Resumen

En el presente anejo se adjuntan los cálculo analíticos y comprobaciones que ha realizado la autora del presente proyecto de final de carrera en el proyecto original.

Sumario

RESUMEN 1

SUMARIO 3

C.1.EDIFICIO C 5

C.1.1.Apeo de la estructura de la fachada. 5

C.1.1.1.Cálculo de la sección de la biga 5

C.1.1.2.Cálculo de la unión biga-pilar de hormigón 12

C.1.1.3.Cálculo de la unión biga-pilar metálico 17

C.1.2.Cortina de micropilotes 21

C.1.2.1.Verificación de los micropilotes a cortante 21

C.1.2.2. Verificación de los micropilotes a flexo-compresión 23

C.1.2.3. Verificación de los micropilotes a pandeo 25

C.1.3.Refuerzo de los pilares a apear mediante perfiles angulares 30

C.1.4.Cálculo de los encepados de la nave C 37

C.1.4.1 Tipologia 1 38

C.1.4.2 Tipologia 2 47

C.1.4.3 Tipologia 3 53

C.1.4.4.Tipología 4 58

C.1.4.5.Tipologia 5 66

C.1.5.Cálculo de la escalera exterior 72

C.1.5.1. Dimensionamiento a Estado Límite Último 73

C.2.1.2. Verificación a Estado Límite Último 75

C.2.2.Cálculo de la escalera interior 80

C.2.2.1. Dimensionamiento a Estado Límite Último 81

C.2.2.2. Verificación a Estado Límite de Sevicio 83

C.2.EDIFICIO B 89

C.2.1.Apeo de la estructura de la fachada. 89

C.2.1.1. Cálculo de la sección de la biga 89

C.2.2.Cortina de micropilotes 101

C.2.3.Cálculo de la viga de coronación 101

C.2.4.Cálculo de los micropilotes superiores 104

C.2.5.Cálculo de los encepados nuevos. 115

C.2.5.Cálculo de los encepados nuevos de la fachada de delante 121

BILBLIOGRAFIA 129

Referencias bibliográficas 129

Bibliografía complementaria 130

C.1.Edificio C

C.1.1.Apeo de la estructura de la fachada.

C.1.1.1.Cálculo de la sección de la biga

Para el apeo de la fachada se calcula una viga que ha de soportar el peso de la fachada y el de los pilares metálicos que forman la estructura de la fachada. Se considera el caso más desfavorable, que se trata de un tramo en el que se han de apear tres pilares metálicos. El modelo de cálculo considerado es el de una biga biapoyada con dos cargas puntuales (el peso de la fachada se ha considerado también como dos cargas puntuales para estar al lado de la seguridad).Así, para simplificar el modelo de cálculo en vez de tres cargas puntuales se han considerado dos del doble del doble de carga.

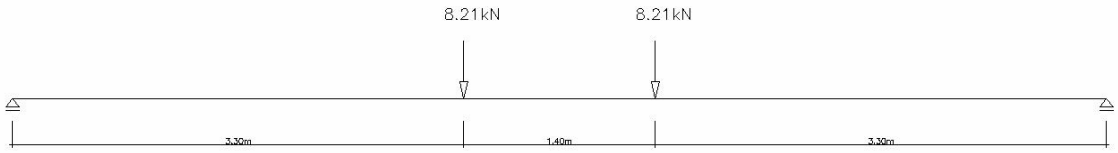

Fig. C.1. Modelo de cálculo de la viga

Cargas consideradas: las cargas que se han considerado son las del peso de los pilares metálicos que se van a apear y el peso de la fachada (que se trata de un panel sándwich).

Peso del perfil cuadrado de lado 100mm y 4 mm de espesor (100.4)→M=11.7kg/.

Peso del perfil cuadrado de lado 80mm y 4 mm de espesor (80.4)→M=9.22 kg/m

Peso del panel sandwich→30Kg/m^2

Peso de los pilares a apear (cada uno)

11.7·4.5+9.22·7·2/3=95.7Kg

Peso de la fachada

4.5·7·30/3=315 kg (repartida entre las tres cargas puntuales)

Así si se tratara de un modelo de cálculo con tres cargas , cada carga sería de 4.11kN, pero como ya se ha comentado se consideran dos cargas de 8.21kN

Se va a dimensionar el perfil a ELS:

Se adopta un criterio muy conservador en el que se ha de verificar que la flecha vertical máxima sea inferior a 10 mm:

$$\delta \leq \frac{p \cdot a}{21 \cdot E \cdot I} \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2) \qquad \text{(Ec. C.1)}$$

siendo δ la flecha vertical máxima de la viga, p la carga puntual a la que está sometida la viga, l la longitud total de la viga y a la longitud entre el extremo y la carga puntual.

Substituyendo los valores en la ecuación C.1 se obtiene:

$$0.01 \leq \frac{8.21 \cdot 3.3}{21 \cdot 210000000 \cdot I} \cdot (3 \cdot 8^2 - 4 \cdot 3.3^2) \rightarrow I \geq 5.87 \cdot 10^{-5} \rightarrow 5140 \cdot 10^4 \, mm^4 \Rightarrow HEB220$$

Comprobación ordinaria ELU: se limita la resistencia de la sección transversal del perfil HEB sometido a flexión

Se obtiene que el momento máximo en la viga mayorado es:

M_{max}=36.6·1.5=54.9

$$\frac{M_{sd}}{W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{MO}} \leq 1 \qquad \text{(Ec. C.2)}$$

siendo M_{sd} el momento de cálculo de la viga, W_{pl} el módulo resistente plástico de la sección y f_y / γ_{MO} la resistencia del acero minorada

Substituyendo los valores se obtiene la ecuación C.2 se obtiene que el perfil cumple a resistencia.

$$\frac{54.9 \cdot 10^6}{305.8 \cdot 10^3 \cdot 275/1.05} \leq 1 \rightarrow 0.68547 \leq 1$$

Comprobación a torsión del HEB 220:

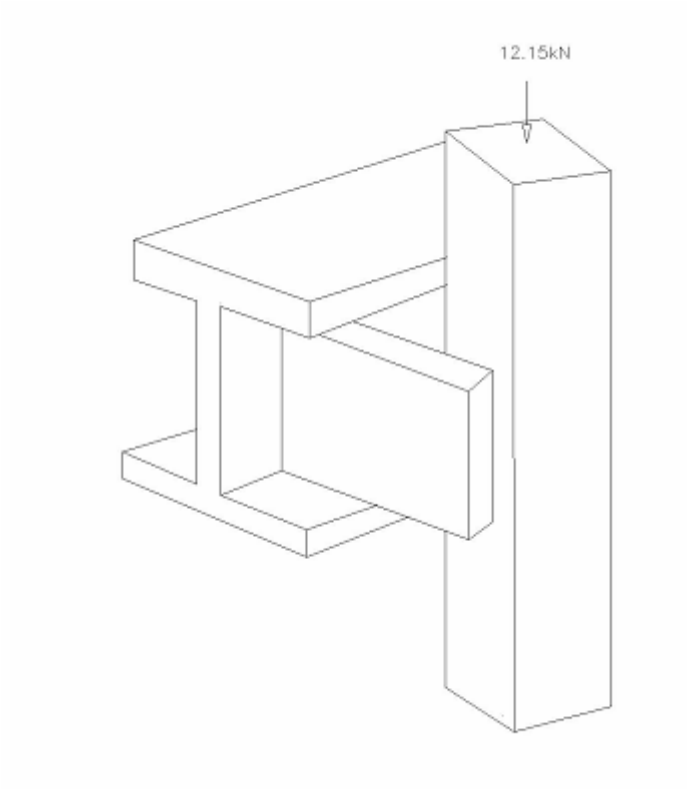

Fig. C.2. Representación del pilar a apear y la viga

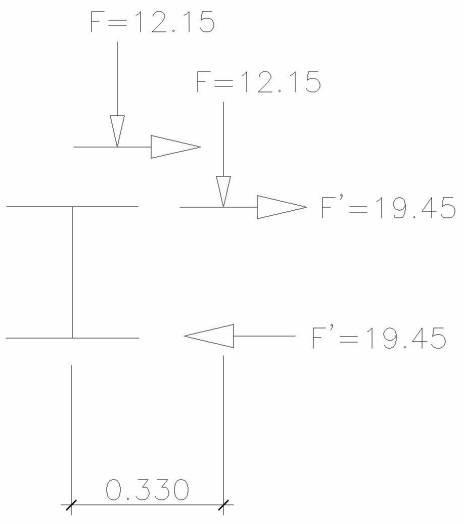

Fig. C.3. Sección de la viga sometida a torsión.

F=8.21·1.5=12.15 kN

M= M_t =12.15·0.330=4.01 kN·m

V_f=F'=4.01/0.22=18.2

Se aplica la fórmula de Collignon

$$\tau_{w\max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_f}{A_f} \qquad \text{(Ec. C.3)}$$

Siendo V_f la F' representada en el dibujo y A_f el área a cortante del ala.

Substituyendo los valores en la ecuación C.3 se obtiene:

$$\tau_{w\max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_f}{A_f} = \frac{3}{2} \cdot \frac{18.23 \cdot 10^3}{220 \cdot 16} = 7.77 N/mm^2$$

$$M_f = \frac{M_t}{\alpha \cdot h} \qquad \text{(Ec. C.4)}$$

Siendo, Mt el momento torsor calculado anteriormente, h la distancia entre los dos ejes de las alas y α :

$$\alpha = \sqrt{\frac{G \cdot I_t}{E \cdot I_w}} \qquad \text{(Ec. C.5)}$$

Substituyendo los valores de la ecuación C.5 se obtiene:

$$\alpha = 8.1 \cdot 10^{-4} \; {}^{1}\!/_{mm}$$

Substituyendo los valores de la ecuación C.4 se obtiene

$$M_f = \frac{4.01 \cdot 10^6}{8.1 \cdot 10^{-4} \cdot 204} = 2.27 KN \cdot m \,,$$

La tensión normal en la sección rectangular del ala por aplicación de Navier

$$\sigma_w = \frac{M_f \cdot b/2}{I_f} \qquad \text{(Ec.C.6)}$$

Siendo If la inercia del ala de la sección y b la longitud del ala

Substituyendo los valores de la ecuación C.6 se obtiene:

$$\sigma_w = \frac{24.27 \cdot 10^6 \cdot 220/2}{\frac{1}{12} \cdot 15. \cdot (220)^3} = 188.04 N/mm^2$$

Se ha de sumar τ_w debido a F

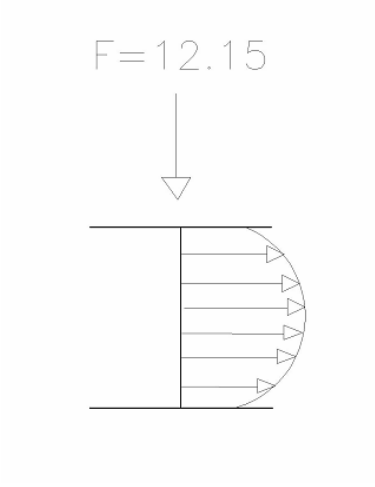

Fig. C.5.Distribución de tensiones debidas a F

$$\tau = \frac{V_{sd} \cdot S_y}{I \cdot t_w} \qquad \text{(Ec. C.7)}$$

Sabiendo que Sy:

$$S_y(z = 92.5) = 92.5 \cdot 9.5 \cdot 170 = 182172 mm^3$$

Y substituyendo los demás valores a la ecuación C.7:

$$\tau = \frac{V_{sd} \cdot S_y}{I \cdot t_w} = \frac{18.23 \cdot 10^3 \cdot 182172}{8091 \cdot 10^4 \cdot 9.5} = 4.32 N$$

Aplicación del criterio de Von Misses

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_w{}^2 + 3 \cdot \tau_w{}^2} \qquad \text{(Ec. C.8)}$$

Substituyendo los valores en la ecuación C.8 se obtiene:

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_w{}^2 + 3 \cdot \tau_w{}^2} = \sqrt{188.04^2 + 3 \cdot 12.1^2} = 189.2 N$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} + \sigma_w \leq \frac{f_y}{1.05} \qquad \text{(Ec. C.9)}$$

Substituyendo los valores de la ecuación C.9 se obtiene:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} + \sigma_w = \frac{54.9 \cdot 10^6}{827 \cdot 10^3} + \frac{9.6 \cdot 10^6}{393.9 \cdot 10^3} + 189.2 \leq \frac{275}{1.05} \Rightarrow 272.2 \geq 261.91$$

Teniendo en cuenta que la sección está sometida a torsión y a momento flector z causado por el viento se puede ver que el perfil HEB220 no cumple a resistencia.

Comprobación HEB240: se sigue el mismo procedimiento que para el caso anterior

F=8.21·1.5=12.15

M=12.15·0.340=4.13 kN·m

V_f=F'=4.13/0.24=17.21 kN

Substituyendo en la ecuación C.3:

$$\tau_{w\max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_f}{A_f} = \frac{3}{2} \cdot \frac{17.21 \cdot 10^3}{240 \cdot 17} = 6.32N$$

Substituyendo en la ecuación C.4 y el α en la ecuación C.5 se obtiene :

$$M_f = \frac{M_t}{\alpha \cdot h} = \frac{4.13 \cdot 10^6}{8.1 \cdot 10^{-4} \cdot 223} = 22.86KN \cdot m$$

Substituyendo en la ecuación C.6:

$$\sigma_w = \frac{M_f \cdot b/2}{I_f} = \frac{22.86 \cdot 10^6 \cdot 240/2}{\frac{1}{12} \cdot 16. \cdot (240)^3} = 148.82 N/mm^2$$

Substituyendo en la ecuación C.7:

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_w{}^2 + 3 \cdot \tau_w{}^2} = \sqrt{148.82^2 + 3 \cdot 11.46^2} = 150.14 N$$

Se ha de sumar τ_w debido a F que se obtiene de la ecuación C.8

$$\tau = \frac{V_{sd} \cdot S_y}{I \cdot t_w} = \frac{17.21 \cdot 10^3 \cdot 229690}{8091 \cdot 10^4 \cdot 9.5} = 5.14 N$$

$$S_y(z = 111.5) = 111.5 \cdot 10 \cdot 206 = 229690 mm^3$$

Se substituyen los valores en la ecuación C.9 y se procede a la verificación:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} + \sigma_{eq} = \frac{54.9 \cdot 10^6}{1053 \cdot 10^3} + \frac{9.6 \cdot 10^6}{498.4 \cdot 10^3} + 150.14 \leq \frac{275}{1.05} \Rightarrow 221.54 \leq 261.91 \rightarrow ok$$

Teniendo en cuenta que la sección está sometida a torsión y a momento flector z causado por el viento se puede ver que el perfil HEB240 cumple a resistencia.

C.1.1.2.Cálculo de la unión biga-pilar de hormigón

El objetivo de esta unión es que sea una articulación, por tanto, se han de colocar los tornillos superiores lo más alejado posible para que la Δ_{max} esté situado en el ala superior de la biga.

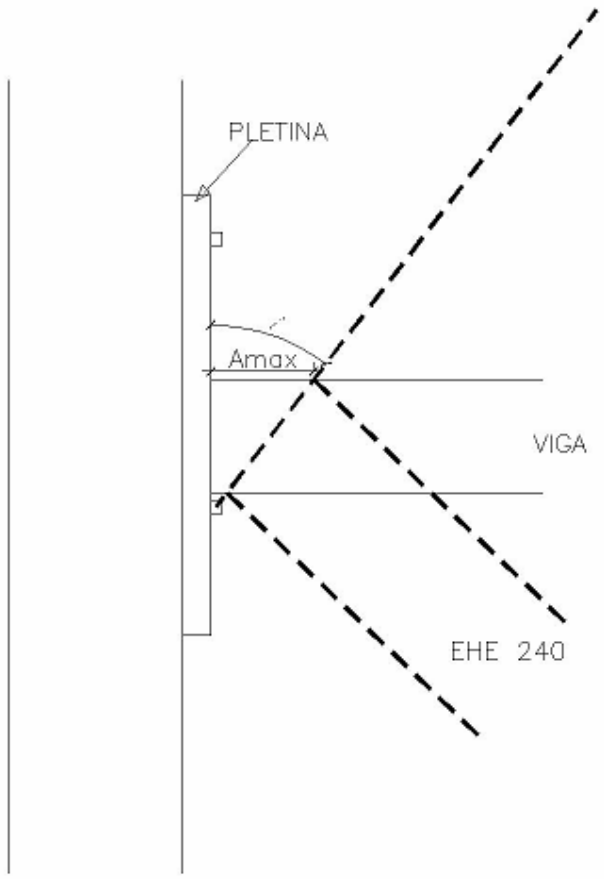

Fig. C.6. Representación de la unión biga-pilar

Se calcula σ_A, que representa el ángulo girado por la viga (utilizando el modelo de cálculo de la viga biapoyada ya explicada anteriormente)

$$\sigma_A = \frac{P \cdot a \cdot (l - a)}{2 \cdot E \cdot I} \qquad \text{(Ec. C.10)}$$

Substituyendo en la ecuación,C.10 se obtiene:

$$\sigma_A = \frac{P \cdot a \cdot (l - a)}{2 \cdot E \cdot I} = \frac{12.32 \cdot 10^3 \cdot 2650 \cdot (7000 - 2650)}{2 \cdot 210000 \cdot 11260 \cdot 10^4} = 3 \cdot 10^{-3}\, rad \rightarrow 0.172^{\circ}$$

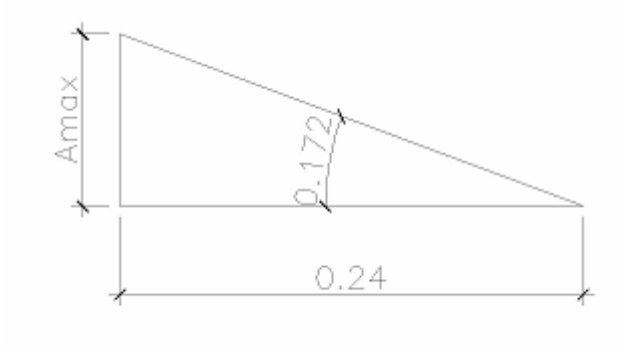

Fig. C.7.Detalle del ángulo girado

Por trigonometría el desplazamiento máximo es:

Δ_{max}=0.24·tg0.172=0.00072m=0.72mm

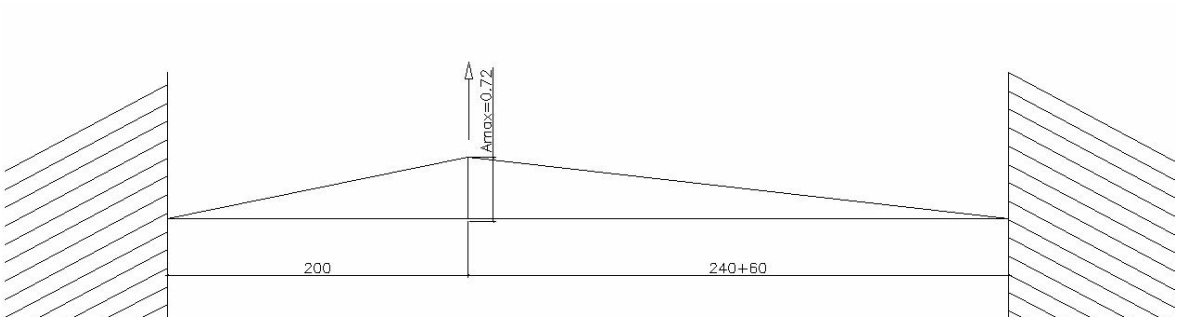

Fig. C.8. Representación del tramo entre los tornillos de la pletina

Una vez obtenido el desplazamiento se obtiene el esfuerzo de tracción al que está sometido la pletina.

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \qquad \text{(Ec. C.11)}$$

Substituyendo en la ecuación,C.11 se obtiene:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{280 \cdot 6^3}{12} = 5040 mm^4$$

$$\Delta = \frac{P \cdot a^3 \cdot b^3}{3 \cdot E \cdot I \cdot l^3} \qquad \text{(Ec. C.12)}$$

$$\Delta = \frac{P \cdot a^3 \cdot b^3}{3 \cdot E \cdot I \cdot l^3} \rightarrow 0.72 = \frac{N_{ed} \cdot 200^3 \cdot 300^3}{3 \cdot 210000 \cdot 5040 \cdot 500^3} \rightarrow N_{ed} = 1.323 kN$$

Los tornillos se dimensionan para que trabajen a tracción y a cortante ($V_{ed} = 12.32 kN$)

Además se ha de tener en cuenta el brazo de palanca

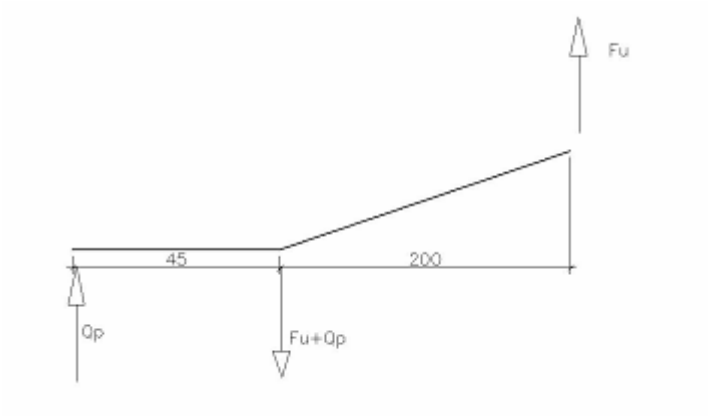

Fig. C.9. Representación de media pletina

$$\sum M_0 = 0$$

$(F_u+Q_P)\cdot 45= F_u\cdot 245$

$(1.32+ Q_P)\cdot 0.045=1.32\cdot 0.245 \rightarrow Q_P=5.88$ kN

Así los tornillos tienen que aguantar una $N_{ed} = 5.88 + 1.323$ kN=7.2kN

Para estar al lado de la seguridad se va a considerar que todo el esfuerzo de tracción es soportado por los dos tornillos superiores. La solución adoptada es:

Tornillos:HIT-RE500 resina de inyección con varilla HAS-R, calidad 6.8 y M.20.

-Comprobación de la pletina:

La pletina propuesta tiene un espesor de 6mm, ya que ésta ha de tener poco espesor para poder permitir la deformación de ésta y que la unión sea flexible.

Modelos de cálculo: los tornillos se modelizan como empotramientos.

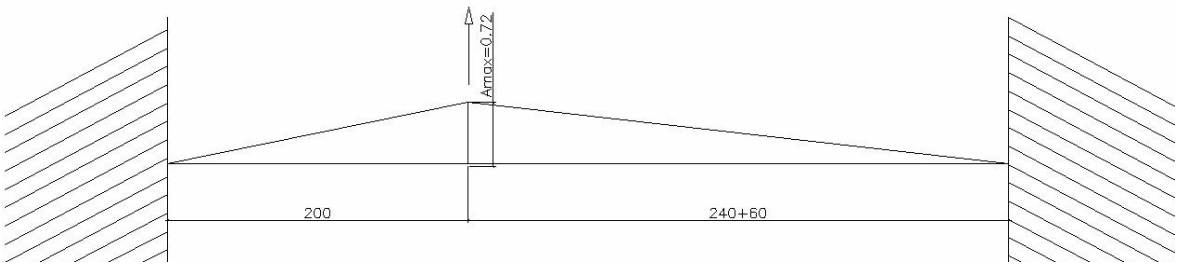

Fig. C.10. Representación del tramo entre tornillos de la pletina

Siendo P=N_{ed} =1.23

$$M = \frac{2 \cdot P \cdot a^2 \cdot b^2}{l^3} \qquad \text{(Ec. C.13)}$$

Siendo *a* la longitud entre el extremo izquierdo y la carga, *b* la longitud entre el extremo derecho y la carga y *l* la longitud total.

$$M = \frac{2 \cdot P \cdot a^2 \cdot b^2}{l^3} = \frac{2 \cdot 1.323 \cdot 0.2^2 \cdot 0.3^2}{0.5^3} = 0.07620 kN \cdot m$$

Comprobación de resistencia de la pletina sometida a momento flector .

$$\frac{M_{sd}}{W \cdot f_y / \gamma_{MO}} \leq 1$$

se substituyen los valores en la ecuación C.2

$$\frac{0.0762 \cdot 10^6}{\frac{300 \cdot 6^2}{6}} \leq \frac{275}{1.05} \rightarrow 42.336 \leq 261.9$$

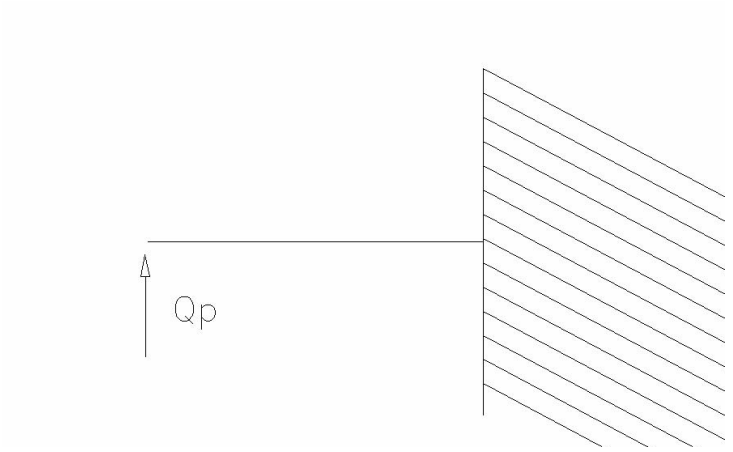

Fig. C.11. Representación del tramo de la pletina entre el borde y tornillo

M=5.88·0.045=0.2646 kN·m

Substituyendo en la equación C.2

$$\frac{0.2646 \cdot 10^6}{\frac{300 \cdot 6^2}{6}} \leq \frac{275}{1.05} \rightarrow 147 \leq 262$$

C.1.1.3.Cálculo de la unión biga-pilar metálico

Datos del perfil HEB240

H_i=206mm

D=164mm

Predimensionamiento, t (espesor de la placa)=10mm.

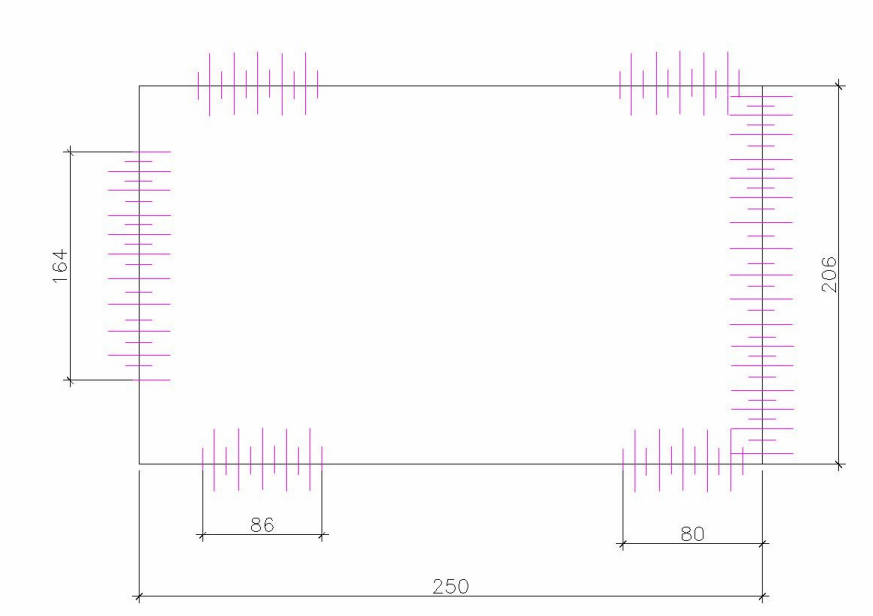

Fig. C.12. Representación de las soldaduras de la pletina

Comprobación del espesor t de la placa: se va a comprobar la sección teniendo en cuenta que se trata de una sección sometida a cortante y a flexión. Según el SE-A, la sección se ha de comprobar a cortante, adicionalmente si el cortante de cálculo es mayor que la mitad de la resistencia de la sección a cortante se comprobará el momento de cálculo frente al resistente.

El esfuerzo cortante de cálculo ha de ser menor que la resistencia de la sección a cortante que en ausencia de torsión es igual a la resistencia plástica

$$V_{pl,Rd} > V \qquad \text{(Ec. C.14)}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \qquad \text{(Ec. C.15)}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 206 \cdot 10 \cdot \frac{275 \cdot / 1.05}{\sqrt{3}} = 311.494 kN$$

Substituyendo los valores en la ecuación C.15 se obtiene: 311.494>12.32

Adicionalmente se va a comprobar la sección a flexión:

$$M_{v,Rd} > M \rightarrow 2.81 > 0.677 \qquad \text{(Ec. C.16)}$$

M=1.32·55/1000

El momento de cálculo resistente se obtiene de la siguiente ecuación:

$$M_{v,Rd} = W_{pl}(1-\rho) f_{yd} \qquad \text{(Ec. C.17)}$$

Siendo ρ:

$$\rho = (2 \cdot \frac{V_{ed}}{V_{pl,Rd}} - 1)^2 \qquad \text{(Ec. C.18)}$$

Siendo V_{ed} el cortante de cálculo y $V_{pl,Rd}$ la resistencia de la sección a cortante.

