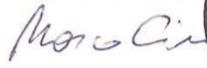


Committente:		
	Somma Patrimoni e Servizi	
Oggetto opera:		
	Lascito Aielli, via Don Selva Somma Lombardo (VA)	
Titolo Documento:		
	Relazione Geotecnica Preliminare	
N° Elaborato: 13420		
Redatto da: GM Controllato da: MC	Revisione 1:	
Data documento:		
	Busto Arsizio 01/03/2021	
Il Proprietario:		<p>Il progettista Dott. Geol. Marco Cinotti</p>  

INDICE

INDICE	2
1. PREMESSA	3
2. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA	5
2.1. PROBLEMI GEOTECNICI E SCELTE TIPOLOGICHE	5
2.2. INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE IN SITO	5
2.3. PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO	8
2.4. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA	9
2.5. INDAGINE GEOTECNICA	9
3. CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI – FORMULE STATICHE	14
3.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	14
3.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	14
3.3 CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI	15
3.4 CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI	16
METODO DI TERZAGHI (1955)	17
FORMULA DI MEYERHOF (1963)	18
FORMULA DI HANSEN (1970)	20
FORMULA DI VESIC (1975)	22
FORMULA BRICH-HANSEN (EC 7 – EC 8)	22
4. CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI	41
4.1 CEDIMENTI EDOMETRICI	41
4.2 CEDIMENTI ELASTICI	43
4.3 CEDIMENTI DI BURLAND E BURBIDGE	45
5. VERIFICA NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	47
5.1 GENERALITÀ	47
5.2 ESCLUSIONE DELLA VERIFICA A LIQUEFAZIONE	47
5.3 CALCOLO DEL FATTORE DI SICUREZZA ALLA LIQUEFAZIONE (FS)	49
7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE E PRESCRIZIONI TECNICHE.	52
NORMATIVA E RIFERIMENTI	53

1. PREMESSA

Su incarico di Somma Patrimonio e Servizi, il sottoscritto Dott. Geol. Marco Cinotti, con studio in Busto Arsizio, Via Vincenzo Bellini n. 32, ha provveduto ad eseguire i necessari accertamenti al fine di valutare le caratteristiche litologiche dell'area su cui si prevedono degli interventi edilizi su edificio esistente in via Don Selva, Somma Lombardo (VA). (Fig.1).

Secondo quanto stabilito dal D.M. 17/01/18 ed in particolare dal capitolo 6 del Testo Unico delle Costruzioni, gli obiettivi di questo studio sono la verifica delle condizioni di sicurezza globale e locale del sistema costruzione-terreno, inclusa la determinazione delle sollecitazioni delle strutture a contatto con il terreno e la valutazione delle prestazioni del sistema nelle condizioni d'esercizio.

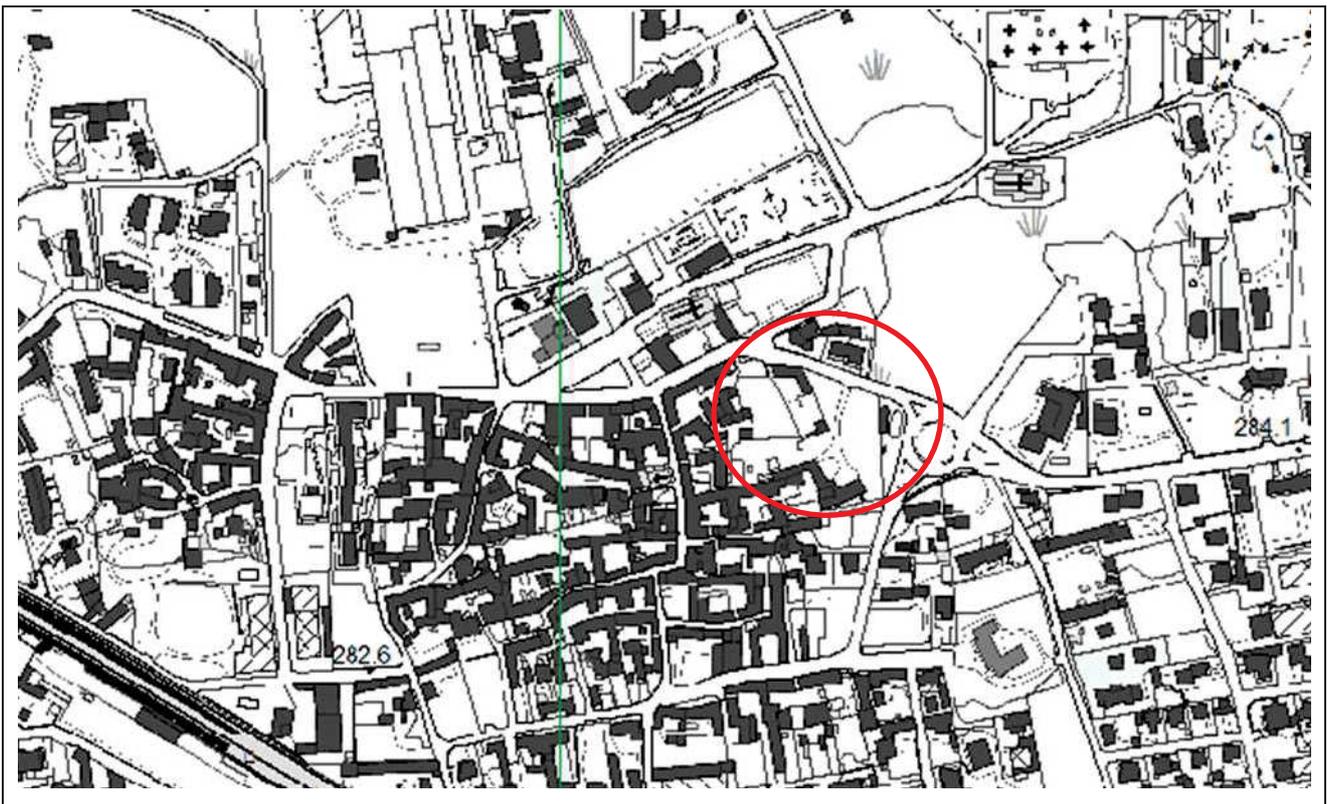


Figura 1 – Estratto carta tecnica regionale; cerchiata in rosso l'area di studio - Geoportale Lombardia

Il presente documento è, nello specifico, una relazione geotecnica R2 da allegare al progetto esecutivo dell'opera. In esso saranno definiti i criteri che hanno portato alla definizione del piano delle indagini e delle prove geotecniche, l'interpretazione dei risultati e l'individuazione del più appropriato modello geotecnico di sottosuolo in funzione della tipologia di opera, delle tecnologie previste e delle modalità costruttive.

L'insieme di queste attività, unitamente alle analisi per il dimensionamento geotecnico delle opere, costituiscono l'oggetto della progettazione geotecnica.

Per la definizione preliminare delle caratteristiche geotecniche del terreno interessato dal citato progetto, sono stati valutati oltre alla relazione geologica appositamente predisposta ed i dati bibliografici presenti, i risultati di n.2 prove penetrometriche dinamiche, svolte sull'area in esame, utilizzando un penetrometro Pagani TG 65-100 KN.

Sulla base dei risultati delle indagini, delle osservazioni di campagna e delle elaborazioni effettuate, si è pervenuti alla caratterizzazione geotecnica dei materiali costituenti il sottosuolo e ad una valutazione indicativa della capacità portante del terreno di fondazione dell'opera in progetto in funzione della tipologia di fondazione prescelta.

Tale ipotesi, dovrà in ogni modo essere riconsiderata alla luce delle scelte effettuate dal competente progettista sia strutturale, sia architettonico delle opere in esame.

2. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

In questo paragrafo sono contenuti i principali risultati ottenuti dalle indagini e prove geotecniche effettuate in loco è descritta la caratterizzazione e la modellazione geotecnica dei terreni interagenti con l'opera, e sono riassunti i risultati delle analisi svolte per la verifica delle condizioni di sicurezza e la valutazione delle prestazioni nelle condizioni d'esercizio del sistema costruzione-terreno.

2.1. Problemi geotecnici e scelte tipologiche

Tra i dati geotecnici necessari per il progetto dell'opera sono stati presi in considerazione i seguenti elementi:

- successione stratigrafica,
- caratteristiche meccaniche dei terreni e tutti gli altri elementi significativi del sottosuolo.

Le indagini sono state sviluppate secondo il grado di approfondimento e di ampiezza necessario in funzione della fase progettuale in essere e dell'importanza dell'opera.

Al fine di definire il profilo geotecnico, le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni e il regime delle pressioni interstiziali, sono state eseguite specifiche indagini in sito.

Le indagini geotecniche sono state programmate in modo tale da consentire un'adeguata caratterizzazione geotecnica di quella parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione dell'opera e che influenza l'opera stessa.

2.2. Indagini e prove geotecniche in sito

Come citato in premessa, sono state eseguite 2 prove penetrometriche dinamiche (Standard Cone Penetration Test) svolte nell'area in esame con Penetrometro Dinamico Superpesante DPSH Pagani Mod. TG65-100 semovente avente le seguenti caratteristiche:

- Punta conica diametro 51 mm.;
- Conicità 60°;
- Maglio di battuta 63.5 kg;
- Volata base 75 cm.

La prova penetrometrica dinamica, consiste nel misurare il numero di colpi N_{SPT} necessari ad infiggere per 20 cm. nel terreno una punta conica, collegata alla superficie da una batteria d'aste senza soluzione di continuità.

La prova è interrotta quando si registra un numero di colpi N_{SCPT} superiore a 100, per un affondamento pari o minore di 20 cm. della punta o comunque fino al raggiungimento della profondità influenzata dai carichi trasmessi dalla fondazione.



