STUDIO DI GEOLOGIA, GEOTECNICA
GEOFISICA , IDROGEOLOGIA E AMBIENTE
DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

SCAN ME

COMUNE DI ALONTE

PROVINCIA DI VICENZA

COMMITTENTE:

Rossetto Adriano

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA ED IDROGEOLOGICA PER IL PROGETTO DI COSTRUZIONE DI UN EDIFICIO RESIDENZIALE IN VIA POZZETTO

L'AUTORE SI RISERVA LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO AI SENSI DI LEGGE, CON DIVIETO DI RIPRODURLO IN OGNI SUA PARTE E COMUNQUE RENDERLO NOTO A TERZI SENZA PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE

LA PRESENTE RELAZIONE SPECIALISTICA PUO' ESSERE UTILIZZATA ESCLUSIVAMENTE PER IL PROGETTO A CUI SI RIFERISCE (VEDASI TITOLO ED INTESTAZIONE DI PAGINA). E' ESPRESSAMENTE VIETATO QUALSIASI ALTRO UTILIZZO PER ALTRI LOTTI DI TERRENO LIMITROFI O PER PROGETTI DIVERSI DA QUELLI INDICATI.
RIPRODUZIONI ANCHE PARZIALI DEL DOCUMENTO, NONCHE' L'UTILIZZO DEI DATI IN ESSO CONTENUTI, SONO VIETATI A CHICCHESSIA. POSSONO ESSERE EVENTUALMENTE CONCORDATI SOLO ED ESCLUSIVAMENTE A SEGUITO ESPLICITA E MOTIVATA RICHIESTA, E CONCESSI SOLAMENTE DAL SOTTOSCRITTO

DATA: MARZO 2023 **IL TECNICO**

ORDINE DEI GEOLOGI REGIONE DEL VENETO
Dr. Geol. MATTEO SCALZOTTO N° 652

DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
DOMICILIO FISCALE E UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)
Tel. 3382727007
Web: www.alpogeo.it - www.alpogeo.com mail: info@alpogeo.it - studiogeologia.sf@libero.it

COMUNE DI ALONTE

PROVINCIA DI VICENZA

RELAZIONEGEOLOGICA, GEOTECNICA ED IDROGEOLOGICA PER IL PROGETTO DI COSTRUZIONE DI UN EDIFICIO RESIDENZIALE IN VIA POZZETTO

1. **INTRODUZIONE**
2. **RELAZIONE GEOLOGICA**
3. **RELAZIONE GEOTECNICA**
4. **RELAZIONE IDROGEOLOGICA**
5. **CONCLUSIONI**

1. INTRODUZIONE

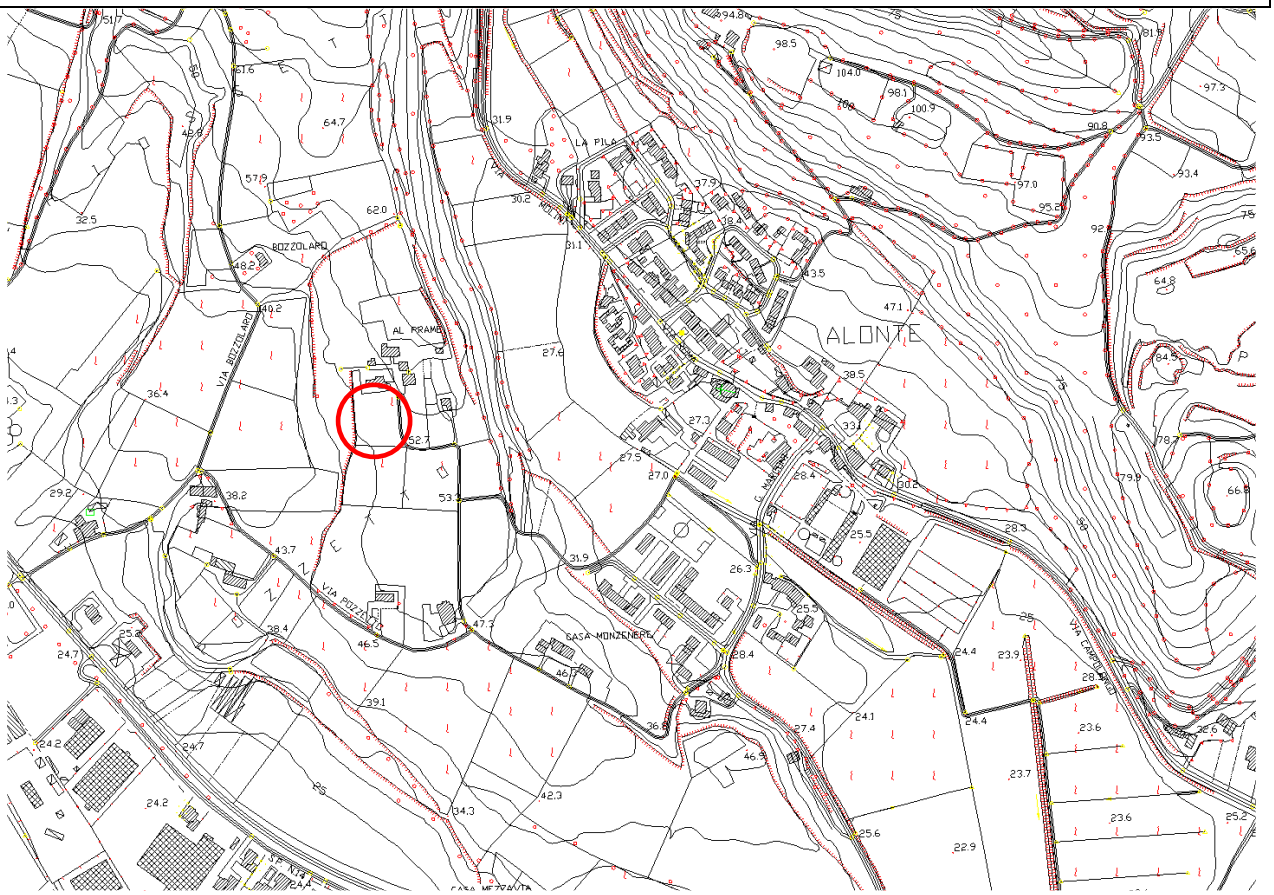
Su richiesta e per conto del Sig. Rossetto Adriano lo scrivente ha esaminato l'area interessata dal progetto per la costruzione di un edificio residenziale in Via Pozzetto.

Al fine di fornire un'adeguata caratterizzazione geologico-tecnica ed idrogeologica dei terreni interessati sono state eseguite le seguenti indagini:

- utilizzo di informazioni bibliografiche sull'area;
- un rilievo geologico di superficie al fine di identificare le litologie affioranti e la morfologia del territorio;
- n. 2 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH) spinte fino al rifiuto strumentale.
- n. 1 prospezione sismica passiva con tecnica HVSR per la determinazione della sismo-stratigrafia in onde S, del parametro $V_{S,eq}$, della categoria del suolo di fondazione e della frequenza di risonanza del sito in ottemperanza alle normative vigenti;

Tali indagini sono altresì necessarie per ottemperare al D.M. 17/01/2018 ed alle NTA del PATI Alonte, Asigliano Veneto, Orgiano e Pojana Maggiore ed al P.T.A. della Regione Veneto.

L'area in esame si trova nella zona collinare ad ovest del centro abitato di Alonte lungo Via Pozzetto ad una quota di circa 52 m s.l.m.m. Per l'ubicazione si fa riferimento alla Carta Tecnica Regionale alla scala 1:5.000 (Elemento n° 146023 "Alonte").



Ubicazione dell'area su CTR alla scala 1:5.000

Ubicazione dell'area su immagine satellitare

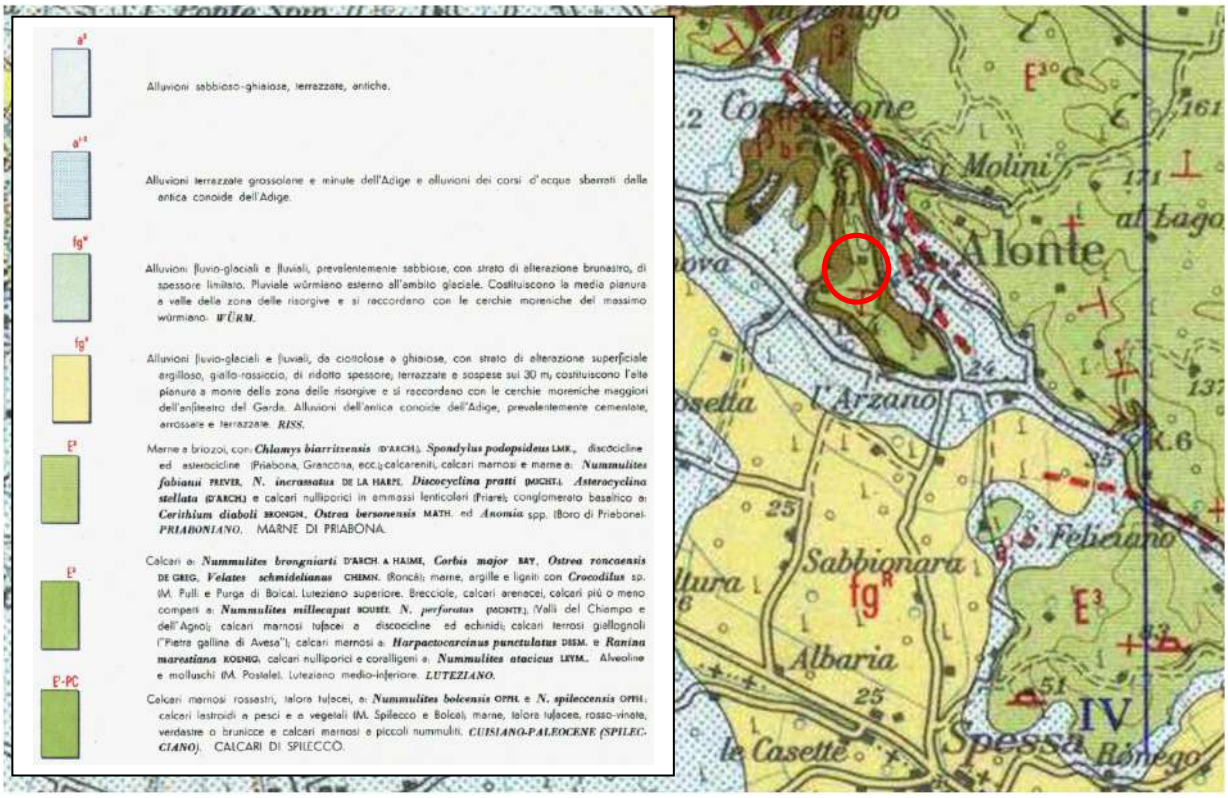
2. RELAZIONE GEOLOGICA

Geologia: il territorio comunale di Alonte è caratterizzato dalle pendici occidentali dei Colli Berici, che come i Monti Lessini (dei quali risultano essere un prolungamento) sono costituiti da un rilievo calcareo carsificato con base vagamente romboidale, che emerge dalla pianura a sud di Vicenza,

In particolare la zona di Alonte è caratterizzata dalla presenza della Formazione delle Calcareniti di Castelgomberto, un complesso calcareo molto puro, di colore bianco a volte tendente al giallo paglierino, in eteropia con le unità vulcanoclatiche eoceniche.

<u>Nel lotto di terreno considerato si è rilevata la presenza della coltre di alterazione avente spessore compreso tra 1 e 2 metri sovrastante il substrato roccioso calcareo compatto.</u>

Dal punto di vista tettonico l'area è caratterizzata dalla presenza di una faglia ad andamento analogo a quello della linea Scledense (direzione NNW-SSE), associata all'attività magmatica che si verificò nell'eocene medio in questa zona.

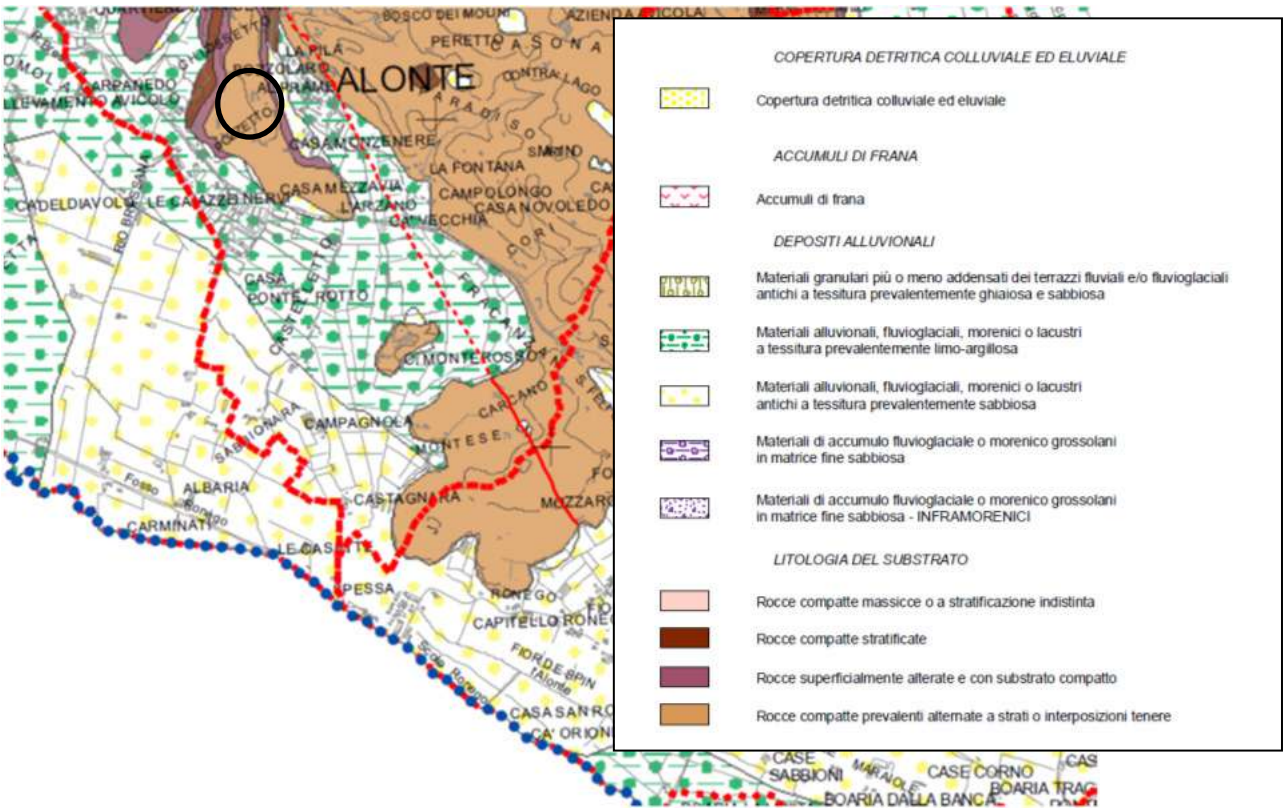


Estratto della carta geologica d'Italia (Foglio n. 49 "Verona"); in rosso l'area in esame

Litotipi affioranti: nell'area presa in esame le litologie affioranti sono dalla più recente alla più antica:

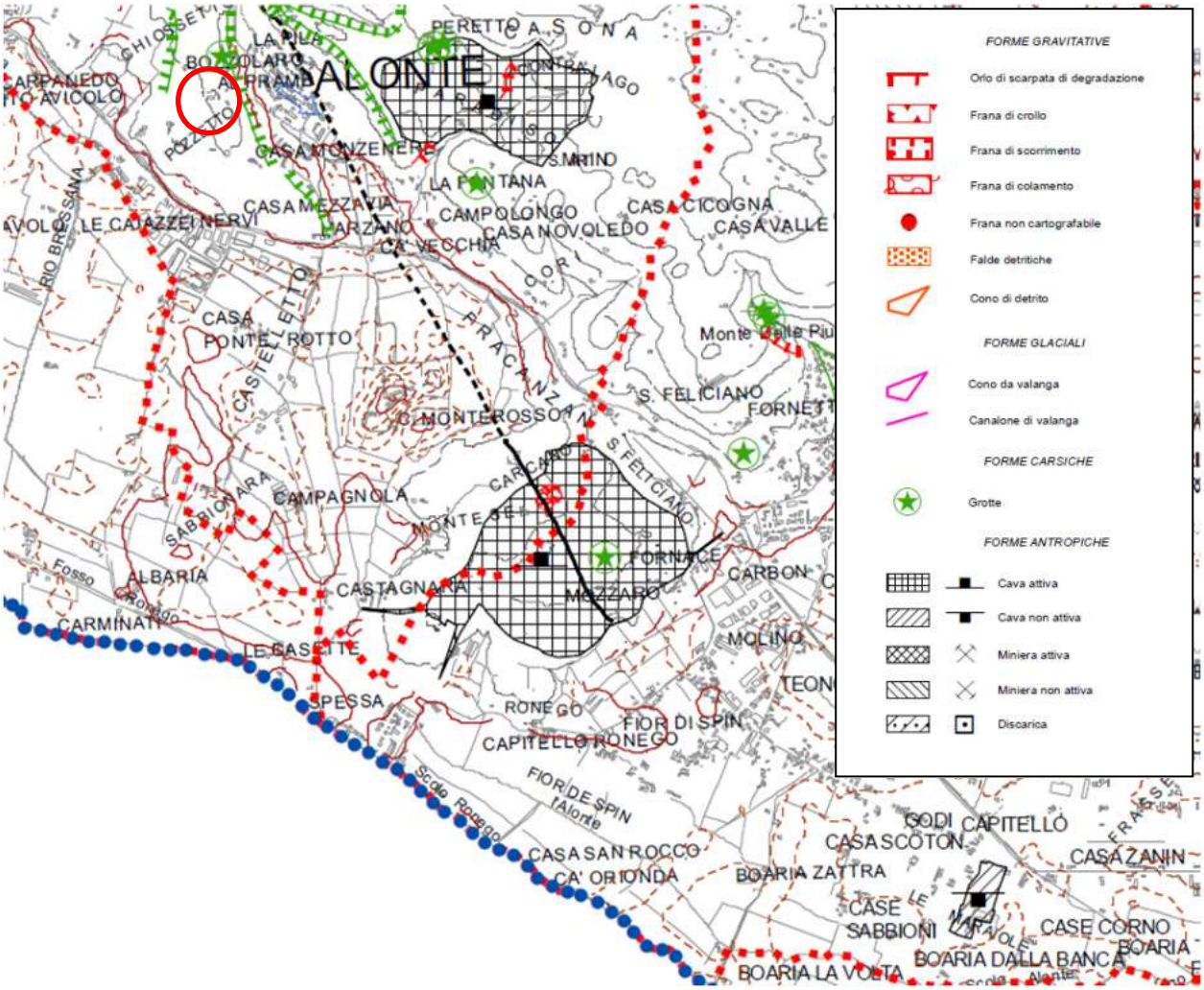
- **Depositi colluviali (Quaternario):** sono materiali detritici, sia eluviali che colluviali, a granulometria da fine a media, che possono raggiungere qualche metro di spessore.

