

PROVINCIA DI SALERNO



provinciadisalerno

ADEGUAMENTO ALLA NORMATIVA SISMICA DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELL'I.I.S. "GALILEO GALILEI - DI PALO" EX "SANTA CATERINA DA SIENA" SITO IN SALERNO ALLA VIA FILIPPO SMALDONE

Committente:

Provincia di Salerno

Il Progettista incaricato:

ing. Ivana Marino, Ph.D.

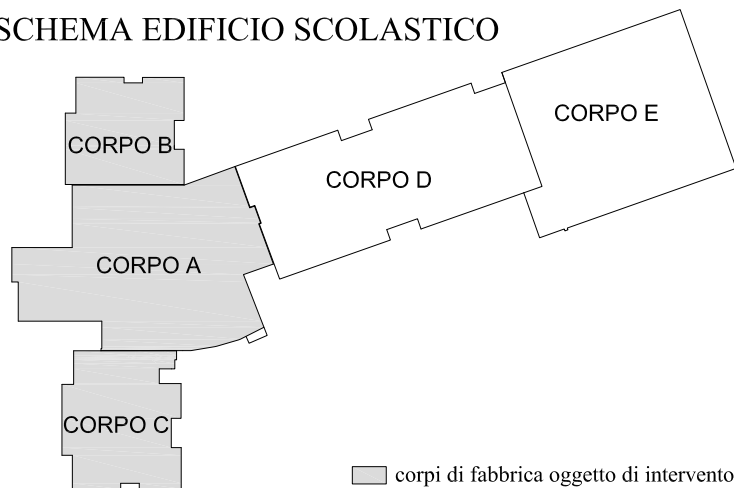
Gruppo di Lavoro:

ing. Ivana Marino, Ph.D.

arch. Giuliana Bellino

ing. Fabio Iannone, Ph.D.

SCHEMA EDIFICIO SCOLASTICO



Oggetto disegno:

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Scala:

Codice elaborato:

26

aprile 2015

PREMESSA

La Provincia di Salerno ha affidato alla scrivente ing. Ivana Marino, Dottore di Ricerca in Ingegneria delle Strutture e del Recupero Edilizio ed Urbano, iscritta all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Salerno al n°4024, l'incarico per l' adeguamento alla normativa sismica dell'edificio scolastico sede dell'I.I.S. "Galileo Galilei – Di Palo" ex "Santa Caterina da Siena" sito in Salerno (SA) alla via Filippo Smaldone.

Nel seguito è riportata la verifica della portanza del suolo di fondazione, caratterizzato sulla base delle risultanze geologiche ampiamente descritte nella relazione a firma dei dott. Geol. Vittorio Lucchese e Valeria Gagliardi fornita alla scrivente.

La verifica è condotta in accordo alle Norme Tecniche di cui al DM 14.01.2008 nelle condizioni di verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU).

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)

- Circolare 617 del 02/02/2009

Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

VERIFICA AL CARICO LIMITE

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen. Cambia solo il fattore N_γ e l'espressione di alcuni coefficienti.

Di seguito sono riportate per intero tutte le espressioni.

Caso generale

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = 5.14c(1+s_c+d_c-i_c-g_c-b_c) + q$$

I fattori che compaiono in queste espressioni sono espressi da:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p \rho$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

Fattori di forma

$$\text{per } \phi=0 \quad s_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità

Si definisce il parametro k come

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \arctg \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1$$

I vari coefficienti si esprimono come

$$\text{per } \phi=0 \quad d_c = 0.4k$$

$$\text{per } \phi>0 \quad d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2\text{tg}\phi(1 - \sin\phi)^2 k$$

$$d_\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Definito il parametro

$$m = \frac{2+B/L}{1+B/L}$$

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = 1 - \frac{mH}{A_f c_a N_c}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \text{tg}\phi}\right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \text{tg}\phi}\right)^{m+1}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$\begin{aligned} \text{per } \phi=0 \quad b_c &= \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \\ \text{per } \phi>0 \quad b_c &= 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \\ b_q &= b_\gamma = (1 - \eta \text{tg}\phi)^2 \end{aligned}$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con β la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned} \text{per } \phi=0 \quad g_c &= \frac{\beta^\circ}{147^\circ} \\ \text{per } \phi>0 \quad g_c &= 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ} \end{aligned}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \text{tg}\beta)^2$$

VERIFICA DELLA PORTANZA PER CARICHI ORIZZONTALI (SCORRIMENTO)

Per la verifica a scorrimento lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere la fondazione deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere la fondazione F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \text{tg } \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle della fondazione. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 30 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

Metodo Edometrico

Il metodo edometrico è il classico procedimento per il calcolo dei cedimenti in terreni a grana fina, proposto da Terzaghi negli anni '20.

L'ipotesi edometrica è verificata con approssimazione tanto migliore quanto più ridotto è il valore del rapporto tra lo spessore dello strato compressibile e la dimensione in pianta della fondazione.

Tuttavia il metodo risulta dotato di ottima approssimazione anche nei casi di strati deformabili di grande spessore.

L'implementazione del metodo è espressa secondo la seguente espressione:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_{ed,i}} \Delta z_i$$

dove:

$\Delta \sigma$ è la tensione indotta nel terreno, alla profondità z , dalla pressione di contatto della fondazione;

E_{ed} è il modulo elastico determinato attraverso la prova edometrica e relativa allo strato i -esimo;

Δz rappresenta lo spessore dello strato i -esimo in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico.

Calcolo delle tensioni indotte

Metodo di Boussinesq

Il metodo di Boussinesq considera il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo. Dato un carico concentrato Q , applicato in superficie, la relazione di Boussinesq fornisce la seguente espressione della tensione verticale indotta in un punto $P(x,y,z)$ posto alla profondità z :

$$q_v = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5}$$

dove: $R = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$.

Per ottenere la pressione indotta da un carico distribuito occorre integrare tale espressione su tutta l'area di carico, considerando il carico Q come un carico infinitesimo agente su una areola dA . L'integrazione analitica di questa espressione si presenta estremamente complessa specialmente nel caso di carichi distribuiti in modo non uniforme. Pertanto si ricorre a metodi di soluzione numerica. Dato il carico agente sulla fondazione, si calcola il diagramma delle pressioni indotte sul piano di

posa della fondazione. Si divide l'area di carico in un elevato numero di areole rettangolari a ciascuna delle quali compete un carico dQ : la tensione indotta in un punto $P(x,y,z)$, posto alla profondità z , si otterrà sommando i contributi di tutte le areole di carico calcolati come nella formula di Boussinesq.

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

Descrizione Destinazione della fondazione

Forma Forma della fondazione (N=Nastriforme, R=Rettangolare, C=Circolare)

X Ascissa del baricentro della fondazione espressa in [m]

Y Ordinata del baricentro della fondazione espressa in [m]

B Base/Diametro della fondazione espressa in [m]

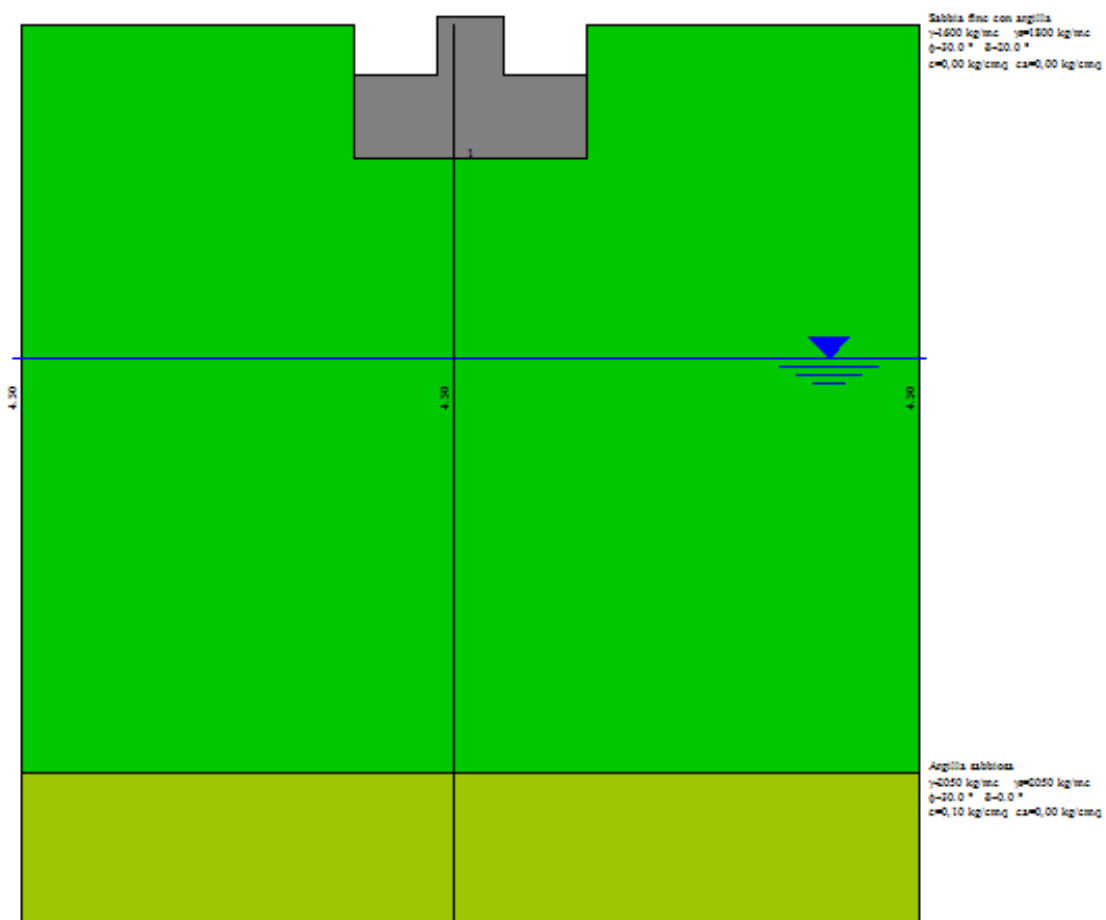
L Lunghezza della fondazione espressa in [m]

