

Regione Lombardia
 Direzione Generale Infrastrutture e Mobilità



CODICE
 COMMESSA

LIVELLO
 PROGETTAZIONE

D.P.R.
 207/10

PROGRESSIVO
 ELABORATO

CATEGORIA
 OPERA

NUMERO
 OPERA

REVISIONE

SCALA

MS06

E

b

023

OA

- -

R0

===

**MS06 - MANUTENZIONE STRAORDINARIA
 SEDE E MANUFATTI DI LINEA**
Progetto Esecutivo

**SOTTOPASSO VEICOLARE CORSO MATTEOTTI
 IN COMUNE DI TRADATE (VA)**
 Relazione geotecnica

	Data	Descrizione	Redatto	Controllato
Revisioni	3	-		
	2	-		
	1	-		
	0	MAG 2021	PRIMA EMISSIONE	

NORD_ING

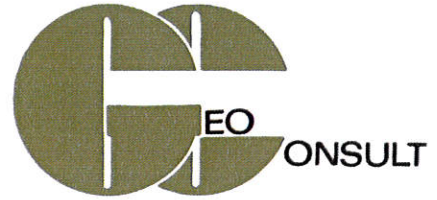
FERROVIENORD

Progettista

Collaborazione	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
	CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE			AGG.



ASACERT
ISO 9001:2015



COMUNE: TRADATE
PROVINCIA: VARESE
LOCALITA': CORSO MATTEOTTI
COMMITTENTE: ETS SPA

OGGETTO:

RELAZIONE GEOTECNICA (R2) ai sensi dell'NTC 2018

DATA: NOVEMBRE 2018



La presente relazione ha esclusiva finalità geotecniche. Si scoraggia ogni altro uso od interpretazione impropria (ad esempio ambientale o tecnico economica)
E' vietato ogni utilizzo anche parziale e la riproduzione non autorizzata di questo documento ed ogni sua divulgazione incompleta

Indice

1.0 relazione geotecnica	pag. 2
1.1 modello geotecnico	pag. 2
1.2 condizioni di fondazione	pag. 9
1.2.1 calcolo della portanza	pag. 9
1.2.2. Verifiche di sicurezza di tipo geotecnico agli stati limiti ultimi (SLU e SLV)	pag. 11
1.2.3 Verifica allo slittamento (scorrimento)	pag. 14
1.2.4 Verifiche di sicurezza agli stati limiti di esercizio (SLE) - calcolo dei cedimenti	pag. 16
1.2.5 Calcolo del coefficiente di sottofondo	pag. 19

1.0 RELAZIONE GEOTECNICA

1.1 MODELLO GEOTECNICO

In coerenza con il modello geologico definito nella relazione geologica viene definito il modello geotecnico attribuendo valori ai principali parametri geotecnici degli orizzonti individuati.

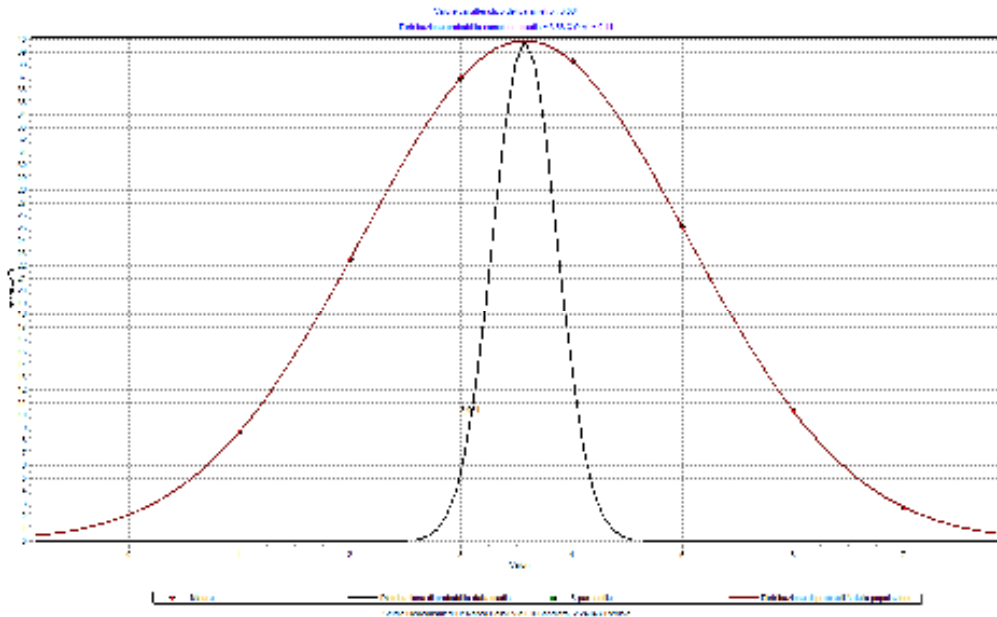
Si veda al proposito la seguente tabella esemplificativa.

Prove SCPT	Orizzonte 1			Orizzonte 2			Orizzonte 3			sospesa prof. m
	Spess m	Nscpt	Nspt $\beta=1,5$	Spess m	Nscpt	Nspt $\beta=1,5$	Spess m	Nscpt	Nspt $\beta=1,5$	
1	8,4	3,0	4,5	1,5	8,0	12,0	2,7	16,0	24,0	12,6
2	5,4	3,0	4,5	3,9	5,6	8,4	1,8	14,0	21,0	11,4
valore medio	6,9	3,0	4,5	2,7	6,8	10,2	2,3	15,0	22,5	12,0
valore normalizzato			5			9			17	

Tabella n°1

I parametri geotecnici del terreno vengono valutati come caratteristici con metodo statistico a partire dalle resistenze penetrometriche misurate in modo diretto. Nell'approccio statistico la probabilità di non superamento da utilizzare deve essere quella del 5% come specificato sia nell' EC1 che nell' EC7 ed è coerente con quanto indicato nella Normativa Nazionale. Trattandosi di campioni poco numerosi ($N < 30$) si è ritenuto utilizzare la distribuzione di Student applicata al valore di N inteso come valore di resistenza SPT (correlato ad esso nel nostro caso per le prove SCPT come specificato in seguito); nel caso di campione unitario o molto piccolo si può anche operare introducendo un coefficiente di variazione (C.O.V.) dedotto dalla letteratura scientifica.

