

1. COLONNA-50x50

Doppia flessione del singolo pilastro

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

$b = 0.500 \text{ m}$, $h = 0.500 \text{ m}$, $N_{ed} = 505.00 \text{ kN}$

$M_{ed,yy} = 215.00 \text{ kNm}$, $M_{ed,zz} = 150.00 \text{ kNm}$

Classe del CA : C40/50-B450C (EC2 §

Classe di esposizione ambientale : XC3 (EC2 §4.4.

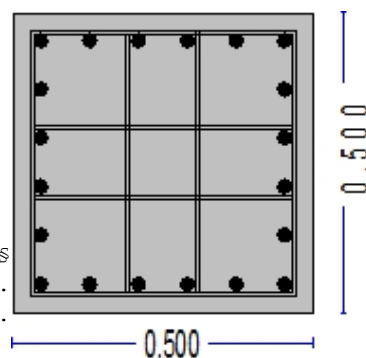
Copriferro : $C_{nom} = 30 \text{ mm}$ (EC2 §4.4.

Peso CLS : 25.0 kN/m^3

$\gamma_c = 1.50$, $\gamma_s = 1.15$ (EC2 Tabella 2.1

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 40 / 1.50 = 22.67 \text{ MPa}$ (EC2 §3.1.6)

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1.15 = 391 \text{ MPa}$ (EC2 §3.2.7)



1.1. Dimensioni e carichi

Colonna di sezione rettangolare $b = 0.500 \text{ m}$, $h = 0.500 \text{ m}$, lunghezza pilastro $L = 8.000 \text{ m}$

Carichi, assiale $N_{ed} = 505.00 \text{ kN}$ (compressione), momenti $M_{ed,yy} = 215.00 \text{ kNm}$, $M_{ed,zz} = 150.00 \text{ kNm}$
 taglio $V_{ed} = 5.00 \text{ kN}$

Spessore efficace della sezione $d = h - d_1$, $d_1 = d_2 = C_{nom} + \phi_s + \phi / 2 = 30 + 8 + 24 / 2 = 50 \text{ mm}$, $d_x = 450 \text{ mm}$, $d_y = 450 \text{ mm}$

1.2. Progettazione per compressione con limitata eccentricità (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

$N_{ed} = 505.00 \text{ kN}$, $M_{ed,yy} = 215.00 \text{ kNm}$, $M_{ed,zz} = 150.00 \text{ kNm}$

Progettazione di massima mediante Tabelle ($d_1/h = 0.10$)

Kordina K, Bemessungshilfsmittel zu EC 2 Teil 1

Planung von Stahlbeton ..., Berlin, Beuth, 1992

$M_y / (b h^2 f_{cd}) = 0.06$, $M_z / (b h^2 f_{cd}) = 0.05$, $N / (b h \cdot f_{cd}) = -0.08$

$A_s \cdot f_{yk} / (b h \cdot f_{ck}) = 0.16$, $A_s = 2728 \text{ mm}^2$, $A_s / A_c = 1.09\%$

Progettazione esatta mediante integrazione numerica

Abaco per flessione deviata e forza assiale

ottenuta da integrazione numerica usando una

griglia di x suddivisioni della sezione

$N_{ed} = 505.00 \text{ kN}$ (compressione),

$M_{ed,yy} = 215.00 \text{ kNm}$, $M_{ed,zz} = 150.00 \text{ kNm}$

C40/50-B450C

$b = 500 \text{ mm}$, $h = 500 \text{ mm}$

$d_y = 450 \text{ mm}$, $d_z = 450 \text{ mm}$, $d_1 = d_2 = 50 \text{ mm}$

$d_1/h = 0.100$, $d_2/b = 0.100$

$e_z = M_{ed,yy} / N_{ed} = 215.00 / 505.00 = 0.426 \text{ m} = 426 \text{ mm}$

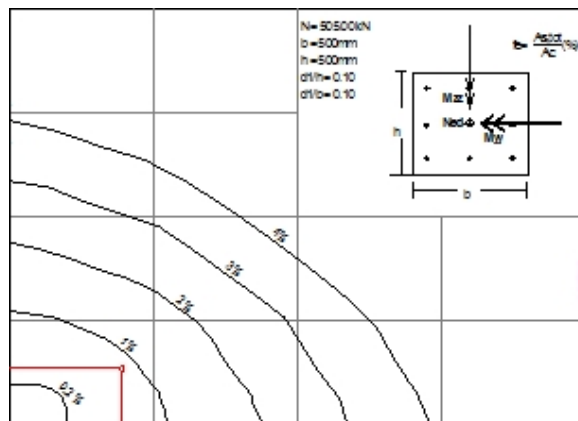
$e_y = M_{ed,zz} / N_{ed} = 150.00 / 505.00 = 0.297 \text{ m} = 297 \text{ mm}$

