



COMUNE DI VIMODRONE

Provincia di Milano

OPERE DI RISTRUTTURAZIONE E RESTAURO DA REALIZZARE
MEDIANTE UTILIZZO DI TECNICHE A RIDOTTO IMPATTO AMBIENTALE
Via S. Ambrogio 44

VILLA TORRI - LOTTO A

Progettazione Architettonica	Progettazione Strutturale	Progettazione Impiantistica	Coordinatore sicurezza in fase progettuale	Indagine Geologica-Geotecnica
ARCH. ALBERTO CAVANNA Iscr. Albo Milano N.5639 Via GB. Casella, 4 20156 MILANO Tel. 0239261829 arch.cavanna@libero.it	ING. NICOLA LOGIUDICE Iscr. Albo Varese N.859 Via G. Ferrari, 21 21047 SARONNO (VA) Tel. 0296280538 nicola.logiudice@tiscali.it	ING. NICOLA LOGIUDICE Iscr. Albo Varese N.859 Via G. Ferrari, 21 21047 SARONNO (VA) Tel. 0296280538 nicola.logiudice@tiscali.it	ING. NICOLA LOGIUDICE Iscr. Albo Varese N.859 Via G. Ferrari, 21 21047 SARONNO (VA) Tel. 0296280538 nicola.logiudice@tiscali.it	DOTT. GEOL. MARCO CINOTTI Iscr. Albo Lombardia N.1290 AP Sez. A Via Bellini, 32 21052 Busto Arsizio (VA) Tel. 0331025577 studio.geo.logo@gmail.com

Emissione / Revisione	Data	Riferimento Emissione / Revisione
00	Marzo 2021	Emissione bozza di progetto definitivo/esecutivo
01	Luglio 2021	Emissione per validazione progetto definitivo/esecutivo
02	Novembre 2021	Emissione per validazione progetto definitivo/esecutivo revisione 1

Oggetto della presente:

Tavola

RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA

E

Committente:	Comune di Vimodrone	
Progettisti:	Arch. Alberto Cavanna Ing. Nicola Logiudice	
Oggetto opera:		
	<u>Ristrutturazione edificio comunale</u> <u>"Villa Torri" in</u> <u>Via Sant'Ambrogio, 44,</u> <u>20090 Vimodrone MI</u>	
Titolo Documento:		
	Relazione Geologica (R1 e R3)	
N° Elaborato: 0521		
Redatto da: AB Controllato da: MC	Revisione 1: 25.02.2021	
Data documento:		
	Busto Arsizio 03/03/2021	
Il Proprietario:		<p>Il progettista Dott. Geol. Marco Cinotti</p>  

INDICE

INDICE	2
1. PREMESSA	3
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO - GEOMORFOLOGICO	4
2.1 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO.	6
2.2 LINEAMENTI GEOLITOLGICI.	6
2.3 LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI.	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
3. IDROGRAFIA ED IDROGEOLOGIA	11
3.1 CARATTERI IDROGRAFICI.	11
3.2 CARATTERI IDROGEOLOGICI.	11
4. CARATTERI SISMICI	12
4.1 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
4.2 PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
5. INDAGINE SISMICA	20
6.1 CENNI TEORICI	22
6.2 FREQUENZA CARATTERISTICA DI RISONANZA DEL SITO	23
5. CARATTERISTICHE DI FATTIBILITÀ GEOLOGICA	27
6. CONCLUSIONI	28
NORMATIVE E RIFERIMENTI	29

ALLEGATO 1: INQUADRAMENTO GEOGRAFICO (CTR, MAPS);

ALLEGATO 2: ESTRATTO CARTA GEOLOGICA;

ALLEGATO 3 ESTRATTO CARTA IDROGEOLOGICA;

ALLEGATO 4: ESTRATTO CARTA DI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE;

ALLEGATO 5: ESTRATTO CARTA DI FATTIBILITÀ GEOLOGICA;

1. PREMESSA

Su incarico dello Studio Tecnico dell'Ing. Nicola Logiudice, il sottoscritto Dott. Geol. Cinotti Marco, con studio in Busto Arsizio, Via Vincenzo Bellini n.32, ha eseguito i necessari accertamenti al fine di caratterizzare, da un punto di vista geologico e sismico, il terreno oggetto di una ristrutturazione di un edificio situato in via Sant'Ambrogio, 44, 20090 Vimodrone (MI)(Fig.1, Fig.2).



Figura 1 - Immagine satellitare lotto d'intervento (Google Earth).

Il presente elaborato è una Relazione Geologica R1–R3. Il documento R3 è una relazione geologica di fattibilità da allegare al permesso di costruire e viene redatta sulla base del D.G.R. 2616/2011. In essa vengono indicati i fattori limitanti alle diverse tipologie di opere a seconda dell'area in cui esse si trovano.

Questi fattori sono riportati nella documentazione della Componente Geologica dei PGT dei comuni lombardi e possono essere di tipo geologico, geomorfologico, geotecnico, idraulico, idrogeologico, sismico ecc.

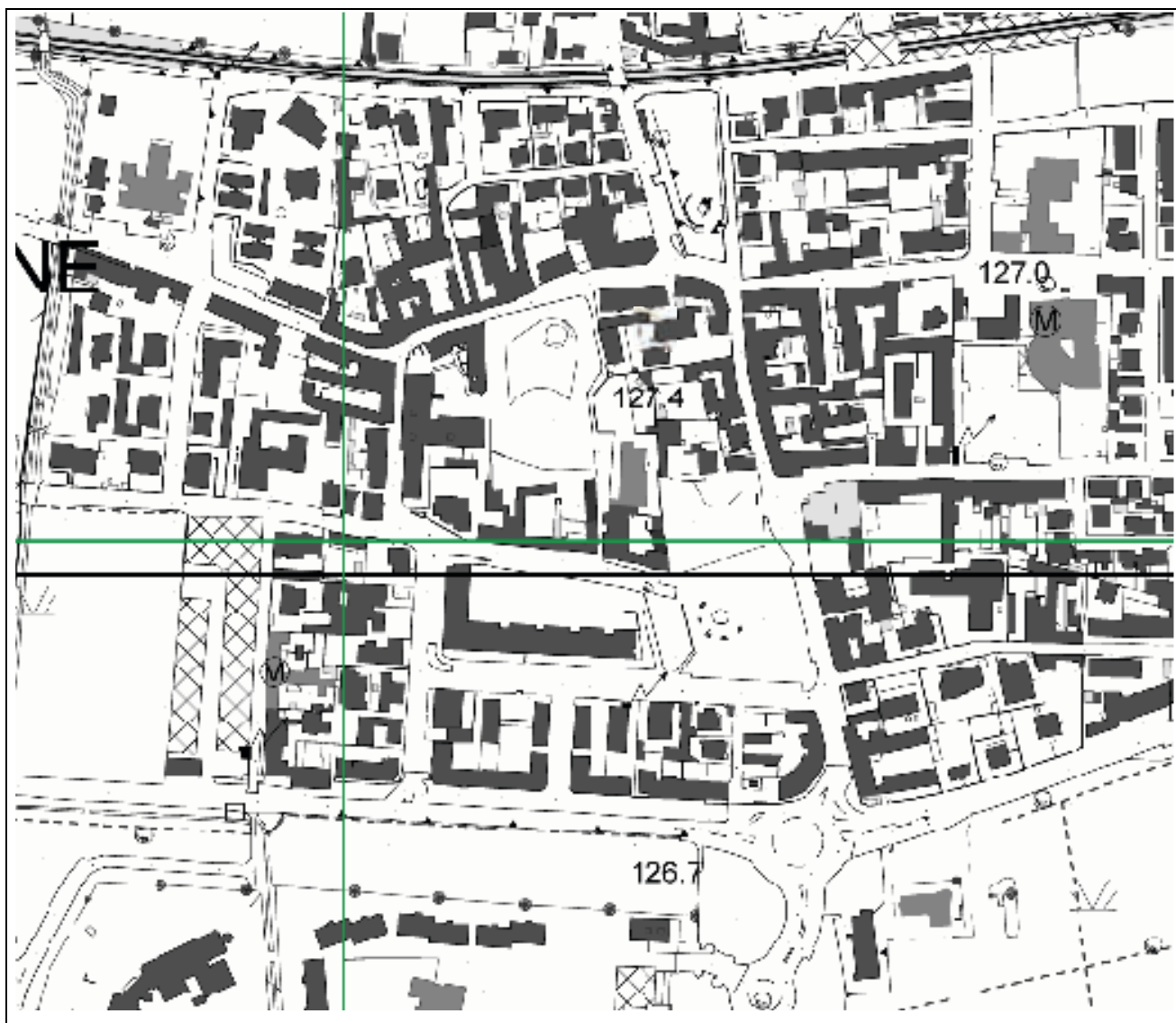


Figura 2 – Estratto carta tecnica regionale; cerchiata in rosso l'area di studio. (Geoportale Lombardia)

Il documento R1 è, invece, una relazione geologica redatta secondo quanto stabilito dal D.M. 17/01/18, da allegare al progetto strutturale dell'opera dopo il rilascio del permesso di costruire. In essa vengono

approfondite le criticità evidenziate nel documento R3 e gli eventuali accorgimenti tecnici e costruttivi da adottare.

Con la presente relazione sarà quindi illustrata la modellazione geologica del sito così come risultante dalle specifiche indagini eseguite in funzione dell'importanza dell'opera.

Il lavoro si è sviluppato inizialmente in uno studio di massima dell'area, condotto sia mediante consultazione dei lavori reperibili in bibliografia, sia con l'effettuazione di ricognizioni in loco, al fine di definire le caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrauliche ed idrogeologiche.

Comune di Vimodrone - Prot. n. 0019162 del 29-11-2021 in arrivo

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO - GEOMORFOLOGICO

2.1 Caratterizzazione e modellazione geologica del sito.

Lo studio geologico ha riguardato una zona relativamente poco estesa, in relazione sia al tipo di opera e al contesto geologico in cui questa si colloca, sia alla complessità geologica del sito, alle finalità progettuali e alle peculiarità dello scenario territoriale ed ambientale in cui si opera.

Lo studio geologico definisce i lineamenti geomorfologici della zona, la successione litostratigrafica locale, illustrando altresì i caratteri geostrutturali generali oltre allo schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea.

Nella descrizione dei caratteri geologici del sito sono definite le caratteristiche intrinseche delle singole unità litologiche con particolare riguardo ad eventuali disomogeneità, discontinuità, stati di alterazione e fattori che possano indurre anisotropia delle proprietà fisiche dei materiali.

Al fine di completare la descrizione contenuta nella relazione Geologica, questa è corredata da elaborati grafici in scala adeguata al dettaglio degli studi eseguiti e dalla documentazione delle indagini appositamente effettuate e di quelle derivate dalla letteratura tecnico-scientifica o da precedenti lavori.

2.2 Lineamenti geolitologici.

L'area, rappresentata nel foglio 45 della carta Geologica d'Italia, è costituita da depositi alluvionali di tipo fluviolacustre riconducibili al Pleistocene, denominati *Diluvium medio* e *Diluvium recente* con le seguenti caratteristiche: (Fig.3)

q2- Diluvium medio (Fluvioglaciale rissiano I).

Col nome di Diluvium medio s'indicano i terreni costituenti quei ripiani terrazzati che occupano una posizione altimetricamente intermedia tra quella del Diluvium antico e il livello principale della pianura.

Le aree d'affioramento costituiscono estese spianate che si allungano da nord a sud assottigliandosi a meridione. La loro configurazione può essere paragonata a quella di vere e proprie penisole sopraelevate rispetto al livello principale della pianura, collegate a nord con le maggiori cerchie moreniche esterne.

Sovente i depositi del Diluvium medio si appoggiano ai lati dei più alti terrazzi del Diluvium antico formando un gradino intermedio tra questi ed il Diluvium recente.

I tratti morfologici essenziali dei ripiani terrazzati del Diluvium medio sono i seguenti:

- configurazione superficiale piuttosto piatta e uniforme,
- leggera pendenza verso sud,
- posizione altimetrica tra i pianalti del Diluvium antico e il livello principale della pianura (Diluvium recente).
- pianura (Diluvium recente).



Figura 3 - Estratto Carta Geologica d'Italia; cerchiata in rosso l'area di studio. (ISPRA F. 45)

Sono separati dall'uno e dall'altro nella maggior parte dei casi da una scarpata morfologica ripida soprattutto nell'area settentrionale. Nei dintorni di Gerenzano si osservano ad esempio gradini di 5-6 m. Il passaggio dai pianalti del Diluvium medio a quelli del Diluvium antico e del Diluvium recente si realizza spesso attraverso un piano inclinato talora appena percettibile, soprattutto in corrispondenza dei lembi meridionali.

La superficie del Diluvium medio è piatta e uniforme in contrasto con quella dei pianalti più antichi sempre leggermente ondulata. Rispetto a quelli, inoltre, s'immerge a sud con una pendenza leggermente inferiore, ma superiore a quella del livello principale della pianura.

Da un punto di vista litologico il Diluvium medio è un deposito di natura essenzialmente ghiaiosa. Si tratta di ghiaie d'origine fluvioglaciale coperte da uno strato superficiale di natura limoso-argillosa (*loess*). Il contatto tra questo e le ghiaie sottostanti è brusco e talora di tipo erosionale.

Le ghiaie sono formate soprattutto da ciottoli di rocce cristalline: prevalgono graniti, dioriti, porfidi quarziferi, porfiriti, gneiss micacei, quarziti, meno frequenti le filladi ed i micascisti; molto scarsi i calcari.

I ciottoli sono inclusi in una matrice argilloso-sabbiosa. L'argilla, che conferisce talora al deposito una colorazione giallo-marroncina, è stata probabilmente trasportata dalla superficie fino a notevole profondità dalle acque di percolazione. I ciottoli, molto arrotondati, hanno dimensioni varie, ma inferiori a quelle del Diluvium antico; il loro diametro supera raramente i 10 cm.

Lo strato superficiale è costituito da limi argillosi, notevolmente omogenei e ad elevato grado d'assortimento. Il loro spessore si aggira nella maggior parte dei casi attorno al metro; non mancano però accumuli più potenti dovuti alle acque di dilavamento specialmente dove i terrazzi si addossano alle scarpate di quelli più antichi. Il passaggio dallo strato superficiale alle ghiaie pressoché inalterate è più rapido che nel Diluvium antico (20-30 cm). Di frequente l'alterazione dei ciottoli interessa solo la loro parte più esterna.

I depositi del Diluvium medio s'immergono sotto quelli del Diluvium recente nelle zone Cislago-Origgio-Saronno.

Lo spessore del Diluvium medio può essere determinato solo con le perforazioni poiché non affiora la sua base. Essa peraltro o sposa le irregolarità del sottostante conglomerato poligenico, o si appoggia ai depositi per vari aspetti simili del Diluvium antico.

q3 - Diluvium recente (*Fluvioglaciale rissiano II-Wurmiano*).

Sotto il nome di Diluvium recente sono compresi quei depositi di natura ghiaioso-sabbioso-argillosa che costituiscono il livello principale della pianura.

Il Diluvium recente occupa gran parte del foglio «Milano». Nella parte settentrionale è limitato alle fasce altimetricamente più basse comprese tra i pianalti del Diluvium antico e medio.

La morfologia del Diluvium recente è molto uniforme; si tratta, infatti, di una pianura che s'insinua a nord tra i lembi diluviali più antichi, mantenendosi ad una quota sensibilmente inferiore.

È evidente, in quest'area, come la distribuzione delle ghiaie del Diluvium recente contrassegni l'alveo d'antichi corsi d'acqua incisi nei pianalti più elevati. A sud degli affioramenti di Diluvium medio e antico la



pianura del Diluvium recente si sviluppa uniformemente ed è interrotta soltanto dagli alvei degli attuali corsi d'acqua, fiancheggiati da più ordini di terrazzi.

La natura del Diluvium recente è meno uniforme di quella del Diluvium medio e antico; essa è quasi costantemente caratterizzata dalla presenza di uno strato superiore d'alterazione di 25-70 cm di spessore. Questo strato d'alterazione di natura essenzialmente argilloso-sabbiosa non è sempre conservato.

Per quanto riguarda la natura dei depositi del Diluvium recente, sotto lo strato d'alterazione superficiale, s'incontrano ghiaie, sabbie, limi e argille. Nell'area in esame prevalgono le ghiaie costituite da ciottoli di dimensioni medie e grosse che si aggirano fra quelle di una testa d'uomo e quelle di una noce. I ciottoli hanno forma arrotondata con frequente tendenza verso la forma ovale. Mancano quasi del tutto elementi angolosi e, se presenti, si tratta di frammenti composti di rocce durissime e fragili, ad esempio diaspri. Le ghiaie sono nella maggior parte dei casi stratificate e la stratificazione è per lo più determinata da una successione di lenti e strati a granulometria diversa, ma composti ciascuno da elementi di dimensioni simili tra loro. Sono pure frequenti straterelli sabbiosi che si alternano con ghiaie più o meno grossolane. I ciottoli delle ghiaie sono spesso mescolati con notevole quantità di sabbia, perciò più che di ghiaie si deve parlare di ghiaie sabbiose. L'argilla è pure presente molto spesso negli strati superficiali e talora si mescola con la ghiaia e la sabbia sino ad una certa profondità. Questa argilla, salvo eccezioni, è stata portata nel sottosuolo dalle acque di dilavamento e da quelle d'irrigazione.

