$P'_{terreno} = 30 \text{ KN}$

9.2.2. ESFUERZOS DE CÁLCULO

ESFUERZOS DE CÁLCULO	
ELU	$N^* = 527.1 \text{ KN}$
	$M^* = 116.04 \text{ KN} \cdot \text{m}$
COMB. CARACTERÍSTICA	$N^* = 437.12 \text{ KN}$
	$M^* = 116.04 \text{ KN} \cdot \text{m}$
COMB. CUASIPERMANENTE	$N^* = 382.43 \text{ KN}$
	$M^* = 116.04 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N^*}{b} + \frac{6 \cdot M^*}{b^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N^*}{b} - \frac{6 \cdot M^*}{b^2}$$

	$\sigma_1 (\text{KN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{KN/m}^2)$
ELU	253.06	98.34
COMB. CARACTERÍSTICA	223.067	68.35
COMB. CUASIPERMANENTE	204.83	50.12

9.2.3. TENSIONES EN EL TERRENO

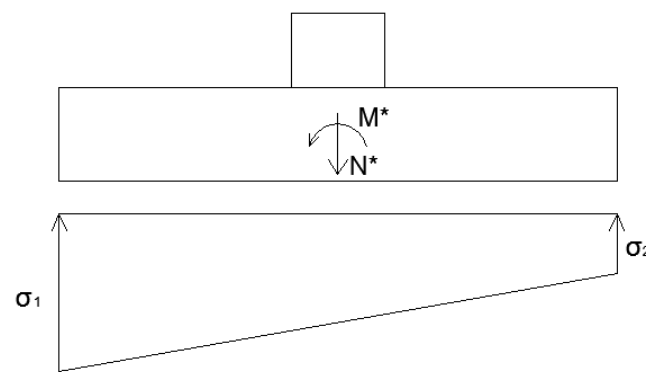


Figura 16. Tensiones del terreno

9.2.4. ELU AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES

9.2.4.1. CÁLCULO EN LA SECCIÓN A

9.2.4.1.1. DEFINICIÓN SECCIÓN DE ANÁLISIS

Se comprueba la sección a una distancia $r = 0.15a = 0.075 \text{ m}$ del extremo del pilar.

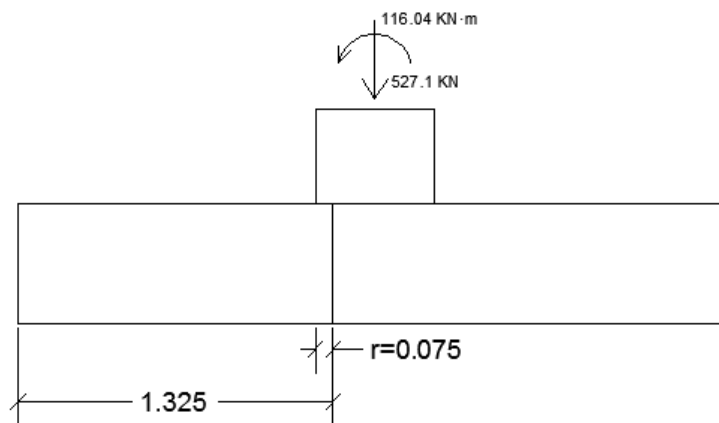


Figura 17. Indicación de la sección A a comprobar

9.2.4.1.2. CÁLCULO TENSIONES

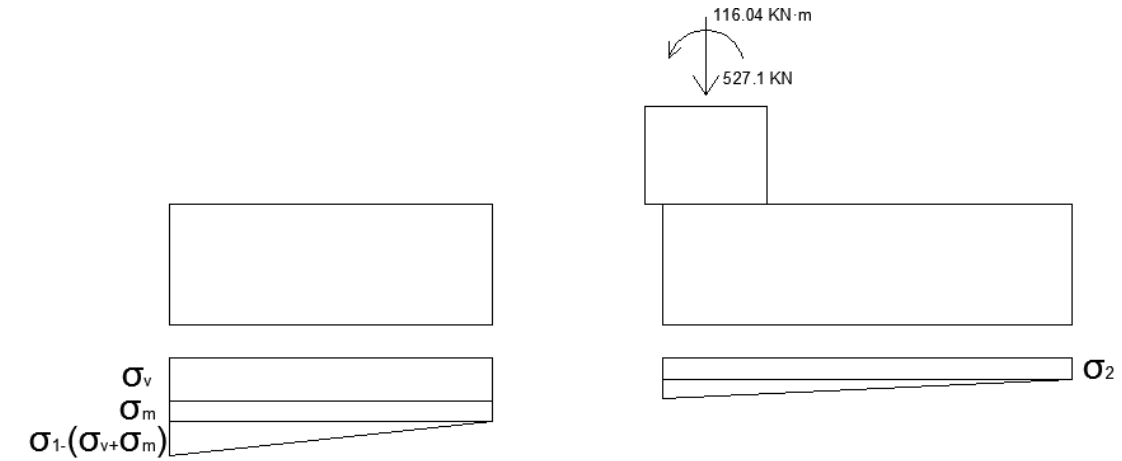


Figura 18. Zapata seccionada por la sección A

$$\sigma_v = \frac{N}{A} = \frac{527.1}{3} = 43.19 \text{ KN/m}^2$$

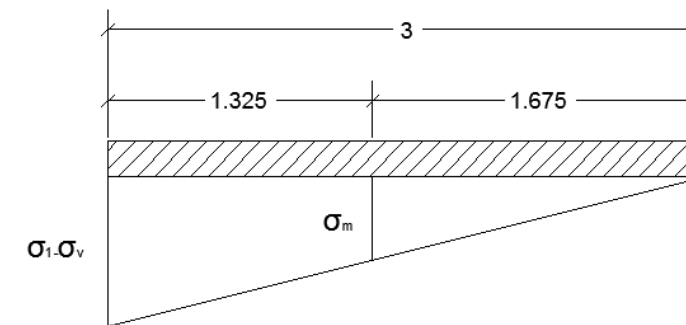


Figura 19. Descomposición de las tensiones

$$\frac{\sigma_m}{1.675} = \frac{\sigma_1 - \sigma_v}{3} = \frac{77.36}{3} \rightarrow \sigma_m = 43.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_v + \sigma_m = 218.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 - (\sigma_v + \sigma_m) = 34.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sum V = 0 \rightarrow V_A = R_1 + R_2 = 312.5 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0 \rightarrow M_A - R_1 \cdot \frac{1.325}{2} - R_2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 1.325 = 0 \rightarrow M_A = 211.98 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

