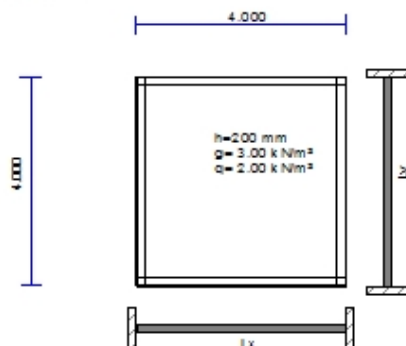


1. PIASTRA-02

Soletta a piastra

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

C40/50 - B450C



Classe del CA : C40/50-B450C (EC2 §3)
 Classe di esposizione ambientale : XC2 (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)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 40 / 1.50 = 22.67$ 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 $h=0.200$ m, Luci $L_x=4.000$ m, $L_y=4.000$ m
 Carichi sulla soletta: permanente $g=(5.00+3.00)=8.00$ 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 $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\varnothing/2=30+12/2=36$ mm, $d=200-36=164$ mm

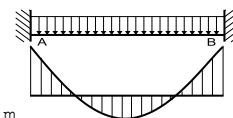
Metodo di analisi: Czerny F., "Tafeln für vierseitig und dreiseitig gelagerte Rechteckplatten", Beton Kalender 1983, Berlin, Ernst Sohn, 1983
 $L_y/L_x=4.000/4.000=1.00$, Tabella 2.2.6

1.2. Stato limite ultimo (SLU), Progettazione per flessione (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.3.1)

Carico (STR) $q_{ed}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 1.30g + 1.50q = 1.30 \times 8.00 + 1.50 \times 2.00 = 13.40$ kN/m

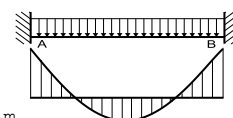
1.2.1. Direzione dell'analisi sulla soletta x-x, $L_x=4.00$ m

Momento all'appoggio MedsupA = $(1.30 \times 8.00 + 1.50 \times 2.00) \times 4.000^2 / 19.40 = -11.05$ kNm/m
 Momento all'appoggio MedsupB = $(1.30 \times 8.00 + 1.50 \times 2.00) \times 4.000^2 / 19.40 = -11.05$ kNm/m
 Momento alla luce Medspan = $(1.30 \times 8.00 + 1.50 \times 2.00) \times 4.000^2 / 56.80 = 3.77$ kNm/m
 Reazioni permanente, $V_{gA} = 8.00 \times 4.000 / 2.24 = 14.29$ $V_{gB} = 8.00 \times 4.000 / 2.24 = 14.29$ kN/m
 Reazioni variabili, $V_{qA} = 2.00 \times 4.000 / 2.24 = 3.57$ $V_{qB} = 2.00 \times 4.000 / 2.24 = 3.57$ kN/m



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

Momento all'appoggio MedsupA = $(1.30 \times 8.00 + 1.50 \times 2.00) \times 4.000^2 / 19.40 = -11.05$ kNm/m
 Momento all'appoggio MedsupB = $(1.30 \times 8.00 + 1.50 \times 2.00) \times 4.000^2 / 19.40 = -11.05$ kNm/m
 Momento alla luce Medspan = $(1.30 \times 8.00 + 1.50 \times 2.00) \times 4.000^2 / 56.80 = 3.77$ kNm/m
 Reazioni permanente, $V_{gA} = 8.00 \times 4.000 / 2.24 = 14.29$ $V_{gB} = 8.00 \times 4.000 / 2.24 = 14.29$ kN/m
 Reazioni variabili, $V_{qA} = 2.00 \times 4.000 / 2.24 = 3.57$ $V_{qB} = 2.00 \times 4.000 / 2.24 = 3.57$ kN/m



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

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.3.1)