Si veda di seguito un esempio di curva di distribuzione statistica calcolata.



prova 1 orizzonte 1

Le resistenze SCPT sono state correlate allo standard SPT con un coefficiente $\beta = 1.5$ scelto sulla base di dati bibliografici (Tisconi 1987, S.G.I., Meardi, Pagani, Cestari), dell'esperienza dello scrivente, della energia strumentale e della litologia.

Nella attribuzione di valori ai parametri geotecnici, le valutazioni espresse si basano sui risultati delle prove eseguite, tenuto conto della litologia presunta dei terreni – non sono state nel caso specifico commissionati sondaggi ed analisi di laboratorio – ed elaborate facendo riferimento ai seguenti principali Autori ed all'esperienza dello scrivente.

L'orizzonte -1- viene valutato sia in condizioni non drenate, relativamente ai primi 2-3 metri presumibilmente pseudocoerenti che drenate.

Peso di volume γ	Peck e Terzaghi
Densità relativa d_r	Skempton – Gibbs & Holtz Schultze & Mezembach Bazaara – Terzaghi & Peck
Angolo di attrito interno ϕ	Peck – Hanson & Thorburn - Meyerhoff – Road Bridge Specification - Japanese National Railway – Owasaki & Iwasaki - Sowers – Hatanaka e Ukida
Modulo di elasticità drenato	Bowles – Schmertmann – Buismann - Webb
Modulo di Poisson μ	Yaky
Modulo di taglio Kg/cm^2	Ohsaki & Iwasaki
Modulo di elasticità tangenziale dinamico Kg/cm^2	Imai & Tanuochi
Velocità onde di taglio (m/s)	Imai & Tanuochi
Coesione non drenata	Peck e Terzaghi; DM-7; Sanglerat; Shioi e Fukui
Modulo edometrico Kg/cm^2	Stroud e Butler ;Bishop
Modulo di elasticità non drenato Kg/cm^2	Duncan, Buchigani e altri

Tabella n°2

Si vedano di seguito i tabulati di elaborazione dei parametri geotecnici.

ORIZZONTE: 1		CONDIZIONI DRENATE		
		ANGOLO ATTRITO (°)	Nspt	NOTE
		Peck -Hanson &Thornburn	28,6	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	INPUT	Meyerhof < 5% limo	31,7	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
		Meyerhof > 5% limo	26,4	<3 m sopra falda e <5 m in falda (sabbie)
		Road Bridge Specification	23,7	>8-10 m sopra falda e > 15 in falda (sabbie fini o limose)
	SPT =	Japanese National Railway	28,5	* * (sabbie fini o limose fino a sabbie ghiaiose)
	5	Owasaki & Iwasaki	25,0	* * (sabbie da medie fino a deb. ghiaiose)
		Sowers	29,4	<4 m sopra falda e <7 m in falda (sabbie)
		De Mello	33,1	>2 m inattendibile per phi > 38° (Sabbie)
		DENSITA' RELATIVA (%)		
		Marcuson & Bieganousky	51,3	sabbie normalconsolidate
		Marcuson & Bieganousky	51,2	sabbie sovraconsolidate
		Bazaara (1967)	27,8	pressione efficace >= 0.732Kg/cm ²
		MODULO DEFORMAZIONE (Kg/cm²)		
		Tornaghi et Alii	159,6	Inattendibile per SPT bassi o alti
		Shmertmann	40,0	SABBIA FINE
		Shmertmann	60,0	SABBIA MEDIA
		Shmertmann	100,0	SABBIA GROSSOLANA
		Schultze-Mezebach	102,4	SABBIA SOTTO FALDA
		D'appolonia et Alii	229,6	GHIAIA +SABBIA
		D'appolonia et Alii	428,2	SABBIA SC
		Webb	97,4	SABBIA SATURA
		Webb	32,1	SABBIA ARGILLOSA
		Mezebach e Malcev	55,7	SABBIA FINE
		Mezebach e Malcev	60,3	SABBIA MEDIA
		Mezebach e Malcev	90,3	SABBIA +GHIAIA
		Mezebach e Malcev	97,2	SABBIA GHIAIOSA
		Bowles	102,0	SABBIA NORMAL CONSOLIDATA
		Bowles	51,0	SABBIA SATURA
		Bowles	134,6	SABBIA GHIAIOSA E GHIAIA
		Bowles	33,7	SABBIA LIMOSA
		Bowles	65,3	SABBIA ARGILLOSA
		Bowles per N<=15	67,3	
		MODULO DI TAGLIO (Kg/cm²)		
		Ohsaki & Iwasaki	295,1	SABBIE PULITE
		Ohsaki & Iwasaki	401,6	SABBIE CON FINE PLASTICO
		MODULO DI ELASTICITA' TANGENZIALE DINAMICO (Kg/cm²)		
		Imai & Tanuochi 1982	430,2	
		VELOCITA' ONDE TAGLIO (m/s)		
		Imai & Tanuochi 1982	160,8	
		COEFFICIENTE di POISSON		
		Jaky 1942	0,357	
		PESO DI VOLUME		
		Terzaghi e Peck	1,88	SATURO

