



Finanziato
dall'Unione europea

PROVINCIA
di VARESE



Comune di Tradate

TAVOLA

03

PERLGE03

CODICE ELABORATO

PROGETTO ESECUTIVO

AFFIDAMENTO DEI SERVIZI DI PROGETTAZIONE DEFINITIVA, ESECUTIVA E COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE CON FACOLTA' DI AFFIDAMENTO EX ART. 63 c. 5 D.Lgs. 50/2016 DEL SERVIZIO DI DIREZIONE LAVORI E COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI ESECUZIONE, RELATIVAMENTE ALL'INTERVENTO DI RIGENERAZIONE URBANA DI CAPANNONE INDUSTRIALE PER LA CREAZIONE DI UN NUOVO MUSEO DELLA MOTOCICLETTA FRERA, RISTORANTE, AULE STUDIO BIBLIOTECA PARCHEGGI E SISTEMAZIONI ESTERNE.

CIG : ; CUP C68I21000260001

PROGETTISTI
Arch. Giorgio Pala



Project Building Art s.r.l.

Project Building Art s.r.l.
Via Pavia, 22 - 00161 Roma
P. IVA/C.F. 10355621003
AMMINISTRATORE UNICO
Arch. Pasquale Barone

Ing. Giuseppe CERVAROLO



COLLABORATORI

Arch. Viola D'Ettore
Arch. Cecilia Marati
Arch. Paolo Monesi
Arch. Michele Preiti
Arch. Maria Simonetti
Ing. Ilario Greco
Ing. Rosario Ierardi
Ing. Cosimo Mellone



RUP

DIREZIONE LAVORI

ELABORATO


RELAZIONE GEOLOGICA

SCALA

DATA

GIUGNO 2023

REV.	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE	ESEGUITO	CONTROLLATO	APPROVATO
01	MARZO 2023	EMISSIONE PROGETTO DEFINITIVO			
02					
03					
04					

Committente:	COMUNE TRADATE	
Oggetto opera:		
	REALIZZAZIONE DI UN NUOVO PARCHEGGIO A SERVIZIO DEL MUSEO DELLA MOTOCICLETTA FRERA SITO IN VIA ZARA n° 37 – Tradate (VA)	
Titolo Documento:		
	Relazione geotecnica (R2)	
Data Documento:	11/05/2023	
N° Pratica: 6423	Revisione 1: 11/05/2023	
Redatto da: FF		
Controllato da:		
	Busto Arsizio 11/05/2023	
Il Proprietario:		<p>Il progettista Dott. Geol. Marco Cini</p> <p><i>Marco Cini</i></p> 

INDICE

INDICE	2
1. PREMESSA	3
2. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA	6
2.1. DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEGLI INTERVENTI	6
2.1.1 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'OPERA	6
1. OPERE PROVVISORIE – OPERE PROVVISORIALI -STRUTTURE IN FASE COSTRUTTIVA	7
2. OPERE ORDINARIE, PONTI, OPERE INFRASTRUTTURALI E DIGHE DI DIMENSIONI CONTENUTE O DI IMPORTANZA NORMALE	7
2.1.2 TIPO DI OPERA IN PROGETTO E VOLUME SIGNIFICATIVO	8
2.1.3 PARAMETRI GEOLOGICI PER LA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	8
2.2. PROBLEMI GEOTECNICI E SCELTE TIPOLOGICHE;	9
2.3 PROVE S.C.P.T.	10
3 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI	18
3.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	18
3.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	18
3.3. CARICO LIMITE DI FONDAZIONI	19
3.5. CEDIMENTI EDOMETRICI	39
3.6. CEDIMENTI ELASTICI	41
3.7. CEDIMENTI DI BURLAND E BURBIDGE	42
4. VERIFICA NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	44
4.1 GENERALITÀ	44
4.2 ESCLUSIONE DELLA VERIFICA A LIQUEFAZIONE	44
4.3 CALCOLO DEL FATTORE DI SICUREZZA ALLA LIQUEFAZIONE (FS)	45
5. INDAGINE SISMICA MASW	49
6. MODELLAZIONE GEOTECNICA	59
7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE E PRESCRIZIONI TECNICHE.	64
Normativa e riferimenti	65

ALLEGATO 1: UBICAZIONE INDAGINI;

ALLEGATO 2: COLONNE STRATIGRAFICHE;

ALLEGATO 3: SCHEDA LITOLOGIA LIMOSO-SABBIOSA DI TIPO2;

ALLEGATO 4:: DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA;

1. PREMESSA

Su incarico di Ing. Giuseppe Cervarolo, il sottoscritto Dott. Geol. Cinotti Marco, con studio in Busto Arsizio, Via Vincenzo Bellini n.32, ha eseguito un'indagine geologico-tecnica volta a delineare le caratteristiche stratigrafiche generali del sottosuolo, nonché a fornire un inquadramento sulle condizioni al contorno dell'area di progetto, sita in Via Zara n° 37 – Tradate (VA) oggetto della realizzazione di un nuovo parcheggio a servizio del museo della motocicletta "Frera" (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; evidenziata 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.



Figura 2 – Ubicazione prove penetrometriche, carotaggio e stendimenti sismici.

Per la definizione preliminare delle caratteristiche geotecniche del terreno interessato dal citato progetto sono stati valutati i risultati di 4 prove penetrometriche dinamiche superpesante eseguita nell'area esterna dell'edificio e indagini sismiche di tipo attivo (MASW) e passivo (Tromino)(Fig.2). I risultati di tali



indagini sono esposti nei paragrafi seguenti

Per la definizione preliminare delle caratteristiche geotecniche del terreno interessato dal citato progetto sono state valutate anche la stratigrafia di 1 sondaggio geognostico spinto fino alla profondità di circa 10 metri da P.C.

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono state eseguite complessivamente 2 prove SPT in foro a 3 e 6 metri da P.C.

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.

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. Descrizione delle opere e degli interventi

Nello specifico il progetto attuale prevede la realizzazione di un nuovo museo della motocicletta "Frera" sito in via Zara n° 37 – Tradate (VA) (**Fig.3**).

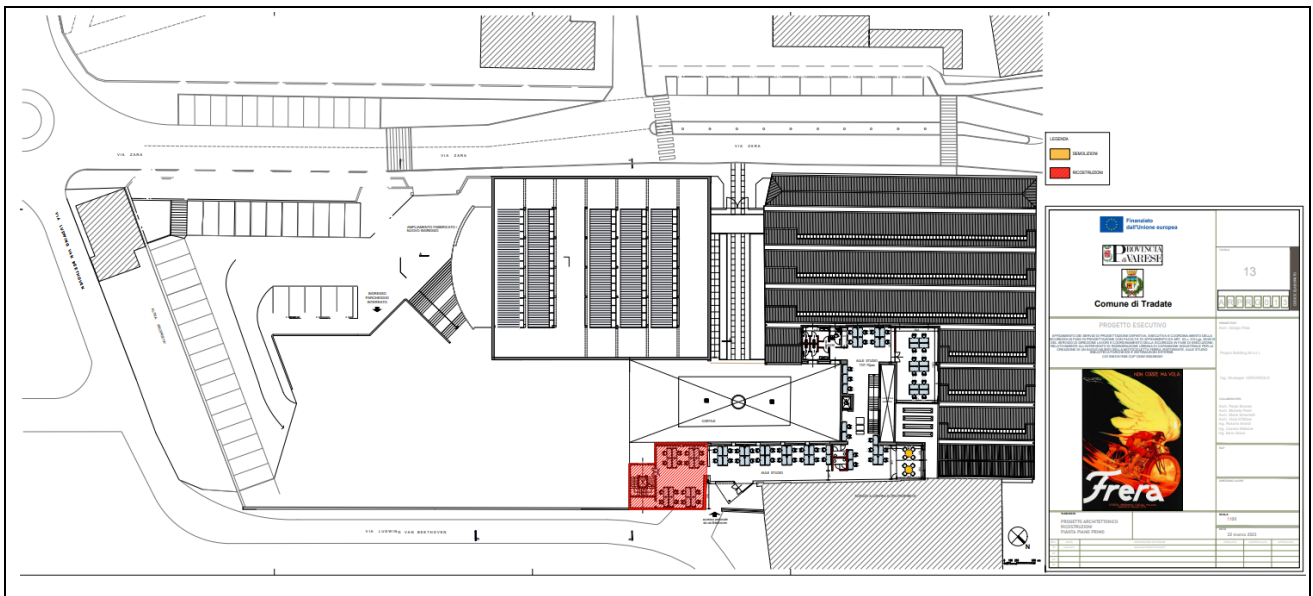


Figura 3 – Tavola progettuale

2.1.1 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento dell'opera

L'opera in progetto prevede la realizzazione di un nuovo parcheggio a servizio del museo della motocicletta "frera" sito in via Zara n° 37, Tradate (VA).

Vita nominale (V_n)

Le opere geotecniche previste sono:

- **Fondazioni superficiali di strutture ordinarie ($V_n > 50$)**

Tipo di costruzione	Vita Nominale V_n
1. Opere provvisorie – Opere provvisionali -Strutture in fase costruttiva	<10
2. Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	>50
3. Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	>100

Classi d'uso

Classe	Descrizione
Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un eventuale collasso.
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n.6792 " Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A e B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Periodo di riferimento per l'azione sismica V_r

Classe d'uso	Classe I	Classe II	Classe III	Classe IV
Coefficiente C_u	0,7	1,0	1,5	2,0

Il periodo di riferimento per l'azione sismica V_r si definisce come:

$$V_r = V_n * C_u$$

Dove, se $V_r < 35$ anni si assume $V_r = 35$ anni

Pertanto:

- Per scavi di fondazioni provvisionali $V_r = 35$ anni
- Per fondazioni superficiali $V_r = 50$ anni

2.1.2 Tipo di opera in progetto e volume significativo

L'opera in progetto prevede la realizzazione di un nuovo museo della motocicletta "Frera" sito in via Zara n° 37 – Tradate (VA))

Tipo di opera	Nuova costruzione
Fondazioni	Fondazioni dirette: - PLINTO (2m x 2m)
Fronti di scavo	Scavi provvisionali per l'imposta delle fondazioni

2.1.3 Parametri geologici per la definizione dell'azione sismica

La categoria di sottosuolo del sito è C

CATEGORIA	DESCRIZIONE
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{spt} > 50$ nei terreni a grana grossa e $C_u > 250$ KPa nei terreni a grana fine)
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s. ($15 < N_{spt} > 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_u < 250$ KPa nei terreni a grana fine)
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s. (ovvero $N_{spt} < 15$ nei terreni a grana grossa e $C_u > 70$ KPa nei terreni a grana fine)
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m

La classificazione è stata effettuata in base al numero equivalente di colpi della prova equivalente dinamica $N_{spt,30}$ così definito:

$$N_{spt,30} = \sum \eta_i / \sum \eta_i / N_{spti}$$



dove:

h_i = spessore dell' i -esimo strato al di sotto della fondazione.

N_{spti} = valore di $(N_1)_{60}$ nell' i -esimo strato al di sotto della fondazione.

