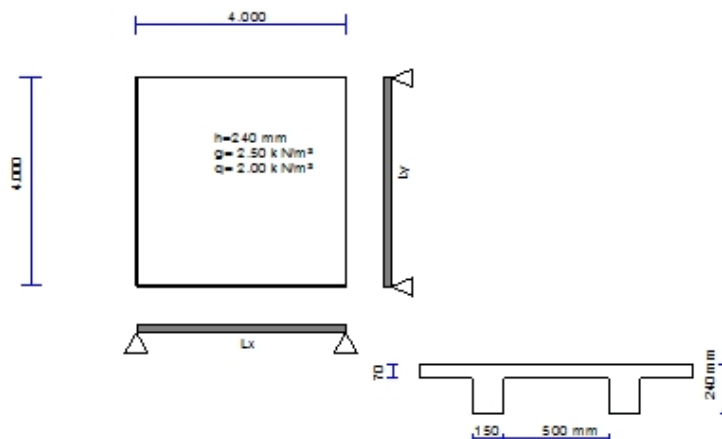


## 1. PIASTRA NERV-01

### Soletta nervata a piastra

(EC2 EN1992-1-1:2004, UNI EN1990-1-1:2004, )

C25/30 - B450C



Classe del CA : C25/30-B450C (EC2 §3)  
 Classe di esposizione ambientale : XC3 (EC2 §4.4.1)  
 Copriferro : Cnom=30 mm (EC2 §4.4.1)  
 Peso CLS : 25.0 kN/m³  
 $\gamma_c=1.50$ ,  $\gamma_s=1.15$  (EC2 Tabella 2.1N)  
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 25 / 1.50 = 14.17$  MPa (EC2 §3.1.6)  
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1.15 = 391$  MPa (EC2 §3.2.7)



### 1.1. Dimensioni e carichi

Spessore della soletta  $h=0.240$  m, Luci  $L_x=4.000$  m,  $L_y=4.000$  m

Spessore della soletta superiore  $h_s=0.070$  m

Larghezza della nervatura  $b_w=0.150$  m, distanza netta  $b_1=0.500$  m, interasse delle nervature  $b_c=0.650$  m

Carichi sulla soletta: permanente  $g=(3.49+2.50)=5.99$  kN/m², variabile  $q=2.00$  kN/m²

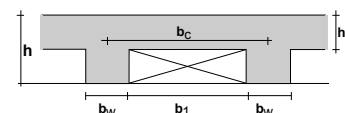
Fattori parziali di sicurezza per l'azioni:  $\gamma_G=1.30$ ,  $\gamma_Q=1.50$

(EC0 Annessi A1)

Combinazioni delle azioni variabili :  $\psi_0=0.70$ ,  $\psi_1=0.60$ ,  $\psi_2=0.30$

Spessore efficace della sezione  $d=h-d_1$ ,  $d_1=C_{nom}+\varnothing/2=30+10/2=35$  mm,  $d=240-35=205$  mm

Metodo di analisi: Czerny F., "Tafeln für vierseitig und dreiseitig gelagerte Rechteckplatten", Beton Kalender 1983, Berlin, Ernst Sohn, 1983  
 $L_y/L_x=4.000/4.000=1.00$ , Tabella 2.2.1



### 1.2. Stato limite ultimo (SLU), Progettazione per flessione

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.3.1)

Carico (STR)  $q_{ed}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 1.30g + 1.50q = 1.30 \times 5.99 + 1.50 \times 2.00 = 10.78$  kN/m

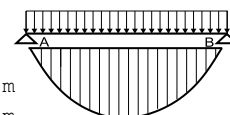
#### 1.2.1. Direzione dell'analisi sulla soletta x-x, $L_x=4.00$ m

Momento all'appoggio  $M_{edsupA}=M_{edsupB}=0$  kNm/m

Momento alla luce  $M_{edspan}=(1.30 \times 5.99 + 1.50 \times 2.00) \times 4.000^2 / 27.20 = 6.34$  kNm/m

Reazioni permanente,  $V_{gA}=5.99 \times 4.000 / 2.19 = 10.93$  kN/m  $V_{gB}=5.99 \times 4.000 / 2.19 = 10.93$  kN/m

Reazioni variabili,  $V_{qA}=2.00 \times 4.000 / 2.19 = 3.65$  kN/m  $V_{qB}=2.00 \times 4.000 / 2.19 = 3.65$  kN/m



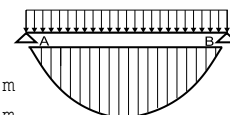
#### 1.2.2. Direzione dell'analisi sulla soletta y-y, $L_y=4.00$ m