ORIZZONTE: 1		CONDIZIONI NON DRENATE		
		COESIONE NON DRENATA (Kg/cm²)		
		Terzaghi & Peck	0,34	ARGILLE MEDIA PLASTICITA'
		NAVFAC, D.M.7.2	0,20	LIMI
		NAVFAC, D.M.7.2	0,40	ARGILLE MEDIA PLASTICITA'
		Sanglerat	0,50	ARGILLE LIMOSE
	Nspt=	Sanglerat	0,34	ARGILLE LIMO-SABBIOSE
	5			
		MODULO DI ELASTICITA' NON DRENATO (Kg/cm²)		
		Duncan & Buchigami	117,3	ARGILLE LIMOSE
		MODULO EDOMETRICO (Kg/cm²)		
		Stroud & Butler (1975)	30,0	ARGILLE BASSA PLASTICITA'
		Bishop	50,0	ARGILLE LIMOSE

ORIZZONTE: 2		CONDIZIONI DRENATE			
		ANGOLO ATTRITO (°)	Nspt	NOTE	
		Peck -Hanson & Thornburn	29,7	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)	
	INPUT	Meyerhof < 5% limo	33,3	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)	
		Meyerhof > 5% limo	28,3	<3 m sopra falda e <5 m in falda (sabbie)	
		Road Bridge Specification	26,6	>8-10 m sopra falda e > 15 in falda (sabbie fini o limose)	
SPT =		9	Japanese National Railway	29,7	" " (sabbie fini o limose fino a sabbie ghiaiose)
			Owasaki & Iwasaki	28,4	" " (sabbie da medie fino a deb. ghiaiose)
			Sowers	30,5	<4 m sopra falda e <7 m in falda (sabbie)
			De Mello	38,2	>2 m inattendibile per phi > 38" (Sabbie)
		DENSITA' RELATIVA (%)			
		Marcuson & Bieganousky	57,3	sabbie normalconsolidate	
		Marcuson & Bieganousky	57,2	sabbie sovraconsolidate	
		Bazaara (1967)	37,3	pressione efficace >= 0.732Kg/cm ²	
		MODULO DEFORMAZIONE (Kg/cm²)			
		Tornaghi et Alii	214,1	inattendibile per SPT bassi o alti	
		Shmertmann	72,0	SABBIA FINE	
		Shmertmann	108,0	SABBIA MEDIA	
		Shmertmann	180,0	SABBIA GROSSOLANA	
		Schultze-Mezebach	123,4	SABBIA SOTTO FALDA	
		D'appolonia et Alii	260,4	GHIAIA +SABBIA	
		D'appolonia et Alii	470,7	SABBIA SC	
		Webb	116,8	SABBIA SATURA	
		Webb	45,0	SABBIA ARGILLOSA	
		Mezebach e Malcev	69,9	SABBIA FINE	
		Mezebach e Malcev	78,1	SABBIA MEDIA	
		Mezebach e Malcev	132,1	SABBIA +GHIAIA	
		Mezebach e Malcev	144,6	SABBIA GHIAIOSA	
		Bowles	122,4	SABBIA NORMAL CONSOLIDATA	
		Bowles	61,2	SABBIA SATURA	
		Bowles	183,5	SABBIA GHIAIOSA E GHIAIA	
		Bowles	45,9	SABBIA LIMOSA	
		Bowles	78,3	SABBIA ARGILLOSA	
		Bowles per N<=15	91,8		
		MODULO DI TAGLIO (Kg/cm²)			
		Ohsaki & Iwasaki	512,7	SABBIE PULITE	
		Ohsaki & Iwasaki	627,8	SABBIE CON FINE PLASTICO	
		MODULO DI ELASTICITA' TANGENZIALE DINAMICO (Kg/cm²)			
		Imai & Tanuochi 1982	641,6		
		VELOCITA' ONDE TAGLIO (m/s)			
		Imai & Tanuochi 1982	193,4		
		COEFFICIENTE di POISSON			
		Jaky 1942	0,344		
		PESO DI VOLUME			
		Terzaghi e Peck	1,92	SATURO	

