



**COMUNE DI POZZUOLI**  
Città Metropolitana di Napoli  
**Direzione 4 - Lavori Pubblici**

**Programma Triennale delle Opere Pubbliche 2016 - 2018**  
**ANNUALITA' 2016**

**LAVORI DI COMPLETAMENTO E RIQUALIFICAZIONE DI VIA**  
**MONTENUOVO LICOLA PATRIA**

(TRATTO VIA DOMITIANA - P.ZZA A. MORO)

**IMPORTO OPERE : € 350.000,00**



**PROGETTO ESECUTIVO**

Ing. Elia Puglia R.U.P.  
Geom. Luigi Ioffredo Progettista  
Geom. Aldo Praticò Progettista  
Arch. Santina Napolitano Dirigente Direzione 4

Elaborato:

**RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE**  
**FONDAZIONI**

TAVOLA :

**ST03**

Data:

DICEMBRE 2017

Agg.

Rapp.

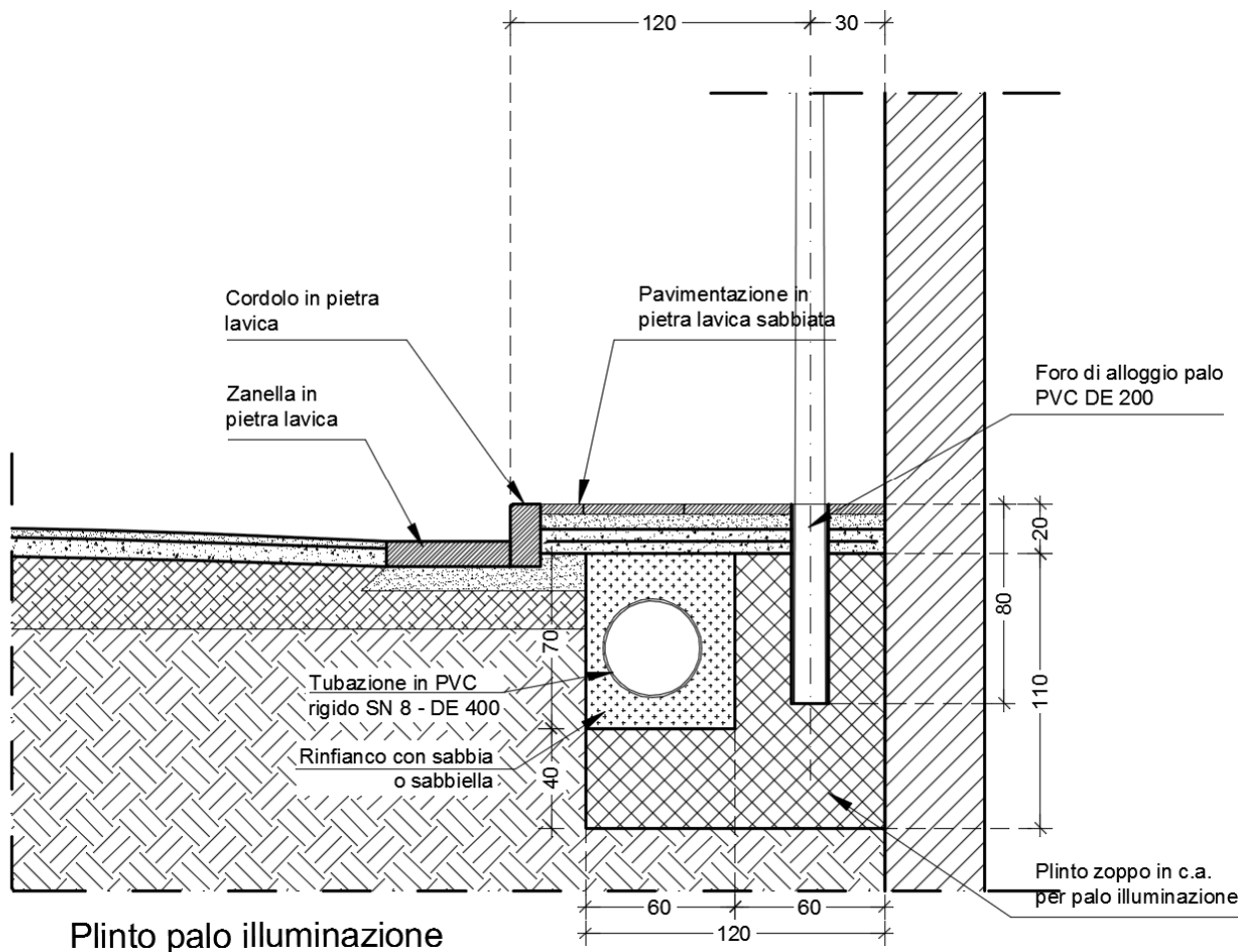
## INDICE DELLA RELAZIONE

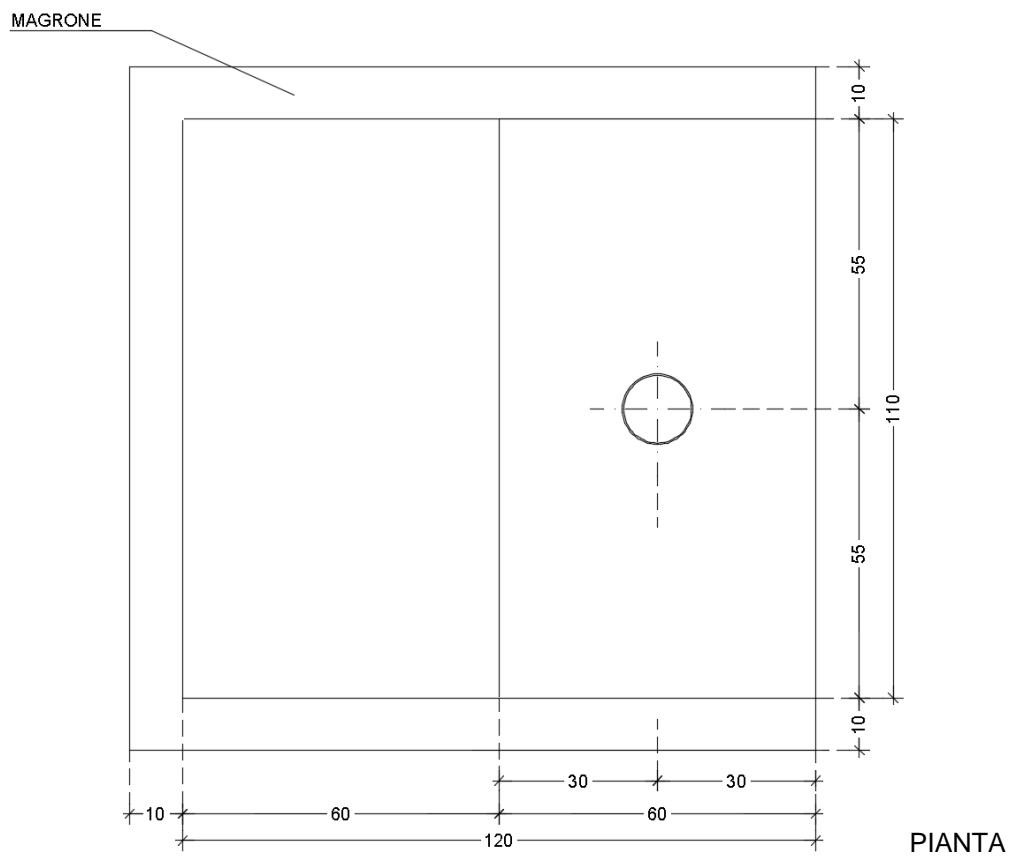
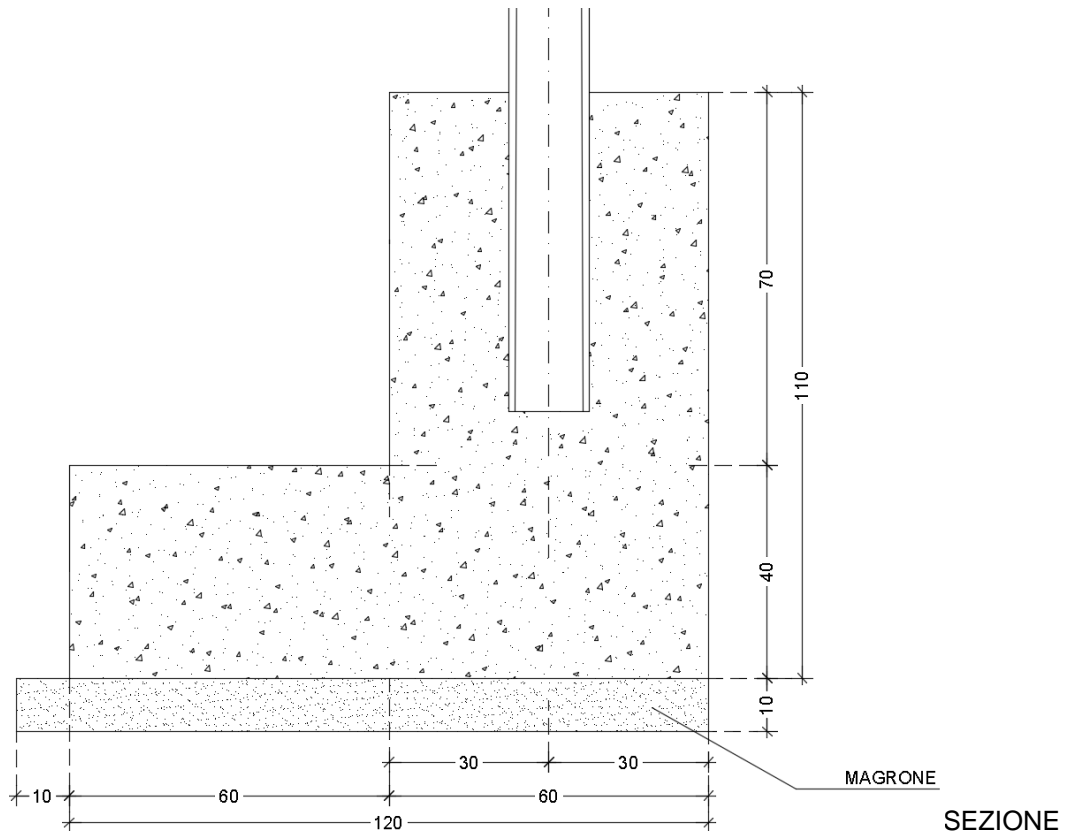
1. OGGETTO .....	3
2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO.....	5
3. ANALISI DEI CARICHI.....	6
4. VERIFICHE GEOTECNICHE E DI EQUILIBRIO .....	6
5. VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU).....	12
6. VERIFICHE STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) .....	15
7. CONCLUSIONI .....	16

## 1. OGGETTO

Oggetto della presente relazione è la struttura di fondazione dei pali metallici per la realizzazione del nuovo impianto di pubblica illuminazione da realizzarsi nell'ambito del progetto di adeguamento, dal punto di vista igienico sanitario ed ambientale, della rete fognaria insistente su Via Montenuovo Licola Patria, tratto compreso tra la Via Domitiana e Piazza Aldo Moro sul lato destro idraulico.