Med= 3.77kNm/m, d=164mm, Kd= 8.44 x/d=0.03 $\epsilon_c/\epsilon_{sl}=-0.5/20.0$ ks=2.58, **As= 0.59cm²/m**
 Med= 3.77kNm/m, d=152mm, Kd= 7.82 x/d=0.03 $\epsilon_c/\epsilon_{sl}=-0.6/20.0$ ks=2.58, **As= 0.64cm²/m**
 Med=-11.05kNm/m, d=164mm, Kd= 4.93 x/d=0.05 $\epsilon_c/\epsilon_{sl}=-1.0/20.0$ ks=2.60, **As= 1.75cm²/m**
 Med=-11.05kNm/m, d=164mm, Kd= 4.93 x/d=0.05 $\epsilon_c/\epsilon_{sl}=-1.0/20.0$ ks=2.60, **As= 1.75cm²/m**

Armatura minima della soletta, $A_s \geq 0.26 b d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$, ($A_s = 3.32 \text{ cm}^2/\text{m}$) (EC2 §9.3.1)
 minima armatura principale Ø12/34.0 (3.32cm²/m), secondaria Ø 8/15.0 (3.35cm²/m)

Armatura della luce: x-x Ø12/34.0 (3.32cm²/m), (strato inferiore)
 y-y Ø12/34.0 (3.32cm²/m)
Armatura sui supporti: Sinistra Ø12/34.0 (3.32cm²/m)
 Destra Ø12/34.0 (3.32cm²/m)
 Basso Ø12/34.0 (3.32cm²/m)
 Alto Ø12/34.0 (3.32cm²/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=22.83 kN/m
Resistenza a taglio senza armatura a taglio V_{rdc} (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)
 $C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$, $b_w = 1000 \text{ mm}$, $d = 164 \text{ mm}$
 $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$, $k = 2.00$, $k_1 = 0.15$
 $\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 332 / (1000 \times 164) = 0.0020$
 $v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.50} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.63 \text{ N/mm}^2$ (EC2 Eq.6.3N)
 $V_{rd, c}(\min) = 0.001 \times (0.63) \times 1000 \times 164 = 103.32 \text{ kN/m}$
 $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 2.00 \times (0.20 \times 40.00)^{0.33}] \times 1000 \times 164 = 78.72$, $V_{rdc} = V_{rdc}(\min) = 103.32 \text{ kN/m}$
 $V_{ed} = 22.83 \text{ kN/m} \leq V_{rdc} = 103.32 \text{ kN/m}$, **V_{ed} <= V_{rdc} armatura a taglio non necessaria**

1.5. Stato limite di Esercizio (SLE)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$L = 4.000 \text{ m}$, $b = 1.000 \text{ m}$, $h = 0.200 \text{ m}$, $d = 0.164 \text{ m}$
 Carico (combinazione quasi-permanente) $q_{ed} = g + \psi_2 \cdot q = 8.00 + 0.30 \times 2.00 = 8.60 \text{ kN/m}$
 $L_x = L_y$, $L_{eff} = 4.000 \text{ m}$, $Med = (8.60 / 13.40) \times 3.77 = 2.42 \text{ kNm/m}$, $Med(SLS) = 2.42 \text{ kNm/m}$
 Coefficiente di deformazione finale $\phi(\infty, t_0) = 1.90$ (EC2 §3.1.4, Annessi B)
 Tensione di ritiro totale $\epsilon_{cs} = -0.30 \text{ o/o}$
 $\gamma_c = 1.00$, $\gamma_s = 1.00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
 Modulo elasticità del calcestruzzo $E_{cm} = 35 \text{ GPa}$, $E_{c, eff} = 35 / (1 + 1.90) = 12.07 \text{ GPa} = 12070 \text{ MPa}$ (EC2 Eq.7.20)
 Modulo elasticità dell'acciaio $E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$
 Rapporto modulare $\alpha_e = E_s / E_c = 200 / 35.00 = 5.71$, effettivo $\alpha_e = E_s / E_{c, eff} = 200 / 12.07 = 16.57$
 Armatura di tensione: Ø12/340
 Rapporto di armature $\rho = A_{sl} / (b \cdot d) = 332 / (1000 \times 164) = 0.002$

