

ANEJO 4: CÁLCULOS



ÍNDICE ANEJO 4. CÁLCULOS

Solución A. Micropilotes	1
Acciones	1
Acciones de valor permanente	1
Acciones variables	2
Cuadro resumen	4
Rozamiento negativo.....	4
Cálculo y dimensionamiento	6
Dimensionamiento micropilotes verticales	7
Dimensionamiento micropilotes inclinados	13
Cálculo de losa de encepado.....	16
Solución B. Columnas de grava	20
Acciones	20
Acciones de valor permanente	20
Acciones variables	21
Resumen	22
Cálculo y dimensionamiento	22
Distribución de tensiones	22
Estabilidad de las columnas	23
Resistencia del terreno tras la mejora	24
Capa de reparto	25
Solución C. Columnas de módulo controlado.....	25
Acciones	25
Acciones de valor permanente	26
Acciones variables	26
Resumen	27
Rozamiento negativo.....	27
Cálculo y dimensionamiento	30
Transmisión de cargas.....	30
Dimensionamiento.....	31
Resistencia del terreno tras la mejora	34

En el presente anejo se muestran los cálculos justificativos del diseño obtenido para cada una de las soluciones

Solución A. Micropilotes

Acciones

En el presente apartado se procede a definir las acciones a las que estará sometida la solución A. Estas, así como los coeficientes que se les aplicará para obtener el valor de cálculo, han sido extraídas del documento IAPF y la Guía de cimentaciones para obras de carretera.

Las cargas que resultarán de dichas acciones serán mayoradas teniendo en cuenta el criterio de estado límite último para situaciones permanentes. Este se define del siguiente modo:

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

En el caso de **cálculos estructurales** el valor de los coeficientes de la anterior expresión serán los siguientes:

$G_{k,i}$: Valor representativo de cada acción permanente γ_G : 1,35 (*Efecto desfavorable*)

$Q_{k,1}$: Valor característico acción variable dominante γ_Q : 1,50 (*Efecto desfavorable*)

$\psi_{0,i} Q_{k,i}$: Combinación acciones variables ψ_0 : 0,6 ψ_1 : 0,5 ψ_2 : 0,2 concomitantes

En cambio, en el cálculo de **estados límite en los que se estudie el comportamiento del terreno** (hundimiento y arranque), se adoptará como coeficiente de mayoración el valor unidad. Es decir, en el caso de estudio de problemas geotécnicos los **valores de cálculo de las acciones serán iguales a sus valores representativos**.

Acciones de valor permanente.

Dentro de las acciones de valor permanente se ha considerado el peso propio de los elementos estructurales y las cargas muertas.

Peso propio

Como elemento estructural, respecto al que se deberá tener en cuenta la carga que supondrá sobre los micropilotes, se ha considerado la losa que realizará la función de encepado.

Esta, teniendo en cuenta que tendrá un espesor de 0,55 cm y que estará ejecutada en hormigón armado, al cual se le supone un peso específico de 25 KN/m³, supondrá una carga de 13,75 KN/m².

Considerando que el área tributaria de la losa correspondiente a cada micropilote vertical es de 2,75 m², el axil resultante transmitido por el **peso de la losa** por micropilote será de **37,81 KN**.

Cargas muertas

En el presente caso de estudio las cargas muertas se corresponderán con el peso del balasto, las traviesas y los carriles.

Considerando un peso específico del **balasto** de 18 KN/m^3 (IAPF) y un espesor bajo traviesa de $0,3 \text{ m}$, el balasto supondrá una tensión de $5,4 \text{ KN/m}^2$. Teniendo en cuenta que el ancho en la base del balasto es de $4,5 \text{ m}$, el área tributaria por micropilote vertical será de $2,25 \text{ m}^2$. De esto se extrae que el axil transmitido a cada micropilote como consecuencia del balasto será de **12,15 KN**.

Respecto a las **traviesas**, estas serán de hormigón monobloque con una masa de 300 kg y una separación de $0,60 \text{ m}$. La carga a axil que supondrán a cada micropilote será **2,45 KN**.

Los **carriles** instalados serán UIC-54, los cuales tendrán un peso de $54,43 \text{ kg/m}$. Esto supondrá una carga a axil por micropilote **0,534 KN**.

Por tanto, las **cargas muertas** supondrán una carga a axil de **15,134 KN**.

El valor de axil total generado por las cargas permanentes será:

$$N_G = (37,81 + 15,134) = 52,934 \text{ KN}$$

Acciones variables

Las acciones variables, definidas por la IAPF, serán:

Tren de cargas

El paso de ferrocarriles sobre las vías supondrá una serie de cargas verticales las cuales se asemejarán al tren UIC71 (IAPF). Estas cargas se muestran en la siguiente imagen:

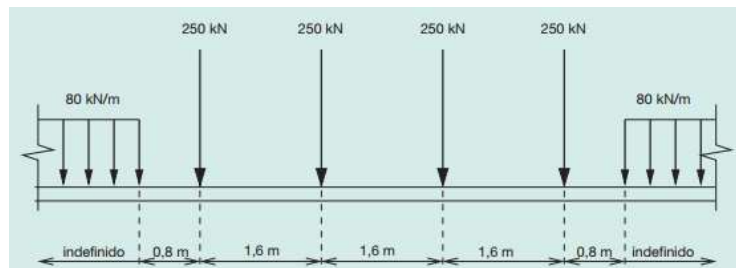


Figura 1 Tren de cargas verticales UIC71 (IAPF)

A estas cargas se les aplicará un **coeficiente de clasificación (α)** de valor $1,21$ para vías de ancho ibérico (caso de estudio).

Así mismo, debido a la naturaleza dinámica de las cargas, se les deberá aplicar un **coeficiente de impacto (Φ)** definido por:

$$\Phi = \frac{\max S_{din,real}}{S_{est,tipo}} \quad \Phi \geq 1$$

$S_{din,real}$: Solicitación dinámica máxima

$S_{est,tipo}$: Solicitación estática debida al tren UIC71

La obtención del coeficiente de impacto se ha realizado a partir del cuadro B.3. de la IAPF, desde el que se obtiene una longitud determinante (L_Φ) de 9 m . Mediante esta longitud, y considerando que la vía tendrá un grado de mantenimiento medio, se obtendrá el coeficiente de impacto de la siguiente expresión:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73 = 1,5 \quad 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,0$$

Teniendo en cuenta que la situación más desfavorable será aquella producida por las cargas puntuales, estas, una vez mayoradas por los coeficientes de clasificación e impacto, tendrán un valor de:

Carga puntual: $250 \cdot 1,21 \cdot 1,5 = 453,75 \text{ KN}$

Sabiendo que dichas cargas estarán separadas entre sí longitudinalmente una distancia de 1,6 m, a cada micropilote le corresponderá una carga de **141,797 KN**.

Frenado y arranque

El frenado y arranque de los vehículos ferroviarios en la zona de actuación producirá una serie de fuerzas horizontales longitudinales. El valor de dichas acciones será:

$$\text{Frenado} = \alpha * 20 \text{ KN/m} = 1,21 * 20 = 24,20 \text{ KN/m}$$

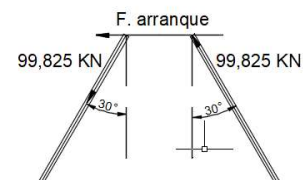
$$\text{Arranque} = \alpha * 33 \text{ KN/m} = 1,21 * 33 = 39,93 \text{ KN/m}$$

Para el cálculo de las soluciones se **considerará la fuerza producida por el arranque** (39,93 KN/m) al ser la que producirá mayores tensiones por metro cuadrado.

Para resistir estas fuerzas se ha previsto la ejecución de dos parejas de micropilotes inclinados por losa. Cada una de estas parejas estará inclinada 30° oponiéndose una a la otra. La función de estos micropilotes será absorber las fuerzas de arranque y frenado a tracción y compresión en función de la dirección de estas.

Teniendo en cuenta que cada losa tiene una longitud de 20 m, el valor total de la fuerza provocada por el arranque de vehículos en la losa será 798,6 KN. Esta fuerza será absorbida mediante esfuerzos de compresión por una de las parejas y por esfuerzos a tracción en la opuesta de forma alterna.

De este modo, considerando que la acción se repartirá entre los cuatro micropilotes, cada uno recibirá una carga horizontal longitudinal de 199,65 KN. Los axiles que deberán soportar, ya sean de compresión o tracción, tendrán un valor de **99,825 KN**, tal y como se muestra en la imagen adjunta.



Fuerza centrífuga y efecto lazo

Debido a que el tramo de estudio se haya en una zona en curva el paso de vehículos generará fuerzas horizontales perpendiculares al eje de la vía. Esta acción se podrá asemejar a fuerzas uniformemente repartidas o puntuales con los siguientes valores:

$$Q_{t,k} = \alpha * \frac{Q_{v,k} * v^2}{g * r} * f$$

$$q_{t,k} = \alpha * \frac{q_{v,k} * v^2}{g * r} * f$$

$Q_{t,k}$: F.Centrífuga correspondiente a carga puntual

$Q_{v,k}$: Fuerza puntual vertical $\rightarrow 250 \text{ KN/m}$

α : Coeficiente de clasificación $\rightarrow 1,21$

g : Aceleración de la gravedad $\rightarrow 9,81 \text{ m/s}^2$

f : Coeficiente reductor $\rightarrow 1$

$$Q_{t,k} = 11,53 \text{ KN}$$

$Q_{t,k}$: F.Centrífuga correspondiente a carga repartida

$q_{v,k}$: Fuerza repartida vertical $\rightarrow 80 \text{ KN/m}$

V : velocidad del tren $\rightarrow 13,88 \text{ m/s}$

r : Radio de la curva $\rightarrow 515 \text{ m}$

$$q_{t,k} = 3,648 \text{ KN/m}$$

Para el dimensionamiento de la solución A se tendrá en cuenta el valor de la fuerza puntual al ser más desfavorable.

El efecto lazo se representará mediante una única fuerza puntual perpendicular al eje de la vía y hacia el exterior de este. Su valor se obtendrá mediante la fórmula:

$$Q_{s,k} = \alpha * 100 \text{ KN} = 121 \text{ KN}$$

Debido a que ambas fuerzas, efecto lazo y centrífuga, pueden actuar en el mismo sentido y son puntuales, se considerará como situación más desfavorable aquella en la que ambas se combinen en un mismo punto, siendo el valor total de la acción:

E.Lazo+F.Centrífuga: $121 + 11,53 = 132,53 \text{ KN}$

Cuadro resumen

Una vez definidas las acciones, como consecuencia del paso de los vehículos ferroviarios, a las que estarán sometidos los micropilotes se muestra un cuadro resumen de los esfuerzos que deberá resistir cada uno de los tipos de micropilotes diseñados, verticales e inclinados:

Micropilotes verticales		Micropilotes inclinados	
Axil (compresión)	194,731 KN	Axil (compresión)	99,825 KN
Cortante	132,53 KN	Axil (tracción)	99,825 KN

A los valores mostrados en la anterior tabla se les deberá aplicar los coeficientes de mayoración de acciones en función del tipo de cálculo que se vaya a realizar, estructural o geotécnico.

