

## 1. COLONNA-02

### Doppia flessione del singolo pilastro

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

**D =0.550 m, Ned =505.00 kN**

**Med yy =215.00 kNm, Med zz =150.00 kNm**

Classe del CA : C40/50-B450C (EC2 §

Classe di esposizione ambientale : XC3 (EC2 §4.4.

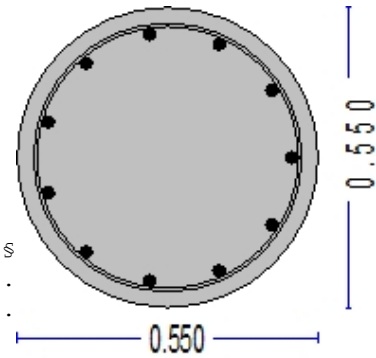
Copriferro : Cnom=30 mm (EC2 §4.4.

Peso CLS : 25.0 kN/m<sup>3</sup>

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

$f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0.85 \times 40/1.50=22.67$  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

Colonna circolare con diametro D=0.550 m, lunghezza pilastro L=8.000 m

Carichi, assiale Ned=505.00 kN (compressione), momenti Medyy=215.00 kNm, Medzz=150.00 kNm  
taglio Ved=5.00 kN

Spessore efficace della sezione  $d=h-d_1$ ,  $d_1=d_2=Cnom+\phi_s+\phi/2=30+8+24/2=50$  mm,  $d=500$  mm

### 1.2. Progettazione per compressione con limitata eccentricità (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

**Ned=505.00kN, Med,yy=215.00kNm, Med,zz=150.00kNm**

#### Progettazione esatta mediante integrazione numerica

Abaco per flessione semplice e forza assiale  
ottenuta dall'integrazione numerica di  
forze nel CLS e nell'acciaio sulla sezione

$Med=\sqrt{(215.00^2+150.00^2)}=262.15$  kNm

Ned=505.00kN (compressione), Med=262.15kNm

C40/50-B450C

D=550mm

$d=500$  mm,  $d_1=50$  mm,  $d_2=50$  mm,  $d_1/D=0.091$

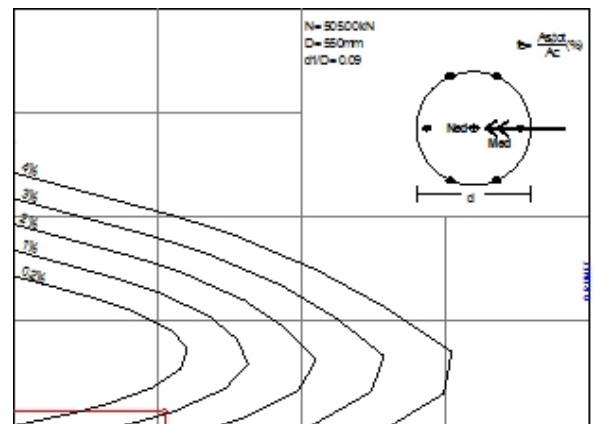
$e=Med/Ned=262.15/505.00=0.519$  m=519mm

$z_s=h/2-d_1=550/2-50=225$  mm,  $e=519$  mm >  $z_s=225$  mm

$As_1=As_2=1188$  mm<sup>2</sup>,  $(As_1+As_2)/Ac=1.00\%$

$\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-3.50/-4.14$

**As,tot=23.76cm<sup>2</sup>**



Armatura minima longitudinale,  $As \geq 0.0020Ac$ ,  $\phi_s \geq 8$ ,  $As_{min}=6\phi 10$  ( 4.71cm<sup>2</sup>)

(EC2 §9.5.2.2)

Armatura massima longitudinale,  $As \leq 0.04Ac$ , ( $As_{max}=95.0$  cm<sup>2</sup>)

(EC2 §9.5.2.3)

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

(EC2 §9.5.3)

alle altezze della colonna da 0.55m a H-0.55m: Staffe  $\phi_s \geq 6$ ,  $S_{cl,t} \leq 400$  mm

alle regioni da 0 a 0.55m da H-0.55m a H : Staffe  $\phi_s \geq 6$ ,  $S_{cl,t} \leq 240$  mm

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

(EC2 Eq.8.3)