ORIZZONTE: 3		CONDIZIONI DRENATE			
		ANGOLO ATTRITO (°)	Nspt		NOTE
		Peck -Hanson & Thornburn	32,0		<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	INPUT	Meyerhof < 5% limo	36,1		<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
		Meyerhof > 5% limo	31,7		<3 m sopra falda e <5 m in falda (sabbie)
		Road Bridge Specification	31,0		>8-10 m sopra falda e > 15 in falda (sabbie fini o limose)
	SPT =	Japanese National Railway	32,1		" " (sabbie fini o limose fino a sabbie ghiaiose)
	17	Owasaki & Iwasaki	33,4		" " (sabbie da medie fino a deb. ghiaiose)
		Sowers	32,8		<4 m sopra falda e <7 m in falda (sabbie)
		De Mello	43,7		>2 m inattendibile per phi > 38° (Sabbie)
		DENSITA' RELATIVA (%)			
		Marcuson & Biegansky	67,4		sabbie normalconsolidate
		Marcuson & Biegansky	67,2		sabbie sovraconsolidate
		Bazaara (1967)	51,2		pressione efficace >= 0.732Kg/cm ²
		MODULO DEFORMAZIONE (Kg/cm²)			
		Tornaghi et Alii	294,3		Inattendibile per SPT bassi o alti
		Shmertmann	136,0		SABBIA FINE
		Shmertmann	204,0		SABBIA MEDIA
		Shmertmann	340,0		SABBIA GROSSOLANA
		Schultze-Mezebach	165,6		SABBIA SOTTO FALDA
		D'appolonia et Alii	322,1		GHIAIA +SABBIA
		D'appolonia et Alii	555,7		SABBIA SC
		Webb	155,8		SABBIA SATURA
		Webb	70,7		SABBIA ARGILLOSA
		Mezebach e Malcev	98,2		SABBIA FINE
		Mezebach e Malcev	113,8		SABBIA MEDIA
		Mezebach e Malcev	215,8		SABBIA +GHIAIA
		Mezebach e Malcev	239,3		SABBIA GHIAIOSA
		Bowles	163,2		SABBIA NORMAL CONSOLIDATA
		Bowles	81,6		SABBIA SATURA
		Bowles	281,4		SABBIA GHIAIOSA E GHIAIA
		Bowles	70,4		SABBIA LIMOSA
		Bowles	104,4		SABBIA ARGILLOSA
		Bowles per N<=15	140,7		
		MODULO DI TAGLIO (Kg/cm²)			
		Ohsaki & Iwasaki	932,3		SABBIE PULITE
		Ohsaki & Iwasaki	1018,0		SABBIE CON FINE PLASTICO
		MODULO DI ELASTICITA' TANGENZIALE DINAMICO (Kg/cm²)			
		Imai & Tanuochi 1982	988,7		
		VELOCITA' ONDE TAGLIO (m/s)			
		Imai & Tanuochi 1982	236,1		
		COEFFICIENTE di POISSON			
		Jaky 1942	0,322		
		PESO DI VOLUME			
		Terzaghi e Peck	1,97		SATURO

ORIZZONTI LITOTECNICI

-1- Orizzonte superficiale, poco consistente/poco addensato

<i>parametro</i>	<i>simbolo</i>	<i>U.M.</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume umido	γ_w	t/m ³	1,73
Peso di volume saturo	γ_{sat}	t/m ³	1,88
Modulo di Poisson	μ_k	-	0,36
Numero di colpi correlato SPT	N_{Ck}	-	5

Condizioni drenate

Angolo di attrito interno	ϕ'_k	gradi	26,4
coesione	c'_k	Kg/cm ²	0
Densità relativa	d_{rk}	%	28
Modulo di elasticità drenato	E'_k	Kg/cm ²	65

Condizioni non drenate

coesione	c_{uk}	Kg/cm ²	0,5
Modulo edometrico	m_{ok}	Kg/cm ²	50
Modulo di elasticità non drenato	$E_{u'k}$	Kg/cm ²	117

-2- Orizzonte ,successivo moderatamente addensato.

<i>parametro</i>	<i>simbolo</i>	<i>U.M.</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume umido	γ_w	t/m ³	1,77
Peso di volume saturo	γ_{sat}	t/m ³	1,92
Modulo di Poisson	μ_k	-	0,34
Numero di colpi correlato SPT	N_{Ck}	-	9

Condizioni drenate

Angolo di attrito interno	ϕ'_k	gradi	28,3
coesione	c'_k	Kg/cm ²	0
Densità relativa	d_{rk}	%	37
Modulo di elasticità drenato	E'_k	Kg/cm ²	90

-3- Orizzonte „successivo mediamente addensato.

<i>parametro</i>	<i>simbolo</i>	<i>U.M.</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume umido	γ_w	t/m ³	1,82
Peso di volume saturo	γ_{sat}	t/m ³	1,97
Modulo di Poisson	μ_k	-	0,32
Numero di colpi correlato SPT	N _{ck}	-	17

Condizioni drenate

Angolo di attrito interno	ϕ'_k	gradi	31
coesione	c'_k	Kg/cm ²	0
Densità relativa	d _r _k	%	51
Modulo di elasticità drenato	E' _k	Kg/cm ²	240

1.2 CONDIZIONI DI FONDAZIONE

1.2.1 Calcolo della portanza

Il progetto prevede fondazioni impostate a circa 2,1 metri di profondità che interesseranno quindi i terreni poco addensati corrispondenti all'orizzonte litotecnico -1-.

Viene in tale ipotesi calcolata la portanza del terreno allo Stato Limite Ultimo, applicando la formula proposta da Brinch Hansen elaborata avvalendosi del Programma QSB2 WIN di Programgeo di Carpenedolo (BS). La formula proposta da Brinch Hansen deriva da quella di Meyerhoff differendo per i fattori correttivi di forma, approfondimento, inclinazione dei carichi, e per il fattore di portanza N_y e per l'introduzione di fattori correttivi relativi al caso di fondazioni su pendio o con base ruotata.

Ha la seguente espressione per $\Phi > 0$

$$Q_{lim} = c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c \times b_c \times g_c + s_q \times \gamma_1 \times D \times N_q \times d_q \times i_q \times b_q \times g_q + 0.5 \times \gamma_2 \times B \times N_y \times s_y \times d_y \times i_y \times b_y \times g_y \quad \text{E per } \Phi = 0$$

$$Q_{lim} = 5.14 \times C_u \times (1+s_c+d_c-i_c-b_c-g_c) + \gamma_1 \times D$$

La variante modificata della formula di Brinch Hansen differisce dall'originale per una diversa definizione del fattore N_y e del fattore di forma s_q .

In cui: N_c, N_q, N_y = fattori adimensionali di portanza.