9.2.4.1.3. CÁLCULO REACCIONES Y ESFUERZOS DE CÁLCULO

$$R_1 = 218.89 \cdot 1.325 = 290.03 \text{ KN}$$

$$R_2 = 34.17 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1.325 = 22.46 \text{ KN}$$

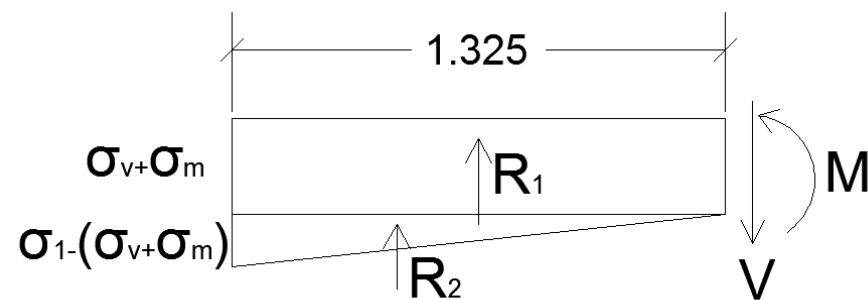


Figura 20. Reacciones y esfuerzos en la zapata seccionada

Se calcula el momento y el cortante de cálculo en la sección.

El cortante de que se obtiene en esta sección no se utilizaría para el dimensionamiento de la armadura ya que se estaría sobredimensionando la armadura. Para obtener el cortante de cálculo escogeremos una sección a una distancia d (canto útil) del extremo del pilar (sección B).

9.2.4.2. CÁLCULO EN LA SECCIÓN B

9.2.4.2.1. DEFINICIÓN SECCIÓN DE ANÁLISIS

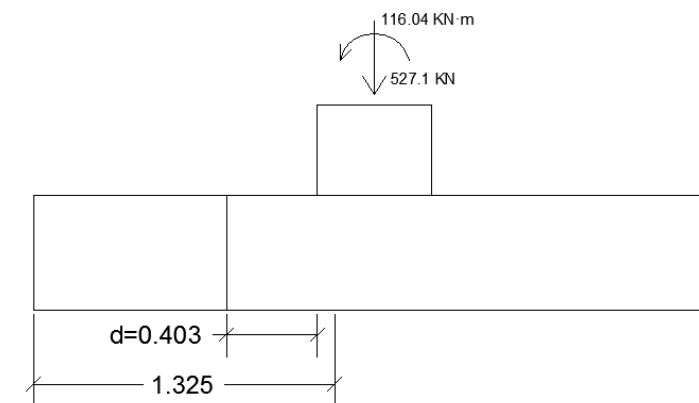


Figura 21. Indicación de la sección B a comprobar

9.2.4.2.2. CÁLCULO TENSIONES

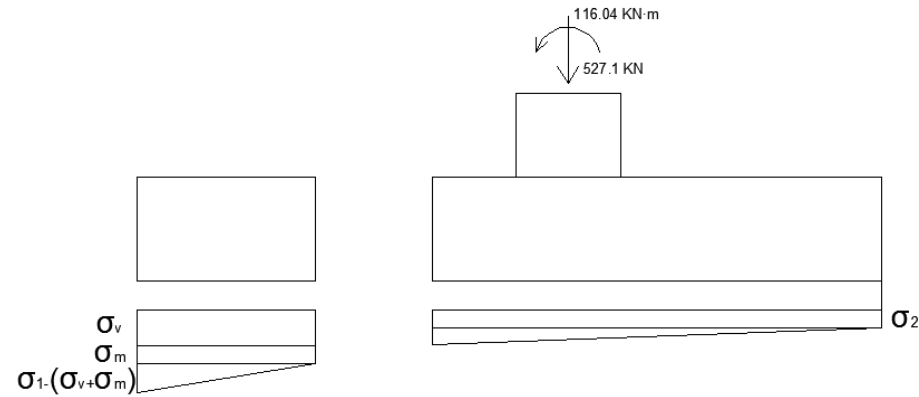


Figura 22. Zapata seccionada por la sección B

$$\sigma_v = \frac{N}{A} = \frac{527.1}{3} = 43.19 \text{ KN/m}^2$$

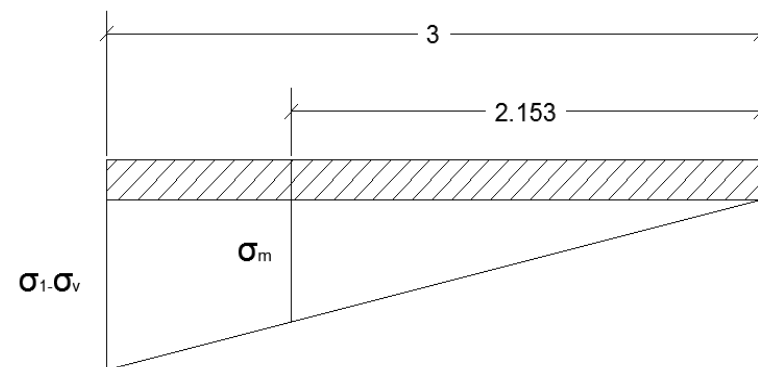


Figura 23. Descomposición de las tensiones

$$\frac{\sigma_m}{2.153} = \frac{\sigma_1 - \sigma_v}{3} = \frac{77.36}{3} \rightarrow \sigma_m = 55.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_v + \sigma_m = 231.22 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 - (\sigma_v + \sigma_m) = 21.84 \text{ KN/m}^2$$

