

# Impianto fotovoltaico con agricoltura integrata “La Cipollona” Comune di Pozzolo Formigaro (AL)

**Proponente**



**Renantis Italia S.r.l.**

c/o Copernico Milano Martesana  
Viale Monza, 259, 20126 Milano  
www.renantis.com – tel. 0224331  
Cap. Soc. € 10.000 int.vers. .  
Sede legale: Corso Italia, 3, 20122 Milano



## RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE STRUTTURA INSEGUITORE SOLARE

**Progettista**



**Tiemes Srl**

Via Riccardo Galli, 9 – 20148 Milano  
tel. 024983104/ fax. 0249631510  
[www.tiemes.it](http://www.tiemes.it)

0	29/09/2023	Prima emissione	GB	VDA			
Rev.	Data emissione	Descrizione	Preparato	Approvato			
Origine File: "2318_STRU_05_RT01 e CAL01_Rev02_Pali fotovoltaico.pdf"		<b>CODICE ELABORATO</b>		Proc.	Tipo doc	Num	Rev
		Commissa	21042	PZZ	PD	R	11e 00
Proprietà e diritti del presente documento sono riservati – la riproduzione è vietata / Ownership and copyright are reserved – reproduction is strictly forbidden							

**REALIZZAZIONE IMPIANTO FOTOVOLTAICO  
PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONE A PLATEA**

**Inseguitori**

-----

*RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE*

<b>REGIONE</b>	<b>PIEMONTE</b>
<b>PROVINCIA</b>	<b>ALESSANDRIA</b>
<b>COMUNE</b>	<b>POZZOLO FORMIGARO</b>
<b>INDIRIZZO</b>	<b>LAT. 44,829477 LONG. 8,808468</b>

Il Progettista

Ing. Giovanni Barabino

## 1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'analisi della struttura è condotta utilizzando gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni, con il metodo degli stati limite, ed in conformità della normativa vigente in materia, in particolare:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G.U. 21 dicembre 1971 n. 321), "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G.U. 21 marzo 1974 n. 76), "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.
- D.M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8) "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni", in seguito chiamata NTC2018.
- UNI-EN 1990:2006 "Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale".
- UNI-EN 1991:2004 "Eurocodice 1 – Progettazione di strutture in calcestruzzo"
- UNI-EN 1992:2005 "Eurocodice 2 – Progettazione di strutture in acciaio"
- UNI-EN 1997:2005 "Eurocodice 7 – Progettazione Geotecnica"
- UNI-EN 1998:2005 "Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5), Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018, in seguito chiamata Circolare 2019.

## 2. DEFINIZIONE PROGETTO

Il progetto prevede il predimensionamento delle fondazioni di differenti strutture che andranno a comporre quello che sarà un impianto fotovoltaico nella periferia del comune di Pozzolo Formigaro, provincia di Alessandria. La presente relazione si riferisce al predimensionamento delle fondazioni degli Inseguitori.

- Sito in esame: Coordinate WGS84
  - LAT 44,829477
  - LONG 8,808468

## 3. ANALISI STRUTTURALE

In seguito a contatti via mail, sono stati forniti dalla committenza i dati delle strutture con relativi elaborati grafici preliminari e schede tecniche a corredo.

La struttura degli Inseguitori si compone dei componenti di supporto dei pannelli e dei montanti ipotizzati in acciaio. I carichi della sovrastruttura sono trasferiti al terreno di fondazione tramite pali in acciaio infissi nel terreno.

### 3.1. ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, la valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 delle NTC2018.

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni delle normative di riferimento. Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico descritte nei paragrafi seguenti; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

Vengono di seguito elencati i carichi di progetto in accordo alle indicazioni fornite dalla committenza e alle normative di riferimento:

- G1 e G2: Carichi permanenti strutturali e non strutturali
  - Ricadono in questa categoria i carichi degli elementi strutturali che vanno a comporre le cabine principali di contenimento degli impianti e gli impianti permanenti che trovano luogo permanentemente nel sistema analizzato
    - $\gamma_{calcestruzzo} = 25.0 \text{ kN/m}^3$
    - $\gamma_{ghiaia} = 19.0 \text{ kN/m}^3$
    - $G_{2,cav} = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- Q: Carichi variabili
  - Ricadono in questa categoria i carichi dati da eventuale affollamento della struttura ( $4.00 \text{ kN/m}^2$ ), il peso della neve, il carico dato dall'azione del vento e quello del sisma.

### 3.1.1.Neve

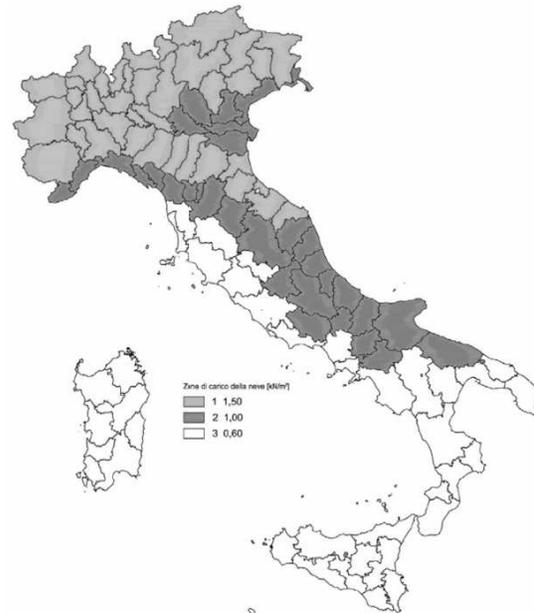
In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento della neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni per le varie zone indicate nella Fig. 3.4.1. delle NTC2018. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, devono essere definiti singolarmente.

L'altitudine di riferimento (espressa in m) è la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

$$a_s := 175 \text{ m}$$

$$\gamma_{snow} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$q_{sk} := \begin{cases} \text{if } a_s \leq 200 \text{ m} & = 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} & \\ \text{else} & \\ \text{if } a_s > 200 \text{ m} & \\ \left( \left( 1,35 \cdot \left( 1 + \left( \frac{a_s}{602} \right)^2 \right) \right) \right) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} & \\ \text{else} & \\ \text{"NO"} & \end{cases}$$



Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si deve fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.

Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione può essere ridotto come di seguito specificato:

per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà  $TR \geq 5$  anni;

per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi e un anno, si assumerà  $TR \geq 10$  anni.

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati di questo coefficiente sono forniti in Tab. 3.4.I per diverse classi di esposizione. Se non diversamente indicato, si assumerà  $C_E = 0.9$ .

**Tab. 3.4.I** – Valori di  $C_E$  per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	$C_E$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

$$C_E := 1$$

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura.

In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere posto  $C_t = 1$ .

$$C_t := 1$$

I coefficienti di forma delle coperture dipendono dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di dati suffragati da opportuna documentazione, i valori nominali del coefficiente di forma  $\mu_1$  delle coperture ad una o a due falde possono essere ricavati dalla Tab. 3.4.II, essendo  $\alpha$ , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

Per gli Inseguitori è stata considerata una copertura di pendenza approssimabile a  $0^\circ$ .

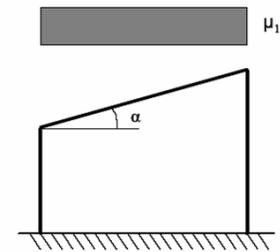
$$\alpha := 0^\circ$$

```

 $\mu_1 := \text{if } (\alpha \geq 0^\circ) \wedge (\alpha \leq 30^\circ) = 0,8$ 
    0,8
  else
    if  $(\alpha > 30^\circ) \wedge (\alpha < 60^\circ)$ 
       $0,8 \cdot \left( \frac{60^\circ - \alpha}{30^\circ} \right)$ 
    else
      if  $\alpha \geq 60^\circ$ 
        0
      else
        "OK"

```

$$q_S := q_{sk} \cdot \mu_1 \cdot C_E \cdot C_t = 1,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



### 3.1.2. Vento

La velocità base di riferimento  $v_b$  è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito ad un periodo di ritorno  $TR = 50$  anni.

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare, i valori della velocità base di riferimento possono essere ricavati da opportuna documentazione o da indagini statistiche adeguatamente comprovate, riferite alle condizioni locali di clima e di esposizione.

$$a_s := 175 \text{ m}$$

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

$$v_{b,0} := 25 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad a_0 := 1000 \text{ m} \quad k_s := 0,4$$

$$c_a := \begin{cases} 1 & \text{if } a_s \leq a_0 \\ 1 + k_s \cdot \left( \frac{a_s}{a_0} - 1 \right) & \text{else} \end{cases} = 1$$

$$v_b := v_{b,0} \cdot c_a = 25 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Ove non specificato diversamente, si assumerà  $T_R = 50$  anni, cui corrisponde  $c_r = 1$ . Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione potrà essere ridotto.

$$T_R := 50$$

$$c_r := 0,75 \cdot \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left( -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right)} = 1,0007$$

$$v_r := v_b \cdot c_r = 25,0183 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Le azioni del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione (§ 3.3.4).