- **Vulcaniti:** costituite da brecce d'esplosione, ialoclastiti e basalto (Paleogene): sono rocce vulcaniche effusive a chimismo basico che riempiono gli antichi camini vulcanici o che costituiscono ampi e potenti espandimenti lavici di ambiente subacqueo;
- **Calcareniti di Castelgomberto (Oligocene)**: si trovano tre tipi fondamentali di rocce raggruppabili nella Formazione delle Calcareniti di Castelgomberto:
- calcari massicci di scogliera (reef): i calcari massicci corrispondono a strutture biohermali a prevalenti coralli, separate le une dalle altre da canali di marea che permettevano l'ossigenazione dell'ambiente lagunare retrostante e quindi la notevole proliferazione di organismi bentonici;
- calcareniti nulliporiche di retroscogliera (back-reef): formatesi in ambiente di alta energia in corrispondenza di canali di marea; è la facies caratteristica della Pietra di Vicenza (Mietto, 1988). I calcari e le calcareniti di back-reef sono stratificati e meno duri di quelli di scogliera e si sono formati presso i canali di marea in zone di alta energia. Sono costituiti da calcareniti nulliporiche biancastre con frammenti di alghe calcaree. Tali rocce si possono anche formare all'interno della laguna, dove si realizzano costruzioni di bioherme coralline;
- calcareniti lagunari di retroscogliera (lagoon back-reef): facies tipica delle Calcareniti di Castelgomberto. Le calcareniti di laguna sono costituite da rocce calcaree biancastre e paglierine, stratificate e molto ricche di fossili costituiti da foraminiferi, echinidi, briozoi, molluschi, coralli ed organismi bentonici;

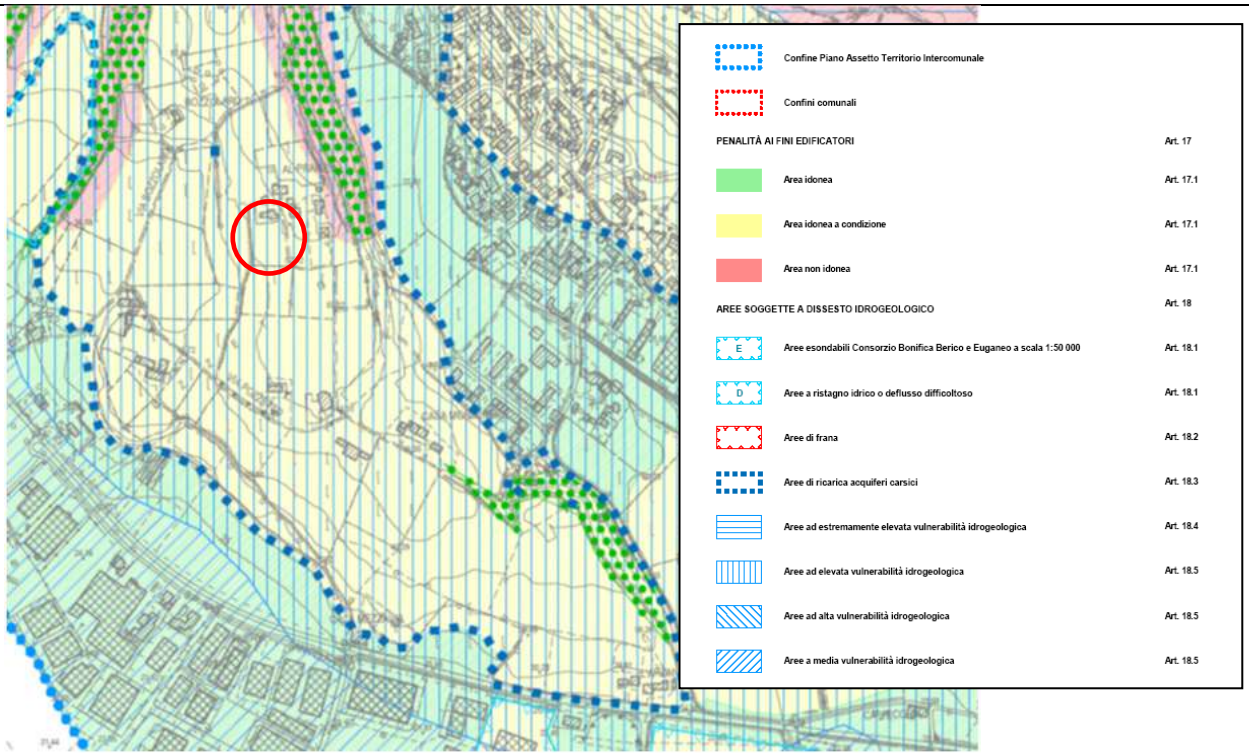


Estratto della carta geologica del PTCP di Vicenza; in nero l'area indagata

Geomorfologia: la morfologia dei Colli Berici è strettamente legata alla litologia dei terreni: in prossimità degli affioramenti vulcanici la morfologia si fa dolce con incisioni vallive accentuate in corrispondenza di litotipi più teneri (tufi); mentre dove affiorano le rocce calcaree la morfologia è quella carsica, caratterizzata dall'assenza di un'idrografia principale e dalla presenza delle doline.



Estratto della carta geomorfologica del PTCP di Vicenza; in rosso l'area indagata



Estratto della carta delle fragilità del PATI (scala. 1:5.000)

Nell'area di Alonte sono presenti cave di pietra tenera all'interno di due formazioni geologiche di età diversa: i "Calcari nummulitici" (Eocene medio) e le "Calcareniti di Castelgomberto" (Oligocene), a cui appartengono rispettivamente la "Pietra di Nanto" e la "Pietra di Vicenza".

Come si evince dalla carta delle fragilità il lotto in esame si trova in un'area ad elevata vulnerabilità idrogeologica (art. 18.4) ed in area idonea a condizione (art. 17.1).

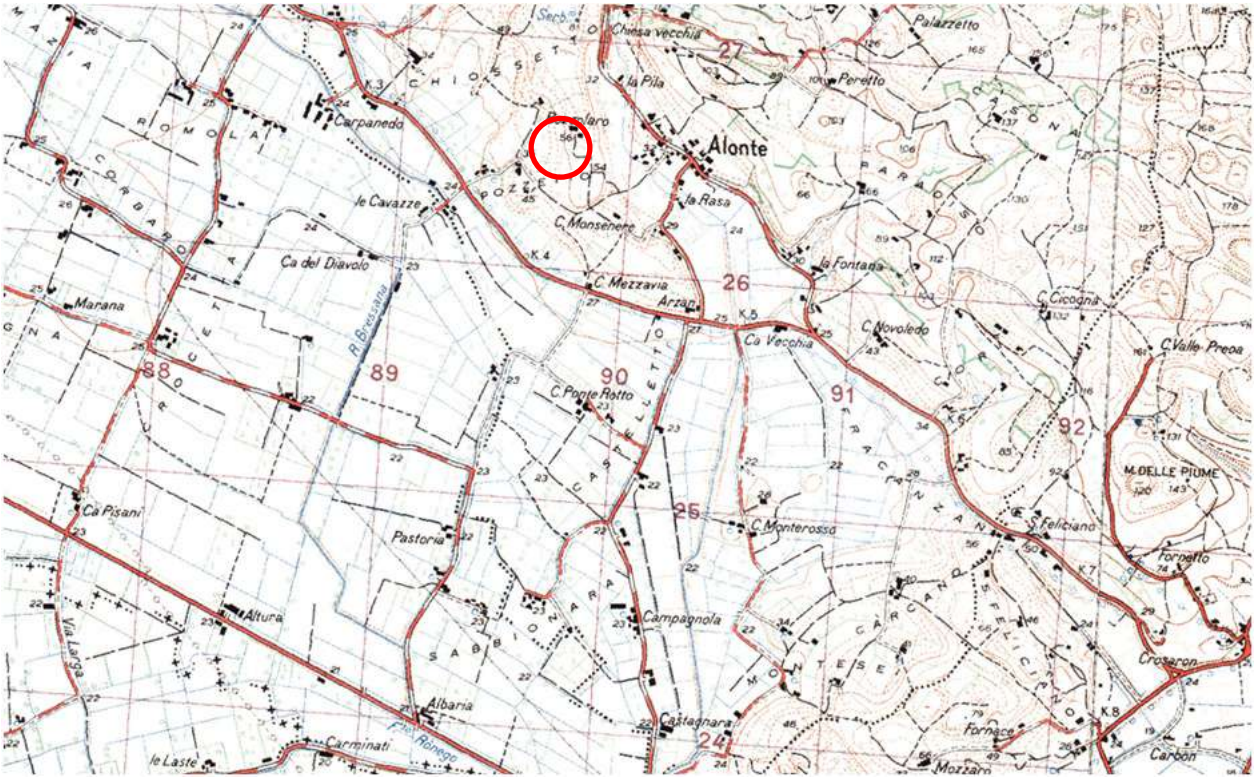
Il sito non rientra nelle aree classificate a pericolosità geologica dal PAI.

Idrologia: il reticolato idrografico si presenta molto articolato nella zona dove affiorano i litotipi vulcanici, in cui si osserva che solchi di ruscellamento concentrato confluiscono in incisioni torrentizie maggiori ad elevata capacità erosiva.

Nell'area calcarea l'idrografia è caratterizzata dall'assenza quasi completa di un reticolo d'acqua dovuta alla presenza di rocce fortemente carsificate che permettono l'infiltrazione delle acque in profondità.

Il lotto in esame si trova sul versante sud-occidentale della dorsale dei Monti Berici, caratterizzato dalla presenza di una serie di scoli che confluiscono nel Fosso Ronego in prossimità di località Spessa, importante scolo utilizzato ad uso irriguo che confluisce nel F. Frassine presso Caselle.Vista la distanza e la differenza di quota con il corso d'acqua principale l'area può considerarsi stabile dal punto di vista idraulico.

Il sito non rientra nelle aree classificate a pericolosità idraulica del PGRA 2021-2027.



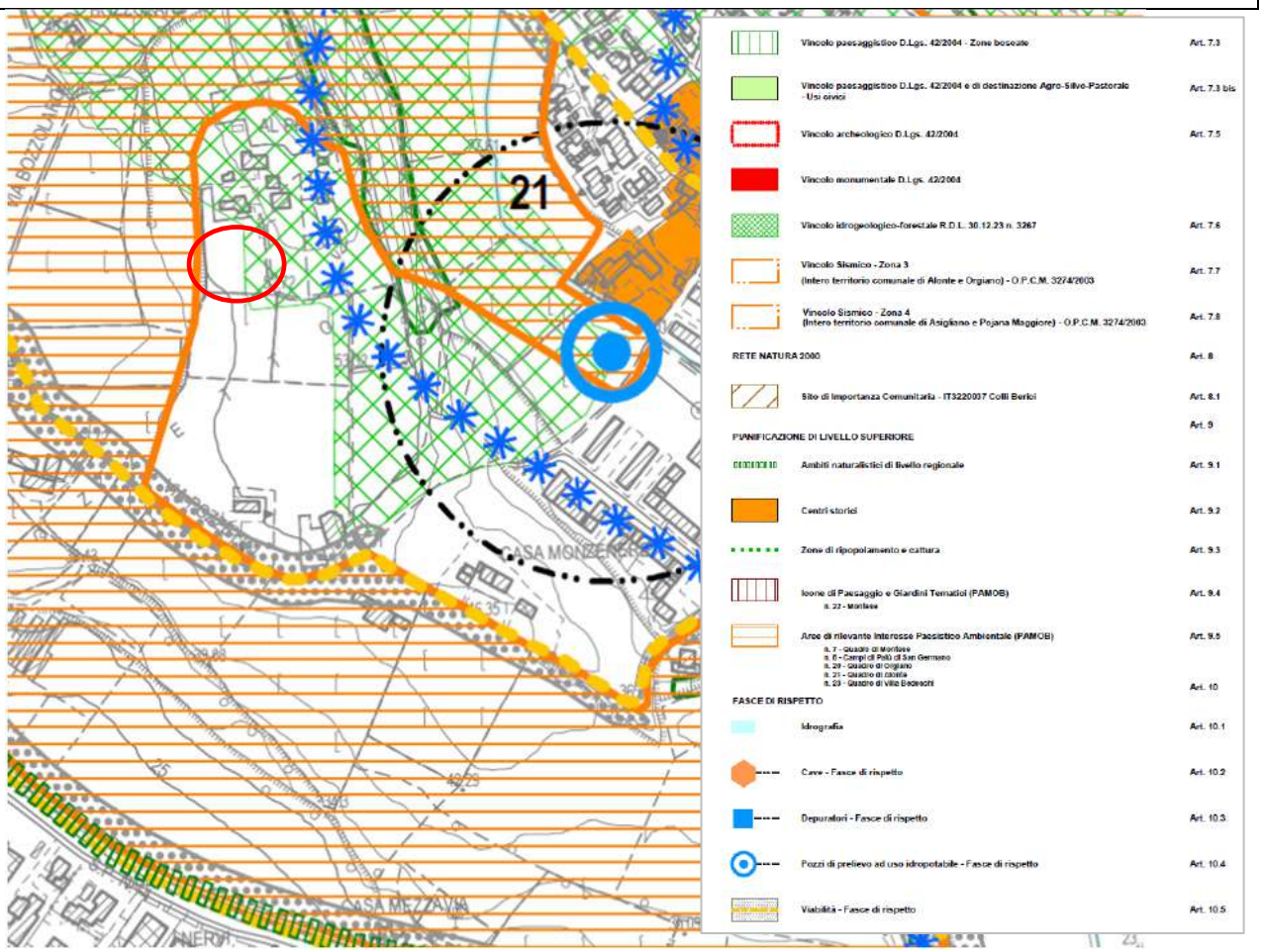
Estratto da carta IGM alla scala 1:25.000 con indicazione dell'area in esame

Idrogeologia: le rocce che caratterizzano il territorio collinare di Alonte hanno caratteristiche idrogeologiche molto differenti:

1. la formazione delle Calcareniti di Castelgomberto è caratterizzata da una permeabilità per carsismo molto elevata, che si riflette nell'assenza di idrografia superficiale;
2. I terreni vulcanici che caratterizzano la zona hanno una permeabilità variabile da bassa a molto bassa;

In corrispondenza dei passaggi litologici tra le due unità sopraccitate compaiono alcuni orizzonti sorgentiferi, che alimentano, in qualche caso, brevi e scarsi torrenti, la cui portata, spesso intermittente, è direttamente condizionata dal regime pluviometrico.

<u>Il sito è classificato dal PATI come area ad elevata vulnerabilità idrogeologica (si rimanda alla carta delle fragilità) per la presenza del substrato roccioso eocenico carsificato, che presenta valori di permeabilità molto elevati.</u>
<u>Come si evince dalla carta dei vincoli il sito in esame non ricade nelle aree di rispetto degli attingimenti pubblici e rientra parzialmente nel settore più orientale in zona sottoposta a vincolo idrogeologico-forestale.</u>



Estratto della carta dei vincoli del PATI (scala. 1:5.000) con l'indicazione dell'area in esame

3. RELAZIONE GEOTECNICA

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- **Ordinanza P.C.M. n. 3519 del 28.4.2006 -** *Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*
- **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*
- **D.M. 17/01/2018 –** *Norme Tecniche per le Costruzioni*

La presente relazione si basa sulle informazioni ricavate da n.2 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH)spinte fino al rifiuto strumentale e dai risultati di una campagna di prospezione sismica in onde S comprensiva di n.1 prospezione sismica passiva con tecnica HVSR.

Di seguito si riporta la planimetria con l'indicazione delle indagini eseguite dagli scriventi; segue la descrizione e l'elaborazione di ciascuna metodologia di indagine.

Ubicazione delle indagini eseguite su estratto satellitare

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SUPERPESANTI (DPSH)

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi di 20 cm) 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:

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

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

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

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

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

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	1,472
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	60 °

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:

$$Nspt = \beta_t N$$

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 (/N);
M = peso massa battente (altezza caduta H);
P = peso totale aste e sistema battuta.