Condizioni topografiche

La categoria di sottosuolo del sito è **T1**

CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ < i < 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

2.2. 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, oltre ai dati provenienti da altri studi redatti nelle vicinanze dell'area d'intervento.

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.

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.

$$a_{max} = S_s S_T a_g$$

SS (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).

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

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

T1 ($S_T = 1.0$) T2 ($S_T = 1.20$) T3 ($S_T = 1.20$) 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:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_V R)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e $P_V R$ 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.

2.3 Prove S.C.P.T.

Come citato in premessa, al fine di fornire delle prime indicazioni in merito al comportamento geotecnico dei terreni presenti nella zona, sono stati utilizzati di dati provenienti da 4 prove penetrometriche dinamiche (Standard Cone Penetration Test) eseguite nell'area in esame.

Il Penetrometro Dinamico Superpesante DPSH GeoDeepDrill 63-73 semovente ha 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_{SPT} superiore a 100, per un affondamento



pari o minore di 20 cm. della punta.

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.

Nella stratigrafia sottostante, si osserva come superato un primo strato di circa 0.20 centimetri di materiale vegetale si incontra uno livello limoso di circa 2.20 metri di colore marroncino (ferretto), dovuto alla presenza di ossidi di ferro e da un livello di limo sabbioso di circa 0.6 centimetri; alla base di questo strato è nuovamente presente un livello di limo debolmente argilloso con ciottoli (**Fig. 4**). Non si riscontra, nel livello indagato, la presenza di falda o falda sospesa.

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

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 prove penetrometriche e pertanto sia opportuno operare un'adeguata ponderazione degli stessi e delle ipotesi progettuali effettuate.

Si rammenta tuttavia, che, sebbene l'indagine penetrometrica fornisca dati geotecnici attendibili, le informazioni sulla natura litologica e granulometrica dei terreni derivano sostanzialmente da correlazioni del tipo empirico.

Nell'interpretazione dei risultati, le prove penetrometriche vengono assimilate a prove rapide in condizioni di drenaggio impedito e, nella definizione del comportamento geotecnico, è stata adottata una distinzione fondamentale fra terreni incoerenti (resistenza al taglio caratterizzata dal solo angolo di attrito) e terreni fini (resistenza al taglio caratterizzata soprattutto dall'esistenza di legami coesivi).

I valori di resistenza unitaria locale di punta possono essere empiricamente correlati, oltre alla granulometria, anche ad alcune delle caratteristiche geotecniche del terreno indagato; i dati ricavati da tali correlazioni sono riportati nei tabulati allegati ove si è altresì schematizzata le successioni stratigrafiche.

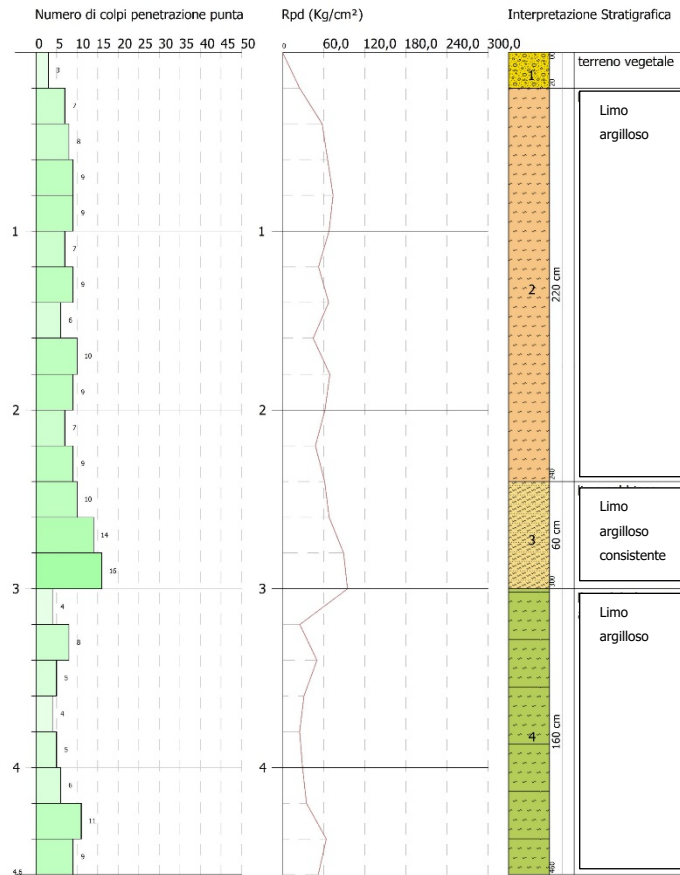
GEO.LOGO STUDIO GEO.LOGO DI GEOLOGIA
DOTT. GEOL. MARCO CINOTTI
BUSTO ARSIZIO (VA)
.....

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1 Certificato Nr. 6423 del 5/11/2023
Strumento utilizzato... DPSH (Dynamic Probing Super Heavy) Verbale di accettazione nr. 100 del 5/11/2023
Codice commessa nr. 6423

Committente: STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA
Descrizione: REALIZZAZIONE DI UN NUOVO MUSEO DELLA MOTOCICLETTA FRERA
Località: SITO IN VIA ZARA n° 37 – Tradate (VA)

5/11/2023

Scala 1:23



DOTT. FILIPELLO FABRIZIO

Figura 4 - Sezione geologica schematica

Volendo parametrizzare i diversi termini presenti, prendendo in considerazione i risultati della **prova penetrometrica Nr. 1 (Fig. 4)**, si possono indicare i seguenti principali parametri geotecnici delle terre:

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unita' di volume (t/m ³)	Peso unita' di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
2.2	5.76	7.6	Incoerente - coesivo	0	1.95	2.14	0.21	1.65	9.48	Limo Argilloso
3.4	9.16	11.79	Incoerente - coesivo	0	2.07	2.28	0.55	1.65	15.08	limo Argilloso
4.6	6.63	9.91	Incoerente - coesivo	0	1.99	2.19	0.8	1.65	10.91	argilla limosa

LITOTIPO A – Tipo “Limo Argilloso”

Lo spessore del primo strato di limo argilloso si attesta su 2.20 metri, i valori di N_{SPT} medi sono di 10 colpi/piede.

In base alla classificazione A.G.I. lo si può definire come CONSISTENTE.

LITOTIPO B – Tipo “Limo sabbioso”

Livello intercalato tra due strati per uno spessore medio di 0.6 centimetri, N_{SPT} medio di 15 colpi/piede.

In base alla classificazione A.G.I. lo si può definire come MOLTO CONSISTENTE.

LITOTIPO C – Tipo “Limo debolmente argilloso”

Ultimo livello indagato con le prove penetrometriche, con uno spessore medio di 1.60 metri, N_{SPT} medio di 10 colpi/piede.

In base alla classificazione A.G.I. lo si può definire come CONSISTENTE.

TERRENI COESIVI Coesione non drenata

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
Strato (1) Limo Argilloso	9.48	0.00-2.20	Terzaghi-Peck	0.64
Strato (2) limo argilloso	15.08	2.20-3.40	Terzaghi-Peck	1.02
Strato (3) argilla limosa	10.91	3.40-4.60	Terzaghi-Peck	0.74

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
Strato (1) Limo Argilloso	9.48	0.00-2.20	Robertson (1983)	18.96
Strato (2) limo argilloso	15.08	2.20-3.40	Robertson (1983)	30.16
Strato (3) argilla limosa	10.91	3.40-4.60	Robertson (1983)	21.82

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm ²)
Strato (1) Limo Argilloso	9.48	0.00-2.20	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	98.48
Strato (2) limo argilloso	15.08	2.20-3.40	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	155.60
Strato (3) argilla limosa	10.91	3.40-4.60	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	113.07

Modulo di Young

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm ²)
Strato (1) Limo Argilloso	9.48	0.00-2.20	Apollonia	94.80
Strato (2) limo argilloso	15.08	2.20-3.40	Apollonia	150.80
Strato (3) argilla limosa	10.91	3.40-4.60	Apollonia	109.10

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
Strato (1) Limo Argilloso	9.48	0.00-2.20	A.G.I. (1977)	CONSISTENTE
Strato (2) limo argilloso	15.08	2.20-3.40	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE
Strato (3) argilla limosa	10.91	3.40-4.60	A.G.I. (1977)	CONSISTENTE

Peso unita' di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unita' di volume (t/m ³)
Strato (1) Limo Argilloso	9.48	0.00-2.20	Meyerhof	1.95
Strato (2) limo argilloso	15.08	2.20-3.40	Meyerhof	2.07
Strato (3) argilla limosa	10.91	3.40-4.60	Meyerhof	1.99

Peso unita' di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unita' di volume saturo (t/m ³)
Strato (1) Limo Argilloso	9.48	0.00-2.20	Meyerhof	2.14
Strato (2) limo argilloso	15.08	2.20-3.40	Meyerhof	2.28
Strato (3) argilla limosa	10.91	3.40-4.60	Meyerhof	2.19

Velocita' onde di taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Velocita' onde di taglio (m/s)
Strato (1) Limo Argilloso	9.48	0.00-2.20	Ohta & Goto (1978) Argille limose e argille di bassa plasticità	102.82
Strato (2) limo argilloso	15.08	2.20-3.40	Ohta & Goto (1978) Argille limose e argille di bassa plasticità	133.44
Strato (3) argilla limosa	10.91	3.40-4.60	Ohta & Goto (1978) Argille limose e argille di bassa plasticità	135.16

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1) Limo Argilloso	9.48	0.00-2.20	9.48	Meyerhof 1957	67.61
Strato (2) limo argilloso	15.08	2.20-3.40	15.08	Meyerhof 1957	72.85
Strato (3) argilla limosa	10.91	3.40-4.60	10.91	Meyerhof 1957	56.7

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) Limo Argilloso	9.48	0.00-2.20	9.48	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	29.71
Strato (2) limo argilloso	15.08	2.20-3.40	15.08	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	31.31
Strato (3) argilla limosa	10.91	3.40-4.60	10.91	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	30.12

Modulo di Young

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato (1) Limo Argilloso	9.48	0.00-2.20	9.48	Bowles (1982) Sabbia Media	---
Strato (2) limo argilloso	15.08	2.20-3.40	15.08	Bowles (1982) Sabbia Media	150.40
Strato (3) argilla limosa	10.91	3.40-4.60	10.91	Bowles (1982) Sabbia Media	129.55

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato (1) Limo Argilloso	9.48	0.00-2.20	9.48	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	46.94
Strato (2) limo argilloso	15.08	2.20-3.40	15.08	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	58.44
Strato (3) argilla limosa	10.91	3.40-4.60	10.91	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	49.87

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) Limo Argilloso	9.48	0.00-2.20	9.48	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
Strato (2) limo argilloso	15.08	2.20-3.40	15.08	Classificazione A.G.I	MODERATA MENTE ADDENSATO
Strato (3) argilla limosa	10.91	3.40-4.60	10.91	Classificazione A.G.I	MODERATA MENTE ADDENSATO

