REGIONE EMILIA ROMAGNA

PROVINCIA DI PARMA

COMUNE DI TORNOLO

PROGETTO STRUTTURALE

Progetto strutturale relativo ad installazione di un aerogeneratore tipo E82

RELAZIONE DI IMPOSTAZIONE CALCOLO STRUTTURALE

OPERA DI FONDAZIONE IN C.A.

Committente: *ENERNOVA SRL*
C.F. e P.I.: 07746360961
SEDE LEGALE: Corso Sempione, 33 20145 - MILANO,
UBICAZIONE: Comune di Tornolo (PR) F.80 MAPP. 84,92

Impresa Esecutrice: *DA DENUNCIARE PRIMA DELL'INIZIO OPERE STRUTTURALI*

Il Progettista

(Ing. Flavio Friburgo)

Il Direttore dei Lavori

Genova, li 21.06.2018

(Ing. Enrico Bollero)

SOMMARIO

1 GENERALITÀ....2
2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO....5
2.1 STRUTTURA....5
2.2 CARICHI E SOVRACCARICHI....5
2.3 TERRENI E FONDAZIONI....6
3 CRITERI PROGETTUALI E MODELLO ELEMENTI FINITI....7
3.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO ADOTTATO....7
3.2 GIUDIZIO SULL'ANALISI SVOLTA E SUI RISULTATI....8
4 CARICHI DI PROGETTO....9
4.1 VALUTAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO SUL FUSTO....11
4.2 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA....13
5 COMBINAZIONI DI CARICO....16
6 STRATIGRAFIA DEL TERRENO....18
7 CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI :....18
8 DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO :....27
9 CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE :....29
9.1 VALUTAZIONE SUI CEDIMENTI DIFFERENZIALI DELLA FONDAZIONE:....30
10 PARAMETRI DI CALCOLO....31
10.1 METODI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI:....31

1 GENERALITÀ

La presente relazione di calcolo riguarda la progettazione strutturale della fondazione a sostegno di una torre in acciaio di un aerogeneratore da 3000 kW, da realizzarsi nel comune di Tornolo (PR) in una zona limitrofa alla località Monte Foppo a circa 1150 metri s.l.m..

In particolare sarà impostata l'analisi sismica e sarà affrontata la scelta della tipologia fondazionale e conseguente il dimensionamento delle opere di fondazione. I calcoli e i disegni esecutivi saranno redatti in conformità con il dimensionamento e analisi della presente relazione sulla base del progetto autorizzato e consegnati ai competenti uffici prima dell'inizio dei lavori.

La torre eolica in oggetto ha una altezza all'hub di circa 69 metri, la parte fondazionale in accordo con le tipologie fondazionali suggerite dal costruttore sarà costituita da una platea interrata di forma ottagonale con dimensioni in pianta pari a circa 18 metri di diametro e spessore di 2,5 metri e da un dado superiore di diametro 6 metri che avrà la funzione di elemento di interfaccia tra platea e cono metallico.

Per ragioni cautelative si è proceduto a effettuare il calcolo e la verifica della fondazione considerando un Cls con Rck 30 mentre per la realizzazione si prescriverà un Cls con Rck 35 (C28/35).

Gli elementi costituenti la parte in CA della fondazione sono:

- travi radiali di lunghezza pari a circa 18 metri e sezione 2x2 metri;

- travi perimetrali di lunghezza 5,60 metri e sezione 2 x 2 metri;

- elemento platea di spessore 2 metri.

La struttura é quindi essenzialmente costituita da una fondazione diretta a platea a cui è ancorata una torre tubolare alla cui sommità è installato l'aerogeneratore di altezza totale pari a circa 96 m.

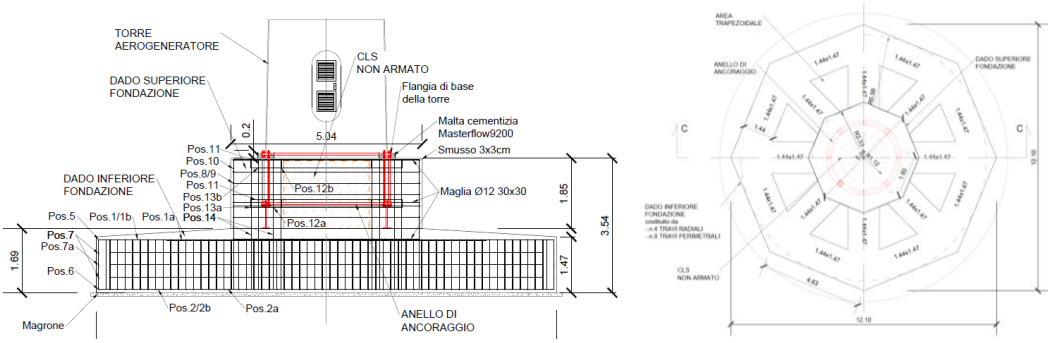
Al di sotto dei rispettivi angoli della fondazione ad ottagono saranno disposti altrettanti pali di fondazione diametro 800 mm che andranno a intestarsi direttamente sugli affioramenti rocciosi presenti in sito. In posizione centrale rispetto alla platea di fondazione sarà posto un ulteriore nuovo palo di fondazione di medesima sezione. Tali elementi avranno una lunghezza piuttosto limitata tale da consentire il raggiungimento del substrato roccioso subaffiorante e l'intestazione del palo per una lunghezza pari ad 1,5 D.

In corrispondenza del collegamento alla torre è previsto ringrosso di altezza pari a circa 1,8 m di sezione ottagonale, che riprende la geometria delle travi sottostanti. Il sistema di ancoraggio della torre è costituito da una serie di barre di ancoraggio che collegano la flangia di base del fusto in acciaio alla fondazione attraverso una contro-piastra a corona circolare posizionata all'interno della fondazione stessa. La corona circolare trasmette le azioni alla fondazione grazie anche alle opportune armature a taglio e flessione presenti.