D Profondità del piano di posa in [m]

α Inclinazione del piano di posa espressa in [°]

ω Inclinazione del piano campagna espressa in [°]

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	α	ω
Fondazione	(N)	0,00	--	1,40	--	0,80	0,00	0,00



Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

Descrizione Descrizione terreno

- γ Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
 γ_{sat} Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
 ϕ Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
 δ Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
 c Coesione del terreno espressa in [kg/cmq]
 ca Adesione del terreno espressa in [kg/cmq]

Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca
Sabbia fine con argilla	1600,0	1800,0	30,00	20,00	0,000	0,000

Argilla sabbiosa	2050,0	2050,0	30,00	0,00	0,100	0,000
------------------	--------	--------	-------	------	-------	-------

Falda

Profondità dal piano campagna 2,00 [m]

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n° Identificativo strato

Z1 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]

Z2 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]

Z3 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]

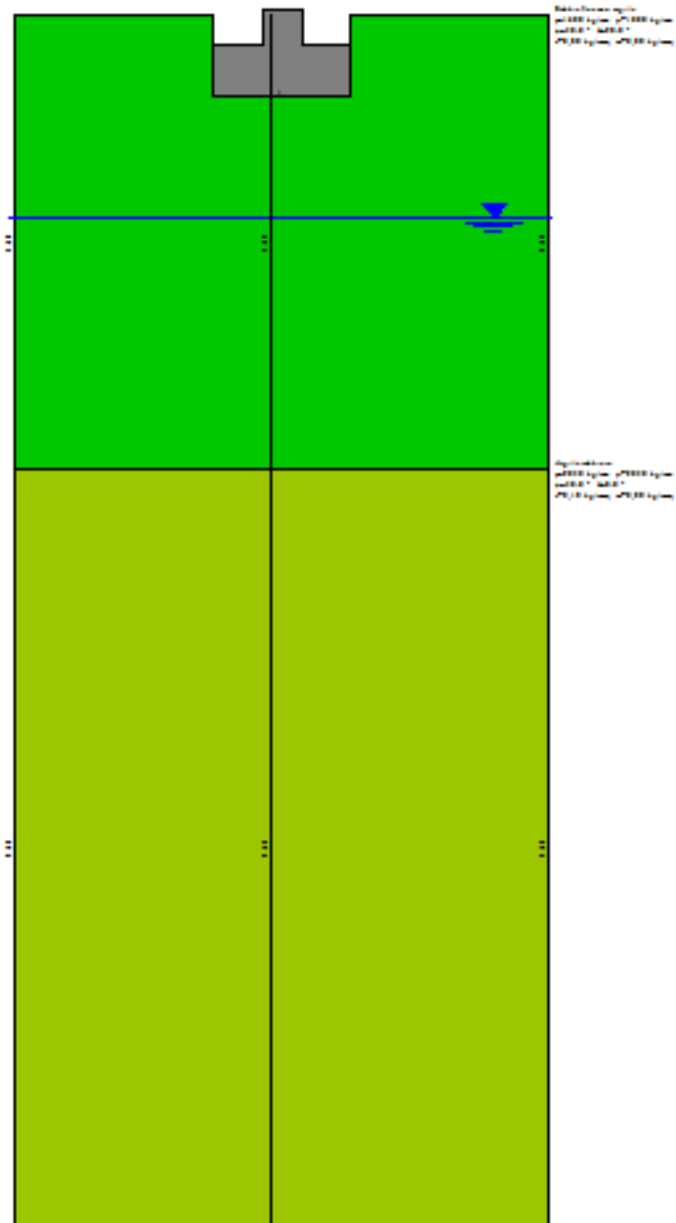
Terreno Terreno dello strato

Punto di sondaggio n° 1: X = 0,0 [m] Y = 0,0 [m]

Punto di sondaggio n° 2: X = 3,0 [m] Y = 0,0 [m]

Punto di sondaggio n° 3: X = 0,0 [m] Y = 3,0 [m]

N	Z1	Z2	Z3	Terreno
1	-4,5	-4,5	-4,5	Sabbia fine con argilla
2	-12,0	-12,0	-12,0	Argilla sabbiosa



Normativa

N.T.C. 2008

Calcolo secondo: Approccio 2

Simbologia adottata

- γ_{Gsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
- γ_{Gfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
- γ_{Qsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
- γ_{Qfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili

$\gamma_{\tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_{γ}	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti parziali combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$		1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}		1,00	1,00

Coefficienti parziali combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$		1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}		1,00	1,00

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche geotecniche.

		<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
Capacità portante	γ_r	1,00	1,80	2,30
Scorrimento	γ_r	1,00	1,10	1,10
Coeff. di combinazione	$\Psi_0 = 0,70$	$\Psi_1 = 0,50$	$\Psi_2 = 0,20$	

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

<i>Fondazione</i>	Nome identificativo della fondazione
<i>N</i>	Sforzo normale totale espressa in [kg]
<i>M_x</i>	Momento in direzione X espressa in [kgm]
<i>M_y</i>	Momento in direzione Y espresso in [kgm]
<i>e_x</i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>e_y</i>	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
<i>β</i>	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
<i>T</i>	Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 (Condizione n° 1) [PERMANENTE]

Fondazione	N	M_x	M_y	e_x	e_y	β	T
Fondazione	20000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	90,0	0,0

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 SLU - Approccio 2

	γ	Ψ	C
Condizione n° 1	1.00	1.00	1.00

Analisi in condizioni drenate

Verifica della portanza per carichi verticali

Il calcolo della portanza è stato eseguito col metodo di Vesic

La relazione adottata è la seguente:

$$q_u = c N_c s_c i_c d_c b_c g_c + q N_q s_q i_q d_q b_q g_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

Altezza del cuneo di rottura: AUTOMATICA

Il criterio utilizzato per il calcolo del macrostrato equivalente è stato la MEDIA ARITMETICA

Nel calcolo della portanza sono state richieste le seguenti opzioni:

Riduzione sismica: NESSUNA

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

Riduzione per carico eccentrico: MEYERHOF
Riduzione per rottura locale o punzonamento del terreno: NESSUNA
Meccanismo di punzonamento in presenza di falda.

Fondazione

Combinazione n° 1

Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno equivalente

Spessore dello strato	H = 1,21	[m]
Peso specifico terreno	$\gamma = 800,00$	[kg/mc]
Angolo di attrito	$\phi = 30,00$	[°]
Coesione	c = 0,00	[kg/cm ²]
Modulo di taglio	G = 0,00	[kg/cm ²]

Base ridotta	B' = B - 2 ex = 1,40 [m]
Lunghezza ridotta	L' = L - 2 ey = 1,00 [m]

Indici rigidezza

$$I_c = 1,00 \quad I_{rc} = 151,81$$

Coefficienti punzonamento

$$f1 Y_c = 1,00 \quad f1 Y_q = 1,00 \quad f1 Y_\gamma = 1,00$$

Il valore della capacità portante (con il meccanismo di punzonamento in presenza di falda) è:

$$q_u = 5,25 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$q_d = 2,28 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$Q_u = 73541,34 \text{ [kg]}$$

$$Q_d = 31974,50 \text{ [kg]}$$

$$V = 20000,00 \text{ [kg]}$$

$$\eta = Q_u / V = 73541,34 / 20000,00 = 3,68 > F.S. = 2.3$$

CONCLUSIONI

La verifica allo SLU della portanza dei terreni di fondazione in relazione alle strutture fondali dei corpi A, B e C risultano pienamente soddisfatte.

