

ACCA SOFTWARE

EdiLus

Progettazione e Calcolo Strutturale

DOCUMENTAZIONE DI AFFIDABILITÀ

Casi Prova GEOTECNICA

Ai sensi del:

D.M. 17/01/2018 cap. 10 - Norme Tecniche per le Costruzioni

ACCA software S.p.A.

Contrada Rosole 13 - 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy

INDICE

CASI PROVA GEOTECNICA

<u>1</u>	<u>(GEO) - Test di Validazione n.01 (Trave Winkler)</u>	<u>3</u>
<u>2</u>	<u>(GEO) - Test di Validazione n.02 (Verifica di Carico Limite)</u>	<u>4</u>
<u>3</u>	<u>(GEO) - Test di Validazione n.03 (Spinta Terreno)</u>	<u>16</u>
<u>4</u>	<u>(GEO) - Test di Validazione n.04 (Q_{lim} Pali in terreno monostrato)</u>	<u>32</u>
<u>5</u>	<u>(GEO) - Test di Validazione n.05 (Q_{lim} Pali in stratigrafia)</u>	<u>47</u>
<u>6</u>	<u>(GEO) - Test di Validazione n.06 (Rigidezze Plinto)</u>	<u>60</u>
<u>7</u>	<u>(GEO) - Test di Validazione n.07 (Sollecitazioni Verifiche Plinto BASSO)</u>	<u>69</u>

1 (GEO) - Test di Validazione n.01 (Trave Winkler)

Titolo: **Trave su suolo alla winkler con forza concentrata in mezzeria. Calcolo dello spostamento di un nodo di estremità.**

Riferimento: **Roark's Formulas for Stress and Strain pag. 214.**

Il file di EdiLus (CA) è: **CA_Test_04.EDL**.

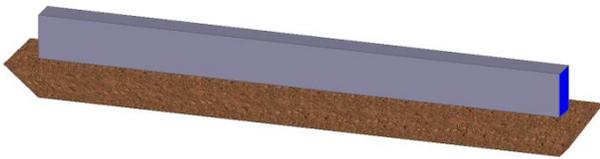


Figura 1.1: vista - "Editor 3D"

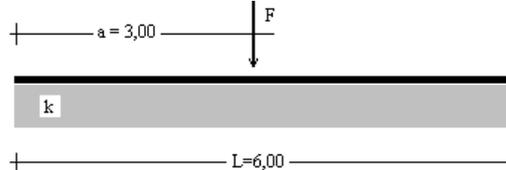


Figura 1.2: schema di calcolo

Dati

Trave su suolo alla Winkler con le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza 6,00 m;
- Sezione rettangolare (b · h), con:
 - base (b) = 0,30 m
 - altezza (h) = 0,50 m
$$\Rightarrow I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,30 \cdot 0,50^3}{12} = 3,125 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$
- Magrone (b₀ · h₀), con:
 - base (b₀) = 0,60 m
 - altezza (h₀) = 0,15 m
- Materiale = Cls C20/25_B450C (con E = 30200 N/mm²);
- Forza (F), applicata in mezzeria, pari a 300 000 N (*Condizione di Carico -> Permanente*).

Terreno "Sabbia argillosa mediamente consolidata" con le seguenti caratteristiche:

- Costante di sottofondo (k) = 200 N/cm³ = 2e+8 N/m³.

L'abbassamento **Teorico** è dato da:

$$y_a = \frac{F}{(2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3)} \cdot \frac{C_4 \cdot C_{a1} - C_3 \cdot C_{a2}}{C_{11}} = 2,57 \cdot 10^{-4} \text{ m} = \mathbf{0,0257 \text{ cm.}}$$

dove:

$$C_4 = \cosh(\beta \cdot L) \cdot \sin(\beta \cdot L) - \sinh(\beta \cdot L) \cdot \cos(\beta \cdot L) = -34,9769$$

$$C_{a1} = \cosh[\beta \cdot (L - a)] \cdot \cos[\beta \cdot (L - a)] = -3,03053$$

$$C_3 = \sinh(\beta \cdot L) \cdot \sin(\beta \cdot L) = -44,2713$$

$$C_{a2} = \cosh[\beta \cdot (L - a)] \cdot \sin[\beta \cdot (L - a)] + \sinh[\beta \cdot (L - a)] \cdot \cos[\beta \cdot (L - a)] = 0,769439$$

$$E I = 94 \, 375 \, 000 \text{ N/m}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{b_0 \cdot k}{4 \cdot E \cdot I}} = 0,75087$$

$$C_{11} = \sinh^2(\beta \cdot L) - \sin^2(\beta \cdot L) = 2045,573$$

Lo spostamento nodale (*Figura 1.3*) che è possibile leggere in **EdiLus** è pari a **0,0226 cm**.

Tab. 1.1: confronto soluzione Teorica ed EdiLus

	Soluzione Teorica	EdiLus
Spostamento [cm]	0,0257	0,0226

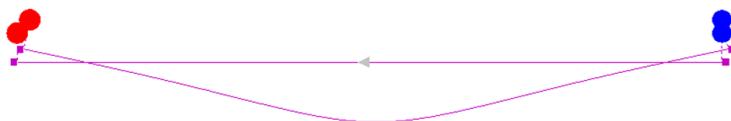
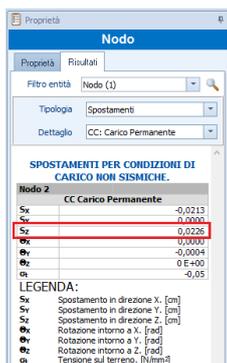


Figura 1.3: risultati del calcolo in EdiLus

2 (GEO) - Test di Validazione n.02 (Verifica di Carico Limite)

Titolo: **Verifica di carico limite del complesso fondazione-terreno.**

I file di EdiLus (CA) sono: **CA_Validazione_QLimite_01.EDL** e **CA_Validazione_QLimite_02.EDL**.

Dati Generali

- Plinto - (Figura 2.1)

- Lunghezza (B) = 2,00 m.
- Larghezza (L) = 2,00 m.
- Altezza (H) = 0,50 m.
- Spessore magrone (s) = 0 m.

- Pilastro - (Figura 2.2)

- Base (B_p) = 0,40 m.
- Altezza sezione (H_p) = 0,40 m.
- Altezza (h) = 1,50 m.
- Materiale = Cls C20/25_B450C (con peso specifico $\gamma_C = 25000 \text{ N/m}^3$).
- Forza (F_x) concentrata orizzontale di **15000 N** (Condizione di carico -> Permanente) applicata in testa al pilastro e diretta secondo +X.

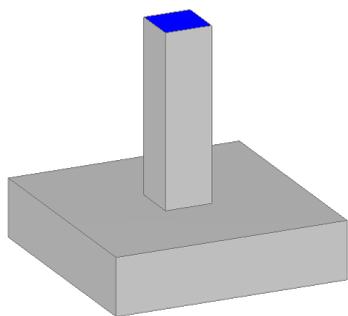


Figura 2.1: vista "Editor 3D"



Figura 2.2: vista "Forze e Momenti (utente)"

- Analisi/verifiche -

- Analisi sismica: Nessuna.
- Verifiche di sicurezza: Approccio 2.

La verifica di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno deve rispettare la condizione:

$$E_d \leq R_d,$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Con riferimento all'**Approccio 2** (Combinazione $A_1+M_1+R_3$) si ha:

- (**A1**): il valore di progetto delle azioni E_d si ottiene applicando, ai valori caratteristici delle stesse, i coefficienti parziali γ_F (tabella 6.2.I delle NTC 2018 - colonna A1);
- (**M1**): il valore di progetto della resistenza R_d è determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M (tabella 6.2.II delle NTC 2018 - colonna M1);
- (**R3**): il valore di progetto della resistenza R_d è determinato tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specifici per ciascun tipo di opera (tabella 6.4.I delle NTC 2018 - colonna R3).

Tab. 2.1: coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (*parte della tabella 6.2.I delle NTC 2018*)

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F (O γ_E)	(A1) STR
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,0
	Sfavorevole		1,3
Carichi permanenti G_2	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0
	Sfavorevole		1,5

Utilizzando l'**Approccio 2**, i coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici del terreno relativi alla colonna M1 sono tutti unitari (Tab. 2.2), mentre il coefficiente parziale γ_R (Tab. 2.3) è assunto pari a 2,30.

Tab. 2.2: coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (*parte della tabella 6.2.II delle NTC 2018*)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0
Peso dell'unità di volume	γ_w	γ_γ	1,0

Tab. 2.3: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali (*parte della tabella 6.4.I delle NTC 2018*)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

L'obiettivo è ricercare, fra tutte le combinazioni di carico allo SLU, quella per cui la coppia E_d (Q_{Ed} in *EdiLus*) R_d (Q_{Rd} in *EdiLus*) da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS).

Esempio 1 (Senza Falda; Terreno -> Incoerente; Calcolo Q_{lim} -> Drenate)

Il file di *EdiLus* (CA) è: **CA_Validazione_QLimite_01.EDL**.

- Terreno - (Figura 2.3)

- Descrizione "sabbia argillosa mediamente consolidata".
- Peso specifico (γ_T) = 18000 N/m³.
- Angolo di attrito (ϕ) = 32°.
- Coazione efficace (c') = 0 N/mm².
- Modulo Edometrico (E_d) = 8 N/mm².

- "Settaggi" per il calcolo del "Carico Limite" - (Figura 2.4)

- Profondità rispetto al piano di campagna (*profondità del piano di posa - D*): **0,50 m**.
- Presenza della falda: **NO**.
- Comportamento del Terreno: **Incoerente**.
- Condizioni di calcolo del Carico Limite: **Drenate**.

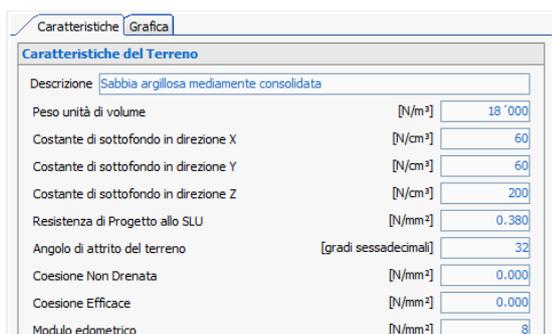


Figura 2.3: caratteristiche Terreno

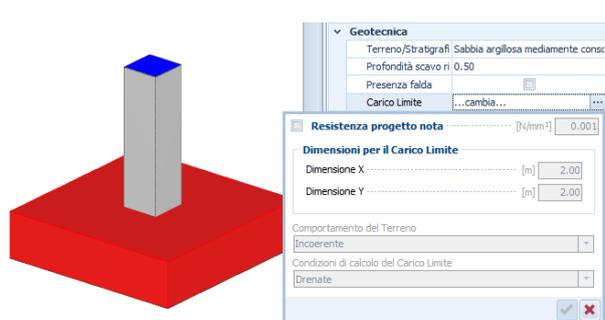


Figura 2.4: settaggio per calcolo "Carico Limite"

- Determinazione delle Azioni ($E_d = Q_{Ed}$) -

Le azioni *caratteristiche* in gioco sono:

- Peso proprio del pilastro ($P_{pilastro}$ - Condizione di carico -> Permanente):

$$P_{pilastro} = B_p \cdot H_p \cdot h \cdot \gamma_c = 0,40m \cdot 0,40m \cdot 1,50m \cdot 25000N/m^3 = 6\ 000\ N.$$

- Peso proprio del plinto (P_{plinto} - Condizione di carico -> Permanente):

$$P_{plinto} = B \cdot L \cdot H \cdot \gamma_c = 2,00m \cdot 2,00m \cdot 0,50m \cdot 25000N/m^3 = 50\ 000\ N.$$

- Forza in testa al pilastro (F_X - Condizione di carico -> Permanente):

$$F_X = 15000N.$$

In assenza di sisma, allo SLU, le combinazioni di carico, con relativi coefficienti di combinazione, sono:

Combinazione	Carico Permanente
1	1,30
2	1,00

La **COMBINAZIONE 1** (più gravosa) determina sull'impronta della fondazione le seguenti azioni (*Figura 2.5*):

$$N = (P_{pilastro} + P_{plinto}) \cdot 1,30 = (6000 + 50000)N \cdot 1,30 = 56000 \cdot 1,30 = 72\ 800\ N;$$

$$H = F_X \cdot 1,30 = 15000N \cdot 1,30 = 19\ 500\ N;$$

$$M = (F_X \cdot h) \cdot 1,30 = (15000N \cdot 1,50m) \cdot 1,30 = 29\ 250\ Nm.$$

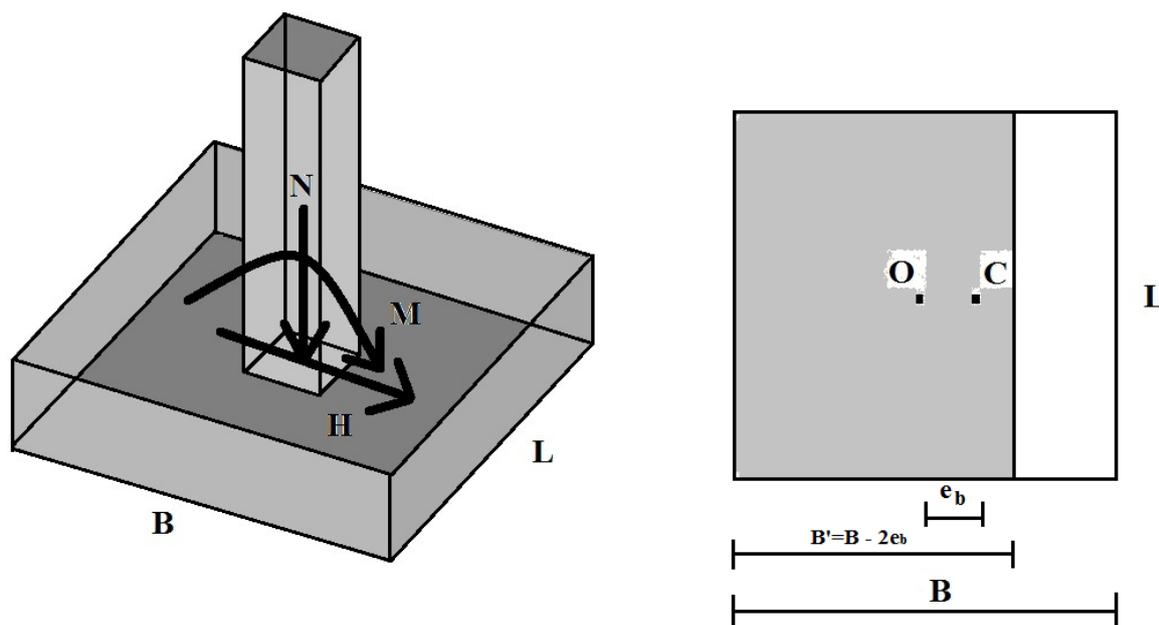


Figura 2.5: azioni sulla fondazione

Essendo la risultante dei carichi verticali eccentrica, il lato B sarà ridotto a:

$$B' = B - 2 \cdot e_b = 2,00m - 2 \cdot 0,40m = 1,20\ m.$$

dove:

$$e_b = \frac{M}{N} = \frac{29500Nm}{72800N} = 0,40\ m = \text{eccentricità dei carichi verticali.}$$

Quindi, la pressione sul terreno ($E_d = Q_{Ed}$), corrispondente alla combinazione 1, vale:

$$Q_{Ed} = \frac{N}{B' \cdot L} = \frac{72800N}{1200mm \cdot 2000mm} = 0,030\ N/mm^2.$$

Tab. 2.4: riepilogo parametri per il calcolo di Q_{Ed} e confronto con EdILus

Calcolo Manuale						EdiLus				
M	N	e_b	B	B'	L	Q_{Ed}	N_q	N_c	N_γ	
[Nm]	[N]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	Coef. Cor.	0,96	0,00	0,35
29500	72800	400	2000	1200	2000	0,030	$N_{q,c,\gamma}$	23,18	35,49	30,21
							Q_{Ed}			0,030
							$Q_{d,Rd}$			0,136
							R_f			NO

- Determinazione del Carico Limite (Q_{lim}) -

In assenza di sisma, per la combinazione 1, il carico limite (Q_{lim}) viene determinato con la seguente espressione:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{1}{2} \cdot B' \cdot \gamma_{T2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma$$

dove (Figura 2.6):

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$q = \gamma_{T1} \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

γ_{T1} = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

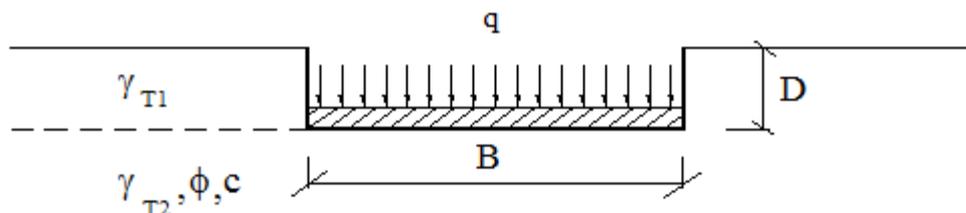
B' = dimensione ridotta della fondazione per effetto dell'eccentricità dei carichi;

L' = dimensione ridotta della fondazione per effetto dell'eccentricità dei carichi;

γ_{T2} = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, Ψ = coefficienti correttivi (s -> forma; d -> profondità; i -> inclinazione; g -> inclinazione del piano di posa; b -> inclinazione del piano di campagna e Ψ -> per rottura a punzonamento).

Figura 2.6: individuazione parametri per il calcolo di Q_{lim}

Nel caso in esame:

$$c = 0;$$

$$q = \gamma_{T1} \cdot D = 18000 \frac{N}{m^3} \cdot 0,50m = 9000 \text{ N/mm}^2 = 0,0090 \text{ N/mm}^2;$$

$$\gamma_{T1} = 18000 \text{ N/mm}^2;$$

$$D = 0,50 \text{ m.}$$

$$B' = 1,20 \text{ m;}$$

$$L' = 2,00 \text{ m;}$$

$$\gamma_{T2} = 18000 \text{ N/mm}^2;$$

N_c, N_q, N_γ = da calcolare;

s, d, i, g, b, Ψ = da calcolare.

▪ Calcolo dei fattori di capacità portante N_c, N_q, N_γ

I fattori di capacità portante, in condizioni DRENATE, si determinano dalle seguenti espressioni:

$$N_q = K_p \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\phi)} = 3,25 \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(32)} = 23,18;$$

con:

$$k_p = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{32}{2} \right) = \text{tg}^2(61) = 3,25;$$

ϕ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione.

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi) = (23,18 - 1) \cdot \text{ctg}(32) = 35,49;$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi) = 2 \cdot (23,18 + 1) \cdot \text{tg}(32) = 30,21.$$

Tab. 2.5: riepilogo parametri per il calcolo di N_q , N_c ed N_γ e confronto con EdiLus

Calcolo Manuale					EdiLus			
ϕ [°]	K_p [-]	N_q [-]	N_c [-]	N_γ [-]		N_q	N_c	N_γ
32	3,25	23,18	35,49	30,21	Coef. Cor.	0,96	0,00	0,35
					$N_{q,c\gamma}$	23,18	35,49	30,21

a) Calcolo dei fattori di forma $s_{c\gamma}$ $s_{q\gamma}$ s_γ

I fattori di forma, per terreni INCOERENTI, si determinano dalle seguenti espressioni:

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \text{tg}(\phi) = 1 + \frac{1,20}{2,00} \cdot \text{tg}(32) = 1,374;$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} = 1 + \frac{23,18}{35,49} \cdot \frac{1,20}{2,00} = 1,391;$$

$$s_\gamma = 1 - 0,40 \cdot \frac{B'}{L'} = 1 - 0,40 \cdot \frac{1,20}{2,00} = 0,761.$$

Tab. 2.6: riepilogo parametri per il calcolo di s_q , s_c ed s_γ e confronto con EdiLus

Calcolo Manuale								EdiLus
B' [m]	L' [m]	ϕ [°]	N_q [-]	N_c [-]	s_q [-]	s_c [-]	s_γ [-]	
1,20	2,00	32	23,18	35,49	1,374	1,391	0,761	In EdiLus viene riportato il prodotto tra tutti i coefficienti correttivi

N.B. 2.1

Non essendoci eccentricità nella direzione di $L \rightarrow L' = L = 2,00$ m.

b) Calcolo dei fattori di profondità $d_{c\gamma}$ $d_{q\gamma}$ d_γ

Si definisce il parametro K dato da:

$$\text{se } \frac{D}{B'} \leq 1$$

$$K = \frac{D}{B'}$$

$$\text{se } \frac{D}{B'} > 1$$

$$K = \text{arctg}\left(\frac{D}{B'}\right)$$

Nel caso in esame:

$$\frac{D}{B'} = \frac{0,50}{1,20} = 0,42 \leq 1 \quad \rightarrow \quad K = \frac{D}{B'} = \frac{0,50}{1,20} = \mathbf{0,42}.$$

I fattori di profondità, per terreni INCOERENTI, si determinano dalle seguenti espressioni:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}(\phi) \cdot (1 - \text{sen}\phi)^2 \cdot K = 1 + 2 \cdot \text{tg}(32) \cdot (1 - \text{sen}32)^2 \cdot 0,42 = 1,116;$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \text{tg}(\phi)} = 1,116 - \frac{1 - 1,116}{35,49 \cdot \text{tg}(32)} = 1,121;$$

$$d_\gamma = 1,000.$$

Tab. 2.7: riepilogo parametri per il calcolo di d_q , d_c ed d_r e confronto con EdilLus

Calcolo Manuale									EdiLus	
D [m]	B' [m]	K [-]	ϕ [°]	N_c [-]	d_q [-]	d_c [-]	d_r [-]	In EdilLus viene riportato il prodotto tra tutti i coefficienti correttivi		
0,50	1,20	0,41	32	23,18	1,116	1,121	1,000			

c) Calcolo dei fattori di inclinazione dei carichi i_c , i_q , i_r

E' possibile determinare i fattori di inclinazione dei carichi con le seguenti espressioni, valide per terreni INCOERENTI.

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\phi)} \right)^m = \left(1 - \frac{19500N}{72800N + 4 \cdot 10^6 \text{mm}^2 \cdot 0,00N/\text{mm}^2 \cdot \text{ctg}(32)} \right)^{1,50} = 0,626;$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \text{tg}(\phi)} = 0,626 - \frac{1 - 0,626}{35,49 \cdot \text{tg}(32)} = 0,609;$$

$$i_r = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\phi)} \right)^{m+1} = \left(1 - \frac{19500N}{72800N + 4 \cdot 10^6 \text{mm}^2 \cdot 0,00N/\text{mm}^2 \cdot \text{ctg}(32)} \right)^{2,50} = 0,459.$$

dove:

$$A_f = B \cdot L = 2,00 \text{ m} \times 2,00 \text{ m} = 4,00 \text{ m}^2 = 4\,000\,000 \text{ mm}^2;$$

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione (= H = 19500 N);

V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione (= N = 72800 N);

c_a = adesione lungo la base della fondazione ($c_a \leq c$, nel caso in esame $c_a = c = 0$);

m è dato da:

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} = \frac{2 + \frac{2}{2}}{1 + \frac{2}{2}} = \frac{3}{2} = 1,50.$$

Tab. 2.8: riepilogo parametri per il calcolo di i_q , i_c ed i_r e confronto con EdilLus

Calcolo Manuale										EdiLus		
B [m]	L [m]	m [-]	H [N]	V [N]	A_f [mm ²]	c_a [N/mm ²]	ϕ [°]	N_c [-]	i_q [-]	i_c [-]	i_r [-]	In EdilLus viene riportato il prodotto tra tutti i coefficienti correttivi
2,00	2,00	1,50	19500	72800	4x10 ⁶	0,00	32	35,49	0,626	0,609	0,459	

d) Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , g_r

Avendo assunto il piano di posa orizzontale tali coefficienti sono unitari.

$$g_c = g_q = g_r = 1.$$

e) Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q , b_r

Avendo assunto il piano di campagna orizzontale tali coefficienti sono unitari.

$$b_c = b_q = b_r = 1.$$

f) Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento Ψ_c , Ψ_q , Ψ_r

Si definisce indice di rigidezza del terreno la quantità:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \text{tg}(\phi)}$$

dove:

G = modulo di elasticità tangenziale del terreno dato dalla seguente relazione;

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{8}{2 \cdot (1 + 0,5)} = 2,67 \text{ N/mm}^2;$$

con:

E = modulo elastico del terreno (*nei calcoli è stato utilizzato il modulo edometrico $E_d = 8 \text{ N/mm}^2$*);
 ν = modulo di Poisson (*assunto pari a 0,5*).

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
 σ = tensione litostatica alla profondità $D+B'/2$:

$$\sigma = \gamma_{T1} \cdot D + \gamma_{T2} \cdot \frac{B'}{2} = 18000 \frac{\text{N}}{\text{m}^3} \cdot 0,50 \text{ m} + 18000 \frac{\text{N}}{\text{m}^3} \cdot \frac{1,20 \text{ m}}{2} = 18000 \text{ N/m}^3 \cdot (0,50 + 0,60) \text{ m} = 0,0197 \text{ N/mm}^2;$$

con:

γ_{T1} = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione (18000 N/m^3);
 D = profondità del piano di posa della fondazione ($0,50 \text{ m}$);
 γ_{T2} = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione (18000 N/m^3);
 B' = dimensione ridotta della fondazione per effetto dell'eccentricità dei carichi ($1,20 \text{ m}$).

Quindi, nel caso in esame:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \text{tg}(\phi)} = \frac{2,67 \text{ N/mm}^2}{0 + 0,0197 \text{ N/mm}^2 \cdot \text{tg}(32)} = 215,8.$$

La rottura per punzonamento si verifica quando l'indice di rigidezza I_r si mantiene inferiore al valore critico $I_{r,crit}$:

$$I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3,3 - 0,45 \frac{B'}{L'} \right) \cdot \text{ctg} \left(\frac{\pi \cdot \phi}{4} \right) \right]} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3,3 - 0,45 \frac{1,20}{2,00} \right) \cdot \text{ctg} \left(\frac{\pi \cdot 32}{4} \right) \right]} = 118,29.$$

Nel caso in esame è $I_r = 215,8 > I_{r,crit} = 118,29$, per cui i fattori di punzonamento sono unitari:

$$\Psi_c = \Psi_q = \Psi_\gamma = 1.$$

▪ Riepilogo finale fattori di riduzione e confronto con EdiLus

Poiché in EdiLus per N_q , N_c ed N_γ viene riportato il prodotto dei vari coefficienti correttivi, nella Tab. 2.9 si riporta il prodotto tra i vari coefficienti del calcolo manuale ed il relativo prodotto riportato da EdiLus.

Tab. 2.9: riepilogo fattori di riduzione (*con relativo prodotto*) e confronto con EdiLus

	Calcolo Manuale							EdiLus			
	s	d	i	g	b	Ψ	Prodotto		N_q	N_c	N_γ
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]				
x N_q	1,374	1,116	0,626	1,000	1,000	1,000	0,959	Coef. Cor.	0,96	0,00	0,35
x N_c	1,391	1,121	0,609	1,000	1,000	1,000	0,949 (N.B. 2.2)	$N_{q,c,\gamma}$	23,18	35,49	30,21
x N_γ	0,761	1,000	0,459	1,000	1,000	1,000	0,350	Q_{Ed}			0,030
								$Q_{d,Rd}$			0,136

N.B. 2.2

In EdiLus il prodotto dei coefficienti di riduzione per " N_c " viene posto pari a zero quando la coesione è nulla ($c = 0$).

▪ Determinazione del carico limite (Q_{lim})

Sostituendo tutti i coefficienti calcolati nell'espressione generale trinomia si ottiene:

$$Q_{lim} = 0 + 0,009 \frac{N}{mm^2} \cdot 23,18 \cdot 1,374 \cdot 1,116 \cdot 0,626 \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 + \\ + \frac{1}{2} \cdot 1200mm \cdot 18000 \cdot 10^{-6} \frac{N}{mm^3} \cdot 30,21 \cdot 0,761 \cdot 1,000 \cdot 0,459 \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 0,314 \text{ N/mm}^2.$$

Il primo termine della formula trinomia è nullo in quanto si è assunto $c = 0$.

Tab. 2.10: riepilogo dati dei termini (*I, II e III*) della formula trinomia per il calcolo di Q_{lim}

(*)	N [-]	s [-]	d [-]	i [-]	g [-]	b [-]	Ψ [-]	c [N/mm ²]	q [N/mm ²]	B/2 [mm]	γ_{T2} [N/mm ³]	Q_i [N/mm ²]
I	35,49	1,391	1,121	0,609	1,000	1,000	1,000	0	-	-	-	0,000
II	23,18	1,374	1,116	0,626	1,000	1,000	1,000	-	0,009	-	-	0,200
III	30,21	0,761	1,000	0,459	1,000	1,000	1,000	-	-	600	0,000018	0,114
											Q_{lim}	0,314

(*) Termini della formula trinomia utilizzata per il calcolo del Q_{lim}

- Determinazione della Resistenza di Progetto ($R_d = Q_{Rd}$) -

La resistenza di progetto si ricava dividendo il Q_{lim} per il coefficiente parziale γ_R relativo alla capacità portante del complesso fondazione terreno.

Operando con l'**Approccio 2** -> $\gamma_R = 2,3$, pertanto:

$$Q_{Rd} = \frac{Q_{lim}}{2,3} = \frac{0,314 \text{ N/mm}^2}{2,3} = 0,136 \text{ N/mm}^2.$$

Tab. 2.11: Riepilogo parametri per il calcolo di Q_{Rd} e confronto con EdILus

Calcolo Manuale			EdiLus			
Q_{lim} [N/mm ²]	γ_R [-]	Q_{Rd} [N/mm ²]	N_q	N_c	N_γ	
0,314	2,3	0,136	0,96	0,00	0,35	
			$N_{q,c,\gamma}$	23,18	35,49	30,21
			Q_{Ed}	0,030		
			Q_{Rd}	0,136		

- Verifica di sicurezza -

Per la **combinazione 1** risulta il seguente coefficiente di sicurezza:

$$CS = \frac{Q_{d,Rd}}{Q_{Ed}} = \frac{0,136 \text{ N/mm}^2}{0,030 \text{ N/mm}^2} = 4,50.$$

Tab. 2.12: riepilogo parametri per il calcolo del CS per la combinazione 1 e confronto con EdILus

Calcolo Manuale			EdiLus			
Q_{Rd} [N/mm ²]	Q_{Ed} [N/mm ²]	CS [-]	Plinto 1 / Fondazione			
0,136	0,030	4,50	CS	4,48		
				X	Y	
			Dim.	2,00	2,00	
			Rtz	0,00		
			$Z_{p,cmp}$	0,50		
			Z_{fid}	-		
			C_{mpT}	NON Coesivo		
				N_q	N_c	N_γ
			Coef. Cor.	0,96	0,00	0,35
			$N_{q,c,\gamma}$	23,18	35,49	30,21
			Q_{Ed}	0,030		
			Q_{Rd}	0,136		

N.B. 2.3

La **COMBINAZIONE 2** determina le seguenti azioni:

$$N = (P_{\text{pilastro}} + P_{\text{plinto}}) \cdot 1,00 = (6000 + 50000) \text{ N} \cdot 1,00 = 56000 \cdot 1,00 = 56\ 000 \text{ N};$$

$$H = F_X \cdot 1,00 = 15000 \text{ N} \cdot 1,00 = 15\ 000 \text{ N};$$

$$M = (F_X \cdot h) \cdot 1,00 = (15000 \text{ N} \cdot 1,50 \text{ m}) \cdot 1,00 = 22\ 500 \text{ Nm}.$$

L'eccentricità dei carichi verticali rimane invariata, infatti:

$$e_b = \frac{M}{N} = \frac{22500 \text{ Nm}}{56000} = 0,40 \text{ m}.$$

Quindi, anche il lato B ridotto sarà ancora pari a:

$$B' = B - 2 \cdot e_b = 2,00 \text{ m} - 2 \cdot 0,40 \text{ m} = 1,20 \text{ m}.$$

Pertanto, la pressione sul terreno ($E_d = Q_{Ed}$), corrispondente alla combinazione 2, vale:

$$Q_{Ed} = \frac{N}{B' \cdot L} = \frac{56000 \text{ N}}{1200 \text{ mm} \cdot 2000 \text{ mm}} = 0,023 \text{ N/mm}^2.$$

Essendo invariato il Q_{lim} (anche Q_{Rd}), il coefficiente di sicurezza relativo alla **COMBINAZIONE 2** vale:

$$CS = \frac{Q_{Rd}}{Q_{Ed}} = \frac{0,136 \text{ N/mm}^2}{0,023 \text{ N/mm}^2} = 5,91.$$

Quindi, la **COMBINAZIONE 1** è quella più gravosa.

Esempio 2 (Con Falda; Terreno -> Incoerente; Calcolo Q_{lim} -> Drenate)

Il file di EdilLus (CA) è: **CA_Validazione_QLimite_02.EDL**.

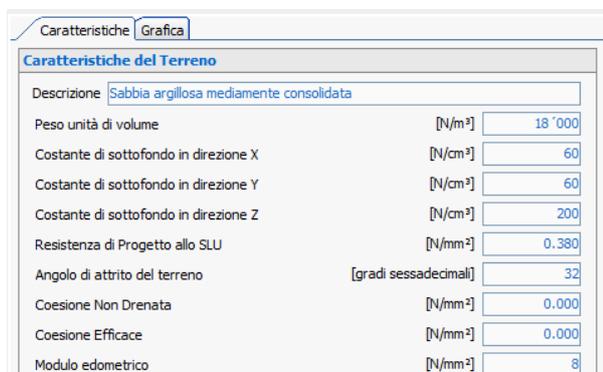
A partire dagli stessi dati dell'esempio precedente si verifica il carico limite in presenza di falda con pelo libero compreso fra il piano campagna ed il piano di posa della fondazione (Figura 2.9).

- **Terreno** (Figura 2.7) -

- Vedi Esempio 1.

- **"Settaggi" per il calcolo del "Carico Limite"** (Figura 2.8) -

- Profondità rispetto al piano di campagna (*profondità del piano di posa - D*): **0,50 m**.
- Presenza della falda: **SI**.
- Comportamento del Terreno: **Incoerente**.
- Condizioni di calcolo del Carico Limite: **Drenate**.



Caratteristiche del Terreno	
Descrizione	Sabbia argillosa mediamente consolidata
Peso unità di volume	[N/m³] 18'000
Costante di sottofondo in direzione X	[N/cm²] 60
Costante di sottofondo in direzione Y	[N/cm²] 60
Costante di sottofondo in direzione Z	[N/cm²] 200
Resistenza di Progetto allo SLU	[N/mm²] 0.380
Angolo di attrito del terreno	[gradi sessadecimali] 32
Coesione Non Drenata	[N/mm²] 0.000
Coesione Efficace	[N/mm²] 0.000
Modulo edometrico	[N/mm²] 8

Figura 2.7: caratteristiche Terreno

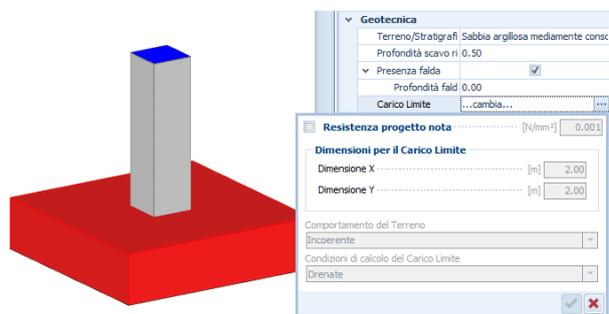


Figura 2.8: settaggio per calcolo "Carico Limite"

- **Determinazione delle Azioni ($E_d = Q_{Ed}$)** -

Per quanto esposto nell'esempio 1 si ha che la pressione sul terreno ($E_d = Q_{Ed}$), corrispondente alla combinazione 1, vale:

$$Q_{Ed} = \frac{N}{B \cdot L} = \frac{72800N}{1200mm \cdot 2000mm} = 0,030 \text{ N/mm}^2.$$

Tab. 2.13: riepilogo parametri per il calcolo di Q_{Ed} e confronto con EdilLus

Calcolo Manuale							EdiLus			
M	N	e_b	B	B'	L	Q_{Ed}		N_q	N_c	N_γ
[Nm]	[N]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	Coef. Cor.			
29500	72800	400	2000	1200	2000	0,030	$N_{q,c,\gamma}$	23,18	35,49	30,21
							Q_{Ed}			0,030
							$Q_{d,Rd}$			0,063

- Determinazione del Carico Limite (Q_{lim}) -

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di tensioni effettive, è:

$$Q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{1}{2} \cdot B' \cdot \gamma'_{T2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma + \gamma_{H2O} \cdot a$$

dove (Figura 2.9):

c' = coesione efficace del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$q = \gamma_{T1} \cdot D_f + \gamma'_{T1} \cdot a$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

γ_{T1} = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D_f = profondità del pelo libero della falda dal piano campagna;

γ'_{T1} = peso unità di volume, in termini di tensioni effettive ($\gamma_{T1} - 10000 \text{ N/m}^3$), del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

$a = D - D_f$, con D = profondità del piano di posa della fondazione;

B' = dimensione ridotta della fondazione per effetto dell'eccentricità dei carichi;

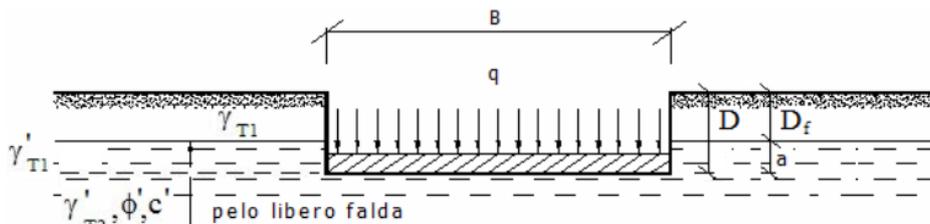
L' = dimensione ridotta della fondazione per effetto dell'eccentricità dei carichi;

γ'_{T2} = peso unità di volume, in termini di tensioni effettive ($\gamma_{T2} - 10000 \text{ N/m}^3$), del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

γ_{H2O} = peso unità di volume dell'acqua;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, Ψ = coefficienti correttivi (s -> forma; d -> profondità; i -> inclinazione; g -> inclinazione del piano di posa; b -> inclinazione del piano di campagna e Ψ -> per rottura a punzonamento).