Substituyendo en la ecuación C.18 se obtiene:

$$\rho = (2 \cdot \frac{V_{ed}}{V_{pl,Rd}} - 1)^2 = \left(2 \cdot \frac{12.32}{311.494} - 1\right)^2 = 0.84805$$

$$M_{v,Rd} = W_{pl}(1-\rho) f_{yd} = \frac{1}{6} \cdot 206^2 \cdot 10 \cdot (1-0.84805) \cdot \frac{275}{1.05} = 2814668.73 N \cdot mm$$

Se va a comprobar la soldadura a cortante:

Se busca la inercia de la sección de la soldadura

$$I = 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot a \cdot l^3\right) \qquad \text{(Ec.C.19)}$$

$$I = 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot a \cdot l^3\right) = 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3\right) = 2 \cdot \left(\frac{1}{12} 6 \cdot (164)^3\right) = 4410944$$

Considerando que

$$a_{\max} \leq 0.7 \cdot t, \qquad \text{(Ec.C.20)}$$

Siendo a la garganta de la soldadura i t el espesor de la chapa.

se toma a=6mm

$$W = \frac{I}{Z\max} = \frac{4410944}{82} = 53792$$

Aplicando la ley de Navier se puede comprobar que la solución propuesta es válida:

$$\sigma_{w,\max} = \frac{M}{W}$$

$$\sigma_{w,\max} = \frac{M}{W} = \frac{M}{2\cdot\frac{1}{6}\cdot a\cdot L^2} = \frac{0.677\cdot 10^6}{53792} = 12.85 N/mm^2$$

La tensión normal perpendicular al plano de la garganta

$$\sigma_{\perp} = \frac{\sigma_w}{\sqrt{2}} = \frac{12.85}{\sqrt{2}} = 9.09 N/mm^2 \qquad \text{(Ec.C.21)}$$

La tensión tangencial perpendicular al eje del cordón

$$\tau_{\perp} = \frac{\sigma_w}{\sqrt{2}} = \frac{24.9}{\sqrt{2}} = 9.09 N/mm^2 \qquad \text{(Ec.C.22)}$$

La tensión tangencial paralela al eje del cordón

$$\tau_{\text{II}} = \frac{19500}{2\cdot a\cdot L} = \frac{12320}{2\cdot 6\cdot 164} = 6.26 N/mm^2 \qquad \text{(Ec.C.23)}$$

La soldadura es suficiente si con las tensiones de cálculo se cumple:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}{}^2 + 3\cdot\left(\tau^2{}_{\perp} + \tau^2{}_{\text{II}}\right)} \leq \frac{f_u}{\beta_w\cdot\gamma_{M2}} \qquad \text{(Ec.C.24)}$$

siendo:

β_w el coeficiente de correlación que viene dado en función del tipo de acero.

f_u la tensión de rotura de la chapa de menor resistencia de la unión:

Tabla 8.1 Coeficiente de correlación β_w

Acero	f_u (N/mm^2)	β_w
S 235	360	0,80
S 275	430	0,85
S 355	510	0,90

Tabla C.1

De la tabla C.1 se toman los valores de:

β_w =0.85

f_u =430

Substituyendo en la ecuación C.24:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}{}^{2} + 3\cdot\left(\tau^{2}{}_{\perp} + \tau^{2}{}_{\mathrm{II}}\right)} = \sqrt{12.85^{2} + 3\cdot(9.09^{2} + 6.26^{2})} \leq \frac{430}{0.85\cdot 1.05} \rightarrow 23.03 \leq 481.8$$

Así la solución propuesta es válida

C.1.2.Cortina de micropilotes

Se hace una verificación de los resultados obtenidos con el programa informático CYPE, cuyos resultados y procedimientos se encuentran en el anejo D

C.1.2.1.Verificación de los micropilotes a cortante

De las gráficas obtenidas con el programa informático CYPE

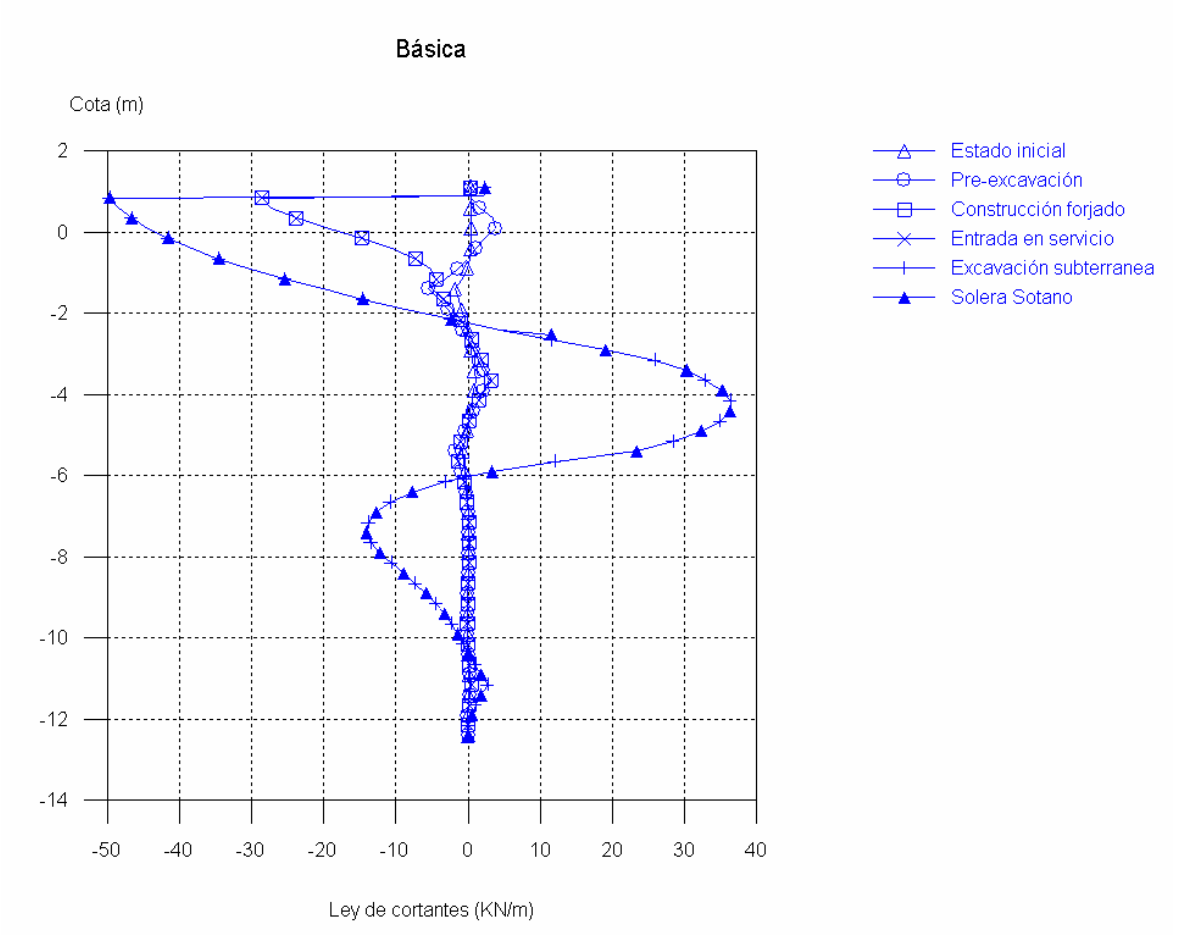

Fig. C.13.Representación del esfuerzo cortante en la cortina de micropilotes

$$V_{micro} = -50\frac{kN}{m}\cdot\frac{1m}{2.5micros} = 20kN$$

Los micropilotes están separados 40 cm de centro a centro, así en un metro lineal caben 2.5 micropilotes.

Se mayora el cortante del micropilote

V_{micro}=20·1.5=30 kN

Se ha de cumplir:

Se aplica la ecuación C.14

$$V_{micro} \leq V_{pl,Rd}$$

Y la C.15

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = \frac{2 \cdot A}{\pi} \cdot \frac{275}{\sqrt{3}} = \frac{2 \cdot 3010}{\pi} \cdot \frac{275}{\sqrt{3}} = 289753.9 = 289.7kN$$

Se comprueban los micropilotes a cortante substituyendo en la ecuación C.15

$$V_{micro} \leq V_{pl,Rd} \rightarrow 30 \leq 289.7$$

C.1.2.2. Verificación de los micropilotes a flexo-compresión

$$N_{micro} = 5 \frac{\cdot(7.5 \cdot 1.5 + 2.5 \cdot 1.5 + 5 \cdot 1.5)}{2.5} + 6 = 51kN$$

De las gráficas obtenidas con el programa informático CYPE:

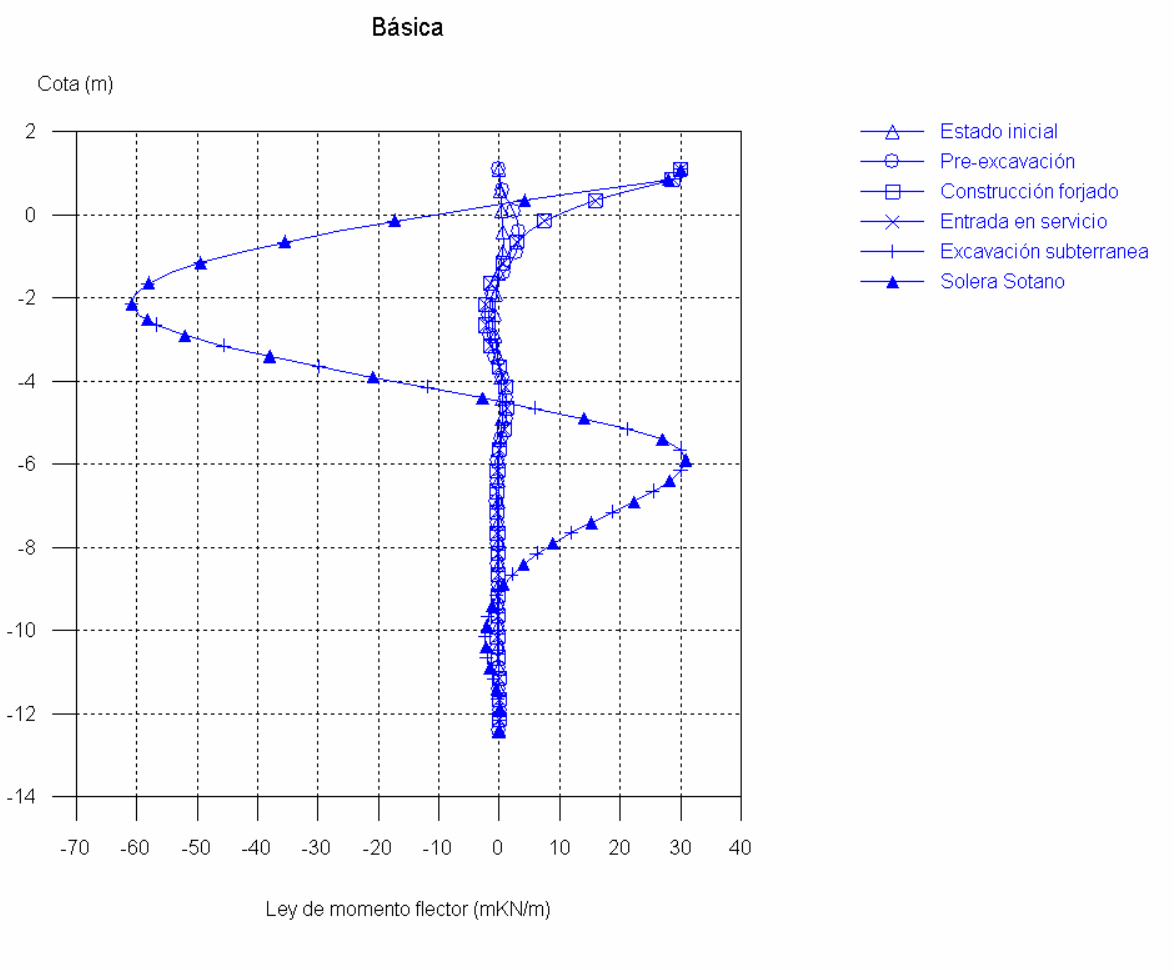

Fig. C.14.Representación del momento flector en la cortina de micropilotes

$$M_{micro} = -60\frac{kNm}{m}\cdot\frac{1m}{2.5micros} = 24kNm$$

Se mayora el momento flector:

M_{micro} =24·1.5=36 kNm

La resistencia del micropilote al axil, teniendo en cuenta el área del acero y el área de hormigón.

$$N_{plRd} = A_a * \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c * \frac{f_{ck}}{\gamma_{Mc}} = 4270 * \frac{275}{1.05} + 20561.2 * \frac{25}{1.5} = 1461020N \qquad \text{(Ec.C.25)}$$

Se trata de una sección sometida a flexión compuesta:

$$\frac{N_{micro}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M}{W \cdot f_{yd}} \leq 1 \qquad \text{(Ec.C.26)}$$

Se sustituyen los valores en al ecuación C.26

$$\frac{51000}{1461020} + \frac{36000000}{173000 \cdot \frac{275}{1.05}} \leq 1 \rightarrow 0.83 \leq 1$$

Para la resistencia al axil se considera el área del hormigón que se encuentra en el interior del tubo y la del acero, para la resistencia al momento flector sólo el área del acero, ya que hay una parte de la sección que está traccionada y a modo de simplificación se considera que el hormigón no trabaja.

C.1.2.3. Verificación de los micropilotes a pandeo

$$N_{micro} = 5\frac{\cdot(7.5 \cdot 1.5 + 2.5 \cdot 1.5 + 5 \cdot 1.5)}{2.5} + 6 = 51kN$$

$$M_{micro} = -60\frac{kNm}{m} \cdot \frac{1m}{2.5micros} = 24kNm$$

M_{micro} =24·1.5=36 kN·m

Primero se determina la rigidez efectiva de la sección mixta, hormigón+acero, de acuerdo con la siguiente formulación:

$$(EI)_e = E_a * I_a + 0.8 * E_{cd} * I_c \qquad \text{(Ec.C.27)}$$

Conociendo las características geométricas de este tipo de micropilotes con un diámetro de perforación de 225mm:

$$E_a = 210000 MPa$$

$$E_c = 8500 * \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 8500 * \sqrt[3]{25 + 8} = 27264 MPa$$

La inercia de la sección de acero:

$$I_a = 15414373.87 mm^4$$

La inercia de la sección de hormigón::

$$I_c = 33642167.42 mm^4$$

Se substituyen todos estos valores en la ecuación C.27 y se obtiene la rigidez efectiva:

$$(EI)_e = 210000 * 15414373.87 + 0.8 * 27264 * 33642167.42 = 3.97 * 10^{12} Nmm^2$$

Se calcula esfuerzo de compresión crítico del micropilote considerando una longitud de 3900 mm y un coeficiente de pandeo de β=1 (empotrado-empotrado):

$$N_{cri} = \frac{\pi^2 * (EI)_e}{(\beta * L)^2} = \frac{\pi^2 * 3.97 * 10^{12}}{(3900)^2} = 2576090.04 N$$

La resistencia de la sección mixta, plástica:

$$N_{plRd} = A_a * \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c * \frac{f_{ck}}{\gamma_{Mc}} \qquad \text{(Ec.C.28)}$$

$$A_a = 4270 mm^2$$

$$A_c = 20561.2 mm^2$$

$$N_{plRd} = A_a * \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c * \frac{f_{ck}}{\gamma_{Mc}} = 4270 * \frac{275}{1.05} + 20561.2 * \frac{25}{1.5} = 1461020 N$$

Con la carga de Euler y con la resistencia plástica de la sección mixta se calcula la esbeltez normalizada:

$$N_{plR} = A_a * f_y + A_c * f_{ck} = 4270 * 275 + 20561.2 * 25 = 1688280N$$

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{plR}}{N_{cri}}} = \sqrt{\frac{1688280}{2576090.04}} = 0.80954 \qquad \text{(Ec.C.29)}$$

Se considera la curva de pandeo c, el factor de reducción del axil:

$$\alpha = 0.49$$

$$\phi = 0.5 * \left(1 + \alpha * \left(\overline{\lambda} - 0.2\right) + \overline{\lambda}^2\right) \qquad \text{(Ec.C.30)}$$

$$\phi = 0.5 * \left(1 + \alpha * \left(\overline{\lambda} - 0.2\right) + \overline{\lambda}^2\right) = 0.5 * \left(1 + 0.49 * \left(0.80954 - 0.2\right) + 0.80954^2\right) = 0.977$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \overline{\lambda}^2}} \qquad \text{(Ec.C.31)}$$

Substituyendo los valores en la ecuación C.31 se obtiene:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \overline{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.977 + \sqrt{0.977^2 - 0.80954^2}} = 0.65618$$

De acuerdo con el diagrama de interacción de esfuerzo axil y compresión se tienen los siguientes pares de valores:

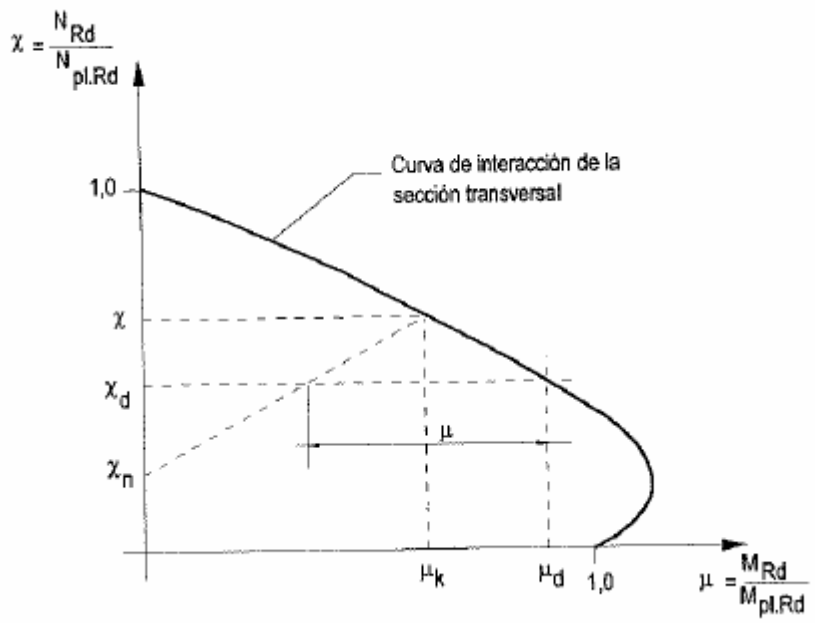

Fig. C.15 Diagrama de esfuerzo axil y compresión

$$\chi = 0.65618 \Rightarrow \mu_k = 0.6274$$

$$\chi_n = 0 \Rightarrow \mu_n = 1$$

$$\chi_d = \frac{N_{Sd}}{N_{plRd}} = \frac{51*10^3}{1461020} = 0.0349 \Rightarrow \mu_d = 1.01 \qquad \text{(Ec.C.32)}$$

Así ya se obtiene μ

$$\mu = \mu_d - \mu_k * \left(\frac{\chi_d - \chi_n}{\chi - \chi_n} \right) \qquad \text{(Ec.C.33)}$$

Substituyendo los valores en la ecuación C.33

$$\mu = \mu_d - \mu_k * \left(\frac{\chi_d - \chi_n}{\chi - \chi_n} \right) = 1.01 - 0.6274 * \left(\frac{0.0349 - 0}{0.65618 - 0} \right) = 0.977$$

Se considera que solo el tubo de acero resiste a flexión y este tubo tiene un modulo de flexión plástico:

$$\omega = 173000 mm^3$$

Su momento plástico resistente de cálculo será:

$$M_{plRd} = \omega_{pla} * \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} \qquad \text{(Ec.C.34)}$$

Se substituyen los valores en la ecuación C.34.

$$M_{plRd} = \omega_{pla} * \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} = 173000 * \frac{275}{1.05} = 45309523.8 N.mm = 45.31 kN.m$$

Por fin, el momento resistente plástico, reducido por la presencia del axil:

$$M_{Sd} \leq 0.9 * \mu * M_{plRd} \qquad \text{(Ec.C.35)}$$

Se puede decir que se cumple la comprobación:

$$M_{Sd} \leq 0.9 * \mu * M_{plRd} = 0.9 * 0.977 * 45.31 = 39.85 kNm \geq 36 kNm$$

Luego no habrá problemas de pandeo en los micropilotes.

C.1.3.Refuerzo de los pilares a apear mediante perfiles angulares

Se refuerzan los pilares de hormigón mediante cuatro perfiles angulares L150x150x15 y cuatro pletinas de 415x210x20 (mm):

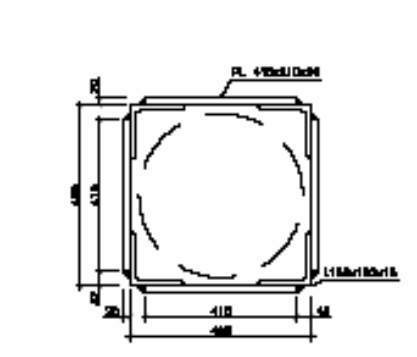

Fig. C.16. Sección pilar reforzado con perfiles angulares

Se realiza un cálculo elástico ya que la sección de estudio es una sección clase 3.

Se divide la sección mixta (hormigón-acero) en dos cordones, cada cordón está formado por dos perfiles en L.

-Datos del cordón:

$A_1=2.3\cdot10^2=86x10^2\ mm^2$

$I_{y1}=2\cdot I_y=2x98.1x10^4=1.79x10^7mm^4$

$I_{z1}=2\cdot(898.8\cdot10^4+43\cdot10^2\cdot207.5^2)=3.88\cdot10^8mm^8$

$W_{el,z}=3.88\cdot10^8/42=9.2\cdot10^6mm^3$

$W_{ey,}=1.70\cdot107/249=71887.6mm^3$

La fórmula del radio de giro:

$$i_1 = \sqrt{\frac{I_1}{A_1}}$$ (Ec.C.36)

Aplicando esta ecuación a las dos direcciones:

$$i_{1Y} = \sqrt{\frac{I_{1Y}}{A_1}} = \sqrt{\frac{1.79 \cdot 10^7}{86.2 \cdot 10^2}} = 45.56mm$$

$$i_{1z} = \sqrt{\frac{I_{1z}}{A_1}} = \sqrt{\frac{3.88 \cdot 10^8}{86.2 \cdot 10^2}} = 212.2mm$$

-Datos del pilar:

$A=4\cdot3\cdot10^2=17200mm^2$

$I_y=I_z=4\cdot(898.1\cdot10^4+43\cdot10^2\cdot207.5^2)7.76\cdot10^8mm^4$

$$i = i_z = \sqrt{\frac{I}{A_1}} = \sqrt{\frac{7.76 \cdot 10^8}{17200}} = 212.406mm$$

-Cálculo de la esbeltez:

Debido a que los ejes no interceptan con los perfiles no hay ejes materiales, así se ha de calcular la esbeltez ideal en las dos direcciones.

La esbeltez ideal se define con la siguiente expresión:

$$\lambda_{id,z} = \sqrt{(\lambda_{KZ})^2 + (\lambda_c)^2}$$ (Ec.C.37)

$\lambda_{id,z} = \sqrt{(\lambda_{KZ})^2 + (\lambda_c)^2}$ =18.45

siendo:

λ_{KZ} la esbeltez de la barra compuesta, que viene definida por

(Ec.C.38)

Siendo l la longitud de pandeo y i el radio de giro mínimo de la sección en cada uno de los ejes.

Y λ_c la esbeltez complementaria, que al tratarse de una barra compuesta por presillas:

$\lambda_c = l_1/i_1$ (Ec.C.39)

Substituyendo en la ecuación C.39

$\lambda_c = l_1/i_1 = 10.97$

Y substituyendo en la ecuación C.38:

$\lambda_{id,z} = \sqrt{(\lambda_{KZ})^2 + (\lambda_c)^2} = 18.45$

-Cálculo de la inercia efectiva:

A efectos de pandeo el momento de inercia viene definido por la siguiente expresión:

$I_{eff} = 0.5 \cdot s^2 \cdot A_1 + 2 \cdot \mu \cdot I_1$ (Ec.C.40)

Siendo A_1 el área de un solo cordón, s la distancia entre centros de gravedad de los cordones, I_1 el momento de inercia de un solo cordón respecto a su eje principal y μ un coeficiente que depende de la relación $l/i_0 = 4500/212.5 = 21.7$, de ésta relación se obtiene que μ vale 1

$i_{0y} = i_{0z} = (0.25 \cdot 1^2 + I_Y/A_1)^{0.5} = 212.5$ mm (Ec.C.41)

Como se puede ver para obtener el coeficiente μ, se ha de conocer $i_{0y} = i_{0z}$, que se obtiene de la ecuación C.41

Substituyendo los valores en la ecuación C.40 se obtiene las inercias efectivas;

$I_{effY} = I_{effz} = 0.5 \cdot s^2 \cdot A_1 + 2 \cdot \mu \cdot I_1 = 0.5 \cdot 415^2 \cdot 86 \cdot 10^2 + 2 \cdot 1 \cdot 1.79 \cdot 10^7 = 7.8 \cdot 10^8$ mm^4

Verificación global al pandeo:

De los listados proporcionados por el programa Cypecad, se obtienen los esfuerzos que han de aguantar cada uno de los pilares. Para esta comprobación se ha considerado el caso más desfavorable que se trata de un pilar sometido a N=1886.51 KN, M_y=35KN·m y M_z=45 KN·m.

La flecha máxima se obtiene de la siguiente ecuación:

$$f_{\max} = (\frac{l}{500} + e) \cdot \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{crit,id}} - \frac{N}{S_v}} \qquad \text{(Ec.C.42)}$$

Siendo N=1886,51 KN,

$N_{crit,id}$ la carga crítica de pandeo

$$N_{crit,idY} = N_{crit,id,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{eff}}{0.7 \cdot L} \qquad \text{(Ec.C.43)}$$

De la ecuación C.43

$$N_{crit,idY} = N_{crit,id,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{eff}}{0.7 \cdot L} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 7.8 \cdot 10^8}{0.7 \cdot 4500} = 5.13 \cdot 10^8 \, KN$$

S_v la rigidez a cortante de las presillas, es decir, el esfuerzo cortante requerido para producir una deformación por cortante unitaria, que viene definida por la ecuación:

$$S_{vY} = S_{vZ} = \frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_1}{l^2} = \frac{2 \cdot \pi^2 \cdot 210000 \cdot 1.79 \cdot 10^7}{500^2} = 2.96 \cdot 10^8 \text{ kN} \qquad \text{(Ec.C.44)}$$

Se sabe:

$$e_y = \frac{M_y}{N} = 18.55mm$$

$$e_z = \frac{M_z}{N} = 23.85mm$$

Así de la ecuación C.42 se obtienen f_{maxz}=33 mm y f_{maxy}=28 mm

El esfuerzo de compresión máximo que ha se soportar un solo cordón se presenta en la sección central de la barra y se determina mediante la siguiente expresión:

$$N_{1,sd} = \frac{N}{2} + \frac{N \cdot f_{\max}}{s} \qquad \text{(Ec.C.45)}$$

Se substituyen los valores y se obtiene:

$$N_{1,sd} = \frac{N}{2} + \frac{N \cdot f_{\max}}{s} = \frac{1886.5}{2} + \frac{1886.5 \cdot 33'' \cdot 10^{-3}}{415 \cdot 10^{-3}} + \frac{1886.5 \cdot 28 \cdot 10^{-3}}{415 \cdot 10^{-3}} = 4220.6 KN$$

El esfuerzo cortante se define mediante la expresión:

$V_d = \pi \cdot M_d / l$ (Ec.C.46)

Asi, para la dirección z e y:

V_{dz}= π·62.2/4.50=43.5 kN

V_{dy}= π·52.8/4.50=36.8 kN

De los resultados obtenidos por el Cypecad (en el que se modelizó el edificio existente con el apeo pero sin tener en cuneta el postesado) se obtienen los siguientes resultados:

V_{sdz}=25kN y V_{sdy}=17kN.