All'estrazione delle aste è stato installato un tubo piezometrico per il rilievo della quota di falda dal p.c. dalle misure è risultato che, in data d'indagine, non erano presenti fenomeni di filtrazione.

Caratteristiche meccaniche del terreno

Le caratteristiche meccaniche dei terreni in esame sono desunte tramite correlazioni con dati penetrometrici:

PENETROMETRO DINAMICO

Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico DynamicProbing 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 della resistenza alla punta.

Valutazioni statistiche e correlazioni

Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di DynamicProbing, 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:

Media
Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media minima
Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Massimo
Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Minimo
Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Scarto quadratico medio
Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media deviata
Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

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

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

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti

Liquefazione

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

Correzione Nspt in presenza di falda

Nspt corretto = 15 + 0.5 × (Nspt - 15)

Nspt 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

Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)

Densità relativa(%)

Skempton (1986) elaborazione valida per **limi** e **sabbie** e **sabbie da fini a grossolane** NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

Modulo Di Young *(E_y)*

- 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

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume Gamma

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

Peso di volume saturo

- Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948-1967. Correlazione valida per peso specifico del materiale pari a circa = 2,65 t/mc e per peso di volume secco variabile da 1,33 (Nspt = 0) a 1,99 (Nspt = 95)

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 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*Vs (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 sabbiee per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

Modulo di reazione *(Ko)*

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

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico *(Qc)*

- Robertson 1983 Qc

<u>Correlazioni geotecniche terreni coesivi</u>

Coesione non drenata

- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cmq) (valori medi), valida per **argille** e **limi argillosi** con Nc=20 e Qc/Nspt=2.
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico *(Qc)*

- Robertson 1983 Qc

Modulo Edometrico-Confinato*(Mo)*

- 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.

Modulo Di Young (Eγ)

- 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 Gamma

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

Peso di volume saturo

- Correlazione Bowles (1982), Terzaghi-Peck (1948-1967), valida per condizioni specifiche: peso specifico del materiale pari a circa G=2,70 (t/mc) e per indici dei vuoti variabili da 1,833 (Nspt=0) a 0,545 (Nspt=28)

Le correlazioni suddette sono naturalmente approssimate, mancando riscontri diretti in laboratorio su campioni indisturbati di terreno, specialmente per quanto riguarda la compressibilità. Riportiamo di seguito le foto dell'esecuzione delle indagini; segue l'elaborazione.

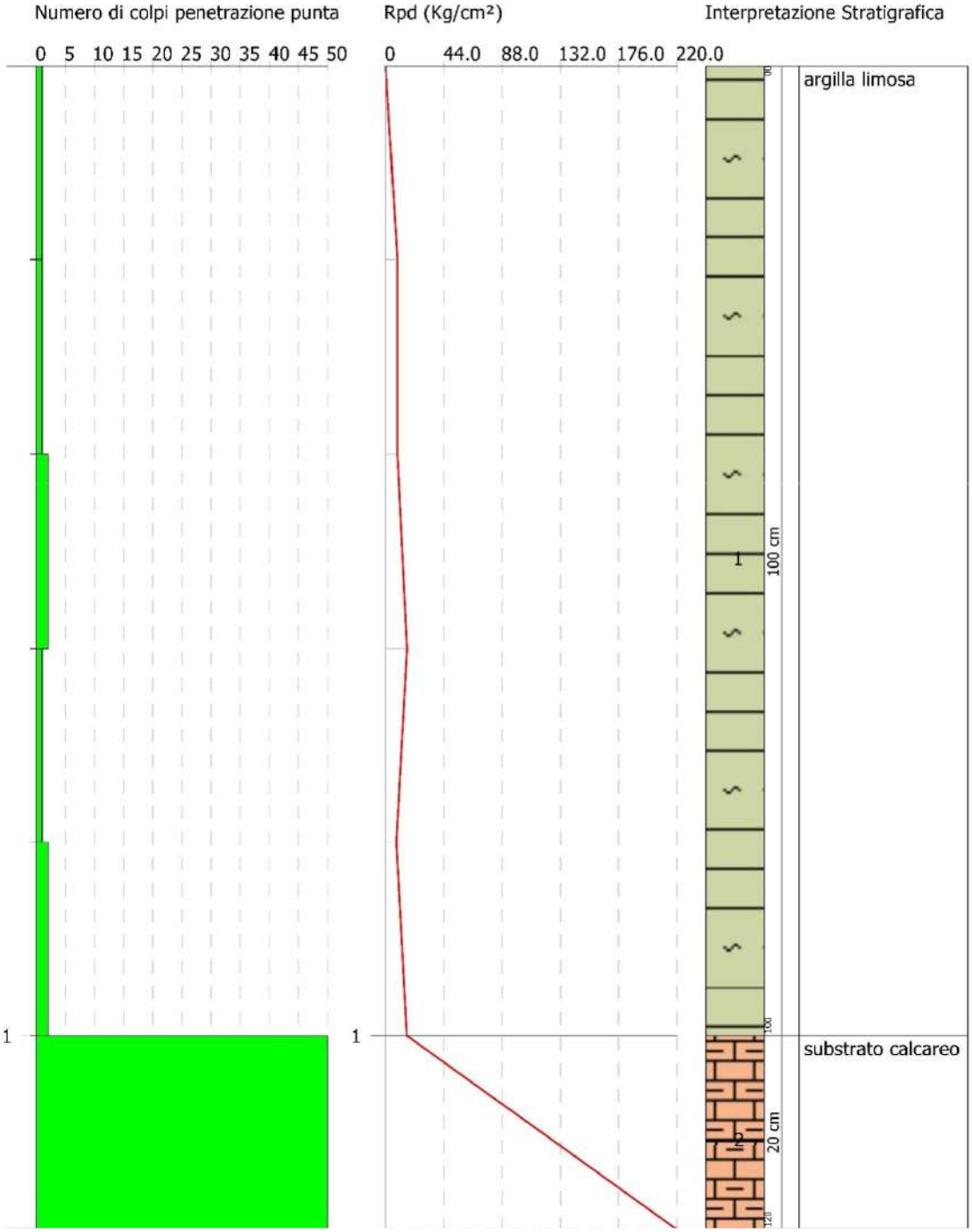
Esecuzione indaginiDPSH presso il sito

Dott. Geol. Matteo Scalzotto
Via Alpone 7 - 37030 Roncà (VR)
www.alpogeo.it

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH1
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: Sig. Rossetto Adriano
Descrizione: Realizzazione edificio residenziale
Localita': Via Pozzetto, Alonte (VI)

Scala 1:6

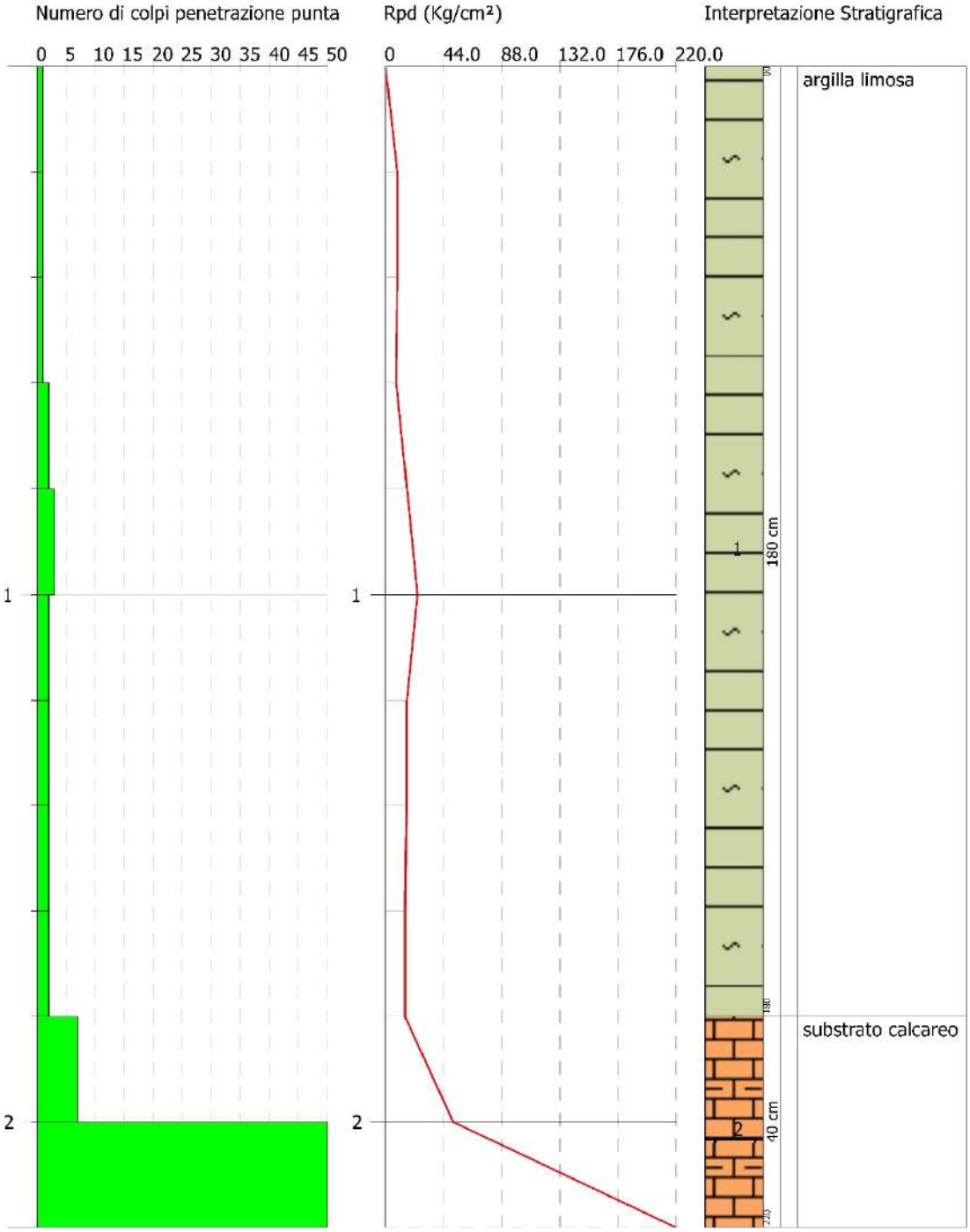


Dott. Geol. Matteo Scalzotto
Via Alpone 7 - 37030 Roncà (VR)
www.alpogeo.it

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH2
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: Sig. Rossetto Adriano
Descrizione: Realizzazione edificio residenziale
Localita': Via Pozzetto, Alonte (VI)

Scala 1:11



DETERMINAZIONE PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

In ottemperanza del D.M. 17/01/2018, sono stati determinati i parametri geotecnici caratteristici sulla base dei valori strumentali della prova DPSH2 per la quale si è raggiunta la maggior profondità d'investigazione. I valori del substrato roccioso sono stati corretti sulla base dell'esperienza dello scrivente.

I parametri geotecnici vengono trattati come variabili casuali, e l'insieme dei valori assunti dai parametri come una popolazione statistica.

Si assume che le grandezze indagate (f, cu, ecc.) varino in modo casuale all'interno del volume di terreno significativo, del volume di terreno, cioè, che risente della realizzazione dell'opera in progetto.

La derivazione del valore caratteristico deve essere tale che la probabilità calcolata di un valore peggiore (più sfavorevole) che governa l'insorgere dello stato limite in considerazione non sia maggiore del 5%.

Si tratta pertanto di un margine conservativo del 5% (che può coincidere con un 5° percentile od un 95° percentile della distribuzione statistica in considerazione), il quale ci garantisce probabilisticamente di avere un 95% dei casi per i quali il valore caratteristico ci cautela.

Esistono indicazioni in letteratura sul fatto che l'angolo di resistenza al taglio f non segua una distribuzione normale, ma la sua tangente sì, quindi la variabile da inserire nelle formule non è f ma tan(f). Inoltre, la coesione non drenata cu sembra che segua una distribuzione lognormale, perciò la variabile da utilizzare per le stime non dovrà essere direttamente la cu, ma il suo logaritmo naturale ln(cu).

Il f e il cu caratteristici si otterranno calcolando rispettivamente l'arcotangente e l'esponenziale della variabile xk ottenuta come risultato.

I criteri in base ai quali scegliere la procedura di calcolo dei parametri caratteristici all'interno di uno strato omogeneo di terreno sono due:

1) In base al numero di misure effettuate. Con l'aumentare delle dimensioni del campione migliora la stima della media e della deviazione standard della popolazione che servono per costruire la curva della densità di probabilità e quindi stimare il valore corrispondente alla probabilità di non superamento del 5%.

2) In base alla presenza o meno di compensazione delle resistenze del terreno (Circolare del 02.02.2009).

Il valore caratteristico, inteso come una stima cautelativa del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite in considerazione, dovrà essere utilizzato in qualsiasi tipo di verifica geotecnica: le opere dovranno essere verificate per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni, e per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

"Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata".

Si parla di Stato limite ultimo quando lo stato limite è associato al valore estremo della capacità portante della struttura, il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso. Si parla invece di Stato limite di esercizio quando è legato al raggiungimento di un particolare stato dell'opera che pur non generando il collasso compromette aspetti funzionali importanti che limitano le prestazioni in condizione d'esercizio.

Definire il valore caratteristico significa pertanto scegliere il parametro geotecnico che influenza il comportamento del terreno in quel determinato stato limite, ed adottarne un valore, o stima, a favore della sicurezza.

Ai valori caratteristici trovati si applicano dei coefficienti di sicurezza parziali in funzione dello stato limite considerato.

Per quanto riguarda il calcolo geotecnico esistono due linee di pensiero seguite per la determinazione dei parametri caratteristici:

Una prima linea si basa su un approccio probabilistico, considerando quindi le quantità statistiche ricavate su un opportuno campione di prove;

Una seconda linea di pensiero invece porta avanti l'idea che l'approccio probabilistico non sia adatto a modellare il reale comportamento del terreno.
In particolare questo secondo approccio si basa su procedimenti più razionali, ritenendo che i valori caratteristici delle proprietà del terreno vadano valutati in funzione del livello di deformazione previsto per lo stato limite considerato.

Con la Circolare del 02.02.2009 viene specificato come la scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici deve avvenire in due fasi.

La prima fase comporta l'identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali. Tale scelta richiede una valutazione specifica da parte del progettista, per il necessario riferimento ai diversi tipi di verifica.

Identificati i parametri geotecnici appropriati, la seconda fase del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.

Viene inoltre precisato come "nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi a quelli medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidezza sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidezza…Una migliore approssimazione nella valutazione dei valori caratteristici può essere ottenuta operando le opportune medie dei valori dei parametri geotecnici nell'ambito di piccoli volumi di terreno, quando questi assumano importanza per lo stato limite considerato."

In particolare, le opere che coinvolgono grandi volumi di terreno sono quelle che portano a variazioni tensionali, all'interno di una porzione abbastanza elevata di sottosuolo, tali da dare origine a una compensazione delle resistenze.

Si parla in questo caso di resistenze compensate: le zone di terreno a resistenza minima e massima vengono sollecitate contemporaneamente e quello che emerge è un comportamento meccanico intermedio fra i due estremi. Per questo motivo, per ogni verticale d'indagine eseguita all'interno del volume significativo

si effettua una stima cautelativa del valore medio dei parametri geotecnici.

Nel caso di opere che coinvolgono modesti volumi di terreno a essere sollecitate sono piccole porzioni di terreno in cui prevalgono le resistenze locali.

Nel caso vengano eseguite misure dirette all'esterno del volume significativo si parla di resistenze non compensate da misure estrapolate e il valore caratteristico andrà selezionato prendendo come riferimento un valore prossimo al minimo misurato, a vantaggio di sicurezza.

Nel caso invece in cui vengano eseguite misure dirette all'interno del volume significativo si parla di resistenze non compensate da misure dirette: in tal caso i valori caratteristici del terreno si stimano effettuando una valutazione cautelativa dei valori medi misurati.