9.2.4.2.3. CÁLCULO REACCIONES Y ESFUERZOS DE CÁLCULO

$$R_1 = 231.22 \cdot 1.325 = 195.84 \text{ KN}$$

$$R_2 = 21.84 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1.325 = 9.25 \text{ KN}$$

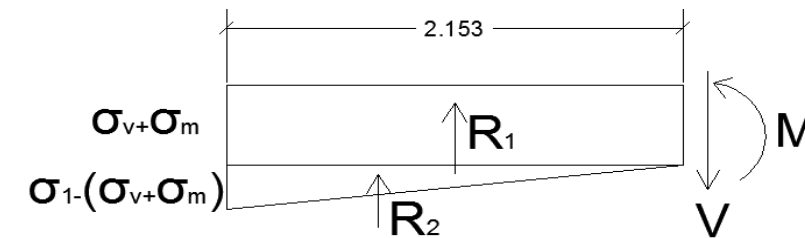


Figura 24. Reacciones y esfuerzos en la zapata seccionada

Se calcula el momento y el cortante de cálculo en la sección.

$$\sum V = 0 \rightarrow V_B - R_1 - R_2 = 0 \rightarrow \boxed{V_B = 205.089}$$

$$\sum M = 0 \rightarrow M_B - R_1 \cdot \frac{0.847}{2} - R_2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0.847 = 0 \rightarrow M_B = 88.16 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Por tanto, para el dimensionamiento de la zapata del muro escogemos el momento de cálculo en la sección A (a una distancia de r del extremo del pilar) y el cortante de cálculo en la sección B (a una distancia d del extremo del pilar):

$$\boxed{M_A = 211.98 \text{ KN} \cdot \text{m}}$$

$$\boxed{V_B = 205.089 \text{ KN}}$$

9.2.5. ELU SOLICITACIONES TANGENCIALES

Se ha de comprobar el agotamiento por tracción del alma en la pieza sin armadura de cortante pues al tratarse de una losa no se necesita armadura de cortante.

Se ha de cumplir:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = v \cdot b_w \cdot d$$

$$v = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \leq v_{min}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.704$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0038 \leq 0.02$$

$$v_{min} = \frac{0.075}{\gamma_c} \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = \frac{0.075}{1.5} \cdot 1.704^{3/2} \cdot 45^{1/2} = 0.7463$$

$$v = 0.5268$$

$$V_{Rd,c} = 300.79 \text{ KN} \geq V_{Ed} = 205.089 \text{ KN}$$

A partir de los esfuerzos de cálculo ($M_A = 211.98 \text{ KN} \cdot \text{m}$ y $V_B = 205.089$) la armadura necesaria calculada es $A_{inf} = 0.001237 \text{ m}^2$, no hay incremento de armadura por cortante (ΔA_{sw}) y por mínimos $A_{inf} = 0.00136 \text{ m}^2$.

Se dispondrá un área $A_{inf} = 0.0016 \text{ m}^2$ en 5 Ø20. Se ha de comprobar que $M_{fis} > M_{Ed}$.

$$M_{fis} = \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot h^2}{6} = \frac{0.3 \cdot 45000^{\frac{2}{3}} \cdot 3 \cdot 1^2}{6} = 189.77 \text{ KN} \cdot \text{m} < M_{Ed} \rightarrow \text{Fisura}$$

Para reducir la abertura de fisura aumentamos la armadura a disponer hasta 6 Ø20 $\rightarrow A_{inf, realmente dispuesta} = 0.0018849 \text{ m}^2$

En cuanto a A'_s , no se necesita.

Por último, la armadura de reparto es $A_{s, reparto} = 13 \text{ Ø12}$ con una separación $s = 0.2255 \text{ m} < 0.3 \text{ m}$.

9.2.6. COMPROBACIÓN ELS EN LA SECCIÓN A

$$\sigma_v = \frac{N}{A} = \frac{382.43}{3} = 127.47 \text{ KN/m}^2$$

9.2.6.1. DEFINICIÓN SECCIÓN DE ANÁLISIS

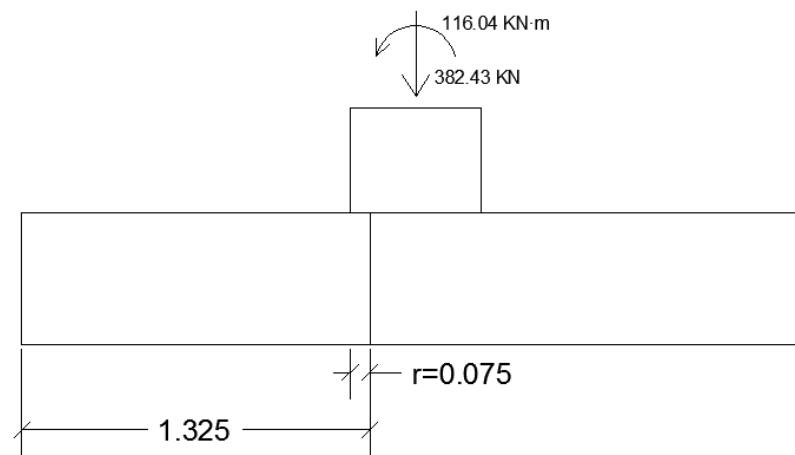


Figura 25. Indicación de la sección A a comprobar

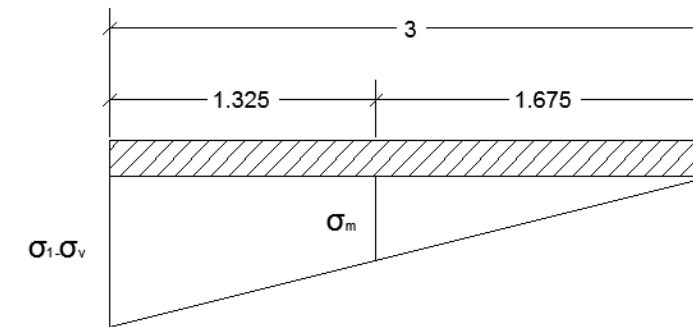


Figura 26. Descomposición de las tensiones

9.2.6.2. CÁLCULO TENSIONES

$$\frac{\sigma_m}{1.675} = \frac{\sigma_1 - \sigma_v}{3} = \frac{77.36}{3} \rightarrow \sigma_m = 43.2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_v + \sigma_m = 170.67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 - (\sigma_v + \sigma_m) = 34.17 \text{ KN/m}^2$$