Al fine di consentire il posizionamento dei nuovi pali per la pubblica illuminazione il più possibile lontano dal ciglio del marciapiede il plinto di fondazione in c.a. sarà del tipo "zoppo" con forma ad "L" avente una piastra di base delle dimensioni 120 x 110 x h=40 cm ed un'anima superiore di dimensioni 110 x 60 x h=70 cm. L'intero plinto sarà poggiato su uno strato di magrone di altezza min. 10 cm.





Il dimensionamento delle opere di fondazione è stato eseguito in base ai valori delle azioni flettenti e taglianti trasmessi dal palo metallico. Tali azioni sono riportate nella relazione dei calcoli strutturali.

Per maggiori e più dettagliate informazioni circa la geometria e l'armatura dei vari elementi si rimanda agli allegati elaborati grafici.

## 2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

Alla presente relazione si intende allegata la Relazione geologico-tecnica relativa all'“appalto misto dei lavori per adeguamento dell'impianto di pubblica illuminazione ed esecuzione di nuovi impianti - Gestione e manutenzione degli impianti di pubblica illuminazione sul territorio comunale di Pozzuoli” a firma del Geologo Dott. Giosafatte Nocerino.

Detta Relazione Geologica è stata presa come riferimento per le calcolazioni eseguite.

Nella richiamata Relazione Geologica sono riportati i risultati di una campagna di indagini che ha previsto la realizzazione di n. 15 prove DPSH e n. 7 indagini Masw consentendo di individuare e determinare:

- le litologie dei terreni e le loro principali caratteristiche geologico-tecniche;
- i parametri sismici e la caratterizzazione sismica del sito ai sensi del D.M. 14/01/2008;
- l'eventuale presenza di dissesti in atto o potenziali.