Strato n. 1

Descrizione	argilla limosa
Spessore [m]	1.80

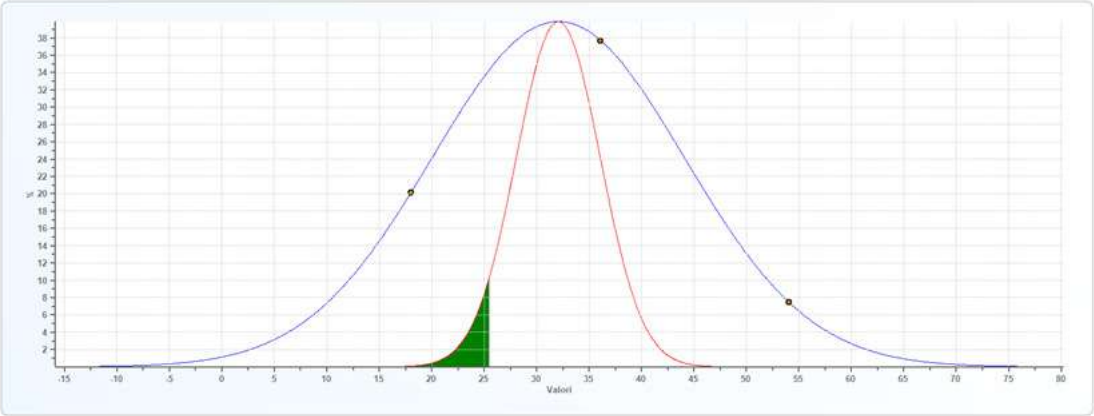
Elenco delle misure

	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Modulo di Young [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
1		18.04	1646.05	1441.58	14.91	18.14
2		18.04	1646.05	1441.58	14.91	18.14
3		18.04	1646.05	1441.58	14.91	18.14
4		36.09	3116.36	2883.16	15.98	18.24
5		54.03	4586.67	4324.73	16.87	18.34
6		36.09	3116.36	2883.16	15.98	18.24
7		36.09	3116.36	2883.16	15.98	18.24
8		36.09	3116.36	2883.16	15.98	18.24
9		36.09	3116.36	2883.16	15.98	18.24

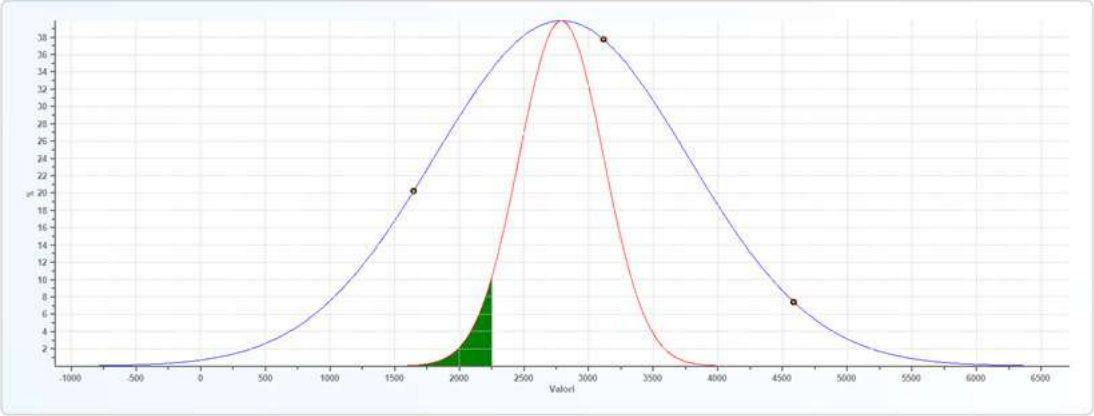
Risultati elaborazione

	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Modulo di Young [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
Tipo di elaborazione	--	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard
Valore considerato	--	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media
Valore caratteristico	--	25.48	2252.14	2035.83	16.87	18.18
Minimo	--	18.04	1646.05	1441.58	14.91	18.14
Massimo	--	54.03	4586.67	4324.73	16.87	18.34
Valore medio	--	32.07	2789.62	2562.80	15.72	18.22
Varianza	--	144.17	960806.36	923619.65	0.46	0.00
Dev. St.	--	4.00	326.74	320.35	0.23	0.02
Dev. St. Med.	--	4.00	326.74	320.35	0.23	0.02
Percentile	--	(5°) 12.32	(5°) 1177.18	(5°) 981.88	(5°) 14.61	(5°) 18.11
percentile media	--	(5°) 25.48	(5°) 2252.14	(5°) 2035.83	(5°) 15.35	(5°) 18.18
C.O.V.	--	0.37	0.35	0.37	0.04	0.00

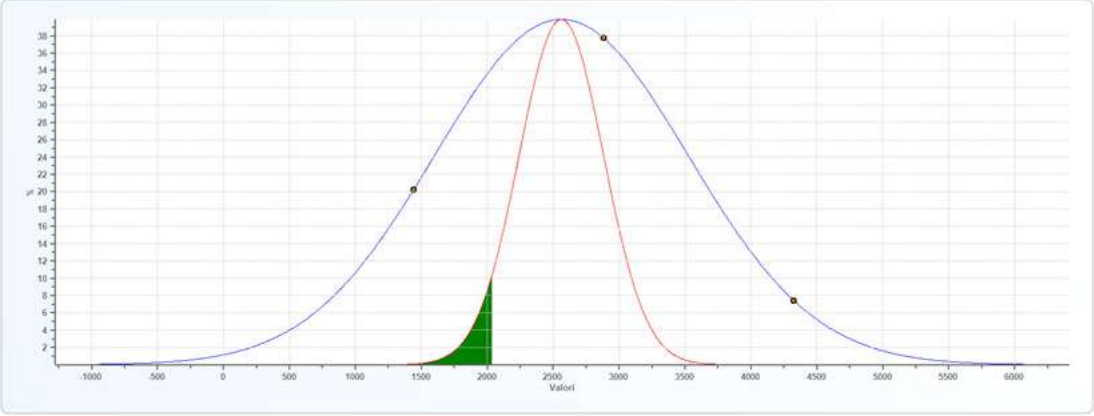
Cu - Coesione non drenata

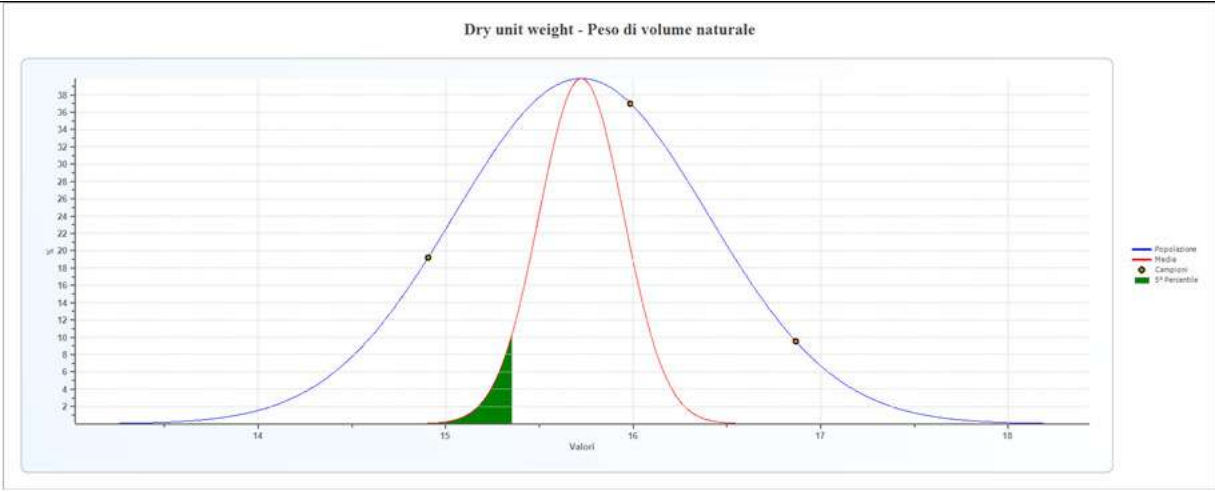


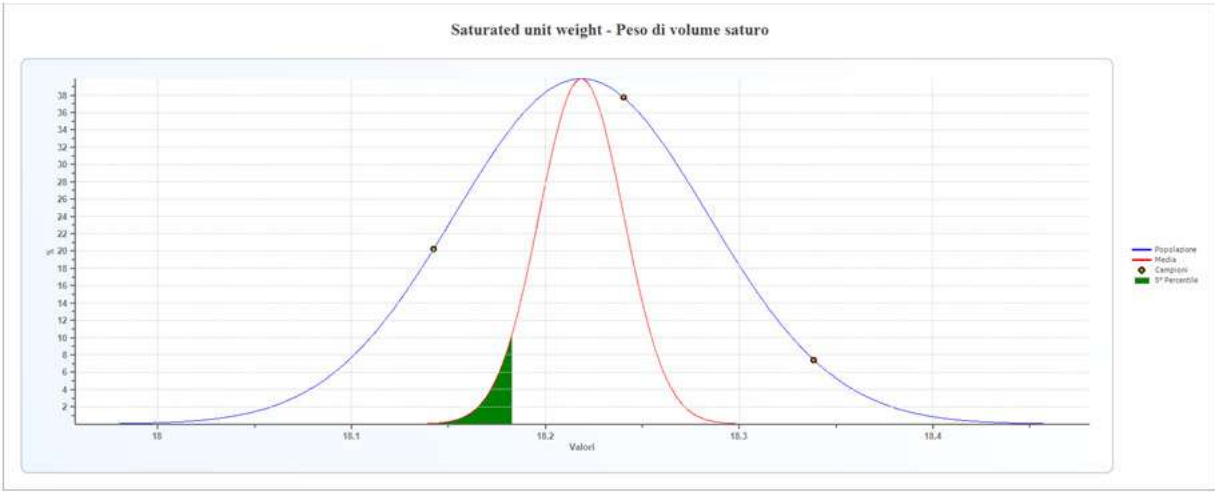
Eed - Modulo di compressibilità edometrica



Ey - Modulo di Young




Dry unit weight - Peso di volume naturale
Valori
Popolazione
Media
Campioni
5° Percentile


Saturated unit weight - Peso di volume saturo
Valori
Popolazione
Media
Campioni
5° Percentile

Strato n. 2

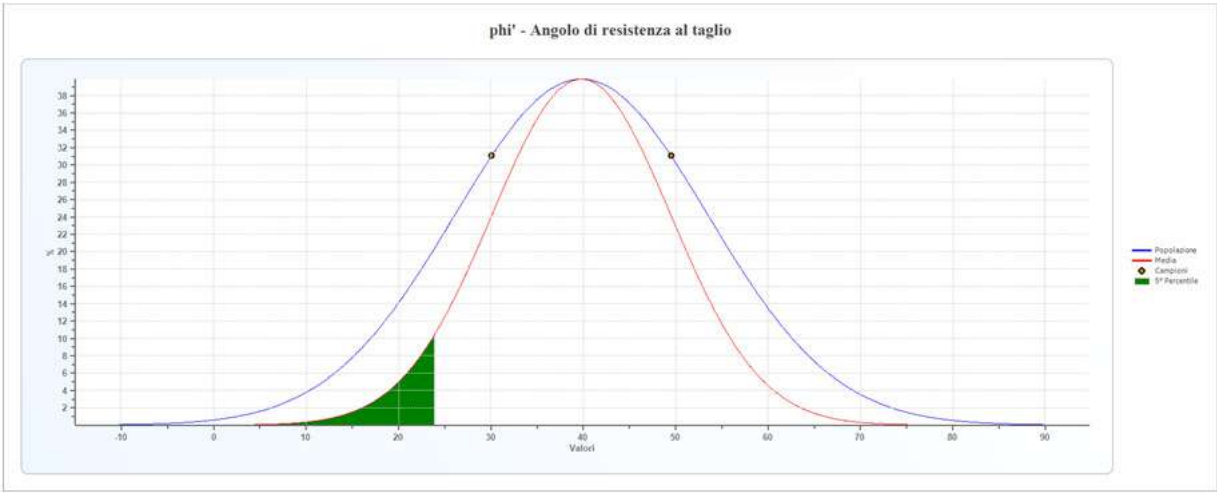
Descrizione	substrato calcareo
Spessore [m]	0.40

Elenco delle misure

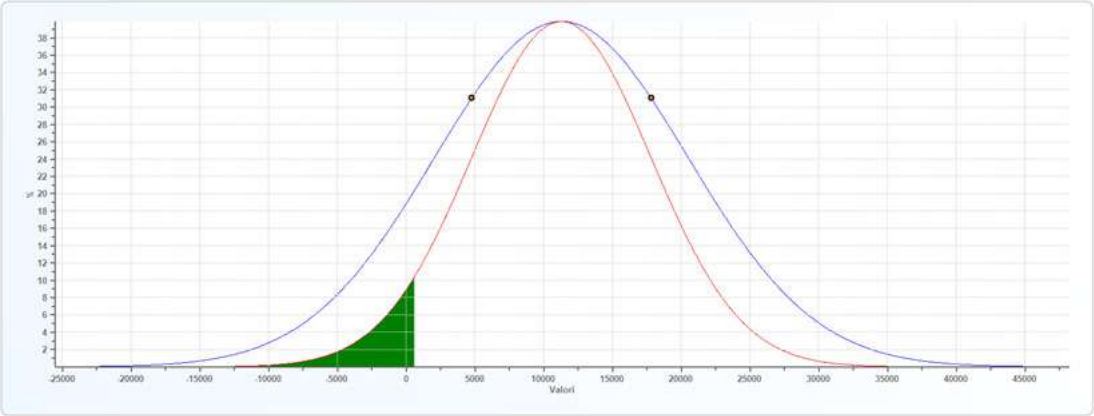
	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Modulo di Young [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
1	30.09		4766.03	12400.51	14.53	18.85
2	49.49		17795.15	44115.21	19.17	21.71

Risultati elaborazione

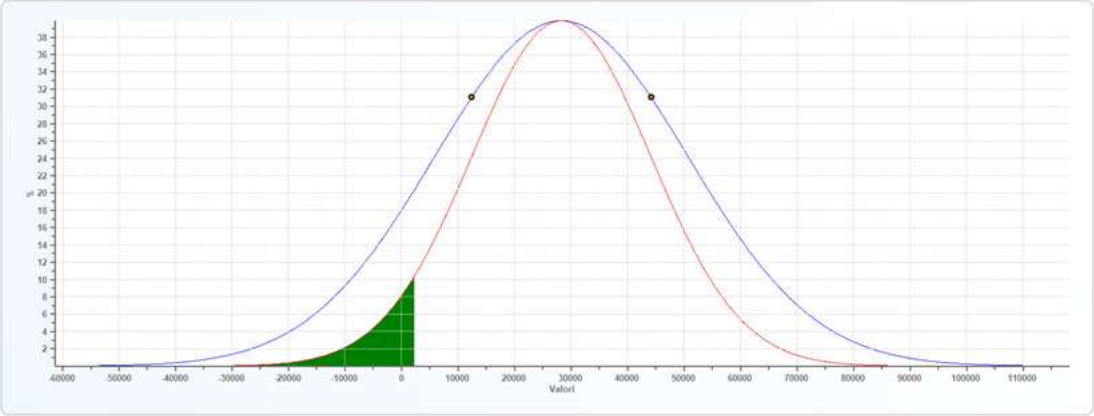
	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Modulo di Young [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
Tipo di elaborazione	Distribuzione standard	--	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard
Valore considerato	5° percentile media	--	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media
Valore caratteristico	40.00	--	--	25000	20.0	20.0
Minimo	30.09	--	4766.03	12400.51	14.53	18.85
Massimo	49.49	--	17795.15	44115.21	19.17	21.71
Valore medio	39.79	--	11280.59	28257.86	16.85	20.28
Varianza	188.18	--	84878960.07	502911135.21	10.78	4.08
Dev. St.	9.70	--	6514.56	15857.35	2.32	1.43
Dev. St. Med.	9.70	--	6514.56	15857.35	2.32	1.43
Percentile	(5°) 17.22	--	(5°) --	(5°) --	(5°) 11.45	(5°) 16.96
percentile media	(5°) 23.83	--	(5°) 564.14	(5°) 2172.52	(5°) 13.03	(5°) 17.93
C.O.V.	0.34	--	0.82	0.79	0.19	0.10



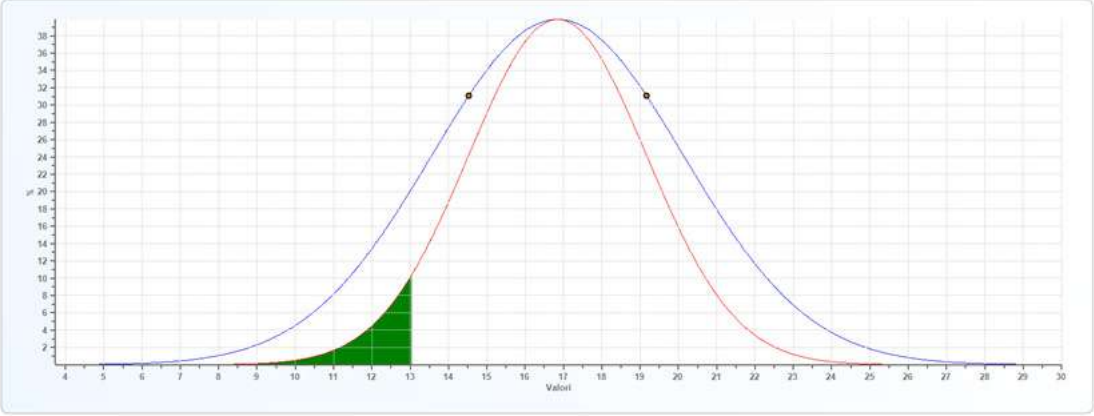
Eed - Modulo di compressibilità edometrica

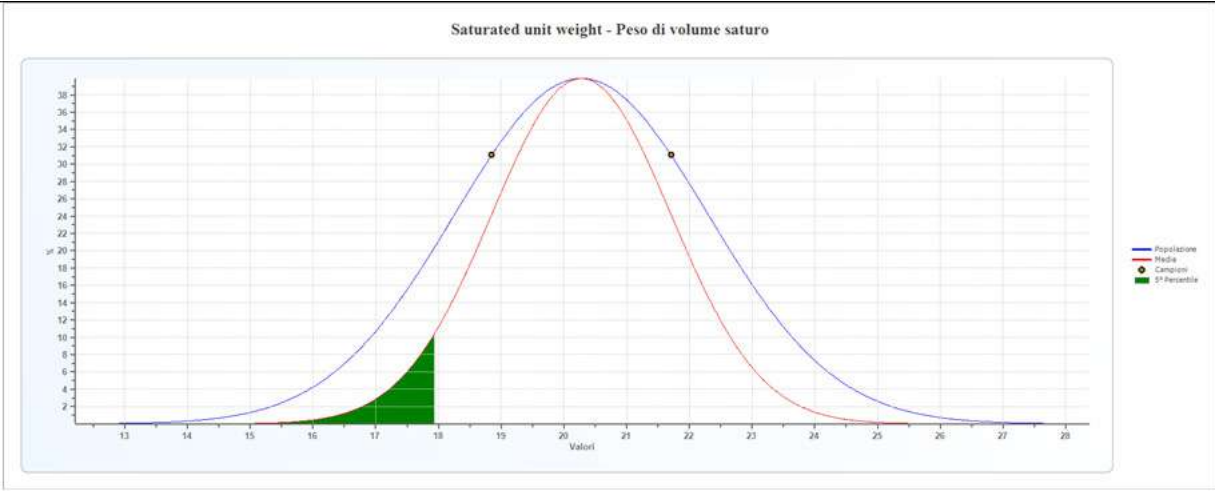


Ey - Modulo di Young



Dry unit weight - Peso di volume naturale




Saturated unit weight - Peso di volume saturo
Valori
Popolazione
Media
Campioni
5° Percentile

METODOLOGIA HVSR (RAPPORTI SPETTRALI)

La tecnica dei rapporti spettrali o HVSR (Nakamura, 1989) è completamente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimento di cavi, né di energizzazioni esterne diverse dal rumore ambientale.