Así:

V_{tz}=43.5+25=68.5 kN

V_{ty}=36.8+17=53.8 kN

Los esfuerzos que han de soportar las presillas son:

$V_{psd}=V_T \cdot l_1/s=68.5 \cdot 0.5/0.415=82.53$ kN (Ec.C.47)

De la ecuación C.46

$M_{p,sd}=V_t \cdot l_1/2=17.13$ kN·m

En cuanto a las secciones de los extremos:

$$N_{1,d}=\frac{N}{2}+\frac{M_{sd,z}}{s} \quad \text{(Ec.C.48)}$$

$$N_{1,d}=\frac{N}{2}+\frac{M_{sd,z}}{s}=\frac{1886.5}{2}+\frac{45}{0.415}=1051.7kN$$

$$M_{1,dz}=V_{z\cdot}\cdot\frac{l_1}{4} \quad \text{(Ec.C.49)}$$

$$M_{1,dz}=V_{z\cdot}\cdot\frac{l_1}{4}=68.5\cdot\frac{0.5}{4}=8.56kN\cdot m$$

También para dirección y.

$$M_{idy}=V_{y\cdot}\cdot\frac{l_1}{4}=53.8\cdot\frac{0.5}{4}=6.7kN\cdot m$$

Se ha de verificar:

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}}+\frac{M_{sdy}}{M_{rdy}}+\frac{M_{sdz}}{M_{rdz}}\leq 1\rightarrow\frac{1886\cdot\cdot 10^3}{17200\cdot 275}+\frac{70.86\cdot 10^6}{3.11\cdot 106\cdot 275}=0.55\leq 1\rightarrow ok$$

siendo

M_{sdy} =52.8+6.7=59.5 kN

M_{sdz} =62.3+8.56=70.86kN

Verificación del pandeo global con la siguiente ecuación:

$$\overline{\lambda_z} = \frac{\lambda_{id}}{\lambda_1} \qquad \text{(Ec.C.50)}$$

Siendo

$$\lambda_{idy} = \lambda_{idz} = 18.45$$

$$\lambda = 93.9 \cdot \varepsilon \qquad \text{(Ec.C.51)}$$

$$\lambda = 93.9 \cdot \varepsilon = 93.9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 86.8$$

Una vez obtenidos los valores, substituyendo en la ecuación C.50 se obtiene:

$$\overline{\lambda} = \overline{\lambda_z} = \frac{\lambda_{id}}{\lambda_1} = \frac{18.45}{86.81} = 0.21$$

De la ecuación C.30:

$$\phi = 0.5 * \left(1 + \alpha * \left(\overline{\lambda} - 0.2\right) + \overline{\lambda}^2\right)$$

$$\phi = 0.5 \cdot (1 + 0.49 \cdot (0.21 - 0.2) + 0.21^2) = 0.21$$

Y de la C.31:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \overline{\lambda}^2}}$$

para las dos direcciones

$$\chi_{y=} = \chi_z = \frac{1}{0.52 + (0.52^2 - 0.21^2)^{0.5}} = 1.004$$

Al ser mayor que 1 no existe pandeo global

Para la verificación del pandeo local:

Con la ecuación C50:

$$\overline{\lambda} = \overline{\lambda_z} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{10.97}{86.81} = 0.13$$

De la C.51:

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon = 93.9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 86.8$$

Se substituyen el la ecuación C.39

$$\lambda = \frac{l}{i_1} = \frac{500}{45.56} = 10.97$$

Y de la ecuación C.30

$$\phi = 0.5 * \left(1 + \alpha * \left(\overline{\lambda} - 0.2\right) + \overline{\lambda}^2\right)$$

$$\phi = 0.5 \cdot (1 + 0.49 \cdot (0.13 - 0.2) + 0.13^2) = 0.49$$

Para substituir en la ecuación C.31

$$\chi_z = \frac{1}{0.5 + (0.5^2 - 0.13^2)^{0.5}} = 1.002$$

Al ser mayor que 1 no existe pandeo local.

C.1.4.Cálculo de los encepados de la nave C

Para el cálculo los encepados se consideran los esfuerzos horizontales y verticales. La determinación de esfuerzos horizontales se ha realizado con un modelo hecho con el programa informático CYPE con las cargas consideradas por el DB-SE-AE del edificio existente, pero con los pilares pertinentes apeados.

La determinación de esfuerzos verticales se hace con un modelo con una estimación de las cargas reales a considerar. Los axiles en los pilares se obtienen de un modelo de cálculo hecho con el programa informático del CYPE en el que se considera la planta apeada, es decir como si los pilares apeados naciesen de planta baja para los momentos flectores y cortantes se consideraran los esfuerzos de un modelo inicial, o sea, sin la aplicación del postesado.

Para simplificar los cálculos, los encepados existentes fueran separados por topologías, en el anejo de planos están indicados estas tipologías:

C.1.4.1 Tipologia 1

C.1.4.1.1.Cálculo del encepado

En esta topología de refuerzo se tiene un encepado de 2 pilotes, existentes más 6 micropilotes por lo que es necesario calcular los esfuerzos que cada uno se lleva teniendo en cuenta que los pilotes existentes son de hormigón armado y los micropilotes un elemento mixto compuesto por un tubo de acero embebido en hormigón.

En primer lugar se procede a la homogeneización del elemento mixto (micropilote) en un elemento de hormigón armado:

Pilote existente: $A_{pilote} = 0.055m^2$

Micropilote: $A_{acero} = 0.0065m^2$, $A_{hormigon} = 0.0249m^2$

Se busca la relación de los módulos de elasticidad:

$$n = \frac{E_a}{E_c} \qquad \text{(Ec.C.52)}$$

Substituyendo los valores se obtiene:

$$n = \frac{E_a}{E_c} = \frac{210000}{8500 * \sqrt[3]{25+8}} = 7.70 \Rightarrow A_{\text{hom}ogenea} = 0.0249 + 0.0065 * 7.70 = 0.075 m^2$$

Con las áreas homogenizadas se calcula el reparto de cargas, axiales y cortantes, que va a cada elemento utilizando la formulación del Documento Básico SE-C (Seguridad Estructural Cimentaciones), para considerar el efecto de grupo:

$$N_i = \frac{A_i}{\sum A_i} * V \pm \frac{A_i * y_i}{\sum \left(A_i * y_i^2\right)} * M_x \pm \frac{A_i * x_i}{\sum \left(A_i * x_i^2\right)} * M_y \qquad \text{(Ec.C.53)}$$

$$H_{xi} = \frac{A_i}{\sum A_i} * H_x \pm \frac{A_i^2 * y_i}{\sum A_i^2 * \left(x_i^2 + y_i^2\right)} * M_z \qquad \text{(Ec.C.54)}$$

$$H_{yi} = \frac{A_i}{\sum A_i} * H_y \pm \frac{A_i^2 * x_i}{\sum A_i^2 * \left(x_i^2 + y_i^2\right)} * M_z \qquad \text{(Ec.C.55)}$$

A modo de simplificar los cálculos realizados con la hoja de cálculo Excel, se ordena de la siguiente manera:

$$A = \frac{A_i}{\sum A_i}, \; B = \frac{A_i * y_i}{\sum \left(A_i * y_i^2\right)}, \; C = \frac{A_i * x_i}{\sum \left(A_i * x_i^2\right)},$$

$$D = \frac{A_i^2 * y_i}{\sum A_i^2 * \left(x_i^2 + y_i^2\right)}, \; E = \frac{A_i^2 * x_i}{\sum A_i^2 * \left(x_i^2 + y_i^2\right)}$$

Considerando un referencial ortogonal cuyo centro coincide con el centro del encepado existente, las coordenadas x,y son las coordenadas de cada elemento en relación a estos ejes.

		x	y	A	B	C	D	E
micro	N1	-0.55	0.00	0.134	0.000	-0.719	0.000	-0.130
pilote	N2	0.00	0.45	0.099	0.094	0.000	0.040	0.000
micro	N3	-0.20	0.90	0.134	0.254	-0.261	0.147	-0.047
micro	N4	0.20	0.90	0.134	0.254	0.261	0.147	0.047
micro	N5	-0.20	-0.90	0.134	-0.254	-0.261	-0.147	-0.047
micro	N6	0.20	-0.90	0.134	-0.254	0.261	-0.263	0.058
pilote	N7	0.00	-0.45	0.099	-0.094	0.000	-0.040	0.000
micro	N8	0.55	0.00	0.134	0.000	0.719	0.000	0.130

Tabla C.2. Coordenadas y coeficientes encepados tipo 1

Los esfuerzos, para Estado Limite Ultimo y de Servicio, que van a cada elemento:

		ELU			**ELS**		
		N	Hx	Hy	N	Hx	Hy
micro	N1	708.43	1.53	3.04	464.50	0.96	3.04
pilote	N2	542.98	1.13	2.25	355.39	0.71	2.25
micro	N3	729.23	1.53	3.04	477.53	0.96	3.04
micro	N4	747.93	1.53	3.04	489.20	0.96	3.04

micro	N5	720.37	1.53	3.04	471.90	0.96	3.04
micro	N6	739.07	1.53	3.04	483.57	0.96	3.04
pilote	N7	539.72	1.13	2.25	353.31	0.71	2.25
micro	N8	759.87	1.53	3.04	496.60	0.96	3.04
	Máximos:	759.87	*kN*		496.60	*kN*	

Tabla C.3, Esfuerzos en los encepados tipo 1

Nota: son necesarios los valores para los dos estados límites ya que la longitud de los micropilotes se calcula con las cargas no mayoradas.

Con los valores de las cargas para los Estados Limite Último se calcula la longitud de anclaje necesaria en el encepado y se dimensiona el encepado por el Método de Bielas y Tirantes, una vez que se trata de un encepado rígido.

$$L_{anclaje} = \frac{N_{micro}}{(\tau_{Rd})*10^{-3}*2*\pi*r_{micro}} \qquad \text{(Ec.C.56)}$$

Para cada tipologia se ha utilizado el axil del micropilote mas cargado y sustituyendo los valores en la ecuación C.52:

$$L_{anclaje} = \frac{759.87}{\left(0.22*25^{2/3}\right)*10^{-3}*2*\pi*0.100} = 0.65m$$

Una vez que el encepado es rígido (distancia de la cara del pilar al eje del micropilote es inferior a dos veces la altura del encepado) se considera (para la determinación de la tracción en cada micropilote) el siguiente modelo de bielas y tirantes:

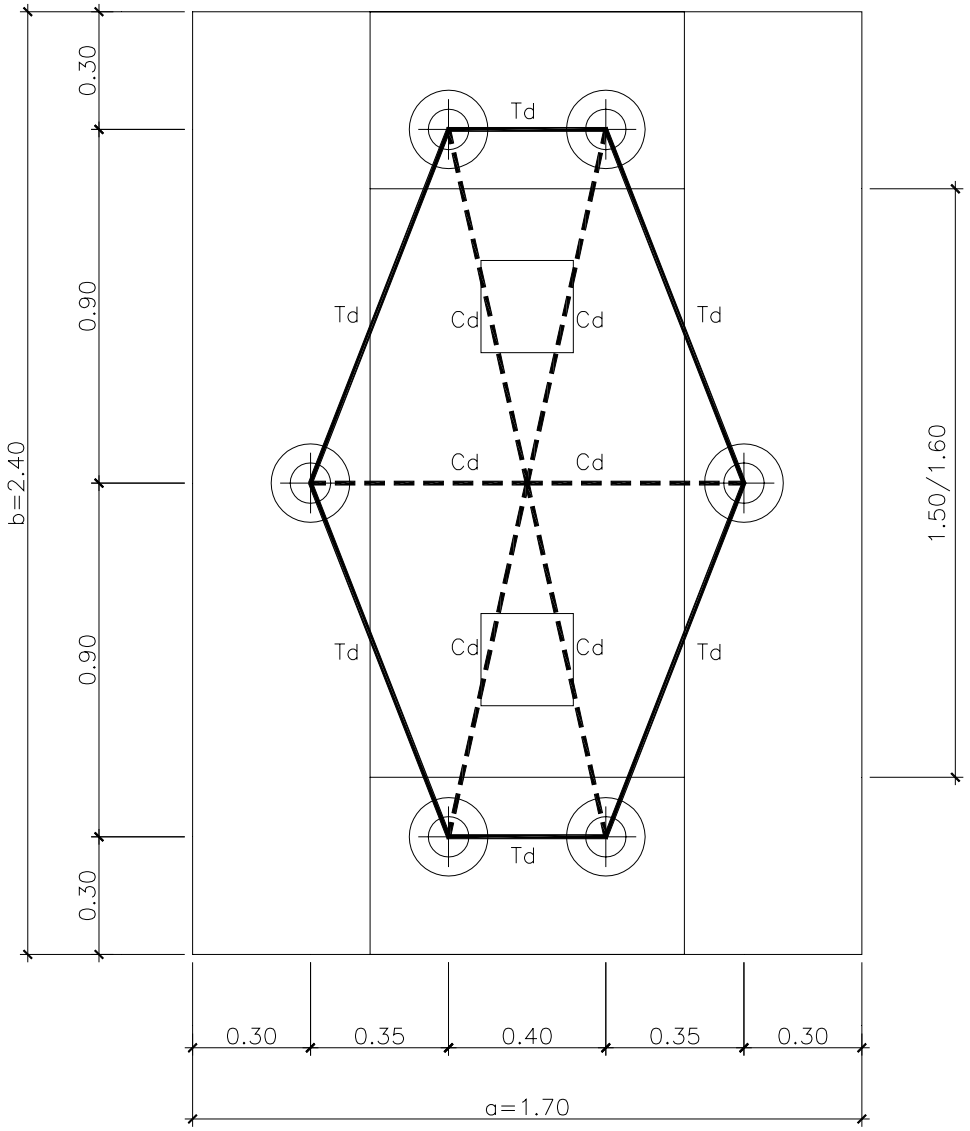

Fig. C.17 Vista en planta del modelo de bielas y tirantes del encepado tipo1

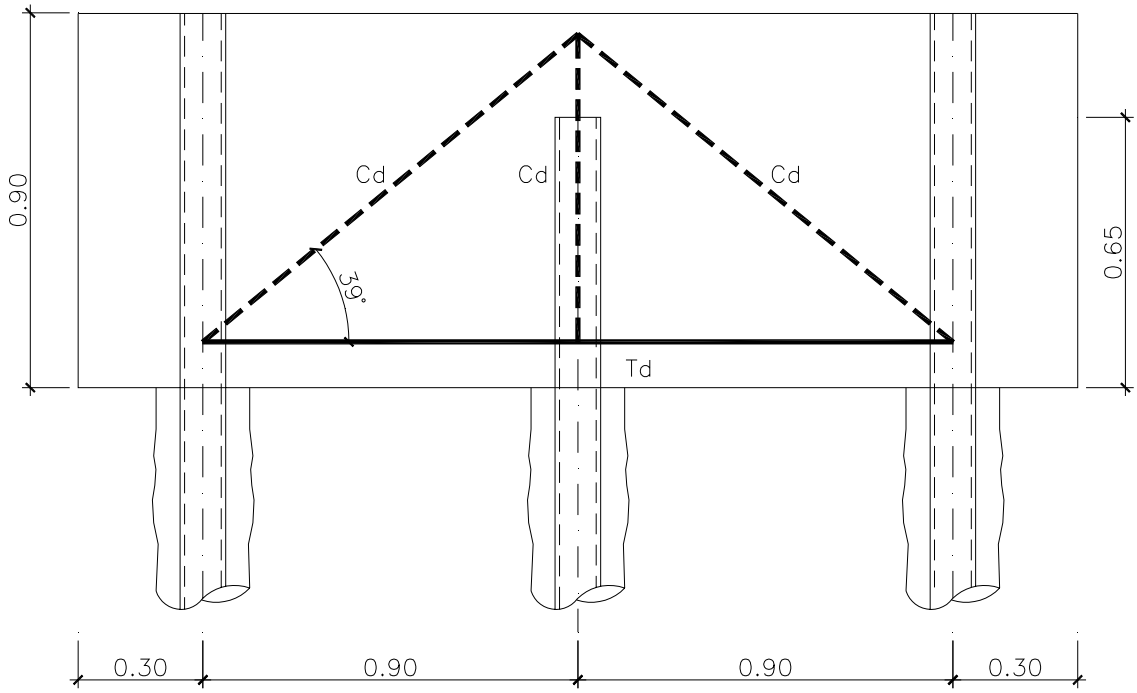

Fig. C.18 Vista en alzado del modelo de bielas y tirantes del encepado tipo1

Por relaciones trigonométricas se obtiene las compresiones y las tracciones

$$C_d = \frac{N_{micro}}{\sin(39^o)} = \frac{759.87}{\sin(39^o)} = 1207kN$$

$$T_d = C_d * \cos(39^o) = 1207 * \cos(39^o) = 938kN$$

Para esta tracción se necesita un *armado principal inferior* 6Ø25 por cada micropilote, armado que sirve para todos los micropilotes en ambas direcciones para facilitar el proceso de montaje y eliminar posibles errores.

El *armado secundario inferior*, según la EHE, ha de tener una capacidad mínima:

$$T'_d = \frac{T_d}{4} \qquad \text{(Ec.C.57)}$$

$T'_d = \frac{T_d}{4} = \frac{938}{4} = 235kN$, por lo que se necesita por lo menos de 6Ø12.

El *armado secundario horizontal (cercos horizontales)*, según la EHE, depende de las características geométricas del encepado:

$$A_{sh} = 0.004 * b' * h \,, \qquad \text{(Ec.C.58)}$$

$$b' = \min(b; h/2) \qquad \text{(Ec.C.59)}$$

Substituyendo los valores en las ecuaciones anteriores:

$b' = \min(2.40; 0.9/2) = 0.45m$

$A_{sh} = 0.004 * 0.45 * 0.9 * 10000 = 16.2cm^2$, o que llevara un armado mínimo de 6Ø20.

El *armado secundario vertical (cercos verticales)*, según la EHE, tiene de tener una capacidad mínima:

$$T_{2d} = \frac{N_{micro}}{1.5} \qquad \text{(Ec.C.60)}$$

$T_{2d} = \frac{N_{micro}}{1.5} = \frac{759.87}{1.5} = 507kN$, por lo que se necita por lo menos de 4Ø25.

El *armado secundario superior*, según la EHE, ha de tener una capacidad mínima:

$$T'_d = \frac{T_d}{10} \qquad \text{(Ec.C.61)}$$

$T'_d = \frac{T_d}{10} = \frac{938}{10} = 93.8kN$, por lo que se necesita por lo menos de 3Ø12 para cada micro pilote.

Comprobación del nudo y biela de compresión:

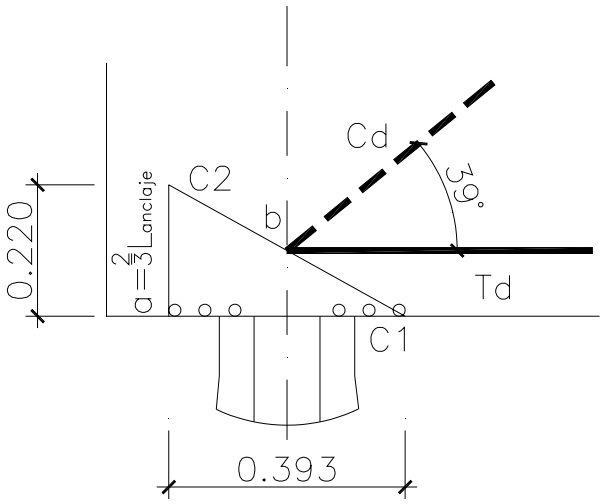

Fig. C.19 Representación del nudo y biela de compresión.

Por trigonometría y según el dibujo adjunto:

$$a = 0.393m \quad \beta = 45º - 39º = 6º \quad b = a * \cos(\beta) = 0.393 * \cos(6º) = 0.391m$$

Se ha de cumplir

$$\sigma_{C1} = \frac{N_{micro}}{a^2} < 0.6 \cdot \frac{25}{1.5} \qquad \text{(Ec.C.62)}$$

$$\sigma_{C2} = \frac{C_d}{b^2} < 0.6 \cdot \frac{25}{1.5} \qquad \text{(Ec.C.63)}$$

Sustituyendo los valores:

$$\sigma_{C1} = \frac{N_{micro}}{0.393^2} = \frac{759.87}{0.393^2} = 4.9MPa < 0.6 * f_{cd} = 0.6 * \frac{25}{1.5} = 10MPa$$

$$\sigma_{C2} = \frac{C_d}{b^2} = \frac{1207}{0.391^2} = 7.9MPa < 0.6 * f_{cd} = 0.6 * \frac{25}{1.5} = 10MPa$$

C.1.4.1.2.Cálculo de la longitud del micropilote

Para el cálculo de la longitud de los micropilotes, se considera que los micropilotes trabajan únicamente por fuste, se utiliza el método de Bustamante que presupone la siguiente formulación:

$$Q_{SL} = \frac{\pi \cdot D_S \cdot L_s \cdot q_s}{\beta} \qquad \text{(Ec.C.64)}$$

En que:

Q_{SL} -carga de hundimiento del micropilote, carga no mayorada que solicita el micropilote;

D_S -diámetro del micropilote, afectado por un factor correctivo de 2, $D_S = 2 * \phi_{micro}$, ya que se trata de un terreno de arenas

L_s -longitud de cada estrato atravesado por el micropilote;

q_s -valor del rozamiento lateral en cada estrato;

β -factor de reducción debido al efecto de grupo, debido a la separación entre micropilotes ser inferior a 3 diámetros, de 1.15.

Se considera un coeficiente se seguridad de 3 a rotura

Del estudio geotécnico se obtiene que:

De 0-3 m de profundidad : $q_s = 0kN/m^2$;

De 3-9 m de profundidad : $q_s = 50kN/m^2$;

A partir de 9m : $q_s = 100kN/m^2$.

$$Q_{SL} = \frac{\pi \cdot D_S \cdot L_s \cdot q_s}{\beta}$$

$$1.15*3*496.60 = \pi*2*0.2*(3*0+50*6+100*x) \Leftrightarrow x = 10.63m$$

Se necesita un anclaje en el estrato D de 10.63m.

La longitud total, teniendo en cuenta un anclaje adicional de 0.50m y la longitud de anclaje en el encepado de 650mm, es de 20.80m.

C.1.4.2 Tipologia 2

C.1.4.2.1.Cálculo del encepado

Esta tipologia de refuerzo corresponde a un encepado de 2 pilotes existentes más 4 micropilotes por lo que es necesario calcular los esfuerzos que cada uno se lleva, de modo análogo a la tipologia 1 se homogeniza la sección del micropilote a una sección de hormigón armado.

Teniendo en cuenta las áreas homogenizadas se calcula el reparto de cargas, axiales y cortantes, que va a cada elemento utilizando la formulación del Documento Básico SE-C (Seguridad Estructural Cimentaciones):

		x	y	A	B	C	D	E
micro	N1	-0.550	0.000	0.183	0.000	-0.455	0.000	-0.191
pilote	N2	0.000	0.450	0.135	0.190	0.000	0.085	0.000
micro	N3	0.550	0.000	0.183	0.000	0.455	0.000	0.191
micro	N4	-0.550	-0.850	0.183	-0.487	-0.455	-0.296	-0.191

pilote	N5	0.000	-0.450	0.135	-0.190	0.000	-0.085	0.000
micro	N6	0.550	-0.850	0.183	-0.487	0.455	-0.296	0.191

Tabla C.4. Coordenadas y coeficientes de encepados tipo 2

Los esfuerzos, para Estado Limite Ultimo y de Servicio, que van a cada elemento son:

		ELU			ELS		
		N	Hx	Hy	N	Hx	Hy
micro	N1	174.08	9.25	10.14	112.97	6.06	10.14
pilote	N2	183.79	6.82	7.48	119.66	4.47	7.48
micro	N3	272.19	9.25	10.14	177.27	6.06	10.14
micro	N4	124.75	9.25	10.14	80.57	6.06	10.14
pilote	N5	145.28	6.82	7.48	94.36	4.47	7.48
micro	N6	222.85	9.25	10.14	144.88	6.06	10.14
	Máximos:	408.52	*kN*		266.07	*kN*	

Tabla C.5. Esfuerzos en los encepados tipo 2

Nota: los valores máximos de los axiles tienen en cuenta la excentricidad que existe entre el encepado existente y el encepado nuevo.

Con los valores de las cargas para los Estados Limite Último se calcula la longitud de anclaje necesaria en el encepado y se dimensiona el encepado por el Método de Bielas y Tirantes, una vez que se trata de un encepado rígido.

Para cada topología se utiliza el axil del micropilote mayor, substituyendo en la ecuación C.56

$$L_{anclaje} = \frac{408.52}{\left(0.22 * 25^{2/3}\right) * 10^{-3} * 2 * \pi * 0.100} = 0.350m$$

Nota: Para sistematizar la ejecución y minimizar errores se utilizara como longitud de anclaje de 650mm en todos los encepados.

Una vez que el encepado es rígido (distancia de la cara del pilar al eje del micropilote es inferior a dos veces la altura del encepado) se considera (para la determinación de la tracción en cada micropilote) el siguiente modelo de bielas y tirantes:

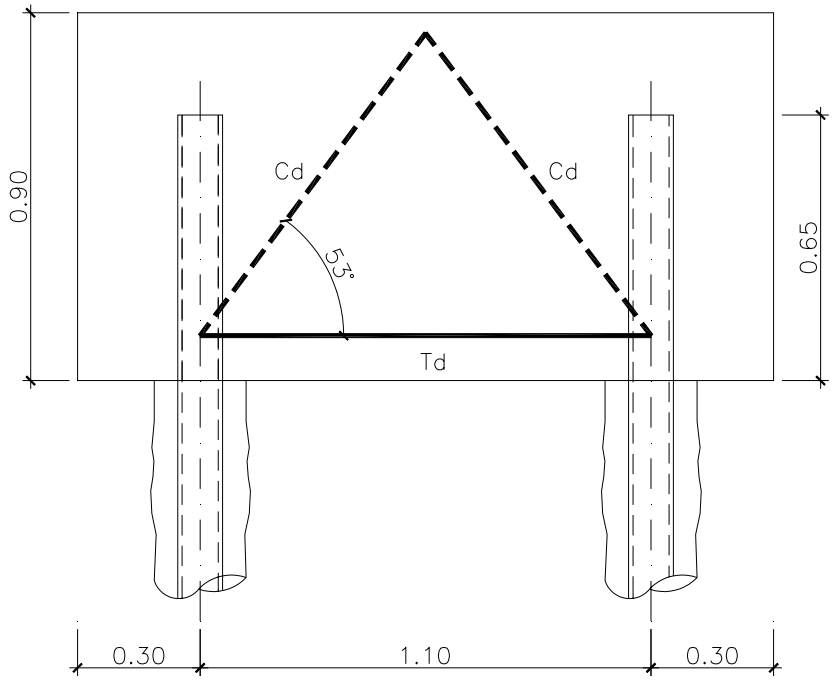

Fig. C.20 Vista en alzado del modelo de bielas y tirantes del encepado tipo2

Mediante relaciones trigonométricas se obtiene:

$$C_d = \frac{N_{micro}}{\sin(53^o)} = \frac{408.52}{\sin(53^o)} = 512kN$$

$$T_d = C_d * \cos(53^o) = 512 * \cos(53^o) = 308kN$$

Para esta tracción necesitaremos de un *armado principal inferior* 4Ø20 por cada micropilote, armado que utilizaremos para todos los micropilotes en ambas direcciones de modo a facilitar el proceso de montaje y eliminar posibles errores.

El *armado secundario inferior*, según la EHE, tiene de tener una capacidad mínima, substituyendo en la ecuación C.57:

$T'_d = \frac{T_d}{4} = \frac{308}{4} = 77kN$, por lo que necesitaremos por lo menos de 2Ø12.

El *armado secundario horizontal (cercos horizontales)*, según la EHE, depende de las características geométricas del encepado, de la ecuación C.58:

$$A_{sh} = 0.004 * b' * h$$

Y de la ecuación C.59:

$$b' = \min(2.40; 0.9/2) = 0.45m$$

Substituyendo en la ecuación C.58:

$A_{sh} = 0.004 * 0.45 * 0.9 * 10000 = 16.2cm^2$, o que llevara un armado mínimo de 6Ø20.

El *armado secundario vertical (cercos verticales)*, según la EHE, tiene de tener una capacidad mínima; de la ecuación C.60 se obtiene:

$T_{2d} = \frac{N_{micro}}{1.5} = \frac{408.52}{1.5} = 272kN$, por lo que necesitaremos por lo menos de 4Ø16.

El *armado secundario superior*, según la EHE, tiene de tener una capacidad mínima; de la ecuación C.61:

$T'_d = \frac{T_d}{10} = \frac{308}{10} = 30.8kN$, por lo que necesitaremos por lo menos de 1Ø12 por cada micro pilote.

Comprobación del nudo y biela de compresión:

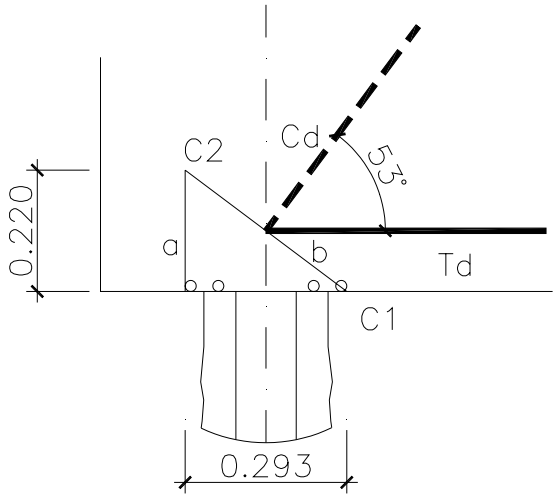

Fig. C.21. Representación del nudo y biela de compresión.