Figura 3 –Ubicazione prove penetrometriche

Dai valori di N_{SPT} sono ricavati i diagrammi riportanti in ascissa, il numero di colpi/piede N e in ordinata le quote, in metri, relative al piano di campagna.

Le prove sono state eseguite il più vicino possibile all'edificio in questione.

Come possiamo vedere dalla colonna stratigrafica sottostante, rappresentativa della prova n.1, si rilevano quattro principali unità litologiche.



Figura 4 – Colonna stratigrafica

2.3. Prove geotecniche di laboratorio

Le prove geotecniche di laboratorio devono permettere di valutare i valori appropriati delle grandezze fisiche e meccaniche necessarie per tutte le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio.

Le prove sui terreni utilizzati come materiali da costruzione devono essere effettuate su campioni rappresentativi dei materiali disponibili, preparati in laboratorio secondo modalità da stabilire in relazione alle condizioni di posa in opera previste e alla destinazione del manufatto.

I risultati delle prove di laboratorio devono essere accompagnati da chiare indicazioni sulle procedure sperimentali adottate.

- caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici;

Proprietà fisiche e meccaniche	Terreni a grana fine	Prove penetrometriche
		Prove scissometriche
		Prove dilatometriche
		Prove pressiometriche
		Prove di carico su piastra
		Prove di laboratorio
	Terreni a grana grossa	Prove penetrometriche
		Prove di carico su piastra
		Prove di laboratorio
Rocce	Prove speciali in sito (prove di taglio)	
	Prove di carico su piastra	
	Prove di laboratorio	
Misure di pressione interstiziale	Terreni di qualsiasi tipo	Piezometri
Permeabilità	Terreni a grana fine	Misure piezometriche
	Terreni a grana grossa	Prove di laboratorio
Verifica di procedimenti tecnologici	Palificate	Prove idrauliche in fori di sondaggio
		Prove di emungimento da pozzi
	Impermeabilizzazioni	Prove di carico su pali singoli
		Prove di carico su gruppi di pali
	Consolidamenti	Prove di permeabilità in sito e misura di altezza piezometrica prima e dopo l'intervento
Indagini di tipo geofisico	In foro con strumentazione in profondità	Determinazione delle proprietà meccaniche in sito prima e dopo l'intervento
		Prove di laboratorio
		Cross hole
	Senza esecuzioni di fori, con strumentazione in profondità	Down hole
		Con "suspensionlogger"
	Con strumentazione in superficie	Penetrometro sismico
		Dilatometro sismico
Prove SASW		
	Prove di riflessione sismica	
	Prove di rifrazione sismica	

2.4. Caratterizzazione e modellazione geotecnica

I risultati delle indagini e prove geotecniche eseguite, sia in sito sia in laboratorio, alla luce dei risultati acquisiti, della tipologia di opera e/o intervento, delle tecnologie previste e delle modalità costruttive, consentono di individuare il modello geotecnico del sottosuolo ed i suoi principali parametri geotecnici.

La scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici è stata eseguita in due fasi. Nella prima sono stati identificati i parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali. Identificati questi, sono stati valutati i valori caratteristici degli stessi parametri.

2.5. Indagine geotecnica

I diagrammi ed i dati numerici relativi alle prove penetrometriche dinamiche, evidenziano la successione di più unità geotecniche, caratterizzate da differente resistenza alla penetrazione.

In nessuna delle prove è stata osservata la presenza di una falda, o presunta tale, anche se non è da escludere che esistano falde locali sospese nei termini a maggior granulometria.

I diagrammi ed i dati numerici relativi alle prove S.C.P.T. evidenziano la successione di n° 3 principali unità geotecniche, caratterizzate da differente resistenza alla penetrazione.

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Mpa)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (KN/m ³)	Peso unità di volume saturo (KN/m ³)	Tensione efficace (KPa)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
0.4	5	4.68	Incoerente	0	16.08	18.63	3.22	1.5	7.52	terreno vegetale
2	1.89	1.59	Incoerente	0	14.12	18.34	17.73	1.5	2.84	limo
4	3.39	1.97	Incoerente	0	15.1	18.53	44.12	1.5	5.1	sabbia e limo
4.6	11.32	4.59	Incoerente	0	18.73	19.22	55.67	1.5	17.03	sabbia ghiaiosa

LITOTIPO A – TIPO “TERRENO VEGETALE”

Si tratta di un orizzonte disomogeneo rispetto ai valori di resistenza alla punta, con uno spessore medio di circa 1 m ed un valore di N_{SPT} di 2-6 colpi/piede. In base alla classificazione AGI 1977, lo possiamo definire come materiale *sciolto*.

LITOTIPO B – TIPO “LIMO”

È un orizzonte omogeneo rispetto ai valori di resistenza alla punta, con uno spessore medio di circa 2.5 m ed un valore di N_{SPT} più bassi rispetto al precedente, di 1-5 colpi/piede. In base alla classificazione AGI 1977, lo possiamo definire come materiale *sciolto*.

LITOTIPO C – TIPO “SABBIA E LIMO”

Si tratta di uno strato con una profondità che va da 3.4 a 4.2 m ed un valore di N_{SPT} di 5-9 colpi/piede. In base alla classificazione AGI 1977, lo possiamo definire come materiale *poco addensato*.

LITOTIPO D– TIPO “SABBIA GHIAIOSA”

È lo strato con i valori di N_{SPT} più alti, 25-35 colpi/piede, con una profondità che va dai 4.2 m fino alla fine della prova. In base alla classificazione AGI 1977, lo possiamo definire come materiale *moderatamente addensato*.

Per quanto riguarda le caratteristiche geotecniche dei materiali attraversati, si rimanda agli allegati alla presente relazione. È da considerare in ogni caso, come i parametri geotecnici indicati siano ricavati da interpolazioni empiriche basate sui risultati delle stesse e pertanto sia opportuno operare un'adeguata ponderazione degli stessi e delle ipotesi progettuali effettuate.

Riportiamo di seguito i principali parametri geotecnici ricavati dall'interpretazione delle penetrometrie dinamiche.

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Gibbs & Holtz 1957	34.5
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Gibbs & Holtz 1957	13.49
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Gibbs & Holtz 1957	19.35
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Gibbs & Holtz 1957	41.63

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	29.15
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	27.81
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	28.46
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	31.58

Modulo di Young

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo di Young (Mpa)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	---
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	---
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	---
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	18.60

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Mpa)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	4.21
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	3.27
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	3.72
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	5.92

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità di Volume (KN/m³)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Meyerhof et al.	16.08
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Meyerhof et al.	14.12
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Meyerhof et al.	15.10
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Meyerhof et al.	18.73

Peso unità di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (KN/m ³)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Terzaghi-Peck 1948-1967	18.63
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Terzaghi-Peck 1948-1967	18.34
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Terzaghi-Peck 1948-1967	18.53
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Terzaghi-Peck 1948-1967	19.22

Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	(A.G.I.)	0.34
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	(A.G.I.)	0.35
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	(A.G.I.)	0.34
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	(A.G.I.)	0.32

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	G (Mpa)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Ohsaki (Sabbie pulite)	42.47
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Ohsaki (Sabbie pulite)	17.00
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Ohsaki (Sabbie pulite)	29.48
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Ohsaki (Sabbie pulite)	86.43

Velocità onde di taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Ohta & Goto (1978) Limi	71.09
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Ohta & Goto (1978) Limi	84.88
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Ohta & Goto (1978) Limi	112.1
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Ohta & Goto (1978) Limi	146.48

Liquefazione

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Fs liquefazione
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Seed e Idriss (1971)	--
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Seed e Idriss (1971)	--
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Seed e Idriss (1971)	--
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Seed e Idriss (1971)	9.916

Coefficiente spinta a Riposo $K_0 = \text{SigmaH}/P_0$

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	K_0
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Navfac 1971-1982	1.56
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Navfac 1971-1982	0.47
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Navfac 1971-1982	1.01
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Navfac 1971-1982	3.32

Q_c (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Q_c (Mpa)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Robertson 1983	1.47
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Robertson 1983	0.56
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Robertson 1983	1.00
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Robertson 1983	3.14

3. CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI – FORMULE STATICHE

Conseguentemente ai principi generali enunciati nelle NTC, la progettazione geotecnica si basa sul metodo degli stati limite e sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Nel metodo degli stati limite, ultimi e di esercizio, i coefficienti parziali sono applicati alle azioni, agli effetti delle azioni, alle caratteristiche dei materiali e alle resistenze.

I coefficienti parziali possono essere diversamente raggruppati e combinati tra loro in funzione del tipo e delle finalità delle verifiche, nei diversi stati limite considerati.

3.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Si considerano cinque stati limite ultimi che, mantenendo la denominazione abbreviata degli eurocodici, sono così identificati:

EQU – perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura, considerati come corpi rigidi;

STR - raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;

GEO - raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

UPL - perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento);

HYD – erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici.

Gli stati limite STR e GEO sono gli unici che prevedono il raggiungimento della resistenza delle strutture o del terreno, rispettivamente.

Gli stati limite EQU, UPL e HYD non prevedono il raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali. Se si porta in conto la resistenza del terreno, si devono utilizzare per essa i coefficienti parziali del gruppo M2.

3.2 Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Per le opere e i sistemi geotecnici, gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici di spostamenti e rotazioni, assoluti e/o relativi, e distorsioni che possano compromettere la funzionalità

dell'opera. È quindi necessario valutare, utilizzando i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze dei materiali, gli spostamenti e le rotazioni delle opere, nonché il loro andamento nel tempo.

