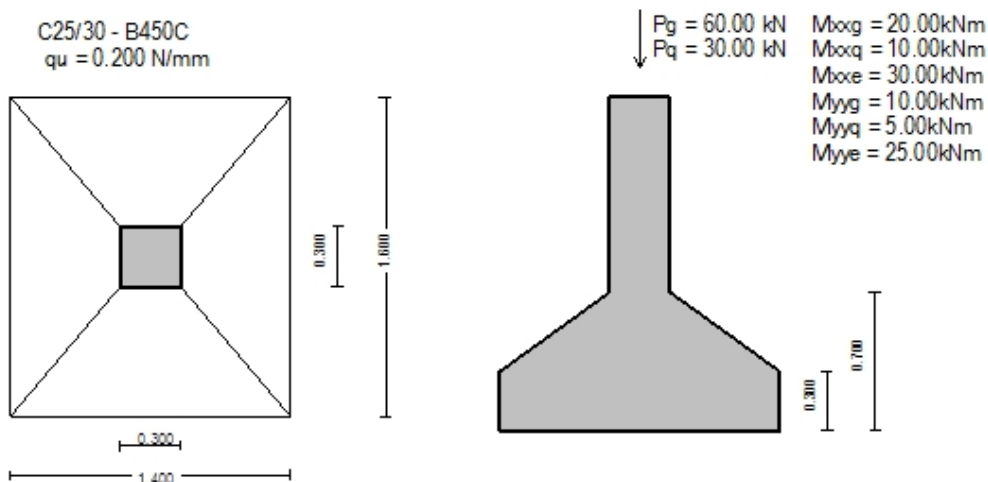


1. PLINTO-01

Plinto simmetrico con carico eccentrico

(EC2 EN1992-1-1:2004, UNI EN1990-1-1:2004, EC7 EN1997-1-1:2004,)

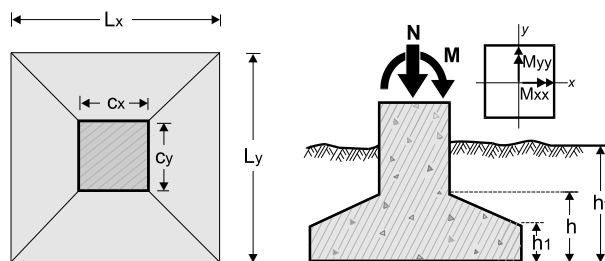


Classe del CA : C25/30-B450C (EC2 §3)
 Classe di esposizione ambientale : XC1 (EC2 §4.4.1)
 Copriferro : Cnom=75 mm (EC2 §4.4.1)
 Peso CLS : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Tabella 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 25 / 1.50 = 14.17$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1.15 = 391$ MPa (EC2 §3.2.7)

1.1. Dimensioni, materiali, carichi

Dimensioni

Plinto $L_x = 1.400$ m $L_y = 1.600$ m
 Colonna $c_x = 0.300$ m $c_y = 0.300$ m
 Altezze $h = 0.700$ m $h_1 = 0.300$ m
 Profondità del plinto $h_f = 1.200$ m
 Area di base del plinto $A = 2.24$ m²
 Volume del plinto $V = 1.04$ m³



Materiali del plinto

Classe del CA: C25/30-B450C (EN1992-1-1, §3)
 Copriferro: Cnom=75 mm (EC2 §4.4.1)
 Spessore efficace della sezione $d=h-d_1$, $d_1=Cnom+(3/2)\phi=75+3 \times 16/2=99$ mm, $d=700-99=601$ mm

Terreno

Pressione sul terreno $q_u = 0.200$ N/mm² (MPa)
 Peso unitario del terreno $\gamma = 17.000$ kN/m³

Carichi

			permanente	variabile	Sisma-X	Sisma-Y
Peso proprio	kN	[1.04x25.00]	26.00			
Peso del terreno	kN	[(2.24x 1.20- 1.04)x17.00]	28.02			
Carico verticale	kN		60.00	30.00	20.00	20.00
Momento Mxx	kNm		20.00	10.00	0.00	30.00
Momento Myy	kNm		10.00	5.00	25.00	0.00

1.2. Parametri dell'Eurocodice

Verifica della capacità portante del terreno (EC7 EN1997-1-1:2004, §6)
 Fattori parziali sulle azioni e le proprietà del terreno (EC7 Tab.s A.1-A.4, EC8-5 §3.1)
 Stato limite d'equilibrio (EQU), Stato limite strutturale (STR), Stato limite geotecnico (GEO)

			(EQU)	(STR)	(GEO)	(SEISMIC)
Azioni	Permanententi Sfavorevoli	γ_{Gdst} :	1.10	1.30	1.00	1.00
	Permanententi Favorevoli	γ_{Gstb} :	0.90	1.00	1.00	1.00
	Variabili Sfavorevoli	γ_{Qdst} :	1.50	1.50	1.30	1.00
	Variabili Favorevoli	γ_{Qstb} :	0.00	0.00	0.00	0.00