$a = 0.293m \quad \beta = 53º - 45º = 8º \quad b = a * \cos(\beta) = 0.293 * \cos(8º) = 0.290m$

Substituyendo estos valores en las ecuaciones C.62 y C.63 , se observa que el modelo es correcto:

$$\sigma_{C1} = \frac{N_{micro}}{0.293^2} = \frac{408.52}{0.293^2} = 4.8MPa < 0.6 * f_{cd} = 0.6 * \frac{25}{1.5} = 10MPa$$

$$\sigma_{C2} = \frac{C_d}{b^2} = \frac{512}{0.290^2} = 6.1MPa < 0.6 * f_{cd} = 0.6 * \frac{25}{1.5} = 10MPa$$

C.1.4.2.2.Cálculo de la longitud del micropilote

Para el cálculo de la longitud de los micropilotes, se considera que trabajan únicamente por fuste, se utiliza como en el caso anterior la ecuación C.64

$$Q_{SL} = \frac{\pi \cdot D_S \cdot L_s \cdot q_s}{\beta}$$

En que, como en el caso anterior:

Q_{SL} -carga de hundimiento del micropilote, carga no mayorada que solicita el micropilote;

D_S -diámetro del micropilote, afectado por un factor correctivo de 2, $D_S = 2 * \phi_{micro}$, ya que estamos en presencia de arenas;

L_s -longitud de cada estrato atravesado por el micropilote;

q_s -valor del rozamiento lateral en cada estrato;

β -factor de reducción debido al efecto de grupo, debido a la separación entre micropilotes ser inferior a 3 diámetros, de 1.15.

Se considera u coeficiente de 3 a rotura

Del estudio geotécnico se obtiene que:

De 0-3 m de profundidad : $q_s = 0kN/m^2$;

De 3-9 m de profundidad : $q_s = 50kN/m^2$;

A partir de 9m : $q_s = 100kN/m^2$.

$$1.15*3*266.07=\pi*2*0.2*(3*0+50*6+100*x)\Leftrightarrow x=4.30m$$

Se necesita un anclaje en el estrato D de 4.30m.

La longitud total, teniendo en cuenta un anclaje adicional de 0.50m y la longitud de anclaje en el encepado de 650mm, es de 13.90m.

C.1.4.3 Tipologia 3

C.1.4.3.1.Cálculo del encepado

Esta tipología de refuerzo corresponde a un encepado de 2 pilotes existentes más 4 micropilotes por lo que fue necesario calcular los esfuerzos que cada uno se lleva, de modo análogo a la tipologia 1 se homogeniza la sección del micropilote a una sección de hormigón armado.

Teniendo en cuenta las áreas homogenizadas se calcula el reparto de cargas: axiales y cortantes, que va a cada elemento utilizando la formulación del Documento Básico SE-C (Seguridad Estructural Cimentaciones):

		x	y	A	B	C	D	E
micro	N1	-0.900	0.000	0.144	0.000	-0.242	0.000	-0.178
pilote	N2	-0.400	0.400	0.106	0.185	-0.079	0.027	-0.043
pilote	N3	0.400	0.400	0.106	0.185	0.079	0.027	0.043
micro	N4	0.900	0.000	0.144	0.000	0.242	0.000	0.178
micro	N5	-0.900	-0.750	0.144	-0.470	-0.242	-0.093	-0.178
pilote	N6	-0.400	-0.400	0.106	-0.185	-0.079	-0.027	-0.043
pilote	N7	0.400	-0.400	0.106	-0.185	0.079	-0.027	0.043
micro	N8	0.900	-0.750	0.144	-0.470	0.242	-0.093	0.178

Tabla C.6. Coordenadas y coeficientes encepados tipo 3

Los esfuerzos para Estado Limite Ultimo y de Servicio que van a cada elemento son:

		ELU			ELS		
		N	Hx	Hy	N	Hx	Hy
micro	N1	149.62	7.29	7.99	97.17	4.78	7.99
pilote	N2	139.74	5.37	5.89	90.95	3.52	5.89
pilote	N3	156.89	5.37	5.89	102.20	3.52	5.89
micro	N4	201.95	7.29	7.99	131.48	4.78	7.99
micro	N5	102.09	7.29	7.99	65.96	4.78	7.99
pilote	N6	102.35	5.37	5.89	66.40	3.52	5.89
pilote	N7	119.50	5.37	5.89	77.65	3.52	5.89
micro	N8	154.42	7.29	7.99	100.26	4.78	7.99
	Máximos:	304.27	*kN*		198.09	*kN*	

Tabla C.7. Esfuerzos en los encepados tipo 3

Nota: los valores máximos de los axiles tienen en cuenta la excentricidad que existe entre el encepado existente y el encepado nuevo.

Con los valores de las cargas para los Estados Limite Último se calcula la longitud de anclaje con la ecuación C.56 y se dimensiona el encepado por el Método de Bielas y Tirantes, una vez que se trata de un encepado rígido.

Para cada tipologia se ha utiliza el axil del micropilote mas cargado:

Substituyendo los valores en la ecuación C.56:

$$L_{anclaje} = \frac{304.27}{\left(0.22 * 25^{2/3}\right) * 10^{-3} * 2 * \pi * 0.100} = 0.260m$$

Nota: para sistematizar la ejecución y minimizar errores se utilizara como longitud de anclaje de 650mm en todos los encepados.

Una vez que el encepado es rígido (distancia de la cara del pilar al eje del micropilote es inferior a dos veces la altura del encepado) se considera, para la determinación de la tracción en cada micropilote, el siguiente modelo de bielas y tirantes:

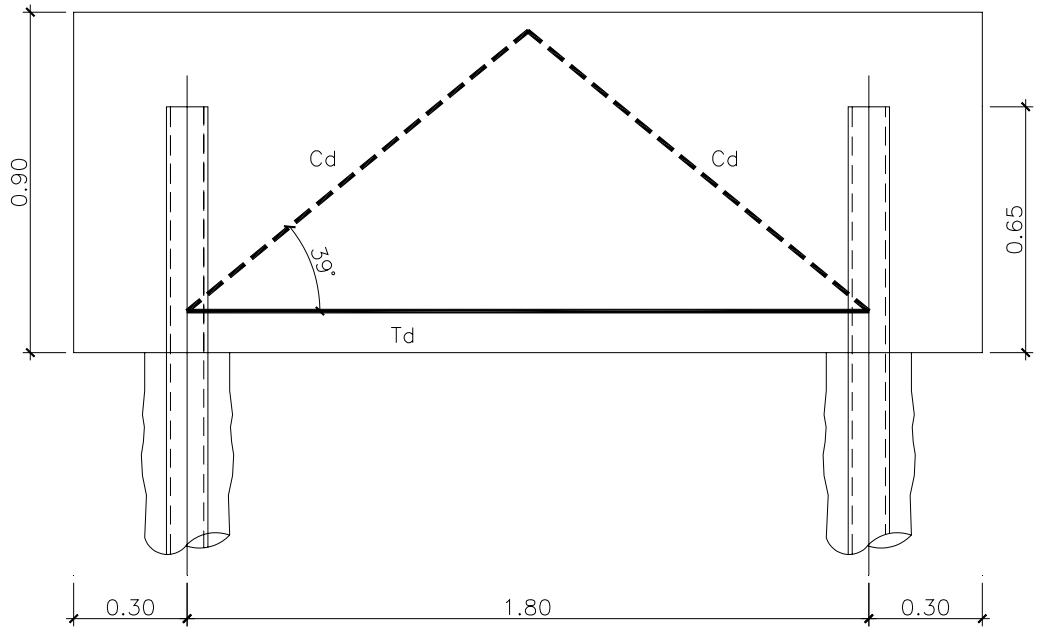

Fig. C.22 Vista en alzado del modelo de bielas y tirantes del encepado tipo3

Mediante relaciones trigonométricas:

$$C_d = \frac{N_{micro}}{\sin(39^o)} = \frac{304.27}{\sin(39^o)} = 483kN$$

$$T_d = C_d * \cos(39^o) = 483 * \cos(39^o) = 376kN$$

Para esta tracción se necesita un *armado principal inferior* 4Ø20 para cada micropilote, armado que se utilizara para todos los micropilotes en ambas direcciones de modo a facilitar el proceso de montaje y eliminar posibles errores.

El *armado secundario inferior*, según la EHE, ha de tener una capacidad mínima, substituyendo en la ecuación C.57:

$T'_d = \frac{T_d}{4} = \frac{376}{4} = 94kN$, por lo que se necsita por lo menos 3Ø12.

El *armado secundario horizontal (cercos horizontales)*, según la EHE, depende de las características geométricas del encepado, se obtiene de las ecuaciones C.58 y C.59

$$b' = \min(2.40; 0.9/2) = 0.45m$$

$A_{sh} = 0.004 * 0.45 * 0.9 * 10000 = 16.2cm^2$, o que llevara un armado mínimo de 6Ø20.

El *armado secundario vertical (cercos verticales)*, según la EHE, ha de tener una capacidad mínima que se obtiene de la ecuación C.60:

$T_{2d} = \frac{N_{micro}}{1.5} = \frac{304.27}{1.5} = 203kN$, por lo que se necesita por lo menos 4Ø16.

El *armado secundario superior*, según la EHE, ha de tener una capacidad mínima, que se obtiene de la ecuación C.61:

$T'_d = \frac{T_d}{10} = \frac{376}{10} = 37.6kN$, por lo que se necesita por lo menos 1Ø12 para cada micro pilote.

Comprobación del nudo y biela de compresión:

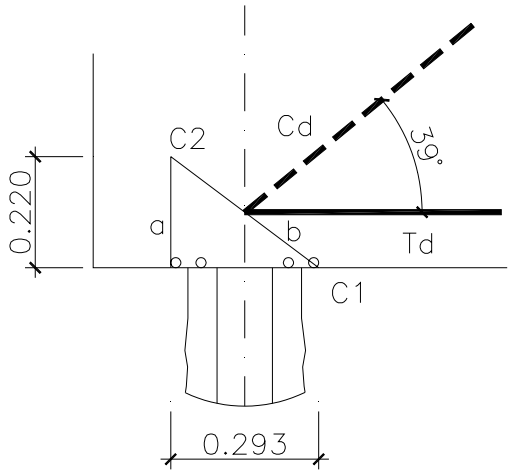

Fig. C.23. Representación del nudo y biela de compresión.

Según el dibujo adjunto y por relaciones trigonométricas:

$$a = 0.293m \quad \beta = 45º - 39º = 6º \quad b = a * \cos(\beta) = 0.293 * \cos(6º) = 0.291m$$

Substituyendo estos valores en las ecuaciones C.62 y C.63 se obtiene:

$$\sigma_{C1} = \frac{N_{micro}}{0.293^2} = \frac{304.27}{0.293^2} = 3.5MPa < 0.6 * f_{cd} = 0.6 * \frac{25}{1.5} = 10MPa$$

$$\sigma_{C2} = \frac{C_d}{b^2} = \frac{483}{0.291^2} = 5.7MPa < 0.6 * f_{cd} = 0.6 * \frac{25}{1.5} = 10MPa$$

C.1.4.3.2.Cálculo de la longitud de los micropilotes

Para el cálculo de la longitud de los micropilotes, se considera que trabajan únicamente por fuste, se utiliza el método de Bustamante con la ecuación C.64:

$$Q_{SL} = \frac{\pi \cdot D_S \cdot L_s \cdot q_s}{\beta}$$

En que, como en los demás casos:

Q_{SL} :carga de hundimiento del micropilote, carga no mayorada que solicita el micropilote;

D_S :diámetro del micropilote, afectado por un factor correctivo de 2, $D_S = 2 * \phi_{micro}$, ya se trata de un terreno arenoso

L_s -longitud de cada estrato atravesado por el micropilote;

q_s -valor del rozamiento lateral en cada estrato;

β -factor de reducción debido al efecto de grupo, debido a la separación entre micropilotes ser inferior a 3 diámetros, de 1.15.

Se considera un coeficiente de seguridad de 3 a rotura

Del estudio geotécnico se obtiene que:

De 0-3 m de profundidad : $q_s = 0kN/m^2$;

De 3-9 m de profundidad : $q_s = 50kN/m^2$;

A partir de 9m : $q_s = 100kN/m^2$.

$$1.15 * 3 * 198.09 = \pi * 2 * 0.2 * (3 * 0 + 50 * 6 + 100 * x) \Leftrightarrow x = 2.44m$$

Se necesita un anclaje en el estrato D de 2.44m.

La longitud total, teniendo en cuenta un anclaje adicional de 0.50m y la longitud de anclaje en el encepado de 650mm, es de 12.20m.

C.1.4.4.Tipología 4

C.1.4.4.1.Cálculo del encepado

Esta tipología de refuerzo corresponde a dos encepados de 2 pilotes existentes más 8 micropilotes por lo que es necesario calcular los esfuerzos que cada elemento lleva, de manera análoga a la tipologia 1 se homogeniza la sección del micropilote a una sección de hormigón armado.

Teniendo en cuenta las áreas homogenizadas se calcula el reparto de cargas, axiales y cortantes, que va a cada elemento utilizando la formulación del Documento Básico SE-C (Seguridad Estructural Cimentaciones):

		x	y	A	B	C	D	E
micro	N1	-0.80	1.60	0.106	0.131	-0.057	0.059	-0.029
micro	N2	0.80	1.60	0.106	0.131	0.057	0.059	0.029
micro	N3	-0.80	0.30	0.106	0.025	-0.057	0.011	-0.029
pilote	N4	0.00	1.05	0.078	0.063	0.000	0.021	0.000
micro	N5	0.80	0.30	0.106	0.025	0.057	0.011	0.029
micro	N6	-0.80	-0.30	0.106	-0.025	-0.057	-0.011	-0.029
pilote	N7	0.00	-1.05	0.078	-0.063	0.000	-0.021	0.000
micro	N8	0.80	-0.30	0.106	-0.025	0.057	-0.011	0.029
micro	N9	-0.80	-1.60	0.106	-0.131	-0.057	-0.059	-0.029
micro	N10	0.80	-1.60	0.106	-0.131	0.057	-0.059	0.029

Tabla C.8. Coordenada y coeficientes encepados tipo 4

Los esfuerzos, para Estado Limite Ultimo y de Servicio, que van a cada elemento:

		ELU			ELS		
		N	Hx	Hy	N	Hx	Hy
micro	N1	487.04	0.00	4.22	317.30	0.00	4.22
micro	N2	496.23	0.00	4.22	324.15	0.00	4.22
micro	N3	379.62	0.00	4.22	246.98	0.00	4.22
pilote	N4	329.01	0.00	3.11	214.56	0.00	3.11
micro	N5	388.80	0.00	4.22	253.83	0.00	4.22
micro	N6	330.03	0.00	4.22	214.53	0.00	4.22
pilote	N7	201.05	0.00	3.11	130.80	0.00	3.11
micro	N8	339.22	0.00	4.22	221.38	0.00	4.22
micro	N9	222.61	0.00	4.22	144.21	0.00	4.22
micro	N10	231.79	0.00	4.22	151.06	0.00	4.22
	Máximos:	496.23	*kN*		324.15	*kN*	

Tabla C.9. Esfuerzos en los encepados tipo 4

Nota: los valores máximos de los axiles tienen en cuenta la excentricidad que existe entre el encepado existente y el encepado nuevo.

Con los valores de las cargas para los Estados Limite Último se calcula la longitud de anclaje necesaria en el encepado con la ecuación C.60 y se dimensiona el encepado por el Método de Bielas y Tirantes, una vez que se trata de un encepado rígido.

Para cada tipologia se ha utilizado el axil del micropilote más cargado:

$$L_{anclaje} = \frac{496.23}{\left(0.22 * 25^{2/3}\right) * 10^{-3} * 2 * \pi * 0.100} = 0.420m$$

Nota: para sistematizar la ejecución y minimizar errores se utiliza como longitud de anclaje 650mm en todos los encepados.

Considerando el encepado rígido (distancia de la cara del pilar al eje del micropilote es inferior a dos veces la altura del encepado), se determina la tracción en cada micropilote con el siguiente modelo de bielas y tirantes:

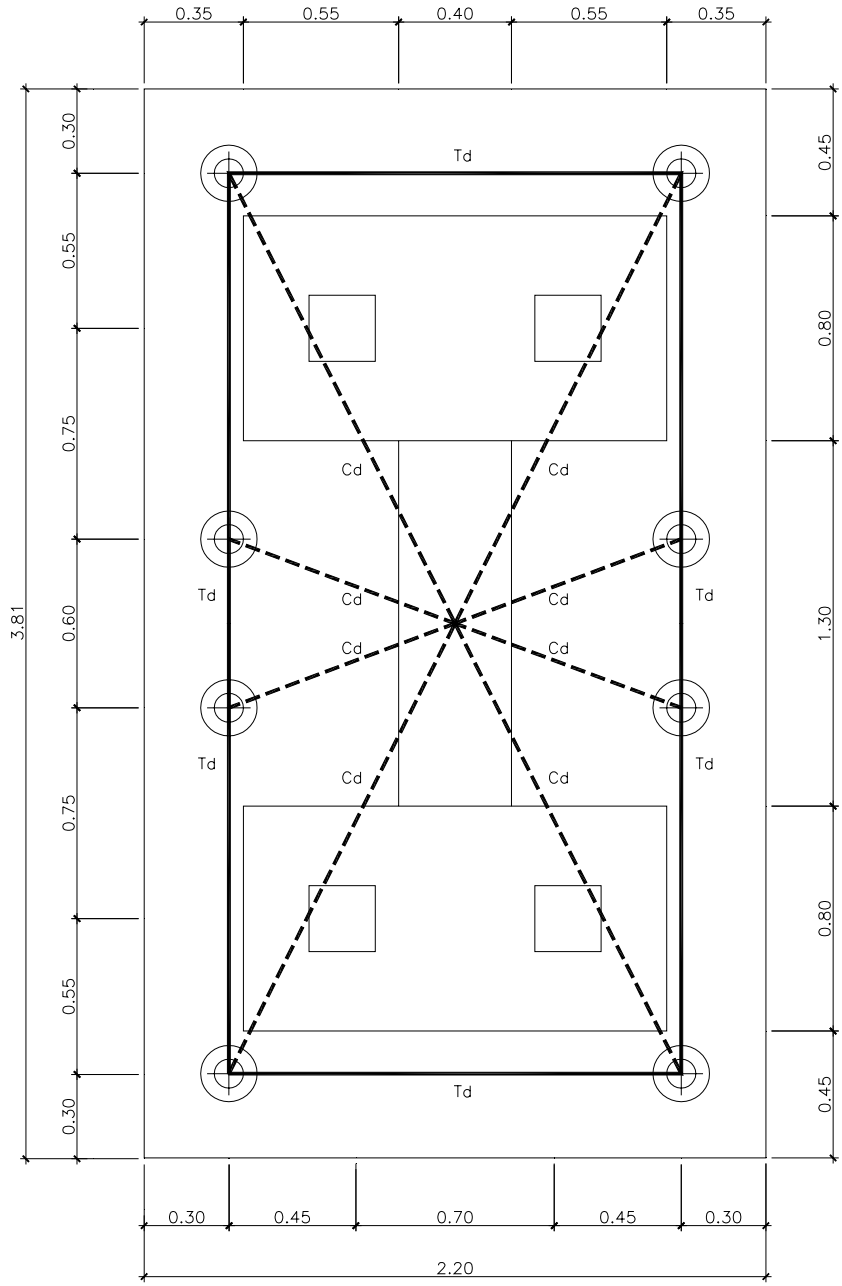

Fig. C.24 Vista en planta del modelo de bielas y tirantes del encepado tipo4

Para conseguir una inclinación de biela razonable se ha de aumentar la altura del encepado a 1.10m.

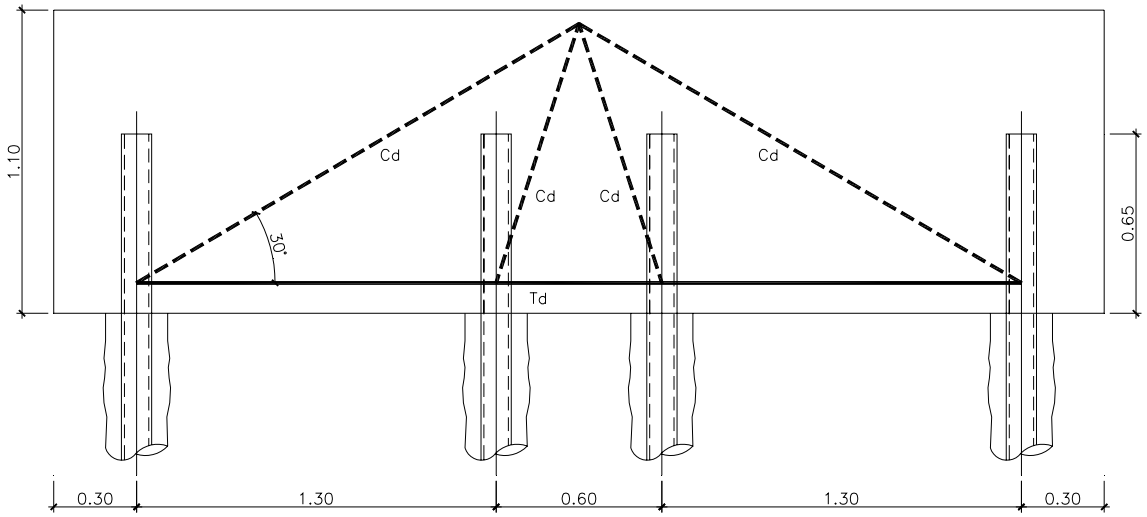

Fig. C.25 Vista en alzado del modelo de bielas y tirantes del encepado tipo4

Según el dibujo adjunto y mediante relaciones trigonométricas:

$$C_d = \frac{N_{micro}}{\sin(30^o)} = \frac{496.23}{\sin(30^o)} = 992kN$$

$$T_d = C_d * \cos(30^o) = 992 * \cos(30^o) = 859kN$$

Para esta tracción se necesita un *armado principal inferior* 6Ø25 para cada micropilote, armado que se utiliza para todos los micropilotes en ambas direcciones para facilitar el proceso de montaje y eliminar posibles errores.

El *armado secundario inferior*, según la EHE, ha de tener una capacidad mínima, que se obtiene substituyendo de la ecuación C.57

$T'_d = \frac{T_d}{4} = \frac{859}{4} = 215kN$, por lo que se necesita por lo menos 6Ø12.

El *armado secundario horizontal (cercos horizontales)*, según la EHE, depende de las características geométricas del encepado, se obtiene de las ecuaciones C.58 y C.59

$b' = \min(3.81; 1.10/2) = 0.55m$

$A_{sh} = 0.004 * 0.55 * 1.10 * 10000 = 24.20cm^2$, o que llevara un armado mínimo de 5Ø25.

El *armado secundario vertical (cercos verticales)*, según la EHE, ha de tener una capacidad mínima que de la ecuación C.60:

$T_{2d} = \frac{N_{micro}}{1.5} = \frac{496.23}{1.5} = 331kN$, por lo que se necesita por lo menos 4Ø20.

El *armado secundario superior*, según la EHE, ha de tener una capacidad mínima que se obtiene de la ecuación C.61:

$T'_d = \frac{T_d}{10} = \frac{859}{10} = 85.9kN$, por lo que necesitaremos por lo menos de 3Ø12 por cada micro pilote.

Comprobación del nudo y biela de compresión:

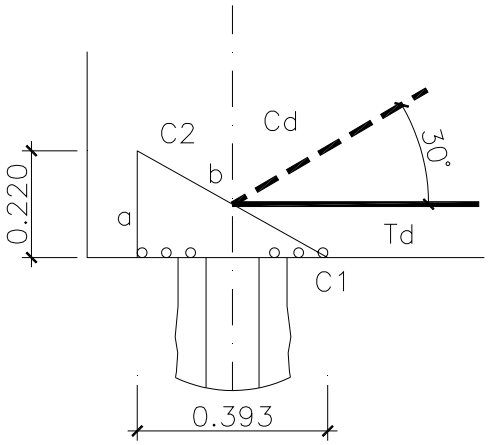

Fig. C.26.. Representación del nudo y biela de compresión.

Según el dibujo adjunto y mediante relaciones trigonométricas:

$$a = 0.393m \quad \beta = 45º - 30º = 15º \quad b = a * \cos(\beta) = 0.393 * \cos(15º) = 0.379m$$

De las ecuaciones C.62 y C.63 se observa que el modelo es correcto:

$$\sigma_{C1} = \frac{N_{micro}}{0.393^2} = \frac{496.23}{0.393^2} = 3.2MPa < 0.6 * f_{cd} = 0.6 * \frac{25}{1.5} = 10MPa$$

$$\sigma_{C2} = \frac{C_d}{b^2} = \frac{992}{0.379^2} = 6.9MPa < 0.6 * f_{cd} = 0.6 * \frac{25}{1.5} = 10MPa$$

C.1.4.4.2.Cálculo de la longitud de los micropilotes

Para el cálculo de la longitud de los micropilotes, se considera que sólo trabajan por fuste, se utiliza el método de Bustamante mediante la ecuación C.64:

$$Q_{SL} = \frac{\pi \cdot D_S \cdot L_s \cdot q_s}{\beta}$$

Como ya se ha dicho, siendo;

Q_{SL} -carga de hundimiento del micropilote, carga no mayorada que solicita el micropilote;

D_S -diámetro del micropilote, afectado por un factor correctivo de 2, $D_S = 2 * \phi_{micro}$, ya se trata de un terreno arenoso

L_s -longitud de cada estrato atravesado por el micropilote;

q_s -valor del rozamiento lateral en cada estrato;

β -factor de reducción debido al efecto de grupo, debido a la separación entre micropilotes ser inferior a 3 diámetros, de 1.15.

Se considera un coeficiente de 3 a rotura

Del estudio geotécnico se obtiene que:

De 0-3 m de profundidad : $q_s = 0 kN/m^2$;

De 3-9 m de profundidad : $q_s = 50 kN/m^2$;

A partir de 9 m : $q_s = 100 kN/m^2$.

$$1.15 * 3 * 324.15 = \pi * 2 * 0.2 * (3 * 0 + 50 * 6 + 100 * x) \Leftrightarrow x = 5.90m$$

Se necesita un anclaje en el estrato D de 5.90m.

La longitud total, teniendo en cuenta un anclaje adicional de 0.50m y la longitud de anclaje en el encepado de 650mm, es de 15.80m.

C.1.4.5.Tipologia 5

C.1.4.5.1.Cálculo del encepado

Esta tipología de refuerzo corresponde a un encepado de 2 pilotes existentes, que será reforzado con 4 micropilotes más, por lo que es necesario calcular los esfuerzos que cada elemento lleva de manera análoga a la tipología 1 se homogeniza la sección del micropilote a una sección de hormigón armado.

Teniendo en cuenta las áreas homogenizadas se calcula el reparto de cargas, axiales y cortantes, que va a cada elemento utilizando la formulación del Documento Básico SE-C (Seguridad Estructural Cimentaciones):

		x	y	A	B	C	D	E
micro	N1	-0.550	0.875	0.183	0.265	-0.455	0.197	-0.124
pilote	N2	0.000	0.400	0.135	0.089	0.000	0.049	0.000
micro	N3	0.550	0.875	0.183	0.265	0.455	0.197	0.124
micro	N4	-0.550	-0.875	0.183	-0.265	-0.455	-0.197	-0.124
pilote	N5	0.000	-0.400	0.135	-0.089	0.000	-0.049	0.000
micro	N6	0.550	-0.875	0.183	-0.265	0.455	-0.197	0.124

Tabla C.10. Coordenadas y coeficientes encepados tipo 5

Los esfuerzos, para Estado Limite Ultimo y de Servicio, que van a cada elemento son:

		ELU			ELS		
		N	Hx	Hy	N	Hx	Hy
micro	N1	651.53	9.25	10.16	425.98	6.06	10.16

pilote	N2	455.01	6.82	7.49	297.47	4.47	7.49
micro	N3	749.64	9.25	10.16	490.29	6.06	10.16
micro	N4	343.81	9.25	10.16	224.37	6.06	10.16
pilote	N5	351.28	6.82	7.49	229.51	4.47	7.49
micro	N6	441.92	9.25	10.16	288.68	6.06	10.16
	Máximos:	749.64	*kN*		490.29	*kN*	

Tabla C.11 Esfuerzos en encepados tipo 5

Nota: los valores máximos de los axiles tienen en cuenta la excentricidad que existe entre el encepado existente y el encepado nuevo.

Con los valores de las cargas para los Estados Limite Último se calcula la longitud de anclaje necesaria en el encepado mediante la ecuación C.56 y se dimensiona el encepado por el Método de Bielas y Tirantes, una vez que se trata de un encepado rígido.

Para cada tipologia se utiliza el axil del micropilote mas cargado:

$$L_{anclaje} = \frac{749.64}{\left(0.22 * 25^{2/3}\right) * 10^{-3} * 2 * \pi * 0.100} = 0.630m$$

Nota: para sistematizar la ejecución y minimizar errores se utiliza como longitud de anclaje de 650mm en todos los encepados.

