

STUDIO GEOLOGICO DEPOLI DOTT. CLAUDIO
Via Villatico 11 23823 Colico (LC) • 0341 - 933011 • info@studiodepoli.com

LOC. PROGRAMMA EDILIZIO

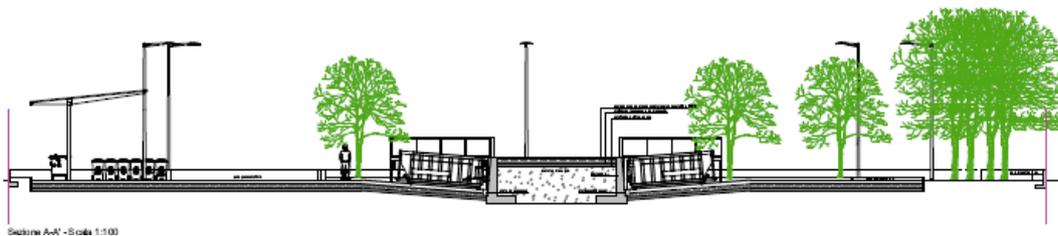
COLICO (LC)

COMMITTENTE LAVORI

Amministrazione comunale

TITOLO PROGETTO

“REALIZZAZIONE PIAZZOLA ECOLOGICA”



**ANALISI DEL MODELLO GEOLOGICO,
IDROGEOLOGICO E SISMICO LOCALE**

Relazione Geotecnica

Ai sensi della DGR 2616/2011 e delle NTC 2018

DATA: DICEMBRE 2020

Il tecnico: Depoli dott Claudio

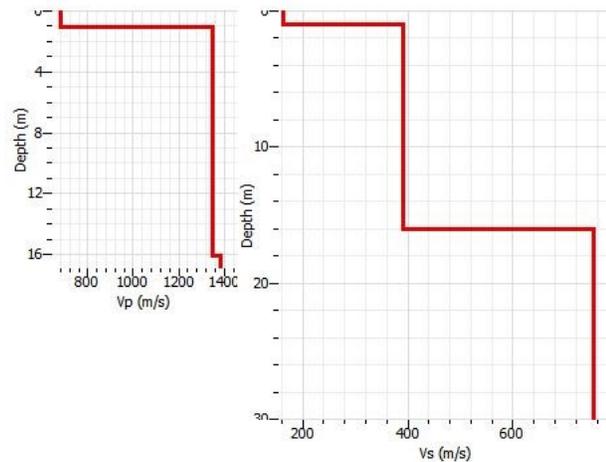
Sommario

1	PREFAZIONE.....	2
1.1	NTC 2018 – riferimento tecnico	2
1.2	Piano indagini geotecniche realizzato	3
1.3	Normativa di riferimento tecnico	4
	RELAZIONE GEOTECNICA	6
1.4	Stratigrafia e parametri geotecnici	7
1.5	Litotecnica	7
2	DEFINIZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI CARATTERISTICI DELLE TERRE.....	8
2.1	Stima dei parametri geotecnici dai dati sismici	8
2.2	Stima dei parametri	8
2.2.1	Profilo di rigidezza del sottosuolo in sito	9
2.2.2	Stima delle caratteristiche granulometriche.....	10
2.2.3	Capacità portante e coefficiente di Winkler – Vs	11
2.2.4	Correlazioni peso di volume-Vs	13
2.2.5	Correlazioni resistenza al taglio drenato PHI e C' -Vs.....	15
2.2.6	Correlazioni resistenza al taglio drenato PHI ' –Vs ₁	15
2.2.7	Correlazioni Vs – modulo elastico	16
2.3	Sintesi dei parametri caratteristici	16
2.4	INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIF. BIBLIOGRAFICO.....	18
2.5	Modello geotecnico: ANALISI PRELIMINARE INTERAZIONE OPERA – TERRENO	21
2.5.1	CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI - NORMATIVE DI RIFERIMENTO	21
2.5.2	CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI; report preliminare	21
3	GEOLOGIA TECNICA DELL'INTERVENTO	22
3.1	Assetto idrogeologico	22
3.2	L.R 15 marzo 2016; regolamento di attuazione - Invarianza.....	22
3.3	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	22
4	ELABORATO DI ANALISI OPERA – TERRENO PRELIMINARE	23
4.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	23
4.2	CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI.....	23

1 PRAFAZIONE

Nel seguente elaborato si definisce il modello geotecnico locale dell'area d'intervento a supporto del programma "REALIZZAZIONE PIAZZOLA ECOLOGICA" proposto dall'amministrazione comunale di Colico e sito in Via Strada Grande, località La Torretta del medesimo comune.

Completa l'analisi la relazione geologica e la relazione sismica.(vedi documenti)



Ambito di edificazione e interpretazione stratigrafica

1.1 NTC 2018 – riferimento tecnico

Nel percorso progettuale vengono introdotte separatamente la modellazione geologica del sito e la modellazione geotecnica che contiene anche la modellazione sismica. I metodi ed i risultati delle indagini della prima devono essere esposti e commentati in una relazione geologica, mentre quelli della modellazione geotecnica e della modellazione sismica devono essere esposti e commentati in una apposita relazione geotecnica, basata su specifiche indagini.

E' volutamente e fortemente ribadita una chiara distinzione e la complementarità tra studio (e Relazione) geologico e studio (e Relazione) geotecnico, precisandone i contenuti (§ 6.2.1)

C6.2.2.5 RELAZIONE GEOTECNICA

La relazione geotecnica contiene i principali risultati ottenuti dalle indagini e prove geotecniche, descrive la caratterizzazione e la modellazione geotecnica dei terreni interagenti con l'opera e riassume 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.

In genere i contenuti della relazione geotecnica, modulati in relazione alla fase progettuale, al tipo di opera ed al contesto in cui essa si inserisce, sono indicativamente i seguenti:

- __ *descrizione del sito, delle opere e degli interventi;*
- __ *valutazione della pericolosità ambientale (stabilità del territorio in condizioni statiche e sismiche);*
- __ *risposta sismica locale;*
- __ *problemi geotecnici e scelte tipologiche;*
- __ *identificazione degli stati limite per le opere in progetto e metodi di analisi;*
- __ *descrizione del programma delle indagini e delle prove geotecniche;*
- __ *caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici;*
- __ *modelli geotecnici di sottosuolo con indicazione dei valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici;*
- __ *risultati delle analisi;*
- __ *confronto dei risultati con le prestazioni previste per le opere;*
- __ *prescrizioni sulle modalità costruttive;*
- __ *eventuale piano di monitoraggio in corso d'opera e in esercizio.*

1.2 Piano indagini geotecniche realizzato

Corrisponde al piano delle indagini geologiche attuate (vedi relazione geologica) e consente lo sviluppo di:

- caratterizzazione fisico-meccanica dei materiali presenti nel volume significativo e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo (cfr. § 3.2.2);
- definizione delle fasi e delle modalità costruttive;
- verifiche della sicurezza e delle prestazioni
- programmazione delle attività di controllo e monitoraggio

6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/odi intervento e devono riguardare il volume significativo, e in presenza di azioni sismiche, devono essere conformi a quanto prescritto ai §§ 3.2.2 e 7.11.2. Le indagini devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione.