L'azione del vento sui singoli elementi che compongono la costruzione va determinata considerando la combinazione più gravosa delle pressioni agenti sulle due facce di ogni elemento.

Nel caso di costruzioni di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento (§ 3.3.4). L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione.

**Pressione del vento**

$$p := q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

- $q_r$  pressione cinetica di riferimento
- $c_e$  coefficiente di esposizione
- $c_p$  coefficiente di pressione/aerodinamici
- $c_d$  coefficiente dinamico

**Azione tangente del vento**

$$p_f := q_r \cdot c_e \cdot c_f$$

- $c_e$  coefficiente di esposizione
- $c_f$  coefficiente d'attrito

**Pressione cinetica di riferimento**

$$\rho := 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{densità dell'aria}$$

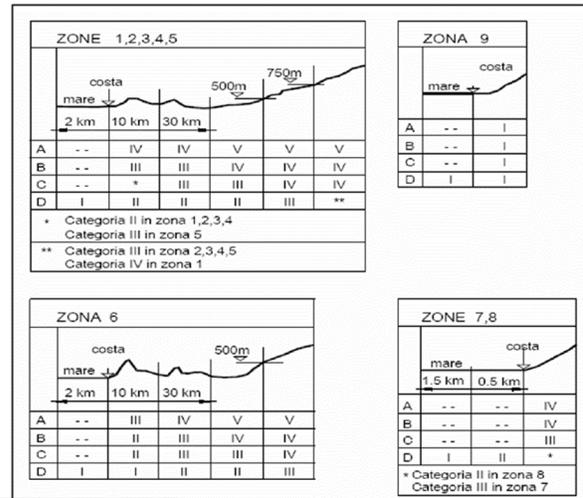
$$q_r := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 = 391,1985 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di  $z = 200$  m, esso è dato dalla formula riportata sotto.

**Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno**

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorge nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).



**Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione**

Categoria di esposizione del sito	$K_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

$$K_r := 0,19 \quad z_0 := 0,05 \text{ m} \quad z_{min} := 4 \text{ m}$$

Il coefficiente di topografia  $c_t$ , in genere funzione dell'altezza  $z$  sul suolo, tiene conto delle caratteristiche topografiche e orografiche del sito ove sorge la costruzione. In mancanza di più approfondite valutazioni (Appendice C), il coefficiente di topografia è posto di regola pari a 1 sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

$$c_t := 1$$

$$c_e := \text{if } z \geq z_{min} \quad = 1,8616$$

$$K_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left(7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right)$$

else

$$\text{if } z < z_{min}$$

$$K_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \cdot \left(7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)\right)$$

else

"NO"

La pressione cinetica di picco del vento  $q_p$  è il valore atteso della pressione cinetica massima del vento sull'intervallo di tempo  $T = 10$  minuti. Essa dipende dall'altezza  $z$  sul suolo, dalla ventosità della zona in esame, dal periodo di ritorno di progetto, dalle caratteristiche locali del sito ove sorge la costruzione e dalla densità dell'aria.

In mancanza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva rugosità e topografia del terreno limitrofo alla costruzione (Appendice C), per altezze sul suolo non maggiori di  $z = 200$  m, la pressione cinetica di picco è fornita dalla relazione sotto.

$$q_p := q_r \cdot c_e \cdot c_t \cdot c_d = 0,7283 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Per il calcolo dei coefficienti di pressione sui pannelli viene supposto, come indicato dalla committenza, che gli inseguitori siano in grado di posizionarsi con angolo di inclinazione  $0^\circ$  in occasione di venti che raggiungano le condizioni di Stato Limite Ultimo. In questa configurazione gli inseguitori possono essere considerati come delle tettoie libere, di conseguenza i coefficienti di pressione vengono calcolati come indicato al paragrafo C3.3.8.2.1 della Circolare 2019.

$$\alpha_{sott} := 0^\circ$$

$$C_{1,F} := 0,2 + 0,7 \cdot \frac{\alpha_{sott}}{30^\circ} = 0,2$$

$$C_{2,F} := -0,5 - 1,3 \cdot \frac{\alpha_{sott}}{30^\circ} = -0,5$$

$$P_{1,tt,F} := q_p \cdot C_{1,F} = 0,1457 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$P_{2,tt,F} := q_p \cdot C_{2,F} = -0,3641 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### 3.1.3.Sisma

L'azione sismica viene calcolata sulla base delle considerazioni riportate nella relazione geologica intitolata "Indagini sismiche MASW aree fotovoltaiche in progetto" dello Studio di Geologia Dott. Cavalli Andrea datata Settembre 2023.

- Coordinate geografiche: long. 8,808468°, lat. 44,829477°
- Zona: 3
- Tipo di suolo: B
- Condizioni topografiche: T1
- Coefficiente di amplificazione topografica ST= 1.00
- Vita nominale VN = 50 anni
- Classe d'uso: II
- Coefficiente CU= 1.0
- Coefficiente smorzamento viscoso  $\xi= 5.00\%$
- Fattore alterazione spettro  $\eta= 1.00$

Ulteriori dettagli su valori e prove effettuate sono consultabili nella relazione geologica sopra citata che verrà allegata al presente documento.

Punti del reticolo contornanti il sito:

Punto	Longitudine	Latitudine	Distanza
[°]	[°]	[km]	
14'919	8.8378	44.8440	2.8208
14'918	8.7674	44.8420	3.5250
15'140	8.7713	44.7920	5.0954
15'141	8.8416	44.7940	4.7321

Parametri spettrali

S.L.	TR	$a_g/g$	Fo	T°C	Fv	SS	S	CC
	anni							
S.L.C.	975	0.1164	2.4400	0.2728	1.1348	1.2000	1.2000	1.4263
S.L.V.	475	0.0853	2.4395	0.2700	0.9713	1.2000	1.2000	1.4293
S.L.D.	50	0.0304	2.4838	0.2102	0.5900	1.2000	1.2000	1.5027
S.L.O.	30	0.0225	2.5071	0.1802	0.5126	1.2000	1.2000	1.5497

TB,o	TC,o	TD,o	TB,v	TC,v	TD,v	dg	vg
sec	sec	sec	sec	sec	sec	m	m/s
0.1297	0.3891	2.0747	0.0500	0.1500	1.0000	0.028	0.087
0.1286	0.3859	1.9479	0.0500	0.1500	1.0000	0.019	0.063
0.1053	0.3158	1.7238	0.0500	0.1500	1.0000	0.005	0.018
0.0931	0.2792	1.6917	0.0500	0.1500	1.0000	0.003	0.012

