



8 DE JUNIO DE 2018

PROYECTO A-68: VIADUCTO 10+070

PBL CIMENTACIONES

SARAVIA DE LOS REYES, RODRIGO;GONZALEZ FERRANDO, DANIEL;CARRASCO RICO, RAFAEL

Contenido		4.2.4. Cimentación de contención – Pilotes en Estribo.....	23
1. Introducción y objeto	3	4.2.4.1. Áreas de pilotes.....	24
2. Datos de partida	4	4.2.4.2. Longitud admisible de empotramiento.....	25
2.1. Planta del Paso Superior.....	4	4.2.4.3. Carga tope	25
2.2. Alzado del Paso Superior.....	4	4.2.4.4. Factor de corrección del pilote	25
2.3. Secciones del Paso Superior	5	4.2.4.5. Factor de capacidad de carga (Nq).....	25
3. Descripción y análisis de los datos geológico-geotécnicos disponibles	6	4.2.4.6. Factor de capacidad de carga (Nc)	25
3.1. Sondeos y Ensayos.....	6	4.2.4.7. Resistencia unitaria por punta	26
3.2. Geotecnia	8	4.2.4.8. Resistencia unitaria por fuste.....	26
3.2.1. Unidad QT3.....	8	4.2.4.9. Tensión admisible de punta	26
3.3. Geología.....	8	4.2.4.10. Tensión admisible de fuste	26
4. Cimentaciones	9	4.2.4.11. Carga tope del terreno	27
4.1. Cimentación de la estructura según estudio geotécnico de		4.2.4.12. Tensión admisible de pilote	27
proyecto	9	4.2.5. Cimentación de contención – Pilotes en Pila	28
4.1.1. Cimentación directa	9	4.2.5.1. Posibles áreas de pilotes	29
4.1.2. Cimentación profunda.....	9	4.2.5.2. Longitud admisible de empotramiento.....	30
4.1.3. Cimentación de contención.....	9	4.2.5.3. Carga tope	30
4.2. Conclusiones de la cimentación de proyecto.....	10	4.2.5.4. Factor de corrección del pilote	30
4.2.1. Cimentación directa	10	4.2.5.5. Factor de capacidad de carga (Nq).....	30
4.2.2. Cimentación profunda - Pilotes.....	16	4.2.5.6. Factor de capacidad de carga (Nc)	30
4.2.3. Cimentación de contención.....	19	4.2.5.7. Resistencia unitaria por punta	31

4.2.5.8.	Resistencia unitaria por fuste.....	31
4.2.5.9.	Tensión admisible de punta	31
4.2.5.10.	Tensión admisible de fuste.....	31
4.2.5.11.	Carga tope del terreno	32
4.2.5.12.	Tensión admisible de pilote.....	32
5.	Resumen y conclusiones	33
5.1.1.	Cimentación directa	33
5.1.2.	Cimentación profunda.....	33
5.1.3.	Cimentación de contención.....	33
6.	Anejos.....	34

1. Introducción y objeto

El presente proyecto desarrolla un análisis global de una estructura en su totalidad cumpliendo así la finalidad propuesta por la Universidad Europea de Madrid de obtener una visión general de la interacción entre varias disciplinas.

El proyecto de construcción que se ha analizado corresponde a la cuarta y última fase del Proyecto de Trazado y Construcción: Autovía A-68. Tramo: Figueruelas-Gallur. Provincia de Zaragoza. El proyecto se centra plenamente en la provincia de Zaragoza, a lo largo de la parte media del río Ebro, atravesando los Términos municipales de Figueruelas, Pedrola, Luceni, Boquiñeni y Gallur.

El corredor de la carretera actual es en general favorable para el desarrollo del trazado previsto, dado que el terreno es en general llano. Además, ha sido una prioridad que la traza discorra en la mayoría de lo posible sobre la plataforma existente.

Esta carretera cuenta con 14 estructuras que son las siguientes:

- 7 pasos superiores
- 3 viaductos
- 2 obras de drenaje transversal in situ
- 1 paso inferior
- 1 muro de contención con pantalla anti ruido

Este proyecto ha sido la base de partida del estudio del presente informe ya que se ha procedido a realizar un estudio completo de un solo paso superior, valorando todas las acciones realizadas en el proyecto (prospecciones de campo realizadas, ensayos de laboratorio realizados, geología y geotecnia

de emplazamiento de las obras, tipología de la cimentación recomendada por el Estudio Geotécnico y adoptada en los planos de Proyecto...) En este caso, se ha procedido a realizar el cálculo de la cimentación como de la composición de la propia estructura. Este grupo de trabajo ha seleccionado el paso superior correspondiente al pK 10 + 070

En el apartado de la cimentación se llevará a cabo el análisis geológico-geotécnico, así como de las diferentes opciones posibles de cimentación. Además, se procederá al cálculo y diseño tanto de la cimentación como de los muros y estribos que componen el paso superior seleccionado.

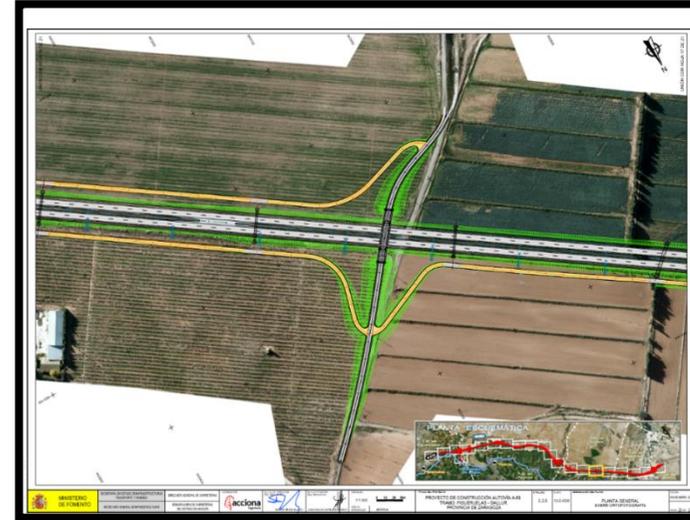
Por lo tanto, la finalidad del proyecto se basa en la interacción de dos aspectos diferenciados pero relacionados en la Ingeniería Civil como es la cimentación de las estructuras y el cálculo de estas.

2. Datos de partida

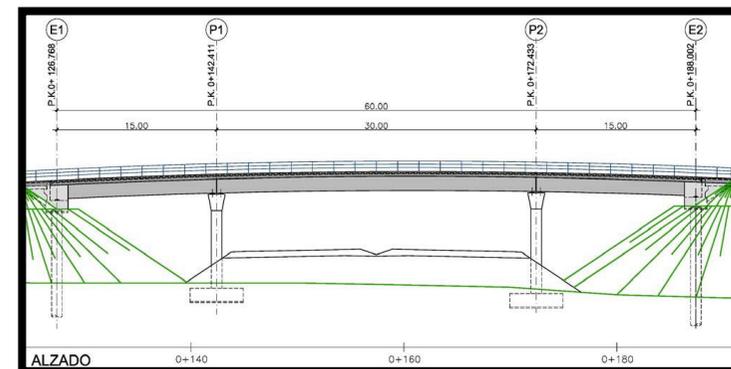
El paso superior seleccionado corresponde al pK 10+070 y tiene las siguientes características:

T A B L E R O	Ancho	11,2 M
	Nº Vigas	2
	Tipo Vigas	Artesa
	Longitud	60
	Vanos	15 + 30 + 15
P I L A S	Nº Apoyo	2
	Altura mínima	9,15
	Altura Máxima	9,29
	Cimentación	Zapata combianda 5 x 9,58 m
E S T R I B O S	Tipo	Durmiente
	Cimentación	2 pilotes/estribo

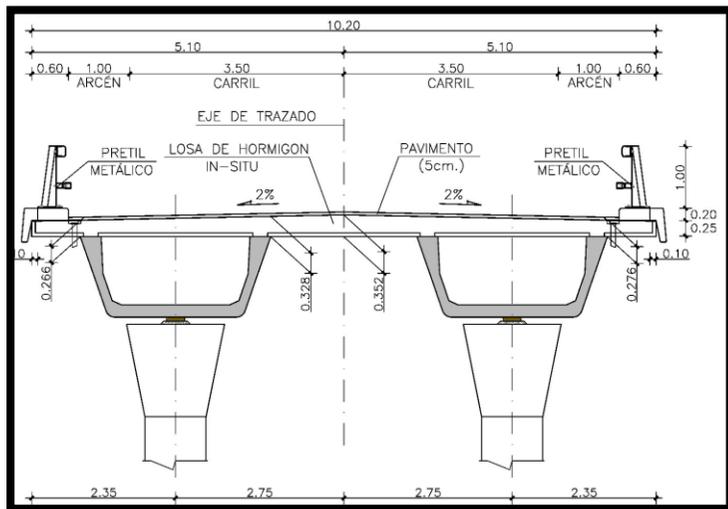
2.1. Planta del Paso Superior



2.2. Alzado del Paso Superior



2.3. Secciones del Paso Superior



Hay que tener en consideración para el ámbito de la cimentación del Paso Superior 10+070 que la parte correspondiente a los estribos está compuesta por unos cargaderos con pilotes empotrados en el terciario sano situado a 7 metros de profundidad. Además, las pilas están compuestas por zapatas aisladas con una carga admisible = 2,5 kp/cm².

3. Descripción y análisis de los datos geológico-geotécnicos disponibles

3.1. Sondeos y Ensayos

Para este tramo de la carretera se ha realizado diferentes ensayos para determinar las características de la zona de trabajo:

AGRESIVIDAD DEL TERRENO		
Sondeo	Muestra (m)	Unidad
SE-12	10,80 - 11,40	MLY

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO DE AGUAS FREÁTICAS (EHE-08)													
Sondeo	Ph	Calificación	Residuo seco (mg/l)	Calificación	Sulfato SO4 = (mg/L)	Calificación	Magnesio Mg2+ (mg/L)	Calificación	Dióxido de carbono CO2 (mg/L)	Calificación	Amonio NH4 (Mg/L)	Calificación	Calificación Final
SE-12	7,06	NO AGRESIVO	2,165	NO AGRESIVO	415	DÉBIL	133	NO AGRESIVO	35	DEBIL	0,19	NO AGRESIVO	DÉBIL

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO DE AGUAS FREÁTICAS (EHE-08)					
Sondeo	Prof (m)	So4 (ppm)	Exposición	Exposición	Exposición Final
SE-12	10,80-11,40	749	NO AGRESIVO	NO AGRESIVO	NO AGRESIVO

MODULO PRESIOMETRICO						
Sondeo	Prof (m)	M. Presión (Ep) (kp/cm2)		P. Límite Neta (Kp/cm2)	Ep/pl*	Litología
SE-12	5,5	1492		50,84	29	QT3

AGRESIVIDAD DEL TERRENO		
Sondeo	Muestra (m)	Unidad
SE-12	10,80 - 11,40	MLY

CONCLUSIONES					
Estructura	Tipo	Investigación	Terreno	Recomendaciones de cimentación	Observaciones
PS 10 + 070	Isostática	Sondeos: Se-12 Calicatas: C-7 Penetraciones dinámicas: P-C7	QT3 (6,3 m) / MLY	Estribos: cargadero con pilotes empotrados en el terciario sano situado a 7 m de profundidad Pilas: zapatas aisladas ($Q_{adm} = 2,5 \text{ Kp/cm}^2$)	NF = 6,7 m

3.2. Geotecnia

3.2.1. Unidad QT3

Este nivel de terraza constituido por gravas y bolos envueltos en una matriz arenolimososa es la unidad sobre la que se sitúa la mayor parte del trazado. Se han ensayado 20 muestras y tenemos datos de otras 6 ensayadas durante el estudio informativo. Además, para caracterizar esta unidad se utilizaron 5 calicatas de préstamo

Se realizaron 8 ensayos de Proctor normal con unos valores medios de densidad igual a 2,0 t/m³ y una humedad del 10,60%. Además, se realizaron 3 ensayos de Proctor modificado y 7 CBR. Asimismo, se obtuvieron 2 ensayos más Proctor modificado y CBR del Estudio Informativo.

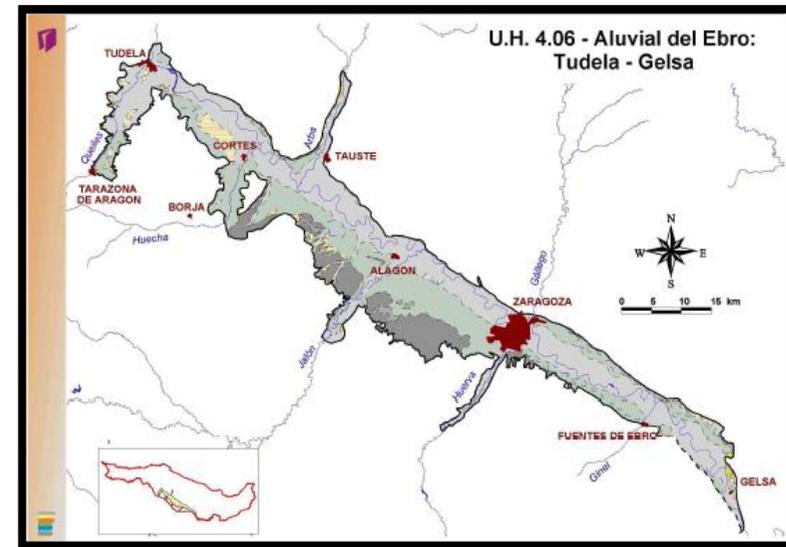
Con los datos reflejados anteriormente, y a excepción de la calicata CD-20, este material se clasifica como “TOLERABLE” según el PG3.

3.3. Geología

La zona de estudio se engloba dentro del Dominio de la Depresión del Ebro. Este dominio es característico por la tipología de sus principales acuíferos, de naturaleza detrítica con porosidad intergranular, tratándose en general de formaciones aluviales o de glaciais.

En el tramo analizado predomina una llanura formada por la terraza QT3 recorrida en su totalidad sobre rellenos de 1-4 m de altura, salvo en el entorno del arroyo del Soto, al final del tramo, que alcanzan los 8 metros de altura.

Dentro de este dominio, la Unidad Hidrogeológica a la cual pertenecen los terrenos estudiados es la N°406-Aluvial del Ebro: Tudela-Gelsa. En la siguiente figura se puede observar la situación y geometría de dicha unidad.

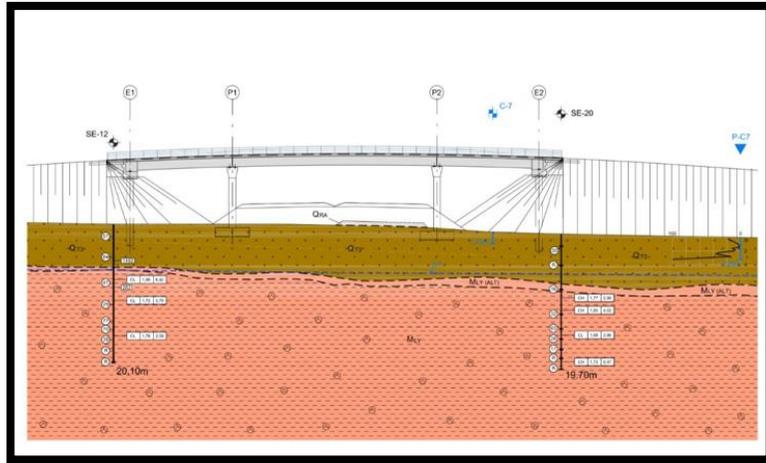


Esta unidad comprende los aluviales del río Ebro y sus afluentes, siendo sus límites cerrados, según la extensión lateral de los aluviales conectados con la red superficial.

El trazado discurre por una terraza media del Ebro (QT3 en planos geológicos), la cual pertenecería al grupo del cuaternario aluvial, en el cual también incluiríamos los depósitos aluviales de los dos barrancos afectados.

La terraza representa materiales detríticos groseros, permeables y almacenadores de agua de lluvia y de regadío, no estando del todo claro si está conectada hídricamente con las terrazas inferiores. Supone un acuífero colgado de carácter lenticular, con agua almacenada a profundidad variable estacionalmente.

En los sondeos realizados en la campaña de estudio del trazado y de estructuras se ha atravesado el nivel de terraza QT3. En todos ellos se ha localizado el nivel freático, previo achique del agua de perforación. También se han perforado los aluviales del barranco del Bayo.



En el caso del material MLY se compone de lutitas y margas rojizas, verdosas y grisáceas con intercalaciones de niveles de yeso y lentejones de limolitas y areniscas grises en ocasiones ricas en materia orgánica (MLY los materiales sanos y MLY_(alt) para los materiales descomprimidos y meteorizados superficiales, en planos geológicos adjuntos).

Estos materiales se localizan bajo diversos tipos de depósitos cuaternarios (aluviales, glaciares y terrazas) desde el inicio hasta el final del trazado, salvo en las 2 zonas anteriormente indicadas en las que se ha localizado la formación MAM. La presencia de yeso en estos depósitos resulta irregular, debido a los cambios laterales de facies característicos de estos sedimentos aluvio-lacustres.

Proyecto de Trazado y Construcción: Autovía A-68. Tramo: Figueruelas-Gallur. Provincia de Zaragoza
Paso superior 10 + 070

4. Cimentaciones

4.1. Cimentación de la estructura según estudio geotécnico de proyecto

4.1.1. Cimentación directa

Se trata de un paso superior de 3 vanos de longitudes 15 + 30 + 15 sumando una longitud total de 60,0 m. La estructura cruza por encima de la autovía, discurriendo ésta en relleno. Como consecuencia, la altura de los rellenos de acceso es más elevada de lo habitual, unos 11,0 m, para dejar el gálibo necesario. El terreno de cimentación ofrece garantías suficientes para acometer una cimentación superficial mediante zapatas, pero por los motivos explicados en el apartado correspondiente se ha decidido que solo sea aplicable al caso de las pilas.

- $Q_{adm} = 2.5 \text{ kp/cm}^2$
- $P_{cim} = \text{Mínima por criterios constructivos}$

4.1.2. Cimentación profunda

Los pilotes atravesarán todo el depósito cuaternario y el sustrato terciario alterado y empotrarse en las arcillas margosas, que es el estrato competente, que están a 7,0 m de profundidad.

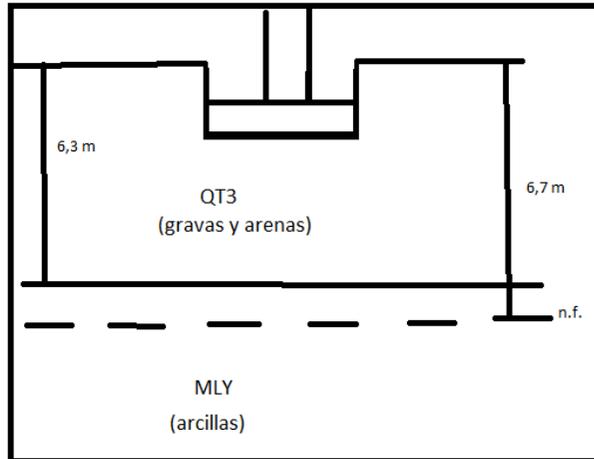
Con criterio conservador, en los cálculos solo se ha tenido en cuenta la resistencia por fuste en el empotramiento, despreciándose el rozamiento del depósito cuaternario. Su aportación es escasa (tiene 7,0 m de espesor) y compensa el posible rozamiento negativo que pudiera tener el sustrato terciario alterado.

4.1.3. Cimentación de contención

Para los estribos se recomienda la realización de estribos cargadero pilotados.

4.2. Conclusiones de la cimentación de proyecto

4.2.1. Cimentación directa



Datos obtenidos de los ensayos:

S	Profundidad	Peso Especifico	C	Ángulo de rozamiento interno	Material
QT3	6,3 m	1,87 T/m ³	0	31°	Gravas y Arenas (S. Granular)
MLY		2.16 T/m ³	1,5 T/m ²	28°	Lutitas Arcillas (S. Cohesivo)

Se considerará una zapata tipo; de 6,0 x 6,0 m, una profundidad de cimentación de 2,5 m y un coeficiente de seguridad de 3, se obtiene una carga admisible q_{adm} de 5,3 kp/cm². Para las dimensiones de la zapata y la profundidad se usan los mismos que se han utilizado en el proyecto.

B=6m

L=6m

D=2,5m

$q_{adm}=5,3\text{KN/m}^2$

Cálculo qh1:

QT3 → qh1 → suelo granular

ELU para obtener la carga de hundimiento sobre el suelo QT3 (granular):

$\gamma = 1,87 \text{ T/m}^3 = 18,7 \text{ KN/m}^3$

$q = h * \gamma = 2,5 * 18,7 = 46,75 \text{ KN/m}^2$

Estrato	Ángulo de rozamiento	N_q	N_c	N_γ
QT3	31°	20,6	32,7	23,6

$$N_q = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} * e^{\pi \text{tg } \phi}$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg } \phi}$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q - 1) * \text{tg } \phi$$

Factores de profundidad: d_q , d_c y d_γ

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg} 31^\circ \cdot (1 - \operatorname{sen} 31^\circ)^2 \cdot \operatorname{arctg}(D/B^*) = 1,11$$

$$d_c = 1 + 2 \cdot (N_q/N_c) \cdot (1 - \operatorname{sen} 31^\circ)^2 \cdot \operatorname{arctg}(D/B^*) = 1,12$$

$$d_\gamma = 1$$

Factores de forma: s_q , s_c y s_γ

$$s_q = s_c = 1 + B/L \cdot N_q/N_c = 1,63$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3B/L = 0,7$$

Factores de inclinación de la carga: i_q , i_c y i_γ

$$i_q = i_c = i_\gamma = 1$$

Para calcular la carga de hundimiento, se utiliza la fórmula general de Brinch-Hansen, de la que existen varias versiones, en este caso se ha utilizado la recomendada por la Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras (GCOC):

$$P_{vh} = q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma$$

Sustituyendo y simplificando:

$$P_{vh} = 46,75 \cdot 20,6 \cdot 1,12 \cdot 1,63 + \frac{1}{2} \cdot 18,7 \cdot 6 \cdot 23,6 \cdot 0,7$$

$$P_{vh} = 268,5 \text{ T/m}^2 \text{ (qh1)}$$

Cálculo qh2:

MLY → qh2 → suelo cohesivo

ELU para obtener la carga de hundimiento sobre el suelo MLY (cohesivo):

Proyecto de Trazado y Construcción: Autovía A-68. Tramo: Figueruelas-Gallur. Provincia de Zaragoza
Paso superior 10 + 070

En este caso se analizan arcillas a corto plazo (sin drenaje) por lo que se ha supuesto un ángulo de rozamiento equivalente a 0° estableciendo los valores de la siguiente tabla:

Grado	N_q	N_c	N_γ
0°	1	5.14	0

$\gamma = 2,16 \text{ T/m}^3 = 21,6 \text{ KN/m}^3$ (MLY), sin embargo, se debe utilizar $\gamma = 1,87 \text{ T/m}^3 = 18,7 \text{ KN/m}^3$ (QT3) al ser el material que está por encima.