Momento all'appoggio  $M_{edsupA}=M_{edsupB}=0$  kNm/m

Momento alla luce  $M_{edspan}=(1.30 \times 5.99 + 1.50 \times 2.00) \times 4.000^2 / 27.20 = 6.34$  kNm/m

Reazioni permanente,  $V_{gA}=5.99 \times 4.000 / 2.19 = 10.93$  kN/m  $V_{gB}=5.99 \times 4.000 / 2.19 = 10.93$  kN/m

Reazioni variabili,  $V_{qA}=2.00 \times 4.000 / 2.19 = 3.65$  kN/m  $V_{qB}=2.00 \times 4.000 / 2.19 = 3.65$  kN/m



**1.3. Stato limite ultimo (SLU), Progettazione per flessione**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.3.1)

Med= 6.34kNm/m, d=205mm, Kd= 8.14 x/d=0.03  $\epsilon_c/\epsilon_{sl}=-0.7/20.0$  ks=2.59, **As= 0.80cm<sup>2</sup>/m**  
 x=0.03x205= 6mm<= 70mm=hs, asse neutro nello spessore della flangia superiore  
 Med= 6.34kNm/m, d=195mm, Kd= 7.74 x/d=0.04  $\epsilon_c/\epsilon_{sl}=-0.8/20.0$  ks=2.59, **As= 0.84cm<sup>2</sup>/m**  
 x=0.04x195= 8mm<= 70mm=hs, asse neutro nello spessore della flangia superiore

Armatura minima della soletta,  $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$ , ( $A_s = 0.68\text{cm}^2/\text{m}$ ) (EC2 §9.3.1)  
 minima armatura principale 2Ø 7/65.0 ( 1.18cm<sup>2</sup>/m)

**Armatura della luce:** x-x 1Ø 8/65.0 ( 0.77cm<sup>2</sup>/m), (strato inferiore)  
 y-y 1Ø 8/65.0 ( 0.77cm<sup>2</sup>/m)  
**Armatura sui supporti:** Sinistra Ø 8/45.0 ( 1.12cm<sup>2</sup>/m)  
 Destra Ø 8/45.0 ( 1.12cm<sup>2</sup>/m)  
 Basso Ø 8/45.0 ( 1.12cm<sup>2</sup>/m)  
 Alto Ø 8/45.0 ( 1.12cm<sup>2</sup>/m)

**1.4. Stato limite ultimo (SLU), Progettazione per rottura a tagli**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2, §9.2.2)

Forze di taglio massime alla distanza d dalla sezione di appoggio maxV=18.59 kN/m  
Resistenza a taglio senza armatura a taglio V<sub>rdc</sub> (EC2 §6.2.2)  
 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$  (EC2 Eq.6.2.a)  
 $V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$  (EC2 Eq.6.2.b)  
 $C_{rdc} = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.50 = 0.120$ ,  $f_{ck} = 25.00\text{MPa}$ ,  $b_w = 1000\text{mm}$ ,  $d = 205\text{mm}$   
 $k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2$ ,  $k = 1.99$ ,  $k_1 = 0.15$   
 $\rho_l = A_{s1}/(b_w \cdot d) = 39/(1000 \times 205) = 0.0002$   
 $v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.50} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.49\text{N/mm}^2$  (EC2 Eq.6.3N)  
 $V_{rdc}(\min) = 0.001 \times (0.49) \times 1000 \times 205 = 100.45\text{kN/m}$   
 $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.99 \times (0.02 \times 25.00)^{0.33}] \times 1000 \times 205 = 38.85$ ,  $V_{rdc} = V_{rdc}(\min) = 100.45\text{kN/m}$   
 $V_{ed} = 18.59\text{ kN/m} \leq V_{rdc} = 100.45\text{ kN/m}$ , **V<sub>ed</sub> <= V<sub>rdc</sub> armatura a taglio non necessaria**  
**Larghezza minima necessaria della parte solida a supporto = 0.20m**