Una vez que el encepado es rígido (distancia de la cara del pilar al eje del micropilote es inferior a dos veces la altura del encepado) se considera, para la determinación de la tracción en cada micropilote, el siguiente modelo de bielas y tirantes:

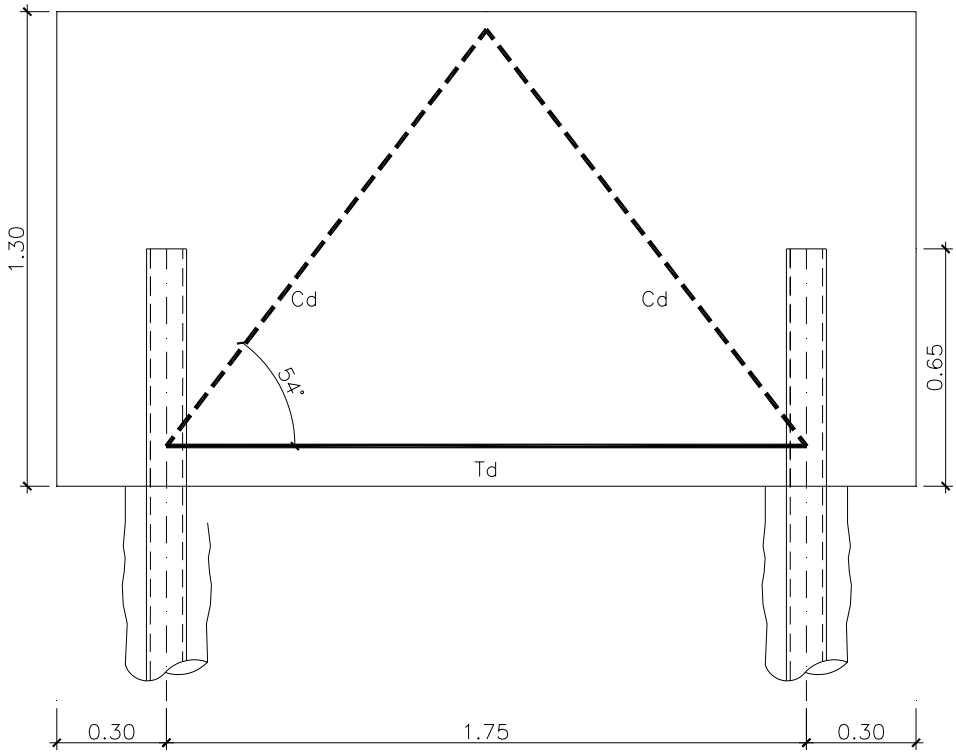

Fig. C.27 Vista en alzado del modelo de bielas y tirantes del encepado tipo 5

Con el dibujo adjunto y mediante relaciones trigonométricas se obtiene:

$$C_d = \frac{N_{micro}}{\sin(54^o)} = \frac{749.64}{\sin(54^o)} = 927kN$$

$$T_d = C_d * \cos(54^o) = 927 * \cos(54^o) = 545kN$$

Para esta tracción se necesita un *armado principal inferior* 6Ø20 para cada micropilote, armado que se utiliza para todos los micropilotes en ambas direcciones para facilitar el proceso de montaje y eliminar posibles errores.

El *armado secundario inferior*, según la EHE, ha de tener una capacidad mínima que se obtiene de la ecuación C.57:

$T'_d = \frac{T_d}{4} = \frac{545}{4} = 136.3kN$, por lo que se necesita por lo menos 4Ø12.

El *armado secundario horizontal (cercos horizontales)*, según la EHE, depende de las características geométricas del encepado que se obtiene de las ecuaciones C.59 y C.60

$b' = \min(2.35;1.30/2) = 0.65m$

$A_{sh} = 0.004*0.65*1.30*10000 = 33.8cm^2$, armado mínimo de 7Ø25.

El *armado secundario vertical (cercos verticales)*, según la EHE, ha tener una capacidad mínima que se expresa en la ecuación C.60:

$T_{2d} = \frac{N_{micro}}{1.5} = \frac{749.64}{1.5} = 499.8kN$, por lo que se necesita por lo menos 4Ø25.

El *armado secundario superior*, según la EHE, ha de tener una capacidad mínima según la ecuación C.61

$T'_d = \frac{T_d}{10} = \frac{545}{10} = 54.5kN$, por lo que se necesita por lo menos 2Ø12 para cada micro pilote.

Comprobación del nudo y biela de compresión:

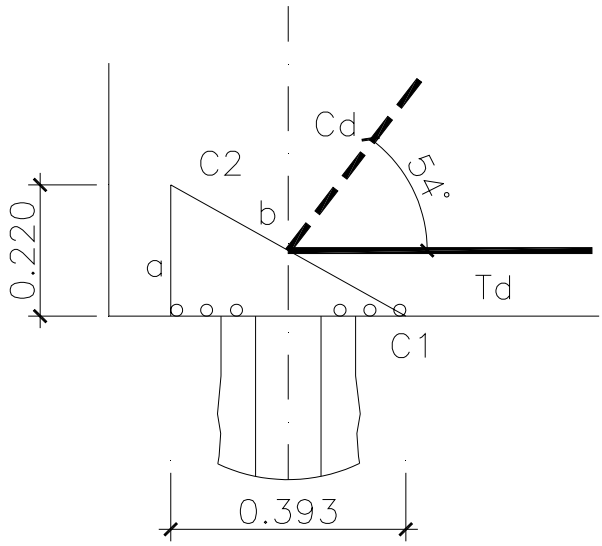

Fig. C.28.. Representación del nudo y biela de compresión.

Según el dibujo adjunto y mediante relaciones trigonométricas:

$$a = 0.393m \quad \beta = 54º - 45º = 9º \quad b = a * \cos(\beta) = 0.393 * \cos(9º) = 0.388m$$

Con las ecuaciones C.62 y C.63 se obtiene:

$$\sigma_{C1} = \frac{N_{micro}}{0.393^2} = \frac{749.64}{0.393^2} = 4.8MPa < 0.6 * f_{cd} = 0.6 * \frac{25}{1.5} = 10MPa$$

$$\sigma_{C2} = \frac{C_d}{b^2} = \frac{927}{0.388^2} = 6.2MPa < 0.6 * f_{cd} = 0.6 * \frac{25}{1.5} = 10MPa$$

C.1.4.5.2.Cálculo de la longitud de los micropilotes

Para el cálculo de la longitud de los micropilotes, se considera que trabajan únicamente por fuste, se utiliza el método de Bustamante mediante la ecuación C.64:

$$Q_{SL} = \frac{\pi \cdot D_S \cdot L_s \cdot q_s}{\beta}$$

Que como se ha dicho anteriormente:

Q_{SL} -carga de hundimiento del micropilote, carga no mayorada que solicita el micropilote;

D_S -diámetro del micropilote, afectado por un factor correctivo de 2, $D_S = 2 * \phi_{micro}$, ya que se trata de un terreno arenoso

L_s -longitud de cada estrato atravesado por el micropilote;

q_s -valor del rozamiento lateral en cada estrato;

β -factor de reducción debido al efecto de grupo, debido a que la separación entre micropilotes es inferior a 3 diámetros, de 1.15.

Se considera un factor de seguridad de 3 a rotura

Del estudio geotécnico se obtiene que:

De 0-3 m de profundidad - $q_s = 0 kN/m^2$;

De 3-9 m de profundidad - $q_s = 50 kN/m^2$;

A partir de 9m - $q_s = 100 kN/m^2$.

$$1.15 * 3 * 490.29 = \pi * 2 * 0.2 * (3 * 0 + 50 * 6 + 100 * x) \Leftrightarrow x = 10.46m$$

Se necesita un anclaje en el estrato D de 10.46m.

La longitud total, teniendo en cuenta un anclaje adicional de 0.50m y la longitud de anclaje en el encepado de 650mm, es de 20.60m.

C.1.5.Cálculo de la escalera exterior

Se ha de decir que aunque este cálculo se incluya en el edificio C es el mismo exactamente para el edificio B ya que las escaleras son idénticas en los dos edificios

Para el cálculo de la armadura de las escaleras se ha tomado un modelo de cálculo simplificado considerando el tramo más largo:

Las cargas consideradas son:

Carga muerta:1 kN/m^2

Peso propio de los peldaños:1 kN/m^2

Peso propio:0.25·25=6.25 kN/m^2, siendo 0,25 el canto y 25 kN/m^3 el peso propio del hormigón

Sobrecarga de uso:4 kN/m^2

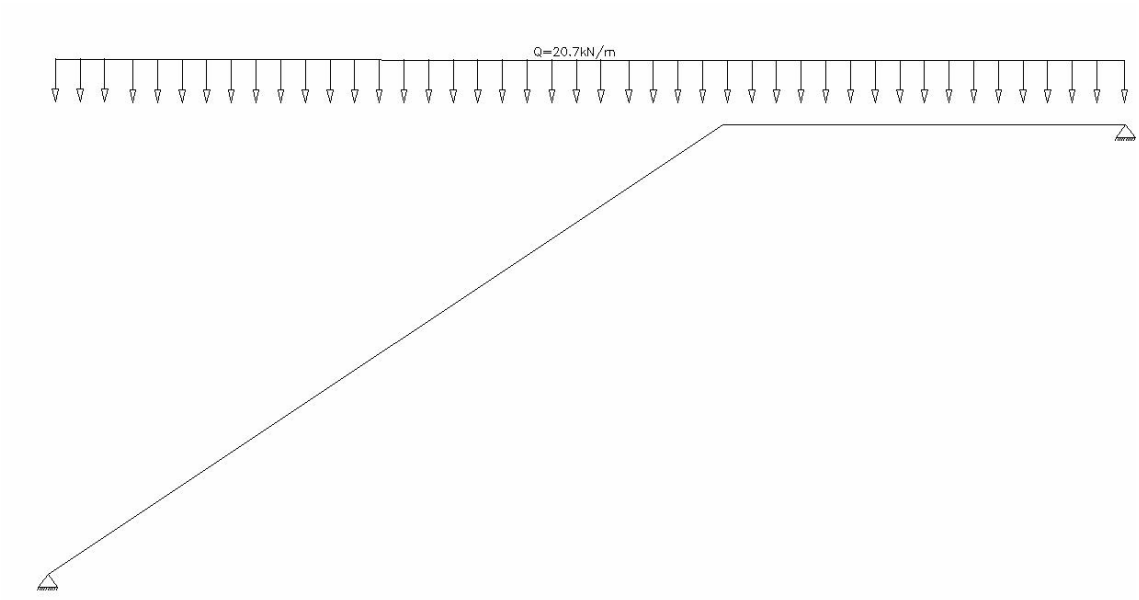

Fig. C.29. Representación del modelo de cálculo de la escalera

C.1.5.1. Dimensionamiento a Estado Límite Último

El ancho de la escalera es de 1.1 m.

Mayorando las cargas y multiplicando por el ancho de la escalera se obtiene:

$$Q = 1*1.5 + 4*1.6 + 6.25*1.5 + 1*1.5 = 18.80 kN/m^2$$

$$Q/m = 18.80*1.10 = 20.70 kN/m$$

Cálculo de las reacciones:

$$\sum M_A = 0 \qquad \text{(Ec.C.65)}$$

$$\sum F = 0 \qquad \text{(Ec.C.66)}$$

Substituyendo en las ecuaciones:

$$\sum M_A = -20.70 \cdot \frac{5.2^2}{2} + 5.2 \cdot R_1 = 0 \rightarrow R_1 = 53.82 kN$$

$$\sum F = 53.82 - 20.70 \cdot 5.2 + R_2 = 0 \rightarrow R_2 = 53.82 kN$$

El momento flector será máximo donde se anule el esfuerzo cortante:

Substituyendo en la ecuación C.65

$$53.82 - 20.70 * d = 0 \rightarrow d = 2.6 m$$

El momento máximo:

$$M_{\max} = 53.82 * 2.6 - 20.70 * \frac{2.6^2}{2} = 69.97 kN \cdot m$$

Con el prontuario informático del hormigón estructural 3.0 se ha dimensionado el armado de la sección de la escalera.

Sección de cálculo considerada:

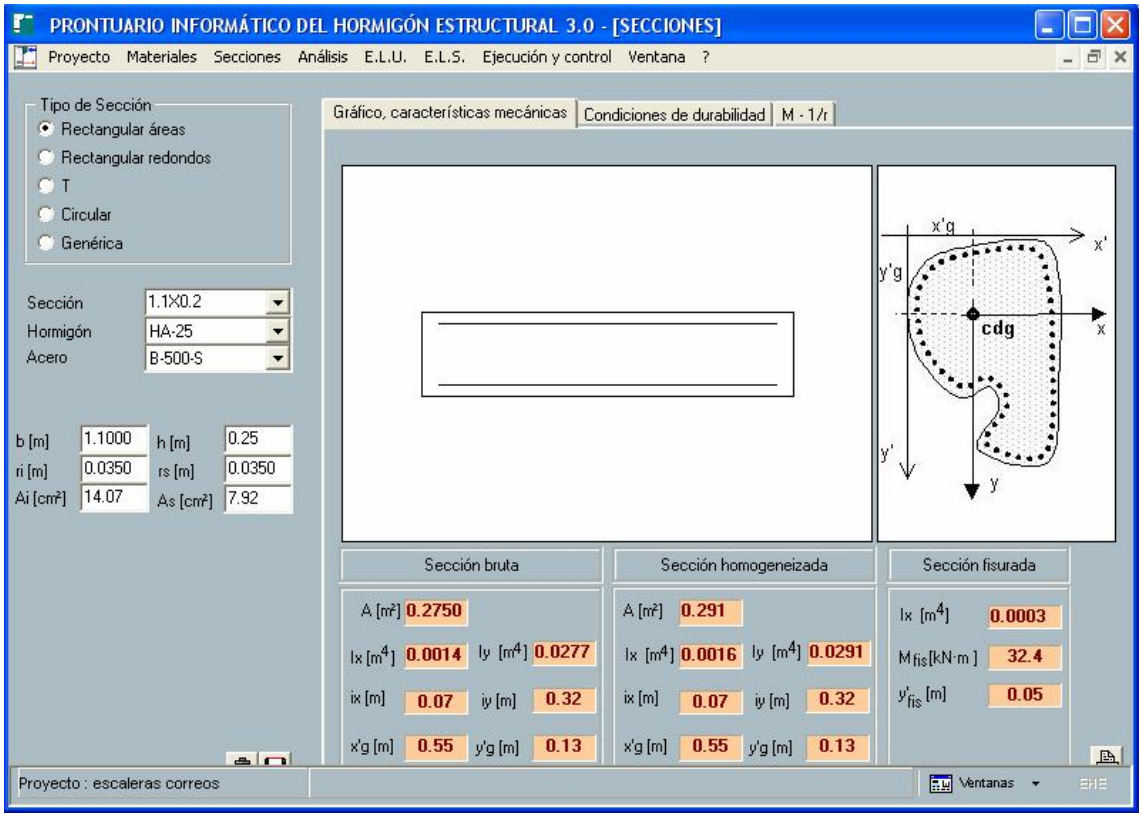

Fig. C.30. Introducción de los datos de la sección en el prontuario

Se obtiene el siguiente armado:

Armadura superior: Ø12 a 0.15m

Armadura inferior: Ø16 a 0.15m.

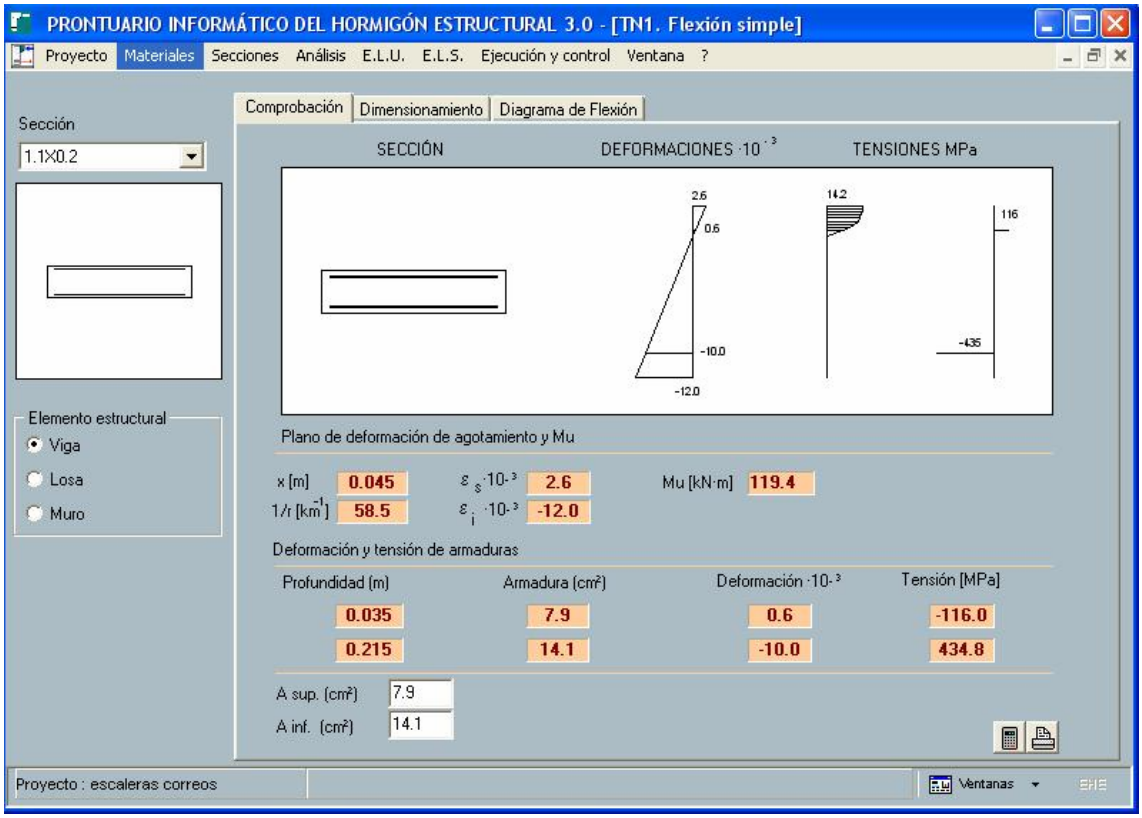

Fig. C.31. Obtención del armado de la sección con el prontuario

C.2.1.2. Verificación a Estado Límite Último

Las acciones en servicio:

Cargas permanentes: $Q = (1.00 + 6.25 + 1.00) * 1.1 = 9.00 kN/m$

Sobrecargas: $Q = 4.00 * 1.1 = 4.40 kN/m$

Cálculo de las reacciones considerando apenas las cargas permanentes substituyendo en las ecuaciones C65 y C.66:

$$\sum M_A = -9.00 \cdot \frac{5.2^2}{2} + 5.2 \cdot R_{CP1} = 0 \rightarrow R_{CP1} = 23.4 kN$$

$$\sum F = 23.4 - 9.00 * 5.2 + R_{CP2} = 0 \rightarrow R_{CP2} = 23.4kN$$

El momento flector será máximo donde se anule el esfuerzo cortante:

$$23.4 - 9.00 * d = 0 \rightarrow d = 2.6m$$

Para el cálculo de la flecha instantánea debido a las cargas permanentes se utiliza el método de Branson para tener en cuenta la fisuración de la sección:

Momentos flectores: $E * I * M(x) = -R_1 \cdot x + \frac{q \cdot x^2}{2}$ (Ec.C.67)

Rotaciones: $E * I * \phi_x = \int M_x \cdot dx = -R_1 \cdot \frac{x^2}{2} + q \cdot \frac{x^3}{6} + A$ (Ec.C.68)

Desplazamientos: $E * I * y_x = \int \phi_x \cdot dx = -R_1 \cdot \frac{x^3}{6} + q \cdot \frac{x^4}{24} + A \cdot x + B$ (Ec.C.69)

Condiciones de contorno:

$$x = 0 \rightarrow y = 0 \rightarrow B = 0$$

$$x = 5.2 \rightarrow y = 0$$

Substituyendo en la ecuación C.69:

$$-R_{CP1} \cdot \frac{x^3}{6} + q_{CP} \cdot \frac{x^4}{24} + A \cdot x + B = 0$$

$$-23.4 * \frac{5.2^3}{6} + 9.00 \cdot \frac{5.2^4}{24} + A \cdot 5.2 = 0$$

$$A = 52.73$$

Por lo que la ley de desplazamientos, flechas instantáneas para las cargas permanentes, es:

$$E * I * y_{xCP} = \int \phi_{xCP} \cdot dx = -23.4 \cdot \frac{x^3}{6} + 9.00 \cdot \frac{x^4}{24} + 52.73 \cdot x$$

Cálculo de las reacciones considerando las sobrecargas, se obtiene de las ecuaciones C65 y C66:

$$\sum M_A = -4.40 \cdot \frac{5.2^2}{2} + 5.2 \cdot R_{SC1} = 0 \rightarrow R_{SC1} = 11.44kN$$

$$\sum F = 11.44 - 4.40 * 5.2 + R_{SC2} = 0 \rightarrow R_{SC2} = 11.44kN$$

El momento flector será máximo donde se anule el esfuerzo cortante:

$$11.4 - 4.40 * d = 0 \rightarrow d = 2.6m$$

$$M_{\max SC} = 11.44 * 2.6 - 4.40 * \frac{2.6^2}{2} = 14.87kN \cdot m$$

Para el cálculo de la flecha instantánea debido a las sobrecargas se utiliza, igualmente, el método de Branson para tener en cuenta la fisuración de la sección, de las ecuaciones C67, C68 y C69:

Momentos flectores: $E * I * M(x) = -R_1 \cdot x + \frac{q \cdot x^2}{2}$

Rotaciones: $E * I * \phi_x = \int M_x \cdot dx = -R_1 \cdot \frac{x^2}{2} + q \cdot \frac{x^3}{6} + A$

Desplazamientos: $E * I * y_x = \int \phi_x \cdot dx = -R_1 \cdot \frac{x^3}{6} + q \cdot \frac{x^4}{24} + A \cdot x + B$

Condiciones de contorno:

$$x = 0 \rightarrow y = 0 \rightarrow B = 0$$

$$x = 5.2 \rightarrow y = 0$$

Substituyendo en la ecuación C69:

$$-R_{SC1}\cdot\frac{x^3}{6}+q_{SC}\cdot\frac{x^4}{24}+A\cdot x+B=0$$

$$-11.44*\frac{5.2^3}{6}+4.40\cdot\frac{5.2^4}{24}+A\cdot 5.2=0$$

$$A=25.78$$

Por lo que la ley de desplazamientos, flechas instantáneas para las sobrecargas se obtiene de la ecuación C69:

$$E*I*y_{xSC}=\int\phi_{xSC}\cdot dx=-11.44\cdot\frac{x^3}{6}+4.40\cdot\frac{x^4}{24}+5.2\cdot x$$

Debido a que se considera régimen elástico es aplicable la superposición de efectos por lo que el momento máximo total es dado por:

$$M_{\max}=M_{\max CP}+M_{\max SC}$$

$$M_{\max}=M_{\max CP}+M_{\max SC}=14.87+30.42=45.29kN\cdot m$$

Debido a que el momento de servicio, debido a cargas permanentes y sobrecargas, es superior al momento de fisuración se ha de buscar la inercia equivalente:

Sección sin fisurar tiene un inercia bruta dada por:

$$I_{bruta}=1.10\cdot\frac{0.25^3}{12}=0.00143m^4$$

Una vez que el momento actuante, para una combinación frecuente de acciones, pasa el momento de fisuración la inercia es:

$$M_{Sd}=45.29kN.m\geq M_{fis}=32.4N.m$$

$$I_{fis}=0.0003m^4$$

La inercia de fisuración y el momento de fisuración se han obtenido del prontuario informático de la EHE.

Por el método de Branson se halla la inercia equivalente, para cargas permanentes:

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 \cdot I_1 + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_2 \qquad \text{(Ec.C.70)}$$

Substituyendo los valores:

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 \cdot I_1 + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_2 = \left(\frac{32.4}{45.29}\right)^3 \cdot 0.00143 + \left[1 - \left(\frac{32.4}{45.29}\right)^3\right] \cdot 0.0003 = 0.00071 m^4$$

Luego la flecha instantánea, máxima a x=1.80m, debida a cargas permanentes y a sobrecargas se obtiene d la ecuación C69:

$$y_{xCP} = \int \phi_{xCP} \cdot dx = \left(-23.4 \cdot \frac{2.6^3}{6} + 9.00 \cdot \frac{2.6^4}{24} + 52.73 \cdot 2.6\right) \Big/ \left(27264 * 10^3 * 7.1 * 10^{-4}\right)$$

$$y_{xCP} = 0.00443 m$$

$$y_{xSC} = \int \phi_{xSC} \cdot dx = \left(-11.44 \cdot \frac{2.6^3}{6} + 4.40 \cdot \frac{2.6^4}{24} + 25.78 \cdot 2.6\right) \Big/ \left(27264 * 10^3 * 7.1 * 10^{-4}\right)$$

$$y_{xSC} = 0.00216 m$$

Flechas diferidas, provocadas apenas por las cargas permanentes vienen definidas por:

$$y_{dCP} = \lambda * y_{xCP} = \frac{\zeta_{calculo} - \zeta_{idad,c\arg a}}{(1 + 50 * \rho')} * y_{xCP} \qquad \text{(Ec.C.71)}$$

La cantidad geométrica de armadura de compresión:

$$\rho' = \frac{A_s'}{b * d} \qquad \text{(Ec.C.72)}$$

Se substituyen los valores:

$$\rho' = \frac{A_s'}{b * d} = \frac{14.07}{110 * 24.5} = 0.00522$$

Substituyendo en la ecuación C.71

$$y_{dCP} = \frac{2-0.5}{(1+50*0.00522)} * 0.00443 = 0.00527m$$

Según la EHE la flecha total tiene de ser inferior a L/250:

$$y_{Total} = y_{xCP} + y_{xSC} + y_{dCP} \qquad \text{(Ec.C.73)}$$

$$y_{Total} = y_{xCP} + y_{xSC} + y_{dCP} = 0.00443 + 0.00216 + 0.00527 = 0.01186m \leq \frac{5.2}{250} = 0.0208m$$

Según la EHE la flecha activa tiene de ser inferior a L/400:

$$y_{activa} = y_{xSC} + y_{dCP} \qquad \text{(Ec.C.74)}$$

$$y_{activa} = y_{xSC} + y_{dCP} = 0.00216 + 0.00527 = 0.00743m \leq \frac{5.2}{400} = 0.0130m$$

C.2.2.Cálculo de la escalera interior

Al igual que la escalera exterior, aunque el cálculo se haya incluido en el edificio C, es exactamente igual para el edificio B.

Para el cálculo de la armadura de las escaleras se ha tomado un modelo de cálculo simplificado considerando el tramo mas largo:

Las cargas consideradas son:

Carga muerta:1 kN/m^2

Peso propio de los peldaños:1 kN/m^2

Peso propio:0.25·25=6.25 kN/m^2, siendo 0,25 el canto considerado para el peso propio (más desfavorable) y 25 kN/m^3 el peso propio del hormigón

Sobrecarga de uso:4 kN/m^2

C.2.2.1. Dimensionamiento a Estado Límite Último

El ancho de la escalera es de 1.1 m.

Mayorando las cargas y multiplicando por el ancho de la escalera se obtiene:

$$Q = 1*1.5 + 4*1.6 + 6.25*1.5 + 1*1.5 = 18.80 kN/m^2$$

$$Q/m = 18.80*1.10 = 20.70 kN/m$$

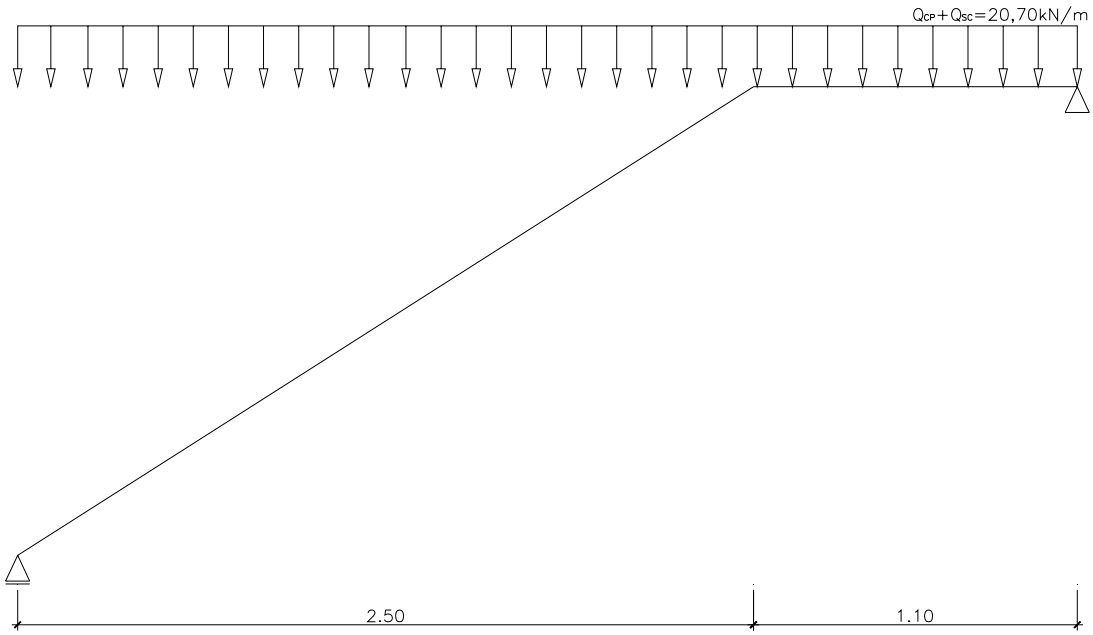

Fig. C.32. Representación del modelo de cálculo de la escalera

Cálculo de las reacciones mediante las ecuaciones C65 y C.66:

$$\sum M_A = -20.70 \cdot \frac{3.60^2}{2} + 3.60 \cdot R_1 = 0 \rightarrow R_1 = 37.3kN$$

$$\sum F = 37.30 - 20.70 \cdot 3.60 + R_2 = 0 \rightarrow R_2 = 37.3kN$$

El momento flector será máximo donde se anule el esfuerzo cortante:

$$37.3 - 20.70 * d = 0 \rightarrow d = 1.80m$$

El momento máximo:

$$M_{\max} = 37.30 * 1.80 - 20.70 * \frac{1.8^2}{2} = 33.6kN \cdot m$$

Con el prontuario informático del hormigón estructural 3.0 se ha dimensionado el armado de la sección de la escalera.