Rozamiento negativo

Debido a que, tras la ejecución de los micropilotes, los cuales poseen una gran rigidez, puede producirse un asiento significativo de la superficie del terreno, deberá considerarse la acción del rozamiento negativo. **Este efecto deberá tenerse en cuenta en el cálculo del estado límite frente a hundimiento**

El valor del rozamiento negativo unitario podrá estimarse igual al rozamiento unitario por fuste de cálculo. El cual se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$r_{fc,d} = \frac{r_{f,lim}}{F_r}$$

$r_{f,lim}$: Rozamiento unitario límite por fuste

F_r : 1,65. Coeficiente que tiene en cuenta la duración estructural de los micropilotes (>6 meses)

El rozamiento unitario límite por fuste se obtendrá de la siguiente figura, teniendo en cuenta que, de los ensayos realizados, en el estrato que conforma el terraplén, se ha extraído una resistencia media a compresión simple (q_{ue}) de 188,98 KPa.

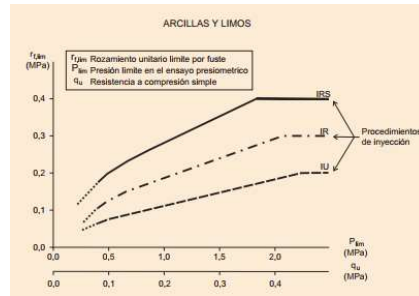


Figura 2 Rozamiento unitario límite por fuste. "Guía para el proyecto y la ejecución de Micropilotes en obras de carretera"

Por tanto, se obtendrá un valor de rozamiento unitario por fuste de cálculo, que equivaldrá al rozamiento negativo, de:

$$r_{fc,d} = \frac{0,1 \text{ MPa}}{1,65} = 0,06 \text{ MPa}$$

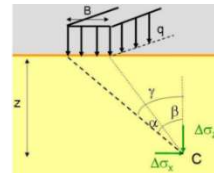
Debido a que normalmente el rozamiento negativo no se desarrolla en la totalidad de la profundidad, será necesario realizar el cálculo de las deformaciones relativas suelo-micropilote para hallar la profundidad hasta la que actúa el rozamiento negativo.

Para encontrar dicha profundidad se seguirá el siguiente procedimiento:

- Por un lado, se calculará el **asiento del terreno en la hipótesis en que no existan micropilotes**, realizándose en puntos situados a diferentes profundidades en la misma vertical.

Para el cálculo de este asiento será necesario conocer, para distintas profundidades, la tensión efectiva del terreno, empleándose para ello la densidad seca del terreno (con un valor medio obtenido de los ensayos de 17,625 KN/m³), y el incremento de tensiones a causa de la carga repartida aplicada en superficie sin actuación (102,102 KN/m²), para lo cual se ha empleado la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi} (\alpha + \text{sen}\alpha * \cos(\alpha + 2\beta))$$



Conocidos dichos valores, el índice inicial de huecos ($e_0=0,689$), obtenido de los ensayos, y el índice de compactación ($C_c=0,25$), calculado mediante correlaciones, se podrá obtener el asiento del terreno en función de la profundidad mediante las siguientes expresiones:

$$e_f = e_0 - c_c \log \left(\frac{\sigma'_0 + \sigma_z}{\sigma'_0} \right)$$

$$\delta_{EV} = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{e_0 - e_f}{1 + e_0}$$

- Por otro lado, se calculará el asiento del micropilote. Para la evaluación de este se supondrá que, desde la superficie hasta una profundidad x, el terreno no existe (el pilote queda sustentado únicamente por debajo de dicha profundidad) y que la carga sobre el pilote es igual a la suma de la carga actuante sobre su cabeza, el peso del pilote y el rozamiento negativo hasta la profundidad x. Es decir:

$$P_{virtual} = P + W + R^-$$

Una vez conocida la carga virtual se podrá obtener el asiento del micropilote en función de la profundidad, considerando que no se hallará empotrado en roca, mediante la siguiente expresión:

$$s_N = \left(\frac{9N_{c,Ek}}{R_{c,d}} - 2 \right) * \frac{D}{90}$$

$N_{c,Ek}$: Carga a axil de cálculo

$R_{c,d}$: Resistencia frente a hundimiento

D: Diámetro nominal del micropilote

- Una vez obtenidos ambos asientos, el del terreno y el del micropilote, se podrá obtener la profundidad de actuación del rozamiento negativo. Esto se realizará mediante la comparación de las curvas de ambos asientos tal y como se muestra en la siguiente figura:

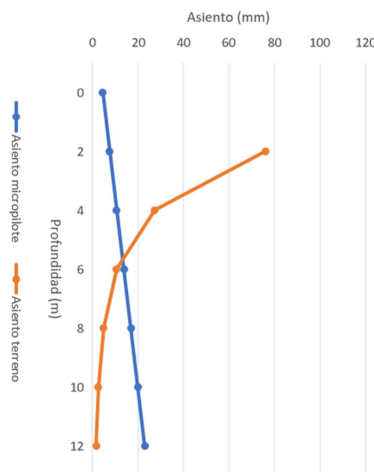


Figura 3 Asiento de micropilote vertical y del terreno

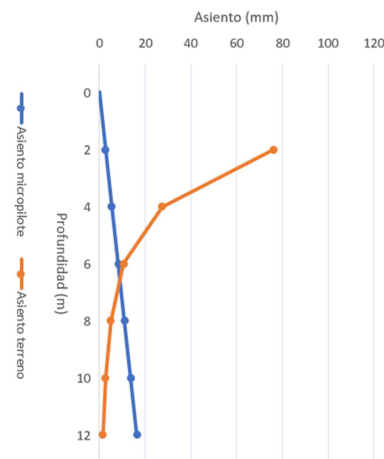


Figura 4 Asiento de micropilote inclinado y del terreno

Como se puede observar en las gráficas el corte de las curvas de asiento se producirá aproximadamente a los **6 metros**, en ambos casos, en el de los **micropilotes verticales**, y en el de los **inclinados**. Punto a partir del cual se considera que dejará de producirse el rozamiento negativo.

Por tanto, teniendo en cuenta que el rozamiento negativo se producirá en la longitud mencionada, y que este tendrá un valor unitario de 0,06 MPa, el axil que producirá sobre los micropilotes será de:

$$N_{R^-} = A_L * r_{f,c,d} = 3,649 * 60,6 = 221,15 \text{ KN}$$

Cálculo y dimensionamiento

En el siguiente apartado se muestran los cálculos realizados y las consideraciones tenidas en cuenta para el dimensionamiento de la solución A.

En el presente caso el terraplén estará sometido por un lado a esfuerzos verticales y, por otro lado, a esfuerzos horizontales, tal y como ya se ha comentado. Estos últimos, los horizontales, tendrán sentido longitudinal y transversal. La solución se ha diseñado de modo que los esfuerzos verticales y horizontales transversales sean absorbidos por los micropilotes verticales, mientras que los esfuerzos horizontales longitudinales serán asimilados por micropilotes inclinados.

En el caso de la mejora de terrenos mediante micropilotes los fallos más típicos para este tipo de aplicación, tal y como se indica en “Guía para el proyecto y ejecución de micropilotes en obras de carretera”, son:

- **Hundimiento**
- **Fallo estructural del micropilote**

Por tanto, a continuación, se muestran los cálculos realizados para el dimensionamiento de los micropilotes teniendo en cuenta dichos fallos.

Dimensionamiento micropilotes verticales

Hundimiento

El valor de la resistencia del micropilote frente a hundimiento deberá ser mayor que el esfuerzo axial de cálculo transmitido a cada micropilote en situación de hundimiento.

Teniendo en cuenta la carga producida por las acciones permanentes y variables, 194,731 KN (Aplicado coeficiente de mayoración cálculos geotécnicos=1), el peso del micropilote, 19,23 KN, y el esfuerzo generado por el rozamiento negativo, 221,15 KN, la carga de cálculo que se deberá resistir para evitar el fallo a hundimiento será de **435,11 KN**.

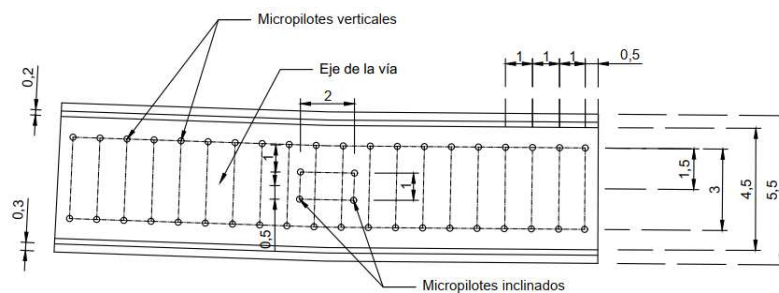


Figura 5 Distribución de micropilotes

Debido al desconocimiento del estrato resistente formado por calizas y margas, del cual no se ha podido determinar su grado de meteorización y su índice RQD, se considera que no se cuenta con los datos suficientes como para considerar que los micropilotes se hayan empotrados en roca.

Por tanto, se considerará que el apoyo de los micropilotes se realizará en suelo. Al obtener rechazo en los ensayos SPT realizados en el estrato competente y ser la longitud de empotramiento superior a 6 veces el diámetro, se considerará resistencia por punta.

Teniendo en cuenta las consideraciones comentadas la resistencia frente a hundimiento vendrá dada por la expresión:

$$R_{c,d} = \frac{R_{fc,d} + R_{p,d}}{F_s}$$

$R_{fc,d}$: Resistencia por fuste
 $R_{p,d}$: Resistencia por punta
 F_s : 3. Factor de seguridad frente a hundimiento en situaciones persistentes.
 Extraído del CTE

Resistencia por fuste

La resistencia por fuste vendrá dada por la siguiente expresión:

$$R_{fc,d} = \sum_{i=1}^n A_{Li} * (r_{fc,d})_i$$

N: Número de tramos que comprende la discretización.

A_{Li} =Área lateral del micropilote en el tramo i-ésimo de la discretización. Considerando para su cálculo el diámetro nominal ($D=193,7\text{mm}$)

$(r_{fc,d})_i$ =Rozamiento unitario por fuste de cálculo en el tramo i-ésimo de la discretización.

En el presente caso de estudio se ha considerado que la resistencia por fuste frente a hundimiento vendrá aportada por el estrato de material aluvial, UG-2, y por el estrato competente, denominado UG-3. Esta consideración, debido a su mala calidad, desprecia el nivel que conforma el terraplén (UG-1), permaneciendo el cálculo del lado de la seguridad.

UG-2

Este paquete posee un espesor aproximado de 1,5 m y se halla compuesto por limos arenosos que soportan un conjunto de gravas y cantos de caliza.

El rozamiento unitario por fuste vendrá dado de la siguiente figura:

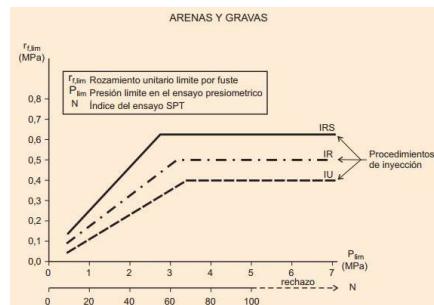


Figura 6 Rozamiento unitario límite por fuste. "Guía para el proyecto y la ejecución de Micropilotes en obras de carretera"

De ella, considerando que de los ensayos SPT realizados en este estrato se ha obtenido el rechazo, se obtiene un valor de rozamiento unitario límite por fuste de 0,4 MPa, al cual se le aplicará el coeficiente reductor $F_r=1,65$ ya mencionado.

La resistencia por fuste de este tramo es:

$$R_{fc,d,UG2} = 0,912 * 0,2424 = 0,218 \text{ MN} = 221,1 \text{ KN}$$

UG-3

La UG-3, de espesor indefinido y formada por margas y calizas, se considera el estrato competente en el que la roca posee una capacidad portante media-alta. La profundidad de empotramiento en este estrato será de 9 m.