Parametri del terreno	Angolo di resistenza a taglio	γ_{ϕ} :	1.25	1.00	1.25	1.25
	Coesione effettiva	γ_c :	1.25	1.00	1.25	1.25
	Resistenza a taglio non drenata	γ_{cu} :	1.40	1.00	1.40	1.40
	Resistenza non confinata	γ_{qu} :	1.40	1.00	1.40	1.40
	Peso specifico	γ_w :	1.00	1.00	1.00	1.00

Fattori parziali di sicurezza per l'azioni: $\gamma_G=1.30$, $\gamma_Q=1.50$ (EC0 Annessi A1)
 Combinazione delle azioni accidentali : (EC7) $\psi_2 = 0.30$
 Combinazione delle azioni accidentali : (EC2) $\psi_2 = 0.30$

Progettazione di CA (EC2 EN1992-1-1:2004)

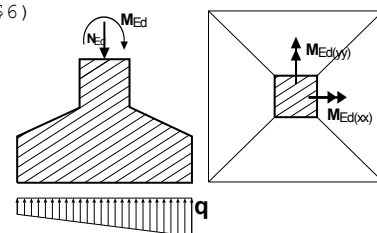
Progettazione per le azioni sismiche (EC8 EN1998-5:2004)
 Coefficienti per le analisi sismiche (EC8-5 §3)
 Parametri del terreno: $\gamma_{\phi}=1.25$, $\gamma_c=1.25$, $\gamma_{cu}=1.40$, $\gamma_{qu}=1.40$, $\gamma_w=1.00$
 (Area effettiva del plinto)/(Area del plinto) con carico sismico = 0.50 (EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5)

1.3. Verifica della capacità portante del suolo (EC7 EN1997-1-1:2004, §6)

1.3.1. (EQU), 1.10xPermanente + 1.50xVariabile (EC7 §2.4.7.2)

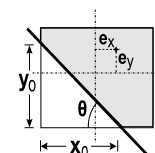
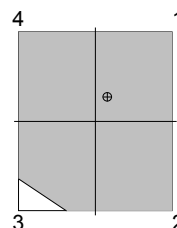
Carichi di progetto

Ned = 1.10x	114.02+1.50x	30.00=	170.42 kN
Medxx= 1.10x	20.00+1.50x	10.00=	37.00 kNm
Medyy= 1.10x	10.00+1.50x	5.00=	18.50 kNm



Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto

eccentricità relativa $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.078$
 eccentricità relativa $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.136$
 pressione del terreno $q_1 = 0.173 \text{ N/mm}^2$
 pressione del terreno $q_2 = 0.049 \text{ N/mm}^2$
 pressione del terreno $q_3 = 0.000 \text{ N/mm}^2$
 pressione del terreno $q_4 = 0.102 \text{ N/mm}^2$
 line a pressione nulla $x_0=0.44\text{m}$, $y_0=0.29\text{m}$, $\theta=33^\circ$
 area effettiva di fondazione 97.26%



Rottura allo stato limite $R_d \geq V_d$ (EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)
 eccentricità di carico relative $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.078$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.136$
 eccentricità di carico relative ≤ 0.333 (EC7 §6.5.4)
 progettazione effettiva lunghezza del plinto $L' = 1.400 \times (1 - 2 \times 0.078) = 1.182 \text{ m}$ (EC7 Annessi D)
 progettazione effettiva larghezza del plinto $B' = 1.600 \times (1 - 2 \times 0.136) = 1.165 \text{ m}$
 area di progetto effettiva del plinto $L'B' = 1.182 \times 1.165 = 1.38 \text{ m}^2$
 Portata di progetto del plinto $R_d = 1000 \times 1.38 \times 0.200 / 1.40 = 197.14 \text{ kN} > V_d = 170.42 \text{ kN}$
 Area effettiva del plinto 97.26% > 50.00% (EC7 §6.5.4)

1.3.2. (STR), 1.30xPermanente + 1.50xVariabile (EC7 §2.4.7.3)

Carichi di progetto

Ned = 1.30x	114.02+1.50x	30.00=	193.23 kN
Medxx= 1.30x	20.00+1.50x	10.00=	41.00 kNm
Medyy= 1.30x	10.00+1.50x	5.00=	20.50 kNm

Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto

eccentricità relativa $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.076$

eccentricità relativa $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.133$

pressione del terreno $q_1 = 0.194 \text{ N/mm}^2$

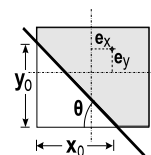
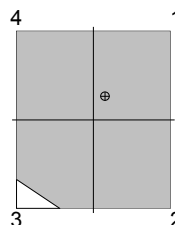
pressione del terreno $q_2 = 0.057 \text{ N/mm}^2$

pressione del terreno $q_3 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

pressione del terreno $q_4 = 0.115 \text{ N/mm}^2$

line a pressione nulla $x_0 = 0.40 \text{ m}$, $y_0 = 0.26 \text{ m}$, $\theta = 33^\circ$

area effettiva di fondazione 97.68%



Rottura allo stato limite $R_d \geq V_d$

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

eccentricità di carico relative $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.076$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.133$

eccentricità di carico relative ≤ 0.333

(EC7 §6.5.4)

progettazione effettiva lunghezza del plinto $L' = 1.400 \times (1 - 2 \times 0.076) = 1.187 \text{ m}$