Per quanto riguarda la natura litologica dei ciottoli, prevalgono quelli composti di rocce intrusive, quali graniti, granodioriti e dioriti. Sono abbondanti le rocce metamorfiche, quali gneiss, gneiss ghiandolari, kinzigiti, scisti cloritico-epidotici, quarziti, micascisti, filladi, anfiboliti della cosiddetta «Serie dei Laghi». Sono pure presenti ciottoli d'arenaria provenienti in gran parte dal «Piano di Sirone» tanto esteso nella fascia collinare prealpina, ed anche di calcari, in gran parte riferibili ai calcari di Esino; le dolomie, piuttosto scarse, ricordano quelle della Dolomia Principale.

L'esatta delimitazione dello spessore del Diluvium recente è possibile solo in perforazione ove le ghiaie si appoggiano direttamente su livelli ben identificabili, il Ceppo, le argille superficiali del Diluvium antico e medio, le argille fluvio-lacustri del Villafranchiano. Nella zona a ghiaie prevalenti lo spessore della coltre diluviale recente varia sensibilmente.

Se vogliamo distinguere il territorio da un punto di vista litologico/tessiturale, possiamo osservare che le diverse aree presentano da nord a sud, delle facies a granulometria decrescente, passando dalla ghiaie alle sabbie prevalenti (**Fig.4**)

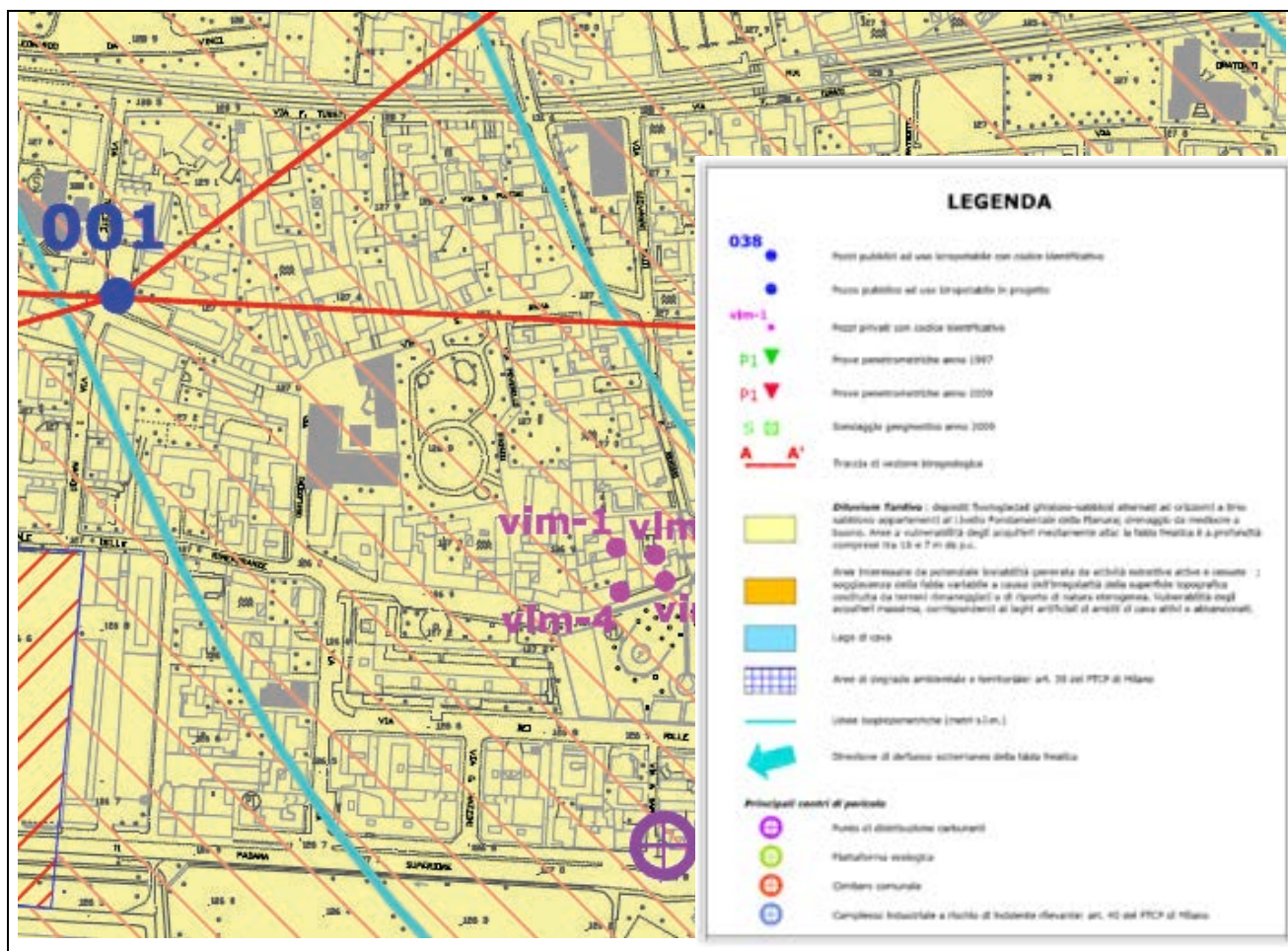


Figura 4 - Estratto Carta Geologica-Idrogeologica; cerchiata in rosso l'area di studio – PGT Comune di Vimodrone

3. IDROGRAFIA ED IDROGEOLOGIA

3.1 Caratteri idrografici.

Le acque di precipitazioni cadenti in un bacino, in parte vengono eliminate per evapotraspirazione (direttamente dal suolo o attraverso la vegetazione); la rimanente parte percola nel sottosuolo e defluisce superficialmente attraverso i collettori naturali.

Le acque che defluiscono per via sotterranea possono passare in bacini attigui e tale possibilità dipende dalla struttura geologica e dalla permeabilità dei terreni; così pure ad uno stesso bacino possono pervenire attraverso il sottosuolo acque di altri bacini. Questo concetto significa che non sempre spartiacque superficiali corrispondono a spartiacque sotterranei.

Pertanto, il bilancio idrico di un bacino espresso nella forma più semplice risulta dal raffronto fra la quantità d'acqua che entra nel bacino sotto forma di precipitazioni e che proviene da altri bacini per via sotterranea, e quella che esce, sotto forma di acqua di scorrimento superficiale, di evaporazione, di traspirazione delle piante e per perdite sotterranee. Di estrema difficoltà è la determinazione della porzione d'acqua che proviene da altri bacini o che scola in altri bacini per via sotterranea.

Per un primo orientamento delle caratteristiche idrogeologiche del territorio, riteniamo dunque proponibile solamente un bilancio estremamente schematico, basato in gran parte su valori stimati per analogia con bacini situati in condizioni geoclimatologiche simili a quelle delle zone studiate.

Tra tutti i corsi d'acqua che attraversano il territorio di Vimodrone, il principale è rappresentato dal Naviglio della Martesana che attraversa longitudinalmente il territorio comunale di Vimodrone ed è uno tra i maggiori cavi irrigui e di bonifica della Provincia di Milano. (Fig.5)

3.2 Caratteri idrogeologici.

Lo studio dell'assetto idrogeologico locale è stato effettuato utilizzando i dati bibliografici.

Da un punto di vista idrogeologico, il settore oggetto della presente relazione si caratterizza per la presenza di tre litozone, sedi di importanti acquiferi che, dall'alto verso il basso, presentano una granulometria decrescente e possono essere così descritte:

- **Litozona sabbioso-ghiaiosa:** è sede della falda superficiale libera e costituisce l'acquifero tradizionale freatico. Corrisponde ai depositi del Livello Fondamentale della Pianura e presenta una granulometria generalmente decrescente da nord verso sud. Il livello inferiore è localizzato in corrispondenza dei primi orizzonti argillosi che la separano dalle falde sottostanti. La soggiacenza è compresa tra 7 e 16 m da p.c.;
- **Litozona sabbioso-argillosa:** In questo livello si trova un importante acquifero separato da quello superficiale da alcuni livelli argillosi. La granulometria è generalmente fine con livelli sabbiosi alternati a orizzonti argillosi che spesso isolano piccole falde all'interno dell'acquifero principale;
- **Litozona argillosa:** è sede dell'acquifero profondo ed è formata da sedimenti marini fini con estese intercalazioni limose e sabbiose.



Figura 7 - Estratto Carta Reticolo Idrografico cerchiata in rosso l'area di studio. (PGT Comune di Vimodrone)

4. CARATTERI SISMICI

L'area in oggetto ricade nella zona di convergenza tra piastra adriatica e piastra europea (Alpi e Subalpino) caratterizzata da meccanismi di rottura di tipo thrust e transpressivi individuata nella zonazione sismogenetica ZS4, adottata dal GNDT nel 1996; nella nuova zonazione sismogenetica ZS9 (Meletti e Valensise, 2004), attualmente in vigore, l'area in esame ricade in prossimità della zona sismogenetica 907.

A conferma di quanto riportato in precedenza si riporta la carta delle "Massime intensità macrosismiche osservate nei comuni italiani valutate a partire dalla banca dati macrosismici del GNDT e dai dati del Catalogo dei Forti Terremoti dell'ING" (Molin et al., 1996) nella quale, per il territorio del comune di Vimodrone viene indicato un terremoto con magnitudo \leq al VI grado MCS (**Fig. 8**).

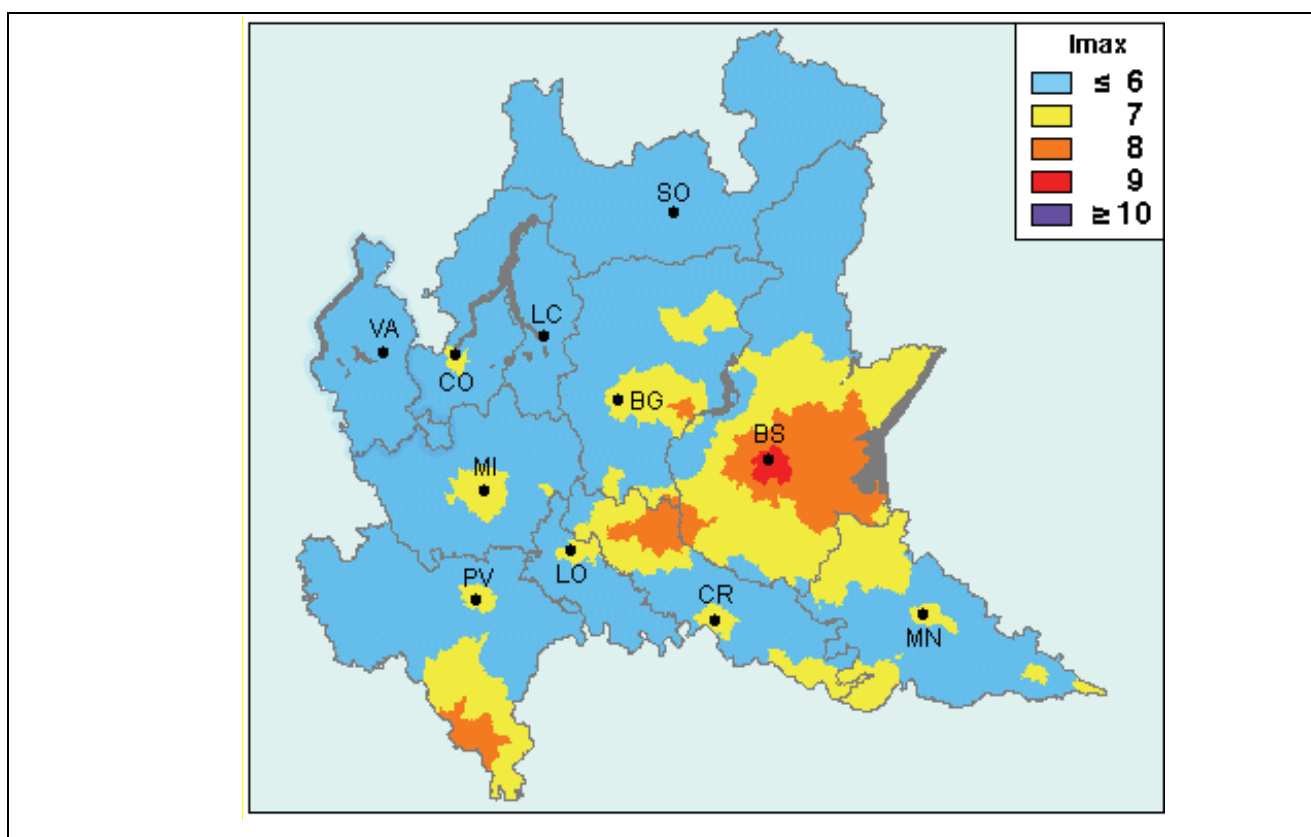


Figura 9— Carta di Pericolosità Sismica del territorio Lombardo.

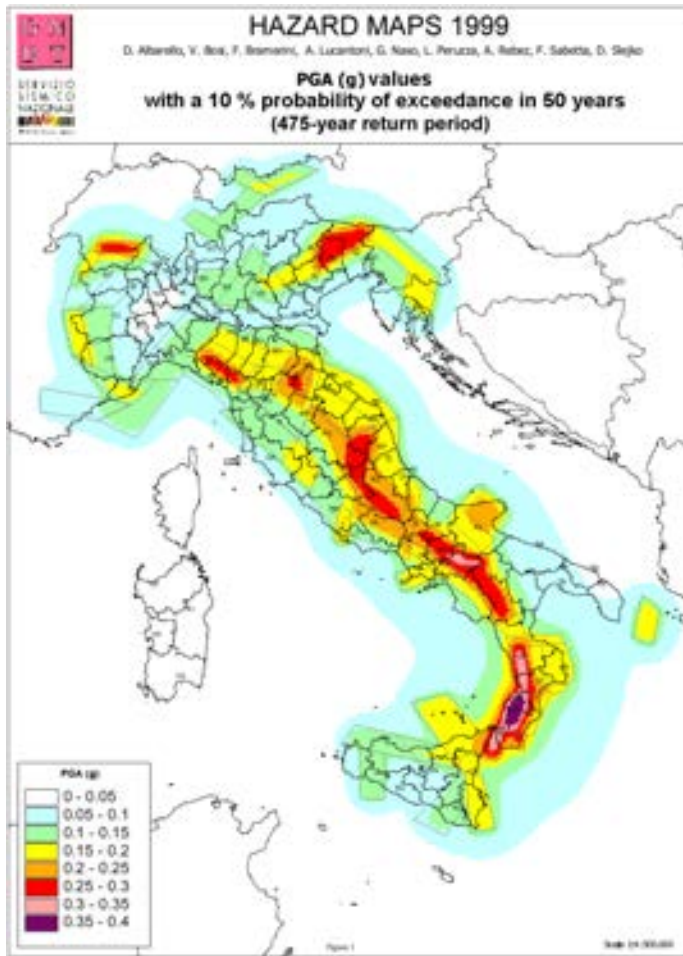


Figura 10 – Carta di Pericolosità Sismica del territorio nazionale.

La mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale, riportata nella **figura 11** ed elaborata dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, approvata con Ordinanza n.3519 del Presidente del Consiglio dei Ministri del 28 Aprile 2006, è diventata la mappa di riferimento prevista dall'Ordinanza n.3274 del 2003, All.1.

In tale cartografia il comune di Vimodrone ricade in una zona con accelerazione massima al suolo (a_{max}) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli molto rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s; cat.A) compresa tra 0,025-0,05g (**Fig. 12**).

Dalla Carta di Pericolosità Sismica Locale del comune di **Vimodrone Fig. 11**), si evince inoltre che l'area di studio si imposta su una zona **Z4a** caratteristica di una zona di fondovalle con la presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali.