Sulla scorta dei risultati di tali indagini si è potuto risalire alla categoria sismica dei terreni che risulta essere la **categoria tipo C** ovvero “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT_{,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < cu_{,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina)*”.

Dal punto di vista geotecnico è stato possibile ricavare che a partire dalla profondità del piano di posa dei plinti oggetto del presente studio (circa 1.40 m dal p.c.) i terreni investigati non hanno mai caratteristiche geotecniche peggiori di:

Angolo di attrito interno:	$\varphi = 24^\circ$
Peso specifico:	$\gamma = 1350$ daN/mc
Modulo edometrico:	$E_{ed} = 16,70$ daN/cm <sup>2</sup>

I precedenti valori dei parametri geotecnici sono stati considerati ai fini del dimensionamento e verifica del plinto in esame.

Atteso che l'intervento interessa un'area ad ampio sviluppo lineare (pari a circa 550 ml) potrebbero aversi delle disuniformità dei terreni nelle varie zone di intervento. Nel caso si dovessero incontrare terreni con scadenti caratteristiche sarà cura della DL richiedere l'intervento di un geologo in cantiere per la verifica della consistenza degli stessi al fine di aggiornare, se necessario, le verifiche ed i dimensionamenti.

### 3. ANALISI DEI CARICHI

L'analisi statica delle condizioni di carico a cui è sottoposta la struttura è riportata per intero nella relazione dei calcoli strutturali. Per il calcolo della struttura di fondazione si sono considerate le seguenti caratteristiche di sollecitazione che vengono prodotte dal palo in testa al plinto:

Combinazione	N [daN]	V [daN]	M [daNm]
A1 (STR)	167	135	696
A2 (GEO)	137	117	603
EQU	56	135	696
SISMA (SLC)	non influente ai fini dei calcoli		

### 4. VERIFICHE GEOTECNICHE E DI EQUILIBRIO

Sono state eseguite le seguenti verifiche:

- Verifica al ribaltamento
- Verifica allo scorrimento.
- Verifica a carico limite.

Nei tabulati che seguono vengono riportati i dati di input ed i risultati delle suddette verifiche.

I calcoli per la determinazione delle resistenze sono stati elaborati per le combinazioni e gli approcci:

- Approccio 2
- Approccio 1, combinazione 2
- EQU

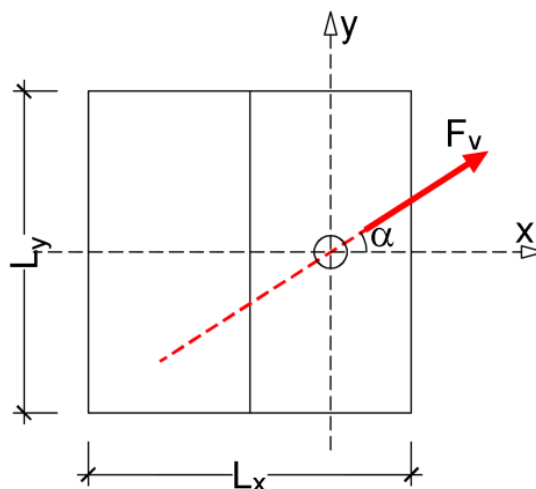
I coefficienti di combinazione sono riportati nelle seguenti tabelle:

FONDAZIONI SUPERFICIALI (STATICA)			APPROCCIO 1		APPROCCIO 2
			COMB. 1	COMB. 2	SLU (STR) (GEO)
			SLU (STR)	SLU (GEO)	
			A1 + M1 + R1	A2 + M2 + R2	A1 + M1 + R3
<b>AZIONI</b>			(A1)	(A2)	(A1)
Tab. 6.2.I	Permanenti	$\gamma_{G1}$	1,3 1,0	1,0 1,0	1,3 1,0
	Permanenti non strutturali	$\gamma_{G2}$	1,5 0,0	1,3 0,0	1,5 0,0
	Variabili	$\gamma_{Qi}$	1,5 0,0	1,3 0,0	1,5 0,0
<b>PARAM. GEOTECNICI</b>			(M1)	(M2)	(M1)
Tab. 6.2.II	$tg \phi'_k$	$\gamma_\phi$	1,0	1,25	1,0
	$C'_k$	$\gamma_C$	1,0	1,25	1,0
	$C_{uk}$	$\gamma_{Cu}$	1,0	1,40	1,0
	$\gamma_k$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0	1,0
<b>RESISTENZE</b>			(R1)	(R2)	(R3)
Tab. 6.4.I	CAPACITA' PORTANTE	$\gamma_R$	---	1,8	2,3
	SCORRIMENTO	$\gamma_R$	---	1,1	1,1
	STAB. GLOBALE (Tab. 6.8.I)	$\gamma_R$	---	1,1	---
	DIMENSION. STRUTTURALE	$\gamma_R$	1,0	---	1,0

FONDAZIONI SUPERFICIALI (SISMICA)			APPROCCIO 1		APPROCCIO 2
			COMB. 1	COMB. 2	SLU (STR) e (GEO)
			SLU (STR)	SLU (GEO)	
			A1 + M1 + R1	A2 + M2 + R2	A1 + M1 + R3
AZIONI			(A1)	(A2)	(A1)
Tab. 6.2.I	Permanenti	$\gamma_{G1}$	1,0 1,0	1,0 1,0	1,0 1,0
	Permanenti non strutturali	$\gamma_{G2}$	1,0 0,0	1,0 0,0	1,0 0,0
	Variabili	$\gamma_{Qi}$	1,0 0,0	1,0 0,0	1,0 0,0
PARAM. GEOTECNICI			(M1)	(M2)	(M1)
Tab. 6.2.II	$tg \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25	1,0
	$C'_k$	$\gamma_{C'}$	1,0	1,25	1,0
	$C_{uk}$	$\gamma_{Cu}$	1,0	1,40	1,0
	$\gamma_k$	$\gamma_r$	1,0	1,0	1,0
RESISTENZE			(R1)	(R2)	(R3)
Tab. 6.2.III	CAPACITA' PORTANTE	$\gamma_R$	---	1,8	2,3
	SCORRIMENTO	$\gamma_R$	---	1,1	1,1
	STAB. GLOBALE (Tab. 6.8.I)	$\gamma_R$	---	1,1	---
	DIMENSION. STRUTTURALE	$\gamma_R$	1,0	---	1,0

I calcoli geotecnici e di equilibrio sono stati eseguiti considerando l'azione sollecitante del vento ( $F_v$ ) agente secondo le seguenti direzioni:

- 1)  $\alpha = 0^\circ$
- 2)  $\alpha = 180^\circ$
- 3)  $\alpha = 90^\circ$  (data la simmetria del plinto tale direzione fornisce gli stessi risultati per  $\alpha = 270^\circ$ )
- 4)  $\alpha = 45^\circ$  (data la simmetria del plinto tale direzione fornisce gli stessi risultati per  $\alpha = 315^\circ$ )
- 5)  $\alpha = 135^\circ$  (data la simmetria del plinto tale direzione fornisce gli stessi risultati per  $\alpha = 225^\circ$ )



Le resistenze ricavate risultano sempre maggiori delle sollecitazioni di progetto.