Ai fini dell'analisi quantitativa di uno specifico problema, per modello geotecnico di sottosuolo si intende uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-

Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015)

- Decreto Ministeriale 14.01.2008

Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio

2008. Circolare 2 febbraio 2009

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

- Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale

Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007

- Eurocodice 8 (1998)

Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture progettuali

Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)

- Eurocodice 7.1 (1997)

Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali. - UNI

- Eurocodice 7.2 (2002)

Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI

- Eurocodice 7.3 (2002)
- D.M. 11.03.988

COMUNE DI COLICO (LC)

REALIZZAZIONE PIAZZOLA ECOLOGICA

RELAZIONE GEOTECNICA

1.4 Stratigrafia e parametri geotecnici

Come accennato nella relazione geologica sono state effettuate **indagini geognostiche mediante 4 prove di sismica passiva a stazione singola (metodo HVSR)**; il riferimento locale geotecnico è sufficientemente noto grazie alla numerosa bibliografia tecnica presente nell'archivio dello Studio geologico Depoli, oltre alle pregresse analisi per il costruito locale ed agli scavi geognostici effettuati nelle aree di costruzione edifici .

Le analisi derivano inoltre dal confronto con riferimenti locali (indagini geognostiche nell'area della conoide).

Si tratta di terreni alluvionali di conoide incoerenti prevalentemente ghiaioso –sabbiosi con possibili massi e blocchi.

1.5 Litotecnica

L'area in studio è caratterizzata da depositi di conoide alluvionale, derivati dal trasporto solido dei torrenti; nel caso specifico si tratta della conoide del Torrente Inganna.

Sono costituite da materiale di dimensione variabile, tendenzialmente suddiviso in livelli gradati con materiale grossolano sul fondo, causati da ripetuti e successivi eventi deposizionali.

Il settore di edificazione, situato nella porzione distale di conoide alluvionale, è caratterizzato da depositi o da accumuli di materiale alluvionale formatosi in seguito all'erosione dell'alveo stesso da parte del corso d'acqua.

Un aspetto interessante deriva dalla caratterizzazione strettamente litologica dei terreni.

L'area in esame si inserisce in un contesto di deposito alluvionale di origine fluviale caratterizzata da terreni incoerenti costituenti la conoide. Questi depositi hanno sicuramente spessori plurimetri (profondità locale investigata maggiore di 50 metri).

L'assetto stratigrafico del sottosuolo ricavato dall'interpretazione delle indagini sismiche effettuate ha portato a definire:

- primo orizzonte costituito da deposito superficiale di esiguo spessore (1,5 m) $V_s=160/200$ m/s
- secondo orizzonte di spessore variabile (circa 14 m) ascrivibile alla presenza deposito alluvionale mediamente addensato $V_s=350/450$ m/s
- terzo orizzonte assimilabile a deposito alluvionale maggiormente addensato $V_s > 750$ m/s

2 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI CARATTERISTICI DELLE TERRE

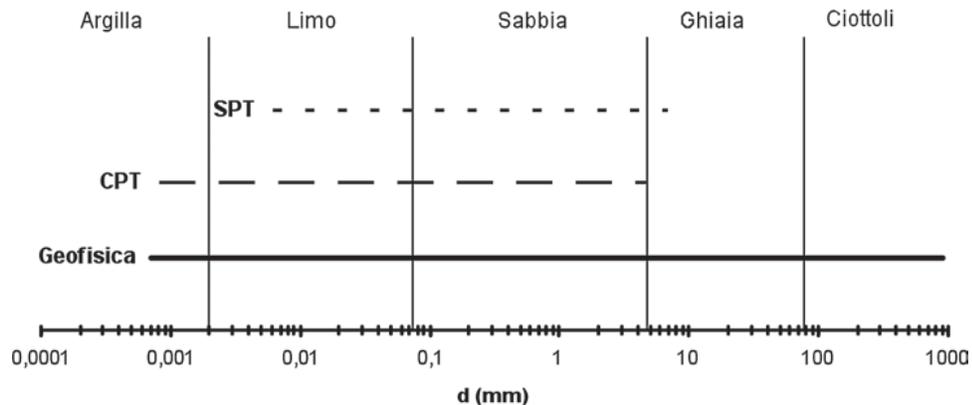
Deriva anche dall'analisi ed interpretazione delle indagini sismiche effettuate

2.1 Stima dei parametri geotecnici dai dati sismici

L'uso di prove geofisiche in situ (sismica a rifrazione, MASW, ecc.), finalizzate generalmente alla misura delle velocità sismiche e alla caratterizzazione sismica del sottosuolo (**calcolo di Vsequ con NTC 2018 e della categoria di sottosuolo**), consente di procedere anche alla definizione dei principali parametri geotecnici dei terreni tramite l'applicazione di correlazioni empiriche con le velocità sismiche.

Queste correlazioni, in qualunque caso, devono essere utilizzate con spirito critico, avendo presente il loro carattere empirico, per cui non si può prescindere da una conoscenza delle caratteristiche geo-litologiche e del comportamento geotecnico dei terreni.

La diffusione delle prove geofisiche in situ è legata alla possibilità di utilizzo anche su terreni dove le altre prove in situ (es. SPT o CPT) non risultano affidabili e di determinazione di valori medi e non puntuali dei parametri geotecnici, riferendoli al loro stato iniziale e a volumi di terreno rappresentativi dei caratteri megastrutturali dei depositi (Lai, 2000)