Figura 2.9: individuazione parametri per il calcolo di Q_{lim}

Nel caso in esame:

$$c' = 0;$$

$$q = \gamma_{T1} \cdot D_f + \gamma'_{T1} \cdot a = 18000 \frac{\text{N}}{\text{m}^3} \cdot 0,00\text{m} + 8000 \frac{\text{N}}{\text{m}^3} \cdot 0,50\text{m} = 4000 \text{ N/m}^2 = 0,0040 \text{ N/mm}^2;$$

$$\gamma_{T1} = 18000 \text{ N/mm}^2;$$

$D_f = 0$ (pelo libero della falda coincidente con il piano di campagna);

$$\gamma'_{T1} = (18000 - 10000) \text{ N/m}^3 = 8000 \text{ N/m}^3;$$

$$a = D - D_f = 0,50 - 0 = 0,50 \text{ m};$$

$$B' = 1,20 \text{ m};$$

$$L' = 2,00 \text{ m};$$

$$\gamma'_{T2} = (18000 - 10000) \text{ N/m}^3 = 8000 \text{ N/m}^3;$$

$$\gamma_{H2O} = 10000 \text{ N/m}^3;$$

N_c, N_q, N_γ = da calcolare;

$s, d, i, g, b, \Psi =$ da calcolare.

▪ **Calcolo dei fattori di capacità portante $N_{cr}, N_{qr}, N_{\gamma}$**

Vedi Esempio 1.

a) Calcolo dei fattori di forma $s_{cr}, s_{qr}, s_{\gamma}$

Vedi Esempio 1.

b) Calcolo dei fattori di profondità $d_{cr}, d_{qr}, d_{\gamma}$

Vedi Esempio 1.

c) Calcolo dei fattori di inclinazione dei carichi $i_{cr}, i_{qr}, i_{\gamma}$

Vedi Esempio 1.

d) Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa $g_{cr}, g_{qr}, g_{\gamma}$

Vedi Esempio 1.

e) Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna $b_{cr}, b_{qr}, b_{\gamma}$

Vedi Esempio 1.

f) Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento $\Psi_{cr}, \Psi_{qr}, \Psi_{\gamma}$

Vedi Esempio 1.

▪ **Riepilogo finale fattori di riduzione e confronto con EdiLus**

Tab. 2.14: riepilogo fattori di riduzione (con relativo prodotto) e confronto con EdiLus

	Calcolo Manuale							EdiLus			
	s	d	i	g	b	Ψ	Prodotto		N_q	N_c	N_{γ}
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]				
x N_q	1,374	1,116	0,626	1,000	1,000	1,000	0,959	Coef. Cor.	0,96	0,00	0,35
x N_c	1,391	1,121	0,609	1,000	1,000	1,000	0,949 (N.B. 2.2)	$N_{q,c,\gamma}$	23,18	35,49	30,21
x N_{γ}	0,761	1,000	0,459	1,000	1,000	1,000	0,350	Q_{Ed}			0,030
								$Q_{d,Rd}$			0,063

▪ **Determinazione del carico limite (Q_{lim})**

Sostituendo tutti i coefficienti calcolati nell'espressione generale trinomia si ottiene:

$$\begin{aligned}
 Q_{lim} = & 0 + 0,004 \frac{N}{mm^2} \cdot 23,18 \cdot 1,374 \cdot 1,116 \cdot 0,626 \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 + \\
 & + \frac{1}{2} \cdot 1200mm \cdot 8000 \cdot 10^{-9} \frac{N}{mm^3} \cdot 30,21 \cdot 0,761 \cdot 1,000 \cdot 0,459 \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 + \\
 & + 10000 \cdot 10^{-9} \frac{N}{mm^3} \cdot 500mm = 0,145 N/mm^2.
 \end{aligned}$$

Il primo termine della formula trinomia è nullo in quanto si è assunto $c' = 0$.

Tab. 2.15: riepilogo dati dei termini (*I, II, III e IV*) della formula trinomia per il calcolo di Q_{lim}

(*)	N [-]	s [-]	d [-]	i [-]	g [-]	b [-]	Ψ [-]	c' [N/mm ²]	q [N/mm ²]	B/2 [mm]	γ'_{T2} [N/mm ³]	γ_{H2O} [N/mm ³]	a [mm]	Q_i [N/mm ²]
I	35,49	1,391	1,121	0,609	1,000	1,000	1,000	0	-	-	-	-	-	0,000
II	23,18	1,374	1,116	0,626	1,000	1,000	1,000	-	0,004	-	-	-	-	0,089
III	30,21	0,761	1,000	0,459	1,000	1,000	1,000	-	-	600	0,000008	-	-	0,051
IV	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,00001	500	0,005
													Q_{lim}	0,145

(*) Termini della formula trinomia utilizzata per il calcolo del Q_{lim}

- Determinazione della Resistenza di Progetto ($R_d = Q_{Rd}$) -

La resistenza di progetto si ricava dividendo il Q_{lim} per il coefficiente parziale γ_R relativo alla capacità portante del complesso fondazione terreno.

Operando con l'**Approccio 2** -> $\gamma_R = 2,3$, pertanto:

$$Q_{Rd} = \frac{Q_{lim}}{2,3} = \frac{0,145 \text{ N/mm}^2}{2,3} = 0,063 \text{ N/mm}^2.$$

Tab. 2.16: riepilogo parametri per il calcolo di $Q_{d,Rd}$ e confronto con EdiLus

Calcolo Manuale			EdiLus		
Q_{lim} [N/mm ²]	γ_R [-]	Q_{Rd} [N/mm ²]	N_q	N_c	N_γ
0,145	2,3	0,063	0,96	0,00	0,35
			Coef. Cor.		
			$N_{q,c,\gamma}$		
			23,18	35,49	30,21
			Q_{Ed}		0,030
			Q_{Rd}		0,063

- Verifica di sicurezza -

Per la **combinazione 1** risulta il seguente coefficiente di sicurezza:

$$CS = \frac{Q_{Rd}}{Q_{Ed}} = \frac{0,063 \text{ N/mm}^2}{0,030 \text{ N/mm}^2} = 2,06.$$

Tab. 2.17: riepilogo parametri per il calcolo del CS per la combinazione 1 e confronto con EdiLus

Calcolo Manuale			EdiLus		
Q_{Rd} [N/mm ²]	Q_{Ed} [N/mm ²]	CS [-]	Plinto 1 Fondazione		
0,063	0,030	2,06	CS		2,06
				X	Y
			Dim.	2,00	2,00
			Rtz		0,00
			Z_{p,cmp}		0,50
			Z_{Fld}		-
			C_{mpT}		NON Coesivo
				N_q	N_c
				0,96	0,00
			Coef. Cor.		0,35
			$N_{q,c,\gamma}$	23,18	35,49
			Q_{Ed}		0,030
			Q_{Rd}		0,063

3 (GEO) - Test di Validazione n.03 (Spinta Terreno)

Titolo: **Spinta del terreno statica/sismica.**

Il file di EdiLus (CA) è: **GEO_Spinta_Terreno.EDL.**

Dati Generali

- Parete - (Figura 3.1)

- Lunghezza (B) = 5,00 m.
- Spessore (t) = 0,30 m.
- Altezza (H) = 3,00 m.

- Terreno - (Figura 3.2)

- Descrizione "Sabbia argillosa mediamente consolidata".
- Peso specifico (γ_T) = 18 000 N/m³.
- Angolo di attrito (ϕ) = 32°.
- Coesione Non drenata (c_u) = 0 N/mm².
- Coesione Efficace (c') = 0,003 N/mm² = 3 000 N/m².
- Modulo Edometrico (E_d) = 60 N/mm².
- Sovraccarico (Q) = 25 000 N/m².

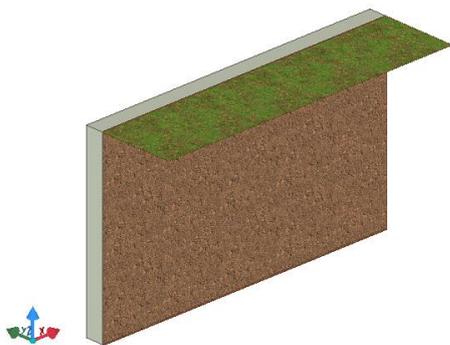


Figura 3.1: parete con spinta del terreno - vista "Editor 3D"

Caratteristiche del Terreno	
Descrizione	T1-Sabbia argillosa mediamente consolidata
Peso unità di volume	[N/m ³] 18'000
Costante di sottofondo in direzione X	[N/cm ²] 60
Costante di sottofondo in direzione Y	[N/cm ²] 60
Costante di sottofondo in direzione Z	[N/cm ²] 200
Resistenza di Progetto allo SLU	[N/mm ²] 0.380
Angolo di attrito del terreno	[gradi sessadecimali] 32
Coesione Non Drenata	[N/mm ²] 0.000
Coesione Efficace	[N/mm ²] 0.003
Modulo edometrico	[N/mm ²] 60

Figura 3.2: caratteristiche Terreno a tergo della parete

- Sovraccarico (Q) -

A tergo del muro si ipotizza la presenza di un sovraccarico (Q) di 25 000 N/m².

- Parametri Sismici -

Il calcolo è stato svolto con le NTC 2018 in analisi "Dinamica solo orizzontale" utilizzando i seguenti parametri:

Tab. 3.1: parametri Edificio

Classe	Vita Nominale	Periodo di Riferimento	Tipo Terreno
[-]	[anni]	[anni]	[-]
2	50	50	C

Tab. 3.2: coordinate Geografiche (datum ED50)

Provincia	Comune	Latitudine	Longitudine	Altitudine
Avellino	Avellino	14.7925	40.9155555555556	348

Tab. 3.3: parametri Sismici

Stato Limite	T_r	a_g/g	F_0	T_c^*	S_s	C_c	S_T	ξ	η
	[anni]	[-]	[-]	[s]	[-]	[-]			
Stato Limite Operatività	30	0,0528	2,344	0,280	1,500	1,602	1,00	5,00	1,00
Stato Limite Danno	50	0,0694	2,321	0,309	1,500	1,551			
Stato Limite Salvaguardia Vita	475	0,1934	2,372	0,402	1,425	1,465			
Stato Limite Prevenzione Collasso	975	0,2495	2,432	0,423	1,336	1,452			

Legenda:

T_r : periodo di ritorno dell'azione sismica;	S_s : coefficiente di amplificazione stratigrafica;
a_g/g : accelerazione orizzontale massima del terreno;	C_c : coefficiente di amplificazione di T_c ;
F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;	S_T : coefficiente di amplificazione topografica;
T_c^* : periodo di ritorno del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;	ξ : coefficiente viscoso equivalente;
	η : fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%.

Spinta Terreno in assenza di sisma (Statica)

La spinta del terreno in assenza di sisma (statica) nel caso più generale possibile è data da:

$$\sigma_t(z) = \sigma_{t,T}(z) \pm \sigma_{t,C}(z) + \sigma_{t,Q}(z);$$

dove:

$\sigma_{t,T}(z)$ = spinta statica del terreno;
 $\sigma_{t,C}(z)$ = spinta dovuta alla coesione efficace;
 $\sigma_{t,Q}(z)$ = spinta dovuta al sovraccarico a tergo del muro;

in EdiLus la somma di tali contributi rappresenta la "**Spinta Terreno (statica)**"

- Contributo Terreno ($\sigma_{t,T}$) -

La spinta statica del terreno è data dalla relazione:

$$\sigma_{t,T}(z) = K \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot Z;$$

dove:

γ_{terreno} = peso specifico del terreno a monte del muro;
 Z = profondità del terreno misurata a partire dalla testa del muro;
 K = coefficiente di spinta, dato dalle seguenti relazioni:

$$K_a = \tan^2\left(\frac{90 - \phi}{2}\right) \Rightarrow \text{coefficiente di spinta } \mathbf{attiva} \quad [1]$$

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi \Rightarrow \text{coefficiente di spinta a } \mathbf{riposo} \quad [2]$$

$$K_p = \tan^2\left(\frac{90 + \phi}{2}\right) \Rightarrow \text{coefficiente di spinta } \mathbf{passiva} \quad [3]$$

$$K_{\text{utente}} \Rightarrow \text{coefficiente di spinta stabilito dall'} \mathbf{utente}$$

con:

ϕ = angolo d'attrito del terreno.

Nel programma la parete su cui agisce la spinta presenta le seguenti caratteristiche:

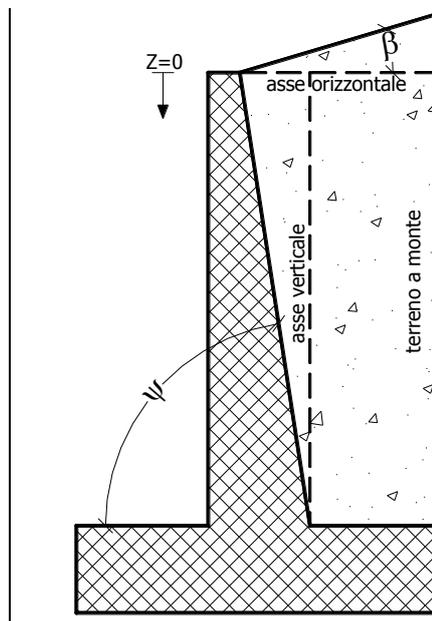
- angolo ψ pari a 90° (parete verticale);
- terreno a monte schematizzato con un angolo β pari a 0° (terreno orizzontale).

Pertanto rientriamo nelle ipotesi per l'utilizzo delle formule [1], [2] e [3].

La spinta calcolata da EdiLus è una spinta a "*gradini*" (simulazione dell'andamento reale triangolare), rappresentata da un carico uniformemente distribuito sulla superficie (N/m^2) della singola "*HPSHELL*", in cui la parete è stata schematizzata.

In particolare, la spinta sulla singola "*HPSHELL*" viene calcolata come media delle tensioni presenti nei tre nodi (Figura 3.4 e Figura 3.5):

$$\sigma_i = \frac{1}{3} \cdot \sum_{k=1}^3 \sigma_{i,k}(z)$$



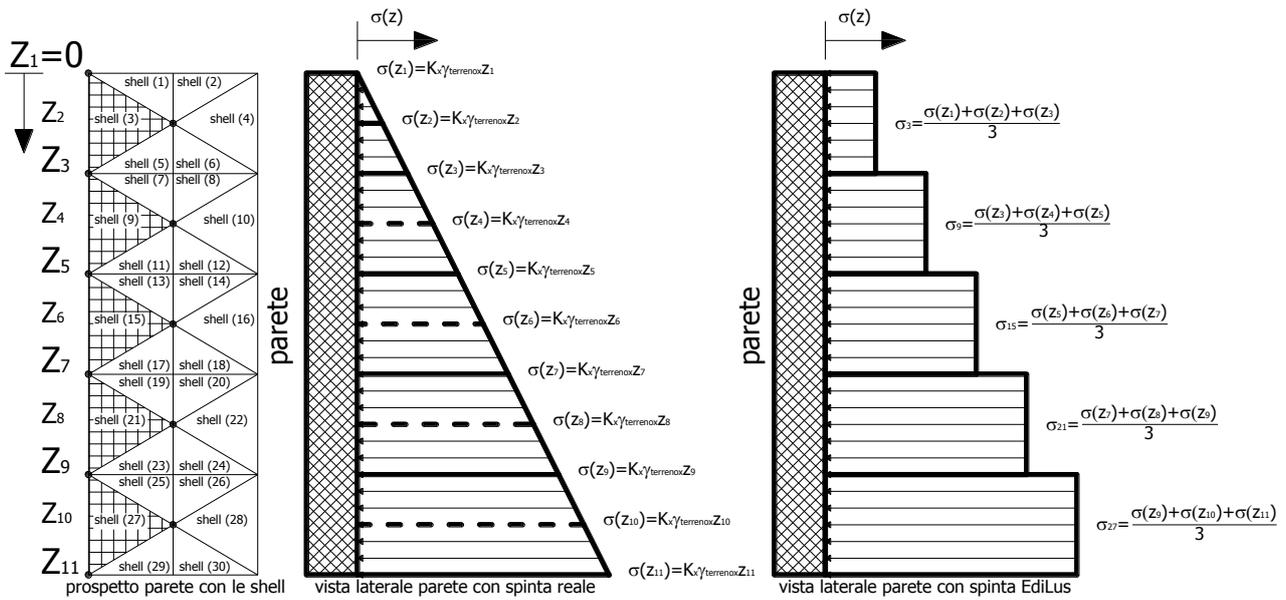


Figura 3.4: spinta del terreno "reale" e come schematizzata in EdILus

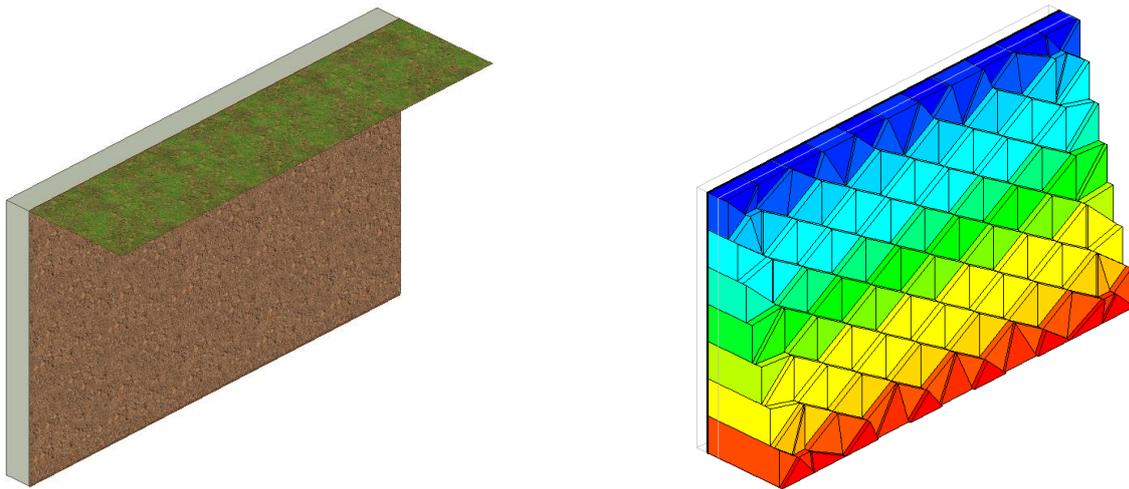


Figura 3.5: spinta del terreno in EdILus

- Contributo Coesione ($\sigma_{t,c}$) -

Tale azione è rappresentata da un'azione costante su tutta l'altezza della parete e di segno opposto alla spinta statica (la spinta statica del terreno *attiva* e a *riposo* si riduce in seguito all'azione di "*autosostentamento*" che la coesione genera - *N.B. 3.1*), data dalla seguente relazione:

$$\sigma_{t,c} = 2 \cdot c \cdot \sqrt{K}$$

Con:

$c = c'$ = coesione efficace del terreno a tergo della parete;

$K = K_a, K_0, K_p$ o K_{utente} .

Nel caso di spinta *attiva* e a *riposo*, si ottiene una spinta (triangolare - Figura 3.6) ridotta, rispetto al caso in cui $c = 0$, con vertice alto del triangolo posizionato ad una distanza Z^* (dalla testa delle parete) data dalla relazione:

$$Z^* = \frac{2 \cdot c \cdot \sqrt{K}}{\gamma_{\text{terreno}}}$$

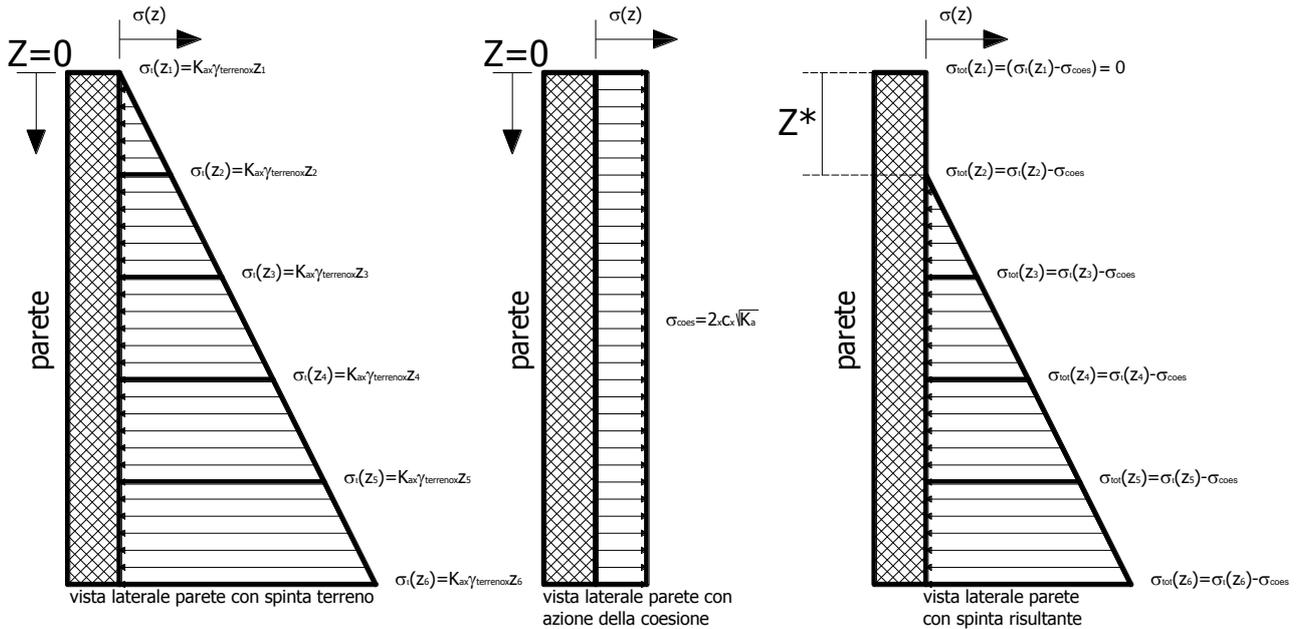


Figura 3.6: spinta (attiva/riposo) con coesione

É chiaro che se l'altezza della parete è inferiore a Z^* non abbiamo nessuna spinta sulla parete.

N.B. 3.1

La coesione **riduce** la spinta nel caso di spinta **attiva** e a **riposo** mentre **l'augmenta** nel caso di spinta **passiva**.
 Nel caso di spinta **utente** se:

- K_{utente} è più vicino a K_a -> il contributo della coesione si sottrae;
- K_{utente} è più vicino a K_p -> il contributo della coesione si somma.

- Contributo Sovraccarico ($\sigma_{t,Q}$) -

Nel caso in cui sul terreno a tergo della parete agisce un sovraccarico Q (Figura 3.7), sulla parete si genera un'ulteriore spinta data dalla relazione:

$$\sigma_{t,Q} = K \cdot Q;$$

Con:

- Q = sovraccarico a tergo della parete;
- $K = K_a, K_0, K_p$ o K_{utente} .

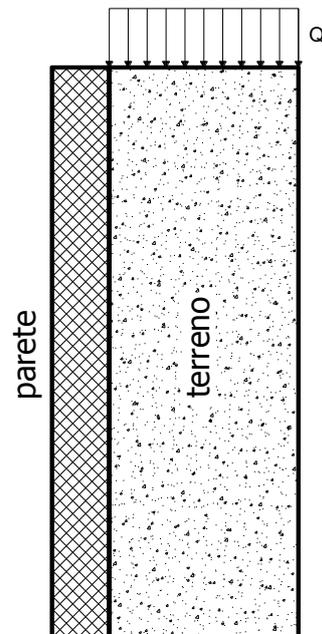


Figura 3.7: vista laterale con sovraccarico

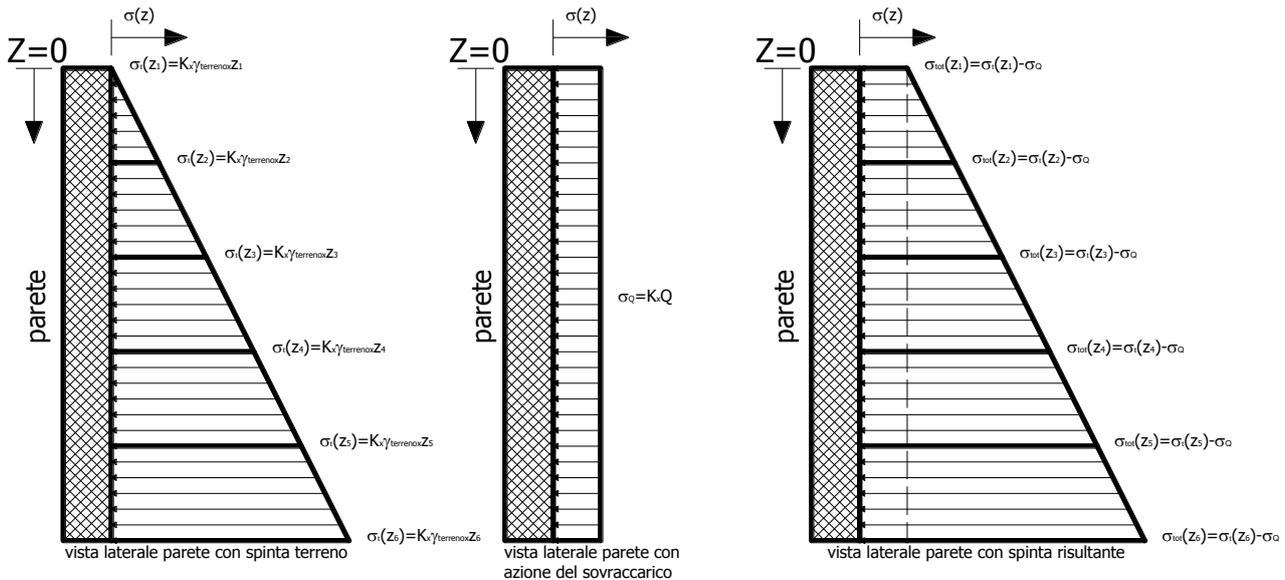


Figura 3.8: spinta del terreno con sovraccarico

Spinta in presenza di sisma (Sismica)

La spinta del terreno in presenza di sisma (sismica) nel caso più generale possibile è data da:

$$\sigma_{t,Ed}(z) = \sigma_{t,T,Ed}(z) + \sigma_{t,Q,Ed}(z);$$

dove:

$\sigma_{t,T,Ed}(z)$ = spinta sismica del terreno;

$\sigma_{t,Q,Ed}(z)$ = spinta sismica del sovraccarico a tergo del muro.

in EdiLus la somma di tali contributi rappresenta la "**Spinta Terreno (sisma)**"

- Contributo Terreno ($\sigma_{t,T,Ed}$) -

In EdiLus il calcolo della spinta del terreno in condizioni **sismiche** viene eseguito secondo:

- l'allegato 4 (OPERE DI SOSTEGNO TERRENI - § 4.4.3 Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua - *N.B. 3.2*) dell'OPCM 3274 (prima stesura);
- le indicazioni del D.M. 17/01/2018 (§ 7.11.6.2).

Nella OPCM 3274 viene definita la spinta TOTALE E_d (spinta statica comprensiva dell'azione sismica) come:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{WS} \quad [4]$$

Dove:

γ_{terreno} = peso specifico del terreno a monte della parete;

$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$ = coefficiente di intensità sismico verticale (*rel. 7.11.7 - NTC 2018 - N.B. 3.3*);

$k_h = \beta_m \cdot S_T \cdot S_{S,SLV} \cdot \frac{a_{g,SLV}}{g}$ = coefficiente di intensità sismico orizzontale (*rel. 7.11.6 - NTC 2018*);

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (*N.B. 3.4*).

- Nel caso di muri liberi di traslare o di ruotare intorno al piede (*spostamenti consentiti*), si assume che la spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica (andamento triangolare delle tensioni). In questo caso il coefficiente β_m assume i valori 0,38 per le verifiche allo SLV e 0,47 per le verifiche allo SLD.
- Per muri che non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (*spostamenti non consentiti*), il coefficiente β_m assume valore unitario. In questo caso si assume che la spinta sia applicata a metà altezza del muro (andamento costante delle tensioni).

$S_S = S_{S,SLV}$ = coefficiente di amplificazione stratigrafico allo SLV;

S_T = coefficiente di amplificazione topografico;

$a_g/g = a_{g,SLV}/g$ = coefficiente di accelerazione al suolo allo SLV.

$K = K_{s,a}$ o $K_{s,p}$ = coefficiente di spinta "sismica", rispettivamente, attiva e passiva del terreno dati da:

$$K_{s,a} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{per } \beta \leq \phi - \theta);$$

$$K_{s,a} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)} \quad (\text{per } \beta > \phi - \theta)$$

$$K_{s,p} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \phi \cdot \text{sen}(\phi + \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi + \beta) \cdot \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2};$$

dove:

ϕ = valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace (angolo di attrito del terreno);

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte;

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno;

δ = valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro (assunto pari a **0** nel programma);

θ = angolo definito dalla seguente espressione (§ 4.4.3 - rappresenta il rapporto tra accelerazione orizzontale e l'accelerazione verticale):

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}.$$

H = altezza del muro;

E_{WS} : è il contributo dell'azione dell'acqua (lo si ritiene sempre nullo nel caso di edifici civili).

N.B. 3.2

La relazione 4 riportata dall'OPCM è quella riportata anche nell'EC8 - APPENDICE E - relazione E.1 e successive.

N.B. 3.3

In EdILus il termine K_v viene considerato:

- diverso da **ZERO** nella relazione [4] se sia stata chiesta anche l'analisi sismica verticale ("Dinamica solo Verticale", "Dinamica Orizzontale e Verticale" e "Analisi statica") -> considerando che la spinta può subire un incremento/decremento;
- sempre diverso da **ZERO** nel calcolo del coefficiente di spinta K (calcolo $\tan \theta$). Infatti, anche per sole azioni orizzontali, trattandosi di una massa (cuneo) che sta scivolando su un piano inclinato, esiste sempre una componente verticale.

Pertanto, per i casi correnti (dinamica solo Orizzontale) la formula [4] si riduce a:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot K \cdot H^2$$

N.B. 3.4

A partire dalla v.30 in EdILus è stata data la possibilità di gestire il parametro β_m .

Infatti, mediante il settaggio "**Spostamenti consentiti**" presente nelle proprietà dell'oggetto "**Spinta Terreno (su pareti)**" il valore di β_m vale:

- 1,00 -> se viene spuntato "**Spostamenti consentiti**";
- 0,38 -> se non viene spuntato "**Spostamenti consentiti**".

- Contributo Sovraccarico ($\sigma_{t,Q}$) -

Per la presenza del sovraccarico Q sulla parete si genera un'ulteriore spinta, applicata a metà altezza del muro (andamento costante), data dalla relazione:

$$\sigma_{t,Q,Ed} = Q \cdot (1 \pm K_v) \cdot K \quad [5]$$

dove i vari parametri K_v e K sono quelli definiti nel paragrafo precedente.

Calcolo manuale "Spinta Terreno (Statica)"

Per il caso in esame si ha:

- Calcolo K "statico" (K_a , K_0 e K_p) -

I tre coefficienti di spinta valgono rispettivamente:

$$K_a = \tan^2\left(\frac{90 - \phi}{2}\right) = \tan^2\left(\frac{90 - 32}{2}\right) = \tan^2\left(\frac{58}{2}\right) = 0,307;$$

$$K_0 = 1 - \sin\phi = 1 - \sin(32) = 0,470;$$

$$K_p = \tan^2\left(\frac{90 + \phi}{2}\right) = \tan^2\left(\frac{90 + 32}{2}\right) = \tan^2\left(\frac{122}{2}\right) = 3,255.$$

- Contributo Terreno ($\sigma_{t,T}$) -

In particolare, si valuta tale contributo sulla shell con ID 128, posizionata alla base della parete, costituita dai sub nodi 5 - 6 - 41 (Figura 3.9).

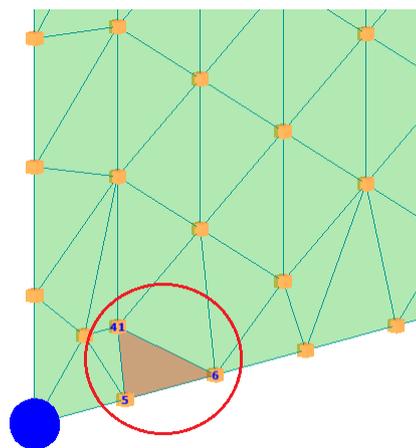


Figura 3.9: shell della parete in esame

Tab. 3.4: spinta del terreno ($\sigma_{t,T}$) nei nodi 5 e 6

Tipo spinta	Nodo/subnodo [-]	K [-]	γ_{terreno} [N/m ²]	Z [m]	$\sigma_{t,T}$ (subnodo 5 e 6) [N/m ²]
Attiva	5 e 6	0,307	18 000	3,00	16 592
Riposo		0,470			25 384
Passiva		3,255			175 748

Tab. 3.5: spinta del terreno ($\sigma_{t,T}$) nel nodo 41

Tipo spinta	Nodo/subnodo [-]	K [-]	γ_{terreno} [N/m ²]	Z [m]	$\sigma_{t,T}$ (subnodo 41) [N/m ²]
Attiva	41	0,307	18 000	2,75	15 209
Riposo		0,470			23 269
Passiva		3,255			161 102

Pertanto la tensione media sulla shell in esame, nei 3 casi, vale:

Tab. 3.6: spinta del terreno ($\sigma_{t,T}$) sulla shell 128

Tipo spinta	$\sigma_{t,T}$ (subnodo 5) [N/m ²]	$\sigma_{t,T}$ (subnodo 6) [N/m ²]	$\sigma_{t,T}$ (subnodo 41) [N/m ²]	$\sigma_{t,T}$ [N/m ²]
Attiva	16 592	16 592	15 209	16 131
Riposo	25 384	25 384	23 269	24 679
Passiva	175 748	175 748	161 102	170 866

- Contributo Coesione ($\sigma_{t,c}$) -

Nella successiva tabella si riporta il contributo alla spinta della coesione (c') per i 3 casi.

Tab. 3.7: contributo alla spinta della coesione ($\sigma_{t,c}$)

Tipo spinta	K [-]	c' [N/m ²]	$\sigma_{t,c}$ [N/m ²]
Attiva	0,307	3 000	3 326
Riposo	0,470		4 114
Passiva	3,255		10 824

La coesione determina un abbassamento della spinta triangolare del terreno della quota Z^* data da:

Tab. 3.8: abbassamento della spinta del terreno per effetto della coesione (Z^*)

Tipo spinta	K [-]	c' [N/m ²]	γ_{terreno} [N/m ²]	Z^* [N/m ²]
Attiva	0,307	3 000	18 000	0,6013
Riposo	0,470			0,4862
Passiva	3,255			0,1848

- Contributo Sovraccarico ($\sigma_{t,Q}$) -

Nella successiva tabella si riporta il contributo alla spinta del sovraccarico (Q) a tergo della parete per i 3 casi.

 Tab. 3.9: contributo alla spinta del sovraccarico ($\sigma_{t,Q}$)

Tipo spinta	K [-]	Q [N/m ²]	$\sigma_{t,Q}$ [N/m ²]
Attiva	0,307	25 000	7 682
Riposo	0,470		11 753
Passiva	3,255		81 365

- Calcolo "Spinta Terreno (Statica)" -

Pertanto, la "Spinta Terreno (statica)" visualizzata in EdiLus sulla shell in esame, nei 3 casi, vale:

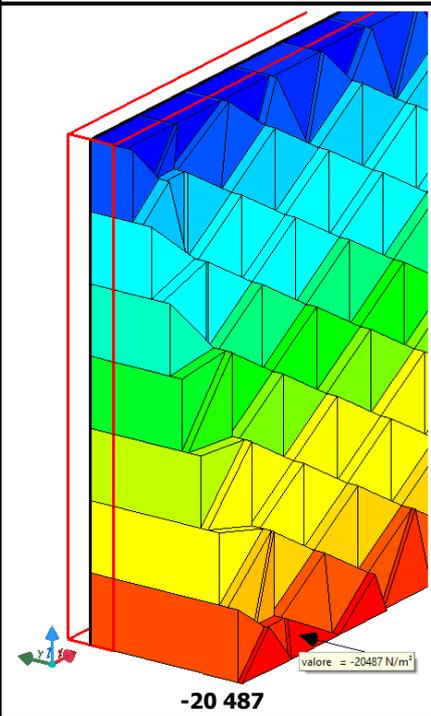
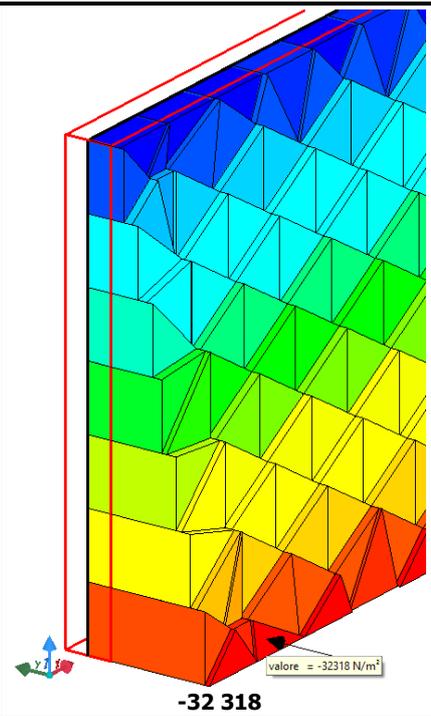
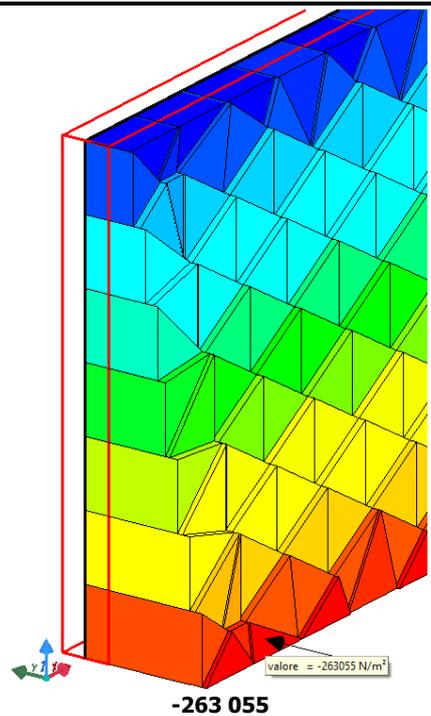
Tab. 3.10: "Spinta Terreno (Statica)" sulla shell 128

Tipo spinta	$\sigma_{t,T}$ [N/m ²]	$\sigma_{t,C}$ [N/m ²]	$\sigma_{t,Q}$ [N/m ²]	σ_t [N/m ²]
Attiva	16 131	-3 326	7 682	20 487
Riposo	24 679	-4 114	11 753	32 318
Passiva	170 866	10 824	81 365	263 055

- Confronto -

Di seguito si riporta il confronto tra il calcolo "manuale" e quello di EdiLus.