$q = h \cdot \gamma = 2,5 \cdot 18,7 = 46,75 \text{ KN/m}^2$ A partir de los ensayos del proyecto se obtiene el siguiente valor

$q_u = 5 \text{ kg/cm}^2$ (dato proveniente de los ensayos)

$$c_u = q_u/2 = 2,5 \text{ kg/cm}^2 = 25 \text{ KN/m}^2$$

$$d_c = 1 + 2 \cdot (N_q/N_c) \cdot (1 - \operatorname{sen} 28^\circ)^2 \cdot \operatorname{arctg}(D/B^*) = 1,12$$

$$s_q = s_c = 1 + B/L \cdot N_q/N_c = 1,57$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3B/L = 0,7$$

Tensión de hundimiento total bruta:

$$P_h(\text{bruta}) = S_u \cdot N_c + q = 5,14 \cdot 25 \cdot 1,57 + 46,75 \cdot 0,7 = 234,47 \text{ KN/m}^2$$

$$P_h = 23,4 \text{ T/m}^2$$

Aunque es sabido que, en el material descrito anteriormente, arcillas, la carga de hundimiento va a ser limitante a corto plazo, se realiza la demostración a continuación:

Estrato	Grado	Nq	Nc	N γ
	28°	14.7	25.8	14.6

Factores de profundidad: dq, dc y dy

$$dq = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg} 28^\circ \cdot (1 - \operatorname{sen} 28^\circ)^2 \cdot \operatorname{arctg}(D/B^*) = 1,11$$

$$dc = 1 + 2 \cdot (Nq/Nc) \cdot (1 - \operatorname{sen} 31^\circ)^2 \cdot \operatorname{arctg}(D/B^*) = 1,12$$

$$dy = 1$$

Factores de forma: sq, sc y sy

$$sq = sc = 1 + B/L \cdot Nq/Nc = 1,57$$

$$sy = 1 - 0,3B/L = 0,7$$

Factores de inclinación de la carga: iq, ic y iy

$$iq = ic = iy = 1$$

Para calcular la carga de hundimiento, se utiliza la fórmula general de Brinch-Hansen, de la que existen varias versiones, en este caso se ha utilizado la recomendada por la Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras (GCOC):

$$P_{vh} = q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma$$

Sustituyendo y simplificando:

$$P_{vh} = 46,75 \cdot 14,7 \cdot 1,11 \cdot 1,57 + 15 \cdot 25,8 \cdot 1,12 \cdot 1,57 + 0,5 \cdot 21,6 \cdot 6 \cdot 14,6 \cdot 0,7$$

Proyecto de Trazado y Construcción: Autovía A-68. Tramo: Figueruelas-Gallur. Provincia de Zaragoza
Paso superior 10 + 070

$$P_{vh} = 1197,62 + 680,5 + 662,256$$

$$P_{vh} = 2540,376 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{vh} = 254 \text{ T/m}^2$$

23,4 T/m² < 254 T/m² → A corto plazo es la limitante en el estrato de las arcillas (MLY):

$$q_{h2} = 23,4 \text{ T/m}^2$$

Cálculo de la carga admisible:

Se utiliza el método aproximado de la Norma Tecnológica de la Edificación NTE-CSZ Zapatas. Además, se procede a realizar la pertinente comparación de la carga de hundimiento en el estrato QT3 con la del estrato MLY:

$$q_{h1} > q_{h2} \rightarrow 268,5 \text{ T/m}^2 > 23,4 \text{ T/m}^2$$

$$H = z = \text{Profundidad estrato} - \text{profundidad zapata} = 6,3 - 2,5 = 3,8 \text{ m}$$

$$0,2B < H < B \rightarrow 1,2 < 3,8 < 6$$

Caso 2. El estrato superior tiene más resistencia que el inferior:

$$q_h = q_{h2} + (q_{h1} - q_{h2}) \cdot \frac{H - 0,2B}{0,8B} = 155,75 \text{ T/m}^2$$

$$q_{adm} = q_h / 3 = 52 \text{ T/m}^2$$

$$q_{adm} = 5,2 \text{ Kp/cm}^2 < q_{adm} = 5,3 \text{ kp/cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

Cálculo de asientos:

Al tener arcillas, se estiman los asientos a partir del modelo elástico, mediante la siguiente fórmula:

$$S = \frac{B \cdot q \cdot \alpha \cdot 1,25 \cdot m \cdot (1 - \sqrt{2})}{E}$$

B = 6 m = 600 cm

q = 5,3 Kp/cm²

α = 0,88 (coeficiente de forma y rigidez para Zapata rígida y cuadrada)

m = 0,5 (cte que se suele utilizar 0,5)

√ = 0,3 (modulo de poisson)

E = 500 MPa (normalmente en arcillas preconsolidadas, 500 MPa)

Se obtienen unos asientos de:

S = 3,18 cm < 2,54 cm No es menor que los asientos admisibles (no cumple)

Con el resultado final podemos concluir que se ha producido un sobredimensionamiento de la zapata y de la profundidad de excavación. A continuación, se vuelven a realizar los cálculos con unos datos de dimensionado más optimizados.

B = 3 m

L = 5 m

D = 1 m

Cálculo qh1: optimización

QT3 → qh1 → suelo granular

ELU para obtener la carga de hundimiento sobre el suelo QT3 (granular):

Proyecto de Trazado y Construcción: Autovía A-68. Tramo: Figueruelas-Gallur. Provincia de Zaragoza
Paso superior 10 + 070

γ = 1,87 T/m³ = 18,7 KN/m³

q = h * γ = 2*18,7 = 37,4 KN/m²

Estrato	Grado	Nq	Nc	Nγ
QT3	31°	20.6	32.7	23.6

Factores de profundidad: dq, dc y dy

dq = 1 + 2*tg 31°*(1 - sen 31°)^2 * arctg(D/B*) = 1,18

dc = 1 + 2*(Nq/Nc)*(1 - sen 31°)^2 * arctg(D/B*) = 1,19

dy = 1

Factores de forma: sq, sc y sy

sq = sc = 1+B/L*Nq/Nc = 1,38

sy = 1-0,3B/L = 0,83

Factores de inclinación de la carga: iq, ic y iy

iq = ic = iy = 1

Para calcular la carga de hundimiento, se utiliza la fórmula general de Brinch-Hansen, de la que existen varias versiones, pero aquí se va a utilizar la versión recomendada por la Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras (GCOC):

$$P_{vh} = q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma$$

Sustituyendo y simplificando:

$$P_{vh} = 37,4 * 20,6 * 1,18 * 1,38 + 1/2 * 18,7 * 3 * 23,6 * 0,83$$

$$P_{vh} = 179,74 \text{ T/m}^2 \text{ (qh1)}$$

Cálculo qh2: optimización

MLY → qh2 → suelo cohesivo

ELU para obtener la carga de hundimiento sobre el suelo MLY (cohesivo):

Arcillas a corto plazo (sin drenaje)

Suponiendo el ángulo de rozamiento = 0°

$$N_q = 1; N_c = 5,14; N_\gamma = 0$$

$$\gamma = 2,16 \text{ T/m}^3 = 21,6 \text{ KN/m}^3 \text{ (MLY)}$$

Sin embargo, se debe utilizar $\gamma = 1,87 \text{ T/m}^3 = 18,7 \text{ KN/m}^3$ (QT3) al ser el material que está por encima y donde se produce el bulbo de presiones.

$$q = h * \gamma = 2 * 18,7 = 37,4 \text{ KN/m}^2$$

De los ensayos obtenemos: $q_u = 5 \text{ kg/cm}^2$

$$C_u = q_u / 2 = 2,5 \text{ kg/cm}^2 = 25 \text{ KN/m}^2$$

$$d_c = 1 + 2 * (N_q / N_c) * (1 - \sin 28^\circ)^2 * \arctg(D/B^*) = 1,19$$

$$s_q = s_c = 1 + B/L * N_q / N_c = 1,34$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3B/L = 0,83$$

Tensión de hundimiento total bruta:

$$P_h(\text{bruta}) = S_u * N_c + q = 5,14 * 25 * 1,34 + 46,75 * 0,83 = 211 \text{ KN/m}^2$$

$$P_h = 21,1 \text{ T/m}^2$$

Aunque es sabido que, en el material descrito anteriormente, arcillas, la carga de hundimiento va a ser limitante a corto plazo, se realiza la demostración a continuación:

Arcillas a largo plazo:

Estrato	Grado	Nq	Nc	Nγ
MLY	28°	14.7	25.8	14.6

Factores de profundidad: dq, dc y dy

$$d_q = 1 + 2 * \text{tg } 28^\circ * (1 - \sin 28^\circ)^2 * \arctg(D/B^*) = 1,19$$

$$d_c = 1 + 2 * (N_q / N_c) * (1 - \sin 31^\circ)^2 * \arctg(D/B^*) = 1,19$$

$$d_\gamma = 1$$

Factores de forma: sq, sc y sy

$$s_q = s_c = 1 + B/L * N_q / N_c = 1,34$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3B/L = 0,83$$

Factores de inclinación de la carga: iq, ic y iy

$$i_q = i_c = i_\gamma = 1$$

Para calcular la carga de hundimiento, se utiliza la fórmula general de Brinch-Hansen, de la que existen varias versiones, pero aquí se va a utilizar

la versión recomendada por la Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras (GCOC):

$$P_{vh} = q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma$$

Sustituyendo y simplificando:

$$P_{vh} = 37,4 \cdot 14,7 \cdot 1,19 \cdot 1,34 + 15 \cdot 25,8 \cdot 1,19 \cdot 1,34 + 0,5 \cdot 21,6 \cdot 3 \cdot 14,6 \cdot 0,83$$

$$P_{vh} = 876,68 + 617,11 + 392,62$$

$$P_{vh} = 1886,41 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{vh} = 188,6 \text{ T/m}^2$$

21,1 T/m² < 188,6 T/m² → A corto plazo es la limitante en el estrato de las arcillas (MLY):

$$q_{h2} = 21,1 \text{ T/m}^2$$

Cálculo de la carga admisible:

Se utiliza el método aproximado de la Norma Tecnológica de la Edificación NTE-CSZ Zapatas. Además, se procede a realizar la pertinente comparación de la carga de hundimiento en el estrato QT3 con la del estrato MLY:

$$q_{h1} > q_{h2} \rightarrow 179,74 \text{ T/m}^2 > 21,1 \text{ T/m}^2$$

$$H = z = \text{Profundidad estrato 1} - \text{profundidad zapata} = 6,3 - 1 = 5,3 \text{ m}$$

$$0,2B < H < B \rightarrow 5,3 > 3$$

Caso 2. El estrato superior tiene más resistencia que el inferior:

$$q_h = q_{h1} = 179,74 \text{ T/m}^2$$

Proyecto de Trazado y Construcción: Autovía A-68. Tramo: Figueruelas-Gallur. Provincia de Zaragoza
Paso superior 10 + 070

$$q_{adm} = q_h/3 = 59,91 \text{ T/m}^2 = 6 \text{ T/m}^2$$

$$q_{adm} = 6 \text{ Kp/cm}^2 < q_{adm} = 5,3 \text{ kp/cm}^2 \quad (\text{No Cumple})$$

Cálculo de asientos:

Fórmula de Terzaghi-Peck:

$$q_{adm} = \frac{N \cdot S}{12} * \left(\frac{B+0,3}{B} \right)^2 \quad \text{Para } B > 1,2 \text{ m}$$

$$N = 50$$

$$B = 3 \text{ m}$$

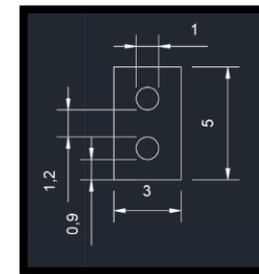
$$\text{Para } q_{adm} = 6 \rightarrow S = 0,53 \text{ cm}$$

$$\text{Para } q_{adm} = 5,3 \rightarrow S = 0,46 \text{ cm}$$

Limitamos la $q_{adm} = 4 \text{ T/m}^2$ siguiendo la normativa:

$$\text{Para } q_{adm} = 4 \rightarrow S = 0,35 \text{ cm} < S_{adm} = 2,35 \text{ cm CUMPLE}$$

Para concluir la propuesta de optimización de la zapata que se ha propuesto es la siguiente:



4.2.2. Cimentación profunda - Pilotes

Datos					
Estratos	Descripción del Suelo	Dato	Descripción del Dato	Valor	Unidades
1	QT3 - Gravas y Arenas (Suelo granular)	γ_{Terreno}	Peso específico del suelo	1.87	t/m ³
		c'	Cohesión efectiva	0.00	t/m ²
		Φ'	Ángulo de rozamiento interno efectivo	31.00	°
		L	Longitud de empotramiento en el estrato	6.3	m
		TTF	Resistencia unitaria por fuste	8.79	t/m ²
		TTP	Resistencia unitaria por punta	484.7	t/m ²
		N _{SPT}	Golpeo	50	
2	MLY - Lutitas - Arcillas (Suelo cohesivo)	γ_{Terreno}	Peso específico del terreno	2.16	t/m ³
		c'	Cohesión efectiva	1.50	t/m ²
		Φ'	Ángulo de rozamiento interno efectivo	28.00	°
		L	Longitud de empotramiento en el estrato	?	m
		TTF	Resistencia unitaria por fuste	7.68	t/m ²
		TTP	Resistencia unitaria por punta	459.7	t/m ²
		N _{SPT}	Golpeo	50	

Datos			
Dato	Descripción del Dato	Valor	Unidades
σ_{cd}	Resistencia del pilote	407.9	t/m ²
qu	Resistencia al corte	50	t/m ²
σ_{v1}	Presión vertical efectiva estrato 1	11.781	t/m ²

$$C_u = q_u/2 = 50/2 = 25 \text{ T/m}^2$$

Proyecto de Trazado y Construcción: Autovía A-68. Tramo: Figueruelas-Gallur. Provincia de Zaragoza
Paso superior 10 + 070

Hipótesis 1 $\rightarrow \phi = 1 \text{ m} \rightarrow L_{adm} > 6 * \phi = 6 \text{ m}$

Resistencia tope estructural:

$$Q_{\text{tope estructural}} = \frac{\pi * \phi^2}{4} * \sigma_{cd} = 320,364 \text{ T}$$

$$Q_{\text{punta}} = \frac{\pi * \phi^2}{4} * q_p = 361,048 \text{ T}$$

$$Q_{\text{fuste}} = Q_{\text{tope}} * 3 - Q_{\text{punta}} = 600,872 \text{ T}$$

$$Q_f = [(2 * \pi * R) * L_{QT3} * q_{f1}] + [(2 * \pi * R) * L_{emp} * q_{f2}]$$

$$L_{emp} = 17,7 \text{ metros}$$

$$L_{emp} > L_{adm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Comprobación qadm:

Para hacer la hipótesis, se ha supuesto una longitud de $17.7 + 6.3 = 24$ metros por lo que con este dato el análisis se centra en el terreno arcilloso MLY

$$\gamma = 2,16 \text{ T/m}^3 = 21,6 \text{ KN/m}^3 \text{ (MLY)}$$

Tensión unitaria por punta: σ_{vp}

$$\sigma'_{vp} = \gamma_1 * L_{QT3} + \gamma_2 * L_{emp} = 50,013 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$f_d = 1 - \frac{1}{3} * \phi \geq \frac{2}{3} = 0,667$$

$$f_d = 0,667$$

$$N_q = 1,5 * \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} * e^{\pi \text{tg} \phi} * f_d$$

$$N_q = 14,7$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg } \phi}$$

$$N_c = 25,8$$

$$r_p = \sigma'_{vp} * N_q + c * N_c = 773,9 \frac{T}{m^2}$$

Tensión unitaria por fuste: σ_{vf}

$$\sigma'_{vf} = \gamma_1 * L_{QT3} + \gamma_2 * \frac{L_{emp}}{2} = 30,897 \frac{T}{m^2}$$

$$r_f = (c + 0,3 * \sigma'_{vf}) = 10,77 \frac{T}{m^2}$$

$$q_{adm} = \frac{r_f * L_{emp} * \pi * \phi}{2,6} + \frac{r_p * \pi * \left(\frac{\phi}{2}\right)^2}{2,6}$$

$$\mathbf{q_{adm} = 464,1 T/m^2}$$

Hipótesis 2 $\rightarrow \phi = 0,85 m \Rightarrow L_{adm} > 6 * \phi = 5,1 m$

$$Q_{tope\ estructural} = \frac{\pi * \phi^2}{4} * \sigma_{cd} = 231,463 T$$

$$Q_{punta} = \frac{\pi * \phi^2}{4} * q_p = 260,85 T$$

$$Q_{fuste} = Q_{tope} * 3 - Q_{punta} = 433,54 T$$

$$Q_f = [(2 * \pi * R) * L_{QT3} * q_{f1}] + [(2 * \pi * R) * L_{emp} * q_{f2}]$$

Proyecto de Trazado y Construcción: Autovía A-68. Tramo: Figueruelas-Gallur. Provincia de Zaragoza
Paso superior 10 + 070

$$\mathbf{L_{emp} = 13,93 metros}$$

$$\mathbf{L_{emp} > L_{adm} \rightarrow CUMPLE}$$

Comprobación qadm:

Para realizar la hipótesis, supongo una longitud de $13,93 + 6,3 = 20,23$ metros

Dada esta situación, nos encontramos en el terreno arcilloso MLY

$$\gamma = 2,16 T/m^3 = 21,6 KN/m^3 (MLY)$$

Tensión unitaria por punta: σ_{vp}

$$\sigma'_{vp} = \gamma_1 * L_{QT3} + \gamma_2 * L_{emp} = 41,87 \frac{T}{m^2}$$

$$f_d = 1 - \frac{1}{3} * \phi \geq \frac{2}{3} = 0,667$$

$$f_d = 0,716$$

$$N_q = 1,5 * \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} * e^{\pi \text{tg } \phi} * f_d$$

$$N_q = 15,78$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg } \phi}$$

$$N_c = 27,8$$

$$\mathbf{r_p = \sigma'_{vp} * N_q + c * N_c = 702,4 \frac{T}{m^2}}$$

Tensión unitaria por fuste: σ_{vf}

$$\sigma'_{vf} = \gamma_1 * L_{QT3} + \gamma_2 * \frac{L_{emp}}{2} = 26,825 \frac{T}{m^2}$$

$$r_f = (c + 0,3 * \sigma'_{vf}) = 9,547 \frac{T}{m^2}$$

$$q_{adm} = \frac{r_f * L_{emp} * \pi * \phi}{2,6} + \frac{r_p * \pi * \left(\frac{\phi}{2}\right)^2}{2,6}$$

$$q_{adm} = 289,89 \frac{T}{m^2}$$

Hipótesis 3 $\rightarrow \phi = 0,65 \text{ m} \rightarrow L_{adm} > 6 * \phi = 3,9 \text{ m}$

$$Q_{tope\ estructural} = \frac{\pi * \phi^2}{4} * \sigma_{cd} = 135,35 \text{ T}$$

$$Q_{punta} = \frac{\pi * \phi^2}{4} * q_p = 160,83 \text{ T}$$

$$Q_{fuste} = Q_{tope} * 3 - Q_{punta} = 245,22 \text{ T}$$

$$Q_f = [(2 * \pi * R) * L_{QT3} * q_{f1}] + [(2 * \pi * R) * L_{emp} * q_{f2}]$$

$$L_{emp} = 8,427 \text{ metros}$$

$$L_{emp} > L_{adm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Comprobación qadm:

Para realizar la hipótesis, supongo una longitud de $8,43 + 6,3 = 14,73$ metros

Dada esta situación, nos encontramos en el terreno arcilloso MLY

Proyecto de Trazado y Construcción: Autovía A-68. Tramo: Figueruelas-Gallur. Provincia de Zaragoza

Paso superior 10 + 070

$$\gamma = 2,16 \text{ T/m}^3 = 21,6 \text{ KN/m}^3 \text{ (MLY)}$$

Tensión unitaria por punta: σ_{vp}

$$\sigma'_{vp} = \gamma_1 * L_{QT3} + \gamma_2 * L_{emp} = 30 \frac{T}{m^2}$$

$$f_d = 1 - \frac{1}{3} * \phi \geq \frac{2}{3} = 0,667$$

$$f_d = 0,783$$

$$N_q = 1,5 * \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} * e^{\pi \text{tg} \phi} * f_d$$

$$N_q = 15,26$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg } \phi}$$

$$N_c = 26,82$$

$$r_p = \sigma'_{vp} * N_q + c * N_c = 498,03 \frac{T}{m^2}$$

Tensión unitaria por fuste: σ_{vf}

$$\sigma'_{vf} = \gamma_1 * L_{QT3} + \gamma_2 * \frac{L_{emp}}{2} = 20,88 \frac{T}{m^2}$$

$$r_f = (c + 0,3 * \sigma'_{vf}) = 7,764 \frac{T}{m^2}$$

$$q_{adm} = \frac{r_f * L_{emp} * \pi * \phi}{2,6} + \frac{r_p * \pi * \left(\frac{\phi}{2}\right)^2}{2,6}$$

$q_{adm} = 114,96 \text{ T/m}^2$

\emptyset	L_{emp}
1 m	17,7 m
0,85 m	13,93 m
0,65 m	8,427 m

4.2.3. Cimentación de contención

Datos de partida

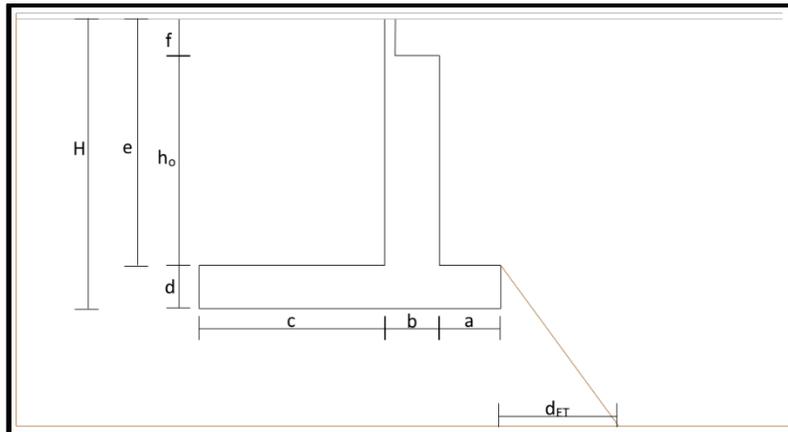
Peso Específico (t/m ³)	
γ_{HA}	2,50
$\gamma_{Relleno}$	2,00
γ_{Acero}	8,00

Ángulos	
α	0,00
β	0,00
Φ'	28,00
δ	0,00

Sobrecargas			
Distribuidas (t/m)		Puntuales (t)	
q1	1	Q	
q2			

Tensión Admisible del Terreno (kp/cm ²)	
σ_{adm}	2,5

Dimensiones de Muro		
c+b+a	6,00	m
a	2,00	m
b	0,36	m
c	3,64	m
d	0,80	m
e	7,20	m
f	0,00	m
H	8,00	m
ho	7,20	m



Proyecto de Trazado y Construcción: Autovía A-68. Tramo: Figueruelas-Gallur. Provincia de Zaragoza
Paso superior 10 + 070

Cálculos

Coefficientes de empuje

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \frac{1 - \sin (28^\circ)}{1 + \sin (28^\circ)} = 0,36$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{1 + \sin (28^\circ)}{1 - \sin (28^\circ)} = 2,77$$

Coefficiente de rozamiento entre muro y terreno

$$\mu = \tan \Phi' = \tan (28^\circ) = 0,53$$

Presión efectiva vertical

$$\sigma_v' = H \cdot \gamma_{\text{Relleno}} = (8 \text{ m}) \cdot (2 \text{ t/m}^3) = 16 \text{ t/m}^2$$

Empuje unitario horizontal

$$\sigma_v' = K_a \cdot \sigma_v' = (0,36) \cdot (16 \text{ t/m}^2) = 5,78 \text{ t/m}^2$$

Valor del empuje

$$E_a = \left(\frac{1}{2} \gamma_{\text{Relleno}} H^2 + qH \right) \cdot \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right) = \left(\frac{1}{2} \gamma_{\text{Relleno}} H^2 + qH \right) \cdot K_a$$

$$E_a = \left[\frac{1}{2} (2 \text{ t/m}^3) \cdot (8 \text{ m})^2 + (1 \text{ t/m}) \cdot (8 \text{ m}) \right] \cdot (0,36) = 25,99 \text{ t}$$