Le armature sono state calcolate in funzione dei calcoli a resistenza, a fessurazione e poi adeguate in funzioni dei minimi di armatura, criterio nel caso in questione sempre dominante.

Vista la possibilità di frequente contatto con l'acqua e la possibilità di frequenti cicli di "gelo-sgelo" si è scelto un copriferro minimo di 4 centimetri.

Si riporta nel seguito una vista della carpenteria della fondazione.



Per i dettagli delle armature si rimanda agli elaborati grafici esecutivi che saranno redatti prima dell'effettivo inizio dei lavori.

La torre in acciaio ed il relativo aerogeneratore sono di fabbricazione tedesca e verranno montati secondo le prescrizioni del produttore.

La turbina per la quale è dimensionata la struttura è del tipo Enercon E82 e verrà installata rispettando le eventuali limitazioni dell'autorizzazione relativa al sito in oggetto.

La torre è realizzata con elementi circolari in acciaio a sezione variabile da una larghezza massima alla base di Ø4500 mm a un minimo di Ø 3000 mm in sommità. Gli spessori dei conci variano dal basso verso l'alto da 32 a 24 mm.

I giunti dei conci sono saldati a piena penetrazione o bullonati con bulloni M24 ed M36 classe 10.9 e 8.8. Alla base e in sommità sono presenti due porte con la quale è possibile accedere all'interno del fusto alla navicella. Mediante la scala a pioli interna e i sistemi di elevazione è possibile salire in sommità e quindi poter realizzare le operazioni di controllo e manutenzione dello stato di conservazione del manufatto (giunto di base, saldature ecc.).

Il sistema di ancoraggio della torre è costituito da una serie di barre di ancoraggio che collegano la flangia di base del fusto in acciaio alla fondazione attraverso una contro-piastra a corona circolare posizionata all'interno della fondazione stessa. La corona circolare trasmette le azioni alla fondazione grazie anche alle opportune armature a taglio e flessione presenti.

La torre in acciaio ed il relativo aerogeneratore sono di fabbricazione tedesca e verranno montati secondo le prescrizioni del produttore.

Specifiche dell'installazione:

– COMUNE:	Tornolo (PR)
– ZONA SISMICA:	2
– CLASSE DI VENTO:	IIIB
– IDENTIFICATIVO CATASTALE TERRENO:	FOGLIO 80 MAPP.LI 84/92
– COMMITTENTE:	ENERNOVA SRL
– QUOTA:	1150 m s.l.m.

Per quanto riguarda il dimensionamento della torre si rimanda alla relazione di calcolo specifica fornita dal costruttore unitamente alle necessarie certificazioni sui materiali e sull'esecuzione. Tale relazione sarà consegnata prima dell'effettivo inizio dei lavori strutturali.

Si evidenzia infine che le azioni di calcolo adottate nella presente relazione sono desunte dal dimensionamento della struttura metallica, compresa l'analisi sismica, a cui si rimanda per ogni chiarimento sulla zonizzazione e sui criteri adottati per la determinazione delle accelerazioni di progetto.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1 STRUTTURA

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

N.T.C. 2018	Norme tecniche per le costruzioni
CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617	"Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008
UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – 2005	"Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: "Regole generali e regole per gli edifici"
UNI EN 11104 marzo 2004	"Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1
UNI EN 206-1 ottobre 2006	"Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità"
Linee guida sul calcestruzzo strutturale	Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale

2.2 CARICHI E SOVRACCARICHI

I pesi propri vengono calcolati moltiplicando i volumi di materiale per il corrispondente peso specifico.

Acciaio $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

C.A. $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

I carichi accidentali vengono calcolati in accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2018.

2.3 TERRENI E FONDAZIONI

D.M. 11 marzo 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
Circ. MlN.LL.PP. n° 30483 del 24.09 l988	Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilita dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre.

3 CRITERI PROGETTUALI E MODELLO ELEMENTI FINITI

Il presente documento ha come oggetto la verifica della fondazione platea su pali e la sua interazione con il terreno per le cui caratteristiche si rimanda alla relazione geologica allegata.

Vista la presenza del substrato roccioso siìubaffiorante lo scrivente tecnico in via cautelativa condurrà due analisi e quindi due verifiche separate. La prima prevede il calcolo della platea come fondazione diretta, senza quindi tenere in considerazione il contributo dei pali. La seconda sarà invece realizzata analizzando e verificando il caso opposto ovvero considerando la platea come un elemento orizzontale trasferente l'intero carico sui pali e calcolando quindi quest'ultimi sottoposti all'intero sforzo.

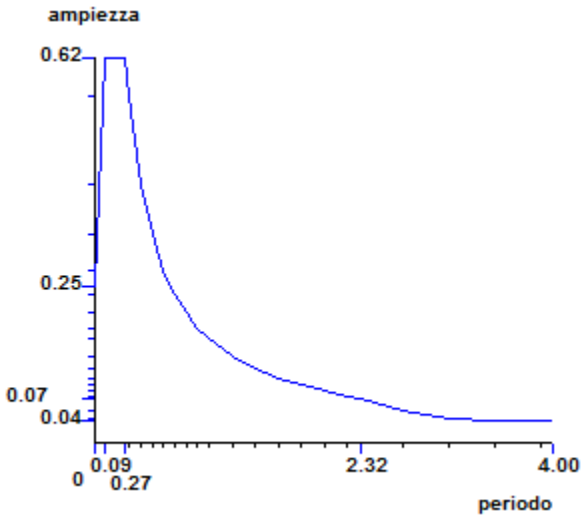
Il calcolo e la verifica delle sezioni strutturali viene condotto secondo i metodi classici della scienza delle costruzioni secondo le ipotesi di seguito elencate:

1) Mantenimento delle sezioni piane.
2) Calcestruzzo non reagente a trazione.

3.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO ADOTTATO

Lo studio della presente struttura è stata effettuata tramite la redazione di apposito modello ad elementi finiti (FEM) le forze sismiche sono state studiate tramite il metodo dell'analisi dinamica. Al fine del calcolo dei parametri essenziali allo studio dinamico la struttura è stata classificata cautelativamente in classe di duttilità Bassa (CD "B").