El rozamiento unitario por fuste vendrá dado de la siguiente figura:

TIPO DE ROCA	$f_{e,d}$ (MPa)	$q_{p9,d}$
Margas y margocalizas	0,15 - 0,40	$0,07 \cdot q_u$
Pizarras y otros esquistos	0,20 - 0,30	$0,07 \cdot q_u$
Areniscas	0,30 - 0,45	$0,07 \cdot q_u$
Calizas y dolomías	0,40 - 0,50	$0,10 \cdot q_u$
Granitos y basaltos	0,40 - 0,60	$0,10 \cdot q_u$

Tabla 1 Tabla 3.3. "Guía para el proyecto y la ejecución de Micropilotes en obras de carretera"

De ella, conociendo la composición del estrato, se tomará un valor de resistencia por fuste media de 0,30 MPa (fila de la tabla correspondiente a "Margas y margocalizas").

A este valor se le aplicará un coeficiente reductor F_r que tiene en cuenta la duración de la función estructural de los micropilotes. En el presente caso de estudio, al ser dicha duración mayor a 6 meses, F_r tendrá un valor de 1,65.

La resistencia por fuste de este tramo será:

$$R_{fc,d,UG3} = 5,474 * 0,1818 = 0,995 \text{ MN} = \mathbf{995,17 \text{ KN}}$$

La resistencia por fuste total frente a hundimiento de los micropilotes será:

$$R_{fc,d} = 221,1 + 995,17 = \mathbf{1.216,27 \text{ KN}}$$

Resistencia por punta

En el caso de micropilotes apoyados en suelos, cuando se pueda considerar resistencia por punta, como el presente caso, esta tendrá un valor máximo del 15% de la resistencia de cálculo por fuste $R_{fc,d}$. De modo que la resistencia por punta tendrá un valor de:

$$R_{p,d} = 0,15 * R_{fc,d} = \mathbf{182,44 \text{ KN}}$$

Por tanto, el valor de cálculo de la resistencia frente hundimiento será:

$$R_{c,d} = \frac{1.216,27 + 182,44}{3} = \mathbf{466,24 \text{ KN}}$$

Valor que superará la carga a axil de cálculo a la que estará sometido el micropilote, no produciéndose el fallo por hundimiento.

$$\mathbf{466,24 \text{ KN} \geq 435,11 \text{ KN}}$$

Resistencia estructural del micropilote a compresión

La resistencia estructural de un micropilote sometido a esfuerzos de compresión se determinará mediante la siguiente expresión:

$$N_{c,Rd} = (0,85A_c f_{cd} + A_a f_{yd}) * \frac{R}{1,2F_e}$$

A_c : Sección neta de mortero. Para su cálculo se empleará el diámetro nominal ($D=193,7 \text{ mm}$)
 f_{cd} : Resistencia de cálculo del mortero
 A_a : Sección de cálculo armadura tubular de acero
 f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura tubular de acero
 F_e : Coeficiente de influencia del tipo de ejecución
 R : Factor empírico de pandeo

A_c

Teniendo en cuenta las dimensiones definidas de los micropilotes el área neta de la sección de mortero será:

$$A_c = 3,14 * 0,09685^2 - (3,14 * 0,0695^2 - 3,14 * 0,0595^2) = 0,0254 \text{ m}^2$$

f_{cd}

Teniendo en cuenta una resistencia del mortero a los 28 días de 30 MPa y un coeficiente parcial de seguridad de 1,50 la resistencia de cálculo del mortero será de:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,50} = 20 \text{ MPa}$$

A_a

La sección de cálculo de la armadura tubular de acero se obtendrá de la expresión:

$$A_a = \frac{\pi}{4} [(d_e - 2r_e)^2 - d_i^2] * F_{u,c}$$

d_e : Diámetro exterior de la armadura tubular

r_e : Reducción de espesor de la armadura por efecto de la corrosión

d_i : Diámetro interior nominal de la armadura interior

$F_{u,c}$: Coeficiente de minoración del área de la armadura tubular

El factor r_e y $F_{u,c}$ se alcanzarán a partir de tablas de la "Guía para el proyecto y ejecución de micropilotes en obras de carretera". El factor r_e se obtendrá considerando una vida útil del proyecto de 50 años y que el suelo que forma el terreno es un relleno no agresivo sin compactar. Respecto al valor $F_{u,c}$ se obtendrá considerando que la unión del micropilote será de rosca machihembrada con sección ensanchada. A continuación, se muestran dichas tablas:

TIPO DE TERRENO	VIDA ÚTIL REQUERIDA AL MICROPILOTE ³ (años)				
	5	25	50	75	100
Suelos naturales sin alterar	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Suelos naturales contaminados o suelos industriales	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Suelos naturales agresivos (turbas, ciénagas, etc.)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Rellenos no agresivos sin compactar ²	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Rellenos agresivos sin compactar (cenizas, escorias, etc.) ²	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75

Figura 7 Tabla 2.4 Coeficiente r_e . "Guía para el proyecto y la ejecución de Micropilotes en obras de carretera"

TIPO DE UNIÓN	$F_{u,c}$
Mediante manguitos exteriores doblemente roscados, sin disminución de sección	1,0
De rosca machihembrada con sección ensanchada	
De rosca machihembrada, sin sección ensanchada y con contacto a tope en ambos extremos	
Otras uniones diseñadas específicamente para no sufrir pérdidas de resistencia	
Resto de casos	0,5

Figura 8 Tabla 3.4 Coeficiente $F_{u,c}$. "Guía para el proyecto y la ejecución de Micropilotes en obras de carretera"

$$A_a = \frac{\pi}{4} [(139 - 2 * 1,2)^2 - 119^2] * 1,0$$

$$A_a = 0,00353 \text{ m}^2$$

f_{yd}

Considerando que se empleará un acero N80 de límite elástico 5.500 kg/cm² (540 MPa) y un coeficiente parcial de seguridad de 1,10 la resistencia de cálculo del acero será:

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{540}{1,1} = 490,90 \text{ MPa} \leq 400 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 400 \text{ MPa}$$

F_e

Coeficiente obtenido de la siguiente tabla en función de las características del terreno y del tipo de perforación. Se considerará el nivel freático por debajo de la punta y perforación sin revestimiento ni lodos.

TIPO DE TERRENO Y DE PERFORACIÓN	F_e
Terreno con nivel freático por encima de la punta del micropilote y perforación sin revestir, sin empleo de lodos	1,50
Terreno con nivel freático permanentemente bajo la punta del micropilote y perforación sin revestir, sin empleo de lodos	1,30
Cualquier tipo de terreno perforado con lodos	1,15
Cualquier tipo de terreno perforado al amparo de revestimiento recuperable	1,05
Micropilote con tubería de revestimiento dejada «in situ» de forma permanente (camisa perdida)	1,00

Figura 9 Tabla 3.4 Coeficiente F_e . "Guía para el proyecto y la ejecución de Micropilotes en obras de carretera"

R

Debido a que el terreno que rodeará al micropilote no son arenas con compacidades flojas a medias o suelos cohesivos con consistencias blandas a medias, ni se van a producir zonas del micropilote libres, el valor de R será:

$$R = 1$$

Por tanto, la resistencia estructural del micropilote será:

$$N_{c,Rd} = (0,85 * 0,0254 * 20 + 0,00353 * 400) * \frac{1}{1,2 * 1,30}$$

$$N_{c,Rd} = 1.182,3 \text{ KN}$$

Teniendo en cuenta que el esfuerzo axial de cálculo transmitido será **284,165 KN** (Obtenido aplicando los coeficientes de mayoración para cálculos estructurales) y que la resistencia estructural del micropilote a compresión obtenida es de **1.182,3 KN**, no se producirá el fallo estructural del micropilote.

Solicitaciones transversales

En el presente apartado se realizará un análisis teórico de los esfuerzos transversales a los que estarán sometidos los micropilotes. Estos esfuerzos serán los provocados por el efecto lazo y la fuerza centrífuga.

Las solicitaciones transversales de mayor valor serán aquellas producidas por el efecto lazo y la fuerza centrífuga a la vez.

Por tanto, considerando como combinación más desfavorable aquella en la que la fuerza lazo es la acción dominante y la fuerza centrífuga actúa como concomitante, se

producirá un valor de **fuerza cortante** de **191,877 KN** (Obtenido aplicando los coeficientes de mayoración para cálculos estructurales).

En el presente caso de estudio, en el que se considerará que no hay flexión en cabeza, el **momento flector máximo** se obtendrá para una profundidad $z=(\pi \cdot l_0/4)$ y valdrá:

$$M_{m\acute{a}x} = 0,322 H_0 l_0$$

$$H_0 = 191,877 \text{ KN}$$

$$l_0 = \left(\frac{4 \cdot E_p \cdot I_p}{E_r} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$E_{p|p}$: Rigidez a flexión del micropilote

E_r : Módulo de reacción del terreno

$$E_p = 210.000 \text{ MPa}$$

$$I_p = \frac{\pi}{4} (r_2^4 - r_1^4) = \frac{\pi}{4} (0,0695^4 - 0,0595^4) = 8,476 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$E_r = E_M \frac{6}{\frac{4}{3} (2,65)^{\alpha_p} + \alpha_p} = 750,6 \frac{6}{\frac{4}{3} (2,65)^{\frac{2}{3}} + \frac{2}{3}} = 1.398,646 \text{ MPa}$$

E_M : Obtenido del ensayo presiométrico realizado a una profundidad de 14 m.

α_p : Obtenido a partir de la tabla A-6.5 de la "Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera", considerando los resultados de los ensayos presiométricos.

$$l_0 = 0,267 \text{ m}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 0,322 \cdot 191,87 \cdot 0,267 = \mathbf{16,50 \text{ KNm}}$$

Por tanto, el micropilote sometido en situación más desfavorable deberá resistir un esfuerzo combinado de **cortante 191,877 KN** y **momento flector 16,50 KNm**.

Resistencia a esfuerzos combinados

En las situaciones en las que una sección está sometida esfuerzos de cortante y flexión simultáneamente, como la del presente estudio, la resistencia estructural se reduce. En caso de que el cortante sea mayor a la mitad de la resistencia plástica a cortante se deberá considerar dicho efecto en la resistencia de cálculo a flexión.

Para calcular la resistencia de la sección a esfuerzos cortantes se considerará que únicamente colabora la armadura del micropilote y esta vendrá dada por la expresión:

$$V_{pl,Rd} = \frac{2 A_{Pr}}{\pi} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}$$

A_{Pr} : Sección reducida de la armadura tubular de acero

f_y : Límite elástico del acero de la armadura tubular

γ_a : Coeficiente parcial de seguridad del acero

$$A_{Pr} = 0,00353 \text{ m}^2$$

$$f_y = 540 \text{ MPa}$$

$$\gamma_a = 1,1$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{2 \cdot 0,00353}{\pi} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{540}{1,1} = \mathbf{637,50 \text{ KN}}$$

Por tanto, los micropilotes resistirán a cortante ya que:

$$191,877 \text{ KN} \leq 684,168 \text{ KN}$$

Como se puede observar:

$$V_{Ed} \leq 0,5V_{pl,Rd}$$

$$191,877 \leq 342,084$$

Por tanto, la resistencia de cálculo a flexión no se verá reducida. Dicha resistencia, dado que se cumple la siguiente expresión:

$$\frac{d_e - 2 * r_e}{t - r_e} \leq \frac{16450}{f_y}$$

$$15,52 \leq 30,463$$

Vendrá dada por:

W_{pl} : Módulo plástico de la sección

f_y : 540 MPa

γ_a : 1,10

$F_{u,f}$: 0,5 (Coeficiente de minoración de la armadura tubular en función del tipo de unión)

$$M_{c,Rd} = W_{pl} * \frac{f_y}{\gamma_a} * F_{u,f}$$

$$W_{pl} = \frac{(d_e - 2r_e)^3 - d_i^3}{6} = \frac{(139 - 2 * 1,2)^3 - 119^3}{6} = 143.956 \text{ mm}^3 = 1,4395 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$M_{c,Rd} = 35,33 \text{ KNm}$$

Por tanto, los micropilotes dimensionados soportarán los esfuerzos de flexión:

$$M_{c,Rd} \geq M_{Ed}$$

$$35,33 \text{ KNm} \geq 16,50 \text{ KNm}$$

Dimensionamiento micropilotes inclinados

Como consecuencia del frenado y arranque de los vehículos ferroviarios se producirán esfuerzos horizontales en sentido longitudinal. Estas acciones serán absorbidas por micropilotes ejecutados con un ángulo de inclinación de 30°.