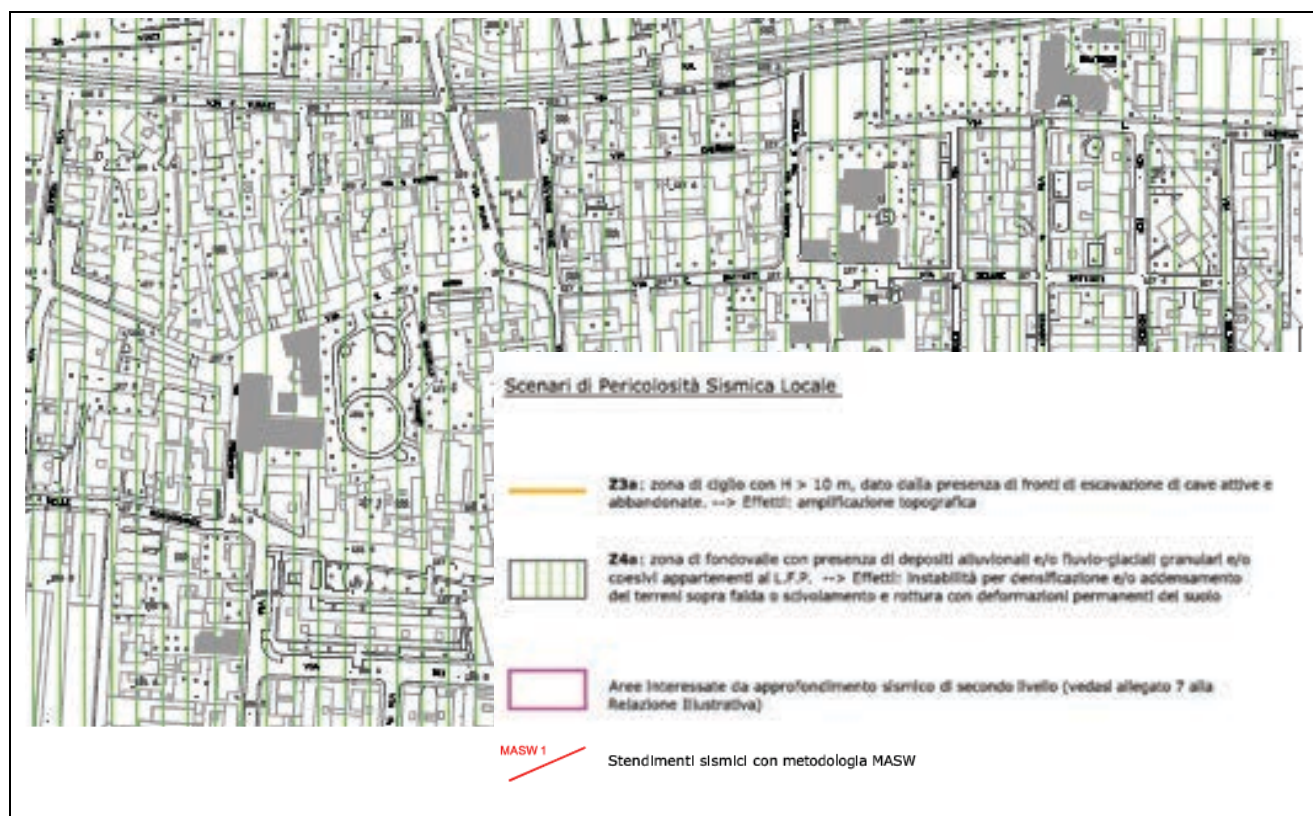


Figura 11 – Estratto Carta pericolosità sismica locale; cerchiata in rosso l'area di studio - PGT Comune di Vimodrone

Con Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 17/01/18 sono state approvate le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n°42 del 20/02/18) nelle quali è presente un allegato relativo alla pericolosità sismica del territorio nazionale. Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali, che sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri a_g (accelerazione orizzontale massima del terreno), F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale), T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale). Di seguito sono riportati i valori di a_g , F_0 , T_c^* relativi alla pericolosità sismica sito-specifica:



Figura 8 - Parametri sismici sitospecifici - Fonte Geostru.eu

4.1 Pericolosità sismica di base

Coordinate geografiche del punto

Latitudine (WGS84):	45.5132904	[°]
Longitudine (WGS84):	9.2831326	[°]
Latitudine (ED50):	4 5.5142212	[°]
Longitudine (ED50):	9.2841902	[°]
Vita nominale (Vn):	50	[anni]
Classe d'uso:	II	
Coefficiente d'uso (Cu):	1	
Periodo di riferimento (Vr):	50	[anni]
Tipo di interpolazione:	Media ponderata	

Stato limite	T _r [anni]	a _g [g]	F ₀ [-]	T _c * [s]
SLO	30	0.020	2.554	0.178
SLD	50	0.026	2.547	0.196
SLV	475	0.055	2.630	0.281
SLC	975	0.068	2.651	0.296

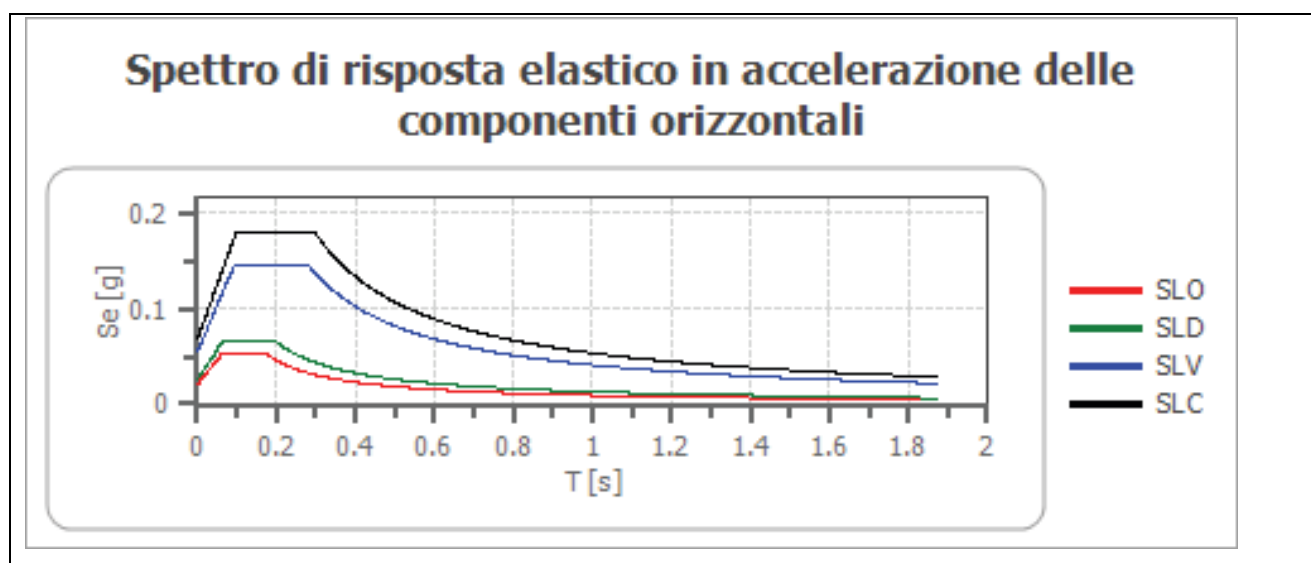
4.2 Pericolosità sismica di sito

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %
Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1.000
Categoria sottosuolo: B
Categoria topografica:
T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

Stabilità di pendii e fondazioni

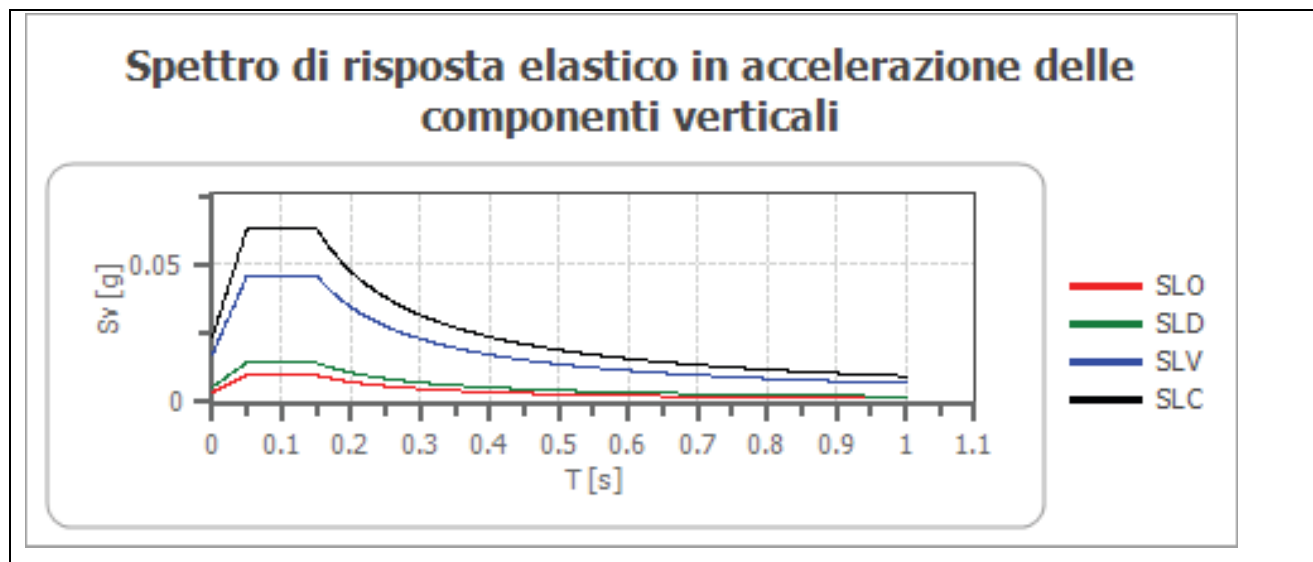
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
k_h	0.004	0.005	0.011	0.014
k_v	0.002	0.003	0.006	0.007
a_{max} [m/s ²]	0.198	0.254	0.542	0.666
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.0	0.020	2.554	0.178	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.059	0.178	1.681	0.020	0.051
SLD	1.0	0.026	2.547	0.196	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.065	0.196	1.704	0.026	0.066
SLV	1.0	0.055	2.630	0.281	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.094	0.281	1.821	0.055	0.145
SLC	1.0	0.068	2.651	0.296	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.099	0.296	1.872	0.068	0.180

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.0	0.020	2.554	0.178	1	1.000	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.004	0.010
SLD	1.0	0.026	2.547	0.196	1	1.000	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.006	0.014
SLV	1.0	0.055	2.630	0.281	1	1.000	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.018	0.046
SLC	1.0	0.068	2.651	0.296	1	1.000	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.024	0.063

In base alla normativa italiana è possibile schematizzare l'azione sismica come un insieme di forze orizzontali statiche; in questo modo possiamo effettuare un'analisi del fenomeno di tipo statico (limitata ad alcune tipologie strutturali) o di tipo dinamico (sempre applicabile). Il progettista, deve garantire per le strutture in progetto, alcune prestazioni in caso si verifichi un evento sismico. In particolare la struttura progettata dovrà garantire un certo comportamento per azioni che si possono verificare una sola volta in un lasso di tempo lungo (sisma grave), ed un diverso tipo di comportamento per azioni che invece si possono verificare ad intervalli temporali più brevi (sisma lieve).

Nel primo caso la struttura, pur potendo riportare danni anche gravissimi agli elementi non portanti, deve in ogni modo garantire l'equilibrio statico, cioè non collassare. Nella seconda ipotesi invece, non dovranno verificarsi per la stessa, alcun tipo di danno.

È importante osservare come la nuova normativa ha modificato completamente il modo di considerare l'accelerazione sismica sulla struttura, definendola ora tramite la rappresentazione grafica dello spettro di

risposta. Questo è funzione del livello di sismicità della zona, delle caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione, mentre non dipende dalla tipologia strutturale.

Nell'Ordinanza P.C.M. sono state definite quattro zone sismiche distinte in base all'accelerazione al suolo (la Lombardia è inserita in zona IV):

Zona	Accelerazione al suolo
1	0,35 g
2	0,25 g
3	0,15 g
4	0,05 g

Al fine di determinare poi l'azione sismica in funzione delle caratteristiche del sito, sono state individuate 5 diverse tipologie di terreno:

Cat. Suolo	Tipo	Velocità diffusione onde sismiche (*)
A	Suoli omogenei molto rigidi	$V_{s30} > 800$ m/s
B	Sabbie molto addensate	$360 \text{ m/s} < V_{s30} < 800 \text{ m/s}$
C	Sabbie mediamente addensate	$180 \text{ m/s} < V_{s30} < 360 \text{ m/s}$
D	Terreni granulari poco addensati	$V_{s30} < 180$ m/s
E	Terreni a strati superficiali alluvionali	V_{s30} come C o D nello strato superficiale (spessore tra 5 e 20 m) e come A nel substrato

(*) Velocità media di propagazione entro i primi 30 m di profondità a partire dal piano di posa delle fondazioni della struttura, delle onde sismiche di taglio.

Premesso sinteticamente quanto sopra, nella progettazione delle fondazioni dirette si dovranno osservare le seguenti fasi:

- Scelta del piano di posa;
- Calcolo del carico limite;
- Calcolo dei cedimenti;
- Calcolo della fondazione.

Secondo le correlazioni di Otha e Goto, applicabili esclusivamente a terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi, vediamo come il terreno sia inscrivibile nella categoria C (sabbie mediamente addensate).

Dal momento che l'edificio oggetto di studio non è considerato come rilevante e/o strategico e vista la zona sismica di appartenenza, non è necessario un approfondimento sismico di secondo livello.

5. INDAGINE SISMICA

È stata condotta nell'area di studio un'indagine con metodologia della sismica passiva mediante l'utilizzo di un tromometro (della ditta MICROMED, modello Tromino). Tale indagine è finalizzata alla determinazione dei valori di frequenza caratteristica del sito in modo da prevenire effetti di doppia risonanza (terreno/struttura) estremamente pericolosi per la stabilità degli edifici.

Le misurazioni sono state eseguite nella medesima area mediante l'utilizzo di un tromometro digitale della ditta Micromed S.r.l., modello "Tromino" e i dati rielaborati tramite il programma "TROMINO® Grilla".

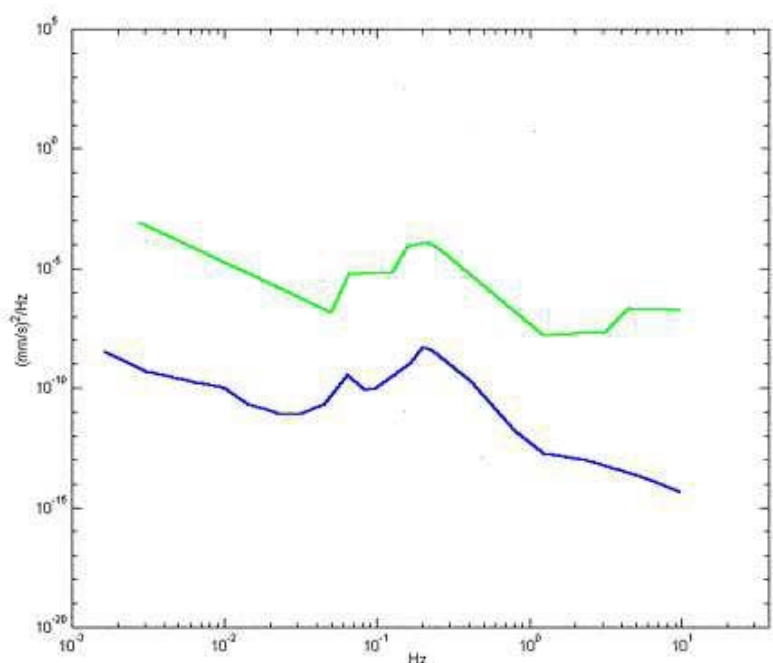


Le caratteristiche tecniche dello strumento sono di seguito riportate.

Numero di canali	3+1 analogici
Amplificatori	tutti canali con input differenziali
Rumore	< 0.5 µV r.m.s. @128 Hz sampling
Impedenza dell'input	106 Ohm
Range di frequenze	DC - 360 Hz
Frequenza di campionamento	16384 Hz per canale
Frequenze di sovracampionamento	32x, 64x, 128x
Conversione A/D	equivalente a 24 bit
Massimo input analogico	51.2 mV (781 nV/digit)
Connessioni	porta USB, tipo B
Registrazione dati	memoria interna, standard 512 Mb, opzionale fino a 2 Gb
Dimensione e peso	10 x 14 x 7.7 (altezza) cm - 1.1 kg - contenitore di alluminio
Accoppiamento col terreno	su punte e cuscinetto reologico
Condizioni operative	temperatura - 10 / +70°C umidità 0-90% senza condensa
Impermeabilità	indice di protezione IP = 65 (resistente alla polvere, resistente agli spruzzi)
Sensori	3 velocimetri elettrodinamici ortogonali ad alta risoluzione autobloccaggio quando non in acquisizione

L'indagine geofisica si avvale della tecnica di Nakamura e sul rapporto spettrale H/V; si misura il microtremore sismico ambientale (rumore sismico). Il rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre, è generato dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre.

Nelle zone in cui non è presente alcuna sorgente di rumore locale, in assenza di vento e nel caso in cui il terreno sia roccioso e pianeggiante, lo spettro di rumore sismico è quello mostrato in figura 13, dove la curva



blu rappresenta il rumore di fondo 'minimo' di riferimento secondo il servizio geologico statunitense (USGS) mentre la curva verde rappresenta il 'massimo' di tale rumore.

L'andamento spettrale di questo rumore sismico di fondo decresce con la frequenza tranne che per due 'picchi' a 0,14 e 0,07 Hz originati probabilmente dalle onde delle tempeste oceaniche. Tali componenti spettrali vengono attenuate molto poco anche dopo tragitti di migliaia di chilometri per effetto di guida d'onda. A tale andamento generale, che è sempre presente, si sovrappongono gli effetti locali.

Figura 13 – Spettro del rumore sismico (in termini di velocità, componente verticale del moto) minimo e massimo secondo i modelli standard del servizio geologico USA (USGS) (J. Peterson, Observations and modelling of background seismic noise)

Il
rumore

sismico di

fondo agisce come sorgente di eccitazione per la risonanza del sottosuolo e degli edifici, più o meno come una luce bianca diffusa illumina gli oggetti eccitando le lunghezze d'onda tipiche di ciascun oggetto e dandogli il suo tipico colore. Pertanto, se il sottosuolo ha delle proprie frequenze, il rumore di fondo ecciterà queste frequenze di vibrazione rendendole chiaramente visibili nello spettro del rumore sismico misurato alla superficie. Esattamente nello stesso modo, si verificherà per un edificio.



È importante conoscere se la frequenza di risonanza del sottosuolo coincide con quella degli edifici presenti, poiché, durante un terremoto, può avere luogo un fenomeno di accoppiamento fra le due modalità di vibrazione. Questo effetto di amplificazione sismica produrrà un grande aumento della sollecitazione sugli edifici. L'amplificazione sismica è la prima causa dei danni indotti dal terremoto, anche più importante della dimensione del terremoto stesso.

Pertanto, il TROMINO rappresenta lo strumento ideale per la misura ad alta risoluzione del rumore sismico ambientale.

Per poter effettuare tale misurazione lo strumento racchiude tre velocimetri elettrodinamici ortogonali tra loro ad alta definizione con intervallo di frequenza compreso tra 0,1 Hz e 256 Hz. I dati vengono registrati su di una memoria interna da 512 Mb.