Resultante y puntos de actuación de las cargas verticales

Resultante y Puntos de Actuación de las Cargas Verticales			
Zona	Peso (t/m)	D. al centro (m)	Momento (t.m)
Zapata	12,00	3,00	36,00
Alzado	6,48	2,18	14,13
Relleno delantero	0,00	0,00	0,00
Relleno trasdós	52,42	4,18	219,10
Sumatorio	70,90		269,23

$$\overline{AD} = \frac{\sum M}{\sum P} = \frac{269,23 \text{ t.m}}{70,90 \text{ t}} = 3,80 \text{ m}$$

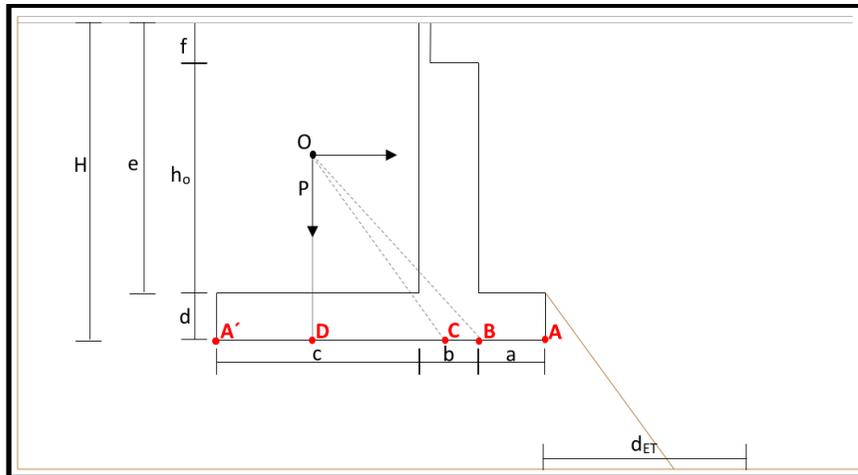
$$\bar{h} = \frac{1}{3} H \frac{2H+3h_0}{H+2h_0} = \frac{1}{3} * (8 \text{ m}) * \left[\frac{2*(8 \text{ m})+3*(7,2 \text{ m})}{(8 \text{ m})+2*(7,2 \text{ m})} \right] = 4,48 \text{ m}$$

$$OD = H - h = 8 \text{ m} - 4,48 \text{ m} = 3,52 \text{ m}$$

$$\frac{E_a}{P} = \frac{CD}{OD} \rightarrow CD = \frac{OD \cdot E_a}{P} = \frac{(3,52 \text{ m}) * (25,99 \text{ t})}{(70,90 \text{ t})} = 1,29 \text{ m}$$

$$AC = AD - CD = (3,80 \text{ m} - 1,29 \text{ m}) = 2,51 \text{ m}$$

$$e = D \text{ al centro}_{zapata} - AC = 3 \text{ m} - 2,51 \text{ m} = 0,49 \text{ m}$$



Comprobación de Hundimiento

$$\sigma_{\max,\min} = \frac{P}{AA'} \left(1 \pm \frac{6e}{AA'} \right)$$

$$\sigma_{\max,\min} = \frac{70,90 \text{ t}}{(2 \text{ m} + 0,36 \text{ m} + 3,64 \text{ m})} \left(1 \pm \frac{6 * (0,49 \text{ m})}{(2 \text{ m} + 0,36 \text{ m} + 3,64 \text{ m})} \right)$$

$$\sigma_{\max} = 17,66 \text{ t/m}^3$$

$$\sigma_{\min} = 5,97 \text{ t/m}^3$$

$$\frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} = \frac{17,66 \text{ t/m}^3 + 5,97 \text{ t/m}^3}{2} = 11,82 \text{ t/m}^3 \leq 25 \text{ t/m}^3$$

11,82 ≤ 25 No se hunde

Comprobación de seguridad al deslizamiento

Coefficiente de seguridad al deslizamiento por norma = 1,5

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_{\text{Relleno}} \cdot d^2 \cdot k_p = \frac{1}{2} (2 \text{ t/m}^3) \cdot (0,8 \text{ m})^2 \cdot (2,77) = 1,77 \text{ t}$$

$$C_{sd} = \frac{P \cdot \mu + E_p}{E_a} = \frac{(70,90 \text{ t}) \cdot (0,53) + (1,77 \text{ t})}{(25,99 \text{ t})} = 1,52 \geq 1,5$$

Por Norma		Por Cálculo	
Csd	≤	Csd	Estable por deslizamiento
1,5	≤	1,52	

Seguridad al vuelco

Coefficiente de seguridad al vuelco por norma = 1,8

$$M_{\text{est}} = M + E_p \frac{1}{3} d = (269,23 \text{ t.m}) + (1,77 \text{ t}) * \left(\frac{1}{3} \right) * (0,8 \text{ m})$$

$$M_{\text{est}} = 269,70 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{vuelco}} = E_a \cdot OD = (25,99 \text{ t}) * (3,52 \text{ m}) = 91,60 \text{ t.m}$$

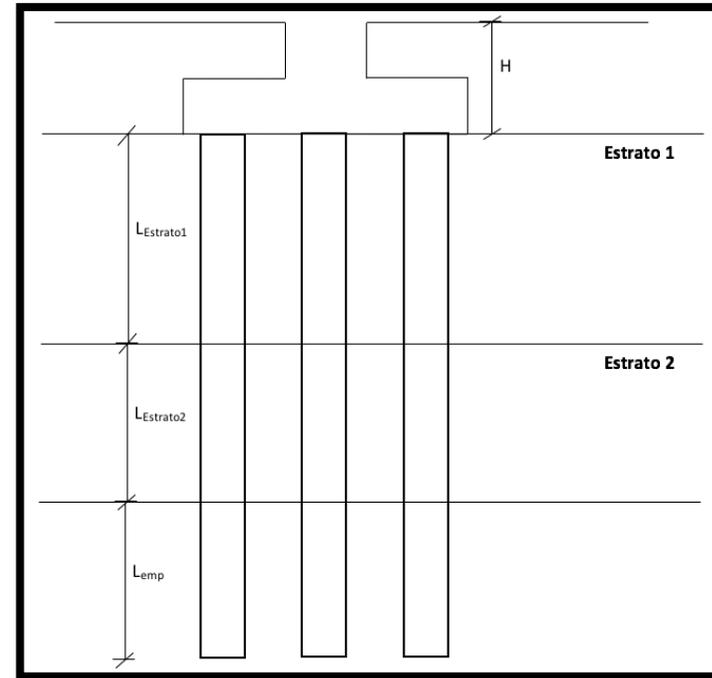
$$C_{sv} = \frac{M_{\text{est}}}{M_{\text{vuelco}}} = \frac{(269,70 \text{ t.m})}{(91,60 \text{ t.m})} = 2,94 \geq 1,8$$

Por Norma		Por Cálculo	
Csv	≤	Csv	Estable por vuelco
1,8	≤	2,94	

4.2.4. Cimentación de contención – Pilotes en Estribo

Datos del Suelo					
Estratos	Descripción del Suelo	Dato	Descripción del Dato	Valor	Unidades
1	Relleno Estribo (Suelo Granular)	V Relleno	Peso específico del suelo	2,00	t/m ³
		c'	Cohesión efectiva	0,00	t/m ²
		Φ'	Ángulo de rozamiento interno efectivo	28,00	º
		L	Longitud de empotramiento en el estrato	8,00	m
		TTF	Resistencia unitaria por fuste		t/m ²
		TTP	Resistencia unitaria por punta		t/m ²
		N _{SPT}	Golpeo		m
2	QT3 - Gravas y Arenas (Suelo Granular)	V Terreno	Peso específico del suelo	1,87	t/m ³
		c'	Cohesión efectiva	0,00	t/m ²
		Φ'	Ángulo de rozamiento interno efectivo	31,00	º
		L	Longitud de empotramiento en el estrato	6,30	m
		TTF	Resistencia unitaria por fuste	8,79	t/m ²
		TTP	Resistencia unitaria por punta	484,70	t/m ²
		N _{SPT}	Golpeo	50	m
3	MLY - Lutitas - Arcillas (Suelo Cohesivo)	V Terreno	Peso específico del terreno	2,16	t/m ³
		c'	Cohesión efectiva	1,50	t/m ²
		Φ'	Ángulo de rozamiento interno efectivo	28,00	º
		L	Longitud de empotramiento en el estrato		m
		TTF	Resistencia unitaria por fuste	7,68	t/m ²
		TTP	Resistencia unitaria por punta	459,70	t/m ²
		N _{SPT}	Golpeo	66	m

Datos Generales			
Dato	Descripción del Dato	Valor	Unidades
σ_{cd}	Resistencia del pilote	407,9	t/m ²
q_u	Resistencia al corte	50	
σ_{v1}	Presión vertical efectiva estrato 1 ($\gamma_{\text{estrato}} * L_{\text{estrato}}$)	16	kN/m ²
σ_{v2}	Presión vertical efectiva estrato 2 ($\gamma_{\text{estrato}} * L_{\text{estrato}}$)	11,78	kN/m ²
Cu	Estrato 1 (En este caso ya esta multiplicado por 9)	25	t/m ²
Cu	Estrato 2 (En este caso ya esta multiplicado por 9)	7,68	t/m ²



4.2.4.1. Áreas de pilotes

Posibles Diámetros		
D ₁	0,65	m
D ₂	0,85	m
D ₃	1,00	m

$$A_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow A_1 = \frac{\pi \cdot (0,65 \text{ m})^2}{4} = 0,33 \text{ m}^2$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow A_3 = \frac{\pi \cdot (0,85 \text{ m})^2}{4} = 0,57 \text{ m}^2$
- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow A_3 = \frac{\pi \cdot (1,00 \text{ m})^2}{4} = 0,79 \text{ m}^2$

4.2.4.2. Longitud admisible de empotramiento

$$L_{adm} = 6.D$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow L_{adm1} = 6.(0,65 \text{ m}) = 3,9 \text{ m}$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow L_{adm2} = 6.(0,85 \text{ m}) = 5,1 \text{ m}$
- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow L_{adm3} = 6.(1,00 \text{ m}) = 6,0 \text{ m}$

4.2.4.3. Carga tope

$$Q_{tope} = A_p \cdot \sigma_{tope \text{ est}}$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow Q_{tope1} = (0,33 \text{ m}^2).(407,9 \text{ t/m}^2) = 135,35 \text{ t}$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow Q_{tope2} = (0,57 \text{ m}^2).(407,9 \text{ t/m}^2) = 231,46 \text{ t}$
- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow Q_{tope3} = (0,79 \text{ m}^2).(407,9 \text{ t/m}^2) = 320,36 \text{ t}$

4.2.4.4. Factor de corrección del pilote

$$f_d = 1 - \frac{1}{3}D \geq \frac{2}{3}$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow f_{d1} = 1 - \frac{1}{3}(0,65 \text{ m}) \geq \frac{2}{3} \rightarrow f_d = 0,78$

- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow f_{d2} = 1 - \frac{1}{3}(0,85 \text{ m}) \geq \frac{2}{3} \rightarrow f_d = 0,72$
- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow f_{d3} = 1 - \frac{1}{3}(1,00 \text{ m}) \geq \frac{2}{3} \rightarrow f_d = 0,67$

4.2.4.5. Factor de capacidad de carga (Nq)

$$N_q^* = 1,5 \frac{1 + \sin \phi}{1 + \sin \phi} \cdot e^{\pi(\tan \phi)} \cdot f_d$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow N_{q1}^* = 1,5 \frac{1 + \sin(28^\circ)}{1 + \sin(28^\circ)} \cdot e^{\pi(\tan(28^\circ))} \cdot (0,78) = 17,30$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow N_{q2}^* = 1,5 \frac{1 + \sin(28^\circ)}{1 + \sin(28^\circ)} \cdot e^{\pi(\tan(28^\circ))} \cdot (0,72) = 15,82$
- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow N_{q3}^* = 1,5 \frac{1 + \sin(28^\circ)}{1 + \sin(28^\circ)} \cdot e^{\pi(\tan(28^\circ))} \cdot (0,67) = 14,72$

4.2.4.6. Factor de capacidad de carga (Nc)

$$N_c^* = \frac{N_q^* - 1}{\tan \phi}$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow N_{c1}^* = \frac{17,30 - 1}{\tan(28^\circ)} = 30,65$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow N_{c2}^* = \frac{15,82 - 1}{\tan(28^\circ)} = 27,88$
- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow N_{c3}^* = \frac{14,72 - 1}{\tan(28^\circ)} = 25,80$

4.2.4.7. Resistencia unitaria por punta

$$r_p = N_q^* \cdot \sigma'_{vo} + N_c^* \cdot c$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow r_{p1} = (17,30) \cdot (16,00 \text{ kN/m}^2) + (17,30) \cdot (11,781 \text{ kN/m}^2) + (30,65) \cdot (1,50) = 526,47 \text{ t/m}^2$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow r_{p2} = (17,30) \cdot (16,00 \text{ kN/m}^2) + (15,82) \cdot (11,781 \text{ kN/m}^2) + (27,88) \cdot (1,50) = 481,42 \text{ t/m}^2$
- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow r_{p1} = (14,72) \cdot (16,00 \text{ kN/m}^2) + (25,80) \cdot (1,50) = 447,64 \text{ t/m}^2$

4.2.4.8. Resistencia unitaria por fuste

$$r_f = c + 0,3 \cdot \sigma'_{vo}$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow r_f = 1,50 + 0,3 \cdot (16,00 \text{ kN/m}^2) + 0,3 \cdot (11,781 \text{ kN/m}^2) = 9,83 \text{ t/m}^2$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow r_f = 1,50 + 0,3 \cdot (16,00 \text{ kN/m}^2) + 0,3 \cdot (11,781 \text{ kN/m}^2) = 9,83 \text{ t/m}^2$
- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow r_f = 1,50 + 0,3 \cdot (16,00 \text{ kN/m}^2) + 0,3 \cdot (11,781 \text{ kN/m}^2) = 9,83 \text{ t/m}^2$

4.2.4.9. Tensión admisible de punta

$$Q_p = A_p \cdot C_u$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow Q_p = (0,33 \text{ m}^2) \cdot (25) = 8,30 \text{ t}$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow Q_p = (0,57 \text{ m}^2) \cdot (25) = 14,19 \text{ t}$
- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow Q_p = (0,79 \text{ m}^2) \cdot (25) = 19,63 \text{ t}$

4.2.4.10. Tensión admisible de fuste

$$Q_f = \sum 2 \cdot \pi \cdot R \cdot L_{emp,estrato i} \cdot q_{f,estrato i}$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow$
 $Q_{f1} = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{0,65 \text{ m}}{2}\right) \cdot (8,00 \text{ m}) \cdot (16,00 \text{ kN/m}^2) \cdot \tan(28^\circ) + 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{0,65 \text{ m}}{2}\right) \cdot (6,30 \text{ m}) \cdot (11,781 \text{ kN/m}^2) \cdot \tan(31^\circ) + 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{0,65 \text{ m}}{2}\right) \cdot L_{emp1} \cdot \frac{(100) \cdot (7,68 \text{ t/m}^2)}{(100+7,68 \text{ t/m}^2)}$
 $Q_{f1} = 193,3983 + 14,5643 \cdot L_{emp1}$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow$
 $Q_{f2} = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{0,85 \text{ m}}{2}\right) \cdot (8,00 \text{ m}) \cdot (16,00 \text{ kN/m}^2) \cdot \tan(28^\circ) + 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{0,85 \text{ m}}{2}\right) \cdot (6,30 \text{ m}) \cdot (11,781 \text{ kN/m}^2) \cdot \tan(31^\circ) + 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{0,85 \text{ m}}{2}\right) \cdot L_{emp2} \cdot \frac{(100) \cdot (7,68 \text{ t/m}^2)}{(100+7,68 \text{ t/m}^2)}$
 $Q_{f2} = 252,9055 + 19,0456 \cdot L_{emp2}$
- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow$
 $Q_{f3} = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{1,00 \text{ m}}{2}\right) \cdot (8,00 \text{ m}) \cdot (16,00 \text{ kN/m}^2) \cdot \tan(28^\circ) + 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{1,00 \text{ m}}{2}\right) \cdot (6,30 \text{ m}) \cdot (11,781 \text{ kN/m}^2) \cdot \tan(31^\circ) + 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{1,00 \text{ m}}{2}\right) \cdot L_{emp3} \cdot \frac{(100) \cdot (7,68 \text{ t/m}^2)}{(100+7,68 \text{ t/m}^2)}$

$$Q_{f3} = 297,5359 + 22,4066 \cdot L_{emp3}$$

4.2.4.11. Carga tope del terreno

$$Q_{tope} = \frac{Q_f}{3} + \frac{Q_p}{3} \rightarrow Q_f = 3 \cdot Q_{tope} - Q_p \rightarrow L_{emp} = \frac{Q_f}{\pi \cdot D}$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow Q_f = 3 \cdot (135,35 \text{ t}) - 8,30 \text{ t} = 397,77 \text{ t/m}^2$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow Q_f = 3 \cdot (231,46 \text{ t}) - 14,19 \text{ t} = 680,20 \text{ t/m}^2$
- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow Q_f = 3 \cdot (320,36 \text{ t}) - 19,63 \text{ t} = 941,46 \text{ t/m}^2$
- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow L_{emp1} = \frac{(397,77 \text{ t} - 193,3983 \text{ t})}{(14,5643 \text{ t/m})} = 14,03 \text{ m}$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow L_{emp2} = \frac{(680,20 \text{ t} - 252,9055 \text{ t})}{(19,0456 \text{ t/m})} = 22,44 \text{ m}$
- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow L_{emp3} = \frac{(941,46 \text{ t} - 297,5359 \text{ t})}{(22,4066 \text{ t/m})} = 28,74 \text{ m}$

Diametro Pilotes (m)	L_{emp}
0,65	14,03
0,85	22,44
1,00	28,74

4.2.4.12. Tensión admisible de pilote

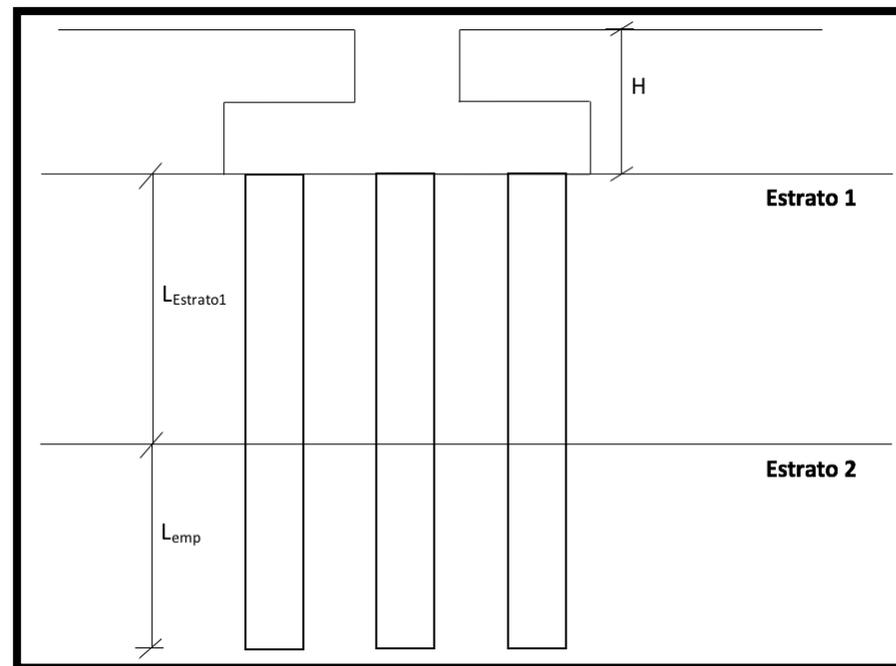
$$Q_{adm} = \frac{r_f \cdot L \cdot \pi D}{3} + \frac{r_p \cdot \pi r^2}{3}$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow Q_{adm1} = \frac{(9,83 \text{ t/m}^2) \cdot (14,03 \text{ m}) \cdot \pi \cdot (0,65 \text{ m})}{3} + \frac{(526,47 \text{ t/m}^2) \cdot \pi \cdot \left(\frac{0,65 \text{ m}}{2}\right)^2}{3} = 152,16 \text{ t/m}^2$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow Q_{adm2} = \frac{(9,83 \text{ t/m}^2) \cdot (22,44 \text{ m}) \cdot \pi \cdot (0,85 \text{ m})}{3} + \frac{(481,42 \text{ t/m}^2) \cdot \pi \cdot \left(\frac{0,85 \text{ m}}{2}\right)^2}{3} = 287,45 \text{ t/m}^2$
- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow Q_{adm3} = \frac{(9,83 \text{ t/m}^2) \cdot (28,74 \text{ m}) \cdot \pi \cdot (1,00 \text{ m})}{3} + \frac{(447,64 \text{ t/m}^2) \cdot \pi \cdot \left(\frac{1,00 \text{ m}}{2}\right)^2}{3} = 413,15 \text{ t/m}^2$

4.2.5. Cimentación de contención – Pilotes en Pila

Datos del Suelo					
Estratos	Descripción del Suelo	Dato	Descripción del Dato	Valor	Unidades
1	QT3 - Gravas y Arenas (Suelo Granular)	γ_{Terreno}	Peso específico del suelo	1,87	t/m ³
		c'	Cohesión efectiva	0,00	t/m ²
		Φ'	Ángulo de rozamiento interno efectivo	31,00	º
		L	Longitud de empotramiento en el estrato	6,30	m
		TTF	Resistencia unitaria por fuste	8,79	t/m ²
		TTP	Resistencia unitaria por punta	484,70	t/m ²
		N _{SPT}	Golpeo	50	m
2	MLY - <u>Lutitas</u> - Arcillas (Suelo Cohesivo)	γ_{Terreno}	Peso específico del terreno	2,16	t/m ³
		c'	Cohesión efectiva	1,50	t/m ²
		Φ'	Ángulo de rozamiento interno efectivo	28,00	º
		L	Longitud de empotramiento en el estrato		m
		TTF	Resistencia unitaria por fuste	7,68	t/m ²
		TTP	Resistencia unitaria por punta	459,70	t/m ²
		N _{SPT}	Golpeo	66	m

Datos Generales			
Dato	Descripción del Dato	Valor	Unidades
σ_{cd}	Resistencia del pilote	407,9	t/m ²
q_u	Resistencia al corte	50	
σ_{v1}	Presión vertical efectiva estrato 1 ($\gamma_{\text{estrato}} * L_{\text{estrato}}$)	11,78 1	kN/m ²
Cu	Estrato 1 (En este caso ya está multiplicado por 9)	25	t/m ²
Cu	Estrato 2 (En este caso ya está multiplicado por 9)	7,68	t/m ²



Posibles Diametros		
D ₁	0,65	m
D ₂	0,85	m
D ₃	1,00	m

4.2.5.1. Posibles áreas de pilotes

$$A_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow A_1 = \frac{\pi \cdot (0,65 \text{ m})^2}{4} = 0,33 \text{ m}^2$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow A_3 = \frac{\pi \cdot (0,85 \text{ m})^2}{4} = 0,57 \text{ m}^2$

- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow A_3 = \frac{\pi(1,00 \text{ m})^2}{4} = 0,79 \text{ m}^2$

4.2.5.2. Longitud admisible de empotramiento

$$L_{adm} = 6.D$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow L_{adm1} = 6.(0,65 \text{ m}) = 3,9 \text{ m}$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow L_{adm2} = 6.(0,85 \text{ m}) = 5,1 \text{ m}$
- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow L_{adm3} = 6.(1,00 \text{ m}) = 6,0 \text{ m}$