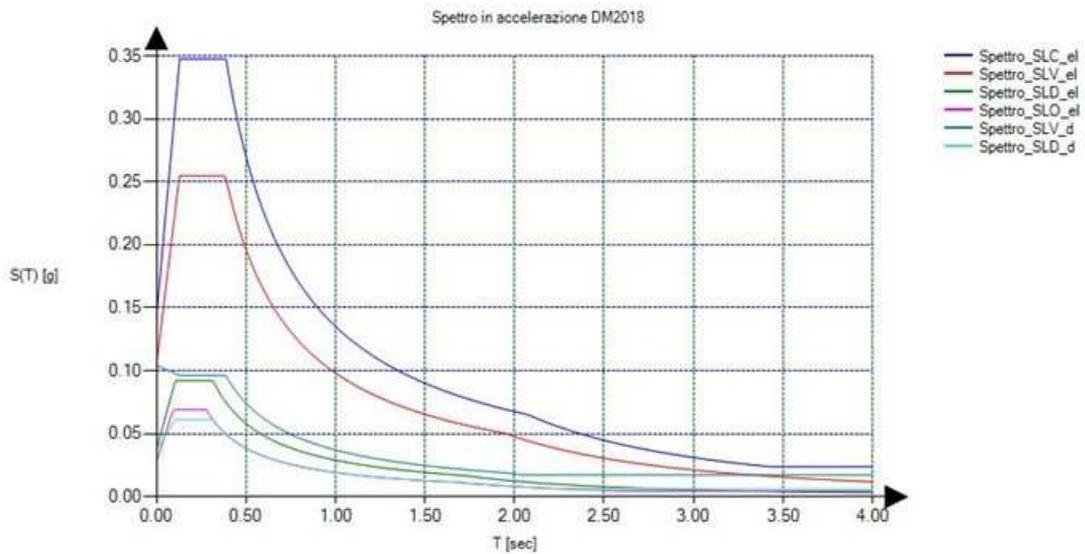


Figura 1 - Spettro in accelerazione orizzontale

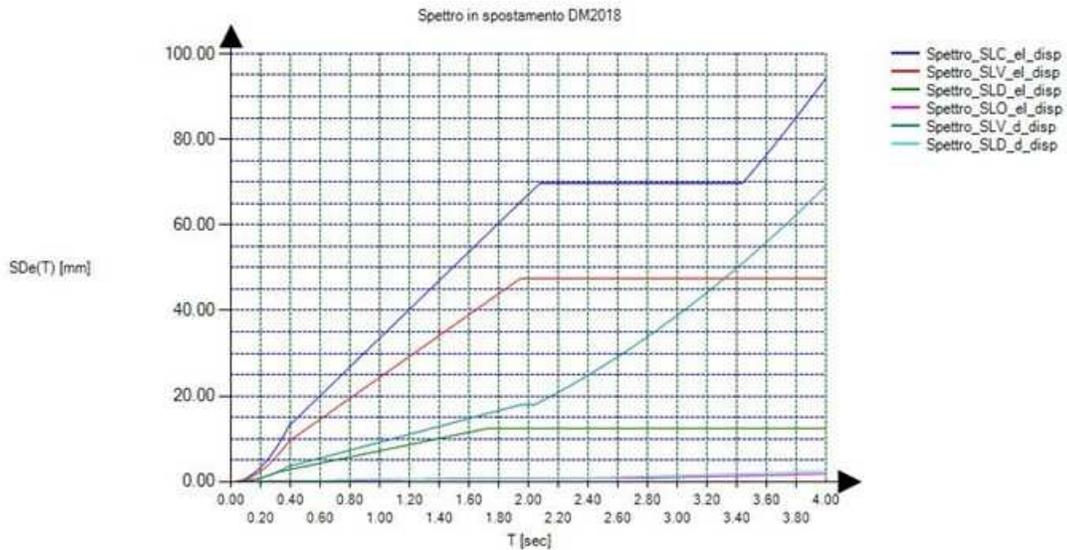


Figura 2 - Spettro in accelerazione orizzontale

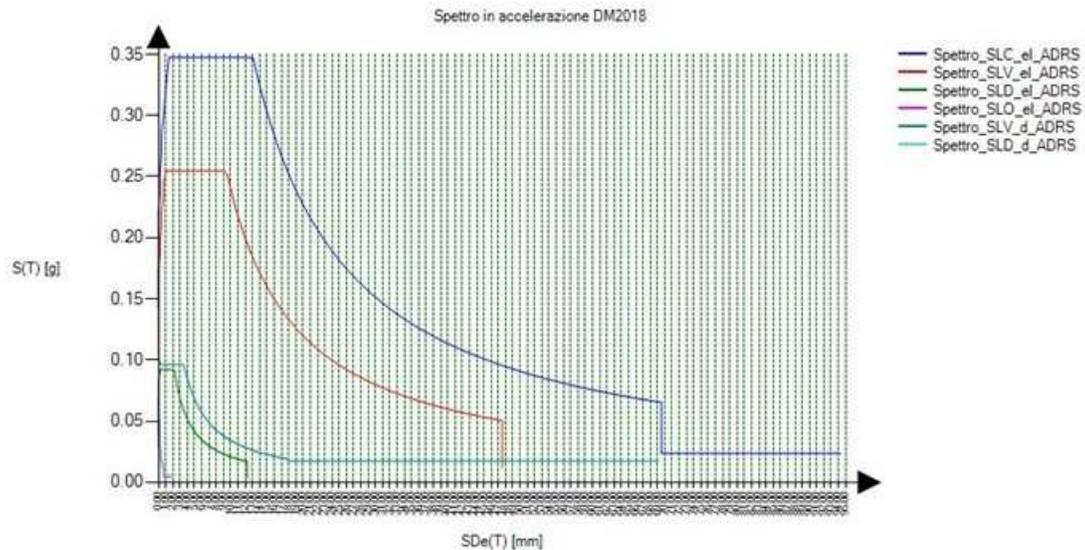


Figura 3 - Spettro in accelerazione orizzontale

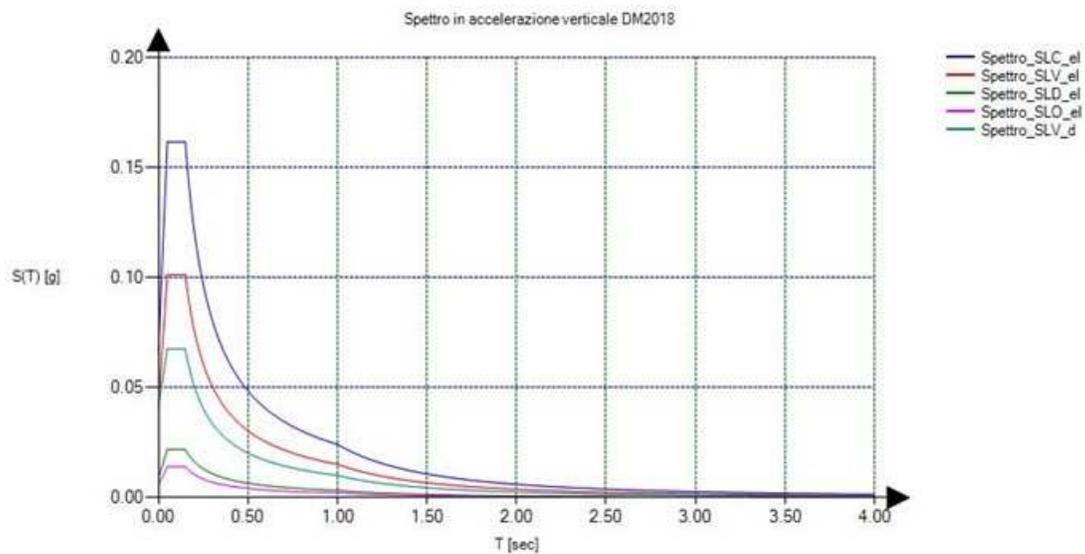


Figura 4 - Spettro in accelerazione orizzontale

### 3.2. COMBINAZIONE DEI CARICHI

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico descritte nei tabulati di analisi e verifica; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

### 3.2.1. Stati limite ultimi

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots (1)$$

dove:

$G_1$ , rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

$G_2$ , rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

$P$ , rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;

$Q$ , azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

$Q_{ki}$ , rappresenta il valore caratteristico della  $i$ -esima azione variabile;

$\gamma_g, \gamma_p, \gamma_q$ , coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;

$\psi_{0i}$ , sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base ( $Q_{k1}$  nella formula precedente).

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \dots$$

dove:

$E$ , rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;

$G_1$ , rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

$G_2$ , rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

$P$ , rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;

$\psi_{2i}$ , coefficiente di combinazione delle azioni variabili  $Q_i$ ;

$Q_{ki}$ , valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_i$ .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \dots$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	$\psi_{2i}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0.3
Categoria B - Uffici	0.3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0.6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0.6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0.8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0.6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0.3
Categoria H - Coperture	0.0
Categoria I - Coperture praticabili	*
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	*
Vento	0.0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0.0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0.2
Variazioni termiche	0.0

\* "Da valutarsi caso per caso"

### 3.2.2. Stato limite di danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \dots$$

dove:

$E$ , rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;

$G_1$ , rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

$G_2$ , rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

$P$ , rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;

$\psi_{2i}$ , coefficiente di combinazione delle azioni variabili  $Q_i$ ;

$Q_{ki}$ , valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_i$ .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \dots$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

Stato limite di esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state progettate le aste sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 2018 al §2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico rara, frequente e quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

dove:

$G_{kj}$ , valore caratteristico della  $j$ -esima azione permanente;

$P_{kh}$ , valore caratteristico della  $h$ -esima deformazione impressa;

$Q_{kl}$ , valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

$Q_{ki}$ , valore caratteristico della  $i$ -esima azione variabile;

$\psi_{0i}$ , coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;

$\psi_{1i}$ , coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0.95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

$\psi_{2i}$ , coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti  $\psi_{0i}$ ,  $\psi_{1i}$ ,  $\psi_{2i}$  sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B – Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0.7	0.7	0.6

---

Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H – Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota $\leq$ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base  $Q_{k1}$ , con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, eccetera) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni e deformazioni).