Peso unita' di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità' di Volume (t/m ³)
Strato (1) Limo Argilloso	9.48	0.00-2.20	9.48	Terzaghi-Peck 1948	1.47
Strato (2) limo argilloso	15.08	2.20-3.40	15.08	Terzaghi-Peck 1948	1.54
Strato (3) argilla limosa	10.91	3.40-4.60	10.91	Terzaghi-Peck 1948	1.49

Peso unita' di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità' Volume Saturo (t/m ³)
Strato (1) Limo Argilloso	9.48	0.00-2.20	9.48	Terzaghi-Peck 1948	1.92
Strato (2) limo argilloso	15.08	2.20-3.40	15.08	Terzaghi-Peck 1948	1.96
Strato (3) argilla limosa	10.91	3.40-4.60	10.91	Terzaghi-Peck 1948	1.93

Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
Strato (1) Limo Argilloso	9.48	0.00-2.20	9.48	(A.G.I.)	0.34
Strato (2) limo argilloso	15.08	2.20-3.40	15.08	(A.G.I.)	0.32
Strato (3) argilla limosa	10.91	3.40-4.60	10.91	(A.G.I.)	0.33

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato (1) Limo Argilloso	9.48	0.00-2.20	9.48	Ohsaki (Sabbie pulite)	538.41
Strato (2) limo argilloso	15.08	2.20-3.40	15.08	Ohsaki (Sabbie pulite)	832.93
Strato (3) argilla limosa	10.91	3.40-4.60	10.91	Ohsaki (Sabbie pulite)	614.42

Velocita' onde di taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Velocità' onde di taglio (m/s)
Strato (1) Limo Argilloso	9.48	0.00-2.20	9.48	Ohta & Goto (1978) Limi	102.82
Strato (2) limo argilloso	15.08	2.20-3.40	15.08	Ohta & Goto (1978) Limi	133.44
Strato (3) argilla limosa	10.91	3.40-4.60	10.91	Ohta & Goto (1978) Limi	135.16

Liquefazione

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Fs liquefazione
Strato (1) Limo Argilloso	9.48	0.00-2.20	9.48	Seed e Idriss (1971)	--
Strato (2) limo argilloso	15.08	2.20-3.40	15.08	Seed e Idriss (1971)	--
Strato (3) argilla limosa	10.91	3.40-4.60	10.91	Seed e Idriss (1971)	--

Coefficiente spinta a Riposo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	K0
Strato (1) Limo Argilloso	9.48	0.00-2.20	9.48	Navfac 1971-1982	1.99
Strato (2) limo argilloso	15.08	2.20-3.40	15.08	Navfac 1971-1982	3.14
Strato (3) argilla limosa	10.91	3.40-4.60	10.91	Navfac 1971-1982	2.30

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
Strato (1) Limo Argilloso	9.48	0.00-2.20	9.48	Robertson 1983	18.96
Strato (2) limo argilloso	15.08	2.20-3.40	15.08	Robertson 1983	30.16
Strato (3) argilla limosa	10.91	3.40-4.60	10.91	Robertson 1983	21.82

3 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

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.

Nelle verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite ultimi, si è utilizzato l'Approccio 1 dove, la combinazione 1 è generalmente dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo strutturale, STR, mentre la combinazione 2 risulta in genere dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico, GEO. Le combinazioni dei coefficienti parziali da utilizzare per le diverse tipologie di opere e sistemi geotecnici sono indicate nei paragrafi successivi.

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

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:

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

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

Materiale privo di peso e quindi $g=0$

Comportamento rigido - plastico

Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $t=c + s' \operatorname{tg} j$

Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)

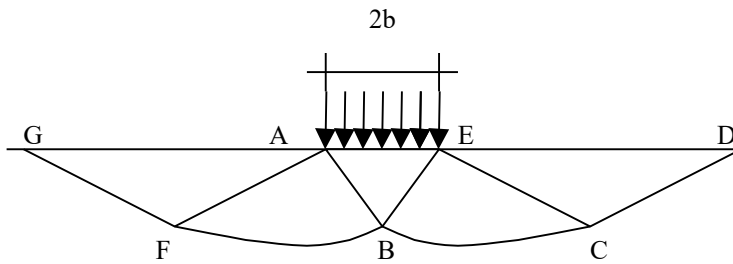
Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie GFBCD.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + j/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E. Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + j/2)$ rispetto alla verticale.



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

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \cdot c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito j del terreno.

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

Per $j=0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q=5.14 \cdot c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, g^10) risulta $q=0$, 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: g^10 , $j=0$, $c=0$

e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \cdot g^1 + B \cdot c$$

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. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto Terzaghi assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione γ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di γ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $g_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

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

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito j del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo j 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:

$$tgjrid = 2/3 \cdot tgj \text{ e } crid = 2/3 \cdot c$$

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

$$qult = c' \cdot Nc' \cdot sc + g' \cdot D' \cdot Nq + 0.5 \cdot g' \cdot B' \cdot Ng' \cdot sg$$

dove:

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

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

$$Nc = (Nq - 1) \cot \varphi$$

$$Ng = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{Kp\gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

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 e di pendenza i per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

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

$$\text{Carico verticale } qult = c' \cdot Nc' \cdot sc' \cdot dc + g' \cdot D' \cdot Nq' \cdot sq' \cdot dq + 0.5 \cdot g' \cdot B' \cdot Ng' \cdot sg' \cdot dg$$

$$\text{Carico inclinato } qult = c' \cdot Nc' \cdot ic' \cdot dc + g' \cdot D' \cdot Nq' \cdot iq' \cdot dq + 0.5 \cdot g' \cdot B' \cdot Ng' \cdot ig' \cdot dg$$

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

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

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

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 :

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

q = Inclinazione della risultante sulla verticale.

FORMULA DI HANSEN (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di Meyerhof; le estensioni consistono nell'introduzione di bi che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore gi 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 j = 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 j=0.

Fattore di forma:

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

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

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

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

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

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

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

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

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

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

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_g come sotto riportato:

$$N_g = 2(N_q + 1) \cdot \tan(j)$$

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:

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

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.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 g' B' N_g s_g i_g$$

Dove:

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

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

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

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ per forma rettangolare}$$

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



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

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

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

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

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

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

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

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).

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:

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

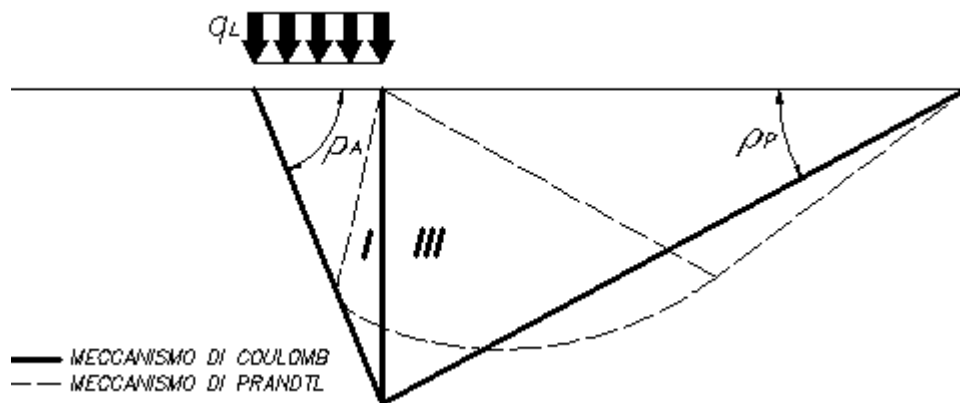
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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:



Schema di calcolo del carico limite (qL)

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 $f=0.5d$, 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 $k_h g$ e $k_v g$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di r_a e r_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come r_{AE} e r_{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_g sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli r_{AE} e r_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo ϑ definito come:

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

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

- $f = 30^\circ$
- $d = 15^\circ$

E per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

kh/(1-kv)	Nq	N_{ϕ}	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

Tabella dei fattori di capacità portante per $\phi=30^\circ$

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:

$$FRd = Nsd \tan d + ca A'$$

Nella quale Nsd è il valore di calcolo della forza verticale, d è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, ca 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 qlim vengono introdotti i fattori correttivi z:

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_o è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2018 calcolano i coefficienti k_o e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$k_o = a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

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.

$$a_{max} = SS \cdot ST \cdot a_g$$

SS (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).

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

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

T1 (ST = 1.0) T2 (ST = 1.20) T3 (ST = 1.20) T4 (ST = 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:

$$TR = -VR / \ln(1 - PVR)$$

Con VR 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 VR dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Verifichiamo cosa succede nel caso indagato utilizzando i risultati della prova penetrometrica 1, ipotizzando una fondazione continua avente le seguenti caratteristiche (Fig.5):

DATI GENERALI

Normativa	NTC_2018
Larghezza fondazione	1.5 m
Lunghezza fondazione	1.0 m
Profondità piano di posa	3.0 m
Altezza di incastro	3.0 m
Profondità falda	30.0

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.03
Effetto sismico secondo	NTC 2018

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
Classe d'uso: Classe IV
Vita nominale: 50.0 [anni]
Vita di riferimento: 100.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [s]
S.L.O.	60.0	0.196	2.533	0.18
S.L.D.	101.0	0.245	2.6	0.203
S.L.V.	949.0	0.451	2.66	0.305
S.L.C.	1950.0	0.53	2.745	0.323

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [-]
S.L.O.	0.294	0.2	0.006	0.003
S.L.D.	0.3675	0.2	0.0075	0.0037
S.L.V.	0.6765	0.2	0.0138	0.0069
S.L.C.	0.795	0.2	0.0162	0.0081

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
2.2	19.12	20.99	0.0	0.0	62.76	9296.7	9657.79	0.0	0.0	0.0	Limo Argilloso
1.2	20.3	22.36	0.0	0.0	99.83	14788.43	15259.05	0.0	0.0	0.0	Limo Argilloso
2.0	19.52	21.48	0.0	0.0	72.18	10699.05	11088.08	0.0	0.0	0.0	Argilla Limosa

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	200.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	200.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	200.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	200.88	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

