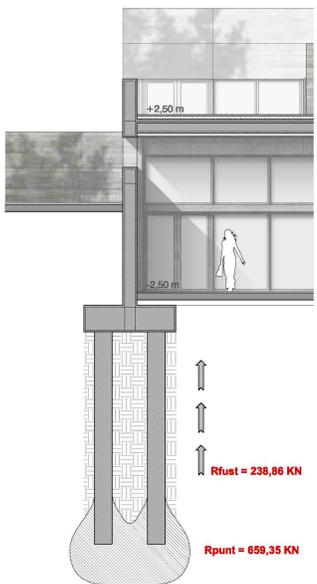
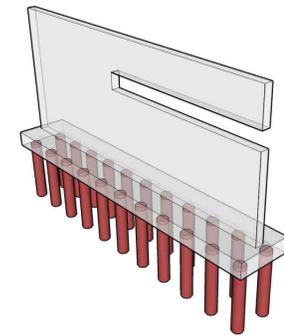
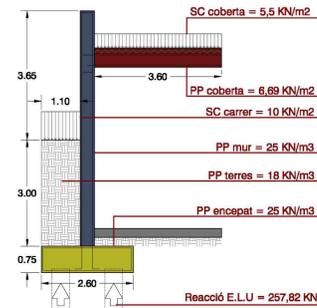
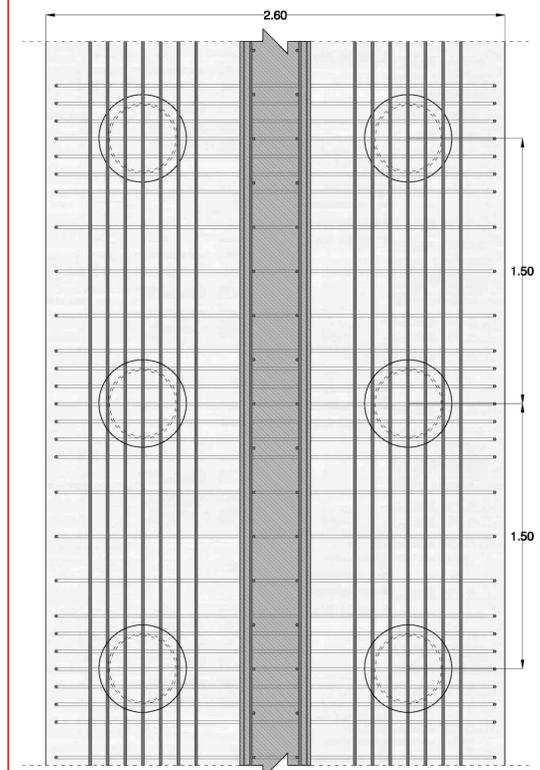
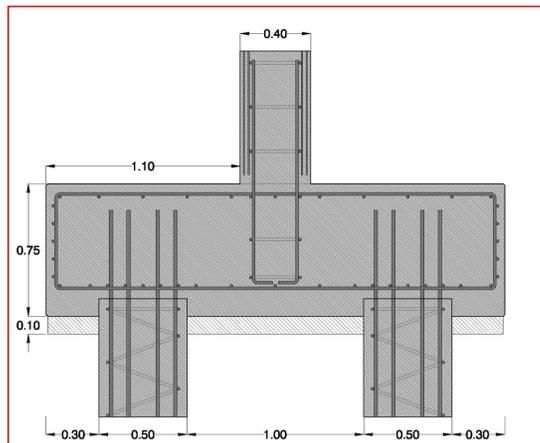