Di seguito viene riportata il grafico dello spettro di riferimento per il sito e per la struttura in oggetto.



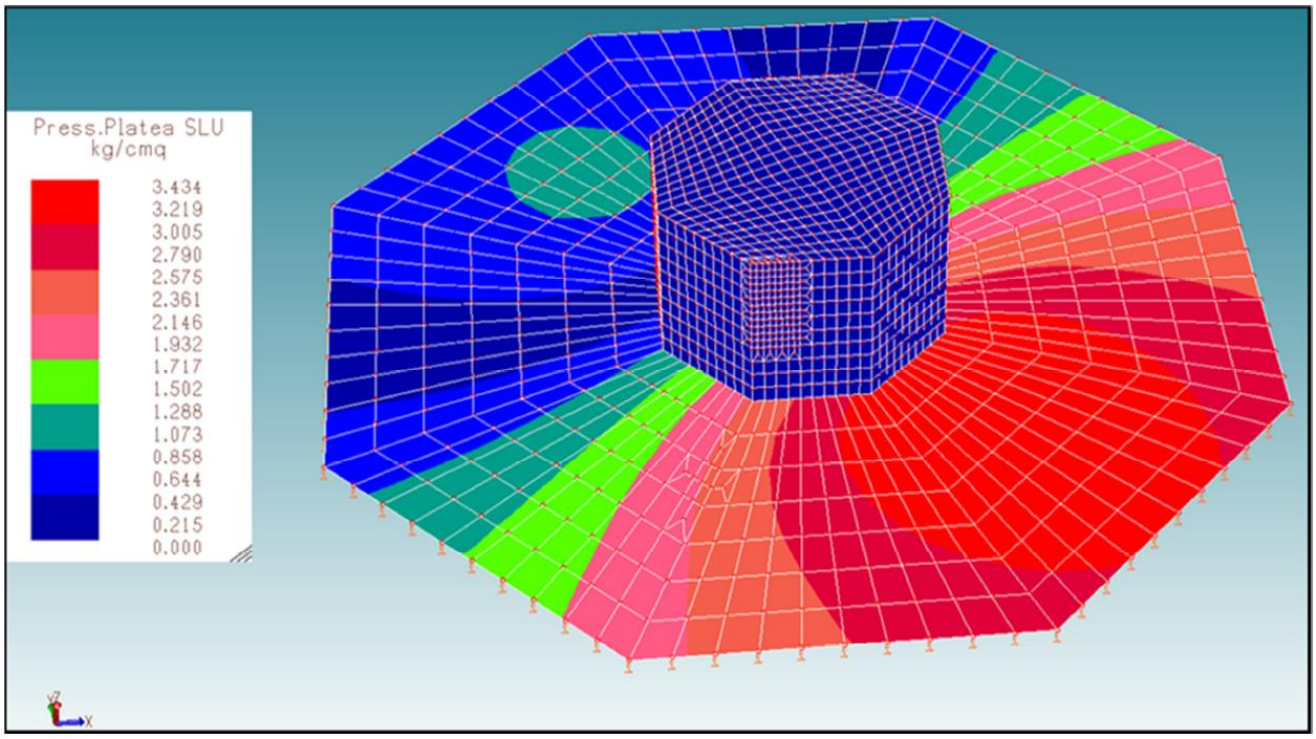
In conformità a quanto indicato all'interno della relazione geologica del dott. Geo. Bonvino (allegata) è stato scelto un coefficiente di amplificazione stratigrafica pari a 1 ed associato quindi ad una categoria di sottosuolo "A".

Il coefficiente di amplificazione topografica è stato determinato in via cautelativa pari a 1,4 in quanto l'installazione avverrà in prossimità della cresta del crinale.