## 4. ANALISI DELLA STRUTTURA

In questo capitolo vengono descritte le principali analisi e verifiche effettuate sulla struttura per dimostrare la rispondenza ai requisiti richiesti dalla normativa di settore. In via preliminare è stato ipotizzato di posizionare i pali di fondazione ogni 6 m, sono state effettuate le verifiche considerando le diverse condizioni stratigrafiche riportate nella relazione geologica redatta dallo Studio Geologico Dott. Alessandro Murratzu datato Luglio 2023 e intitolata "NOTA GEOTECNICA SULLE INDAGINI REALIZZATE IN LOC.COMMENDONE (GROSSETO) PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO AGRIVOLTAICO."

Ulteriori affinamenti e ottimizzazioni della posizione dei pali potranno essere effettuate in fase di progetto definitivo.

### 4.1. METODO DI CALCOLO

#### Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\begin{aligned}\phi' &= \frac{3}{4}\phi + 10 && \text{nei pali infissi} \\ \phi' &= \phi - 3^\circ && \text{nei pali trivellati}\end{aligned}$$

dove  $\phi$  è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con  $f$  il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite  $Q_{lim}$  viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta  $Q_p$  e la resistenza laterale  $Q_l$ .

#### Resistenza unitaria alla punta

##### Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di Terzaghi può essere scritta:

$$Q_p = c' N_c' s_c + g' L' N_q + 0.5' g' D' N_g' s_g$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

### Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento “alla Terzaghi” che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte “sostenuto” per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a  $gD$ , e tanto minore quanto più questo “effetto silo” è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto  $D/B$ ; di ciò tiene conto il coefficiente  $N_q$ , che quindi è funzione decrescente di  $D/B$ .

La resistenza unitaria  $Q_p$  alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito ( $f$ ) e di coesione ( $c$ ), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \cdot N_c + g \cdot L \cdot N_q$$

Avendo indicato con:

$g$  peso unità di volume del terreno;

$L$  lunghezza del palo;

$N_c$  e  $N_q$  sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

### Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo *Vesic* i coefficienti di capacità portante  $N_q$  e  $N_c$  si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[ \left( \frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto  $I_{rr}$  nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica  $e_v$ .

L'indice di rigidezza  $I_r$  si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale  $G'$  e la resistenza a taglio  $s$  del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine  $e_v$  può essere assunto pari a zero e si ottiene  $I_{rr} = I_r$

E' possibile fare una stima di  $I_r$  con i valori seguenti:

TERRENO	$I_r$
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine  $N_c$  della capacità portante viene calcolato:

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

Quando  $f=0$  (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

### Metodo di Janbu

Janbu calcola  $N_q$  (con l'angolo  $\psi$  espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left( \tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

$N_c$  si può ricavare dalla (a) quando  $f > 0$ .

Per  $f = 0$  si usa  $N_c = 5.74$

### Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto  $D/B$ , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori  $L/D > 1$ :

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso  $f = 0$

$D/B$	0	1	1.1	2	5	10	20	100
$d'_c$	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando  $f=0$ .

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{D}{L}$$

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

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

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

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

### Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo a, proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

$A_l$  = superficie laterale del palo;

$f_w$  = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

$c$  = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

$s$  = pressione verticale efficace del terreno;

$K$  = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K
------	---

	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \text{senf}$$

d = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$d = 3/4 \tan f$$

Per pali trivellati

$$d = \tan f$$

a = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

**Pali trivellati:**

Caquot – Kerisel 
$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Meyerhof – Murdock (1963) 
$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \text{ per } c < 5 \text{ t/m}^2$$
  

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \text{ per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966) 
$$a = 0.9 \text{ per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$
  

$$a = 0.8 \text{ per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$
  

$$a = 0.6 \text{ per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$
  

$$a = 0.9 \text{ per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961) 
$$a = 0.9 \text{ per } c < 4 \text{ t/m}^2$$
  

$$a = 0.6 \text{ per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$
  

$$a = 0.5 \text{ per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$
  

$$a = 0.4 \text{ per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$
  

$$a = 0.20 \text{ per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

**Pali infissi**

Coefficiente a per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	a = 1.00
$5 \leq c < 10$	a = 0.70
$10 \leq c < 15$	a = 0.50
$15 \leq c < 20$	a = 0.40
$c \geq 20$	a = 0.30

## Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

## Fattore di correzione in condizioni sismiche.

### Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di  $2^\circ$  l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

### Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove  $A_{max}$  è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di **Vesic**, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di **Q<sub>lim</sub>**.

Le correzioni di **Sano** e di **Vesic** si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

## Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo  $n$  superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie  $i$  per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie  $j$ -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (t_j / E) \cdot B \cdot l_{i,j}$$

Avendo indicato con:

$t_j$  = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

$E$  = Modulo elastico del terreno

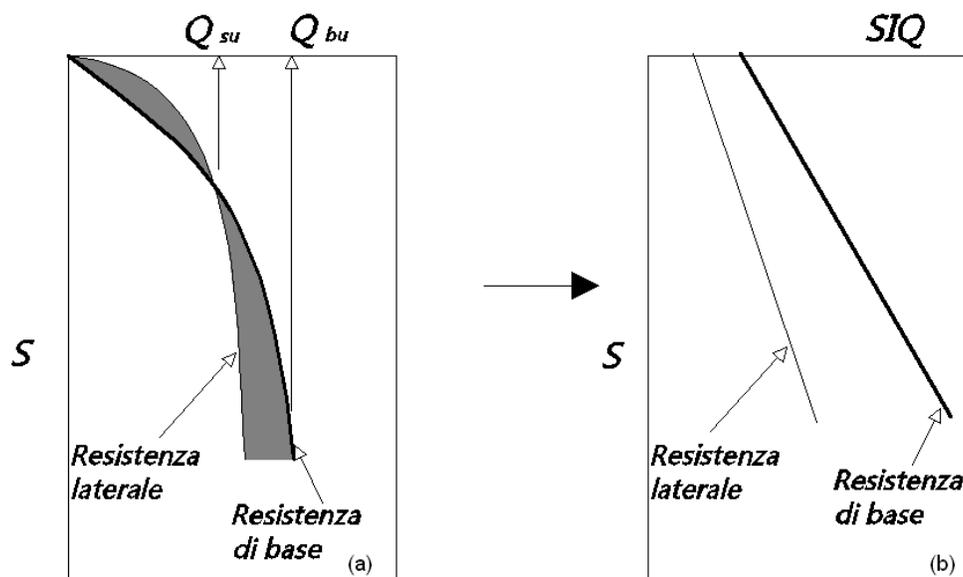
$B$  = Diametro del palo

$l_{i,j}$  = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando  $W_{i,j}$  per tutte le  $j$  aree

### Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* ( $Q_{su}$ ) e la *resistenza di base ultima* ( $Q_{bu}$ ) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (Terzaghi, 1943). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità  $S/Q$  rispetto allo spostamento  $S$  (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Lo studio di Fleming ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di Chin erano distorti dall'accorciamento elastico del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di Chin l'accorciamento del palo.

Considerando lo schema in figura l'accorciamento elastico del palo dipende dal carico applicato  $Q$  in rapporto all'attrito laterale ultimo  $Q_{su}$ . In particolare se  $Q \leq Q_{su}$  la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'accorciamento elastico lungo la zona ad attrito basso o nullo e quello che si sviluppa lungo la parte attiva del fusto:

$$S_e = \frac{4Q(L_o + K_e L_a)}{\pi d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che  $Q > Q_{su}$  bisogna considerare un ulteriore accorciamento legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_e = \frac{4}{\pi d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_e)]$$

I parametri della formula sono:

- $d_s$ : diametro testa del palo.
- $E_c$ : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di  $E_c = 26 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$  per calcestruzzo con forza specifica di  $20 \text{ N/mm}^2$  e il valore di  $E_c = 40 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$  per calcestruzzo da  $40 \text{ N/mm}^2$ .
- $L_o$ : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- $L_a$ : lunghezza attiva del palo.
- $k_e$ : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva  $L_a$ . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo  $L_a$  oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- $M_s$ : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- $d_s$ : diametro testa.
- $Q_s$ : attrito.
- $Q_{su}$ : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6 Q_{bu} Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- $d_b$ : diametro della base del palo.