Sismografo triassiale in dotazione con sensori ortogonali da 4,5 Hz e convertitore A/D 24 bit

Dati generali

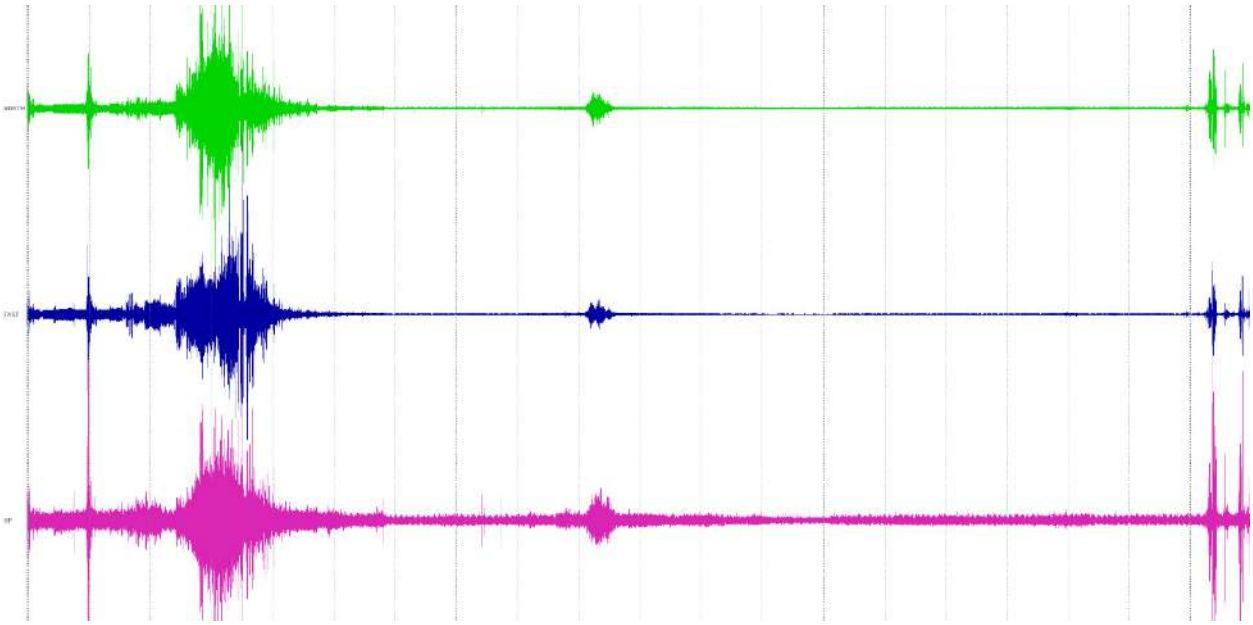
Cantiere:	Realizzazione edificio residenziale
Località:	Via Pozzetto,Alonte (VI)
Operatore:	Dott. Emanuele Peloso
Responsabile:	Dott. Matteo Scalzotto
Data:	07/03/2023

Tracce in Input

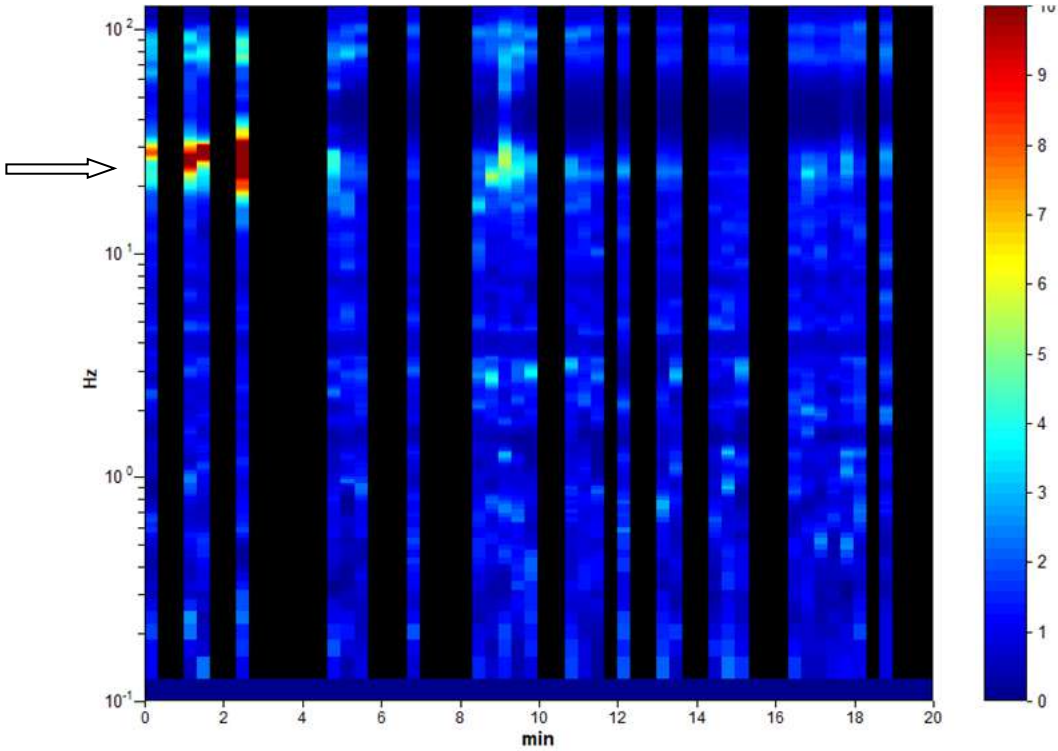
Dati riepilogativi:

Numero tracce:	3
Durata registrazione:	1200 s
Frequenza di campionamento:	256,00 Hz
Numero campioni:	360000
Direzioni tracce:	Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.

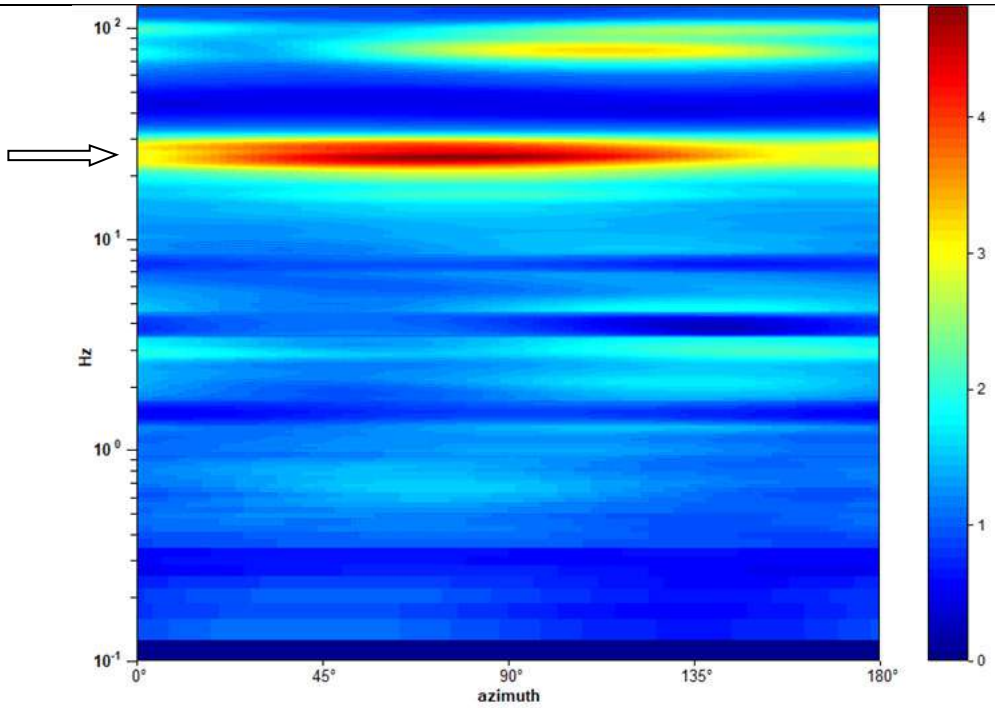
Grafici tracce della terna di sensori ortogonali:



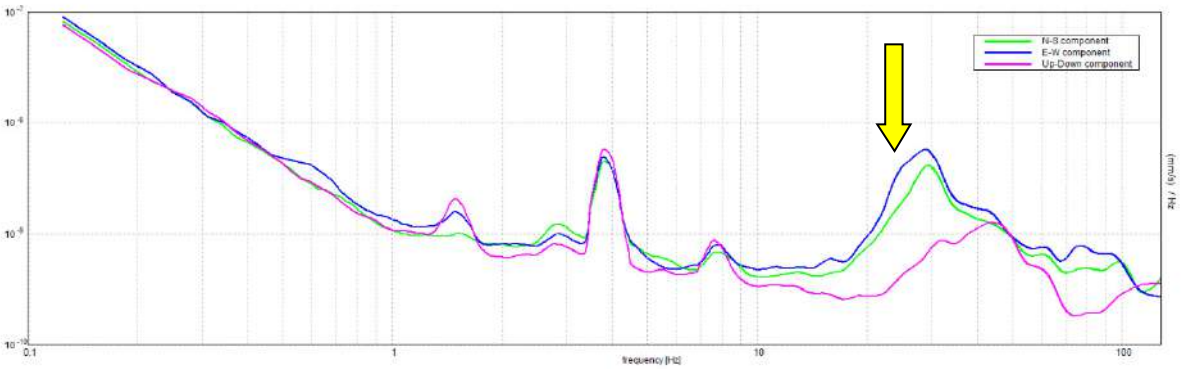
L'acquisizione temporale evidenzia una rumorosità di fondobassainterrotta da rari eventi occasionali (traffico veicolare)



Stabilità delsegnale nel tempo (serie temporale H/V); si nota una persistenza del picco a 27 Hz circa. Le finestre temporali oscurate riguardano porzioni di traccia eliminate dall'analisi in quanto contenenti disturbo



Direzionalità del segnale (si nota che in particolare il segnale a 27Hz circa risulta da sorgente non polarizzata quindi di probabile natura litologica)



HVSR: Spettri dei singoli sensori; in rosso sensore verticale, in blu e verde sensori orizzontali; le differenze tra le ampiezze di spettro tra i sensori orizzontali e quello verticale determinano i massimi della funzione H/V; laddove tutte le componenti subiscono un aumento dell'ampiezza spettrale si è in presenza di transienti, mentre il picco litologico è riconoscibile laddove le componenti orizzontali aumentano mentre quella verticale contestualmente diminuisce (freccia gialla)

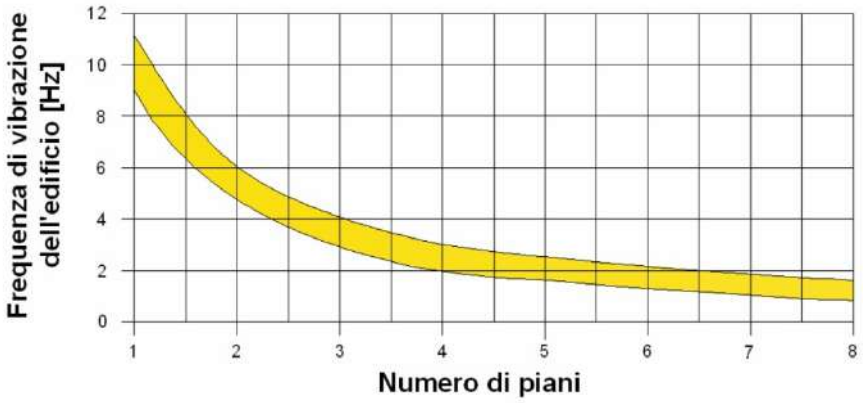
Tale tecnica costituisce una parte importante nella valutazione del rischio sismico di un determinato sito perché permette di calcolarne la frequenza fondamentale o frequenza di risonanza.

La **frequenza caratteristica di risonanza** di un sito rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici / strutture in termini di risposta sismica locale. Si dovranno quindi adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la medesima frequenza di vibrazione del terreno per evitare effetti di "doppia risonanza", estremamente pericolosi.

La **frequenza fondamentale di risonanza di una struttura** può essere misurata eseguendo le misurazioni all'interno della stessa. In seguito sarà possibile confrontarla con quella del terreno su cui sorge per comprendere al meglio il rischio sismico a cui è sottoposto l'edificio in caso di sisma. Infatti la pericolosità è dovuta per l'effetto della doppia risonanza terreno – struttura (esistente o di progetto) laddove risultino coerenti i valori della frequenza di sito e quelli della struttura in analisi, per la quale il periodo fondamentale, se non direttamente misurato, può essere preliminarmente stimato dalla relazione:

$$T_{ed} \approx Ch^{3/4} \approx n/10$$

dove: T_{ed} è il periodo dell'edificio, h è la sua altezza ed n è il numero di piani; mentre il parametro C = 0,050 (edifici in muratura), C= 0.075 (edifici in muratura e calcestruzzo), C= 0.085 (edifici a telaio in calcestruzzo).



Le vibrazioni sismiche ambientali (rumore sismico) sono onde sismiche di bassa energia con ampiezze dell'ordine di 10^{-4} - 10^{-2} mm (Okada, 2003). In riferimento al contenuto in frequenza, il rumore sismico è anche chiamato microtremore se contiene alte frequenze (in genere maggiori di 0.5 Hz) e microsisma per basse frequenze. Per quanto riguarda l'origine del rumore sismico, è certo che le sorgenti dei microsismi sono le perturbazioni atmosferiche sugli oceani che si propagano come onde superficiali sui continenti, mentre le sorgenti dei microtremori sono le attività antropiche come il traffico veicolare, le attività industriali etc. e si propagano come onde superficiali di Rayleigh. Le misure puntuali di rumore sismico possono essere utilizzate per la stima sia degli effetti di sito (funzione di amplificazione), sia degli effetti sulle costruzioni nel rispetto della normativa che ne stabilisce la soglia massima (UNI9916).

In relazione agli effetti di sito, l'analisi delle misure di rumore sismico può essere condotta con tre metodi:

- Spettri di Fourier
- Rapporti spettrali
- Rapporti spettrali H/V

Tra questi quello che sembra fornire i risultati migliori è quello dei Rapporti spettrali H/V noto anche come metodo HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) o metodo di Nakamura.

La tecnica dei rapporti spettrali H/V consiste nel calcolo del rapporto degli spettri di Fourier del rumore nel piano orizzontale H (generalmente lo spettro H viene calcolato come media degli spettri di Fourier delle componenti orizzontali NS ed EW) e della componente verticale V. Il metodo è applicabile alle misure di rumore registrate in una singola stazione posta su sedimenti.Il metodo è stato introdotto da scienziati giapponesi agli inizi degli anni '70, tra i quali Nogoshi e Igarashi (1971) e Shiono et al. (1979), che indagarono sul significato fisico del rapporto H/V e mostrarono la sua relazione diretta con la curva di ellitticità delle onde di Rayleigh. Essi conclusero che il picco massimo di ampiezza si verifica alla frequenza di risonanza fondamentale della copertura di terreni. Nel 1989, Nakamura propose in inglese il rapporto H/V come stima affidabile della funzione di trasferimento delle onde S per un dato sito. Le argomentazioni usate da Nakamura sono estremamente qualitative e si basano sull'ipotesi che i microtremori siano originati da sorgenti molto locali, come il traffico vicino al sismometro, e siano onde di Rayleigh che si propagano in un solo strato su un semispazio. Tale tecnica, ampiamente utilizzata da anni nel settore sismologico, di recente viene sempre più impiegata in campo geotecnico / ingegneristico per derivare i seguenti parametri:

- la frequenza fondamentale di risonanza Fo dei terreni presenti nel sottosuolo;
- la stima del profilo del terreno in termini delle velocità Vs e Vp e della densità e quindi delle velocità Vs nei primi 30 m (ed oltre) dal piano campagna, attraverso opportuni metodi di inversione;
- la frequenza fondamentale di risonanza di una struttura e i relativi modi di vibrare.