3.3 Carico limite di fondazioni su terreni

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

N.T.C. 2018 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17 Gennaio 2018.

Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (A1) sono indicati dalla tabella 6.2.I e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3 riportati in tab. 6.4.I.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (σ_{FE})	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G_2 (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(1) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$

3.4 Carico limite di fondazioni su terreni

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione d'equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad un'equazione $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo d'attrito φ del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi / 2) - 1 \right]$$

Per $\varphi = 0$ il coefficiente B è pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0, \gamma \neq 0$) è $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0, \varphi = 0, c = 0$ e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma_1 + B \times c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno.

L'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo ϕ prima definito;

b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, *Terzaghi* passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da *Terzaghi* sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, *Terzaghi* invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di

conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\text{tg } \varphi_{rid} = 2/3 \times \text{tg } \varphi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

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

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

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

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

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_j per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale $q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$

Carico inclinato $q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + \varphi/2)$$

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

Fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

Fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

Inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$k_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$$

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

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 di $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

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

Per valori $D/B > 1$:

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

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

Nel caso $\varphi = 0$

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 $\varphi=0$.

Fattore di forma:

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

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

$s_c = 1$ per fondazioni nastriformi

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

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

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

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

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

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

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

Fattori di inclinazione del carico:

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata):

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$$b_q = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

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

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

- c_u Coesione non drenata.
- q pressione litostatica totale sul piano di posa.
- s_c Fattore di forma
- s_c $1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari.
- s_c 1,2 per fondazioni quadrate o circolari.
- i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

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

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \phi'$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Fattori di forma:

- $s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi'$ per forma rettangolare
- $s_q = 1 + \sin \phi'$ per forma quadrata o circolare
- $s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L')$ per forma rettangolare

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L':

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^{m+1}$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

dove:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H // B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H // L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L', l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Meyerhof e Hanna (1978)

Tutta l'analisi teorica sviluppata per la determinazione del carico limite è stata basata sull'ipotesi che il terreno sia isotropico ed omogeneo fino a notevole profondità.

Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perché il terreno è generalmente non omogeneo con miscele di sabbia, limo e argilla in proporzioni diverse.

Le relazioni per la stima del carico limite, ricavate dall'ipotesi di terreno omogeneo risultano essere molto approssimative se il terreno è stratificato, soprattutto se le superfici di rottura interferiscono con i limiti degli strati del terreno.

Si consideri un sistema costituito da due strati di terreno distinti ed una fondazione posizionata sullo strato superiore a una profondità D dal piano campagna, le superfici di rottura a carico limite possono svilupparsi completamente sullo strato superiore oppure coinvolgere anche il secondo strato. Può accadere che lo strato superiore sia più resistente rispetto allo strato inferiore o viceversa.

In entrambi i casi verrà presentata un'analisi generale per ($c = 0$) e si dimostrerà sarà valida anche nel caso di terreni sabbiosi o argillosi.

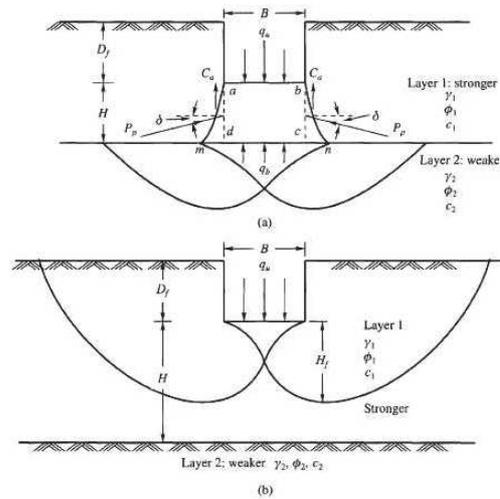
Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978).

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello. Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione.

Si riporta la trattazione di Meyerhof (1974) e Meyerhof e Hanna (1978).

Nella figura sottostante è rappresentata una fondazione di larghezza B approfondita D in uno strato di terreno resistente (strato 1). Lo strato debole si trova a distanza H dal piano di posa della fondazione.

Se la distanza H non è sufficiente oppure in condizioni di carico eccezionali una parte di esso verrà trasferito oltre il livello mn. Questa condizione indurrà il formarsi di superfici di rottura anche nello strato più debole (strato 2). Se la distanza H è relativamente grande, le superfici di rottura si svilupperanno completamente nello strato 1 come evidenziato nella figura successiva.



Il carico limite negli strati 1 e 2 può essere espresso dalle seguenti relazioni:

Strato 1

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Strato 2

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma2}$$

Dove:

N_{c1}, N_{g1} = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio j_1

N_{c2}, N_{g2} = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio j_2

Se il piano di posa della fondazione si trova ad una distanza D_f rispetto al piano campagna e la distanza H è relativamente grande l'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Se q_1 è molto maggiore di q_2 e se la distanza H non è sufficiente a formare una condizione di plasticizzazione completa nello strato 1, allora la rottura è legata alla spinta del terreno che si sviluppa dallo strato più debole allo strato più resistente. La formulazione per la stima del carico limite diventa:

$$q_u = q_b + \frac{2 \cdot (c_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 \cdot H$$

Dove:

- q_b carico limite nello strato 2
 P_p spinta passiva
 C_a adesione
 D inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

$$P_p = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

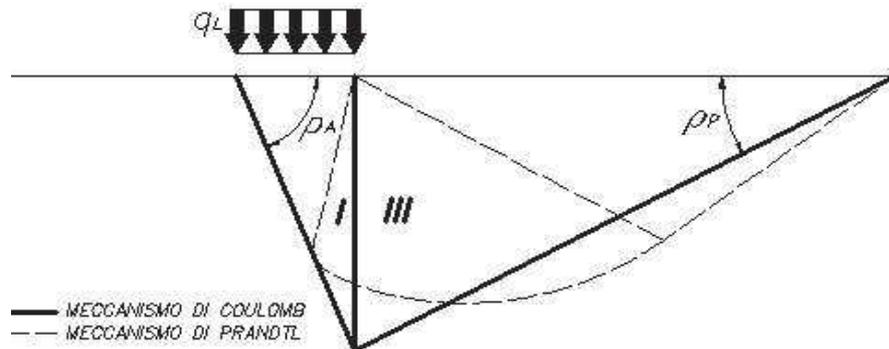
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno φ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} - \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$\rho_P = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} + \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a k_{hy} e k_{vy} . Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di p_a e p_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come p_{AE} e p_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_y sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli p_{AE} e p_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

- $\phi = 30^\circ$
- $\delta = 15^\circ$

kh/(1-kv)	Nq	N	Nc
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan\delta + c_a A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

FATTORI CORRETTIVI SISMICI

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_o}{\tan\phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_o$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove K_0 è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2018** calcolano i coefficienti K_0 e K_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_0 = a_{\max}/g$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

con

a_{\max} : accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g : accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Dal momento che lo studio riguarda un intervento su un edificio già esistente, si possono soltanto ipotizzare la tipologia e le dimensioni delle fondazioni presenti. Consideriamo la situazione stratigrafica e geotecnica evidenziata nella prova n.1, ipotizzando una fondazione continua impostata ad una profondità di 0,7 m. con i seguenti parametri:

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	1.0 m
Lunghezza fondazione	1.0 m
Profondità piano di posa	0.7 m
Altezza di incastro	1.0 m
Profondità falda	20.0

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.017
Effetto sismico secondo	NTC 2018

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	FO [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.137	2.578	0.158
S.L.D.	50.0	0.177	2.542	0.168
S.L.V.	475.0	0.373	2.62	0.277
S.L.C.	975.0	0.441	2.647	0.3

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.1644	0.2	0.0034	0.0017
S.L.D.	0.2124	0.2	0.0043	0.0022
S.L.V.	0.4476	0.2	0.0091	0.0046
S.L.C.	0.5292	0.2	0.0108	0.0054

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m ³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm ²]	Coesione non drenata [Kg/cm ²]	Modulo Elastico [Kg/cm ²]	Modulo Edometrico [Kg/cm ²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
0.4	1640.0	1900.0	29.15	0.0	0.0	0.0	42.91	0.34	0.0	0.0	Terreno vegetale
1.6	1440.0	1870.0	27.81	0.0	0.0	0.0	33.3	0.35	0.0	0.0	limo
1.0	1540.0	1890.0	28.46	0.0	0.0	0.0	37.94	0.34	0.0	0.0	Sabbia e limo
1.0	1540.0	1890.0	28.46	0.0	0.0	0.0	37.94	0.34	0.0	0.0	Sabbia e limo
0.6	1910.0	1960.0	31.58	0.0	0.0	189.68	60.36	0.32	0.0	0.0	Sabbia ghiaiosa

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	0.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	0.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	0.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	0.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	Si	1	1	1	1	1	1.8	1
4	Si	1	1	1	1	1	1.8	1

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1440.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1870.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	27.81 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	14.42
Fattore [Nc]	25.44
Fattore [Ng]	10.61
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.28
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.53
Fattore profondità [Dq]	1.21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	3.36 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.87 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1440.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1870.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	27.81 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	17.43
Fattore [Nc]	31.14
Fattore [Ng]	14.76
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	2.96 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.64 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1440.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1870.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	27.81 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	14.42
Fattore [Nc]	25.44
Fattore [Ng]	10.84
Fattore forma [Sc]	1.55
Fattore profondità [Dc]	1.23
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.27
Fattore profondità [Dq]	1.12
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.27
Fattore profondità [Dg]	1.12
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	3.34 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.86 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1440.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1870.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	27.81 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	14.42
Fattore [Nc]	25.44
Fattore [Ng]	16.26
Fattore forma [Sc]	1.57
Fattore profondità [Dc]	1.23
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.53
Fattore profondità [Dq]	1.21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	3.6 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2.0 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)
=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO
=====