$z_{sz} = h/2 - d_1 = 500/2 - 50 = 200 \text{ mm}$, $e_z = 426 \text{ mm} > z_{sz} = 200 \text{ mm}$

$z_{sy} = b/2 - d_1 = 500/2 - 50 = 200 \text{ mm}$, $e_y = 297 \text{ mm} > z_{sy} = 200 \text{ mm}$

$A_{s,tot} = 2500 \text{ mm}^2$, $A_{s,tot} / A_c = 1.00\%$

$A_{s,tot} = 25.00 \text{ cm}^2$



Armatura minima longitudinale, $A_s \geq 0.0020 A_c$, $\phi_s \geq 8$, $A_{s,min} = 4\phi 14$ (6.16 cm^2)

(EC2 §9.5.2.2)

Armatura massima longitudinale, $A_s \leq 0.04 A_c$, ($A_{s,max} = 100.0 \text{ cm}^2$)

(EC2 §9.5.2.3)

Armatura trasversale, staffe con minimo ϕ_s al passo massimo $S_{cl,t}$

(EC2 §9.5.3)

alle altezze della colonna da 0.50 m a $H - 0.50 \text{ m}$: Staffe $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 400 \text{ mm}$

alle regioni da 0 a 0.50 m da $H - 0.50 \text{ m}$ a H : Staffe $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 240 \text{ mm}$

Lunghezza richiesta dell'ancoraggio $L_{bd} = 450 \text{ mm} = 0.450 \text{ m}$

(EC2 Eq.8.3)

Armatura longitudinale: 8Ø24 (36.16 cm^2)

Armatura trasversale: Staffe 2Ø 8/40.0 [$h: 0.50 \text{ m} \sim H - 0.50 \text{ m}$], **2Ø 8/24.0** [$h: 0 \sim 0.50 \text{ m}$, $H - 0.50 \text{ m} \sim H$]

1.3. Stato limite ultimo (SLU), Progettazione per rottura a tagli (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2, §9.2.2)

Resistenza a taglio senza armatura a taglio V_{rdc} (EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = \frac{C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}}{1} \cdot b_w \cdot d$$
 (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)
 $C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$, $b_w = 500 \text{ mm}$, $d = 450 \text{ mm}$
 $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$, $k = 1.67$, $k_1 = 0.15$
 $\rho_l = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 1350 / (500 \times 450) = 0.0060$
 $\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c = 1000 \times 505.00 / 250000 = 2.02 \text{ N/mm}^2$
 $v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.50} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.48 \text{ N/mm}^2$ (EC2 Eq.6.3N)
 $V_{rd, c (min)} = 0.001 \times (0.48 + 0.15 \times 2.02) \times 500 \times 450 = 176.17 \text{ kN}$
 $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.67 \times (0.60 \times 40.00)^{0.33} + 0.15 \times 2.02] \times 500 \times 450 = 198.24 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 5.00 \text{ kN} \leq V_{rdc} = 198.24 \text{ kN}$, **Ved <= Vrdc armatura a taglio non necessaria**

Capacità del puntone di CLS V_{rdmax} (EC2 §6.2.3 Eq.6.9)
 $V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$, $V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0.00$, $\theta = 45.0^\circ$ $\cot \theta = 1.00$ $\tan \theta = 1.00$
 $\alpha_{cw} = 1.00$ $z = 0.9d$, $f_{ck} = 40.0 \leq 60 \text{ MPa}$ $v_l = 0.6 [1 - f_{ck} / 250] = 0.6 [1 - 40 / 250] = 0.504$, $f_{cd} = 22.67 \text{ MPa}$
 $V_{rdmax} = 0.001 \times 1.00 \times 500 \times 0.9 \times 450 \times 0.504 \times 22.67 / 2.00 = 1156.9 \text{ kN}$

1.4. Progetto per effetti del secondo ordine (EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3))

Coefficiente di deformazione finale $\phi(\infty, t_0) = 1.88$ (EC2 §3.1.4, Annessi B)
 Coefficiente di deformazione effettiva $\phi_{ef} = \phi(\infty, t_0) \cdot (M_{oEqp} / M_{oEd}) = 1.88 \times 0.50 = 0.94$ (EC2 §5.8.4)
 Modulo elasticità del calcestruzzo $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c = 1000 \times 35 / 1.20 = 29.17 \text{ GPa} = 29167 \text{ MPa}$ (EC2 Eq.5.20)
 Modulo elasticità dell'acciaio $E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$
 Rapporto di armature $\rho = A_s / (b \cdot d) = 3616 / (500 \times 500) = 0.014$