$N_q = \exp[\text{P}i \times \text{Tg}(\text{Phi})] \times \text{Tg}^2(45 + \text{Phi}/2)$; $N_c = (N_q - 1) \times \text{Cotg}(\text{Phi})$;

$N_y = 2 \times (N_q - 1) \times \text{Tg}(\text{Phi})$;

s_c, s_q, s_y = fattori di forma dati da:

$s_c = 0.2 \times B/L$ per $\text{Phi} = 0$; $s_c = 1 + (N_q/N_c) \times (B/L)$ per $\text{Phi} > 0$; $s_q = 1 + (B/L) \times \text{sen}(\text{Phi})$; $s_y = 1 - 0.4 \times (B/L)$;

d_c, d_q, d_y = fattori correttivi per l'approfondimento, dati da:

$d_c = 0.4 \times K$ per $\text{Phi} = 0$; dove $K = D/B$ per $D/B \leq 1$ e $K = \text{arctang}(D/B)$ per $D/B > 1$; $d_c = 1 + 0.4 \times k$;

$d_q = 1 + 2 \times \text{tg}(\text{Phi}) \times [1 - \text{sen}(\text{Phi})]^2 \times K$; $d_y = 1$; i_c, i_q, i_y = fattori correttivi per carichi inclinati, dati da: $i_c = 0.5 - 0.5 \times \text{srq}[1 - H/(A \times c)]$ per $\text{Phi} = 0$

$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$ per $\text{Phi} > 0$

$i_q = [1 - 0.5 \times H/(V + A \times c \times \text{cotg}(\text{Phi}))]^5$;

$i_y = [1 - 0.7 \times H/(V + A \times c \times \text{cotg}(\text{Phi}))]^5$ per $b^\circ = 0$

$i_y = [1 - (0.7 - b^\circ/450) \times H/(V + A \times c \times \text{cotg}(\text{Phi}))]^5$ per $b^\circ > 0$

dove H = componente longitudinale del carico;

V = componente assiale del carico;

b° = inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale;

A = area effettiva della fondazione;

b_c, b_q, b_y = fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione, dati da: $b_c = b^\circ/147$ per $\text{Phi} = 0$; $b_c = 1 - b^\circ/147$ per $\text{Phi} > 0$; $b_q = \exp[-2 \times b(\text{rad}) \times \text{tg}(\text{Phi})]$; $b_y = \exp[-2.7 \times b(\text{rad}) \times \text{tg}(\text{Phi})]$;

z_c, z_q, z_γ = fattori correttivi per gli effetti cinematici dovuti al sisma (Paolucci & Pecker -1997) con $z_q = 1, z_c = 1$; $z_\gamma = (1 - K_h / \text{tg}(\emptyset))^{0.35}$

ove K_h = coeff. Sismico orizzontale riferito al piano di posa delle fondazioni.

In riferimento a quanto richiesto contenuto nel paragrafo 10.2 delle NTC2018:

- Origine e caratteristiche del codice di calcolo: programma utilizzato QSB2 vers. 2.10, di ProgramGeo; autore: dr. Aldo di Bernardo - produttore del programma.

- Affidabilità dei codici di calcolo: Si dichiara che si è esaminata la documentazione fornita insieme al programma e di avere accertato che le basi teoriche sulle quali è basato il software sono affidabili ed idonee al caso in esame.
- Modalità di presentazione dei risultati: si dichiara che gli elaborati riportati nella relazione, tratti dal programma, sono sufficienti a sintetizzare in maniera completa ed efficace il calcolo svolto.
- Informazioni generali sull'elaborazione: sono stati svolti controlli sui risultati dell'elaborazione, verificando che non vi siano incongruenze.
- Giudizio motivato di accettabilità dei risultati: i risultati ottenuti, paragonandoli a quelli ottenuti in altri risultano attendibili, inoltre sono stati verificati i tabulati di calcolo e non sono stati riscontrati errori od incongruenze.

1.2.2 Verifiche di sicurezza di tipo geotecnico agli stati limiti ultimi (SLU e SLV)

Per quanto riguarda la verifica agli Stati Limite Ultimi occorre fare riferimento a meccanismi di rottura per carico limite, scorrimento sul piano di posa e stabilità globale. Essa viene effettuata sia nella condizione fondamentale (allo SLU) che sismica (*allo SLV*). In quest'ultimo caso i calcoli sono stati effettuati sotto l'azione sismica, determinando i parametri g, F^0, T_c relativi alla pericolosità sismica. Si tenga presente che il calcolo della portanza viene effettuato nella condizione sismica adottando una inclinazione del carico verticale costante (secondo il metodo di Paolucci e Pecker visto in precedenza) e carico centrato sulla fondazione, quindi in assenza di momenti flettenti (questo anche in condizioni statiche). La verifica finale dovrà tenere conto della inclinazione dei carichi verticali e della riduzione della fondazione per effetto delle sollecitazioni flettenti, se necessario, sulla base dei risultati del calcolo strutturale.

Le verifiche vengono effettuate nei confronti degli stati limite ultimi per diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1 e R2 e R3).