Se dispondrán un total de cuatro micropilotes en cada una de las tres losas, dispuestos por parejas. Una de ellas se orientará en el sentido de las fuerzas provocadas por el frenado y la otra en el sentido de las fuerzas provocadas por el arranque.

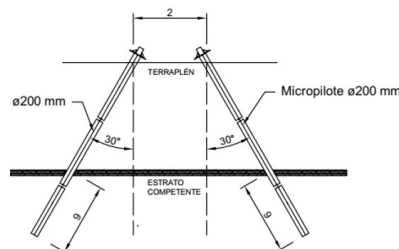


Figura 10 Detalle micropilotes inclinados

Como se ha indicado el caso más desfavorable será aquel producido por el arranque de vehículos. Este generará una fuerza en sentido longitudinal de valor 798,6 KN. Esta

fuerza será absorbida a modo de axil (compresión y tracción) por los micropilotes inclinados como ya se ha indicado.

En estos micropilotes, al producirse fuerzas de tracción, se realizarán las siguientes comprobaciones:

- **Hundimiento**
- **Arranque**
- **Fallo estructural del micropilote. Compresión y tracción.**

Con la intención de homogeneizar el suministro de materiales a obra, los micropilotes inclinados tendrán las mismas características resistentes y geométricas que los micropilotes verticales.

Hundimiento

El valor de la resistencia del micropilote frente a hundimiento deberá ser mayor que la suma de: el esfuerzo axil transmitido por cálculo a cada micropilote en su situación más desfavorable, 99,825 KN (Aplicado coeficiente de mayoración para cálculos geotécnicos=1), la componente vertical de su peso, 15,62 KN, y el esfuerzo generado por el rozamiento negativo, 221,15 KN. Por tanto, la carga de cálculo total que se deberá resistir para evitar el fallo a hundimiento será de **336,595 KN**.

Como se ha comentado, debido al desconocimiento del estrato resistente formado por calizas y margas, no se considerará que los micropilotes se hayan empotrados en roca.

La resistencia frente a hundimiento vendrá dada por la expresión:

$$R_{c,d} = \frac{R_{fc,d} + R_{p,d}}{F_s}$$

$R_{fc,d}$: Resistencia por fuste
 $R_{p,d}$: Resistencia por punta
 F_s : 3. Factor de seguridad frente a hundimiento en situaciones persistentes.
Extraído del CTE

Resistencia por fuste

La resistencia por fuste vendrá dada por la siguiente expresión:

$$R_{fc,d} = \sum_{i=1}^n A_{Li} * (r_{fc,d})_i$$

N: Número de tramos que comprende la discretización.
 A_{Li} =Área lateral del micropilote en el tramo i-ésimo de la discretización.
 $(r_{fc,d})_i$ =Rozamiento unitario por fuste de cálculo en el tramo i-ésimo de la discretización.

En el presente caso de estudio, como se ha comentado, la resistencia por fuste frente a hundimiento vendrá aportada por el estrato de material aluvial, UG-2, y por el estrato competente, denominado UG-3. La profundidad de empotramiento en este estrato será de 10 m.

El rozamiento unitario por fuste para ambos tramos se ha obtenido anteriormente para el dimensionamiento de los micropilotes verticales. Este tendrá un valor de cálculo, tras la aplicación de los coeficientes indicados, de 0,2424 MPa para la UG-2 y 0,1818 MPa para la UG-3.

La resistencia por fuste de cada tramo y total será:

$$R_{fc,d,UG2} = 1,053 * 0,2424 = 0,25524 \text{ MN} = \mathbf{255,24 \text{ KN}}$$

$$R_{fc,d,UG2} = 5,474 * 0,1818 = 0,99517 \text{ MN} = \mathbf{995,17 \text{ KN}}$$

$$R_{fc,d} = 255,24 + 995,17 = \mathbf{1.250,41 \text{ KN}}$$

Resistencia por punta

Debido a que los micropilotes se hayan apoyados en suelo se podrá considerar una resistencia por punta equivalente al 15% de la resistencia de cálculo por fuste $R_{fc,d}$. De modo que la resistencia por punta tendrá un valor de:

$$R_{p,d} = 0,15 * R_{fc,d} = \mathbf{187,56 \text{ KN}}$$

Por tanto, el valor de cálculo de la resistencia a hundimiento será:

$$R_{c,d} = \frac{1.250,41 + 187,56}{3} = \mathbf{479,324 \text{ KN}}$$

Valor que superará el esfuerzo a axil al que estará sometido el micropilote evitandose el fallo por hundimiento:

$$\mathbf{479,324 \text{ KN} \geq 336,595 \text{ KN}}$$

Arranque

El valor de la resistencia de cálculo frente al modo de fallo de arranque se calculará a partir de la siguiente expresión:

$$R_{t,d} = (R_{ft,d} + \frac{W_e}{F_{we}}) / F_s$$

$R_{ft,d}$: Resistencia de cálculo por fuste frente a esfuerzos de tracción
 W_e : 15,62 KN (Componente del peso del micropilote en la dirección de su eje, considerando un peso específico del mismo de 25 KN/m³)
 F_{we} : 1,2 (Coeficiente de minoración)
 F_s : 3,5. Factor de seguridad frente a arranque en situaciones persistentes.
 Extraído del CTE

El valor de $R_{ft,d}$ se obtendrá multiplicando el valor de la resistencia por fuste a compresión ($R_{fc,d}$) por un coeficiente (η) de valor 0,6, indicado para micropilotes sometidos a esfuerzos de compresión y tracción alternativamente).

$$R_{ft,d} = \eta R_{fc,d} = 0,6 * 1.250,41 = 750,246 \text{ KN}$$

Por tanto, la resistencia de cálculo frente arranque tendrá un valor de:

$$R_{t,d} = \frac{750,246 + \frac{15,62}{1,2}}{3,5} = 218,07 \text{ KN}$$

Conociendo el esfuerzo de tracción al que estarán sometidos los micropilotes, 99,825 KN (Aplicado coeficiente de mayoración para cálculos geotécnicos=1), se puede afirmar que no se producirá el fallo por arranque.

$$\mathbf{218,07 \text{ KN} \geq 99,825 \text{ KN}}$$

Resistencia estructural del micropilote a compresión

Ya que los micropilotes inclinados poseen las mismas características resistentes y geométricas que los micropilotes verticales, estos tendrán la misma resistencia estructural a compresión, **1.182,3 KN**.

Esta resistencia es holgadamente superior a los esfuerzos de compresión a los que estarán sometidos los micropilotes, **149,75 KN** (Obtenido aplicando los coeficientes de mayoración para cálculos estructurales). Por tanto, se puede afirmar que los micropilotes no tendrán fallo estructural por esfuerzos de compresión.

$$1.182,3 \text{ KN} \geq 149,75 \text{ KN}$$

Resistencia estructural del micropilote a tracción

La resistencia de cálculo de los micropilotes a tracción vendrá definida por la siguiente expresión:

$$N_{t,Rd} = (A_a f_{yd}) \frac{1}{1,10}$$

A_a: Sección de cálculo armadura tubular de acero

f_{yd}: Resistencia de cálculo de la armadura tubular de acero

A_a: 0,00353 m²

f_{yd}: 490,90 MPa

$$N_{t,Rd} = (0,00353 * 490,90) \frac{1}{1,10} = 1.575,34 \text{ KN}$$

Por tanto, conociendo el valor de cálculo del esfuerzo de tracción, 149,75 KN (Obtenido aplicando los coeficientes de mayoración para cálculos estructurales), se considera que los micropilotes resistirán a tracción.

$$1.575,34 \text{ KN} \geq 149,75 \text{ KN}$$

Cálculo de losa de encepado

Con el objetivo de enlazar los micropilotes se ha previsto la ejecución de una losa que haga la función de encepado. Esta recibirá las cargas provocadas por el paso de los vehículos ferroviarios y los transmitirá a los micropilotes.

Así mismo, dicha losa contará con muretes guardabalasto a cada margen para evitar la pérdida de este.

Para su dimensionamiento se ha tenido en cuenta la longitud de vía sobre la cual es necesario actuar. Esta abarcará desde el inicio del terraplén defectuoso (138+860) hasta el inicio del Puente de la Rambla de Caladín (138+920). Por tanto, la zona de actuación tendrá una longitud de 60 m.

Debido a que se han de colocar juntas de dilatación cada 20-25 m para controlar los movimientos generados por las tensiones internas provocadas por los cambios de temperatura y humedad, se ha decidido realizar tres losas de 20 metros, cada una separada por juntas de dilatación.

Para el cálculo de la losa se ha empleado el programa informático CYPECAD, en el cual se ha insertado un modelo de la losa a la cual se le ha aplicado los esfuerzos a los que estará sometida.

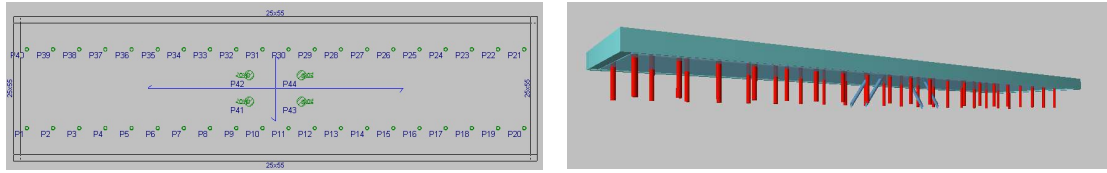


Figura 11 Modelo de losa generado en CYPECAD

En este se han realizado diferentes iteraciones hasta que se ha considerado que la solución óptima es aquella en la que la losa posee un canto de 0,55 m. Este canto cumple con las prescripciones de limitaciones geométricas que indican que el canto deberá ser superior a 0,4 m. Así mismo gracias a dicho programa se ha obtenido el armado necesario.