DATOS	
$N_{Ed} = 382.43 \text{ KN}$	$\sigma_1 = 204.84 \text{ KN/m}^2$
$M_{Ed} = 116.04 \text{ KN} \cdot \text{m}$	$\sigma_2 = 50.12 \text{ KN/m}^2$

9.2.6.3. CÁLCULO REACCIONES Y ESFUERZOS DE CÁLCULO

$$R_1 = 170.67 \cdot 1.325 = 226.13 \text{ KN}$$

$$R_2 = 34.17 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1.325 = 22.46 \text{ KN}$$

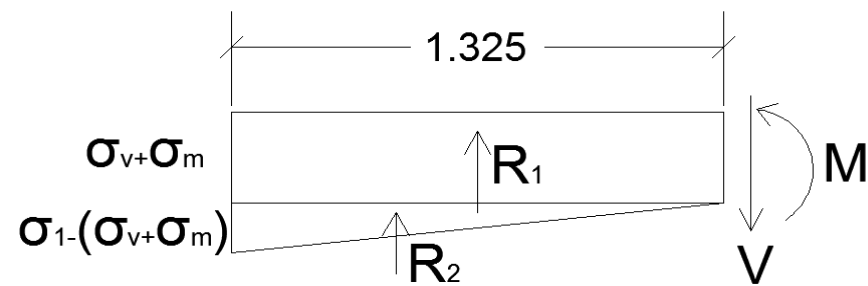


Figura 27. Reacciones y esfuerzos en la zapata seccionada

Se calcula el momento y el cortante de cálculo en la sección.

$$\sum V = 0 \rightarrow V_A - R_1 - R_2 = 0 \rightarrow V'_A = 248.76 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0 \rightarrow M_A - R_1 \cdot \frac{1.325}{2} - R_2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 1.325 = 0 \rightarrow M'_A = 211.98 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fis} = \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot h^2}{6} = \frac{0.3 \cdot 45000^2 \cdot 3 \cdot 1^2}{6} = 189.77 \text{ KN} \cdot \text{m} < M'_A \rightarrow \text{Fisura}$$

Para que cumpla abertura de fisura aumentamos el número de redondos $\rightarrow 6 \phi 20$

Por lo que finalmente la armadura a disponer será de:

		ZAPATA ESTRIBO
ARMADURA LONGITUDINAL	A_{sup}	0
	A_{inf}	6 $\phi 20$ /metro
ARMADURA TRANSVERSAL	A_{sup}	0
	A_{inf}	13 $\phi 12$
ARMADURA A CORTANTE	A_{sw}	-

9.2.7. LONGITUDES DE ANCLAJE

		LONGITUDES DE ANCLAJE MURO	
		ALZADO	ZAPATA
Lbd tracción (mm)		342.31	250.58
Lbd compresión (mm)		120	-
Disposición		Recta	Patilla

9.3. DIMENSIONAMIENTO PILA APOYO TABLERO

9.3.1. DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

9.3.1.1. GEOMETRÍA

DATOS	
$b = 5.1 \text{ m}$	$a = 2.5 \text{ m}$
$h = 0.7 \text{ m}$	$v_{max} = 1.3 \text{ m}$

9.3.1.2. ESFUERZOS DE CÁLCULO

ESFUERZOS DE CÁLCULO	
ELU	$N^* = 3236 \text{ KN}$
	$M^* = 1794 \text{ KN} \cdot \text{m}$

9.3.1.3. CÁLCULO TENSIONES

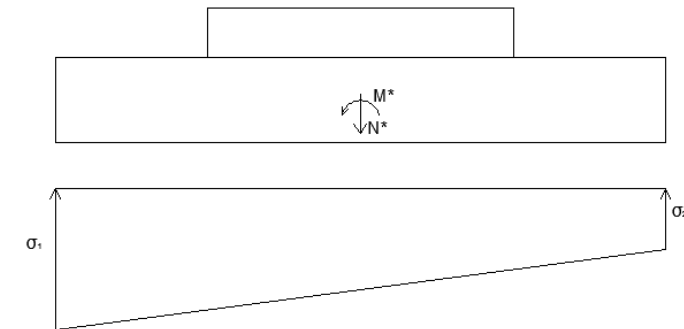


Figura 28. Tensiones del terreno

$$\sigma_1 = \frac{N^*}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M^*}{b^2 \cdot a}$$

$$\sigma_2 = \frac{N^*}{b \cdot a} - \frac{6 \cdot M^*}{b^2 \cdot a}$$

	$\sigma_1 (\text{KN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{KN/m}^2)$
ELU	698.9	147.11

9.3.1.4. CÁLCULO EN LA SECCIÓN A

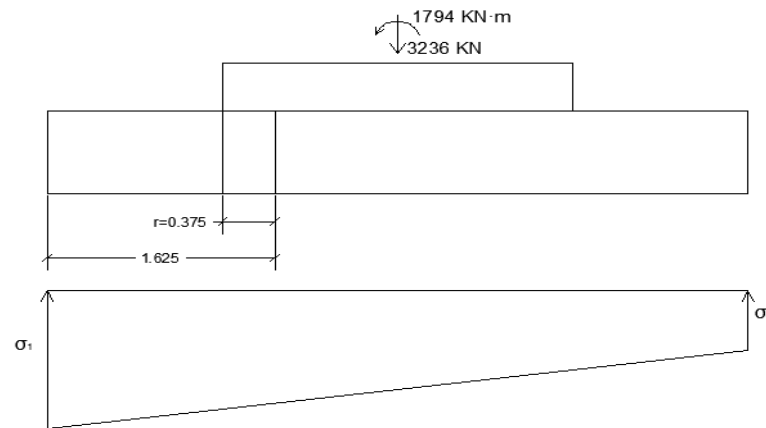


Figura 29. Indicación de la sección A a comprobar

$$\sigma_m = \frac{3.425 \cdot (689.9 - 147.11)}{5.1} = 370.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_A = 147.11 + 370.56 = 517.67 \text{ KN/m}^2$$

$$V_A = 517.67 \cdot 1.675 \cdot 1.5 + \frac{1.675 \cdot 1.5}{2} \cdot (698.9 - 517.67) = 1528.31 \text{ KN}$$

$$M_A = 517.67 \cdot \frac{1.675^2}{2} \cdot 1.5 + (698.9 - 517.67) \cdot \frac{1.675 \cdot 1.5}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 1.675 = 1343.5 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

El cortante de que se obtiene en esta sección no se utilizaría para el dimensionamiento de la armadura ya que se estaría sobredimensionando la armadura. Para obtener el cortante de cálculo escogeremos una sección a una distancia d (canto útil) del extremo del pilar (sección B).