4.2.5.3. Carga tope

$$Q_{tope} = A_p \cdot \sigma_{tope \text{ est}}$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow Q_{tope1} = (0,33 \text{ m}^2).(407,9 \text{ t/m}^2) = 135,35 \text{ t}$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow Q_{tope2} = (0,57 \text{ m}^2).(407,9 \text{ t/m}^2) = 231,46 \text{ t}$
- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow Q_{tope3} = (0,79 \text{ m}^2).(407,9 \text{ t/m}^2) = 320,36 \text{ t}$

4.2.5.4. Factor de corrección del pilote

$$f_d = 1 - \frac{1}{3}D \geq \frac{2}{3}$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow f_{d1} = 1 - \frac{1}{3}(0,65 \text{ m}) \geq \frac{2}{3} \rightarrow f_d = 0,78$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow f_{d2} = 1 - \frac{1}{3}(0,85 \text{ m}) \geq \frac{2}{3} \rightarrow f_d = 0,72$
- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow f_{d3} = 1 - \frac{1}{3}(1,00 \text{ m}) \geq \frac{2}{3} \rightarrow f_d = 0,67$

4.2.5.5. Factor de capacidad de carga (Nq)

$$N_q^* = 1,5 \frac{1 + \sin \phi}{1 + \sin \phi} \cdot e^{\pi(\tan \phi) \cdot f_d}$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow N_{q1}^* = 1,5 \frac{1 + \sin(28^\circ)}{1 + \sin(28^\circ)} \cdot e^{\pi(\tan(28^\circ)) \cdot (0,78)} = 17,30$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow N_{q2}^* = 1,5 \frac{1 + \sin(28^\circ)}{1 + \sin(28^\circ)} \cdot e^{\pi(\tan(28^\circ)) \cdot (0,72)} = 15,82$
- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow N_{q3}^* = 1,5 \frac{1 + \sin(28^\circ)}{1 + \sin(28^\circ)} \cdot e^{\pi(\tan(28^\circ)) \cdot (0,67)} = 14,72$

4.2.5.6. Factor de capacidad de carga (Nc)

$$N_c^* = \frac{N_q^* - 1}{\tan \phi}$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow N_{c1}^* = \frac{17,30 - 1}{\tan(28^\circ)} = 30,65$

- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow N_{c2}^* = \frac{15,82-1}{\tan(28^\circ)} = 27,88$
- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow N_{c3}^* = \frac{14,72-1}{\tan(28^\circ)} = 25,80$

4.2.5.7. Resistencia unitaria por punta

$$r_p = N_q^* \cdot \sigma'_{v0} + N_c^* \cdot c$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow r_{p1} = (17,30) \cdot (11,781 \text{ kN/m}^2) + (30,65) \cdot (1,50) = 249,73 \text{ t/m}^2$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow r_{p2} = (15,82) \cdot (11,781 \text{ kN/m}^2) + (27,88) \cdot (1,50) = 228,24 \text{ t/m}^2$
- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow r_{p3} = (14,72) \cdot (11,781 \text{ kN/m}^2) + (25,80) \cdot (1,50) = 212,12 \text{ t/m}^2$

4.2.5.8. Resistencia unitaria por fuste

$$r_f = c + 0,3 \cdot \sigma'_{v0}$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow r_f = 1,50 + 0,3 \cdot (11,781 \text{ kN/m}^2) = 5,03 \text{ t/m}^2$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow r_f = 1,50 + 0,3 \cdot (11,781 \text{ kN/m}^2) = 5,03 \text{ t/m}^2$

- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow r_f = 1,50 + 0,3 \cdot (11,781 \text{ kN/m}^2) = 5,03 \text{ t/m}^2$

4.2.5.9. Tensión admisible de punta

$$Q_p = A_p \cdot C_u$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow Q_p = (0,33 \text{ m}^2) \cdot (25) = 8,30 \text{ t}$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow Q_p = (0,57 \text{ m}^2) \cdot (25) = 14,19 \text{ t}$
- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow Q_p = (0,79 \text{ m}^2) \cdot (25) = 19,63 \text{ t}$

4.2.5.10. Tensión admisible de fuste

$$Q_f = \sum 2 \cdot \pi \cdot R \cdot L_{emp,estrato i} \cdot q_{f,estrato i}$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow$
 $Q_{f1} = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{0,65 \text{ m}}{2}\right) \cdot (6,30 \text{ m}) \cdot (11,781 \text{ kN/m}^2) \cdot \tan(31^\circ) + 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{0,65 \text{ m}}{2}\right) \cdot L_{emp1} \cdot \frac{(100)}{(100+7,68 \text{ t/m}^2)}$
 $Q_{f1} = 91,0667 + 14,5643 \cdot L_{emp1}$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow Q_{f2} = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{0,85 \text{ m}}{2}\right) \cdot (6,30 \text{ m}) \cdot (11,781 \text{ kN/m}^2) \cdot \tan(31^\circ) + 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{0,85 \text{ m}}{2}\right) \cdot L_{emp2} \cdot \frac{(100) \cdot (7,68 \text{ t/m}^2)}{(100+7,68 \text{ t/m}^2)}$
 $Q_{f2} = 119,0872 + 14,5643 \cdot L_{emp2}$

- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow Q_{f3} = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{1,00 \text{ m}}{2}\right) \cdot (6,30 \text{ m}) \cdot (11,781 \text{ kN/m}^2) \cdot \tan(31^\circ) + 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{1,00 \text{ m}}{2}\right) \cdot L_{emp3} \cdot \frac{(100) \cdot (7,68 \text{ t/m}^2)}{(100+7,68 \text{ t/m}^2)}$
 $Q_{f3} = 140,1026 + 22,4066 \cdot L_{emp3}$

4.2.5.11. Carga tope del terreno

$$Q_{tope} = \frac{Q_f}{3} + \frac{Q_p}{3} \rightarrow Q_f = 3 \cdot Q_{tope} - Q_p \rightarrow L_{emp} = \frac{Q_f}{\pi \cdot D}$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow Q_f = 3 \cdot (135,35 \text{ t}) - 8,30 \text{ t} = 397,77 \text{ t}$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow Q_f = 3 \cdot (231,46 \text{ t}) - 14,19 \text{ t} = 680,20 \text{ t}$
- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow Q_f = 3 \cdot (320,36 \text{ t}) - 19,63 \text{ t} = 941,46 \text{ t}$
- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow L_{emp1} = \frac{(397,77 \text{ t} - 91,0667 \text{ t})}{(14,5643 \text{ t/m})} = 21,06 \text{ m}$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow L_{emp2} = \frac{(680,20 \text{ t} - 119,0872 \text{ t})}{(19,0456 \text{ t/m})} = 29,46 \text{ m}$
- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow L_{emp3} = \frac{(941,46 \text{ t} - 140,1026 \text{ t})}{(22,4066 \text{ t/m})} = 35,76 \text{ m}$

Diametro Pilotes (m)	L _{emp}
0,65	21,06
0,85	29,46

1,00	35,76
------	-------

4.2.5.12. Tensión admisible de pilote

$$Q_{adm} = \frac{r_f \cdot L \cdot \pi D}{3} + \frac{r_p \cdot \pi r^2}{3}$$

- $D_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow Q_{adm1} = \frac{(5,03 \text{ t/m}^2) \cdot (21,06 \text{ m}) \cdot \pi \cdot (0,65 \text{ m})}{3} + \frac{(249,73 \text{ t/m}^2) \cdot \pi \cdot \left(\frac{0,65 \text{ m}}{2}\right)^2}{3} = 99,78 \text{ t/m}^2$
- $D_2 = 0,85 \text{ m} \rightarrow Q_{adm2} = \frac{(5,03 \text{ t/m}^2) \cdot (29,46 \text{ m}) \cdot \pi \cdot (0,85 \text{ m})}{3} + \frac{(228,24 \text{ t/m}^2) \cdot \pi \cdot \left(\frac{0,85 \text{ m}}{2}\right)^2}{3} = 175,19 \text{ t/m}^2$
- $D_3 = 1,00 \text{ m} \rightarrow Q_{adm3} = \frac{(5,03 \text{ t/m}^2) \cdot (35,76 \text{ m}) \cdot \pi \cdot (1,00 \text{ m})}{3} + \frac{(212,12 \text{ t/m}^2) \cdot \pi \cdot \left(\frac{1,00 \text{ m}}{2}\right)^2}{3} = 244,08 \text{ t/m}^2$

5. Resumen y conclusiones

5.1.1. Cimentación directa

Siguiendo los cálculos que se han realizado se verifica que en el proyecto de partida la cimentación directa ha sido sobredimensionada.

- **Zapatas 6 x 6 m + Profundidad 2.5 m → SOBREDIMENSIONADO**

Se hace un corte en las zapatas donde se procede a realizar el cálculo con diferentes medidas. Al final adoptamos como dimensiones finales optimizadas 3 x 7 m y una profundidad de excavación de 1 metro.

- **Zapatas 3 x 5 m + Profundidad 1 m → OPTIMIZADO**

5.1.2. Cimentación profunda

La q_{adm} según nuestros cálculos para un pilote de 1m de diámetro es superior a la que sale en el proyecto:

ϕ	L_{emp}	Q_{adm} (T/m ²)	Q_{adm} (Proyecto)
1 m	17,7 m	464	257
0,85 m	13,93 m	290	172
0,65 m	8,427 m	115	

$\phi = 1,00$ m		
$Q_{tope\ est}$ (kp/cm ²)	L (m)	Q_{adm} (t)
20	13	172
25	15	213
30	17	257

Resultados proyecto.

En el proyecto varían la q_{adm} sin modificar los diámetros de los pilotes, simplemente variando el tipo de pilote de forma que varía su Q_{tope} estructuras y con ello su q_{adm} .

En el cuadro anterior hemos propuesto nuestros resultados variando os diámetros y comparados con las 2 Lempotramiento más similares a nuestros resultados. Nuestra q_{adm} es muy superior simplemente con variar los diámetros, lo que puede suponer que tengan fallos en los cálculos (que para este paso superior no los han mostrado porque no les ha parecido tan importante en el proyecto como otros que presentaban mayor problema) o que nuestra solución de reducir a diámetro 0,85m sea una opción más acertada que la suya.

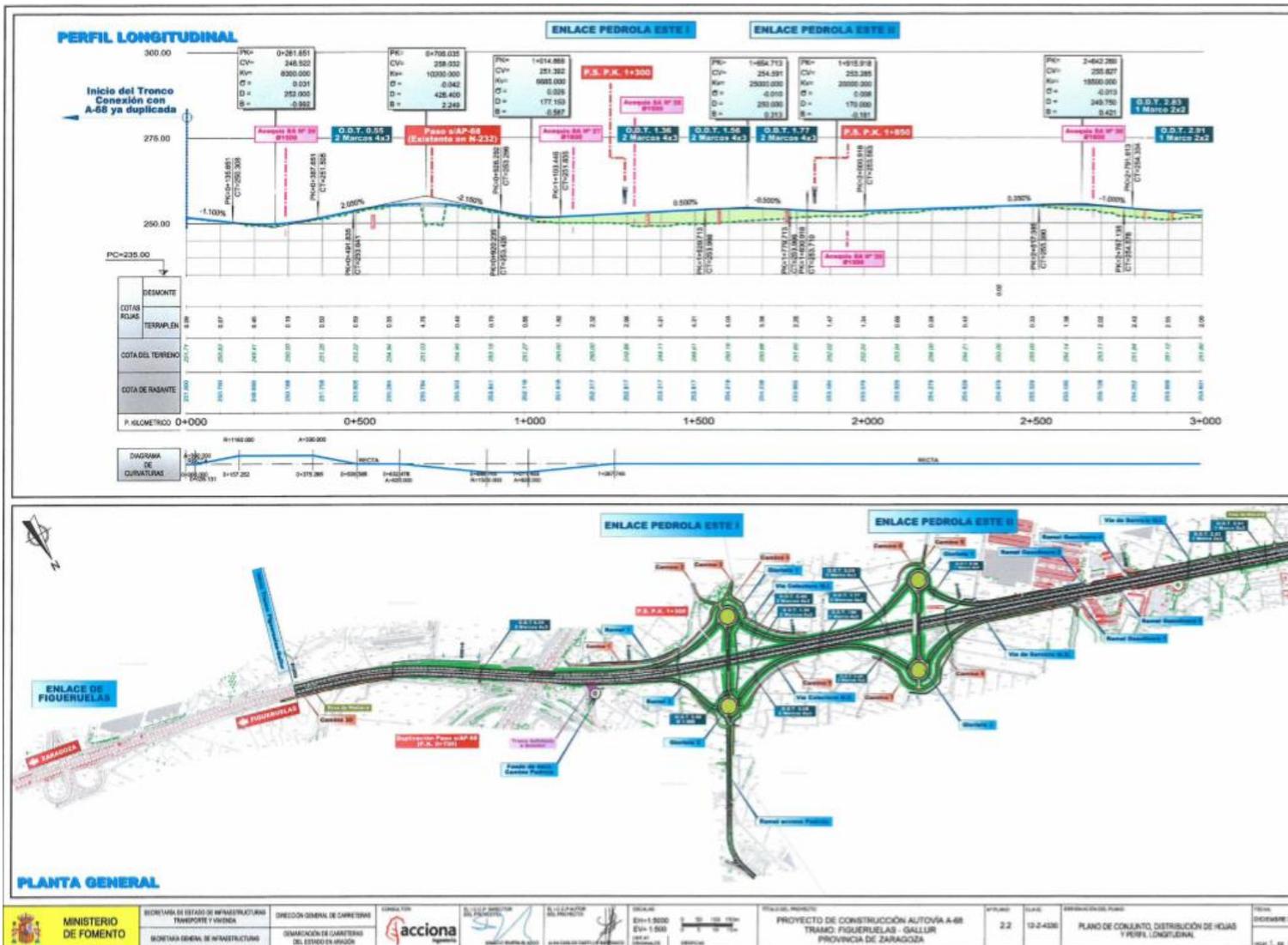
5.1.3. Cimentación de contención

Se ha verificado para todos los casos, hundimiento, deslizamiento y vuelco, y la estructura de contención resiste y por lo tanto cumple en todas las situaciones.

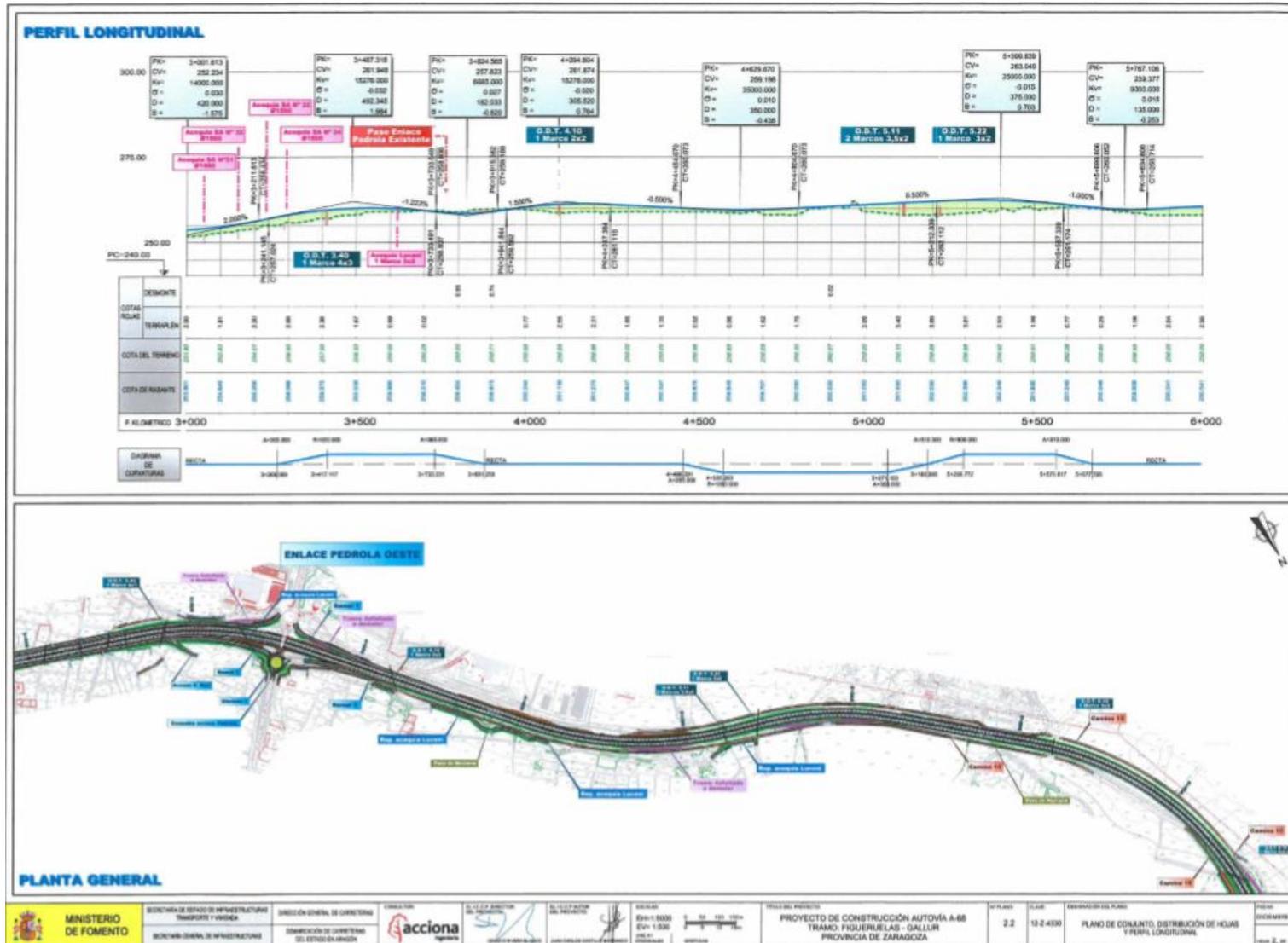
Hundimiento	25 t/m ³	Cumple
Deslizamiento	$C_{sd} = 1.52$ t	Cumple
Vuelco	$C_{sv} = 2.94$ t	Cumple

6. Anejos

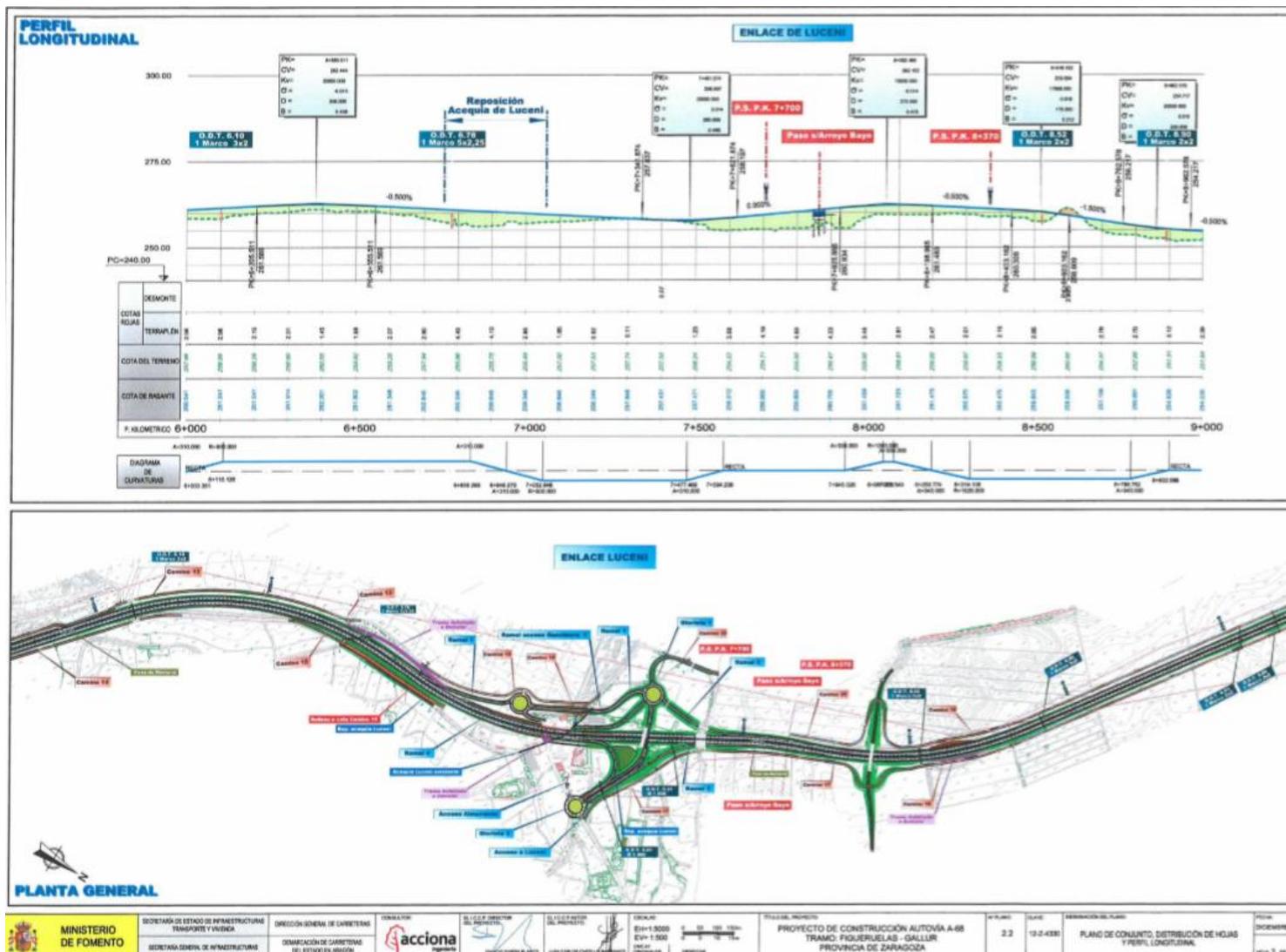
ANEJO I: PERFIL LONGITUDINAL



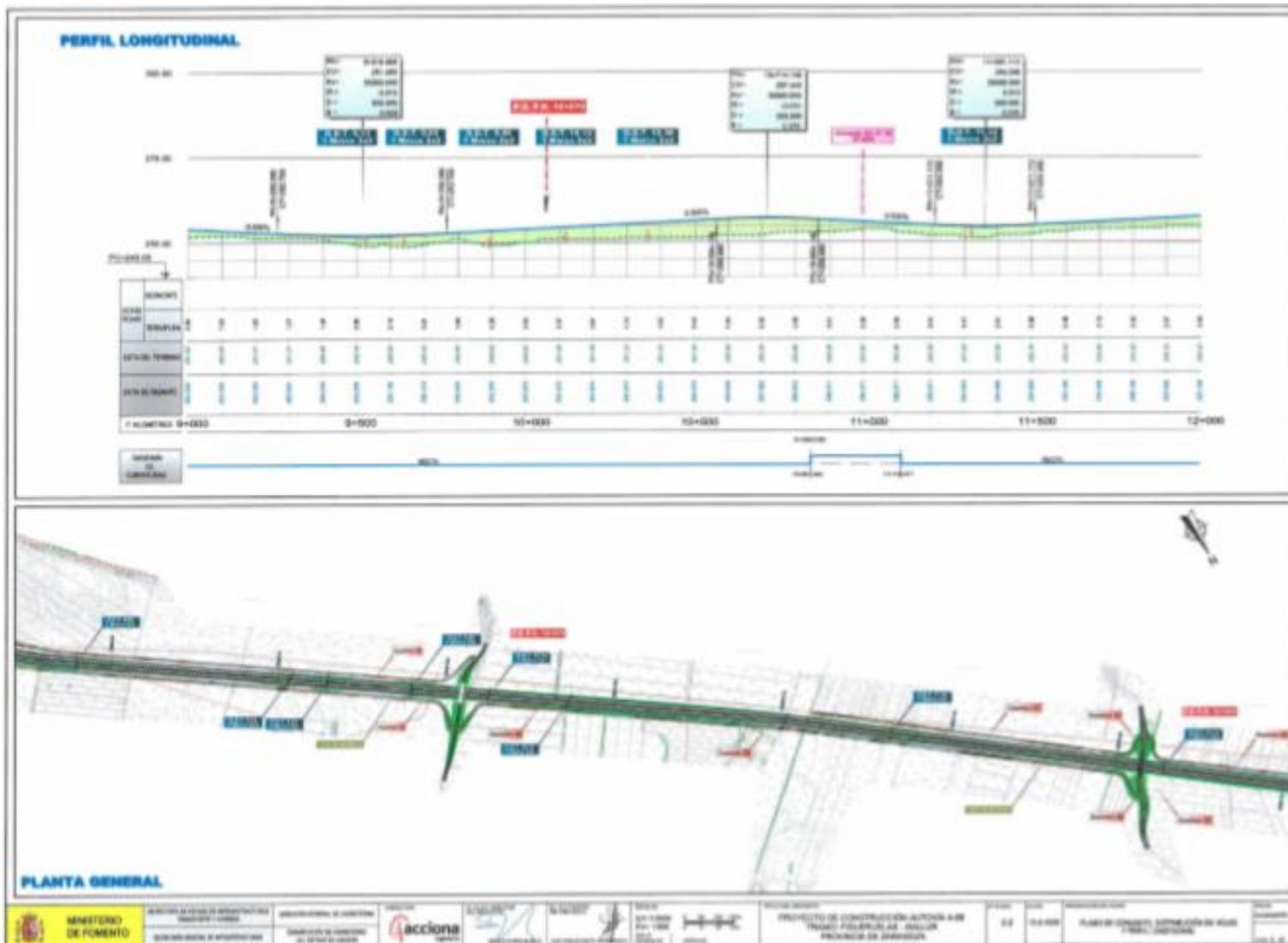
Proyecto de Trazado y Construcción: Autovía A-68. Tramo: Figueruelas-Gallur. Provincia de Zaragoza
Paso superior 10 + 070