. Campi di utilizzo delle prove in situ per tipi di terreno

2.2 Stima dei parametri

Le relazioni esistenti tra le velocità sismiche (onde di compressione V_p e onde di taglio V_s) e tra queste e i moduli a piccole deformazioni risultano:

$$V_p = V_s \cdot [(1 - \nu)/(0,5 - \nu)]^{0,5}$$

modulo di taglio $G_0 = \rho \cdot V_s^2 = \gamma/g \cdot V_s^2$

modulo di Young $E_0 = 2 \cdot G_0(1 + \nu)$

modulo edometrico $M_0 = \rho \cdot V_p^2 = \gamma/g \cdot V_p^2$

con

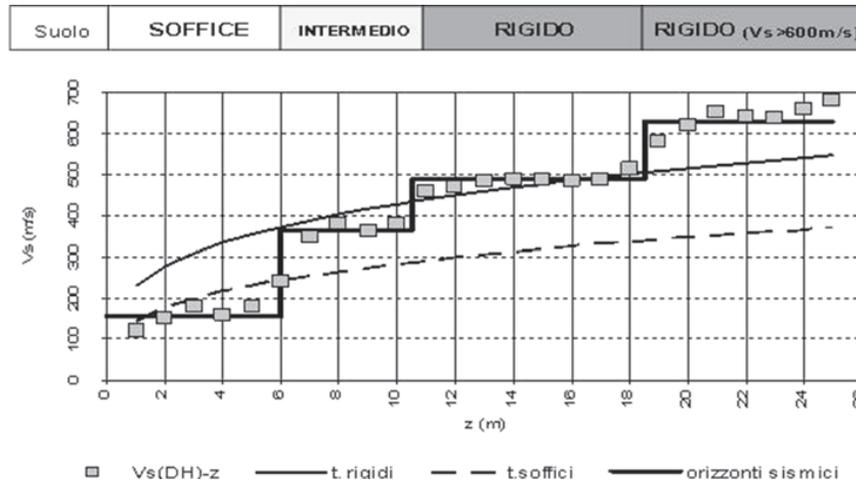
ν = coefficiente di Poisson

γ = peso di volume del terreno

g = accelerazione di gravità (9,81 m/s²).

2.2.1 Profilo di rigidezza del sottosuolo in sito

Il profilo sismico, rilevato attraverso l'indagine in situ (sismica a rifrazione, e MASW), consente di identificare lo spessore di orizzonti con valori di Vs a diversa rigidità.



Profilo sismico Vs e orizzonti a diversa rigidità

RISULTATO:

In relazione ai dati di misura risulta la presenza di un terreno di tipo, che passa da SOFFICE nei primi metri fino a delle rigidità classificate come INTERMEDIE per gli spessori di nostro interesse (10 metri da P.C.) le qualità di resistenza migliorano con l'approfondirsi. Le correlazioni tra Vs (in m/s) e z (in m) possono essere approssimate in termini di equazioni di potenza:

per terreni rigidi: $V_s = 229,71 \cdot z^{0,2697}$

per terreni soffici: $V_s = 144,51 \cdot z^{0,2822}$

o (da Campbell et al. (1979):

per terreni rigidi: $V_s = 240 \cdot (z + 0,6)^{0,349}$

per terreni soffici: $V_s = 88 \cdot (z + 1,2)^{0,45}$

2.2.2 Stima delle caratteristiche granulometriche

Una prima valutazione, sia pure speditiva, delle caratteristiche granulometriche può essere eseguita definendo il tipo di suolo o fattore F tramite la correlazione proposta da Ohta e Goto (1978)⁴, riportata in questa sede in funzione di V_s e della profondità (z):

$$F = V_s / (78,98 \cdot z^{0,312})$$

Valore di F per tipo di suolo (fonte: Ohta e Goto, 1978)

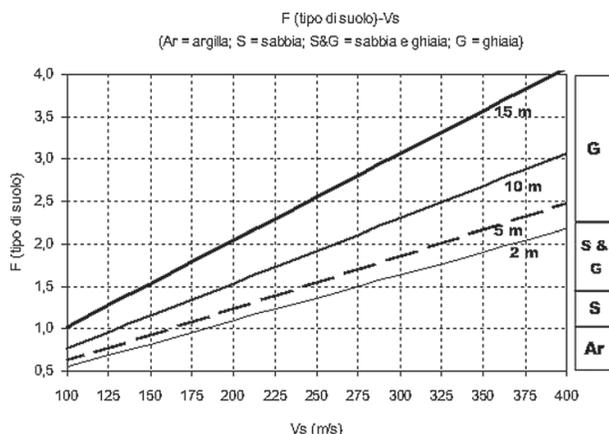
F	Tipo di suolo
1,000	Argilla
1,260	Sabbia fine
1,282	Sabbia media
1,422	Sabbia grossa
1,641	Sabbia e ghiaia
2,255	Ghiaia

Per una valutazione granulometrica si può fare riferimento anche all'indice del tipo di comportamento del terreno I_c (Soil behavior type index) di Robertson e Wride (1997), calcolato in base alla correlazione con il modulo di taglio iniziale proposta da Mayne (2006), che sviluppata per inversione e posto $G_0 = (\gamma/g) \cdot V_s^2$ diventa:

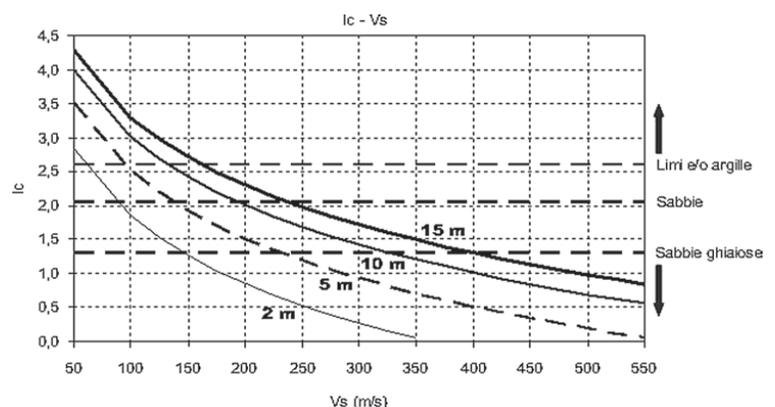
$$I_c = -0,7174 \cdot \ln [V_s^2 / (9,81 \cdot z)] + 6,3211$$

I valori di I_c consentono di distinguere i terreni a comportamento granulare da quelli a comportamento coesivo ($I_c > 2,6$) e di procedere ad una preliminare classificazione granulometrica e alla stima del contenuto di fine ($FC = \%$ passante al setaccio 0,074 mm) secondo la correlazione di Robertson e Fear (1995), praticamente uguale a quella riportata da Davies (1999) nella seguente forma:

$$FC (\%) = 42,4179 \cdot I_c - 54,8574$$



Tipo di suolo per profondità in funzione di V_s



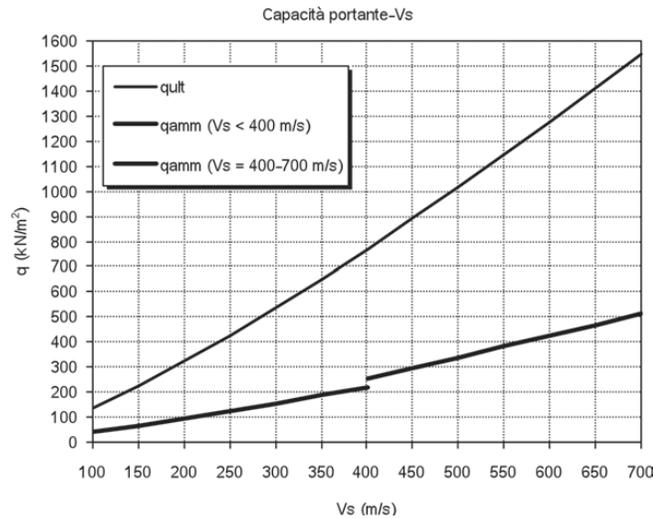
Andamento dell'indice I_c per la profondità in funzione di V_s