CÀLCUL DELS PILOTS



Estat de càrregues

Pes Propi/m		
Pes coberta - àrea tributària (6,69 KN/m ² · 3,6 KN)	24,084 KN/m	
Pes propi mur formigó armat (0,4m · 6,65m · 25 KN/m ³)	66,5 KN/m	
Pes propi encepant formigó armat (0,75m · 2,6m · 25 KN/m ³)	48,75 KN/m	
Pes propi terres (3m · 1,1m · 18KN/m ³)	59,4 KN/m	
TOTAL	199,63 KN/m	
Sobrecàrrega		
Sobrecàrrega d'us i neu coberta - àrea tributària (5,5 KN/m ² · 3,6 KN)	19,8 KN/m	
Sobrecàrrega carrer (10 KN/m ² · 1,1m)	11 KN/m	
TOTAL	30,8 KN/m	
Pes lineal total	229,174 KN/m	
Pes intereix pilons (1,5m)	343,761 KN	
Reacció cada piló	171,88 KN	
Reacció E.L.U. cada piló	257,82 KN	

Dades del piló

Formigó armat construït en obra (30 Kp/cm² = 3000 KN/m²)
 Diametre = 0,5 m
 Perímetre = 2 · π · r = 1,57 m
 Àrea piló = π · r² = 0,19 m²
 Longitud piló = 7 m

Tensió admissible de l'àrea

Avans de tot, comprovarem la capacitat portant del piló, per comprovar que l'element no s'ens trenca pel pes que ha de suportar. Així doncs:

$$\sigma_{piló} \cdot \text{àrea} = 3000 \text{ KN/m}^2 \cdot 0,19 \text{ m}^2 = 570 \text{ KN} > 257,82 \text{ KN (Reacció/piló) per tant, aguanta.}$$

Dimensionat dels pilons per càrrega d'enfonsament

Haurem de comprovar que la reacció majorada del piló (Rd) és major que la càrrega d'enfonsament del piló entre un coeficient de seguretat γR (3).

$$R_d = \frac{R_{ck}}{\gamma_R}, R_{ck} = R_{pk} + R_{fk}$$

R_{fk} = Resistència del piló per fust

R_{pk} = Resistència del piló per punta

Resistència del piló per punta

Primer, calcularem la resistència del piló per punta, es a dir, el que aguanta el piló sense considerar el fregament de tot el fust. Primer buscarem la resistència unitària per punta amb la fórmula del CTE

$$q_p = f_p \cdot \sigma_v \cdot N_q$$

- f_p = Valor segons el tipus de pilar, 3 per pilons prefabricats i 2,5 per pilons in-situ (el nostre cas)

- σ_v = Pressió vertical a la punta (densitat · longitud piló = 126 KN/m²)

- N_q = Factor de capacitat de càrrega, determinat per l'expressió $\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot e^{-\pi \cdot \tan \phi} = 10,66$

Un cop tinguem el valor de resistència unitària, la multiplicarem per l'àrea de la punta del pilar per tal d'obtenir la resistència per punta del pilar. Així doncs:

$$R_{pk} = q_p \cdot A_p$$

Aplicant els valors del nostre cas:

$$R_{pk} = 2,5 \cdot 126 \text{ KN/m}^2 \cdot 10,66 \cdot 0,19 \text{ m}^2 = 659,35 \text{ KN}$$

Resistència del piló per fust

Ara, trobarem el valor de la resistència del piló per fust. Primer, mirarem l'expressió de la resistència unitària per fust.

$$T_f = \sigma_v \cdot K_f \cdot F \cdot \tan \phi$$

- σ_v = Pressió vertical, 18x, on x = profunditat

- K_f = Coeficient d'empenta horitzontal, K_f=1 per pilons prefabricats i K_f=0,75 per pilons in-situ

- F = Factor de reducció del fregament segons material; F=1 per formigó in-situ, F=0,9 prefabricats.

- tan φ = Tangent de l'angle de fregament (0,46)