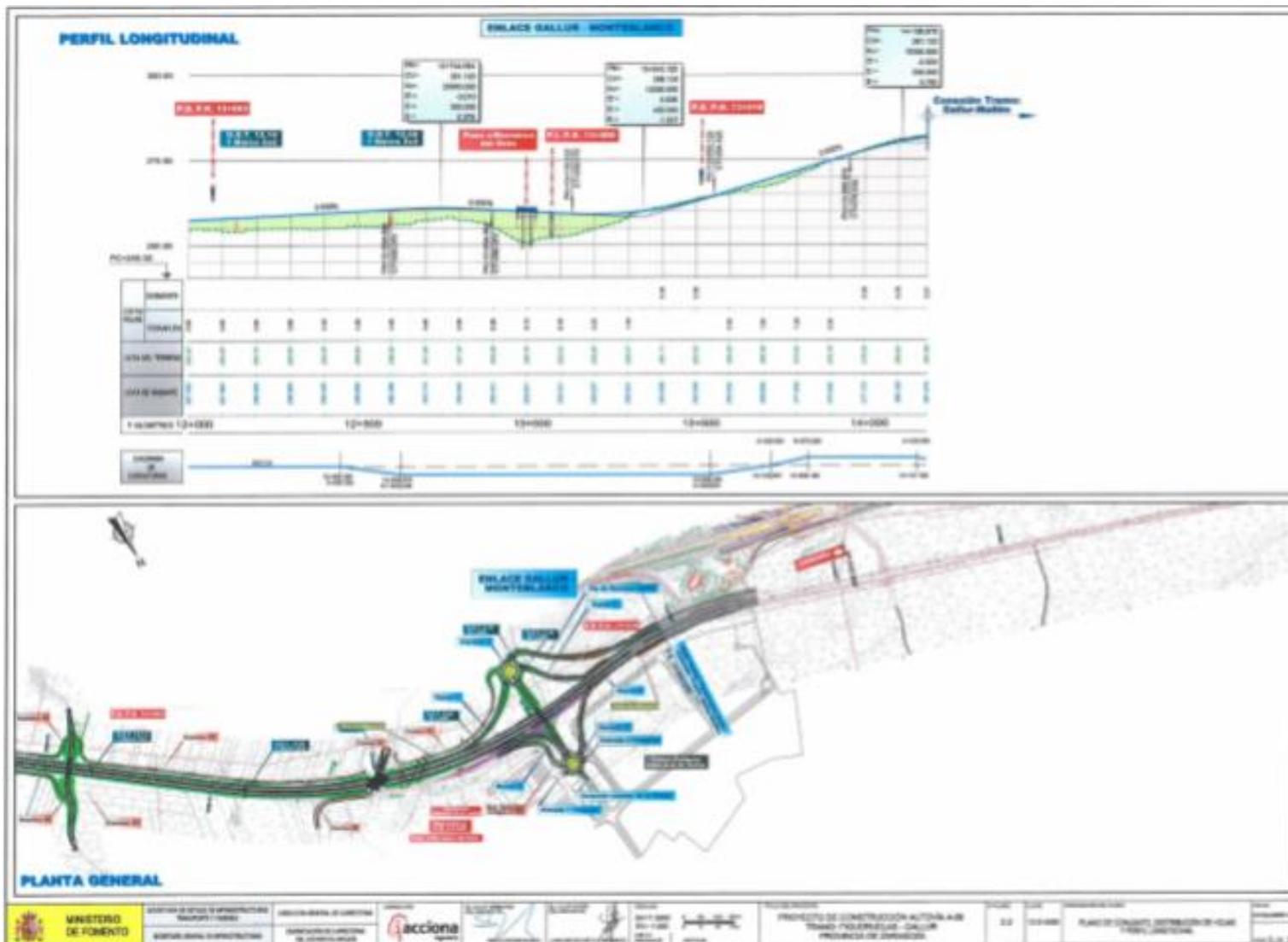
Proyecto de Trazado y Construcción: Autovía A-68. Tramo: Figueruelas-Gallur. Provincia de Zaragoza
Paso superior 10 + 070



Proyecto de Trazado y Construcción: Autovía A-68. Tramo: Figueruelas-Gallur. Provincia de Zaragoza
 Paso superior 10 + 070

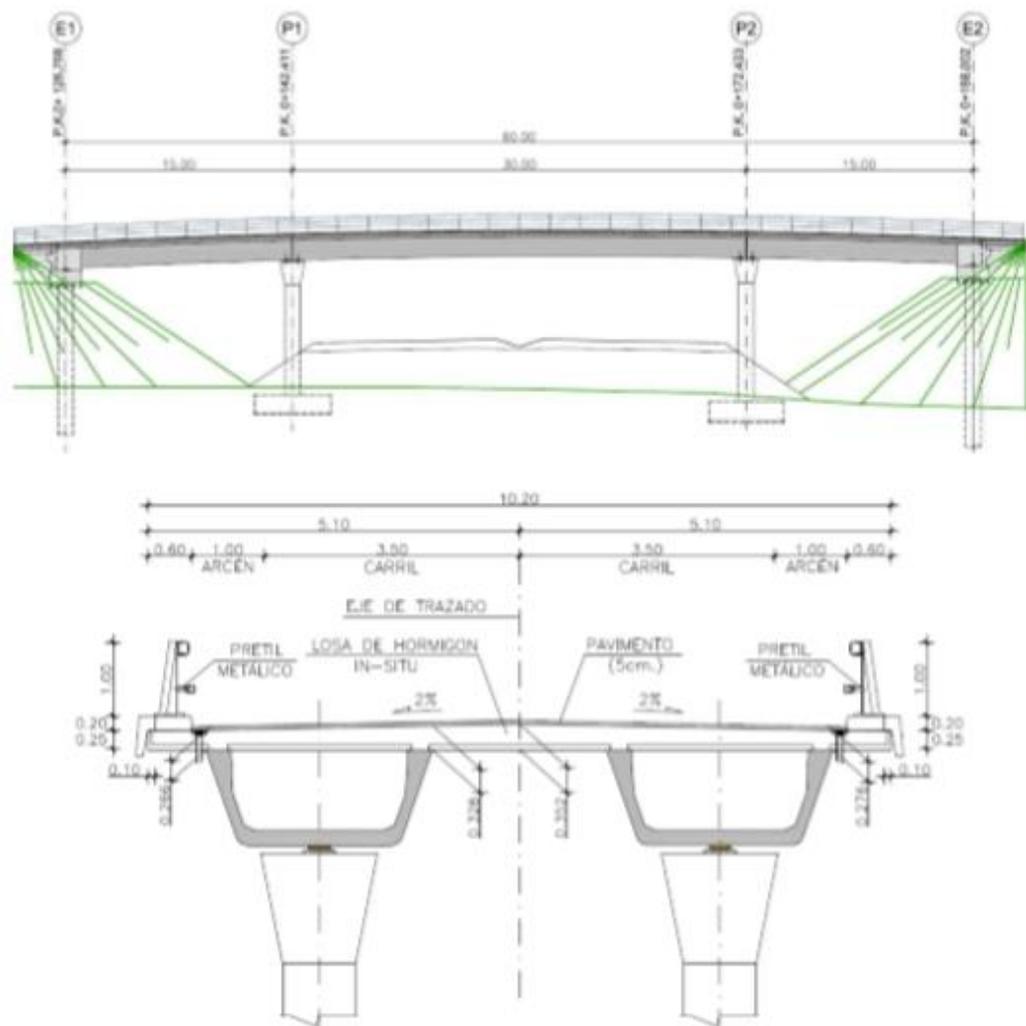


Proyecto de Trazado y Construcción: Autovía A-68. Tramo: Figueruelas-Gallur. Provincia de Zaragoza
 Paso superior 10 + 070

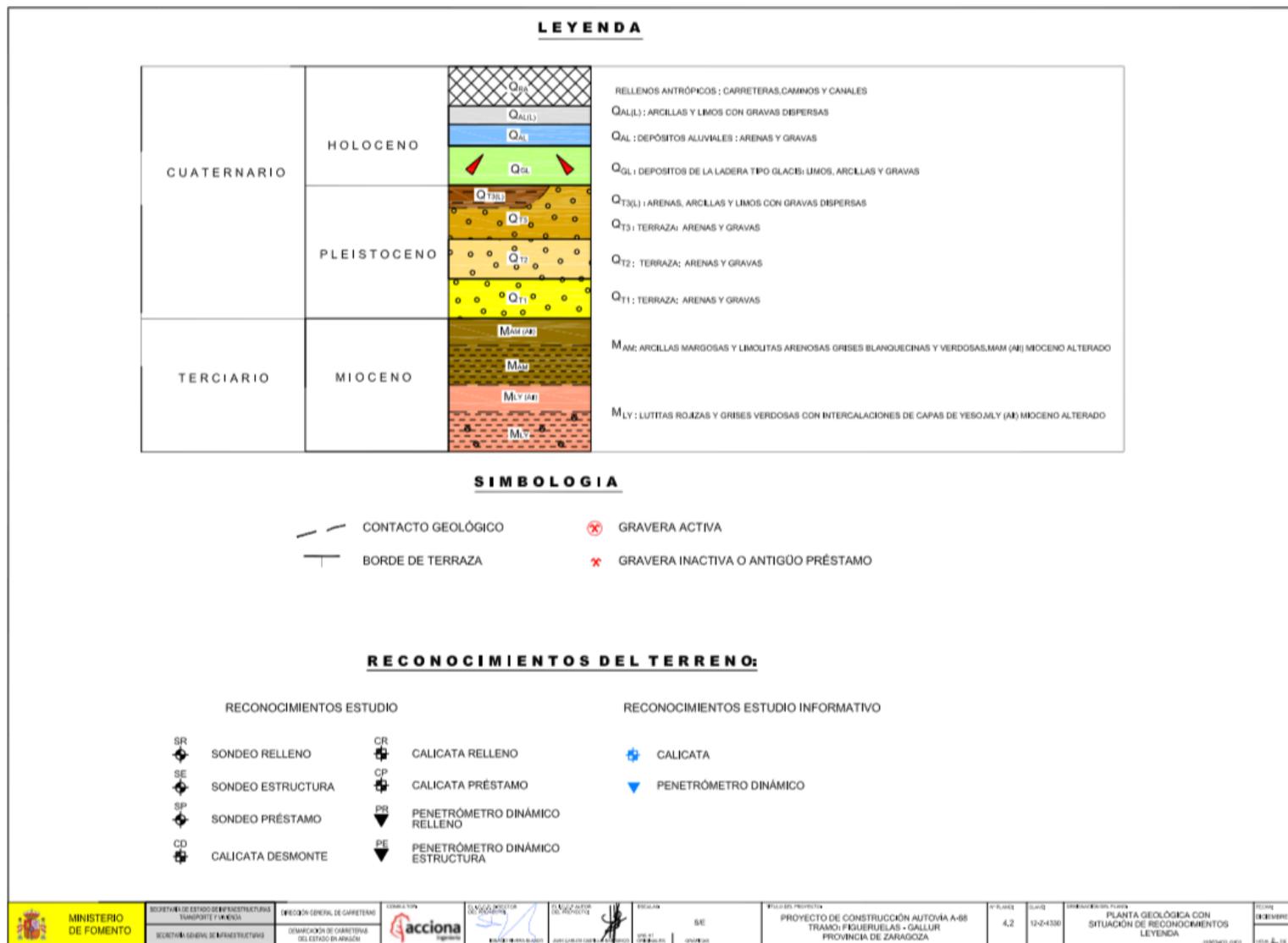


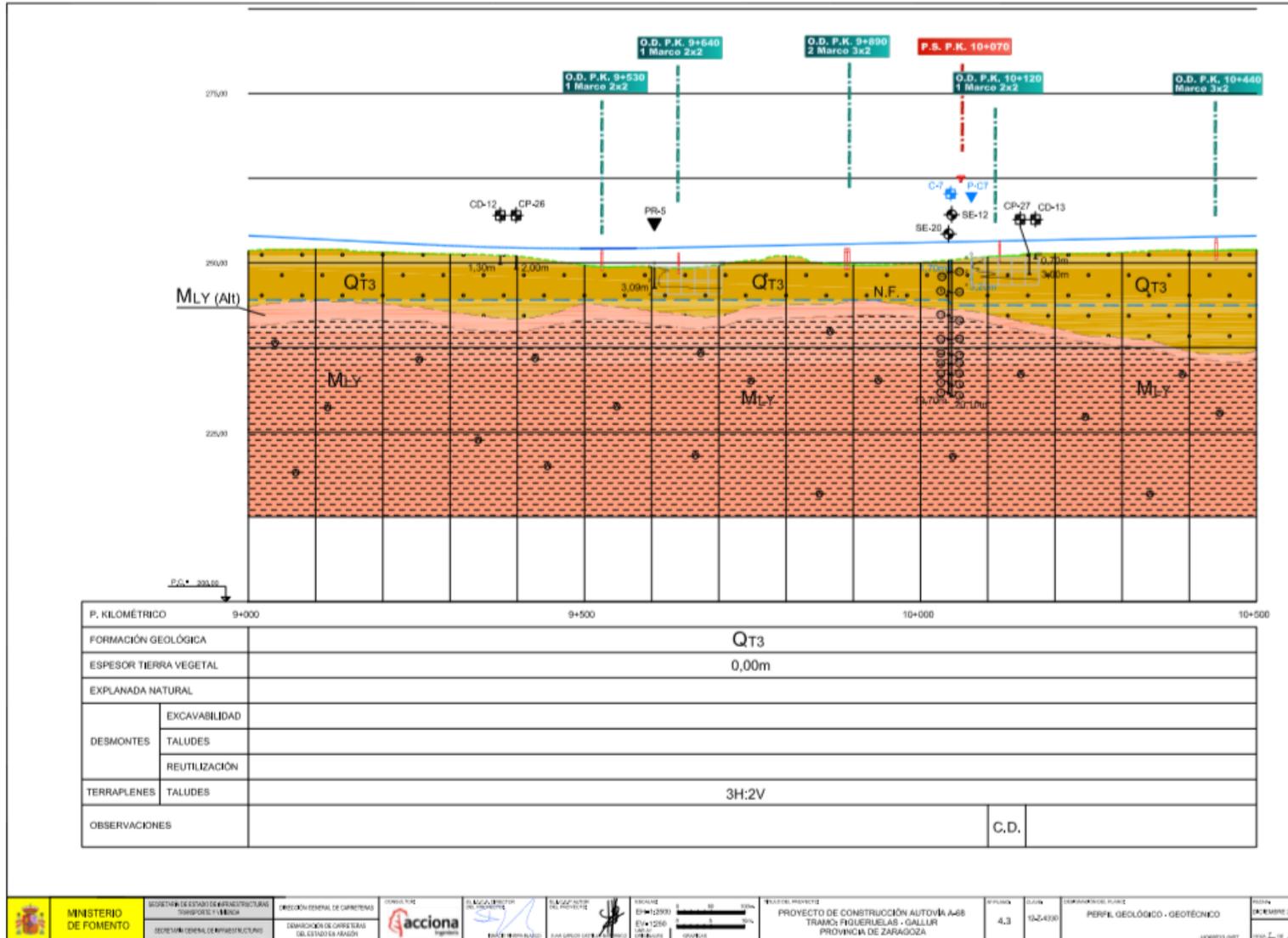
Proyecto de Trazado y Construcción: Autovía A-68. Tramo: Figueruelas-Gallur. Provincia de Zaragoza
 Paso superior 10 + 070

ANEJO II: VIADUCTO 10+070



ANEJO III: GEOLOGÍA





Proyecto de Trazado y Construcción: Autovía A-68. Tramo: Figueruelas-Gallur. Provincia de Zaragoza
Paso superior 10 + 070

ANEJO IV: ENSAYOS

4.1 RESULTADOS DE HINCHAMIENTO LIBRE.

Muestras	Humedad inicial (%)	Humedad final (%)	Densidad seca (g/cm ³)	Hinchamiento libre (%)
CP-1 DE 0.30 A 2.00	10.1	11.8	1.97	0.7
CP-1 DE 2.00 A 3.20	8.5	10.2	2.12	0.0
CP-3 DE 2.00 A 5.00	7.0	9.6	2.17	0.0
CP-3 DE 5.00 A 8.00	8.1	8.5	2.16	0.0
CP-6 DE 5.00 A 10.00	9.9	9.9	2.14	0.0
CP-7 DE 2.00 A 5.00	9.5	10.8	2.18	0.0
CP-10 DE 0.20 A 2.60	11.7	12.6	1.91	0.1
CP-17 DE 1.20 A 1.50	10.6	10.7	2.15	0.0
CP-18 DE 4.10 A 4.40	11.7	13.4	1.98	1.30
CP-20 DE 1.30 A 1.70	9.3	13.9	1.89	0.0

4.2 RESULTADOS DE COLAPSABILIDAD.

Muestras	Humedad inicial (%)	Humedad final (%)	Densidad seca (g/cm ³)	Indice de colapso (I)	Potencial porcentual de colapso (Ic)
CP-1 DE 0.30 A 2.00	10.7	13.0	1.96	0.0	0.0
CP-1 DE 2.00 A 3.20	9.3	10.5	2.12	0.0	0.0
CP-3 DE 2.00 A 5.00	7.1	9.6	2.17	0.0	0.0
CP-3 DE 5.00 A 8.00	8.1	8.2	2.15	0.0	0.0
CP-6 DE 5.00 A 10.00	10.2	10.3	2.14	0.0	0.0
CP-7 DE 2.00 A 5.00	9.4	10.6	2.18	0.0	0.0
CP-10 DE 0.20 A 2.60	12.4	12.5	1.90	0.13	0.13
CP-17 DE 1.20 A 1.50	10.5	10.7	2.14	0.0	0.0
CP-18 DE 4.10 A 4.40	9.6	12.3	1.99	0.0	0.0
CP-20 DE 1.30 A 1.70	9.2	12.0	1.90	0.0	0.0

SONDEO	OBJETO	LONG. (m)	SPT (ud)	MI (ud)	TP (ud)	Preslom. (ud)	Achique (ud)
SE-8	Paso superior PS 1+860	25,60	10	3	2	1	0
SE-5	Paso superior PS 0+700	23,30	6	0	0	2	0
SE-6	Paso superior PS 1+300	28,40	10	2	1	2	1
SE-7	Paso superior PS 1+300	28,60	11	4	1	1	0
SE-9	Paso superior PS 7+700	15,70	5	3	2	2	1
SE-18	Viaducto arroyo Bayo	16,05	6	2	2	2	0
SE-10	Viaducto arroyo Bayo	14,50	5	4	1	2	0
SE-20	Paso superior PS 10+070	19,70	9	1	3	0	0
SE-11	Paso superior PS 8+370	16,50	7	2	2	1	0
SE-13	Paso superior PS 12+065	21,70	9	3	2	0	0
SE-12	Paso superior PS 10+070	20,10	9	3	2	2	1
SE-21	Paso superior PS 12+065	20,25	8	1	1	1	0
SE-14	Viaducto Barranco Soto	15,60	6	1	0	2	0
SE-19	Viaducto arroyo Bayo	20,90	8	2	4	1	0
SE-15	Paso inferior PI 13+080	16,93	6	1	0	0	1
SE-16	Paso superior PS 13+520	21,05	8	3	0	1	0
SE-17	Paso superior PS 13+520	24,40	9	5	0	1	0
TOTAL:		349,28	132	40	23	21	4



8 DE JUNIO DE 2018

PROYECTO A-68: VIADUCTO 10+070

PBL TALLER DE ESTRUCTURAS

GONZÁLEZ FERRANDO, JOSÉ DANIEL; CARRASCO RICO, RAFAEL

Contenido

1. Introducción y objeto	0	7.3. Cálculo de w , v , c y c'	14
2. Datos de partida	1	7.4. Cálculo de cargas.....	15
2.1. Planta del Paso Superior.....	1	7.5. Mayoración de cargas	15
2.2. Alzado del Paso Superior.....	1	8. Cálculo de momentos	15
2.3. Secciones del Paso Superior	2	8.1. Momento de peso propio	15
3. Descripción y análisis de los datos geológico-geotécnicos disponibles	3	8.2. Momento máximo y Momento de diseño	15
3.1. Sondeos y Ensayos.....	3	9. Tabla de momentos y distancias.....	17
3.2. Geotecnia	5	10. Cálculo de Pretensado.....	18
3.2.1. Unidad QT3.....	5	10.1. Comprobación de Tensiones.....	20
3.3. Geología.....	5	11. Cálculo del área de pretensado.....	23
4. Datos de partida:	6	12. Conclusiones	23
5. Armadura de la estructura:	7	13. Geometría del pretensado	23
5.1. Armado de las Pilas:	7	14. Ubicación de vainas en la sección	24
5.2. Armado de la zapata combinada: (Pila izquierda).....	9	15. Cálculo en estado límite último (ELU).....	24
5.3. Armado del encepado: (Pila derecha).....	11	16. CONCLUSIONES:	25
6. TABLERO PRETENSADO	13		
6.1. DATOS.....	13		
7. Cálculos.....	14		
7.1. Cálculo de centro de gravedad.....	14		
7.2. Cálculo de momento inercia.....	14		

1. Introducción y objeto

El presente proyecto desarrolla un análisis global de una estructura en su totalidad cumpliendo así la finalidad propuesta por la Universidad Europea de Madrid de obtener una visión general de la interacción entre varias disciplinas.

El proyecto de construcción que se ha analizado corresponde a la cuarta y última fase del Proyecto de Trazado y Construcción: Autovía A-68. Tramo: Figueruelas-Gallur. Provincia de Zaragoza. El proyecto se centra plenamente en la provincia de Zaragoza, a lo largo de la parte media del río Ebro, atravesando los Términos municipales de Figueruelas, Pedrola, Luceni, Boquiñeni y Gallur.