RISULTATO:

Qamm: 70 KN/MQ (PER Vs 160 – considerato il primostrato con Vs inferiori)

La capacità portante del terreno di fondazione viene stimata anche in funzione solo di Vs secondo la relazione proposta da Imai e Yoshimura (1976)24:

$$qult = V_s^{2,4}/1590$$



Andamento della capacità portante in funzione di Vs

RISULTATO:

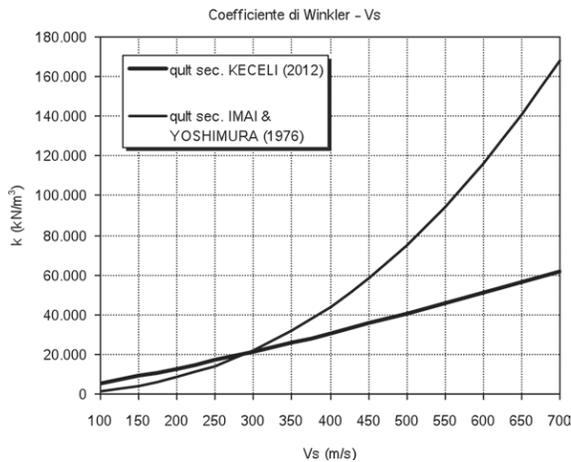
Qul: 200 KN/MQ (PER Vs 160– primo strato con Vs inferiori)

La valutazione di qult consente di calcolare il modulo di reazione del terreno (o coefficiente di reazione o costante di sottofondo o coefficiente di Winkler), dato per definizione dal rapporto tra carico e cedimento, tramite la nota relazione empirica di Bowles (1997)25:

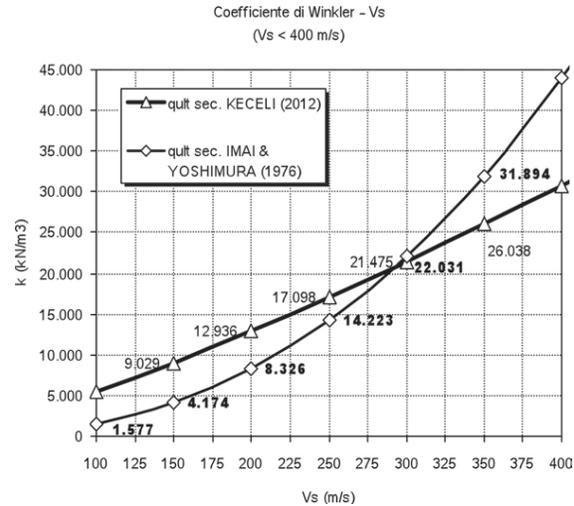
$$k \text{ (kN/m}^3\text{)} = 40 \cdot qult$$

che in funzione di Vs, sostituendo qult con la relazione di Keceli (2012) o con quella di Imai e Yoshimura (1976), diventa:

$$k = 17,2 \cdot V_s^{1,25} \text{ o } k = 0,025 \cdot V_s^{2,4}$$



Andamento del coefficiente di Winkler in funzione di Vs



Valori del coefficiente di Winkler per Vs < 400 m/s

RISULTATO:

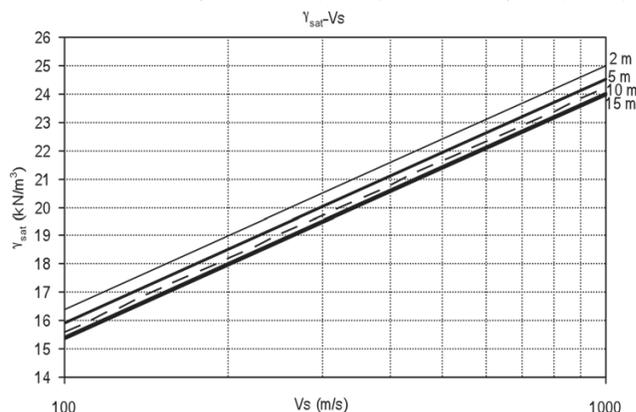
Nel primo orizzonte (medio 2 m) il Kw calcolato è pari 4.000–10.000 KN/mc

Commento:

La capacità portante e il modulo k non sono proprietà intrinseche del terreno, cioè determinabili a prescindere dalla geometria delle fondazioni, dalla distribuzione dei carichi, dalle caratteristiche stratigrafiche del sottosuolo. In qualunque caso le stime con le precedenti relazioni, ancorché non molto accurate, forniscono una soddisfacente indicazione del comportamento effettivo del terreno.

2.2.4 Correlazioni peso di volume-Vs

Il peso di volume saturo (γ_{sat} in kN/m³) viene calcolato in funzione di Vs e della profondità (z) tramite le relazioni proposte rispettivamente da Mayne et al. (1999)1 e da Mayne (2001)



Andamento del peso di volume saturo con la profondità in funzione di Vs

Tezcan et al. (2009)³ riportano una correlazione tra peso di volume e velocità delle onde longitudinali V_p , tenendo conto del tipo di terreno:

$$\gamma = \gamma_0 + 0,002 \cdot V_p$$

Tipo di terreno	Sabbie sciolte, silt e argilla	Sabbie dense e ghiaie	Marne, argilliti e conglomerati	Arenarie fratturate, tufi, scisti	Rocce dure
γ_0 (kN/m ³)	16	17	18	20	24

Valori di γ_0 per tipi di terreno (fonte: Tezcan et al., 2009)

Valori di γ_0 per tipi di terreno (fonte: Tezcan et al., 2009)

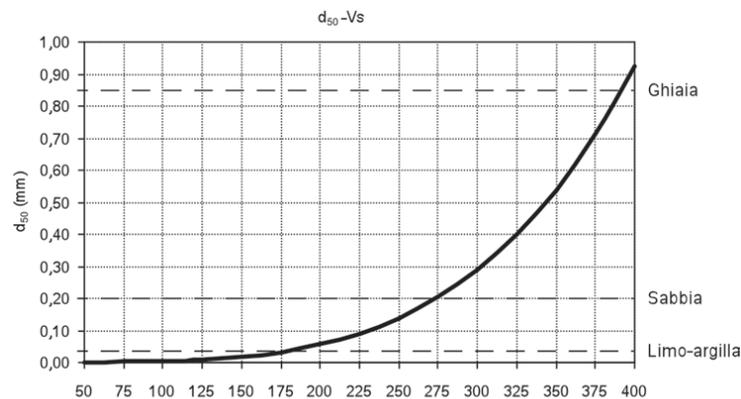
RISULTATO:

Il valore medio è definibile in 18/19 KN/mc

Il diametro medio dei grani si può stimare secondo la correlazione di Iysan (1996)⁵, valida per sabbie, in questa sede sviluppata per inversione, con o senza l'utilizzo della pressione efficace ($\sigma'v$ in t/m²):

$$d_{50} = (V_s/408)^{1/0,247}$$

$$d_{50} = [V_s/(45,83 \cdot \sigma'^v)^{0,409}]^{1/0,289}$$



Andamento del diametro medio e classificazione granulometrica in funzione di V_s

RISULTATO:

La granulometria è definibile nello spettro Di LIMO – ARGILLA (per V_s considerate uguali a 160 m/s dei primi metri indagati)

2.2.5 Correlazioni resistenza al taglio drenato PHI e C' -Vs

I parametri di resistenza meccanica in condizioni drenate (a lungo termine) possono essere definiti mediante la seguente correlazione:

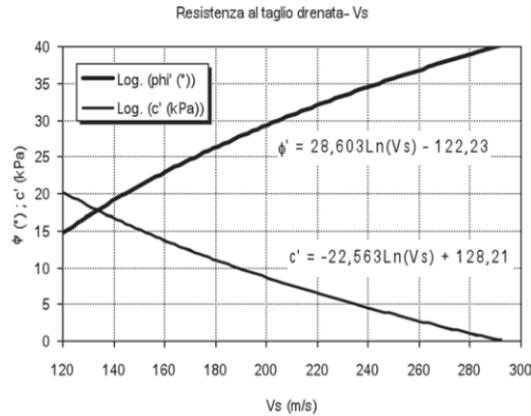
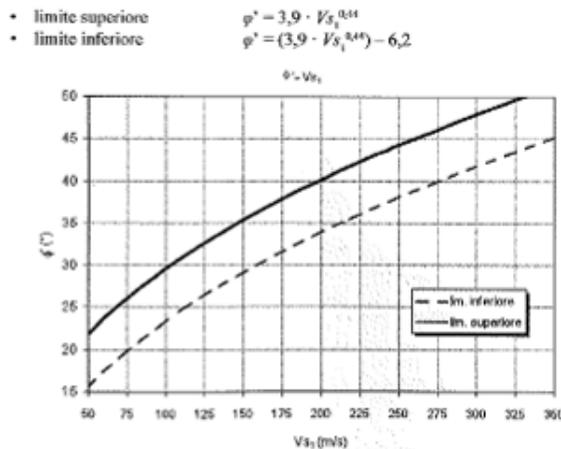


Figura 5.10. Andamento della resistenza al taglio drenata (c' e ϕ') in funzione di V_s

2.2.6 Correlazioni resistenza al taglio drenato PHI ' -Vs₁

Unica correlazione in bibliografia tecnica è riferita a Uzielli et al. (2013) e Mayne (2014) e definisce un range di valori di picco :



Dove V_{s1} è il valore di V_s normalizzato alla tensione efficace

RISULTATO:

Considerando un piano di posa delle fondazioni a circa 1 m dal p.c. e dei carichi relativamente contenuti, si ottiene un valore di ϕ , che può coerentemente alla stratigrafia locale, essere definito come:

$$\phi = \geq 31^\circ$$

2.2.7 Correlazioni Vs – modulo elastico

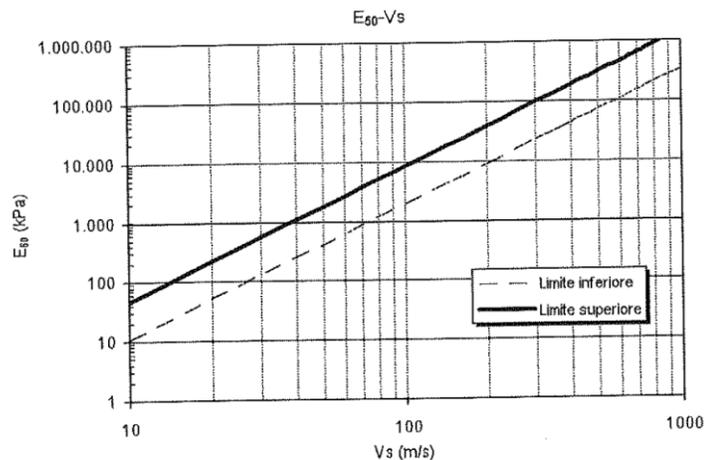
In genere i dati bibliografici disponibili sono i seguenti:

Valori indicativi del modulo elastico, in Kg/cm²

Terreno Valore massimo di E

Terreno	Valore massimo di E	Valore minimo di E
Argilla molto molle	153	20.4
Argilla molle	255	51
Argilla media	510	153
Argilla dura	1020	510
Argilla sabbiosa	2550	255
Loess	612	153
Sabbia limosa	204	51
Sabbia sciolta	255	102
Sabbia compatta	816	510
Argilloscisto	51000	1530
Limo	204	20.4
Sabbia e ghiaia sciolta	1530	510
Sabbia e ghiaia compatte	2040	1020

Nel nostro caso siamo in condizioni di sabbia limosa (ovvero 20.400– 5.100 Kpa); con i riferimenti sismici si può usare il seguente grafico



Ne deriva per il nostro problema:

- 1) Strato Vs 200 m/s E = 5.000 -30.000 Kpa

2.3 Sintesi dei parametri caratteristici

Per caratterizzare uniformemente l'area oggetto di intervento, fatte le dovute comparazione fra valori bibliografici di SPT e Vs misurati e rif. tabellari, possono essere definiti i seguenti parametri caratteristici (k):

- a) Terreni prevalentemente sabbiosimisti ghiaie

Costituiscono i depositi alluvionali di conoide, sono caratterizzati da depositi incoerenti ghiaiosi ciottolosi e sabbia con livelli deposizionali anche limosi legati alle fasi di trasporto solido del T. Inganna.

Di seguito i parametri geotecnici indagati da HVSR:

Coesione	0.5/1 Kg/cm ²
Densità relativa	70-80 %
Angolo di esistenza al taglio	31°± 2°
Peso di volume naturale	1.8/1.9 t/mc
Peso di volume saturo	1.9/2.0 t/mc

In conclusione il sottosuolo dell'area è interpretabile, a prescindere dal possibile primo livello di coltivo sabbioso/limoso (mediamente primo metro), come caratterizzato da un deposito di tipo alluvionale incoerente, con possibili ciottoli immersi in matrice sabbiosa.