Peso unità di volume	1440.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1870.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	27.81 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	14.42
Fattore [Nc]	25.44
Fattore [Ng]	14.15
Fattore forma [Sc]	1.5
Fattore profondità [Dc]	1.23
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.47
Fattore profondità [Dq]	1.21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.7
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	3.5 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.94 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
=====

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)
=====

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	14.42
Fattore [Nc]	25.44
Fattore [Ng]	3.32

Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	15.49
Fattore [Nc]	26.72
Fattore [Ng]	3.67



Carico limite strato 2 (qb)	6.08 Kg/cm ²
Carico limite strato 1 (qt)	2.17 Kg/cm ²
Incremento carico limite strato 1	1.27 Kg/cm ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	4.75
Rapporto (q1/q2)	1.18
=====	
Carico limite	2.17 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.21 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====	
Peso unità di volume	1440.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1870.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	27.81 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²
=====	
Fattore [Nq]	14.42
Fattore [Nc]	25.44
Fattore [Ng]	10.61
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.28
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.53
Fattore profondità [Dq]	1.21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	3.36 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.87 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	1440.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1870.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	27.81 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

=====

Fattore [Nq]	17.43
Fattore [Nc]	31.14
Fattore [Ng]	14.76
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	2.96 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.64 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	1440.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1870.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	27.81 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

=====

Fattore [Nq]	14.42
Fattore [Nc]	25.44
Fattore [Ng]	10.84
Fattore forma [Sc]	1.55
Fattore profondità [Dc]	1.23
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.27
Fattore profondità [Dq]	1.12
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.27
Fattore profondità [Dg]	1.12
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	3.34 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.86 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	1440.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1870.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	27.81 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

=====

Fattore [Nq]	14.42
Fattore [Nc]	25.44
Fattore [Ng]	16.26
Fattore forma [Sc]	1.57
Fattore profondità [Dc]	1.23
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.53
Fattore profondità [Dq]	1.21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	3.6 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2.0 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	1440.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1870.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	27.81 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

=====

Fattore [Nq]	14.42
Fattore [Nc]	25.44
Fattore [Ng]	14.15
Fattore forma [Sc]	1.5
Fattore profondità [Dc]	1.23
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.47
Fattore profondità [Dq]	1.21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0

Fattore forma [Sg]	0.7
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [lg]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	3.5 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.94 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
=====

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)
=====

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	14.42
Fattore [Nc]	25.44
Fattore [Ng]	3.32
Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	15.49
Fattore [Nc]	26.72
Fattore [Ng]	3.67
Carico limite strato 2 (qb)	6.08 Kg/cm ²
Carico limite strato 1 (qt)	2.17 Kg/cm ²
Incremento carico limite strato 1	1.27 Kg/cm ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	4.75
Rapporto (q1/q2)	1.18
=====	
Carico limite	2.17 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.21 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
=====

Come si osserva, pur utilizzando teorie diverse i risultati sono simili. Cautelativamente assumiamo i seguenti risultati che dovranno essere confrontati con i possibili cedimenti ammessi:

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: Meyerhof and Hanna (1978)

Carico limite [Qult]	2.17 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	1.21 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	0.72 Kg/cm²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.01
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	1.4 Kg/cm ³
---------------------	------------------------

4. CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

4.1 Cedimenti edometrici

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- a) il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta\sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);

la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;

il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto	0.72 Kg/cm²
Cedimento dopo T anni	10.0
Distanza	0.50 m
Angolo	90 °
Cedimento totale	1.117 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	1.35	0.202	0.212	Edometrico	0.829	--	0.829
3	2.5	0.373	0.069	Edometrico	0.1808	--	0.1808
4	3.5	0.527	0.033	Edometrico	0.0868	--	0.0868
5	4.3	0.661	0.021	Edometrico	0.0207	--	0.0207

4.2 Cedimenti elastici

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni BxL posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_i = Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di Fox (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a 5B, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI ELASTICI

=====	
Pressione normale di progetto	0.72 Kg/cm²
Spessore strato	3.0 m
Profondità substrato roccioso	30.0 m
Modulo Elastico	3334.472 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.35
=====	
Coefficiente di influenza I1	0.46
Coefficiente di influenza I2	0.03
Coefficiente di influenza Is	0.47
=====	
Cedimento al centro della fondazione	0.11 mm
=====	
Coefficiente di influenza I1	0.36
Coefficiente di influenza I2	0.05
Coefficiente di influenza Is	0.39
Cedimento al bordo	0.04 mm
=====	

4.3 Cedimenti di Burland e Burbidge

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_C al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_C = indice di compressibilità;

f_S, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_C è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con

t = tempo in anni > 3;

R₃ = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	0.57 Kg/cm²
Tempo	10.0
Profondità significativa Zi (m)	1.453
Media dei valori di N _{spt} all'interno di Zi	3
Fattore di forma fs	1
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1.405
Indice di compressibilità	0.366
Cedimento	25.11 mm

5. VERIFICA NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

5.1 Generalità

Il presente paragrafo disciplina la progettazione e costruzione delle nuove opere soggette anche all'azione sismica, secondo quanto stabilito dal D.M. 17/01/18 ed in particolare dal capitolo 6 del Testo Unico delle Costruzioni.

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

5.2 Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;

4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella **Figura 7(a)** nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in **Figura 7(b)** nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

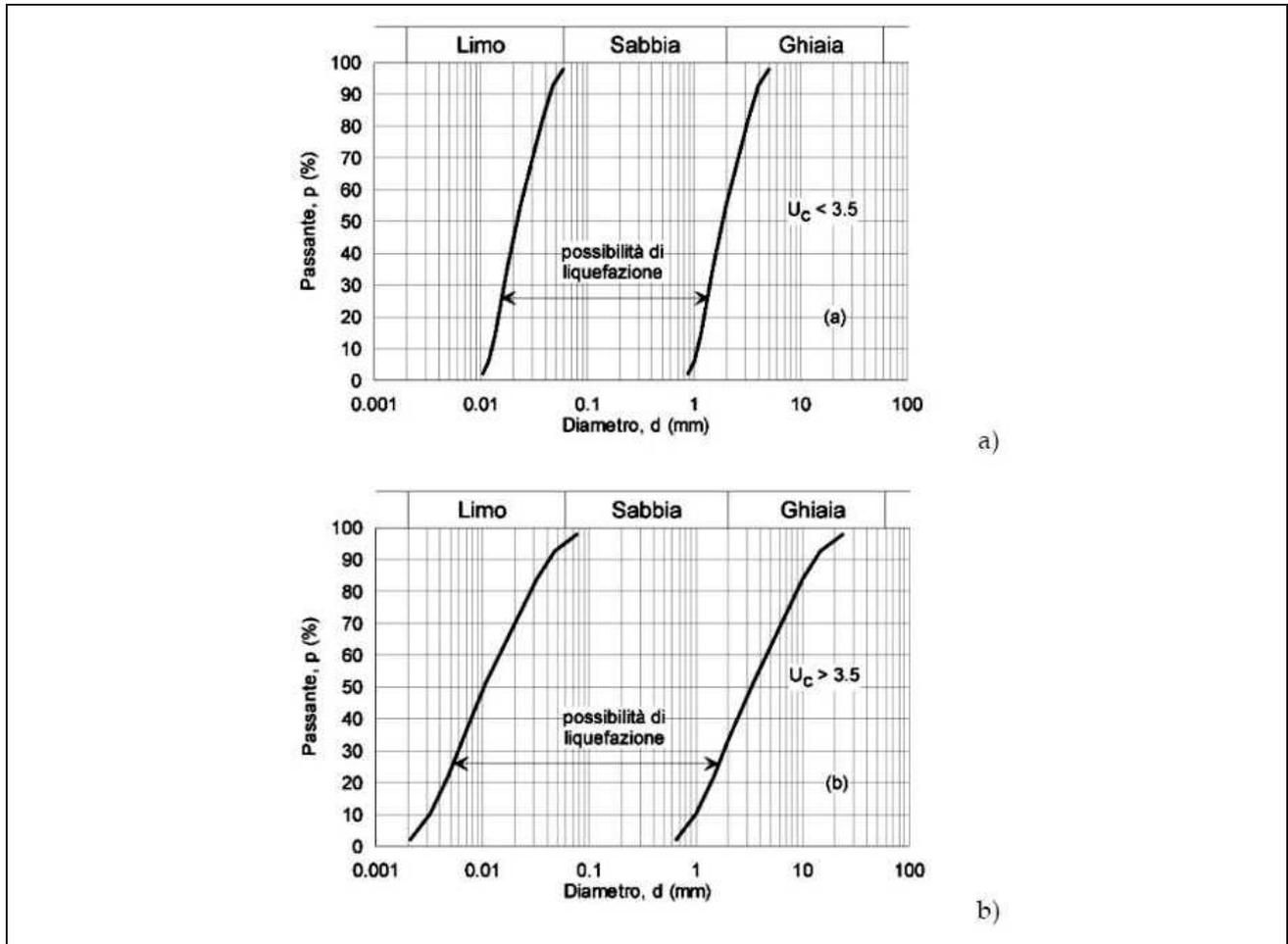


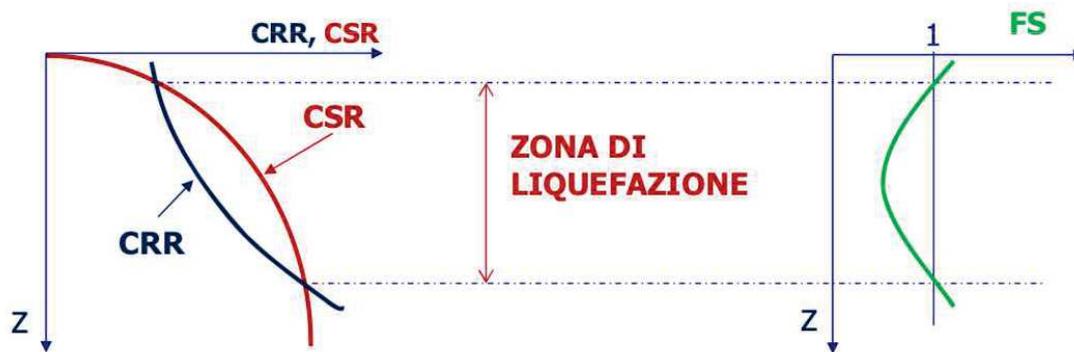
Figura 7 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.