El corredor de la carretera actual es en general favorable para el desarrollo del trazado previsto, dado que el terreno es en general llano. Además, ha sido una prioridad que la traza discurra en la mayoría de lo posible sobre la plataforma existente.

Esta carretera cuenta con 14 estructuras que son las siguientes:

- 7 pasos superiores
- 3 viaductos
- 2 obras de drenaje transversal in situ
- 1 paso inferior
- 1 muro de contención con pantalla anti-ruido

Este proyecto ha sido la base de partida del estudio del presente informe ya que se ha procedido a realizar un estudio completo de un solo paso superior, valorando todas las acciones realizadas en el proyecto (prospecciones de campo realizadas, ensayos de laboratorio realizados, geología y geotecnia

de emplazamiento de las obras, tipología de la cimentación recomendada por el Estudio Geotécnico y adoptada en los planos de Proyecto...) En este caso, se ha procedido a realizar el cálculo de la cimentación como de la composición de la propia estructura. Este grupo de trabajo ha seleccionado el paso superior correspondiente al pK 10 + 070

En el apartado de la cimentación se llevará a cabo el análisis geológico-geotécnico, así como de las diferentes opciones posibles de cimentación. Además, se procederá al cálculo y diseño tanto de la cimentación como de los muros y estribos que componen el paso superior seleccionado.

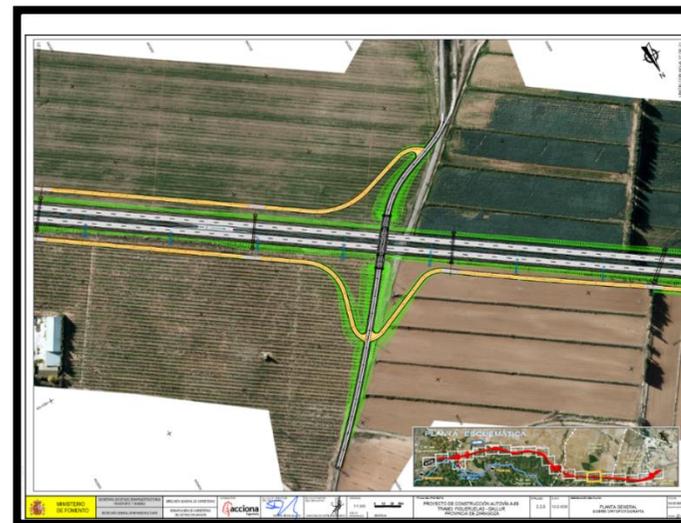
Por lo tanto, la finalidad del proyecto se basa en la interacción de dos aspectos diferenciados pero relacionados en la Ingeniería Civil como es la cimentación de las estructuras y el cálculo de estas.

2. Datos de partida

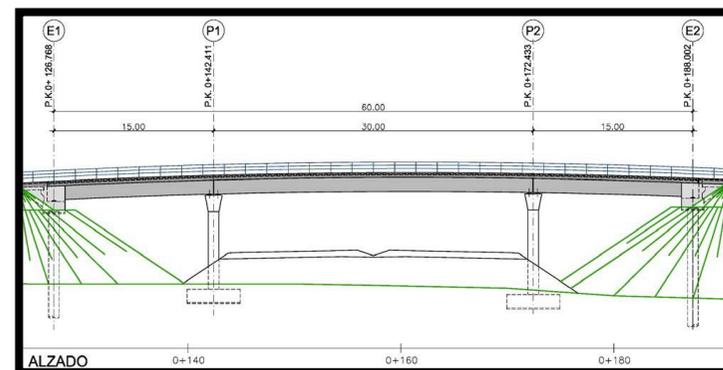
El paso superior seleccionado corresponde al pK 10+070 y tiene las siguientes características:

T A B L E R O	Ancho	11,2 M
	Nº Vigas	2
	Tipo Vigas	Artesa
	Longitud	60
	Vanos	15 + 30 + 15
P I L A S	Nº Apoyo	2
	Altura mínima	9,15
	Altura Máxima	9,29
	Cimentación	Zapata combianda 5 x 9,58 m
E S T R I B O S	Tipo	Durmiente
	Cimentación	2 pilotes/estribo

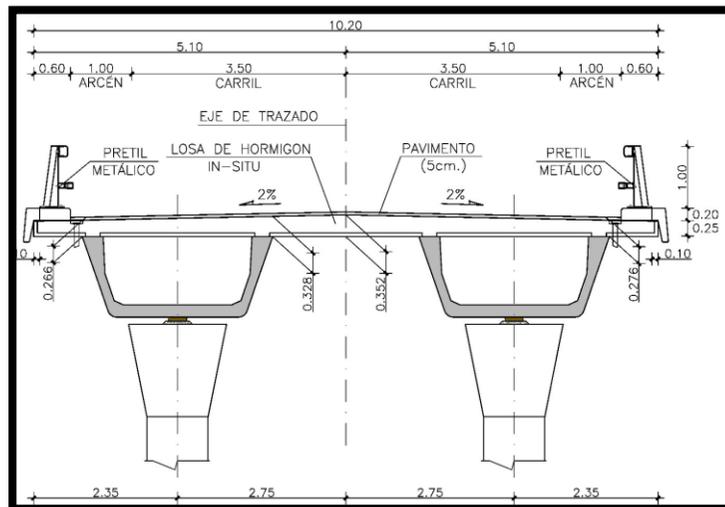
2.1. Planta del Paso Superior



2.2. Alzado del Paso Superior



2.3. Secciones del Paso Superior



Hay que tener en consideración para el ámbito de la cimentación del Paso Superior 10+070 que la parte correspondiente a los estribos está compuesta por unos cargaderos con pilotes empotrados en el terciario sano situado a 7 metros de profundidad. Además, las pilas están compuestas por zapatas aisladas con una carga admisible = 2,5 kp/cm².

3. Descripción y análisis de los datos geológico-geotécnicos disponibles

3.1. Sondeos y Ensayos

Para este tramo de la carretera se ha realizado diferentes ensayos para determinar las características de la zona de trabajo:

AGRESIVIDAD DEL TERRENO		
Sondeo	Muestra (m)	Unidad
SE-12	10,80 - 11,40	MLY

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO DE AGUAS FREÁTICAS (EHE-08)													
Sondeo	Ph	Calificación	Residuo seco (mg/l)	Calificación	Sulfato SO4 = (mg/L)	Calificación	Magnesio Mg2+ (mg/L)	Calificación	Dióxido de carbono CO2 (mg/L)	Calificación	Amonio NH4 (Mg/L)	Calificación	Calificación Final
SE-12	7,06	NO AGRESIVO	2,165	NO AGRESIVO	415	DÉBIL	133	NO AGRESIVO	35	DEBIL	0,19	NO AGRESIVO	DÉBIL

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO DE AGUAS FREÁTICAS (EHE-08)					
Sondeo	Prof (m)	So4 (ppm)	Exposición	Exposición	Exposición Final
SE-12	10,80-11,40	749	NO AGRESIVO	NO AGRESIVO	NO AGRESIVO

MODULO PRESIOMETRICO						
Sondeo	Prof (m)	M. Presión (Ep) (kp/cm2)		P. Límite Neta (Kp/cm2)	Ep/pl*	Litología
SE-12	5,5	1492		50,84	29	QT3

AGRESIVIDAD DEL TERRENO		
Sondeo	Muestra (m)	Unidad
SE-12	10,80 - 11,40	MLY

CONCLUSIONES					
Estructura	Tipo	Investigación	Terreno	Recomendaciones de cimentación	Observaciones
PS 10 + 070	Isostática	Sondeos: Se-12 Calicatas: C-7 Penetraciones dinámicas: P-C7	QT3 (6,3 m) / MLY	Estribos: cargadero con pilotes empotrados en el terciario sano situado a 7 m de profundidad Pilas: zapatas aisladas ($Q_{adm} = 2,5 \text{ Kp/cm}^2$)	NF = 6,7 m

3.2. Geotecnia

3.2.1. Unidad QT3

Este nivel de terraza constituido por gravas y bolos envueltos en una matriz arenolimososa es la unidad sobre la que se sitúa la mayor parte del trazado. Se han ensayado 20 muestras y tenemos datos de otras 6 ensayadas durante el estudio informativo. Además, para caracterizar esta unidad se utilizaron 5 calicatas de préstamo

Se realizaron 8 ensayos de Proctor normal con unos valores medios de densidad igual a 2,0 t/m³ y una humedad del 10,60%. Además, se realizaron 3 ensayos de Proctor modificado y 7 CBR. Asimismo, se obtuvieron 2 ensayos más Proctor modificado y CBR del Estudio Informativo.

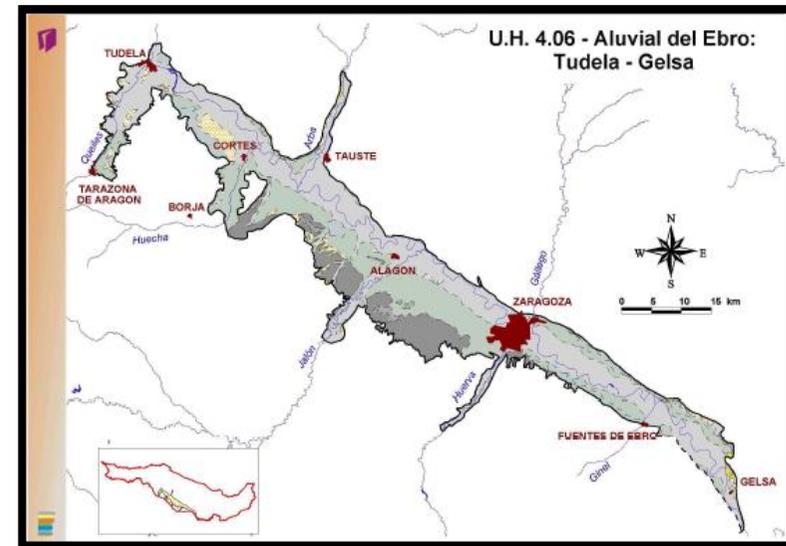
Con los datos reflejados anteriormente, y a excepción de la calicata CD-20, este material se clasifica como “TOLERABLE” según el PG3.

3.3. Geología

La zona de estudio se engloba dentro del Dominio de la Depresión del Ebro. Este dominio es característico por la tipología de sus principales acuíferos, de naturaleza detrítica con porosidad intergranular, tratándose en general de formaciones aluviales o de glaciais.

En el tramo analizado predomina una llanura formada por la terraza QT3 recorrida en su totalidad sobre rellenos de 1-4 m de altura, salvo en el entorno del arroyo del Soto, al final del tramo, que alcanzan los 8 metros de altura.

Dentro de este dominio, la Unidad Hidrogeológica a la cual pertenecen los terrenos estudiados es la N°406-Aluvial del Ebro: Tudela-Gelsa. En la siguiente figura se puede observar la situación y geometría de dicha unidad.



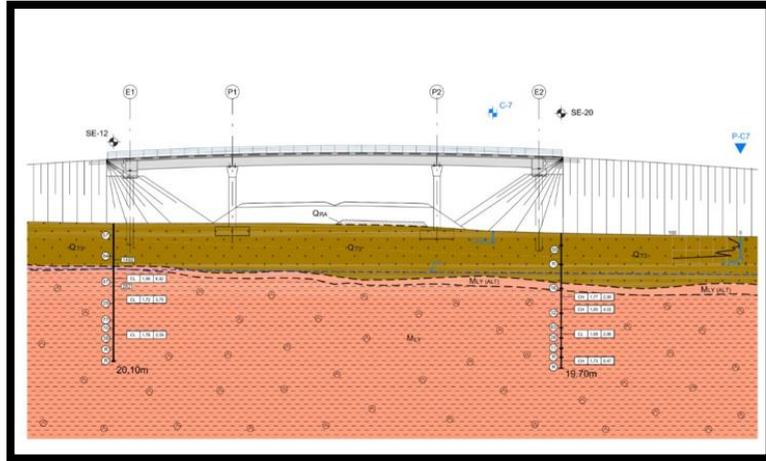
Esta unidad comprende los aluviales del río Ebro y sus afluentes, siendo sus límites cerrados, según la extensión lateral de los aluviales conectados con la red superficial.

El trazado discurre por una terraza media del Ebro (QT3 en planos geológicos), la cual pertenecería al grupo del cuaternario aluvial, en el cual también incluiríamos los depósitos aluviales de los dos barrancos afectados.

La terraza representa materiales detríticos groseros, permeables y almacenadores de agua de lluvia y de regadío, no estando del todo claro si está conectada hídricamente con las terrazas inferiores. Supone un acuífero colgado de carácter lenticular, con agua almacenada a profundidad variable estacionalmente.

En los sondeos realizados en la campaña de estudio del trazado y de estructuras se ha atravesado el nivel de terraza QT3. En todos ellos se ha

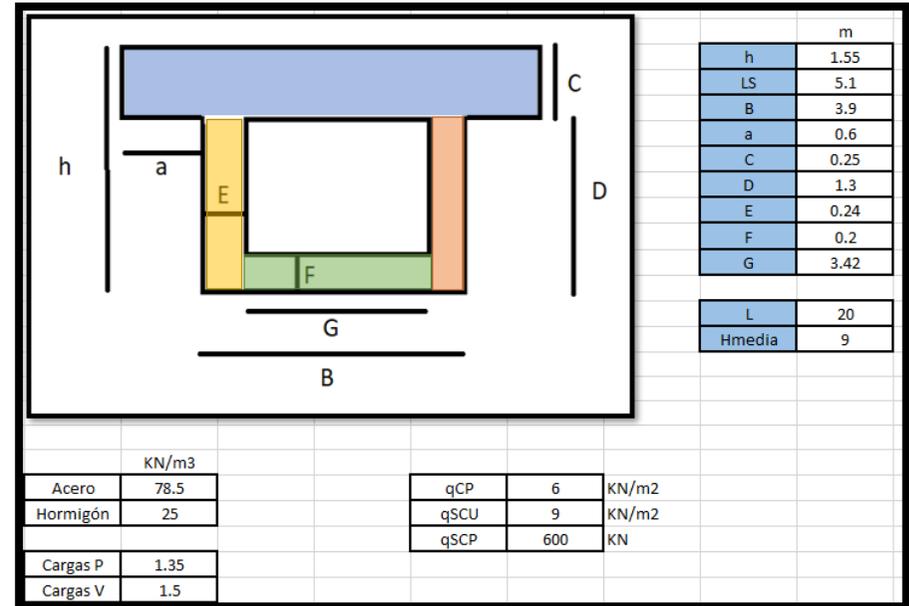
localizado el nivel freático, previo achique del agua de perforación. También se han perforado los aluviales del barranco del Bayo.



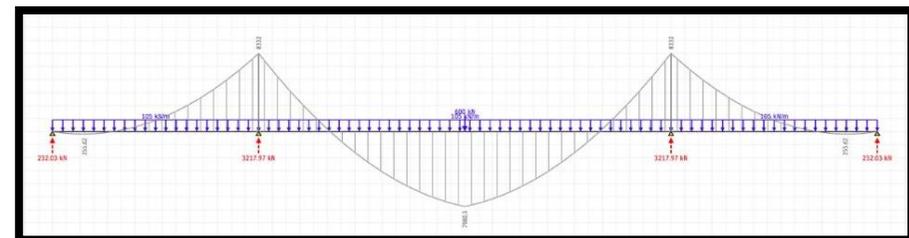
En el caso del material MLY se compone de lutitas y margas rojizas, verdosas y grisáceas con intercalaciones de niveles de yeso y lentejones de limolitas y areniscas grises en ocasiones ricas en materia orgánica (MLY los materiales sanos y MLY_(alt) para los materiales descomprimidos y meteorizados superficiales, en planos geológicos adjuntos).

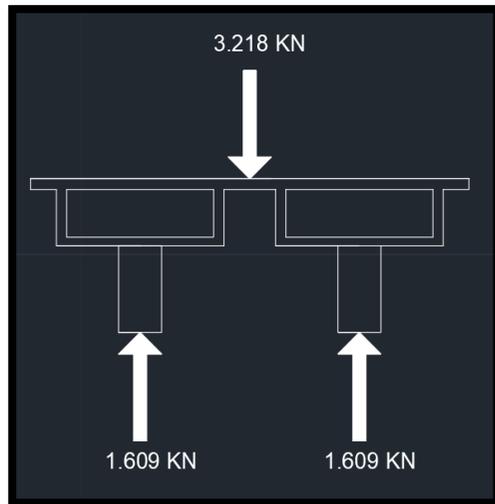
Estos materiales se localizan bajo diversos tipos de depósitos cuaternarios (aluviales, glaciares y terrazas) desde el inicio hasta el final del trazado, salvo en las 2 zonas anteriormente indicadas en las que se ha localizado la formación MAM. La presencia de yeso en estos depósitos resulta irregular, debido a los cambios laterales de facies característicos de estos sedimentos aluvio-lacustres.

4. Datos de partida:



La sección ha sido adaptada para facilitar el cálculo de las inercias.





HA-40

B500S

$N=1609\text{KN}$

5. Armadura de la estructura:

Lo primero de todo es comprobar que la bajada de carga es admisible según la q_{adm} que se ha obtenido en el cálculo de zapatas.

$q_{adm}=4\text{kp/cm}^2$

$B=3\text{m}$ $L=5\text{m}$

$N_{max}=6.000\text{KN} > 3.218\text{KN}$

Como se van a armar los pilares por separado, se calcula solamente con el axil de uno, ya que los dos se van a armar de la misma forma.

Proyecto de Trazado y Construcción: Autovía A-68. Tramo: Figueruelas-Gallur. Provincia de Zaragoza
Paso superior 10 + 070

Diámetro de las pilas = 1 metro

5.1. Armado de las Pilas:

El armado tanto de las pilas como de las zapatas se va a realizar siguiendo el código técnico de la EHE-08:

Comprobación del hormigón a compresión: Art.49.2

$$\sigma_c \leq 0,6 * f_{ck}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{1.609 \text{ KN}}{0,785 \text{ m}^2} = 2,05 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma = 0,6 * 40 = 24 \text{ N/mm}^2$$

$$2,05 \leq 24 \text{ CUMPLE}$$

El hormigón aguanta.

Armadura en la pila:

Limitación de armadura por compresión simple y simétrica: Art.42.3.3

$$A_s * f_{yd} \geq 0,1 * N_d$$

$$A_s = 555,108 \text{ mm}^2$$

Cuantías geométricas mínimas: Art.42.3.5

$$4 \% \text{ del área de la pila} = 3.140 \text{ mm}^2$$

Como la cuantía geométrica mínima es mayor que la armadura por compresión requerida se utiliza la de la cuantía geométrica.

Posibles opciones de armadura:

10 barras de $D=20\text{mm}$

7 barras de D=25mm

4 barras de D=32mm

Armadura transversal a cortante: Art.44.2.3.4.1

Como en este proyecto no tenemos en cuenta ningún esfuerzo a cortante, se utilizará la armadura mínima para pilas.

$$S_{t \text{ trans}} \leq d \leq 500 \text{ mm}$$

$$\frac{A_{\alpha} * f_{yad}}{\text{sen } \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} * b_0$$

$$A_{\alpha} = 0.0147 \text{ mm}^2$$

Como la armadura transversal requerida es casi inexistente, utilizaremos las cuantías mínimas: Art.54

- Mínimo 6 barras en secciones circulares.
- 35 cm de separación como máximo.
- Las barras no inferiores a 12 mm.

El total de barras necesarias y mínimas será $9 \text{ m} / 0,35 \text{ m} = 25,71$ barras

Al redondear a 26 barras, recalculamos la distancia correcta entre ellas:

$$9 \text{ m} / 26 \text{ barras} = 0,346 \text{ m}$$

Conclusión: para la armadura transversal se dispondrán 26 barras cada 0,346 metros y cada una será de un diámetro de 12 mm.

Comprobación del hormigón armado frente al axil solicitado:

$$N_u \geq N$$

$$N_u = A_c * f_{cd} + A_s * f_{yd} = 1.443,62 \text{ KN}$$

$$N = 1.609 \text{ KN}$$

No cumple, aguanta menos que la sollicitación, habrá que aumentar la armadura.

$$A_c * f_{cd} + X * f_{yd} = 1.609 \text{ KN}$$

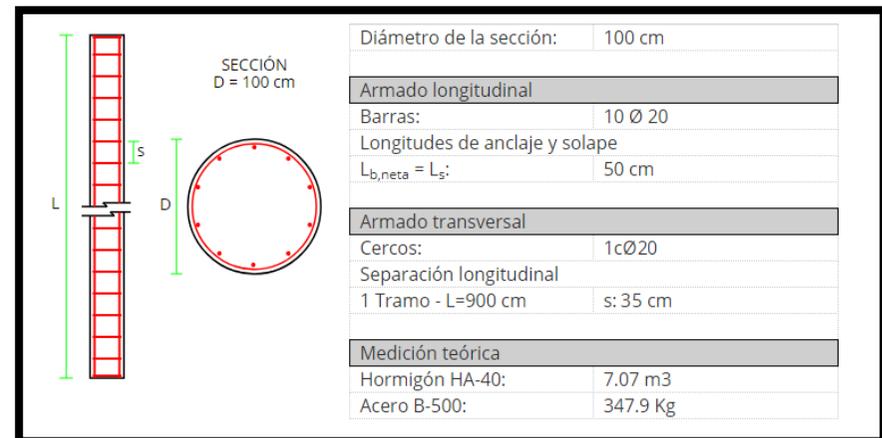
$$X = 3.520,378 \text{ mm}^2$$

Opciones finales de armadura:

12 barras de D=20mm

8 barras de D=25mm

5 barras de D=32mm



5.2. Armado de la zapata combinada: (Pila izquierda)

Cálculo de la armadura para las zapatas:

Peso de la pila:

$$\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$$

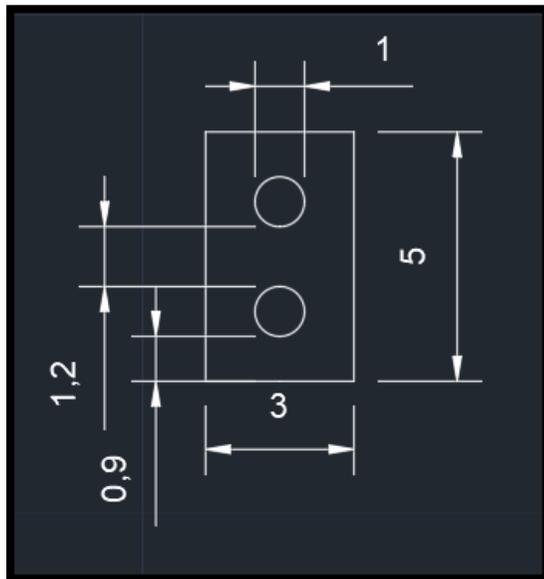
$$\text{Vol} = A \cdot H = 0,785 \cdot 9 = 7,065 \text{ m}^3$$

$$N = 25 \cdot 7,065 = 176,625 \text{ KN}$$

El peso de la pila se suma al axil que baja hasta la pila:

$$3.146 + 2 \cdot 176,625 = 3.500 \text{ KN}$$

Zapatas obtenidas en el apartado de cimentaciones:



$$V = 0,9 \text{ m}$$

$$\text{Hipótesis: Canto (h)} = 0,6 \text{ m}$$

$$V < 2 \cdot 0,6 = 1,2$$

Es rígida.

Normativa de aplicación:

EHE-08: Instrucción de Hormigón Estructural.