9.3.1.5. CÁLCULO EN LA SECCIÓN B

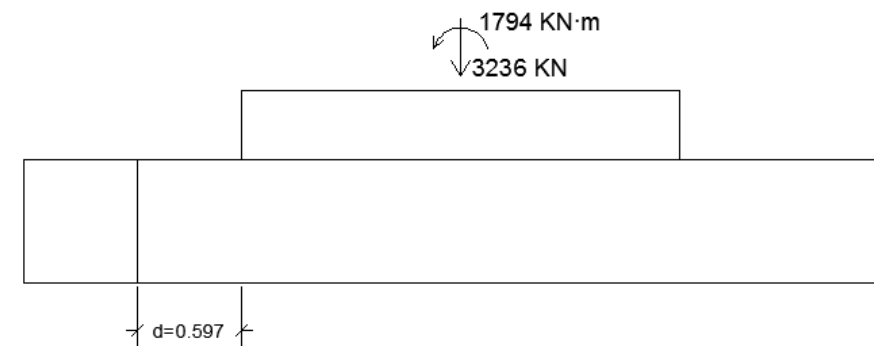


Figura 30. Indicación de la sección B a comprobar

$$\sigma_m = \frac{4.397 \cdot (689.9 - 147.11)}{5.1} = 475.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_B = 147.11 + 475.73 = 622.84 \text{ KN/m}^2$$

$$V_B = 622.84 \cdot 0.703 \cdot 1.5 + \frac{0.703 \cdot 1.5}{2} \cdot (698.9 - 622.84) = 696.88 \text{ KN}$$

$$M_B = 622.84 \cdot \frac{0.703^2}{2} \cdot 1.5 + (698.9 - 622.84) \cdot \frac{0.703 \cdot 1.5}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 0.703 = 249.65 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Por tanto, para el dimensionamiento de la zapata del muro escogemos el momento de cálculo en la sección A (a una distancia de r del extremo del pilar) y el cortante de cálculo en la sección B (a una distancia d del extremo del pilar):

$$M_A = 1343.5 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$V_B = 696.88 \text{ KN}$$

9.3.1.6. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A PUNZONAMIENTO

9.3.1.6.1. COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA MÁXIMA-FLEXIÓN RECTA

El valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento de una losa sin armadura a punzonamiento

$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_o \cdot d}$ y el valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento máxima a lo largo de la sección crítica considerada $v_{Rd,máx} = 0.5 \cdot \left[0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right] \cdot f_{cd}$ siendo:

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa} \text{ y } f_{yd} = 30 \text{ MPa}$$

$$d = 0.608 \text{ m}$$

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_0}{w_0}$$

u_0 es la longitud del perímetro crítico:

$$u_0 = 2 \cdot C_y + 2 \cdot C_x = 2 \cdot 2.5 + 2 \cdot 1 = 7 \text{ m}$$

w_0 es una distribución de cortantes función del perímetro crítico u_0

$$w_0 = \frac{C_y^2}{2} + C_y \cdot C_x = 5.625 \text{ m}^2$$

K es un coeficiente que depende de la relación entre las dimensiones del pilar C1 y C2:

C1/C2	≤ 0.5	1	2	≥ 3
k	0.45	0.6	0.7	0.8

Tabla 8. Coeficiente k

$$K=0.75$$

$$M_{Ed} \text{ es el momento de cálculo } \rightarrow M_{Ed} = 1794 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} \text{ es el cortante de cálculo } \rightarrow V_{Ed} = 3236 \text{ KN}$$

$$v_{Ed} = 1153.759 \text{ KN} < v_{Rd,máx} = 7380 \text{ KN} \rightarrow \text{Cumple}$$

9.3.1.6.2. COMPROBACIÓN SIN ARMADURA DE PUNZONAMIENTO-FLEXIÓN RECTA

Se ha de cumplir:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{u_i \cdot d} \leq v_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} \geq v_{min} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a}$$

Siendo:

$V_{Ed,red}$ es la fuerza de punzonamiento aplicada:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 3236 - 6623.13 = -3387.13 \text{ KN}$$

ΔV_{Ed} es la fuerza neta ascendente:

$$\Delta V_{Ed} = \sigma_{ui,media} \cdot A_{ui} = 6623.13 \text{ KN}$$

$\sigma_{ui,media}$ es la tensión neta del terreno sin el peso propio de la zapata:

$$\sigma_{ui,media} = \frac{\sigma_{A1} + \sigma_{A2}}{2} = 423.005 \text{ KN/m}^2$$

$$A_{ui} = \pi \cdot a^2 + 2 \cdot a \cdot c + 2 \cdot a \cdot c + c \cdot c = 15.657 \text{ m}^2$$

a es la distancia del contorno del pilar al perímetro crítico considerado:

$$a = 2d = 1.216 \text{ m}$$

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed,red}} \cdot \frac{u_i}{w_i} = 1 + 1.573 \cdot \frac{1794}{-3387.13} \cdot \frac{14.64}{23.522} = 1.258$$