Durante le misure si è sempre orientata una delle componenti orizzontali lungo la direttrice N-S (Nord-Sud), per consentire una ripetizione e sovrapposizione delle registrazioni in tempi successivi.

6.1 Cenni teorici

La tecnica dei rapporti spettrali o HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare "ovunque" e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazioni esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque.

I risultati che si possono ottenere da una registrazione di questo tipo sono: la frequenza caratteristica di risonanza del sito, la frequenza fondamentale di risonanza di un edificio, la velocità media delle onde di taglio V_s , la stratigrafia del sottosuolo.

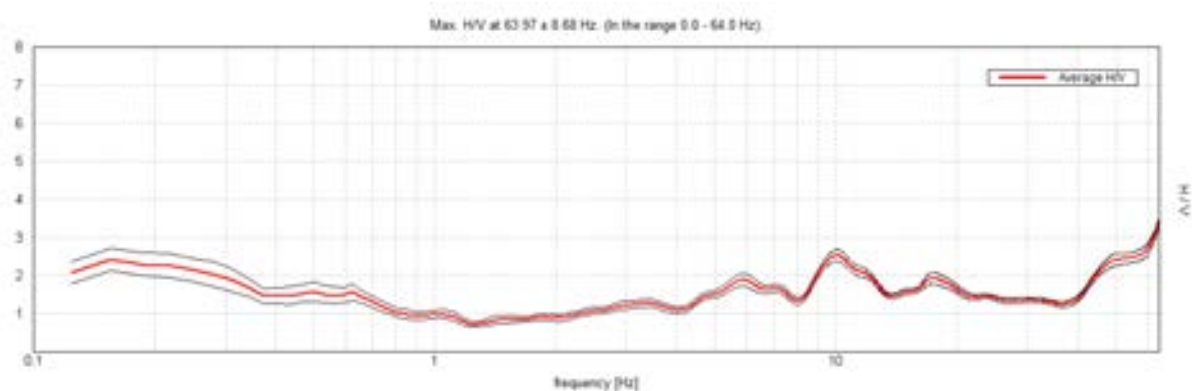
Nello specifico è stata utilizzata tale tecnica per verificare la frequenza caratteristica di risonanza del sito.

La frequenza caratteristica del sito rappresenta un parametro fondamentale, come già accennato, per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale in quanto si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la stessa frequenza di vibrazioni del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericolosi per la stabilità degli stessi. Operativamente sono state eseguite 3 misure (TR1, TR2, TR3):

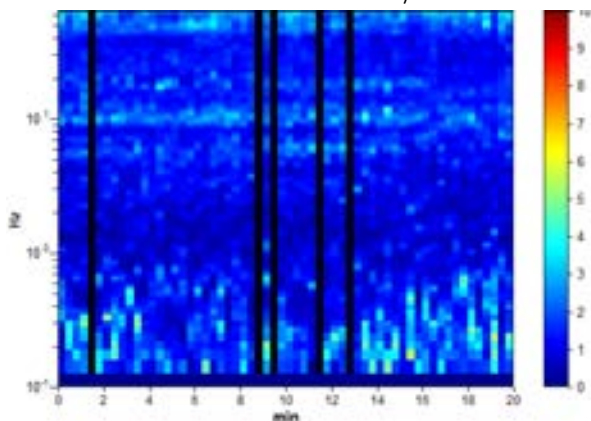
- è stato registrato il rumore sismico nelle sue tre componenti per un intervallo di tempo di 20 minuti;
- la registrazione è stata suddivisa in intervalli della durata di qualche decina di secondi ciascuno.

6.2 Frequenza caratteristica di risonanza del sito

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



SERIE TEMPORALE H/V



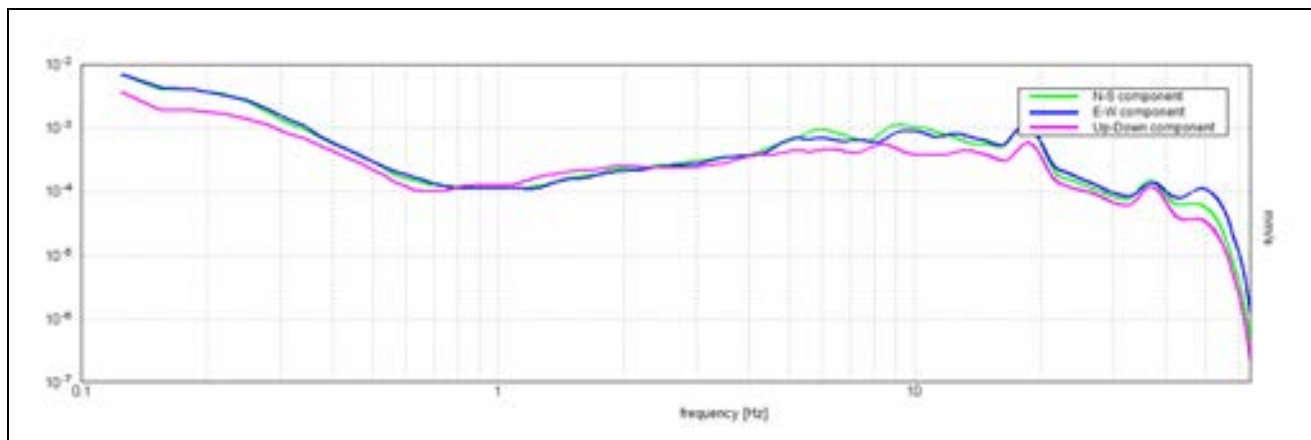
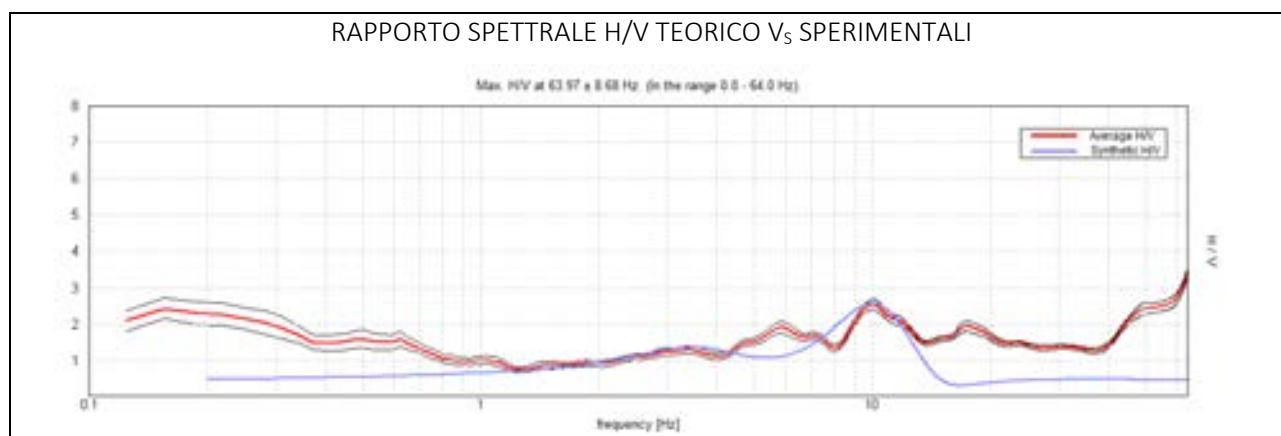


Figura 14 – Rapporti spettrali H/V Vs Hz per le singole componenti

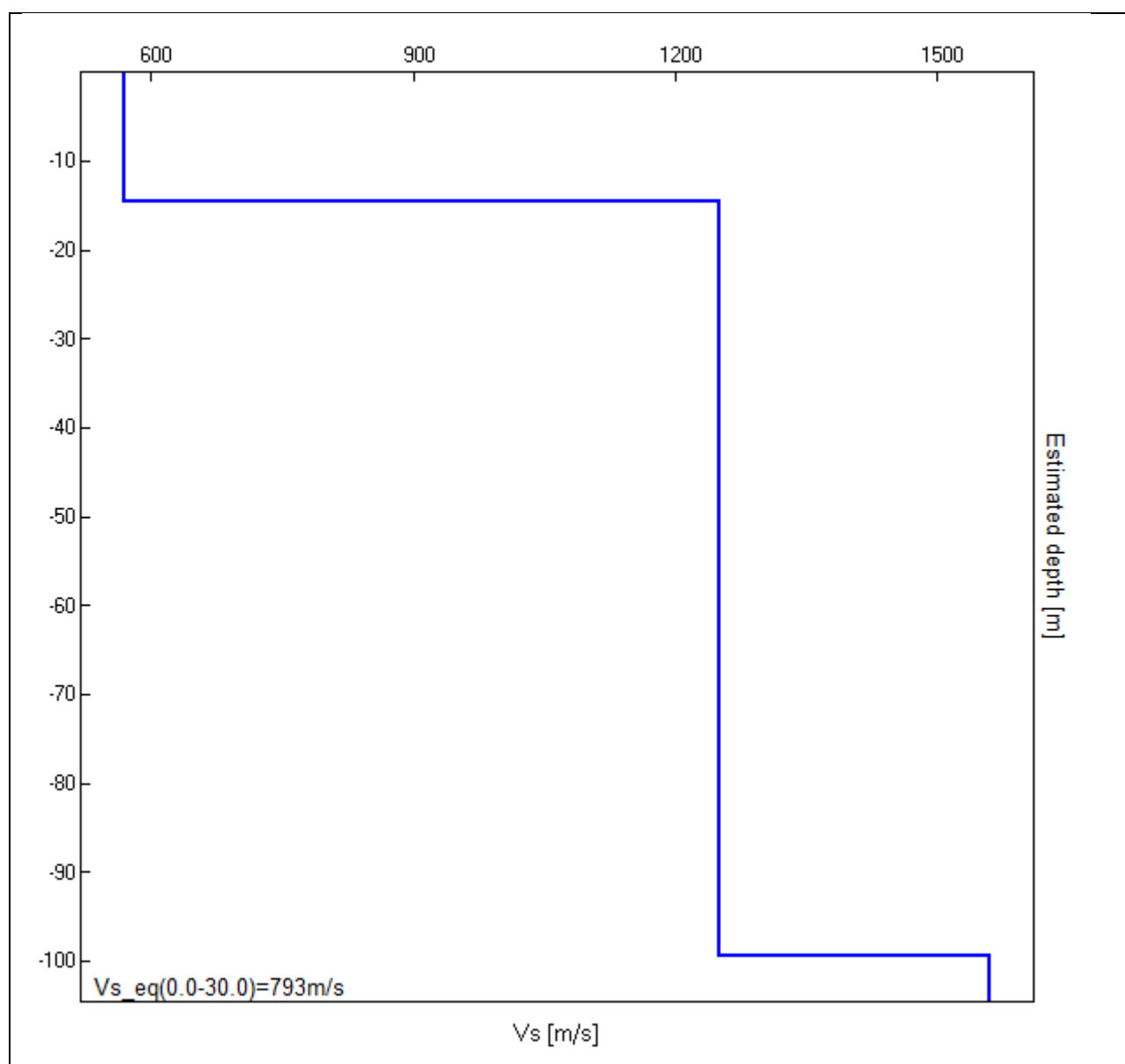


Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	V _s [m/s]	Rapporto di Poisson
14.50	14.50	570	0.40
99.50	85.00	1250	0.40
inf.	inf.	1559	0.40

Vs_eq(0.0-30.0)=793m/s

I dati acquisiti sono stati elaborati ottenendo una curva di dispersione sperimentale per le onde di Rayleigh, invertendo la quale, secondo un processo iterativo di minimizzazione ai minimi quadrati, si è ottenuto un profilo di velocità delle onde di taglio nel sottosuolo.

La curva di dispersione utilizzata per il processo di inversione è quella che consente di ottenere il miglior fitting con i dati sperimentali elaborando i dati relativi agli shot effettuati.





Dai dati di velocità V_s e spessori H si è ottenuto un valore di V_s **30 pari a 793 m/s**, che corrisponde ad un suolo di categoria B.

Comune di Vimodrone - Prot. n. 0019162 del 29-11-2021 in arrivo

5. CARATTERISTICHE DI FATTIBILITÀ GEOLOGICA

Come riportato nella sottostante cartografia (**Fig. 13**), l'area di studio ricade in **Fattibilità Geologica di classe 1**, con poche limitazioni dovute solamente alla fascia di rispetto dei pozzi idrici.

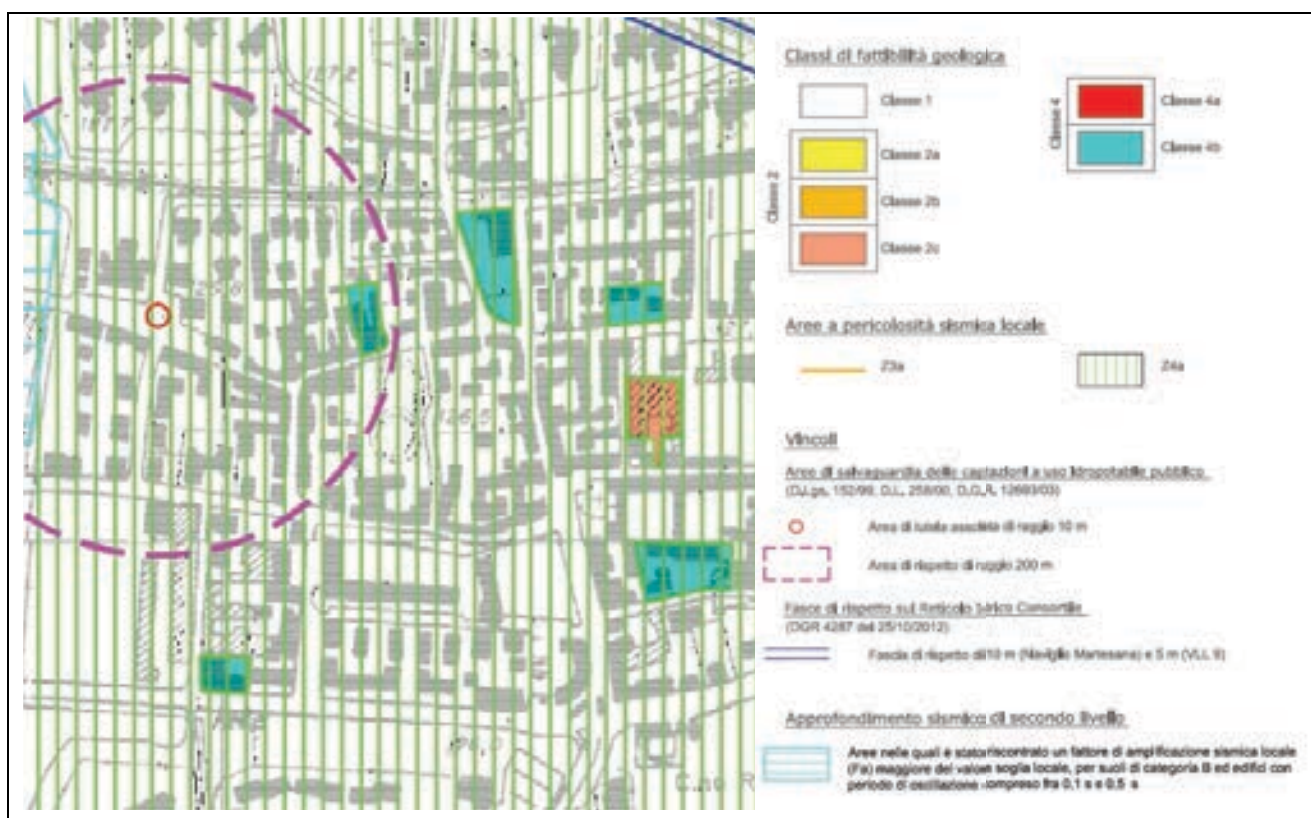


Figura 15 - Estratto Carta fattibilità geologica; cerchiata in rosso l'area di studio - PGT Comune Vimodrone

6. CONCLUSIONI

Alla luce di quanto emerso dal rilevamento di campagna, dall'analisi delle indagini geognostiche effettuate e dei dati ricavati da lavori precedenti, fatto salvo quanto precedentemente indicato, si ritiene che non esistano fattori geologici e geomorfologici particolari limitanti la realizzazione di quanto in progetto.