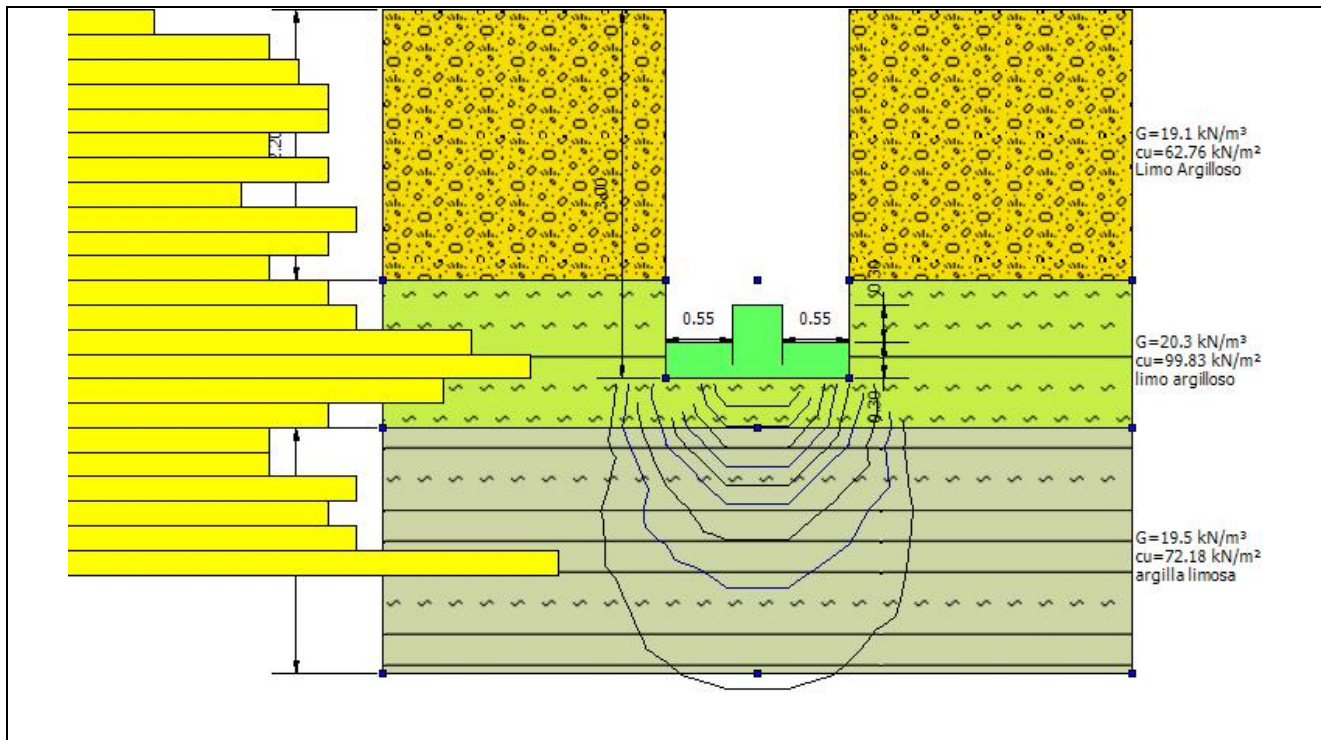


Figura 5- Tipologia di fondazione

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.3 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	22.36 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °

Coesione	99.83 kN/m ²
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.3
Fattore profondità [Dc]	0.44
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	952.61 kN/m ²
Resistenza di progetto	529.23 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.3 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	22.36 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	99.83 kN/m ²
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.7
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	627.34 kN/m ²
Resistenza di progetto	348.52 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.3 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	22.36 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	99.83 kN/m ²
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore profondità [Dc]	1.4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	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	992.19 kN/m ²
Resistenza di progetto	551.22 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.3 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	22.36 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	99.83 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.3
Fattore profondità [Dc]	0.44
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	952.61 kN/m ²
Resistenza di progetto	529.23 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.3 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	22.36 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	99.83 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	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	725.37 kN/m ²
Resistenza di progetto	402.98 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

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

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14

Carico limite strato 2 (qb)	558.33 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	734.14 kN/m ²



Incremento carico limite strato 1	53.24 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0.0
Rapporto (q1/q2)	0.72

Carico limite	602.63 kN/m ²
Resistenza di progetto	334.79 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.3 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	22.36 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	99.83 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.3
Fattore profondità [Dc]	0.44
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	952.61 kN/m ²
Resistenza di progetto	529.23 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.3 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	22.36 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	99.83 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.7
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	627.34 kN/m ²
Resistenza di progetto	348.52 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.3 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	22.36 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °

Coesione	99.83 kN/m ²
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore profondità [Dc]	1.4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	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	992.19 kN/m ²
Resistenza di progetto	551.22 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.3 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	22.36 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	99.83 kN/m ²
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.3
Fattore profondità [Dc]	0.44
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	952.61 kN/m ²
Resistenza di progetto	529.23 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.3 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	22.36 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	99.83 kN/m ²
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	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	725.37 kN/m ²

Resistenza di progetto	402.98 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	
Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione non drenata)	
=====	
Strato 1 sopra, strato 2 sotto	
Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Carico limite strato 2 (qb)	558.33 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	734.14 kN/m ²
Incremento carico limite strato 1	53.24 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0.0
Rapporto (q1/q2)	0.72
=====	
Carico limite	602.63 kN/m ²
Resistenza di progetto	334.79 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Come vediamo, 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]	602.63 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	334.79 kN/m ²
Tensione [Ed]	200.88 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 29014.72 kN/m³

3.5. 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.

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 s'_p ($< s'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H0 spessore iniziale dello strato;

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

Dsv 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 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.

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto	200.88 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	10.0
Distanza	1.35 m
Angolo	21.82 °
Cedimento totale	0.218 cm

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

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	3.2	62.364	0.743	Edometrico	0.0019	--	0.0019
3	4.4	85.944	11.967	Edometrico	0.2159	--	0.2159

3.6. CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni B'L 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 m = Parametri elastici del terreno.

I_1 e I_2 = Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson m , 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	200.88 kN/m ²
Spessore strato	3.0 m
Profondità substrato roccioso	30.0 m
Modulo Elastico	14788.43 kN/m ²
Coefficiente di Poisson	0.25
Coefficiente di influenza I_1	0.35
Coefficiente di influenza I_2	0.03
Coefficiente di influenza I_s	0.37
Cedimento al centro della fondazione	5.63 mm
Coefficiente di influenza I_1	0.26
Coefficiente di influenza I_2	0.05
Coefficiente di influenza I_s	0.29
Cedimento al bordo	2.24 mm

3.7. 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'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 ;

R_3 = 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	200.0 kN/m ²
Tempo	10.0
Profondità significativa Z_i (m)	1.878
Media dei valori di N_{spt} all'interno di Z_i	11
Fattore di forma f_s	0.826
Fattore strato compressibile f_H	1
Fattore tempo f_t	1.405
Indice di compressibilità	0.059
Cedimento	14.765 mm

Come abbiamo visto nelle diverse simulazioni sopradescritte, con una pressione normale di progetto di 2.00 kg/cmq, i possibili fenomeni di cedimento sono contenuti entro i limiti compatibili.

4. VERIFICA NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

4.1 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 7 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.

4.2 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 6(a)** nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in **Figura 6(b)** nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

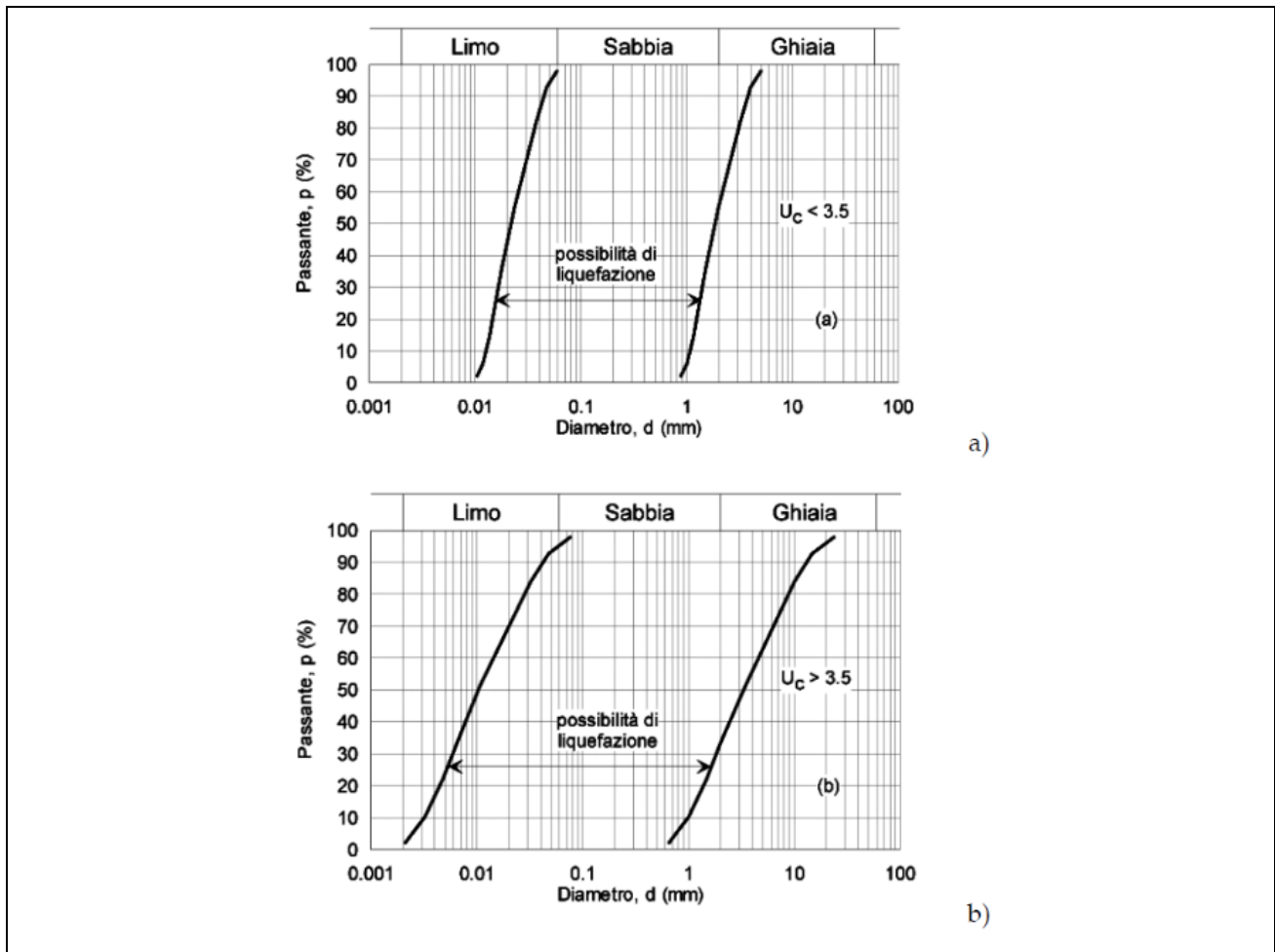


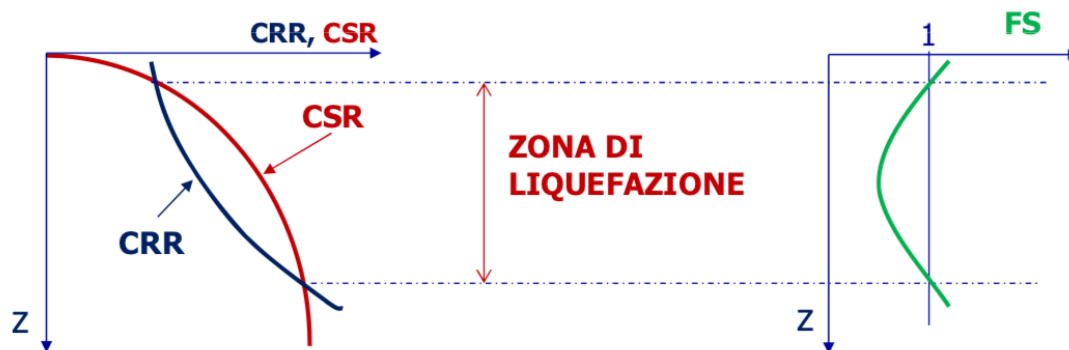
Figura 6 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

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.