1.4.1. Criterio di snellezza per elementi isolati (EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.1)

$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$ (Eq.5.13N)
 $\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) = 3616 \times 391 / (500 \times 500 \times 22.67) = 0.25$
 $n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 505000 / (500 \times 500 \times 22.67) = 0.089$
 $A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \phi_{ef}) = 1 / (1 + 0.2 \times 0.94) = 0.84$
 $B = \sqrt{1 + 2.0 \cdot \omega} = \sqrt{1 + 2.0 \cdot 0.25} = 1.22$
 $C = 1.70 - r_{m0} = 0.70$, ($r_{m0} = M_{01} / M_{02} = 1.0$)
 $\lambda_{lim} = 20 \times 0.84 \times 1.22 \times 0.70 / \sqrt{0.089} = 48.33$

1.4.2. Snellezza e luce di calcolo, direzione z-z (EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Luce di calcolo $L_0 = \beta \cdot L = 2.00 \times 8.000 = 16.000 \text{ m}$
 Rapporto di snellezza $\lambda = L_0 / i$, $i = 0.289 \times 500 \text{ mm}$, $\lambda = 16000 / 145 = 110.73$ (Eq.5.14)
 $\lambda = 110.73 > \lambda_{lim} = 48.33$, **gli effetti del secondo ordine devono essere presi in considerazione**

1.4.3. Snellezza e luce di calcolo, direzione y-y (EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Luce di calcolo $L_0 = \beta \cdot L = 2.00 \times 8.000 = 16.000 \text{ m}$
 Rapporto di snellezza $\lambda = L_0 / i$, $i = 0.289 \times 500 \text{ mm}$, $\lambda = 16000 / 145 = 110.73$ (Eq.5.14)
 $\lambda = 110.73 > \lambda_{lim} = 48.33$, **gli effetti del secondo ordine devono essere presi in considerazione**

1.4.4. Durezza Nominale (EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.2)

$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$ (EC2 Eq.5.21)
 $\rho = A_s / A_c = 0.014$, $E_{cd} = 29167 \text{ MPa}$, $E_s = 200000 \text{ MPa}$
 $n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 505000 / (500 \times 500 \times 22.67) = 0.089$
 $K_s = 1$, $K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \phi_{ef})$, $\phi_{ef} = 0.94$ (EC2 Eq.5.22)
 $k_1 = \sqrt{(f_{ck} / 20) \text{ MPa}} = \sqrt{(40 / 20)} = 1.41 \text{ MPa}$ (EC2 Eq.5.23)

direzione z-z

$k_2 = n \cdot \lambda / 170 \leq 0.20$, $n = 0.089$, $\lambda = 110.73$, $k_2 = 0.058$ (EC2 Eq.5.24)
 $K_c = 1.414 \times 0.058 / (1 + 0.94) = 0.042$
 $EI = 0.042 \times 29167 \times 500 \times 500^3 / 12 + 1.0 \times 200000 \times 1808 \times (450 / 2)^2 = 24.73 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 = 24733 \text{ kNm}^2$

direzione y-y

$$k_2 = n \cdot \lambda / 170 \leq 0.20, n = 0.089, \lambda = 110.73, k_2 = 0.058$$

$$K_c = 1.414 \times 0.058 / (1 + 0.94) = 0.042$$

$$EI = 0.042 \times 29167 \times 500 \times 500^3 / 12 + 1.0 \times 200000 \times 1808 \times (450/2)^2 = 24.73 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 = 24733 \text{ kNm}^2$$

1.4.5. Fattore d'ingrandimento del momento

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.3)

$$M_{ed} = M_{oed} [1 + \beta / ((N_b / N_{ed} - 1))], N_b = \pi^2 \cdot EI / L_o^2$$

(EC2 Eq.5.28)

direzione z-z

$$\beta = \pi^2 / c_o, c_o = 8, \beta = 1.23$$

(EC2 Eq.5.29)

$$N_b = 3.14^2 \times 24733 / 16.000^2 = 953.53 \text{ kN}$$

$$M_{ed} / M_{oed} = 1 + 1.23 / (953.53 / 505.00 - 1) = 2.39, \quad \mathbf{Med, yy = 513.64 kNm}$$

direzione y-y

$$\beta = \pi^2 / c_o, c_o = 8, \beta = 1.23$$

(EC2 Eq.5.29)

$$N_b = 3.14^2 \times 24733 / 16.000^2 = 953.53 \text{ kN}$$

$$M_{ed} / M_{oed} = 1 + 1.23 / (953.53 / 505.00 - 1) = 2.39, \quad \mathbf{Med, zz = 358.35 kNm}$$