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

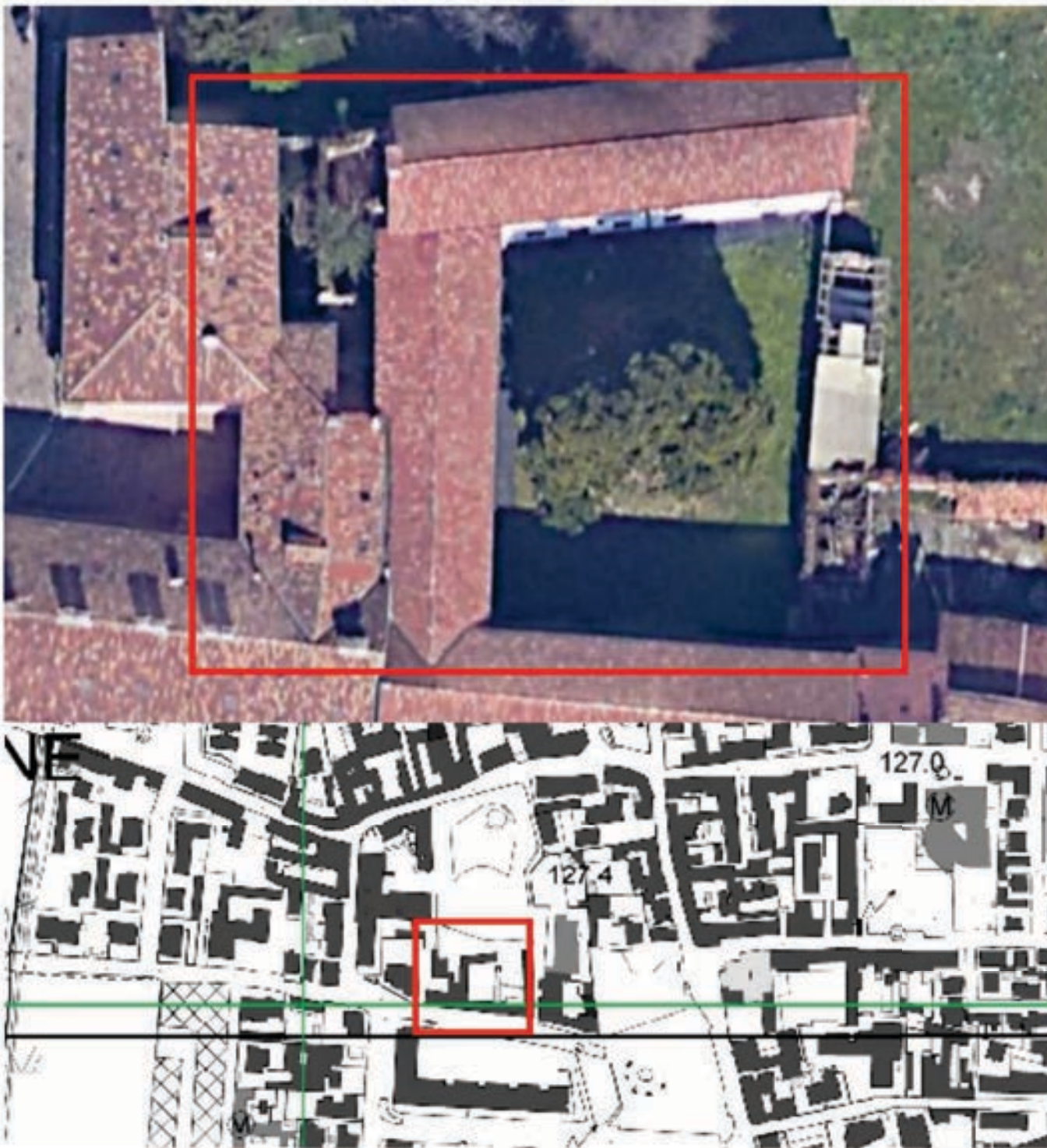
Busto Arsizio, Febbraio 2021

Il progettista
Dott. Geol. Marco Cinotti




NORMATIVE 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. 1° Agosto 2003 n. 7/13950 agg. 22 Dicembre 2011 n. 9/2762;
- D.G.R. IIX/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 Vimodrone– Relazione geologica e allegati;
- Vincolo idrogeologico R.D. 30/12-1923 n° 3267;
- Carta Geologica D'Italia Foglio 41- Scala 1:100.000;
- CTR Lombardia scala 1:25.000;
- GeoStru2022 PS Advanced



LEGENDA



Area oggetto di studio

Committente:	Studio Tecnico Ing. Nicola Logiudice
Oggetto:	Ristrutturazione edificio comunale Via Sant'Ambrogio, 44, 20090 Vimodrone MI
Titolo:	Inquadramento geografico (CTR, Google Earth)
Allegato:	1
Data:	18/02/2021
	<p>Il progettista Dott. Geol. Marco Cini</p> 

LEGENDA

Stato guidato dal partito socialista con classe dirigente

Stato guidato dal partito socialista in opposizione

Stato guidato dal partito socialista

Stato socialdemocratico anni 1950

Stato socialdemocratico anni 1960

Stato socialdemocratico anni 1970

Stato in via di socializzazione

defezione Tardieu - dopo l'insediamento di governo subisce un crollo di voti e viene costretto a dimissioni o a cedere il posto a un altro partito. Nel 1958 il partito socialista si divide in due: il primo è guidato da Tardieu e il secondo da Mitterrand. Il primo è guidato da Tardieu e il secondo da Mitterrand.

Stato socialdemocratico anni 1950

Stato socialdemocratico anni 1960

Stato socialdemocratico anni 1970

Stato socialdemocratico anni 1980

Stato socialdemocratico anni 1990

Stato socialdemocratico anni 2000

Stato guidato dal partito socialista con classe dirigente

Stato guidato dal partito socialista in opposizione

Stato guidato dal partito socialista

Stato socialdemocratico anni 1950

Stato socialdemocratico anni 1960

Stato socialdemocratico anni 1970

Stato socialdemocratico anni 1980

Stato socialdemocratico anni 1990

Stato socialdemocratico anni 2000

Stato guidato dal partito socialista con classe dirigente

Stato guidato dal partito socialista in opposizione

Stato guidato dal partito socialista

Stato socialdemocratico anni 1950

Stato socialdemocratico anni 1960

Stato socialdemocratico anni 1970

Stato socialdemocratico anni 1980

Stato socialdemocratico anni 1990

Stato socialdemocratico anni 2000

Stato guidato dal partito socialista con classe dirigente

Stato guidato dal partito socialista in opposizione

Stato guidato dal partito socialista

Stato socialdemocratico anni 1950

Stato socialdemocratico anni 1960

Stato socialdemocratico anni 1970

Stato socialdemocratico anni 1980

Stato socialdemocratico anni 1990

Stato socialdemocratico anni 2000

Stato guidato dal partito socialista con classe dirigente

Stato guidato dal partito socialista in opposizione

Stato guidato dal partito socialista

Stato socialdemocratico anni 1950

Stato socialdemocratico anni 1960

Stato socialdemocratico anni 1970

Stato socialdemocratico anni 1980

Stato socialdemocratico anni 1990

Stato socialdemocratico anni 2000

Stato guidato dal partito socialista con classe dirigente

Stato guidato dal partito socialista in opposizione

Stato guidato dal partito socialista

Stato socialdemocratico anni 1950

Stato socialdemocratico anni 1960

Stato socialdemocratico anni 1970

Stato socialdemocratico anni 1980

Stato socialdemocratico anni 1990

Stato socialdemocratico anni 2000

Stato guidato dal partito socialista con classe dirigente

Stato guidato dal partito socialista in opposizione

Stato guidato dal partito socialista

Stato socialdemocratico anni 1950

Stato socialdemocratico anni 1960

Stato socialdemocratico anni 1970

Stato socialdemocratico anni 1980

Stato socialdemocratico anni 1990

Stato socialdemocratico anni 2000

Stato guidato dal partito socialista con classe dirigente

Stato guidato dal partito socialista in opposizione

Stato guidato dal partito socialista

Stato socialdemocratico anni 1950

Stato socialdemocratico anni 1960

Stato socialdemocratico anni 1970

Stato socialdemocratico anni 1980

Stato socialdemocratico anni 1990

Stato socialdemocratico anni 2000

Stato guidato dal partito socialista con classe dirigente

Stato guidato dal partito socialista in opposizione







Il progettista
Dott. Geol. Marco Cinnotti
Marco Cinnotti

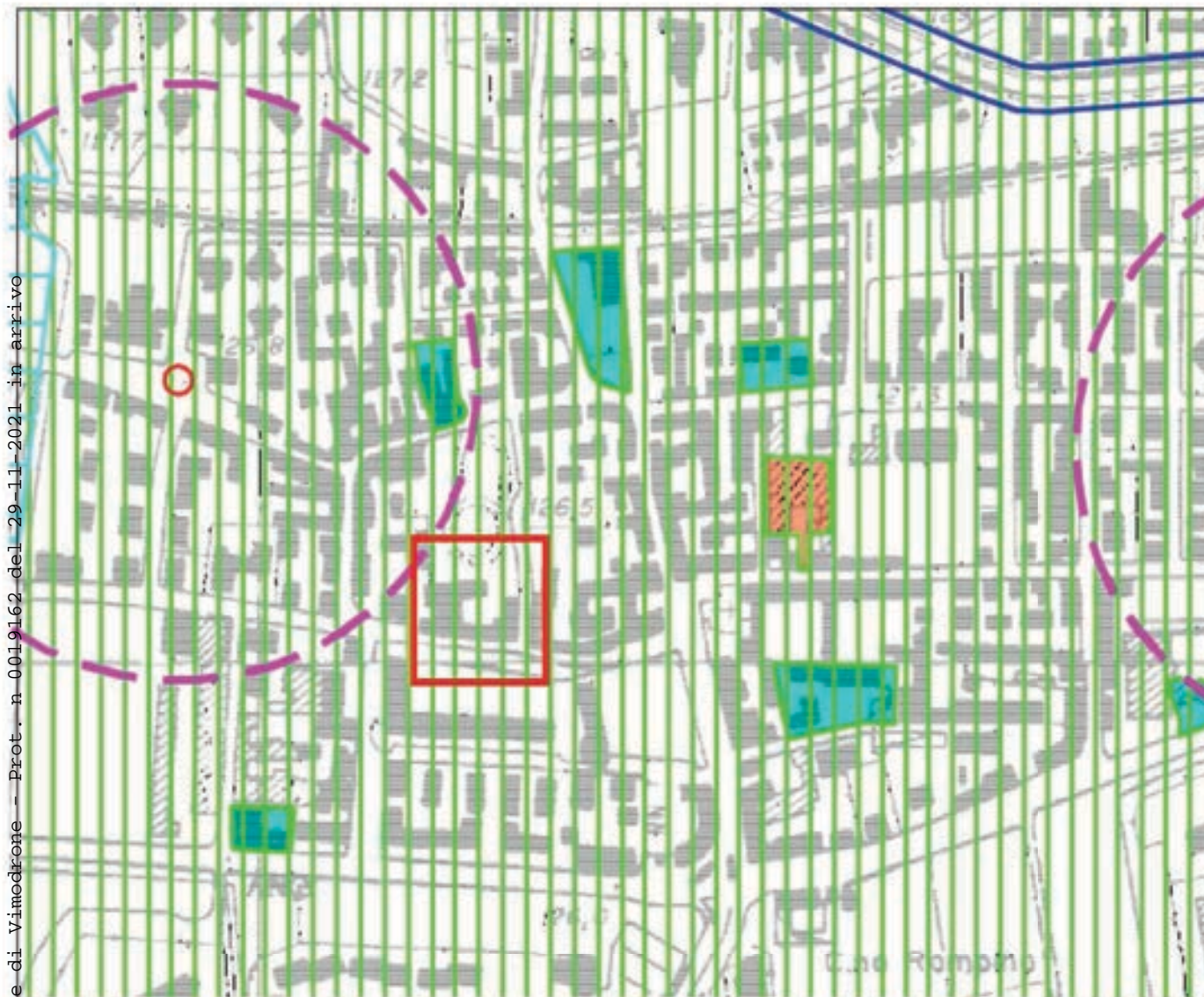


LEGENDA

Scenari di Pericolosità Sismica Locale

-  **Z3a:** zona di ciglio con $H > 10$ m, data dalla presenza di fronti di escavazione di cave attive e abbandonate. --> Effetto: amplificazione topografica
-  **Z4a:** zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi appartenenti al L.F.P. --> Effetti: instabilità per densificazione e/o appiamento dei terreni sopra falda o sconvolgimento e rottura con deformazioni permanenti del suolo
-  Aree Interessate da approfondimento sismico di secondo livello (vedasi allegato 7 alla Relazione Illustrativa)
-  **MASIV:** Stenzimenti sismici con metodologia MASIV

Committente:	Studio Tecnico Ing. Nicola Logiudice
Oggetto:	Ristrutturazione edificio comunale Via Sant'Ambrogio, 44, 20090 Vimodrone (MI)
Titolo:	Estratto Carta di PSL- PGT Comune di Vimodrone (MI)
Allegato:	3
Data:	18/02/2021
	Il progettista Dott. Geol. Marco Sinigaglia  



LEGENDA



Committente:	Studio Tecnico Ing. Nicola Logiudice
Oggetto:	Ristrutturazione edificio comunale Via Sant'Ambrogio, 44, 20090 Vimodrone (MI)
Titolo:	Estratto Carta di Fattibilità – PGT Comune di Vimodrone (MI)
Allegato:	5
Data:	26/01/2021
	Il progettista Dott. Geol. Marco Ciniotti  

Committente:	Comune di Vimodrone	
Progettisti:	Arch. Alberto Cavanna Ing. Nicola Logiudice	
Oggetto opera:		
	<u>Ristrutturazione edificio comunale</u> <u>"Villa Torri" in</u> <u>Via Sant'Ambrogio, 44,</u> <u>20090 Vimodrone MI</u>	
Titolo Documento:		
	Relazione Geotecnica (R2)	
N° Elaborato: 0521		
Redatto da: AB Controllato da: MC	Revisione 1:25/02/2021	
Data documento:		
	Busto Arsizio 03/03/2021	
Il Proprietario:		Il progettista Dott. Geol. Marco Cinotti  

INDICE

INDICE	2
1. PREMESSA	3
2. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA	5
2.1. DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEGLI INTERVENTI	5
2.2. PROBLEMI GEOTECNICI E SCELTE TIPOLOGICHE;	6
2.3. INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE IN SITO	6
2.4. PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO	8
2.5. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA	9
2.6. INDAGINE GEOTECNICA	10
4. CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI – FORMULE STATICHE	14
4.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	14
4.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	14
4.3 CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI	15
4.4 CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI	16
METODO DI TERZAGHI (1955)	17
FORMULA DI MEYERHOF (1963)	18
FORMULA DI HANSEN (1970)	20
FORMULA DI VESIC (1975)	22
FORMULA BRICH-HANSEN (EC 7 – EC 8)	22
5. CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI	42
5.1 CEDIMENTI EDOMETRICI	42
5.2 CEDIMENTI DI BURLAND E BURBIDGE	44
6. VERIFICA NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	46
6.1 GENERALITÀ	46
6.2 ESCLUSIONE DELLA VERIFICA A LIQUEFAZIONE	46
6.3 CALCOLO DEL FATTORE DI SICUREZZA ALLA LIQUEFAZIONE (FS)	48
7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE E PRESCRIZIONI TECNICHE.	51
NORMATIVA E RIFERIMENTI	52

1. PREMESSA

Su incarico dello Studio Tecnico dell'Ing. Nicola Logiudice, il sottoscritto Dott. Geol. Cinotti Marco, con studio in Busto Arsizio, Via Vincenzo Bellini n.32, ha eseguito i necessari accertamenti al fine di caratterizzare, da un punto di vista geologico, geotecnico e sismico, il terreno su cui poggia un edificio oggetto di una ristrutturazione situato in via Sant'Ambrogio, 44, 20090 Vimodrone (MI) (Fig.1).

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



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



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

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

Per la definizione preliminare delle caratteristiche geotecniche del terreno interessato dal citato progetto, sono stati valutati oltre alla relazione geologica appositamente predisposta ed i dati bibliografici presenti, i risultati di 1 prova penetrometrica dinamica, svolta sull'area in esame, utilizzando un penetrometro Pagani TG 65-100 KN ed i dati di altre prove svolte in un terreno vicino avente le stesse caratteristiche geotecniche al fine di verificare i dati ottenuti.

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

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

2. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

In questo paragrafo sono contenuti i principali risultati ottenuti dalle indagini e dalla prova geotecnica effettuata 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 una ristrutturazione di un edificio situato in via Sant'Ambrogio, 44, 20090 Vimodrone (**Fig.2**).

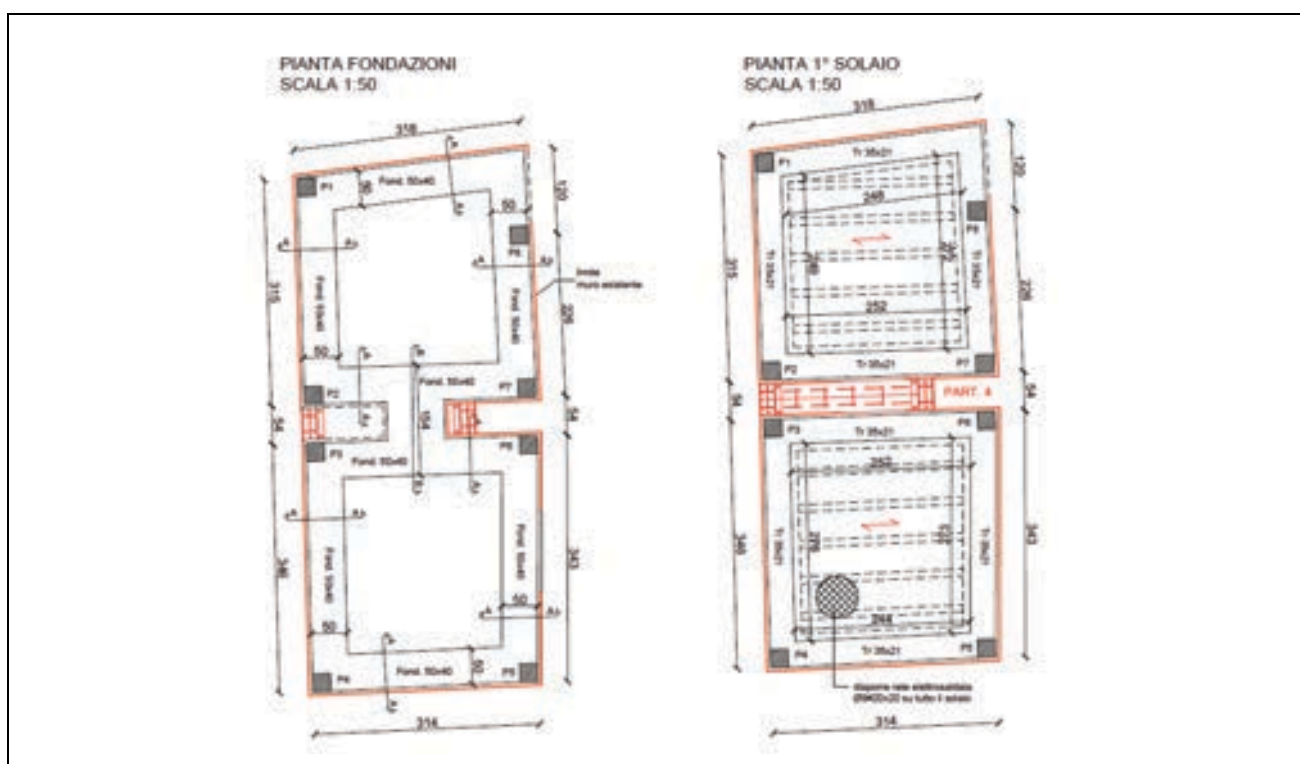


Figura 2 – Tavola progettuale dell'intervento

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.