5.3 Calcolo del fattore di sicurezza alla liquefazione (FS)

Il verificarsi o meno della liquefazione viene predetto calcolando il fattore di sicurezza **FS**, inteso come rapporto tra la resistenza alla liquefazione del terreno (**CRR**) e la domanda sismica corrispondente al terremoto atteso di progetto, anch'essa espressa come rapporto di tensione ciclica (**CSR**), e valutando se esso sia minore di uno (liquefazione) o maggiore di uno (non liquefazione).

$$FS = \frac{CRR}{CSR}$$



Vista la sismicità presente nell'area, sono state eseguite anche delle verifiche finalizzate ad accertare la suscettibilità dei terreni rispetto al fenomeno della liquefazione.

La metodologia di calcolo utilizzata è quella proposta da **Seed e Idriss (1985)** che calcolano la verifica della liquefazione delle terre seguendo una serie di fasi:

- **Fase 1:** Valutazione dello sforzo indotto dall'azione sismica tramite correlazioni empiriche;
- **Fase 2:** Correzione/normalizzazione delle misure in sito (indici da cui dipende la resistenza);
- **Fase 3:** Valutazione della resistenza alla liquefazione tramite correlazioni (abachi e formule).

La valutazione della capacità di resistenza alla liquefazione (**CRR**) da prove penetrometriche dinamiche viene stimata dagli autori con la seguente espressione:

$$CRR = \frac{a + c \cdot N_{60CS} + e \cdot (N_{60CS})^2 + g \cdot (N_{60CS})^3}{1 + b \cdot N_{60CS} + d \cdot (N_{60CS})^2 + f \cdot (N_{60CS})^3 + h \cdot (N_{60CS})^4}$$

Dove:

$$\begin{aligned}
 a &= 0,048; & e &= 0,0006136; \\
 b &= -0,1248; & f &= -0,0003285; \\
 c &= -0,004721; & g &= -0,00001673; \\
 d &= 0,009578; & h &= 0,000003714;
 \end{aligned}$$

N_{60CS} è il numero di colpi della prova penetrometrica corretto ed è valutato a partire dall' N_{60} secondo la seguente relazione:

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$$

Dove:

FATTORE	ATTREZZATURA	SIMBOLO	VALORE
Pressione litostatica efficace		C_N	$\sqrt{\frac{1}{\sigma'_v}} \leq 2$
Rapporto energetico	Maglio di Donut Maglio di Safety Maglio a rilascio automatico Donut	C_E	da 0.5 a 1.0 da 0.7 a 1.0 da 0.8 a 1.3
Diametro del foro	Da 65 mm a 115 mm 150 mm 200 mm	C_B	1.0 1.05 1.15
Lunghezza delle aste	da 3 m a 4 m da 4 m a 6 m da 6 m a 10 m Da 10 m a 30 m > 30 m	C_R	0.75 0.85 0.95 1.0 >1.0
Metodo di campionamento	campionatore standard campionatore senza astuccio	C_S	1.0 da 1.1 a 1.3

L' N_{60CS} sarà dato quindi da:

$$N_{60CS} = A + B \cdot N_{60}$$

Con:

$$A = \begin{cases} 0.0 & \text{per } FC \leq 5\% \\ \exp\left[1.76 - \frac{190}{FC^2}\right] & \text{per } 5\% < FC \leq 35\% \\ 5.0 & \text{per } FC \geq 35\% \end{cases}$$

$$B = \begin{cases} 1.0 & \text{per } FC \leq 5\% \\ 0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1000} & \text{per } 5\% < FC \leq 35\% \\ 1.2 & \text{per } FC \geq 35\% \end{cases}$$

dove FC= frazione di fine contenuto nella sabbia espressa in %.

Le correzioni apportate all'indice di prova (N_{SPT}) sono necessari per rendere omogenei e confrontabili i risultati.

Il deposito sabbioso saturo è potenzialmente liquefacibile se risulta **FS ≤ 1**.

I risultati sono riportati nella tabella seguente, dalla quale è possibile evincere che gli strati **non sono suscettibili di possibile liquefazione**.

VERIFICA A LIQUEFAZIONE - Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss

Svo: Pressione totale di confinamento; S'vo: Pressione efficace di confinamento; T: Tensione tangenziale ciclica; R: Resistenza terreno alla liquefazione; Fs: Coefficiente di sicurezza

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (Kg/cm ²)	S'vo (Kg/cm ²)	T	R	Fs	Condizione:
2	2.00	3.00	5.121	0.296	0.296	0.011	0.094	8.78	Livello non liquefacibile
3	3.00	5.00	7.391	0.450	0.450	0.011	0.113	10.73	Livello non liquefacibile
4	4.00	5.00	6.518	0.604	0.604	0.010	0.106	10.23	Livello non liquefacibile
5	4.60	17.00	20.372	0.719	0.719	0.010	0.311	30.19	Livello non liquefacibile

7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE E PRESCRIZIONI TECNICHE.

Alla luce di quanto emerso dal rilevamento di campagna, dall'analisi delle indagini geognostiche effettuate e dei dati ricavati da lavori precedenti, si ritiene che i fattori idraulici, geologici e geomorfologici esistenti non siano particolarmente limitanti.

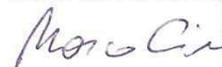
Al fine di determinare con esattezza i valori della pressione di progetto ed i conseguenti possibili cedimenti dovrà essere eseguito un rilievo delle strutture fondazionali esistenti finalizzato alla determinazione della loro geometria.

L'esatta valutazione dei valori di portata ammissibile e dei cedimenti, essendo legati anche alle caratteristiche geometriche e al tipo di fondazioni, è comunque rinviata al progettista strutturale che potrà avvalersi dei dati fornitigli e delle ipotesi progettuali effettuate.

Il sottoscritto progettista, si riserva in ogni caso la possibilità di verificare, durante le operazioni di scavo, la rispondenza delle ipotesi fatte nel presente studio, suggerendo eventuali modifiche e/o accorgimenti che si rendessero necessari.

Busto Arsizio, Marzo 2021

Il progettista
Dott. Geol. Marco Cinotti



NORMATIVA E RIFERIMENTI

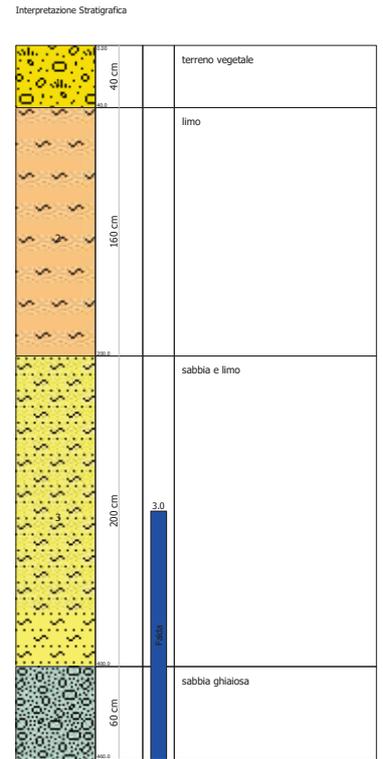
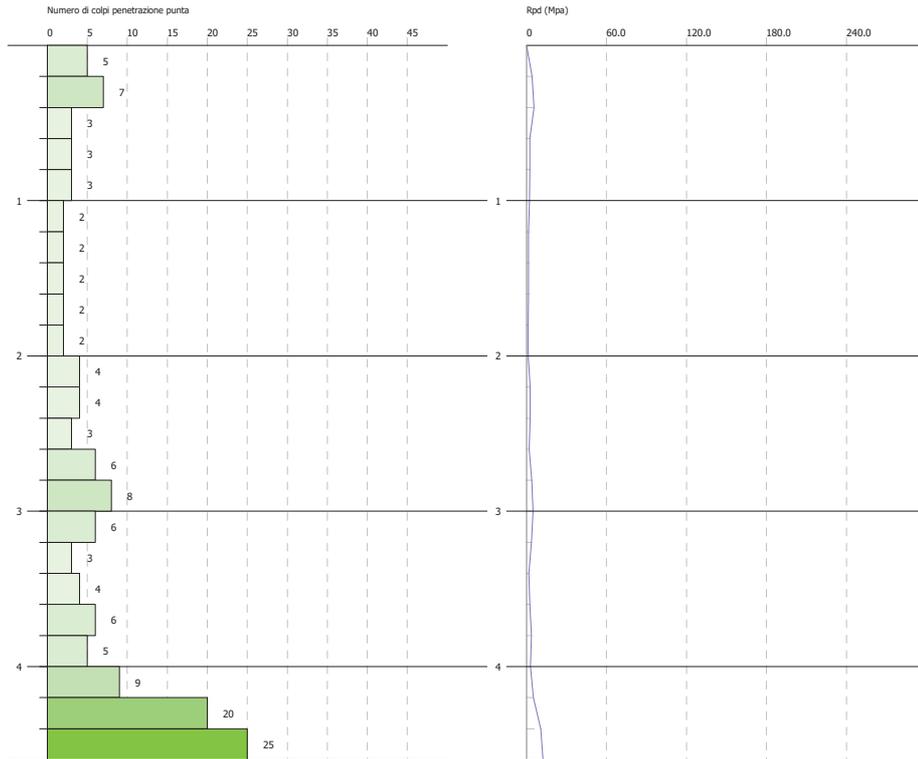
- D. M. 11/3/1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle opere di fondazione;
- Circolare Min. LL. PP. 24/9/1988 n. 30483: Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 2788 del 12 maggio 1998 - "Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale";
- Ordinanza del 20/03/2003 n. 3274 e s.m.i. "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- Ordinanza PCM 3519 del 28 aprile 2006 dalla G.U. n.108 del 11/05/06: "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone";
- Aggiornamento delle zone sismiche della Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art 3, c.408, lett.d);
- D.G.R. 8/7374 del 28 Maggio 2008;
- D.G.R. IX/2616 del 30 Novembre 2011;
- D.M. NTC 2018-17/01/2018 "Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni" pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n° 42 del 20.2.2018;
- PGT – Piano di Governo del Territorio – Comune di Somma Lombardo – Relazione geologica e allegati;
- Vincolo idrogeologico R.D. 30/12-1923 n° 3267;
- Carta Geologica D'Italia Foglio 31- Scala 1:100.000;
- CTR scala Foglio A5C2 in scala 1:25.000;
- GeoStru 2020 CapLoad;
- GeoStru 2020 Dynamic Probing.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Committente:
 Descrizione:
 Località:

Data: 01/03/2021

Scala 1:50

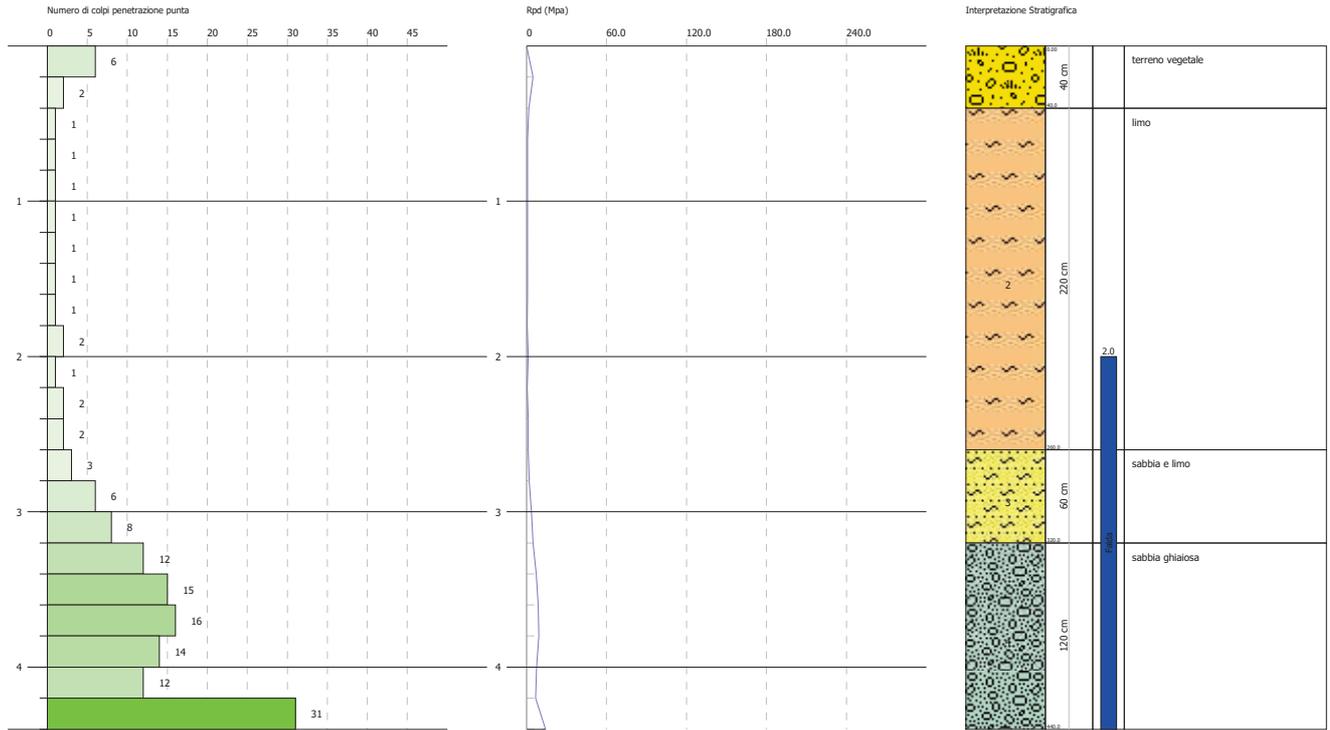


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Committente:
 Descrizione:
 Località:

Data: 01/03/2021

Scala 1:50

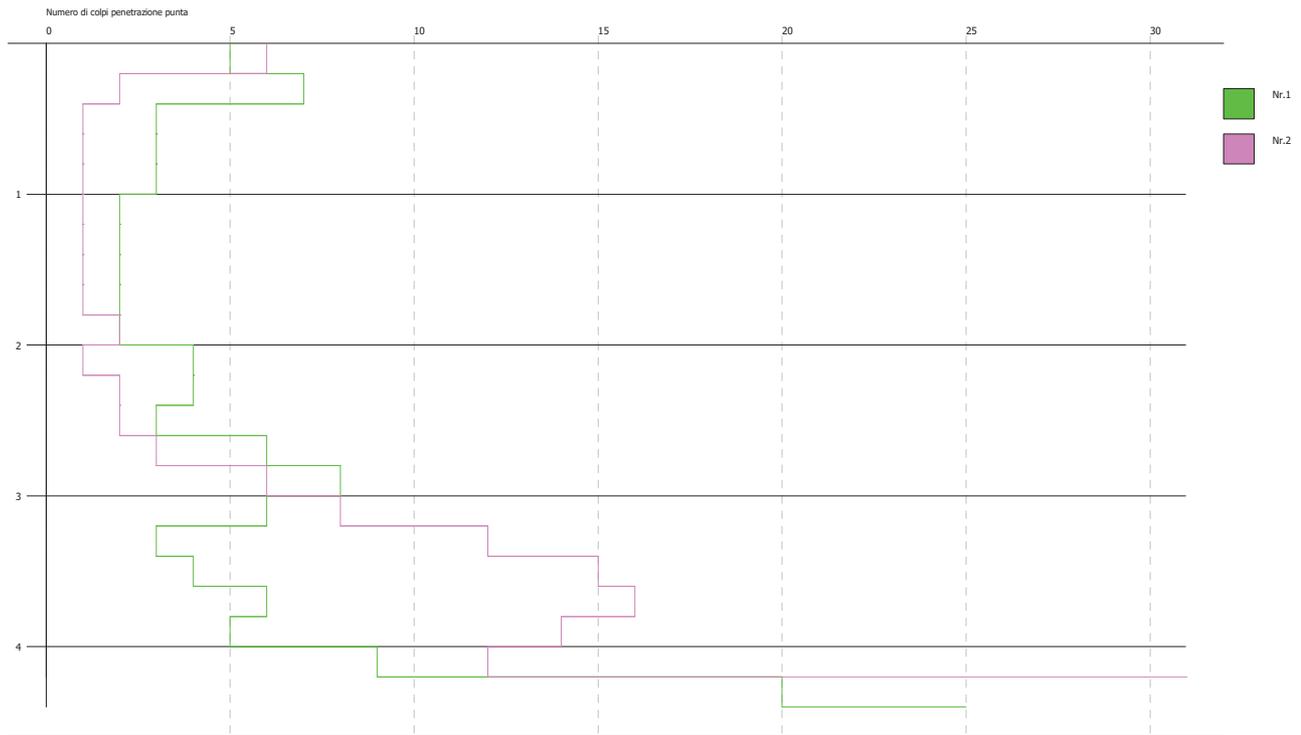


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA: Nr.1-Nr.2
Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Committente:
Descrizione:
Località:

Data: 01/03/2021

Scala 1:50



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: Saronno Patrimonio Servizi s.r.l. Descrizione: Intervento di Riqualificazione per Immobili Località: Intervento di Riqualificazione per Immobili	
---	--

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63.5 Kg
Altezza di caduta libera	0.75 m
Peso sistema di battuta	8 Kg
Diametro punta conica	50.46 mm
Area di base punta	20 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6.3 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0.80 m
Avanzamento punta	0.20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1.504
Rivestimento/fanghi	Si
Angolo di apertura punta	60 °

Signature 1

Signature 2

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE

(DYNAMIC PROBING)

DPSH – DPM (... scpt ecc.)

Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi d) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M;
- altezza libera caduta H;
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura a);
- avanzamento (penetrazione) d ;
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

- tipo LEGGERO (DPL);
- tipo MEDIO (DPM);
- tipo PESANTE (DPH);
- tipo SUPERPESANTE (DPSH).