4.3 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:

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

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

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 $FS \leq 1$.

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

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (kN/m ²)	S'vo (kN/m ²)	T	R	Fs	Condizione:
2	2.40	11.00	17.732	34.773	34.773	0.019	0.222	11.79	Livello non liquefacibile
3	3.00	16.00	23.697	43.916	43.916	0.019	0.556	29.88	Livello non liquefacibile
4	4.60	6.00	7.411	66.321	66.321	0.018	0.113	6.24	Livello non liquefacibile

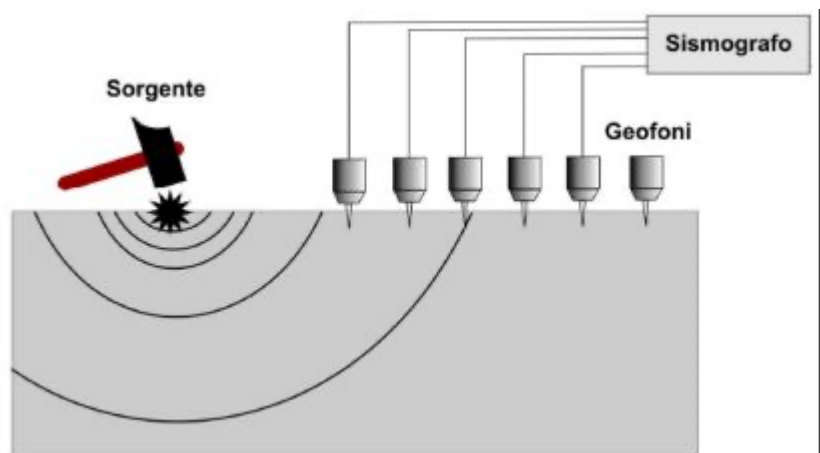
5. INDAGINE SISMICA MASW

5.1 Indagine sismica Masw

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che permette di individuare la distribuzione della velocità di propagazione delle onde sismiche di compressione (onde P) e di taglio (onde S) nel sottosuolo.

L'interpretazione dei segnali rilevati e la conseguente stima del profilo di velocità delle onde P è articolata nelle seguenti fasi fondamentali:

- Individuazione dei primi arrivi attraverso l'osservazione dei sismogrammi e l'operazione di picking, previa elaborazione dei segnali ed operazioni di filtraggio anche consecutivo con diverse tipologie di filtro digitale;
- Ricostruzione delle dromocrone in P e scelta del modello di sottosuolo da utilizzare nell'interpretazione;
- Linearizzazione delle dromocrone e calcolo delle velocità di propagazione delle onde elastiche analizzate e dei relativi tempi di intercetta;
- Ricostruzione del modello del sottosuolo con calcolo della profondità di ciascun strato



omogeneo, continuo ed isotropo tramite il metodo del tempo di intercetta applicabile a ciascun punto di scoppio (metodo a griglia shot-point); questo metodo è applicabile in situazioni litostratigrafiche approssimabili a modelli stratificati a strati piani orizzontali e/o inclinati

La sismica a rifrazione è un metodo di indagine attivo in cui le onde sismiche vengono generate attraverso una sollecitazione (solitamente una martellata). L'analisi si basa sulla misura del tempo impiegato dalle onde sismiche a raggiungere i ricevitori, chiamati geofoni, che sono disposti allineati. Attraverso lo studio della velocità di propagazione delle onde sismiche è possibile determinare le caratteristiche dei terreni indagati. Con questa tecnica è possibile ricostruire la stratigrafia dei terreni e l'individuazione della topografia del substrato roccioso. Dalla velocità dei differenti orizzonti è possibile formulare ipotesi sullo stato di

fratturazione o di addensamento dei materiali indagati. In presenza di falda freatica è possibile individuarne la profondità della falda.

Nel caso in cui sia necessario ricostruire un modello di sottosuolo ad alta risoluzione è indicato applicare la tecnica di inversione tomografica che consente una migliore risoluzione delle velocità a fronte di un maggiore complessità computazionale. Il segnale di una prova a rifrazione, eseguita impiegando una martellata come energizzazione tipicamente ha una frequenza compresa tra i 50 e 100Hz. La frequenza di campionamento pertanto deve essere maggiore di 200Hz.

5.2 Strumentazione utilizzata

L'acquisizione del dato sismico è avvenuta attraverso l'utilizzo del sistema W2Z wireless a 24 canali, costituita dalle seguenti componenti (**Fig.7 e Fig.8**):

- sistema di energizzazione per le onde P: la sorgente è costituita da una mazza del peso di 5 Kg battente verticalmente su piastra circolare in acciaio del diametro di 25 cm posta direttamente sul p.c. per la generazione prevalentemente di onde P e secondariamente di onde SV, in grado di generare onde elastiche ad alta frequenza ricche di energia, con forme d'onda ripetibili e direzionali;
- un sistema di ricezione: costituito da 24 geofoni verticali monocomponente del tipo wireless con frequenza propria 4.5 Hz, ovvero dei trasduttori di velocità in grado di tradurre in segnale elettrico la velocità con cui il suolo si sposta al passaggio delle onde sismiche longitudinali prodotte da una specifica sorgente;
- un sistema di trigger con annesso cavo: consiste in un circuito elettrico che viene chiuso nell'istante in cui la mazza colpisce la base di battuta (piastra metallica), consentendo ad un condensatore di scaricare la carica precedentemente immagazzinata e di produrre un impulso che viene inviato al sistema di acquisizione dati; in questo modo è possibile individuare e visualizzare l'esatto istante in cui la sorgente viene attivata e fissare l'inizio della registrazione.
- Sismografo W2Z "MOM unit".

Per le analisi interpretative è stato utilizzato il **Software Smart-Tomo**, ai fini della elaborazione dei dati sismici e ricostruzione della sezione tomografica del sottosuolo con le relative velocità;

I punti di energizzazione del primo stendimento sismico sono stati ubicati parallelamente ai geofoni alle seguenti distanze: 1°, 10° e 20° geofono. La lunghezza complessiva dello stendimento è di 40 mt e la distanza intergeofonica è di 2 mt in modo tale da ricostruire una sezione simostratigrafica del sottosuolo dettagliata in profondità.



I punti di energizzazione del secondo stendimento, per questioni logistiche, sono stati ubicati al 1°,5° e 9° geofono. La lunghezza complessiva dello stendimento è di 16 mt e la distanza intergeofonica è di 2 mt.

La scelta delle diverse distanze di scoppio è stata effettuata per avere la certezza di generare la dispersione delle onde superficiali a prescindere dai differenti litotipi presenti nel sottosuolo dell'area investigata.

5.3 Sezioni tomografiche: risultati indagine sismica MASW n°1 – Area longitudinale

L'elaborazione della prima prova sismica (**Fig.7**) ha permesso di ricostruire una sezione tomografica in cui è possibile osservare la relazione tra la profondità e la velocità delle onde di taglio verticali Vs.

In particolar modo l'elaborazione delle prove indicano la presenza di 3 sismostrati a velocità Vs crescenti (**Fig. 7**):

- Primo sismostrato A: caratterizzato da velocità Vs inferiori a 500 m/s e profondità compresa tra il P.C. e i 6 metri;
- Secondo sismostrato B: caratterizzato da velocità Vs comprese tra i 500 e 900 m/s e profondità comprese tra i 6 e i 12 metri da P.C.;
- Terzo sismostrato C: caratterizzato da velocità Vs maggiori di 900 m/s e profondità in genere superiori a 12 metri da P.C.;

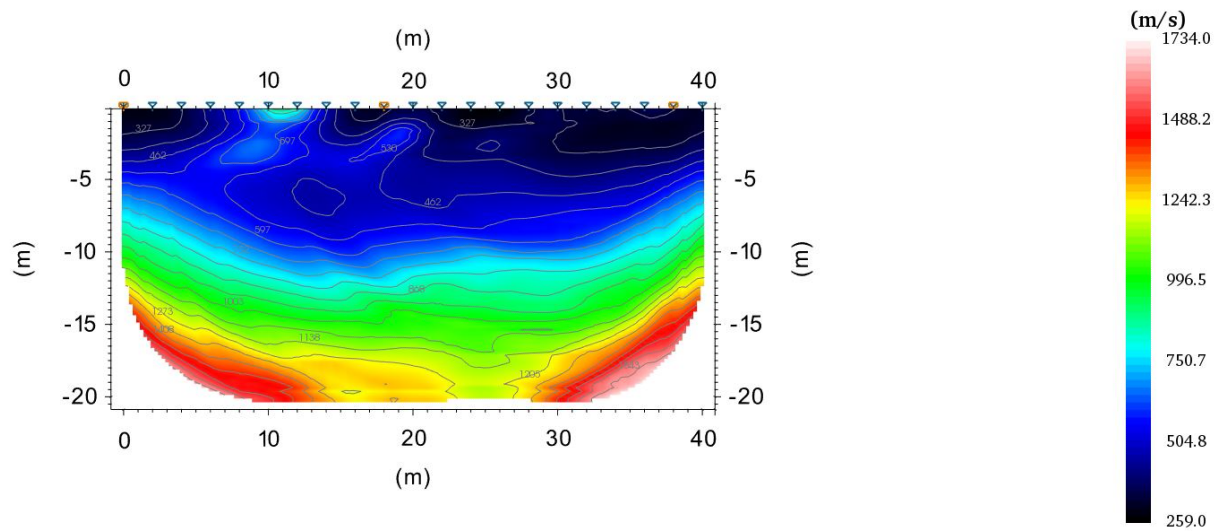


Figura 7 – Stendimento sismico n°1

5.4 Sezioni tomografiche: risultati indagine sismica MASW n°2 – Area ortogonale

L'elaborazione della seconda prova sismica, eseguita perpendicolare alla prova n°1, **(Fig.8)** ha permesso di ricostruire una sezione tomografica in cui è possibile osservare la relazione tra la profondità e la velocità delle onde di taglio verticali V_s .

In particolar modo l'elaborazione delle prove indicano la presenza di 3 sismostrati a velocità V_s crescenti **(Fig. 8)**:

- Primo sismostrato A: caratterizzato da velocità V_s inferiori a 500 m/s e profondità compresa tra il P.C. e i 4 metri;
- Secondo sismostrato B: caratterizzato da velocità V_s comprese tra i 500 e 800 m/s e profondità comprese tra i 4 e i 6 metri da P.C.;
- Terzo sismostrato C: caratterizzato da velocità V_s maggiori di 800 m/s e profondità in genere superiori a 6 metri da P.C.