Tab. 3.11: confronto calcolo manuale - EdiLus

Spinta Attiva [N/m ²]	Spinta a Riposo [N/m ²]	Spinta Passiva [N/m ²]
Calcolo Manuale		
20 487	32 318	263 055
EdiLus		
 <p style="text-align: center;">-20 487</p>	 <p style="text-align: center;">-32 318</p>	 <p style="text-align: center;">-263 055</p>

Calcolo manuale "Spinta Terreno (Sisma)" - CASO 1 (Muro Libero)

- Calcolo K_h -

Tale coefficiente è dato da:

$$k_h = \beta_m \cdot S_T \cdot S_{S,SLV} \cdot \frac{a_{g,SLV}}{g}$$

dove:

$$\begin{aligned} \beta_m &= 0,38 \text{ (muro in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno);} \\ S_T &= 1,00 \text{ -> Categoria topografica = T1;} \\ S_{S,SLV} &= 1,425 \text{ -> Categoria sottosuolo = C;} \\ a_{g,SLV}/g &= 0,1934. \end{aligned}$$

Quindi:

$$k_h = \beta_m \cdot S_T \cdot S_{S,SLV} \cdot \frac{a_{g,SLV}}{g} = 0,38 \cdot 1,00 \cdot 1,425 \cdot 0,1934 = 0,1047.$$

- Calcolo K_v -

Tale coefficiente è dato da:

$$k_v = 0,5 \cdot k_h = 0,5 \cdot 0,1047 = 0,0524.$$

- Calcolo K "sismico" ($K_{s,a}$ e $K_{s,p}$) -

• Calcolo $K_{s,a}$

Tale coefficiente è dato da:

$$K_{s,a} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{per } \beta \leq \phi - \theta);$$

dove:

$$\begin{aligned} \phi &= 32^\circ; \\ \psi &= 90^\circ \text{ (parete sempre a } 90^\circ); \\ \beta &= 0^\circ \text{ (terreno a monte della parete sempre orizzontale);} \\ \delta &= 0^\circ; \\ \theta &\text{ è dato da:} \end{aligned}$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v} \left\{ \begin{array}{l} \theta_{\min} = \text{arctg} \left(\frac{k_h}{1 + k_v} \right) = \text{arctg} \left(\frac{0,1047}{1 + 0,0524} \right) = 5,68^\circ. \\ \theta_{\max} = \text{arctg} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) = \text{arctg} \left(\frac{0,1047}{1 - 0,0524} \right) = 6,31^\circ. \end{array} \right.$$

Quindi, $K_{s,a}$ è dato da:

θ_{\min}	$K_{s,a,\theta_{\min}} = \frac{\text{sen}^2(90 + 32 - 5,68)}{\cos 3,66 \cdot \text{sen}^2 90 \cdot \text{sen}(90 - 5,68 - 0) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(32 + 0) \cdot \text{sen}(32 - 0 - 5,68)}{\text{sen}(90 - 5,68 - 0) \cdot \text{sen}(90 + 0)}} \right]^2} = 0,3675.$
θ_{\max}	$K_{s,a,\theta_{\max}} = \frac{\text{sen}^2(90 + 32 - 6,31)}{\cos 3,91 \cdot \text{sen}^2 90 \cdot \text{sen}(90 - 6,31 - 0) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(32 + 0) \cdot \text{sen}(32 - 0 - 6,31)}{\text{sen}(90 - 6,31 - 0) \cdot \text{sen}(90 + 0)}} \right]^2} = 0,3748.$

• **Calcolo $K_{s,p}$**

Tale coefficiente è dato da:

$$K_{s,p} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \phi \cdot \text{sen}(\phi + \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi + \beta) \cdot \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2};$$

dove:

- $\phi = 32^\circ$;
- $\psi = 90^\circ$ (parete sempre a 90°);
- $\beta = 0^\circ$ (terreno a monte della parete sempre orizzontale);
- θ già calcolato in precedenza ($\theta_{\min} = 5,68^\circ$ e $\theta_{\max} = 6,31^\circ$).

Quindi, $K_{s,p}$ è dato da:

θ_{\min}	$K_{s,p,\theta_{\min}} = \frac{\text{sen}^2(90 + 32 - 5,68)}{\cos 5,68 \cdot \text{sen}^2 90 \cdot \text{sen}(90 + 5,68) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} 32 \cdot \text{sen}(32 + 0 - 5,68)}{\text{sen}(90 + 0) \cdot \text{sen}(90 + 5,68)}} \right]^2} = 3,0700.$
θ_{\max}	$K_{s,p,\theta_{\max}} = \frac{\text{sen}^2(90 + 32 - 6,31)}{\cos 6,31 \cdot \text{sen}^2 90 \cdot \text{sen}(90 + 6,31) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} 32 \cdot \text{sen}(32 + 0 - 6,31)}{\text{sen}(90 + 0) \cdot \text{sen}(90 + 6,31)}} \right]^2} = 3,0489.$

- **Calcolo "Spinta Terreno (Sisma)" ($\sigma_{t,sisma}$) -**

Nel caso in esame, poiché si sta eseguendo un'analisi "Dinamica solo orizzontale" ($K_v = 0$), la relazione [5] diventa:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot (1 \pm 0) \cdot K_s \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot K_s \cdot H^2;$$

In termini di tensioni, considerando che la spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica (spostamenti consentiti del muro -> andamento triangolare della spinta), si ha:

$$\sigma_d = \frac{2}{H} \cdot E_d = \frac{2}{H} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot K_s \cdot H^2 \right) = \gamma_{\text{terreno}} \cdot K_s \cdot H$$

per cui:

• **Spinta attiva**

θ_{\min}	$E_{d,H,\theta_{\min}}^{(K_{s,a})} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot K_{s,a} \cdot H^2 = 0,5 \cdot 18000 \cdot 0,3675 \cdot 3,0^2 = 29\,767 \text{ N/m.}$ $\sigma_{d,H,\theta_{\min}}^{(K_{s,a})} = \gamma_{\text{terreno}} \cdot K_{s,a} \cdot H = 18000 \cdot 0,3675 \cdot 3,0 = 19\,845 \text{ N/m}^2.$
θ_{\max}	$E_{d,H,\theta_{\max}}^{(K_{s,a})} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot K_{s,a} \cdot H^2 = 0,5 \cdot 18000 \cdot 0,3748 \cdot 3,0^2 = 30\,362 \text{ N/m.}$ $\sigma_{d,H,\theta_{\max}}^{(K_{s,a})} = \gamma_{\text{terreno}} \cdot K_{s,a} \cdot H = 18000 \cdot 0,3748 \cdot 3,0 = 20\,241 \text{ N/m}^2.$

Quindi:

$$\sigma_d(K_{s,a}) = \max(\sigma_{d,H,\theta_{\min}}^{(K_{s,a})}; \sigma_{d,H,\theta_{\max}}^{(K_{s,a})}) = \max(19\,845; 20\,241) = \mathbf{20\,241 \text{ N/m}^2}.$$

• **Spinta passiva**

θ_{\min}	$E_{d,H,\theta_{\min}}^{(K_{s,a})} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot K_{s,a} \cdot H^2 = 0,5 \cdot 18000 \cdot 3,0700 \cdot 3,0^2 = 248\ 670 \text{ N/m.}$ $\sigma_{d,H,\theta_{\min}}^{(K_{s,a})} = \gamma_{\text{terreno}} \cdot K_{s,a} \cdot H = 18000 \cdot 3,0700 \cdot 3,0 = 165\ 780 \text{ N/m}^2.$
θ_{\max}	$E_{d,H,\theta_{\max}}^{(K_{s,a})} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot K_{s,a} \cdot H^2 = 0,5 \cdot 18000 \cdot 3,0489 \cdot 3,0^2 = 246\ 963 \text{ N/m.}$ $\sigma_{d,H,\theta_{\max}}^{(K_{s,a})} = \gamma_{\text{terreno}} \cdot K_{s,a} \cdot H = 18000 \cdot 3,0489 \cdot 3,0 = 164\ 642 \text{ N/m}^2.$

Quindi:

$$\sigma_d(K_{s,a}) = \max(\sigma_{d,H,\theta_{\min}}^{(K_{s,a})}; \sigma_{d,H,\theta_{\max}}^{(K_{s,a})}) = \max(165\ 780; 164\ 642) = \mathbf{165\ 780 \text{ N/m}^2}.$$

Quanto appena calcolato rappresenta la spinta alla base del muro e quindi nei subnodi 4 e 5.

Sfruttando la similitudine del triangolo delle pressioni tra le pressioni in tali subnodi e quella nel subnodo 41 la tensione in tale subnodo è data da:

$$\frac{\sigma_{d,Z_4}}{Z_4} = \frac{\sigma_{d,Z_5}}{Z_5} = \frac{\sigma_{d,H}}{H} = \frac{\sigma_{d,Z_{41}}}{Z_{41}} \rightarrow$$

attiva	θ_{\min}	$\sigma_{d,Z_{41}}^{K_{s,a}} = \sigma_{d,H,\theta_{\min}}^{(K_{s,a})} \cdot \frac{Z_{41}}{H}$
	θ_{\max}	$\sigma_{d,Z_{41}}^{K_{s,a}} = \sigma_{d,H,\theta_{\max}}^{(K_{s,a})} \cdot \frac{Z_{41}}{H}$
passiva	θ_{\min}	$\sigma_{d,Z_{41}}^{K_{s,p}} = \sigma_{d,H,\theta_{\min}}^{(K_{s,p})} \cdot \frac{Z_{41}}{H}$
	θ_{\max}	$\sigma_{d,Z_{41}}^{K_{s,p}} = \sigma_{d,H,\theta_{\max}}^{(K_{s,p})} \cdot \frac{Z_{41}}{H}$

Dove:

$Z_5 = Z_4 = H = 3,00 \text{ m}$ (quota rispetto alla testa del muro dei subnodi 4 e 5 -> altezza del muro);

$Z_{41} = 2,75 \text{ m}$ (quota rispetto alla testa del muro del subnodo 41);

$\sigma_{d,H}$ = tensione alla base del muro.

Nelle successive tabelle si riassumono le tensioni calcolate:

Tab. 3.12: spinta del terreno ($\sigma_{t,T}$) nei nodi 5 e 6

Tipo spinta		Nodo/subnodo [-]	$K_{\text{sismico}} [-]$	$\gamma_{\text{terreno}} [\text{N/m}^2]$	$Z_5 = Z_6 = H$ [m]	$\sigma_{d,H} [\text{N/m}^2]$
Attiva	θ_{\min}	5 e 6	0,3675	18 000	3,00	19 845
	θ_{\max}		0,3748			20 241
Passiva	θ_{\min}		3,0700			165 780
	θ_{\max}		3,0489			164 642

Tab. 3.13: spinta del terreno ($\sigma_{t,T}$) nel nodo 41

Tipo spinta		Nodo/subnodo [-]	$\sigma_{d,H} [\text{N/m}^2]$	Z_{41} [m]	H [m]	$\sigma_{d,Z_{41}} [\text{N/m}^2]$
Attiva	θ_{\min}	41	19 845	2,75	3,00	18 191
	θ_{\max}		20 241			18 555
Passiva	θ_{\min}		165 780			151 965
	θ_{\max}		164 642			150 922

Pertanto la tensione media sulla shell in esame, nei 3 casi, vale:

Tab. 3.14: spinta del terreno ($\sigma_{t,T}$) sulla shell 128

Tipo spinta		$\sigma_{t,H}$ (subnodo 5) $[\text{N/m}^2]$	$\sigma_{t,H}$ (subnodo 6) $[\text{N/m}^2]$	$\sigma_{t,Z_{41}}$ (subnodo 41) $[\text{N/m}^2]$	σ_{d,Z_m} $[\text{N/m}^2]$
Attiva	θ_{\min}	19 845	19 845	18 191	19 294
	θ_{\max}	20 241	20 241	18 555	19 679
Passiva	θ_{\min}	165 780	165 780	151 965	161 175
	θ_{\max}	164 642	164 642	150 922	160 068

- Contributo Sovraccarico ($\sigma_{t,Q,Ed}$) -

Poiché si sta eseguendo un'analisi "Dinamica solo orizzontale" ($K_v = 0$), la relazione [6] diventa:

$$\sigma_{t,Q,Ed} = Q \cdot K$$

Nella successiva tabella si riassumono le tensioni calcolate:

Tab. 3.15: contributo alla spinta del sovraccarico ($\sigma_{t,Q}$)

Tipo spinta		Nodo/subnodo [-]	$K_{sismico}$ [-]	Q [N/m ²]	$\sigma_{d,Q,Ed}$ [N/m ²]
Attiva	θ_{min}	5, 6 e 41	0,3675	25 000	9 187
	θ_{max}		0,3748		9 371
Passiva	θ_{min}		3,0700		76 750
	θ_{max}		3,0489		76 223

- Calcolo "Spinta Terreno (Statica)" -

Pertanto, la "Spinta Terreno (sismica)" visualizzata in Edilus sulla shell in esame, nei 2 casi, vale:

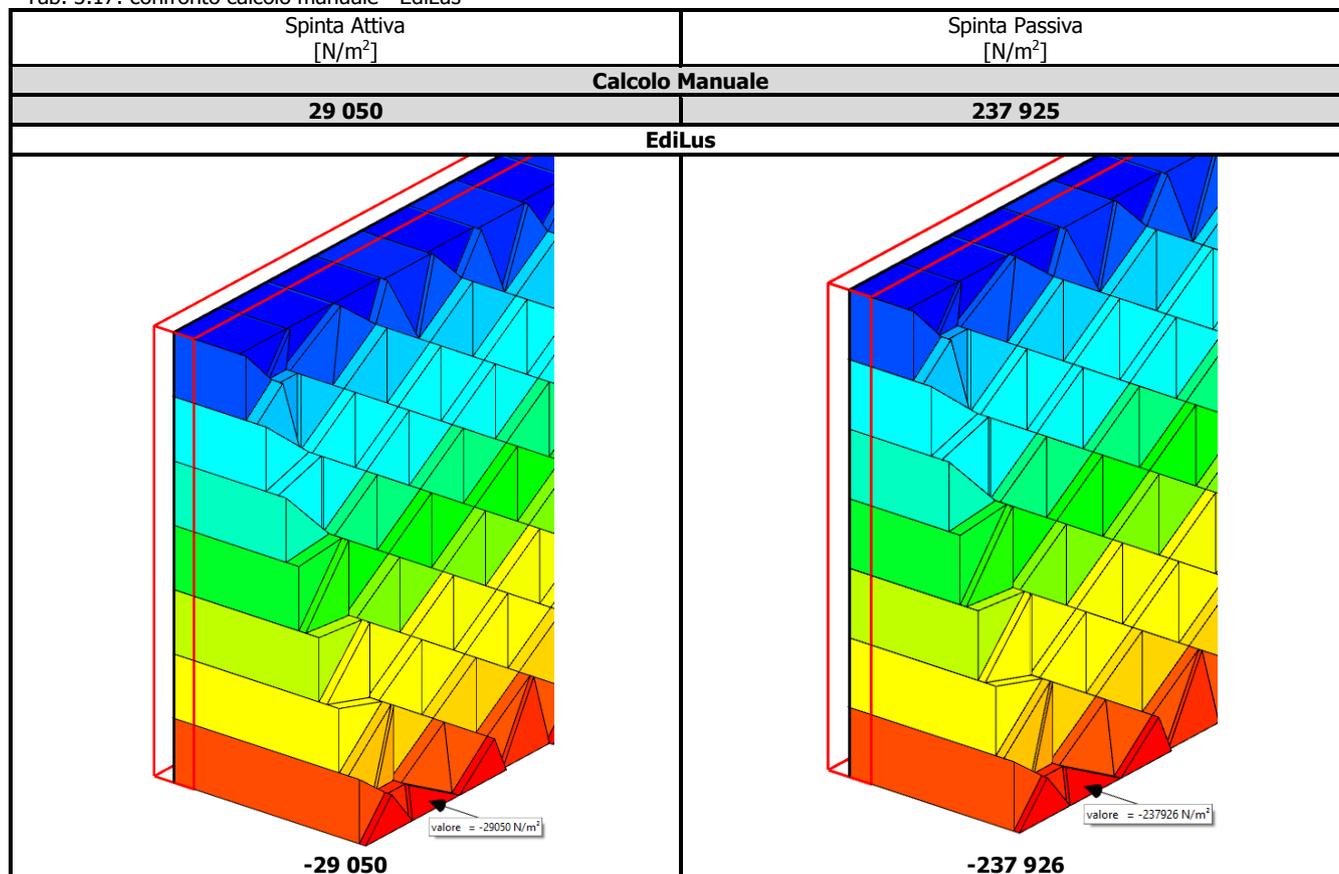
Tab. 3.16: "Spinta Terreno (Statica)" sulla shell 128

Tipo spinta		$\sigma_{t,T,Ed}$ [N/m ²]	$\sigma_{t,Q,Ed}$ [N/m ²]	$\sigma_{t,Ed}$ [N/m ²]	$\sigma_{t,Ed,max}$ [N/m ²]
Attiva	θ_{min}	19 294	9 187	28 481	29 050
	θ_{max}	19 679	9 371	29 050	
Passiva	θ_{min}	161 175	76 750	237 925	237 925
	θ_{max}	160 068	76 223	236 291	

- Confronto -

Di seguito si riporta il confronto tra il calcolo "manuale" e quello di Edilus.

Tab. 3.17: confronto calcolo manuale - Edilus



Calcolo manuale "Spinta Terreno (Sisma)" - CASO 2 (Muro Bloccato)

Per il caso in esame si ha:

- Calcolo K_h -

Tale coefficiente è dato da:

$$k_h = \beta_m \cdot S_T \cdot S_{S,SLV} \cdot \frac{a_{g,SLV}}{g}$$

dove:

$$\begin{aligned} \beta_m &= 1,00 \text{ (muro impedito di subire spostamenti relativi rispetto al terreno);} \\ S_T &= 1,00 \text{ -> Categoria topografica = T1;} \\ S_{S,SLV} &= 1,425 \text{ -> Categoria sottosuolo = C;} \\ a_{g,SLV}/g &= 0,1934. \end{aligned}$$

Quindi:

$$k_h = \beta_m \cdot S_T \cdot S_{S,SLV} \cdot \frac{a_{g,SLV}}{g} = 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,425 \cdot 0,1934 = 0,2755.$$

- Calcolo K_v -

Tale coefficiente è dato da:

$$k_v = 0,5 \cdot k_h = 0,5 \cdot 0,2756 = 0,1378.$$

- Calcolo K "sismico" ($K_{s,a}$ e $K_{s,p}$) -

• Calcolo $K_{s,a}$

Tale coefficiente è dato da:

$$K_{s,a} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{per } \beta \leq \phi - \theta);$$

dove:

$$\begin{aligned} \phi &= 32^\circ; \\ \psi &= 90^\circ \text{ (parete sempre a } 90^\circ); \\ \beta &= 0^\circ \text{ (terreno a monte della parete sempre orizzontale);} \\ \delta &= 0^\circ; \\ \theta &\text{ è dato da:} \end{aligned}$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v} \left| \begin{array}{l} \theta_{\min} = \arctg\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right) = \arctg\left(\frac{0,2755}{1 + 0,1378}\right) = 13,61^\circ. \\ \theta_{\max} = \arctg\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = \arctg\left(\frac{0,2755}{1 - 0,1378}\right) = 17,72^\circ. \end{array} \right.$$

Quindi, $K_{s,a}$ è dato da:

θ_{\min}	$K_{s,a,\theta_{\min}} = \frac{\sin^2(90 + 32 - 13,61)}{\cos 3,66 \cdot \sin^2 90 \cdot \sin(90 - 13,61 - 0) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(32 + 0) \cdot \sin(32 - 0 - 13,61)}{\sin(90 - 13,61 - 0) \cdot \sin(90 + 0)}} \right]^2} = 0,4763.$
θ_{\max}	$K_{s,a,\theta_{\max}} = \frac{\sin^2(90 + 32 - 17,72)}{\cos 3,91 \cdot \sin^2 90 \cdot \sin(90 - 17,72 - 0) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(32 + 0) \cdot \sin(32 - 0 - 17,72)}{\sin(90 - 17,72 - 0) \cdot \sin(90 + 0)}} \right]^2} = 0,5512.$

- **Calcolo $K_{s,p}$**

Tale coefficiente è dato da:

$$K_{s,p} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \phi \cdot \text{sen}(\phi + \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi + \beta) \cdot \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2};$$

dove:

$$\begin{aligned} \phi &= 32^\circ; \\ \psi &= 90^\circ \text{ (parete sempre a } 90^\circ); \\ \beta &= 0^\circ \text{ (terreno a monte della parete sempre orizzontale);} \\ \theta &\text{ già calcolato in precedenza } (\theta_{\min} = 13,61^\circ \text{ e } \theta_{\max} = 17,72^\circ). \end{aligned}$$

Quindi, $K_{s,p}$ è dato da:

θ_{\min}	$K_{s,p,\theta_{\min}} = \frac{\text{sen}^2(90 + 32 - 13,61)}{\cos 13,61 \cdot \text{sen}^2 90 \cdot \text{sen}(90 + 13,61) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} 32 \cdot \text{sen}(32 + 0 - 13,61)}{\text{sen}(90 + 0) \cdot \text{sen}(90 + 13,61)}} \right]^2} = 2,7829.$
θ_{\max}	$K_{s,p,\theta_{\max}} = \frac{\text{sen}^2(90 + 32 - 17,72)}{\cos 17,72 \cdot \text{sen}^2 90 \cdot \text{sen}(90 + 17,72) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} 32 \cdot \text{sen}(32 + 0 - 17,72)}{\text{sen}(90 + 0) \cdot \text{sen}(90 + 17,72)}} \right]^2} = 2,6113.$

- **Calcolo "Spinta Terreno (Sisma)" (σ_d) -**

Nel caso in esame, poiché si sta eseguendo un'analisi "Dinamica solo orizzontale" ($K_v = 0$), la relazione [5] diventa:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot (1 \pm 0) \cdot K_s \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot K_s \cdot H^2;$$

In termini di tensioni, considerando che la spinta dovuta al sisma sia applicata a metà altezza del muro (spostamenti NON consentiti del muro -> andamento costante della spinta), si ha:

$$\sigma_d = \frac{1}{H} \cdot E_d = \frac{1}{H} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot K_s \cdot H^2 \right) = 0,5 \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot K_s \cdot H$$

per cui:

- **Spinta attiva**

θ_{\min}	$\begin{aligned} E_{d,H,\theta_{\min}}^{(K_{s,a})} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot K_{s,a} \cdot H^2 = 0,5 \cdot 18000 \cdot 0,4763 \cdot 3,0^2 = 38\,583 \text{ N/m.} \\ \sigma_{d,H,\theta_{\min}}^{(K_{s,a})} &= 0,5 \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot K_{s,a} \cdot H = 0,5 \cdot 18000 \cdot 0,4763 \cdot 3,0 = 12\,861 \text{ N/m}^2. \end{aligned}$
θ_{\max}	$\begin{aligned} E_{d,H,\theta_{\max}}^{(K_{s,a})} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot K_{s,a} \cdot H^2 = 0,5 \cdot 18000 \cdot 0,5512 \cdot 3,0^2 = 44\,645 \text{ N/m.} \\ \sigma_{d,H,\theta_{\max}}^{(K_{s,a})} &= 0,5 \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot K_{s,a} \cdot H = 0,5 \cdot 18000 \cdot 0,5512 \cdot 3,0 = 14\,882 \text{ N/m}^2. \end{aligned}$

Quindi:

$$\sigma_d(K_{s,a}) = \max(\sigma_{d,H,\theta_{\min}}^{(K_{s,a})}; \sigma_{d,H,\theta_{\max}}^{(K_{s,a})}) = \max(12\,861; 14\,882) = \mathbf{14\,882 \text{ N/m}^2}.$$

• **Spinta passiva**

θ_{\min}	$E_{d,H,\theta_{\min}}^{(K_{s,a})} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot K_{s,a} \cdot H^2 = 0,5 \cdot 18000 \cdot 2,7829 \cdot 3,0^2 = 225\,411 \text{ N/m.}$
	$\sigma_{d,H,\theta_{\min}}^{(K_{s,a})} = 0,5 \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot K_{s,a} \cdot H = 0,5 \cdot 18000 \cdot 2,7829 \cdot 3,0 = 75\,137 \text{ N/m}^2.$
θ_{\max}	$E_{d,H,\theta_{\max}}^{(K_{s,a})} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot K_{s,a} \cdot H^2 = 0,5 \cdot 18000 \cdot 2,6113 \cdot 3,0^2 = 211\,514 \text{ N/m.}$
	$\sigma_{d,H,\theta_{\max}}^{(K_{s,a})} = 0,5 \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot K_{s,a} \cdot H = 0,5 \cdot 18000 \cdot 2,6113 \cdot 3,0 = 70\,505 \text{ N/m}^2.$

Quindi:

$$\sigma_d(K_{s,a}) = \max(\sigma_{d,H,\theta_{\min}}^{(K_{s,a})}; \sigma_{d,H,\theta_{\max}}^{(K_{s,a})}) = \max(75\,137; 70\,505) = \mathbf{75\,137 \text{ N/m}^2}.$$

Pertanto la tensione media sulla shell in esame vale:

Tab. 3.18: spinta del terreno ($\sigma_{t,T}$) sulla shell 128

Tipo spinta		$\sigma_{t,H}$ (subnodo 5) [N/m ²]	$\sigma_{t,H}$ (subnodo 6) [N/m ²]	$\sigma_{t,Z41}$ (subnodo 41) [N/m ²]	$\sigma_{d,Z,m}$ [N/m ²]	$\sigma_{t,Z,m,max}$ [N/m ²]
Attiva	θ_{\min}	12 861	12 861	12 861	12 861	14 882
	θ_{\max}	14 882	14 882	14 882	14 882	
Passiva	θ_{\min}	75 137	75 137	75 137	75 137	75 137
	θ_{\max}	70 505	70 505	70 505	70 505	

- **Contributo Sovraccarico ($\sigma_{t,Q,Ed}$) -**

Poiché si sta eseguendo un'analisi "Dinamica solo orizzontale" ($K_v = 0$), la relazione [6] diventa:

$$\sigma_{t,Q,Ed} = Q \cdot K$$

Nella successiva tabella si riassumono le tensioni calcolate:

Tab. 3.19: contributo alla spinta del sovraccarico ($\sigma_{t,Q}$)

Tipo spinta		Nodo/subnodo [-]	K_{sismico} [-]	Q [N/m ²]	$\sigma_{d,Q,Ed}$ [N/m ²]
Attiva	θ_{\min}	5, 6 e 41	0,4763	25 000	11 908
	θ_{\max}		0,5512		13 779
Passiva	θ_{\min}		2,7829		69 571
	θ_{\max}		2,6113		65 282

- **Calcolo "Spinta Terreno (Sismica)" -**

Pertanto, la "Spinta Terreno (sismica)" visualizzata in EdiLus sulla shell in esame, nei 2 casi, vale:

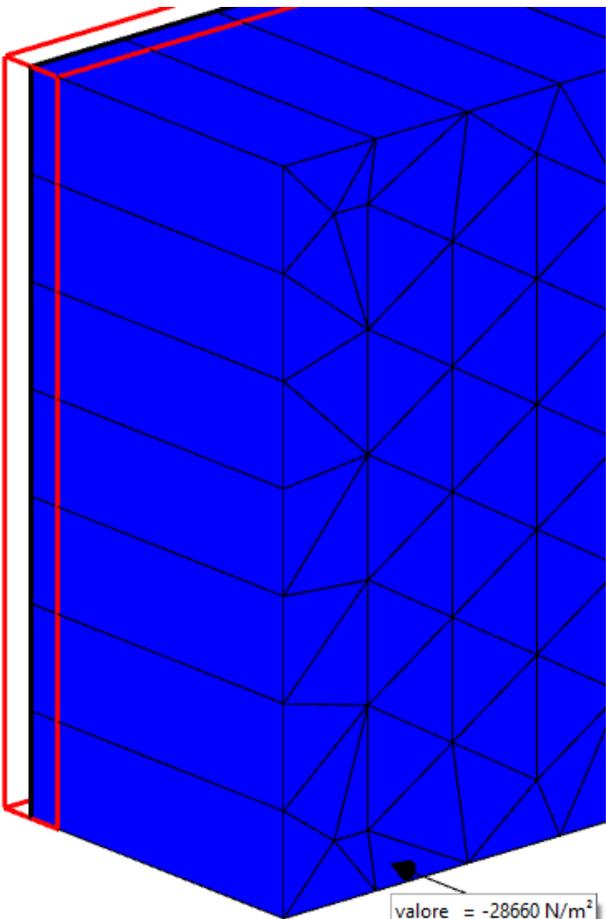
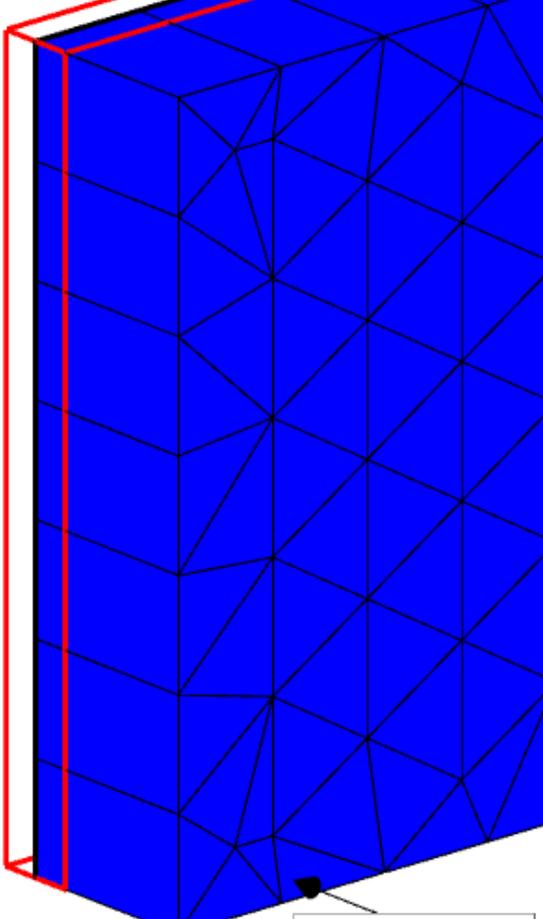
Tab. 3.20: "Spinta Terreno (Sismica)" sulla shell 128

Tipo spinta		$\sigma_{t,T,Ed}$ [N/m ²]	$\sigma_{t,Q,Ed}$ [N/m ²]	$\sigma_{t,Ed}$ [N/m ²]	$\sigma_{t,Ed,max}$ [N/m ²]
Attiva	θ_{\min}	12 861	11 908	24 769	28 661
	θ_{\max}	14 882	13 779	28 661	
Passiva	θ_{\min}	75 137	69 571	144 708	144 708
	θ_{\max}	70 505	65 282	135 787	

- **Confronto -**

Di seguito si riporta il confronto tra il calcolo "manuale" e quello di EdiLus.

Tab. 3.21: confronto calcolo manuale - EdiLus

Spinta Attiva [N/m ²]	Spinta Passiva [N/m ²]
Calcolo Manuale	
28 661	144 708
EdiLus	
 <p style="text-align: center;">-28 660</p>	 <p style="text-align: center;">-144 710</p>

4 (GEO) - Test di Validazione n.04 (Q_{lim} Pali in terreno monostrato)

Titolo: **Verifica di carico limite dei pali in terreno monostrato.**

I file di EdiLus (CA) sono: **GEO_Palo_Coerente(Mono).EDL** e **GEO_Palo_Incoerente(Mono).EDL**.

Si espone di seguito il procedimento di calcolo adottato per la verifica di carico limite dei pali in terreni monostrato.

In EdiLus il carico limite dei pali viene calcolato con la metodologia di:

- **Berezantzev**, se caricati con forze assiali.
- **Broms**, se caricati con forze orizzontali.

Per semplicità di esposizione si fa riferimento ad un esempio costituito da un plinto monopalo in un terreno omogeneo in un caso INCOERENTE e nell'altro COERENTE (i terreni possono essere anche stratificati).

Dati

- Analisi/Verifiche -

- Analisi sismica: Nessuna.
- Verifiche di sicurezza: Approccio 2.

- Palo - (Figura 4.1 e Figura 4.3)

Caratteristiche di default, ed in particolare:

- Diametro (D) = 0,40 m.
- Lunghezza (L) = 5,00 m.
- Tipologia = Trivellato.
- Tecnologia = in opera.
- Numero indagini stratigrafiche = 3.
- Coefficiente di riduzione Attrito pali (A) = 0,80.
- Coefficiente di riduzione Coesione pali (α) = 0,80.
- Terreno = Sabbia argillosa mediamente consolidata (monostrato - coerente) e Argilla fluviolacustre sabbiosa (monostrato - incoerente).
- Profondità di scavo (Z_{sv}) = ($H_{pl} + s_m$) = (0,50 + 0,15) m = 0,65 m.
- Materiale = Cls C25/30_B450C (con peso specifico $\gamma_c = 25\ 000\ N/m^3$).

- Plinto monopalo - (Figura 4.1)

Caratteristiche di default, ed in particolare:

- Lunghezza (B_{pl}) = 0,80 m.
- Larghezza (L_{pl}) = 0,80 m.
- Altezza (H_{pl}) = 0,50 m.
- Spessore magrone (s_m) = 0,15 m.
- Materiale = Cls C25/30_B450C (con peso specifico $\gamma_c = 25\ 000\ N/m^3$).

- Pilastro - (Figura 4.1)

Caratteristiche di default, ed in particolare:

- Base (B_p) = 0,30 m.
- Altezza sezione (H_p) = 0,50 m.
- Altezza (h) = 3,00 m.
- Materiale = Cls C25/30_B450C (con peso specifico $\gamma_c = 25\ 000\ N/m^3$).

Forze (Figura 4.2)

- Forza (F_z) concentrata verticale di **100 000 N** (Condizione di carico -> Permanente) applicata in testa al pilastro e diretta secondo -Z.
- Forza (F_y) concentrata orizzontale di **20 000 N** (Condizione di carico -> Permanente) applicata in testa al pilastro e diretta secondo +Y.

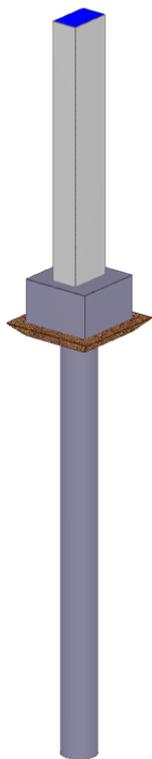


Figura 4.1: vista - "Editor 3D"



Figura 4.2: vista - "Forze e Momenti (utente)"

Plinto su Pali	
Proprietà Risultati	
Filtro entità Plinto su Pali (1)	
Caratteristiche	
Tipo	Quadrato (1P)
Materiale	Cls C25/30_B450C
Materiale Palo	Cls C25/30_B450C
Num. Indagini Strg. Significative	3
Tipologia Pali	Trivellato
Tecnologia Pali	In Opera
Tipo Calcolo Pali	Minimo tra Drenate e NON Drenate
Coeff. Riduz. Attrito Pali (A)	0.80
Coeff. Riduz. Coesione Pali (alfa)	0.30
Geotecnica	
Terreno/Stratigrafia	Sabbia argillosa mediamente consolidata
Profondità scavo rispetto a piano cam	0.65
Presenza falda	<input type="checkbox"/>
Carico Limite noto	...cambia...
Geometria	
Altezza	0.50
Rotazione	0.00
Diametro Pali [cm]	40
Lunghezza Pali	5.00
Interasse Pali	1.20
Sporgenza Pali	0.20
Aspetto	

Figura 4.3: proprietà Plinto su Pali

Anche le "Preferenze per le fondazioni profonde" sono quelle di default (Figura 4.4).