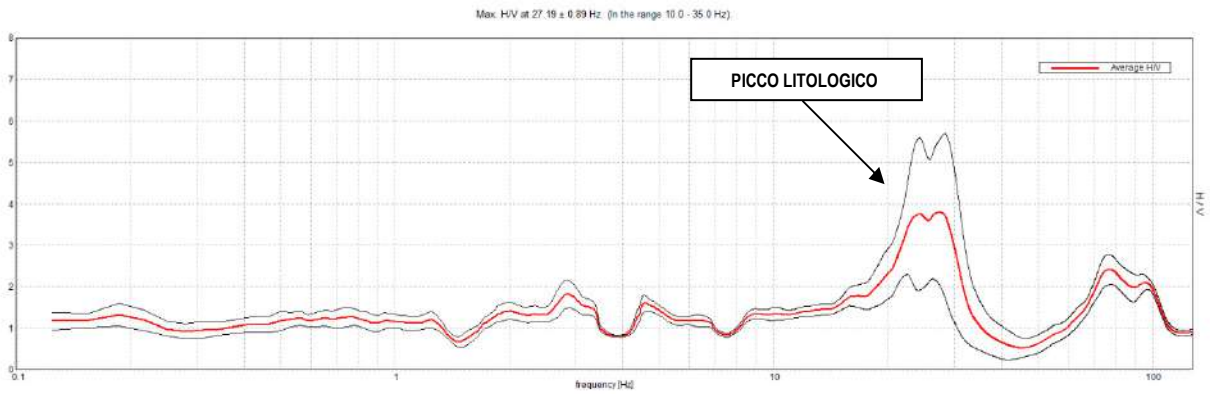
ELABORAZIONE HVSR

Rapporto spettrale H/V
Strumento: TRZ-0023/01-09
Formato dati: 16 byte
Fondo scala [mV]: 51
Inizio registrazione: 07/03/23 17:45:00 Fine registrazione: 07/03/23 18:05:00
Nomi canali: NORTH-SOUTH;EAST-WEST;UP-DOWN
Dato GPS non disponibile

Durata registrazione:0h20'00" Analizzato 48% tracciato (selezione manuale)
Freq. campionamento:256 Hz
Lunghezza finestre:20 s
Tipo di lisciamento: Triangular window
Lisciamento: 10%

Risultati:

Grafici rapporto spettrale H/V

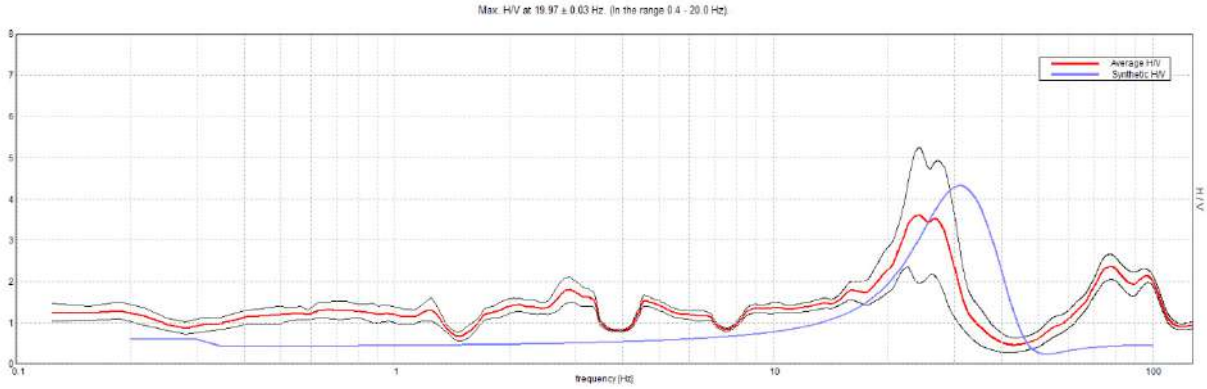


Picco H/V a 27.19 ± 0.89 Hz (nell'intervallo 10.0 - 35.0 Hz).

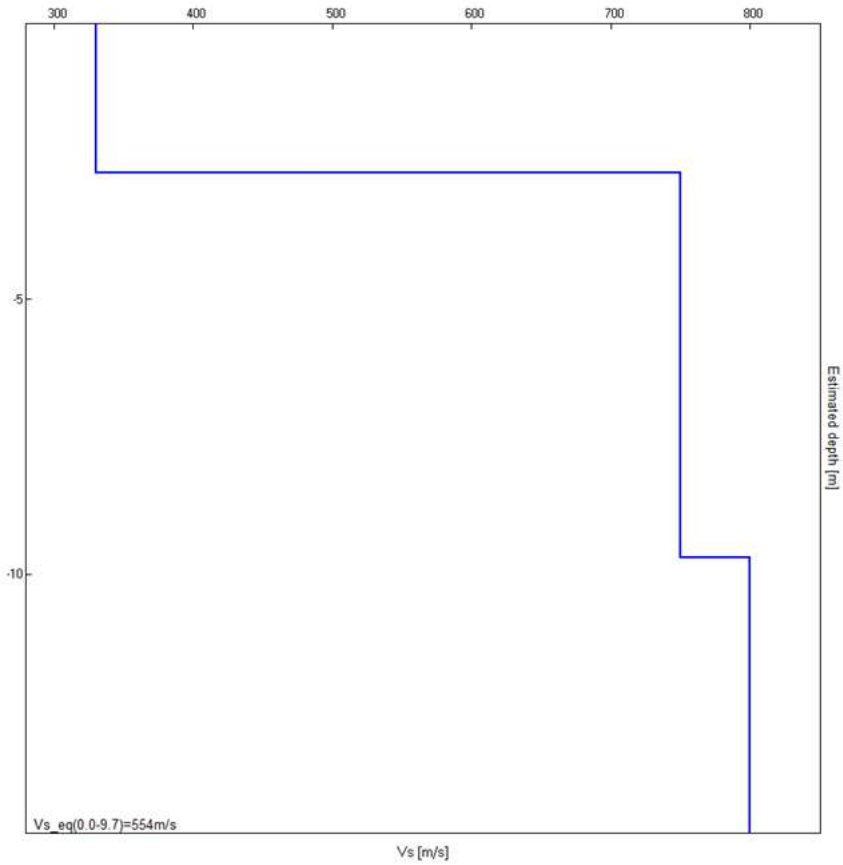
Criteri per una curva H/V affidabile [Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]			
$f_0 > 10 / L_w$	27.19 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	14137.5 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5$Hz **$\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5$Hz**	Superato 28 volte su 1306		NO
Criteri per un picco H/V chiaro [Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]			
Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ | $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	18.313 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ | $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	31.906 Hz	OK	
$A_0 > 2$	3.80 > 2	OK	
$f_{picco}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	|0.03291| < 0.05	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	0.89461 < 1.35938	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	1.7056 < 1.58		NO

L_w	lunghezza della finestra
n_w	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
f	frequenza attuale
f_0	frequenza del picco H/V
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{logH/V}(f)$	deviazione standard della funzione log $A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$					
Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	0.25 f_0	0.2 f_0	0.15 f_0	0.10 f_0	0.05 f_0
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
log $\theta(f_0)$ per $\sigma_{logH/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20



Fitting della curva H/V sperimentale (corrispondenza tra la curva sperimentale in rosso e la curva sintetica in blu)



HVSR: Profilo di Vs mediante inversione (curva migliore corrispondente ai valori di confidenza più bassi)

Modello sismo stratigrafico:

Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]
2.70	2.70	330
9.70	7.00	750
inf.	inf.	800

Vs_eq(0.0-9.7)= 554 m/s

Analisi dei risultati

La modellazione in onde di taglio indica la presenza di una successione di sismostrati con velocità di taglio crescenti in profondità; non sono presenti inversioni di velocità (tratti della curva in cui il rapporto H/V < 1); in particolare si riscontra un sismostrato superficiale con Vs di circa 330 m/s e spessore di circa 2-3 m corrispondente alla coltre coesiva di alterazione con possibili inclusioni grossolane residuali; in successione si registra una velocità media delle onde di taglio pari a 750 m/s fino a circa 10m di profondità correlabili ad un substrato roccioso alterato e/o fratturato.Più in profondità le Vs si attestano ad oltre 800 m/s (bedrock sismico) per la presenza del substrato roccioso compatto.

Per quanto riguarda l'analisi della curva H/V si evince quanto segue:

La curva H/V presenta unpicco (apprezzabile ampiezza del rapporto H/V) alla frequenza di 27 Hz circa; tale picco, dall'analisi degli spettri delle singole componenti e dalla componente direzionale, è da attribuirsi ad un contrasto di impedenza sismica tra sismostrati (quindi non di natura antropica)correlabile al passaggio tra terreni della coltre e porzione sommitale del substrato roccioso.

La frequenza fondamentale di sito non è determinabile con precisione in quanto il picco analizzato non soddisfa sufficientemente i criteri del protocollo SESAME per un picco chiaro ed isolato. Si possono ragionevolmente escludere fenomeni di doppia risonanza poiché non sono presenti picchi litologici nel campo di interesse ingegneristico per strutture ordinarie.

STIMA $Vs_{(eq)}$

Dai profili sismo stratigrafici è possibile calcolare il parametro Vs(eq), ai sensi del D.M. 17/01/2018, attraverso la seguente espressione, quindi stimare la categoria del suolo di fondazione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^{N} \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove h_1 e $V_{S,i}$ indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma<10^{-6}$) dello strato i-esimo per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori e H la profondità del substrato definito come la formazione costituito da roccia o terreno molto rigido caratterizzato da Vs> 800m/s (se tale substrato è a profondità maggiori di 30 m allora H = 30). La proposta della nuova normativa conclude che il sito verrà classificato sulla base del valore di Vs (eq) eliminando di fatto le categorie S1 e S2 per le quali si dovrà ricorrere ad una analisi sismica di livello 3 (Risposta Sismica Locale). Viene eliminata inoltre la possibilità di ricavare la categoria del sottosuolo mediante Nspt3 e Cu30; sostanzialmente viene enfatizzata l'importanza del parametro Vs che com'è noto è il parametro geofisico che meglio rappresenta la variabilità geotecnica dei materiali geologici presenti nel sottosuolo.

In base alle determinazioni svolte si evince che la velocità media delle onde di taglio fino alla profondità di 30 m dal piano campagna (p.c.) risulta:

Valore $V_{S,EQ}$ dal p.c.: 554 m/s ± 20%

Il valore numerico del parametro di cui sopra, la conoscenza geologica del sito, e il margine di errore sistematico permettono di stimare la seguente categoria sismica del suolo di fondazione:

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

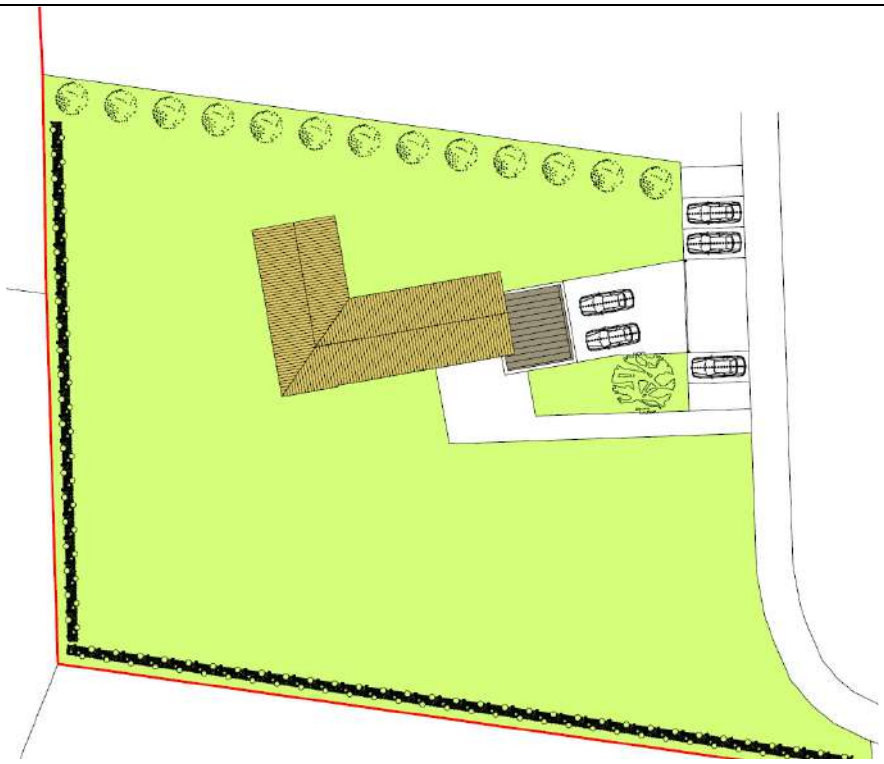
Tipologia della struttura e verifica delle interazioni tra terreno e fondazioni

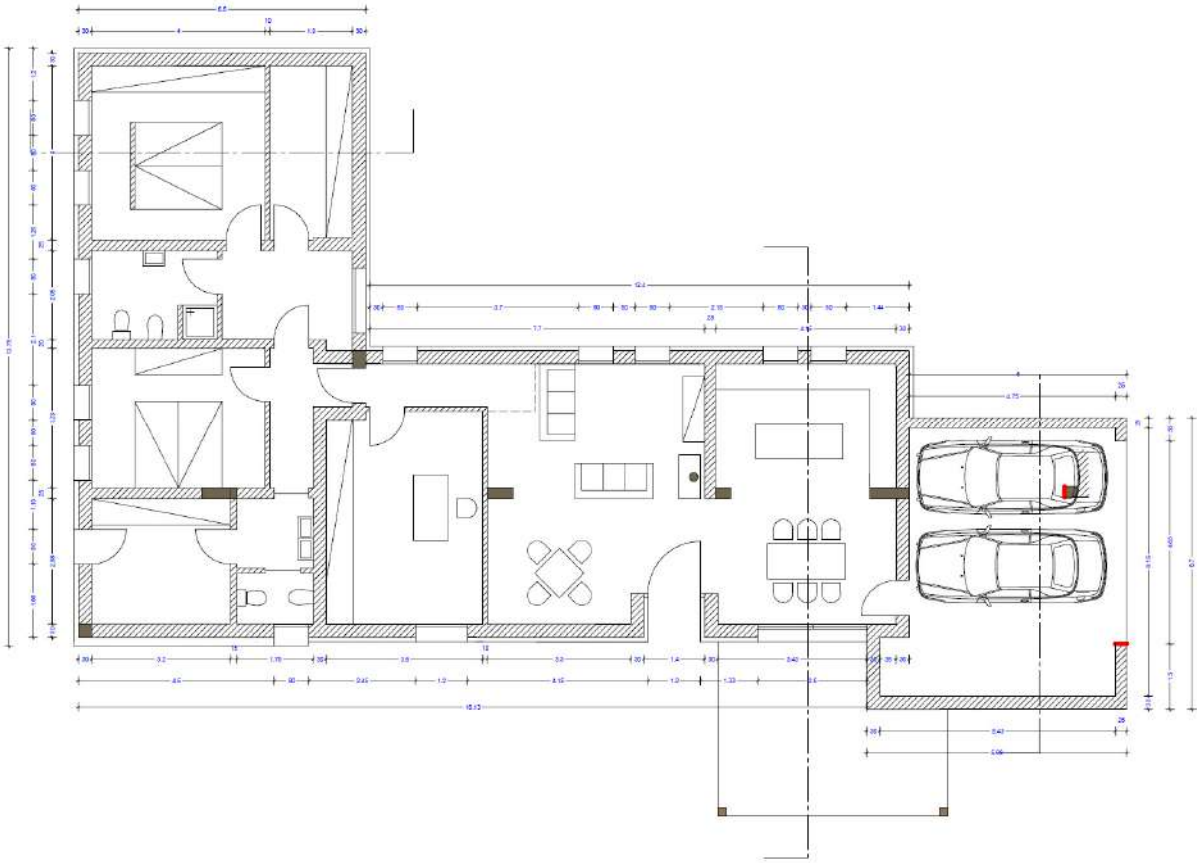
Il terreno dal punto di vista meccanico si presenta di consistenza complessivamente discretain superficie per la presenza di terreni fini della coltre di alterazione di spessore compreso tra 1 e 2 metri. Le resistenze diventano migliori a partire da tali quote ovvero entro la porzione sommitale del substrato roccioso avente caratteristiche granulari e/o litoidi.

Il progetto prevede la realizzazione di un edificio residenziale avente sagoma irregolare a "L" e disposto su unico piano fuori terra.

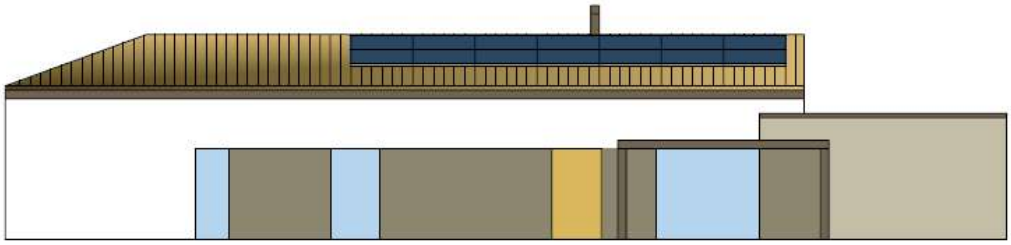
In accordo coi progettisti, nel presente report saranno verificate le resistenze di progetto del terreno di una fondazione di tipo **platea** (di superficie equivalente) poggiante su di un rilevato costituito da materiale stabilizzato di tipo tout-venant.