CTE- DB SE: Código técnico de la Edificación. Documento básico Seguridad Estructural.

$$\sigma = 3500 / 3 \cdot 5 = 233 \text{ kN/m}^2$$

$$R_d = \sigma \cdot (v + 0,15 \cdot a) \cdot B = 233 \cdot (0,9 + 0,15 \cdot 3) \cdot 5 = 1.572,75 \text{ KN}$$

$$M_d = R_d \cdot (v + 0,15 \cdot a) / 2 = 1.572,75 \cdot (0,9 + 0,15 \cdot 3) / 2 = 1.061,6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d = 600 - 40 = 560 \text{ mm}$$

$$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 7.360,96 \text{ mm}^2$$

24 barras de D=20mm para la cara L = 5 m

15 barras de D=25mm

10 barras de D=32mm

$$S < 30 \text{ cm}$$

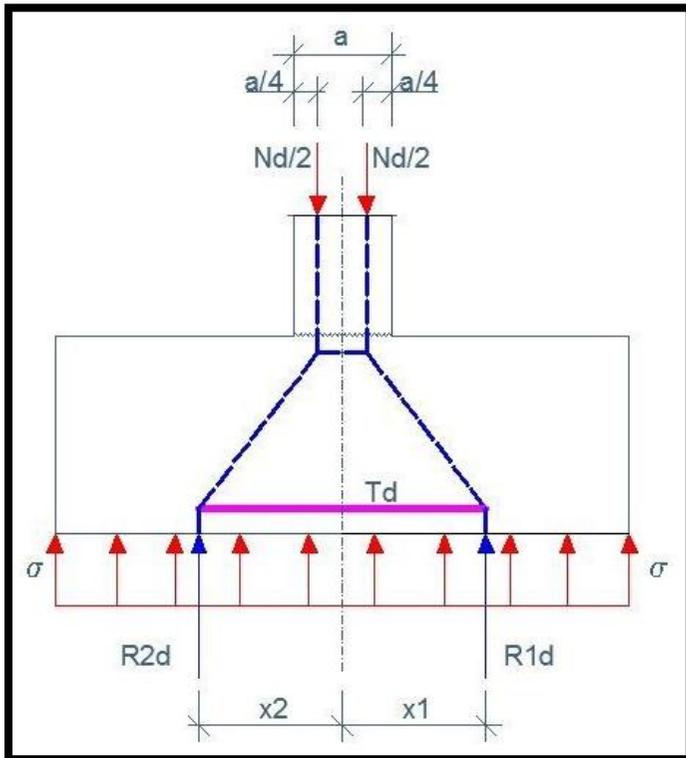
$$5000 \text{ mm} / 300 \text{ mm} = 16,33 \text{ barras con la distancia máxima}$$

Con barras de $D=20\text{mm}$ necesitaríamos 24 barras.

$5000 / 24 = 208,33 \text{ mm}$ de separación.

$208,33 < 300$

Método de bielas y tirantes para la armadura longitudinal respecto a la cara $B = 3 \text{ m}$



$$T_d = R_{1d} \cdot x_1 / (0,85 \cdot d)$$

Siendo x_1 la posición del centro de gravedad del bloque de tensiones:

$$x_1 = A/2 = 3/4 = 0,75 \text{ m}$$

Y R_{1d} la resultante de dicho bloque de tensiones:

$$R_{1d} = \sigma \cdot A \cdot B/2 = 233 \cdot (5/2) \cdot 3 = 1747,5 \text{ kN}$$

$$T_d = R_{1d} \cdot x_1 / (0,85 \cdot d) = 1747,5 \cdot 0,75 / (0,3825) = 3.426,47 \text{ kN}$$

Por tanto, el área de acero vendrá dada por:

$$A_s = T_d / f_{yd} = 3.426,470 / (500/1,15) = 7.880,93 \text{ mm}^2$$

25 barras de $D=20\text{mm}$

16 barras de $D=25\text{mm}$

10 barras de $D=32\text{mm}$

$$3000 - 100 = 2900 \text{ mm}$$

$2900/300 = 10$ barras con el máximo de separación, solo serviría la opción de 10 barras de $D=32\text{mm}$

Si quisiéramos utilizar 16 barras de $D=25\text{mm}$, necesitaríamos una separación de $181,25 \text{ mm}$.

Si quisiéramos utilizar 25 barras de $D=20\text{mm}$, necesitaríamos una separación de 116 mm .

5.3. Armado del encepado: (Pila derecha)

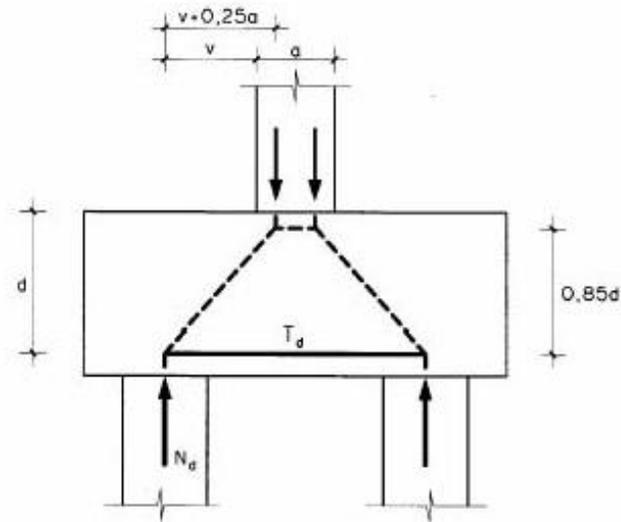


Figura 37. Modelo de bielas y tirantes para el cálculo de pilotes.

6 pilotes $D=1\text{m}$

$$V=N/6=583,33\text{KN}$$

Nudos (1,2,5,6):

$$C=V/\text{sen}17,07^\circ=1987,226\text{KN}$$

$$TL1=680,785\text{KN}$$

$$TB1=190\text{KN}$$

Nudos (3,4):

$$C=V/\text{sen}33,11^\circ=1067,885\text{KN}$$

$$TL2=521,486\text{KN}$$

$$TB2=530,17\text{KN}$$

Los sufijos L y B son para saber en que eje van respecto a las dimensiones de la zapata

Comprobación:

$$F_x=0$$

$$F_y=0$$

$$F_z=3714 \text{ aprox } 3500 \text{ CUMPLE}$$

Armado del encepado:

B400S y HA-30

$$r=0,05\text{m}$$

$$a_1=1*\text{sen}17,07^\circ+0,1*\text{cos}17,07^\circ=0,389\text{m}$$

$$f_{1cd}=0,7*f_{cd}=14.000 \text{ KN/m}^2$$

Comprobación más desfavorable:

$$\sigma_v=742,71 \text{ KN/m}^2 < f_{1cd} \text{ cumple}$$

$$\sigma_c=866,8 \text{ KN/m}^2 < f_{1cd} \text{ cumple}$$

$$L=m*D^2=133\text{cm} \leftarrow L \text{ anclaje}$$

Armaduras:

-Armadura Principal: (trasversal a la dirección del puente)

$TL1=680,785 \rightarrow 1957,3\text{mm}^2 \rightarrow \mathbf{3D32 \text{ ó } 7D20}$

$TL2=521,486 \rightarrow 1500\text{mm}^2 \rightarrow \mathbf{2D32 \text{ ó } 5D20}$

$TB1=190 \rightarrow 546,26\text{mm}^2 \rightarrow \mathbf{1D32 \text{ ó } 2D20}$

$TB2=530,17 \rightarrow 1524,265\text{mm}^2 \rightarrow \mathbf{2D32 \text{ ó } 5D20}$

-Armadura Secundaria Horizontal:

Similar a las armaduras adyacentes /4:

$3500/4=1.750\text{mm}^2 \rightarrow 3D16 \text{ s}=15\text{cm}$

$B=3000\text{mm} \rightarrow 3000-100=2900\text{mm} \rightarrow 2900/150 \rightarrow \mathbf{20D16}$

-Armadura Secundaria Vertical:

Pilote pésimo mayorado $\rightarrow 1,5*2000=3000\text{KN}$

Tiene que ser $> 2000/40=50\text{KN}/\text{cm}^2 \rightarrow \mathbf{7D16}$

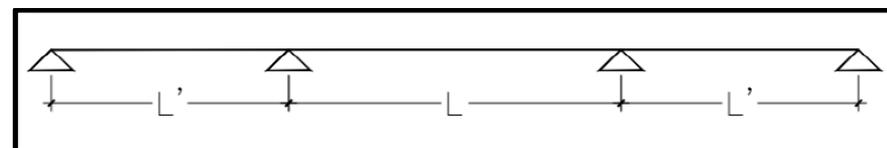
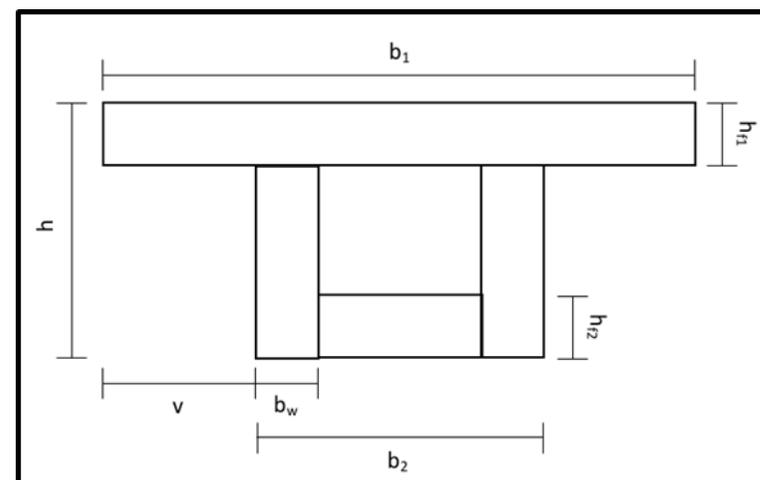
$S=20\text{cm}$

6. TABLERO PRETENSADO

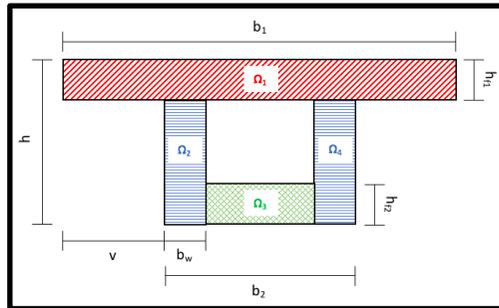
6.1. DATOS

Datos		
γ_{Hp}	Peso Específico del Hormigón Pretensado	25 kN/m ³
f_{ck}	HP	35 N/mm ²
$0,75f_{p,max}$	-	1400 N/mm ²
ΔP_T	Perdida Total	22 %
ΔP_0	Perdida cuando $t = 0$	10 %
ΔP_∞	Perdida cuando $t = \infty$	12 %
r_1	Recubrimiento mecánico para 1 capa	61 cm
S_1	S para 1 capa	64 cm
CP	Carga permanente	31,42 kN/m
SCU	Sobrecarga uniforme	9 kN/m
SCP	Sobrecarga puntual	600 kN
d	Ubicación de SCP	m
h		1,55 m
h_{f1}		0,25 m
h_{f2}		0,2 m
b_1		5,1 m
b_2		3,9 m
b_w		0,24 m
v		0,6 m
E_s	Módulo de elasticidad del acero	$2 \cdot 10^5$ N/mm ²
E_p	Módulo de elasticidad del pretensado	$1,9 \cdot 10^5$ N/mm ²
$1u0,6''$		140 mm ²
$nu0,6''/vaina$	Número de cordones por vaina	24
r_p	Recubrimiento mecánico del pretensado	15 cm
L	Luz/Longitud	60 m
γ_F	Peso específico del firme, γ_F	21 kN/m ³
q_b	Carga de barrera, q_b	10 kN/m

Coeficientes de Mayoración		
$\gamma_{pp,cp}$	Cargas permanentes	1,35
γ_{sc}	Sobrecargas (variables)	1,5



7. Cálculos



Cálculo de Areas (Ω)		
Ω_1	1,275	m ²
Ω_2	0,312	m ²
Ω_3	0,684	m ²
Ω_4	0,312	m ²
Ω_T	2,583	m²

7.1. Cálculo de centro de gravedad

$$\Omega \cdot y_G = \sum \Omega_i \cdot y_{G_i} \rightarrow y_G = \frac{\sum \Omega_i \cdot y_{G_i}}{\Omega}$$

$$y_G = \frac{(1,275 \text{ m}^2) \left(1,55 \text{ m} - \frac{0,25 \text{ m}}{2}\right) + 2 * (0,312 \text{ m}^2) \left(\frac{1,55 \text{ m} - 0,25 \text{ m}}{2}\right) + (0,684 \text{ m}^2) \left(\frac{0,2 \text{ m}}{2}\right)}{2,583 \text{ m}^2} = 0,89 \text{ m}$$

7.2. Cálculo de momento inercia

$$I_{xx} = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 + \Omega \cdot d^2$$

$$I_{xx} = \left[\frac{1}{12} \cdot (5,1 \text{ m}) \cdot (0,25 \text{ m})^3 + (1,275 \text{ m}^2) \cdot \left(1,55 \text{ m} - \frac{0,25 \text{ m}}{2} - 0,89 \text{ m}\right)^2 \right] + \left[\frac{1}{12} \cdot (0,24 \text{ m}) \cdot (1,55 \text{ m} - 0,25 \text{ m})^3 + (0,312 \text{ m}^2) \cdot \left(0,89 \text{ m} - \frac{1,55 \text{ m} - 0,25 \text{ m}}{2}\right)^2 \right] + \left[\frac{1}{12} \cdot (3,9 \text{ m} - 2 \cdot (0,24 \text{ m})) \cdot (0,2)^3 + (0,684 \text{ m}^2) \cdot \left(0,89 \text{ m} - \frac{0,2 \text{ m}}{2}\right)^2 \right]$$

$$I_{xx} = 0,925 \text{ m}^4$$

7.3. Cálculo de w, v, c y c'

$$w = y_G = 0,89 \text{ m}$$

$$v = h - w = 0,66 \text{ m}$$

$$c = \frac{I}{\Omega \cdot w} = \frac{0,925 \text{ m}^4}{(2,583 \text{ m}^2) \cdot (0,89 \text{ m})} = 0,40 \text{ m}$$

$$c' = \frac{I}{\Omega \cdot v} = \frac{0,925 \text{ m}^4}{(2,583 \text{ m}^2) \cdot (0,66 \text{ m})} = 0,54 \text{ m}$$

7.4. Cálculo de cargas

- Peso propio $\rightarrow q_{pp} = \Omega \cdot \gamma_{HP} = (2,583 \text{ m}^2) \cdot (25 \text{ kN/m}^3) = 64,58 \text{ kN/m}$
- Carga permanente $\rightarrow q_{cp} = (e_f \cdot \gamma_f \cdot 2 \cdot b_l) + q_b = (0,1 \text{ m}) \cdot (21 \text{ kN/m}^3) \cdot (2) \cdot (5,1 \text{ m}) + (10 \text{ kN/m}) = 31,42 \text{ kN/m}$
- Sobrecarga uniforme por norma $\rightarrow q_{scu} = 9 \text{ kN/m}$
- Sobrecarga puntual por norma $\rightarrow q_{scp} = 600 \text{ kN}$

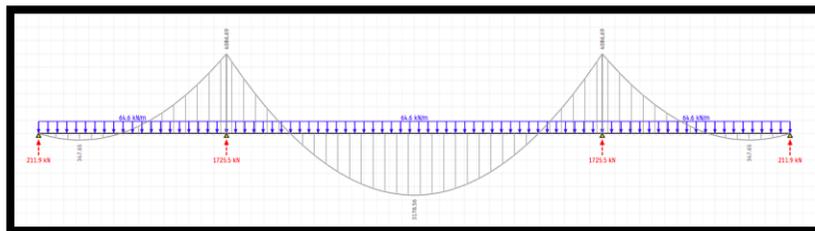
7.5. Mayoración de cargas

- $q_{pp,cp} = 129,6 \text{ kN/m}$
- $q_{scu} = 13,5 \text{ kN/m}$
- $q_{scp} = 900 \text{ kN}$

8. Cálculo de momentos

8.1. Momento de peso propio

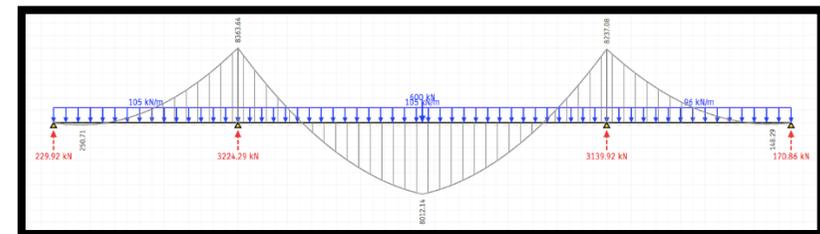
Se utiliza solamente la carga del peso propio del puente. En el vano lateral el momento es 0 a los 3,28 metros del apoyo y el momento máximo se encuentra a los 6,56 metros. En el vano central el momento es 0 a los

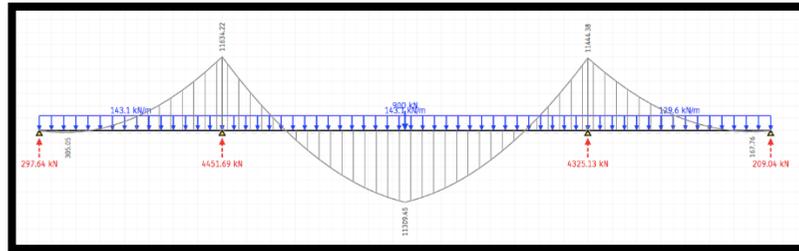


8.2. Momento máximo y Momento de diseño

Peor caso Pila: Se colocan las cargas permanentes a lo largo de todo el puente. La sobrecarga uniforme solamente se ubica en el vano central y uno de los vanos extremos. La sobrecarga puntual se coloca en el centro del vano central. Para el cálculo del momento de diseño se hace la misma distribución mayorando las cargas permanentes con un coeficiente de 1,35 y las sobrecargas con un coeficiente de 1,5.

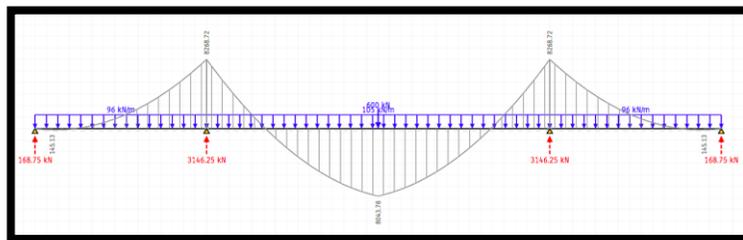
Momento máximo



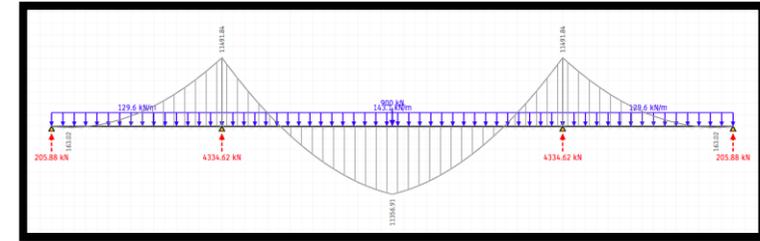


Peor caso vano central: Se colocan las cargas permanentes a lo largo de todo el puente. La sobrecarga uniforme solamente se ubica únicamente en el vano central. La sobrecarga puntual se coloca en el centro del vano central. Para el calculo del momento de diseño se hace la misma distribución mayorando las cargas permanentes con un coeficiente de 1,35 y las sobrecargas con un coeficiente de 1,5

Momento máximo



Momento de diseño

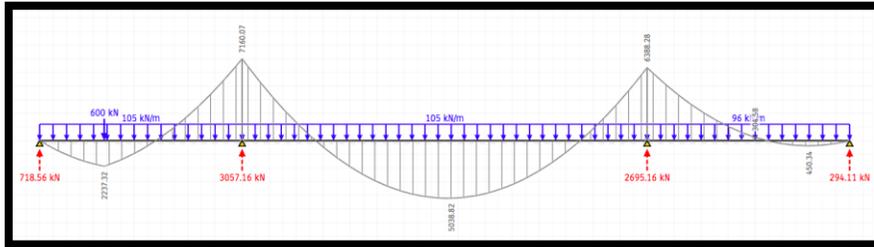


Peor caso vano extremo: Se colocan las cargas permanentes a lo largo de todo el puente. La sobrecarga uniforme solamente se ubica en el vano central y uno de los vanos extremos. Mediante un proceso iterativo se determina que la ubicación de la sobrecarga puntual que genera el peor caso de momento en el vano es a 4,79 metros, aproximadamente, del apoyo en el extremo. Para el calculo del momento de diseño se hace la misma distribución mayorando las cargas permanentes con un coeficiente de 1,35 y las sobrecargas con un coeficiente de 1,5. Tambien obtenemos que el momento vale 0 en 8,79 en el tramo donde se da el momento máximo. Esto facilitara el cálculo del trazado

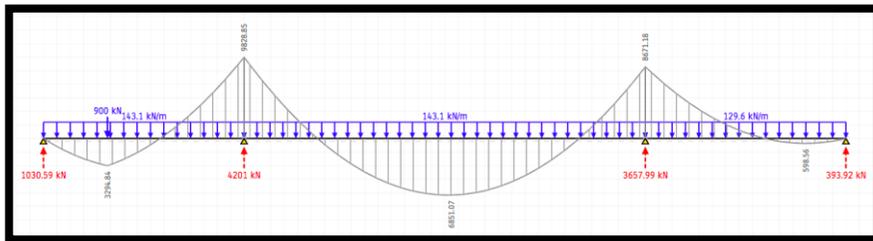
Rodrigo Saravia
 Rafael Carrasco
 Daniel González
 Momento máximo

PBL-CIMENTACIONES

Vano central	3.178,56	30	8.043,78	11.356,91
Vanos extremos	345,13	4,79	2.237,32	3.294,84



Momento de diseño

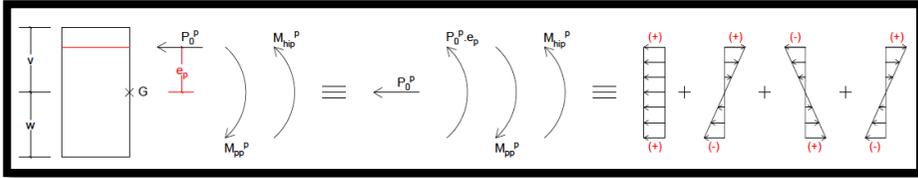


9. Tabla de momentos y distancias

	M_{pp} (kN.m)	Ubicación de M_{max} y M_d (m)	M_{max} (kN.m)	M_d (kN.M)
Pila	- 4.086,69	8,65	-8.332,00	-11.634,22