Preferenze per fondazioni DIRETTE		Preferenze per fondazioni PROFONDE																					
Generali																							
Numero Indagini Stratigrafiche Effettuate		3																					
Coefficiente trasformazione della Pressione sui PALI da Verticale in Orizzontale																							
Palo Prefabbricato Battuto in terreno Sciolto	[0.70 ~ 1.00]	0.70																					
Palo in Opera Battuto in terreno Sciolto	[0.70 ~ 1.00]	1.00																					
Palo Prefabbricato Battuto in terreno Denso	[1.00 ~ 3.00]	2.00																					
Palo in Opera Battuto in terreno Denso	[1.00 ~ 3.00]	3.00																					
Palo Trivellato in terreno Sciolto	[0.50]	0.50																					
Palo Trivellato in terreno Denso	[0.40]	0.40																					
Coefficiente Parziale per Pali Battuti e Resistenze Verticali																							
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo di Resistenza</th> <th>R1</th> <th>R2</th> <th>R3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>alla Punta</td> <td>1.00</td> <td>1.45</td> <td>1.15</td> </tr> <tr> <td>Laterale in Compressione</td> <td>1.00</td> <td>1.45</td> <td>1.15</td> </tr> <tr> <td>Totale</td> <td>1.00</td> <td>1.45</td> <td>1.15</td> </tr> <tr> <td>Laterale in Trazione</td> <td>1.00</td> <td>1.60</td> <td>1.25</td> </tr> </tbody> </table>				Tipo di Resistenza	R1	R2	R3	alla Punta	1.00	1.45	1.15	Laterale in Compressione	1.00	1.45	1.15	Totale	1.00	1.45	1.15	Laterale in Trazione	1.00	1.60	1.25
Tipo di Resistenza	R1	R2	R3																				
alla Punta	1.00	1.45	1.15																				
Laterale in Compressione	1.00	1.45	1.15																				
Totale	1.00	1.45	1.15																				
Laterale in Trazione	1.00	1.60	1.25																				
Coefficiente Parziale per Pali Trivellati e Resistenze Verticali																							
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo di Resistenza</th> <th>R1</th> <th>R2</th> <th>R3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>alla Punta</td> <td>1.00</td> <td>1.70</td> <td>1.35</td> </tr> <tr> <td>Laterale in Compressione</td> <td>1.00</td> <td>1.45</td> <td>1.15</td> </tr> <tr> <td>Totale</td> <td>1.00</td> <td>1.60</td> <td>1.30</td> </tr> <tr> <td>Laterale in Trazione</td> <td>1.00</td> <td>1.60</td> <td>1.25</td> </tr> </tbody> </table>				Tipo di Resistenza	R1	R2	R3	alla Punta	1.00	1.70	1.35	Laterale in Compressione	1.00	1.45	1.15	Totale	1.00	1.60	1.30	Laterale in Trazione	1.00	1.60	1.25
Tipo di Resistenza	R1	R2	R3																				
alla Punta	1.00	1.70	1.35																				
Laterale in Compressione	1.00	1.45	1.15																				
Totale	1.00	1.60	1.30																				
Laterale in Trazione	1.00	1.60	1.25																				
Coefficiente Parziale per le Resistenze Orizzontali																							
R1: Approccio 1, Combinazione 1	1.00																						
R2: Approccio 1, Combinazione 2	1.60																						
R3: Approccio 2	1.30																						
R4: Approccio 3	1.60																						

Figura 4.4: preferenze per fondazioni profonde

Il calcolo viene condotto secondo l'Approccio 2 (A1 + M1 + R3 - NTC 2018 § 6.4.3.1) per i due terreni omogenei:

a) incoerente "sabbia argillosa mediamente consolidata" - senza falda, con le caratteristiche riportate nella Figura 4.5;

b) coerente "argilla fluviolacustre sabbiosa" con le caratteristiche riportate nella Figura 4.6.

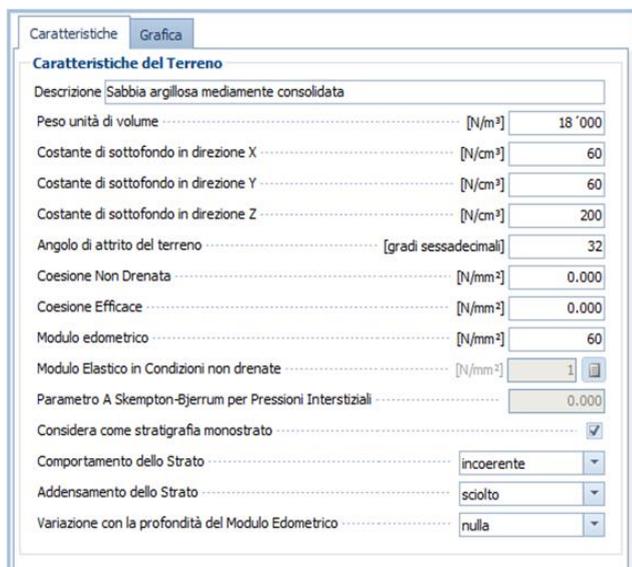


Figura 4.5: Terreno incoerente

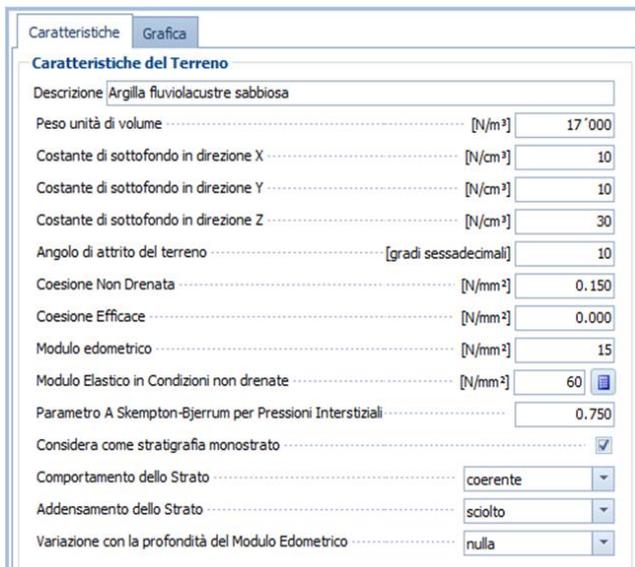


Figura 4.6: Terreno coerente

Esempio 1 (Terreno Incoerente)

- Carico Limite Verticale (Berezantzev) -

Il carico limite verticale ($Q_{lim,v}$) secondo Berezantzev è dato dalla somma di una resistenza alla punta (Q_p) ed una resistenza laterale (Q_L):

$$Q_{lim,v} = Q_p + Q_L,$$

dove:

Q_p = aliquota del carico limite verticale dovuto alla resistenza alla punta;

Q_L = aliquota del carico limite verticale dovuto alla resistenza laterale.

Trattandosi di terreno incoerente il calcolo viene condotto in condizioni **drenate**.

-- Resistenza alla Punta (Q_p) --

La resistenza alla punta, in generale, vale:

$$Q_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot (N_q \cdot \sigma_{VL} + N_c \cdot c) \quad (\text{N.B. 4.1}).$$

Dove:

$N_q = N_q(L/D; \phi)$: preso dalla tabella [funzione del rapporto lunghezza/diametro palo (L/D) e dell'angolo di attrito (ϕ)] proposta da **Berezantzev (N.B. 4.2)**;

L = lunghezza palo;

D = diametro del palo;

ϕ = angolo di attrito del terreno.

$\sigma_{VL} = \gamma_t \cdot Z_{pl}$ = pressione litostatica alla punta del palo;

γ_t = peso specifico del terreno;

Z_{pl} = distanza della punta del palo dal piano campagna ($L + Z_{sv}$);

Z_{sv} = profondità di scavo;

$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi$: relazione di trasformazione;

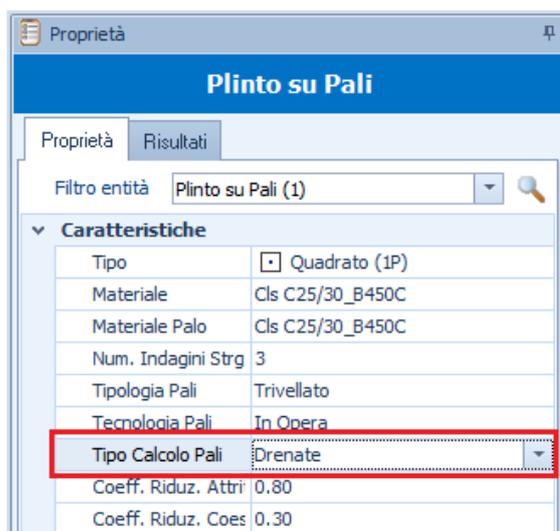
c = coesione efficace.

Nel caso in esame i suddetti parametri assumono i valori:

L = 5,00 m;

D = 0,40 m;

L/D = 12,5;



$$\begin{aligned}\gamma_t &= 18\,000 \text{ N/m}^3; \\ \phi &= 32^\circ; \\ N_q &= N_q(12,5; 32) = 32,5 \text{ (preso dalla tabella di Berezantzev);} \\ Z_{sv} &= 0,65 \text{ m;} \\ Z_{pl} &= (5,00 + 0,65) \text{ m} = 5,65 \text{ m;} \\ \sigma_v &= 18000 \cdot 5,65 = 101700 \text{ N/m}^2; \\ N_c &= (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi = 5,0; \\ c &= 0.\end{aligned}$$

Pertanto, la resistenza alla PUNTA vale:

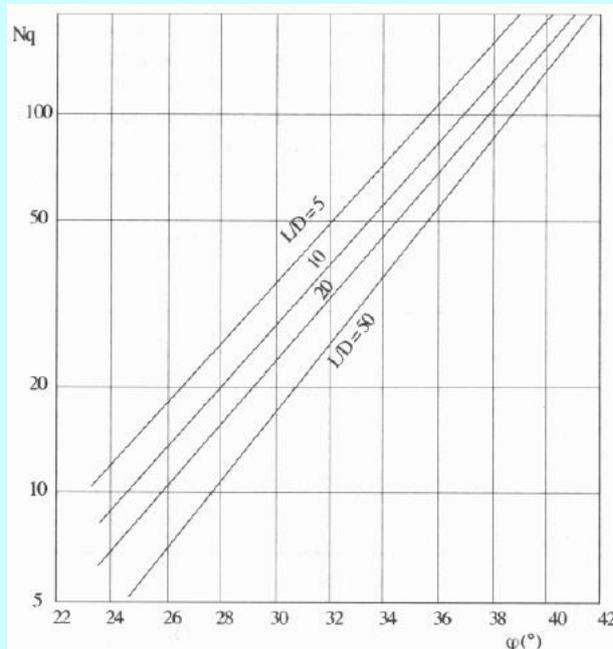
$$Q_p = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot (N_q \cdot \sigma_{vL} + N_c \cdot c) = \pi \cdot \frac{0,40^2}{4} \cdot (32,5 \cdot 101700 + 5,00 \cdot 0) = \mathbf{415\,350 \text{ N.}}$$

N.B. 4.1

$Q_p = 0$, quando il palo non risulta compresso (*palo teso*).

N.B. 4.2

Di seguito si riporta la tabella proposta da Berezantzev per il calcolo di N_q (*abaco figura 13.6 del libro "FONDAZIONI" del prof. Carlo Viggiani, editore Hevelius*).



-- Resistenza Laterale (Q_L) --

Il calcolo della resistenza laterale viene effettuato mediante la relazione:

$$Q_L = \pi \cdot D \cdot L \cdot s,$$

dove:

L = lunghezza del palo;

D = diametro del palo;

$s = \alpha \cdot c + \sigma_h \cdot \mu$: "pressione orizzontale agente lungo il fusto";

α = coefficiente di riduzione della coesione (**N.B. 4.3**);

c = coesione;

$\sigma_h = k \cdot \sigma_v$: tensione/pressione orizzontale nel terreno alla base del palo;

k = coefficiente di trasformazione della pressione da verticale ad orizzontale (**N.B. 4.4**);

$\sigma_{vm} = \gamma_t \cdot Z_{pl,1}$ = pressione litostatica al centro del palo (*poiché la pressione litostatica aumenta linearmente lungo il fusto, ci si riferisce alla pressione media al centro del palo, che si trova a quota $Z_{pl,1}$*);

$\mu = \text{tg}(\phi \cdot A)$: coefficiente attrito (*terreno/palo*). Di natura empirica dipendente dalla tecnologia usata, tiene conto della scabrezza palo-terreno riducendo l'angolo d'attrito, che al massimo può essere pari a ϕ [*il coefficiente A (nell'inspector valore di default 0,8) consente la taratura di detto valore*];

ϕ = angolo di attrito del terreno;

A = coefficiente attrito terreno/palo (**N.B. 4.3**).

Nel caso in esame i suddetti parametri assumono i valori:

$$\begin{aligned}
 L &= 5,00 \text{ m}; \\
 D &= 0,40 \text{ m}; \\
 \alpha &= 0,30; \\
 c &= 0; \\
 \phi &= 32^\circ; \\
 A &= 0,80; \\
 k &= 0,50 \text{ (vedi Figura 4.4 - Palo Trivellato in terreno sciolto)}; \\
 Z_{pl,1} &= (0,65 + 5,00/2) \text{ m} = 3,15 \text{ m}; \\
 \sigma_{vm} &= 18000 \cdot 3,15 = 56700 \text{ N/m}^2; \\
 \sigma_h &= k \cdot \sigma_{vm} = 0,50 \cdot 56700 = 28350 \text{ N/m}^2; \\
 \mu &= \frac{\text{tg}(\phi \cdot A)}{\gamma_M} = \frac{\text{tg}(32 \cdot 0,80)}{1,0} = 0,48 \text{ } (\gamma_M = 1 - \text{tab. 6.2.II delle NTC 2018 - colonna M1});
 \end{aligned}$$

Quindi:

$$s = \alpha \cdot c + \sigma_h \cdot \mu = 0,30 \cdot 0 + 28350 \cdot 0,48 = 13583 \text{ N/m}^2.$$

Pertanto, la resistenza LATERALE vale:

$$Q_l = \pi \cdot D \cdot L \cdot s = \pi \cdot 0,40 \cdot 5,00 \cdot 13583 = \mathbf{85\ 345\ N}.$$

N.B. 4.3

In EdiLus, il coefficiente di riduzione della coesione (α) e il coefficiente di attrito terreno/palo (A) si trovano nella toolbox delle **Proprietà** -> **Caratteristiche**:

- A: nella cella "**Coefficiente Attrito Pali (A)**" (default 0,80);
- α : nella cella "**Coeff. Riduz. Coesione Pali (alfa)**" (default 0,30).



Plinto su Pali	
Proprietà Risultati	
Filtro entità Plinto su Pali (1)	
Caratteristiche	
Tipo	<input type="checkbox"/> Quadrato (1P)
Materiale	Cls C25/30_B450C
Materiale Palo	Cls C25/30_B450C
Num. Indagini Strg. Significative	3
Tipologia Pali	Trivellato
Tecnologia Pali	In Opera
Tipo Calcolo Pali	Minimo tra Drenate e NON Drenate
Coeff. Riduz. Attrito Pali (A)	0.80
Coeff. Riduz. Coesione Pali (alfa)	0.30

N.B. 4.4

In EdiLus, i Coefficienti di trasformazione della Pressione da Verticale ad Orizzontale (k) si trovano nei **DATI della STRUTTURA** -> **Preferenze di Calcolo** -> **Fondazioni** (vedi figura).

Qui vengono proposti i valori di k in funzione delle varie tipologie di pali e dell'addensamento dello strato di terreno (definito nel Terreno/Stratigrafia).

I valori di K riportati in EdiLus sono presi dalla Tabella 13.2 del libro "FONDAZIONI" del prof. Carlo Viggiani, editore Hevelius.



Preferenze di Calcolo	
Preferenze per fondazioni DIRETTE	
Preferenze per fondazioni PROFONDE	
Generali	
Numero Indagini Stratigrafiche Effettuate	3
Coefficiente trasformazione della Pressione sui PALI da Verticale in Orizzontale	
Palo Prefabbricato Battuto in terreno Sciolto	[0.70 ~ 1.00] 0.70
Palo in Opera Battuto in terreno Sciolto	[0.70 ~ 1.00] 1.00
Palo Prefabbricato Battuto in terreno Denso	[1.00 ~ 3.00] 2.00
Palo in Opera Battuto in terreno Denso	[1.00 ~ 3.00] 3.00
Palo Trivellato in terreno Sciolto	[0.50] 0.50
Palo Trivellato in terreno Denso	[0.40] 0.40

-- Resistenza verticale ($Q_{Rd,v}$) --

Alle due resistenze appena calcolate occorre applicare i coefficienti:

- a) di riduzione per il numero di verticali indagate (NTC 2018 - § 6.4.3.1.1. punto b).

Nel caso in esame sono state effettuate 3 indagini (default), per cui le resistenze vanno ridotte del coefficiente $\xi_3 = 1,6$ (NTC 2018 - tab. 6.4.IV - N.B. 4.5).

N.B. 4.5
Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

 b) parziale (γ_R) della tabella 6.4.II.

Nel caso in esame essendo i pali trivellati, dalla colonna (R3) si hanno (N.B. 4.6):

- base -> $\gamma_R = 1,35$;
- laterale -> $\gamma_R = 1,15$.

N.B. 4.6
Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tenendo conto dei suddetti coefficienti le resistenze diventano:

$$Q_{Rd,V,Pt} = \frac{Q_p}{\xi_3 \cdot \gamma_R} = \frac{415350}{1,60 \cdot 1,35} = 192\ 292\ \text{N.}$$

$$Q_{Rd,V,Lt} = \frac{Q_L}{\xi_3 \cdot \gamma_R} = \frac{85345}{1,60 \cdot 1,15} = 46\ 383\ \text{N.}$$

Per cui la resistenza totale vale:

$$Q_{Rd,V} = Q_{RdV,Pt} + Q_{RdV,Lt} = 192\ 292\ \text{N} + 46\ 383\ \text{N} = \mathbf{238\ 675\ \text{N.}}$$

-- Carico verticale di progetto ($Q_{Ed,V}$) --

 Il carico verticale di progetto è dato dalla somma del peso del Pilastro (P_{Pil}) + peso del Plinto (P_{Pln}) + carico in testa (F_Z) + la differenza tra il peso del palo (P_{Palo}) ed il peso del terreno asportato (P_{ta}) (in presenza di falda viene sottratta l'eventuale spinta dell'acqua).

Quindi:

$$Q_{Ed,V} = P_{Pil} + P_{Pln} + F_Z + (P_{Palo} - P_{ta}),$$

dove:

$$P_{Pil} = 25000\ \text{N/m}^3 \cdot (0,30\text{m} \cdot 0,50\text{m} \cdot 3,00\text{m}) = 11\ 250\ \text{N};$$

$$P_{Pln} = 25000\ \text{N/m}^3 \cdot (0,80\text{m} \cdot 0,80\text{m} \cdot 0,50\text{m}) = 8\ 000\ \text{N};$$

$$F_Z = 100000\ \text{N};$$

$$P_{Palo} = \gamma_{cls} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot L = 25000 \cdot \frac{\pi \cdot 0,40^2}{4} \cdot 5,00 = 15\ 708\ \text{N};$$

$$P_{ta} = \gamma_t \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot L = 18000 \cdot \frac{\pi \cdot 0,40^2}{4} \cdot 5,00 = 11\ 310\ \text{N.}$$

Quindi, ricordando che si tratta di un carico permanente (amplificare per 1,30) si ha:

$$Q_{Ed,V} = 1,30 \cdot [P_{Pil} + P_{Pln} + F_Z + (P_{Palo} - P_{ta})] = 1,30 \cdot [11250\ \text{N} + 8000\ \text{N} + 100000\ \text{N} + (15708 - 11310)\ \text{N}] = 1,30 \cdot 123648\ \text{N} = \mathbf{160\ 743\ \text{N.}}$$

-- Verifica --

Il coefficiente di sicurezza è dato da:

$$CS = \frac{Q_{Rd,V}}{Q_{Ed}} = \frac{238675}{160743} = \mathbf{1,48.}$$

-- Confronto --

Relativamente al carico limite verticale, di seguito si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus:

Plinto su Pali 1		Fondazione	Plinto su Pali 1		Fondazione
Id _{Nd,sup}		00001	Id _{Nd,sup}		00001
Q _{Ed,V}		160.743	Q _{Ed,V}		160.743
Q _{Ed,O}		-	Q _{Ed,O}		26.000
Q _{Rd,V}		238.675	Q _{Rd,V}		238.675
Q _{Rd,V,Pt}		192.292	Q _{Rd,V,Pt}		192.292
Q _{Rd,V,Lt}		46.383	Q _{Rd,V,Lt}		46.383
Q _{Rd,O}		-	Q _{Rd,O}		55.120
M _{max,O}		-	M _{max,O}		69019
T.R.		-	T.R.		Palo Lungo
Z _{c,pls}		-	Z _{c,pls}		1,81
CS _V		1,48	CS _V		1,48
CS _O		-	CS _O		2,12

Calcolo Manuale

EdiLus

- Palo caricato da forze orizzontali (Broms) -

In questa trattazione supporremo sempre i pali vincolati in testa poiché in EdiLus essi si trovano in ogni caso ancorati alla sovrastruttura.

-- Momento plastico del palo --

Per la determinazione del carico limite orizzontale occorre calcolare il momento plastico (M_Y) della sezione del palo. In EdiLus ciò viene fatto interpolando opportunamente i valori della tabella della **N.B. 4.7**.

Nel caso in esame la sezione del palo è armata con 6 ϕ 16, per cui dall'interpolazione si ottiene:

$$M_Y = \mathbf{69\ 019\ Nm.}$$

N.B. 4.7

Di seguito si riporta la tabella 13.16 riportata nel testo "FONDAZIONI" del prof. Carlo Viggiani, editore Hevelius (edizione del '99).

Diametro (m)	Armatura	M _Y (kNm)*
0,40	6 ϕ 16	61,8
	8 ϕ 20	114,7
	8 ϕ 24	177,5
0,50	6 ϕ 16	89,2
	8 ϕ 20	215,7
	8 ϕ 24	347,1
0,60	8 ϕ 16	154,0
	12 ϕ 24	384,4
	12 ϕ 30	600,1
0,80	10 ϕ 20	365,8
	20 ϕ 24	994,3
	22 ϕ 30	1 574
1,00	16 ϕ 20	714,9
	22 ϕ 26	1 672
	30 ϕ 30	2 778
1,20	16 ϕ 24	1 235
	26 ϕ 26	2 330
	38 ϕ 30	4 333
1,50	24 ϕ 24	2 411
	40 ϕ 26	4 551
	44 ϕ 30	6 553

(*) Il valore di M_Y è calcolato per $R_{ck} = 250$ e con FeB38K; si è assunto un copriferro di 5 cm.

-- Carico Limite Orizzontale - (Hp palo vincolato e terreno incoerente) --

Nella fase di calcolo occorre verificare se il meccanismo di rottura del palo è per:

- **Palo corto** \Rightarrow (plasticizzazione terreno);
- **Palo intermedio** \Rightarrow (plasticizzazione palo).
- **Palo lungo**

Il riferimento bibliografico di quando riportato di seguito è il § 13.2.5 del Viggiani.

• HP1: Palo CORTO

Con tale meccanismo si ipotizza che non si formino cerniera plastiche sul fusto del palo (*Figura 4.7*).

Affinché l'ipotesi sia valida, e procedere al calcolo di H_{lim} , occorre verificare che (*vedi § 13.2.5 del Viggiani*):

$$M_{max} \leq M_y;$$

dove:

M_{max} = massimo momento flettente nel palo;
 M_y = momento di plasticizzazione.

Il massimo momento flettente (M_{max}) in testa al palo è dato da:

$$M_{max} = \frac{2}{3} \cdot H \cdot L.$$

con:

L = lunghezza/profondità del palo;

$H = 1,5 \cdot L^2 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D$ = azione sul palo, data dall'equilibrio alla traslazione orizzontale;

con:

γ = peso specifico del terreno;

D = diametro palo;

$k_p = \text{tg}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$: coefficiente di spinta passiva;

ϕ = angolo di attrito del terreno.

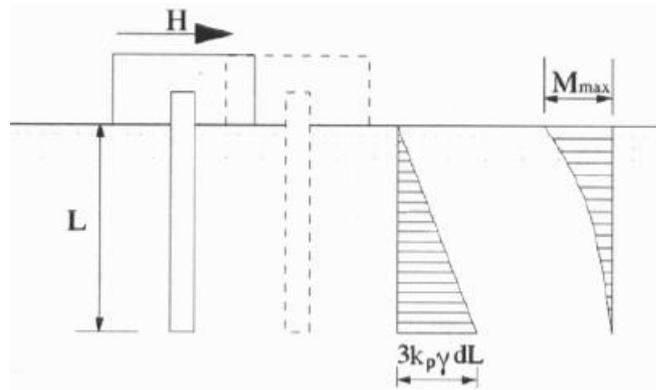


Figura 4.7: Hp palo Corto

Quindi, per il caso in esame:

$L = 5,00$ m;

$\gamma = 18\,000$ N/m³;

$D = 0,40$ m;

$\phi = 32^\circ$;

$$k_p = \text{tg}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \text{tg}^2\left(45 + \frac{32}{2}\right) = 3,25;$$

$$H = 1,5 \cdot L^2 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D = 1,5 \cdot 5,00^2 \cdot 3,25 \cdot 18000 \cdot 0,40 = 878\,739 \text{ N.}$$

Per cui:

$$M_{max} = \frac{2}{3} \cdot H \cdot L = \frac{2}{3} \cdot 878739 \cdot 5,00 = \mathbf{2\,929\,129 \text{ Nm.}}$$

Poiché, M_{max} è di gran lunga superiore a quello ultimo del palo l'ipotesi di palo "corto" non è valida.

• HP2: Palo LUNGO

Con tale meccanismo si ipotizza la formazione sul palo di due cerniere plastiche (*Figura 4.8*):

- una all'attacco palo-fondazione;
- una lungo il fusto del palo a profondità "f".

L'ipotesi è valida se $f < L$.

In questa ipotesi il carico limite orizzontale (H) è dato dalla relazione (13.47 del Viggiani):

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \sqrt[3]{\left(3,674 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2} \quad (\text{vedi N.B. 4.8}).$$

Da cui:

$$H = \sqrt[3]{k_p \cdot \gamma \cdot d \cdot (3,674 \cdot M_y)^2}.$$

Quindi, per il caso in esame:

$$\phi = 32^\circ;$$

$$k_p = \text{tg}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \text{tg}^2\left(45 + \frac{32}{2}\right) = 3,25;$$

$$\gamma = 18\,000 \text{ N/m}^3;$$

$$d = D = 0,40 \text{ m};$$

$$M_y = 69\,019 \text{ Nm}.$$

Per cui:

$$H = \sqrt[3]{3,25 \cdot 18000 \cdot 0,4 \cdot (3,674 \cdot 69019)^2} = \mathbf{114\,589 \text{ N}}.$$

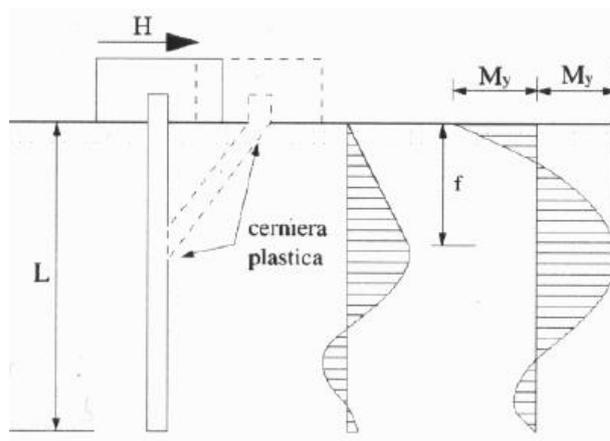


Figura 4.8: Hp palo Lungo

N.B. 4.8

Il valore esatto nella (13.40) del Viggiani è $\sqrt{2/3} = 0,816496$, per cui il valore esatto sotto radice nella (13.47) è $3,6742346 (3/\sqrt{2/3})$ e non 3,676.

A questo punto possiamo calcolare la profondità "f" mediante la relazione:

$$f = \frac{3 \cdot M_y}{H} = \frac{3 \cdot 69019}{114589} = \mathbf{1,807 \text{ m}}.$$

Poiché $f < L$ il palo ha effettivamente comportamento "lungo" e quindi:

$$\mathbf{H = 114\,589 \text{ N}}.$$

N.B. 4.9

Se la profondità "f" fosse stata $\geq L$ -> il comportamento del palo sarebbe stato "intermedio", ossia si sarebbe formata unicamente la cerniera all'attacco con la fondazione.

In tal caso il carico limite orizzontale è dato dalla relazione:

$$H = \frac{M_y}{L} + \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D \cdot L^2 \quad (\text{relazione che porta alla 13.46 del Viggiani}).$$

-- Resistenza orizzontale ($Q_{Rd,0}$) --

Alla resistenza appena calcolata occorre applicare i coefficienti:

- di riduzione per il numero di verticali indagate (NTC 2018 - § 6.4.3.1.1. punto b).
Nel caso in esame sono state effettuate 3 indagini (default), per cui le resistenze vanno ridotte del coefficiente $\xi_3 = \mathbf{1,6}$ (NTC 2018 - tab. 6.4.IV - N.B. 4.5).
- parziale (γ_R) della tabella 6.4.II.
Nel caso in esame essendo i pali trivellati, dalla colonna (R3) si ha $\gamma_R = \mathbf{1,30}$ (N.B. 4.10).

N.B. 4.10

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tenendo conto dei suddetti coefficienti la resistenza diventa:

$$Q_{Rd,O} = \frac{H}{\xi_3 \cdot \gamma_R} = \frac{114589}{1,60 \cdot 1,30} = \mathbf{55\ 091\ N.}$$

-- Carico orizzontale di progetto ($Q_{Ed,O}$) --

Il carico orizzontale di progetto è dato dalla forza orizzontale (F_Y) applicata in testa al pilastro. Quindi, ricordando che si tratta di un carico permanente (*amplificare per 1,30*) si ha:

$$Q_{Ed,O} = 1,3 \cdot F_Y = 1,3 \cdot 20000\ N = \mathbf{26\ 000\ N.}$$

-- Verifica --

Il coefficiente di sicurezza è dato da:

$$CS = \frac{Q_{Rd,O}}{Q_{Ed,O}} = \frac{55091}{26000} = \mathbf{2,12.}$$

-- Confronto --

Relativamente al carico limite orizzontale, di seguito si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di Edilus:

Plinto su Pali 1	Fondazione
Id_{Nd,sup}	00001
Q_{Ed,V}	-
Q_{Ed,O}	26.000
Q_{Rd,V}	-
Q_{Rd,V,Pt}	-
Q_{Rd,V,Lt}	-
Q_{Rd,O}	55.091
M_{max,O}	69019
T.R.	Palo Lungo
Z_{c,pls}	1,81
CS_V	-
CS_O	2,12

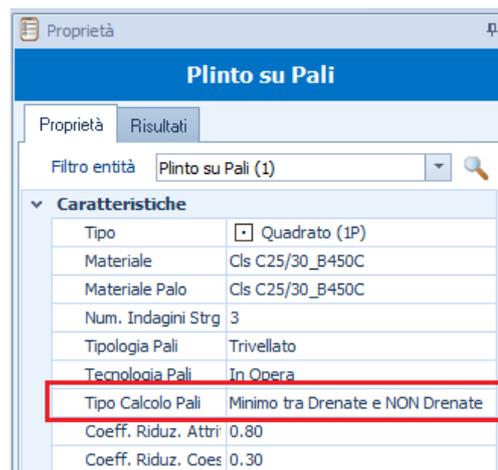
Calcolo Manuale

Plinto su Pali 1	Fondazione
Id_{Nd,sup}	00001
Q_{Ed,V}	160.743
Q_{Ed,O}	26.000
Q_{Rd,V}	238.675
Q_{Rd,V,Pt}	192.292
Q_{Rd,V,Lt}	46.383
Q_{Rd,O}	55.120
M_{max,O}	69019
T.R.	Palo Lungo
Z_{c,pls}	1,81
CS_V	1,48
CS_O	2,12

Edilus

Esempio 2 (Terreno Coerente)

Nelle proprietà del plinto su Pali è stato scelto di effettuare un calcolo che dia i valori minimi del carico limite tra quello calcolato in condizioni drenate ed in condizioni non drenate.



Proprietà	
Plinto su Pali	
Proprietà	Risultati
Filtro entità	Plinto su Pali (1)
Caratteristiche	
Tipo	Quadrato (1P)
Materiale	Cls C25/30_B450C
Materiale Palo	Cls C25/30_B450C
Num. Indagini Strg	3
Tipologia Pali	Trivellato
Tecnologia Pali	In Opera
Tipo Calcolo Pali	Minimo tra Drenate e NON Drenate
Coeff. Riduz. Attri	0.80
Coeff. Riduz. Coes	0.30

- Condizioni Drenate e Non Drenate -

Drenate	Non Drenate
Si considera sia l'attrito (ϕ) che la coesione efficace ($c' = 0$ nel caso in esame).	Si considera l'angolo di attrito nullo ($\phi = 0$) e la coesione non drenata (c_u).

-- Carico Limite Verticale (Punta e Laterale) --

Il carico limite verticale ($Q_{lim,v}$) secondo Berezantzev è dato:

$$Q_{lim,v} = Q_p + Q_L$$

• Resistenza alla Punta (Q_p)

La resistenza alla punta, in generale, vale:

$$Q_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot (N_q \cdot \sigma_{VL} + N_c \cdot c)$$

Drenate	Non Drenate
<p>Nel caso in esame i suddetti parametri assumono i valori:</p> <p>$L = 5,00$ m; $D = 0,40$ m; $L/D = 12,5$; $\gamma_t = 17000$ N/m³; $\phi = 10^\circ$; $N_q = N_q(12,5; 10) = 2,994$ (preso dalla tabella di Berezantzev); $Z_{sv} = 0,65$ m; $Z_{pl} = (5,00 + 0,65)$ m = 5,65 m; $\sigma_v = 17000 \cdot 5,65 = 96050$ N/m²; $N_c = (2,994 - 1) \cdot \text{ctg}10 = 11,31$; $c = c' = 0$.</p> <p>Pertanto, la resistenza alla PUNTA vale:</p> $Q_p = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot (N_q \cdot \sigma_{VL} + N_c \cdot c) =$ $= \pi \cdot \frac{0,40^2}{4} \cdot (2,994 \cdot 96050 + 11,31 \cdot 0) =$ <p>= 36 138 NN.</p>	<p>Nel caso in esame i suddetti parametri assumono i valori:</p> <p>$L = 5,00$ m; $D = 0,40$ m; $L/D = 12,5$; $\gamma_t = 17000$ N/m³; $\phi = 0^\circ$; $N_q = 1,00$ (N.B. 4.11); $Z_{sv} = 0,65$ m; $Z_{pl} = (5,00 + 0,65)$ m = 5,65 m; $\sigma_v = 17000 \cdot 5,65 = 96050$ N/m²; $N_c = 9,00$ (N.B. 4.11); $c = c_u = 150000$ N/m².</p> <p>Pertanto, la resistenza alla PUNTA vale:</p> $Q_p = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot (N_q \cdot \sigma_{VL} + N_c \cdot c) =$ $= \pi \cdot \frac{0,40^2}{4} \cdot (1,00 \cdot 96050 + 9,00 \cdot 150000) =$ <p>= 181 716 N.</p>

N.B. 4.11

Per pali in terreni coerenti (argilla) in condizioni non drenate ($\phi = 0$, $c = c_u$) si assumono i seguenti valori di N_c e N_q proposti da Skempton:

$N_c = 9,00$ (valore in corrispondenza della punta del palo);
 $N_q = 1,00$.

• Resistenza Laterale (Q_L)

Il calcolo della resistenza laterale viene effettuato mediante la relazione:

$$Q_L = \pi \cdot D \cdot L \cdot s,$$

Drenate	Non Drenate
<p>Nel caso in esame i suddetti parametri assumono i valori:</p> <p> $L = 5,00$ m; $D = 0,40$ m; $\alpha = 0,30$; $c = 0$; $\phi = 10^\circ$; $A = 0,80$; $k = 0,50$ (vedi Figura 4.4 - Palo Trivellato in terreno sciolto); $Z_{pl,1} = (0,65 + 5,00/2)$ m = 3,15 m; $\sigma_{vm} = 17000 \cdot 3,15 = 53550$ N/m²; $\sigma_h = k \cdot \sigma_{vm} = 0,50 \cdot 53550 = 26775$ N/m²; $\mu = \frac{\text{tg}(\phi \cdot A)}{\gamma_M} = \frac{\text{tg}(10 \cdot 0,80)}{1,0} = 0,14$; Quindi: $s = \alpha \cdot c + \sigma_h \cdot \mu = 0,30 \cdot 0 + 26775 \cdot 0,14 = 3763$ N/m². Pertanto, la resistenza LATERALE vale: $Q_L = \pi \cdot D \cdot L \cdot s = \pi \cdot 0,40 \cdot 5,00 \cdot 3763 = \mathbf{23\ 644\ N}$. </p>	<p>Nel caso in esame i suddetti parametri assumono i valori:</p> <p> $L = 5,00$ m; $D = 0,40$ m; $\alpha = 0,30$; $c = c_u = 150000$ N/m²; $\phi = 0^\circ$; $A = 0,80$; $k = 0,50$; $Z_{pl,1} = (0,65 + 5,00/2)$ m = 3,15 m; $\sigma_{vm} = 17000 \cdot 3,15 = 53550$ N/m²; $\sigma_h = k \cdot \sigma_{vm} = 0,50 \cdot 53550 = 26775$ N/m²; $\mu = \frac{\text{tg}(\phi \cdot A)}{\gamma_M} = \frac{\text{tg}(0 \cdot 0,80)}{1,0} = 0$. Quindi: $s = \alpha \cdot c + \sigma_h \cdot \mu = 0,30 \cdot 150000 + 26775 \cdot 0 = 4500$ N/m². Pertanto, la resistenza LATERALE vale: $Q_L = \pi \cdot D \cdot L \cdot s = \pi \cdot 0,40 \cdot 5,00 \cdot 4500 = \mathbf{282\ 743\ N}$. </p>

• Resistenza Totale

Alle due resistenze appena calcolate occorre applicare i coefficienti ξ_3 (1,6) e γ_R (base 1,35 e laterale 1,15). Tenendo conto dei suddetti coefficienti le resistenze diventano:

Drenate	Non Drenate
$Q_{RdV,Pt} = \frac{Q_P}{\xi_3 \cdot \gamma_R} = \frac{36138}{1,60 \cdot 1,35} = 16\ 731$ N. $Q_{RdV,Lt} = \frac{Q_L}{\xi_3 \cdot \gamma_R} = \frac{23644}{1,60 \cdot 1,15} = 12\ 850$ N. Per cui la resistenza totale vale: $Q_{RdV} = Q_{RdV,Pt} + Q_{RdV,Lt} = 16\ 731$ N + 12 850 N = 29 581 N .	$Q_{RdV,Pt} = \frac{Q_P}{\xi_3 \cdot \gamma_R} = \frac{181716}{1,60 \cdot 1,35} = 84\ 128$ N. $Q_{RdV,Lt} = \frac{Q_L}{\xi_3 \cdot \gamma_R} = \frac{282743}{1,60 \cdot 1,15} = 153\ 665$ N. Per cui la resistenza totale vale: $Q_{RdV} = Q_{RdV,Pt} + Q_{RdV,Lt} = 84\ 128$ N + 153 665 N = 237 793 N .