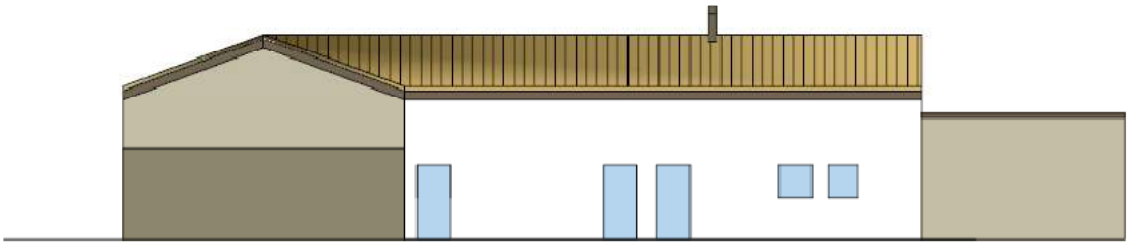
La nuova struttura sarà realizzata infatti all'incirca in quota con Via Pozzetto pertanto è previsto il riporto di terreno. Si consiglia la stesa in strati di massimo 30 cm di materiale stabilizzato di tipo tout-venant adeguatamente rullato e costipato per l'intero sedime di fondazione al fine di uniformare il piano di posa.

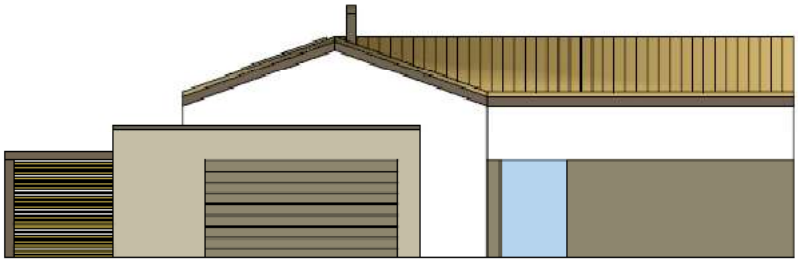




Planimetriedi progetto (non in scala)







Prospetti di progetto

Capacità portante di fondazioni superficiali

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:

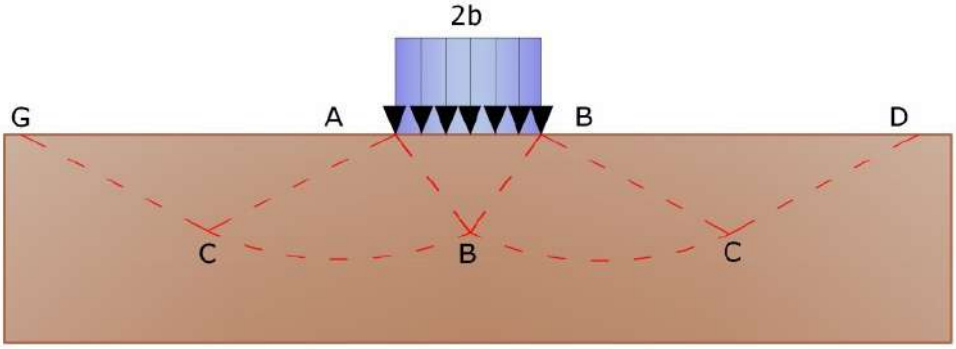
$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$$ *valida anche per i terreni.*

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

- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza 2b (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

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

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45°+\varphi/2$ rispetto all'orizzontale.
Nelle zone *ABF e EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E*e l'altra da archi di de famiglie di spirali logaritmiche.
I poli di queste sono i punti *A* ed *E*. Nei triangoli *AFG e ECD* la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45°+\varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Meccanismo di rottura di Prandtl

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

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

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

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

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione (c=0, g¹0) risulta q=0, secondo la teoria di Prandtl, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.
Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

InfattiCaquot 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 £ 2b; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: g¹0, j=0, c=0 e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

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

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

Metodo di Terzaghi (1955)
Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di

sotto della fondazione; per tenerne conto ***Terzaghi***assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.
L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

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

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:

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

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:

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

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

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

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

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_i per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.
I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale

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

Carico inclinato

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$N_q = e^{(0.75\pi - \varphi/2)} \cdot \tan^2(45 + \varphi/2)$$

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

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

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \qquad \text{per } \varphi > 0$$

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

fattore di profondità:

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

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

$$d_q = d_\gamma = 1 \qquad \text{per } \varphi > 10$$

inclinazione:

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

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

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

dove:

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

θ = *Inclinazione della risultante sulla verticale.*

Formula di Hansen (1970)

È 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

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

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

Per valori D/B>1:

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

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

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 φ*=0.*

Fattore di forma:

$$s_c' = 0.2\frac{B}{L}$$

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

$$s_c = 1 \qquad per\ fondazioni\ nastriformi$$

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

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

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)

$$b_c' = \frac{\eta°}{147°}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta°}{147°}$$

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

Formula di Vesic (1975)
La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con Nq ed Nc come per la formula di Meyerhof ed Ng come sotto riportato:

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

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:

$$Vd \leq Rd$$

Dove Vd è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre Rd 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 Rd si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

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

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

Dove:

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

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$s_c = 1 + 0{,}2\,(B'/L')$ per fondazioni rettangolari
$s_c = 1{,}2$ per fondazioni quadrate o circolari.

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

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

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

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

Dove:

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

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot sen\, \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

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

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

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

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1)/(N_q - 1)$$

per forma rettangolare, quadrata o circolare.

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

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

Dove:

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

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

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

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

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

Meyerhof e Hanna (1978)

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

Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perchè 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 12.16 (a) 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 in Figura 12.16b.

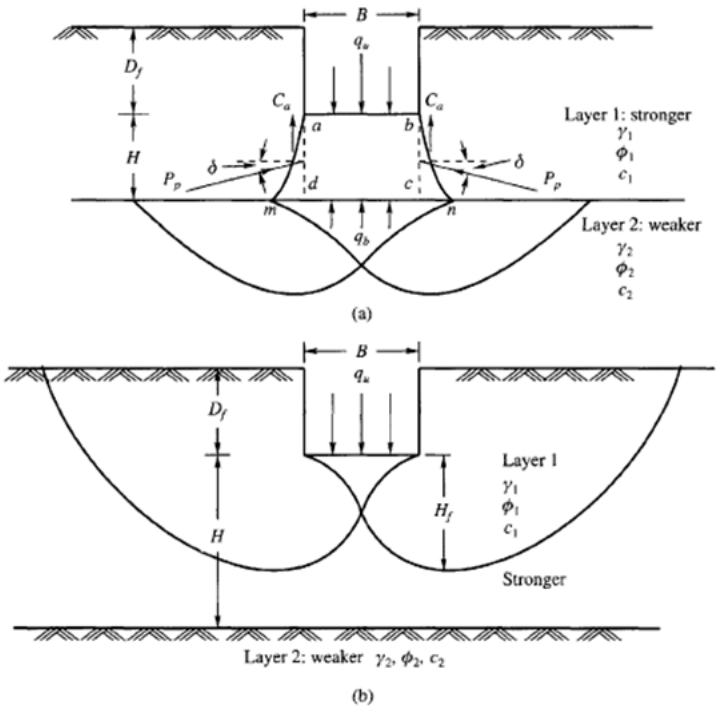


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

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

Strato 1

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

Strato 2

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

Dove:

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

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

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

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

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

Pp 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:

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

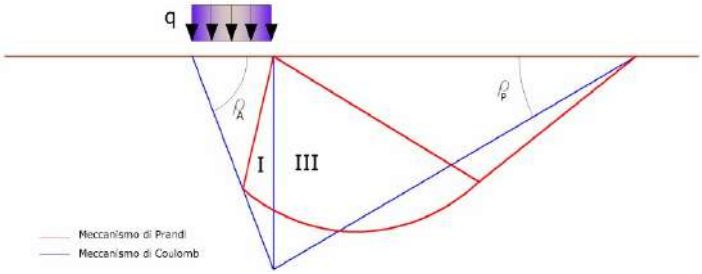
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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:



Schema di calcolo del carico limite (qL)

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

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

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

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

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

È comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo ϕ=0.5δ, 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 ρa e ρp, nonché di K_A e K_P, rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{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 Nq e Nγ 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:

– $\phi = 30°$ $\delta = 15°$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

$k_h/(1-k_v)$	N_q	N_γ	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

Tabella dei fattori di capacità portante per ϕ=30°

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente diseguaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

E_d-pressioni agenti alla base della fondazione

R_d-capacità portante di calcolo

γ_{RV}-coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

N_d-azione normale di progetto

A_{ef}= $B_R \cdot L'$-area ridotta

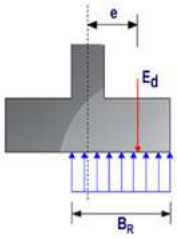
<u>Fondazioni quadrate o rettangolari</u>

L'area ridotta risulta A_{ef}=B'× L'

$$L' = L - 2e_x ; \mathrm{B'} = \mathrm{B} - \mathrm{e_y} ; \mathrm{e_x} = \frac{M_x}{N} ; \mathrm{e_y} = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta" B_R=B-2e.



Dove:

$e=N_d/M_d$- eccentricità dei carichi

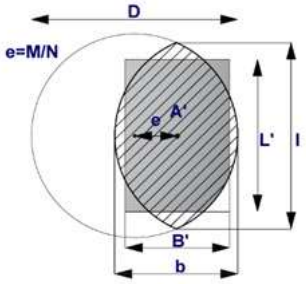
Fondazioni circolari

Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità e = Md / Nd può essere considerata equivalente ad una fondazione fittizia con un carico applicato centralmente (Figura seguente), come suggerito da Meyerhof (1953) e Vesic (1973). In questo caso, l'area della fondazione fittizia, A', può essere calcolata con questa espressione:

$$A' = \frac{D^2}{2}\left(\arccos\frac{2e}{D} - \frac{2e}{D}\sqrt{1-\left(\frac{2e}{D}\right)^2}\right)$$

Il rapporto delle lunghezze dei lati della fondazione rettangolare equivalente può essere approssimato al rapporto tra le lunghezze b ed l si ricava da:

$$\frac{B}{L'} = \frac{b}{l} =' \sqrt{\frac{D-2e}{D+2e}}$$



Metodo di calcolo delle dimensioni equivalenti di una fondazione circolare soggetta a carico non baricentrico

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.

Calcolo coefficienti sismici
Le **NTC 2018** calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta \times (a_{max}/g)$$

$$k_v = \pm 0{,}5 \times Kh$$

β Coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;
a_{max} Accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g Accelerazione di gravità;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$k_h = a_{gR} \gamma_I S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,
γ_I: fattore di importanza,
S: soilfactor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale k_v è definito in funzione di k_h, e vale:

$$k_v = \pm 0.5\, k_h$$

ANALISI INTERAZIONI FONDAZIONE - TERRENO

L'analisi delle fondazioni è stata condotta secondo le disposizioni contenute nelle NTC 2018 in vigore (D.M. 17/01/2018), considerando un carico unitario compatibile con le scelte progettuali e le resistenze disponibili. La geometria delle fondazioni e le azioni di progetto inserite in analisi sono da considerarsi orientative in quanto hanno la finalità di valutare le resistenze dei terreni e di stimare l'ordine di grandezza dei cedimenti teorici. Stime più precise e dettagliate sono possibili sono a seguito della conoscenza esatta delle sollecitazioni di progetto (carichi agenti, momenti, e loro distribuzione sulla struttura).

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	12.5 m
Lunghezza fondazione	14.0 m
Profondità piano di posa	0.3 m
Altezza di incastro	0.4 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0.1/0.1 m
Correzione parametri	

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.136
Effetto sismico secondo	Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.0325

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
1.4	18.9	19.0	33.0	0.0	0.0	16500.0	18000.0	0.0	0.0	0.0	Stabilizzato (tout-venant)
1.6	16.87	18.2	0.0	0.0	25.5	2035.0	2252.0	0.27	0.0	0.0	Argilla limosa
7.0	20.0	20.0	40.0	0.0	0.0	25000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	Substrato calcareo

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	40.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	40.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	40.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	40.00	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	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)
Costante di Winkler 14711.89 kN/m³

SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)
==========

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO
==========
Peso unità di volume 18.9 kN/m³
Peso unità di volume saturo 19.0 kN/m³
Angolo di attrito 33.0 °
Coesione 0.0 kN/m²
==========
Fattore [Nq] 9.13
Fattore [Nc] 18.68
Fattore [Ng] 2.54
Fattore forma [Sc] 1.44
Fattore profondità [Dc] 1.01
Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0
Fattore inclinazione base [Bc] 1.0
Fattore forma [Sq] 1.39
Fattore profondità [Dq] 1.01
Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq] 1.0
Fattore inclinazione base [Bq] 1.0
Fattore forma [Sg] 0.64
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] 0.78
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 0.75
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 0.93
==========
Carico limite 202.62 kN/m²
Resistenza di progetto 112.57 kN/m²

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

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)
==========

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO
==========
Peso unità di volume 18.9 kN/m³
Peso unità di volume saturo 19.0 kN/m³
Angolo di attrito 33.0 °
Coesione 0.0 kN/m²
==========
Fattore [Nq] 9.13
Fattore [Nc] 18.68
Fattore [Ng] 1.69
Fattore forma [Sc] 1.42
Fattore profondità [Dc] 1.01
Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0
Fattore forma [Sq] 1.21
Fattore profondità [Dq] 1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0
Fattore forma [Sg] 1.21
Fattore profondità [Dg] 1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 0.78
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 0.75
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 0.93
==========
Carico limite 232.99 kN/m²

Resistenza di progetto	129.44	kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

==========

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

==========

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

==========

Peso unità di volume	18.9	kN/m³
Peso unità di volume saturo	19.0	kN/m³
Angolo di attrito	33.0	°
Coesione	0.0	kN/m²

==========

Fattore [Nq]	9.13
Fattore [Nc]	18.68
Fattore [Ng]	4.22
Fattore forma [Sc]	1.44
Fattore profondità [Dc]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.39
Fattore profondità [Dq]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.64
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]	0.78
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.75
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.93

==========

Carico limite	299.49	kN/m²
Resistenza di progetto	166.38	kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

==========

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

==========

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

==========

Peso unità di volume	18.9	kN/m³
Peso unità di volume saturo	19.0	kN/m³
Angolo di attrito	33.0	°
Coesione	0.0	kN/m²

==========

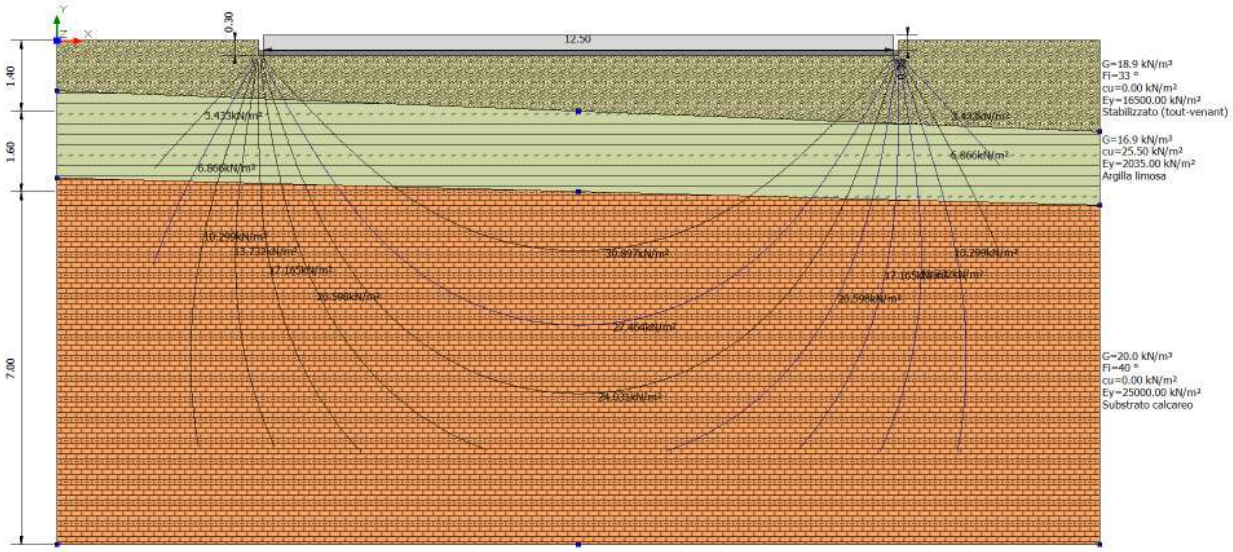
Fattore [Nq]	9.13
Fattore [Nc]	18.68
Fattore [Ng]	3.38
Fattore forma [Sc]	1.4
Fattore profondità [Dc]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.36
Fattore profondità [Dq]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
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]	0.78	
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.75	
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.93	

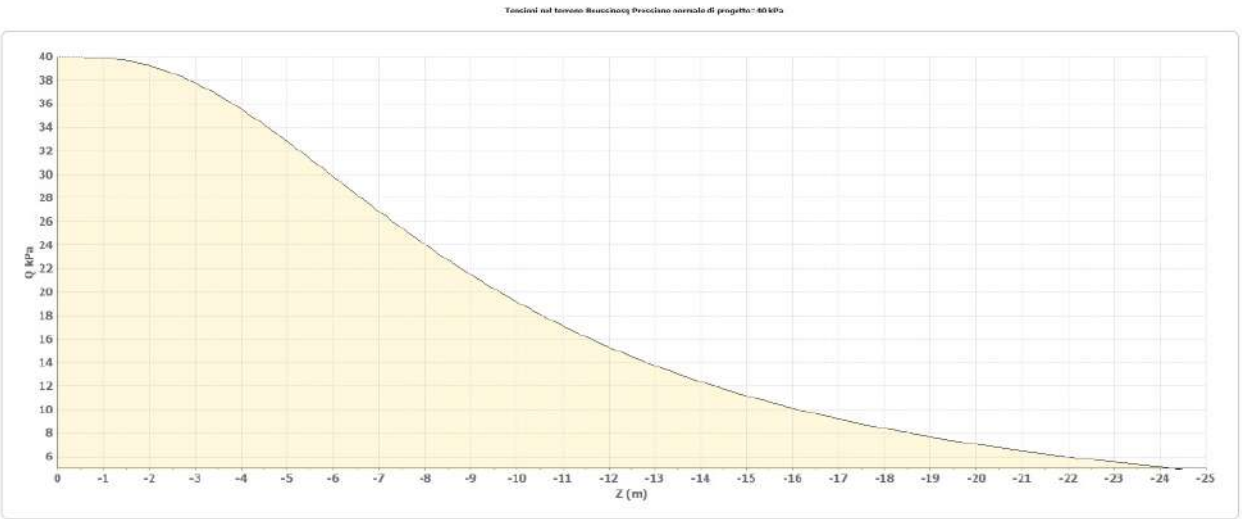
==========

Carico limite	277.33	kN/m²
Resistenza di progetto	154.07	kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata	

==========



Distribuzione delle tensioni in profondità



<u>L'analisi preliminare del sistema terreno-fondazione indica che le resistenze di progetto, calcolate con i metodi noti in bibliografia specialistica ed in condizioni sismiche, risultano a favore della fattibilità (superiori a 112 kN/m²) in riferimento alla soluzione analizzata poggiante su rilevato.</u>

Cedimenti di fondazioni superficiali

I cedimenti sono difficilmente calcolabili senza la raccolta di campioni indisturbati per il laboratorio. Essi comunque riguardano in modo particolare i terreni coesivi, più compressibili e possono essere stimati in via approssimativa utilizzando approcci di tipo empirico.