Nel caso della verifica allo stato limite ultimo in condizioni statiche e dinamiche di tipo geotecnico GEO per carico limite e per scorrimento dell'insieme fondazione terreno la verifica deve essere effettuata secondo:

Approccio 2: unico (A1+M1+R3)

si è ottenuto, per una fondazione a platea di lato 9,75 X 19 m ,alta 0,5 m:

IN CONDIZIONI DRENATE

Carico limite condizione fondamentale SLU : 2,58 kg/cm²

Come risulta dal presente calcolo.

```

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni
Secondo NTC2018 App.II Combinazione: fondamentale
Fondazione a platea
Larghezza della fondazione (m):          9,75
Lunghezza della fondazione (m):          19
Altezza della fondazione (m):            0,5
Profondità di posa (m):                  2,1
Metodo di calcolo:                        Brinch Hansen stato limite ultimo
Sc:          1,28      Sq:          Fattori di forma          Sy:          0,79
Dc:          1,02      Dq:          Fattori di profondità        Dy:          1
Ic:          1         Iq:          Fattori inclinazione carico da sisma  Iy:          1
Gc:          1         Gq:          Fattori inclinazione pendio        Gy:          1
Bc:          1         Bq:          Fattori inclinazione base          By:          1
Zc:          1         Zq:          Fattori correttivi per gli effetti cinematicidel sisma Zy:          1
RISULTATO
Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:          1
Coefficiente di sicurezza globale:.....                2,3
Correzione di Terzaghi:                                    non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):                        2,58
Profondità del cuneo efficace (m):                          7,86
    
```

Carico limite condizione sismica SLV : 2,15 kg/cm²

Come risulta dal presente calcolo.

```

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni
Secondo NTC2018 App.II Combinazione: sismica
Fondazione a platea
Larghezza della fondazione (m):          9,75
Lunghezza della fondazione (m):          19
Altezza della fondazione (m):            0,5
Profondità di posa (m):                  2,1
Metodo di calcolo:                        Brinch Hansen stato limite ultimo
Sc:          1,28      Sq:          Fattori di forma          Sy:          0,84
Dc:          1,02      Dq:          Fattori di profondità        Dy:          1
Ic:          0,84      Iq:          Fattori inclinazione carico da sisma  Iy:          0,8
Gc:          1         Gq:          Fattori inclinazione pendio        Gy:          1
Bc:          1         Bq:          Fattori inclinazione base          By:          1
Zc:          1         Zq:          Fattori correttivi per gli effetti cinematicidel sisma Zy:          0,99
RISULTATO
Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:          1
Coefficiente di sicurezza globale:.....                2,3
Correzione di Terzaghi:                                    non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):                        2,15
Profondità del cuneo efficace (m):                          7,86
Accelerazione sismica orizzontale (g):                    0,058
    
```

IN CONDIZIONI NON DRENATE

Carico limite condizione fondamentale SLU : 2,01 kg/cm²

Come risulta dal presente calcolo.

```

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni
Secondo NTC2008/NTC2018 App.II Combinazione: fondamentale
Fondazione a platea
Larghezza della fondazione (m):          9,75
Lunghezza della fondazione (m):         19
Altezza della fondazione (m):           0,5
Profondità di posa (m):                 2,1
Metodo di calcolo:
                                     Brinch Hansen stato limite ultimo
Sc:      1,28      Sq:      Fattori di forma          Sy:      0,79
Dc:      1,02      Dq:      Fattori di profondità        Dy:      1
Ic:      1         Iq:      Fattori inclinazione carico da sisma
Gc:      1         Gq:      Fattori inclinazione pendio      Gy:      1
Bc:      1         Bq:      Fattori inclinazione base          By:      1
Zc:      1         Zq:      Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma
                                     Zy:      1
RISULTATO
Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:          1
Coefficiente di sicurezza globale:.....                  2,3
Correzione di Terzaghi:                                    non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):                         2,01
Profondità del cuneo efficace (m):                          4,88
    
```

Carico limite condizione sismica SLV : 1,72 kg/cm²

Come risulta dal presente calcolo.

```

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni
Secondo NTC2018 App.II Combinazione: sismica
Fondazione a platea
Larghezza della fondazione (m):          9,75
Lunghezza della fondazione (m):         19
Altezza della fondazione (m):           0,5
Profondità di posa (m):                 2,1
Metodo di calcolo:
                                     Brinch Hansen stato limite ultimo
Sc:      1,28      Sq:      Fattori di forma          Sy:      0,83
Dc:      1,02      Dq:      Fattori di profondità        Dy:      1
Ic:      0,85     Iq:      Fattori inclinazione carico da sisma
Gc:      1         Gq:      Fattori inclinazione pendio      Gy:      1
Bc:      1         Bq:      Fattori inclinazione base          By:      1
Zc:      1         Zq:      Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma
                                     Zy:      0,99
RISULTATO
Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:          1
Coefficiente di sicurezza globale:.....                  2,3
Correzione di Terzaghi:                                    non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):                         1,72
Profondità del cuneo efficace (m):                          4,88
Accelerazione sismica orizzontale (g):                     0,058
    
```

La **Valutazione della sicurezza** andrà effettuata a progetto esecutivo dal progettista, ove ,per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$Ed = < Rd$$

Ove:

Ed = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione sulle varie combinazioni di carico (di pertinenza del progettista);

Rd = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno).

Qualora le condizioni non drenate non risultassero verificate risulterà necessario prevedere, in relazione allo spessore effettivo dell'orizzonte coesivo ,non determinabile con le prove penetrometriche, l'eventuale bonifica dello stesso o valutazioni più accurate mediante analisi in laboratorio dei parametri geotecnici di resistenza di tali terreni.

1.2.3 Verifica allo slittamento (scorrimento)

Per quanto riguarda la verifica di sicurezza allo scorrimento sul piano di posa, nelle situazioni in cui la fondazione si trova sollecitata da forze orizzontali, per esempio per azione del sisma, in generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza: $H \leq S + E$

dove H è la forza orizzontale esterna applicata, S è resistenza di taglio mobilitata lungo la base della fondazione ed E è la forza corrispondente alla spinta passiva che agisce sul lato a valle, rispetto al verso di applicazione di H , della fondazione stessa. Normalmente E viene trascurata, perché le deformazioni necessarie per la sua mobilitazione sono spesso incompatibili con l'integrità. Nel caso in cui la fondazione poggia su terreni incoerenti ($\varphi > 0$), in condizioni drenate,, S viene calcolata come segue $S = V \tan \delta$ in cui V è la risultante dei carichi verticali esterni agenti sulla fondazione e δ è l'angolo d'attrito terreno-fondazione; il valore di δ può essere ricavato sulla base del seguente schema:

Tipologia	Valore di δ
Fondazioni di calcestruzzo gettato in opera	$\delta = \varphi$
Fondazioni prefabbricate di calcestruzzo	$\delta = 2/3 \varphi$

Il parametro φ rappresenta l'angolo di resistenza al taglio dello strato di terreno di appoggio della fondazione. La coesione drenata, se presente, deve essere trascurata.