(EC7 Annessi D)

progettazione effettiva larghezza del plinto $B' = 1.600 \times (1 - 2 \times 0.133) = 1.174 \text{ m}$

area di progetto effettiva del plinto $L' \cdot B' = 1.187 \times 1.174 = 1.39 \text{ m}^2$

Portata di progetto del plinto $R_d = 1000 \times 1.39 \times 0.200 / 1.00 = 278.00 \text{ kN} > V_d = 193.23 \text{ kN}$

Area effettiva del plinto 97.68% > 50.00%

(EC7 §6.5.4)

1.3.3. (GEO), 1.00xPermanente + 1.30xVariabile

(EC7 §2.4.7.3)

Carichi di progetto

$N_{ed} = 1.00 \times 114.02 + 1.30 \times 30.00 = 153.02 \text{ kN}$

$M_{edxx} = 1.00 \times 20.00 + 1.30 \times 10.00 = 33.00 \text{ kNm}$

$M_{edyy} = 1.00 \times 10.00 + 1.30 \times 5.00 = 16.50 \text{ kNm}$

Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto

eccentricità relativa $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.077$

eccentricità relativa $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.135$

pressione del terreno $q_1 = 0.155 \text{ N/mm}^2$

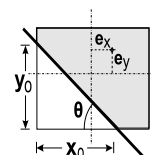
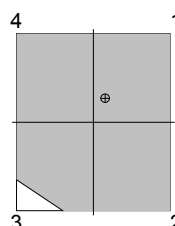
pressione del terreno $q_2 = 0.044 \text{ N/mm}^2$

pressione del terreno $q_3 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

pressione del terreno $q_4 = 0.091 \text{ N/mm}^2$

line a pressione nulla $x_0 = 0.43 \text{ m}$, $y_0 = 0.28 \text{ m}$, $\theta = 33^\circ$

area effettiva di fondazione 97.38%



Rottura allo stato limite $R_d \geq V_d$

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

eccentricità di carico relative $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.077$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.135$

eccentricità di carico relative ≤ 0.333

(EC7 §6.5.4)

progettazione effettiva lunghezza del plinto $L' = 1.400 \times (1 - 2 \times 0.077) = 1.184 \text{ m}$

(EC7 Annessi D)

progettazione effettiva larghezza del plinto $B' = 1.600 \times (1 - 2 \times 0.135) = 1.168 \text{ m}$

area di progetto effettiva del plinto $L' \cdot B' = 1.184 \times 1.168 = 1.38 \text{ m}^2$

Portata di progetto del plinto $R_d = 1000 \times 1.38 \times 0.200 / 1.40 = 197.14 \text{ kN} > V_d = 153.02 \text{ kN}$

Area effettiva del plinto 97.38% > 50.00%

(EC7 §6.5.4)

1.3.4. Azione sismica (x-x +) Permanente + 0.30xVariabile + Sismico xx

Carichi di progetto

$N_{ed} = 1.00 \times 114.02 + 0.30 \times 30.00 + 1.00 \times (20.00) = 143.02 \text{ kN}$

$M_{edxx} = 1.00 \times 20.00 + 0.30 \times 10.00 + 1.00 \times (0.00) = 23.00 \text{ kNm}$

$M_{edyy} = 1.00 \times 10.00 + 0.30 \times 5.00 + 1.00 \times (25.00) = 36.50 \text{ kNm}$

Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto

eccentricità relativa $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.182$

eccentricità relativa $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.101$

pressione del terreno $q_1 = 0.180 \text{ N/mm}^2$

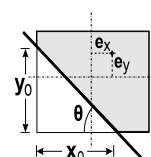
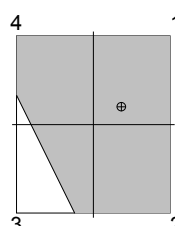
pressione del terreno $q_2 = 0.094 \text{ N/mm}^2$

pressione del terreno $q_3 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

pressione del terreno $q_4 = 0.029 \text{ N/mm}^2$

line a pressione nulla $x_0 = 0.53 \text{ m}$, $y_0 = 1.07 \text{ m}$, $\theta = 64^\circ$

area effettiva di fondazione 87.45%



Rottura allo stato limite $R_d \geq V_d$ (EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)
 eccentricità di carico relative $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.182$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.101$
 eccentricità di carico relative ≤ 0.333 (EC7 §6.5.4)
 progettazione effettiva lunghezza del plinto $L' = 1.400 \times (1 - 2 \times 0.182) = 0.890$ m (EC7 Annessi D)
 progettazione effettiva larghezza del plinto $B' = 1.600 \times (1 - 2 \times 0.101) = 1.277$ m
 area di progetto effettiva del plinto $L'B' = 0.890 \times 1.277 = 1.14$ m²
 Portata di progetto del plinto $R_d = 1000 \times 1.14 \times 0.200 / 1.40 = 162.86$ kN > $V_d = 143.02$ kN
 Area effettiva del plinto 87.45% > 50.00% (EC7 §6.5.4)