La direzione lungo la quale si attingono coefficienti di sicurezza minori è per  $\alpha = 0^\circ$ . Nel seguito si riporta la specifica delle verifiche geotecniche lungo tale direzione.

**VERIFICHE PLINTO - VENTO AGENTE CON DIREZIONE 0°**

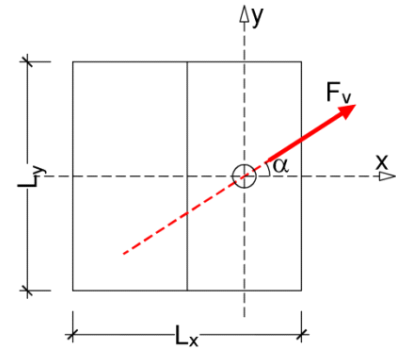
**PALO METALLICO**

Geometria:

Al piede: Diam. 127 mm sp. 4 mm  
 In testa: Diam. 76 mm sp. 3 mm  
 Altezza: H = 8,20 m

Sollecitazioni sezione di base (valori caratteristici):

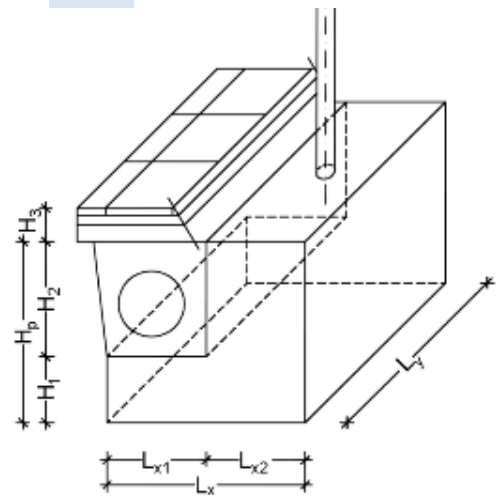
Peso del palo metallico:  $P_p = 128$  daN  
 Spinta eolica  $F_v = 90$  daN applicata a  $z = 5,16$  m da terra  
 inclinazione in pianta  $\alpha = 0^\circ$   
 Momento alla base:  $M_v = F_v \cdot z = 464,4$  daNm  
 Componente nel piano xz  $M_{vy} = 464$  daNm  
 Componente nel piano yz  $M_{vx} = 0$  daNm



**PLINTO IN C.A.**

Geometria:

$L_{x1} = 60$  cm  
 $L_{x2} = 60$  cm  
 $L_x = 120$  cm  
  
 $H_1 = 40$  cm  
 $H_2 = 70$  cm  
 $H_3 = 20$  cm  
 $H_p = 110$  cm  
  
 $L_y = 110$  cm

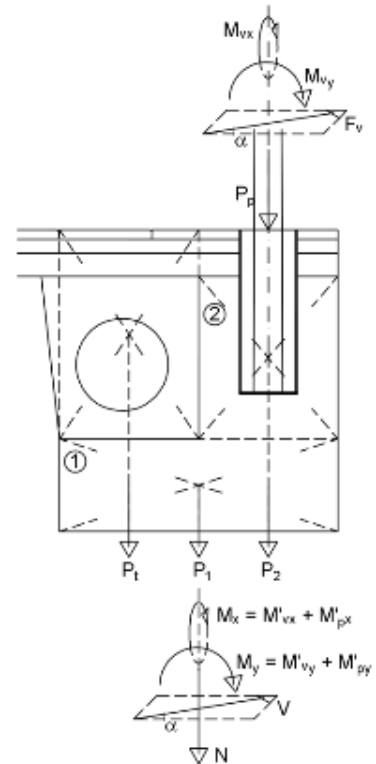


Peso plinto (valori caratteristici):

Parte 1:  $P_1 = 1320$  daN  
 Parte 2:  $P_2 = 1155$  daN

Peso terreno su plinto (valori caratteristici):

al netto della tubazione in PVC diam. 400  
 Peso specifico terreno  $\gamma = 1350$  daN/mc  
 $P_t = 615$  daN



**SOLLECITAZIONI BASE PLINTO (valori caratteristici):**

Sforzo Normale:  $N = P_p + P_1 + P_2 + P_t = 3218$  daN

Taglio:  $V = F_v = 90$  daN

Momento Flettente:

$M = M'_v + M'_p$   
 aliquota dovuta al vento:  $M'_{vy} = M_{vy} + F_v (H_p + H_3) \cos \alpha = 581$  daNm  
 $M'_{vx} = M_{vx} + F_v (H_p + H_3) \sin \alpha = 0$  daNm  
 aliquota dovuta ai pesi:  $M'_{py} = P_2(L_x - L_{x2})/2 - P_1(L_x - L_{x1})/2 = 162$  daNm  
 $M'_{px} = 0$  daNm



**SOLLECITAZIONI BASE PLINTO** (valori di progetto):

La generica sollecitazione di progetto  $S_d$  nella combinazione di carico fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite (SLU), vale :

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

I coefficienti di combinazione sono riportati nelle seguenti tabelle:

		Coeffic. $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Pesi strutturali $G_1$	fav.		0,9	1,0	1,0
	sfav.	$\gamma_{G1}$	1,1	1,3	1,0
Pesi permanenti non strutt. $G_2$	fav.		0,0	0,0	0,0
	sfav.	$\gamma_{G2}$	1,5	1,5	1,3
Carichi variabili $Q_i$	fav.		0,0	0,0	0,0
	sfav.	$\gamma_{Qi}$	1,5	1,5	1,3