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO

Il carico verticale che grava sul palo va confrontato con il valore di calcolo della resistenza verticale del palo stesso. Il problema che si pone, quindi, è quello di determinare la capacità portante del palo. Determinata la capacità portante, la resistenza di calcolo verticale del palo si ottiene applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza.

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portanza di base (o di punta) e portanza per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

Q_T Portanza totale del palo;

Q_P Portanza di base del palo;

Q_L Portanza per attrito laterale del palo;

W_P Peso proprio del palo.

Le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro. Risulta molto difficoltoso, tranne che in poche situazioni, stabilire quanta parte del carico viene assorbita per attrito laterale e quanta per resistenza alla base.

Nel caso di pali soggetti a trazione la resistenza allo sfilamento vale:

$$Q_T = Q_L + W_P$$

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza rispettivamente γ_b e γ_s .

I coefficienti γ_b e γ_s rappresentano rispettivamente i valori del coefficiente di sicurezza per la portanza di punta e quello per la portanza laterale.

Quindi nel caso di pali compressi abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = Q_P/\gamma_b + Q_L/\gamma_s - W_P$$

Nel caso invece di pali soggetti a sforzi di trazione abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = Q_L/\gamma_s + W_P$$

Metodo di Bustamante e Doix

Nel caso di micropali la portanza per attrito laterale può essere valutata secondo le raccomandazioni pubblicate da Bustamante e Doix(1985), che richiedono la conoscenza della pressione limite orizzontale p_{lim} determinata attraverso il pressiometro Ménard o i risultati di una prova SPT. Gli altri parametri da considerare sono:

- tensione tangenziale unitaria lungo il fusto pari a $\tau = a_1 + a_2 p_{lim}$ dove a_1 e a_2 sono dei parametri funzione del tipo di terreno e delle modadità costruttive (iniezione singola o iniezioni ripetute);
- diametro di perforazione d_{perf} ;
- diametro della zona iniettata $d_{in} = \alpha d_{perf}$, dove α è funzione del tipo di terreno e delle modadità costruttive (iniezione

singola o iniezioni ripetute);

- lunghezza della zona iniettata L_{in} .

In definitiva per la portanza per attrito laterale indicando con D il diametro e con L la lunghezza del palo abbiamo la seguente relazione:

$$Q_L = \text{Int}^L[\pi D (a_1 + a_2 p_{lim}) dz]$$

La capacità portante di punta nel caso di micropali secondo gli autori è data da un'aliquota (i) della capacità portante per attrito laterale:

$$Q_P = i Q_L$$

ANALISI DEL PALO SOGGETTO A FORZE ORIZZONTALI (PORTANZA TRASVERSALE)

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo ed il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo. Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto) mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio). Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante di rigidezza elastica, K_h , espressa in $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$ che rappresenta la pressione (in Kg/cm^2) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm. La determinazione di questa costante può essere fatta o tramite prove di carico su piastra o mediante metodi analitici (convenzionali). La variazione della costante di Winkler con la profondità dipende dal tipo di terreno in cui il palo è immerso. Ad esempio nel caso di terreni coesivi in condizioni non drenate K_h assume un valore costante con la profondità mentre nel caso di terreni incoerenti la variazione di K_h è di tipo lineare (crescente con la profondità). In generale l'espressione di K_h assume una forma binomia del tipo:

$$K_h(z) = A + B z^n$$

Per l'analisi di pali caricati trasversalmente si utilizza il modello di Winkler. Il palo viene suddiviso in un determinato numero (100) di elementi tipo trave aventi area ed inerzia pari a quella della sezione trasversale del palo. In corrispondenza di ogni nodo di separazione fra i vari elementi viene inserita una molla orizzontale di opportuna rigidezza che schematizza il terreno. Il comportamento delle molle che schematizzano il terreno non è infinitamente elastico ma è di tipo elastoplastico. La singola molla reagisce fino ad un valore limite di spostamento o di reazione; una volta che è stato superato tale limite la molle non offre ulteriori incrementi di resistenza (diagramma tipo elastoplastico perfetto). Indicando con d_y la lunghezza del tratto di influenza della molla, con D il diametro del palo la molla avrà una rigidezza pari a:

$$K_m = d_y e D K_k$$

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che il terreno può esplicare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale. La resistenza limite $p_u = p_u(z)$ dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo. In terreni puramente coesivi ($c=c_u$, $\phi=0$) la resistenza cresce dal valore 0 in sommità fino ad un valore limite in corrispondenza di una profondità pari a circa 3 diametri. Il valore limite in tal caso è variabile fra 8 e 12 c_u . Nel caso di terreni dotati di attrito e coesione la resistenza limite ad una generica profondità z è rappresentata dalla relazione (Brinch Hansen):

$$P_u = q K_{pq} + c K_{pc}$$

dove:

D diametro del palo

q pressione geostatica alla profondità z

c coesione alla profondità z

K_{pq} , K_{pc} coefficienti funzione dell'angolo di attrito del terreno ϕ e del rapporto z/D .

Broms ha eseguito l'analisi considerando il caso sia di palo vincolato in testa che di palo libero immerso in un mezzo omogeneo. Nel caso di terreni coesivi Broms assume in questo caso un diagramma di resistenza nullo fino ad una profondità pari a $1,5D$ e poi valore costante pari a $9c_u D$.

Nel caso di terreni incoerenti Broms assume che la resistenza laterale sia variabile con la profondità dal valore 0 (in testa) fino al valore $3\sigma_v K_p D$ (alla base) essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva espresso da $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$.

CALCOLO DEI CEDIMENTI VERTICALI DEI PALI

Il calcolo dei cedimenti viene condotto con il metodo degli elementi finiti.

Determinata la portanza laterale e di punta del palo lo stesso viene discretizzato in n elementi tipo trave aventi area ed inerzia corrispondenti alla sezione trasversale del palo e lunghezza pari ad l_e . Vengono disposte, inoltre, lungo il fusto del palo una serie di molle (una per ogni elemento), coassiali al palo stesso, aventi rigidezza opportuna. Una ulteriore molla viene disposta alla base del palo. Le suddette molle hanno un comportamento elastoplastico. In particolare le molle lungo il fusto saranno in grado di reagire linearmente fino a quando la pressione in corrispondenza di esse non raggiunge il valore limite dell'aderenza palo terreno. Una volta raggiunto tale valore le molle non saranno più in grado di fornire ulteriore resistenza. La molla posta alla base del palo avrà invece una resistenza limite pari alla portanza di punta del palo stesso.

Per la determinazione delle rigidezze delle molle si assume uno spostamento di riferimento pari a $\Delta Y=0.500$.

La rigidezza della generica molla, posta a profondità z rispetto al piano campagna sarà data da

$$R_l = \frac{(c_a + \sigma_h K_s \operatorname{tg} \delta) \pi D l_e}{\Delta Y}$$

In questa espressione c_a è l'aderenza palo terreno, σ_h è la pressione orizzontale alla profondità z , δ è l'angolo d'attrito palo terreno, K_s è il coefficiente di spinta e D è il diametro del palo.