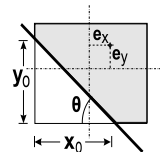
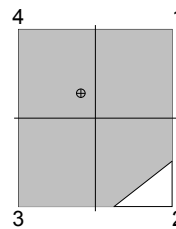
1.3.5. Azione sismica (x-x -) Permanente + 0.30xVariabile - Sismico xx

Carichi di progetto

$N_{ed} = 1.00 \times 114.02 + 0.30 \times 30.00 + 1.00 \times (-20.00) = 103.02$ kN
 $M_{edxx} = 1.00 \times 20.00 + 0.30 \times 10.00 + 1.00 \times (0.00) = 23.00$ kNm
 $M_{edyy} = 1.00 \times 10.00 + 0.30 \times 5.00 + 1.00 \times (-25.00) = -13.50$ kNm

Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto

eccentricità relativa $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = -0.094$
 eccentricità relativa $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.140$
 pressione del terreno $q_1 = 0.058$ N/mm²
 pressione del terreno $q_2 = 0.000$ N/mm²
 pressione del terreno $q_3 = 0.033$ N/mm²
 pressione del terreno $q_4 = 0.112$ N/mm²
 line a pressione nulla $x_0 = 0.87$ m, $y_0 = -0.67$ m, $\theta = 38^\circ$
 area effettiva di fondazione 94.95%



Rottura allo stato limite $R_d \geq V_d$ (EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)
 eccentricità di carico relative $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.094$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.140$
 eccentricità di carico relative ≤ 0.333 (EC7 §6.5.4)
 progettazione effettiva lunghezza del plinto $L' = 1.400 \times (1 - 2 \times 0.094) = 1.137$ m (EC7 Annessi D)
 progettazione effettiva larghezza del plinto $B' = 1.600 \times (1 - 2 \times 0.140) = 1.152$ m
 area di progetto effettiva del plinto $L'B' = 1.137 \times 1.152 = 1.31$ m²
 Portata di progetto del plinto $R_d = 1000 \times 1.31 \times 0.200 / 1.40 = 187.14$ kN > $V_d = 103.02$ kN
 Area effettiva del plinto 94.95% > 50.00% (EC7 §6.5.4)

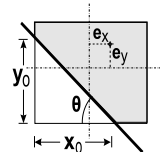
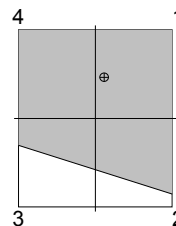
1.3.6. Azione sismica (y-y +) Permanente + 0.30xVariabile + Sismico yy

Carichi di progetto

$N_{ed} = 1.00 \times 114.02 + 0.30 \times 30.00 + 1.00 \times (20.00) = 143.02$ kN
 $M_{edxx} = 1.00 \times 20.00 + 0.30 \times 10.00 + 1.00 \times (30.00) = 53.00$ kNm
 $M_{edyy} = 1.00 \times 10.00 + 0.30 \times 5.00 + 1.00 \times (0.00) = 11.50$ kNm

Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto

eccentricità relativa $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.057$
 eccentricità relativa $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.232$
 pressione del terreno $q_1 = 0.188$ N/mm²
 pressione del terreno $q_2 = 0.000$ N/mm²
 pressione del terreno $q_3 = 0.000$ N/mm²
 pressione del terreno $q_4 = 0.132$ N/mm²
 line a pressione nulla $x_0 = 1.77$ m, $y_0 = 0.56$ m, $\theta = 17^\circ$
 area effettiva di fondazione 78.97%



Rottura allo stato limite $R_d \geq V_d$ (EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)
 eccentricità di carico relative $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.057$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.232$
 eccentricità di carico relative ≤ 0.333 (EC7 §6.5.4)
 progettazione effettiva lunghezza del plinto $L' = 1.400 \times (1 - 2 \times 0.057) = 1.240$ m (EC7 Annessi D)
 progettazione effettiva larghezza del plinto $B' = 1.600 \times (1 - 2 \times 0.232) = 0.858$ m
 area di progetto effettiva del plinto $L'B' = 1.240 \times 0.858 = 1.06$ m²
 Portata di progetto del plinto $R_d = 1000 \times 1.06 \times 0.200 / 1.40 = 151.43$ kN > $V_d = 143.02$ kN
 Area effettiva del plinto 78.97% > 50.00% (EC7 §6.5.4)

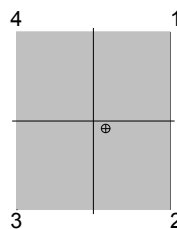
1.3.7. Azione sismica (y-y -) Permanente + 0.30xVariabile - Sismico yy

Carichi di progetto

Ned = 1.00x 114.02+0.30x 30.00+1.00x(-20.00)= 103.02 kN
 Medxx= 1.00x 20.00+0.30x 10.00+1.00x(-30.00)= -7.00 kNm
 Medyy= 1.00x 10.00+0.30x 5.00+1.00x(0.00)= 11.50 kNm

Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto

eccentricità relativa $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.080$
 eccentricità relativa $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = -0.042$
 pressione del terreno $q_1 = 0.056 \text{ N/mm}^2$
 pressione del terreno $q_2 = 0.080 \text{ N/mm}^2$
 pressione del terreno $q_3 = 0.036 \text{ N/mm}^2$
 pressione del terreno $q_4 = 0.012 \text{ N/mm}^2$
 area effettiva di fondazione 100.00%



Rottura allo stato limite $R_d \geq V_d$

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

eccentricità di carico relative $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.080$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.042$

eccentricità di carico relative ≤ 0.333

(EC7 §6.5.4)

progettazione effettiva lunghezza del plinto $L' = 1.400x(1-2 \times 0.080) = 1.176 \text{ m}$

(EC7 Annessi D)

progettazione effettiva larghezza del plinto $B' = 1.600x(1-2 \times 0.042) = 1.466 \text{ m}$

area di progetto effettiva del plinto $L'B' = 1.176 \times 1.466 = 1.72 \text{ m}^2$

Portata di progetto del plinto $R_d = 1000 \times 1.72 \times 0.200 / 1.40 = 245.71 \text{ kN} > V_d = 103.02 \text{ kN}$

Area effettiva del plinto 100.00% > 50.00%

(EC7 §6.5.4)

1.4. Sforzi interni per la progettazione del CA

Momenti M e forze di taglio V sono calcolati alle facce della colonna.

Le forze di taglio V^* sono calcolate a distanza $d = 0.601 \text{ m}$ dalla faccia della colonna.

Esse sono calcolate per integrazione numerica della pressione sul terreno sotto il plinto.

1.4.1. Carico 1.30xPermanente + 1.50xVariabile

Carichi di progetto

Ned = 1.30x 114.02+1.50x 30.00= 193.23 kN
 Medxx= 1.30x 20.00+1.50x 10.00= 41.00 kNm
 Medyy= 1.30x 10.00+1.50x 5.00= 20.50 kNm

Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto

eccentricità di carico relative $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.076$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.133$

peso del terreno $q_1 = 0.194$, $q_2 = 0.057$, $q_3 = 0.000$, $q_4 = 0.115 \text{ N/mm}^2$

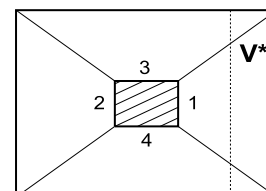
line a pressione nulla $x_0 = 0.40 \text{ m}$, $y_0 = 0.26 \text{ m}$, $\theta = 33^\circ$

pressione dovuta al peso proprio+peso del terreno $q_g = 0.001 \times 1.30 \times (26.00 + 28.02) / 2.24 = 0.031 \text{ N/mm}^2$

Taglio alla sezione critica + (peso proprio+peso del terreno) $q \cdot A_{\text{cont}} + q_g \cdot A = 174.93 \text{ kN}$

Azioni interne (momenti flettenti, forze di taglio)

$M_{yy}(1) = 20.20 \text{ kNm}$, $V(1) = 68.51 \text{ kN}$, $V^*(1) = 0.00 \text{ kN}$
 $M_{yy}(2) = 7.80 \text{ kNm}$, $V(2) = 31.34 \text{ kN}$, $V^*(2) = 0.00 \text{ kN}$
 $M_{xx}(3) = 30.86 \text{ kNm}$, $V(3) = 85.93 \text{ kN}$, $V^*(3) = 7.12 \text{ kN}$
 $M_{xx}(4) = 3.90 \text{ kNm}$, $V(4) = 17.59 \text{ kN}$, $V^*(4) = 0.28 \text{ kN}$



1.4.2. Azione sismica (x-x +) Permanente + 0.30xVariabile + Sismico xx

Carichi di progetto

Ned = 1.00x 114.02+0.30x 30.00+1.00x(20.00)= 143.02 kN
 Medxx= 1.00x 20.00+0.30x 10.00+1.00x(0.00)= 23.00 kNm
 Medyy= 1.00x 10.00+0.30x 5.00+1.00x(25.00)= 36.50 kNm

Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto

eccentricità di carico relative $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.182$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.101$

peso del terreno $q_1 = 0.180$, $q_2 = 0.094$, $q_3 = 0.000$, $q_4 = 0.029$ N/mm²

line a pressione nulla $x_0 = 0.53$ m, $y_0 = 1.07$ m, $\theta = 64^\circ$

pressione dovuta al peso proprio+peso del terreno $q_g = 0.001 \times 1.30 \times (26.00 + 28.02) / 2.24 = 0.031$ N/mm²

Taglio alla sezione critica + (peso proprio+peso del terreno) $q \cdot A_{\text{cont}} + q_g \cdot A = 140.86$ kN

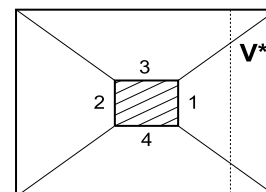
Azioni interne (momenti flettenti, forze di taglio)