**1.5. Stato limite di Esercizio (SLE)**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

L=4.000m, b<sub>w</sub>=0.231m, b<sub>eff</sub>=1.000m, h=0.240m, h<sub>f</sub>=0.070m, d=0.205m  
 Carico (combinazione quasi-permanente) q<sub>ed</sub>=g+ψ<sub>2</sub>·q=5.99+0.30x2.00=6.59 kN/m  
 L<sub>x</sub>=L<sub>y</sub>, L<sub>eff</sub>=4.000m, Med=(6.59/10.78)x6.34=3.87 kNm/m, Med(SLS)=3.87 kNm/m  
 Coefficiente di deformazione finale φ(∞,to)=2.70 (EC2 §3.1.4, Annessi B)  
 Tensione di ritiro totale  $\epsilon_{cs} = -0.30\sigma_o/\sigma_o$   
 $\gamma_c = 1.00$ ,  $\gamma_s = 1.00$  (EC2 §2.4.2.4.2)  
 Modulo elasticità del calcestruzzo E<sub>cm</sub>=31GPa, E<sub>c,eff</sub>=31/(1+2.70)=8.24GPa=8240MPa (EC2 Eq.7.20)  
 Modulo elasticità dell'acciaio E<sub>s</sub>=200GPa=200000MPa  
 Rapporto modulare α<sub>e</sub>=E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>=200/30.50=6.56, effettivo α<sub>e</sub>=E<sub>s</sub>/E<sub>c,eff</sub>=200/8.24=24.27  
 Armatura di tensione: Ø 8/650  
 Rapporto di armature ρ=A<sub>s1</sub>/(b·d)=77/(1000x205)=0.000

**1.5.1. Stato I (sezione non fessurata) (SLE)**

Rigidezza flessionale della sezione non fessurata, EI=(200/24.27)x(0.001x1.252)=10319 kNm<sup>2</sup>  
 $S = A_s \cdot z_{s1} = (0.001)^2 \times 77 \times 0.043 = (0.001) \times 0.003\text{ m}^3$  (EC2 Eq.7.21)  
 Curvatura dovuta al momento 1/r<sub>M</sub>=3.874/10319=(0.001)x0.375 (1/m)  
 Curvatura dovuta al ritiro 1/r<sub>cs</sub>=(0.001x0.30)x24.270x(0.003/1.252)=(0.001)x0.019 (1/m)  
 Curvatura totale 1/r=(0.001)x0.375+(0.001)x0.019=(0.001)x0.395 (1/m)  
 Momento di fessurazione, M<sub>cr</sub>=f<sub>ctm</sub>·(I/y<sub>2</sub>)=2.6x(1.252/0.078)=41.69 kNm

**1.5.2. Stato II (sezione completamente fessurata) (SLE)**

ρ=A<sub>s</sub>/(b·d)=0.000, n=α<sub>e</sub>=24.27, n·ρ=0.000, ξ=1.000, α=0.000, x=α·d=0.000m  
 Rigidezza flessionale della sezione completamente fessurata, EI=ξ·E<sub>s</sub>·A<sub>s</sub>·d<sup>2</sup>=1.000x200x77x0.205<sup>2</sup>=650  
 $S = A_s \cdot z_{s1} = (0.001)^2 \times 77 \times 0.205 = (0.001) \times 0.016\text{ m}^3$  (EC2 Eq.7.21)  
 Curvatura dovuta al momento 1/r<sub>M</sub>=3.874/650=(0.001)x5.956 (1/m)  
 Curvatura dovuta al ritiro 1/r<sub>cs</sub>=(0.001x0.30)x24.270x(0.016/0.079)=(0.001)x0.092 (1/m)  
 Curvatura totale 1/r=(0.001)x5.956+(0.001)x0.092=(0.001)x6.048 (1/m)  
 Med=3.87 kNm,  $\epsilon_c/\epsilon_s = 0.00/1.22$ , x=0mm, σ<sub>s</sub>=244 N/mm<sup>2</sup>

**1.5.3. Verifica deformazione senza calcolo (SLE)**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.4.2)

$$l/d = K[11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}(\rho_o/\rho) + 3.2 \sqrt{f_{ck}(\rho_o/\rho - 1)^{3/2}}}] = 512716.66 \quad (\text{EC2 Eq.7.16a})$$

$$f_{ck} = 25.00 \text{ N/mm}^2, \rho_o = 0.001x \quad \sqrt{25.00} = 0.005, \rho = 0.000, \rho' = 0.000, \rho \leq \rho_o, K = 1.0$$

$$l/d = (310/\sigma_s) \times (l/d), \sigma_s = 244 \text{ N/mm}^2, l/d = (310/244) \times 512716.66 = 650919.19 \quad (\text{EC2 Eq.7.17})$$

$$l_{eff}/d = 4.000/0.205 = 19.51 \leq 650919.19, \quad \text{Luce/profondità entro i limiti}$$

**1.5.4. Verifica deformazione da calcolo (SLE)**

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$$M_{ed} = 3.87 < 0.70 \times M_{cr} = 0.70 \times 41.69 = 29.18 \text{ kNm}, \zeta = 0.00 \quad (\text{Eq.7.19})$$

$$\text{Curvatura finale } (1/r) = 0.00x(0.001 \times 6.048) + (1 - 0.00) \times (0.001 \times 0.395) = (0.001) \times 0.395 (1/m) \quad (\text{Eq.7.18})$$

$$\beta = (M_a + M_b)/M_c = (0.00 + 0.00)/6.34 = 0.00, k = 0.104(1 - 0.00/10) = 0.1040$$

$$f = k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0.1040 \times 4.000^2 \times 0.395 = 0.7 \text{ mm}$$

$$f = 0.66 \leq 1000 \times 4.000/250 = 16.0 \text{ mm}, \quad \text{Deformazione entro i limiti}$$