Indicando con Q_p la portanza alla punta del palo, la rigidezza della molla posta alla base dello stesso è data da:

$$R_p = \frac{Q_p}{\Delta Y}$$

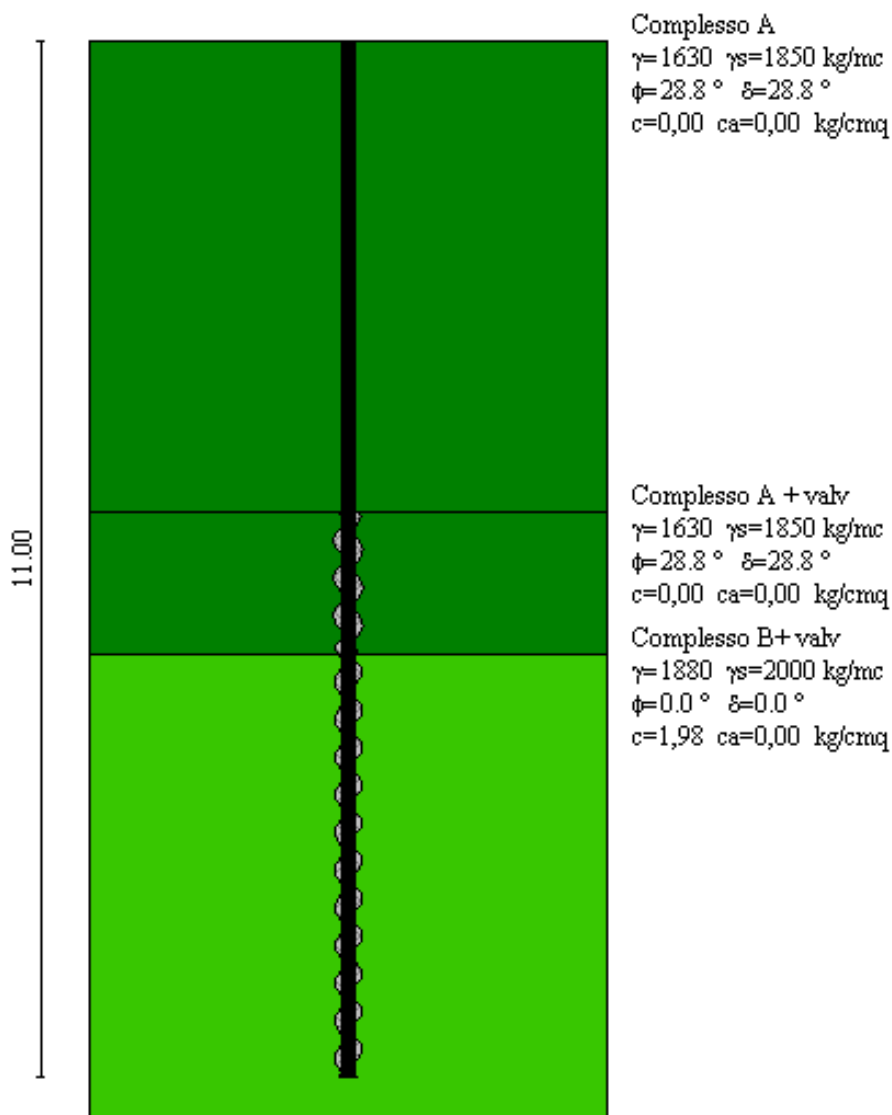
Il processo di soluzione è, naturalmente, di tipo iterativo: a partire da un carico iniziale N_0 si determinano gli spostamenti assiali e quindi le reazioni delle molle. La reazione della molla dovrà essere corretta per tener conto di eventuali plasticizzazioni rispettando le equazioni di equilibrio per ogni passo di carico. Il carico iniziale verrà allora incrementato di un passo opportuno ΔN e si ripeterà il procedimento. Il processo iterativo termina quando tutte le molle risultano plasticizzate.

GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE

Simbologia adottata

Descrizione	Descrizione del palo
Forma	Forma del palo ((C)=Costante, (R)=Rastremato)
X	Ascissa del baricentro del palo espressa in [m]
Y	Ordinata del baricentro del palo espressa in [m]
D	Diametro del palo espressa in [cm]
L	Lunghezza del palo espressa in [m]

Descrizione	Forma	X	Y	D	L
micropalo 160 con tubo da 121/7mm	(C)	0,00	0,00	16,00	11,00



Materiali palo

Acciaio

Tensione ammissibile 2400,00 [kg/cm²]

Tensione caratteristica di snervamento 3600,00 [kg/cm²]

Coefficienti di sicurezza sui materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	0.85
Coefficiente di sicurezza sezione	1.50

Caratteristiche pali

Pali in acciaio
Armatura con ferri longitudinali e staffe
Vincolo in testa di tipo INCASTRO
Tipo di palo TRIVELLATO
Contributo sia della portanza laterale sia della portanza di punta

DESCRIZIONE TERRENI E FALDA

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [kg/cm ²]
ca	Adesione del terreno espressa in [kg/cm ²]
$\alpha 1$	Coefficiente della legge di Bustamante-Doix espressa in [kg/cm ²]
$\alpha 2$	Coefficiente della legge di Bustamante-Doix
$plim$	Pressione limite espressa in [kg/cm ²]

Legge di Bustamante-Doix: $s = \alpha 1 + \alpha 2 \times plim$

s tensione tangenziale all'interfaccia bulbo fondazione-terreno espressa in [kg/cm²]

Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca
Complesso A	1630,0	1850,0	28,82	28,82	0,000	0,000
Complesso A + valv	1630,0	1850,0	28,82	28,82	0,000	0,000
Complesso B+ valv	1880,0	2000,0	0,00	0,00	1,980	0,000

Descrizione	$\alpha 1$	$\alpha 2$	$plim$
Complesso A	0,00	0,10	2,50
Complesso A + valv	0,00	0,10	2,50
Complesso B+ valv	0,10	0,09	19,80

Falda

Profondità dal piano di posa 17,00 [m]

DESCRIZIONE STRATIGRAFIA

Simbologia adottata

<i>N</i>	Identificativo strato
<i>Z1</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
<i>Z2</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
<i>Z3</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato
<i>K_w</i>	Costante di Winkler espressa in Kg/cm ² /cm
<i>α</i>	Coefficiente di espansione laterale

n°	Z1	Z2	Z3	Terreno	K_w	α
1	-5,0	-5,0	-5,0	Complesso A	2,60	1,00
2	-6,5	-6,5	-6,5	Complesso A + valv	2,60	1,40
3	-20,0	-20,0	-20,0	Complesso B+ valv	10,60	1,30

NORMATIVA

N.T.C. 2008

Calcolo secondo: Approccio 2

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_γ	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti parziali combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$	1,00	1,25
Coesione efficace	γ_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00	1,00

Coefficienti parziali combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00

Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi}$	1,00	1,25
Coazione efficace	γ_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00	1,00

PALI DI FONDAZIONE

CARICHI VERTICALI. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei pali

Pali trivellati

	R1	R2	R3				
Punta				γ_b	1,00	1,70	1,35
Laterale compressione				γ_s	1,00	1,45	1,15
Totale compressione				γ_t	1,00	1,60	1,30
Laterale trazione				γ_{st}	1,00	1,60	1,25

CARICHI TRASVERSALI. Coefficienti parziali γ_T per le verifiche dei pali.

	R1	R2	R3				
				γ_T	1,00	1,60	1,30

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

Numero di verticali indagate 10 $\xi_3=1,40$ $\xi_4=1,21$

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0,70$ $\Psi_1=0,50$ $\Psi_2=0,20$

CONDIZIONI DI CARICO

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.
Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
Momento positivo senso antiorario.

Fondazione

N_{TOT} Sforzo normale totale espressa in [kg]
 M_{XTOT} Momento in direzione X espressa in [kgm]
 M_{YTOT} Momento in direzione Y espresso in [kgm]
 e_x Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
 e_y Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
 β Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
 T_{TOT} Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 (Massima compressione)

Fondazione	N_{TOT}	M_{XTOT}	M_{YTOT}	e_x	e_y	β	T_{TOT}
micropalo 160 con tubo da 121/7mm 90,0 2035,0			20600,0	0,0	1424,5	0,1	0,0

Condizione n° 2 (Massima trazione)

Fondazione	N_{TOT}	M_{XTOT}	M_{YTOT}	e_x	e_y	β	T_{TOT}
micropalo 160 con tubo da 121/7mm 90,0 2035,0			-18300,0	0,0	1424,5	-0,1	0,0

DESCRIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione
C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 SLU - Approccio 2

	γ	Ψ	C
Massima compressione	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 2 SLU - Approccio 2

	γ	Ψ	C
Massima trazione	1.00	1.00	1.00

Analisi in condizioni drenate

VERIFICA DELLA PORTANZA ASSIALE

Il metodo utilizzato per il calcolo della portanza verticale è: Bustamante-Doix.

E' stato richiesto di correggere l'angolo di attrito in funzione del tipo di palo (Trivellato/Infisso).

L'andamento della pressione verticale σ_v con la profondità, per il calcolo della portanza di punta, è stata definita come:

Pressione geostatica.

Aliquota portanza di punta (i) = 15,00 %

Simbologia adottata

Comb	Identificativo della combinazione
Pl	Portanza laterale espressa in [kg]
Pp	Portanza di punta espressa in [kg]
Pt	Portanza totale espressa in [kg]
Pd	Portanza di progetto espressa in [kg]
N	Scarico verticale in testa al palo espresso in [kg]
η	Coeff. di sicurezza per carichi verticali

Comb	Pl	Pp	Pt	Pd	N	η
1	74202	11130	85332	50242	20600	2,32
2	74202	0	74202	44137	-18300	100,00

Da cui risulta che per carichi verticali il F.S. del micropalo è superiore a 1,3 e risulta pertanto verificato.