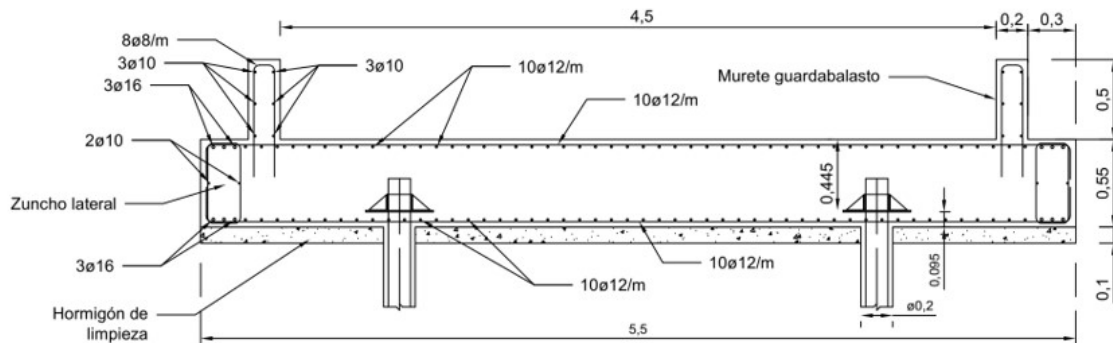


Figura 12 Dimensiones y armado de la losa

Agotamiento frente a punzonamiento

Debido a la existencia de reacciones concentradas, como son las producidas por los micropilotes en las losas, se ha realizado la comprobación frente a punzonamiento. El cálculo de esta se realizará a partir de las directrices indicadas en el artículo 46 de la EHE-08.

En la presente solución se ha establecido que no será necesaria la instalación de armadura de punzonamiento ya que se cumple la siguiente condición tanto para micropilotes verticales como inclinados:

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

τ_{sd} : Tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico
 τ_{rd} : Tensión máxima resistente en el perímetro crítico

En los siguientes párrafos se muestra la justificación de dicha afirmación.

Micropilotes verticales

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_1 d}$$

$F_{sd,ef}$: Esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo
 u_1 : Perímetro crítico
 d : Canto útil

F_{sd} : 284,165 KN (Esfuerzo de punzonamiento de cálculo)

β : 1,15 (Coeficiente por efecto de la excentricidad de la carga en soportes interiores)

$$F_{sd,ef} = \beta F_{sd} = 1,15 * 284,165 = 326,79 \text{ KN}$$

d: 0,445 m (Canto útil)

u_1 : 8,32 m (Perímetro crítico definido en figura 46.2.a, EHE-08)

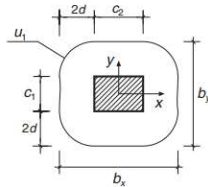
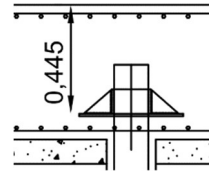


Figura 13 Figura 46.2.a. EHE-08

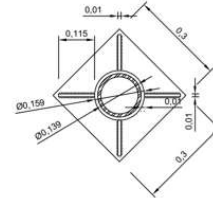


Figura 14 Capitel diseñado unión micropilote

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_1 d} = \frac{329,31}{8,32 * 0,445} = 88,26 \text{ KN/m}^2$$

La tensión máxima resistente en el perímetro crítico tendrá un valor mínimo de:

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

f_{cv} : 15 N/mm² (Resistencia efectiva del hormigón a cortante)

σ'_{cd} : Tensión axial media en la superficie crítica de comprobación

γ_c : 1,5

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \xi = 1,67$$

El factor σ'_{cd} se ha desestimado ya que es un elemento de la ecuación que únicamente favorecerá la resistencia, de modo que el resultado permanecerá del lado de la seguridad.

$$\tau_{rd} = \frac{0,075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{cv}^{1/2} = \frac{0,075}{1,5} * \sqrt{1,67^3} * \sqrt{15} = 0,4179 \text{ N/mm}^2 = 417,9 \text{ KN/m}^2$$

Por tanto, como se puede comprobar en el caso de los micropilotes verticales no se producirá el fallo por punzonamiento.

$$88,26 \text{ KN/m}^2 \leq 418 \text{ KN/m}^2$$

Micropilotes inclinados

En el diseño de los micropilotes inclinados, al estar estos sometidos a tracciones y compresiones alternativamente, se ha decidido situar la unión de los mismo en el centro del canto de la losa. De este modo el canto útil será el mismo para compresiones y tracciones y se simplificará su estudio.

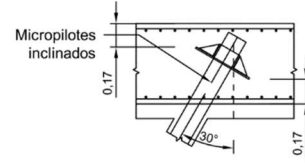
F_{sd} : 149,75 KN (Esfuerzo de punzonamiento de cálculo)

β : 1,15 (Coeficiente por efecto de la excentricidad de la carga en soportes interiores)

$$F_{sd,ef} = \beta F_{sd} = 1,15 * 149,75 = 172,21 \text{ KN}$$

d : 0,17 m (Canto útil)

u_1 : 3,92 m (Perímetro crítico definido por la figura 46.2.a de la EHE-08)



$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_1 d} = \frac{149,75}{3,92 * 0,17} = 224,715 \text{ KN/m}^2$$

La tensión máxima resistente en el perímetro crítico tendrá un valor mínimo de:

$$\tau_{rd} = \frac{0,075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{cv}^{1/2} + 0,1 \sigma'_{cd} \quad \begin{array}{l} f_{cv}: 15 \text{ N/mm}^2 \text{ (Resistencia efectiva del hormigón a cortante)} \\ \sigma'_{cd}: \text{Tensión axial media en la superficie crítica de comprobación} \end{array}$$

γ_c : 1,5

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \xi = 2$$

El factor σ'_{cd} se ha desestimado ya que es un elemento de la ecuación que únicamente favorecerá la resistencia, de modo que el resultado permanecerá del lado de la seguridad.

$$\tau_{rd} = \frac{0,075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{cv}^{1/2} = \frac{0,075}{1,5} * \sqrt{2^3} * \sqrt{15} = 0,5477 \text{ N/mm}^2 = 547,7 \text{ KN/m}^2$$

Por tanto, como se puede comprobar tampoco se producirá el fallo por punzonamiento en el caso de los micropilotes inclinados.

$$224,715 \text{ KN/m}^2 \leq 547,7 \text{ KN/m}^2$$

Recubrimiento mínimo

Para la definición del recubrimiento mínimo es necesario conocer la **clase de exposición** a la que estará sometida la estructura. Esta, teniendo en cuenta que la estructura estará en el exterior y en la zona las precipitaciones medias anuales son inferiores a 600 mm, será **IIB**. Este dato ha sido obtenido de la tabla 8.2.2 de la EHE.

Así mismo, será necesario definir el tipo de cemento a emplear. Para ello se ha tenido en cuenta los resultados de los ensayos realizados en el terreno para determinar la agresividad del mismo al hormigón. De estos se ha obtenido:

Contenido de Sulfatos:	1.498 mg OS ₄ ⁻² /Kg suelo seco
Grado de acidez Baumann-Gully:	0

Mediante esta información, consultando la tabla 8.2.3.b de la EHE-08, se extrae que el terreno no será agresivo para el hormigón.

Teniendo en cuenta los datos indicados y la aplicación del hormigón, cimentación de hormigón armado, se extrae de las tablas A.4.3.1. y A.4.5. de la EHE-08 que el cemento más indicado será el CEM II/A.

El recubrimiento mínimo según la EHE-08 se definirá mediante la siguiente expresión:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta_r$$

r_{nom} : Recubrimiento nominal
 r_{min} : Recubrimiento mínimo
 Δ_r : Margen de recubrimiento, en función del control de ejecución

Δ_r : 10 mm

r_{min} : 25 mm (Extraído de la tabla 37.2.4.1.a de la EHE-08)

Por tanto, el recubrimiento será:

$$r_{nom} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

Solución B. Columnas de grava

Acciones

En el presente apartado se procede a definir las acciones a las que estará sometida la solución B. Estas, así como los coeficientes aplicados para obtener el valor de cálculo, han sido extraídos del documento IAPF y la Guía de cimentaciones para obras de carretera.

A la hora de determinar las acciones mediante las cuales se realizará el cálculo de la solución B se han tenido en cuenta aquellas de componente vertical. Esto se debe a que la presente solución consistirá en una mejora del terreno, y actualmente el terraplén objeto de estudio no tiene problemas de estabilidad. Por tanto, teniendo en cuenta que el terraplén no ha sufrido problemáticas como consecuencia de las acciones horizontales a las que está sometido, tampoco se considera que las valla a sufrir una vez realizada la mejora.

Las cargas que resultarán de dichas acciones serán mayoradas teniendo en cuenta el criterio de estado límite último para situaciones permanentes. Este se define del siguiente modo:

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

En la presente solución, al estar los cálculos de estados límite relacionados con el comportamiento del terreno (estabilidad de las columnas), se adoptarán como coeficientes de mayoración la unidad. Es decir, los **valores de cálculo de las acciones serán iguales a sus valores representativos**.

El plano de referencia sobre el que se considerarán aplicadas las cargas y a partir del cual se realizarán los cálculos será el determinado por la base de la capa de reparto.

Acciones de valor permanente.

Como acciones de valor permanente se ha considerado el peso las cargas muertas.

Cargas muertas

En el presente caso de estudio las cargas muertas se corresponderán con el peso de la capa de reparto, el balasto, las traviesas y los carriles.

La **capa de reparto**, situada bajo el balasto, estará formada por gravas a las que se les considerará un peso específico, una vez compactadas, de 18 KN/m^3 . Esta capa, teniendo un espesor de 70 cm, supondrá una tensión de **$12,6 \text{ KN/m}^2$** .

Considerando un peso específico del **balasto** de 18 KN/m^3 (IAPF) y un espesor bajo travesía de 0,3 m, la tensión que generará el balasto sobre el plano de referencia será de **$5,4 \text{ KN/m}^2$** .

Respecto a las **traviesas**, estas serán de hormigón monobloque con una masa de 300 kg, un ancho de 2,6 m y una separación entre ejes de 0,60 m. La tensión que supondrán en la zona central del plano de referencia, considerando una pendiente de transmisión de la carga de 4:1 a través del balasto y la capa de reparto, será de **$1,635 \text{ KN/m}^2$** .

Los **carriles** instalados serán UIC-54, los cuales tienen un peso de 54,43 kg/m. Esto supondrá una tensión, transmitida desde las traviesas a través del balasto y la capa de reparto, en el centro del plano de referencia, de **$0,356 \text{ KN/m}^2$** .

Por tanto, las **cargas muertas** supondrán, en la zona más solicitada, una tensión de **$19,991 \text{ KN/m}^2$** .

Acciones variables

Como se ha comentado, al tratarse de un tratamiento de mejora, solo se considerarán las acciones verticales. Estas vendrán determinadas por la IAPF y son las siguientes:

Tren de cargas

El paso de ferrocarriles sobre las vías supondrá una serie de cargas verticales las cuales se asemejarán al tren UIC71 (IAPF). Estas cargas se muestran en la siguiente imagen:

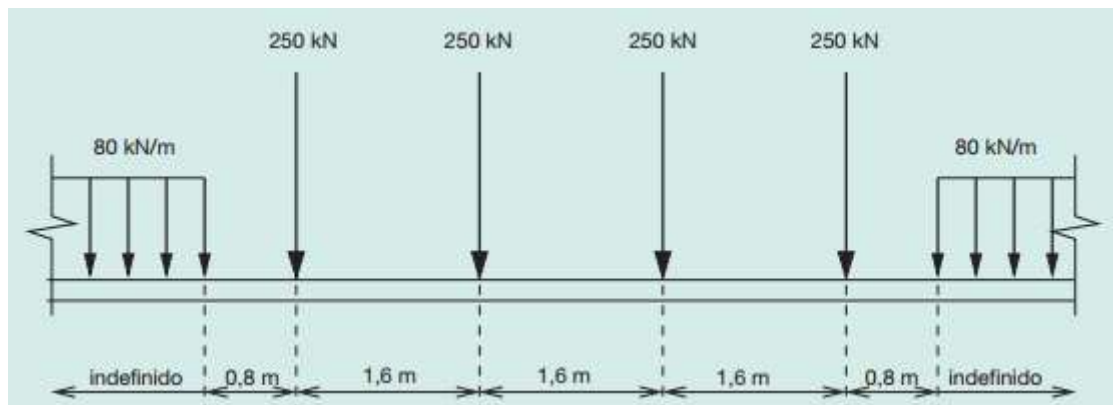


Figura 15 Tren de cargas verticales UIC71 (IAPF)

A estas se les aplicará un **coeficiente de clasificación (α)** de valor 1,21 para vías de ancho ibérico (caso de estudio).