Nel caso di carichi orizzontali dovuti esclusivamente al sisma, la forza H agente sulla fondazione è data da: $H = V k_{hi}$ dove k_{hi} è il coefficiente sismico orizzontale della struttura. In terreni incoerenti quindi il coefficiente di sicurezza

allo slittamento si ricava semplicemente dalla relazione:
$$F_s = \frac{S}{H} = \frac{tg \delta}{k_{hi}}$$

Nel caso in cui la fondazione poggi su terreni coerenti ($\varphi=0$), in condizioni non drenate, S viene calcolata come segue: $S = A c_u$

dove c_u è la coesione non drenata dello strati di appoggio e A è la superficie efficace della base della fondazione data da: $A = B L \cos \omega$ con ω =inclinazione della base rispetto all'orizzontale.

Secondo il D.M. 14.01.2008 il rapporto S/H (coefficiente di sicurezza allo scorrimento) deve essere maggiore o uguale a 1,1.

Si è ottenuto, per quanto riguarda la fondazione in progetto:

Coeff. di sicurezza per verifica allo slittamento: 8,01

Come risulta dal presente calcolo.

Riassunto verifica allo scorrimento	
Secondo NTC2018 App.II Combinazione delle azioni: sismica	
Fondazione gettata in opera n.	1
Larghezza della fondazione (m):	9,75
Lunghezza della fondazione (m):	19
Altezza della fondazione (m):	0,5
Profondità di posa (m):	2,1
AZIONI SULLA FONDAZIONE	
Fattore di sicurezza di Legge:	1,1
Coefficiente sismico orizzontale della struttura (k_{hi}):	0,062
RISULTATO	
Fattore di sicurezza allo scorrimento:	8,01

Esso risulta verificato.

Esso risulta verificato.

Nel caso in cui la fondazione poggi su terreni coerenti ($\varphi=0$), in condizioni non drenate, S viene calcolata come segue: $S = A c_u$

dove c_u è la coesione non drenata dello strati di appoggio e A è la superficie efficace della base della fondazione data da: $A=BL\cos\omega$ con ω =inclinazione della base rispetto all'orizzontale.

La verifica potrà effettuata dallo strutturista ponendo $C_u=0,5$ e $K_{hi}=0,058$.

1.2.4 Verifiche di sicurezza agli stati limiti di esercizio (SLE)- calcolo dei cedimenti

Per quanto riguarda Stati Limite di Esercizio (SLE) è stata condotta la verifica dei cedimenti in via teorica per fondazioni isolate avvalendosi del metodo della elasticità. I dati sono stati elaborati con programma di calcolo QSB2 di Programgeo.

Si tenga presente che non sono disponibili analisi di laboratorio su campioni di terreno non essendo stati commissionate campionature indisturbate del terreno e pertanto la esecuzioni di analisi con prove di compressibilità. In questi casi si devono adoperare metodi o correlazioni empiriche con i moduli di compressibilità come nello specifico caso.

Viene valutata la componente immediata del cedimento mentre non risulta pertanto possibile stimare il valore del cedimento secondario, come pure il decorso dei cedimenti nel tempo.

Il metodo della elasticità si basa sulla seguente relazione:

$S = DH \times Q_2/E$ In cui: DH = spessore strato; Q_2 = incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato dalla fondazione a metà strato; E = modulo di deformazione dello strato.

Il calcolo del bulbo delle pressioni indotte nel terreno dal carico fondazionale viene condotto con il criterio di Boussinesq.

Il metodo si basa sul presupposto che il terreno di fondazione possa essere assimilato ad uno spazio semiinfinito a comportamento perfettamente elastico, omogeneo e isotropo.

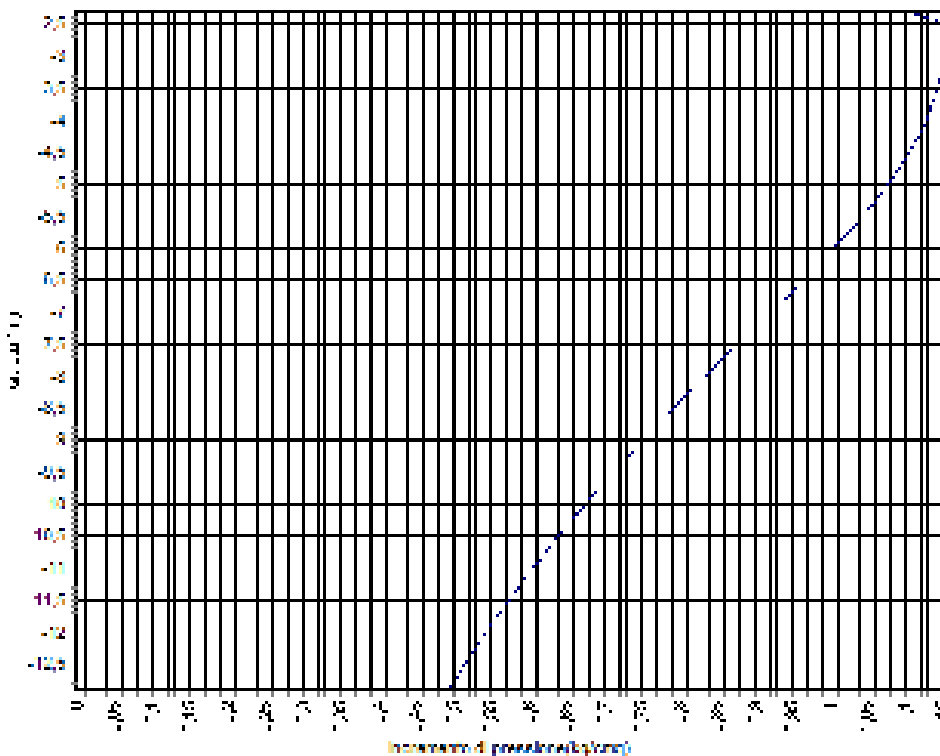
In pratica l'incremento di pressione netta indotta dal carico applicato dalla fondazione alla quota z sotto il piano di posa, lungo la verticale che passa per uno degli angoli dell'area $B \times L$, è dato da: $p_z = [Q/(4 \times \pi)] \times (m_1 + m_2)$;