VERIFICA DELLA PORTANZA TRASVERSALE

Costante di Winkler orizzontale definita da STRATO

Criterio di rottura palo-terreno: Pressione limite (Pressione passiva con moltiplicatore = 3,00)

Simbologia adottata

Comb	Identificativo della combinazione
Tu	Taglio resistente ultimo in testa al palo, espresso in [kg]
Mu	Momento resistente ultimo in testa al palo, espresso in [kgm]
Tx	Taglio agente in testa al palo, espresso in [kg]
$\eta = Tu/Tx$	Coeff. di sicurezza per carichi orizzontali

Comb	Tu	Mu	Tx	η
1	3524,14	3176,00	2035,00	1,73
2	3524,14	3176,00	2035,00	1,73

Amche per i carichi orizzontali il F.S. del micropalo è superiore a 1,3 e risulta pertanto verificato.

Momento ultimo della sezione

Np	Af	M _{usez}
1	201,00	3176,00

CEDIMENTO VERTICALE IN TESTA AI PALI

Per il calcolo dei cedimenti è stato utilizzato il metodo degli Elementi Finiti.

Spostamento limite attrito laterale: 0,50 [cm]

Spostamento limite punta: 1,00 [cm]

Simbologia adottata

Comb Identificativo della combinazione
 w Cedimento in testa al palo, espresso in [cm]

Combinazione	w
1	0,1911
2	-0,1697

Il valore del cedimento, pur essendo calcolato per valori ultimi delle azioni agenti sul micropalo piuttosto che in corrispondenza delle azioni d'esercizio, risulta di modesta entità e comunque compatibile con gli spostamenti ammissibili dalla sovrastruttura in acciaio.

SPOSTAMENTI E PRESSIONI IN ESERCIZIO

Simbologia adottata

Nr. Identificativo sezione palo
 Y ordinata palo espressa in [cm]
 Ue spostamento in esercizio espresso in [cm]
 Pe pressione in esercizio espressa in [kg/cmq]

Combinazione n° 1

Nr.	Y	Ue	Pe
1	0,00	0,9631	0,000
2	0,11	0,9543	0,154
3	0,22	0,9295	0,308
4	0,33	0,8916	0,462
5	0,44	0,8431	0,616
6	0,55	0,7866	0,770
7	0,66	0,7245	0,924
8	0,77	0,6589	1,077
9	0,88	0,5919	1,231
10	0,99	0,5251	1,365
11	1,10	0,4600	1,196
12	1,21	0,3976	1,034
13	1,32	0,3389	0,881
14	1,43	0,2844	0,739
15	1,54	0,2344	0,610
16	1,65	0,1892	0,492
17	1,76	0,1489	0,387
18	1,87	0,1133	0,295
19	1,98	0,0823	0,214
20	2,09	0,0556	0,145
21	2,20	0,0331	0,086
22	2,31	0,0143	0,037
23	2,42	-0,0010	-0,003
24	2,53	-0,0133	-0,035
25	2,64	-0,0228	-0,059
26	2,75	-0,0299	-0,078
27	2,86	-0,0349	-0,091
28	2,97	-0,0381	-0,099
29	3,08	-0,0399	-0,104
30	3,19	-0,0404	-0,105
31	3,30	-0,0399	-0,104
32	3,41	-0,0386	-0,100

33	3,52	-0,0367	-0,095
34	3,63	-0,0344	-0,089
35	3,74	-0,0318	-0,083
36	3,85	-0,0289	-0,075
37	3,96	-0,0261	-0,068
38	4,07	-0,0232	-0,060
39	4,18	-0,0203	-0,053
40	4,29	-0,0176	-0,046
41	4,40	-0,0151	-0,039
42	4,51	-0,0127	-0,033
43	4,62	-0,0105	-0,027
44	4,73	-0,0085	-0,022
45	4,84	-0,0068	-0,018
46	4,95	-0,0052	-0,014
47	5,06	-0,0039	-0,010
48	5,17	-0,0027	-0,007
49	5,28	-0,0017	-0,005
50	5,39	-0,0009	-0,002
51	5,50	-0,0003	-0,001
52	5,61	0,0002	0,001
53	5,72	0,0006	0,002
54	5,83	0,0009	0,002
55	5,94	0,0011	0,003
56	6,05	0,0012	0,003
57	6,16	0,0012	0,003
58	6,27	0,0012	0,003
59	6,38	0,0011	0,003
60	6,49	0,0010	0,003
61	6,60	0,0009	0,010
62	6,71	0,0008	0,009
63	6,82	0,0007	0,007
64	6,93	0,0006	0,006
65	7,04	0,0005	0,005
66	7,15	0,0004	0,004
67	7,26	0,0003	0,003
68	7,37	0,0002	0,002
69	7,48	0,0001	0,001
70	7,59	0,0001	0,001
71	7,70	0,0000	0,000
72	7,81	0,0000	0,000
73	7,92	0,0000	0,000
74	8,03	0,0000	0,000
75	8,14	0,0000	0,000
76	8,25	0,0000	-0,001
77	8,36	-0,0001	-0,001
78	8,47	-0,0001	-0,001
79	8,58	0,0000	-0,001
80	8,69	0,0000	0,000
81	8,80	0,0000	0,000
82	8,91	0,0000	0,000
83	9,02	0,0000	0,000
84	9,13	0,0000	0,000
85	9,24	0,0000	0,000
86	9,35	0,0000	0,000

87	9,46	0,0000	0,000
88	9,57	0,0000	0,000
89	9,68	0,0000	0,000
90	9,79	0,0000	0,000
91	9,90	0,0000	0,000
92	10,01	0,0000	0,000
93	10,12	0,0000	0,000
94	10,23	0,0000	0,000
95	10,34	0,0000	0,000
96	10,45	0,0000	0,000
97	10,56	0,0000	0,000
98	10,67	0,0000	0,000
99	10,78	0,0000	0,000
100	10,89	0,0000	0,000
101	11,00	0,0000	0,000

Combinazione n° 2

Nr.	Y	Ue	Pe
1	0,00	0,9631	0,000
2	0,11	0,9543	0,154
3	0,22	0,9295	0,308
4	0,33	0,8916	0,462
5	0,44	0,8431	0,616
6	0,55	0,7866	0,770
7	0,66	0,7245	0,924
8	0,77	0,6589	1,077
9	0,88	0,5919	1,231
10	0,99	0,5251	1,365
11	1,10	0,4600	1,196
12	1,21	0,3976	1,034
13	1,32	0,3389	0,881
14	1,43	0,2844	0,739
15	1,54	0,2344	0,610
16	1,65	0,1892	0,492
17	1,76	0,1489	0,387
18	1,87	0,1133	0,295
19	1,98	0,0823	0,214
20	2,09	0,0556	0,145
21	2,20	0,0331	0,086
22	2,31	0,0143	0,037
23	2,42	-0,0010	-0,003
24	2,53	-0,0133	-0,035
25	2,64	-0,0228	-0,059
26	2,75	-0,0299	-0,078
27	2,86	-0,0349	-0,091
28	2,97	-0,0381	-0,099
29	3,08	-0,0399	-0,104
30	3,19	-0,0404	-0,105
31	3,30	-0,0399	-0,104
32	3,41	-0,0386	-0,100
33	3,52	-0,0367	-0,095
34	3,63	-0,0344	-0,089
35	3,74	-0,0318	-0,083
36	3,85	-0,0289	-0,075