Teniendo en cuenta que la situación más desfavorable será aquella producida por las cargas puntuales, estas, una vez mayoradas por el coeficiente de clasificación (α), tendrán un valor de cálculo de:

Carga puntual: $250 \cdot 1,21 = 302,5 \text{ KN}$

Sabiendo que dichas cargas se transmitirán al terreno a través del balasto y la capa de reparto con una pendiente de 4:1, y que longitudinalmente se distanciarán 1,6 m, su valor de cálculo en la zona central del plano de referencia será de **61 KN/m^2** .

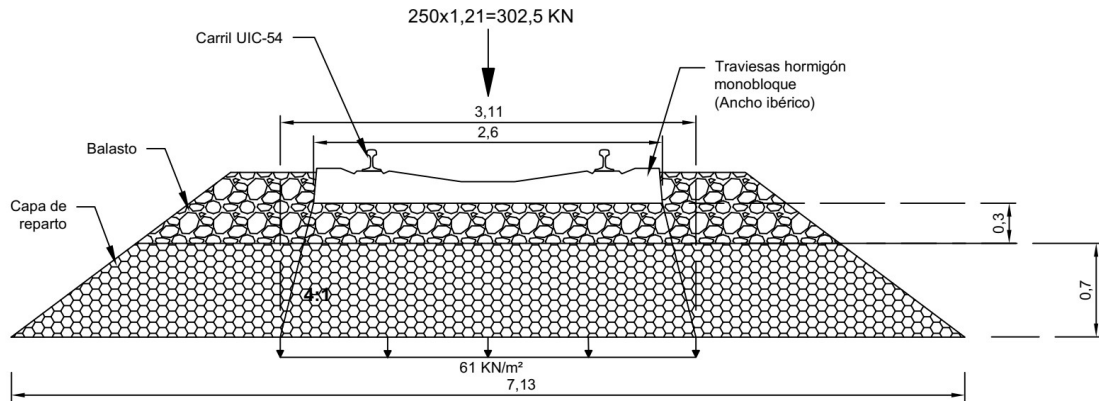


Figura 16 Distribución carga puntual Tren de Cargas UIC71

Resumen

Una vez definidas todas las acciones a las que estará sometido el terraplén como consecuencia de las cargas muertas y de la acción del paso de los vehículos ferroviarios, se considera que la zona más solicitada del terraplén recibirá en el plano de referencia una tensión de **81 KN/m²**.

Cálculo y dimensionamiento

Al tratarse de un caso de estudio en el que las cargas son extensas, el cálculo y dimensionamiento se ha realizado a partir del concepto de celda unidad, formado por una columna y su área tributaria.

Distribución de tensiones

A través del concepto de celda unidad se podrá obtener la nueva distribución de tensiones tras la actuación en el terraplén.

Para la realización de una solución basada en columnas de grava (vibrosustitución) el parámetro más relevante a conocer será la razón de sustitución (ρ). Este se obtendrá de la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{A_c}{A}$$

A_c : Área de la columna

A : Área de la celda unidad

A_c : 0,441 m²

El área de la celda unidad es la superficie tributaria asignada a cada columna. Esta se aproximará a la de un círculo de área equivalente de diámetro d_e . En el presente caso, al haberse definido la solución mediante una malla de columnas triangular equilátera, dicho diámetro se definirá como:

$$d_e = 1,05 * 1,8 = 1,89 \text{ m}$$

$$A = 2,804 \text{ m}^2$$

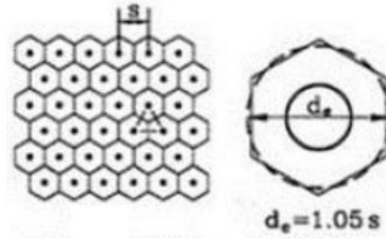


Figura 17 Diámetro equivalente malla triangular equilátera (Original de Balaan y Booker, 1981; en Sagaseta, 2006)

$$\rho = \frac{0,441}{2,804} = 0,15$$

Una vez calculada la razón de sustitución (ρ) se podrá obtener el factor de reducción de asientos (α) a través de la siguiente tabla:

ρ	α
0,1	0,80
0,2	0,65
0,3	0,47
0,4	0,35
0,5	0,25

Figura 18 Relación (ρ, α). Tabla 7.4. "Guía de cimentaciones en obras de carretera"

α : 0,725

Mediante los factores α y ρ se calculará el factor de concentración de la carga (β) con el que se obtendrá la nueva distribución de cargas tras la ejecución de las columnas de grava. Este factor tendrá un valor de:

$$\beta = (1 - \alpha(1 - \rho))/\rho = (1 - 0,725(1 - 0,15))/0,15 = 2,558$$

Gracias a este factor se podrá calcular la tensión que recibirán las columnas (σ_{vc}) y el suelo (σ_{vs}) una vez aplicada la solución B.

$$\sigma_{vc} = \beta p = 2,558 * 81 = 207,225 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{vs} = \frac{p - \sigma_{vc}\rho}{(1 - \rho)} = \frac{81 - 207,225 * 0,15}{(1 - 0,15)} = 58,72 \text{ KN/m}^2$$

Una vez conocida la nueva distribución de tensiones ejecutadas las columnas de grava, se procede a calcular la estabilidad de las columnas.

Estabilidad de las columnas

A causa de la ausencia de cohesión en las columnas, estas no son autoestables como podría ser un pilote o una inclusión rígida, necesitan el confinamiento lateral proporcionado por el terreno para garantizar su estabilidad frente a las cargas verticales que soportan. Por tanto, el fallo se producirá en caso de que se supere la resistencia pasiva horizontal límite que el terreno puede ofrecer. Caso en el que se producirá el fenómeno conocido como "abarrilamiento" o "abombamiento".

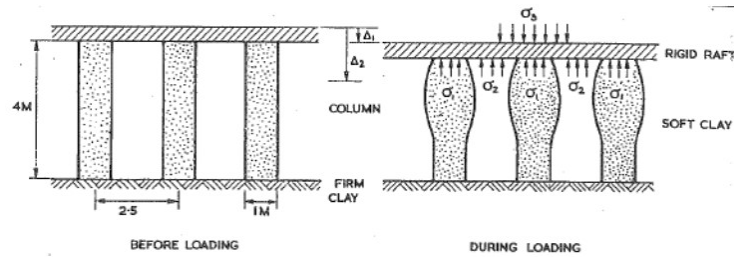


Figura 19 Abombamiento en columnas de grava (Hughes y Withers, 1974)

Para su diseño se ha de tener en cuenta que el presente caso se incluye dentro de lo que se considera como malla indefinida de columnas. Por ello la estabilidad se calculará a través del concepto celda unidad, en el que comportamiento de todas las unidades suelo-columna se asume que será el mismo y, por tanto, únicamente será necesario estudiar una unidad.

Para el dimensionamiento de la solución se ha considerado que se deberá cumplir un **factor de seguridad de 3**.

La capacidad última de la columna se obtendrá mediante la siguiente expresión (extraída de Bergado y Lam, 1987), en la que se considerará un factor de la capacidad portante de 15.

$$q_{ult} = 15c_u$$

Donde c_u es el valor de la resistencia a corte sin drenaje del terreno. Este dato se puede obtener a partir de la resistencia a compresión simple (q_u), de valor 100 KPa en el terraplén, obtenida de los ensayos SPT y DPSH realizados (indicado en el apartado de "Geotécnica" de la memoria), mediante la siguiente expresión

$$c_u = \frac{q_u}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ KN/m}^2$$

Por consiguiente, la tensión última de cada columna de grava será:

$$q_{ult} = 15 * 50 = 750 \text{ KN/m}^2$$

Teniendo en cuenta que el área de la columna es de 0,411 m², la carga admisible por columna será de 308,25 KN.

En el presente dimensionamiento la zona del área de influencia de cada celda unidad recibirá una carga de 227,124 KN. De esta, la columna recibirá 91,38 KN, lo que supondrá un factor de seguridad de valor:

$$Fs = \frac{308,25}{91,38} = 3,37$$

Por tanto, se cumple la restricción impuesta de **Fs>3**.

Resistencia del terreno tras la mejora

Tras la aplicación de la mejora de terreno mediante columnas de grava se ha de comprobar que las nuevas tensiones a las que estará sometido el terreno no provocarán el fallo de este. Para ello se debe obtener la tensión admisible del suelo en función de sus características.

Para la obtención de dicha tensión límite se ha empleado la fórmula de Brinch-Hansen a corto plazo en condiciones sin drenaje ($\Phi=0$) que proporcionará la carga última a hundimiento. Esta se ha seleccionado al ser más desfavorable y adecuada para terrenos cohesivos con porcentaje en finos superior al 35%. Esta se reduce a:

$$q_h = \frac{5,14C_u}{F_s} + q$$

C_u : 50 KN/m². Resistencia al corte sin drenaje del terreno

F_s : 3. Factor de seguridad frente a hundimiento

Q : 0 KN/m². Sobrecarga de tierras debido a la profundidad del apoyo

q_h : 85,66 KN/m²

Por tanto, teniendo en cuenta que la tensión recibida por el suelo tras la ejecución de las columnas de grava será de 58,72 KN/m², el suelo no tendrá problemas de hundimiento.

Capa de reparto

Con el objeto de unir las cabezas de las columnas se extenderá una capa superficial de grava de modo que realice la función de encepado. Así mismo, esta capa facilitará la evacuación de agua y distribuirá las cargas puntuales, de modo que tendrá el espesor suficiente para que estas resulten cargas distribuidas.

Para el dimensionamiento de su espesor se ha tenido en cuenta que la carga sobre cada traviesa se distribuirá con una pendiente 4(vertical):1(horizontal) a través del espesor total. Teniendo en cuenta la consideración anterior se ha determinado que el espesor necesario de la capa de reparto será de 0,7 m.

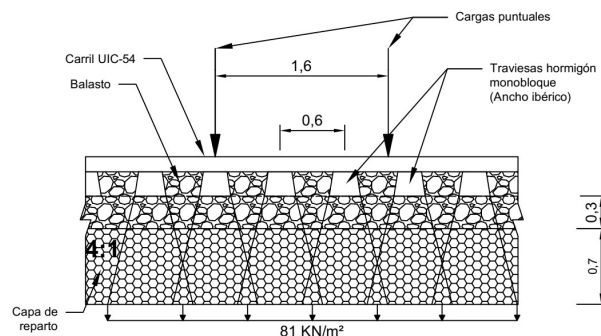


Figura 20 Reparto de cargas

Solución C. Columnas de módulo controlado

Acciones

En el presente subapartado se procede a definir las acciones a las que estará sometida la solución C. Estas, así como los coeficientes que se les aplicará para obtener el valor de cálculo, han sido extraídas del documento IAPF y la Guía de cimentaciones para obras de carretera.