2.3. Indagini e prove geotecniche in sito

Come citato in premessa, è stata eseguita una prova penetrometrica dinamica (Standard Cone Penetration Test) svolta nell'area in esame con Penetrometro Dinamico Superpesante DPSH Pagani Mod. TG65-100 semovente avente le seguenti caratteristiche:

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

La prova penetrometrica dinamica, consiste nel misurare il numero di colpi N_{SPT} necessari ad infiggere per 30 cm. nel terreno una



punta conica, collegata alla superficie da una batteria d'aste senza soluzione di continuità.

La prova è interrotta quando si registra un numero di colpi N_{SCPT} superiore a 100, per un affondamento pari o minore di 30 cm. della punta o comunque fino al raggiungimento della profondità influenzata dai carichi trasmessi dalla fondazione.



Figura 3 ubicazione della prova penetrometrica

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.

Come possiamo vedere dalla colonna stratigrafica sottostante, dopo i primi due metri di materiale limoso soffice, si osserva un incremento di resistenza alla penetrazione tipico dei terreni sabbiosi e ghiaiosi.

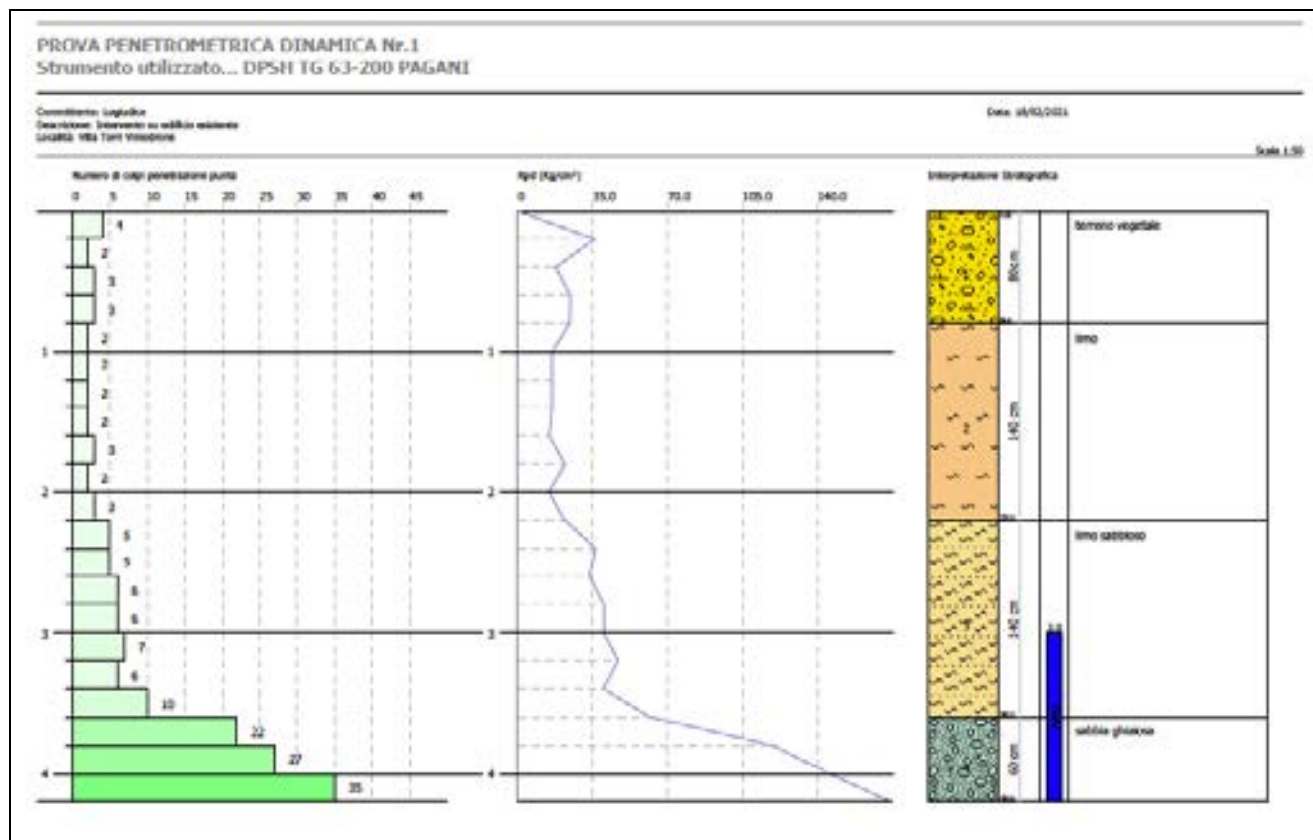


Figura 4 – Colonna stratigrafica

2.4. Prove geotecniche di laboratorio

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

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

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

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

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

2.5. Caratterizzazione e modellazione geotecnica

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

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

2.6. Indagine geotecnica

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

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

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
0.8	4	4	Incoerente	0	1.58	1.89	0.02	1.47	5.88	terreno vegetale
2.2	1.91	2.39	Incoerente	0	1.44	1.87	0.18	1.47	2.81	limo
3.6	4.84	6.4	Incoerente	0	1.62	1.9	0.43	1.47	7.11	Limo sabbioso
4.2	22.65	27.92	Incoerente	0	2.06	2.01	0.53	1.47	33.3	Sabbia ghiaiosa

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

LITOTIPO A – Tipo “Limo”

Questo livello mostra dei bassissimi valori di Resistenza e di N_{SPT} (< 5 colpi/piede).

In base alla classificazione A.G.I. lo possiamo definire come sciolto.

LITOTIPO B– Tipo “Limo sabbioso”

In corrispondenza di questo livello si osserva un leggero aumento dei valori di Resistenza e di N_{SPT} rispetto al soprastante, raggiungendo i 10 colpi/piede.

In base alla classificazione A.G.I. lo possiamo definire come poco addensato.

LITOTIPO C – Tipo “Sabbia ghiaiosa”

Rappresenta il primo livello con valori alti di Resistenza e di N_{SPT} , con un valore di oltre 20 colpi/piede.

In base alla classificazione A.G.I. lo possiamo definire come addensato.

Per quanto riguarda le caratteristiche geotecniche dei materiali attraversati, si rimanda agli allegati alla presente relazione.

E' da considerare in ogni caso, come i parametri geotecnici indicati, siano ricavati da interpolazioni empiriche basate sui risultati del sondaggio geognostico e pertanto sia opportuno operare un'adeguata ponderazione degli stessi e delle ipotesi progettuali effettuate.

Per quanto riguarda le caratteristiche geotecniche dei materiali attraversati, si rimanda agli allegati alla presente relazione.

Riportiamo di seguito la stima dei principali parametri geotecnici ottenuta dall'interpretazione delle prove eseguite.

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1) terreno vegetale	5.88	0.00-0.20	5.88	Meyerhof 1957	60.19
Strato (2) limo	2.81	0.20-2.20	2.81	Meyerhof 1957	37.62
Strato (3) sabbia limosa	7.11	2.20-3.60	7.11	Meyerhof 1957	52.61
Strato (4) ghiaia sabbiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Meyerhof 1957	92.92

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) terreno vegetale	5.88	0.00-0.20	5.88	Meyerhof (1965)	32.04
Strato (2) limo	2.81	0.20-2.20	2.81	Meyerhof (1965)	30.73
Strato (3) sabbia limosa	7.11	2.20-3.60	7.11	Meyerhof (1965)	32.54
Strato (4) ghiaia sabbiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Meyerhof (1965)	38.25

Modulo di Young

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato (1) terreno vegetale	5.88	0.00-0.20	5.88	Bowles (1982) Sabbia Media	---
Strato (2) limo	2.81	0.20-2.20	2.81	Bowles (1982) Sabbia Media	---
Strato (3) sabbia limosa	7.11	2.20-3.60	7.11	Bowles (1982) Sabbia Media	---
Strato (4) ghiaia sabbiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Bowles (1982) Sabbia Media	195.75

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato (1) terreno vegetale	5.88	0.00-0.20	5.88	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	39.54
Strato (2) limo	2.81	0.20-2.20	2.81	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	33.24
Strato (3) sabbia limosa	7.11	2.20-3.60	7.11	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	42.07
Strato (4) ghiaia sabbiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	77.07

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) terreno vegetale	5.88	0.00-0.20	5.88	Classificazione A.G.I.	POCO ADDENSATO
Strato (2) limo	2.81	0.20-2.20	2.81	Classificazione A.G.I.	SCIOLTO
Strato (3) sabbia limosa	7.11	2.20-3.60	7.11	Classificazione A.G.I.	POCO ADDENSATO
Strato (4) ghiaia sabbiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Classificazione A.G.I.	ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m ³)
Strato (1) terreno vegetale	5.88	0.00-0.20	5.88	Meyerhof et al.	1.58
Strato (2) limo	2.81	0.20-2.20	2.81	Meyerhof et al.	1.44
Strato (3) sabbia limosa	7.11	2.20-3.60	7.11	Meyerhof et al.	1.62
Strato (4) ghiaia sabbiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Meyerhof et al.	2.06

Peso unità di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m ³)
Strato (1) terreno vegetale	5.88	0.00-0.20	5.88	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.89
Strato (2) limo	2.81	0.20-2.20	2.81	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.87
Strato (3) sabbia limosa	7.11	2.20-3.60	7.11	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.90
Strato (4) ghiaia sabbiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.01

Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
Strato (1) terreno vegetale	5.88	0.00-0.20	5.88	(A.G.I.)	0.34
Strato (2) limo	2.81	0.20-2.20	2.81	(A.G.I.)	0.35
Strato (3) sabbia limosa	7.11	2.20-3.60	7.11	(A.G.I.)	0.34
Strato (4) ghiaia sabbiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	(A.G.I.)	0.31

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato (1) terreno vegetale	5.88	0.00-0.20	5.88	Ohsaki (Sabbie pulite)	343.66
Strato (2) limo	2.81	0.20-2.20	2.81	Ohsaki (Sabbie pulite)	171.67
Strato (3) sabbia limosa	7.11	2.20-3.60	7.11	Ohsaki (Sabbie pulite)	410.84
Strato (4) ghiaia sabbiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Ohsaki (Sabbie pulite)	1296.75

Velocità onde di taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
Strato (1) terreno vegetale	5.88	0.00-0.20	5.88	Ohta & Goto (1978) Limi	59.6
Strato (2) limo	2.81	0.20-2.20	2.81	Ohta & Goto (1978) Limi	84.73
Strato (3) sabbia limosa	7.11	2.20-3.60	7.11	Ohta & Goto (1978) Limi	117.96
Strato (4) ghiaia sabbiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Ohta & Goto (1978) Limi	154.33

Liquefazione

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Fs liquefazione
Strato (1) terreno vegetale	5.88	0.00-0.20	5.88	Seed e Idriss (1971)	--
Strato (2) limo	2.81	0.20-2.20	2.81	Seed e Idriss (1971)	--
Strato (3) sabbia limosa	7.11	2.20-3.60	7.11	Seed e Idriss (1971)	--
Strato (4) ghiaia sabbiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Seed e Idriss (1971)	>10

Coefficiente spinta a Riposo K0=SigmaH/P0

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	K0
Strato (1) terreno vegetale	5.88	0.00-0.20	5.88	Navfac 1971-1982	1.19
Strato (2) limo	2.81	0.20-2.20	2.81	Navfac 1971-1982	0.47
Strato (3) sabbia limosa	7.11	2.20-3.60	7.11	Navfac 1971-1982	1.47
Strato (4) ghiaia sabbiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Navfac 1971-1982	4.74

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
Strato (1) terreno vegetale	5.88	0.00-0.20	5.88	Robertson 1983	11.76
Strato (2) limo	2.81	0.20-2.20	2.81	Robertson 1983	5.62
Strato (3) sabbia limosa	7.11	2.20-3.60	7.11	Robertson 1983	14.22
Strato (4) ghiaia sabbiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Robertson 1983	48.30

4. CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI – FORMULE STATICHE

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

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

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

4.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

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

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

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

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

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

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

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

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

4.2 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.

4.3 Carico limite di fondazioni su terreni

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

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

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

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

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

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

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

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

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

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

4.4 Carico limite di fondazioni su terreni

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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



Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

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

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

Metodo di Terzaghi (1955)

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

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

L'espressione del carico limite è quindi:

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

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

b è la semilarghezza della striscia.

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

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

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

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

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo

accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

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

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

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

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

dove:

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

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

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

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

Formula di Meyerhof (1963)

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

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

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

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

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

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

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

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

Fattore di forma:

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

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

Fattore di profondità:

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

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

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

Inclinazione:

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

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

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

dove :



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

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

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

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

Per valori di $D/B < 1$

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

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

Per valori $D/B > 1$:

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

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

Nel caso $\varphi = 0$

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

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

Fattore di forma:

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

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

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

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

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

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):

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

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

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

$$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

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

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

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

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

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

$$V_d \leq R_d$$

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

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

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

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

dove:

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

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

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

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

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

Dove:

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2) \\ N_c &= (N_q - 1) \cot \phi' \\ N_\gamma &= 2 \cdot (N_q - 1) \tan \phi' \end{aligned}$$



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

Fattori di forma:

$$\begin{aligned}
 s_q &= 1 + (B'/L') \cdot \tan \phi' && \text{per forma rettangolare} \\
 s_q &= 1 + \tan \phi' && \text{per forma quadrata o circolare} \\
 s_\gamma &= 1 - 0,3(B'/L') && \text{per forma rettangolare} \\
 s_\gamma &= 0,7 && \text{per forma quadrata o circolare} \\
 s_c &= (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) && \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}
 \end{aligned}$$

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

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

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

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

$$\begin{aligned}
 i_q &= \left[1 - H / (V + A' c' \cot \phi') \right]^m \\
 i_\gamma &= \left[1 - H / (V + A' c' \cot \phi') \right]^{m+1} \\
 i_c &= (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)
 \end{aligned}$$

dove:

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



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

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

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

Meyerhof e Hanna (1978)

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

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

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

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

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

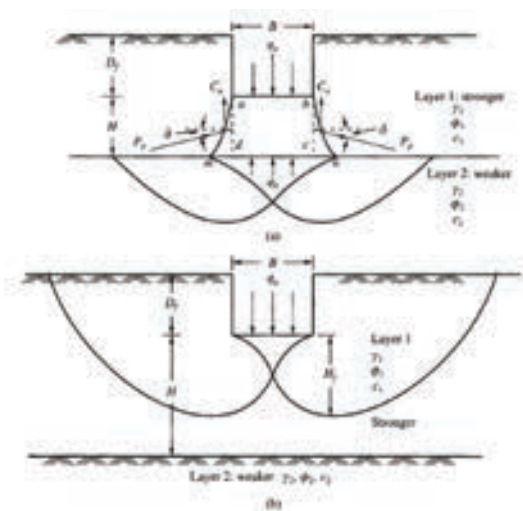
Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978).

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

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

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

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



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

Strato 1

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

Strato 2

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

Dove:

N_{c1} , $N_{\gamma1}$ = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio j_1

N_{c2} , $N_{\gamma2}$ = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio j_2

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

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

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

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

Dove:

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

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

Metodo di Richards et. Al.

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

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

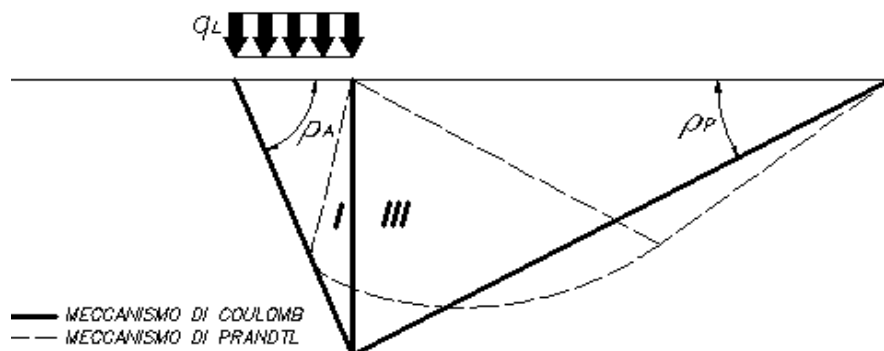
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

VERIFICA A SLITTAMENTO

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

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

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

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

FATTORI CORRETTIVI SISMICI

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

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

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.