$$u_i = 2 \cdot \pi \cdot a + 2 \cdot c + 2 \cdot c = 14.64 \text{ m}$$

$$w_i = \frac{c^2}{2} + c \cdot c + 2 \cdot c \cdot a + 4 \cdot a^2 + \pi \cdot a \cdot c = 23.52 \text{ m}^2$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{u_i \cdot d} = \frac{1.258 \cdot (-3387.13)}{14.64 \cdot 0.608} = -478.994 \text{ KN}$$

$$\gamma_c = 1.5$$



$$d = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{0.597 + 0.619}{2} = 0.608 \text{ m}$$

d_x es el canto útil en la dirección x

d_y es el canto útil en la dirección y

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.573$$

$$\rho_{Lx} = \frac{A_{sx}}{d_x} = \frac{0.0064339}{0.597} = 1.077 \cdot 10^{-2}$$

$$\rho_{Ly} = \frac{A_{sy}}{d_y} = \frac{0.000540419}{0.619} = 8.73 \cdot 10^{-4}$$

$$\rho_I = \sqrt{\rho_{Lx}^2 + \rho_{Ly}^2} = 3.06 \cdot 10^{-3}$$

$$v_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_I \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} = 679.43 \text{ KN}$$

$$v_{min} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} = 127 \text{ KN}$$

Por tanto se cumple la condición:

$$v_{Ed} = -478.99 \text{ KN} \leq v_{Rd,c} = 679.43 \text{ KN} \geq v_{min} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} = 127 \text{ KN}$$

Tras realizar ambas comprobaciones y cumplirlas, la zapata resistirá el punzonamiento

Por lo que finalmente la armadura a disponer será de:

ZAPATA PILA APOYO		
ARMADURA LONGITUDINAL	A_{sup}	9 Ø12
	A_{inf}	12 Ø32
ARMADURA TRANSVERSAL	A_{sup}	0
	A_{inf}	0
ARMADURA A CORTANTE	A_{sw}	Estribos 6 ramas Ø12 /20

9.3.2. DIMENSIONAMIENTO PARTES PILA APOYO

Para calcular el área necesaria se ha hecho uso del programa “Calcflex” y se ha comparado el área obtenida con los mínimos escogiéndose el valor mayor.

A continuación, se dimensionan la armadura de las 3 secciones que arrancan de la bifurcación de la pila y la base de la cual arrancan:

9.3.2.1. BASE

ESFUERZOS DE CÁLCULO	
$N_{Ed} = 3236 \text{ KN}$	
$M_{Ed} = 1794 \text{ KN} \cdot \text{m}$	

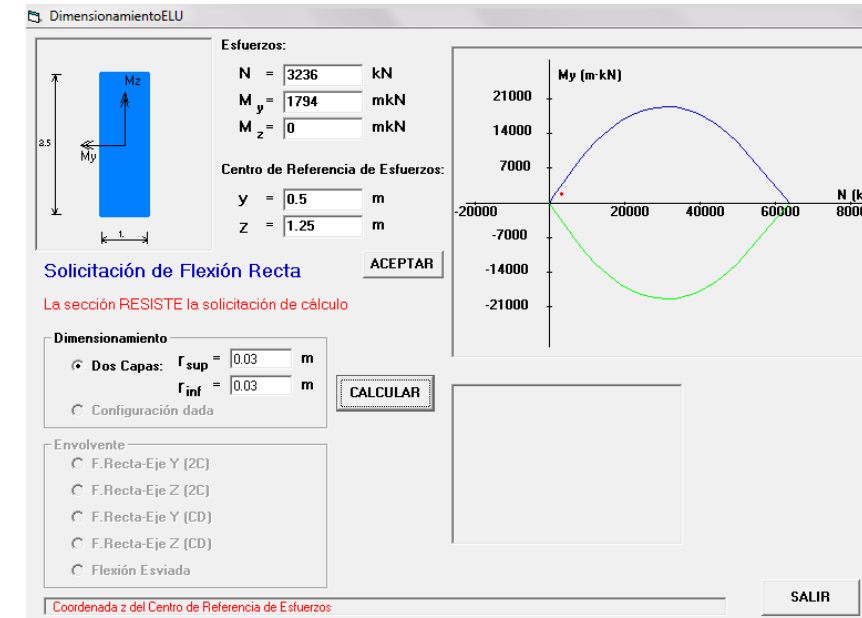


Figura 31. Armadura calculada con “Calcflex” de la base

La sección resiste por sí sola, por tanto colocamos la armadura por mínimos:

$$A_{st} = 0.004 \cdot A_c = 0.004 \cdot 2.5 \cdot 1 = 0.01 \text{ m}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{0.05 \cdot N_d}{f_y} = \frac{0.05 \cdot 3236}{400 \cdot 10^3} = 4.045 \cdot 10^{-3} < \frac{A_{st}}{2} = \frac{0.01}{2} = 5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 \rightarrow A_s = A'_s$$

$$A_{sup} = A_{inf} = 5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 \rightarrow 16\emptyset 20$$

9.3.2.2. SECCIÓN IZQUIERDA Y DERECHA

ESFUERZOS DE CÁLCULO
$N_{Ed} = 1776.65 \text{ KN}$
$M_{Ed} = 937.32 \text{ KN} \cdot \text{m}$
$V_{Ed} = 276.88 \text{ KN}$

$$A_{s,min} = \frac{0.05 \cdot N_d}{f_y} = \frac{0.05 \cdot 1776.65}{400 \cdot 10^3} = 2.23 \cdot 10^{-4}$$

La armadura de la cara superior A_{sup} no es necesaria por lo que se dispone por mínimos escogiendo el menor valor entre A_{st} y $A_{s,min} \rightarrow A_{s,min} = 2.23 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow 3 \text{ } \emptyset 12$ con un recubrimiento mecánico de 0.035 m.

En la cara inferior, la armadura necesaria por cálculo es $A_{inf} = 1.923 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$, al ser mayor que A_{st} y $A_{s,min}$ se dispone $A_{inf} = 2.1145 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 \rightarrow 5 \text{ } \emptyset 25$ con un recubrimiento mecánico de 0.0475 m

En cuanto a la armadura por cortante el área calculada es $A_{sw}/s = 0.0019706 \text{ m}^2/\text{m}$

Se dispondrán 2 ramas $\emptyset 10/13$.