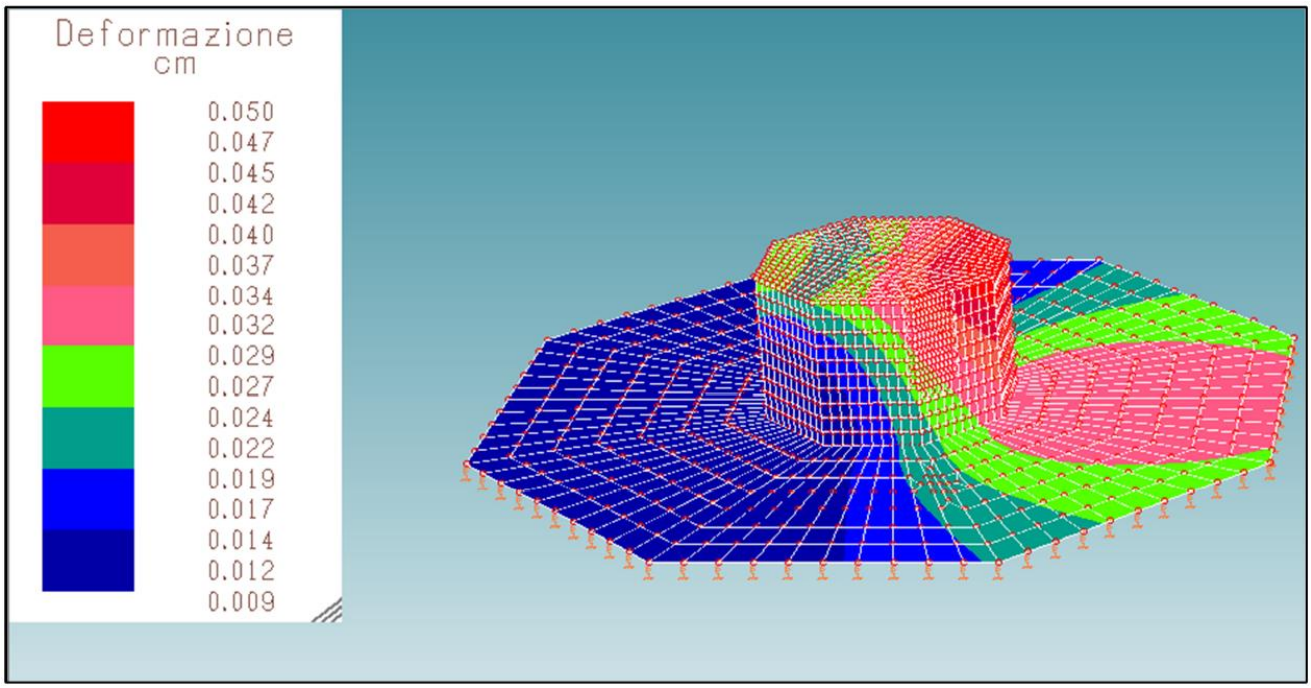
3.2 GIUDIZIO SULL'ANALISI SVOLTA E SUI RISULTATI

Nel presente paragrafo si procederà ad una analisi e ad un giudizio sui risultati dell'analisi agli elementi finiti condotta sulla struttura.

Di particolare interesse è anche l'analisi preliminare sui risultati relativi alle pressioni presenti in platea di fondazione da cui si evince come lo stato tensionale applicato sia sempre inferiore a 3,5 kg/cmq e quindi ampiamente compatibile con i tassi di lavoro del Calcestruzzo armato e con i parametri resistivi del substrato roccioso subaffiorante in sito.



In ultimo si prende in considerazione lo stato deformativo presente sull'intero elemento platea di fondazione. Dall'immagine wideframe mostrata si evince come, in analogia a quanto previsto nel progetto, lo stato deformativo dell'elemento platea sia molto ridotto.

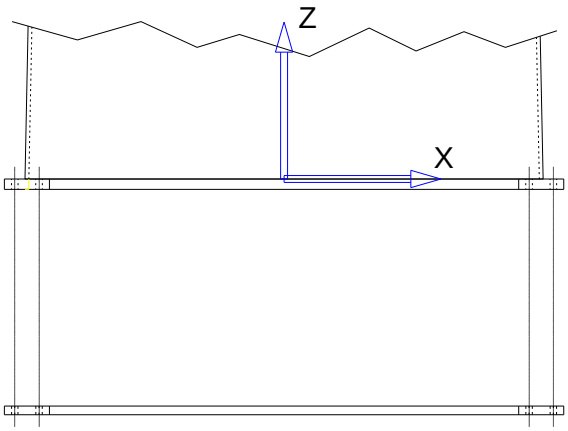


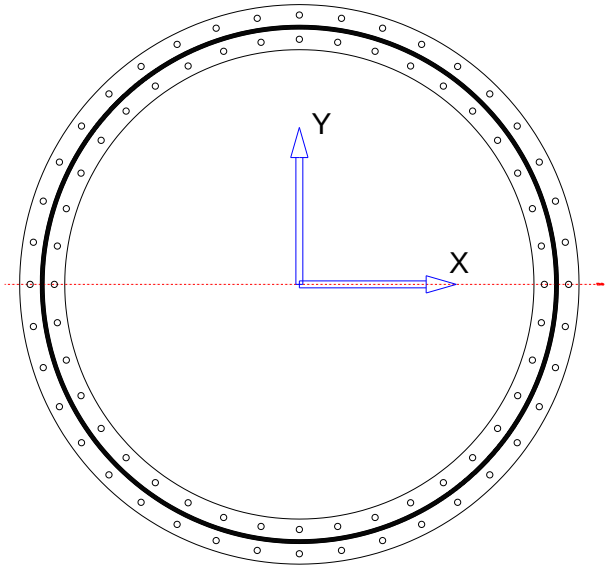
Per una più dettagliata analisi dei valori di sollecitazione, tensionali e dei tassi di lavoro oltreché per le verifiche sui vari elementi costituenti la struttura si rimanda ai tabulati di calcolo allegati alla presente.

4 CARICHI DI PROGETTO

I carichi di progetto utilizzati sono quelli desunti dalla relazione di calcolo della struttura metallica:

In particolare si evidenziano i seguenti casi:





Lastfall *load case*	F_{xy} [kN]	F_z [kN]	M_{xy} [kNm]	M_z [kNm]
DLC 1.0	421	-10388 mit Auftrieb / *with buoyancy* -14951 ohne Auftrieb / *without buoyancy*	23595	-
DLC 6.1	558	-10321 mit Auftrieb / *with buoyancy* -14884 ohne Auftrieb / *without buoyancy*	33530	2735
DLC 6.2	691	-10298 mit Auftrieb / *with buoyancy* -14861 ohne Auftrieb / *without buoyancy*	41615	2735

4.1 VALUTAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO SUL FUSTO

Il calcolo delle azioni da vento viene eseguito in accordo con la CNR DT 207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni". In particolare si fa riferimento ai capitoli relativi al calcolo delle azioni da vento sulle ciminiere in quanto è il caso più vicino a quello in questione In questo capitolo i riferimenti a paragrafi o formule sono da intendersi relativi alla norma suddetta.

4.1.1 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

CNR DT 207/2008

§ 3.2.1 - Velocità base di riferimento

Quota sito (m)	a_s	**1150**
Zona sito		**2**
Parametri tabella 3.I	a_0	750
	k_a	0.36
Velocità base di riferimento a livello mare (m/s)	$v_{b,0}$	31.02
Coefficiente di altitudine	c_a	1.00
Velocità base di riferimento (m/s)	v_b	**31.02**

In accordo alla Norma IEC 1400-1, la velocità istantanea ad una quota di 65.0 m è pertanto pari a:

1.4 x $v_m(65.0)$ = 59.5 m/s.

Il fattore di correzione dei carichi aerodinamici è pari al rapporto tra i quadrati delle velocità 64.4 m/s e 57.6 m/s e risulta quindi 1.07.