in cui: $m1 = [2 \times M \times N \times \sqrt{V} \times (V+1)] / [(V+V1) \times V]$; $m2 = \text{atang}[2 \times M \times N \times \sqrt{V} / (V1-V)]$ dove: $M = B/z$; $N = L/z$; $V = M^2 + N^2 + 1$; $V1 = (M \times N)^2$; $Pi = Pi$ Greco.

Per stimare la diffusione del sovraccarico nel terreno lungo più verticali, si divide l'area B x L in più rettangoli o quadrati con gli spigoli coincidenti al punto di passaggio della verticale, calcolando e quindi sommando i contributi delle singole aree.

Questo metodo fornisce valori sia relativi a fondazioni rigide che flessibili.

Viene considerato come indicatoci dallo strutturista una pressione sul terreno pari a 1,5 Kg/cm². Nella verifica viene tenuto conto del contributo dato dal terreno asportato: si veda a titolo esemplificativo il seguente diagramma rappresentante il bulbo di diffusione delle tensioni indotte dalle fondazioni nel sottosuolo.



Bulbo di diffusione delle tensioni indotte nel sottosuolo dalle fondazioni

Ottenendo il seguente cedimento per la fondazione in progetto:
per fondazioni considerate flessibili, come risulta dal presente calcolo;

cedimento : 11,3 cm

```

Riassunto del calcolo dei cedimenti - verifica allo stato Limite d'Esercizio
Larghezza della fondazione (m):                9,75
Lunghezza della fondazione (m):                19
Carico applicato sulla fondazione (kg/cmq):    1,5

Metodo di calcolo dei cedimenti : Teoria dell'elasticità
Tempo di calcolo dei cedimenti secondari (anni): n.c.
Vertice sinistro Punto centrale Vertice destro
Cedimento immediato (mm):                    64,9      113      64,9
Cedimento secondario (mm):                   n.c.        n.c.        n.c.
Somma ced. incoerenti (mm):                  64,9      113      64,9
Max cedim. differenziale(mm):                 48,1
Massima distorsione (%):                     0,45036
Fondazione rigida o flessibile:                Fondazione flessibile
    
```

per fondazioni considerate rigide, come risulta dal presente calcolo:

cedimento : 9,04 cm

```

Riassunto del calcolo dei cedimenti - verifica allo stato Limite d'Esercizio
Larghezza della fondazione (m):                9,75
Lunghezza della fondazione (m):                19
Carico lordo applicato sulla fondazione (kg/cmq): 1,5
Metodo di calcolo dei cedimenti : Teoria dell'elasticità
Tempo di calcolo dei cedimenti secondari (anni): n.c.
Punto centrale
Cedimento immediato (mm):                    90,4
Cedimento secondario (mm):                   n.c.
Somma ced. incoerenti (mm):                  90,4
Fondazione rigida o flessibile:                Fondazione rigida
    
```

Il progettista potrà valutare l'ammissibilità dei cedimenti in relazione agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese dall'opera ed operare la verifica

$$Ed = < Cd$$

Ove Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e Cd è il prescritto valore minimo dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

La verifica non tiene conto dei possibili ulteriori cedimenti che potrebbero determinarsi per carichi vibranti, ad esempio dovuti al passaggio dei mezzi ferroviari.

Qualora l'entità del cedimento risultasse non ammissibile si dovrà ricorrere a fondazioni su pali o miste con i pali in funzione di mitigazione dei valori di cedimento.

1.2.5 Calcolo del coefficiente di sottofondo

Per quanto riguarda il modulo di Winkler o coefficiente di sottofondo statico viene applicato per il calcolo il metodo di Bowles che propone la seguente relazione: $K \text{ (Kg/cm}^3\text{)} = 40 \cdot Q_{lim} \cdot f_c$

Ove $f_c = 0.025$ /cedimento della fondazione

Si è ottenuto per la fondazione in progetto :

Coefficiente di sottofondo statico $K = 0,29 \text{ Kg/cm}^3$

Come risulta dal presente calcolo.

Modulo di reazione del terreno di fondazione

Fondazione a platea

Larghezza della fondazione (m): 9,75

Lunghezza della fondazione (m): 19

Cedimento del terreno di fondazione (cm): 11,3

Carico applicato sulla fondazione (kg/cmq): 1,1

RISULTATI

Metodo di calcolo utilizzato:

Metodo di Bowles

Modulo di reazione (kg/cm³):

0,29