Tab. 2.6.1. Coefficienti parziali per verifiche agli SLU

CAT.	AZIONE	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
A	Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
B	Uffici	0,7	0,5	0,3
C	Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
D	Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
E	Biblioteche, archivi, magazzini e amb. ad uso industr.	1,0	0,9	0,8
F	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
G	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
H	Coperture	0,0	0,0	0,0
	Vento	0,6	0,2	0,0
	Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
	Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
	Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tab. 2.5.1. Coefficienti di combinazione

Combinazione **EQU**  $\gamma_{G1} = 0,9$   $\gamma_{Qv} = 1,5$

$$N_d = \gamma_{G1} N = \underline{\hspace{2cm}} \quad 2896 \text{ daN}$$

$$V_d = \gamma_{Qv} V = \underline{\hspace{2cm}} \quad 135 \text{ daN}$$

$$M_{dy} = \gamma_{G1} M'_{py} + \gamma_{Qv} M'_{vy} = \underline{\hspace{2cm}} \quad 1018 \text{ daNm}$$

$$M_{dx} = \gamma_{G1} M'_{px} + \gamma_{Qv} M'_{vx} = \underline{\hspace{2cm}} \quad 0 \text{ daNm}$$

Combinazione **A1 (STR)**  $\gamma_{G1} = 1,3$   $\gamma_{Qv} = 1,5$

$$N_d = \gamma_{G1} N = \underline{\hspace{2cm}} \quad 4184 \text{ daN}$$

$$V_d = \gamma_{Qv} V = \underline{\hspace{2cm}} \quad 135 \text{ daN}$$

$$M_{dy} = \gamma_{G1} M'_{py} + \gamma_{Qv} M'_{vy} = \underline{\hspace{2cm}} \quad 1083 \text{ daNm}$$

$$M_{dx} = \gamma_{G1} M'_{px} + \gamma_{Qv} M'_{vx} = \underline{\hspace{2cm}} \quad 0 \text{ daNm}$$

Combinazione **A2 (GEO)**  $\gamma_{G1} = 1,0$   $\gamma_{Qv} = 1,3$

$$N_d = \gamma_{G1} N = \underline{\hspace{2cm}} \quad 3218 \text{ daN}$$

$$V_d = \gamma_{Qv} V = \underline{\hspace{2cm}} \quad 117 \text{ daN}$$

$$M_{dy} = \gamma_{G1} M'_{py} + \gamma_{Qv} M'_{vy} = \underline{\hspace{2cm}} \quad 918 \text{ daNm}$$

$$M_{dx} = \gamma_{G1} M'_{px} + \gamma_{Qv} M'_{vx} = \underline{\hspace{2cm}} \quad 0 \text{ daNm}$$

**CARATTERISTICHE DEL TERRENO AL DI SOPRA DEL PIANO DI POSA**

peso specifico  $\gamma_1 = 1\,350$  daN/mc

**CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE**

Valori caratteristici:

Angolo di attrito interno	$\varphi_k = 24^\circ$	Coesione	$c_k = 0,00$ daN/cm <sup>2</sup>
peso specifico	$\gamma = 1\,350$ daN/mc		
Modulo Edometrico	$E_{ed} = 16,70$ daN/cm <sup>2</sup>	Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,372$
Modulo elastico normale	$E = 9,32$ daN/cm <sup>2</sup>	Modulo elastico tangenz.	$G = 3,396$ daN/cm <sup>2</sup>

Valori di progetto:

M1	$\varphi_d = 24^\circ$	peso specifico	$\gamma = 1350$ daN/mc
M2	$\varphi_d = 19,6^\circ$	peso specifico	$\gamma = 1350$ daN/mc

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

La verifica consiste nell'accertare che il coefficiente di sicurezza  $\eta$ , calcolato come rapporto tra il Momento stabilizzante  $M_{stab}$  e quello ribaltante  $M_{rib}$ , sia maggiore di 1.  
La verifica viene eseguita considerando la combinazione EQU.

	Lungo x	Lungo y
Momento ribaltante	$M_{rib} = M_{dy} = 1018$ daNm	$M_{rib} = M_{dx} = 0$ daNm
Momento stabilizzante	$M_{stab} = N_d L_x / 2 = 1738$ daNm	$M_{stab} = N_d L_y / 2 = 1738$ daNm
Coefficiente di sicurezza	$\eta = M_{stab} / M_{rib} = 1,71$ ( <b>&gt;1 ver. ok</b> )	$\eta = M_{stab} / M_{rib} =$ infinito ( <b>&gt;1 ver. ok</b> )

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

La verifica consiste nell'accertare che il coefficiente di sicurezza  $\eta$ , calcolato come rapporto tra la forza di aderenza tra plinto e terreno pari a ( $N_d \text{tg}(\varphi_d)$ ) e la forza orizzontale sollecitante  $V$ , sia maggiore di 1,1.  
La verifica viene eseguita considerando le combinazioni Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 - M2) e Approccio 2 (A1 - M1)

Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 - M2)

$N_d = 3218$  daN       $\varphi_d = 19,6^\circ$        $\text{tg}(\varphi_d) = 0,356$        $V_d = 117$  daN  
 $\eta = N_d \text{tg}(\varphi_d) / V_d = 9,797$  (**>1,1 ver. ok**)

Approccio 2 (A1 - M1)

$N_d = 4184$  daN       $\varphi_d = 24^\circ$        $\text{tg}(\varphi_d) = 0,445$        $V_d = 135$  daN  
 $\eta = N_d \text{tg}(\varphi_d) / V_d = 13,8$  (**>1,1 ver. ok**)

**VERIFICA CARICO LIMITE**

Relazione di Brinch-Hansen       $Q_{lim} = N_q \gamma D \xi_q \zeta_q \Psi_q + N_\gamma \gamma_1 B'/2 \xi_\gamma \zeta_\gamma \Psi_\gamma$       con B' minima dim. effettiva

Dimensioni effettive della fondazione in funzione dell'eccentricità dei carichi:

eccentricità lungo x:  $e_x = M_{dy} / N_d = 0,285$  m      dimensione effettiva  $L'_x = (L_x - 2 e_x) = 0,630$  m  
 eccentricità lungo y:  $e_y = M_{dx} / N_d = 0,000$  m      dimensione effettiva  $L'_y = (L_y - 2 e_y) = 1,100$  m

si ha:

Minima dimensione effettiva:       $B' = 0,630$  m      lungo l'asse x  
 Massima dimensione effettiva:       $L' = 1,100$  m      lungo l'asse y  
 Profondità del piano di posa:       $D = 1,30$  m

Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 - M2)