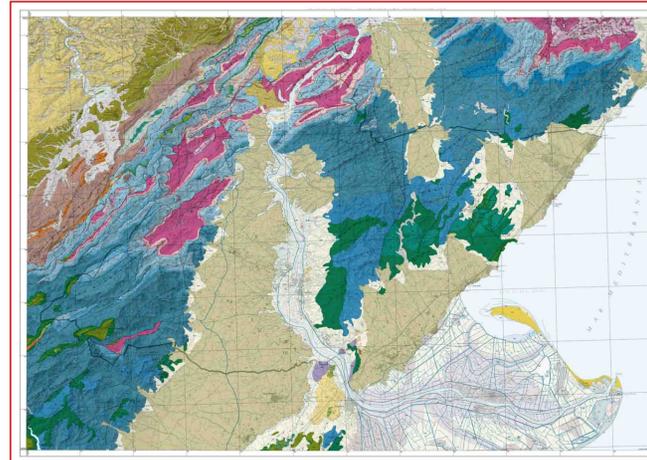
Per trobar la resistència del fust haurem de integrar el producte de la resistència unitària pel perímetre del piló fins el fons

$$R_{fk} = \int T_f \cdot p_f \cdot dx \rightarrow \text{amb els nostres valors; } R_{fk} = 4,87485x^2 = 238,86 \text{ KN}$$

Comprovació a enfonsament

Finalment tal com hem dit anteriorment, sumarem els dos valors anteriors i ho dividirem per tres per veure si és superior a la reacció majorada

$$\frac{238,86 \text{ KN} + 659,35 \text{ KN}}{3} = 299,40 > R_d (257,82 \text{ KN})$$



CARACTERÍSTIQUES DEL SÒL

E Qt1, graves i sorres amb una capa superior de llims

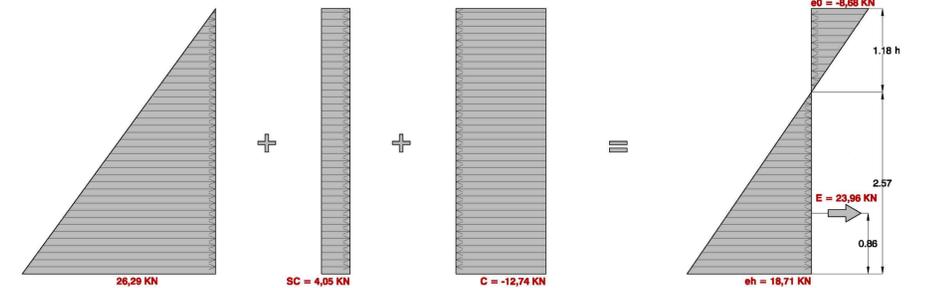
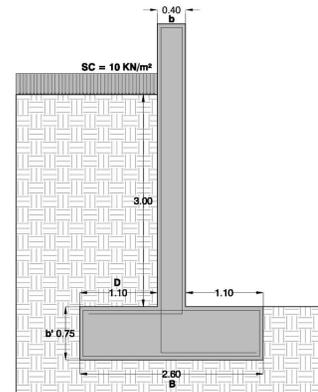
Segons el mapa geotèctic de Catalunya, ens trobem en una zona on el terreny predominant és de **graves i sorres amb una capa superior de llims**. Aquest és un terreny amb molt poca capacitat portant, i en conseqüència, haurem de recórrer a una fonamentació profunda.

Els valors següents, s'han agafat sense ajuda de cap estudi geotèctic, així que s'han pres valors genèrics per cadascun d'ells, intentant agafar sempre el cas més desfavorable. Així doncs, l'angle de fregament correspon als llims, en canvi, la tensió admissible correspon a sorres i graves:

- γ (densitat) = 18 KN/m³
- φ (angle de fregament) = 25°
- c (cohesió) = 10 KN/m²
- σ_a (tensió admissible) = 40KN/m²
- SC (sobrecàrrega) = 10KN/m²
- K_a (coeficient d'empenta activa) = tg²($\frac{45-\phi}{2}$) = 0,41

Així doncs, tal com hem vist, veient els valors de tensió superficial, haurem de recórrer a una fonamentació amb pilotes, que permeti que el fregament amb el terreny doni la capacitat portant suficient. A continuació, els càlculs del cas genèric més important, l'encepat corregut que suporta el mur de contençió, i del mur de contençió de l'entrada del centre d'interpretació