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

Rigidezza flessionale della sezione non fessurata, $EI = (200 / 16.57) \times (0.001 \times 0.667) = 8047 \text{ kNm}^2$
 $S = A_s \cdot z_{sl} = (0.001)^2 \times 332 \times 0.064 = (0.001) \times 0.021 \text{ m}^3$ (EC2 Eq.7.21)
 Curvatura dovuta al momento $1/r_M = 2.423 / 8047 = (0.001) \times 0.301 \text{ (1/m)}$
 Curvatura dovuta al ritiro $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 16.570 \times (0.021 / 0.667) = (0.001) \times 0.158 \text{ (1/m)}$
 Curvatura totale $1/r = (0.001) \times 0.301 + (0.001) \times 0.158 = (0.001) \times 0.459 \text{ (1/m)}$
 Momento di fessurazione, $M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I / y_2) = 3.5 \times (0.667 / 0.100) = 23.33 \text{ kNm}$

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

$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.002$, $n \cdot \alpha_e = 16.57$, $n \cdot \rho = 0.033$, $\xi = 0.715$, $\alpha = 0.226$, $x = \alpha \cdot d = 0.037 \text{ m}$
 Rigidezza flessionale della sezione completamente fessurata, $EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0.715 \times 200 \times 332 \times 0.164^2 = 12$
 $S = A_s \cdot z_{sl} = (0.001)^2 \times 332 \times 0.127 = (0.001) \times 0.042 \text{ m}^3$ (EC2 Eq.7.21)
 Curvatura dovuta al momento $1/r_M = 2.423 / 1277 = (0.001) \times 1.897 \text{ (1/m)}$
 Curvatura dovuta al ritiro $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 16.570 \times (0.042 / 0.106) = (0.001) \times 0.314 \text{ (1/m)}$
 Curvatura totale $1/r = (0.001) \times 1.897 + (0.001) \times 0.314 = (0.001) \times 2.211 \text{ (1/m)}$
 $Med = 2.42 \text{ kNm}$, $\epsilon_c / \epsilon_s = 0.07 / 0.24$, $x = 37 \text{ mm}$, $\sigma_s = 48 \text{ N/mm}^2$

1.5.3. Verifica deformazione senza calcolo (SLE)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.4.2)

$$l/d = K[11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}(\rho_o/\rho) + 3.2 \sqrt{f_{ck}(\rho_o/\rho - 1)^{3/2}}}] = 158.02 \quad (\text{EC2 Eq.7.16a})$$

$$f_{ck} = 40.00 \text{ N/mm}^2, \rho_o = 0.001x \quad \sqrt{40.00} = 0.006, \rho = 0.002, \rho' = 0.000, \rho \leq \rho_o, K = 1.5$$

$$l/d = (310/\sigma_s) \times (l/d), \sigma_s = 48 \text{ N/mm}^2, l/d = (310/48) \times 158.02 = 1017.93 \quad (\text{EC2 Eq.7.17})$$

$$l_{eff}/d = 4.000/0.164 = 24.39 \leq 1017.93, \quad \text{Luce/profondità entro i limiti}$$

1.5.4. Verifica deformazione da calcolo (SLE)

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$$M_{ed} = 2.42 < 0.70 \times M_{cr} = 0.70 \times 23.33 = 16.33 \text{ kNm}, \zeta = 0.00 \quad (\text{Eq.7.19})$$

$$\text{Curvatura finale } (1/r) = 0.00x(0.001 \times 2.211) + (1 - 0.00) \times (0.001 \times 0.459) = (0.001) \times 0.459 \text{ (1/m)} \quad (\text{Eq.7.18})$$

$$\beta = (M_a + M_b)/M_c = (11.05 + 11.05)/3.77 = 5.86, k = 0.104(1 - 5.86/10) = 0.0431$$

$$f = k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0.0431 \times 4.000^2 \times 0.459 = 0.3 \text{ mm}$$

$$f = 0.32 \leq 1000 \times 4.000/250 = 16.0 \text{ mm}, \quad \text{Deformazione entro i limiti}$$