- $Q_b$ : resistenza alla base.
- $Q_{bu}$ : resistenza ultima alla base
- $E_b$ : modulo di taglio corrispondente a  $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza  $S_s = S_b$  e considerando il carico totale applicato  $Q$  si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6 Q_{bu}$
- $\eta = d_b E_b$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno  $E_b$  al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di  $E_b$  da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

## CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore  $M_y$  di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

- $c_u$  = Coesione non drenata,  
 $B$  = Diametro del palo  
 $p$  = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p g zB$$

avendo indicato con:

- $p$  = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;  
 $K_p$  = Coefficiente di spinta passiva;  
 $g$  = Peso unità di volume del terreno;  
 $z$  = Profondità;  
 $B$  = Diametro del palo.

### Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti**.

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **A** la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$P = AF$$

Gli spostamenti interni **e** (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni **X** (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$e = BX$$

dove la matrice **B** è dimostrato essere la trasposta della matrice **A**.

D'altra parte, le forze interne **F** sono legate agli spostamenti interni **e** dalla seguente espressione:

$$F = Se$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$F = SA^T X$$

e quindi

$$P = AF = A SA^T X$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice **A SA<sup>T</sup>** si ricava l'espressione degli spostamenti esterni X:

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A} \mathbf{S} \mathbf{A}^T)^{-1} \mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti  $\mathbf{X}$  è possibile ricavare le forze interne  $\mathbf{F}$  necessarie per il progetto della struttura.

La matrice  $\mathbf{A} \mathbf{S} \mathbf{A}^T$  è nota come matrice di rigidità globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_S = A_S + B_S Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il  $k_S$  con la profondità, nella forma:

$$k_S = A_S + B_S \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale  $Z$  è la profondità e  $B$  è il diametro del palo.

I valori di  $A_S$  e  $B_S Z^n$  sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi  $s_j$ ,  $d_j$ , e  $i_j$  pari a 1:

$$k_S = q_{ult}/DH = C(cN_C + 0.5gBN_g)$$

$$B_S Z^n = C(gN_q Z^1)$$

Dove  $C = 40$  è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

### Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidità relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidità e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidità. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al., 2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidità, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0,042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0,30} \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0,65} \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}}\right)^{0,50}$$

in cui  $\tau_c = a_{max} \rho_1 H_1$ ;  $a_{max}$  accelerazione sismica,  $\rho_1$  densità del terreno,  $H_1$  spessore dello strato,  $V_{s1}$  e  $V_{s2}$ , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati;  $E_1$  è modulo di rigidità dello strato superiore di terreno,  $E_p$  modulo di elasticità del palo,  $d$  diametro del palo,  $L$  lunghezza del palo.

## 4.2. ANALISI DEI MATERIALI STRUTTURALI

Per definire i materiali di cui è composta la struttura sono state fornite dalla committenza diversi elaborati quali schede tecniche e elaborati grafici dai quali è stato possibile definire la tipologia di materiale che compongono la struttura e quindi calcolarne i relativi carichi strutturali che andranno ad insistere sulla fondazione da dimensionare.

### Carpenteria metallica

- Acciaio per carpenteria metallica:
  - Acciaio S275 secondo classificazione UNI EN 10025, trattato con mano di antiruggine e verniciatura tinta Ral
  - Tipologia laminati: Laminati a caldo con profili a sezione aperta
  - Spessore nominale elemento:  $t \leq 40\text{mm}$
  - Temperatura minima del sito  $T_{md} = -25\text{ °C}$
  - Temperatura di riferimento  $T_{Ed} = -25\text{ °C}$

Classe acciaio	Subgrade	$f_{tk}$	$E_s$	$\nu$	$G_s$	$f_{yk}$
		[MPa]	[MPa]		[MPa]	[MPa]
S 275 - UNI EN 10025-2	JR	430.00	210'000	0.30	80'769	275.00

$\gamma_{ov}$	$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$	$\beta$	$\beta_1$	$\beta_2$
1.25	1.05	1.05	1.25	0.85	0.70	0.85

- Bulloneria a barre filettate per carpenteria metallica:
  - Classe 8.8 secondo classificazione UNI EN ISO 20898 – UNI 3740
- Saldature per carpenteria metallica:
  - Conformi a quanto previsto dalla UNI EN ISO 2560:2007

**Dati generali...**

Descrizione	Palo inseguitore
Diametro punta	0.21 m
Profondità di infissione	2.50 m
Tipo	Infisso
Sporgenza dal terreno	2.50 m
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev
Interasse pali	5.00 m

**Archivio materiali**

**Conglomerati**

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fcd [MPa]	fctd [MPa]	fctm [MPa]
1	C20/25	25	29960	20	11.33	1.01	2.21
2	C25/30	30	31475	25	14.16	1.14	2.56
3	C28/35	35	32308	28	15.86	1.26	2.76
4	C40/50	50	35220	40	22.66	1.63	3.5

**Acciai:**

Nr.	Classe Acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	200000	450	391.3	450	391.3	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	200000	450	391.3	540	450	.05	.04	1	0.5
3	S235H	210000	235	204.35	360	204.35	0.05	0.04	1	0.5
4	S275H	210000	275	239.13	430	239.13	0.05	0.04	1	0.5
5	S355H	210000	355	308.7	510	308.7	0.05	0.04	1	0.5

**Stratigrafia**

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

**Strat. Nr. 1**

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	0.80	17.03	17.03	0.00	27.00	No	1.00	9.81	0	
2	3.80	17.65	17.65	0.00	37.00	No	0.00	88.26	0	
3	1.20	17.65	17.65	0.00	33.00	No	0.00	68.65	0	
4	1.20	17.65	17.65	0.00	36.00	No	0.00	88.26	0	

**Strat. Nr. 2**

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	0.20	14.84	14.84	0.00	29.00	No	0.00	9.81	0	
2	2.60	18.63	18.63	0.00	41.00	No	0.00	88.26	0	
3	3.80	17.65	17.65	0.00	35.00	No	0.00	88.26	0	

**Strat. Nr. 3**

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	0.40	15.85	15.85	0.00	29.00	No	0.00	9.81	0	
2	2.40	18.63	18.63	0.00	40.00	No	0.00	88.26	0	
3	2.20	17.65	17.65	0.00	35.00	No	0.00	88.26	0	
4	1.00	17.65	17.65	0.00	33.00	No	0.00	68.65	0	
5	1.00	17.65	17.65	0.00	35.00	No	0.00	88.26	0	

**Strat. Nr. 4**

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	0.40	15.85	15.85	0.00	29.00	No	0.00	9.81	0	
2	1.20	17.65	17.65	0.00	44.00	No	0.00	88.26	0	
3	3.00	17.65	17.65	0.00	36.00	No	0.00	68.65	0	
4	2.20	17.65	17.65	0.00	35.00	No	0.00	88.26	0	

**Strat. Nr. 5**

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	0.80	16.18	16.18	0.00	29.00	No	0.00	9.81	0	
2	3.80	17.65	17.65	0.00	36.00	No	0.00	88.26	0	
3	1.80	17.65	17.65	0.00	34.00	No	0.00	68.65	0	

**Strat. Nr. 6**

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	0.60	15.85	15.85	0.00	29.00	No	0.00	9.81	0	
2	2.20	17.65	17.65	0.00	40.00	No	0.00	88.26	0	
3	0.60	16.18	16.18	0.00	32.00	No	0.00	68.65	0	
4	1.60	17.65	17.65	0.00	37.00	No	0.00	88.26	0	
5	2.00	17.65	17.65	0.00	33.00	No	0.00	68.65	0	

**Strat. Nr. 7**

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	0.60	17.94	17.94	0.00	27.00	No	0.00	9.81	0	
2	3.20	17.65	17.65	0.00	36.00	No	0.00	88.26	0	
3	0.60	16.18	16.18	0.00	30.00	No	0.00	68.65	0	
4	1.60	17.65	17.65	0.00	36.00	No	0.00	88.26	0	

**Strat. Nr. 8**

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	0.60	16.99	16.99	0.00	30.00	No	0.00	9.81	0	
2	1.80	18.63	18.63	0.00	42.00	No	0.00	88.26	0	
3	2.60	17.56	17.65	0.00	36.00	No	0.00	88.26	0	
4	2.20	17.65	17.65	0.00	34.00	No	0.00	68.65	0	

**Strat. Nr. 9**

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	0.60	17.29	17.29	0.00	30.00	No	0.00	9.81	0	
2	3.60	17.65	17.65	0.00	35.00	No	0.00	88.26	0	
3	2.60	17.65	17.65	0.00	36.00	No	0.00	68.65	0	

**Strat. Nr. 10**

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	0.60	16.87	16.87	0.00	30.00	No	0.00	9.81	0	
2	2.80	17.65	17.65	0.00	39.00	No	0.00	88.26	0	
3	3.20	17.65	17.65	0.00	35.00	No	0.00	68.65	0	