**Armatura longitudinale: 6Ø24 (27.12cm<sup>2</sup>)**

**Armatura trasversale: Staffe Ø 8/40.0 [h:0.55m~H-0.55m] , Ø 8/24.0 [h:0~0.55m, H-0.55m~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)  
 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$  (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)  
 $C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$ ,  $f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$ ,  $b_w = 550 \text{ mm}$ ,  $d = 500 \text{ mm}$   
 $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$ ,  $k = 1.63$ ,  $k_1 = 0.15$   
 $\rho_l = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 1350 / (550 \times 500) = 0.0049$   
 $\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c = 1000 \times 505.00 / 302500 = 1.67 \text{ N/mm}^2$   
 $v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.50} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.46 \text{ N/mm}^2$  (EC2 Eq.6.3N)  
 $V_{rd, c (min)} = 0.001 \times (0.46 + 0.15 \times 1.67) \times 550 \times 500 = 195.39 \text{ kN}$   
 $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.63 \times (0.49 \times 40.00)^{0.33} + 0.15 \times 1.67] \times 550 \times 500 = 213.92 \text{ kN}$   
 $V_{ed} = 5.00 \text{ kN} \leq V_{rdc} = 213.92 \text{ kN}$ , **Ved <= Vrdc armatura a taglio non necessaria**

Capacità del puntone di CLS  $V_{rdmax}$  (EC2 §6.2.3 Eq.6.9)  
 $V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$ ,  $V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0.00$ ,  $\theta = 45.0^\circ$   $\cot \theta = 1.00$   $\tan \theta = 1.00$   
 $\alpha_{cw} = 1.00$   $z = 0.9d$ ,  $f_{ck} = 40.0 \leq 60 \text{ MPa}$   $v_l = 0.6 [1 - f_{ck} / 250] = 0.6 [1 - 40 / 250] = 0.504$ ,  $f_{cd} = 22.67 \text{ MPa}$   
 $V_{rdmax} = 0.001 \times 1.00 \times 550 \times 0.9 \times 500 \times 0.504 \times 22.67 / 2.00 = 1413.9 \text{ kN}$

### 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  $\rho = A_s / (b \cdot d) = 2712 / (550 \times 550) = 0.009$

#### 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)  
 $\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) = 2712 \times 391 / (550 \times 550 \times 22.67) = 0.15$   
 $n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 505000 / (550 \times 550 \times 22.67) = 0.074$   
 $A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \phi_{ef}) = 1 / (1 + 0.2 \times 0.94) = 0.84$   
 $B = \sqrt{1 + 2.0 \cdot \omega} = \sqrt{1 + 2.0 \cdot 0.15} = 1.14$   
 $C = 1.70 - r_{m0} = 0.70$ , ( $r_{m0} = M_{01} / M_{02} = 1.0$ )  
 $\lambda_{lim} = 20 \times 0.84 \times 1.14 \times 0.70 / \sqrt{0.074} = 49.69$

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

Luce di calcolo  $L_o = \beta \cdot L = 2.00 \times 8.000 = 16.000 \text{ m}$   
 Rapporto di snellezza  $\lambda = L_o / i$ ,  $i = 0.250 \times 550 \text{ mm}$ ,  $\lambda = 16000 / 138 = 116.36$  (Eq.5.14)  
 $\lambda = 116.36 > \lambda_{lim} = 49.69$ , **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  $L_o = \beta \cdot L = 2.00 \times 8.000 = 16.000 \text{ m}$   
 Rapporto di snellezza  $\lambda = L_o / i$ ,  $i = 0.250 \times 550 \text{ mm}$ ,  $\lambda = 16000 / 138 = 116.36$  (Eq.5.14)  
 $\lambda = 116.36 > \lambda_{lim} = 49.69$ , **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)  
 $\rho = A_s / A_c = 0.009$ ,  $E_{cd} = 29167 \text{ MPa}$ ,  $E_s = 200000 \text{ MPa}$   
 $n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 505000 / (550 \times 550 \times 22.67) = 0.074$   
 $K_s = 1$ ,  $K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \phi_{ef})$ ,  $\phi_{ef} = 0.94$  (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

$k_2 = n \cdot \lambda / 170 \leq 0.20$ ,  $n = 0.074$ ,  $\lambda = 116.36$ ,  $k_2 = 0.050$  (EC2 Eq.5.24)  
 $K_c = 1.414 \times 0.050 / (1 + 0.94) = 0.037$   
 $EI = 0.037 \times 29167 \times 550 \times 550^3 / 12 + 1.0 \times 200000 \times 1130 \times (500 / 2)^2 = 22.30 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 = 22297 \text{ kNm}^2$

direzione y-y

$$k_2 = n \cdot \lambda / 170 \leq 0.20, n = 0.074, \lambda = 116.36, k_2 = 0.050$$

$$K_c = 1.414 \times 0.050 / (1 + 0.94) = 0.037$$

$$EI = 0.037 \times 29167 \times 550 \times 550^3 / 12 + 1.0 \times 200000 \times 1130 \times (500/2)^2 = 22.30 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 = 22297 \text{ kNm}^2$$