Comparandole con le vicine prove penetrometriche si comprova la sufficiente composizione geotecnica del sottosuolo in risposta ad un sovraccarico anche superiore all'intervento in progetto, confermandone i parametri geomeccanici.

2.4 INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIF. BIBLIOGRAFICO

Come già cennato nella relazione geologica, a supporto delle prove di sismica passiva HVSR sono stati utilizzati anche dei riferimenti bibliografici derivanti da lavori progressi, inerenti alle medesime litologie di conoide distale / fondovalle.

Nel caso seguente si riportano le due prove penetrometriche eseguite ad una distanza di 280m dall'area indagata.

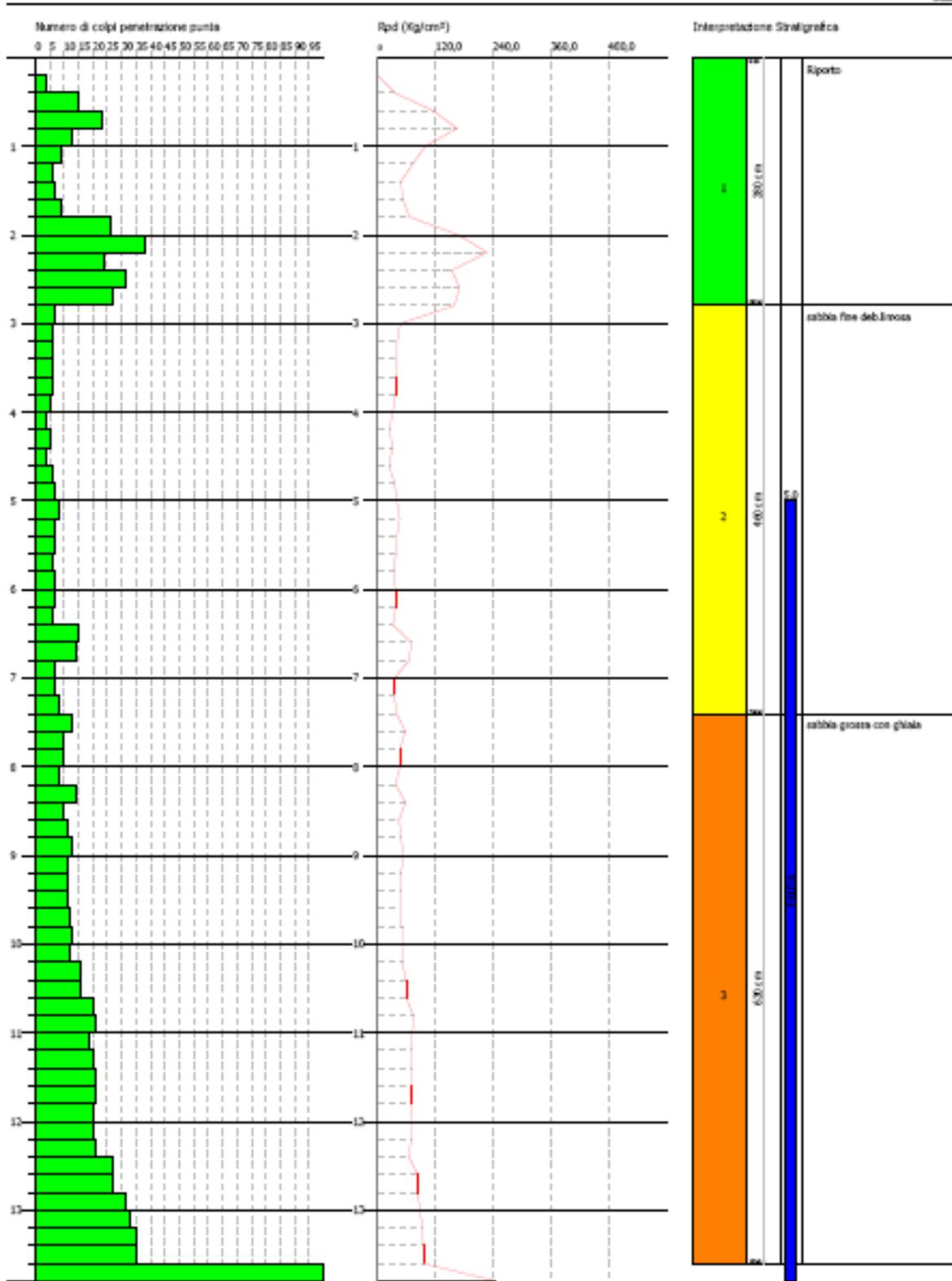


Ortofoto con geolocalizzazione area di interesse e prove penetrometriche

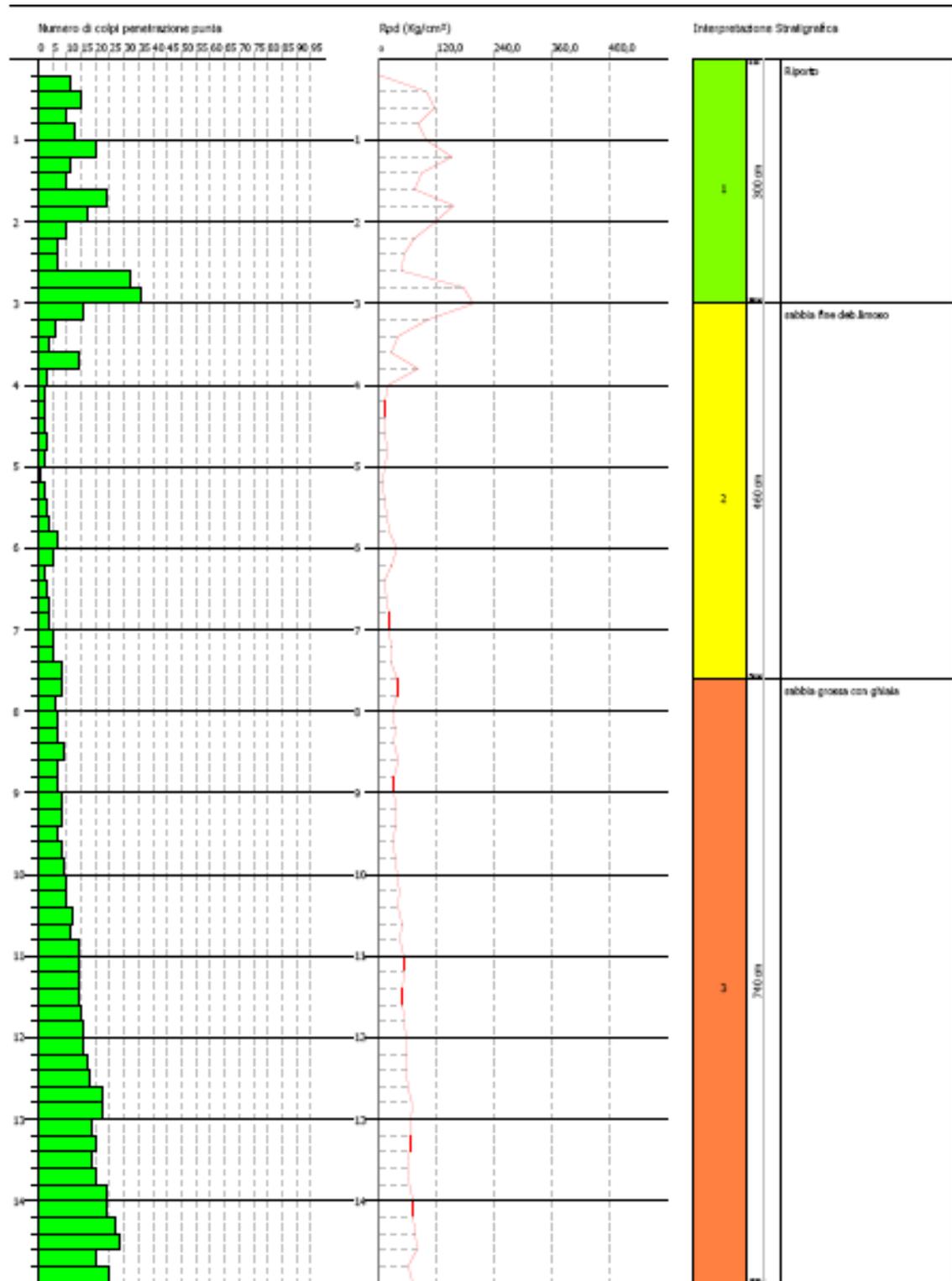
Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPSH TG 63-200 PAGANI

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 cm ²
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	1,439
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	90 °

Prova Penetrometrica N. 1



Prova Penetrometrica N. 2



2.5 Modello geotecnico: ANALISI PRELIMINARE INTERAZIONE OPERA – TERRENO

L'analisi, parte dallo stato attuale delle cose, ovvero da fondazioni già esistenti da temponella porzione di edificio interessata all'aumento di carico; considerando quindi le caratteristiche progettuali della nuova struttura, si ipotizza un carico totale di 100KN che andranno a scaricare su fondazioni tipo PLINTO.

Tale analisi è da considerarsi teorica ma inerente con le analisi geomeccaniche e dei dati progettuali.

2.5.1 CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI - NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018 D.M. 17 gennaio 2018 (alla data non ancora in vigore)

Norme tecniche per le Costruzioni 2008 D.M. 14 gennaio 2008 e succ.

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.

2.5.2 CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI; report preliminare

Metodi applicati sono i seguenti:

Metodo di Terzaghi (1955), Formula di Meyerhof (1963), Formula di Hansen (1970), Formula di Vesic (1975), Formula Brinch-Hansen (EC 7 – EC 8) Si rimanda alla scheda, ove riassume le verifiche per un carico d'esercizio ipotizzato pari a 200 KN/mq come verifica delle fondazioni esistenti, ipotizzate come PLINTO ad un metro da p.c. (quindi da verificare).

Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (kN/m ²)	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m ²)	Tensione [Ed] (kN/m ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (kN/m ³)
A1+M1+R3								
	HANSEN (1970)	895.36	389.29	100.00	8.95	Verificata	* Rottura per punzonamento; Ir=4.419; Icrit=77.031	35814.41