**Strat. Nr. 11**

Nr.	Hs	Peso unità	Peso Unità	c	Fi	Attrito	Alfa	Modulo	Vs	Descrizione
-----	----	------------	------------	---	----	---------	------	--------	----	-------------

		di Volume [kN/m³]	di volume Saturo [kN/m³]	[kN/m²]	(°)	negativo		elastico [MN/m²]	[m/s]	litologica
1	0.60	17.09	17.09	0.00	30.00	No	0.00	9.81	0	
2	2.40	17.65	17.65	0.00	40.00	No	0.00	88.26	0	
3	3.40	17.65	17.65	0.00	35.00	No	0.00	68.65	0	

**Strat. Nr. 12**

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	0.60	17.09	17.09	0.00	30.00	No	0.00	9.81	0	
2	1.40	17.65	17.65	0.00	41.00	No	0.00	88.26	0	
3	2.60	17.65	17.65	0.00	37.00	No	0.00	68.65	0	
4	1.20	17.65	17.65	0.00	34.00	No	0.00	68.65	0	
5	1.00	17.65	17.65	0.00	36.00	No	0.00	88.26	0	

SLU\_01

**Carico limite**

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R3	100.29	128.24	37.75/0.00	0.56	13.13	16.92	29.48	--	55.12 [Lungo]
A1+M1+R3	157.44	181.57	40.75/0.00	0.56	21.64	19.75	40.83	--	61.36 [Lungo]
A1+M1+R3	140.92	166.75	40/0.00	0.56	19.22	18.98	37.64	--	59.57 [Lungo]
A1+M1+R3	89.29	117.16	37/0.00	0.56	11.63	17.91	28.98	--	59.08 [Lungo]
A1+M1+R3	89.29	117.16	37/0.00	0.56	11.50	16.20	27.14	--	54.81 [Lungo]
A1+M1+R3	140.92	166.75	40/0.00	0.56	18.20	17.86	35.50	--	57.75 [Lungo]
A1+M1+R3	89.29	117.16	37/0.00	0.56	11.87	17.14	28.45	--	55.44 [Lungo]
A1+M1+R3	89.29	117.16	37/0.00	0.56	12.18	19.62	31.24	--	60.15 [Lungo]
A1+M1+R3	79.36	106.88	36.25/0.00	0.56	10.45	16.56	26.46	--	55.24 [Lungo]
A1+M1+R3	125.98	152.97	39.25/0.00	0.56	16.50	17.94	33.87	--	57.58 [Lungo]
A1+M1+R3	140.92	166.75	40/0.00	0.56	18.51	18.43	36.38	--	58.28 [Lungo]
A1+M1+R3	100.29	128.24	37.75/0.00	0.56	13.17	18.22	30.84	--	58.25 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

**RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI**

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:		A1+M1+R3
=====		
Numero verticali di indagine		10
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1.40
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1.21
Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]

Base	10.45	14.83	21.64
Laterale	16.20	17.96	19.75
Totale=Base+Laterale-Peso palo	26.46	32.23	40.83
Coefficiente parziale resistenza caratteristica			R3
Base			1.15
Laterale			1.15
Resistenza di progetto base			7.51 kN
Resistenza di progetto laterale			11.16 kN
Resistenza di progetto			18.11 kN
Azioni di progetto			18.00 kN
Fattore sicurezza verticale			1.01

**Resistenza di progetto carichi trasversali**

=====			
Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione	A1+M1+R3		
=====			
Numero verticali di indagine	10		
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)	1.40		
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)	1.21		
Momento plasticizzazione	62.10 kNm		
Rc, Min	Rc, Media	Rc, Max	
[kN]	[kN]	[kN]	
54.8061	57.71986	54.8061	
Coefficiente parziale resistenza caratteristica	1.3		
Resistenza di progetto	31.71 kN		

## SLU\_02

**Carico limite**

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R3	100.29	128.24	37.75/0.00	0.56	0.00	16.92	17.48	--	55.12
A1+M1+R3	157.44	181.57	40.75/0.00	0.56	0.00	19.75	20.31	--	[Lungo] 61.36
A1+M1+R3	140.92	166.75	40/0.00	0.56	0.00	18.98	19.54	--	[Lungo] 59.57
A1+M1+R3	89.29	117.16	37/0.00	0.56	0.00	17.91	18.48	--	[Lungo] 59.08
A1+M1+R3	89.29	117.16	37/0.00	0.56	0.00	16.20	16.76	--	[Lungo] 54.81
A1+M1+R3	140.92	166.75	40/0.00	0.56	0.00	17.86	18.43	--	[Lungo] 57.75
A1+M1+R3	89.29	117.16	37/0.00	0.56	0.00	17.14	17.70	--	[Lungo] 55.44
A1+M1+R3	89.29	117.16	37/0.00	0.56	0.00	19.62	20.18	--	[Lungo] 60.15
A1+M1+R3	79.36	106.88	36.25/0.00	0.56	0.00	16.56	17.13	--	[Lungo] 55.24
A1+M1+R3	125.98	152.97	39.25/0.00	0.56	0.00	17.94	18.50	--	[Lungo] 57.58
A1+M1+R3	140.92	166.75	40/0.00	0.56	0.00	18.43	18.99	--	[Lungo] 58.28
A1+M1+R3	100.29	128.24	37.75/0.00	0.56	0.00	18.22	18.79	--	[Lungo] 58.25

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

**RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI**

=====			
Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:		A1+M1+R3	
=====			
Numero verticali di indagine			10
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)			1.40
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)			1.21
	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	--	--	--
Laterale	16.20	17.96	19.75
Totale	16.76	18.52	20.31
Coefficiente parziale resistenza caratteristica			R3
Laterale			1.25
Resistenza di progetto laterale			10.26 kN
Resistenza di progetto			10.83 kN
Azioni di progetto			-10.00 kN
Fattore sicurezza verticale			1.08

**Resistenza di progetto carichi trasversali**

=====			
Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione		A1+M1+R3	
=====			
Numero verticali di indagine			10
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)			1.40
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)			1.21
Momento plasticizzazione			62.10 kNm
	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
	54.8061	57.71986	54.8061
Coefficiente parziale resistenza caratteristica			1.3
Resistenza di progetto			31.71 kN

SLU\_03

**Carico limite**

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito nega- tivo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R3	100.29	128.24	37.75/0.00	0.56	13.13	16.92	29.48	--	55.12 [Lungo]
A1+M1+R3	157.44	181.57	40.75/0.00	0.56	21.64	19.75	40.83	--	61.36 [Lungo]
A1+M1+R3	140.92	166.75	40/0.00	0.56	19.22	18.98	37.64	--	59.57 [Lungo]
A1+M1+R3	89.29	117.16	37/0.00	0.56	11.63	17.91	28.98	--	59.08 [Lungo]
A1+M1+R3	89.29	117.16	37/0.00	0.56	11.50	16.20	27.14	--	54.81 [Lungo]
A1+M1+R3	140.92	166.75	40/0.00	0.56	18.20	17.86	35.50	--	57.75 [Lungo]
A1+M1+R3	89.29	117.16	37/0.00	0.56	11.87	17.14	28.45	--	55.44 [Lungo]
A1+M1+R3	89.29	117.16	37/0.00	0.56	12.18	19.62	31.24	--	60.15 [Lungo]
A1+M1+R3	79.36	106.88	36.25/0.00	0.56	10.45	16.56	26.46	--	55.24 [Lungo]
A1+M1+R3	125.98	152.97	39.25/0.00	0.56	16.50	17.94	33.87	--	57.58 [Lungo]
A1+M1+R3	140.92	166.75	40/0.00	0.56	18.51	18.43	36.38	--	58.28 [Lungo]

A1+M1+R3    100.29    128.24    37.75/0.00    0.56    13.17    18.22    30.84    --    [Lungo]  
58.25

[Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

### RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

=====			
Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:			A1+M1+R3
=====			
Numero verticali di indagine			10
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)			1.40
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)			1.21
	Rc, Min	Rc, Media	Rc, Max
	[kN]	[kN]	[kN]
Base	10.45	14.83	21.64
Laterale	16.20	17.96	19.75
Totale=Base+Laterale-Peso palo	26.46	32.23	40.83
Coefficiente parziale resistenza caratteristica			R3
Base			1.15
Laterale			1.15
Resistenza di progetto base			7.51 kN
Resistenza di progetto laterale			11.16 kN
Resistenza di progetto			18.11 kN
Azioni di progetto			10.00 kN
Fattore sicurezza verticale			1.81