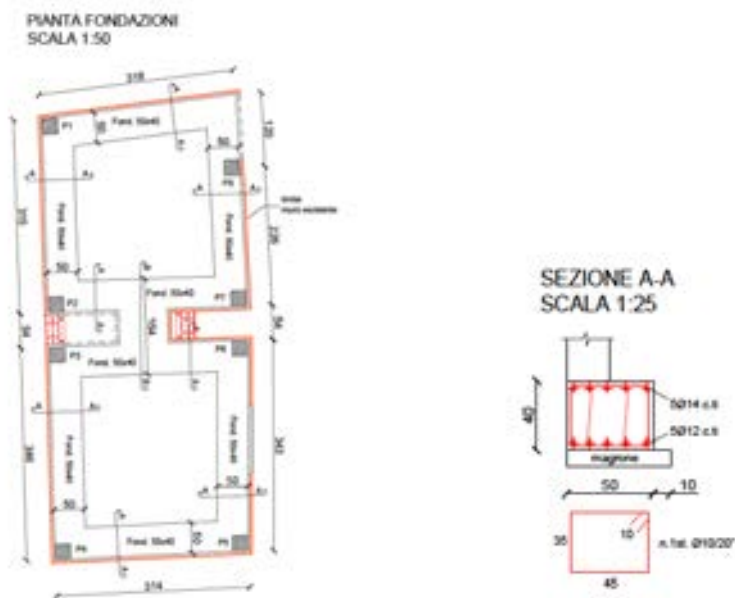
$$a_{max} = S_{ST} a_g$$

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

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

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

Verifichiamo cosa succede nel caso indagato utilizzando i risultati della prova penetrometrica ed ipotizzando che le fondazioni esistenti abbiano la geometria indicata nella sezione A-A del progetto strutturale predisposto.





DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	0.5 m
Lunghezza fondazione	1.0 m
Profondità piano di posa	1.5 m
Altezza di incastro	1.0 m
Profondità falda	3.2

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.024
Effetto sismico secondo	NTC 2018

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

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

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.196	2.554	0.179
S.L.D.	50.0	0.255	2.547	0.196
S.L.V.	475.0	0.539	2.63	0.281
S.L.C.	975.0	0.667	2.651	0.296

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Stabilità dei pendii e Fondazioni
--------	-----------------------------------

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.2352	0.2	0.0048	0.0024
S.L.D.	0.306	0.2	0.0062	0.0031
S.L.V.	0.6468	0.2	0.0132	0.0066
S.L.C.	0.8004	0.2	0.0163	0.0082

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
0.8	14.42	18.44	30.97	0.0	0.0	0.0	3372.51	0.35	0.0	0.0	Terreno vegetale
1.4	14.02	18.34	30.68	0.0	0.0	0.0	3235.21	0.35	0.0	0.0	Limo
1.4	15.89	18.63	32.54	0.0	0.0	0.0	4125.66	0.34	0.0	0.0	Limo sabbioso
2.0	20.2	19.71	38.25	0.0	0.0	19196.52	7557.99	0.31	0.0	0.0	Sabbia ghiaiosa

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	169.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	169.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	169.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	169.65	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

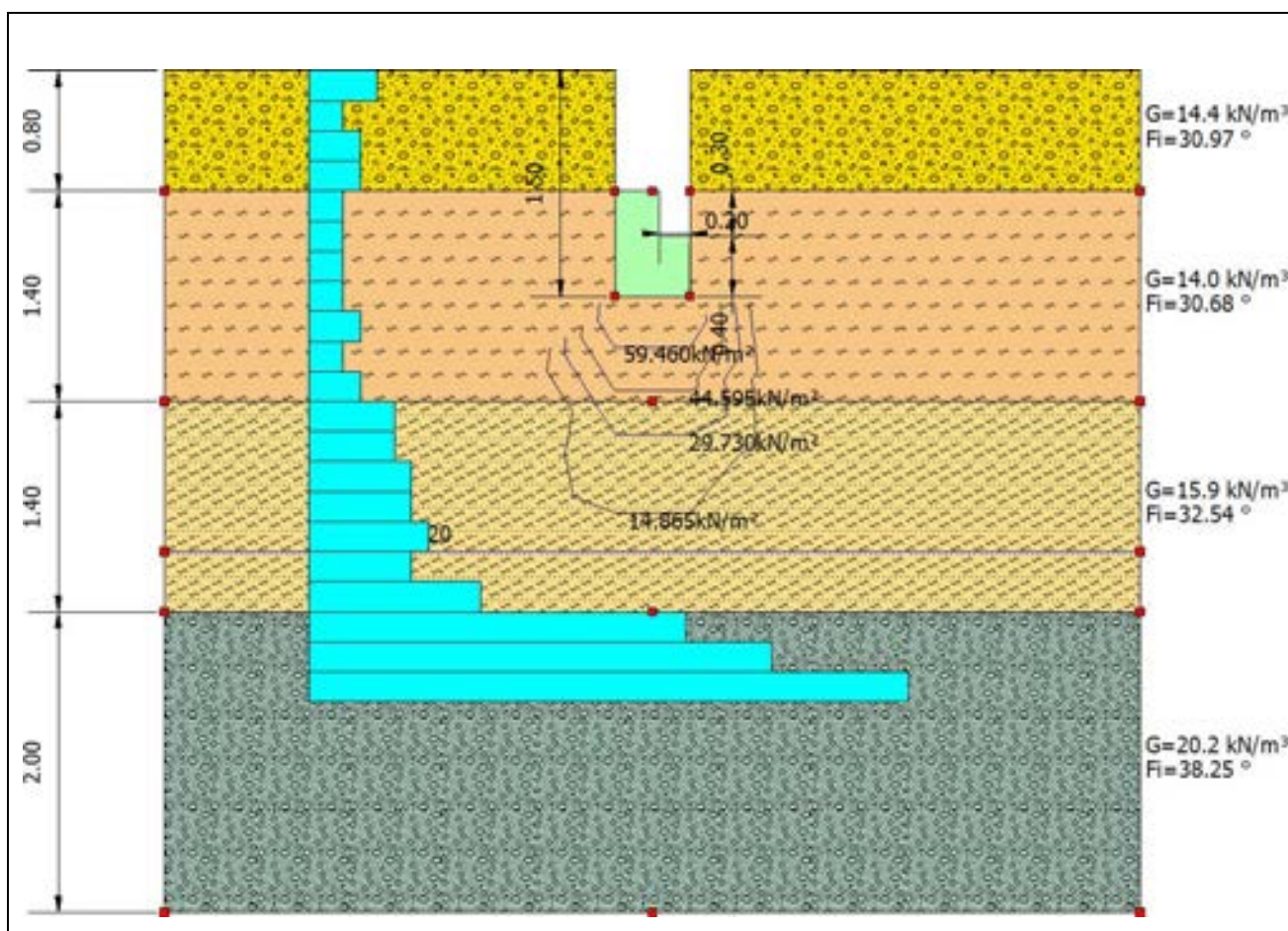


Figura 6 – Tipologia di fondazioni

**A1+M1+R3**

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	14.02 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.34 kN/m ³
Angolo di attrito	30.68 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	19.89
Fattore [Nc]	31.83
Fattore [Ng]	16.81
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.5
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.3
Fattore profondità [Dq]	1.36
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.8
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	793.31 kN/m ²
Resistenza di progetto	440.73 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	14.02 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.34 kN/m ³
Angolo di attrito	30.68 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	24.34
Fattore [Nc]	39.33
Fattore [Ng]	22.19
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	597.36 kN/m ²
Resistenza di progetto	331.87 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata



Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	14.02 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.34 kN/m ³
Angolo di attrito	30.68 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	19.89
Fattore [Nc]	31.83
Fattore [Ng]	17.58
Fattore forma [Sc]	1.31
Fattore profondità [Dc]	2.05
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.15
Fattore profondità [Dq]	1.53
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.15
Fattore profondità [Dg]	1.53
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	856.74 kN/m ²
Resistenza di progetto	475.97 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	14.02 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.34 kN/m ³
Angolo di attrito	30.68 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	19.89
Fattore [Nc]	31.83
Fattore [Ng]	24.78
Fattore forma [Sc]	1.31
Fattore profondità [Dc]	1.37
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.3
Fattore profondità [Dq]	1.36
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.8
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0



Carico limite	815.67 kN/m ²
Resistenza di progetto	453.15 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	14.02 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.34 kN/m ³
Angolo di attrito	30.68 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	19.89
Fattore [Nc]	31.83
Fattore [Ng]	22.41
Fattore forma [Sc]	1.27
Fattore profondità [Dc]	1.37
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.26
Fattore profondità [Dq]	1.36
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.85
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	789.05 kN/m ²
Resistenza di progetto	438.36 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

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

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	19.89
Fattore [Nc]	31.83
Fattore [Ng]	5.18

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	24.7
Fattore [Nc]	37.15
Fattore [Ng]	6.92

Carico limite strato 2 (qb)	900.81 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	508.95 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	153.35 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	3.56



Rapporto (q_1/q_2)	0.57
Carico limite	508.95 kN/m ²
Resistenza di progetto	282.75 kN/m ²
Condizione di verifica [$E_d \leq R_d$]	Verificata

SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	14.02 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.34 kN/m ³
Angolo di attrito	30.68 °
Coesione	0.0 kN/m ²
Fattore [Nq]	19.89
Fattore [Nc]	31.83
Fattore [Ng]	16.81
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.5
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.3
Fattore profondità [Dq]	1.36
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.8
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	793.31 kN/m ²
Resistenza di progetto	440.73 kN/m ²
Condizione di verifica [$E_d \leq R_d$]	Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	14.02 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.34 kN/m ³
Angolo di attrito	30.68 °
Coesione	0.0 kN/m ²
Fattore [Nq]	24.34
Fattore [Nc]	39.33
Fattore [Ng]	22.19
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	597.36 kN/m ²
Resistenza di progetto	331.87 kN/m ²

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

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	14.02 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.34 kN/m ³
Angolo di attrito	30.68 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	19.89
Fattore [Nc]	31.83
Fattore [Ng]	17.58
Fattore forma [Sc]	1.31
Fattore profondità [Dc]	2.05
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.15
Fattore profondità [Dq]	1.53
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.15
Fattore profondità [Dg]	1.53
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	856.74 kN/m ²
Resistenza di progetto	475.97 kN/m ²

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

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	14.02 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.34 kN/m ³
Angolo di attrito	30.68 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	19.89
Fattore [Nc]	31.83
Fattore [Ng]	24.78
Fattore forma [Sc]	1.31
Fattore profondità [Dc]	1.37
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.3
Fattore profondità [Dq]	1.36
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0



Fattore forma [Sg]	0.8
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	815.67 kN/m ²
Resistenza di progetto	453.15 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	14.02 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.34 kN/m ³
Angolo di attrito	30.68 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	19.89
Fattore [Nc]	31.83
Fattore [Ng]	22.41
Fattore forma [Sc]	1.27
Fattore profondità [Dc]	1.37
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.26
Fattore profondità [Dq]	1.36
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.85
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	789.05 kN/m ²
Resistenza di progetto	438.36 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

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

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	19.89
Fattore [Nc]	31.83
Fattore [Ng]	5.18

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	24.7
--------------	------



Fattore [Nc]	37.15
Fattore [Ng]	6.92
Carico limite strato 2 (qb)	900.81 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	508.95 kN/m ²
Incremento carico limite strato 1	153.35 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	3.56
Rapporto (q1/q2)	0.57
<hr/>	
Carico limite	508.95 kN/m ²
Resistenza di progetto	282.75 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

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

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

Autore: Meyerhof and Hanna (1978)

Carico limite [Qult]	508.95 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	282.75 kN/m ²
Tensione [Ed]	169.65 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	31561.97 kN/m ³
---------------------	----------------------------

5. CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

5.1 Cedimenti edometrici

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

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

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

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

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

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

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

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

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

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

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

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

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

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

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

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

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

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

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

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

in cui:

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

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

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

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

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto	169.65 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	10.0
Distanza	0.25 m
Angolo	0.00 °
Cedimento totale	1.958 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	1.85	26.257	62.839	Edometrico	1.3597	--	1.3597
3	2.9	42.287	14.884	Edometrico	0.5051	--	0.5051
4	4.6	60.486	3.531	Edometrico	0.0934	--	0.0934

5.2 CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

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

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

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

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

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

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

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

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

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

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

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

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

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

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

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

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

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

Con

t = tempo in anni > 3 ;

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	170.0 kN/m ²
Tempo	10.0
Profondità significativa Z_i (m)	1.453
Media dei valori di N_{spt} all'interno di Z_i	7
Fattore di forma f_s	1.235
Fattore strato compressibile f_H	1
Fattore tempo f_t	1.405
Indice di compressibilità	0.112
Cedimento	18.606 mm

Come abbiamo visto nelle diverse simulazioni sopradescritte, ipotizzando una fondazione impostata alla quota indicata, al fine di contenere i possibili fenomeni di cedimento entro i limiti previsti dalla normativa, la pressione normale di progetto non dovrà superare il valore di **1.7 kg/cmq = 170 KN/mq**.

6. VERIFICA NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

6.1 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.

6.2 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 q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella **Figura 7(a)** nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in **Figura 7(b)** nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

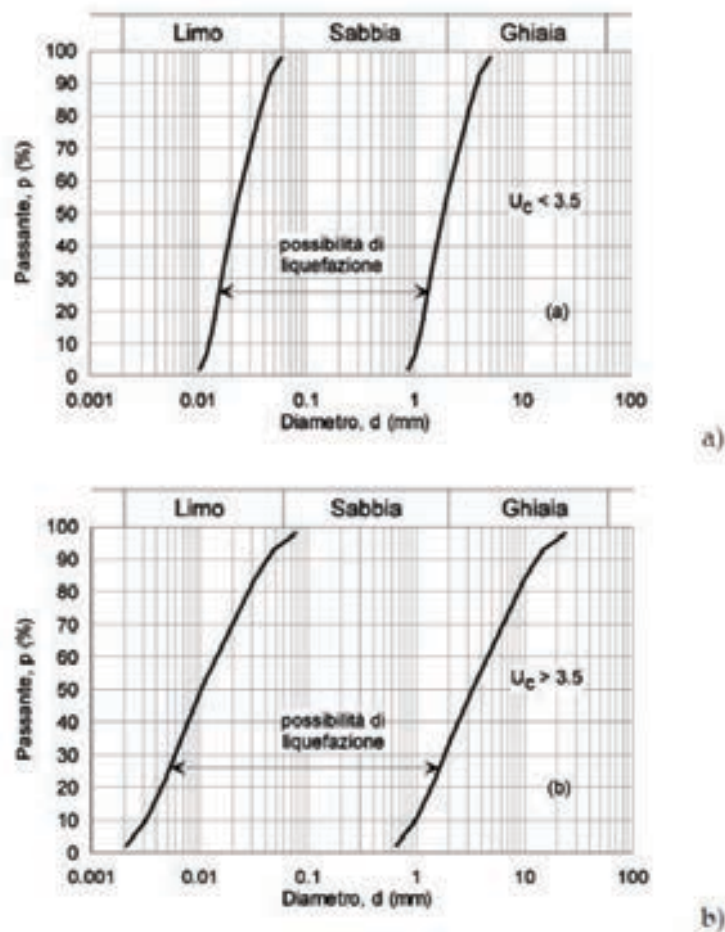


Figura 7 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

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

6.3 Calcolo del fattore di sicurezza alla liquefazione (FS)

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

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



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

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

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

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

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

Dove:

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

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

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

Dove:

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

L' N_{60CS} sarà dato quindi da:

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

Con:

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

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

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

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

Il deposito sabbioso saturo è potenzialmente liquefacibile se risulta $FS \leq 1$.

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

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

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

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (kN/m ²)	S'vo (kN/m ²)	T	R	Fs	Condizione:
2	2.20	3.00	5.011	31.164	31.164	0.015	0.093	6.17	Livello non liquefacibile
3	3.60	7.00	9.788	54.505	50.582	0.016	0.131	8.23	Livello non liquefacibile
4	5.60	33.00	39.570	93.925	70.388	0.019	13.072	685.57	Livello non liquefacibile

7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE E PRESCRIZIONI TECNICHE.

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

Al fine di contenere i possibili cedimenti entro i limiti consentiti, la pressione normale di progetto **non deve essere superiore a 1.7 kg/cmq a 1.0 metri di profondità**, ipotizzando una fondazione con la geometria indicata nel progetto strutturale predisposto dall'Ing. Logiudice.