CÀLCUL DEL MUR DE CONTENÇIÓ



Càlcul de l'empenta

$$e_a = \gamma \cdot z \cdot k_a + s \cdot k_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a}$$

$$\text{Per } h = 0; e_a = 18 \cdot 0 \cdot 0,41 + 10 \cdot 0,41 - 2 \cdot 10 \cdot 0,41 = -8,68 \text{ KN}$$

$$\text{Per } h = 3,75 \text{ m}; e_a = 18 \cdot 3,75 \cdot 0,41 + 10 \cdot 0,41 - 2 \cdot 10 \cdot 0,41 = 18,71 \text{ KN}$$

$$\text{Alçada } h_0, \text{ on la cohesió és superior a la força d'empenta; } h_0 = \frac{2 \cdot c \cdot \sqrt{s}}{\gamma \cdot k_a} = \frac{2 \cdot 10 \cdot \sqrt{10}}{18 \cdot \sqrt{0,41}} = 1,18 \text{ m}$$

$$\text{Empenta que actua sobre el mur: } E = \frac{h_{act} \cdot e_h}{2} = \frac{2,56 \cdot 18,71}{2} = 23,95 \text{ KN}$$

$$\text{Posició de l'empenta } x = \frac{2,56 \cdot 3}{3} = 0,85 \text{ m}$$

Comprovació de l'estabilitat a la bolcada

Per fer la comprovació a la bolcada, el moment estabilitzador haurà de ser 1,8 vegades superior al moment de la bolcada

Moment de bolcada:

$$M_B = E \cdot x = 23,95 \text{ KN} \cdot 0,85 \text{ m} = 20,46 \text{ KN-m}$$

Moment estabilitzador

$$M = 3 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot \left(\frac{0,4}{2} + 1,1\right) = 39 \text{ KN-m}$$

$$M = 2,6 \cdot 0,75 \cdot 25 \cdot \left(\frac{2,6}{2}\right) = 63,37 \text{ KN-m}$$

$$M = 3 \cdot 1,1 \cdot 18 \cdot \left(\frac{1,1}{2} + 1,5\right) = 121,77 \text{ KN-m}$$

Moment total = 224,14 KN-m

$$\text{Seguretat de la bolcada} = \frac{M_e}{M_b} = \frac{224,14}{20,46} = 10,95 > 1,8 \text{ per tant, aguanta}$$

Comprovació del lliscament

Per fer la comprovació al lliscament, haurem de comprovar que la fricció serà superior a 1,5 vegades l'empenta de les terres. Per això, abans de tot haurem de calcular els pesos de les diferents parts dels murs.

Pes del mur

$$0,4 \cdot 3 \cdot 25 = 30 \text{ KN}$$

$$2,6 \cdot 0,75 \cdot 25 = 48,75 \text{ KN}$$

$$1,1 \cdot 3 \cdot 18 = 59,4 \text{ KN}$$

Pes total = 138,15 KN

$$\text{Fricció disponible} = \text{Pes total} \cdot \tan \phi = 138,15 \text{ KN} \cdot \tan (25) = 64,42 \text{ KN}$$

$$\text{Seguretat al lliscament} = \frac{\text{Fricció}}{E} = \frac{64,42}{23,96} = 2,68 > 1,5, \text{ per tant aguanta}$$

Tot i que de moment aguanta amb la simple forma de l'encepat, continuarem amb les comprovacions

Excentricitat respecte el punt de gir O

Finalment, calcularem que el pes que transmet la sabata o encepant al terreny sigui menor que la tensió admissible del sòl, es a dir, 40 KN/m². Avans de tot calcularem l'excentricitat.

$$e_0 = \frac{M_e - M_b}{N} = \frac{224,14 - 20,46}{138,15} = 1,47 \text{ m}$$

$$\text{Com que } e_0 > \frac{B}{2}, B_e = 2(B - e_0) = 2(2,6 - 1,47) = 2,25 \text{ m}$$

$$\text{Comprovació a la pressió de contacte} = \frac{138,15}{2,25} = 61,36 \text{ KN/m}^2 > 40 \text{ KN/m}^2$$

El terreny no aguanta, per tant, en aquesta zona també haurem de tindre pilons