### Resistenza di progetto carichi trasversali

=====			
Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione			A1+M1+R3
=====			
Numero verticali di indagine			10
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)			1.40
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)			1.21
Momento plasticizzazione			62.10 kNm
	Rc, Min	Rc, Media	Rc, Max
	[kN]	[kN]	[kN]
	54.8061	57.71986	54.8061
Coefficiente parziale resistenza caratteristica			1.3
Resistenza di progetto			31.71 kN

**DATI DI INPUT**

© Dott. Ing. Simone Caffè - 25/02/2013 (macro Excel sviluppata dall'Ing. Marco Panzano)

Tipo di acciaio utilizzato

Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza	$\gamma_{M0}$	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità	$\gamma_{M1}$	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	$\gamma_{M2}$	1.25 [-]

**Caratteristiche del profilo**

Sezione trasversale del tubolare

Diametro esterno del profilo tubolare (UTENTE)	$d_{ext}$	219.00 [mm]
Spessore del profilo tubolare (UTENTE)	t	6.00 [mm]
Diametro esterno del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		219.1 [mm]
Spessore del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		8 [mm]

**Geometria della membratura**

Lunghezza geometrica della membratura	L	5.00 [m]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	$\beta_y$	1.00 [-]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	$\beta_z$	1.00 [-]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	$L_{cr,y}$	5000.00 [mm]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	$L_{cr,z}$	5000.00 [mm]

**Coefficienti di momento equivalente**

*Nota: l'utente deve inserire i valori  $C_{my}$ ,  $C_{mz}$  con riferimento al prospetto B.3 - EN 1993 - 1 - 1: 2010, tenendo presente che utilizzando  $C_{my} = C_{mz} = 1.00$  la verifica sarà sempre "cautelativa".*

Coefficienti di momento equivalente

Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse y - y $C_{my}$		1.000 [-]
Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse z - z $C_{mz}$		1.000 [-]

Comb. [n°]	N <sub>Ed</sub> [kN]	V <sub>z,Ed</sub> [kN]	V <sub>y,Ed</sub> [kN]	M <sub>y,Ed</sub> [kNm]	M <sub>z,Ed</sub> [kNm]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Verifica [-]
1	18.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓ 0.02
2	18.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓ 0.02
3	18.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓ 0.02
4	18.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓ 0.02
5	18.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓ 0.02
6	18.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓ 0.02
7	18.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓ 0.02
8	18.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓ 0.02
9	18.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓ 0.02
10	18.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓ 0.02
11	18.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓ 0.02
12	18.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓ 0.02
13	18.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓ 0.02
14	18.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓ 0.02
15	18.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓ 0.02
16	18.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓ 0.02
17	19.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓ 0.02
18	19.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓ 0.02
19	19.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓ 0.02
20	-10.00	-0.01	-0.01	16.00	0.00	0.00	✓ 0.18
21	-9.93	-0.01	-0.01	16.00	0.00	0.00	✓ 0.18
22	-9.86	0.00	0.00	16.00	0.00	0.00	✓ 0.18
23	-9.79	-0.01	-0.01	16.01	0.00	0.00	✓ 0.18
24	-9.72	-0.01	-0.01	16.01	0.00	0.00	✓ 0.18
25	-9.65	-0.03	-0.03	16.01	0.00	0.00	✓ 0.18
26	-9.58	-0.17	-0.17	16.02	0.00	0.00	✓ 0.18
27	-9.51	0.32	0.32	16.08	0.00	0.00	✓ 0.18
28	-9.44	2.14	2.14	15.98	0.00	0.00	✓ 0.18
29	-9.38	3.68	3.68	15.45	0.00	0.00	✓ 0.17

30	-9.33	4.70	4.70	14.53	0.00	0.00	✓	0.16
31	-9.27	6.17	6.17	13.35	0.00	0.00	✓	0.15
32	-9.21	8.73	8.73	11.81	0.00	0.00	✓	0.13
33	-9.16	10.18	10.18	9.63	0.00	0.00	✓	0.11
34	-9.10	10.27	10.27	7.08	0.00	0.00	✓	0.08
35	-9.04	9.02	9.02	4.52	0.00	0.00	✓	0.05
36	-8.99	6.46	6.46	2.26	0.00	0.00	✓	0.03
37	-8.93	2.59	2.59	0.65	0.00	0.00	✓	0.01
38	-8.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓	0.01
39	10.00	0.00	0.00	7.00	0.00	0.00	✓	0.09
40	10.07	-0.01	-0.01	7.00	0.00	0.00	✓	0.09
41	10.14	0.00	0.00	7.00	0.00	0.00	✓	0.09
42	10.21	-0.01	-0.01	7.00	0.00	0.00	✓	0.09
43	10.28	-0.01	-0.01	7.00	0.00	0.00	✓	0.09
44	10.35	-0.01	-0.01	7.01	0.00	0.00	✓	0.09
45	10.42	-0.08	-0.08	7.01	0.00	0.00	✓	0.09
46	10.49	0.14	0.14	7.03	0.00	0.00	✓	0.09
47	10.56	0.93	0.93	6.99	0.00	0.00	✓	0.09
48	10.62	1.61	1.61	6.76	0.00	0.00	✓	0.08
49	10.67	2.06	2.06	6.36	0.00	0.00	✓	0.08
50	10.73	2.70	2.70	5.84	0.00	0.00	✓	0.07
51	10.79	3.82	3.82	5.17	0.00	0.00	✓	0.07
52	10.84	4.45	4.45	4.21	0.00	0.00	✓	0.06
53	10.90	4.49	4.49	3.10	0.00	0.00	✓	0.04
54	10.96	3.95	3.95	1.98	0.00	0.00	✓	0.03
55	11.01	2.83	2.83	0.99	0.00	0.00	✓	0.02
56	11.07	1.13	1.13	0.28	0.00	0.00	✓	0.01
57	11.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓	0.01

<b>RESISTENZA E STABILITA' DEI PROFILI TUBOLARI - Metodo B - EN 1993 - 1 - 1:2010</b>		
<b>Materiali utilizzati</b>	© Dott. Ing. Simone Caffè - 25/02/2013	
Valore di snervamento dell'acciaio del profilo	$f_{yk}$	275 [N/mm <sup>2</sup> ]
Valore di rottura dell'acciaio del profilo	$f_{uk}$	430 [N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo di elasticità dell'acciaio del profilo	E	210000 [N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio del profilo	G	80769 [N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza	$\gamma_{M0}$	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità	$\gamma_{M1}$	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	$\gamma_{M2}$	1.25 [-]
<b>Caratteristiche meccaniche del profilo</b>		
Diametro esterno del profilo tubolare	$d_{ext}$	219.10 [mm]
Spessore del profilo tubolare	t	8.00 [mm]
Diametro interno	$d_{int}$	203.10 [mm]
Raggio esterno	$r_{ext}$	109.55 [mm]
Raggio interno	$r_{int}$	101.55 [mm]
Area della sezione trasversale	A	5306 [mm <sup>2</sup> ]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse forte	$I_y$	2.9596E+07 [mm <sup>4</sup> ]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	$W_{el,y}$	2.7016E+05 [mm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,y}$	3.5668E+05 [mm <sup>3</sup> ]
Area resistente a taglio nel piano dell'anima	$A_{v,z}$	3378 [mm <sup>2</sup> ]
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	$i_y$	74.69 [mm]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse debole	$I_z$	2.9596E+07 [mm <sup>4</sup> ]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	$W_{el,z}$	2.7016E+05 [mm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	$W_{pl,z}$	3.5668E+05 [mm <sup>3</sup> ]
Area resistente a taglio nel piano delle ali	$A_{v,y}$	3378 [mm <sup>2</sup> ]
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	$i_z$	74.69 [mm]
Momento d'inerzia torsionale	$I_t$	5.919E+07 [mm <sup>4</sup> ]
<b>Caratteristiche di sollecitazione nella sezione di verifica</b>		
Forza normale (positiva se di compressione)	$N_{Ed}$	-9.51 [kN]
Forza di taglio agente in direzione parallela all'anima	$V_{z,Ed}$	0.32 [kN]
Forza di taglio agente in direzione parallela alle ali	$V_{y,Ed}$	0.32 [kN]
Momento flettente attorno all'asse maggiore di inerzia	$M_{y,Ed}$	16.08 [kNm]
Momento flettente attorno all'asse minore di inerzia	$M_{z,Ed}$	0.00 [kNm]
Momento torcente primario (alla Saint Venant)	$T_{Ed}$	0.00 [kNm]
<b>Classificazione della sezione trasversale di verifica</b>		
Coefficiente $\epsilon$	$\epsilon$	0.924 [-]
Rapporto tra diametro esterno e spessore	$\rho$	27.388 [-]
Rapporto limite per la classe 1	$\rho_1$	42.727 [-]
Rapporto limite per la classe 2	$\rho_2$	59.818 [-]
Rapporto limite per la classe 3	$\rho_3$	76.909 [-]
<b>Classificazione della sezione trasversale</b>	<b>CL</b>	<b>1</b>