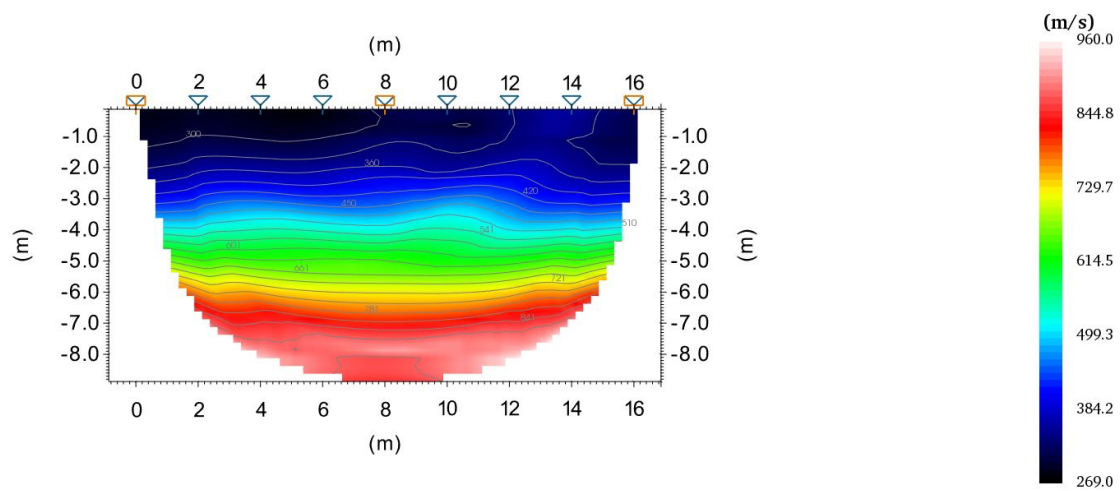


Figura 8 – Ubicazione stendimento sismico n°2

5.5 Analisi sismica di secondo livello

Al fine di determinare i valori di Fa (Fattore di amplificazione) dal punto di vista degli effetti litologici, sono stati utilizzati i risultati emersi dall'esecuzione di analisi HVSR e MASW. La procedura consiste in un approccio semi-quantitativo e fornisce la stima della risposta sismica dei terreni in termini di valore di fattore di amplificazione (Fa). Il piano di riferimento per i successivi calcoli è assunto pari all'attuale piano campagna.

Per l'analisi degli effetti litologici si seguono i seguenti passi (Allegato 5 della D.G.R. n. 9/2616 del 30-11-11):

a. Scelta della scheda di valutazione di riferimento

In base all'andamento delle Vs con la profondità, ricavato dall'indagine con metodologia HVSR, per la scuola professionale si è scelta la **scheda per la litologia limoso – sabbiosa di tipo 2** per la quale la **curva Vs-z** sperimentale è interamente **compresa nel campo di validità**.

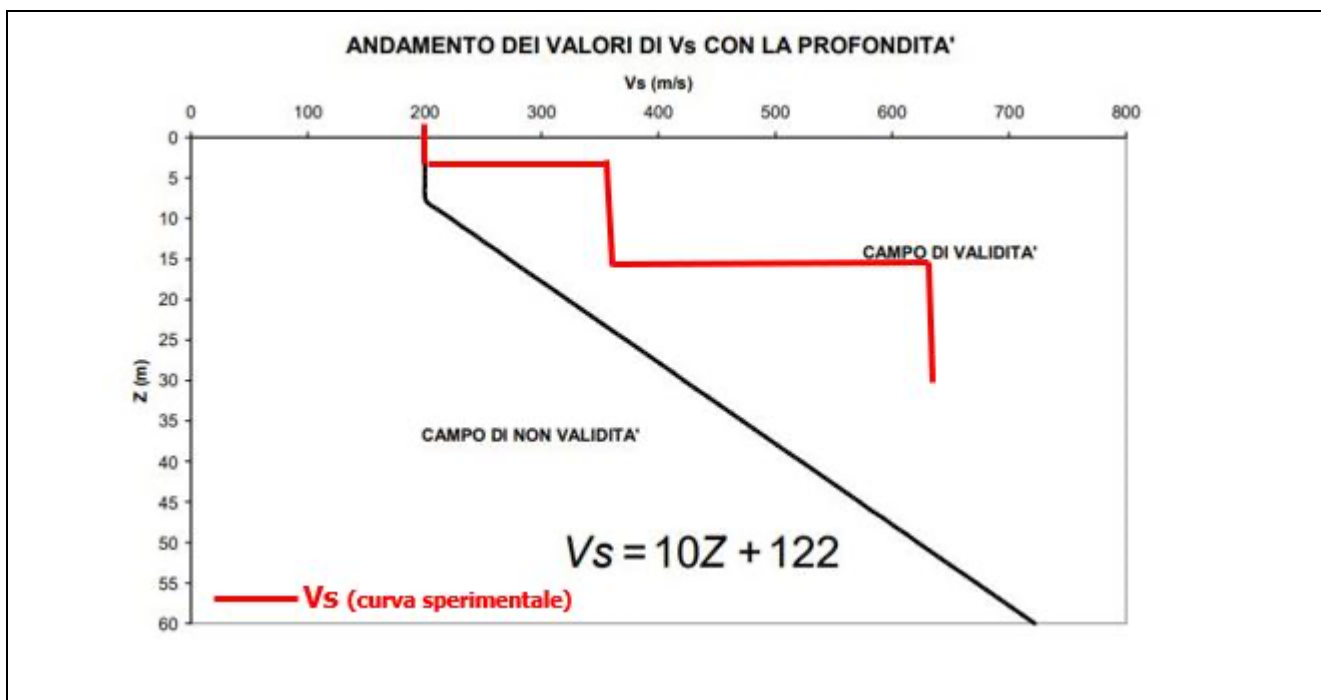


Fig.9 - Andamento dei valori di Vs con la profondità: confronto tra misurazione in sito e scheda limoso sabbiosa di tipo 2.

b. Scelta della curva T-Fa

Come strato superficiale è stato considerato lo spessore di circa 4 m di materiali presenti subito al di sotto del p.c.; la velocità media V_s ottenuta è pari a c.ca 200 m/s, corrispondente alla curva 1 (rossa) del grafico T-Fa.

		Profondità primo strato (m)																											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	20	25	30	35	40	50	60						
Velocità primo strato (m/s)	200				1	1	1	1	1	1																			
	250				2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1													
	300				3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2													
	350				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3											
	400				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3										
	450				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3									
	500				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3								
	600				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
	700				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3

Fig.10 - Matrice per la scelta della curva più appropriata per il calcolo del fattore di amplificazione per la scheda con litologia limoso sabbiosa di tipo 2.

c. Calcolo del periodo proprio del sito

Considerando i valori sopra ottenuti si calcola il periodo "T" relativo al sito utilizzando la seguente formula:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^n h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^n V_{s_i} \times h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \right)}$$

h_i = spessore in metri dello strato i-esimo

V_{s_i} = velocità dell'onda di taglio i-esima

Si è ottenuto quindi un valore di **periodo proprio pari a 0,1 s.**

d. Determinazione del fattore di amplificazione

Conoscendo la velocità del primo strato, la curva di riferimento ed il valore del periodo "T" calcolato, si può risalire dalla lettura degli abachi sottostanti, i seguenti valori di Fa per i due periodi tipici 0,1-0,5 s (strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide) e 0,5-1,5 s (strutture più alte e più flessibili).

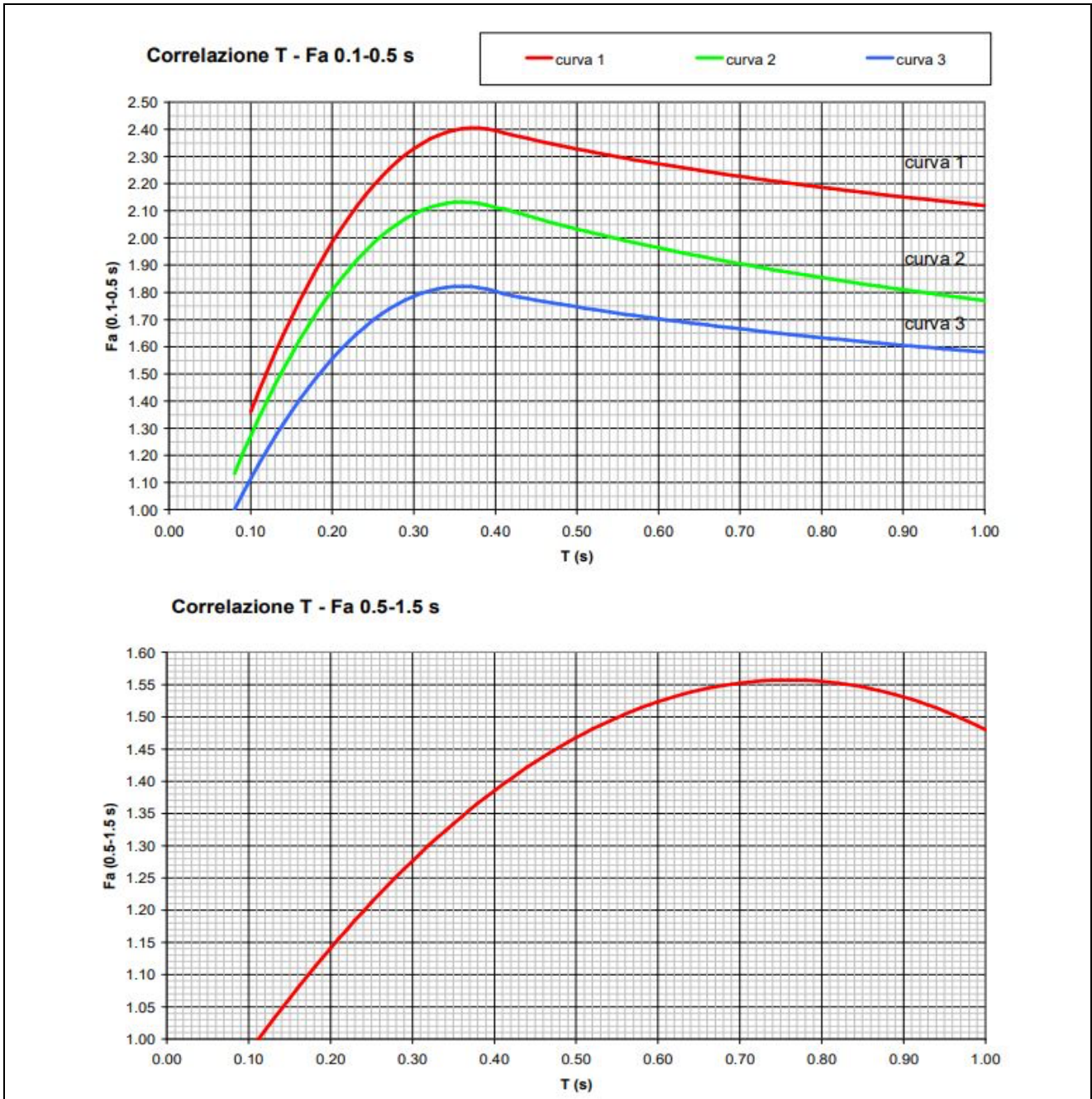


Fig.11 – Schede di correlazione tra periodo (T) e fattore di amplificazione (Fa).