1.5.5. Area minima di armatura (SLE)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

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

$$b = 1.000 \text{ m}, b_{eff} = 1.000 \text{ m}, h = 0.200 \text{ m}, d = 0.164 \text{ m}, x = 0.037 \text{ m}, \emptyset = 12 \text{ mm}$$

$$N_{ed} = 0.00 \text{ kN}, \sigma_c = (N_{ed}/bh) = 0.0 \text{ N/mm}^2, \sigma_s = 48 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{ct} = (h - x) \cdot b = (200 - 37) \times 1000 = 162865 \text{ mm}^2$$

$$\max(h, b_l) = 0 \text{ mm}, f_{ctm} = 3.50 \text{ N/mm}^2, A_{c,eff} = 162865 \text{ mm}^2, k = 1.00, k_c = 0.40, k_l = 1.50$$

$$\text{Armatura minima, } A_{s,min} = 0.40 \times 1.00 \times 3.50 \times 162865 / 48 = 4738 \text{ mm}^2/\text{m}$$

1.5.6. Controllo delle fessurazioni senza calcolo diretto (SLE)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.4)

$$\text{larghezza fessura } w_k = 0.3 \text{ mm (XC2)}, \text{ tensione acciaio } \sigma_s = 48 \text{ N/mm}^2, \Phi^* = 25 \text{ mm}, \max s = 250 \text{ mm} \quad (\text{EC2 T.7.2N})$$

$$\emptyset s = \emptyset^* (f_{ctm}/2.9) [k_c \cdot h_{cr} / (2(h-d))] = 17 \text{ mm} \quad (\text{EC2 Eq.7.6N})$$

$$f_{ctm} = 3.50 \text{ N/mm}^2, k_c = 0.40, h_{cr} = 0.5 \times 200 = 100 \text{ mm}, h = 200 \text{ mm}, d = 164 \text{ mm}$$

$$\text{Diametro massimo del ferro } \emptyset = 17 \text{ mm}, \text{ passo massimo del ferro } s = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Diametro del ferro } \emptyset = 12 \leq 17 \text{ mm}, \quad \text{Diametro del ferro sotto il limite max}$$

1.5.7. Calcolo dell'ampiezza della fessurazione (SLE)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

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

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

$$\sigma_s = 48 \text{ N/mm}^2, \text{ carico a breve termine: } \alpha_e = 5.71, k_t = 0.6, \text{ carico a lungo termine: } \alpha_e = 16.57, k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = 0.333(h - x)b = 0.333 \times (200 - 37) \times 1000 = 54234 \text{ mm}^2 \quad (\text{§7.3.2.3})$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 332 / 54234 = 0.006$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [48 - 0.4 \times (3.5 / 0.006) (1 + 16.57 \times 0.006)] / 200 = -1.02 \text{ o/o} \geq 0.6 \times 48 / 200 = 0.14 \text{ o/o}$$

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

$$\emptyset = 12 \text{ mm}, k_1 = 0.8, k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5, k_3 = 3.4, k_4 = 0.425$$

$$s_{r,max} = 3.4 \times 30.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 12 / 0.006 = 435.25 \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 435.25 \times 0.001 \times 0.14 = 0.06 \text{ mm}$$

$$w_k = 0.06 \text{ mm} \leq 0.30 \text{ mm} = w_{max}, \text{ Classe di esposizione ambientale: XC2}, \quad \text{Ampiezza della fessurazione e}$$

1.6. Distinta barre di armatura

Num	tipo	Barre di armatura [mm]	quant	Ø	g/m [kg/m]	lunghe [m]	peso [kg]
1	①	4380	12	12	0.888	4.380	46.67
2	①	4380	12	12	0.888	4.380	46.67
3	②	2540	12	12	0.888	2.540	27.07
4	②	2540	12	12	0.888	2.540	27.07
5	②	2540	12	12	0.888	2.540	27.07
6	②	2540	12	12	0.888	2.540	27.07

Peso totale [kg]**201.62**