\* coefficienti di capacità portante:

per  $\varphi_d = 19,6^\circ$ 

$$\text{(Prandtl-Cauchy-Meyerof)} \quad N_q = \tan^2(\pi/4 + \varphi/2) \exp(\pi \tan\varphi) = 6,154$$

$$\text{(Vesic)} \quad N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \varphi = \underline{\hspace{2cm}} 5,096$$

\* coefficienti di inclinazione dei carichi (Vesic):

$$\tan\delta = V_d / N_d = 0,036 \quad m = 1,636$$

$$\xi_q = (1 - \tan\delta)^m = 0,941 \quad \xi_\gamma = (1 - \tan\delta)^{m+1} = 0,907$$

\* coefficienti di forma (De Beer):

$$\zeta_q = 1 + (B'/L') \tan\varphi = 1,204 \quad \zeta_\gamma = 1 - 0,4 B'/L' = 0,771$$

\* coefficienti di punzonamento (Vesic):

$$\text{Indice di rigidezza:} \quad I_r = G / [c + (\gamma_1 D + \gamma B/2) \operatorname{tg}\varphi_k] = 34,99$$

$$\text{Indice di rigidezza critico:} \quad I_{r,crit} = 0,5 \exp[(3,3 - 0,45 B/L) \operatorname{ctg}(\pi/4 - \varphi_k/2)] = 54,15$$

essendo  $I_r < I_{r,crit}$  si ha rottura per punzonamento

$$\Psi_q = \Psi_\gamma = \exp [(0,6 B / L - 4,4) \operatorname{tg}\varphi_k + (3,07 \operatorname{sen}\varphi_k \lg(2 I_r) / (1 + \operatorname{sen}\varphi_k))] = 0,85$$

\* carico limite

$$Q_{lim} = 1,16 \text{ daN/cm}^2$$

\* verifica

$$Q_{es} = N_d / (B' \times L') = 0,46 \text{ daN/cm}^2$$

$$\eta = Q_{lim} / Q_{es} = 2,50 \text{ (> 1,8 - verifica)}$$

Approccio 2 (A1 - M1)

\* coefficienti di capacità portante:

per  $\varphi_d = 24,0^\circ$ 

$$\text{(Prandtl-Cauchy-Meyerof)} \quad N_q = \tan^2(\pi/4 + \varphi/2) \exp(\pi \tan\varphi) = 9,603$$

$$\text{(Vesic)} \quad N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \varphi = \underline{\hspace{2cm}} 9,442$$

\* coefficienti di inclinazione dei carichi (Vesic):

$$\tan\delta = V_d / N_d = 0,032 \quad m = 1,636$$

$$\xi_q = (1 - \tan\delta)^m = 0,948 \quad \xi_\gamma = (1 - \tan\delta)^{m+1} = 0,917$$

\* coefficienti di forma (De Beer):

$$\zeta_q = 1 + (B'/L') \tan\varphi = 1,255 \quad \zeta_\gamma = 1 - 0,4 B'/L' = 0,771$$

\* coefficienti di punzonamento (Vesic):

$$\text{Indice di rigidezza:} \quad I_r = G / [c + (\gamma_1 D + \gamma B/2) \operatorname{tg}\varphi_k] = 34,99$$

$$\text{Indice di rigidezza critico:} \quad I_{r,crit} = 0,5 \exp[(3,3 - 0,45 B/L) \operatorname{ctg}(\pi/4 - \varphi_k/2)] = 54,15$$

essendo  $I_r < I_{r,crit}$  si ha rottura per punzonamento

$$\Psi_q = \Psi_\gamma = \exp [(0,6 B / L - 4,4) \operatorname{tg}\varphi_k + (3,07 \operatorname{sen}\varphi_k \lg(2 I_r) / (1 + \operatorname{sen}\varphi_k))] = 0,85$$