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof. max indagine battente (m)
Leggero	DPL (Light)	M ≤ 10	8
Medio	DPM (Medium)	10 < M < 40	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	40 ≤ M < 60	25
Super pesante (Super Heavy)	DPSH	M ≥ 60	25

penetrometri in uso in Italia

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente M = 30 kg, altezza di caduta H = 0.20 m, avanzamento d = 10 cm, punta conica (a=60-90°), diametro D 35.7 mm, area base cono A=10 cm² rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente M = 20 kg, altezza di caduta H=0.20 m, avanzamento d = 10 cm, punta conica (a= 60-90°), diametro D 35.7 mm, area base cono A=10 cm² rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;

- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)
massa battente M = 73 kg, altezza di caduta H=0.75 m, avanzamento d=30 cm, punta conica (a = 60°), diametro D = 50.8 mm, area base cono A=20.27 cm² rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;

- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)

massa battente $M=63.5$ kg, altezza caduta $H=0.75$ m, avanzamento $d=20-30$ cm, punta conica conica ($\alpha = 60^\circ-90^\circ$) diametro $D = 50.5$ mm, area base cono $A = 20 \text{ cm}^2$, rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

Correlazione con Nspt

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi Nspt ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con Nspt. Il passaggio viene dato da:

$$NSPT = \beta_t \cdot N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{SPT} è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

M peso massa battente.

M' peso aste.

H altezza di caduta.

A area base punta conica.

d passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

$$Rpd = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

Rpd resistenza dinamica punta (area A).

e infissione media per colpo (d/ N).

M peso massa battente (altezza caduta H).

P peso totale aste e sistema battuta.

Calcolo di $(N_1)_{60}$

$(N_1)_{60}$ è il numero di colpi normalizzato definito come segue:

$$(N_1)_{60} = CN \cdot N_{60} \text{ con } CN = \sqrt{(Pa' / \sigma_{vo})} \quad CN < 1.7 \quad Pa = 101.32 \text{ kPa (Liao e Whitman 1986)}$$

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot (ER/60) \cdot C_s \cdot C_r \cdot C_d$$

ER/60 rendimento del sistema di infissione normalizzato al 60%.

C_s parametro funzione della controcamicia (1.2 se assente).

C_d funzione del diametro del foro (1 se compreso tra 65-115mm).

C_r parametro di correzione funzione della lunghezza delle aste.

Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini (1983) - Meyerhof (1956) - Desai (1968) - Borowczyk-Frankowsky (1981).

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenze alla punta.

Valutazioni statistiche e correlazioni

Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono corretti in base alla seguente relazione:

Media ($-s$)

Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Pressione ammissibile

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 m ed immersione $d = 1$ m.

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti

Liquefazione

Permette di calcolare utilizzando dati N_{spt} il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi). Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se N_{spt} dello strato considerato risulta inferiore a N_{spt} critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

Correzione N_{spt} in presenza di falda

$$N_{spt\ corretto} = 15 + 0.5 \cdot (N_{spt} - 15)$$

N_{spt} è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda).

Angolo di Attrito

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof (1956) - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 m; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 m per terreni sopra falda e < 8 m per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)
- Meyerhof (1956) - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers (1961)- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 m. sopra falda e < 7 m per terreni in falda) $s > 5$ t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito < 38° .
- Malcev (1964) - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m e per valori di angolo di attrito < 38°).
- Schmertmann (1977)- Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da D_r %.
- Shioi-Fukuni (1982) - ROAD BRIDGE SPECIFICATION, Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 m sopra falda e > 15 m per terreni in falda) $s > 15$ t/mq.
- Shioi-Fukuni (1982) - JAPANESE NATIONALE RAILWAY, Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose.

- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 m sopra falda e > 15 m per terreni in falda) $s > 15$ t/mq.
- Meyerhof (1965) - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 m e con (%) di limo > 5% a profondità < 3 m.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

Densità relativa (%)

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie D_r viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di D_r % viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Meyerhof (1957).
- Schultze & Menzenbach (1961) per sabbie fini e ghiaiose NC, metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di D_r % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

Modulo Di Young (E_y)

- Terzaghi - elaborazione valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia senza considerare la pressione efficace.
- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici.
- Schultze-Menzenbach, correlazione valida per vari tipi litologici.
- D'Appollonia ed altri (1970), correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia.
- Bowles (1982), correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

Modulo Edometrico

Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia

- Buismann-Sanglerat, correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.
- Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).
- Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Peso di volume saturo

- Terzaghi-Peck (1948-1967)

Modulo di poisson

- Classificazione A.G.I.

Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)

- Seed-Idriss (1978-1981). Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio t e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

Velocità onde di taglio V_s (m/s)

- Tale correlazione è valida solamente per terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi.

Modulo di deformazione di taglio (G)

- Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

Modulo di reazione (K_0)

- Navfac (1971-1982) - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson (1983) - Q_c

Correlazioni geotecniche terreni coesivi

Coesione non drenata

- Benassi & Vannelli- correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA (1983).
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con $N_{spt} < 8$, argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- Terzaghi-Peck (1948). C_u (min-max).
- Sanglerat , da dati Penetr. Statico per terreni coesivi saturi , tale correlazione non è valida per argille sensitive con sensitività > 5 , per argille sovraconsolidate fessurate e per i limi a bassa plasticità.
- Sanglerat , (per argille limose-sabbiose poco coerenti), valori validi per resistenze penetrometriche < 10 colpi, per resistenze penetrometriche > 10 l'elaborazione valida è comunque quella delle "argille plastiche " di Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Coesione non drenata per argille limose e argille di bassa media ed alta plasticità , (C_u - N_{spt} -grado di plasticità).
- Schmertmann (1975), C_u (Kg/cmq) (valori medi), valida per **argille e limi argillosi** con $N_c = 20$ e $Q_c/N_{spt} = 2$.
- Schmertmann (1975), C_u (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC .
- Fletcher (1965), (Argilla di Chicago) . Coesione non drenata C_u (Kg/cmq), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità.
- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni (1982), valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Begemann.
- De Beer.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson (1983) - Q_c

Modulo Edometrico-Confinato (M_0)

- Stroud e Butler (1975),- per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a media-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali.
- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$) - da esperienze su argille glaciali .
- Vesic (1970), correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).
- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato - M_0 (Eed) (Kg/cmq)-, valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto $Q_c/N_{spt}=1.5-2.0$).
- Buismann- Sanglerat, valida per argille compatte ($N_{spt} < 30$) medie e molli ($N_{spt} < 4$) e argille sabbiose ($N_{spt} = 6-12$).

Modulo Di Young (E_Y)

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con I.P. > 15.
- D'Appollonia ed altri (1983), correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977.

Peso di Volume

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

Peso di volume saturo

- Meyerhof ed altri.

PROVA ... Nr.1

Strumento utilizzato...
 Prova eseguita in data
 Profondità prova
 Falda rilevata

DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)
 01/03/2021
 4.60 mt

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Media - scarto

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (KPa)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (KPa)
0.20	5	0	0.855	4.07	4.76	203.61	238.25
0.40	7	0	0.851	5.68	6.67	283.77	333.55
0.60	3	0	0.847	2.42	2.86	121.08	142.95
0.80	3	0	0.843	2.41	2.86	120.55	142.95
1.00	3	0	0.840	2.22	2.64	111.05	132.24
1.20	2	0	0.836	1.47	1.76	73.73	88.16
1.40	2	0	0.833	1.47	1.76	73.43	88.16
1.60	2	0	0.830	1.46	1.76	73.13	88.16
1.80	2	0	0.826	1.46	1.76	72.85	88.16
2.00	2	0	0.823	1.35	1.64	67.51	82.02
2.20	4	0	0.820	2.69	3.28	134.53	164.03
2.40	4	0	0.817	2.68	3.28	134.04	164.03
2.60	3	0	0.814	2.00	2.46	100.17	123.02
2.80	6	0	0.811	3.99	4.92	199.65	246.05
3.00	8	0	0.809	4.96	6.13	248.01	306.69
3.20	6	0	0.806	3.71	4.60	185.40	230.02
3.40	3	0	0.803	1.85	2.30	92.40	115.01
3.60	4	0	0.801	2.46	3.07	122.81	153.35
3.80	6	0	0.798	3.67	4.60	183.65	230.02
4.00	5	0	0.796	2.87	3.60	143.25	179.96
4.20	9	0	0.794	5.14	6.48	257.10	323.93
4.40	20	0	0.741	10.67	14.40	533.71	719.83
4.60	25	0	0.689	12.40	18.00	620.17	899.79

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Mpa)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (KN/m³)	Peso unità di volume saturo (KN/m³)	Tensione efficace (KPa)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
0.4	5	4.68	Incoerente	0	16.08	18.63	3.22	1.5	7.52	terreno vegetale
2	1.89	1.59	Incoerente	0	14.12	18.34	17.73	1.5	2.84	limo
4	3.39	1.97	Incoerente	0	15.1	18.53	44.12	1.5	5.1	sabbia e limo
4.6	11.32	4.59	Incoerente	0	18.73	19.22	55.67	1.5	17.03	sabbia ghiaiosa

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1

TERRENI INCOERENTI I

Densità relativa

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Gibbs & Holtz 1957	34.5
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Gibbs & Holtz 1957	13.49
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Gibbs & Holtz 1957	19.35
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Gibbs & Holtz 1957	41.63

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	29.15
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	27.81
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	28.46
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	31.58

Modulo di Young

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo di Young (Mpa)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	---
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	---
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	---
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	18.60

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Mpa)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	4.21
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	3.27
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	3.72
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	5.92

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità di Volume (KN/m ³)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Meyerhof et al.	16.08
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Meyerhof et al.	14.12
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Meyerhof et al.	15.10
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Meyerhof et al.	18.73

Peso unità di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (KN/m ³)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Terzaghi-Peck 1948-1967	18.63
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Terzaghi-Peck 1948-1967	18.34
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Terzaghi-Peck 1948-1967	18.53
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Terzaghi-Peck 1948-1967	19.22

Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	(A.G.I.)	0.34
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	(A.G.I.)	0.35
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	(A.G.I.)	0.34
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	(A.G.I.)	0.32

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	G (Mpa)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Ohsaki (Sabbie pulite)	42.47
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Ohsaki (Sabbie pulite)	17.00
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Ohsaki (Sabbie pulite)	29.48
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Ohsaki (Sabbie pulite)	86.43

Velocità onde di taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Ohta & Goto (1978) Limi	71.09
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Ohta & Goto (1978) Limi	84.88
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Ohta & Goto (1978) Limi	112.1
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Ohta & Goto (1978) Limi	146.48

Liquefazione

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Fs liquefazione
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Seed e Idriss (1971)	--
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Seed e Idriss (1971)	--
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Seed e Idriss (1971)	--
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Seed e Idriss (1971)	9.916

Coefficiente spinta a Riposo $K_0 = \sigma_{vh} / \sigma_{v0}$

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	K_0
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Navfac 1971-1982	1.56
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Navfac 1971-1982	0.47
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Navfac 1971-1982	1.01
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Navfac 1971-1982	3.32

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Qc (Mpa)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.40	7.52	Robertson 1983	1.47
Strato (2) limo	2.84	0.40-2.00	2.84	Robertson 1983	0.56
Strato (3) sabbia e limo	5.1	2.00-4.00	5.1	Robertson 1983	1.00
Strato (4) sabbia ghiaiosa	17.03	4.00-4.60	16.015	Robertson 1983	3.14

PROVA ... Nr.2

Strumento utilizzato...
 Prova eseguita in data
 Profondità prova
 Falda rilevata

DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)
 01/03/2021
 4.40 mt

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Media - scarto

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (KPa)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (KPa)
0.20	6	0	0.855	4.89	5.72	244.34	285.90
0.40	2	0	0.851	1.62	1.91	81.08	95.30
0.60	1	0	0.847	0.81	0.95	40.36	47.65
0.80	1	0	0.843	0.80	0.95	40.18	47.65
1.00	1	0	0.840	0.74	0.88	37.02	44.08
1.20	1	0	0.836	0.74	0.88	36.86	44.08
1.40	1	0	0.833	0.73	0.88	36.71	44.08
1.60	1	0	0.830	0.73	0.88	36.57	44.08
1.80	1	0	0.826	0.73	0.88	36.42	44.08
2.00	2	0	0.823	1.35	1.64	67.51	82.02
2.20	1	0	0.820	0.67	0.82	33.63	41.01
2.40	2	0	0.817	1.34	1.64	67.02	82.02
2.60	2	0	0.814	1.34	1.64	66.78	82.02
2.80	3	0	0.811	2.00	2.46	99.82	123.02
3.00	6	0	0.809	3.72	4.60	186.01	230.02
3.20	8	0	0.806	4.94	6.13	247.19	306.69
3.40	12	0	0.803	7.39	9.20	369.60	460.04
3.60	15	0	0.751	8.64	11.50	431.79	575.05
3.80	16	0	0.748	9.18	12.27	459.07	613.38
4.00	14	0	0.746	7.52	10.08	375.91	503.88
4.20	12	0	0.794	6.86	8.64	342.80	431.90
4.40	31	0	0.641	14.31	22.31	715.68	1115.74

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Mpa)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (KN/m³)	Peso unità di volume saturo (KN/m³)	Tensione efficace (KPa)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
0.4	2	1.8	Incoerente	0	14.22	18.34	2.84	1.5	3.01	terreno vegetale
2.6	0.83	0.62	Incoerente	0	13.34	18.24	20.36	1.5	1.25	limo
3.2	3.61	1.98	Incoerente	0	17.06	18.83	34.8	1.5	5.43	sabbia e limo
4.4	10.09	4.46	Incoerente	0	20.99	20.1	43.68	1.5	15.18	sabbia ghiaiosa

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2

TERRENI INCOERENTI I

Densità relativa

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1) terreno vegetale	3.01	0.00-0.40	3.01	Gibbs & Holtz 1957	17.2
Strato (2) limo	1.25	0.40-2.60	1.25	Gibbs & Holtz 1957	0.89
Strato (3) sabbia e limo	5.43	2.60-3.20	5.43	Gibbs & Holtz 1957	21.88
Strato (4) sabbia ghiaiosa	15.18	3.20-4.40	15.09	Gibbs & Holtz 1957	41.17

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) terreno vegetale	3.01	0.00-0.40	3.01	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	27.86
Strato (2) limo	1.25	0.40-2.60	1.25	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	27.36
Strato (3) sabbia e limo	5.43	2.60-3.20	5.43	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	28.55
Strato (4) sabbia ghiaiosa	15.18	3.20-4.40	15.09	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	31.31

Modulo di Young

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo di Young (Mpa)
Strato (1) terreno vegetale	3.01	0.00-0.40	3.01	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	---
Strato (2) limo	1.25	0.40-2.60	1.25	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	---
Strato (3) sabbia e limo	5.43	2.60-3.20	5.43	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	---
Strato (4) sabbia ghiaiosa	15.18	3.20-4.40	15.09	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	17.53

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Mpa)
Strato (1) terreno vegetale	3.01	0.00-0.40	3.01	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	3.30
Strato (2) limo	1.25	0.40-2.60	1.25	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	2.94
Strato (3) sabbia e limo	5.43	2.60-3.20	5.43	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	3.79
Strato (4) sabbia ghiaiosa	15.18	3.20-4.40	15.09	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	5.73

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) terreno vegetale	3.01	0.00-0.40	3.01	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
Strato (2) limo	1.25	0.40-2.60	1.25	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
Strato (3) sabbia e limo	5.43	2.60-3.20	5.43	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
Strato (4) sabbia ghiaiosa	15.18	3.20-4.40	15.09	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità di Volume (KN/m³)
Strato (1) terreno vegetale	3.01	0.00-0.40	3.01	Meyerhof et al.	14.22
Strato (2) limo	1.25	0.40-2.60	1.25	Meyerhof et al.	13.34
Strato (3) sabbia e limo	5.43	2.60-3.20	5.43	Meyerhof et al.	15.30
Strato (4) sabbia ghiaiosa	15.18	3.20-4.40	15.09	Meyerhof et al.	18.44

Peso unità di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (KN/m³)
Strato (1) terreno vegetale	3.01	0.00-0.40	3.01	Terzaghi-Peck 1948-1967	18.34
Strato (2) limo	1.25	0.40-2.60	1.25	Terzaghi-Peck 1948-1967	18.24
Strato (3) sabbia e limo	5.43	2.60-3.20	5.43	Terzaghi-Peck 1948-1967	18.53
Strato (4) sabbia ghiaiosa	15.18	3.20-4.40	15.09	Terzaghi-Peck 1948-1967	19.12

Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
Strato (1) terreno vegetale	3.01	0.00-0.40	3.01	(A.G.I.)	0.35
Strato (2) limo	1.25	0.40-2.60	1.25	(A.G.I.)	0.35
Strato (3) sabbia e limo	5.43	2.60-3.20	5.43	(A.G.I.)	0.34
Strato (4) sabbia ghiaiosa	15.18	3.20-4.40	15.09	(A.G.I.)	0.32

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	G (Mpa)
Strato (1) terreno vegetale	3.01	0.00-0.40	3.01	Ohsaki (Sabbie pulite)	17.96
Strato (2) limo	1.25	0.40-2.60	1.25	Ohsaki (Sabbie pulite)	7.86
Strato (3) sabbia e limo	5.43	2.60-3.20	5.43	Ohsaki (Sabbie pulite)	31.27
Strato (4) sabbia ghiaiosa	15.18	3.20-4.40	15.09	Ohsaki (Sabbie pulite)	81.73

Velocità onde di taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
Strato (1) terreno vegetale	3.01	0.00-0.40	3.01	Ohta & Goto (1978) Limi	60.68
Strato (2) limo	1.25	0.40-2.60	1.25	Ohta & Goto (1978) Limi	76.89
Strato (3) sabbia e limo	5.43	2.60-3.20	5.43	Ohta & Goto (1978) Limi	112.59
Strato (4) sabbia ghiaiosa	15.18	3.20-4.40	15.09	Ohta & Goto (1978) Limi	141.56

Liquefazione

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Fs liquefazione
Strato (1) terreno vegetale	3.01	0.00-0.40	3.01	Seed e Idriss (1971)	--
Strato (2) limo	1.25	0.40-2.60	1.25	Seed e Idriss (1971)	--
Strato (3) sabbia e limo	5.43	2.60-3.20	5.43	Seed e Idriss (1971)	3.166
Strato (4) sabbia ghiaiosa	15.18	3.20-4.40	15.09	Seed e Idriss (1971)	>10

Coefficiente spinta a Riposo $K_0 = \sigma_{vh} / \sigma_{v0}$

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	K_0
Strato (1) terreno vegetale	3.01	0.00-0.40	3.01	Navfac 1971-1982	0.52
Strato (2) limo	1.25	0.40-2.60	1.25	Navfac 1971-1982	0.08
Strato (3) sabbia e limo	5.43	2.60-3.20	5.43	Navfac 1971-1982	1.09
Strato (4) sabbia ghiaiosa	15.18	3.20-4.40	15.09	Navfac 1971-1982	3.14

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Qc (Mpa)
Strato (1) terreno vegetale	3.01	0.00-0.40	3.01	Robertson 1983	0.59
Strato (2) limo	1.25	0.40-2.60	1.25	Robertson 1983	0.25
Strato (3) sabbia e limo	5.43	2.60-3.20	5.43	Robertson 1983	1.07
Strato (4) sabbia ghiaiosa	15.18	3.20-4.40	15.09	Robertson 1983	2.96