$M_{yy}(1) = 20.68$ kNm, $V(1) = 66.23$ kN, $V^*(1) = 0.00$ kN

$M_{yy}(2) = 0.69$ kNm, $V(2) = 5.11$ kN, $V^*(2) = 0.00$ kN

$M_{xx}(3) = 18.35$ kNm, $V(3) = 51.52$ kN, $V^*(3) = 4.22$ kN

$M_{xx}(4) = 5.39$ kNm, $V(4) = 19.37$ kN, $V^*(4) = 0.79$ kN



1.4.3. Azione sismica (x-x -) Permanente + 0.30xVariabile - Sismico xx

Carichi di progetto

$N_{ed} = 1.00 \times 114.02 + 0.30 \times 30.00 + 1.00 \times (-20.00) = 103.02$ kN

$M_{edxx} = 1.00 \times 20.00 + 0.30 \times 10.00 + 1.00 \times (0.00) = 23.00$ kNm

$M_{edyy} = 1.00 \times 10.00 + 0.30 \times 5.00 + 1.00 \times (-25.00) = -13.50$ kNm

Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto

eccentricità di carico relative $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = -0.094$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.140$

peso del terreno $q_1 = 0.058$, $q_2 = 0.000$, $q_3 = 0.033$, $q_4 = 0.112$ N/mm²

line a pressione nulla $x_0 = 0.87$ m, $y_0 = -0.67$ m, $\theta = 38^\circ$

pressione dovuta al peso proprio+peso del terreno $q_g = 0.001 \times 1.30 \times (26.00 + 28.02) / 2.24 = 0.031$ N/mm²

Taglio alla sezione critica + (peso proprio+peso del terreno) $q \cdot A_{\text{cont}} + q_g \cdot A = 102.92$ kN

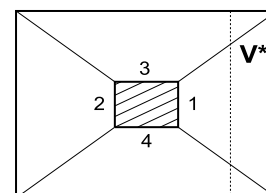
Azioni interne (momenti flettenti, forze di taglio)

$M_{yy}(1) = 1.81$ kNm, $V(1) = 7.96$ kN, $V^*(1) = 0.00$ kN

$M_{yy}(2) = 8.31$ kNm, $V(2) = 27.36$ kN, $V^*(2) = 0.00$ kN

$M_{xx}(3) = 12.71$ kNm, $V(3) = 34.10$ kN, $V^*(3) = 3.09$ kN

$M_{xx}(4) = 0.58$ kNm, $V(4) = 3.36$ kN, $V^*(4) = 0.00$ kN



1.4.4. Azione sismica (y-y +) Permanente + 0.30xVariabile + Sismico yy

Carichi di progetto

$N_{ed} = 1.00 \times 114.02 + 0.30 \times 30.00 + 1.00 \times (20.00) = 143.02$ kN

$M_{edxx} = 1.00 \times 20.00 + 0.30 \times 10.00 + 1.00 \times (30.00) = 53.00$ kNm

$M_{edyy} = 1.00 \times 10.00 + 0.30 \times 5.00 + 1.00 \times (0.00) = 11.50$ kNm

Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto

eccentricità di carico relative $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.057$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.232$

peso del terreno $q_1 = 0.188$, $q_2 = 0.000$, $q_3 = 0.000$, $q_4 = 0.132$ N/mm²

line a pressione nulla $x_0 = 1.77$ m, $y_0 = 0.56$ m, $\theta = 17^\circ$

pressione dovuta al peso proprio+peso del terreno $q_g = 0.001 \times 1.30 \times (26.00 + 28.02) / 2.24 = 0.031$ N/mm²

Taglio alla sezione critica + (peso proprio+peso del terreno) $q \cdot A_{\text{cont}} + q_g \cdot A = 142.56$ kN

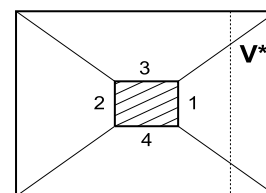
Azioni interne (momenti flettenti, forze di taglio)

$M_{yy}(1) = 13.32$ kNm, $V(1) = 45.83$ kN, $V^*(1) = 0.00$ kN

$M_{yy}(2) = 7.00$ kNm, $V(2) = 26.98$ kN, $V^*(2) = 0.00$ kN

$M_{xx}(3) = 29.95$ kNm, $V(3) = 79.28$ kN, $V^*(3) = 7.41$ kN

$M_{xx}(4) = 0.11$ kNm, $V(4) = 1.53$ kN, $V^*(4) = 0.00$ kN



1.4.5. Azione sismica (y-y -) Permanente + 0.30xVariabile - Sismico yy

Carichi di progetto

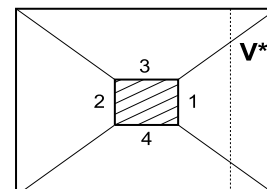
$N_{ed} = 1.00 \times 114.02 + 0.30 \times 30.00 + 1.00 \times (-20.00) = 103.02 \text{ kN}$
 $M_{edxx} = 1.00 \times 20.00 + 0.30 \times 10.00 + 1.00 \times (-30.00) = -7.00 \text{ kNm}$
 $M_{edyy} = 1.00 \times 10.00 + 0.30 \times 5.00 + 1.00 \times (0.00) = 11.50 \text{ kNm}$

Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto

eccentricità di carico relative $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.080$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = -0.042$
 peso del terreno $q_1 = 0.056$, $q_2 = 0.080$, $q_3 = 0.036$, $q_4 = 0.012 \text{ N/mm}^2$
 pressione dovuta al peso proprio+peso del terreno $q_g = 0.001 \times 1.30 \times (26.00 + 28.02) / 2.24 = 0.031 \text{ N/mm}^2$
 Taglio alla sezione critica + (peso proprio+peso del terreno) $q \cdot A_{cont} + q_g \cdot A = 99.39 \text{ kN}$

Azioni interne (momenti flettenti, forze di taglio)

$M_{yy}(1) = 7.46 \text{ kNm}$, $V(1) = 24.49 \text{ kN}$, $V^*(1) = 0.00 \text{ kN}$
 $M_{yy}(2) = 0.63 \text{ kNm}$, $V(2) = 3.63 \text{ kN}$, $V^*(2) = 0.00 \text{ kN}$
 $M_{xx}(3) = 2.61 \text{ kNm}$, $V(3) = 9.02 \text{ kN}$, $V^*(3) = 0.42 \text{ kN}$
 $M_{xx}(4) = 6.92 \text{ kNm}$, $V(4) = 19.72 \text{ kN}$, $V^*(4) = 1.55 \text{ kN}$



1.5. Progettazione per flessione

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

Momenti massimi di progetto

$M_{ed(yy)} = 20.68 \text{ kNm}$, $b = 300 \text{ mm}$, $d = 601 \text{ mm}$
 $M_{ed(xx)} = 30.86 \text{ kNm}$, $b = 300 \text{ mm}$, $d = 601 \text{ mm}$

$M_{ed} = 20.68 \text{ kNm}$, $b = 300 \text{ mm}$, $d = 601 \text{ mm}$, $K_d = 7.24$, $x/d = 0.04$

$\varepsilon_c/\varepsilon_s = 0.8/20.0$, $K_s = 2.59$, **$A_s = 0.89 \text{ cm}^2$**

Armatura minima $A_s \geq 0.26 b d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$ ($A_s = 6.32 \text{ cm}^2 / \text{m}$) (EC2 §9.3.1)

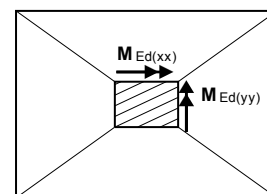
Armatura minima $\varnothing 16 / 31.5$ ($6.38 \text{ cm}^2 / \text{m}$)

$M_{ed} = 30.86 \text{ kNm}$, $b = 300 \text{ mm}$, $d = 601 \text{ mm}$, $K_d = 5.93$, $x/d = 0.05$

$\varepsilon_c/\varepsilon_s = 1.0/20.0$, $K_s = 2.60$, **$A_s = 1.34 \text{ cm}^2$**

Armatura minima $A_s \geq 0.26 b d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$ ($A_s = 6.32 \text{ cm}^2 / \text{m}$) (EC2 §9.3.1)

Armatura minima $\varnothing 16 / 31.5$ ($6.38 \text{ cm}^2 / \text{m}$)



Armatura del plinto

Armatura in acciaio nella direzione x-x: $\varnothing 16 / 31.5$ ($6.38 \text{ cm}^2 / \text{m}$), **$6\varnothing 16$** (12.06 cm^2)

Armatura in acciaio nella direzione y-y: $\varnothing 16 / 31.5$ ($6.38 \text{ cm}^2 / \text{m}$), **$5\varnothing 16$** (10.05 cm^2)

1.6. Progettazione a taglio

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2)

La progettazione a taglio è coperta dalla progettazione a punzonatura per taglio dal momento che la superficie critica di rottura viene considerata per un angolo di 45°

1.7. Progettazione per punzonatura a taglio

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.4)

Mensole di fondazione in x-x, $L_1 = 0.550 < d = 0.601 \text{ m}$, $L_2 = 0.550 < d = 0.601 \text{ m}$

Mensole di fondazione in y-y, $L_1 = 0.650 > d = 0.601 \text{ m}$, $L_2 = 0.650 > d = 0.601 \text{ m}$

Perimetro di controllo, a $1.0d = 0.601 \text{ m} < 2.0d$ (EC2 §6.4.2.2)

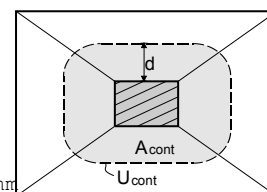
si considera la superficie di rottura per l'angolo di 45°

$U_{cont} = (0.300 + 0.300) + 2 \times (0.550 + 0.550) = 2.800 \text{ m}$

Area di base nel perimetro di controllo

$A_{cont} = 1.400 \times 1.502 = 2.10 \text{ m}^2$

Altezza minima effettiva del plinto alla sezione di controllo $d_m = 231 \text{ mm}$



Forza di taglio applicata al perimetro di controllo $V_{ed} = N_{ed} - \sigma \cdot A_{cont}$, $v_{ed} = V_{ed} \beta / U_{cont}$