37	3,96	-0,0261	-0,068
38	4,07	-0,0232	-0,060
39	4,18	-0,0203	-0,053
40	4,29	-0,0176	-0,046
41	4,40	-0,0151	-0,039
42	4,51	-0,0127	-0,033
43	4,62	-0,0105	-0,027
44	4,73	-0,0085	-0,022
45	4,84	-0,0068	-0,018
46	4,95	-0,0052	-0,014
47	5,06	-0,0039	-0,010
48	5,17	-0,0027	-0,007
49	5,28	-0,0017	-0,005
50	5,39	-0,0009	-0,002
51	5,50	-0,0003	-0,001
52	5,61	0,0002	0,001
53	5,72	0,0006	0,002
54	5,83	0,0009	0,002
55	5,94	0,0011	0,003
56	6,05	0,0012	0,003
57	6,16	0,0012	0,003
58	6,27	0,0012	0,003
59	6,38	0,0011	0,003
60	6,49	0,0010	0,003
61	6,60	0,0009	0,010
62	6,71	0,0008	0,009
63	6,82	0,0007	0,007
64	6,93	0,0006	0,006
65	7,04	0,0005	0,005
66	7,15	0,0004	0,004
67	7,26	0,0003	0,003
68	7,37	0,0002	0,002
69	7,48	0,0001	0,001
70	7,59	0,0001	0,001
71	7,70	0,0000	0,000
72	7,81	0,0000	0,000
73	7,92	0,0000	0,000
74	8,03	0,0000	0,000
75	8,14	0,0000	0,000
76	8,25	0,0000	-0,001
77	8,36	-0,0001	-0,001
78	8,47	-0,0001	-0,001
79	8,58	0,0000	-0,001
80	8,69	0,0000	0,000
81	8,80	0,0000	0,000
82	8,91	0,0000	0,000
83	9,02	0,0000	0,000
84	9,13	0,0000	0,000
85	9,24	0,0000	0,000
86	9,35	0,0000	0,000
87	9,46	0,0000	0,000
88	9,57	0,0000	0,000
89	9,68	0,0000	0,000
90	9,79	0,0000	0,000

91	9,90 0,0000	0,000
92	10,01 0,0000	0,000
93	10,12 0,0000	0,000
94	10,23 0,0000	0,000
95	10,34 0,0000	0,000
96	10,45 0,0000	0,000
97	10,56 0,0000	0,000
98	10,67 0,0000	0,000
99	10,78 0,0000	0,000
100	10,89 0,0000	0,000
101	11,00 0,0000	0,000

SOLLECITAZIONI IN ESERCIZIO

Simbologia adottata

Nr.	Identificativo sezione
Y	ordinata della sezione a partire dalla testa positiva verso il basso (in [m])
N	sforzo normale espresso in [kg]
T	taglio espresso in [kg]
M	momento espresso in [kgm]

Combinazione n° 1

Nr.	Y	M	T	N
1	0,00	1516,44	2035,00	20600,00
2	0,11	1292,59	2007,91	20573,49
3	0,22	1071,72	1953,73	20546,98
4	0,33	856,81	1872,46	20520,47
5	0,44	650,84	1764,10	20493,97
6	0,55	456,79	1628,66	20467,46
7	0,66	277,63	1466,12	20440,95
8	0,77	116,36	1276,49	20414,44
9	0,88	-24,05	1059,78	20387,93
10	0,99	-140,63	819,50	20361,42
11	1,10	-230,77	609,02	20334,91
12	1,21	-297,77	427,07	20308,41
13	1,32	-344,74	271,99	20281,90
14	1,43	-374,66	141,86	20255,39
15	1,54	-390,27	34,59	20228,88
16	1,65	-394,07	-52,01	20202,37
17	1,76	-388,35	-120,14	20175,86
18	1,87	-375,14	-171,98	20149,35
19	1,98	-356,22	-209,64	20122,84
20	2,09	-333,16	-235,10	20096,34
21	2,20	-307,30	-250,24	20069,83
22	2,31	-279,77	-256,80	20043,32
23	2,42	-251,52	-256,33	20016,81
24	2,53	-223,33	-250,26	19990,30
25	2,64	-195,80	-239,83	19963,79
26	2,75	-169,42	-226,16	19937,28
27	2,86	-144,54	-210,19	19910,78
28	2,97	-121,42	-192,75	19884,27
29	3,08	-100,22	-174,50	19857,76
30	3,19	-81,02	-156,03	19831,25
31	3,30	-63,86	-137,78	19804,74
32	3,41	-48,70	-120,12	19778,23
33	3,52	-35,49	-103,33	19751,72
34	3,63	-24,12	-87,60	19725,22
35	3,74	-14,49	-73,07	19698,71
36	3,85	-6,45	-59,82	19672,20
37	3,96	0,13	-47,90	19645,69
38	4,07	5,40	-37,30	19619,18
39	4,18	9,50	-27,99	19592,67
40	4,29	12,58	-19,93	19566,16
41	4,40	14,77	-13,03	19539,66
42	4,51	16,21	-7,23	19513,15
43	4,62	17,00	-2,42	19486,64

44	4,73	17,27	1,48	19460,13
45	4,84	17,11	4,58	19433,62
46	4,95	16,60	6,97	19407,11
47	5,06	15,84	8,74	19371,03
48	5,17	14,88	9,98	19326,98
49	5,28	13,78	10,77	19282,92
50	5,39	12,59	11,20	19238,87
51	5,50	11,36	11,33	19194,81
52	5,61	10,12	11,23	19150,76
53	5,72	8,88	10,95	19106,71
54	5,83	7,68	10,54	19062,65
55	5,94	6,52	10,06	19018,60
56	6,05	5,41	9,52	18974,54
57	6,16	4,36	8,97	18930,49
58	6,27	3,38	8,43	18886,43
59	6,38	2,45	7,91	18842,38
60	6,49	1,58	7,44	18798,32
61	6,60	0,76	5,71	18441,41
62	6,71	0,13	4,21	18053,21
63	6,82	-0,33	2,94	17665,00
64	6,93	-0,66	1,89	17276,80
65	7,04	-0,86	1,04	16888,60
66	7,15	-0,98	0,38	16500,40
67	7,26	-1,02	-0,12	16112,20
68	7,37	-1,00	-0,48	15724,00
69	7,48	-0,95	-0,72	15335,79
70	7,59	-0,87	-0,87	14947,59
71	7,70	-0,78	-0,93	14559,39
72	7,81	-0,67	-0,94	14171,19
73	7,92	-0,57	-0,91	13782,99
74	8,03	-0,47	-0,85	13394,79
75	8,14	-0,38	-0,76	13006,59
76	8,25	-0,29	-0,67	12618,38
77	8,36	-0,22	-0,57	12230,18
78	8,47	-0,16	-0,48	11841,98
79	8,58	-0,10	-0,39	11453,78
80	8,69	-0,06	-0,31	11065,58
81	8,80	-0,03	-0,23	10677,38
82	8,91	0,00	-0,17	10289,17
83	9,02	0,02	-0,12	9900,97
84	9,13	0,03	-0,07	9512,77
85	9,24	0,04	-0,04	9124,57
86	9,35	0,04	-0,01	8736,37
87	9,46	0,04	0,01	8348,17
88	9,57	0,04	0,03	7959,96
89	9,68	0,04	0,04	7571,76
90	9,79	0,04	0,04	7183,56
91	9,90	0,03	0,04	6795,36
92	10,01	0,03	0,04	6407,16
93	10,12	0,02	0,04	6018,96
94	10,23	0,02	0,04	5630,75
95	10,34	0,01	0,03	5242,55
96	10,45	0,01	0,03	4854,35
97	10,56	0,01	0,02	4466,15

98	10,670,00	0,02	4077,95
99	10,780,00	0,01	3689,75
100	10,890,00	0,00	3301,55
101	11,000,00	0,00	2913,34

Combinazione n° 2

Nr.	Y	M	T	N
1	0,00	1516,44	2035,00	-18300,00
2	0,11	1292,59	2007,91	-18245,23
3	0,22	1071,72	1953,73	-18190,47
4	0,33	856,81	1872,46	-18135,70
5	0,44	650,84	1764,10	-18080,93
6	0,55	456,79	1628,66	-18026,17
7	0,66	277,63	1466,12	-17971,40
8	0,77	116,36	1276,49	-17916,63
9	0,88	-24,05	1059,78	-17861,87
10	0,99	-140,63	819,50	-17807,10
11	1,10	-230,77	609,02	-17752,33
12	1,21	-297,77	427,07	-17697,57
13	1,32	-344,74	271,99	-17642,80
14	1,43	-374,66	141,86	-17588,03
15	1,54	-390,27	34,59	-17533,27
16	1,65	-394,07	-52,01	-17478,50
17	1,76	-388,35	-120,14	-17423,73
18	1,87	-375,14	-171,98	-17368,97
19	1,98	-356,22	-209,64	-17314,20
20	2,09	-333,16	-235,10	-17259,43
21	2,20	-307,30	-250,24	-17204,67
22	2,31	-279,77	-256,80	-17149,90
23	2,42	-251,52	-256,33	-17095,13
24	2,53	-223,33	-250,26	-17040,37
25	2,64	-195,80	-239,83	-16985,60
26	2,75	-169,42	-226,16	-16930,83
27	2,86	-144,54	-210,19	-16876,06
28	2,97	-121,42	-192,75	-16821,30
29	3,08	-100,22	-174,50	-16766,53
30	3,19	-81,02	-156,03	-16711,76
31	3,30	-63,86	-137,78	-16657,00
32	3,41	-48,70	-120,12	-16602,23
33	3,52	-35,49	-103,33	-16547,46
34	3,63	-24,12	-87,60	-16492,70
35	3,74	-14,49	-73,07	-16437,93
36	3,85	-6,45	-59,82	-16383,16
37	3,96	0,13	-47,90	-16328,40
38	4,07	5,40	-37,30	-16273,63
39	4,18	9,50	-27,99	-16218,86
40	4,29	12,58	-19,93	-16164,10
41	4,40	14,77	-13,03	-16109,33
42	4,51	16,21	-7,23	-16054,56
43	4,62	17,00	-2,42	-15999,80
44	4,73	17,27	1,48	-15945,03
45	4,84	17,11	4,58	-15890,26
46	4,95	16,60	6,97	-15835,50
47	5,06	15,84	8,74	-15772,57