-- Resistenza verticale ($Q_{Rd,V}$) --

Avendo ipotizzato il calcolo del carico limite verticale come minimo tra la condizione drenata e non drenata risulta:

Drenate	Non Drenate	Minimo
$Q_{Rd,V,Dr}$ [N] 29 581	$Q_{Rd,V,NDr}$ [N] 237 793	$Q_{Rd,V}$ [N] 29 581

-- Carico verticale di progetto ($Q_{Ed,V}$) --

Il carico verticale di progetto è dato dalla somma del peso del Pilastro (P_{Pil}) + peso del Plinto (P_{Pln}) + carico in testa (F_Z) + la differenza tra il peso del palo (P_{Palo}) ed il peso del terreno asportato (P_{ta}) (in presenza di falda viene sottratta l'eventuale spinta dell'acqua).

Quindi:

$$Q_{Ed,V} = P_{Pil} + P_{Pln} + F_Z + (P_{Palo} - P_{ta}),$$

dove:

$$P_{Pil} = 25000 \text{ N/m}^3 \cdot (0,30\text{m} \cdot 0,50\text{m} \cdot 3,00\text{m}) = 11\ 250 \text{ N};$$

$$P_{Pln} = 25000 \text{ N/m}^3 \cdot (0,80\text{m} \cdot 0,80\text{m} \cdot 0,50\text{m}) = 8\ 000 \text{ N};$$

$$F_Z = 100000 \text{ N};$$

$$P_{\text{Palo}} = \gamma_{\text{cls}} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot L = 25000 \cdot \frac{\pi \cdot 0,40^2}{4} \cdot 5,00 = 15\,708 \text{ N};$$

$$P_{\text{ta}} = \gamma_{\text{t}} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot L = 17000 \cdot \frac{\pi \cdot 0,40^2}{4} \cdot 5,00 = 10\,681 \text{ N}.$$

Quindi, ricordando che si tratta di un carico permanente (*occorre amplificare per 1,30*) si ha:

$$Q_{\text{Ed,V}} = 1,30 \cdot [P_{\text{Pil}} + P_{\text{Pln}} + F_{\text{Z}} + (P_{\text{Palo}} - P_{\text{ta}})] = 1,30 \cdot [11\,250 \text{ N} + 8\,000 \text{ N} + 100\,000 \text{ N} + (15\,708 - 10\,681) \text{ N}] = 1,30 \cdot 124\,276 \text{ N} = \mathbf{161\,560 \text{ N}}.$$

-- Verifica --

Il coefficiente di sicurezza è dato da:

$$CS = \frac{Q_{\text{Rd,V}}}{Q_{\text{Ed}}} = \frac{29581}{161560} = \mathbf{0,18}.$$

-- Confronto --

Relativamente al carico limite verticale, di seguito si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus:

Plinto su Pali 1	Fondazione
Id _{Nd,sup}	00001
Q _{Ed,V}	161.560
Q _{Ed,O}	-
Q _{Rd,V}	29.581
Q _{Rd,V,Pt}	16.731
Q _{Rd,V,Lt}	12.850
Q _{Rd,O}	-
M _{max,O}	-
T.R.	-
Z _{c,pls}	-
CS _V	0,18
CS _O	-

Calcolo Manuale

Plinto su Pali 1	Fondazione
Id _{Nd,sup}	00001
Q _{Ed,V}	161.560
Q _{Ed,O}	26.000
Q _{Rd,V}	29.582
Q _{Rd,V,Pt}	16.732
Q _{Rd,V,Lt}	12.850
Q _{Rd,O}	86.561
M _{max,O}	69019
T.R.	Palo Lungo
Z _{c,pls}	0,93
CS _V	0,18
CS _O	3,33
<u>Il coefficiente di sicurezza per carichi verticali è inferiore al minimo consentito.</u>	

EdiLus

- Palo caricato da forze orizzontali (Broms) -

Anche in questo caso valgono le considerazioni fatte per il terreno incoerente.

-- Momento plastico del palo --

Nel caso in esame la sezione del palo è armata con 6 ϕ 16, per cui dall'interpolazione (**N.B. 4.7**) si ottiene:

$$M_{\text{y}} = \mathbf{69\,019 \text{ Nm}}.$$

-- Carico Limite Orizzontale - (Hp palo vincolato e terreno incoerente) --

Il riferimento bibliografico di quando riportato di seguito è il § 13.2.3 del Viggiani.

• HP1: Palo CORTO

Con tale meccanismo si ipotizza che non si formano cerniera plastiche sul fusto del palo (*Figura 4.9*).

Affinché l'ipotesi sia valida, e procedere al calcolo di H_{lim} , occorre verificare che (vedi § 13.2.5 del Viggiani):

$$M_{max} \leq M_y;$$

dove:

M_{max} = massimo momento flettente nel palo;
 M_y = momento di plasticizzazione.

Il massimo momento flettente (M_{max}) in testa al palo in caso di terreno incoerente è dato da:

$$M_{max} = c_u \cdot d^3 \cdot \left[4,5 \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^2 - 10,125 \right].$$

con:

c_u = coesione non drenata;
 D = diametro palo;
 L = lunghezza/profondità del palo.

Quindi, per il caso in esame:

$c_u = 5,00 \text{ N/mm}^2 = 150\,000 \text{ N/m}^2$;
 $d = D = 0,40 \text{ m}$;
 $L = 5,00 \text{ m}$.

Per cui:

$$M_{max} = c_u \cdot d^3 \cdot \left[4,5 \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^2 - 10,125 \right] = 150000 \cdot 0,40^3 \cdot \left[4,5 \cdot \left(\frac{5,00}{0,40} \right)^2 - 10,125 \right] = \mathbf{6\,652\,800 \text{ Nm}}.$$

Poiché, M_{max} è di gran lunga superiore a quello ultimo del palo l'ipotesi di palo "corto" non è valida.

• HP2: Palo LUNGO

Con tale meccanismo si ipotizza la formazione sul palo di due cerniere plastiche (Figura 4.10):

- una all'attacco palo-fondazione;
- una lungo il fusto del palo a profondità "f".

L'ipotesi è valida se $f < L$.

In questa ipotesi il carico limite orizzontale (H) è dato dalla relazione (13.36 del Viggiani):

$$\frac{H}{c_u \cdot d^2} = -13,5 + \sqrt{182,25 + 36 \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot d^3}}.$$

Da cui:

$$H = c_u \cdot d^2 \cdot \left[-13,5 + \sqrt{182,25 + 36 \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot d^3}} \right].$$

Quindi, per il caso in esame:

$c_u = 5,00 \text{ N/mm}^2 = 150\,000 \text{ N/m}^2$;
 $d = D = 0,40 \text{ m}$;
 $M_y = 69\,019 \text{ Nm}$.

Per cui:

$$H = c_u \cdot d^2 \cdot \left[-13,5 + \sqrt{182,25 + 36 \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot d^3}} \right] = 150000 \cdot 0,4^2 \cdot \left[-13,5 + \sqrt{182,25 + 36 \cdot \frac{69019}{150000 \cdot 0,4^3}} \right] = 180\,183 \text{ N}.$$

A questo punto possiamo calcolare la profondità "f" mediante la relazione (13.33 - Viggiani):

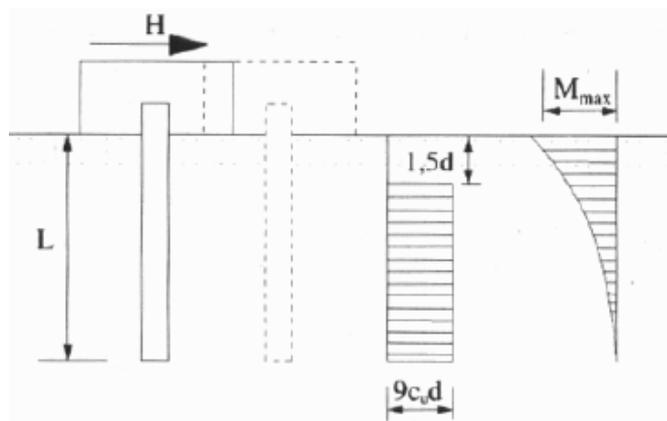


Figura 4.9: Hp palo Corto

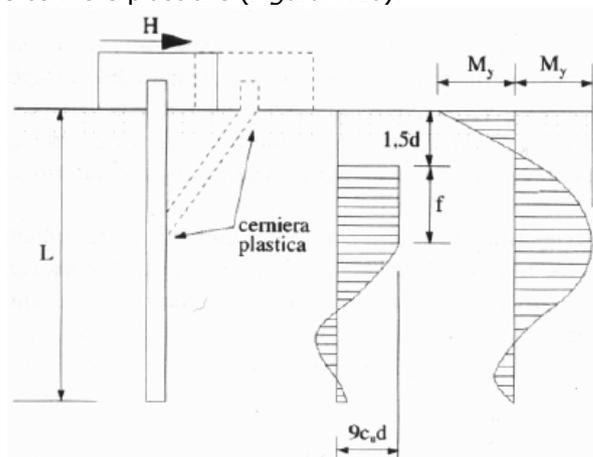


Figura 4.10: Hp palo Lungo

$$f = \frac{H}{9 \cdot c_u \cdot d} = \frac{164005}{9 \cdot 150000 \cdot 0,40} = 0,334 \text{ m},$$

a cui bisogna sommare $1,5 \cdot d = 0,600 \text{ m}$ per considerare la parte inefficiente di inizio palo, ottenendo in totale:

$$f_{\text{tot}} = 0,334 \text{ m} + 0,600 \text{ m} = 0,934 \text{ m}.$$

Poiché $f_{\text{tot}} < L$ il palo ha effettivamente comportamento "lungo" e quindi:

$$H = 180\,183 \text{ N}.$$

-- Resistenza orizzontale ($Q_{Rd,O}$) --

Alla resistenza appena calcolata occorre applicare i coefficienti $\xi_3 (1,6)$ e $\gamma_R (1,30)$.
Tenendo conto dei suddetti coefficienti la resistenza diventa:

$$Q_{Rd,O} = \frac{H}{\xi_3 \cdot \gamma_R} = \frac{180183}{1,60 \cdot 1,30} = 86\,626 \text{ N}.$$

-- Carico orizzontale di progetto ($Q_{Ed,O}$) --

Il carico orizzontale di progetto è dato dalla forza orizzontale (F_Y) applicata in testa al pilastro.
Quindi, ricordando che si tratta di un carico permanente (*amplificare per 1,30*) si ha:

$$Q_{Ed,O} = 1,3 \cdot F_Y = 1,3 \cdot 20000 \text{ N} = 26\,000 \text{ N}.$$

-- Verifica --

Il coefficiente di sicurezza è dato da:

$$CS = \frac{Q_{Rd,O}}{Q_{Ed,O}} = \frac{86626}{26000} = 3,33.$$

-- Confronto --

Relativamente al carico limite orizzontale, di seguito si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus:

Plinto su Pali 1	Fondazione
Id_{Nd,sup}	00001
Q_{Ed,V}	-
Q_{Ed,O}	26.000
Q_{Rd,V}	-
Q_{Rd,V,Pt}	-
Q_{Rd,V,Lt}	-
Q_{Rd,O}	86.626
M_{max,O}	69019
T.R.	Palo Lungo
Z_{c,pls}	0,93
CS_V	-
CS_O	3,33

Calcolo Manuale

Plinto su Pali 1	Fondazione
Id_{Nd,sup}	00001
Q_{Ed,V}	161.560
Q_{Ed,O}	26.000
Q_{Rd,V}	29.582
Q_{Rd,V,Pt}	16.732
Q_{Rd,V,Lt}	12.850
Q_{Rd,O}	86.561
M_{max,O}	69019
T.R.	Palo Lungo
Z_{c,pls}	0,93
CS_V	0,18
CS_O	3,33

Il coefficiente di sicurezza per carichi verticali è inferiore al minimo consentito.

EdiLus

5 (GEO) - Test di Validazione n.05 (Q_{lim} Pali in stratigrafia)

Titolo: **Verifica di carico limite dei pali in stratigrafia.**

I file di EdiLus (CA) sono: **GEO_Palo_Stratigrafia.EDL.**

Si espone di seguito il procedimento di calcolo adottato per la verifica di carico limite dei pali in presenza di stratigrafia.

In EdiLus il carico limite dei pali viene calcolato con la metodologia di:

- **Berezantzev**, se caricati con forze assiali.
- **Broms**, se caricati con forze orizzontali.

Per semplicità di esposizione si fa riferimento ad un esempio costituito da un plinto monopalo in un terreno omogeneo costituito da due strati.

Dati

- Analisi/Verifiche -

- Analisi sismica: Nessuna.
- Verifiche di sicurezza: Approccio 2 ($A1 + M1 + R3 - NTC 2018 \text{ § } 6.4.3.1$).

- Palo - (Figura 5.1 e Figura 5.2)

- Diametro (D) = 0,40 m.
- Lunghezza (L) = 5,00 m.
- Tipologia = Trivellato.
- Tecnologia = in opera.
- Numero indagini stratigrafiche = 3.
- Coefficiente di riduzione Attrito pali (A) = 0,80.
- Coefficiente di riduzione Coesione pali (α) = 0,80.
- Terreno/Stratigrafia = Val_Stratigrafia.
- Profondità di scavo (Z_{sv}) = 0,00 m.
- Materiale = Cls C25/30_B450C (con peso specifico $\gamma_c = 25\,000\text{ N/m}^3$).

- Plinto monopalo - (Figura 5.1)

- Lunghezza (B_{pl}) = 0,80 m.
- Larghezza (L_{pl}) = 0,80 m.
- Altezza (H_{pl}) = 0,50 m.
- Spessore magrone (s_m) = 0,00 m.
- Materiale = Cls C25/30_B450C (con peso specifico $\gamma_c = 25\,000\text{ N/m}^3$).

- Pilastro - (Figura 5.1)

Caratteristiche di default, ed in particolare:

- Base (B_p) = 0,30 m.
- Altezza sezione (H_p) = 0,50 m.
- Altezza (h) = 3,00 m.
- Materiale = Cls C25/30_B450C (con peso specifico $\gamma_c = 25\,000\text{ N/m}^3$).

- Forze - (Figura 5.2)

- Forza (F_z) concentrata verticale di **100 000 N** (Condizione di carico -> Permanente) applicata in testa al pilastro e diretta secondo -Z.
- Forza (F_y) concentrata orizzontale di **20 000 N** (Condizione di carico -> Permanente) applicata in testa al pilastro e diretta secondo +Y.

- Terreni/Stratigrafia - (Figura 5.5)

La stratigrafia è costituita dai seguenti terreni omogenei:

Strato I -> per una profondità di 2,00 m, il terreno "S1-Argilla fluviolacustre sabbiosa", con le caratteristiche riportate nella Figura 5.6;

Strato II -> per una profondità infinita (3,00 m sul palo), il terreno "S2-Pozzolana sciolta (sabbia limosa)", con

le caratteristiche riportate nella *Figura 5.7*.

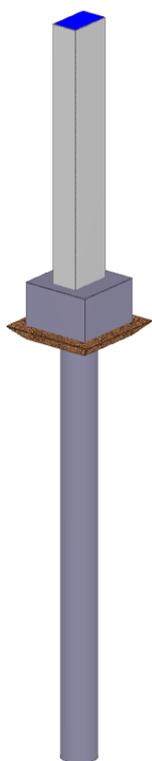


Figura 5.1: vista - "Editor 3D"



Figura 5.2: vista - "Forze e Momenti (utente)"

Plinto su Pali	
Proprietà	Risultati
Filtro entità Plinto su Pali (1)	
Caratteristiche	
Tipo	Quadrato (1P)
Materiale	Cls C25/30_B450C
Materiale Palo	Cls C25/30_B450C
Num. Indagini Strg. Significative	3
Tipologia Pali	Trivellato
Tecnologia Pali	In Opera
Tipo Calcolo Pali	Minimo tra Drenate e NON Drenate
Coeff. Riduz. Attrito Pali (A)	0.80
Coeff. Riduz. Coesione Pali (alfa)	0.30
Geotecnica	
Terreno/Stratigrafia	Val_Stratigrafia
Profondità scavo rispetto a piano	0.00
Presenza falda	<input type="checkbox"/>
Carico Limite noto	...cambia...
Geometria	
Altezza	0.50
Rotazione	0.00
Diametro Pali [cm]	40
Lunghezza Pali	5.00
Interasse Pali	1.20
Sporgenza Pali	0.20

Figura 5.3: proprietà Plinto su Pali

Le "Preferenze per le fondazioni profonde" sono quelle di default (*Figura 5.4*).

Preferenze per fondazioni DIRETTE		Preferenze per fondazioni PROFONDE	
Generali			
Numero Indagini Stratigrafiche Effettuate	3		
Coefficiente trasformazione della Pressione sui PALI da Verticale in Orizzontale			
Palo Prefabbricato Battuto in terreno Sciolo	[0.70 ~ 1.00]	0.70	
Palo in Opera Battuto in terreno Sciolo	[0.70 ~ 1.00]	1.00	
Palo Prefabbricato Battuto in terreno Denso	[1.00 ~ 3.00]	2.00	
Palo in Opera Battuto in terreno Denso	[1.00 ~ 3.00]	3.00	
Palo Trivellato in terreno Sciolo	[0.50]	0.50	
Palo Trivellato in terreno Denso	[0.40]	0.40	
Coefficiente Parziale per Pali Battuti e Resistenze Verticali			
Tipo di Resistenza	R1	R2	R3
alla Punta	1.00	1.45	1.15
Laterale in Compressione	1.00	1.45	1.15
Totale	1.00	1.45	1.15
Laterale in Trazione	1.00	1.60	1.25
Coefficiente Parziale per Pali Trivellati e Resistenze Verticali			
Tipo di Resistenza	R1	R2	R3
alla Punta	1.00	1.70	1.35
Laterale in Compressione	1.00	1.45	1.15
Totale	1.00	1.60	1.30
Laterale in Trazione	1.00	1.60	1.25
Coefficiente Parziale per le Resistenze Orizzontali			
R1: Approccio 1, Combinazione 1	1.00		
R2: Approccio 1, Combinazione 2	1.60		
R3: Approccio 2, Combinazione 2	1.30		
R4: Approccio 3	1.60		

Figura 5.4: preferenze per fondazioni profonde

Stratigrafia Terreni	
Stratigrafia terreni	
Caratteristiche Generiche	
Descrizione Val_Stratigrafia	
Quota iniziale della Stratigrafia	[m] -0.50
<input type="checkbox"/> Profondità della FALDA (dalla quota iniziale)	[m] 0.00
N.B. La quota iniziale ha lo stesso riferimento delle QUOTE dei Piani (riferita alla quota 0.00 dell'Edificio)	
Strato	Quota Spessore
S1-Argilla fluviolacustre sabbiosa	-0.50
S2-Pozzolana sciolta (sabbia limosa)	2.00
Spessore dello Strato [m] 2.00	
Comportamento dello Strato	coerente
Addensamento dello Strato	sciolo
Variazione con la profondità del Modulo Edometrico	nulla

Figura 5.5: stratigrafia terreni

Caratteristiche		Grafica	
Caratteristiche del Terreno			
Descrizione: S1-Argilla fluviolacustre sabbiosa			
Peso unità di volume	[N/m³]	17'000	
Costante di sottofondo in direzione X	[N/cm²]	10	
Costante di sottofondo in direzione Y	[N/cm²]	10	
Costante di sottofondo in direzione Z	[N/cm²]	30	
Angolo di attrito del terreno	[gradi sessadecimali]	10	
Coesione Non Drenata	[N/mm²]	0.150	
Coesione Efficace	[N/mm²]	0.000	
Modulo edometrico	[N/mm²]	15	
Modulo Elastico in Condizioni non drenate	[N/mm²]	60	
Parametro A Skempton-Bjerrum per Pressioni Interstiziali		0.750	
Considera come stratigrafia monostrato <input checked="" type="checkbox"/>			
Comportamento dello Strato		coerente	
Addensamento dello Strato		sciolto	
Variazione con la profondità del Modulo Edometrico		nulla	

Figura 5.6: Terreno I Strato

Caratteristiche		Grafica	
Caratteristiche del Terreno			
Descrizione: S2-Pozzolana sciolta (sabbia limosa)			
Peso unità di volume	[N/m³]	18'000	
Costante di sottofondo in direzione X	[N/cm²]	60	
Costante di sottofondo in direzione Y	[N/cm²]	60	
Costante di sottofondo in direzione Z	[N/cm²]	200	
Angolo di attrito del terreno	[gradi sessadecimali]	32	
Coesione Non Drenata	[N/mm²]	0.000	
Coesione Efficace	[N/mm²]	0.000	
Modulo edometrico	[N/mm²]	60	
Modulo Elastico in Condizioni non drenate	[N/mm²]	1	
Parametro A Skempton-Bjerrum per Pressioni Interstiziali		0.000	
Considera come stratigrafia monostrato <input checked="" type="checkbox"/>			
Comportamento dello Strato		incoerente	
Addensamento dello Strato		sciolto	
Variazione con la profondità del Modulo Edometrico		nulla	

Figura 5.7: Terreno II Strato

Carico Limite Verticale (Berezantzev)

Il carico limite verticale ($Q_{lim,v}$) secondo Berezantzev è dato dalla somma di una resistenza alla punta (Q_p) ed una resistenza laterale (Q_L):

$$Q_{lim,v} = Q_p + Q_L,$$

dove:

Q_p = aliquota del carico limite verticale dovuto alla resistenza alla punta;

Q_L = aliquota del carico limite verticale dovuto alla resistenza laterale.

- Resistenza alla Punta (Q_p) -

La resistenza alla punta, in generale, vale:

$$Q_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot (N_q \cdot \sigma_{vL} + N_c \cdot c).$$

Dove:

$N_q = N_q(L/D; \phi)$: preso dalla tabella [funzione del rapporto lunghezza/diametro palo (L/D) e dell'angolo di attrito (ϕ)] proposta da **Berezantzev (N.B. 4.11)**;

L = lunghezza palo;

D = diametro del palo;

ϕ = angolo di attrito del terreno.

$\sigma_{vL} = \gamma_t \cdot Z_{pl}$ = pressione litostatica alla punta del palo;

γ_t = peso specifico del terreno;

Z_{pl} = distanza della punta del palo dal piano campagna (L + Z_{sv});

Z_{sv} = profondità di scavo;

$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}\phi$: relazione di trasformazione;

c = coesione efficace.

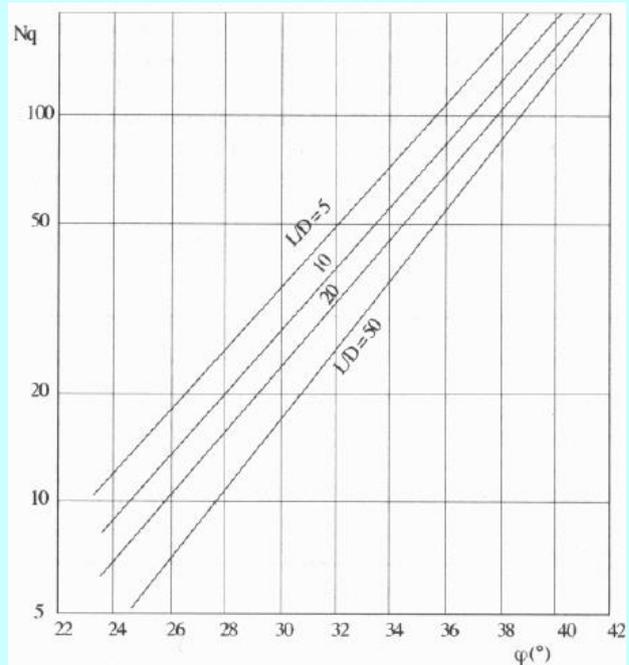
Nel caso in esame, a tale resistenza fornisce contributo esclusivamente il terreno (*incoerente*) dello Strato II:

Contributo Strato II (Incoerente)

Drenate	Non Drenate
<p>Nel caso in esame i suddetti parametri assumono i valori:</p> <p> $L = 5,00 \text{ m};$ $D = 0,40 \text{ m};$ $L/D = 12,5;$ $\phi = 32^\circ;$ $N_q = N_q(12,5; 32) = 32,5$ (preso dalla tabella di Berezantzev); $N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}\phi = 50,41;$ $\sigma_{VL} = \sigma_{VL,I} + \sigma_{VL,II} = 17000 \cdot 2,00 + 18\ 000 \cdot 3,00 = 88\ 000 \text{ N/m}^2;$ $\sigma_{VL,I} = \gamma_{t,I} \cdot Z_I = 17000 \cdot Z_I = 17\ 000 \cdot 2,00 = 34\ 000 \text{ N/m}^2;$ $\sigma_{VL,II} = \gamma_{t,II} \cdot Z_{II} = 18000 \cdot 3,00 = 54\ 000 \text{ N/m}^2;$ $Z_I = (h_1 - Z_{sv}) \text{ m} = 2,00 \text{ m}$ (profondità del I strato); $Z_{II} = h_2 = 3,00 \text{ m}$ (altezza II strato); $c = c_{II} = 0$ (coesione II strato). </p> <p>Pertanto, la resistenza alla PUNTA vale:</p> $Q_p = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot (N_q \cdot \sigma_{VL} + N_c \cdot c) =$ $= \pi \cdot \frac{0,40^2}{4} \cdot (32,5 \cdot 88000 + 50,41 \cdot 0) = \mathbf{359\ 398 \text{ N.}}$	<p>Contributo non calcolato (N.B. 5.2). Si considera quello ottenuto in condizioni DRENATE.</p>

N.B. 5.1

Di seguito si riporta la tabella proposta da **Berezantzev** per il calcolo di N_q (abaco figura 13.6 del libro "FONDAZIONI" del prof. Carlo Viggiani, editore Hevelius).


N.B. 5.2

In EdiLus, quando un terreno è **INCOERENTE** viene eseguito il calcolo sempre in condizioni **DRENATE**.

- Resistenza Laterale (Q_L) -

Il calcolo della resistenza laterale viene effettuato mediante la relazione:

$$Q_L = \pi \cdot D \cdot L \cdot s,$$

dove:

L = lunghezza del palo;

D = diametro del palo;

$s = \alpha \cdot c + \sigma_h \cdot \mu$: "pressione orizzontale agente lungo il fusto",

α = coefficiente di riduzione della coesione (**N.B. 5.3**);

c = coesione;

$\sigma_h = k \cdot \sigma_v$: tensione/pressione orizzontale nel terreno alla base del palo;

- k = coefficiente di trasformazione della pressione da verticale ad orizzontale (**N.B. 5.4**);
 $\sigma_{vm} = \gamma_t \cdot Z_{pl,1}$ = pressione litostatica al centro del palo (*poiché la pressione litostatica aumenta linearmente lungo il fusto, ci si riferisce alla pressione media al centro del palo, che si trova a quota $Z_{pl,1}$*);
 $\mu = \text{tg}(\phi \cdot A)$: coefficiente attrito (*terreno/palo*). Di natura empirica dipendente dalla tecnologia usata, tiene conto della scabrezza palo-terreno riducendo l'angolo d'attrito, che al massimo può essere pari a ϕ [*il coefficiente A (nell'inspector valore di default 0,8) consente la taratura di detto valore*];
 ϕ = angolo di attrito del terreno;
 A = coefficiente attrito terreno/palo (**N.B. 5.3**).

Nel caso in esame la suddetta resistenza è data dai contributi dei due strati.
Per cui i suddetti parametri assumono i seguenti valori:

Contributo Strato I (Coerente)	
Drenate	Non Drenate
<p>Nel caso in esame i suddetti parametri assumono i valori:</p> <p> $L = Z_I = 2,00 \text{ m};$ $D = 0,40 \text{ m};$ $\alpha = 0,30;$ $c = 0;$ $\phi = 10^\circ;$ $A = 0,80;$ $k = 0,50$ (<i>vedi Figura 5.4 - Palo Trivellato in terreno sciolto</i>); $Z_I = 2,00 \text{ m};$ $\sigma_{v,m,I} = 17\,000 \cdot 2,00/2 = 17\,000 \text{ N/m}^2;$ $\sigma_h = k \cdot \sigma_{vm} = 0,50 \cdot 17\,000 = 8\,500 \text{ N/m}^2;$ $\mu = \frac{\text{tg}(\phi \cdot A)}{\gamma_M} = \frac{\text{tg}(10 \cdot 0,80)}{1,0} = 0,14.$ </p> <p>Quindi:</p> <p>$s = \alpha \cdot c + \sigma_h \cdot \mu = 0,30 \cdot 0 + 8\,500 \cdot 0,14 = 1\,195 \text{ N/m}^2.$</p> <p>Pertanto, la resistenza LATERALE vale:</p> <p>$Q_I = \pi \cdot D \cdot L \cdot s = \pi \cdot 0,40 \cdot 2,00 \cdot 1\,195 = \mathbf{3\,002 \text{ N}}.$</p>	<p>Nel caso in esame i suddetti parametri assumono i valori:</p> <p> $L = Z_I = 2,00 \text{ m};$ $D = 0,40 \text{ m};$ $\alpha = 0,30;$ $c = c_u = 150\,000 \text{ N/m}^2;$ $\phi = 0^\circ;$ $A = 0,80;$ $k = 0,50;$ $Z_I = 2,00 \text{ m};$ $\sigma_{v,m,I} = 17\,000 \cdot 2,00/2 = 17\,000 \text{ N/m}^2;$ $\sigma_h = k \cdot \sigma_{vm} = 0,50 \cdot 17\,000 = 8\,500 \text{ N/m}^2;$ $\mu = \frac{\text{tg}(\phi \cdot A)}{\gamma_M} = \frac{\text{tg}(0 \cdot 0,80)}{1,0} = 0.$ </p> <p>Quindi:</p> <p>$s = \alpha \cdot c + \sigma_h \cdot \mu = 0,30 \cdot 150\,000 + 8\,500 \cdot 0 = 45\,000 \text{ N/m}^2.$</p> <p>Pertanto, la resistenza LATERALE vale:</p> <p>$Q_I = \pi \cdot D \cdot L \cdot s = \pi \cdot 0,40 \cdot 2,00 \cdot 45\,000 = \mathbf{113\,097 \text{ N}}.$</p>

Contributo Strato II (Incoerente)	
Drenate	Non Drenate
<p>Nel caso in esame i suddetti parametri assumono i valori:</p> <p> $L = 3,00 \text{ m};$ $D = 0,40 \text{ m};$ $\alpha = 0,30;$ $c = 0;$ $\phi = 32^\circ;$ $A = 0,80;$ $k = 0,50$ (<i>vedi Figura 5.4 - Palo Trivellato in terreno sciolto</i>); $Z_{II} = 3,15 \text{ m};$ $\sigma_{v,m,I} = \sigma_{v,I} + \sigma_{v,m,II} = 34\,000 + 27\,000 = 61\,000 \text{ N/m}^2;$ $\sigma_{v,L,I} = \gamma_{t,I} \cdot Z_I = 17\,000 \cdot 2,00 = 34\,000 \text{ N/m}^2;$ $\sigma_{v,m,II} = \gamma_{t,II} \cdot Z_{II}/2 = 18\,000 \cdot 3,00/2 = 27\,000 \text{ N/m}^2;$ $Z_I = (h_1 - Z_{sv}) \text{ m} = 2,00 \text{ m}$ (<i>profondità del I strato</i>); $Z_{II} = h_2 = 3,00 \text{ m}$ (<i>altezza II strato</i>); $\sigma_h = k \cdot \sigma_{vm} = 0,50 \cdot 61\,000 = 30\,500 \text{ N/m}^2;$ $\mu = \frac{\text{tg}(\phi \cdot A)}{\gamma_M} = \frac{\text{tg}(32 \cdot 0,80)}{1,0} = 0,48.$ </p> <p>Quindi:</p> <p>$s = \alpha \cdot c + \sigma_h \cdot \mu = 0,30 \cdot 0 + 30\,500 \cdot 0,48 = 14\,613 \text{ N/m}^2.$</p> <p>Pertanto, la resistenza LATERALE vale:</p> <p>$Q_I = \pi \cdot D \cdot L \cdot s = \pi \cdot 0,40 \cdot 3,00 \cdot 14\,613 = \mathbf{55\,090 \text{ N}}.$</p>	<p>Contributo non calcolato (N.B. 4.11). Si considera quello ottenuto in condizioni DRENATE.</p>

N.B. 5.3

In EdiLus, il coefficiente di riduzione della coesione (α) e il coefficiente di attrito terreno/palo (A) si trovano nella toolbox delle **Proprietà** -> **Caratteristiche**:

- A: nella cella "**Coefficiente Attrito Pali (A)**" (default 0,80);
- α : nella cella "**Coeff. Riduz. Coesione Pali (alfa)**" (default 0,30).


N.B. 5.4

In EdiLus, i Coefficienti di trasformazione della Pressione da Verticale ad Orizzontale (k) si trovano nei **DATI della STRUTTURA** -> **Preferenze di Calcolo** -> **Fondazioni** (vedi figura).

Qui vengono proposti i valori di k in funzione delle varie tipologie di pali e dell'addensamento dello strato di terreno (definito nel Terreno/Stratigrafia).

I valori di K riportati in EdiLus sono presi dalla Tabella 13.2 del libro "FONDAZIONI" del prof. Carlo Viggiani, editore Hevelius.


- Resistenza Verticale ($Q_{Rd,V}$) -

Alle resistenze appena calcolate occorre applicare i coefficienti:

- di riduzione per il numero di verticali indagate (NTC 2018 - § 6.4.3.1.1. punto b).
Nel caso in esame sono state effettuate 3 indagini (default), per cui le resistenze vanno ridotte del coefficiente $\xi_3 = 1,6$ (NTC 2018 - Tab. 6.4.IV - **N.B. 5.5**).

N.B. 5.5

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

- parziale (γ_R) della tabella 6.4.II.

Nel caso in esame essendo i pali trivellati, dalla colonna (R3) si hanno (**N.B. 5.6**):

- base -> $\gamma_R = 1,35$;
- laterale -> $\gamma_R = 1,15$.

N.B. 5.6

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tenendo conto dei suddetti coefficienti le resistenze diventano:

$Q_{Rd,V,Pt}$ $Q_{Rd,V,Lt}$	Strato I (Coerente)		Strato II (Incoerente)	
	Drenate	Non Drenate	Drenate	Non Drenate
$Q_{Rd,V,Pt}$ [N]	0	0	$\frac{Q_p}{\xi_3 \cdot \gamma_R} = \frac{359398}{1,60 \cdot 1,35} = 166388$	Contributo non calcolato (N.B. 5.2)
$Q_{Rd,V,Lt}$ [N]	$\frac{Q_L}{\xi_3 \cdot \gamma_R} = \frac{3002}{1,60 \cdot 1,15} = 1632$	$\frac{Q_L}{\xi_3 \cdot \gamma_R} = \frac{113097}{1,60 \cdot 1,15} = 61466$	$\frac{Q_L}{\xi_3 \cdot \gamma_R} = \frac{55090}{1,60 \cdot 1,15} = 29940$	Contributo non calcolato (N.B. 5.2)

Avendo ipotizzato il calcolo del carico limite verticale come minimo tra la condizione drenata e non drenata, la resistenza totale vale:

$$Q_{Rd,V} = 197\,960\,N \text{ (vedi tabella successiva).}$$

Resistenze	Strato I (Coerente)		Strato II (Incoerente)		Resistenze Totali [N]	
	Drenate	Non Drenate	Drenate	Non Drenate	Drenate	Non Drenate
$Q_{Rd,V,Pt}$ [N]	-	-	166 338		166 338	
$Q_{Rd,V,Lt}$ [N]	1 632	61 466	29 940		31 572	91 406
$Q_{Rd,V}$ [N]					197 960	257 794

- Carico verticale di progetto ($Q_{Ed,V}$) -

Il carico verticale di progetto è dato dalla somma del peso del Pilastro (P_{Pil}) + peso del Plinto (P_{Pln}) + carico in testa (F_Z) + la differenza tra il peso del palo (P_{Palo}) ed il peso del terreno asportato (P_{ta}) (in presenza di falda viene sottratta l'eventuale spinta dell'acqua).