La pressione critica di riferimento vale:

$q_p(z) = 0.5 \times \rho \times Vr^2 \times C_e(z)$

ove

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \cdot c_t(z_{\min}) \cdot \left[\ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \cdot c_t(z_{\min}) + 7\right] \quad \text{per } z \le z_{\min}$$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) \cdot \left[\ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) + 7\right] \quad \text{per } z > z_{\min}$$

nel caso in esame si ha all'altezza di riferimento per strutture verticali (z = 0.6 h):

§ 3.2.7 - Pressione cinetica di picco

Densità aria (kg/m^3) ρ 1.25

Coefficiente di esposizione e pressione cinetica di picco

z (m)	c_e	q_p (N/m^2)
0.00	1.71	1344
15.75	2.44	1921
47.25	3.24	2552
63.00	3.47	2729

I valori di **Ce** a in ciascuna sezione di analisi sono riportati nella relazione di calcolo delle strutture metalliche

4.2 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito http://esse1.mi.ingv.it/. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell' allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L' azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento Vr che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento Vr e la probabilità di superamento Pver associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno Tr e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;

Fo: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T*c: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
II	50.0	1.0	50.0	A	T4

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati in tabella:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente S = Ss*St (3.2.5)

Fo è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

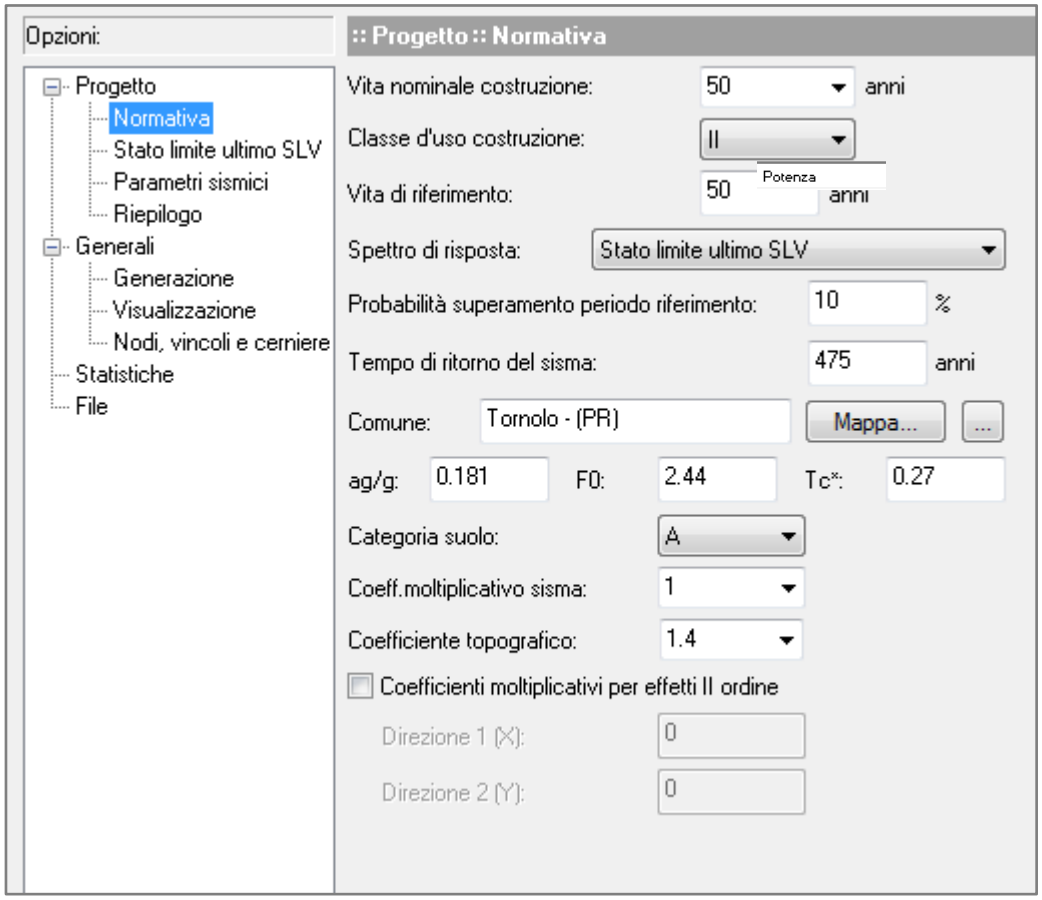
Fv è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale

Tb è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

Tc è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

Td è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Trattandosi di struttura isostatica in acciaio il coefficiente di struttura è assunto pari a 1 per lo spettro orizzontale e a 1.5 per lo spettro verticale come consigliato dalle linee guida della normativa italiana vigente.



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per l&SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.251 g
F_o	2.252
T_C^*	0.565 s
S_S	1.354
C_C	1.465
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.354
η	1.000
T_B	0.178 s
T_C	0.534 s
T_D	2.686 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ [NTC-08 Eq. 3.2.5]

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q$ [NTC-08 Eq. 3.2.6; 3.2.2.5]

$T_B = T_C / 3$ [NTC-07 Eq. 3.2.8]

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ [NTC-07 Eq. 3.2.7]

$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ [NTC-07 Eq. 3.2.9]

Espressioni dello spettro di risposta [NTC-08 Eq. 3.2.4]

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. [NTC-08 § 3.2.3.5]

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]	
0.000	0.340	
0.178	0.784	T_B
0.534	0.784	T_C
0.633	0.653	
0.731		
0.830	0.582	
0.929	0.445	
1.027	0.486	
1.126	0.378	
1.225	0.340	
1.323	0.315	
1.422	0.295	
1.521	0.274	
1.619	0.257	
1.718	0.243	
1.816	0.229	
1.915	0.218	
2.014	0.207	
2.112	0.197	
2.211	0.189	
2.310	0.180	
2.408	0.173	
2.507	0.166	
2.606	0.160	T_D
2.672	0.152	
2.738	0.145	
2.805	0.139	
2.871	0.132	
2.938	0.126	
3.004	0.120	
3.070	0.115	
3.137	0.110	
3.203	0.105	
3.270	0.102	
3.336	0.098	
3.402	0.094	
3.469	0.090	
3.535	0.087	
3.602	0.084	
3.668	0.081	
3.734	0.078	
3.801	0.075	
3.867	0.073	
3.934	0.070	
4.000	0.068	