	TERZAGHI (1955)	649.93	282.58	100.00	6.5	Verificata	* Rottura per punzonamento; Ir=4.419; Icrit=77.031	25997.12
	MEYERHOF (1963)	867.46	377.16	100.00	8.67	Verificata	* Rottura per punzonamento; Ir=4.419; Icrit=77.031	34698.37
*	VESIC (1975)	255.32	111.01	100.00	2.55	Verificata	* Rottura per punzonamento; Ir=4.419; Icrit=77.031	10212.83
	Brinch - Hansen 1970	902.91	392.57	100.00	9.03	Verificata	* Rottura per punzonamento; Ir=4.419; Icrit=77.031	36116.24

3 GEOLOGIA TECNICA DELL'INTERVENTO

Alcune considerazioni di indirizzo attuative sono utili per la migliore programmazione dell'intervento.

3.1 Assetto idrogeologico

In generale l'assetto idrogeologico rappresenta una problematica che si può ripercuotere in differenti situazioni, sia in fase di scavo che di progettazione e di esercizio dell'opera, ma data l'entità del lavoro da eseguire non vi saranno scavi consistenti se non per raccordare la vecchia struttura con la nuova.

La possibile quota di scorrimento e/o saturazione è variabile sia in funzione dei periodi (ovvero primaverile piuttosto che invernale, o legata ai periodi di prolungate piogge o siccità) sia in relazione al grado di permeabilità dei terreni, ovvero in relazione alla granulometria dei depositi presenti (dipende dalla percentuale di matrice fine).

3.2 L.R 15 marzo 2016; regolamento di attuazione - Invarianza

Da segnalare la recente emanazione del regolamento recante i “Criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica. (in vigore il 27 maggio 2018)

Tale regolamento di attuazione concerne la fase di pianificazione, la realizzazione di opere pubbliche e private e, nelle more della tempistica assegnata all'entrata in vigore, dovrà essere un nuovo elaborato di progetto.

Rappresenta una attenzione alla fase di “impermeabilizzazione” dell'area che avverrà per il programma edificatorio e si rivolge alla necessità di attenzione alle acque generate dalle nuove superfici impermeabili ed al loro smaltimento.

3.3 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Nel contesto d'inserimento locale dell'opera e le verifiche di stabilità, l'analisi di riferimento ai processi geomorfologici locali non ha evidenziato particolari controindicazioni geologiche all'attuazione dell'intervento.

Con ciò, l'intervento risulta compatibile con l'assetto geologico ed idrogeologico dei luoghi e con la vigente normativa.

Colico, dicembre 2020

Depoli dott. Claudio
Geologo

4 ELABORATO DI ANALISI OPERA – TERRENO PRELIMINARE

La verifica preliminare è stata attuata con il software LoadCap della Geostru

4.1 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Aggiornamneto alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 e circolare.

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.

4.2 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).