Sección de cálculo considerada:

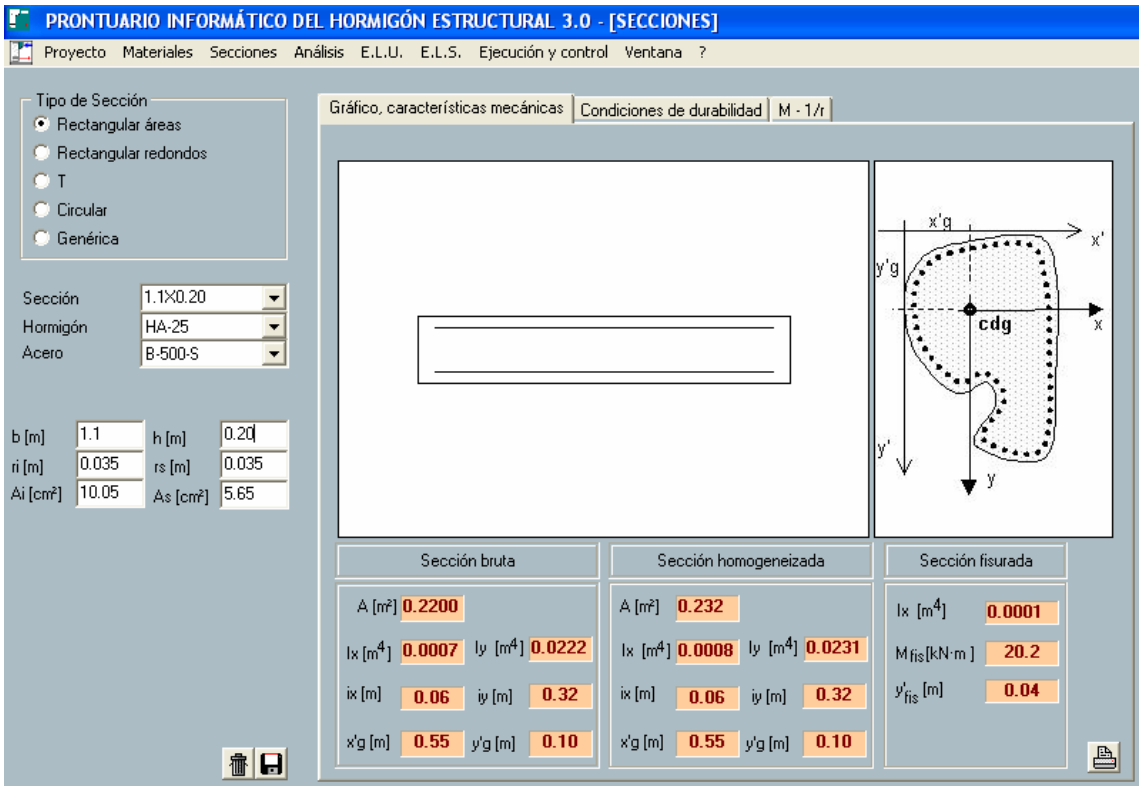

Fig. C.32. Introducción de los datos de la sección en el prontuario

Se obtiene el siguiente armado:

Armadura superior: Ø12 a 0.2m

Armadura inferior: Ø16 a 0.2m.

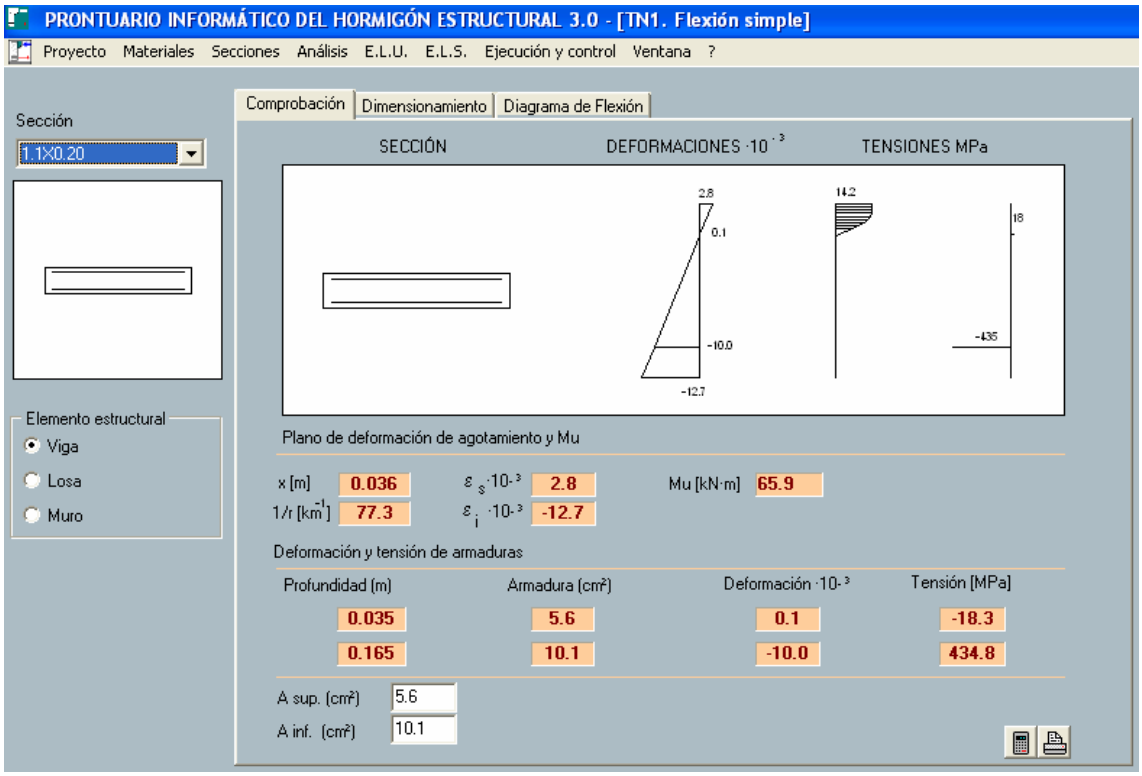

Fig. C.33. Obtención de la armadura de la sección el prontuario

C.2.2.2. Verificación a Estado Límite de Sevicio

Las acciones en servicio:

Cargas permanentes: $Q = (1.00 + 6.25 + 1.00) * 1.1 = 9.00 kN/m$

Sobrecargas: $Q = 4.00 * 1.1 = 4.40 kN/m$

Cálculo de las reacciones considerando apenas las cargas permanentes, con las ecuaciones C.65 y C.66

$$\sum M_A = -9.00 \cdot \frac{3.60^2}{2} + 3.60 \cdot R_{CP1} = 0 \rightarrow R_{CP1} = 16.20kN$$

$$\sum F = 16.20 - 9.00 * 3.60 + R_{CP2} = 0 \rightarrow R_{CP2} = 16.20kN$$

El momento flector será máximo donde se anule el esfuerzo cortante:

$$16.20 - 9.00 * d = 0 \rightarrow d = 1.80m$$

$$M_{\max CP} = 16.20 * 1.80 - 9.00 * \frac{1.80^2}{2} = 14.58kN \cdot m$$

Para el cálculo de la flecha instantánea debido a las cargas permanentes se utiliza el método de Branson para tener en cuenta la fisuración de la sección mediante las ecuaciones C.67,C.68 y C.69:

Momentos flectores: $E * I * M(x) = -R_1 \cdot x + \frac{q \cdot x^2}{2}$

Rotaciones: $E * I * \phi_x = \int M_x \cdot dx = -R_1 \cdot \frac{x^2}{2} + q \cdot \frac{x^3}{6} + A$

Desplazamientos: $E * I * y_x = \int \phi_x \cdot dx = -R_1 \cdot \frac{x^3}{6} + q \cdot \frac{x^4}{24} + A \cdot x + B$

Condiciones de contorno, se substituye de la ecuación C69

$$x = 0 \rightarrow y = 0 \rightarrow B = 0$$

$$x = 3.6 \rightarrow y = 0$$

$$-R_{CP1} \cdot \frac{x^3}{6} + q_{CP} \cdot \frac{x^4}{24} + A \cdot x + B = 0$$

$$-16.20 * \frac{3.60^3}{6} + 9.00 \cdot \frac{3.60^4}{24} + A \cdot 3.60 = 0$$

$$A = 17.50$$

Por lo que la ley de desplazamientos, flechas instantáneas para las cargas permanentes se obtiene de la ecuación C69 y substituyendo las condiciones de contorno.

$$E*I*y_{xCP} = \int \phi_{xCP} \cdot dx = -16.20 \cdot \frac{x^3}{6} + 9.00 \cdot \frac{x^4}{24} + 17.50 \cdot x$$

Cálculo de las reacciones considerando apenas las sobrecargas con las ecuaciones C.65 y C.66:

$$\sum M_A = -4.40 \cdot \frac{3.60^2}{2} + 3.60 \cdot R_{SC1} = 0 \rightarrow R_{SC1} = 7.92kN$$

$$\sum F = 7.92 - 4.40*3.60 + R_{SC2} = 0 \rightarrow R_{SC2} = 7.92kN$$

El momento flector será máximo donde se anule el esfuerzo cortante:

$$7.92 - 4.40*d = 0 \rightarrow d = 1.80m$$

El momento máximo debido a la sobrecarga de uso:

$$M_{\max SC} = 7.92*1.80 - 4.40*\frac{1.80^2}{2} = 7.13kN{\cdot}m$$

Para el cálculo de la flecha instantánea debido a las sobrecargas se utiliza, igualmente, el método de Branson para tener en cuenta la fisuración de la sección (ecuaciones C.67, C.68 y C.69):

Momentos flectores: $E*I*M(x) = -R_1 \cdot x + \frac{q \cdot x^2}{2}$

Rotaciones: $E*I*\phi_x = \int M_x \cdot dx = -R_1 \cdot \frac{x^2}{2} + q \cdot \frac{x^3}{6} + A$

Desplazamientos: $E*I*y_x = \int \phi_x \cdot dx = -R_1 \cdot \frac{x^3}{6} + q \cdot \frac{x^4}{24} + A \cdot x + B$

Condiciones de contorno, substituyendo los valores en la ecuación C.69:

$$x = 0 \rightarrow y = 0 \rightarrow B = 0$$

$$x = 3.6 \rightarrow y = 0$$

$$-R_{SC1} \cdot \frac{x^3}{6} + q_{SC} \cdot \frac{x^4}{24} + A \cdot x + B = 0$$

$$-7.92 * \frac{3.60^3}{6} + 4.40 \cdot \frac{3.60^4}{24} + A \cdot 3.60 = 0$$

$$A = 8.55$$

Por lo que la ley de desplazamientos, flechas instantáneas para las sobrecargas (ecuación C.69), es

$$E * I * y_{xSC} = \int \phi_{xSC} \cdot dx = -7.92 \cdot \frac{x^3}{6} + 4.40 \cdot \frac{x^4}{24} + 8.55 \cdot x$$

Debido a que se considera régimen elástico es aplicable la superposición de efectos por lo que el momento máximo total es dado por:

$$M_{\max} = M_{\max CP} + M_{\max SC} = 14.58 + 7.13 = 21.71 kN \cdot m$$

Debido a que el momento de servicio, debido a cargas permanentes y sobrecargas, es superior al momento de fisuración se ha de buscar la inercia equivalente:

Sección sin fisurar tiene una inercia bruta dada por:

$$I_{bruta} = 1.10 \cdot \frac{0.20^3}{12} = 0.0007 m^4$$

Una vez que el momento actuante, para una combinación frecuente de acciones, es superior al momento de fisuración la inercia es:

$$M_{Sd} = 21.71 kN.m \geq M_{fis} = 20.20 N.m$$

$$I_{fis} = 0.0001 m^4$$

Por el método de Branson (ecuación C.70) se halla la inercia equivalente, para cargas permanentes:

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 \cdot I_1 + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_2 = \left(\frac{20.20}{21.71}\right)^3 \cdot 0.0007 + \left[1 - \left(\frac{20.20}{21.71}\right)^3\right] \cdot 0.0001 = 0.00058 m^4$$

Luego la flecha instantánea, máxima a x=1.80m, debida a cargas permanentes y a sobrecargas:

$$y_{xCP} = \int \phi_{xCP} \cdot dx = \left(-16.20 \cdot \frac{1.80^3}{6} + 9.00 \cdot \frac{1.80^4}{24} + 17.50 \cdot 1.80\right) \Big/ \left(27264 * 10^3 * 5.8 * 10^{-4}\right)$$

$$y_{xCP} = 0.0012 m$$

$$y_{xSC} = \int \phi_{xSC} \cdot dx = \left(-7.92 \cdot \frac{1.80^3}{6} + 4.40 \cdot \frac{1.80^4}{24} + 8.55 \cdot 1.80\right) \Big/ \left(27264 * 10^3 * 5.8 * 10^{-4}\right)$$

$$y_{xSC} = 0.00061 m$$

Flechas diferidas, provocadas apenas por las cargas permanentes (ecuación C.71)

$$y_{dCP} = \lambda * y_{xCP} = \frac{\zeta_{calculo} - \zeta_{idad,carga}}{(1 + 50 * \rho')} * y_{xCP}$$

La cantidad geométrica de armadura de compresión dada por la ecuación C.72

$$\rho' = \frac{A_s'}{b * d} = \frac{10.05}{110 * 19.5} = 0.0047$$

Substituyendo en la ecuación C.71:

$$y_{dCP} = \frac{2 - 0.5}{(1 + 50 * 0.0047)} * 0.0012 = 0.0015 m$$

Según la EHE la flecha total tiene de ser inferior a L/250:

$$y_{Total} = y_{xCP} + y_{xSC} + y_{dCP} = 0.0012 + 0.00061 + 0.0015 = 0.0033 m \leq \frac{3.60}{250} = 0.0144 m$$

Según la EHE la flecha activa tiene de ser inferior a L/400:

$$y_{Total} = y_{xSC} + y_{dCP} = 0.00061 + 0.0015 = 0.0021m \leq \frac{3.60}{400} = 0.009m$$

C.2.Edificio B

C.2.1.Apeo de la estructura de la fachada.

C.2.1.1. Cálculo de la sección de la biga

Se va a calcular el perfil de esta biga teniendo en cuenta el tramo más desfavorable es el entramado de fachada de la alineación 24.

El modelo de cálculo utilizado es el de una biga biapoyada con dos cargas puntales.

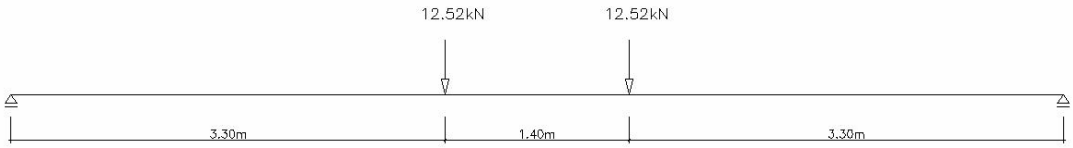

Fig. C.34. Modelo de cálculo de la viga

Cargas consideradas: las cargas que se han considerado son las del peso de los pilares metálicos que se van a apear y el peso de la fachada que se trata de un panel sándwich

Cargas consideradas:

120.4→M=14.2 kg/m

60.3→M=5.19 kg/m

IPE 200→M=22.4 kg/m

Panel sandwich→30 kg/m^2

Peso de los pilares a apear:

14.2·9+1.4·5.19+22.4·1.65=172 Kg

Peso de la fachada

9·8·30/2=1080 kg

Se va a dimensionar el perfil a ELS:

Se toma el mismo criterio conservador que para el dificio C, se ha de verificar que la flecha vertical máxima sea inferior a 10 mm, se substituyen los valores en la ecuación C.1

$$0.01 \leq \frac{12.52 \cdot 3.3}{21 \cdot 210000000 \cdot I} \cdot (3 \cdot 8^2 - 4 \cdot 3.3^2) \rightarrow I \geq 1.22 \cdot 10^{-4} \rightarrow 12200 \cdot 10^4 \, mm^4 \Rightarrow HEB260$$

Comprobación ordinaria ELU: se limita a la resistencia de la sección transversal del perfil HEB sometido a flexión

M_{max}=0.5·2·Q·3.3=41.32→M=1.5·41.32=61.97kN·m

Ecuación C.2

$$\frac{M_{sd}}{W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{MO}} \leq 1$$

$$\frac{61.97 \cdot 10^6}{1283 \cdot 10^3 \cdot 275 / 1.05} \leq 1 \rightarrow 0.18443 \leq 1$$

Comprobación a torsión del HEB 260:

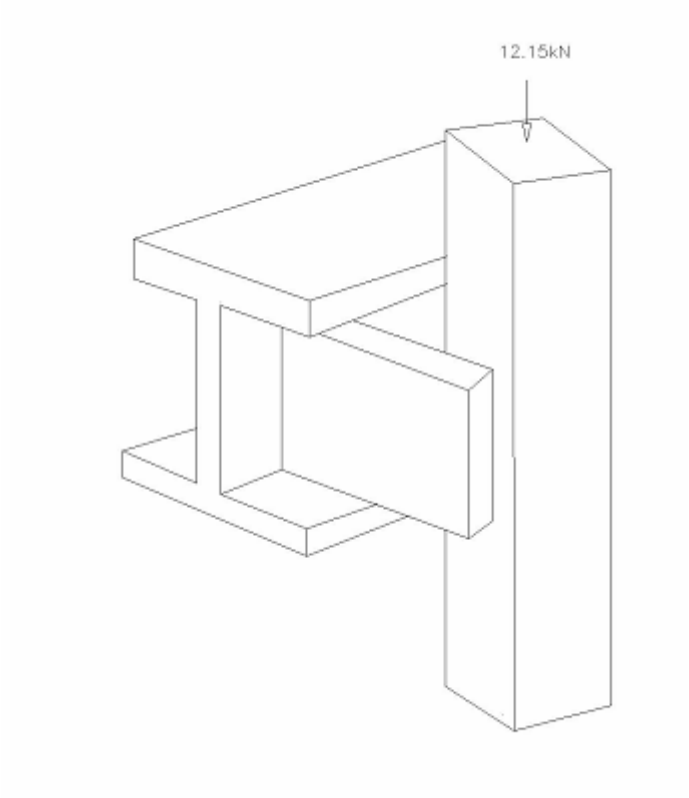

Fig. C.35. Representación del pilar a apear y la viga

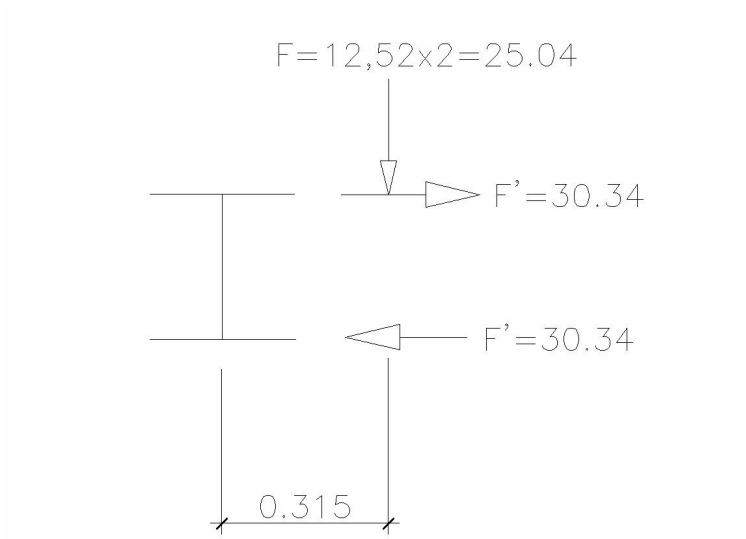

Fig. C.36. Sección sometida a torsión

M=18.78·0.315=5.92 kN·m

V_f=F'=5.92/0.26=22.75 kN

Se aplica la ecuación C.3 (fórmula de Collignon)

$$\tau_{w\max} = \frac{3}{2}\cdot\frac{V_f}{A_f} = \frac{3}{2}\cdot\frac{22.75\cdot 10^3}{260\cdot 17.5} = 7.5N/mm^2$$

El momento flector de la ecuación C.4

$$M_f = \frac{M_t}{\alpha\cdot h} = \frac{5.92\cdot 10^6}{8.1\cdot 10^{-4}\cdot 242} = 30.2\cdot 10^6\, N\cdot m \rightarrow 30.2KN\cdot m$$

Siendo, Mt el momento torsor calculado anteriormente, h la distancia entre los dos ejes de las alas y α de la ecuación C.5 definida anteriormente:

$$\alpha = \sqrt{\frac{G\cdot I_t}{E\cdot I_w}}$$

Substituyendo los valores de la ecuación C.5 se obtiene:

$$\alpha = 8.1\cdot 10^{-4}\ {}^{1}\!/_{mm}$$

Substituyendo los valores de la ecuación C.4 se obtiene

$$M_t = 22.75\cdot 0.260 = 5.915KN\cdot m$$

De la ecuación C.6

$$\sigma_w = \frac{M_f\cdot b/2}{I_f} = \frac{30.2\cdot 10^6\cdot 260/2}{\frac{1}{12}\cdot 17.5\cdot (260)^3} = 153.17N/mm^2$$

Se ha de sumar τ_w debido a F:

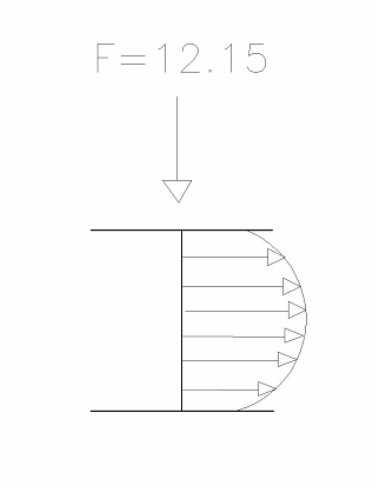

Fig. C.37.Distribución de tensiones debidas a F

Que viene dado por la fórmula de la ecuación C.7

$$\tau = \frac{V_{sd} \cdot S_y}{I \cdot t_w} = \frac{18.78 \cdot 10^3 \cdot 272812.5}{14920 \cdot 10^4 \cdot 10} = 3.44 N \text{ /mm}^2$$

$$S_y(z = 121.24) = 121.25 \cdot 2250 = 272812.5 mm^3$$

Se substituyen los valores en la ecuación C.8

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_w{}^2 + 3 \cdot \tau_w{}^2} = \sqrt{153.17^2 + 3 \cdot 10.93^2} = 154.33 N$$

Se realiza la comprobación con la ecuación C.9

$$\sigma_{\max} = \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} + \sigma_{eq} = \frac{41.32 \cdot 10^6}{1283 \cdot 10^3} + \frac{6.4 \cdot 10^6}{602.2 \cdot 10^3} + 154.335 \leq \frac{275}{1.05} \Rightarrow 197.17 \leq 261.91$$

C.2.1.2. Cálculo de la unión biga-pilar de hormigón

El objetivo de esta unión es que sea una articulación, por tanto, se han de colocar los tornillos superiores lo más alejado para que la pletina pueda deformarse y que la Δ_{max} esté situado en el ala superior de la biga.

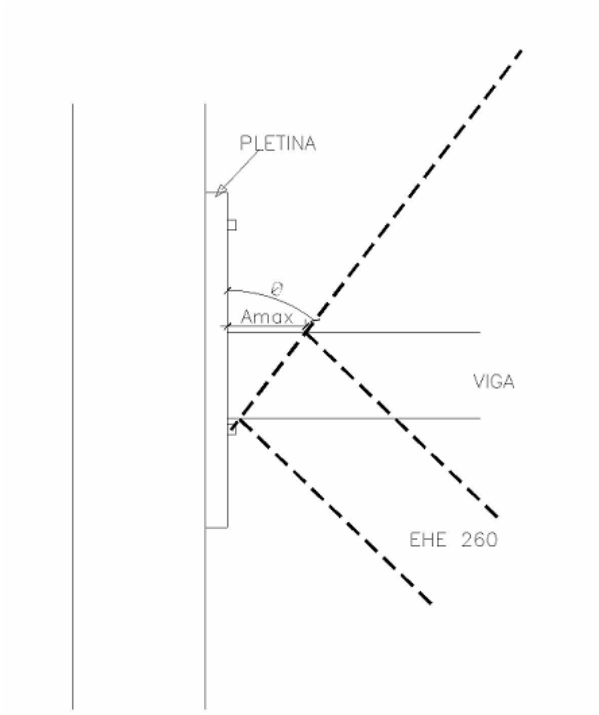

Fig. C.38. Representación de la unión biga-pilar

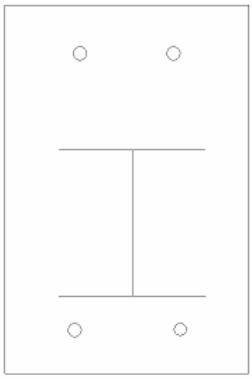

Fig. C.39. Vista frontal de la pletina

El ángulo girado viene definido por la ecuación C.10

$$\sigma_A = \frac{P \cdot a \cdot (l-a)}{2 \cdot E \cdot I} = \frac{18.78 \cdot 10^3 \cdot 3300 \cdot (8000-3300)}{2 \cdot 210000 \cdot 14920 \cdot 10^4} = 4.648 rad \rightarrow 0.266^{\circ}$$

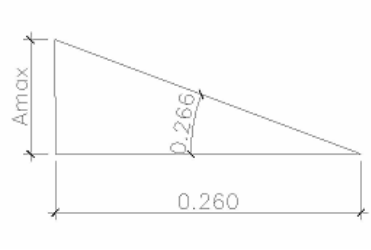

Fig. C40.Detalle del ángulo girado

Δ_{max}=0.26·tg0.266=0.0012m=1.2mm

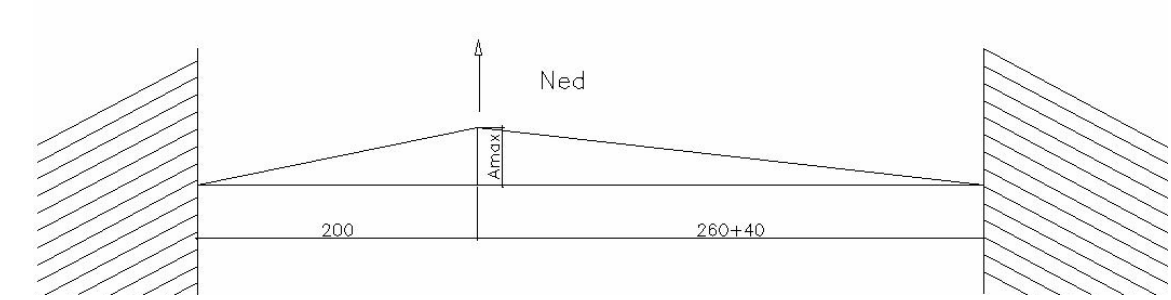

Fig. C.41 Representación del tramo entre los tornillos de la pletina

La inercia de la sección se calcula con la fórmula C.11:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{300 \cdot 6^3}{12} = 5400 mm^4$$

Así se obtiene el desplazamiento con la ecuación C.12:

$$\Delta = \frac{P \cdot a^3 \cdot b^3}{3 \cdot E \cdot I \cdot l^3} \rightarrow 1.2 = \frac{N_{ed} \cdot 200^3 \cdot 300^3}{3 \cdot 210000 \cdot 5400 \cdot 500^3} \rightarrow N_{ed} = 2.36 kN$$

Así se tendrán que dimensionar los tornillos que trabajen a tracción y a cortante ($V_{ed} = 18.67 kN$)

Además se ha de tener en cuenta el brazo de palanca

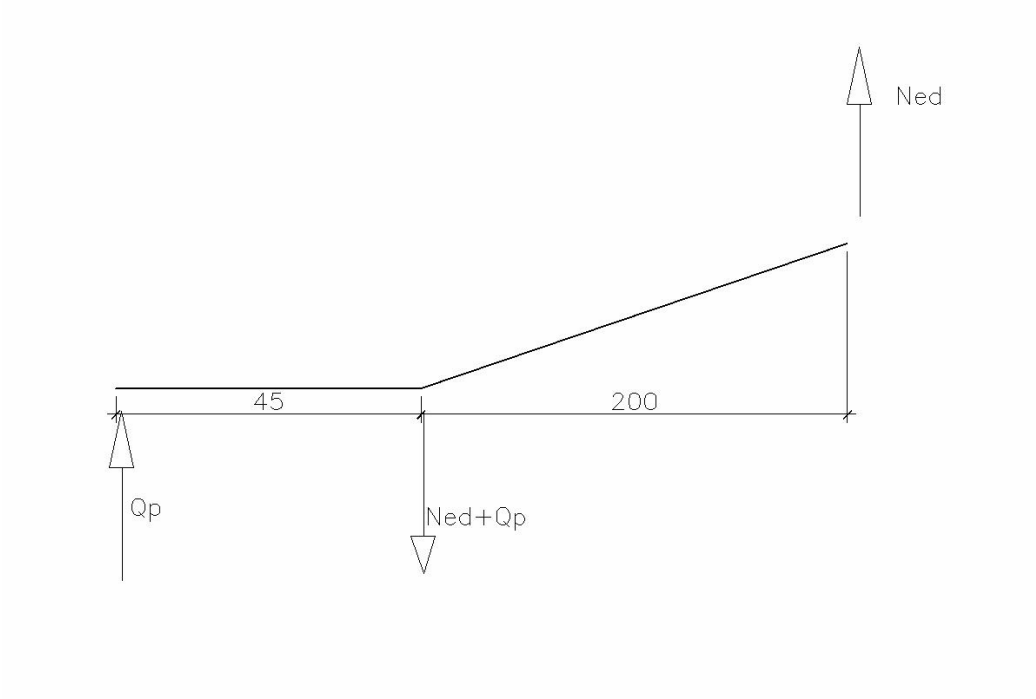

Fig. C.42. Representació de media pletina

$\sum M_0 = 0$

(Ned+Q_P)·45= Ned·245

(2.36+ Q_P)·0.045=2.36·0.245→ Q_P=10.49 kN

Así los tornillos tienen que aguantar una $N_{ed}' = 10.49 + 2.36$ kN=12.85kN

Para estar al lado de la seguridad se va a considerar que todo el esfuerzo de tracción es soportado por los dos tornillos superiores.