$v_{ed} = (193.23 - 174.93) \times 1.50 / 2.80 = 9.80 \text{ kN/m}$, $\beta = 1.50$

(EC2 §6.4.3 Fig.6.21N)

Armatura in trazione alla sezione di controllo $As_{xx}=6.38\text{cm}^2/\text{m}$, $As_{yy}=6.38\text{cm}^2/\text{m}$
 $As_1^2=(As_{xx})(As_{yy})=6.38\times 6.38$, $As_1=6.38\text{ cm}^2$

Resistenza alla punzonatura a taglio senza armatura a taglio V_{rdc} (EC2 §6.4.4)

$$V_{rdc}=[C_{rdc}\cdot k\cdot(100\rho_1\cdot f_{ck})^{0.33}\cdot(2d/a)]\cdot b_w\cdot d \quad (\text{EC2 Eq.6.50})$$

$$V_{rdc}>=[v_{min}\cdot 2d/a]\cdot b_w\cdot d, \quad d=d_m=231\text{mm}, \quad a=601\text{mm}$$

$$C_{rdc}=0.18/\gamma_c=0.18/1.50=0.120, \quad f_{ck}=25.00\text{MPa}, \quad b_w=1000\text{mm}, \quad d=231\text{mm}$$

$$k=1+\sqrt{(200/d)}\leq 2, \quad k=1.93$$

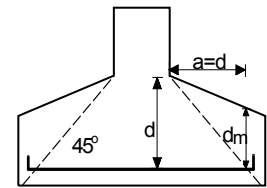
$$\rho_1=As_1/(b_w\cdot d)=638/(1000\times 231)=0.0028$$

$$v_{min}=0.035\cdot k^{1.50}\cdot \sqrt{f_{ck}}=0.47\text{N/mm}^2 \quad (\text{EC2 Eq.6.3N})$$

$$V_{rd,c(min)}=0.001\times(0.47\times 2\times 231/601)\times 1000\times 231=83.46\text{kN/m}$$

$$V_{rdc}=0.001\times[0.120\times 1.93\times(0.28\times 25.00)^{0.33}\times 2\times 231/601]\times 1000\times 231=78.67, \quad V_{rdc}=V_{rdc(min)}=83.46\text{kN/m}$$

$$V_{ed}=9.80\text{ kN/m} \leq V_{rdc}=83.46\text{ kN/m}, \quad \text{taglio e punzonatura OK}$$



1.8. Ancoraggio dell'armatura

(EC2 EN1992-1-1:2004, §9.8.2.2, §8.4)

$$x=h/2=0.150\text{m}, \quad R=1000\times 0.194\times 0.150\times 1.400=40.70\text{ kN}$$

$$e=0.15b=0.045\text{m} \quad z_e=0.620\text{m}, \quad z_i=0.900d=0.541\text{m}$$

$$F_s=R\cdot z_e/z_i=40.70\times 0.620/0.541=46.65\text{ kN}$$

$$\sigma_{sd}=F_s/As=1000\times 46.65/1005=46\text{ MPa}$$

$$\text{Lunghezza richiesta dell'ancoraggio} \quad (\text{EC2 Eq.8.3})$$

$$l_{b,rqd}=(\sigma_{sd}/f_{bd})\cdot d=(16/4)\times(46/2.30)=80\text{mm}$$

$$f_{bd}=2.25\times 1.00\times(f_{ctk0.05}/\gamma_c)=2.30\text{ MPa} \quad (\text{EC2 §8.4.2})$$

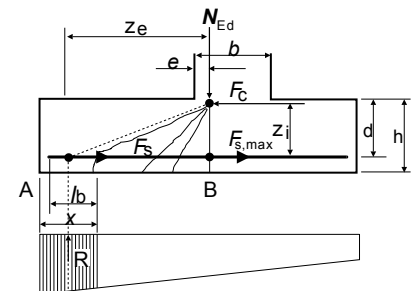
$$\text{Lunghezza dell'ancoraggio di progetto} \quad (\text{EC2 §8.4.4, T.8.2})$$

$$l_{bd}=0.70\times 80=56\text{mm}, \quad C_{nom}=75\text{mm}>3\phi=48\text{mm}$$



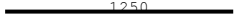
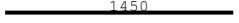
$$\text{Lunghezza dell'ancoraggio minima } l_{b,min}=\max(0.30l_{b,rqd}, 10\phi, 100\text{mm})=160\text{mm}$$

$$\text{Lunghezza di ancoraggio necessaria per l'armatura longitudinale } l_{bd}=160\text{mm}=0.160\text{m}$$

$$l_{bd}=160\text{mm}>(x-C_{nom})=75.00. \quad \text{Necessarie piegature 90mm alle estremità delle barre.}$$



1.9. Distinta barre di armatura

Num	tipo	Barre di armatura [mm]	quant	Ø	g/m [kg/m]	lunghe [m]	peso [kg]
1	①	90  90	6	16	1.580	1.430	13.56
2	②	90  90	5	16	1.580	1.630	12.88
3	③		2	8	0.395	1.250	0.99
4	④		2	8	0.395	1.450	1.15

Peso totale [kg]

28.58