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Figura 6: Parametri e valori spettro elastico SLV orizzontale

5 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_P\cdot P + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2}\cdot\psi_{02}\cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3}\cdot\psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}\cdot Q_{k2} + \psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2.

dove:

Tabella 2.5.I – *Valori dei coefficienti di combinazione*

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
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 ≤ 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 ≤ 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

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU

- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR

- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali[1]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3

[1]Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

6 STRATIGRAFIA DEL TERRENO

In base alla Relazione geologica redatta dal. Dott. Geo. Bonvino è stata in questa fase impostata una stratigrafia che una volta assegnata al programma di calcolo ha permesso di completare una preliminare analisi di conformità dell'intervento all'area interessata. Una volta esprita la fase autorizzativa e quindi una volta che le posizioni di installazione siano state confermate verrà redatta la relazione di calcolo definitiva ed i relativi disegni esecutivi di cantiere che saranno presentati alla competente autorità prima dell'inizio dei lavori.

7 CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI :

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione, inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento, si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento, il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, in modo che la superficie del terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo, è caratterizzato dalla assenza di una superficie di scorrimento ben definita; il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Questo ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite, in quanto la curva dei cedimenti in funzione del carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Il VESIC ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza "Ir" così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot tg(\varphi)}.$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)}; \qquad E = E_{ed} \frac{1-\nu-2\cdot\nu^2}{1-\nu}; \qquad \nu = \frac{k_0}{1+k_0}; \qquad k_0 = 1 - sen(\varphi).$$

Indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico "Ir,crit", avente la seguente espressione:

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3-0.45\frac{B}{L}\right)\cdot ctg\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)\right]}}{2}.$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza si mantiene minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "Coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se Ir < Ir,crit si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6\cdot\frac{B}{L}-4.4\right)\cdot tg(\varphi)+\frac{3.07\cdot sen(\varphi)\cdot\log_{10}(2\cdot I_r)}{1+sen(\varphi)}\right]} \qquad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1-\Psi_q}{N_c \cdot tg(\varphi)} \qquad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\psi_\gamma = \psi_q = \psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} è il modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione;
- ν è il coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione;
- k_0 è il coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione;
- φ è l'angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa;
- c' è la coesione in termini di tensioni efficaci;
- σ' è la tensione litostatica effettiva a profondità D+B/2;
- L è la luce delle singole travi di fondazione;
- D è la profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna;
- B è la larghezza della trave di fondazione.

Definito il meccanismo di rottura si passa al calcolo del carico limite modellando il terreno come mezzo rigido perfettamente plastico. L'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma .$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- $N_q, N_c, N_\gamma,$ sono i fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno;
- $s_q, s_c, s_\gamma,$ sono i coefficienti che rappresentano il fattore di forma;
- $d_q, d_c, d_\gamma,$ sono i coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento;
- $i_q, i_c, i_\gamma,$ sono i coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico;
- γ_1 è il peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa;
- γ_2 è il peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa.

Si dimostra, per fondazioni aventi larghezza modesta, che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", secondo sia VESIC che DE BEER il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. BOWLES per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10}\left(\frac{B}{2}\right) \qquad \text{dove "}B\text{" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico, il Meyerhof, consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (Af) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \qquad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \qquad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Hansen (1970) :

$$N_q = tg^2\left(\frac{90° + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \qquad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg(\varphi) \qquad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\varphi) \qquad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \qquad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - sen(\varphi))^2 \cdot \Theta \qquad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^{\alpha_1} \qquad i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^{\alpha_2} \qquad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \qquad s_\gamma = 1.0 \qquad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \qquad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}\right)$$

Formulazione di Vesic (1975) :

$$N_q = tg^2\left(\frac{90° + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \qquad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \qquad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\varphi) \qquad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \qquad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - sen(\varphi))^2 \cdot \Theta \qquad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^m \qquad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^{m+1} \qquad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \qquad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \qquad s_\gamma = 1.0 \qquad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \qquad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione di Brinch-Hansen :

$$N_q = tg^2\left(\frac{90° + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \qquad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \qquad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + sen(\varphi))}{L \cdot (1 - sen(\varphi))} \qquad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + sen(\varphi))}{L \cdot (1 - sen(\varphi))} \qquad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + sen(\varphi))}{L \cdot (1 - sen(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - sen(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot tg(\varphi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \le 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^m \qquad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^{m+1} \qquad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \qquad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se φ = 0 si ha:

$$s_q = 1.0 \qquad s_\gamma = 1.0 \qquad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \qquad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione Eurocodice 7 :

$$N_q = tg^2\left(\frac{90° + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \qquad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot tg(\varphi) \qquad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se φ ≠ 0 si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot sen(\varphi) \qquad s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} \qquad s_c = \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - sen(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \le 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^3 \qquad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^3 \qquad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \qquad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \qquad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se φ = 0 si ha:

$$s_q = 1.0 \qquad s_\gamma = 1.0 \qquad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \qquad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}\right)$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate, nel caso in cui $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0$, $N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2+\pi$. Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione;
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L);
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione);
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5.

Nel caso in cui il cuneo di fondazione è interessato da falda idrica, il valore di γ2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \qquad h_c = \frac{B}{2} \cdot tg\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ è il peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa;
- γ_{sat} è il peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa;
- z è la profondità della falda dal piano di posa;
- h_c è l'altezza del cuneo di rottura della fondazione.

Tutto ciò descritto è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti o comunque riconducibili a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni l'algoritmo implementato è il seguente:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati, quindi si determinato il numero degli strati interessati da esso;

in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione e fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori. Il primo valore scaturisce dall'applicazione della formula trinomia alla quota iesima dello strato, il secondo deriva dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame;

il minimo dei valori come sopra determinati sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata.