Tornillos:HIT-RE500 resina de inyección con varilla HAS-R, calidad 6.8 y M.20.

-Comprobación de la pletina:

La pletina propuesta tiene un espesor de 6mm, ya que ésta ha de tener poco espesor para poder permitir la deformación de ésta y que la unión sea flexible.

Modelos de cálculo: los tornillos se modelizan como empotramientos.

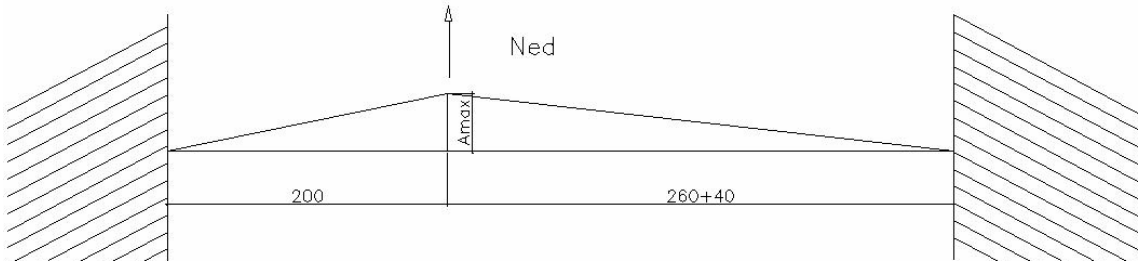

Fig. C.43 Representación del tramo entre los tornillos de la pletina

Siendo $P=N_{ed}=2.35$ kN

El momento se calcula con la ecuación C.13:

$$M = \frac{2 \cdot P \cdot a^2 \cdot b^2}{l^3} = \frac{2 \cdot 2.36 \cdot 0.2^2 \cdot 0.3^2}{0.5^3} = 0.136 kN \cdot m$$

Se realiza la comprobación con la ecuación C.2

$$\frac{M}{W} \leq \frac{f_y}{\gamma_{MO}}$$

$$\frac{0.136 \cdot 10^6}{\frac{300 \cdot 6^2}{6}} \leq \frac{275}{1.05} \rightarrow 75.52 \leq 261.9$$

También se ha de comprobar el otro extremo de la pletina:

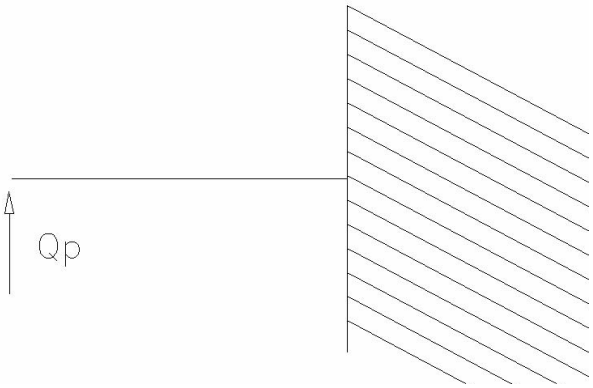

Fig. C.44. Representación del tramo de la pletina entre el borde y tornillo

M=10.49·0.045=0.472 kN·m

Se comprueba con la ecuación C.2

$$\frac{M}{W} \leq \frac{f_y}{\gamma_{MO}}$$

$$\frac{0.472 \cdot 10^6}{\frac{300 \cdot 6^2}{6}} \leq \frac{275}{1.05} \rightarrow 262 \leq 262$$

C.2.1.3. Cálculo de la unión biga-pilar metálico

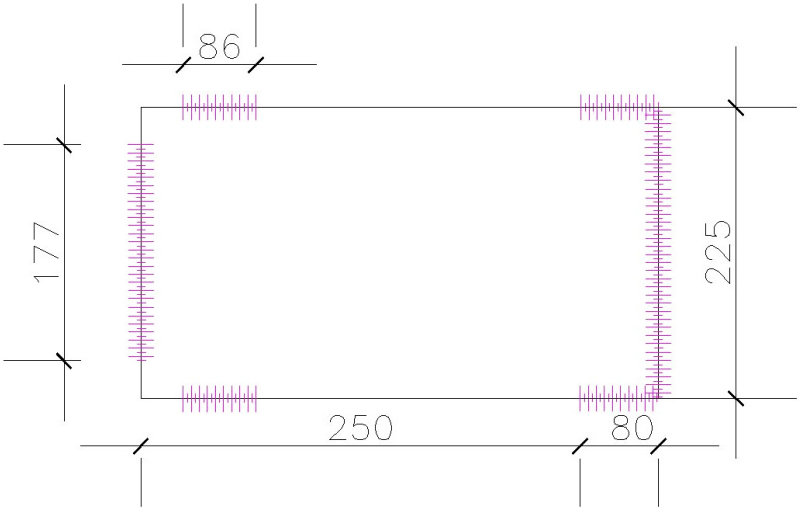

Fig. C.45. Representación de las soldaduras de la pletina

HEB260

H_i=225mm

D=177mm

Predimensionamiento, t (espesor de la placa)=10mm.

Comprobación del espesor t de la placa: se va a comprobar la sección teniendo en cuenta que se trata de una sección sometida a cortante y a flexión. Según el SE-A, la sección se ha de comprobar a cortante, adicionalmente si el cortante de cálculo es mayor que la mitad de la resistencia de la sección a cortante se comprobará el momento de cálculo frente al resistente.

Se ha de verificar la ecuación C.14

$$V_{pl,Rd} > V$$

La obtención de $V_{pl,Rd}$ se realiza mediante la ecuación C.15

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 225 \cdot 10 \cdot \frac{275 \cdot / 1.05}{\sqrt{3}} = 340.224 kN$$

Se substituyen los valores en la ecuación C.14 y se obtiene:

340.22>19.5

Adicionalmente se va a comprobar la sección a flexión, que ha de verificar la inecuación C.16

$$M_{v,Rd} > M$$

De la ecuación C.17:

$$M_{v,Rd} = W_{pl}(1-\rho) f_{yd} = \frac{1}{6} \cdot 225^2 \cdot 10 \cdot (1 - 0.78388) \cdot \frac{275}{1.05} = 4775866 N \cdot mm$$

Se obtiene ρ de la ecuación C.18

$$\rho = (2 \cdot \frac{V_{ed}}{V_{pl,Rd}} - 1)^2 = \left(2 \cdot \frac{19500}{340224} - 1\right)^2 = 0.78388$$

Se substituyen los valores y se cumple la inequación

$$M_{v,Rd} > M \rightarrow 4.8 > 1.56$$

Se va a comprobar la soldadura a cortante con la ecuación C.19

$$I = 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot a \cdot l^3\right) = 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3\right) = 2 \cdot \left(\frac{1}{12} 6 \cdot (177)^3\right) = 5545233$$

Considerando con la ecuación C.20 que

$a_{\max} \leq 0.7 \cdot t$, se toma a=6mm

$$W = \frac{I}{Z \max} = \frac{5545233}{88.5} = 62658$$

Se aplica la ley de Navier :

$$\sigma_{w,\max} = \frac{M}{W} = \frac{M}{2 \cdot \frac{1}{6} \cdot a \cdot L^2} = \frac{1{,}56 \cdot 10^6}{62658} = 24.9 N / mm^2$$

De la ecuación C.22

$$\sigma_{\perp} = \frac{\sigma_w}{\sqrt{2}} = \frac{24.9}{\sqrt{2}} = 17.61 N/mm^2$$

Y de la ecuación C.22

$$\tau_{\perp} = \frac{\sigma_w}{\sqrt{2}} = \frac{24.9}{\sqrt{2}} = 17.61 N/mm^2$$

Y de la C.23

$$\tau_{\mathrm{II}} = \frac{19500}{2 \cdot a \cdot L} = \frac{19500}{2 \cdot 6 \cdot 177} = 9.18 N/mm^2$$

Se aplica Navier (ecuación C.24)

$$\sqrt{\sigma_{\perp}{}^2 + 3 \cdot \left(\tau^2{}_{\perp} + \tau^2{}_{\mathrm{II}}\right)} = \sqrt{17.61^2 + 3 \cdot (17.61^2 + 9.18^2)} \leq \frac{275}{0.85 \cdot 1.05} \rightarrow 38.64 \leq \frac{275}{0.89}$$

Así la solución propuesta es válida

C.2.2.Cortina de micropilotes

Ver edificio C ya que el cálculo es exactamente igual

C.2.3.Cálculo de la viga de coronación

Aunque el cálculo de la viga de coronación se incluya en el edificio B, es exactamente igual para el edificio C.

Cargas consideradas:

PP forjado= 4,90 kN/m²

PP capa de compresión= 2,50 kN/m²

PPviga= 10 kN/m

SCU= 7,50 kN/m²

Así se obtiene la carga resultante:

$$PP_{forjado} + CM + PP_{viga} + SCU = 4{,}90*5*1{,}50 + 2{,}50*5*1{,}50 + 10*1{,}50 + 7{,}50*5*1{,}60 = 130{,}5kN/m$$

Se hace una prueba de cálculo de la viga de coronación con un modelo de bielas y tirantes sujeta a cargas verticales

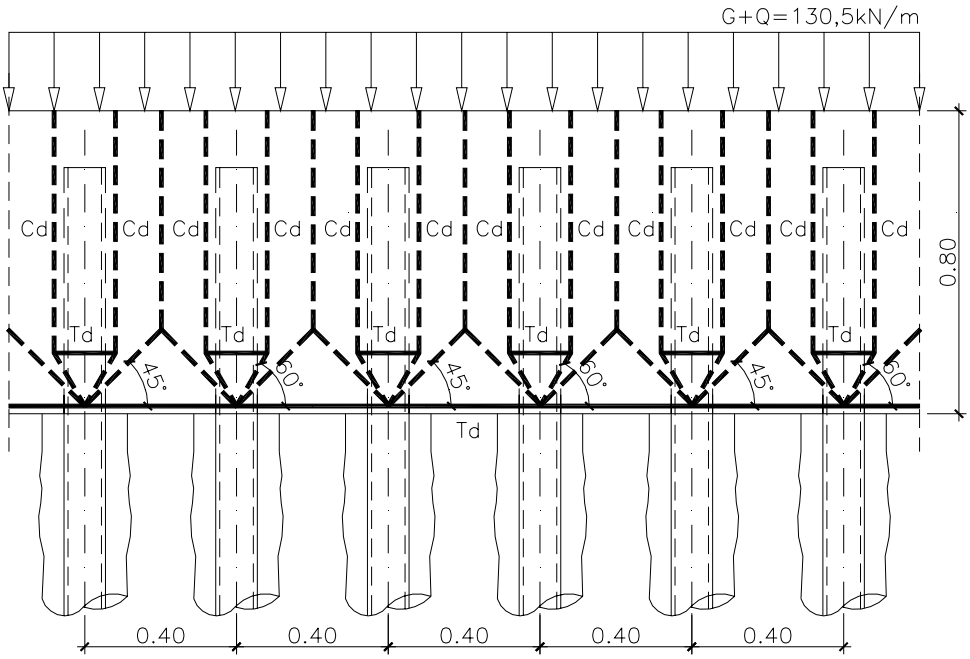

Fig. C.46.Modelo de bielas y tirantes

El armado obtenido a partir de este modelo resulto inferior al mínimo. Después la misma viga ha sido calculada sujeta al empuje del terreno con un modelo de viga biapoyada en los pilares con luces de 7,0 m , se considera el terreno con un peso volúmico medio de 18kN/m³ con un coeficiente de empuje en reposo de 0,35 y una altura de 3,10m, considerando que la viga se llevara 1/3 de esta carga, en cuanto a cargas permanentes, la sobrecarga considerada es de 7,50kN/m², de acuerdo con la figura que sigue:

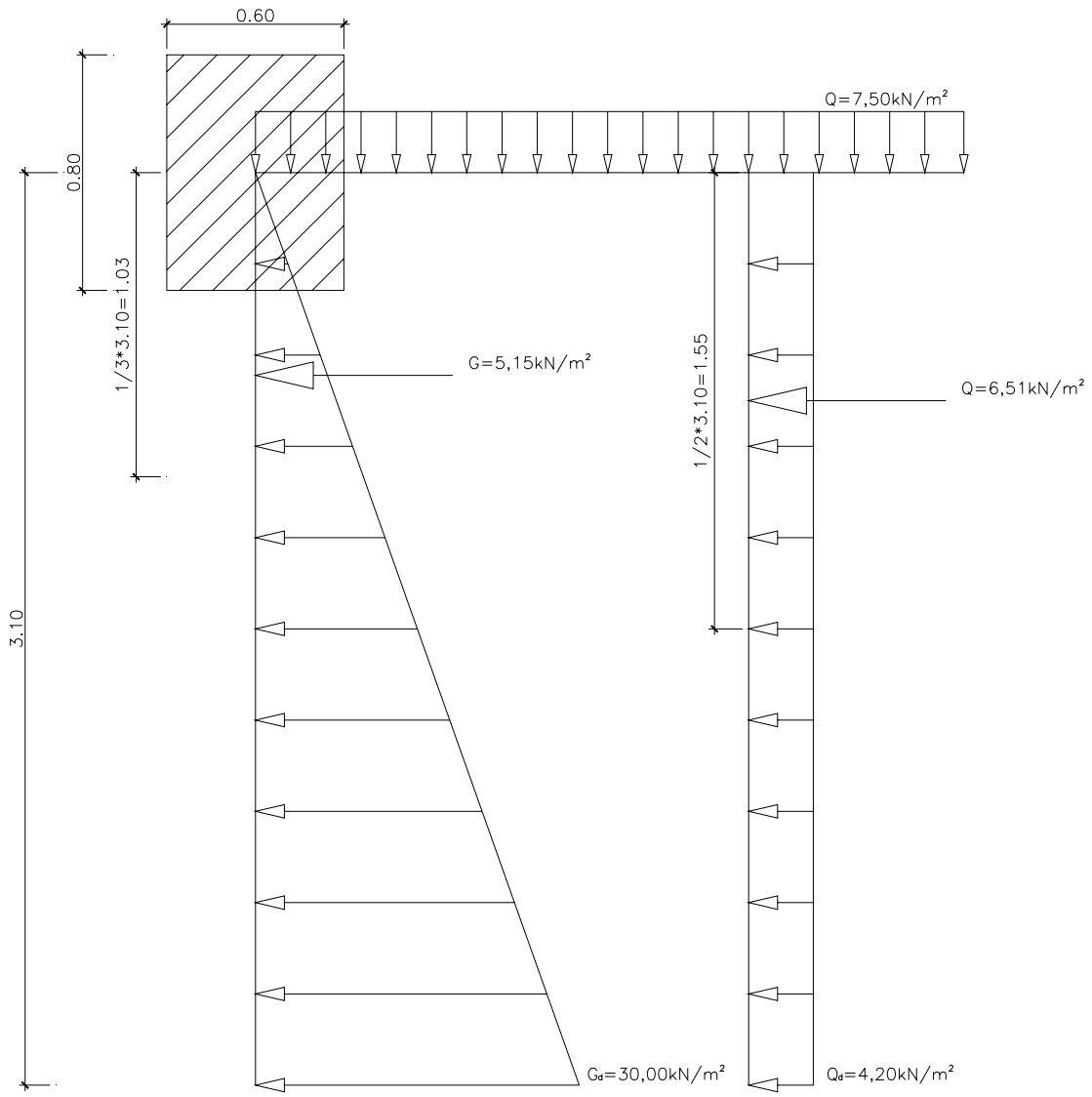

Fig. C.47.Distribución de cargas

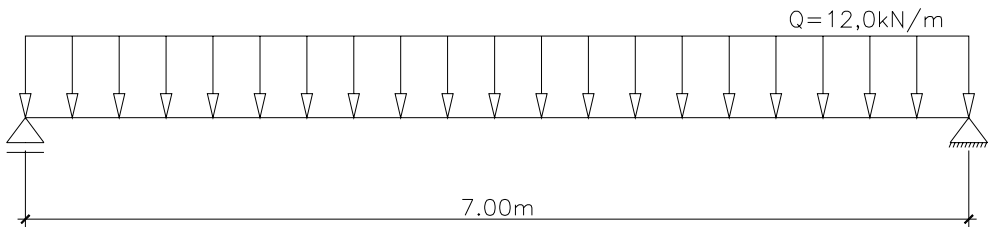

Fig. C.48. Modelo considerado para la viga

Con esta hipótesis de carga y este modelo de apoyos se obtiene un momento máximo de 75kN.m que implica un armado mínimo de 2Ø20, debido al factor la viga transmitir las cargas al terreno a través de micropilotes pondremos un armado simétrico a la misma, cuanto a cortante tenemos 42kN que se encuentra cubierto por el hormigón por lo que se pondrá un armado mínimo de Ø10 cada 20cm.

C.2.4.Cálculo de los micropilotes superiores

C.2.4.1. Cálculo de la longitud de los micropilotes

Debido a necesidad de cortar todas las vigas riostras en el interior de la nave, la acción estabilizadora de estas tiene de ser compensada de alguna forma, la solución adoptada consiste en colocar cuatro micros, dos a cada lado del pilote existente y reforzar el encapado con hormigón.

Con la sección de la viga riostra, VR3, se calcula su capacidad resistente, su momento ultimo, y se calcula, con las debidas minoraciones, la longitud de micropilotes necesarias para compensar el efecto que estas tenían en la estructura.

También se ha de tener en cuenta que existe una excentricidad de 0.625m en la aplicación de la carga y que el micropilote puede no estar perfectamente situado (puede estar desplazado 0.1m)

Se sabe que la sección de la viga riostra, VR3, es la siguiente:

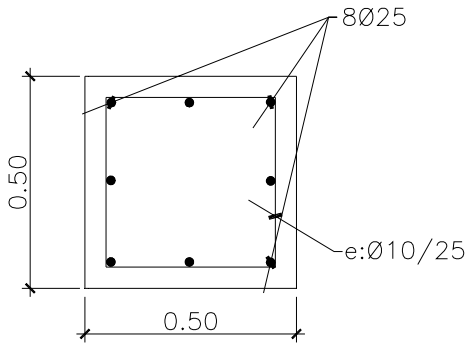

Fig. C.49. Sección de la viga riostra

Recurriendo al prontuario de la EHE y considerando un hormigón HA-20 y un acero B500S, se llega a un momento ultimo, mayorado, de 280kN.m. Así se halla la carga, característica, que tiene de soportar cada micropilote de acuerdo con la figura siguiente:

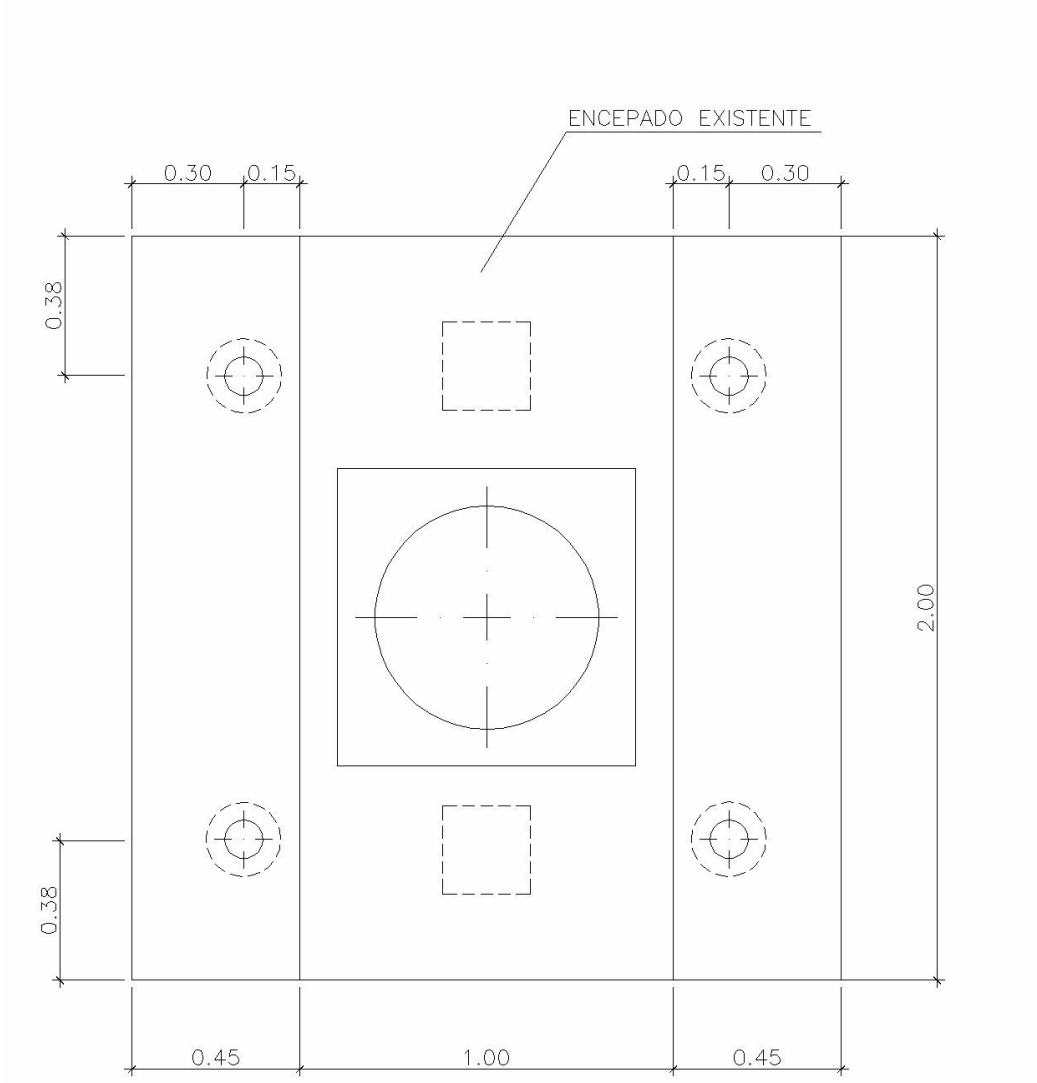

Fig. C.50 Vista en planta del refuerzo con micropilotes

$$N_{micro,d} = \frac{M}{d} \qquad \text{(Ec.C.75)}$$

$N_{micro,d} = \frac{280}{1.3} = 215.4kN$, este es el axil debido al aguante de la viga riostra. Teniendo en cuenta que hay dos micropilotes a cada lado y las excentricidades se obtiene:

$$N_{micro} = \frac{215.4}{2} + \frac{215.4}{2} \cdot \frac{0.625}{1.25} = 161.55$$

Con el último sumando se tiene en cuenta las hipótesis de la excentricidad de la carga y el hecho que el micropilote pueda estar desplazado 0.1m, ya que la excentricidad provoca un momento y este momento un par de fuerzas que hay que sumarlas al axil.

M=F·d=(15.47/2)·0.625

Par de fuerzas=M/d_{brazo}=M/1.30, al considerar la distancia del brazo se considera que el micropilote puede estar desplazado 0.1m.

Para calcular la longitud necesaria de los micros calcularemos el valor característico, aproximado, del axil (es decir, sin mayorar). Se divide el valor obtenido por el coeficiente de mayoración:

$$N_{micro,k} = \frac{161.55}{1.55} = 104.23kN$$

Debido a que el diámetro del micropilote es de 0,20 al aplicarle el factor correctivo de 2, se obtiene un diámetro final de 0.40, de la aplicación del método de Bustamante se obtiene la longitud, con la carga de servicio de cada micropilote mayorada por un factor de seguridad de 3, de la ecuación C.64:

$$\gamma * Q_{SL} = \pi * D_S * L_s * q_s$$

$$3 * 104.23 = \pi * (2 * 0.2) * (3 * 0 + 50 * 6 + 100 * x) \Leftrightarrow x = -0.512$$

De este cálculo se puede concluir que se necesita un anclaje en la capa de arena de grano medio y grueso (Nivel D en el geotécnico) de 0.50m

,Así se obtiene una profundidad de 2.4+3+6+0.5=11.9 m

Se queda una longitud de cada micropilote de, aproximadamente, 12.05m

C.2.4.2. Cálculo del encepado

Se trata de un encepado con cuatro micropilotes TITAN 105/53.

Con los valores de las cargas para los Estados Limite Último (cada micropilote tiene que soportar 161.55 kN) se calcula la longitud de anclaje necesaria en el encepado y se dimensiona el encepado por el Método de Bielas y Tirantes.