Quindi:

$$Q_{Ed,V} = P_{Pil} + P_{Pln} + F_Z + (P_{Palo} - P_{ta}),$$

dove:

$$P_{Pil} = 25\,000\,N/m^3 \cdot (0,30m \cdot 0,50m \cdot 3,00m) = 11\,250\,N;$$

$$P_{Pln} = 25\,000\,N/m^3 \cdot (0,80m \cdot 0,80m \cdot 0,50m) = 8\,000\,N;$$

$$F_Z = 100\,000\,N;$$

$$P_{Palo} = \gamma_{cls} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot L = 25000 \cdot \frac{\pi \cdot 0,40^2}{4} \cdot 5,00 = 15\,708\,N;$$

$$P_{ta,I} = \gamma_{t,I} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot L_I = 17000 \cdot \frac{\pi \cdot 0,40^2}{4} \cdot 2,00 = 4\,273\,N;$$

$$P_{ta,II} = \gamma_{t,II} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot L_{II} = 18000 \cdot \frac{\pi \cdot 0,40^2}{4} \cdot 3,00 = 6\,786\,N.$$

Quindi, ricordando che si tratta di un carico permanente (amplificare per 1,30) si ha:

$$Q_{Ed,V} = 1,30 \cdot [P_{Pil} + P_{Pln} + F_Z + (P_{Palo} - (P_{ta,I} + P_{ta,II}))] = 1,30 \cdot [11\,250\,N + 8\,000\,N + 100\,000\,N + (15\,708 - (4\,273 + 6\,786))\,N] = 1,30 \cdot 123\,899\,N = \mathbf{161\,069\,N}.$$

- Verifica -

Il coefficiente di sicurezza è dato da:

$$CS = \frac{Q_{Rd,V}}{Q_{Ed,V}} = \frac{197960}{161069} = \mathbf{1,23.}$$

- Confronto -

Relativamente al carico limite verticale, di seguito si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus:

Plinto su Pali 1		Fondazione	Plinto su Pali 1		Fondazione
Id_{Nd,sup}		00001	Id_{Nd,sup}		00001
Q_{Ed,V}		161.069	Q_{Ed,V}		161.069
Q_{Ed,O}		-	Q_{Ed,O}		26.000
Q_{Rd,V}		197.960	Q_{Rd,V}		197.960
Q_{Rd,V,Pt}		166.338	Q_{Rd,V,Pt}		166.388
Q_{Rd,V,Lt}		31.572	Q_{Rd,V,Lt}		31.572
Q_{Rd,O}		-	Q_{Rd,O}		86.561
M_{max,O}		-	M_{max,O}		69019
T.R.		-	T.R.		Palo Lungo
Z_{c,pls}		-	Z_{c,pls}		0,93
CS_v		1,23	CS_v		1,23
CS_o		-	CS_o		3,33

Calcolo Manuale

EdiLus

Palo caricato da forze orizzontali (Broms)

In questa trattazione supporremo sempre i pali vincolati in testa poiché in EdiLus essi si trovano in ogni caso ancorati alla sovrastruttura.

- Momento plastico del palo -

Per la determinazione del carico limite orizzontale occorre calcolare il momento plastico (M_p) della sezione del palo. In EdiLus ciò viene fatto interpolando opportunamente i valori della tabella della **N.B. 5.7**.

Nel caso in esame la sezione del palo è armata con 6 ϕ 16, per cui dall'interpolazione si ottiene:

$$M_p = \mathbf{69\ 019\ Nm.}$$

N.B. 5.7

Di seguito si riporta la tabella 13.16 riportata nel testo "FONDAZIONI" del prof. Carlo Viggiani, editore Hevelius.

Diametro (m)	Armatura	M _y (kNm)*
0,40	6 ϕ 16	61,8
	8 ϕ 20	114,7
	8 ϕ 24	177,5
0,50	6 ϕ 16	89,2
	8 ϕ 20	215,7
	8 ϕ 24	347,1
0,60	8 ϕ 16	154,0
	12 ϕ 24	384,4
	12 ϕ 30	600,1
0,80	10 ϕ 20	365,8
	20 ϕ 24	994,3
	22 ϕ 30	1 574
1,00	16 ϕ 20	714,9
	22 ϕ 26	1 672
	30 ϕ 30	2 778
1,20	16 ϕ 24	1 235
	26 ϕ 26	2 330
	38 ϕ 30	4 333
1,50	24 ϕ 24	2 411
	40 ϕ 26	4 551
	44 ϕ 30	6 553

(*) Il valore di M_y è calcolato per R_{ck} = 250 e con FeB38K; si è assunto un copriferro di 5 cm.

- Carico Limite Orizzontale -

Nella fase di calcolo occorre verificare se il meccanismo di rottura del palo è per:

- **Palo corto** \Rightarrow (plasticizzazione terreno);
- **Palo intermedio** \Rightarrow (plasticizzazione palo).
- **Palo lungo**

-- HP1: Palo CORTO --

Con tale meccanismo si ipotizza che non si formino cerniera plastiche sul fusto del palo (*Figura 5.8*).

Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione rigida.

Nell'ipotesi di cui in *Figura 5.8* le resistenze laterali valgono:

$$\begin{aligned} p_1 &= 9 \cdot c_{u,1} \cdot D; \\ p_2 &= 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1; \\ p_3 &= 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2). \end{aligned}$$

da cui:

$$\begin{aligned} F_1 &= p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D); \\ F_2 &= (p_2 + p_3) \cdot h_2 / 2. \end{aligned}$$

con:

$$\begin{aligned} c_{u,1} &= \text{coesione non drenata strato 1;} \\ D &= \text{diametro palo;} \end{aligned}$$

$$k_{p,2} = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi_2}{2} \right); \text{ coefficiente di spinta passiva dello strato 2;}$$

$$\begin{aligned} \phi_2 &= \text{angolo di attrito dello strato 2;} \\ \gamma_1 &= \text{peso specifico dello strato 1;} \\ h_1 &= \text{altezza dello strato 1;} \\ \gamma_2 &= \text{peso specifico dello strato 2;} \\ h_2 &= \text{altezza dello strato 2.} \end{aligned}$$

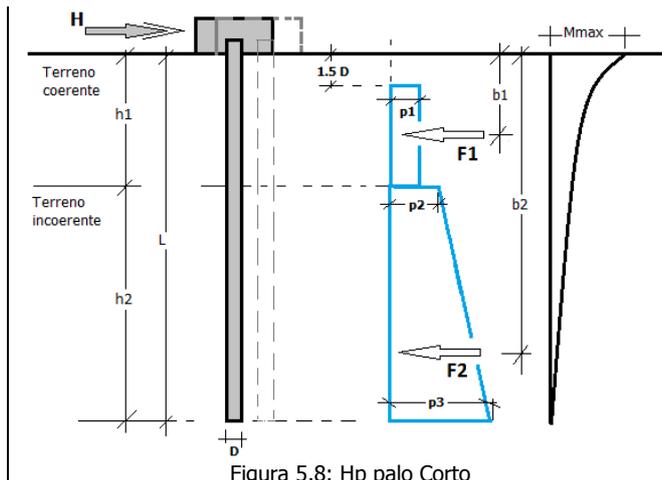


Figura 5.8: Hp palo Corto

L'ipotesi di palo corto è soddisfatta se (*equilibrio rispetto alla testa del palo*):

$$M_{\max} = F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2 < M_p,$$

con M_p momento resistente del palo.

Quindi, per il caso in esame:

$$\begin{aligned} c_{u,1} &= 0,15 \text{ N/mm}^2 = 150\,000 \text{ N/m}^2; \\ D &= 0,40 \text{ m;} \\ k_{p,2} &= \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi_2}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{32}{2} \right) = 3,25; \\ \phi_2 &= 32^\circ; \\ \gamma_1 &= 17\,000 \text{ N/m}^3; \\ h_1 &= 2,0 \text{ m;} \\ \gamma_2 &= 18\,000 \text{ N/m}^3; \\ h_2 &= 3,0 \text{ m.} \end{aligned}$$

Per cui:

$$\begin{aligned} p_1 &= 9 \cdot c_{u,1} \cdot D = 9 \cdot 150\,000 \text{ N/m}^2 \cdot 0,40 \text{ m} = 540\,000 \text{ N/m;} \\ p_2 &= 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1 = 3 \cdot 3,25 \cdot 0,4 \text{ m} \cdot 17\,000 \text{ N/m}^3 \cdot 2,0 \text{ m} = 132\,787 \text{ N/m;} \\ p_3 &= 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2) = 3 \cdot 3,25 \cdot 0,4 \text{ m} \cdot (17\,000 \text{ N/m}^3 \cdot 2,0 \text{ m} + 18\,000 \text{ N/m}^3 \cdot 3,0 \text{ m}) = 343\,685 \text{ N/m.} \end{aligned}$$

Mentre:

$$\begin{aligned} F_1 &= p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D) = 540\,000 \text{ N/m} \cdot (2,0 \text{ m} - 1,5 \cdot 0,40 \text{ m}) = 756\,000 \text{ N;} \\ F_2 &= (p_2 + p_3) \cdot h_2 / 2 = (132\,787 \text{ N/m} + 343\,685 \text{ N/m}) \cdot 3,0 \text{ m} / 2 = 714\,708 \text{ N.} \end{aligned}$$

Per agevolare il calcolo del M_{max} , F_2 (ottenuto dal diagramma trapezoidale) può essere considerato come la somma della risultante del diagramma rettangolare e quella del diagramma triangolare:

$$F_2 = F_{2,R} + F_{2,Tr} = (398\,362\text{ N} + 316\,347\text{ N}) = 714\,709\text{ N}.$$

dove:

$$F_{2,R} = p_2 \cdot h_2 = 132\,787\text{ N/m} \cdot 3,0\text{ m} = 398\,362\text{ N};$$

$$F_{2,Tr} = (p_3 - p_2) \cdot h_2 / 2 = (343\,685\text{ N/m} - 132\,787\text{ N/m}) \cdot 3,0\text{ m} / 2 = 132\,787\text{ N/m} \cdot 3,0\text{ m} = 316\,346\text{ N};$$

Per cui:

$$M_{max} = F_1 \cdot b_1 + F_{2,R} \cdot b_{2,R} + F_{2,Tr} \cdot b_{2,Tr} = 756\,000\text{ N} \cdot 1,3\text{ m} + 398\,362\text{ N} \cdot 3,5\text{ m} + 316\,346\text{ N} \cdot 4,0\text{ m} = \\ = \mathbf{3\,642\,450\text{ Nm}} > M_p = \mathbf{69\,019\text{ Nm}}.$$

dove:

$$b_1 = (h_1 - 1,5 \cdot D) / 2 + 1,5 \cdot D = (2 - 1,5 \cdot 0,4) / 2 + 1,5 \cdot 0,4 = 1,3\text{ m};$$

$$b_{2,R} = h_1 + h_2 / 2 = 2,0\text{ m} + 3,0\text{ m} / 2 = 3,5\text{ m};$$

$$b_{2,Tr} = h_1 + 2 \cdot h_2 / 3 = 2,0\text{ m} + 2 \cdot 3,0\text{ m} / 3 = 4,0\text{ m}.$$

Poiché, M_{max} è di gran lunga superiore a quello ultimo del palo (M_p) -> l'ipotesi di palo "corto" non è valida.

-- HP2: Palo LUNGO --

Con tale meccanismo si ipotizza la formazione sul palo di due cerniere plastiche.

Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione ed una rotazione rigida.

Nell'ipotesi di cui nella Figura 5.9 e Figura 5.10 (cerniera nel I strato o II strato), le resistenze laterali valgono:

Formazione II cerniera nel I strato
($0 < f \leq h_1$)

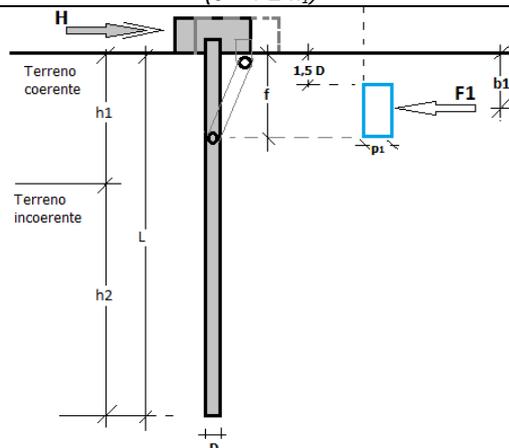


Figura 5.9: Hp palo Lungo - cerniera nel I strato

$$p_1 = 9 \cdot c_{u,1} \cdot D.$$

Da cui:

$$F_1 = p_1 \cdot (f - 1,5 \cdot D);$$

con:

$c_{u,1}$ = coesione non drenata strato 1;

D = diametro palo;

f = profondità della cerniera plastica.

L'equazione di equilibrio alla traslazione vale:

$$H = F_1;$$

L'equilibrio alla rotazione intorno alla II cerniera plastica vale:

$$H f - F_1 \cdot (f - b_1) - 2 \cdot M_p = 0;$$

Formazione II cerniera nel II strato
($h_1 < f \leq h_1 + h_2$)

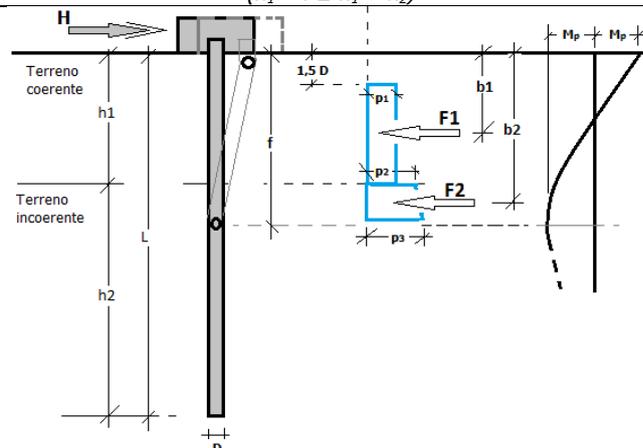


Figura 5.10: Hp palo Lungo - cerniera nel II strato

$$p_1 = 9 \cdot c_{u,1} \cdot D;$$

$$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1;$$

$$p_3 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot [\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot (f - h_1)].$$

Da cui:

$$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D);$$

$$F_2 = (p_2 + p_3) \cdot (f - h_1) / 2;$$

con:

$c_{u,1}$ = coesione non drenata strato 1;

D = diametro palo;

$$k_{p,2} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_2}{2} \right); \text{ coefficiente di spinta passiva dello strato 2;}$$

ϕ_2 = angolo di attrito dello strato 2;

h_1 = altezza dello strato 1;

γ_1 = peso specifico dello strato 1;

γ_2 = peso specifico dello strato 2;

f = profondità della cerniera plastica.

L'equazione di equilibrio alla traslazione vale:

$$H = F_1 + F_2.$$

L'equilibrio alla rotazione intorno alla II cerniera plastica vale:

$$H f - F_1 \cdot (f - b_1) - F_2 \cdot (f - b_2) - 2 \cdot M_p = 0.$$

L'ipotesi di palo *lungo* è soddisfatta se $f < L$.

La risoluzione del problema è legato al calcolo di f .

Per cui:

- applicando l'equilibrio alla traslazione;
- imponendo l'equilibrio alla rotazione intorno alla seconda cerniera plastica;
- considerando le espressioni di F_1 ed F_2 ;

si determina la profondità " f " della seconda cerniera plastica (**N.B. 5.8**).

In EdiLus la profondità " f " non viene determinata in forma chiusa ma mediante una procedura iterativa (generalizzata) fino a trovare l'equilibrio del tronco di palo tra le due cerniere plastiche (queste reagiscono con un momento = M_p).

Tuttavia, per il caso in esame si procede al calcolo di " f " applicando le condizioni a, b e c per le due possibili condizioni in cui si può trovare la cerniera (nello strato I o nello strato II).

Quindi, per il caso in esame si ha:

Formazione II cerniera nel I strato ($0 < f \leq h_1$)	Formazione II cerniera nel II strato ($h_1 < f \leq h_1 + h_2$)
In tale h_p dalle condizioni a, b, c si ottiene la seguente posizione della cerniera plastica (N.B. 5.8): $f = \sqrt{\frac{4 \cdot M_p}{9 \cdot c_{u,1} \cdot D} + 2,25 \cdot D^2} =$ $= \sqrt{\frac{4 \cdot 69019}{9 \cdot 150000 \cdot 0,4} + 2,25 \cdot 0,4^2} = 0,933 \text{ m.}$ Soluzione accettabile.	In tale h_p dalle condizioni a, b, c si ottiene la seguente equazione di III grado (N.B. 5.8): $A \cdot f^3 + B \cdot f^2 + D = 0;$ dove: $A = 6 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 = 140 \ 598 \text{ N/m}^2;$ $B = 9 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot h_1 \cdot (\gamma_1 - \gamma_2) = -23 \ 433 \text{ N/m};$ $D = -12 \cdot M_p + 27 \cdot c_{u,1} \cdot D \cdot (h_1^2 - 2,25 \cdot D^2) - 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot h_1^3 \cdot (3 \cdot \gamma_1 - \gamma_2) =$ $= 4 \ 125 \ 898 \text{ Nm};$ che NON ha soluzioni accettabili.

Quindi, la cerniera si crea nello strato I alla profondità $f = \mathbf{0,933} < L$ (5,0 m) -> il palo ha effettivamente comportamento "*lungo*".

Per cui, con:

$$c_{u,1} = 0,15 \text{ N/mm}^2 = 150 \ 000 \text{ N/m}^2;$$

$$D = 0,40 \text{ m};$$

$$\gamma_1 = 17 \ 000 \text{ N/m}^3;$$

$$f = 0,93 \text{ (cerniera nel I strato)};$$

$$p_1 = 9 \cdot 150 \ 000 \text{ N/m}^2 \cdot 0,40 \text{ m} = 540 \ 000 \text{ N/m};$$

Si ha:

$$F_1 = p_1 \cdot (f - 1,5 \cdot D) = 540 \ 000 \text{ N/m} \cdot (0,93 \text{ m} - 1,5 \cdot 0,4 \text{ m}) = 180 \ 041 \text{ N};$$

Per cui, dall'equazione di equilibrio alla traslazione si ha:

$$H = F_1 = \mathbf{180 \ 041 \text{ N.}}$$

N.B. 5.8

Di seguito si riportano le espressioni della profondità della cerniera plastica (f) nel caso essa sia presente nel I strato o nel II strato.

Formazione II cerniera nel I strato ($0 < f \leq h_1$)	Formazione II cerniera nel II strato ($h_1 < f \leq h_1 + h_2$)
In tale H_p l'equazione di equilibrio intorno alla seconda cerniera è: $H f - F_1 \cdot (f - b_1) - 2 \cdot M_p = 0$ con: $H = F_1;$	In tale H_p l'equazione di equilibrio intorno alla seconda cerniera è: $H \cdot f - F_1 \cdot (f - b_1) - F_2 \cdot (f - b_2) - 2 \cdot M_p = 0;$ con: $H = F_1 + F_2;$

$$F_1 = p_1 \cdot (f-1,5 \cdot D);$$

$$p_1 = 9 \cdot c_{u,1} \cdot D;$$

$$b_1 = [f - (f-1,5 \cdot D)/2] = (f+1,5 \cdot D)/2.$$

risulta:

$$p_1 \cdot (f-1,5 \cdot D) \cdot f - p_1 \cdot (f-1,5 \cdot D) \cdot [f - (f+1,5 \cdot D)/2] - 2 \cdot M_p = 0;$$

$$9 \cdot c_{u,1} \cdot D \cdot (f-1,5 \cdot D) \cdot f - 9 \cdot c_{u,1} \cdot D \cdot (f-1,5 \cdot D) \cdot [f - (f+1,5 \cdot D)/2] - 2 \cdot M_p = 0$$

$$9 \cdot c_{u,1} \cdot D \cdot (f-1,5 \cdot D) \cdot f - 9 \cdot c_{u,1} \cdot D \cdot (f-1,5 \cdot D) \cdot (f-1,5 \cdot D)/2 - 2 \cdot M_p = 0$$

$$9 \cdot c_{u,1} \cdot D \cdot (f-1,5 \cdot D) \cdot [f - (f-1,5 \cdot D)/2] - 2 \cdot M_p = 0$$

$$9 \cdot c_{u,1} \cdot D \cdot (f-1,5 \cdot D) \cdot (f+1,5 \cdot D)/2 - 2 \cdot M_p = 0$$

$$9 \cdot c_{u,1} \cdot D \cdot (f^2 - 2,25 \cdot D^2)/2 - 2 \cdot M_p = 0$$

$$(f^2 - 2,25 \cdot D^2) = \frac{4 \cdot M_p}{9 \cdot c_{u,1} \cdot D}$$

$$f^2 = \frac{4 \cdot M_p}{9 \cdot c_{u,1} \cdot D} + 2,25 \cdot D^2$$

$$f = \sqrt{\frac{4 \cdot M_p}{9 \cdot c_{u,1} \cdot D} + 2,25 \cdot D^2}$$

$$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D);$$

$$F_2 = (p_2 + p_3) \cdot (f - h_1)/2;$$

$$F_2 = F_{2,R} + F_{2,Tr};$$

$$F_{2,R} = p_2 \cdot (f - h_1)$$

$$F_{2,Tr} = (p_3 - p_2) \cdot (f - h_1)/2$$

$$p_1 = 9 \cdot c_{u,1} \cdot D;$$

$$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1;$$

$$p_3 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot [\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot (f - h_1)] = p_2 + 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot (f - h_1);$$

$$b_1 = [h_1 - (h_1 - 1,5 \cdot D)/2] = (h_1 + 1,5 \cdot D)/2.$$

$$b_{2,R} = [h_1 + (f - h_1)/2] = (f + h_1)/2.$$

$$b_{2,Tr} = [h_1 + 2 \cdot (f - h_1)/3] = (2 \cdot f + h_1)/3.$$

Con la scomposizione della F_2 , l'equazione di equilibrio diventa:

$$H \cdot f - F_1 \cdot (f - b_1) - F_{2,R} \cdot (f - b_{2,R}) - F_{2,Tr} \cdot (f - b_{2,Tr}) - 2 \cdot M_p = 0;$$

Sostituendo:

$$(F_1 + F_2) \cdot f - F_1 \cdot (f - b_1) - F_{2,R} \cdot (f - b_{2,R}) - F_{2,Tr} \cdot (f - b_{2,Tr}) - 2 \cdot M_p = 0;$$

$$[p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D) + (p_2 + p_3) \cdot (f - h_1)/2] \cdot f - p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D) \cdot (f - b_1) - p_2 \cdot (f - h_1) \cdot (f - b_{2,R}) - (p_3 - p_2) \cdot (f - h_1)/2 \cdot (f - b_{2,Tr}) - 2 \cdot M_p = 0;$$

$$p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D) \cdot f + (p_2 + p_3) \cdot (f - h_1) \cdot f/2 - p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D) \cdot (f - b_1) - p_2 \cdot (f - h_1) \cdot (f - b_{2,R}) - p_2 \cdot (f - h_1) \cdot f + p_2 \cdot (f - h_1) \cdot b_{2,R} - (p_3 - p_2) \cdot (f - h_1) \cdot f/2 + (p_3 - p_2) \cdot (f - h_1) \cdot b_{2,Tr}/2 - 2 \cdot M_p = 0;$$

$$(p_2 + p_3) \cdot (f - h_1) \cdot f/2 + p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D) \cdot b_1 - p_2 \cdot (f - h_1) \cdot f + p_2 \cdot (f - h_1) \cdot b_{2,R} - (p_3 - p_2) \cdot (f - h_1) \cdot f/2 + (p_3 - p_2) \cdot (f - h_1) \cdot b_{2,Tr}/2 - 2 \cdot M_p = 0;$$

$$p_2 \cdot (f - h_1) \cdot f/2 + p_3 \cdot (f - h_1) \cdot f/2 + p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D) \cdot b_1 - p_2 \cdot (f - h_1) \cdot f + p_2 \cdot (f - h_1) \cdot b_{2,R} - p_3 \cdot (f - h_1) \cdot f/2 + p_2 \cdot (f - h_1) \cdot f/2 + (p_3 - p_2) \cdot (f - h_1) \cdot b_{2,Tr}/2 - 2 \cdot M_p = 0;$$

$$p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D) \cdot b_1 + p_2 \cdot (f - h_1) \cdot b_{2,R} + (p_3 - p_2) \cdot (f - h_1) \cdot b_{2,Tr}/2 - 2 \cdot M_p = 0;$$

$$p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D) \cdot (h_1 + 1,5 \cdot D)/2 + p_2 \cdot (f - h_1) \cdot (f + h_1)/2 + (p_3 - p_2) \cdot (f - h_1) \cdot (2 \cdot f + h_1)/6 - 2 \cdot M_p = 0;$$

$$3 \cdot p_1 \cdot (h_1^2 - 2,25 \cdot D^2) + 3 \cdot p_2 \cdot (f^2 - h_1^2) + (p_3 - p_2) \cdot (f - h_1) \cdot (2 \cdot f + h_1) - 12 \cdot M_p = 0;$$

$$3 \cdot p_2 \cdot (f^2 - h_1^2) + (p_3 - p_2) \cdot (2 \cdot f^2 + f \cdot h_1 - 2 \cdot f \cdot h_1 - h_1^2) - 12 \cdot M_p + 3 \cdot p_1 \cdot (h_1^2 - 2,25 \cdot D^2) = 0;$$

$$3 \cdot p_2 \cdot f^2 - 3 \cdot p_2 \cdot h_1^2 + (p_3 - p_2) \cdot (2 \cdot f^2 + f \cdot h_1 - h_1^2) - 12 \cdot M_p + 3 \cdot p_1 \cdot (h_1^2 - 2,25 \cdot D^2) = 0;$$

$$3 \cdot p_2 \cdot f^2 - 3 \cdot p_2 \cdot h_1^2 + 2 \cdot (p_3 - p_2) \cdot f^2 - (p_3 - p_2) \cdot f \cdot h_1 - (p_3 - p_2) \cdot h_1^2 - 12 \cdot M_p + 3 \cdot p_1 \cdot (h_1^2 - 2,25 \cdot D^2) = 0;$$

$$(3 \cdot p_2 + 2 \cdot p_3 - 2 \cdot p_2) \cdot f^2 - (p_3 - p_2) \cdot f \cdot h_1 - 12 \cdot M_p + 3 \cdot p_1 \cdot (h_1^2 - 2,25 \cdot D^2) - 3 \cdot p_2 \cdot h_1^2 - (p_3 - p_2) \cdot h_1^2 = 0;$$

$$(p_2 + 2 \cdot p_3) \cdot f^2 - (p_3 - p_2) \cdot f \cdot h_1 - 12 \cdot M_p + 3 \cdot p_1 \cdot (h_1^2 - 2,25 \cdot D^2) - 3 \cdot p_2 \cdot h_1^2 - (p_3 - p_2) \cdot h_1^2 = 0;$$

$$(p_2 + 2 \cdot p_3 + 6 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot (f - h_1)) \cdot f^2 - (p_2 + 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot (f - h_1) - p_2) \cdot f \cdot h_1 - 12 \cdot M_p + 3 \cdot p_1 \cdot (h_1^2 - 2,25 \cdot D^2) - 3 \cdot p_2 \cdot h_1^2 - (p_2 + 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot (f - h_1) - p_2) \cdot h_1^2 = 0;$$

$$(3 \cdot p_2 + 6 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot (f - h_1)) \cdot f^2 - 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot (f - h_1) \cdot f \cdot h_1 - 12 \cdot M_p + 3 \cdot p_1 \cdot (h_1^2 - 2,25 \cdot D^2) - 3 \cdot p_2 \cdot h_1^2 - 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot (f - h_1) \cdot h_1^2 = 0;$$

$$3 \cdot p_2 \cdot f^2 + 6 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot (f - h_1) \cdot f^2 - 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot (f - h_1) \cdot f \cdot h_1 - 12 \cdot M_p + 3 \cdot p_1 \cdot (h_1^2 - 2,25 \cdot D^2) - 3 \cdot p_2 \cdot h_1^2 - 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot (f - h_1) \cdot h_1^2 = 0;$$

$$3 \cdot p_2 \cdot f^2 + 6 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot f^3 - 6 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot h_1 \cdot f^2 - 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot f^2 \cdot h_1 + 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot f \cdot h_1^2 - 12 \cdot M_p + 3 \cdot p_1 \cdot (h_1^2 - 2,25 \cdot D^2) - 3 \cdot p_2 \cdot h_1^2 - 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot f \cdot h_1^2 + 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot h_1^3 = 0;$$

$$(6 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2) \cdot f^3 + (3 \cdot p_2 - 6 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot h_1 - 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot h_1) \cdot f^2 + (3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot h_1^2 - 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot h_1^2) \cdot f - 12 \cdot M_p + 3 \cdot p_1 \cdot (h_1^2 - 2,25 \cdot D^2) - 3 \cdot p_2 \cdot h_1^2 + 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot h_1^3 = 0;$$

Posto:

$$A = 6 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2;$$

$$B = 3 \cdot p_2 - 9 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot h_1 = 9 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1 - 9 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot h_1 = 9 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot h_1 \cdot (\gamma_1 - \gamma_2);$$

$$C = 0;$$

$$D = -12 \cdot M_p + 3 \cdot p_1 \cdot (h_1^2 - 2,25 \cdot D^2) - 3 \cdot p_2 \cdot h_1^2 + 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot h_1^3 = -12 \cdot M_p + 3 \cdot 9 \cdot c_{u,1} \cdot D \cdot (h_1^2 - 2,25 \cdot D^2) - 3 \cdot 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1 \cdot h_1^2 + 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot h_1^3 = -12 \cdot M_p + 27 \cdot c_{u,1} \cdot D \cdot (h_1^2 - 2,25 \cdot D^2) - 9 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1^3 + 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_2 \cdot h_1^3 = -12 \cdot M_p + 27 \cdot c_{u,1} \cdot D \cdot (h_1^2 - 2,25 \cdot D^2) - 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot h_1^3 \cdot (3 \cdot \gamma_1 - \gamma_2).$$

Risulta:

$$A \cdot f^3 + B \cdot f^2 + D = 0$$

Se la profondità "f" fosse stata $\geq L$ -> il comportamento del palo sarebbe stato "intermedio", ossia si sarebbe formata unicamente la cerniera all'attacco con la fondazione.

- Resistenza orizzontale ($Q_{Rd,O}$) -

Alla resistenza appena calcolata occorre applicare i coefficienti:

- a) di riduzione per il numero di verticali indagate (*NTC 2018 - § 6.4.3.1.1. punto b*).
 Nel caso in esame sono state effettuate 3 indagini (*default*), per cui le resistenze vanno ridotte del coefficiente $\xi_3 = 1,6$ (*NTC 2018 - Tab. 6.4.IV - N.B. 5.5*).
- b) parziale (γ_R) della tabella 6.4.II.
 Nel caso in esame essendo i pali trivellati dalla colonna (R3) si ha $\gamma_R = 1,30$ (*N.B. 5.9*).

N.B. 5.9

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tenendo conto dei suddetti coefficienti la resistenza diventa:

$$Q_{Rd,O} = \frac{H}{\xi_3 \cdot \gamma_R} = \frac{180041}{1,60 \cdot 1,30} = \mathbf{86\ 558\ N.}$$

- Carico orizzontale di progetto ($Q_{Ed,O}$) -

Il carico orizzontale di progetto è dato dalla forza orizzontale (F_Y) applicata in testa al pilastro. Quindi, ricordando che si tratta di un carico permanente (*amplificare per 1,30*) si ha:

$$Q_{Ed,O} = 1,3 \cdot F_Y = 1,3 \cdot 20\ 000\ N = \mathbf{26\ 000\ N.}$$

- Verifica -

Il coefficiente di sicurezza è dato da:

$$CS = \frac{Q_{Rd,O}}{Q_{Ed,O}} = \frac{86558}{26000} = \mathbf{3,33.}$$

- Confronto -

Relativamente al carico limite orizzontale, di seguito si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus:

Plinto su Pali 1	Fondazione
Id_{Nd,sup}	00001
Q_{Ed,V}	-
Q_{Ed,O}	26.000
Q_{Rd,V}	-
Q_{RdV,Pt}	-
Q_{RdV,Lt}	-
Q_{Rd,O}	86.558
M_{max,O}	69019
T.R.	Palo Lungo
Z_{c,pls}	0,93
CS_V	-
CS_O	3,33

Calcolo Manuale

Plinto su Pali 1	Fondazione
Id_{Nd,sup}	00001
Q_{Ed,V}	161.069
Q_{Ed,O}	26.000
Q_{Rd,V}	197.960
Q_{RdV,Pt}	166.388
Q_{RdV,Lt}	31.572
Q_{Rd,O}	86.561
M_{max,O}	69019
T.R.	Palo Lungo
Z_{c,pls}	0,93
CS_V	1,23
CS_O	3,33

EdiLus

6 (GEO) - Test di Validazione n.06 (Rigidezze Plinto)

Titolo: **Calcolo Rigidezze vincolo "PLINTO"**.

Il file di EdiLus (CA) è: **Val_Rg_Plinto.EDL**.

Si espone di seguito il procedimento di calcolo adottato per la determinazione delle *Rigidezze* allo spostamento e alla rotazione del vincolo esterno denominato "PLINTO", presente al piede di un pilastro su plinto (semplice).

La struttura oggetto di studio è rappresentata da un *PILASTRO* alla base del quale è presente un *PLINTO* (Figura 6.1).

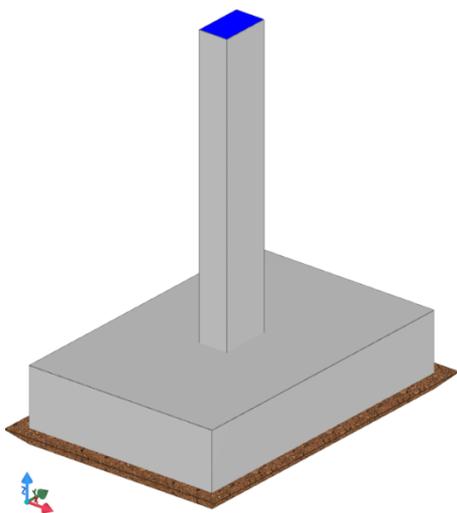


Figura 6.1: vista - "Editor 3D"

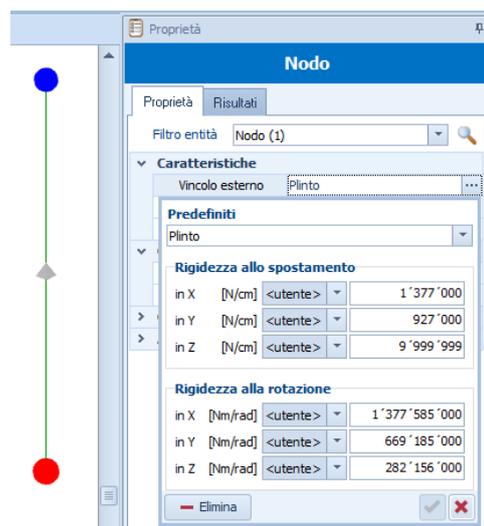


Figura 6.2: rigidezza vincolo PLINTO

Dati Pilastro

- Base (b) = 0,30 m.
- Altezza (h) = 0,50 m.
- Lunghezza (H_{pil}) = 3,00 m.
- Materiale = "Cls C25/30_B450C".

Dati Plinto

- Lunghezza (L_x) = 2,00 m.
- Larghezza (L_y) = 3,00 m.
- Spessore (H) = 0,50 m.
- Spessore magrone (S) = 0,15 m.
- Materiale = "Cls C25/30_B450C".
- Terreno associato = "Sabbia argillosa mediamente consolidata".

Tab. 6.1: Caratteristiche terreno assegnato al plinto

γ_T [N/m ³]	K_x [N/cm ³]	K_y [N/cm ³]	K_z [N/cm ³]	ϕ [°]	c_u [N/mm ²]	c' [N/mm ²]	E_d [N/mm ²]	E_{cu} [N/mm ²]	A_{S-B}	Q_i [m]	Q_f [m]	Comp. Strato	Add	ΔE_d
18.000	60	60	200	32	0	0	60	1	0	0,00	INF	incoerente	sciolto	nulla

LEGENDA:

- γ_T Peso specifico del terreno.
K Valori della costante di sottofondo del terreno nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K_x), Y (K_y), e Z (K_z).
 ϕ Angolo di attrito del terreno.
 c_u Coesione non drenata.
 c' Coesione efficace.
 E_d Modulo edometrico.
 E_{cu} Modulo elastico in condizione non drenate.
 A_{S-B} Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.
 Q_i Quota iniziale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia).
 Q_f Quota finale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia). INF = infinito (profondità dello strato finale).
Comp. Strato Comportamento dello strato.

Add Addensamento dello strato.
 ΔE_d Variazione con la profondità del modulo edometrico.

Valutazione Rigidezze

Quando viene inserito un plinto sotto un pilastro, al piede del pilastro il programma definisce il vincolo **PLINTO** (Figura 6.2) caratterizzato dalle rigidezze allo spostamento (R_{KX} , R_{KY} e R_{KZ}) e quelle alla rotazione (R_{RX} , R_{RY} e R_{RZ}).

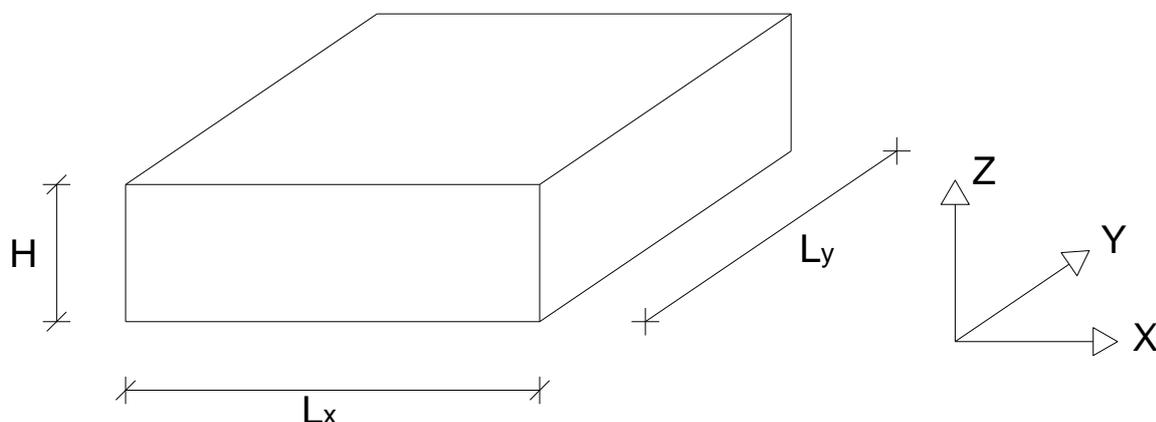


Figura 6.3: schema dimensioni plinto

Con riferimento allo schema riportato nella Figura 6.3, procediamo al calcolo delle varie rigidezze.