In forma analitica il procedimento su esposto può essere formulato nel seguente modo:

$$q'_{ult} = \left[q''_{ult} + q_{resT}\right]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f}\left(P_V \cdot K_s \cdot tg(\varphi) + d \cdot c\right)\right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} è il carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato;
- p è il perimetro della fondazione;
- P_V è la spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato;
- K_S è il coefficiente di spinta laterale del terreno;
- d è la distanza dal piano di posa allo strato interessato.

7.1.1 CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA :

Per la determinazione del carico limite, nel caso di presenza di ammasso roccioso fra i vari strati interessati dal cuneo di rottura, bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice RQD (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso. Tale indice che può variare da un valore minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un valore massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) è calcolato nel seguente modo:

$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei pezzi di roccia intatta} > 100\text{mm}}{\text{lunghezza del carotiere}}.$$

E' chiaro che se il valore di RQD è molto basso, quindi ci troviamo nel caso di roccia molto fratturata, il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto, utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

Per ricavare la capacità portante di rocce non assimilabili ad ammassi di terreno sciolto sono state implementate due formulazioni, quella del Terzaghi (1943) e quella di Stagg-Zienkiewicz (1968) e correlate all'indice RQD. In definitiva il valore della capacità portante sarà espresso dalla seguente relazione:

$$q'_{ult} = q''_{ult} \cdot RQD^2$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q'ult è il carico limite calcolato dell'ammasso roccioso;
- q”ult è il carico limite calcolato alla Terzaghi o alla Stagg-Zienkiewicz.

L'equazione trinomia del carico limite nel caso in esame assume la seguente formulazione:

$$q''_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma .$$

I termini presenti nell'equazione hanno lo stesso significato di quelli già descritti in precedenza. I coefficienti di forma assumeranno i seguenti valori:

$s_c = 1.0$ per fondazioni di tipo nastriforme $\qquad$ $s_c = 1.3$ per fondazioni di tipo quadrato;

$s_\gamma = 1.0$ per fondazioni di tipo nastriforme $\qquad$ $s_\gamma = 0.8$ per fondazioni di tipo quadrato.

I fattori adimensionali di portanza a seconda della formulazione adottata saranno:

Formulazione di Terzaghi (1943) :

$$N_q = \frac{e^{2\cdot\left(0.75\cdot\pi-\frac{\varphi}{2}\right)\cdot tg(\varphi)}}{2\cdot\cos^2\left(\frac{90°+\varphi}{2}\right)} \qquad N_\gamma = \frac{tg(\varphi)}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2(\varphi)}-1\right) \qquad N_c = (N_q-1)\cdot ctg(\varphi)$$

$$\text{se } \varphi = 0 \Rightarrow N_c = 1.5\cdot\pi + 1$$

φ	**0**	**5**	**10**	**15**	**20**	**25**	**30**	**35**	**40**	**45**	**50**
$\mathbf{K_{p\gamma}}$	10.8	12.2	14.7	18.6	25.0	35.0	52.0	82.0	141.0	298.0	800.0

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968) :

$$N_q = tg^6\left(\frac{90°+\varphi}{2}\right) \qquad N_\gamma = N_q + 1 \qquad N_c = 5\cdot tg^4\left(\frac{90°+\varphi}{2}\right)$$

8 DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO:

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo; il primo è il metodo di Boussinesq, il secondo è il metodo di Westergaard e infine il terzo è il metodo di Mindlin, tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il secondo metodo differisce dal primo per la presenza del coefficiente di Poisson "υ", quindi meglio si adatta ai terreni stratificati. Il terzo metodo differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico (i primi due pongono il carico esclusivamente sulla frontiera), quindi meglio si presta al caso di fondazioni poste a una profondità di una certa importanza (il metodo risulta equivalente a quello di Boussinesq nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico). L'algoritmo implementato, basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, cioè:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3\cdot Q\cdot z^3}{2\cdot\pi\cdot\left(r^2+z^2\right)^{\frac{5}{2}}} \qquad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2\cdot\pi\cdot z^2}\cdot\frac{\sqrt{\frac{1-2\cdot\nu}{2-2\cdot\nu}}}{\left(\frac{1-2\cdot\nu}{2-2\cdot\nu}+\frac{r^2}{z^2}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo;

r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame;

z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame.

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8\cdot\pi\cdot(1-\nu)\cdot D^2}\left(-\frac{(1-2\cdot\nu)\cdot(\mathrm{m}-1)}{A^3}+\frac{(1-2\cdot\nu)\cdot(\mathrm{m}-1)}{B^3}-\frac{3\cdot(\mathrm{m}-1)^3}{A^5}-\frac{30\cdot\mathrm{m}\cdot(\mathrm{m}+1)^3}{B^7}-\right.$$
$$\left.-\frac{3\cdot(3-4\cdot\nu)\cdot\mathrm{m}\cdot(\mathrm{m}+1)^2-3\cdot(\mathrm{m}+1)\cdot(5\cdot\mathrm{m}-1)}{B^5}\right)$$

$$\mathrm{n}=\frac{r}{D};\qquad \mathrm{m}=\frac{z}{D};\qquad A^2=\mathrm{n}^2+(\mathrm{m}-1)^2;\qquad B^2=\mathrm{n}^2+(\mathrm{m}+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo;
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo;
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame;

- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame.

esegue un integrazione, delle equazioni di cui sopra, lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali, estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; il tutto al fine della determinazione della variazione dello stato tensionale verticale "Δσv". Una nota esplicativa va fatta sul valore da assegnare a "Q", esso va definito, nel caso di pressione, come "pressione netta" ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente, che può essere sopportata con sicurezza alla profondità "D" del piano di posa delle fondazioni, questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

9 CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE:

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni, assume, in special modo nella fase di esercizio, una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi. Nell'evolversi della fase di cedimento, il terreno passa da uno stato di sforzo corrente (dovuto al peso proprio) a uno nuovo, per effetto del carico addizionale applicato. La variazione dello stato tensionale di cui sopra, produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno nonché deformazioni elastiche è rotture delle particelle costituenti il mezzo, localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento, che nel caso in esame è quello verticale. Nonostante che la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che modellare il terreno (ai fini del calcolo dei cedimenti) come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. Diversi sono i metodi esistenti in letteratura per il calcolo dei cedimenti (si ricorda che qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi) quelli implementati vengono di seguito descritti.