Fattore di amplificazione	
0.1 – 0.5 s	0.5 – 1.5 s
1.38 s	1.0 s

Tali fattori di amplificazione saranno da confrontare con i valori di soglia della categoria di suolo sismico B dell'area in progetto.

e. Confronto con i valori soglia calcolati dalla Regione per il Comune di Tradate

Nella tabella sottostante sono riportati i valori soglia calcolati dalla Regione Lombardia:

Valori di soglia			
Categoria di suolo sismico	B	C	D
Periodo 0.1 – 0.5 s	1.4	1.8	2.2
Periodo 0.5 – 1.5 s	1.7	2.4	4.2

Considerando che la categoria di suolo ottenuta è la C, nel caso di intervalli di periodo tra 0,1 e 0,5 s, che si riferiscono a strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide e intervalli tra 0.5 – 1.5 s, riferiti a strutture più alte e flessibili, **si evidenziano valori di Fa inferiori alle soglie calcolate dalla Regione Lombardia per suoli appartenenti alla categoria C.**

La normativa nazionale (D.M. 14 gennaio 2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”) è quindi sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione locale dovuta alla litologia e quindi non è necessario effettuare una analisi più approfondita di terzo livello.

Si sottolinea che i calcoli effettuati rappresentano una stima preliminare del fattore di amplificazione che dovrà essere verificato sulla base di elementi progettuali adottati.

6. MODELLAZIONE GEOTECNICA

6.1 Sondaggi geognostici

Il giorno 15 maggio 2023 è stato eseguito 1 sondaggio geognostico volto alla determinazione della stratigrafia dell'area in esame. In particolare, come è stato definito nella premessa di tale relazione, il sondaggio è stato spinto fino alla profondità di 10 metri. In figura 12, è indicata la postazione della macchina in fase di operazione nel carotaggio n°1.

La stratigrafia dedotta dalle osservazioni fatte sui campioni di terreno prelevati dal foro di sondaggio e organizzati in cassette catalogatrici può essere così riassunta (**Fig. 11**):



Figura 11 – Cassetta catalogatrice

- 0 – 0.8 metri, terreno di riporto;
- 0.8 – 5.0 metri, materiale limoso plastico di colore marroncino-rossastro (ferretto);
- 5.0 – 10.0 metri, materiale limoso debolmente argilloso compatto con ciottoli di circa 2 cm;

Correlando i dati sismici e geotecnici ottenuti, anche in relazione al Piano Regolatore di Tradate, è possibile osservare come i diversi strati abbiano una geometria semi piano parallela e spessore pressoché costanti; come già precedentemente descritto superato un primo strato di terreno di riporto, si intercetta un livello di circa 5.0 metri di spessore di limo-argilla, per poi incontrare un materiale sempre di tipo limoso-argilloso di potenza di circa 4-5 metri dal piano campagna ma con presenza di ciottoli aventi dimensioni variabili da 2-3 cm.

6.3 Prove SPT

Come sopraccitato, sono state eseguite 2 prove SPT in foro mediante l'utilizzo di un sistema battente installato al di sopra del perforatore avente le seguenti caratteristiche:

- aste d'infissione del diametro esterno 50 mm e peso di 7 kg/m;
- testa di battuta di acciaio avvitata sulle aste;
- maglio di acciaio di 63.5 kg;
- dispositivo automatico che consente la caduta del maglio da un'altezza di 0.76 m;
- centratore di guida per le aste fra la testa di battuta e il piano campagna.

La prova SPT si esegue durante la perforazione e consiste nel registrare il numero di colpi necessari per far penetrare di 45 cm nel terreno a fondo foro la testa di battuta di dimensioni standard, collegato alla superficie mediante batteria di aste in testa alle quali agisce un maglio del peso di 63.5 kg che cade liberamente da un'altezza di 0.76 m.

Durante la prova vengono misurati i seguenti parametri:

N1 = numero di colpi di maglio necessari a provocare l'avanzamento del campionatore per i primi 15 cm, assunti come tratto di "avviamento";

N2 = numero di colpi che provoca la penetrazione del campionatore nei successivi 15 cm;

N3 = numero di colpi necessari per gli ultimi 15 cm di avanzamento.

Si assume come resistenza alla penetrazione il valore:

$$\mathbf{NSPT = N2 + N3}$$

Il primo valore N1 è considerato di avviamento e se è pari a 50 e l'avanzamento è minore di 15 cm indica il raggiungimento del rifiuto strumentale della prova. In caso contrario si prosegue con l'infissione per un tratto pari a 30 cm, contando separatamente il numero per avanzare nei primi 15 cm (N2) e nei secondi 15 cm (N3), purché insieme non siano superiori a 100. Se N2 + N3 è pari a 100 e non si è raggiunto l'avanzamento richiesto,

l'infissione è sospesa e la prova ha raggiunto il rifiuto strumentale. La somma di N2 e N3, chiamata Nspt, è il parametro utile per la valutazione della resistenza del terreno. N1, invece, non viene considerato in quanto il terreno potrebbe essere rimaneggiato e non più rappresentativo delle reali condizioni del sito.

Si riportano di seguito i principali parametri geotecnici ricavati dall'interpretazione delle SPT eseguite all'interno dei sondaggi:

PROVE SPT – SONDAGGIO C1 prof. mt. 15 + piez. – Data: 02-03 Marzo 2023					
N°	PROFONDITA'	N1	N2	N3	Punta
1	3,00÷3,45 m	4	6	9	chiusa

PROVE SPT – SONDAGGIO C2 prof. mt. 20 + piez. – Data: 06 Marzo 2023					
N°	PROFONDITA'	N1	N2	N3	Punta
1	6,00÷6,45 m	4	5	8	chiusa

Le prove SPT sono state eseguite ad una profondità compresa tra 3.0 e 6.0 metri dal piano campagna.

Di seguito vengono illustrate le caratteristiche geotecniche prendendo in considerazione le prove SPT eseguite nel carotaggio:

Strumento utilizzato... PROVE SPT IN FORO
 Prova eseguita in data 03/04/2023
 Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Minimo

Profondita' (m)	Nr. Colpi
3,15	4
3,30	6
3,45	9
6,15	4
6,30	5
6,45	8

TERRENI INCOERENTI

Densita' relativa

	NSPT	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - Strato	15	3,45	37,52	70	69,92	43,02
[2] - Strato	13	6,45	33,61	63,76	63,8	39,24

Angolo di resistenza al taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] - Strato	15	3,45	15	31,29	24,29	32,2	30,32	35,47	37,8	30-32	30	31,5	26,8	32,32
[2] - Strato	13	6,45	13	30,71	23,71	31,64	29,9	34,77	36,93	30-32	28,96	30,9	26,03	31,12

Modulo di Young (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - Strato	15	3,45	15	276,45	120,00	177,70	292,50	150,00
[2] - Strato	13	6,45	13	257,36	104,00	154,10	277,50	140,00

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] - Strato	15	3,45	15	90,00	58,28	106,50	104,90
[2] - Strato	13	6,45	13	78,00	54,17	92,30	95,98

Classificazione AGI

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - Strato	15	3,45	15	Classificazione A.G.I.	MODERATAMENTE ADDENSATO
[2] - Strato	13	6,45	13	Classificazione A.G.I.	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unita' di volume

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unita' di Volume (t/m ³)
[1] - Strato	15	3,45	15	Terzaghi-Peck 1948	1,54
[2] - Strato	13	6,45	13	Terzaghi-Peck 1948	1,51

Peso unita' di volume saturo

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unita' Volume Saturo (t/m ³)
[1] - Strato	15	3,45	15	Terzaghi-Peck 1948	1,96
[2] - Strato	13	6,45	13	Terzaghi-Peck 1948	1,94

Modulo di Poisson

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - Strato	15	3,45	15	(A.G.I.)	0,32
[2] - Strato	13	6,45	13	(A.G.I.)	0,33

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
[1] - Strato	15	3,45	15	828,78	653,89
[2] - Strato	13	6,45	13	724,47	599,14

Velocita' onde di taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocita' onde di taglio (m/s)
[1] - Strato	15	3,45	15	Ohta & Goto (1978) Limi	121,42
[2] - Strato	13	6,45	13	Ohta & Goto (1978) Limi	145,18

Liquefazione

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs Liquefazione
[1] - Strato	15	3,45	15	Seed e Idriss (1971)	--
[2] - Strato	13	6,45	13	Seed e Idriss (1971)	--

Coefficiente spinta a Riposo

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K0
[1] - Strato	15	3,45	15	Navfac 1971-1982	3,32
[2] - Strato	13	6,45	13	Navfac 1971-1982	2,31

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[1] - Strato	15	3,45	15	Robertson 1983	32,00
[2] - Strato	13	6,45	13	Robertson 1983	22,00

7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE E PRESCRIZIONI TECNICHE.

In seguito all'elaborazione dei dati provenienti dalle prove penetrometriche dinamiche e dalle prove sismiche effettuate nell'area di interesse si è riscontrato un contesto geologico-geotecnico caratterizzato da terreni limosi e limo-sabbiosi, con lenti di argilla, di colore marroncino (ferretto).

In base alle prove sismiche eseguite il terreno indagato è suddivisibile in tre distinti sismo-strati con velocità delle onde crescente:

- Primo sismostrato A: caratterizzato da velocità V_s inferiori a 500 m/s e profondità compresa tra il P.C. e i 6 metri;
- Secondo sismostrato B: caratterizzato da velocità V_s comprese tra i 500 e 900 m/s e profondità comprese tra i 6 e i 12 metri da P.C.;
- Terzo sismostrato C: caratterizzato da velocità V_s maggiori di 900 m/s e profondità in genere superiori a 12 metri da P.C.;

La velocità $V_{s30}=V_{seq}$ risulta correlabile ad un profilo sismo stratigrafico di C

Dall'analisi sismica di 2 livello è emerso che i valori di fattori di amplificazione calcolati risultano essere inferiori ai valori di F_a di riferimento per la classe di suolo dell'area in progetto, sia per edifici alti che per edifici bassi; pertanto, i valori di F_a sono accettabili e conformi alla categoria di suolo individuata.

Per quanto riguarda le strutture fondazionali ipotizzate, i valori riscontrati risultano compatibili con l'opera in progetto. Qualora le stesse subiscano modifiche e/o aggiornamenti, le verifiche eseguite dovranno essere opportunamente adeguate.

Busto Arsizio, Maggio 2023

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 Tradate– Relazione geologica e allegati;
- Vincolo idrogeologico R.D. 30/12-1923 n° 3267;
- CTR Geoportale Lombardia, scala 1: 10.000;
- GeoStru Dynamic Probing 2023.