1.5. Progettazione per compressione con limitata eccentricità (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

(con effetti del secondo ordine)

$$\mathbf{Ned = 505.00 kN, Med, yy = 513.64 kNm, Med, zz = 358.35 kNm}$$

Progettazione di massima mediante Tabelle (d1/h=0.10)

Kordina K, Bemessungshilfsmittel zu EC 2 Teil 1

Planung von Stahlbeton ..., Berlin, Beuth, 1992

$$M_y / (b h^2 f_{cd}) = 0.15, M_z / (b h^2 f_{cd}) = 0.11, N / (b h \cdot f_{cd}) = -0.08$$

$$A_s \cdot f_{yk} / (b h \cdot f_{ck}) = 0.55, A_s = 9379 \text{ mm}^2, A_s / A_c = 3.75\%$$

Progettazione esatta mediante integrazione numerica

Abaco per flessione deviata e forza assiale

ottenuta da integrazione numerica usando una

griglia di x suddivisioni della sezione

Ned=505.00kN (compressione),

Medyy=513.64kNm, Medzz=358.35kNm

C40/50-B450C

b=500mm, h=500mm

dy=450mm, dz=450mm, d1=d2=50mm

d1/h=0.100, d2/b=0.100

ez=Medyy/Ned=513.64/505.00=1.017m=1017mm

ey=Medzz/Ned=358.35/505.00=0.710m=710mm

zsz=h/2-d1=500/2-50=200mm, ez=1017mm>zsz=200mm

zsy=b/2-d1=500/2-50=200mm, ey=710mm>zsy=200mm

As,tot=8750mm², As,tot/Ac=3.50%

$$\mathbf{As, tot = 87.50 \text{ cm}^2}$$

Armatura minima longitudinale, $A_s \geq 0.0020 A_c$, $\phi_s \geq 8$, $A_{s, min} = 4\phi 14$ (6.16cm²)

(EC2 §9.5.2.2)

Armatura massima longitudinale, $A_s \leq 0.04 A_c$, ($A_{s, max} = 100.0 \text{ cm}^2$)

(EC2 §9.5.2.3)

Armatura trasversale, staffe con minimo ϕ_s al passo massimo $S_{cl, t}$

(EC2 §9.5.3)

alle altezze della colonna da 0.50m a H-0.50m: Staffe $\phi_s \geq 6$, $S_{cl, t} \leq 400 \text{ mm}$

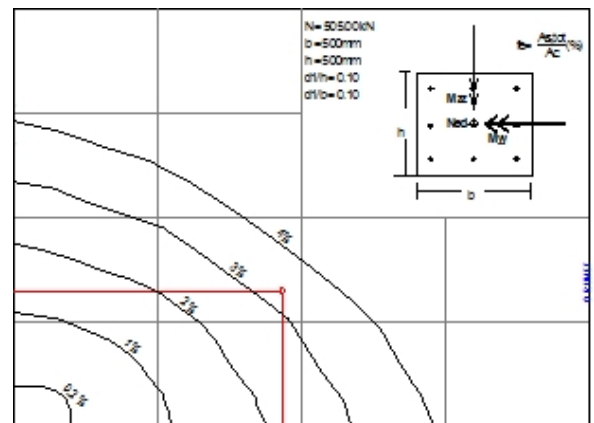
alle regioni da 0 a 0.50m da H-0.50m a H: Staffe $\phi_s \geq 6$, $S_{cl, t} \leq 240 \text{ mm}$

Lunghezza richiesta dell'ancoraggio $L_{bd} = 450 \text{ mm} = 0.450 \text{ m}$

(EC2 Eq.8.3)

Armatura longitudinale: 20Ø24 (90.4cm²)

Armatura trasversale: Staffe 5Ø 8/40.0 [h:0.50m~H-0.50m], **5Ø 8/24.0** [h:0~0.50m, H-0.50m~H]



1.6. Distinta barre di armatura

Num	tipo	Barre di armatura [mm]	quant	Ø	g/m [kg/m]	lunghe [m]	peso [kg]
1	①	8000	20	24	3.550	8.000	568.00
2	②	80 410 410 410	25	8	0.395	1.800	17.78
3	②	80 410 160 410	50	8	0.395	1.300	25.67
4	②	80 160 410 160	50	8	0.395	1.300	25.67
Peso totale [kg]							637.12