Il metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^{n} \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità "zi" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico;
- $E_{ed,i}$ modulo edometrico del terreno relativo allo strato i-esimo;
- Δz_i spessore dello strato i-esimo.

Si ricorda che tale metodo si basa sull'ipotesi edometrica, quindi l'approssimazione del risultato è tanto migliore quanto più ridotto è il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni. Tuttavia lo stesso è dotato di ottima approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Il metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{\text{Imp.}} = \sum_{i=1}^{n} \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \qquad w_{\text{Lib.}} = \sum_{i=1}^{n} \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2\cdot\nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{Imp.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita;
- $w_{Lib.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera;
- $\Delta\sigma_{v,\,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità "zi" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico;
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo;
- Δz_i spessore dello strato i-esimo.

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori (valore minimo per wImp. e valore massimo per wLib.) del cedimento elastico per la fondazione in esame.

9.1 VALUTAZIONE SUI CEDIMENTI DIFFERENZIALI DELLA FONDAZIONE:

In accordo con quanto richiesto dall'azienda produttrice della turbina si procede nel presente paragrafo ad una analisi circa i cedimenti differenziali attesi in un arco temporale di 20 anni dall'installazione della torre.

9.1.1 SPECIFICHE DEL COSTRUTTORE

Al fine del corretto esercizio dell'impianto il costruttore prescrive che i cedimenti differenziali nei 20 anni successivi all'installazione dell'impianto non debbano provocare una rotazione del piano di posa della platea superiore a 3mm/m.

Maximum allowed tilting due to settlement of the foundation soil in 20 years.

$\Delta s \leq 3{,}0$ mm/m

Essendo la struttura isostatica e simmetrica possiamo considerare l'ipotetico centro di rotazione situato in mezzeria alla platea; assumendo inoltre, ai soli fini della presente verifica, la struttura fondazionale come infinitamente rigida si ha che il cedimento massimo connesso alla platea in progetto è pari a:

ξ_max = 3,0 * 5,5 = 15 mm

9.1.2 ANALISI DEI CEDIMENTI ATTESI

Ai fini della verifca dei cedimenti differenziali attesi per la fondazione in esame lo scrivente tecnico parte dall'analaisi dei cedimenti "pseudoelastici" connessi all'applicazione del carico nella sua combinazione più gravosa. Il valore massimo di tale cedimanto è pari a ξ _pseudoelatsico = 0,37 mm.

Tale valore, marcatamente contenuto, è in linea con le aspettative del progettista in quanto la fondazione andrà ad intestarsi in maniera diretta sul substarto roccioso subaffiorante che è dotato di caratteristiche resistive notevoli, come desumibile dalla relazione tecnica geologica a firma del dott. Cambuli (allegata alla presente). Il diretto contato tra l'elemento fondazionale a platea e il substrato roccioso subaffiorante descritto

all'interno della sopracitat relazione consente allo scrivente tecnico di escludere ulteriori deformazioni differenziali tali da consentire il superamento del limite di inclinazione findazionale imposto dal costruttore.

10 PARAMETRI DI CALCOLO

10.1 METODI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI:

- Per terreni sciolti: Eurocodice EC 7

- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si

- Fattori di forma della fondazione: si

- Fattori di profondità del piano di posa: si

- Fattori di inclinazione del carico: si

- Fattori di punzonamento (Vesic): si

- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si

- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20.0 %

- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20.0 %

Effetti inerziali (Paolucci-Pecker):

- Coeff. sismico orizzontale Kh = 0.000

- Angolo d'attrito alla quota di fond.= 20.0

- Fattore correttivo Zc = 1.000

- Fattore correttivo Zq = 1.000

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE e SLD nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Coeff. parziale di sicurezza Fc (statico): 2.50

- Coeff. parziale di sicurezza Fq (statico): 2.50

- Coeff. parziale di sicurezza Fg (statico): 2.50

- Coeff. parziale di sicurezza Fc (sismico): 3.00

- Coeff. parziale di sicurezza Fq (sismico): 3.00

- Coeff. parziale di sicurezza Fg (sismico): 3.00

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 1 - Comb. STR (A1+M1+R1), GEO (A2+M2+R2)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 e A2 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per Tan(fi) (statico): 1

- Coeff. M1 per c' (statico): 1

- Coeff. M1 per Cu (statico): 1

- Coeff. M1 per Tan(fi) (sismico): 1

- Coeff. M1 per c' (sismico): 1

- Coeff. M1 per Cu sismico): 1

- Coeff. M2 per Tan(fi) (statico): 1.25

- Coeff. M2 per c' (statico): 1.25

- Coeff. M2 per Cu (statico): 1.40

- Coeff. M2 per Tan(fi) (sismico): 1.25

- Coeff. M2 per c' (sismico): 1.25

- Coeff. M2 per Cu (sismico): 1.40

- Coeff. R1 capacità portante: 1.00

- Coeff. R1 scorrimento: 1.00

- Coeff. R2 capacità portante: 1.80

- Coeff. R2 scorrimento: 1.10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione (6 < Ca < 10): 8

- Fattore per attrito terreno-fondazione (5 < Delta < 10): 7

- Frazione di spinta passiva fSp: 30.00 %

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Westergaard

- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: sovrapposizione dei bulbi

- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

Santa Margherita Ligure, 21.06.2018

Il Tecnico incaricato

Ing. Flavio Friburgo