**1.5.5. Area minima di armatura (SLE)**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

$$\text{Aree minime di armatura } A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s \quad (\text{EC2 Eq.7.1})$$

$$b = 0.231 \text{ m}, b_{eff} = 1.000 \text{ m}, h = 0.240 \text{ m}, d = 0.205 \text{ m}, x = 0.000 \text{ m}, \emptyset = 8 \text{ mm}$$

$$N_{ed} = 0.00 \text{ kN}, \sigma_c = (N_{ed}/bh) = 0.0 \text{ N/mm}^2, \sigma_s = 244 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{ct} = (h - x) \cdot b = (240 - 0) \times 231 = 55385 \text{ mm}^2$$

$$\max(h, b) = 0 \text{ mm}, f_{ctm} = 2.60 \text{ N/mm}^2, A_{c,eff} = 55385 \text{ mm}^2, k = 0.94, k_c = 0.40, k_1 = 1.50$$

$$\text{Armatura minima, } A_{s,min} = 0.40 \times 0.94 \times 2.60 \times 55385 / 244 = 222 \text{ mm}^2/\text{m}$$

**1.5.6. Controllo delle fessurazioni senza calcolo diretto (SLE)**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.4)

$$\text{larghezza fessura } w_k = 0.3 \text{ mm (XC3)}, \text{ tensione acciaio } \sigma_s = 244 \text{ N/mm}^2, \Phi^* = 16 \text{ mm}, \max s = 195 \text{ mm} \quad (\text{EC2 T.7.2N})$$

$$\emptyset s = \emptyset^* (f_{ctm}/2.9) [k_c \cdot h_{cr} / (2(h-d))] = 10 \text{ mm} \quad (\text{EC2 Eq.7.6N})$$

$$f_{ctm} = 2.60 \text{ N/mm}^2, k_c = 0.40, h_{cr} = 0.5 \times 240 = 120 \text{ mm}, h = 240 \text{ mm}, d = 205 \text{ mm}$$

$$\text{Diametro massimo del ferro } \emptyset = 10 \text{ mm}, \text{ passo massimo del ferro } s = 195 \text{ mm}$$

$$\text{Diametro del ferro } \emptyset = 8 \leq 10 \text{ mm}, \quad \text{Diametro del ferro sotto il limite max}$$

**1.5.7. Calcolo dell'ampiezza della fessurazione (SLE)**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (\text{EC2 Eq.7.8})$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff}/\rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s \quad (\text{EC2 Eq.7.9})$$

$$\sigma_s = 244 \text{ N/mm}^2, \text{ carico a breve termine: } \alpha_e = 6.56, k_t = 0.6, \text{ carico a lungo termine: } \alpha_e = 24.27, k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = 0.333(h-x)b = 0.333 \times (240-0) \times 231 = 18443 \text{ mm}^2 \quad (\text{§7.3.2.3})$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 77 / 18443 = 0.004$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [244 - 0.4 \times (2.6/0.004) (1 + 24.27 \times 0.004)] / 200 = -0.14 \text{ o/o} \geq 0.6 \times 244 / 200 = 0.73 \text{ o/o}$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \emptyset / \rho_{eff} \quad (\text{EC2 Eq.7.11})$$

$$\emptyset = 8 \text{ mm}, k_1 = 0.8, k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5, k_3 = 3.4, k_4 = 0.425$$

$$s_{r,max} = 3.4 \times 30.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 8 / 0.004 = 426.13 \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 426.13 \times 0.001 \times 0.73 = 0.31 \text{ mm}$$

$$w_k = 0.31 \text{ mm} \leq 0.30 \text{ mm} = w_{max}, \text{ Classe di esposizione ambientale: XC3}, \quad \text{Ampiezza della fessurazione e}$$

**1.6. Distinta barre di armatura**

Num	tipo	Barre di armatura [mm]	quant	Ø	g/m [kg/m]	lunghe [m]	peso [kg]
1	①	4340	6	8	0.395	4.340	10.29
2	①	4340	6	8	0.395	4.340	10.29
3	②	2500	9	8	0.395	2.500	8.89
4	②	2500	9	8	0.395	2.500	8.89
5	②	2500	9	8	0.395	2.500	8.89
6	②	2500	9	8	0.395	2.500	8.89

**Peso totale [kg]****56.14**