#### 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)

$$N_b = 3.14^2 \times 22297 / 16.000^2 = 859.64 \text{ kN}$$

$$M_{ed} / M_{oed} = 1 + 1.23 / (859.64 / 505.00 - 1) = 2.76, \quad \mathbf{Med, yy = 592.71 kNm}$$

direzione y-y

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

(EC2 Eq.5.29)

$$N_b = 3.14^2 \times 22297 / 16.000^2 = 859.64 \text{ kN}$$

$$M_{ed} / M_{oed} = 1 + 1.23 / (859.64 / 505.00 - 1) = 2.76, \quad \mathbf{Med, zz = 413.52 kNm}$$

#### 1.5. Progettazione per compressione con limitata eccentricità (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

(con effetti del secondo ordine)

**Ned=505.00kN, Med,yy=592.71kNm, Med,zz=413.52kNm**

*Kordina K, Bemessungshilfsmittel zu EC 2 Teil 1*

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

$$Med / (2 \times 3.14 r^3 f_{cd}) = 0.21, Ned / (3.14 r^2 f_{cd}) = -0.08$$

$$As \cdot f_{yk} / (b h \cdot f_{ck}) = 0.61, As = 9885 \text{ mm}^2, As / Ac = 4.16\%$$

Progettazione esatta mediante integrazione numerica

Abaco per flessione semplice e forza assiale

ottenuta dall'integrazione numerica di

forze nel CLS e nell'acciaio sulla sezione

$$Med = \sqrt{592.71^2 + 413.52^2} = 722.70 \text{ kNm}$$

$$Ned = 505.00 \text{ kN (compressione)}, Med = 722.70 \text{ kNm}$$

C40/50-B450C

D=550mm

$$d = 500 \text{ mm}, d_1 = 50 \text{ mm}, d_2 = 50 \text{ mm}, d_1 / D = 0.091$$

$$e = Med / Ned = 722.70 / 505.00 = 1.431 \text{ m} = 1431 \text{ mm}$$

$$z_s = h / 2 - d_1 = 550 / 2 - 50 = 225 \text{ mm}, e = 1431 \text{ mm} > z_s = 225 \text{ mm}$$

$$As_1 = As_2 = 2376 \text{ mm}^2, (As_1 + As_2) / Ac = 2.00\%$$

$$\epsilon_c / \epsilon_{s1} = -3.50 / -4.14$$

$$\mathbf{As, tot = 47.52 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Armatura minima longitudinale, } As \geq 0.0020 Ac, \varnothing_s \geq 8, As, \min = 6 \varnothing 10 (4.71 \text{ cm}^2)$$

(EC2 §9.5.2.2)

$$\text{Armatura massima longitudinale, } As \leq 0.04 Ac, (As, \max = 95.0 \text{ cm}^2)$$

(EC2 §9.5.2.3)

$$\text{Armatura trasversale, staffe con minimo } \varnothing_s \text{ al passo massimo } S_{cl,t}$$

(EC2 §9.5.3)

$$\text{alle altezze della colonna da } 0.55 \text{ m a } H - 0.55 \text{ m: Staffe } \varnothing_s \geq 6, S_{cl,t} \leq 400 \text{ mm}$$

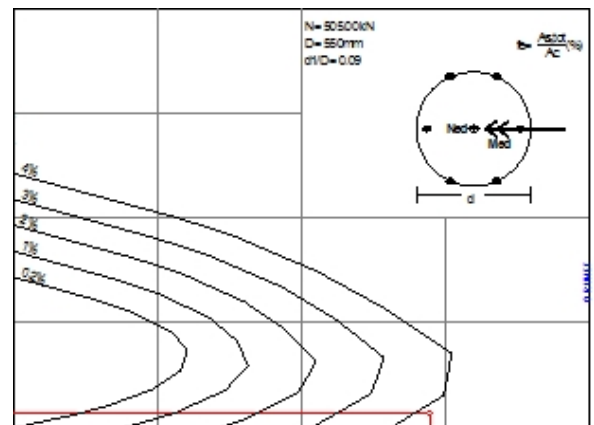
$$\text{alle regioni da } 0 \text{ a } 0.55 \text{ m da } H - 0.55 \text{ m a } H: \text{Staffe } \varnothing_s \geq 6, S_{cl,t} \leq 240 \text{ mm}$$

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

(EC2 Eq.8.3)

**Armatura longitudinale: 11Ø24 (49.72 cm<sup>2</sup>)**

**Armatura trasversale: Staffe Ø 8/40.0 [h:0.55m~H-0.55m], Ø 8/24.0 [h:0~0.55m, H-0.55m~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	11	24	3.550	8.000	312.40
2	②	80 450 450 450	25	8	0.395	1.960	19.36
<b>Peso totale [kg]</b>							<b>331.76</b>