SCALA A VISTA

LEGENDA

-  Prova Penetrometrica
-  Tromino (HVSr)
-  Carotaggio

Committente:	STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA ING. GIUSEPPE CERVAROLO
Oggetto:	REALIZZAZIONE DI UN NUOVO PARCHEGGIO A SERVIZIO DEL MUSEO DELLA MOTOCICLETTA FRERA SITO IN VIA ZARA N° 37 – TRADATE (VA)
Titolo:	UBICAZIONE PROVE PENETROMETRICHE E STENDIMENTI SISMICI
Allegato:	1
Data	11/05/2023
	Il progettista Dott. Geol. Marco Cinotti  

ALLEGATO 2: COLONNA STRATIGRAFICA PROVA PENETROMETRICA Nr.1

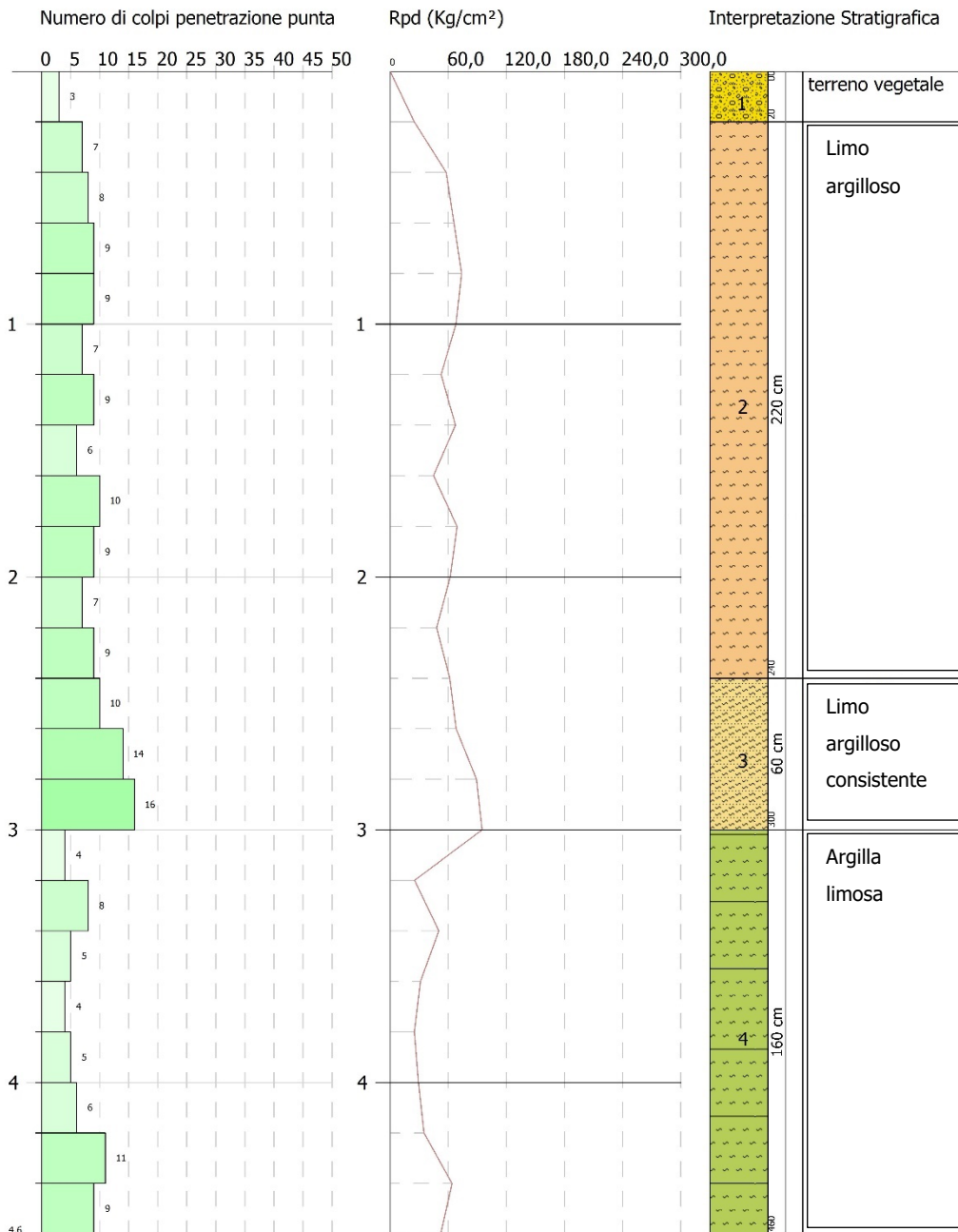


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
 Strumento utilizzato... DPSH (Dynamic Probing Super Heavy) Certificato Nr. 6423 del 5/11/2023
 Verbale di accettazione nr. 100 del 5/11/2023
 Codice commessa nr. 6423

Committente: STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA
 Descrizione: REALIZZAZIONE DI UN NUOVO MUSEO DELLA MOTOCICLETTA FRERA
 Localita': SITO IN VIA ZARA n° 37 – Tradate (VA)

5/11/2023

Scala 1:23



DOTT. FILIPELLO FABRIZIO

ALLEGATO 3: SCHEDA LITOLOGIA LIMOSO-SABBIOSA DI TIPO 2



EFFETTI LITOLOGICI – SCHEDA LITOLOGIA LIMOSO – SABBIOSA TIPO 2

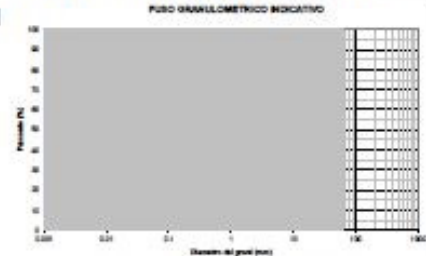
PARAMETRI INDICATIVI

GRANULOMETRIA:

Da limi con sabbie debolmente ghiaiose a limi debolmente sabbioso-argillosi passando per limi con sabbie, limi debolmente argillosi, limi debolmente sabbiosi, limi debolmente ghiaiosi e sabbie con limi debolmente argillosi

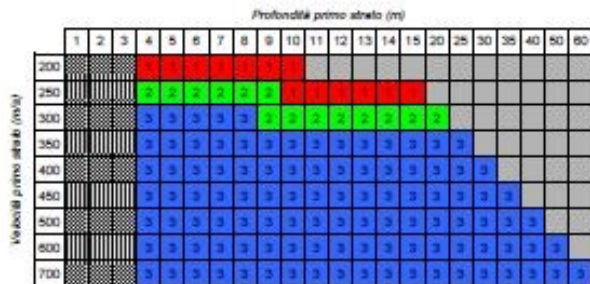
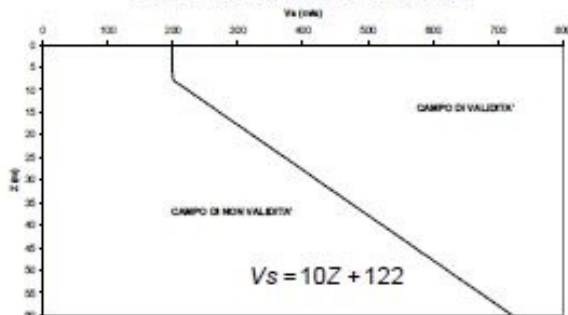
NOTE:

Comportamento coesivo
 Frazione limosa ad un massimo del 95%
 Presenza di clasti immersi con $D_{max} < 2-3$ cm
 Frazione ghiaiosa fino ad un massimo del 10%
 Frazione sabbiosa fino ad un massimo del 45%
 Frazione argillosa fino ad un massimo del 15%
A FIANCO: range di valori per alcuni parametri geotecnici significativi validi per limi sabbiosi debolmente argillosi

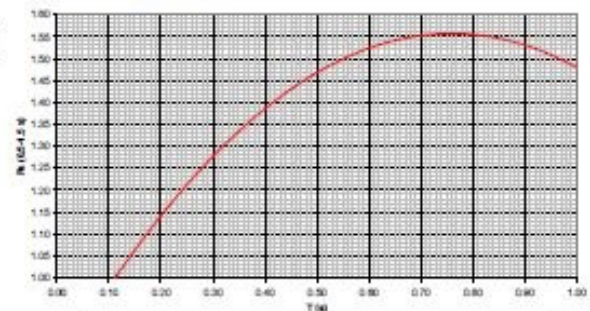
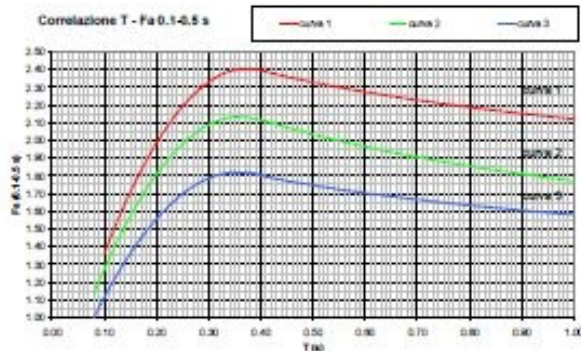


PARAMETRO	UNITA'	INTERVALLO
Peso di volume naturale	$\gamma_{vol} [kN/m^3]$	18.5-19.5
Peso specifico relativo solida	$\gamma_s [kN/m^3]$	26.0-27.0
Contenuto d'acqua naturale	$w [\%]$	25-30
Limite di liquidità	$w_L [\%]$	25-30
Limite di plasticità	$w_p [\%]$	15-20
Indice di plasticità	$I_p [\%]$	5-15
Indice dei stati	A	0.6-0.9
Grado di saturazione	$S_r [\%]$	90-100
Coefficiente di scivolo a riposo	K_0	0.4-0.5
Indice di compressione	C_c	0.10-0.30
Indice di rigonfiamento	C_s	0.05-0.07
Coefficiente di compressibilità secondaria	C_α	0.003-0.006
Numero colpi prova SPT (nei primi 10 m)	N ₆₀	0-20

ANDAMENTO DEI VALORI DI V_s CON LA PROFONDITA'



Correlazione T - Fa 0.5-1.5 s



$$Fa_{0.5-1.5} = -1.33T^2 + 2.02T + 0.79$$

Curva	Tratto polinomiale	Tratto logaritmico
1	$0.10 < T \leq 0.40$ $Fa_{0.1-0.5} = -13.9T^2 + 10.4T + 0.46$	$0.40 < T \leq 1.00$ $Fa_{0.1-0.5} = 2.12 - 0.30LnT$
2	$0.08 < T \leq 0.40$ $Fa_{0.1-0.5} = -12.8T^2 + 9.2T + 0.48$	$0.40 < T \leq 1.00$ $Fa_{0.1-0.5} = 1.77 - 0.38LnT$
3	$0.05 < T \leq 0.40$ $Fa_{0.1-0.5} = -10.6T^2 + 7.6T + 0.46$	$0.40 < T \leq 1.00$ $Fa_{0.1-0.5} = 1.58 - 0.24LnT$

ALLEGATO 4: DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Fig.1: Carotaggio [0-5m]



Fig.2: Carotaggio [5-10m]