48	5,17	14,88	9,98	-15702,84
49	5,28	13,78	10,77	-15633,11
50	5,39	12,59	11,20	-15563,38
51	5,50	11,36	11,33	-15493,64
52	5,61	10,12	11,23	-15423,91
53	5,72	8,88	10,95	-15354,18
54	5,83	7,68	10,54	-15284,45
55	5,94	6,52	10,06	-15214,72
56	6,05	5,41	9,52	-15144,99
57	6,16	4,36	8,97	-15075,26
58	6,27	3,38	8,43	-15005,53
59	6,38	2,45	7,91	-14935,80
60	6,49	1,58	7,44	-14866,07
61	6,60	0,76	5,71	-14529,51
62	6,71	0,13	4,21	-14166,27
63	6,82	-0,33	2,94	-13803,04
64	6,93	-0,66	1,89	-13439,80
65	7,04	-0,86	1,04	-13076,56
66	7,15	-0,98	0,38	-12713,32
67	7,26	-1,02	-0,12	-12350,08
68	7,37	-1,00	-0,48	-11986,85
69	7,48	-0,95	-0,72	-11623,61
70	7,59	-0,87	-0,87	-11260,37
71	7,70	-0,78	-0,93	-10897,13
72	7,81	-0,67	-0,94	-10533,90
73	7,92	-0,57	-0,91	-10170,66
74	8,03	-0,47	-0,85	-9807,42
75	8,14	-0,38	-0,76	-9444,18
76	8,25	-0,29	-0,67	-9080,94
77	8,36	-0,22	-0,57	-8717,71
78	8,47	-0,16	-0,48	-8354,47
79	8,58	-0,10	-0,39	-7991,23
80	8,69	-0,06	-0,31	-7627,99
81	8,80	-0,03	-0,23	-7264,76
82	8,91	0,00	-0,17	-6901,52
83	9,02	0,02	-0,12	-6538,28
84	9,13	0,03	-0,07	-6175,04
85	9,24	0,04	-0,04	-5811,80
86	9,35	0,04	-0,01	-5448,57
87	9,46	0,04	0,01	-5085,33
88	9,57	0,04	0,03	-4722,09
89	9,68	0,04	0,04	-4358,85
90	9,79	0,04	0,04	-3995,62
91	9,90	0,03	0,04	-3632,38
92	10,01	0,03	0,04	-3269,14
93	10,12	0,02	0,04	-2905,90
94	10,23	0,02	0,04	-2542,66
95	10,34	0,01	0,03	-2179,43
96	10,45	0,01	0,03	-1816,19
97	10,56	0,01	0,02	-1452,95
98	10,67	0,00	0,02	-1089,71
99	10,78	0,00	0,01	-726,48
100	10,89	0,00	0,00	-363,24
101	11,00	0,00	0,00	0,00

DIAGRAMMA CARICO-CEDIMENTO VERTICALE

Simbologia adottata

N Carico sul palo espressa in [kg]
w Cedimento del palo espresso in [cm]

Combinazione n° 1

	N	w
8526	0,079	
21002	0,195	
39716	0,368	
65367	0,629	
67229	0,812	
69090	0,994	
69939	,269	

Combinazione n° 2

	N	w
8526	0,079	
21002	0,368	
65367	0,629	
67229	0,812	
69090	0,994	
69939	1,269	

DIAGRAMMA CARICO-CEDIMENTO ORIZZONTALE

Simbologia adottata

N Carico sul palo espressa in [kg]
u Cedimento del palo espresso in [cm]

Combinazione n° 1

	N	u
2039	0,966	
2040	0,967	
2054	0,978	
2155	1,066	
2845	1,767	
2858	1,782	
2865	1,790	
2915	1,850	
3282	2,338	
3288	2,345	
3290	,380	
3484	2,628	
3487	2,632	
3488	2,634	
3499	2,651	
3524	2,781	

Combinazione n° 2

	N	u
2039	0,966	
2040	0,967	
2054	0,978	

2155	1,066
2845	1,782
2865	1,790
2915	1,850
3282	2,338
3288	2,345
3290	2,349
3312	2,380
3484	2,628
3487	2,632
3488	2,634
3499	2,651
3524	2,781

DESCRIZIONE ARMATURE

La verifica delle sezioni è stata effettuata con il metodo degli stati limite ultimi.

VERIFICA ARMATURE PALI

Simbologia adottata

Y ordinata della sezione a partire dalla testa positiva verso il basso espressa in [m]
CS coefficiente di sicurezza
Mu momento ultimo espresso in [kgm]
Nu sforzo normale espresso in [kg]
Tu taglio ultimo espresso in [kg]

Inviluppo

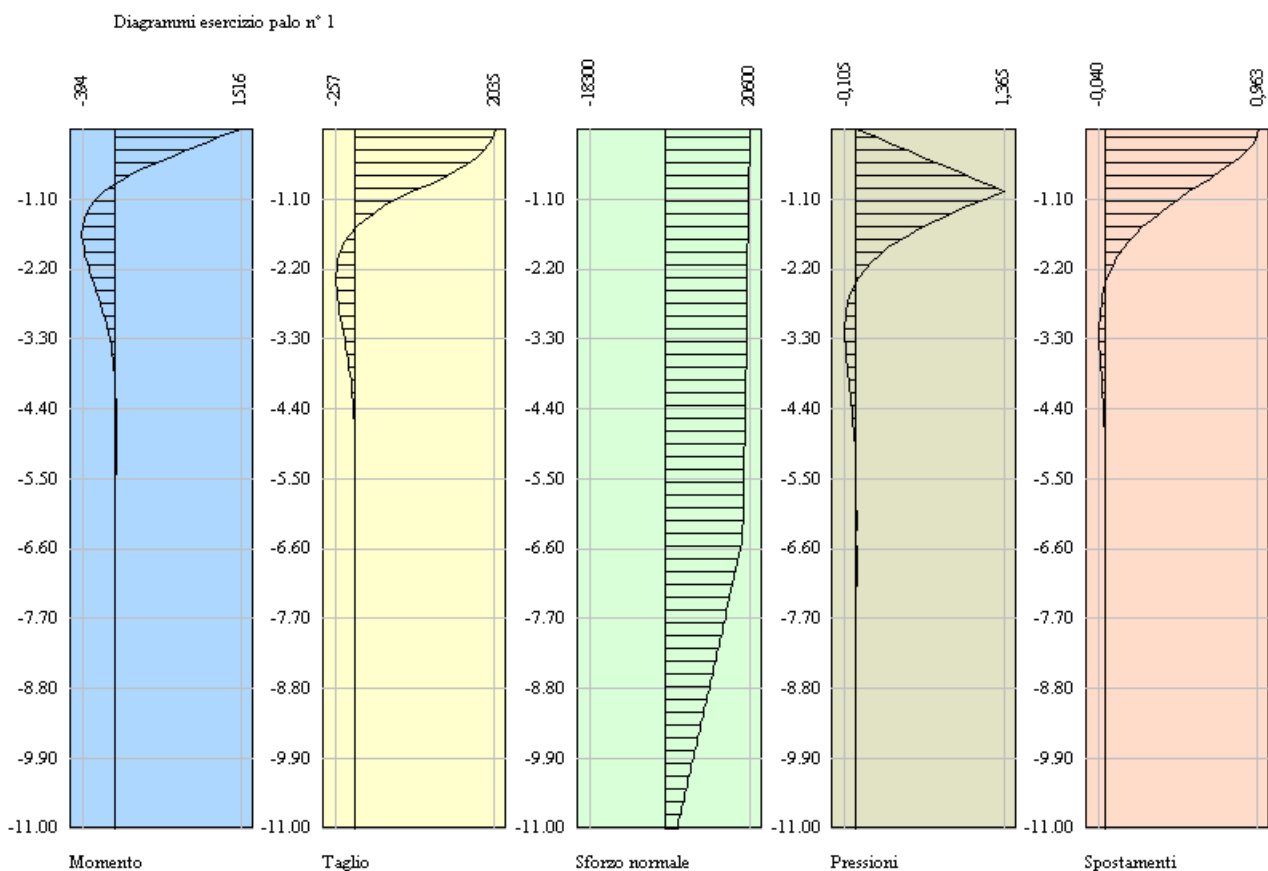
Y		M _u	N _u	T _u	CS
0,00	3176	0	363058	2,09	
0,11	3176	0	363058	2,46	
0,22	3176	0	363058	2,96	
0,33	3176	0	363058	3,71	
0,44	3176	0	363058	4,88	
0,55	3176	0	363058	6,95	
0,66	3176	0	363058	11,44	
0,77	3176	0	363058	27,29	
0,88	3176	0	363058	132,04	
0,99	3176	0	363058	22,58	
1,10	3176	0	363058	13,76	
1,21	3176	0	363058	10,67	
1,32	3176	0	363058	9,21	
1,43	3176	0	363058	8,48	
1,54	3176	0	363058	8,14	
1,65	3176	0	363058	8,06	
1,76	3176	0	363058	8,18	
1,87	3176	0	363058	8,47	
1,98	3176	0	363058	8,92	
2,09	3176	0	363058	9,53	
2,20	3176	0	363058	10,34	
2,31	3176	0	363058	11,35	
2,42	3176	0	363058	12,63	
2,53	3176	0	363058	14,22	
2,64	3176	0	363058	16,22	
2,75	3176	0	363058	18,75	
2,86	3176	0	363058	21,97	
2,97	3176	0	363058	26,16	
3,08	3176	0	363058	31,69	
3,19	3176	0	363058	39,20	
3,30	3176	0	363058	49,74	
3,41	3176	0	363058	65,21	
3,52	3176	0	363058	89,50	
3,63	3176	0	363058	131,67	
3,74	3176	0	363058	219,25	
3,85	3176	0	363058	492,51	
3,96	3176	0	363058	1000,00	