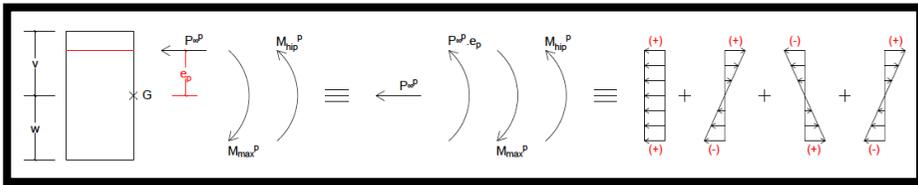
10. Cálculo de Pretensado

t₀ (Pila)



$$t_0 \begin{cases} \sigma_{SUP} = \frac{P_0^p}{\Omega} + \left(\frac{P_0^p \cdot e_p}{I}\right) \cdot v - \left(\frac{M_{PP}^p}{I}\right) \cdot v + \left(\frac{M_{HIP_{P_0}^p}}{I}\right) \cdot v \leq 0, 6 \cdot f_{ck} & \text{(I)} \\ \sigma_{INF} = \frac{P_0^p}{\Omega} - \left(\frac{P_0^p \cdot e_p}{I}\right) \cdot w + \left(\frac{M_{PP}^p}{I}\right) \cdot w - \left(\frac{M_{HIP_{P_0}^p}}{I}\right) \cdot w \geq 0 & \text{(II)} \end{cases}$$

t_∞ (Pila)



$$t_{\infty} \begin{cases} \sigma_{SUP} = \frac{P_{\infty}^p}{\Omega} + \left(\frac{P_{\infty}^p \cdot e_p}{I}\right) \cdot v - \left(\frac{M_{max}^p}{I}\right) \cdot v + \left(\frac{M_{HIP_{P_{\infty}}^p}}{I}\right) \cdot v \geq 0 & \text{(III)} \\ \sigma_{INF} = \frac{P_{\infty}^p}{\Omega} - \left(\frac{P_{\infty}^p \cdot e_p}{I}\right) \cdot w + \left(\frac{M_{max}^p}{I}\right) \cdot w - \left(\frac{M_{HIP_{P_{\infty}}^p}}{I}\right) \cdot w \leq 0, 6 \cdot f_{ck} & \text{(IV)} \end{cases}$$

$$P_{\infty} = 0,8 \cdot P_0 \quad \text{(V)}$$

$$e_{max_p} = v - r_p \quad \text{(VI)}$$

$$\begin{cases} \frac{M_{HIP_{P_0}}}{P_0^p} = 0,05 \cdot h \rightarrow M_{HIP_{P_0}} = 0,05 \cdot h \cdot P_0^p & \text{(VII)} \\ \frac{M_{HIP_{P_{\infty}}}}{P_{\infty}^p} = 0,15 \cdot h \rightarrow M_{HIP_{P_{\infty}}} = 0,15 \cdot h \cdot P_{\infty}^p & \text{(VIII)} \end{cases}$$

$$e_p = c + \frac{M_{PP}^p}{P_0^p} - \frac{M_{HIP_{P_0}}}{P_0^p} \quad \text{(IX)}$$

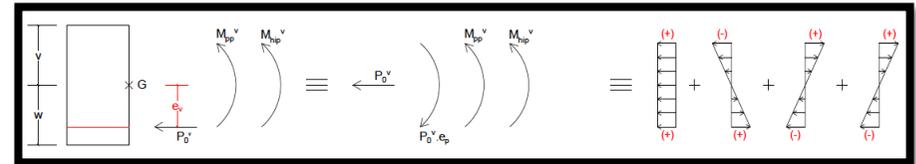
Resolviendo los sistemas de ecuaciones se obtienen los siguientes valores:

$$e_p = 0,51 \text{ m}$$

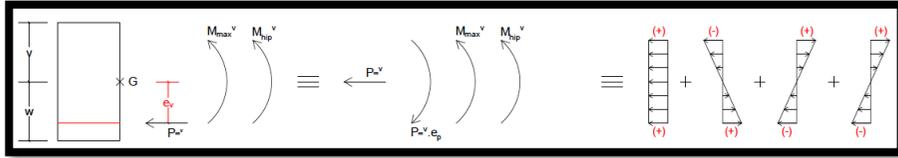
$$P_{0_{vano}} = 25.541,81 \text{ kN}$$

$$P_{\infty_{vano}} = 20.433,44 \text{ kN}$$

t₀ (Vano)



$$t_0 \begin{cases} \sigma_{SUP} = \frac{P_0^v}{\Omega} - \left(\frac{P_0^v \cdot e_v}{I}\right) \cdot v + \left(\frac{M_{PP}^v}{I}\right) \cdot v + \left(\frac{M_{HIP_{P_0}^v}}{I}\right) \cdot v \geq 0 & \text{(I)} \\ \sigma_{INF} = \frac{P_0^v}{\Omega} + \left(\frac{P_0^v \cdot e_v}{I}\right) \cdot w - \left(\frac{M_{PP}^v}{I}\right) \cdot w - \left(\frac{M_{HIP_{P_0}^v}}{I}\right) \cdot w \leq 0, 6 \cdot f_{ck} & \text{(II)} \end{cases}$$



$$t_{\infty} \begin{cases} \sigma_{SUP} = \frac{P_{\infty}^v}{\Omega} - \left(\frac{P_{\infty}^v \cdot e_v}{I} \right) \cdot v + \left(\frac{M_{max}^v}{I} \right) \cdot v + \left(\frac{M_{HIP_{P_{\infty}^v}}}{I} \right) \cdot v \leq 0, 6f_{ck} & \text{(III)} \\ \sigma_{INF} = \frac{P_{\infty}^v}{\Omega} + \left(\frac{P_{\infty}^v \cdot e_v}{I} \right) \cdot w - \left(\frac{M_{max}^v}{I} \right) \cdot w - \left(\frac{M_{HIP_{P_{\infty}^v}}}{I} \right) \cdot w \geq 0 & \text{(IV)} \end{cases}$$

$$P_{\infty} = 0,8 \cdot P_0 \quad \text{(V)}$$

$$e_{max_v} = w - r_p \quad \text{(VI)}$$

$$\text{Pila} \begin{cases} \frac{M_{HIP_{P_0}}}{P_0} = 0,05 \cdot h \rightarrow M_{HIP_{P_0}} = 0,05 \cdot h \cdot P_0 & \text{(VII)} \\ \frac{M_{HIP_{P_{\infty}}}}{P_{\infty}} = 0,15 \cdot h \rightarrow M_{HIP_{P_{\infty}}} = 0,15 \cdot h \cdot P_{\infty} & \text{(VIII)} \end{cases}$$

$$\text{Vano} \begin{cases} M_{HIP_{P_0}}^v = \frac{3L}{8L} M_{HIP_{P_{\infty}}}^p & \text{(IX)} \\ M_{HIP_{P_{\infty}}}^v = \frac{3L}{8L} M_{HIP_{P_{\infty}}}^p & \text{(X)} \end{cases}$$

$$e_v = c' + \frac{M_{PP}^v}{P_0^v} + \frac{M_{HIP_{P_0}}^v}{P_0^v} \quad \text{(XI)}$$

Vano central

Resolviendo los sistemas de ecuaciones se obtienen los siguientes valores:

$$P_{0_{vano}} = 8.759,45 \text{ kN}$$

$$P_{\infty_{vano}} = 7.007,56 \text{ kN}$$

$$e_{max} = 0,74 \text{ m}$$

$$e_v = 0,95 \text{ m} \leq 0,737 \text{ m} = e_{max} \rightarrow \text{No Cumple}$$

Como el valor de excentricidad obtenida supera la excentricidad máxima que permite la viga, se debe tomar el valor de excentricidad máxima como excentricidad de cálculo y obtener los nuevos valores de la fuerza del pretensado.

$$e_v = 0,74 \text{ m}$$

$$P_{0_{vano}} = 25.947,43 \text{ kN}$$

$$P_{\infty_{vano}} = 20.757,94 \text{ kN}$$

Vano lateral

Resolviendo los sistemas de ecuaciones se obtienen los siguientes valores:

$$P_{0_{vano}} = 3.006,68 \text{ kN}$$

$$P_{\infty_{vano}} = 2.405,35 \text{ kN}$$

$$e_{max} = 0,62 \text{ m}$$

$$e_v = 0,95 \text{ m} \leq 0,737 \text{ m} = e_{\max} \rightarrow \text{Cumple}$$

Se utiliza el mayor valor de pretensado calculado para recalcular la excentricidad del valor menor. En este caso es el número obtenido en la sección de vano. Los valores finales son:

$$P_0 = 25.947,43 \text{ kN}$$

$$P_\infty = 20.757,94 \text{ kN}$$

$$e_v = 0,74 \text{ m} \rightarrow \text{Vano central}$$

$$e_v = 0,57 \text{ m} \rightarrow \text{Vano extremo}$$

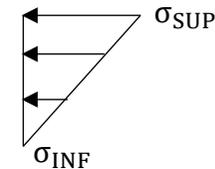
$$e_p = 0,51 \text{ m}$$

10.1. Comprobación de Tensiones

Se utilizan las ecuaciones de tensiones en sección obtenidas en el cálculo de pretensado y utilizando los valores de geometría, momento, pretensado y excentricidad calculados se comprueba que no hayan tracciones en la sección y que la compresión aplicada al hormigón no supere la resistencia máxima.

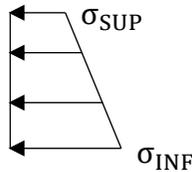
$$0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot (35 \text{ N/mm}^2) \cdot 10^3 = 21.000 \text{ kN/m}^2$$

t₀ (pila)



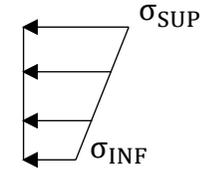
$$t_0 \begin{cases} \sigma_{\text{SUP}} = \frac{P_0^p}{\Omega} + \left(\frac{P_0^p \cdot e_p}{I} \right) \cdot v - \left(\frac{M_{pp}^p}{I} \right) \cdot v + \left(\frac{M_{Hpp_0}^p}{I} \right) \cdot v \leq 0,6 \cdot f_{ck} \\ \sigma_{\text{INF}} = \frac{P_0^p}{\Omega} - \left(\frac{P_0^p \cdot e_p}{I} \right) \cdot w + \left(\frac{M_{pp}^p}{I} \right) \cdot w - \left(\frac{M_{Hpp_0}^p}{I} \right) \cdot w \geq 0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 16.605,48 \text{ kN/m}^2 \leq 21.000 \text{ kN/m}^2 \\ 1.271,29 \text{ kN/m}^2 \geq 0 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

t_∞ (pila)



$$t_{\infty} \begin{cases} \sigma_{\text{SUP}} = \frac{P_{\infty}^v}{\Omega} + \left(\frac{P_{\infty}^v \cdot e_p}{I}\right) \cdot v - \left(\frac{M_{\text{max}}^v}{I}\right) \cdot v + \left(\frac{M_{\text{HIPP}_{\infty}}^v}{I}\right) \cdot v \geq 0 \\ \sigma_{\text{INF}} = \frac{P_{\infty}^v}{\Omega} - \left(\frac{P_{\infty}^v \cdot e_p}{I}\right) \cdot w + \left(\frac{M_{\text{max}}^v}{I}\right) \cdot w - \left(\frac{M_{\text{HIPP}_{\infty}}^v}{I}\right) \cdot w \leq 0, 6 \cdot f_{\text{ck}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 9.653,37 \text{ kN/m}^2 \geq 0 \text{ kN/m}^2 \\ 5.873,59 \text{ kN/m}^2 \leq 21.000 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

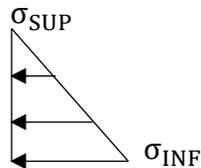
t_∞ (vano)



$$t_{\infty} \begin{cases} \sigma_{\text{SUP}} = \frac{P_{\infty}^v}{\Omega} - \left(\frac{P_{\infty}^v \cdot e_v}{I}\right) \cdot v + \left(\frac{M_{\text{max}}^v}{I}\right) \cdot v + \left(\frac{M_{\text{HIPP}_{\infty}}^v}{I}\right) \cdot v \leq 0, 6 f_{\text{ck}} \\ \sigma_{\text{INF}} = \frac{P_{\infty}^v}{\Omega} + \left(\frac{P_{\infty}^v \cdot e_v}{I}\right) \cdot w - \left(\frac{M_{\text{max}}^v}{I}\right) \cdot w - \left(\frac{M_{\text{HIPP}_{\infty}}^v}{I}\right) \cdot w \geq 0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 480,74 \text{ kN/m}^2 \leq 21.000 \text{ kN/m}^2 \\ 18.142,19 \text{ kN/m}^2 \geq 0 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

Hay tensiones en el vano y en la pila que superan la resistencia del hormigón. Para solucionar este problema se debe cambiar a un hórmingon con resistencia a la compresión de 45 N/mm² (HP-45).

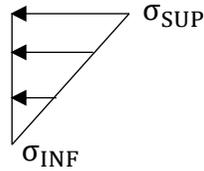
t₀ (vano)



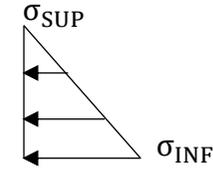
$$t_0 \begin{cases} \sigma_{\text{SUP}} = \frac{P_0^v}{\Omega} - \left(\frac{P_0^v \cdot e_v}{I}\right) \cdot v + \left(\frac{M_{\text{PP}}^v}{I}\right) \cdot v + \left(\frac{M_{\text{HIPP}_0}^v}{I}\right) \cdot v \geq 0 \\ \sigma_{\text{INF}} = \frac{P_0^v}{\Omega} + \left(\frac{P_0^v \cdot e_v}{I}\right) \cdot w - \left(\frac{M_{\text{PP}}^v}{I}\right) \cdot w - \left(\frac{M_{\text{HIPP}_0}^v}{I}\right) \cdot w \leq 0, 6 f_{\text{ck}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0 \text{ kN/m}^2 \geq 0 \text{ kN/m}^2 \\ 26.535,88 \text{ kN/m}^2 \leq 21.000 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{No cumple} \end{cases}$$

$$0,6 \cdot f_{\text{ck}} = 0,6 \cdot (45 \text{ N/mm}^2) \cdot 10^3 = 27.000 \text{ kN/m}^2$$

t₀ (vano)

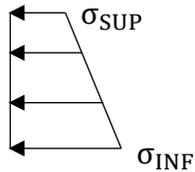


$$t_0 \begin{cases} \sigma_{SUP} = \frac{P_0^p}{\Omega} + \left(\frac{P_0^p \cdot e_p}{I}\right) \cdot v - \left(\frac{M_{PP}^p}{I}\right) \cdot v + \left(\frac{M_{HIP_{P_0}}^p}{I}\right) \cdot v \leq 0, 6f_{ck} \\ \sigma_{INF} = \frac{P_0^p}{\Omega} - \left(\frac{P_0^p \cdot e_p}{I}\right) \cdot w + \left(\frac{M_{PP}^p}{I}\right) \cdot w - \left(\frac{M_{HIP_{P_0}}^p}{I}\right) \cdot w \geq 0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 16.605,48 \text{ kN/m}^2 \leq 27.000 \text{ kN/m}^2 \\ 1.271,29 \text{ kN/m}^2 \geq 0 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$



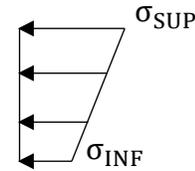
$$t_0 \begin{cases} \sigma_{SUP} = \frac{P_0^v}{\Omega} - \left(\frac{P_0^v \cdot e_v}{I}\right) \cdot v + \left(\frac{M_{PP}^v}{I}\right) \cdot v + \left(\frac{M_{HIP_{P_0}}^v}{I}\right) \cdot v \geq 0 \\ \sigma_{INF} = \frac{P_0^v}{\Omega} + \left(\frac{P_0^v \cdot e_v}{I}\right) \cdot w - \left(\frac{M_{PP}^v}{I}\right) \cdot w - \left(\frac{M_{HIP_{P_0}}^v}{I}\right) \cdot w \leq 0, 6f_{ck} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0 \text{ kN/m}^2 \geq 0 \text{ kN/m}^2 \\ 26.535,88 \text{ kN/m}^2 \leq 27.000 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

t_∞ (pila)



$$t_\infty \begin{cases} \sigma_{SUP} = \frac{P_\infty^p}{\Omega} + \left(\frac{P_\infty^p \cdot e_p}{I}\right) \cdot v - \left(\frac{M_{max}^p}{I}\right) \cdot v + \left(\frac{M_{HIP_{P_\infty}}^p}{I}\right) \cdot v \geq 0 \\ \sigma_{INF} = \frac{P_\infty^p}{\Omega} - \left(\frac{P_\infty^p \cdot e_p}{I}\right) \cdot w + \left(\frac{M_{max}^p}{I}\right) \cdot w - \left(\frac{M_{HIP_{P_\infty}}^p}{I}\right) \cdot w \leq 0, 6f_{ck} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 9.653,37 \text{ kN/m}^2 \geq 0 \text{ kN/m}^2 \\ 5.873,59 \text{ kN/m}^2 \leq 27.000 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

t_∞ (vano)



$$t_\infty \begin{cases} \sigma_{SUP} = \frac{P_\infty^v}{\Omega} - \left(\frac{P_\infty^v \cdot e_v}{I}\right) \cdot v + \left(\frac{M_{max}^v}{I}\right) \cdot v + \left(\frac{M_{HIP_{P_\infty}}^v}{I}\right) \cdot v \leq 0, 6f_{ck} \\ \sigma_{INF} = \frac{P_\infty^v}{\Omega} + \left(\frac{P_\infty^v \cdot e_v}{I}\right) \cdot w - \left(\frac{M_{max}^v}{I}\right) \cdot w - \left(\frac{M_{HIP_{P_\infty}}^v}{I}\right) \cdot w \geq 0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 480,74 \text{ kN/m}^2 \leq 21.000 \text{ kN/m}^2 \\ 18.142,19 \text{ kN/m}^2 \geq 0 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

11. Cálculo del área de pretensado

$$A_p = \frac{P_0}{\sigma_{tesado}} = \frac{25.947,43 \text{ kN} \times 10^3}{1400 \text{ N/mm}^2} = 18.533,88 \text{ mm}^2$$

Cálculo del número de cordones y vainas

En este caso se utilizan cordones con área transversal de 140 mm².

$$\text{número } u\emptyset 0,6'' = \frac{A_p}{140} \approx 133u\emptyset 0,6''$$

Se concluye que hay que utilizar 24 cordones por vaina.

$$\text{número de vainas} = \frac{\text{número } u\emptyset 0,6''}{\text{número de cordones por vaina}} = \frac{133}{24} \approx 6 \text{ vainas}$$

Cálculo de fuerza de pretensado real

$$P_{0_{real}} = A_{p_{real}} \cdot \sigma_{tesado} = (133u\emptyset 0,6) \cdot (140 \text{ mm}^2) \cdot (1400 \text{ N/mm}^2) \times 10^{-3} = 26.068 \text{ kN}$$

$$P_{\infty_{real}} = 0,8 \cdot P_{0_{real}} = (0,8) \cdot (26.068 \text{ kN}) = 20.854,4$$

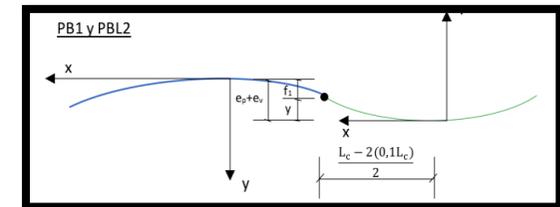
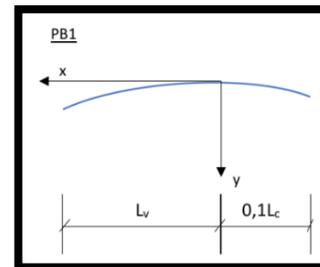
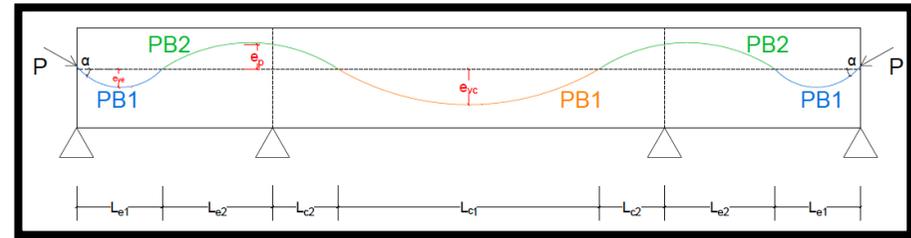
12. Conclusiones

El tablero del puente requiere de 133 cordones para pretensado. Estos cordones se distribuirán en 6 vainas por cada sección del tablero. Si tenemos 2 secciones de 5,1 metros de ancho, entonces se requieren de 12 vainas y 266 cordones totales para pretensar.

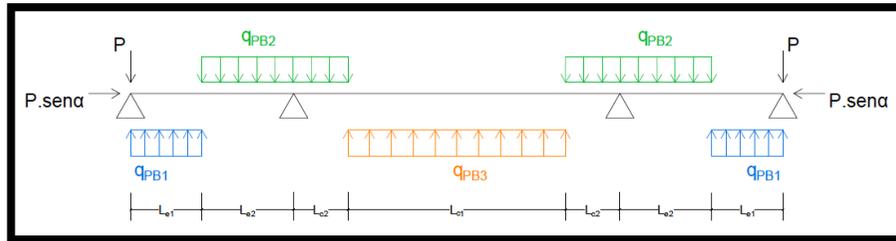
Proyecto de Trazado y Construcción: Autovía A-68. Tramo: Figueruelas-Gallur. Provincia de Zaragoza
Paso superior 10 + 070

13. Geometría del pretensado

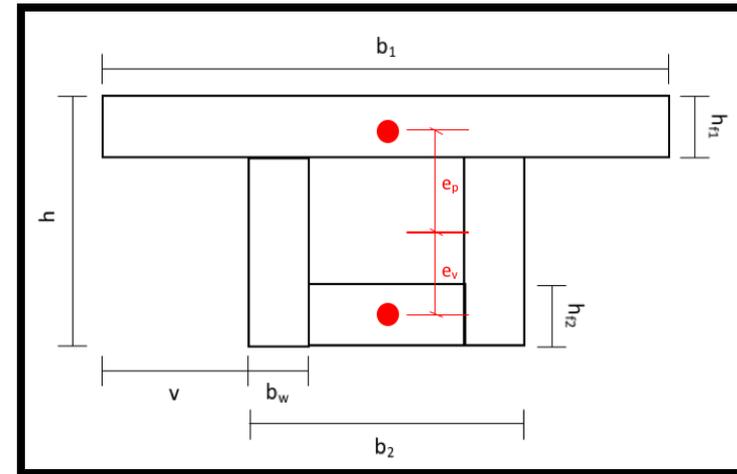
Trazado del pretensado



Viga con fuerzas equivalentes del pretensado



14. Ubicación de vainas en la sección



15. Cálculo en estado límite último (ELU)

$$U_p = A_p \cdot f_{pd} = (133u\emptyset 0,6) \cdot (140 \text{ mm}^2) \cdot (1478,26 \text{ N/mm}^2) \times 10^{-3} = 27.525,2 \text{ kN}$$

$$N_c = U_p = b \cdot y \cdot f_{cd} \rightarrow y = \frac{U_p}{f_{cd} \cdot b} = \frac{27.525,2 \text{ kN}}{(30 \text{ N/mm}^2) \cdot (5,1 \text{ m})} \times 10^{-3} = 0.1799 \text{ m}$$

$$y = 0,8x \rightarrow x = \frac{0.1799 \text{ m}}{0,8} = 0,2249 \text{ m} < h_f = 0,2 \text{ m} \rightarrow \text{No Cumple}$$

$$M_u = 27.525,2 \text{ kN} \cdot \left(0,775 - \frac{0.1799 \text{ m}}{2}\right) = 18.854,76 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_d \rightarrow \text{Si Cumple}$$

16. CONCLUSIONES:

Respecto a las pilas no hay ningún problema salvo que está tremendamente sobredimensionado para la necesidad real que se tiene. El tipo de hormigón para trabajar a compresión aguanta 12 veces más, se podría utilizar otro tipo de hormigón e incluso disminuir el diámetro de la pila a 0,8m o incluso menos y seguiría cumpliendo con la normativa de la EHE-08.

Comparando el armado de la zapata combinada y el del encepado para los pilotes se puede apreciar que la armadura para el encepado es mucho más cara puesto que lleva más acero además de los pilotes y resulta totalmente innecesaria. Sería una medida a tener en cuenta el poner 2 zapatas combinadas para las pilas del paso superior en vez de que una de ellas sea de pilotes.

El hormigón pretensado funciona perfectamente para la sección que hemos adaptado respecto a las vigas artesas que serían las de la sección real, por lo que también valdrían.