Verifiche di resistenza della sezione trasversale		
<b>Resistenza a trazione pura</b>		
Resistenza plastica a trazione	$N_{t,Rd}$	1389.54 [kN]
Verifica a trazione pura	$\rho_{Nt}$	0.007 [-]
<b>Resistenza a compressione pura</b>		
Resistenza a compressione pura	$N_{c,Rd}$	1389.54 [kN]
Verifica a compressione pura	$\rho_{Nc}$	0.000 [-]
<b>Resistenza a torsione e taglio</b>		
Diametro medio della sezione trasversale	$d_{med}$	211.10 [mm]
Area della sezione compresa nel diametro medio	$\Omega$	34999.86 [mm <sup>2</sup> ]
Tensioni tangenziali dovute al momento torcente	$\tau_{t,Ed}$	0.00 [N/mm <sup>2</sup> ]
Verifica tensionale per pura torsione	$\rho_T$	0.000 [-]
Resistenza plastica a taglio	$V_{pl,Rd}$	510.73 [kN]
Resistenza plastica a taglio ridotta per effetto della torsione	$V_{pl,T,Rd}$	510.73 [kN]
Verifica a taglio in direzione z - z	$\rho_{Vz}$	0.001 [-]
Verifica a taglio in direzione y - y	$\rho_{Vy}$	0.001 [-]
<b>Resistenza a flessione</b>		
Modulo di resistenza di calcolo per flessione attorno all'asse y - y	$W_y$	3.57E+05 [mm <sup>3</sup> ]
Resistenza a flessione attorno all'asse y - y	$M_{cy,Rd}$	93.42 [kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse y - y	$\rho_{My}$	0.172 [-]
Modulo di resistenza di calcolo per flessione attorno all'asse z - z	$W_z$	3.57E+05 [mm <sup>3</sup> ]
Resistenza a flessione attorno all'asse z - z	$M_{cz,Rd}$	93.42 [kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse z - z	$\rho_{Mz}$	0.000 [-]
<b>Resistenza a flessione e taglio (per sezioni in classe 1 o 2)</b>		
Fattore di riduzione per la presenza della forza di taglio in direzione z - z	$\rho_{Vz,red}$	1.00 [-]
Fattore di riduzione per la presenza della forza di taglio in direzione y - y	$\rho_{Vy,red}$	1.00 [-]
Resistenza a flessione ridotta, per flessione attorno all'asse y - y	$M_{Vy,Rd}$	93.42 [kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse y - y	$\rho_{My - Vz}$	0.172 [-]
Resistenza a flessione ridotta, per flessione attorno all'asse z - z	$M_{Vz,Rd}$	93.42 [kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse z - z	$\rho_{Mz - Vy}$	0.000 [-]
<b>Resistenza a flessione, forza assiale e taglio</b>		
<u>Calcolo plastico per sezioni in classe 1 o 2</u>		
Coefficiente n	n	0.007 [-]
Resistenza a flessione ridotta, per flessione attorno all'asse y - y	$M_{Ny,Rd}$	93.40 [kNm]
Resistenza a flessione ridotta, per flessione attorno all'asse z - z	$M_{Nz,Rd}$	93.40 [kNm]
Verifica di presso/tenso flessione biassiale (metodo EN1993 - 1 - 1:2010)	$\rho_{N - My - Mz - pl}$	0.030 [-]
Verifica di presso/tenso flessione biassiale (metodo cautelativo)	$\rho_{N - My - Mz - pl}$	0.179 [-]
<u>Calcolo elastico per sezioni in classe 3</u>		
Momento globale agente nella sezione	$M_{tot,Ed}$	16.08 [kNm]
Taglio globale agente nella sezione	$V_{tot,Ed}$	0.45 [kN]
Tensione normale massima	$\sigma_{x,Ed,fs}$	61.31 [N/mm <sup>2</sup> ]
Verifica relativa alle sole tensioni normali	$\rho_{el}$	ver. plastica [-]
Tensione tangenziale dovuta al taglio	$\tau_{v,Ed}$	0.13 [N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale dovuta al momento torcente	$\tau_{t,Ed}$	0.00 [N/mm <sup>2</sup> ]
Verifica relativa alle tensioni totali	$\rho_{el - tot}$	ver. plastica [-]

## Verifiche di stabilità flessionale

Lunghezza geometrica della membratura	L	5.00 [m]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	$\beta_y$	1.00 [-]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	$\beta_z$	1.00 [-]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	$L_{cr,y}$	5000.00 [mm]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	$L_{cr,z}$	5000.00 [mm]

## Resistenza nei confronti dell'instabilità flessionale

Area della sezione trasversale da considerare nel calcolo	A	5306 [mm <sup>2</sup> ]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse y - y	$N_{cr,y}$	2454 [kN]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse z - z	$N_{cr,z}$	2454 [kN]
Snellezza adimensionale attorno all'asse y - y	$\lambda_{ad,y}$	0.7711 [-]
Snellezza adimensionale attorno all'asse z - z	$\lambda_{ad,z}$	0.7711 [-]
Rapporto dimensionale per la determinazione delle curve di instabilità	h/b	27.39 [-]
Spessore massimo della sezione trasversale	$t_{max}$	203.1 [mm]
Curva di instabilità attorno all'asse y - y	Curva <sub>y-y</sub>	a [-]
Curva di instabilità attorno all'asse z - z	Curva <sub>z-z</sub>	a [-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse y - y	$\alpha_y$	0.21 [-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse y - y	$\phi_y$	0.8573 [-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse z - z	$\alpha_z$	0.21 [-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse z - z	$\phi_z$	0.8573 [-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse y - y	$\chi_y$	0.812 [-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse z - z	$\chi_z$	0.812 [-]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse y - y	$N_{by,Rd}$	1128.01 [kN]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse z - z	$N_{bz,Rd}$	1128.01 [kN]
Verifica nei confronti dell'instabilità flessionale	$\rho_{buck,N}$	N di traz. [-]

## Verifiche di stabilità nel caso di presso - flessione biassiale - ANNEX B, EN 1993 - 1 - 1:2010

**Nota:** l'utente deve inserire i valori  $C_{my}$ ,  $C_{mz}$  con riferimento al prospetto B.3 - EN 1993 - 1 - 1:2010, tenendo presente che utilizzando  $C_{my} = C_{mz} = 1.00$  la verifica sarà sempre "cautelativa".

## Coefficienti di momento equivalente

Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse y - y	$C_{my}$	1.000 [-]
Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse z - z	$C_{mz}$	1.000 [-]

## Coefficienti di interazione

Coefficiente di interazione $k_{yy}$ per sezioni in classe 1 o 2	$k_{yy,1-2}$	1.005 [-]
Coefficiente di interazione $k_{yy}$ per sezioni in classe 3	$k_{yy,3}$	1.004 [-]
	$k_{yy}$	1.005 [-]
Coefficiente di interazione $k_{zz}$ per sezioni in classe 1 o 2	$k_{zz,1-2}$	1.005 [-]
Coefficiente di interazione $k_{zz}$ per sezioni in classe 3	$k_{zz,3}$	1.004 [-]
	$k_{zz}$	1.005 [-]
Coefficiente di interazione $k_{yz}$ per sezioni in classe 1 o 2	$k_{yz,1-2}$	0.603 [-]
Coefficiente di interazione $k_{yz}$ per sezioni in classe 3	$k_{yz,3}$	1.005 [-]
	$k_{yz}$	0.603 [-]
Coefficiente di interazione $k_{zy}$ per sezioni in classe 1 o 2	$k_{zy,1-2}$	0.603 [-]
Coefficiente di interazione $k_{zy}$ per sezioni in classe 3	$k_{zy,3}$	0.804 [-]
	$k_{zy}$	0.603 [-]

## Verifiche di presso flessione biassiale

Verifica di presso flessione biassiale per sezioni di classe 1 o 2	$\rho_{buck,N-M-M}$	N di traz. [-]
	$\rho_{buck,N-M-M}$	N di traz. [-]
Verifica di presso flessione biassiale per sezioni di classe 3	$\rho_{buck,N-M-M}$	N di traz. [-]
	$\rho_{buck,N-M-M}$	N di traz. [-]
Tasso di lavoro massimo del profilo tubolare (resistenza e stabilità)	$\rho_{max}$	0.179 [-]