9.3.2.3. SECCIÓN CENTRAL

ESFUERZOS DE CÁLCULO
$N_{Ed} = 988.99 \text{ KN}$

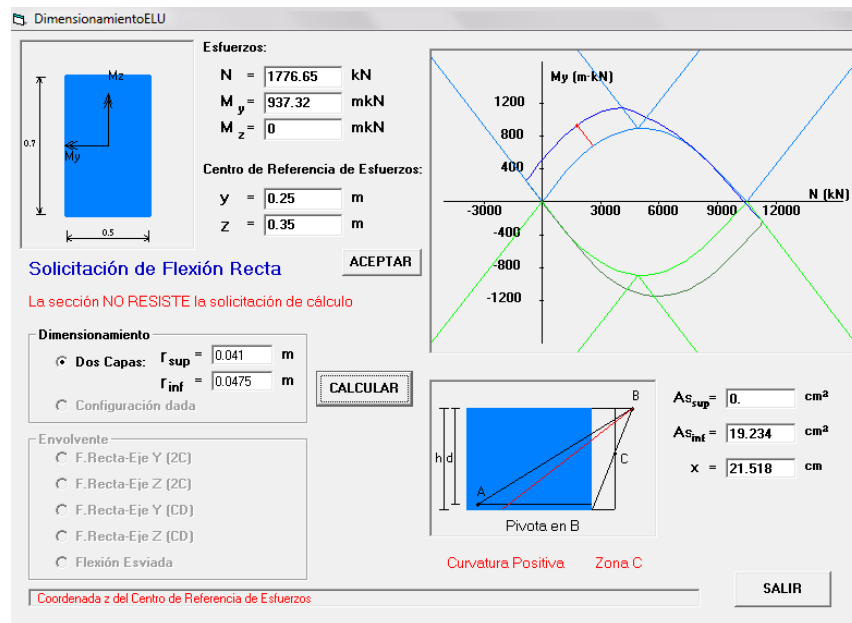


Figura 32. Armadura calculada con "Calcflex" de las secciones izquierda y derecha

$$A_{st} = 0.004 \cdot A_c = 0.004 \cdot (0.7 \cdot 0.5) = 1.4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

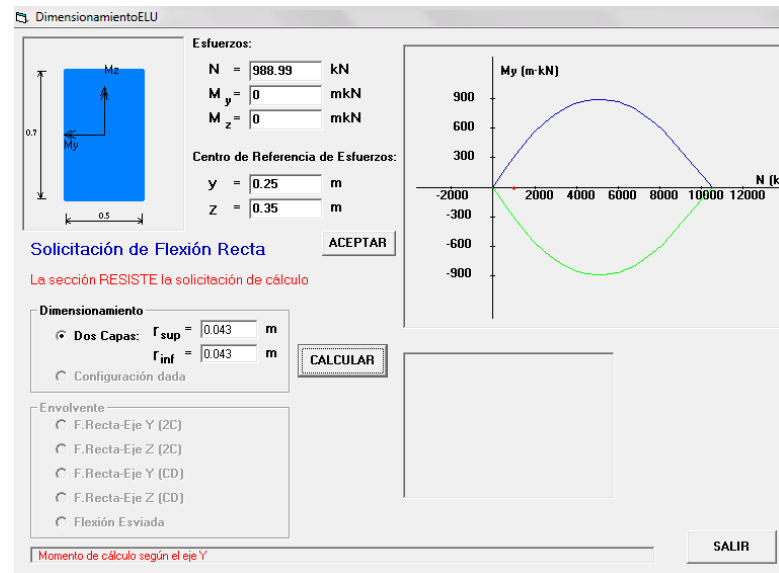


Figura 33. Armadura calculada con “Calcflex” de la sección central

Por lo que finalmente la armadura a disponer será de:

	PILA APOYO		
	BASE	SECCIÓN IZQUIERDA Y DERECHA	SECCIÓN CENTRAL
A_{sup}	16Ø20	3 Ø12	4Ø16
A_{inf}	16Ø20	5 Ø25	4Ø16
A_{sw}	-	2 ramas Ø10/13	2 ramas Ø10/24
$A_{s4caras}$	58Ø20	-	-

La sección resiste por sí sola así que se dispondrá la armadura por mínimos.

$$A_{st} = 0.004 \cdot A_c = 0.004 \cdot 0.7 \cdot 0.5 = 1.4 \cdot 10^{-3} m^2$$

$$A_{s,min} = \frac{0.05 \cdot N_d}{f_y} = \frac{0.05 \cdot 988.99}{400 \cdot 10^3} = 1.236 \cdot 10^{-4} < \frac{A_{st}}{2} = 7 \cdot 10^{-4} m^2 \rightarrow A_s = A'_s$$

$$A_{sup} = A_{inf} = 7 \cdot 10^{-4} m^2 \rightarrow 4\text{Ø}16 \text{ con un recubrimiento mecánico de } 0.044m.$$