\* carico limite

$$Q_{lim} = 1,93 \text{ daN/cm}^2$$

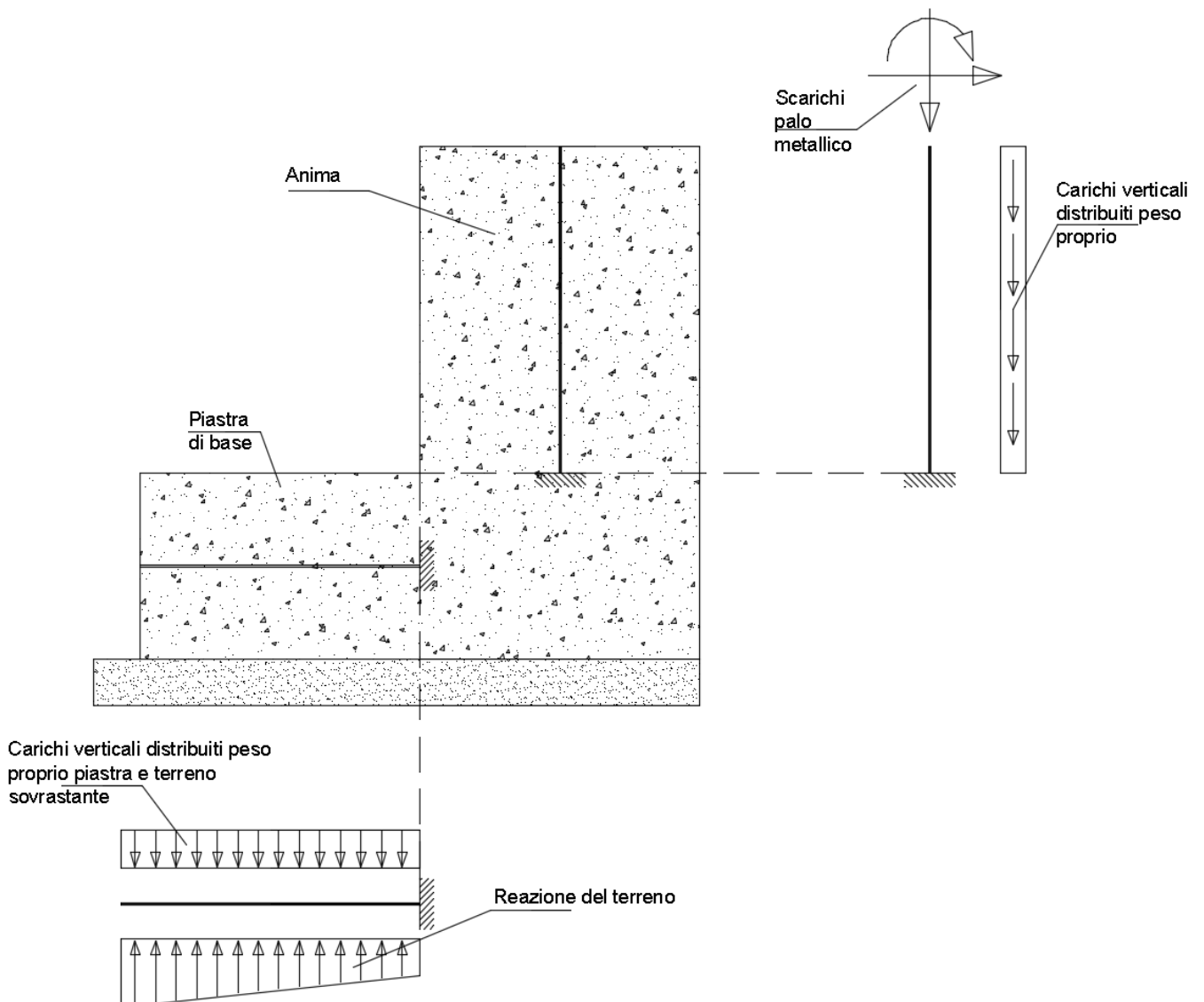
\* verifica

$$Q_{es} = N_d / (B' \times L') = 0,60 \text{ daN/cm}^2$$

$$\eta = Q_{lim} / Q_{es} = 3,20 \text{ (> 2,3 - verifica)}$$

## 5. VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU)

Ai fini del dimensionamento strutturale delle varie parti del plinto si è provveduto a schematizzare la soletta di base come una trave incastrata in corrispondenza della sezione di attacco all'anima. Alla stessa maniera l'anima superiore è stata modellata come una trave incastrata in corrispondenza della sezione di attacco alla soletta di base.



Nei successivi listati vengono riportati i dati di input ed i risultati ottenuti.

VERIFICA DELLA PIASTRA DI BASE - flessione e taglio

Il plinto viene schematizzato come una mensola incastrata in corrispondenza dell'attacco con l'ala superiore.

La mensola presenta le seguenti caratteristiche:

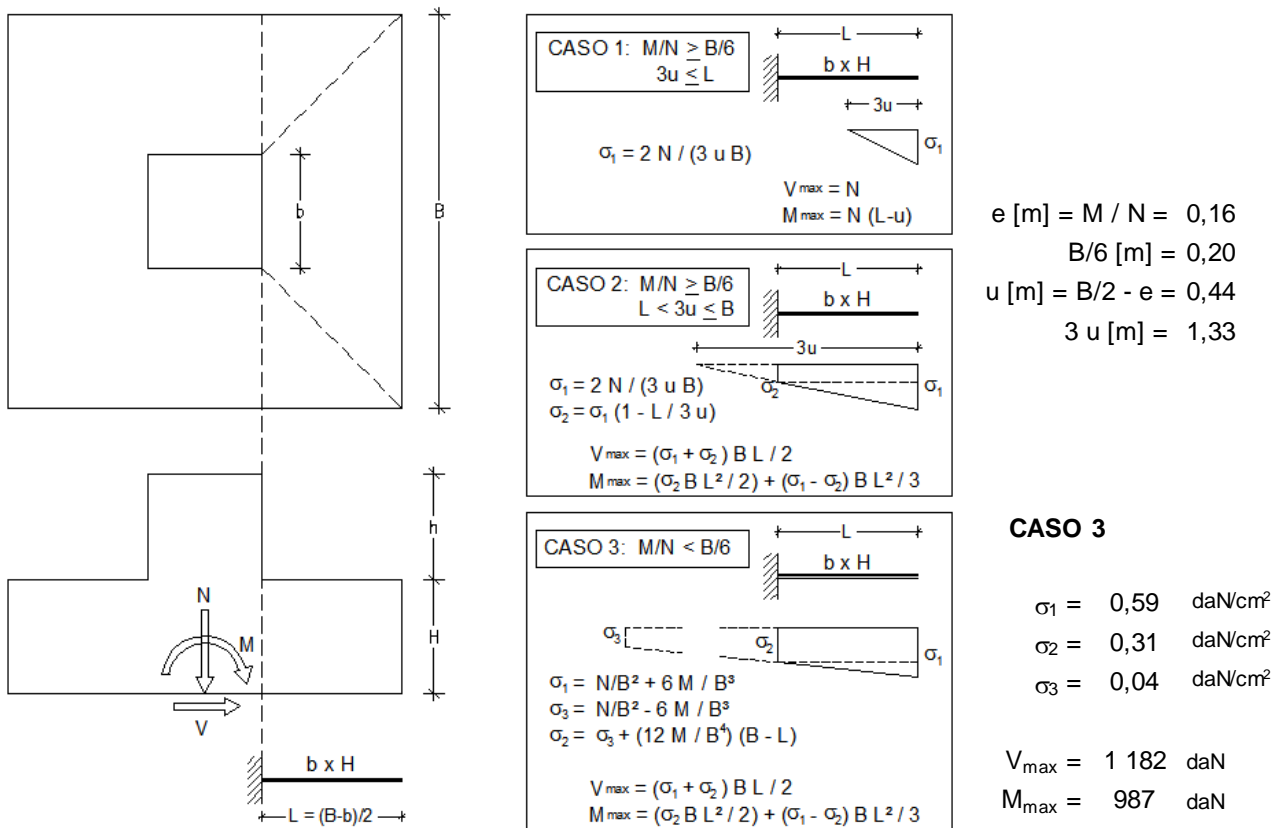
L [cm] = 60                      Sez. all'incastro                      b [cm] = 110                      H [cm] = 40

La mensola deve sopportare i carichi agenti sulla porzione di plinto di dimensioni pari a 110 x 60 cm

Si fa riferimento agli scarichi che il plinto induce sul terreno per vento agente lungo la direzione 180° considerando i coefficienti A1 moltiplicativi delle azioni:

Scarico tot. base plinto	N [daN] =	4 184
Taglio tot. base plinto	V [daN] =	135
Momento base plinto	M [daNm] =	662

Preliminarmente si ricavano le tensioni di contatto tra plinto e terreno e le sollecitazioni nella sezione di incastro dovute alla reazione del terreno fondale:



Il peso proprio del plinto e del terreno sovrastante la mensola generano le seguenti sollecitazioni nella sezione di incastro:

$V_p = - 1,3 [(L B H) \gamma_{cls} + P_t] = -1 658 \text{ daN}$   
 $M_p = - 1,3 [(L B H) \gamma_{cls} + P_t] L/2 = -497 \text{ daNm}$

dove  $\gamma_{cls}$  è il peso specifico del CLS e  $P_t$  è il peso del terreno di ricoprimento. In particolare:

$\gamma_{cls} = 2 500 \text{ daN/mc}$                        $P_t = 615 \text{ daN/mc}$

In definitiva le sollecitazioni di progetto in corrispondenza della sezione di incastro valgono:

$$V_{Sd} = V_{max} + V_p = -476 \text{ daN}$$

$$M_{Sd} = M_{max} + M_p = 490 \text{ daNm}$$

PIASTRA DI BASE: Verifica a Flessione

Nella sezione di verifica si ha: Armatura sup. 1 $\phi$  12/20 Armatura inf. 1 $\phi$  12/20

I dati di verifica a flessione sono quindi:

$$b \text{ [cm]} = 110$$

$$H \text{ [cm]} = 40$$

$$\text{copriferro [cm]} = 7$$

$$A_f \text{ [cm}^2\text{]} = 6,22$$

$$A_f' \text{ [cm}^2\text{]} = 6,22$$

$$n = 15$$

La verifica allo SLU fornisce un valore del momento resistente pari a

$$M_{Rd} = 8\,786 \text{ daNm}$$

Essendo  $M_{rd} > M_{sd}$  - la verifica è soddisfatta.

A vantaggio di sicurezza le armature calcolate su questa sezione reagente ridotta saranno estese a tutta la fondazione.

PIASTRA DI BASE: Verifica a Taglio

Il taglio agente nella sezione di verifica è pari a:  $V_{Sd} = -476 \text{ daN}$

Resistenza a taglio senza armature:  $V_{Rd} = 13\,809 \text{ daN}$

Essendo  $V_{rd} > V_{sd}$  non è necessaria specifica armatura a taglio,

**VERIFICA DELL'ANIMA SUPERIORE - pressoflessione e taglio**

ANIMA SUPERIORE: Verifica a pressoflessione

Si esegue la verifica nella sezione di base dell'ala. Le caratteristiche della sollecitazione risultano:

$$M = 791 \text{ daNm}$$

$$V = 135 \text{ daN}$$

$$N = 1\,668 \text{ daN}$$

Sui lati lunghi si disporranno 6f12 a distanza di 7 cm dal margine esterno

I dati di verifica a pressoflessione sono quindi:

$$B \text{ [cm]} = 110$$

$$H \text{ [cm]} = 60$$

$$c \text{ [cm]} = 7$$

$$A_{f_1} \text{ [cm}^2\text{]} = 6,79$$

$$A_{f_1}' \text{ [cm}^2\text{]} = 6,79$$

$$n = 15$$

La verifica allo SLU risulta

$$M_{rd} = 12\,265 \text{ daNm}$$

Essendo  $M_{rd} > M$  la verifica è soddisfatta

ANIMA SUPERIORE: Verifica a taglio

Il taglio agente sulla sezione di verifica è pari a:  $V_{Sd} = 135 \text{ daN}$

Resistenza a taglio senza armature:  $V_{Rd} = 19\,179 \text{ daN}$

Essendo  $V_{Rd} > V$  non è necessaria specifica armatura a taglio

**VERIFICHE A PUNZONAMENTO**

Resistenza a punzonamento senza armature:  $F_{Rd} = 0.5 u h f_{ctd}$   
 con  $u$  perimetro critico posto a distanza  $0.5 h$   
 e  $h = 0,7$  m altezza dell'ala  
 $f_{ctd} = 1,07$  N/mm<sup>2</sup>

Considerando, a vantaggio di sicurezza, il perimetro critico come quello a filo dell'elemento da verificare si ha:

Verifica punzon. palo metallico:  $u$  [m] =  $0,40$  m  $F_{Rd} = 14881$  daN  $> N = 166$  daN  
 Essendo sempre  $F_{Rd} > N$  non è necessario armare a punzonamento.

**6. VERIFICHE STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)**

Si esegue la verifica a fessurazione e dello stato tensionale nella sezione più sollecitata del plinto corrispondente alla sezione di incastro dell'anima superiore alla piastra di base per vento agente lungo la direzione a 90-180°.

Geometria ed armatura

B [cm] = 110	H [cm] = 60	c [cm] = 7
Af <sub>1</sub> [cm <sup>2</sup> ] = 6,79	Af <sub>1</sub> ' [cm <sup>2</sup> ] = 6,79	n = 15

Caratteristiche della sollecitazione:

Combinazione Rara

N = 120 daN      V = 112 daN      M = 459 daNm

Combinazione Frequente

N = 120 daN      V = 23 daN      M = 92 daNm

Combinazione quasi permanente

N = 120 daN      V = 0 daN      M = 0 daNm

Verifica delle tensioni

Combinazione Rara

massima tensione cls	σ <sub>c</sub> = -5,57 daN/cm <sup>2</sup>	< σ <sub>c,lim</sub> = -120 daN/cm <sup>2</sup>	ver. ok
massima tensione acciaio	σ <sub>s</sub> = 214 daN/cm <sup>2</sup>	< σ <sub>s,lim</sub> = 3600 daN/cm <sup>2</sup>	ver. ok

Combinazione quasi permanente

massima tensione cls	σ <sub>c</sub> = -0,02 daN/cm <sup>2</sup>	< σ <sub>c,lim</sub> = -90 daN/cm <sup>2</sup>	ver. ok
----------------------	--	--	---------

Verifica fessurazione

Combinazione quasi permanente

sezione tutta compressa – non si ha fessurazione

Combinazione frequente

ampiezza delle fessure	W <sub>d</sub> = -0,02 mm	< W <sub>lim</sub> = 0,2 mm	ver. ok
------------------------	---------------------------	-----------------------------	---------

## 7. CONCLUSIONI

Dal confronto delle resistenze (R) con le sollecitazioni (S) agenti nelle strutture, così come calcolate, si evince che per ciascuna condizione e combinazione di carico adottate risulta:

$$R > S$$

Pertanto le verifiche di resistenza (SLU) del complesso terreno/fondazione, sulla base delle ipotesi adottate, risultano soddisfatte.

Risultano altresì soddisfatte le verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE).

Sono stati rispettati in particolare il D.M. 14/01/2008 e la Circ.Min. n. 617 del 02/02/2009.

Pozzuoli, 29/12/2017

Il tecnico