4,07	3176	0	363058	588,07
4,18	3176	0	363058	334,19
4,29	3176	0	363058	252,41
4,40	3176	0	363058	214,96
4,51	3176	0	363058	195,94
4,62	3176	0	363058	186,78
4,73	3176	0	363058	183,90
4,84	3176	0	363058	185,65
4,95	3176	0	363058	191,29
5,06	3176	0	363058	200,55
5,17	3176	0	363058	213,50
5,28	3176	0	363058	230,51
5,39	3176	0	363058	252,19
5,50	3176	0	363058	279,54
5,61	3176	0	363058	313,99
5,72	3176	0	363058	357,66
5,83	3176	0	363058	413,78
5,94	3176	0	363058	487,43
6,05	3176	0	363058	587,09
6,16	3176	0	363058	728,03
6,27	3176	0	363058	940,81
6,38	3176	0	363058	1000,00
6,49	3176	0	363058	1000,00
6,60	3176	0	363058	1000,00
6,71	3176	0	363058	1000,00
6,82	3176	0	363058	1000,00
6,93	3176	0	363058	1000,00
7,04	3176	0	363058	1000,00
7,15	3176	0	363058	1000,00
7,26	3176	0	363058	1000,00
7,37	3176	0	363058	1000,00
7,48	3176	0	363058	1000,00
7,59	3176	0	363058	1000,00
7,70	3176	0	363058	1000,00
7,81	3176	0	363058	1000,00
7,92	3176	0	363058	1000,00
8,03	3176	0	363058	1000,00
8,14	3176	0	363058	1000,00
8,25	3176	0	363058	1000,00
8,36	3176	0	363058	1000,00
8,47	3176	0	363058	1000,00
8,58	3176	0	363058	1000,00
8,69	3176	0	363058	1000,00
8,80	3176	0	363058	1000,00
8,91	3176	0	363058	1000,00
9,02	3176	0	363058	1000,00
9,13	3176	0	363058	1000,00
9,24	3176	0	363058	1000,00
9,35	3176	0	363058	1000,00
9,46	3176	0	363058	1000,00
9,57	3176	0	363058	1000,00
9,68	3176	0	363058	1000,00
9,79	3176	0	363058	1000,00
9,90	3176	0	363058	1000,00

10,01	3176	0	363058	1000,00
10,12	3176	0	363058	1000,00
10,23	3176	0	363058	1000,00
10,34	3176	0	363058	1000,00
10,45	3176	0	363058	1000,00
10,56	3176	0	363058	1000,00
10,67	3176	0	363058	1000,00
10,78	3176	0	363058	1000,00
10,89	3176	0	363058	100,00
11,00	3176	0	363058	100,00

In forma grafica tali risultati possono così rappresentarsi:

COMBINAZIONE 1:



COMBINAZIONE 2:

Diagrammi esercizio palo n° 1

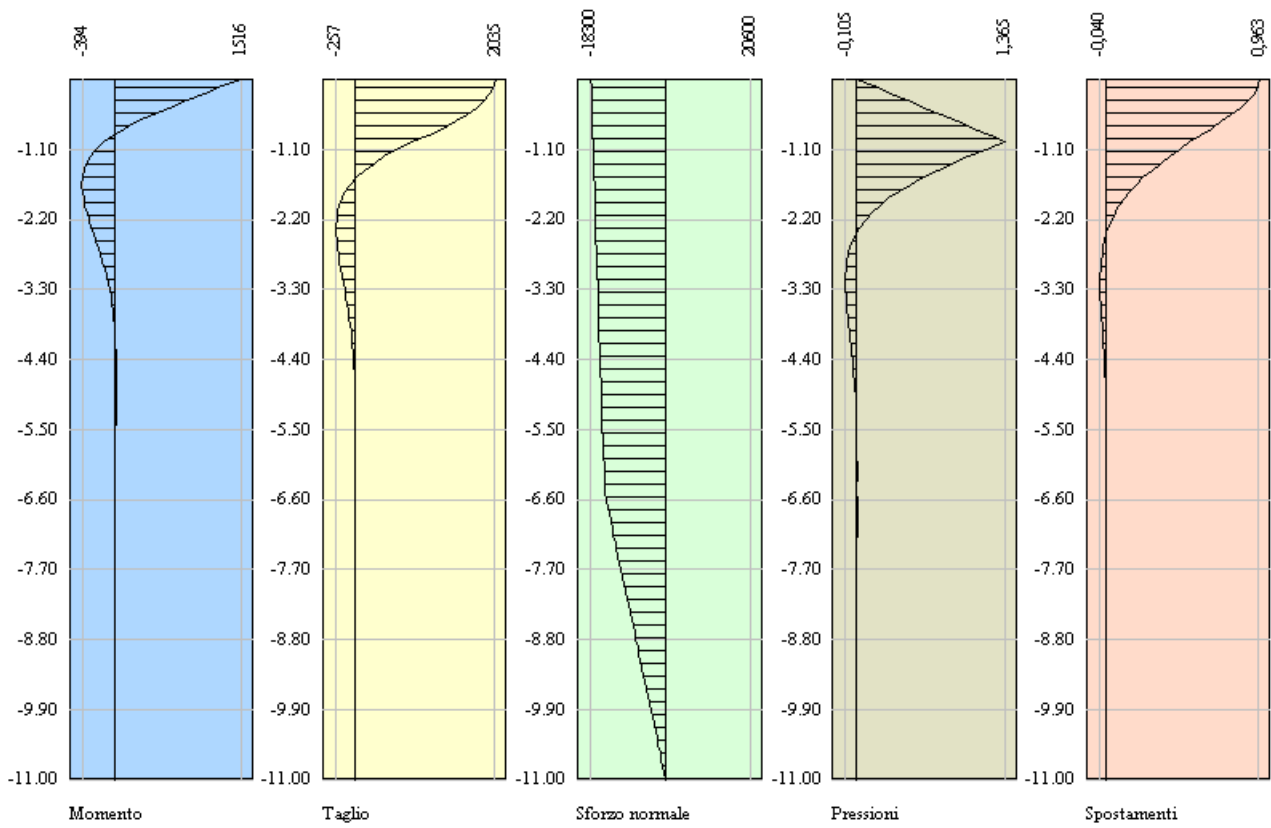


Diagramma carico cedimento verticale