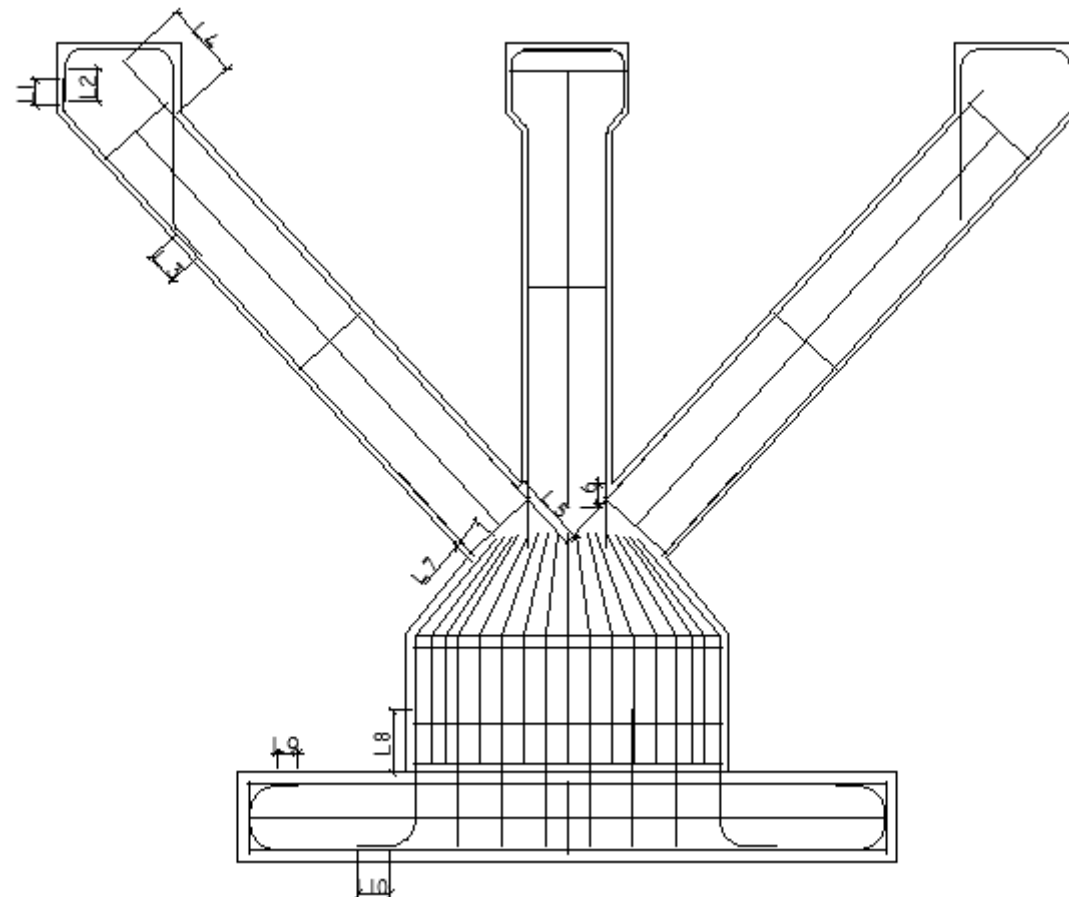
$$A_{sw}/s_{min} = 0.00050606 m^2/m, \quad \text{la separación es } s = 0.31m > 0.3m \rightarrow \text{No cumple}$$

$$\text{Limitamos } s = 15 \cdot \phi_L = 15 \cdot 16 = 240 mm = 0.24 m \rightarrow A_{sw} = 5.066 \cdot 10^{-4} m^2$$

Se dispondrán 2 ramas Ø10/24.

9.3.3. LONGITUDES DE ANCLAJE

Para el fácil reconocimiento de las longitudes de anclaje se adjunta en la figura 34 un esquema simplificado del armado de la pila con las longitudes de anclaje señaladas:



LONGITUDES DE ANCLAJE			
DESIGNACIÓN	DISPOSICIÓN	DESIGNACIÓN	DISPOSICIÓN
$l_1 = 200 \text{ mm}$	Patilla	$l_6 = 160 \text{ mm}$	Recta
$l_2 = 250 \text{ mm}$	Patilla	$l_7 = 200 \text{ mm}$	Recta
$l_3 = 587 \text{ mm}$	Patilla	$l_8 = 480 \text{ mm}$	Recta
$l_4 = 587 \text{ mm}$	Recta	$l_9 = 160 \text{ mm}$	Patilla
$l_5 = 587 \text{ mm}$	Recta	$l_{10} = 160 \text{ mm}$	Patilla



10. RESUMEN ARMADO

10.1. ZAPATAS

		ZAPATAS ACCESOS		
		ESCALERA	RAMPA LENTA	RAMPA RÁPIDA
ARMADURA LONGITUDINAL	A_{sup}	17 ϕ 12	38 ϕ 12	21 ϕ 12
	A_{inf}	17 ϕ 12	38 ϕ 12	21 ϕ 12
ARMADURA TRANSVERSAL	A_{sup}	0	0	0
	A_{inf}	25 ϕ 20	27 ϕ 20	45 ϕ 12
ARMADURA A CORTANTE	A_{sw}	<i>Estribos 6 ramas ϕ12/36</i>	<i>Estribos 12 ramas ϕ12/39</i>	<i>Estribos 7 ramas ϕ12/38</i>

10.2. APOYOS ESTRUCTURA

	ALZADO MURO
A_{sup}	4 ϕ 12
A_{inf}	7 ϕ 20
$A_{horizontal}$	43 ϕ 12

PILA APOYO			
	BASE	SECCIÓN IZQUIERDA Y DERECHA	SECCIÓN CENTRAL
A_{sup}	16 ϕ 20	3 ϕ 12	4 ϕ 16
A_{inf}	16 ϕ 20	5 ϕ 25	4 ϕ 16
A_{sw}	-	2 ramas ϕ 10/13	2 ramas ϕ 10/24
$A_{s4caras}$	58 ϕ 20	-	-

		ZAPATAS APOYOS ESTRUCTURA	
		ESTRIBO	PILA
ARMADURA LONGITUDINAL	A_{sup}	0	9 ϕ 12
	A_{inf}	6 ϕ 20/metro	12 ϕ 32
ARMADURA TRANSVERSAL	A_{sup}	0	0
	A_{inf}	13 ϕ 12	0
ARMADURA A CORTANTE	A_{sw}	-	<i>Estribos 6 ramas ϕ12/20</i>



10.3. APOYOS ACCESOS

APOYOS ACCESOS			
PILAS ESCALERA		DINTEL	
A_{sup}	5 Ø20	A_{sup}	3 Ø32
A_{inf}	5 Ø20	A_{inf}	3 Ø32
A_{trans}	2 ramas Ø12/43	A_{trans}	2 ramas Ø12/32.8
PILAS RAMPA LENTA		PILAS RAMPA RÁPIDA	
$A_{s\ 4\ caras}$	10 Ø25	$A_{s\ 4\ caras}$	8 Ø20
A_{transv}	2 ramas Ø12/30	A_{transv}	2 ramas Ø12/30