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:

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

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

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

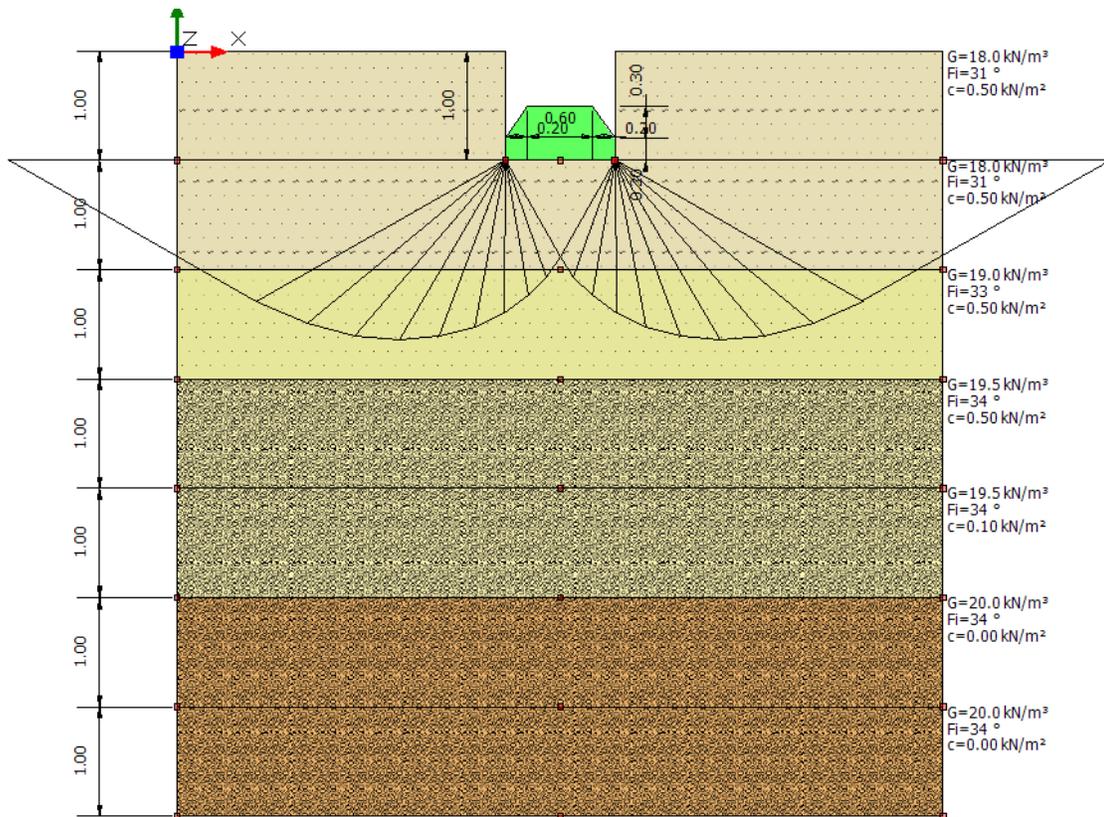
Con:

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.

ANALISI DI MASSIMA



DATI GENERALI

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

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. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
1.0	18.0	19.0	31.0	0.5	1.0	100.0	0.0	0.0	0.0	0.0	sabbia debolmente limosa
1.0	18.0	19.0	31.0	0.5	1.0	100.0	0.0	0.0	0.0	0.0	sabbia debolmente limosa
1.0	19.0	20.0	33.0	0.5	0.5	200.0	0.0	0.0	0.0	0.0	sabbia
1.0	19.5	21.0	34.0	0.5	0.5	500.0	0.0	0.0	0.0	0.0	ghiaia sabbiosa
1.0	19.5	21.0	34.0	0.1	0.1	500.0	0.0	0.0	0.0	0.0	ghiaia sabbiosa
1.0	20.0	21.0	34.0	0.0	0.1	500.04	0.0	0.0	0.0	0.0	ghiaia
1.0	20.0	21.0	34.0	0.0	0.1	500.04	0.0	0.0	0.0	0.0	ghiaia

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	S.L.E.	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
3	S.L.D.	100.00	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	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	No	1	1	1	1	1	1	1
3	No	1	1	1	1	1	1	1

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

Autore: VESIC (1975)

Carico limite [Qult]	255.32 kN/m²
Resistenza di progetto [Rd]	111.01 kN/m²
Tensione [Ed]	100.0 kN/m²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	2.55
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 10212.83 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	18.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.0 kN/m ³
Angolo di attrito	31.0 °
Coesione	0.5 kN/m ²

Fattore [Nq]	20.63
Fattore [Nc]	32.67
Fattore [Ng]	17.69
Fattore forma [Sc]	1.63
Fattore profondità [Dc]	1.4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.6
Fattore profondità [Dq]	1.28
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	895.36 kN/m ²
Resistenza di progetto	389.29 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	18.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.0 kN/m ³

Angolo di attrito	31.0 °
Coazione	0.5 kN/m ²

Fattore [Nq]	25.28
Fattore [Nc]	40.41
Fattore [Ng]	23.42
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	649.93 kN/m ²
Resistenza di progetto	282.58 kN/m ²

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

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	18.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.0 kN/m ³
Angolo di attrito	31.0 °
Coazione	0.5 kN/m ²

Fattore [Nq]	20.63
Fattore [Nc]	32.67
Fattore [Ng]	18.56
Fattore forma [Sc]	1.62
Fattore profondità [Dc]	1.35
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.31
Fattore profondità [Dq]	1.18
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.31
Fattore profondità [Dg]	1.18
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	867.46 kN/m ²
Resistenza di progetto	377.16 kN/m ²

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

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	18.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.0 kN/m ³
Angolo di attrito	31.0 °
Coazione	0.5 kN/m ²

Fattore [Nq]	20.63
Fattore [Nc]	32.67
Fattore [Ng]	25.99
Fattore forma [Sc]	1.63
Fattore profondità [Dc]	1.3
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.6
Fattore profondità [Dq]	1.28
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	255.32 kN/m ²
Resistenza di progetto	111.01 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	18.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.0 kN/m ³
Angolo di attrito	31.0 °
Coazione	0.5 kN/m ²

Fattore [Nq]	20.63
Fattore [Nc]	32.67

Fattore [Ng]	23.59
Fattore forma [Sc]	1.54
Fattore profondità [Dc]	1.3
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.52
Fattore profondità [Dq]	1.28
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.7
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	902.91 kN/m ²
Resistenza di progetto	392.57 kN/m ²
<hr/>	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	100.0 kN/m ²
Tempo	30.0
Profondità significativa Zi (m)	1.453
Media dei valori di N _{spt} all'interno di Zi	20
Fattore di forma fs	1
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1.5
Indice di compressibilità	0.026
Cedimento	3.397 mm