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

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

Busto Arsizio, Febbraio 2021

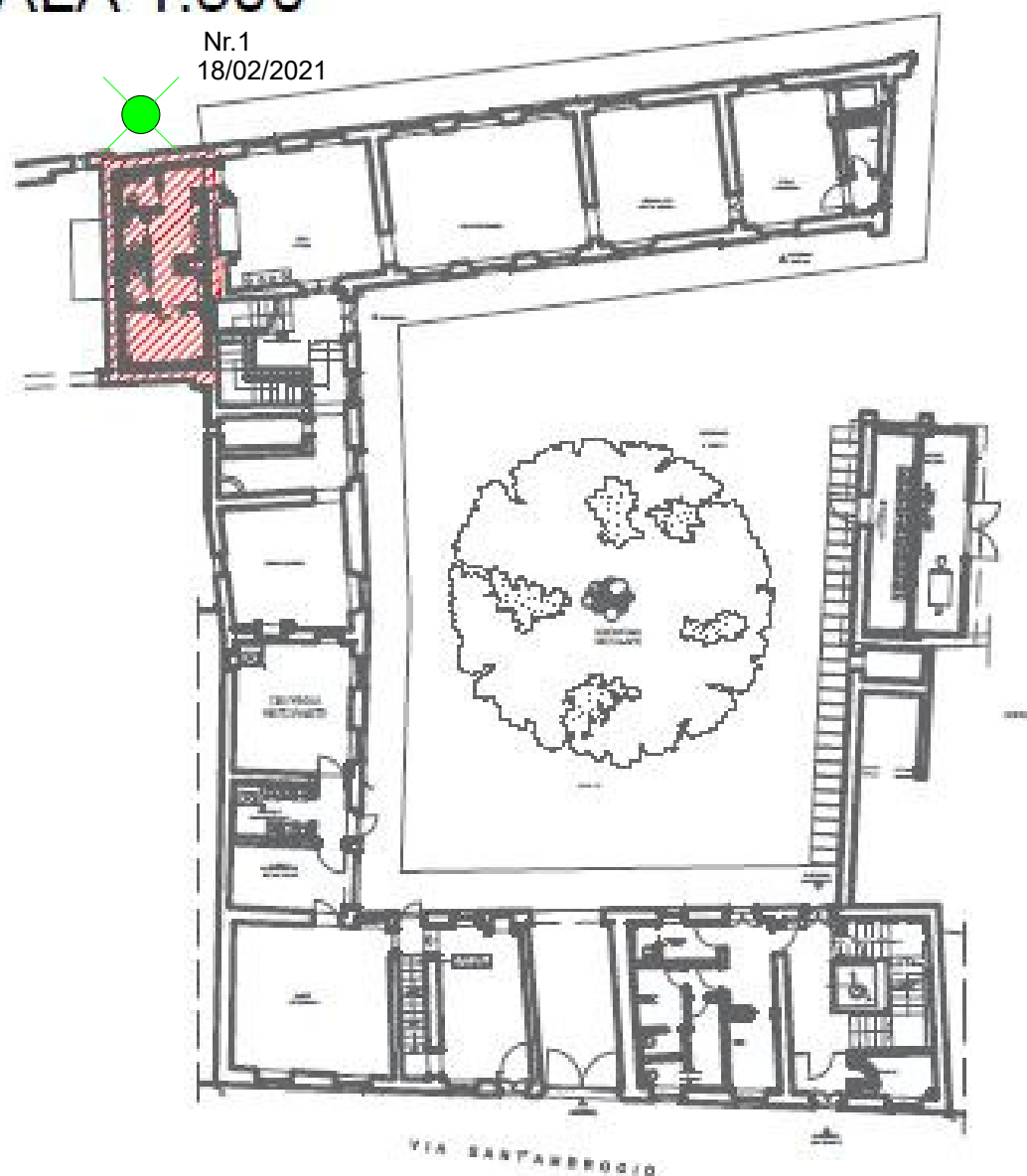
Il progettista
Dott. Geol. Marco Cinotti




NORMATIVA E RIFERIMENTI

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

PIANTA INDIVIDUAZIONE NUOVO EDIFICIO SCALA 1:500

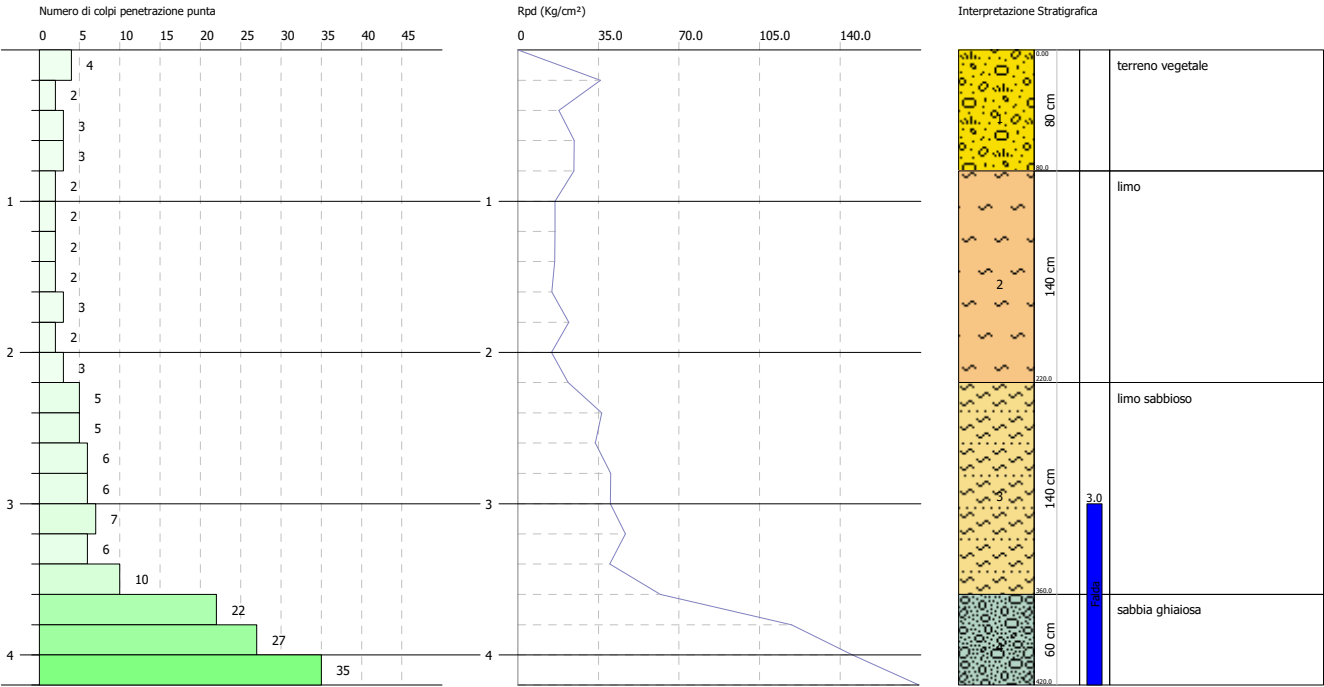


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: Logiudice
Descrizione: Intervento su edificio esistente
Località: Villa Torri Vimodrone

Data: 18/02/2021

Scala 1:50



Comune di Vimodrone - Prot. n. 0019162 del 29-11-2021 in arrivo

Comune di Vimodrone - Prot. n. 0019162 del 29-11-2021 in arrivo

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: Studio Nicola Logiudice Descrizione: Intervento su edificio esistente Località: Villa Torri Vimodrone	
--	--

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPSH TG 63-200 PAGANI

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63.5 Kg
Altezza di caduta libera	0.75 m
Peso sistema di battuta	0.63 Kg
Diametro punta conica	51.00 mm
Area di base punta	20.43 cm²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6.31 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0.40 m
Avanzamento punta	0.20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1.47
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	90 °

Il redattore

Il progettista

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE
(DYNAMIC PROBING)
DPSH – DPM (... spt ecc.)

Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici

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

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

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

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

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

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

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

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

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

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

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

penetrometri in uso in Italia

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

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

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

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

- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)
 massa battente M=63.5 kg, altezza caduta H=0.75 m, avanzamento $\delta=20-30$ cm, punta conica conica ($\alpha = 60^\circ-90^\circ$) diametro D = 50.5 mm, area base cono A = 20 cm², rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

Correlazione con Nspt

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

$$NSPT = \beta_t \cdot N$$

Dove:

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

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

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

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

in cui

M	peso massa battente.
M'	peso aste.
H	altezza di caduta.
A	area base punta conica.
δ	passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

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

Rpd	resistenza dinamica punta (area A).
e	infissione media per colpo (δ/N).
M	peso massa battente (altezza caduta H).
P	peso totale aste e sistema battuta.

Calcolo di $(N_1)_{60}$

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

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

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

ER/60	rendimento del sistema di infissione normalizzato al 60%.
C _s	parametro funzione della controcamicia (1.2 se assente).
C _d	funzione del diametro del foro (1 se compreso tra 65-115mm).
C _r	parametro di correzione funzione della lunghezza delle aste.

Metodologia di Elaborazione.

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

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

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

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

In particolare consente di ottenere informazioni su:

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

Valutazioni statistiche e correlazioni

Elaborazione Statistica

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

Media ($-s$)

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

Pressione ammissibile

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

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti

Liquefazione

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

Correzione N_{spt} in presenza di falda

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

N_{spt} è il valore medio nello strato

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

Angolo di Attrito

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof (1956) - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 m; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 m per terreni sopra falda e < 8 m per terreni in falda (tensioni $< 8-10$ t/mq)
- Meyerhof (1956) - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers (1961)- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 m. sopra falda e < 7 m per terreni in falda) $\sigma > 5$ t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito $< 38^\circ$.
- Malcev (1964) - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m e per valori di angolo di attrito $< 38^\circ$).
- Schmertmann (1977)- Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da D_r %.
- Shioi-Fukuni (1982) - ROAD BRIDGE SPECIFICATION, Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 m sopra falda e > 15 m per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.
- Shioi-Fukuni (1982) - JAPANESE NATIONAL RAILWAY, Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose.
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 m sopra falda e > 15 m per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.
- Meyerhof (1965) - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo $< 5\%$ a profondità < 5 m e con (%) di limo $> 5\%$ a profondità < 3 m.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

Densità relativa (%)

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie D_r viene sovrastimato, per limi sottostimato.

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

Modulo Di Young (E_y)

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

Modulo Edometrico

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

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

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume

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

Peso di volume saturo

- Terzaghi-Peck (1948-1967)

Modulo di poisson

- Classificazione A.G.I.

Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)

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

Velocità onde di taglio V_s (m/s)

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

Modulo di deformazione di taglio (G)

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

Modulo di reazione (K_o)

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

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson (1983) - Q_c

Correlazioni geotecniche terreni coesivi

Coesione non drenata

- Benassi & Vannelli- correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA (1983).
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con $N_{spt} < 8$, argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.

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

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson (1983) - Q_c

Modulo Edometrico-Confinato (M_o)

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

Modulo Di Young (E_y)

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

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977.

Peso di Volume

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

Peso di volume saturo

- Meyerhof ed altri.

PROVA ... Nr.1

Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI
 Prova eseguita in data 18/02/2021
 Profondità prova 4.20 mt
 Quota 153.00 mt
 Falda rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Media - scarto

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.20	4	0.855	35.92	42.03	1.80	2.10
0.40	2	0.851	17.88	21.01	0.89	1.05
0.60	3	0.847	24.50	28.93	1.23	1.45
0.80	3	0.843	24.40	28.93	1.22	1.45
1.00	2	0.840	16.20	19.29	0.81	0.96
1.20	2	0.836	16.13	19.29	0.81	0.96
1.40	2	0.833	16.06	19.29	0.80	0.96
1.60	2	0.830	14.78	17.82	0.74	0.89
1.80	3	0.826	22.09	26.73	1.10	1.34
2.00	2	0.823	14.67	17.82	0.73	0.89
2.20	3	0.820	21.92	26.73	1.10	1.34
2.40	5	0.817	36.41	44.55	1.82	2.23
2.60	5	0.814	33.72	41.41	1.69	2.07
2.80	6	0.811	40.32	49.69	2.02	2.48
3.00	6	0.809	40.18	49.69	2.01	2.48
3.20	7	0.806	46.73	57.97	2.34	2.90
3.40	6	0.803	39.92	49.69	2.00	2.48
3.60	10	0.801	61.95	77.36	3.10	3.87
3.80	22	0.698	118.86	170.18	5.94	8.51
4.00	27	0.696	145.37	208.86	7.27	10.44
4.20	35	0.644	174.28	270.74	8.71	13.54

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
0.8	2.29	2.99	Incoerente	0	1.47	1.88	0.06	1.47	3.37	terreno vegetale
2.2	1.83	2.28	Incoerente	0	1.43	1.87	0.22	1.47	2.69	limo
3.6	4.84	6.4	Incoerente	0	1.62	1.9	0.43	1.47	7.11	limo sabbioso
4.2	22.65	27.92	Incoerente	0	2.06	2.01	0.53	1.47	33.3	sabbia ghiaiosa

Carico limite e cedimenti fondazione Metodo di...Terzaghi Peck (1948)

Larghezza fondazione B	1.00	mt
Immorsamento Fondazione dal p.c.	1.50	mt
Peso di volume medio sino a B sotto p. fondaz.	1.50	t/mc
Prof. Falda dal p.c. H	3.20	mt
Nspt medio (N/30) entro prof. B dal p. fondaz.	10.00	mt
Pressione ammissibile sulla fondazione	1.00	Kg/cm ²
Quota di riferimento Nspt	0.00	mt
Spessore strato compressibile (max. sino 2B)	0.00	mt
Coefficiente Cd per immorsamento	0.75	
Coefficiente Cw per falda	1.00	
Resistenza di progetto	0.81	Kg/cm ²
Coefficiente di sottofondazione	0.81	Kg/cm ³
Cedimento corrispondente	2.40	cm

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1**TERRENI INCOERENT I**

Densità relativa

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1) terreno vegetale	3.37	0.00-0.80	3.37	Meyerhof 1957	44.26
Strato (2) limo	2.69	0.80-2.20	2.69	Meyerhof 1957	35.95
Strato (3) limo sabbioso	7.11	2.20-3.60	7.11	Meyerhof 1957	52.65
Strato (4) sabbia ghiaiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Meyerhof 1957	92.99

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) terreno vegetale	3.37	0.00-0.80	3.37	Meyerhof (1965)	30.97
Strato (2) limo	2.69	0.80-2.20	2.69	Meyerhof (1965)	30.68
Strato (3) limo sabbioso	7.11	2.20-3.60	7.11	Meyerhof (1965)	32.54
Strato (4) sabbia ghiaiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Meyerhof (1965)	38.25

Modulo di Young

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm²)
Strato (1) terreno vegetale	3.37	0.00-0.80	3.37	Bowles (1982) Sabbia Media	---
Strato (2) limo	2.69	0.80-2.20	2.69	Bowles (1982) Sabbia Media	---
Strato (3) limo sabbioso	7.11	2.20-3.60	7.11	Bowles (1982) Sabbia Media	---
Strato (4) sabbia ghiaiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Bowles (1982) Sabbia Media	195.75

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm²)
Strato (1) terreno vegetale	3.37	0.00-0.80	3.37	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	34.39
Strato (2) limo	2.69	0.80-2.20	2.69	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	32.99
Strato (3) limo sabbioso	7.11	2.20-3.60	7.11	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	42.07
Strato (4) sabbia ghiaiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	77.07

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) terreno vegetale	3.37	0.00-0.80	3.37	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
Strato (2) limo	2.69	0.80-2.20	2.69	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
Strato (3) limo sabbioso	7.11	2.20-3.60	7.11	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
Strato (4) sabbia ghiaiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Classificazione A.G.I	ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m³)
Strato (1) terreno vegetale	3.37	0.00-0.80	3.37	Meyerhof et al.	1.47
Strato (2) limo	2.69	0.80-2.20	2.69	Meyerhof et al.	1.43
Strato (3) limo sabbioso	7.11	2.20-3.60	7.11	Meyerhof et al.	1.62
Strato (4) sabbia ghiaiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Meyerhof et al.	2.06

Peso unità di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m³)
Strato (1) terreno vegetale	3.37	0.00-0.80	3.37	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.88
Strato (2) limo	2.69	0.80-2.20	2.69	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.87
Strato (3) limo sabbioso	7.11	2.20-3.60	7.11	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.90
Strato (4) sabbia ghiaiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.01

Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
Strato (1) terreno vegetale	3.37	0.00-0.80	3.37	(A.G.I.)	0.35
Strato (2) limo	2.69	0.80-2.20	2.69	(A.G.I.)	0.35
Strato (3) limo sabbioso	7.11	2.20-3.60	7.11	(A.G.I.)	0.34
Strato (4) sabbia ghiaiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	(A.G.I.)	0.31

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	G (Kg/cm²)
Strato (1) terreno vegetale	3.37	0.00-0.80	3.37	Ohsaki (Sabbie pulite)	203.65
Strato (2) limo	2.69	0.80-2.20	2.69	Ohsaki (Sabbie pulite)	164.77
Strato (3) limo sabbioso	7.11	2.20-3.60	7.11	Ohsaki (Sabbie pulite)	410.84
Strato (4) sabbia ghiaiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Ohsaki (Sabbie pulite)	1296.75

Velocità onde di taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
Strato (1) terreno vegetale	3.37	0.00-0.80	3.37	Ohta & Goto (1978) Limi	70.73
Strato (2) limo	2.69	0.80-2.20	2.69	Ohta & Goto (1978) Limi	87.79
Strato (3) limo sabbioso	7.11	2.20-3.60	7.11	Ohta & Goto (1978) Limi	117.96
Strato (4) sabbia ghiaiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Ohta & Goto (1978) Limi	154.33

Liquefazione

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Fs liquefazione
Strato (1) terreno vegetale	3.37	0.00-0.80	3.37	Seed e Idriss (1971)	--
Strato (2) limo	2.69	0.80-2.20	2.69	Seed e Idriss (1971)	--
Strato (3) limo sabbioso	7.11	2.20-3.60	7.11	Seed e Idriss (1971)	--
Strato (4) sabbia ghiaiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Seed e Idriss (1971)	>10

Coefficiente spinta a Riposo K0=SigmaH/P0

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	K0
Strato (1) terreno vegetale	3.37	0.00-0.80	3.37	Navfac 1971-1982	0.60
Strato (2) limo	2.69	0.80-2.20	2.69	Navfac 1971-1982	0.44
Strato (3) limo sabbioso	7.11	2.20-3.60	7.11	Navfac 1971-1982	1.47
Strato (4) sabbia ghiaiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Navfac 1971-1982	4.74

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
Strato (1) terreno vegetale	3.37	0.00-0.80	3.37	Robertson 1983	6.74
Strato (2) limo	2.69	0.80-2.20	2.69	Robertson 1983	5.38
Strato (3) limo sabbioso	7.11	2.20-3.60	7.11	Robertson 1983	14.22
Strato (4) sabbia ghiaiosa	33.3	3.60-4.20	24.15	Robertson 1983	48.30