La condición de encepado rígido:

$$v_{\max} \leq 2h \rightarrow 0.65 \leq 2h \qquad \text{(Ec.C.76)}$$

se coge h=0.5 m

La longitud de anclaje se obtiene de la ecuación C.56:

$$L_{anclaje} = \frac{N_{micro}}{(\tau_{Rd}) * 10^{-3} * 2 * \pi * r_{micro}}$$

$$L_{anclaje} = \frac{161.55 \cdot 10^{3}}{\left(0.22 * 25^{2/3}\right) * 10^{-3} * 2 * \pi * 0.100} = 0.13669 \text{ m}$$

Una vez que el encepado es rígido (distancia de la cara del pilar al eje del micropilote es inferior a dos veces la altura del encepado) se considera, para la determinación de la tracción en cada micropilote, el siguiente modelo de bielas y tirantes:

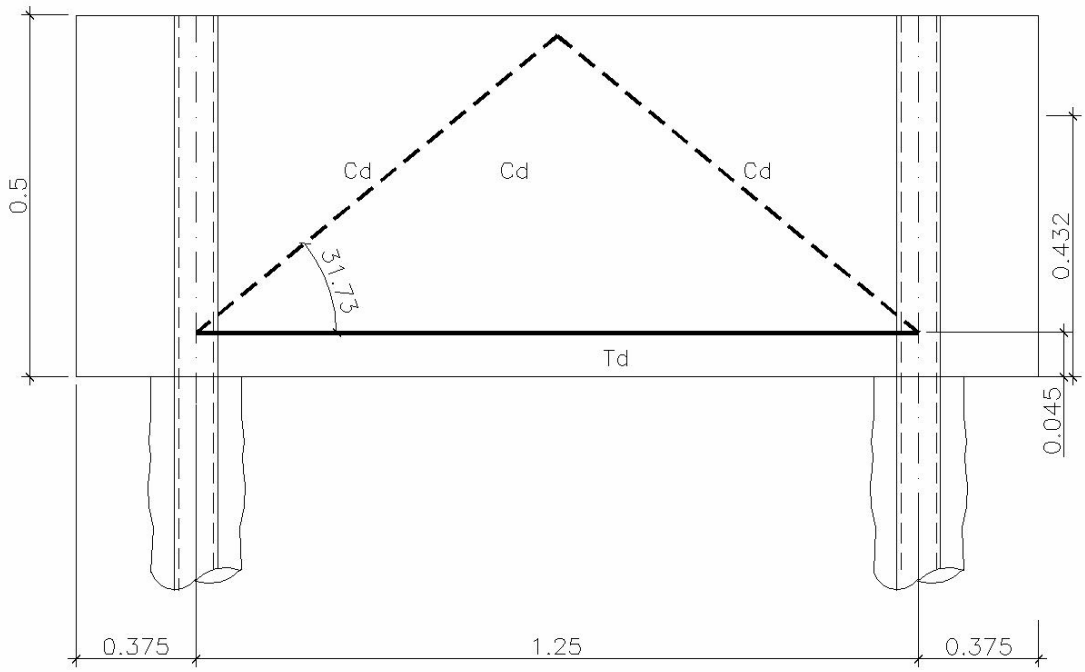

Fig. C.55 Alzado del modelo de bielas y tirantes considerado

De las relaciones trigonométricas se obtiene:

$$tg\alpha = \frac{0.3865}{0.625} \rightarrow \alpha = 31.73$$

Haciendo el equilibrio de fuerzas en el nudo y aplicando relaciones trigonométricas

$$Csen\alpha = N_{micro} \rightarrow C = 307.18kN$$

$$C\cos\alpha = T \rightarrow T = 261.27kN$$

-Armadura principal inferior:

$$T_{sd} = A_s \cdot f_{yd} = 261.27 \rightarrow 4\Phi 16/micro$$

-Armadura secundaria superior

La armadura longitudinal superior repartida en toda la cara no será inferior a (ecuación C.57):

$$T_d' = A_S' \cdot f_{y,\alpha,d} \geq 0.10 \cdot T_d \rightarrow 26.127 \rightarrow 1\Phi 12 / micro$$

-Armado secundario vertical (ecuación C.57)

$$T_{d,ser,v} = \frac{1}{4} \cdot T_D = \frac{1}{4} \cdot 261.27 = 65.32 \rightarrow 2\Phi 12 / micro$$

-armado secundario horizontal, con las ecuaciones C.58 y C.59:

$$A_s = 0.004 \cdot b' \cdot h \rightarrow 0.004 \cdot \frac{0.5}{2} \cdot 0.5 = 0.0005 \rightarrow 5cm^2 \rightarrow 4\Phi 16 / micro$$

Comprobación del modelo de bielas y tirantes:

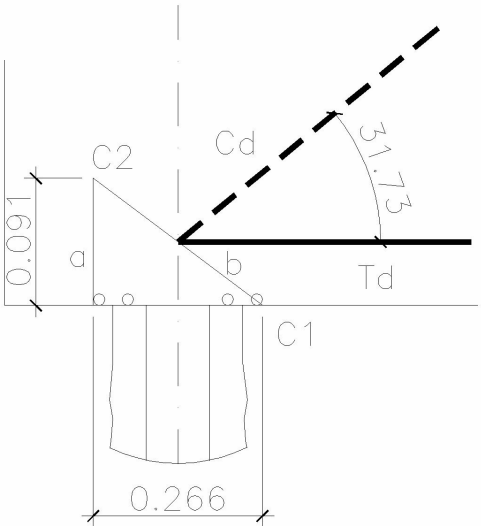

Fig. C.56 Representación del nudo y biela de compresión

$$a = 0.2814m \quad \beta = 45º - 31.73º = 13.27$$

$$b = a * \cos(\beta) = 0.2814 * \cos(13.27) = 0.27363m$$

En la otra dirección el ancho de la biela viene determinado por el radio de giro de la armadura:

$$sen(90-\alpha)=\frac{Q}{r}=59.54$$

a=2·Q=119.75

Se han de verificar las ecuaciones C.63 y C.64:

$$\sigma_{C1}=\frac{N_{micro}}{0.393^2}=\frac{161.55\cdot}{0.12\cdot 0.2814}=4.47MPa<0.6*f_{cd}=0.6*\frac{25}{1.5}=10MPa$$

$$\sigma_{C2}=\frac{C_d}{b^2}=\frac{307.18}{0.12\cdot 0.274}=9.3MPa<0.6*f_{cd}=0.6*\frac{25}{1.5}=10MPa$$

C.2.4.3. Verificación a pandeo de los micropilotes

Verificación de los micropilotes Titan 105/53 a pandeo

Los micropilotes que se colocan para no desestabilizar los encepados existentes al cortar las vigas riostras están, durante un corto periodo de la obra, mientras se excava hasta la cota -3.30m, aproximadamente, y se hormigona el pilar que envolverá micropilotes, a funcionar, cada uno de ellos, como pilares. Entonces con la carga máxima que se podrá llevar cada micropilote y con un momento resultante de la sobrecarga actuando solo a un lado del encepado se tiene el micropilote funcionando como un pilar sujeto a flexión compuesta:

$$N_{micro}=161.55kN$$

El momento del micropilote al que está sometido es debido a la fuerza del viento. La hipótesis que se ha considerado es que la fuerza horizontal (del viento) actúa en la mitad superior de la fachada.

$F_{viento} = 8 \cdot 5 \cdot 0.75 \cdot 1.5 = 45kN \rightarrow F_{viento/pilar} = 11.25$ kN.

Esta fuerza se considera aplicada al extremo inferior del pilar (cota-1.10m).

El momento resultante de esta fuerza

$M_{viento} = 24.18kN \cdot m$

Primero se determina la rigidez efectiva de la sección mixta, hormigón+acero, de acuerdo con la siguiente formulación:

$$(EI)_e = E_a * I_a + 0.8 * E_{cd} * I_c$$

Conociendo las características geométricas de este tipo de micropilotes con un diámetro de perforación de 200mm:

$E_a = 210000MPa$

$E_c = 8500 * \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 8500 * \sqrt[3]{25 + 8} = 27264MPa$

$I_a = 4261866.40mm^4$

$I_c = 74277949.50mm^4$

Se tiene una rigidez efectiva:

$$(EI)_e = 210000 * 4261866.40 + 0.8 * 27264 * 74277949.50 = 2.51508 * 10^{12} Nmm^2$$

Se calcula el esfuerzo a compresión crítico del micropilote con la ecuación C.28 considerando una longitud de 3400mm y un coeficiente de pandeo de β=1 (articulado-articulado)

$$N_{cri} = \frac{\pi^2 * (EI)_e}{(\beta * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2.51508 * 10^{12}}{(3400)^2} = 2.1473 * 10^6 N$$

La resistencia de la sección mixta, plástica se obtiene de la ecuación C.25

$$A_a = 5496.4127 mm^2$$

$$A_c = 25919.5138 mm^2$$

$$N_{plRd} = A_a * \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c * \frac{0.85 * f_{ck}}{\gamma_{Mc}} = 5496.4127 * \frac{355}{1.15} + 25919.5138 * \frac{0.85 * 25}{1.5} = 2.06391 * 10^6 N$$

$$N_{plR} = A_a * f_y + A_c * 0.85 * f_{ck} = 5496.4127 * 355 + 25919.5138 * 0.85 * 25 = 2.50202 * 10^6 N$$

Con la carga de Euller y con la resistencia plástica de la sección mixta se calcula la esbeltez normalizada:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{plR}}{N_{cri}}} = \sqrt{\frac{2.50202 * 10^6}{2.1473 * 10^6}} = 1.079$$

Considerando la curva de pandeo c, el factor de reducción del axil:

$\alpha = 0.49$

De la ecuación C.30

$$\phi = 0.5*\left(1+\alpha*\left(\overline{\lambda}-0.2\right)+\overline{\lambda}^2\right) = 0.5*\left(1+0.49*\left(1.079-0.2\right)+1.079^2\right) = 1.297$$

Y de la C.31:

$$\chi = \frac{1}{\phi+\sqrt{\phi^2-\overline{\lambda}^2}} = \frac{1}{1.297+\sqrt{1.297^2-1.079^2}} = 0.4959$$

De acuerdo con el diagrama de interacción de esfuerzo axil y compresión se tienen los siguientes pares de valores:

$$\chi = 0.4959 \Rightarrow \mu_k = 0.863$$

$$\chi_n = 0$$

$$\chi_d = \frac{N_{Sd}}{N_{plRd}} = \frac{161.55*10^3}{2.06391*10^6} = 0.078 \Rightarrow \mu_d = 1.08$$

De la ecuación C.33:

$$\mu = \mu_d - \mu_k*\left(\frac{\chi_d-\chi_n}{\chi-\chi_n}\right) = 1.08-0.863*\left(\frac{0.078-0}{0.863-0}\right) = 1.002 \rightarrow$$

Se considera que sólo el tubo de acero resiste a flexión con un modulo de flexión plástico:

$$\omega_{pla} = e*A_a = 23.25*5496.4127 = 127792mm^3$$

Su momento plástico resistente de cálculo de obtiene de la ecuación C.34

$$M_{plRd} = \omega_{pla} * \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} = 127792 * \frac{355}{1.15} = 3.94487 * 10^7 \, N.mm = 39.4 kN.m$$

El momento resistente plástico, reducido por la presencia del axil ha de satisfacer la inecuación C.35:

$$M_{Sd} \leq 0.9 * \mu * M_{plRd} = 0.9 * 1.002 * 39.4 = 35.53 kNm \geq 24.18 kNm$$

No habrá problemas de pandeo en los micropilotes en la fase de la obra en que trabajan como pilares.

C.2.5.Cálculo de los encepados nuevos.

Al ser un encepado rígido, su armado será calculado por el método de bielas y tirantes.

Primero se determina la carga máxima que se lleva cada micropilote, considerando dos hipótesis de carga teniendo en cuenta las excentricidades de la carga y las posibles excentricidades debidas a una incorrecta introducción de los micropilotes:

<u>-Hipótesis 1:</u>

-Todo el área del encepado recibe SCU.

-Puede existir excentricidad de 0.1 m en la aplicación de la carga.

-El micro puede no estar perfectamente situado (puede estar desplazado 0,1 m hacia dentro, caso mas desfavorable para el axil de cada micropilote)

-Los encepados tiene 5 micropilotes

$$N = 7*12*\frac{(5.5+2.5)}{5}*1.5+\frac{7*12*7.5}{5}*1.6+7*12*\frac{5.5*1.5+2.5*1.5+7.5*1.6}{5}*\frac{0.1}{0.4}=504kN$$

Con el último sumando se tiene en cuenta las hipótesis de la excentricidad de la carga y el hecho que el micropilote pueda estar desplazado 0.1m, ya que la excentricidad provoca un momento y este momento un par de fuerzas que hay que sumarlas al axil.

$$M = F*d = 7*12*(5.5*1.5+2.5*1.5+7.5*1.6)*0.1$$

Par de fuerzas=M/d_{brazo}=M/0.5-0.1, al considerar la distancia del brazo se considera que el micropilote puede estar desplazado 0.1m.

-<u>Hipótesis2:</u>

-Sólo un lado del encepado esta cargado por SCU.

-Puede existir excentricidad de 0.1 m en la aplicación de la carga.

-El micro puede no estar perfectamente situado (puede estar desplazado 0,1 m)

-Los encepados tiene 5 micropilotes

$$N = \frac{7}{2} * 12 * \frac{7.5*1.6}{5} + \frac{7*12*(5.5+7.5)*1.5}{5} + 7*12*\frac{5.5*1.5+2.5*1.5}{5} * \frac{0.1}{0.4} + \frac{7}{2} * 12 * \frac{7.5*1.6}{5} * \frac{0.25}{0.4}$$
$$+ \frac{7}{2} * 12 * \frac{7.5*1.6}{5} * \frac{0.1}{0.4} = 380kN$$

Con una carga máxima de 504kN se calcula la longitud de anclaje mínima y el armado principal inferior de acuerdo con un modelo simple de bielas y tirante (con un ángulo de biela de 65º):

La longitud de anclaje se obtiene de la ecuación C.56

$$L_{anclaje\,minimo} = \frac{N_{micro}}{\tau_{Rd} * 2 * \pi * \phi_{micro}/2} = \frac{504*10^3}{0.22*\sqrt[3]{25^2}*2*\pi*100} = 422mm\,,$$

Para uniformizar las longitudes de anclaje en todo el proyecto utilizaremos una longitud de anclaje de 650mm, previniendo probables errores en obra.

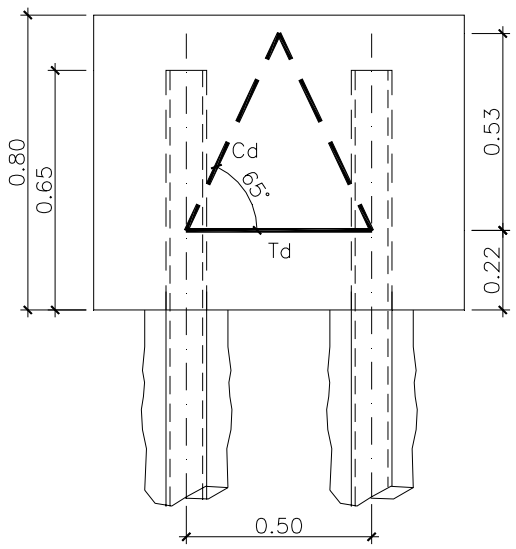

Fig. C.57 Alzado del modelo de bielas y tirantes

Mediante relaciones trigonométricas se obtiene:

$$Cd = \frac{N_{micro}}{\sin(65^{o})} = \frac{504}{\sin(65^{o})} = 556{,}1kN$$

$$Td = Cd \times \cos(65^{o}) = 556{,}1 \times \cos(65^{o}) = 235{,}0kN$$

Con esta tracción se obtiene el armado principal inferior (por micro):

$$Td = 235{,}0kN \rightarrow 4\phi 20$$

El armado secundario horizontal se obtiene de las ecuaciones C.58 y C.59:

$$As = 0{,}004 \times h \times b' = 0{,}004 \times 0{,}45 \times 0{,}9 = 16{,}2cm^{2} \rightarrow 6\phi 20$$

El Armado secundario vertical de la ecuación C.60

$$T2d = \frac{Td}{1{,}5} = \frac{235{,}0}{1{,}5} = 156{,}7kN \rightarrow 4\phi 16$$

El armado secundario inferior con la ecuación C.57:

$$T'd = \frac{Td}{4} = \frac{235{,}0}{4} = 58{,}7kN \rightarrow 2\phi 12$$

Nota: por razones constructivas este armado no se podrá colocar, no en tanto como el armado principal por micro esta sobredimensionado no habrá problemas.

El armado superior de la ecuación C.61:

$$Tsd = \frac{Td}{10} = \frac{235,0}{10} = 23,5kN \rightarrow 1\phi 12$$

Nota: todos estos valores son mínimos, luego el armado secundario inferior y el armado superior será dimensionado debido a necesidades constructivas.

Se ha de verificar el modelo de bielas y tirantes mediante las ecuaciones C.62 y C.63:

$$\sigma_{c1} = \frac{N_{micro}}{apoyo} = \frac{504}{0,305^2} = 5MPa$$

$$\sigma_{c2} = \frac{Cd}{apoyo} = \frac{556,1}{0,466^2} = 2,5MPa$$

Como ambos valores son inferiores a $0,6 \times f_{cd} = 0,6 \times \frac{25}{1,5} = 10MPa$ no existiten problemas de aplastamiento.

Longitud de los micropilotes:

Para el cálculo de la longitud de los micropilotes, que como sabe funcionan principalmente por fuste, se utilizó el método de Bustamante mediante la ecuación C.64:

$$Q_{SL} = \frac{\pi \cdot D_S \cdot L_s \cdot q_s}{\beta}$$

Que como ya se ha comentado anteriormente:

Q_{SL} -carga de hundimiento del micropilote, carga no mayorada que solicita el micropilote;

D_S -diámetro del micropilote, afectado por un factor correctivo de 2, $D_S = 2 * \phi_{micro}$, ya que estamos en presencia de arenas;

L_s -longitud de cada estrato atravesado por el micropilote;

q_s -valor del rozamiento lateral en cada estrato;

β -factor de reducción debido al efecto de grupo, debido a la separación entre micropilotes ser inferior a 3 diámetros, de 1.15.

Se adopta un coeficiente se seguridad de 3 a rotura

Del estudio geotécnico se obtiene que:

De 0-3 m de profundidad - $q_s = 0 kN/m^2$;

De 3-9 m de profundidad - $q_s = 50 kN/m^2$;

A partir de 9m - $q_s = 100 kN/m^2$.

$$1.15 * 3 * 325.50 = \pi * 2 * 0.2 * (3 * 0 + 50 * 6 + 100 * x) \Leftrightarrow x = 5.94 m$$

Se necesita un anclaje en el estrato D de 5.94m.

La longitud total, teniendo en cuenta un anclaje adicional de 0.50m y la longitud de anclaje en el encepado de 650mm, es de 16.10m.

C.2.5.Cálculo de los encepados nuevos de la fachada de delante

Siendo este un encepado rígido, su armado será calculado por el método de bielas y tirantes.

Primero se determina la carga máxima que se llevaría cada micropilote,

$$N_G = A_{tibutaria} * (5.5*1.5 + 2.5*1.5) = 4*7*(5.5*1.5 + 2.5*1.5) = 336kN$$

$$N_Q = A_{tibutaria} * (7.5*1.6) = 4*7*(7.5*1.6) = 336kN$$

$$N_{micro} = \frac{336}{4} + \frac{336}{4} + \frac{336}{4} * \frac{0.1}{0.4} + \frac{46.2}{0.5} = 302.4kN$$

El valor 46.2 es debido a la excentricidad entre la viga riostra y el encepado de 0.275m.

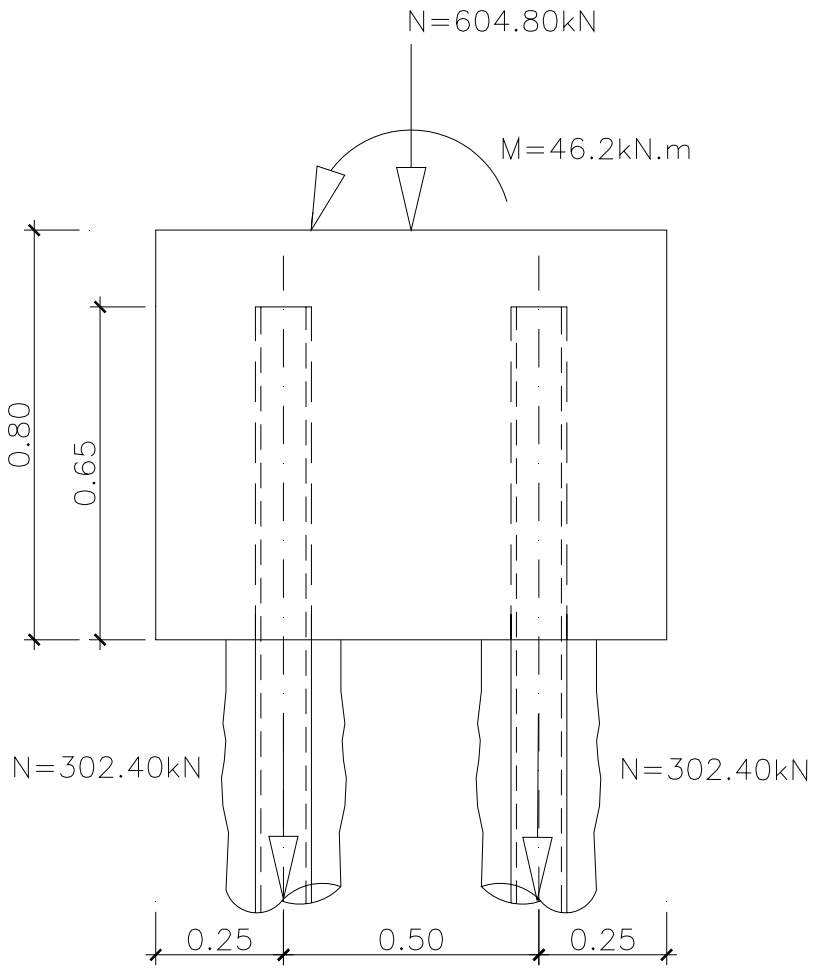

Fig. C.58 Alzado del encepado

Con una carga máxima de 302.40kN se calcula la longitud de an

claje mínima y el armado principal inferior de acuerdo con un modelo simple de bielas y tirante (con un ángulo de biela de 65º):

La longitud de anclaje se obtiene de la ecuación C.56

$$L_{anclaje\,\min imo} = \frac{N_{micro}}{\tau_{Rd} * 2 * \pi * \phi_{micro}/2} = \frac{302.4 * 10^3}{0.22 * \sqrt[3]{25^2} * 2 * \pi * 100} = 260mm\,,$$

Para uniformizar las longitudes de anclaje en todo el proyecto se utiliza una longitud de anclaje de 650mm, previniendo posibles errores en obra.

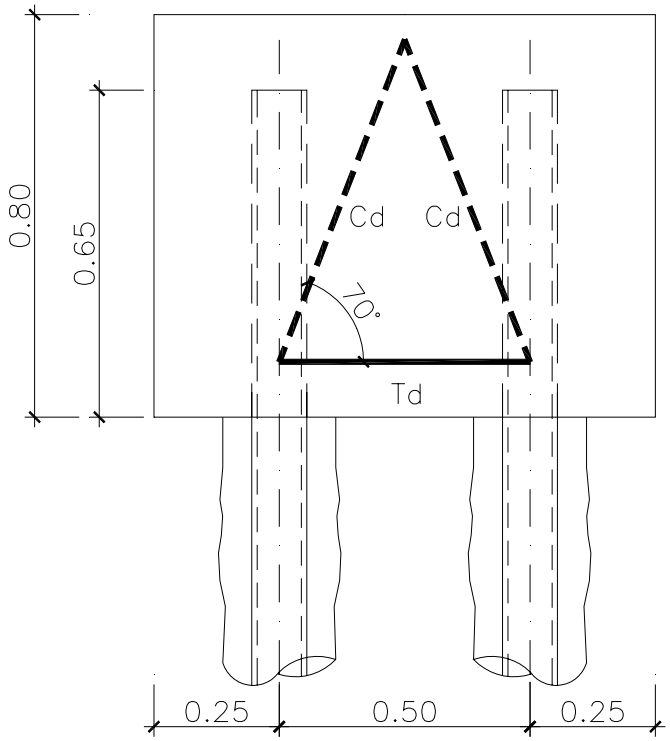

Fig. C.59 Alzado del modelo de bielas y tirantes

Mediante relaciones trigonométricas:

$$Cd = \frac{N_{micro}}{\sin(70^{o})} = \frac{302.4}{\sin(70^{o})} = 321.8kN$$

$$Td = Cd \times \cos(70^{o}) = 321.8 \times \cos(70^{o}) = 110.1kN$$

Con esta tracción se obtine el armado principal inferior (por micro):

$$Td = 110.1kN \rightarrow 4\phi 20$$

Solo serian necesarios 2 diámetros por micropilote pero debido a la comprobación de la biela y nudo de compresión se necesitan 4 diámetros.

Para el armado secundario horizontal se utiliza las ecuaciones C.58 y C.59

$$As = 0{,}004 \times h \times b' = 0{,}004 \times 0{,}4 \times 0{,}8 = 12.8cm^2 \rightarrow 4\phi 20$$

El armado secundario vertical mínimo se obtiene de la ecuación C.60

$$T2d = \frac{Td}{1.5} = \frac{110.10}{1.5} = 73.4kN \rightarrow 2\phi 16$$

El armado secundario inferior de la C.57:

$$T'd = \frac{Td}{4} = \frac{110.1}{4} = 27.5kN \rightarrow 1\phi 12$$

Y el armado superior de la C.61:

$$Tsd = \frac{Td}{10} = \frac{110.1}{10} = 11N \rightarrow 1\phi 12$$

Nota: todos estos valores son mínimos, luego el armado secundario inferior y el armado superior son dimensionados debido a necesidades constructivas.

Se ha de verificar el modelo de bielas y tirantes:

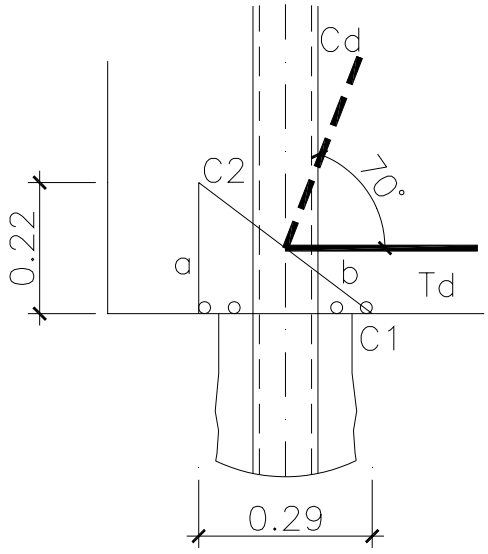

Fig. C.59 Representación del nudo y biela de compresión

$$\sigma_{c1} = \frac{N_{micro}}{apoyo} = \frac{302.4}{0.290^2} = 3.6MPa$$

$$\sigma_{c2} = \frac{Cd}{apoyo} = \frac{321.8}{0.260^2} = 4.8MPa$$

Como ambos lo valores son inferiores a $0{,}6 \times f_{cd} = 0{,}6 \times \frac{25}{1{,}5} = 10MPa$ no existen problemas de aplastamiento.

En la dirección transversal se obtiene a partir de otro modelo de bielas y tirantes para una carga concentrada, con una determinada excentricidad, y se obtiene una tracción de 35.5kN que impone unos cercos de 10 cada 20cm.

Longitud de los micropilotes:

Para el cálculo de la longitud de los micropilotes, que como sabe funcionan principalmente por fuste, se utilizó el método de Bustamante con la ecuación C.64

$$Q_{SL} = \frac{\pi \cdot D_S \cdot L_s \cdot q_s}{\beta}$$

En que:

Q_{SL} -carga de hundimiento del micropilote, carga no mayorada que solicita el micropilote;

D_S -diámetro del micropilote, afectado por un factor correctivo de 2, $D_S = 2 * \phi_{micro}$, ya que estamos en presencia de arenas;

L_s -longitud de cada estrato atravesado por el micropilote;

q_s -valor del rozamiento lateral en cada estrato;

β -factor de reducción debido al efecto de grupo, debido a la separación entre micropilotes ser inferior a 3 diámetros, de 1.15.

Se adopta un coeficiente se seguridad de 3 a rotura

Del estudio geotécnico se obtiene que:

De 0-3 m de profundidad - $q_s = 0 kN/m^2$;

De 3-9 m de profundidad - $q_s = 50 kN/m^2$;

A partir de 9m - $q_s = 100 kN/m^2$.

Se determina la carga de servicio, aproximada, para cada micropilote.

$$Q_{SL} = \frac{N_{micro}}{1.55} = \frac{302.4}{1.55} = 195.1 kN,$$

Substituyendo los valores en la ecuación C.64:

$$1.15*3*195.1 = \pi*2*0.2*(3*0+50*6+100*x) \Leftrightarrow x = 2.36m$$

Se necesitama un anclaje en el estrato D de 2.36m.

La longitud total, teniendo en cuenta un anclaje adicional de 0.50m y la longitud de anclaje en el encepado de 650mm, es de 12.50m.

Bilbliografia

Referencias bibliográficas

Libros y normativas

ARGÜELLES ÁLVAREZ, RAMON , y varios. Estructuras de Acero. Cálculo, 2ª Edición Madrid Ed Bellisco (2005)

MINISTERIO DE FOMENTO.EHE-98. Instrucción de Hormigón Estructural. 5ª edición.Madrid,2002.

MINISTERIO DE FOMENTO.DB-SE.Seguridad Estructural.Madrid,2006.

MINISTERIO DE FOMENTO. NCSE-02. Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación. Madrid, 2002.

MINISTERIO DE FOMENTO. Guía de aplicación de la Instrucción de hormigón Estructural Edificación, Madrid 2003

MONTOYA, P.J (et al). Hormigón armado.14ª Edición Barcelona, Ed. Gustavo Pili.2000

RANGEL, Jose Luis; MIRAMBELL, Enrique. Pilares Mixtos, Ed UPC. Barcelona 2001

UNE-ENV 1994-1-1. Eurocódigo 4. Proyecto de Estructuras mixtas de Hormigón y Acero. Pate 1-1:Reglas generales y reglas para Edificación" Comité Europeo de Normalización, 1994.

Catálogos

ISCHEBECK TITAN, Anclajes titan

COINSA, tubos de acero

Rodio, tubos de acero de micropilotes

Programas informáticos

VARIOS. Cype; aquitectura, ingenieria y Construcción -2007i

VARIOS. Prontuario Informático del Hormigón Estructural 3.0. Instituto Español del cemento y sus aplicaciones

VARIOS. Autocad 2006. Autodesk. Inc.2002

Bibliografía complementaria

Libros y normativas

MAÑÁ REIXACH, F. La obra gruesa. Apuntes de construcción. Ed. UPC aula d'Arquitectura –ETSAB, 2003

MINISTERIO DE FOMENTO. Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obra de carretera. Madrid 2005

MONFORT LLEONART. Estructuras mixtas para la edificación,2002

RODRIGUEZ ORTIZ J.M, SERRA J.,OTEO C. Curso aplicado de Cimentaciones. Ed. Coam, 1995

SCHENEEBELI G. Muros pantalla. Técnicas de Realización. Métodos de cálculo

VARIOS . Reparación y refuerzo de hormigón.Ed:col. Ingenieros Caminos/GEHO-ATEP, 1994

VARIOS . Demolición y reutilización de estructuras de hormigón. Ed:col. Ingenieros Caminos/GEHO-ATEP, 1997

VARIOSJornada técnica sobre recalces y micropilotes. Ed STMR , 2007

Artículos

Bermejo del Rey, Pilar. ensayos sobre sistemas de unión de armaduras tubulares en los micropilotes