- Rigidezze allo spostamento in X (R_{KX}) -

Tale rigidezza rappresenta la forza (F_x) che da luogo ad uno spostamento unitario ($w = 1$).

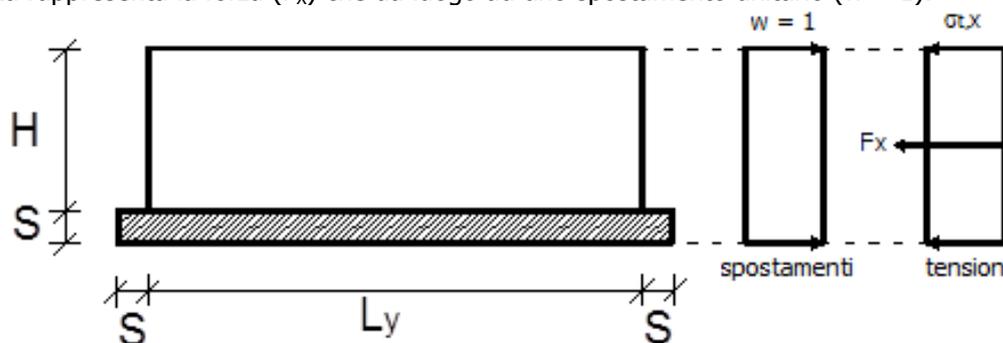


Figura 6.4: spostamenti e tensioni per calcolo di R_{KX}

Con riferimento alla Figura 6.4, risulta:

- **Tensione sul terreno ($\sigma_{t,x}$):**

$$\sigma_{t,x} = K_x \cdot w = K_x ;$$

dove:

$w = 1$ cm: spostamento unitario;

K_x : costante di sottofondo del terreno in direzione X.

- **Forza F_x**

Alla precedente tensione corrisponde la forza:

$$F_x = \sigma_{t,x} \cdot A_Y = \sigma_{t,x} \cdot (A_{Y,pl} + A_{Y,mg}) = K_x \cdot [H \cdot L_Y + (L_Y + 2 \cdot S) \cdot S];$$

dove:

$A_Y = A_{Y,pl} + A_{Y,mg}$ = area totale della sezione del plinto lungo Y.

$A_{Y,pl} = H \cdot L_Y$ = area del solo plinto lungo Y.

$A_{Y,mg} = (L_Y + 2 \cdot S) \cdot S$ = area del solo magrone lungo Y.

- **Rigidezza R_{KX}**

Quindi, la rigidezza allo spostamento in X è data da:

$$F_x = R_{KX} \cdot w = R_{KX} \cdot 1 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad R_{KX} = \frac{F_x}{1 \text{ cm}} = \{K_x \cdot [H \cdot L_x + (L_x + 2 \cdot S) \cdot S]\} / 1 \text{ cm}.$$

- **Rigidezze allo spostamento in Y (R_{KY}) -**

Tale rigidezza rappresenta la forza (F_y) che da luogo ad uno spostamento unitario ($w = 1$).

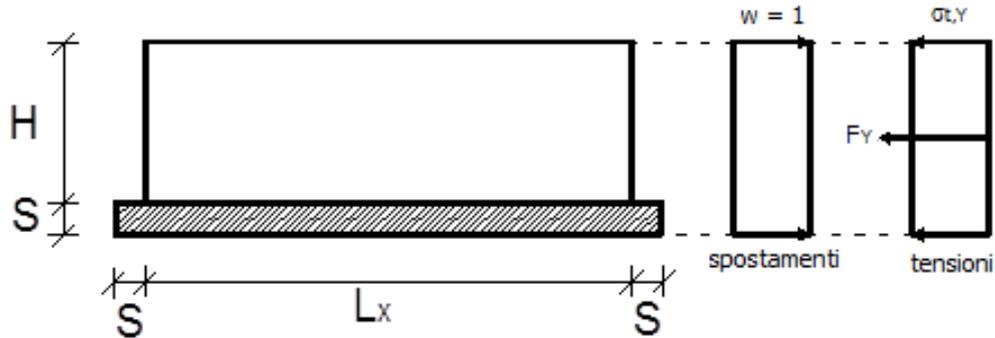


Figura 6.5: spostamenti e tensioni per calcolo di R_{KY}

Con riferimento alla *Figura 6.5*, risulta:

- **Tensione sul terreno ($\sigma_{t,y}$):**

$$\sigma_{t,y} = K_y \cdot w = K_y;$$

dove:

$w = 1 \text{ cm}$: spostamento unitario;

K_y : costante di sottofondo del terreno in direzione Y.

- **Forza F_y**

Alla precedente tensione corrisponde la forza:

$$F_y = \sigma_{t,y} \cdot A_x = \sigma_{t,y} \cdot (A_{x,pl} + A_{x,mg}) = K_y \cdot [H \cdot L_x + (L_x + 2 \cdot S) \cdot S];$$

dove:

$A_x = A_{x,pl} + A_{x,mg}$ = area totale della sezione del plinto lungo X.

$A_{x,pl} = H \cdot L_x$ = area del solo plinto lungo X.

$A_{x,mg} = (L_x + 2 \cdot S) \cdot S$ = area del solo magrone lungo X.

- **Rigidezza R_{KY}**

Quindi, la rigidezza allo spostamento in Y è data da:

$$F_y = R_{KY} \cdot w = R_{KY} \cdot 1 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad R_{KY} = \frac{F_y}{1 \text{ cm}} = \{K_y \cdot [H \cdot L_x + (L_x + 2 \cdot S) \cdot S]\} / 1 \text{ cm}.$$

- **Rigidezze allo spostamento in Z (R_{KZ}) -**

Tale rigidezza rappresenta la forza (F_z) che da luogo ad uno spostamento unitario ($w = 1$).

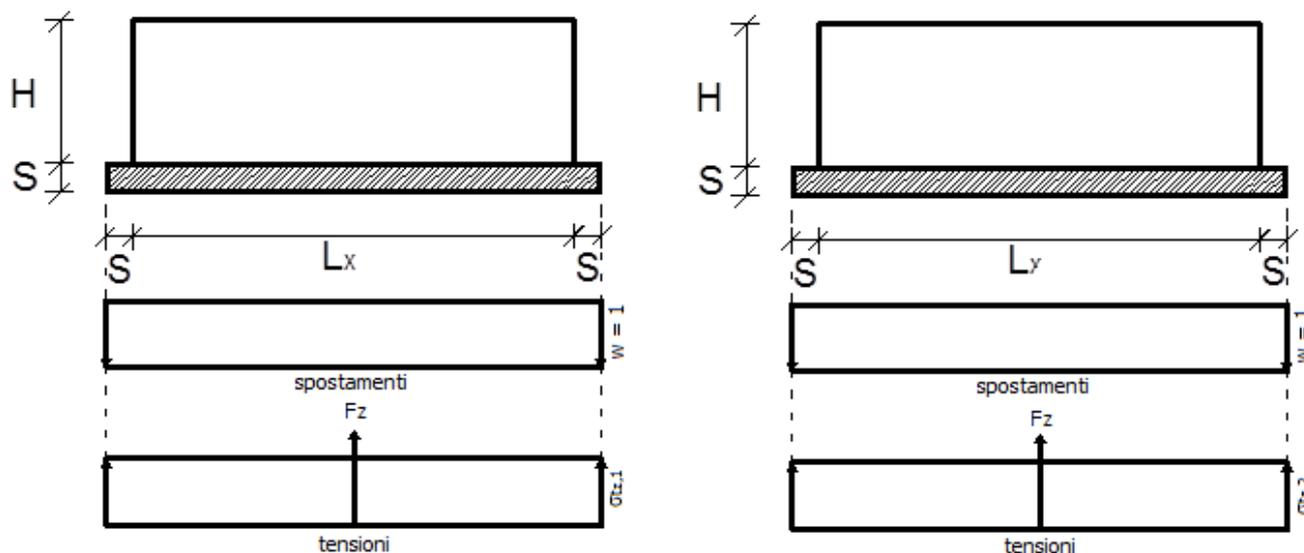


Figura 6.6: spostamenti e tensioni per calcolo di R_{KZ}

Con riferimento alla *Figura 6.6*, risulta:

- **Tensione sul terreno ($\sigma_{t,z}$):**

$$\sigma_{t,z} = K_Z \cdot w = K_Z;$$

dove:

$w = 1$ cm: spostamento unitario;

K_Z : costante di sottofondo del terreno in direzione Z.

- **Forza F_Z**

Alla precedente tensione corrisponde la forza:

$$F_Z = \sigma_{t,z} \cdot A_{XY} = \sigma_{t,z} \cdot (L_X + 2 \cdot S) \cdot (L_Y + 2 \cdot S);$$

dove:

$$A_{XY} = (L_X + 2 \cdot S) \cdot (L_Y + 2 \cdot S) = \text{area d'impronta del plinto.}$$

- **Rigidezza R_{KZ}**

Quindi, la rigidezza allo spostamento in Z è data da:

$$F_Z = R_{KZ} \cdot w = R_{KZ} \cdot 1\text{cm} \quad \Rightarrow \quad R_{KZ} = \frac{F_Z}{1\text{cm}} = [K_Z \cdot (L_X + 2 \cdot S) \cdot (L_Y + 2 \cdot S)] / 1\text{cm}.$$

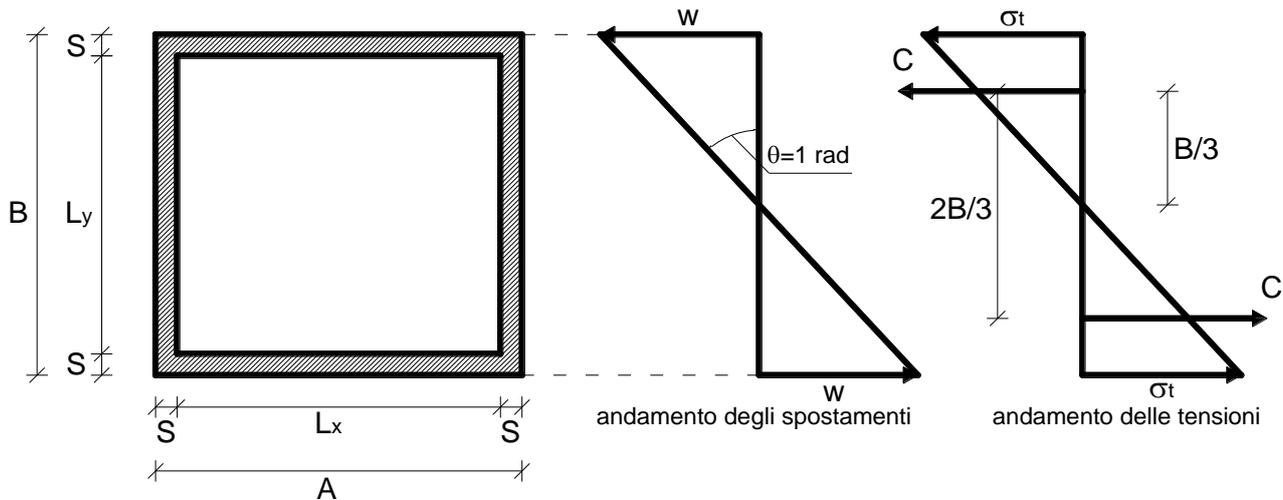
N.B. 6.1

Per le rigidezze alla spostamento è stato imposto un valore massimo pari a 9.999.999 N/cm.

- Rigidezze alla rotazione intorno a X (R_{RX}) -

La rigidezza alla rotazione rappresenta il momento che da luogo ad una rotazione unitaria.

Consideriamo gli andamenti (a farfalla) degli spostamenti e delle tensioni (*Figura 6.7*) sul plinto (parallelamente alla direzione Y) indotti da una rotazione unitaria.


 Figura 6.7: spostamenti e tensioni per calcolo di R_{RX}

Con riferimento alla *Figura 6.7*, risulta:

- **Tensione sul terreno ($\sigma_{t,x}$):**

$$\sigma_{t,x} = K_z \cdot w = K_z \cdot B/2;$$

dove:

$$w = \frac{B}{2} \cdot \operatorname{tg}\theta = \frac{B}{2} \quad (\text{nell'ipotesi di piccoli spostamenti});$$

K_z : costante di sottofondo del terreno in direzione Z.

- **Momento M_x**

Alla precedente tensione corrisponde il momento:

$$M_x = C \cdot d = \left(\sigma_{t,x} \cdot \frac{B}{4} \cdot A \right) \cdot \frac{2}{3} \cdot B = \left(K_z \cdot \frac{B}{2} \cdot \frac{B}{4} \cdot A \right) \cdot \frac{2}{3} \cdot B = K_z \cdot \frac{A \cdot B^3}{12} = K_z \cdot \frac{(L_x + 2 \cdot S) \cdot (L_y + 2 \cdot S)^3}{12}$$

dove:

$$C = \sigma_{t,x} \cdot \frac{B}{2} \cdot A : \text{risultante del diagramma triangolare};$$

$A = L_x + 2 \cdot S$: larghezza complessiva del plinto lungo X;

$B = L_y + 2 \cdot S$: larghezza complessiva del plinto lungo Y;

$$d = \frac{2}{3} \cdot B : \text{braccio della coppia C.}$$

- **Rigidezza R_{KZ}**

Quindi la rigidezza alla rotazione intorno all'asse X è data da:

$$M_x = R_{RX} \cdot \theta = R_{RX} \cdot 1 \text{ rad} \quad \Rightarrow \quad R_{RX} = \frac{M_x}{1 \text{ rad}} = \left[K_z \cdot \frac{(L_x + 2 \cdot S) \cdot (L_y + 2 \cdot S)^3}{12} \right] / 1 \text{ rad.}$$

- **Rigidezze alla rotazione intorno a Y (R_{RY}) -**

Facendo lo stesso discorso intorno all'asse Y otteniamo:

$$R_{RY} = \left[K_z \cdot \frac{(L_x + 2 \cdot S)^3 \cdot (L_y + 2 \cdot S)}{12} \right] / 1 \text{ rad.}$$

- **Rigidezze alla rotazione intorno a Z (R_{RZ}) -**

Ripetendo lo stesso ragionamento fatto in precedenza anche per le quattro superfici laterali (distinte tra plinto

e magrone) di dimensioni $L_x \cdot H$ ed $L_y \cdot H$ (per il plinto) e $(L_x + 2 \cdot S) \cdot S$ ed $(L_y + 2 \cdot S) \cdot S$ (per il magrone) si ottiene (Figura 6.8):

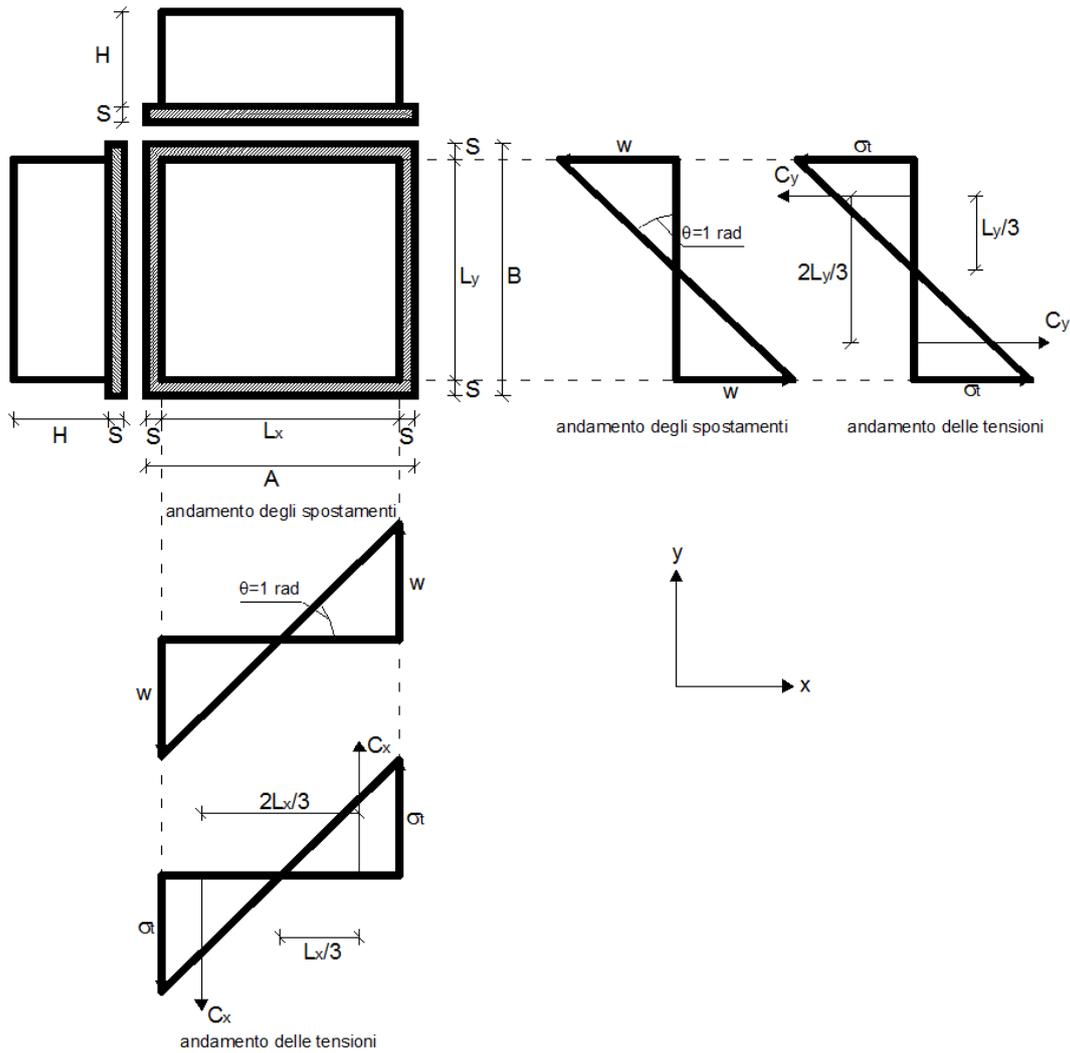


Figura 6.8: spostamenti e tensioni per calcolo di R_{RZ}

Superficie	lungo X	lungo Y
Plinto	$R_{Z,pl}^X = 2 \cdot \left[K_X \cdot \left(\frac{L_y^3 \cdot H}{12} \right) \right] / 1 \cdot \text{rad}$	$R_{Z,pl}^Y = 2 \cdot \left[K_Y \cdot \left(\frac{L_x^3 \cdot H}{12} \right) \right] / 1 \cdot \text{rad}$
Magrone	$R_{Z,mg}^X = 2 \cdot \left[K_X \cdot \left(\frac{(L_y + 2 \cdot S)^3 \cdot H}{12} \right) \right] / 1 \cdot \text{rad}$	$R_{Z,mg}^Y = 2 \cdot \left[K_Y \cdot \left(\frac{(L_x + 2 \cdot S)^3 \cdot H}{12} \right) \right] / 1 \cdot \text{rad}$
Totale	$R_Z^X = R_{Z,pl}^X + R_{Z,mg}^X$	$R_Z^Y = R_{Z,pl}^Y + R_{Z,mg}^Y$

Pertanto, la rigidezza "**risultante**" intorno è data da:

$$R_Z = R_Z^X + R_Z^Y = 2 \cdot \left[K_X \cdot \left(\frac{L_y^3 \cdot H}{12} \right) \right] / 1 \cdot \text{rad} + 2 \cdot \left[K_X \cdot \left(\frac{(L_y + 2 \cdot S)^3 \cdot H}{12} \right) \right] / 1 \cdot \text{rad} + 2 \cdot \left[K_Y \cdot \left(\frac{L_x^3 \cdot H}{12} \right) \right] / 1 \cdot \text{rad} + 2 \cdot \left[K_Y \cdot \left(\frac{(L_x + 2 \cdot S)^3 \cdot H}{12} \right) \right] / 1 \cdot \text{rad}.$$

N.B. 6.2

Per le rigidezze alla rotazione è stato imposto un valore massimo pari a 9.999.999.999 Nm/rad.

Esempio

Si riporta di seguito il calcolo manuale delle rigidezze per il caso in esame.

- Rigidezze allo spostamento in X (R_{KX}) -

Per quanto detto in precedenza si ha:

$$R_{KX} = \{K_X \cdot [H \cdot L_Y + (L_Y + 2 \cdot S) \cdot S]\} / 1\text{cm}.$$

Si riassume nella successiva tabella il calcolo della suddetta rigidezza.

Tab. 6.2: Calcolo della rigidezza allo spostamento in X

K_X [N/cm ³]	L_Y [cm]	H [cm]	S [cm]	R_{KX} [N/cm]
60	300	60	15	1.377.000

Quindi:

$$R_{KX} = 1.377.000 \text{ N/cm}.$$

- Rigidezze allo spostamento in Y (R_{KY}) -

Per quanto detto in precedenza si ha:

$$R_{KY} = \{K_Y \cdot [H \cdot L_X + (L_X + 2 \cdot S) \cdot S]\} / 1\text{cm}.$$

Si riassume nella successiva tabella il calcolo della suddetta rigidezza.

Tab. 6.3: Calcolo della rigidezza allo spostamento in Y

K_Y [N/cm ³]	L_X [cm]	H [cm]	S [cm]	R_{KY} [N/cm]
60	200	60	15	927.000

Quindi:

$$R_{KY} = 927.000 \text{ N/cm}.$$

- Rigidezze allo spostamento in Z (R_{KZ}) -

Per quanto detto in precedenza si ha:

$$R_{KZ} = [K_Z \cdot (L_X + 2 \cdot S) \cdot (L_Y + 2 \cdot S)] / 1\text{cm}.$$

Si riassume nella successiva tabella il calcolo della suddetta rigidezza.

Tab. 6.4: Calcolo della rigidezza allo spostamento in Z

K_Z [N/cm ³]	L_X [cm]	L_Y [cm]	S [cm]	R_{KZ} [N/cm]
200	200	300	15	15.180.000

Quindi:

$$R_{KZ} = 15.180.000 \text{ N/cm} > 9.999.999 \text{ N/cm}.$$

Per cui:

$$R_{KZ} = 9.999.999 \text{ N/cm (vedi N.B. 6.2)}.$$

- Rigidezze alla rotazione in X (R_{RX}) -

Per quanto detto in precedenza si ha:

$$R_{RX} = \left[K_Z \cdot \frac{(L_X + 2 \cdot S) \cdot (L_Y + 2 \cdot S)^3}{12} \right] / 1\text{rad}.$$

Si riassume nella successiva tabella il calcolo della suddetta rigidezza.

Tab. 6.5: Calcolo della rigidezza allo rotazione in X

K_Z [N/cm ³]	L_X [cm]	L_Y [cm]	S [cm]	R_{RX} [Nm/rad]
200	200	300	15	1.377.585.000

Quindi:

$$R_{RX} = 1.377.585.000 \text{ Nm/rad.}$$

- Rigidezze alla rotazione in Y (R_{RY}) -

Per quanto detto in precedenza si ha:

$$R_{RY} = \left[K_Z \cdot \frac{(L_X + 2 \cdot S)^3 \cdot (L_Y + 2 \cdot S)}{12} \right] / 1 \text{ rad.}$$

Si riassume nella successiva tabella il calcolo della suddetta rigidezza.

Tab. 6.6: Calcolo della rigidezza allo rotazione in Y

K_Z [N/cm ³]	L_X [cm]	L_Y [cm]	S [cm]	R_{RY} [Nm/rad]
200	200	300	15	669.185.000

Quindi:

$$R_{RY} = 669.185.000 \text{ Nm/rad.}$$

- Rigidezze alla rotazione in Z (R_{RZ}) -

Per quanto detto in precedenza si ha:

$$R_{RZ} = 2 \cdot \left[K_X \cdot \left(\frac{L_Y^3 \cdot H}{12} \right) \right] / 1 \cdot \text{rad} + 2 \cdot \left[K_X \cdot \left(\frac{(L_Y + 2 \cdot S)^3 \cdot S}{12} \right) \right] / 1 \cdot \text{rad} + 2 \cdot \left[K_Y \cdot \left(\frac{L_X^3 \cdot H}{12} \right) \right] / 1 \cdot \text{rad} + 2 \cdot \left[K_Y \cdot \left(\frac{(L_X + 2 \cdot S)^3 \cdot S}{12} \right) \right] / 1 \cdot \text{rad} = 162.000.000 + 53.905.500 + 48.000.000 + 18.250.500.$$

Si riassume nella successiva tabella il calcolo della suddetta rigidezza.

Tab. 6.7: Calcolo della rigidezza allo rotazione in Z

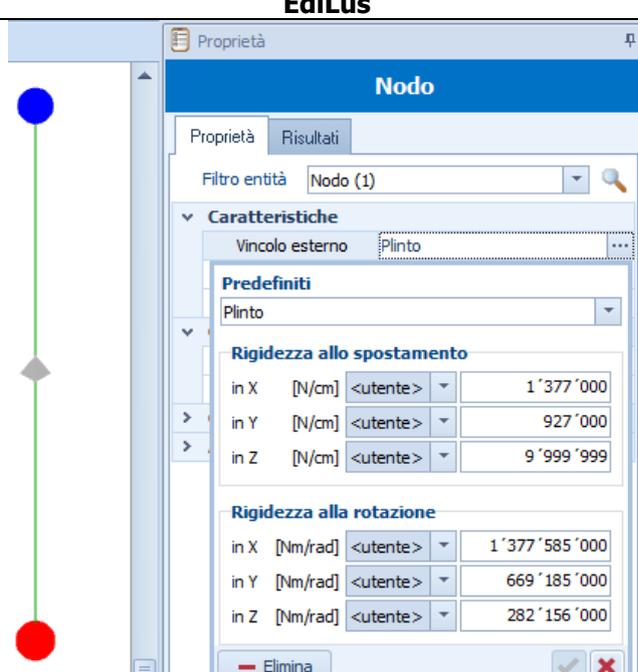
K_X [N/cm ³]	K_Y [N/cm ³]	L_X [cm]	L_Y [cm]	H [cm]	S [cm]	R_{RZ} [Nm/rad]
60	60	200	300	60	15	282.156.000

Quindi:

$$R_{RZ} = 282.156.000 \text{ Nm/rad.}$$

- Confronto -

Di seguito, si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

Manuale	EdiLus
<p>Rigidezza allo spostamento</p> <p>in X -> $R_{KX} = 1.337.000 \text{ N/cm}$</p> <p>in Y -> $R_{KY} = 927.000 \text{ N/cm}$</p> <p>in Z -> $R_{KZ} = 9.999.999 \text{ N/cm}$</p> <p>Rigidezza alla rotazione</p> <p>in X -> $R_{RX} = 1.377.585.000 \text{ Nm/rad}$</p> <p>in Y -> $R_{RY} = 669.185.000 \text{ Nm/rad}$</p> <p>in Z -> $R_{RZ} = 282.156.000 \text{ Nm/rad}$</p>	 <p>The screenshot shows the 'Proprietà' window for a 'Nodo' (Node) in the EdiLus software. The 'Caratteristiche' (Characteristics) section is expanded to show 'Rigidezza allo spostamento' (Stiffness to displacement) and 'Rigidezza alla rotazione' (Stiffness to rotation). The values for translation are: in X [N/cm] = 1'377'000, in Y [N/cm] = 927'000, and in Z [N/cm] = 9'999'999. The values for rotation are: in X [Nm/rad] = 1'377'585'000, in Y [Nm/rad] = 669'185'000, and in Z [Nm/rad] = 282'156'000. The interface also shows a 'Vincolo esterno' (External constraint) set to 'Plinto' (Fixed) and an 'Elimina' (Delete) button.</p>

N.B. 6.3

Nel caso di stratigrafia le rigidezze vengono calcolate in funzione SOLO del I strato.

7 (GEO) - Test di Validazione n.07 (Sollecitazioni Verifiche Plinto BASSO)

Titolo: **Sollecitazioni verifica plinto BASSO.**

Il file di EdiLus (CA) è: **Validazione_Plinto_Basso.EDL**

Si espone di seguito il procedimento adottato per la determinazione delle sollecitazioni utilizzate per le verifiche di resistenza nel caso di plinto BASSO (Flessibile).

Cenni Teorici

Nel caso di plinto flessibile vengono considerate le seguenti ipotesi:

Hp. 1: la pressione (σ) lungo un lato del plinto è costante, o meglio non si tiene conto della variazione indotta dal momento nel piano ortogonale (in direzione ortogonale al diagramma delle pressioni questa viene considerata costante).

Hp. 2: a seconda di "piccola" o "grande" eccentricità si assume:

• piccola eccentricità

Direzione X	Direzione Y
<p>Se $e_x = M_y/N < L_{pl,x}/6$ si ha il diagramma delle pressioni riportato nella <i>Figura 7.1</i>, dove:</p> $\sigma_{min,X} = N/A - M_y/W_y;$ $\sigma_{max,X} = N/A + M_y/W_y;$ <p>dove:</p> <p>N = sforzo normale alla base del plinto; A = area d'impronta del plinto (escluso il magrone); M_y = momento flettente, intorno all'asse Y, che agisce alla base del pilastro; W_y = modulo di resistenza intorno all'asse Y.</p>	<p>Se $e_y = M_x/N < L_{pl,y}/6$ si ha il diagramma delle pressioni riportato nella <i>Figura 7.2</i>, dove:</p> $\sigma_{min,Y} = N/A - M_x/W_x;$ $\sigma_{max,Y} = N/A + M_x/W_x;$ <p>dove:</p> <p>M_x = momento flettente, intorno all'asse X, che agisce alla base del pilastro; W_x = modulo di resistenza intorno all'asse X.</p>

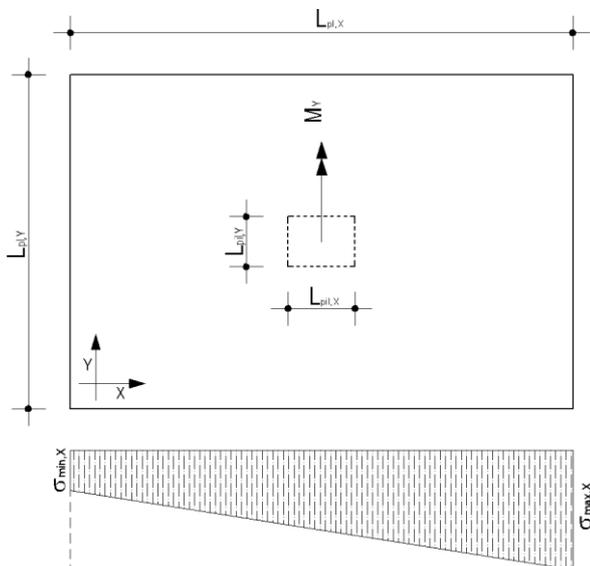


Figura 7.1: andamento delle pressioni, in direzione X, per piccola eccentricità

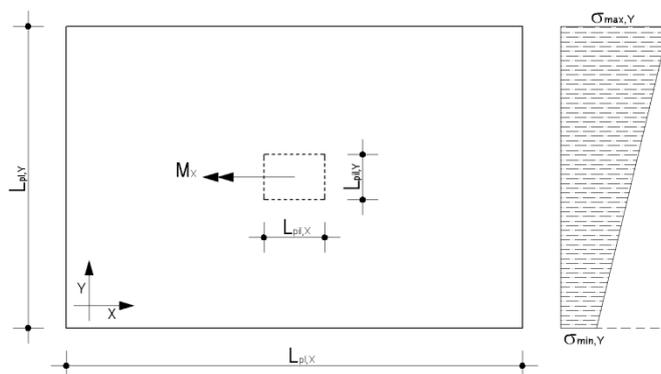


Figura 7.2: andamento delle pressioni, in direzione Y, per piccola eccentricità

• grande eccentricità

Direzione X	Direzione Y
<p>Se $e_x = M_y/N > L_{pl,x}/6$ si ha il diagramma delle pressioni riportato nella <i>Figura 7.3</i>, dove:</p> $\sigma_{min,X} = 0;$ $\sigma_{max,X} = 2 \cdot N / [3 \cdot L_{pl,y} \cdot (L_{pl,x}/2 - e_x)].$ <p>La parte di terreno compressa è data da:</p> $3 \cdot u_x = 3 \cdot (L_{pl,x}/2 - e_x).$	<p>Se $e_y = M_x/N > L_{pl,y}/6$ si ha il diagramma delle pressioni riportato nella <i>Figura 7.4</i>, dove:</p> $\sigma_{min,Y} = 0;$ $\sigma_{max,Y} = 2 \cdot N / [3 \cdot L_{pl,x} \cdot (L_{pl,y}/2 - e_y)].$ <p>La parte di terreno compressa è data da:</p> $3 \cdot u_y = 3 \cdot (L_{pl,y}/2 - e_y).$

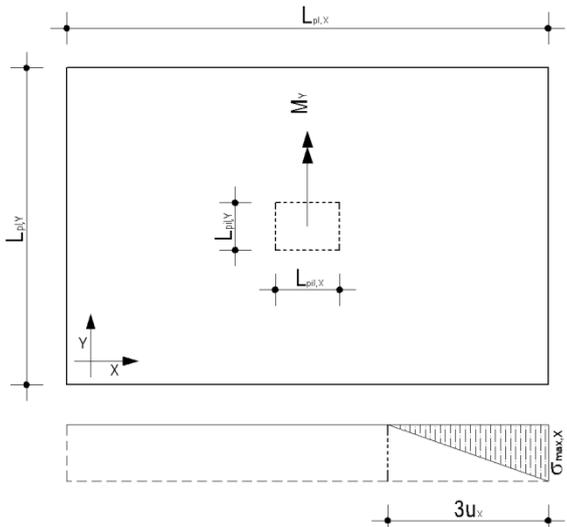


Figura 7.3: andamento delle pressione, in direzione X, nel caso di *grande* eccentricità

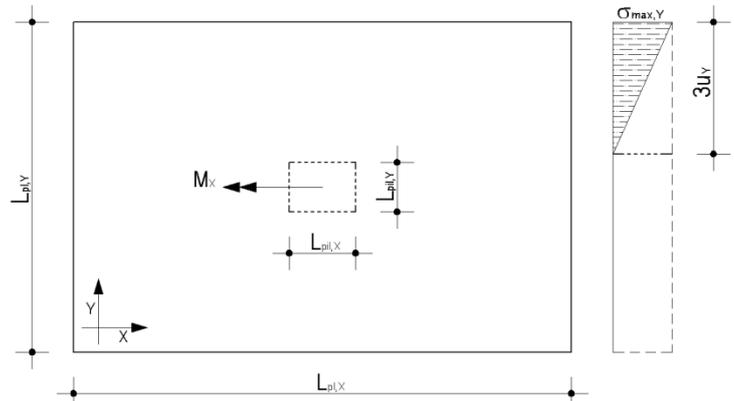


Figura 7.4: andamento delle pressione, in direzione Y, nel caso di *grande* eccentricità

Hp. 3: il plinto rettangolare viene diviso in quattro trapezi/mensole (Figura 7.5):

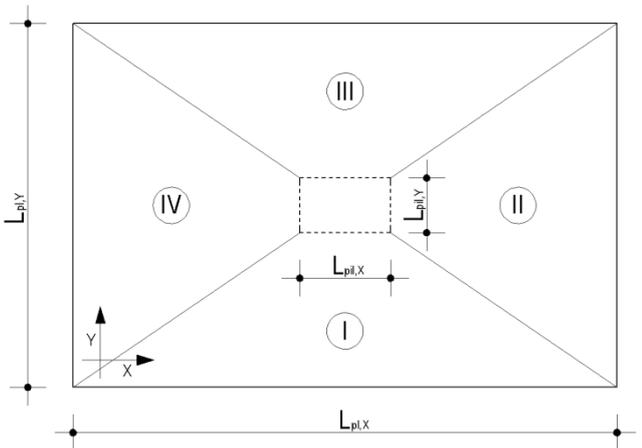


Figura 7.5: mensole/trapezi

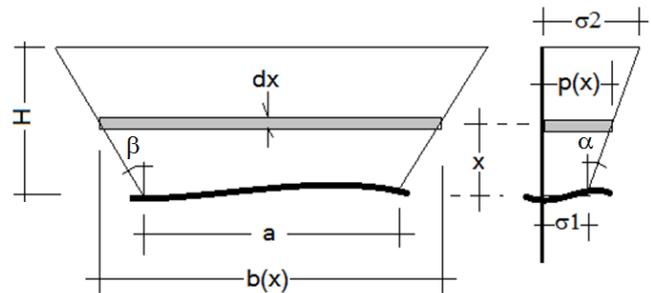


Figura 7.6: generica striscia sulla mensola/trapezio

Con riferimento alla generica striscia (Figura 7.6) di volume $b(x) \cdot p(x) \cdot dx$ (forza), il calcolo del momento agente (F·x) nella generica sezione (funzione della distribuzione delle pressioni e dell'impronta a trapezio) viene fatto mediante la seguente relazione (integrazione del diagramma delle pressioni):

$$M(x) = \int_0^H x \cdot b(x) \cdot p(x) \cdot dx;$$

dove, essendo $b(x) = a + 2 \cdot x \cdot \text{tg}(\beta)$ e $p(x) = \sigma_1 + x \cdot \text{tg}(\alpha)$ (Figura 7.6), si ha:

$$M(x) = \int_0^H x \cdot [a + 2 \cdot x \cdot \text{tg}(\beta)] \cdot [\sigma_1 + x \cdot \text{tg}(\alpha)] \cdot dx = \int_0^H a \cdot \sigma_1 \cdot x + a \cdot \text{tg}(\alpha) \cdot x^2 + 2 \cdot \sigma_1 \cdot \text{tg}(\beta) \cdot x^2 + 2 \cdot \text{tg}(\alpha) \cdot \text{tg}(\beta) \cdot x^3;$$

sviluppando l'integrale diventa:

$$\begin{aligned} M(x) &= \left[a \cdot \sigma_1 \cdot \frac{x^2}{2} + a \cdot \text{tg}(\alpha) \cdot \frac{x^3}{3} + 2 \cdot \sigma_1 \cdot \text{tg}(\beta) \cdot \frac{x^3}{3} + 2 \cdot \text{tg}(\alpha) \cdot \text{tg}(\beta) \cdot \frac{x^4}{4} \right]_0^H = \\ &= \left[a \cdot \sigma_1 \cdot \frac{x^2}{2} + (a \cdot \text{tg}(\alpha) + 2 \cdot \sigma_1 \cdot \text{tg}(\beta)) \cdot \frac{x^3}{3} + 2 \cdot \text{tg}(\alpha) \cdot \text{tg}(\beta) \cdot \frac{x^4}{4} \right]_0^H \quad [1] \end{aligned}$$

con:

- a: larghezza della base minore del trapezio che fa riferimento alla generica sezione oggetto di studio;
- σ_1 : pressione del terreno in corrispondenza della generica sezione oggetto di studio;

$tg(\alpha)$: inclinazione del diagramma delle pressioni;
 $tg(\beta)$: inclinazione dei lati del trapezio/mensola.