A la hora de determinar las acciones mediante las cuales se realizará el cálculo de la solución C, se han tenido en cuenta aquellas de componente vertical. Esto se debe a que la presente solución consistirá en una mejora del terreno, y actualmente el terraplén objeto de estudio no tiene problemas de estabilidad. Por tanto, teniendo en cuenta que

el terraplén no ha sufrido problemáticas como consecuencia de las acciones horizontales a las que está sometido, tampoco se considera que las valla a sufrir una vez realizada la mejora.

Las cargas que resultarán de dichas acciones serán mayoradas teniendo en cuenta el criterio de estado límite último para situaciones permanentes. Este se define del siguiente modo:

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

En el caso de **cálculos estructurales** el valor de los coeficientes de la anterior expresión serán los siguientes:

$G_{k,i}$: Valor representativo de cada acción permanente γ_G : 1,35 (*Efecto desfavorable*)

$Q_{k,1}$: Valor característico acción variable dominante γ_Q : 1,50 (*Efecto desfavorable*)

$\psi_{0,i} Q_{k,i}$: Combinación acciones variables ψ_0 : 0,6 ψ_1 : 0,5 ψ_2 : 0,2
concomitantes

En cambio, en el cálculo de **estados límite en los que se estudie el comportamiento del terreno** (hundimiento), se adoptará como coeficiente de mayoración el valor unidad. Es decir, en el caso de estudio de problemas geotécnicos, los **valores de cálculo de las acciones serán iguales a sus valores representativos**.

Acciones de valor permanente.

Como acciones de valor permanente se ha considerado el peso las cargas muertas.

Cargas muertas

En el presente caso de estudio las cargas muertas se corresponderán con el peso del colchón de reparto, el balasto, las traviesas y los carriles.

El **colchón de reparto**, situada bajo el balasto, estará formado por gravas a las que se les considerará un peso específico, una vez compactadas, de 18 KN/m³. Esta capa, teniendo un espesor de 1 m, supondrá una tensión de **18 KN/m²**.

Considerando un peso específico del **balasto** de 18 KN/m³ (IAPF) y un espesor bajo traviesa de 0,3 m, la carga de balasto supondrá una tensión de **5,4 KN/m²** en la superficie del terraplén.

Respecto a las **traviesas**, estas serán de hormigón tipo monobloque para ancho ibérico con una masa de 300 kg, un ancho de 2,6 m y una separación entre ejes de 0,60 m, Considerando una pendiente de transmisión de la carga de 4:1 a través del balasto, estas supondrán una tensión de **1,784 KN/m²** en el centro de la base de la capa de balasto.

Los **carriles** instalados serán UIC-54, los cuales tienen un peso de 54,43 kg/m. Esto supondrá una tensión, transmitida desde las traviesas a través del balasto en el centro de la base de la capa de balasto, de **0,388 KN/m²**.

Acciones variables

Como se ha comentado, al tratarse de un tratamiento de mejora, solo se considerarán las acciones verticales. Estas vienen determinadas por la IAPF y son las siguientes:

Tren de cargas

El paso de ferrocarriles sobre las vías supondrá una serie de cargas verticales las cuales se asemejarán al tren UIC71 (IAPF). Estas cargas se muestran en la siguiente imagen:

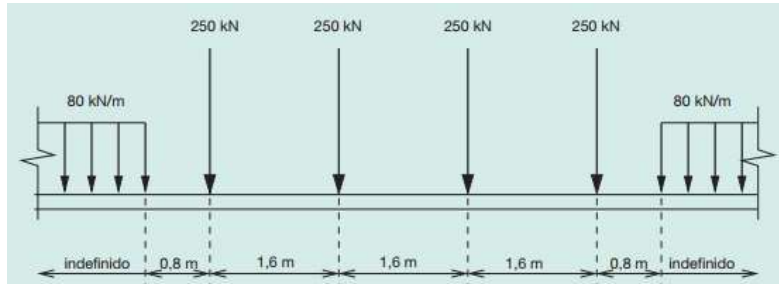


Figura 21 Tren de cargas verticales UIC71 (IAPF)

A estas se les aplicará un **coeficiente de clasificación (α)** de valor 1,21 para vías de ancho ibérico (caso de estudio).

Teniendo en cuenta que la situación más desfavorable será aquella producida por las cargas puntuales, estas, una vez mayoradas por los coeficientes de clasificación (α), tendrán un valor de cálculo de:

Carga puntual: $250 \cdot 1,21 = 302,5 \text{ KN}$

Sabiendo que dichas cargas se transmitirán al terreno a través del balasto con una pendiente de 4:1, y que longitudinalmente se distanciarán 1,6 m, el valor de cálculo de la tensión producida por estas será **63,02 KN/m²**.

Resumen

Una vez definidas todas las acciones, aquellas producidas como consecuencia de las cargas muertas y de la acción del paso de los vehículos ferroviarios, se considera que el terraplén recibe una tensión en superficie de **76,278 KN/m²**.

Rozamiento negativo

Debido a que, tras la ejecución de las columnas, las cuales poseen una gran rigidez, puede producirse un asiento significativo de la superficie del terreno, deberá considerarse la acción del rozamiento negativo. **Este efecto deberá tenerse en cuenta en el cálculo del estado límite frente a hundimiento**

El valor del rozamiento negativo unitario podrá estimarse igual al rozamiento unitario por fuste de cálculo. La cual se obtendrá del siguiente gráfico a partir de la presión límite.

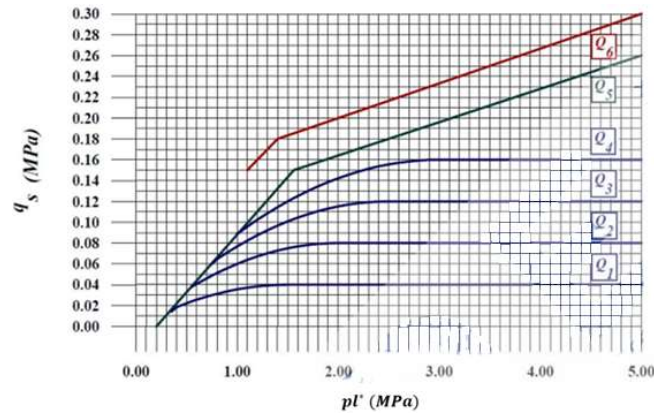


Figura 22 Curvas de fricción unitaria límite en función del terreno y la presión límite

La elección de la curva se realizará en función del tipo de terreno. En la siguiente tabla se indica la clasificación de los distintos tipos de terrenos y horquillas orientativas de la presión límite.

ELECCIÓN DE LA CURVA PARA LA DETERMINACIÓN DE q_s											
TIPO DE TERRENO	Arcillas, limos			Arenas, gravas			Yesos			Margas	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
CURVA	Q1	Q2		Q2		Q3	Q1	Q2	Q3	Q3	Q4
CATEGORÍA CONVENCIONALES DE TERRENOS											
CLASE DE TERRENOS							Presiómetro PI (MPa)		Penetrómetro q_c (MPa)		
ARCILLAS - LIMOS	A	Arcillas y limos blandos					<0,7		<0,3		
	B	Arcillas y limos firmes					1,2 – 2,0		3,0 – 6,0		
	C	Arcillas y limos firmes a duros					>2,5		>6,0		
ARENAS Y GRAVAS	A	Flojos					<0,5		<5,0		
	B	Compacidad media					1,0 – 2,0		8,0 – 15,0		
	C	Compactas					>2,5		>20,0		
YESOS	A	Blandas					<0,7		<5,0		
	B	Alteradas					1,0 – 2,5		>5,0		
	C	Compactas					>3,0		-		
MARGA/MARGO CALCAREO	A	Tiernas					1,5 – 4,0		-		
	B	Compactas					>4,5		-		

Tabla 2 Elección del tipo de curva para la obtención de q_s

Teniendo en cuenta que el material que conforma el relleno antrópico del terraplén es mayoritariamente arcilla y que posee una presión límite de 4,76 MPa (obtenida de los ensayos presiométricos), el **rozamiento unitario tendrá un valor de 0,08 MPa**.

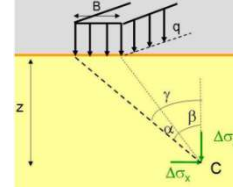
Debido a que normalmente el rozamiento negativo no se desarrolla en la totalidad de la profundidad, será necesario realizar el cálculo de las deformaciones relativas suelo-micropilote para hallar la profundidad hasta la que actúa el rozamiento negativo.

Para encontrar dicha profundidad se seguirá el siguiente procedimiento:

- Por un lado, se calculará el **asiento del terreno en la hipótesis en la que no se ejecuten columnas de módulo controlado**, realizándose en puntos situados a diferentes profundidades en la misma vertical.

Para el cálculo de este asiento será necesario conocer, para distintas profundidades, la tensión efectiva del terreno, empleándose la densidad seca del terreno (con un valor medio obtenido de los ensayos de 17,625 KN/m³), y el incremento de tensiones a causa de la carga repartida aplicada en superficie (76,278 KN/m²), para lo cual se ha empleado la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi} (\alpha + \operatorname{sen}\alpha * \cos(\alpha + 2\beta))$$



Conocidos dichos valores, el índice inicial de huecos ($e_0=0,689$), obtenido de los ensayos, y el índice de compacidad ($C_c=0,25$), calculado mediante correlaciones, se podrá obtener el asiento del terreno en función de la profundidad mediante las siguientes expresiones:

$$e_f = e_0 - c_c \log \left(\frac{\sigma'_0 + \sigma_z}{\sigma'_0} \right)$$

$$\delta_{EV} = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{e_0 - e_f}{1 + e_0}$$

- Por otro lado, se calculará el asiento del micropilote. Para la evaluación de este se supondrá que, desde la superficie hasta una profundidad x, el terreno no existe (el pilote queda sustentado únicamente por debajo de dicha profundidad) y que la carga sobre la columna es igual a la suma de la carga actuante sobre su cabeza, el peso del pilote y el rozamiento negativo hasta la profundidad x. Es decir:

$$P_{virtual} = P + W + R^-$$

Una vez conocida la carga virtual se podrá obtener el asiento del micropilote en función de la profundidad, considerando que no se hallará empotrado en roca, mediante la siguiente expresión:

$$s_N = \left(\frac{9N_{c,Ek}}{R_{c,d}} - 2 \right) * \frac{D}{90}$$

$N_{c,Ek}$: Carga a axil de cálculo

$R_{c,d}$: Resistencia frente a hundimiento

D: Diámetro nominal del micropilote

- Una vez obtenidos ambos asientos, el del terreno y el del micropilote, se podrá obtener la profundidad de actuación del rozamiento negativo. Esto se realizará mediante la comparación de las curvas de ambos asientos tal y como se muestra en la siguiente figura:

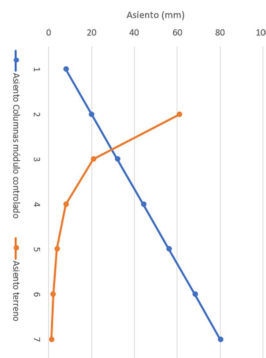


Figura 23 Asiento de la inclusión de rígida y del terreno

Como se puede observar en las gráficas el corte de las curvas de asiento se producirá aproximadamente a los **3 metros**. Puntos a partir del cual se considera que dejará de producirse el rozamiento negativo.