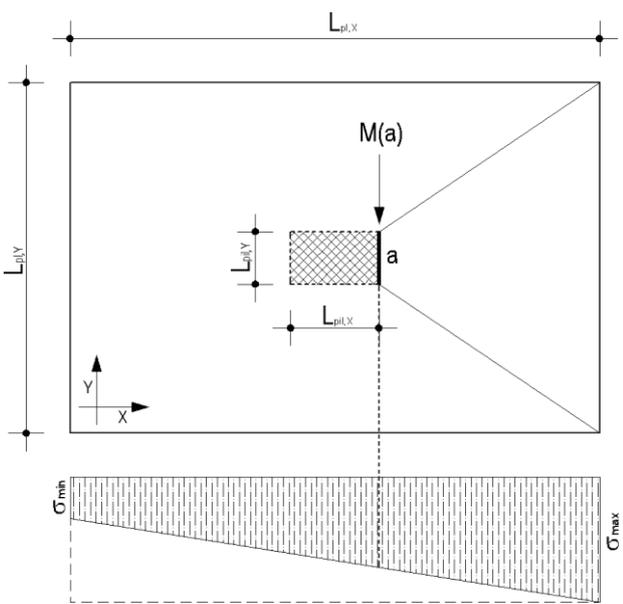
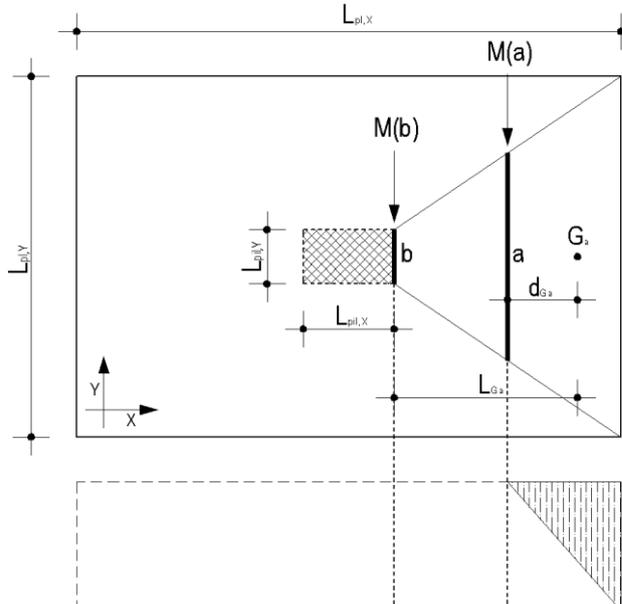
Analogamente per il taglio (volume del solido delle pressioni) si ha:

$$T(x) = \int_0^H b(x) \cdot p(x) \cdot dx = \int_0^H (a \cdot \sigma_1 + a \cdot tg(\alpha) \cdot x + 2 \cdot \sigma_1 \cdot tg(\beta) \cdot x + 2 \cdot tg(\alpha) \cdot tg(\beta) \cdot x^2) \cdot dx;$$

sviluppando l'integrale diventa:

$$\begin{aligned}
 T(x) &= \left[a \cdot \sigma_1 \cdot x + a \cdot tg(\alpha) \cdot \frac{x^2}{2} + 2 \cdot \sigma_1 \cdot tg(\beta) \cdot \frac{x^2}{2} + 2 \cdot tg(\alpha) \cdot tg(\beta) \cdot \frac{x^3}{3} \right]_0^H = \\
 &= \left[a \cdot \sigma_1 \cdot x + (a \cdot tg(\alpha) + 2 \cdot \sigma_1 \cdot tg(\beta)) \cdot \frac{x^2}{2} + 2 \cdot tg(\alpha) \cdot tg(\beta) \cdot \frac{x^3}{3} \right]_0^H \quad [2]
 \end{aligned}$$

In particolare, nel caso di plinto parallelepipedo si ha:

Piccola Eccentricità (impronta sul terreno tutta compressa)	Grande Eccentricità (impronta sul terreno parzializzata)
<p>Con l'espressione [1] si calcola il momento sollecitante $M(a)$ direttamente nella sezione di verifica [sezione di attacco con il pilastro (Figura 7.7)]</p>  <p>Figura 7.7: momento di verifica per Piccola Eccentricità</p>	<p>Con l'espressione [1] e [2] si calcolano il momento $[M(a)]$ e il taglio $[T(a)]$ nella sezione in cui si annulla il diagramma delle pressioni. Noti $M(a)$ e $T(a)$ si calcola il baricentro del "solido delle pressioni" $d_{Ga} [= M(a)/T(a)]$. A questo punto si può calcolare il momento sollecitante $M(b)$ nella sezione di verifica [sezione di attacco con il pilastro (Figura 7.8)] come $T(a) \cdot L_{Ga}$.</p>  <p>Figura 7.8: momento di verifica per Grande Eccentricità</p>

Hp. 4: Il momento viene calcolato nelle sezioni riportate nella Figura 7.9.

La sezione 2 può coincidere con la 3 (stessa cosa per 4 e 5) se non c'è il tratto a spessore costante (2-3) oppure il plinto è parallelepipedo.

La 1 e la 6 sono sempre nella mezzeria della mensola.

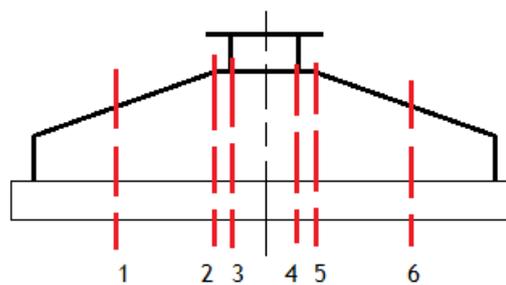


Figura 7.9: sezioni di verifica

Dati Generali

- Analisi -

- Analisi sismica: Nessuna.

- Pilastro - (Figura 7.100)

- $L_{pl,X}$ = dimensione lungo X = 1,80 m.
- $L_{pl,Y}$ = dimensione lungo Y = 2,40 m.
- H_{pl} = altezza/spessore = 0,30 m.
- s_m = spessore magrone = 0,15 m.
- Materiale = Cls C25/30_B450C (con peso specifico $\gamma_c = 25\ 000\ N/m^3$).

- Plinto - (Figura 7.100)

- $L_{pl,X}$ = dimensione lungo X = 1,80 m.
- $L_{pl,Y}$ = dimensione lungo Y = 2,40 m.
- H_{pl} = altezza/spessore = 0,30 m.
- s_m = spessore magrone = 0,15 m.
- Materiale = Cls C25/30_B450C (con peso specifico $\gamma_c = 25\ 000\ N/m^3$).

- Forze esterne - (Figura 7.11)

- Forza (F_x) concentrata orizzontale di **8 000 N** (Condizione di carico -> Permanente) applicata in testa al pilastro e diretta secondo +X (Blu in Figura 7.11).
- Forza (F_y) concentrata orizzontale di **150 000 N** (Condizione di carico -> Permanente) applicata in testa al pilastro e diretta secondo +Y (Azzurra in Figura 7.11).
- Forza (F_z) concentrata verticale di **400 000 N** (Condizione di carico -> Permanente) applicata in testa al pilastro e diretta secondo -Z (Rossa in Figura 7.11).

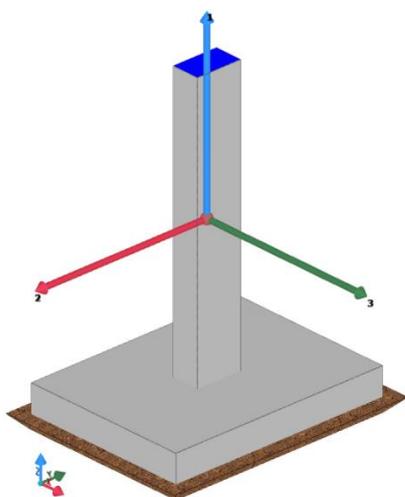


Figura 7.10: vista - "Editor 3D"



Figura 7.11: vista - "Forze e Momenti (utente)"

Determinazione delle azioni

- Caratteristiche -

Le azioni *caratteristiche* in gioco sono:

- Peso proprio del pilastro (P_{pil} - Condizione di carico -> Permanente):

$$P_{pil} = L_{pil,X} \cdot L_{pil,Y} \cdot H_{pil} \cdot \gamma_c = 0,30m \cdot 0,50m \cdot 3,00m \cdot 25000N/m^3 = 11\ 250\ N.$$
- Peso proprio del plinto (P_{plinto} - Condizione di carico -> Permanente):

$$P_{pl} = L_{pl,X} \cdot L_{pl,Y} \cdot H_{pl} \cdot \gamma_c = 1,80m \cdot 2,40m \cdot 0,30m \cdot 25000N/m^3 = 32\ 400\ N.$$
- Forza in testa al pilastro in X (F_x - Condizione di carico -> Permanente):

$$F_x = 8\ 000\ N.$$

- Forza in testa al pilastro in Y (F_Y - Condizione di carico -> Permanente):

$$F_Y = 150\,000 \text{ N.}$$

- Forza in testa al pilastro in Z (F_Z - Condizione di carico -> Permanente):

$$F_Z = 400\,000 \text{ N.}$$

In assenza di sisma, allo SLU, le combinazioni di carico, con relativi coefficienti di combinazione, sono:

Combinazione	Carico Permanente
1	1,30
2	1,00

- Combinate alla base del pilastro -

La **combinazione 1** (più gravosa) determina al piede del pilastro le seguenti azioni:

$$N_{pil} = (P_{pil} + F_Z) \cdot 1,30 = (11250 \text{ N} + 400000 \text{ N}) \cdot 1,30 = 411250 \text{ N} \cdot 1,30 = 534\,625 \text{ N};$$

$$T_{X,pil} = F_X \cdot 1,30 = 8000 \text{ N} \cdot 1,30 = 10\,400 \text{ N};$$

$$T_{Y,pil} = F_Y \cdot 1,30 = 150000 \text{ N} \cdot 1,30 = 195\,000 \text{ N};$$

$$M_{X,pil} = (F_Y \cdot H_{pil}) \cdot 1,30 = (150000 \text{ N} \cdot 3,00 \text{ m}) \cdot 1,30 = 585\,000 \text{ Nm};$$

$$M_{Y,pil} = (F_X \cdot H_{pil}) \cdot 1,30 = (8000 \text{ N} \cdot 3,00 \text{ m}) \cdot 1,30 = 31\,200 \text{ Nm.}$$

- Combinate alla base del plinto -

La **combinazione 1** (più gravosa) determina al piede del plinto le seguenti azioni:

$$N_{pl} = (P_{pil} + F_Z + P_{pl}) \cdot 1,30 = (11250 \text{ N} + 400000 \text{ N} + 32400 \text{ N}) \cdot 1,30 = 443650 \text{ N} \cdot 1,30 = 576\,745 \text{ N};$$

$$T_{X,pl} = T_{X,pil} = 10\,400 \text{ N};$$

$$T_{Y,pl} = T_{Y,pil} = 195\,000 \text{ N};$$

$$M_{X,pl} = (T_{Y,pl} \cdot H_{pl} + M_{X,pil}) = (195000 \text{ N} \cdot 0,30 \text{ m} + 585000 \text{ Nm}) = 643\,500 \text{ Nm};$$

$$M_{Y,pl} = (T_{X,pl} \cdot H_{pl} + M_{Y,pil}) = (10400 \text{ N} \cdot 0,30 \text{ m} + 31200 \text{ Nm}) = 34\,320 \text{ Nm.}$$

- Riassunto Sollecitazioni Combinate -

Nella successiva tabella si riassumono le sollecitazioni relative alla *combinazione 1* alla base del pilastro e alla base del plinto.

Tab. 7.1: Sollecitazioni della combinazione 1 alla base del pilastro e del plinto

Base Pilastro/Plinto	N [N]	T_x [N]	T_y [N]	M_x [Nm]	M_y [Nm]
Base Pilastro	534 625	10 400	195 000	585 000	31 200
Base Plinto	576 745			643 500	34 320

Determinazione sollecitazioni di verifica

- Sforzo Normale ($N = N_{Ed}$) -

Tale valore corrisponde allo sforzo normale al piede del pilastro.

Quindi, con riferimento alla Tab. 7.1 si ha:

$$N = N_{Ed} = N_{pl} = \mathbf{576\,745 \text{ N.}}$$

- Sforzo di Taglio lungo X (T_x) - Asse locale "3" ($V_{Ed,3}$) -

Tale valore corrisponde con lo sforzo di taglio lungo X al piede del pilastro.

Quindi, con riferimento alla Tab. 7.1 si ha:

$$T_x = V_{Ed,3} = T_{pil,x} = \mathbf{10\,400 \text{ N.}}$$

- Sforzo di Taglio lungo Y (T_y) - Asse locale "2" ($V_{Ed,2}$) -

Tale valore corrisponde con lo sforzo di taglio lungo Y al piede del pilastro.

Quindi, con riferimento alla Tab. 7.1 si ha:

$$T_y = V_{Ed,2} = T_{pil,y} = \mathbf{195\,000 \text{ N.}}$$

- Momento lungo X (M_x) - Asse locale "3" ($M_{Ed,3}$) - (Direzione A) -

A tale scopo procediamo ad analizzare il trapezio/mensola 1256 in *direzione Y* riportato nella *Figura 7.12*. Preliminarmente, valutiamo l'andamento delle pressioni, in direzione Y (direzione A di EdiLus), generato dal momento intorno all'asse X presente al piede del pilastro ($M_{pil,x}$).

Per cui, si valuta l'eccentricità dovuta a tale momento:

$$e_Y = M_{pil,x}/N_{pl} = 585000 \text{ Nm}/576745 \text{ N} = 1,01431 \text{ m} > L_{pl,y}/6 = 2,40/6 = 0,400 \text{ m (sezione parzialmente compressa)}.$$

con:

$$\begin{aligned} M_{pil,x} &= 585\,000 \text{ Nm (momento intorno all'asse X alla base del pilastro);} \\ N_{pl} &= 576\,745 \text{ N (sforzo normale alla base del plinto);} \\ L_{pl,y} &= 2,40 \text{ m (dimensione del plinto in direzione Y).} \end{aligned}$$

Quindi, essendo nell'ipotesi di **grande** eccentricità ne consegue che il diagramma delle pressioni in direzione Y è triangolare.

In particolare, con riferimento alla *Figura 7.12*, per quanto detto nei cenni teorici, la minima e la massima pressione in direzione Y sono pari a:

$$\begin{aligned} \sigma_{1,Y} &= \sigma_{78} = 0 \text{ N/mm}^2; \\ \sigma_{2,Y} &= \sigma_{max,Y} = 2 \cdot N_{pl} / [3 \cdot L_{pl,x} \cdot (L_{pl,y}/2 - e_Y)] = 2 \cdot 576745 / [3 \cdot 1800 \cdot (2400/2 - 1014,31)] = 1,150373 \text{ N/mm}^2. \end{aligned}$$

Dove:

$$\begin{aligned} N_{pl} &= 576\,745 \text{ N (sforzo normale alla base del plinto);} \\ L_{pl,x} &= 1,80 \text{ m} = 180 \text{ cm} = 1800 \text{ mm (dimensione del plinto in direzione X);} \\ L_{pl,y} &= 2,40 \text{ m} = 240 \text{ cm} = 2400 \text{ mm (dimensione del plinto in direzione Y);} \\ e_Y &= 1,01431 \text{ m} = 101,431 \text{ cm} = 1014,31 \text{ mm (eccentricità in direzione Y dovuto al momento intorno all'asse X).} \end{aligned}$$

L'ampiezza della parte compressa del terreno è pari a:

$$3 \cdot u = 3 \cdot (L_{pl,y}/2 - e_Y) = 3 \cdot (2400/2 - 1014,31) = 557,06 \text{ mm} = 55,706 \text{ cm} = 0,55706 \text{ m}.$$

Nella sezione in cui si annulla la pressione ($\sigma_1 = 0$), la base del diagramma (L_{78}) vale:

$$L_{78} = L_{pl,x} - 2 \cdot L_{58'} = 1800 - 2 \cdot 439,79 = 920,43 \text{ mm}.$$

Dove, ragionando sui triangoli "66'5" e "88'5" si ha:

$$\text{tang}(\beta) = L_{56'}/L_{66'} = L_{58'}/L_{88'} \quad \text{da cui} \quad \rightarrow \quad L_{58'} = L_{88'} \cdot (L_{56'}/L_{66'}) = 557,06 \cdot (750/950) = 439,78 \text{ mm};$$

essendo:

$$\begin{aligned} L_{88'} &= 3 \cdot u = 0,55706 \text{ m} = 55,706 \text{ cm} = 557,06 \text{ mm (distanza dal bordo superiore del plinto della sezione 78).} \\ L_{56'} &= (L_{pl,x} - L_{pil,x})/2 = (1,80 - 0,30)/2 = 1,5/2 = 0,75 \text{ m} = 75 \text{ cm} = 750 \text{ mm (distanza dal bordo esterno del plinto della faccia del pilastro diretta lungo Y);} \\ L_{66'} &= L_{pl,y}/2 - L_{pil,y}/2 = 2,40/2 - 0,50/2 = 1,20 - 0,25 = 0,95 \text{ m} = 95 \text{ cm} = 950 \text{ mm (distanza dal bordo "superiore" del plinto della faccia 16 del pilastro);} \end{aligned}$$

Per quanto detto nei cenni teorici, il momento che agisce nella sezione 78 è dato da:

$$\begin{aligned} M_{78} &= L_{78} \cdot \sigma_{78} \cdot \frac{L_{88'}^2}{2} + [L_{78} \cdot \text{tg}(\alpha) + 2 \cdot \sigma_{78} \cdot \text{tg}(\beta)] \cdot \frac{L_{88'}^3}{3} + 2 \cdot \text{tg}(\alpha) \cdot \text{tg}(\beta) \cdot \frac{L_{88'}^4}{4} = \\ &= 920,43 \cdot 0 \cdot \frac{557,06^2}{2} + [920,43 \cdot 0,00206504 + 2 \cdot 0 \cdot 0,789] \cdot \frac{557,06^3}{3} + 2 \cdot 0,789 \cdot 0,00206504 \cdot \frac{557,06^4}{4} = \\ &= 0 \text{ Nmm} + 109\,525\,082 \text{ Nmm} + 78\,497\,189 \text{ Nmm} = 188\,022\,270 \text{ Nmm} = \mathbf{188\,022,270 \text{ Nm}}. \end{aligned}$$

dove:

$$\begin{aligned} L_{78} &= 920,43 \text{ mm (dimensione della sezione 78);} \\ \sigma_{78} &= \sigma_{1,Y} = 0 \text{ N/mm}^2 \text{ (pressione in corrispondenza della sezione 78);} \\ L_{88'} &= 557,06 \text{ mm (distanza dal bordo superiore del plinto della sezione 78);} \\ \text{tg}(\alpha) &= \sigma_{2,Y} / (3 \cdot u_Y) = 1,150373 / 557,06 = 0,00206508 \text{ N/mm}^3 \text{ (pendenza del diagramma delle pressioni);} \\ \sigma_{2,Y} &= \sigma_{max,Y} = 1,150373 \text{ N/mm}^2 \text{ (tensione massima in direzione Y);} \\ 3 \cdot u_Y &= L_{88'} = 557,06 \text{ mm (ampiezza della parte compressa del terreno).} \\ \text{tg}(\beta) &= L_{56'}/L_{66'} = 750/950 = 0,789 \text{ (pendenza dei lati 12 e 56 del trapezio/mensola in esame);} \\ L_{56'} &= 750 \text{ mm (distanza dal bordo esterno del plinto della faccia del pilastro diretta lungo Y);} \\ L_{66'} &= 950 \text{ mm (distanza dal bordo "superiore" del plinto della faccia 16 del pilastro);} \end{aligned}$$

Sempre per quanto detto nei cenni teorici, il taglio che agisce nella sezione 78 è dato da:

$$\begin{aligned}
 T_{78} &= L_{78} \cdot \sigma_{78} \cdot L_{88'} + \left[L_{78} \cdot \operatorname{tg}(\alpha) + 2 \cdot \sigma_{78} \cdot \operatorname{tg}(\beta) \right] \cdot \frac{L_{88'}^2}{2} + 2 \cdot \operatorname{tg}(\alpha) \cdot \operatorname{tg}(\beta) \cdot \frac{L_{88'}^3}{3} = \\
 &= 920,43 \cdot 0 \cdot 557,06 + \left[920,43 \cdot 0,00206508 + 2 \cdot 0 \cdot 0,789 \right] \cdot \frac{557,06^2}{2} + 2 \cdot 0,00206508 \cdot 0,789 \cdot \frac{557,06^3}{3} = \\
 &= 0 \text{ N} + 294\,919 \text{ N} + 187\,884 \text{ N} = \mathbf{482\,803 \text{ N}}.
 \end{aligned}$$

Noto il momento (M_{78}) ed il taglio (T_{78}) nella sezione 78 possiamo calcolare la distanza (rispetto alla sezione 78 - *Figura 7.12*) del baricentro del "solido delle pressioni" come:

$$M_{78} = T_{78} \cdot Y_{G,II} \quad \text{da cui} \rightarrow Y_{G,II} = M_{78}/T_{78} = 188\,022 \text{ Nm}/482\,803 \text{ N} = 0,3894 \text{ m}.$$

A questo punto è possibile calcolare il momento nella sezione di attacco 16 del pilastro, come:

$$M_{16} = T_{78} \cdot L_{G,II} = 482803 \cdot 0,7824 = \mathbf{377\,734 \text{ Nm}}.$$

dove:

$$\begin{aligned}
 L_{G,II} &= (L_{66'} - L_{88'} + Y_{G,II}) = (0,950 - 0,55706 + 0,3894) = 0,7824 \text{ m (distanza del baricentro del solido delle pressioni dalla faccia 16 del pilastro - Figura 7.12);} \\
 L_{66'} &= 0,950 \text{ m = (distanza dal bordo "superiore" del plinto della faccia 16 del pilastro);} \\
 L_{88'} &= 3 \cdot u = 0,55706 \text{ m (distanza dal bordo superiore del plinto della sezione 78);} \\
 Y_{G,II} &= 0,163 \text{ m (distanza del baricentro delle pressioni dalla sezione 78).}
 \end{aligned}$$

Quindi, sulla sezione di attacco al pilastro di dimensioni $B_A = L_{pil,X} = 30 \text{ cm}$; $H_A = H_{pl} = 30 \text{ cm}$ (con copriferro 35 mm) il momento sollecitante (intorno all'asse X) che determina l'armatura a flessione è pari a:

$$M_X = M_{Ed,3} = M_{16} = \mathbf{377\,734 \text{ Nm}}.$$

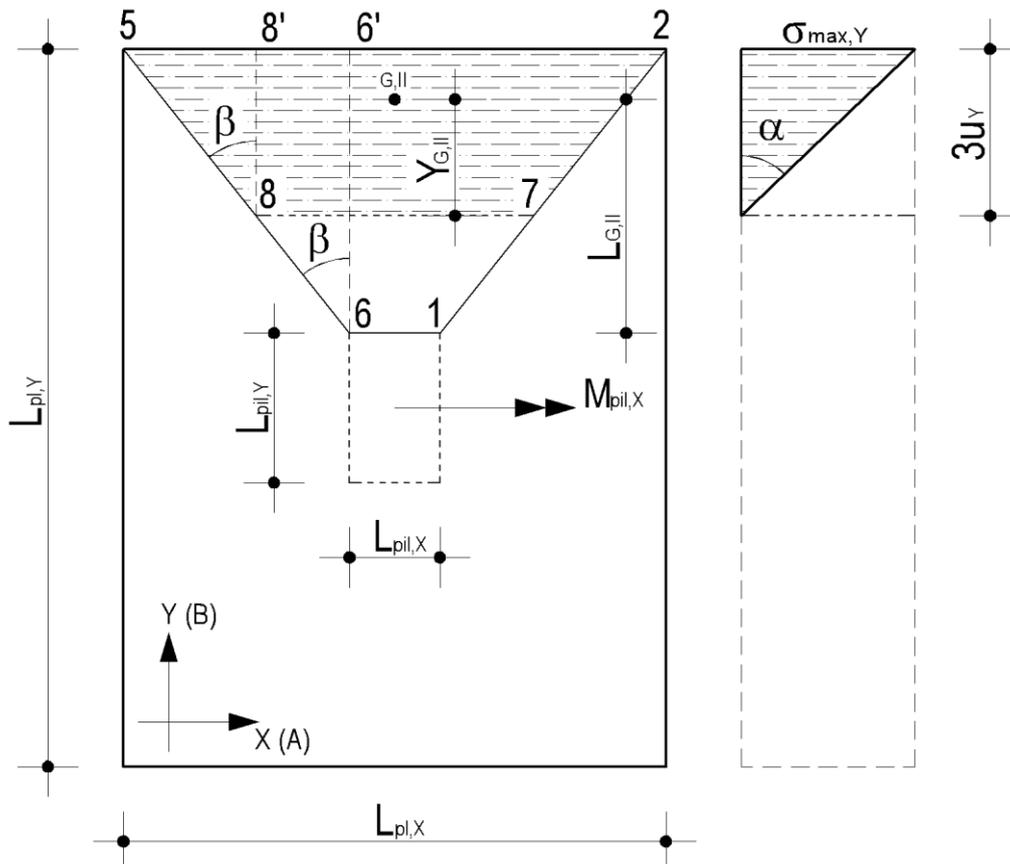


Figura 7.12: mensola in direzione Y per calcolo di M_X ($M_{Ed,3}$)

- Momento Flettente lungo Y (M_Y) - Asse locale "2" ($M_{Ed,2}$) - (Direzione B) -

A tale scopo procediamo ad analizzare il trapezio/mensola 1234 in *direzione X* riportato nella *Figura 7.13*. Preliminarmente, valutiamo l'andamento delle pressioni, in direzione X (direzione B di EdiLus), generato dal momento intorno all'asse Y presente al piede del pilastro ($M_{pil,Y}$).

Per cui, si valuta l'eccentricità in tale direzione:

$$e_X = M_{pil,Y}/N_{pl} = 31\,200\text{ Nm}/576\,745\text{ N} = 0,05410\text{ m} < L_{pl,X}/6 = 1,80/6 = 0,300\text{ m (sezione tutta compressa)}.$$

con:

$$M_{pil,Y} = 31\,200\text{ Nm (momento intorno all'asse Y alla base del pilastro);}$$

$$N_{pl} = 576\,745\text{ N (sforzo normale alla base del plinto);}$$

$$L_{pl,X} = 1,80\text{ m (dimensione del plinto in direzione X)}.$$

Quindi, essendo nell'ipotesi di piccola eccentricità ne consegue che il diagramma delle pressioni in direzione X è trapezoidale.

In particolare, con riferimento alla *Figura 7.13* la minima e la massima pressione in direzione X sono pari a:

$$\sigma_{1,X} = N_{pl}/A_{pl} - M_{pil,Y}/W_{pl,Y} = 576\,745/4320\,000 - 31\,200\,000/129\,600\,000 = 0,109432\text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_{2,X} = \sigma_{max,X} = N_{pl}/A_{pl} + M_{pil,Y}/W_{pl,Y} = 576\,745/4320\,000 + 31\,200\,000/129\,600\,000 = 0,157580\text{ N/mm}^2.$$

Dove:

$$A_{pl} = L_{pl,X} \cdot L_{pl,Y} = 1,80 \cdot 2,40 = 4,32\text{ m}^2 = 43\,200\text{ cm}^2 = 4\,320\,000\text{ mm}^2 \text{ [impronta a terra del plinto (escluso il magrone)]};$$

$$W_{pl,Y} = \frac{L_{pl,X}^2 \cdot L_{pl,Y}}{6} = \frac{1,80^2 \cdot 2,40}{6} = 1,296\text{ m}^3 = 1\,296\,000\text{ cm}^3 = 1\,296\,000\,000\text{ mm}^3 \text{ (modulo di resistenza lungo X dell'impronta a terra del plinto)}.$$

Ragionando sul diagramma delle tensioni della *Figura 7.13* ed in particolare sui triangoli "abc" e "ab'c'" si ha:

$$\tan(\alpha) = \sigma_{bc}/L_{ab} = \sigma_{b'c'}/L_{ab'} \rightarrow \sigma_{bc} = \sigma_{b'c'} \cdot (L_{ab'}/L_{ab}) = 0,048148 \cdot 1,05/1,80 = 0,028086\text{ N/mm}^2.$$

dove:

$$\sigma_{b'c'} = \sigma_{2,X} - \sigma_{1,X} = 0,157580 - 0,109432 = 0,048148\text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_{1,X} = 0,109432\text{ N/mm}^2 \text{ (pressione minima in direzione X);}$$

$$\sigma_{2,X} = 0,157580\text{ N/mm}^2 \text{ (pressione massima in direzione X);}$$

$$L_{ab'} = L_{pl,X}/2 + L_{pil,X}/2 = 1,80/2 + 0,30/2 = 0,90 + 0,15 = 1,05\text{ m (distanza dal bordo "sinistro" del plinto della faccia 14 del pilastro);}$$

$$L_{ab} = L_{pl,X} = 1,80\text{ m (dimensione del plinto in direzione X);}$$

da cui la pressione in corrispondenza della faccia 14 del pilastro è data da:

$$\sigma_{14} = \sigma_{1,X} + \sigma_{bc} = 0,109432 + 0,028086 = 0,137518\text{ N/mm}^2.$$

Per quanto detto nei cenni teorici, il momento che agisce sulla faccia 14 del pilastro è dato da:

$$\begin{aligned} M_{14} &= L_{pil,Y} \cdot \sigma_{14} \cdot \frac{L_{11'}^2}{2} + [L_{pil,Y} \cdot \tan(\alpha) + 2 \cdot \sigma_{14} \cdot \tan(\beta)] \cdot \frac{L_{11'}^3}{3} + 2 \cdot \tan(\alpha) \cdot \tan(\beta) \cdot \frac{L_{11'}^4}{4} = \\ &= 500 \cdot 0,137518 \cdot \frac{750^2}{2} + [500 \cdot 2,67489 \cdot 10^{-5} + 2 \cdot 0,137518 \cdot 1,267] \cdot \frac{750^3}{3} + 2 \cdot 1,267 \cdot 2,67489 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{750^4}{4} = \\ &= 19\,338\,487\text{ Nmm} + 50\,871\,622\text{ Nmm} + 5\,360\,243\text{ Nmm} = 75\,570\,352\text{ Nmm} = \mathbf{75\,570,352\text{ Nm}}. \end{aligned}$$

dove:

$$L_{pil,Y} = 0,50\text{ m} = 50\text{ cm} = 500\text{ mm (dimensione del pilastro in direzione Y);}$$

$$\sigma_{14} = 0,137518\text{ N/mm}^2 \text{ (pressione in corrispondenza della faccia 14 del pilastro);}$$

$$L_{11'} = L_{pl,X}/2 - L_{pil,X}/2 = 1,80/2 - 0,30/2 = 0,90 - 0,15 = 0,75\text{ m} = 75\text{ cm} = 750\text{ mm (distanza dal bordo "destro" del plinto della faccia 14 del pilastro);}$$

$$L_{pl,X} = 1,80\text{ m (dimensione del plinto in direzione X);}$$

$$L_{pil,X} = 0,30\text{ m (dimensione del pilastro in direzione X);}$$

$$\tan(\alpha) = (\sigma_{2,X} - \sigma_{1,X})/L_{pl,X} = (0,157580 - 0,109432)/1,80 = 0,048148/1,80 = 0,000026749\text{ N/mm}^3 \text{ (pendenza del diagramma delle pressioni);}$$

$$\sigma_{1,X} = 0,109432\text{ N/mm}^2 \text{ (pressione minima in direzione X);}$$

$$\sigma_{2,X} = 0,157580\text{ N/mm}^2 \text{ (pressione massima in direzione X).}$$

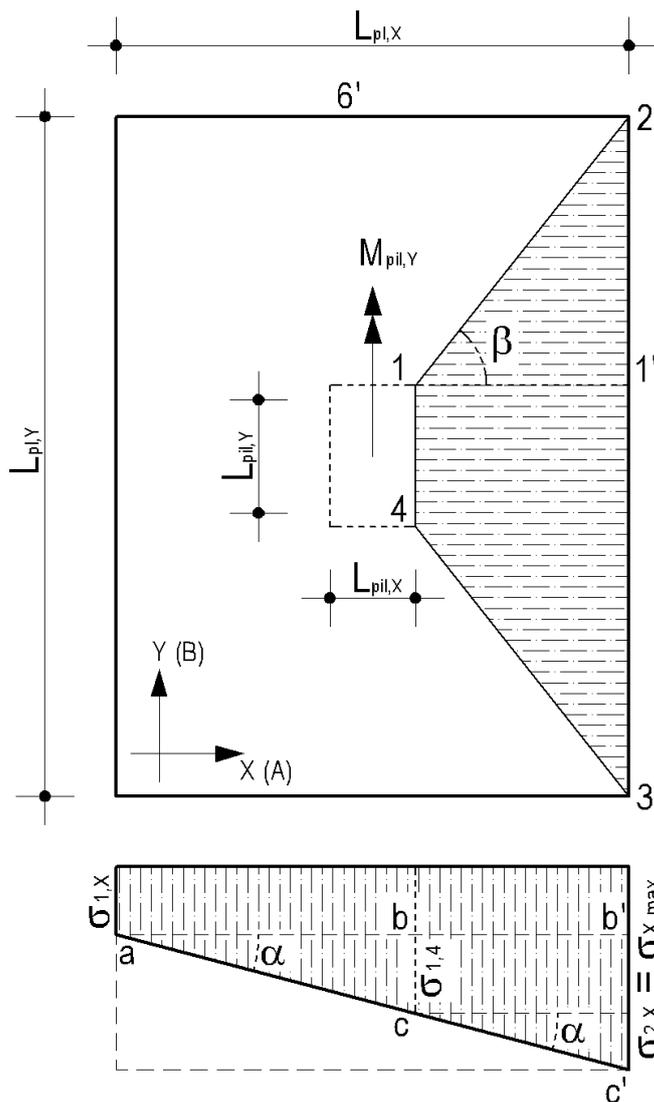
$$\tan(\beta) = L_{12}/L_{11'} = 950/750 = 1,267 \text{ (pendenza dei lati 12 e 34 del trapezio/mensola in esame);}$$

$$L_{12} = (L_{pl,Y} - L_{pil,Y})/2 = (2,40 - 0,50)/2 = 1,90/2 = 0,95\text{ m} = 95\text{ cm} = 950\text{ mm (distanza dal bordo esterno del plinto della faccia del pilastro diretta lungo Y);}$$

$$L_{pl,Y} = 2,40\text{ m (dimensione del plinto in direzione Y);}$$

Quindi, sulla sezione di attacco al pilastro di dimensioni $B_B = L_{pil,Y} = 50\text{ cm}$; $H_B = H_{pl} = 30\text{ cm}$ (con copriferro 35 mm) il momento sollecitante (intorno all'asse Y) che determina l'armatura a flessione è pari a:

$$M_Y = M_{Ed,2} = M_{14} = \mathbf{75\,570\text{ Nm}}.$$


 Figura 7.13: mensola in direzione X per calcolo di M_Y ($M_{Ed,2}$)

Confronto

Di seguito si riporta il confronto tra il calcolo manuale e quello di EdiLus.

SOLLECITAZIONI E VERIFICHE ALLO SLU

Plinto 1	Fondazione	
	Dir A	Dir B
N_{Ed}		576.745
$M_{Ed,3}$		377.734
$M_{Ed,2}$		75.570
$V_{Ed,3}$		10.400
$V_{Ed,2}$		195.000
Cmp.	-	-
Trz.	-	-
$A_{s,s}$	-	-
$A_{s,i}$	-	-
$A_{s,pz}$	-	-
CS_f	-	-
CS_{pz}	-	-

Manuale

SOLLECITAZIONI E VERIFICHE ALLO SLU

Plinto 1	Fondazione	
	Dir A	Dir B
N_{Ed}		576.745
$M_{Ed,3}$		377.734
$M_{Ed,2}$		75.570
$V_{Ed,3}$		10.400
$V_{Ed,2}$		195.000
Cmp.	-	-
Trz.	-	-
$A_{s,s}$	46,24	16,93
$A_{s,i}$	46,24	16,93
$A_{s,pz}$	8,04	6,16
CS_f	1,14	2,26
CS_{pz}	NS	NS

EdiLus

E.6 - R.3 - 12/03/2020