Por tanto, teniendo en cuenta que el rozamiento negativo se producirá en la longitud mencionada, y que este tendrá un valor unitario de 0,08 MPa, el axil que producirá sobre los micropilotes será de:

$$N_{R^-} = A_L * r_{f,c,d} = 3,39 * 80 = 271,2 \text{ KN}$$

Cálculo y dimensionamiento

Transmisión de cargas

El mecanismo de transmisión de cargas en la mejora de terreno mediante columnas de módulo controlado se basa en la generación del denominado como “efecto arco” o “bóveda”. La carga aplicada sobre el terraplén tenderá a ser transferida directamente a las columnas de mortero a causa del “efecto arco”, mientras que la carga restante será resistida por el refuerzo geosintético, que se instalará en la base del colchón de reparto, y por el terreno.

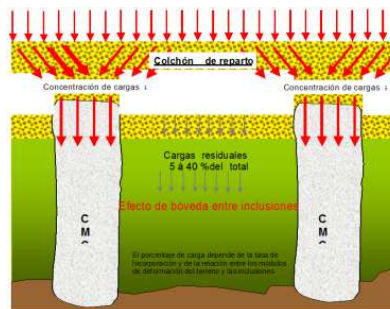


Figura 24 Distribución de tensiones por efecto "bóveda"

La transmisión de cargas se asemejará a un cono vertical desde el borde de la inclusión hasta la parte superior del colchón de reparto. Este mecanismo se relaciona con tratamientos situados bajo rellenos de pequeña altura y donde no hay ningún elemento rígido por encima, como es el caso del presente estudio.

La tensión límite en la cabeza de la inclusión se determinará a partir de la carga externa aplicada, el espesor del colchón de reparto y los parámetros intrínsecos del material empleado en la capa de reparto. El presente caso, considerando un ángulo de transmisión de las cargas de 35° en el colchón de reparto, se corresponderá con el siguiente esquema:

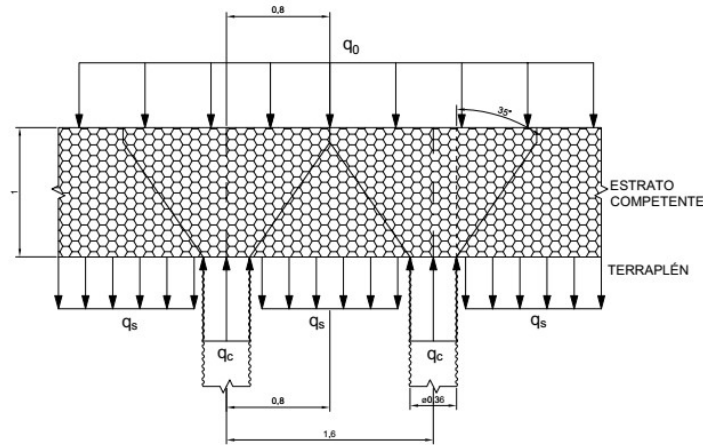


Figura 25 Esquema distribución de cargas

Siendo:

q_0 : 76,278 KN/m². Valor de la tensión sobre el colchón de reparto causada por las cargas permanentes y variables.

q_c : 1.677,05 KN/m². Valor de la tensión sobre la columna producido por la tensión q_0 y el peso del colchón de reparto.

q_s : 35,05 KN/m². Valor de la tensión transmitida al terreno por la carga restante q_0 no absorbida por las columnas y el peso del colchón de reparto.

Teniendo en cuenta que las columnas se han diseñado mediante una malla cuadrada con una separación de 1,6 m, **la carga correspondiente por celda unidad será 241,35KN.**

Esta carga, teniendo en cuenta el reparto de tensiones indicado y que el diámetro de las columnas será de 0,36 m, se distribuirá de la siguiente forma:

Carga recibida por columna: 170,62 KN

Carga recibida por suelo celda unidad: 86.22 KN

Dimensionamiento

En el siguiente apartado se mostrará la justificación de las dimensiones geométricas y las características resistentes establecidas para la solución C. Para ello se realizará el cálculo de la resistencia de la columna como elemento unitario tanto a hundimiento, como por su capacidad resistente según las características del material empleado.

Resistencia a hundimiento

La carga máxima que resistirá cada columna frente al estado límite último de hundimiento vendrá determinada por la suma de la carga límite por fuste y la carga límite por punta, dividida esta por un factor de seguridad frente a hundimiento.

$$Q_h = \frac{Q_s + Q_p}{F_s}$$

Q_s : Carga límite por fuste

Q_p : Carga límite por punta

F_s : 3. Factor de seguridad frente a hundimiento.

Carga límite por fuste

La carga límite por fuste vendrá determinada por la siguiente expresión:

$$Q_s = \pi * \phi_{CMC} * h * q_s$$

Φ_{CMC} : Diámetro de la columna
 h : Longitud
 q_s : Resistencia unitaria por fuste

La resistencia unitaria por fuste se obtendrá del siguiente gráfico a partir de la presión límite.

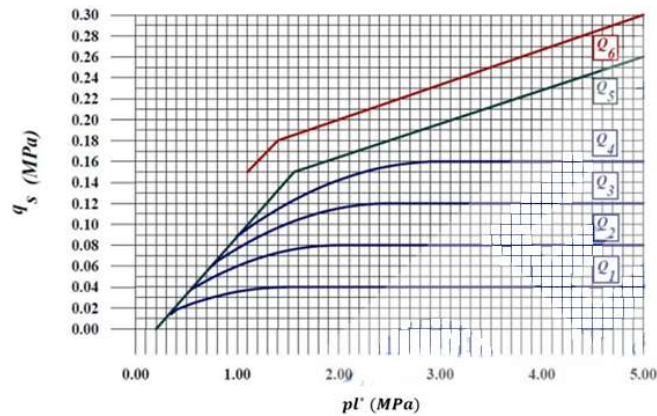


Figura 26 Curvas de fricción unitaria límite en función del terreno y la presión límite

La elección de la curva se realizará en función del tipo de terreno. En la anterior tabla se halla indicada la clasificación de los distintos tipos de terrenos y horquillas orientativas de la presión límite.

Para el cálculo de la resistencia por fuste se considerará que el relleno antrópico del terraplén no aportará resistencia. Por tanto, estando la columna de mortero empotrada un metro en el terreno competente, la resistencia por fuste vendrá aportada por el nivel de gravas y arenas, UG-2, y por el nivel de margo-calizas, UG-3. Tomadas estas consideraciones la resistencia por fuste será:

Tramo 2 (UG-2)

q_s : 0,12 MPa. Considerando el estrato como gravas compactas

h : 1,5 m

$$Q_{s,1} = \pi * \phi_{CMC} * h * q_s = 203,575 \text{ KN}$$

Tramo 3 (UG-3)

q_s : 0,16 MPa. Considerando que el estrato está formado por rocas margo-calceas compactas.

h : 1,5 m

$$Q_{s,1} = \pi * \phi_{CMC} * h * q_s = 271,29 \text{ KN}$$

Por tanto, la resistencia total por fuste tendrá el siguiente valor:

$$Q_s = 474,87 \text{ KN}$$

Carga límite por punta

La carga límite en punta vendrá determinada por la siguiente expresión:

$$Q_p = \pi * r_{CMC}^2 * q_{p,l}$$

r_{CMC} : Radio de la columna de mortero

$q_{p,l}$: Resistencia unitaria por punta

La resistencia unitaria por punta se podrá obtener mediante la siguiente expresión a partir del factor de portancia (K_p) y de la presión límite (p_l):

$$q_{p,l} = k_p * p_l$$

El factor de portancia se obtendrá de la siguiente tabla, en la que se le asignará un valor de 2,6.

VALOR DE FACTOR DE PORTANCIA k_p		
NATURALEZA DE LOS TERRENOS (ver punto 3.3.4)		k_p
ARCILLA-LIMOS	A	1,4
	B	1,5
	C	1,6
ARENA-GRAVA	A	4,2
	B	3,7
	C	3,2
YESOS	A	1,6
	B	2,2
	C	2,6
ROCAS, MARGO-CALCAREAS		2,6
ROCAS ALTERADAS		1,8 a 3,2

Tabla 3 Factor de portancia K_p

Considerando el valor de la presión límite, 4,67 MPa, obtenido de los penetrómetros realizados en el terraplén, se obtiene una resistencia unitaria por punta de 12,142 MPa

Teniendo en cuenta que el diámetro de las columnas será 0,36 m la carga límite por punta tendrá un valor de:

$$Q_p = 1.235,27 \text{ KN}$$

Obtenidas las cargas límite por fuste y por punta el valor de cálculo de la carga última frente a hundimiento tendrá un valor de:

$$Q_h = \frac{474,87 + 1.235,27}{3} = 570 \text{ KN}$$

Teniendo en cuenta la carga transmitida a la columna, 170,62 KN (Aplicado coeficiente de mayoración cálculos geotécnicos=1), el peso de la inclusión, 35,86 KN, y el esfuerzo generado por el rozamiento negativo, 271,2 KN, la carga de cálculo que se deberá resistir para evitar el fallo a hundimiento será de **477,68 KN**.

Conociendo la carga que recibirá cada columna (477,68 KN), se puede confirmar que las columnas resistirán frente a hundimiento ya que:

$$570 \text{ KN} \geq 477,68 \text{ KN}$$

Resistencia de las columnas según las características de los materiales

La máxima tensión admisible a compresión por el material estará definida por la siguiente formula:

$$R_c = \beta * f_{ck}$$

Siendo el factor β un coeficiente reductor en función del control al que se someterá el material, y f_{ck} la resistencia característica del hormigón empleado para la ejecución de las columnas. En la siguiente tabla se muestran los posibles valores de β .

Tipo de control	Sin ensayo	Con ensayo de calidad	Con placa de carga
Valor de β	0.23	0.33	0.4

Tabla 4 Valores de β

Debido a que las columnas de mortero se realizarán con hormigón HM-20, con una resistencia característica a compresión a los 28 días de 20 MPa, y que se realizará ensayo de calidad, el valor de la resistencia intrínseca de las columnas frente a los esfuerzos de compresión será:

$$R_c = 0,33 * 20 = 6,6 \text{ MPa}$$

Teniendo en cuenta las dimensiones de las columnas, \varnothing 360mm, la máxima carga que resistirán a compresión, 671,457 KN, será superior a la carga a la que estarán sometidas, 297,27 KN (Obtenido aplicando los coeficientes de mayoración para cálculos estructurales).

$$671,457 \text{ KN} \geq 297,27 \text{ KN}$$

Resistencia del terreno tras la mejora

Tras la aplicación de la mejora de terreno mediante columnas de módulo controlado se ha de comprobar que las nuevas tensiones a las que estará sometido el terreno no provocarán el fallo de este. Para ello se debe obtener la tensión admisible del suelo en función de sus características.

Para la obtención de dicha tensión límite se ha empleado la fórmula de Brinch-Hansen a corto plazo en condiciones sin drenaje ($\Phi=0$) que proporcionará la carga última a hundimiento. Esta se ha seleccionado al ser más desfavorable y adecuada para terrenos cohesivos con porcentaje en finos superior al 35%. Esta se reduce a:

$$q_h = \frac{5,14C_u}{F_s} + q$$

C_u : 50 KN/m². Resistencia al corte sin drenaje del terreno

F_s : 3. Factor de seguridad frente a hundimiento

Q : 0 KN/m². Sobrecarga de tierras debido a la profundidad del apoyo

$$q_h: 85,66 \text{ KN/m}^2$$

Por tanto, teniendo en cuenta que la tensión recibida por el suelo tras la ejecución de las columnas de módulo controlado será de 35,05 KN/m², el suelo no tendrá problemas de hundimiento.