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.
Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.
L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

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

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

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

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

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

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

dove:

RR	Rapporto di ricompressione;
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 E' l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α E' 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 primari

CEDIMENTI TEORICI FONDAZIONE

Non avendo a disposizione i carichi effettivi, si riportano a seguire le stime dei cedimenti teorici attesi per 3 diversi carichi progressivi per la soluzione fondale analizzata dopo un periodo di 15 anni:

Cedimenti edometrici calcolati al centro della platea:

Carico (kN/m²)	Cedimento al centro (cm)
20	1,3
30	2,3
40	3,3

I cedimenti teorici valutati per la fondazione di tipo platea poggiante entro un rilevato in materiale stabilizzato, sono stati stimati mediante il metodo edometrico applicando 3 carichi progressivi pari a 20, 30 e 40 kN/m² (compatibili con la struttura in progetto). I valori attesi risultano da sottoporre alle valutazioni dei progettisti una volta stimati i carichi effettivi (SLU e SLE) poiché di entità massima pari a 3 cm circa.

CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO

La classificazione sismica attualmente in vigore in Regione Veneto è basata sui valori di accelerazione orizzontale attesa su suolo rigido e pianeggiante con probabilità di eccedenza del10% in 50 anni (Tr 475 anni) riportati nella mappa di pericolosità sismica nazionale (Gruppo diLavoroMS4) e pubblicati ufficialmente, insieme ai criteri di classificazione, nell'Allegato 1ball'OPCM n. 3519 del 28 aprile 2006.

Con DGR n. 244 del 09marzo 2021 (BUR n.38 del 16 marzo 2021 in vigore dal 16 maggio 2021) la Regione Veneto ha aggiornato la zonazione sismica regionale vigente dal 2003, prevedendo 3 classi sismiche (vedi tabella seguente) e classificando il Comune di Alonte in zona sismica 3.

Zona sismica	Accelerazione sismica massima attesa (a_{max})
1	a_{max}> 0,250g
2	0,250g < a_{max}< 0,150
3	a_{max}< 0,150g

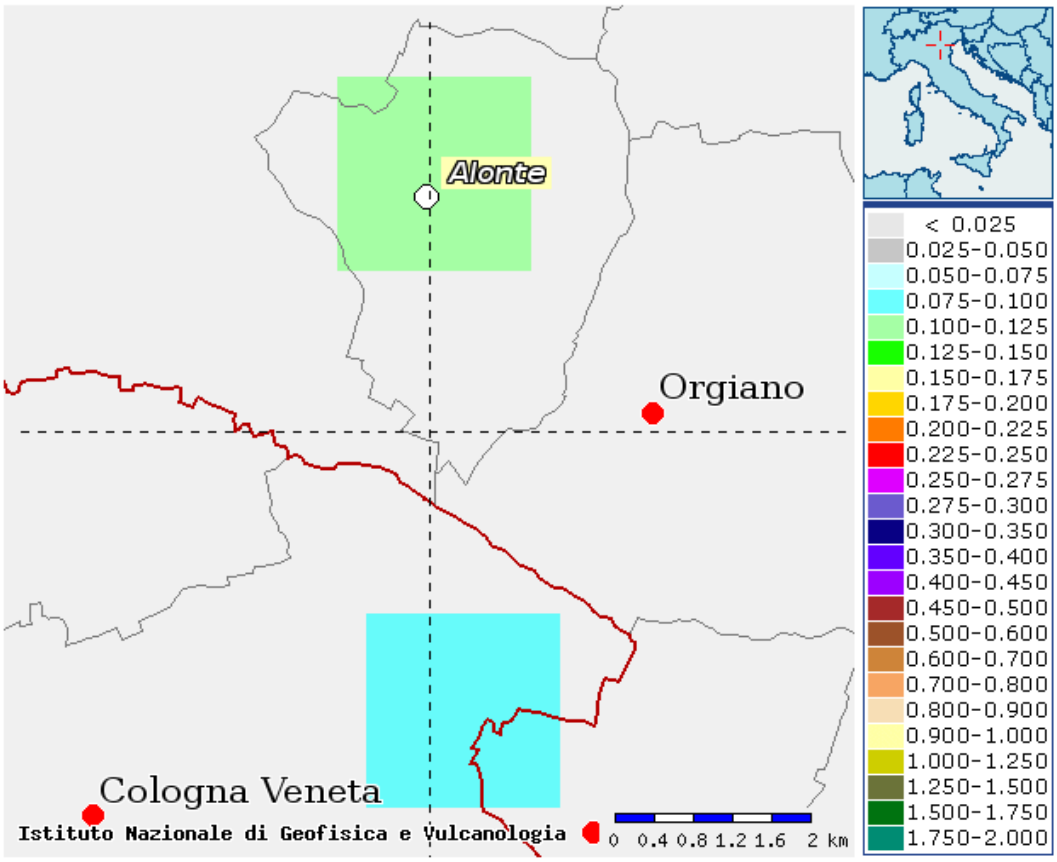
Per quanto riguarda la calcolazione di progetti in ambito regionale è confermata comunque la zonizzazione allegata all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 28 aprile 2006, n. 3519. Dai rilievi eseguiti e dalle informazioni reperite il sito appare stabile dal punto di vista geomorfologico per un ampio raggio, anche in presenza di azioni sismiche.

Secondo la normativa sismica contenuta nel T.U. in vigore (D.M. 17/01/2018) il suolo di fondazione si può classificare come segue:

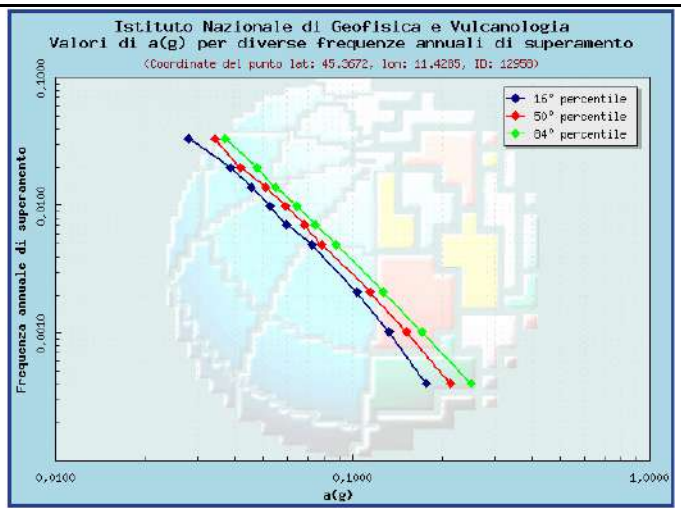
B *– Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s*

I parametri sismici del sito sono riportati di seguito.

GRAFICI DI PERICOLOSITÀ



Valori di accelerazione al suolo in termini di probabilità di superamento del 10% in 50 anni



Valori di accelerazione al suolo in relazione alle diverse frequenze annuali di superamento

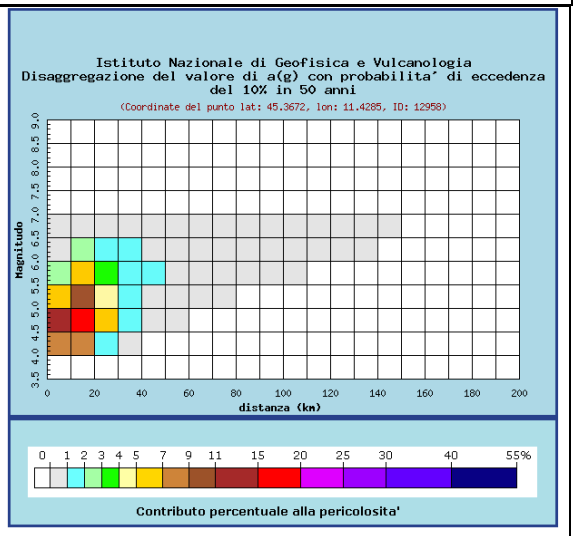


Grafico di disaggregazione del valore di accelerazione al suolo (contributo delle possibili coppie di valori di magnitudo-distanza alla pericolosità del nodo)

PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Vita nominale (Vn): 50 [anni]
Classe d'uso: II
Coefficiente d'uso (Cu): 1
Periodo di riferimento (Vr): 50 [anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLO: 30 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLD: 50 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLV: 475 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLC: 975 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto
Latitudine (WGS84): 45.3648949[°]
Longitudine (WGS84): 11.4218140[°]
Latitudine (ED50): 45.3658142[°]
Longitudine (ED50): 11.4228201[°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	12957	45.365980	11.357500	5103.04
2	12958	45.367220	11.428540	473.45
3	13180	45.317240	11.430280	5432.42
4	13179	45.316010	11.359240	7440.49

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.035	2.530	0.223
SLD	50	0.044	2.540	0.262
	72	0.053	2.511	0.271
	101	0.063	2.530	0.272
	140	0.072	2.547	0.273
	201	0.084	2.530	0.276
SLV	475	0.122	2.462	0.287
SLC	975	0.162	2.480	0.285
	2475	0.228	2.411	0.294

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.034	2.525	0.221
SLD	50	0.042	2.566	0.263
	72	0.051	2.540	0.272
	101	0.059	2.540	0.276
	140	0.068	2.558	0.278
	201	0.078	2.589	0.279
SLV	475	0.114	2.484	0.291
SLC	975	0.151	2.489	0.290
	2475	0.212	2.434	0.297

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.033	2.501	0.215
SLD	50	0.040	2.545	0.262
	72	0.047	2.521	0.277
	101	0.053	2.584	0.282
	140	0.061	2.577	0.285
	201	0.070	2.623	0.285
SLV	475	0.100	2.507	0.308
SLC	975	0.130	2.530	0.297
	2475	0.183	2.471	0.313

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.034	2.505	0.218
SLD	50	0.041	2.560	0.261
	72	0.049	2.528	0.275
	101	0.057	2.528	0.279
	140	0.065	2.579	0.280
	201	0.074	2.602	0.281
SLV	475	0.106	2.512	0.294
SLC	975	0.141	2.510	0.291
	2475	0.198	2.453	0.297

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.034	2.523	0.220
SLD	50	0.042	2.562	0.262
SLV	475	0.113	2.485	0.292
SLC	975	0.150	2.493	0.290

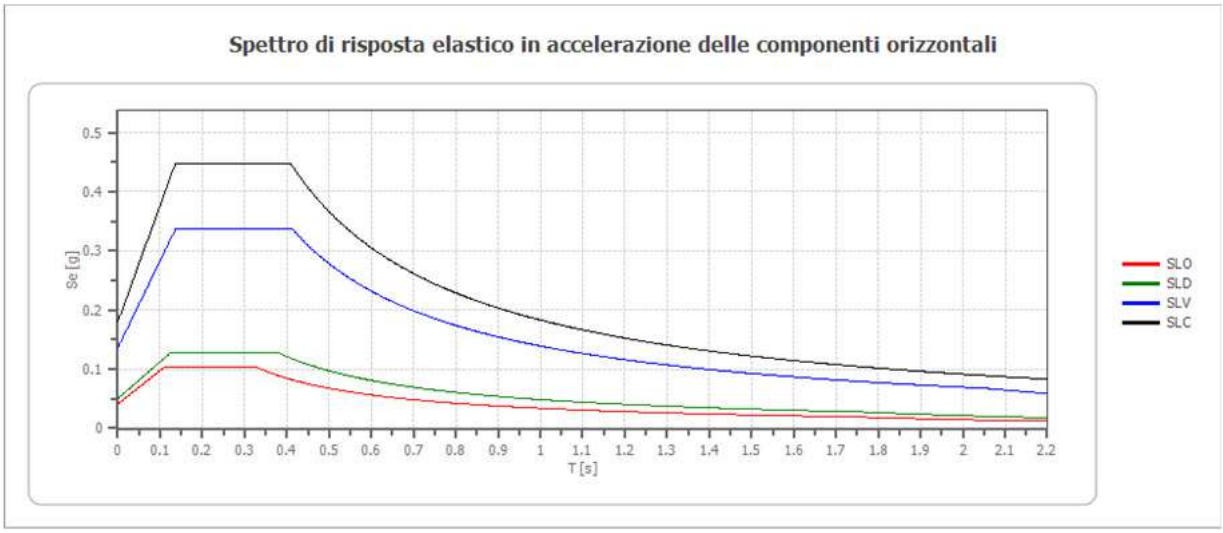
PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ:5%
Fattore di alterazione dello spettro elastico η=[10/(5+)ξ]^(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
kh	0.008	0.010	0.033	0.043
kv	0.004	0.005	0.016	0.022
amax [m/s²]	0.401	0.492	1.334	1.763
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

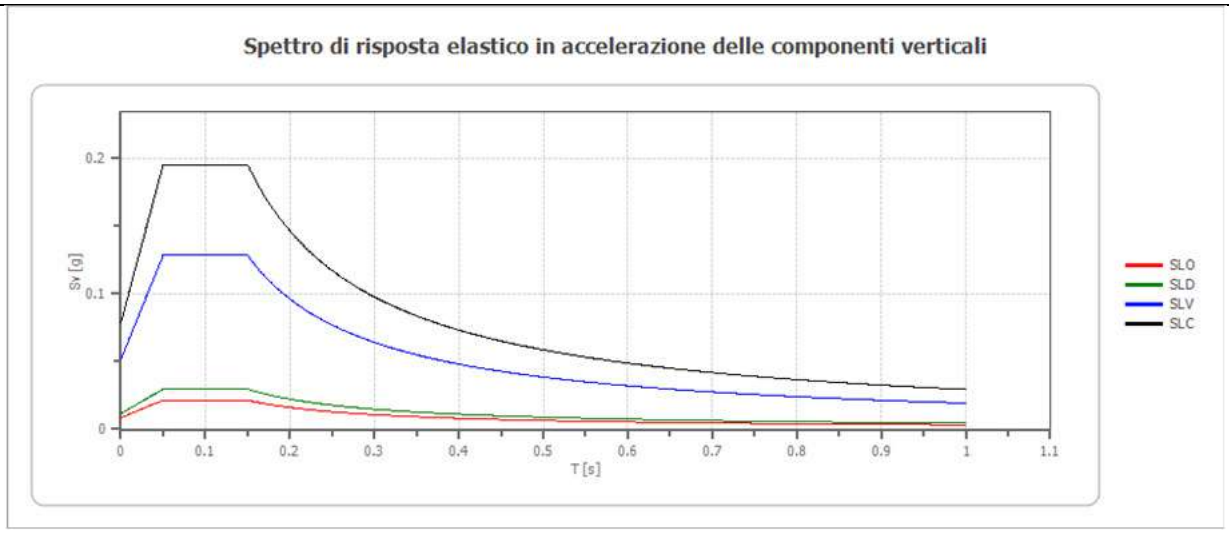
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



	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	0.034	2.523	0.220	1.200	1.490	1.000	1.200	1.000	0.109	0.328	1.736	0.041	0.103
SLD	1.0	0.042	2.562	0.262	1.200	1.440	1.000	1.200	1.000	0.126	0.378	1.767	0.050	0.129
SLV	1.0	0.113	2.485	0.292	1.200	1.410	1.000	1.200	1.000	0.137	0.412	2.054	0.136	0.338
SLC	1.0	0.150	2.493	0.290	1.200	1.410	1.000	1.200	1.000	0.136	0.409	2.199	0.180	0.448

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ: 5 %
Fattore di alterazione dello spettro elastico η=[10/(5+)ξ]^(1/2): 1.000



	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	0.034	2.523	0.220	1	1.490	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.009	0.021
SLD	1.0	0.042	2.562	0.262	1	1.440	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.012	0.030
SLV	1.0	0.113	2.485	0.292	1	1.410	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.052	0.128
SLC	1.0	0.150	2.493	0.290	1	1.410	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.078	0.195

4. RELAZIONE IDROGEOLOGICA

Il progetto prevede la realizzazione del sistema di smaltimento delle acque nere in una zona non servita da pubblica fognatura secondo quanto previsto dal Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto.

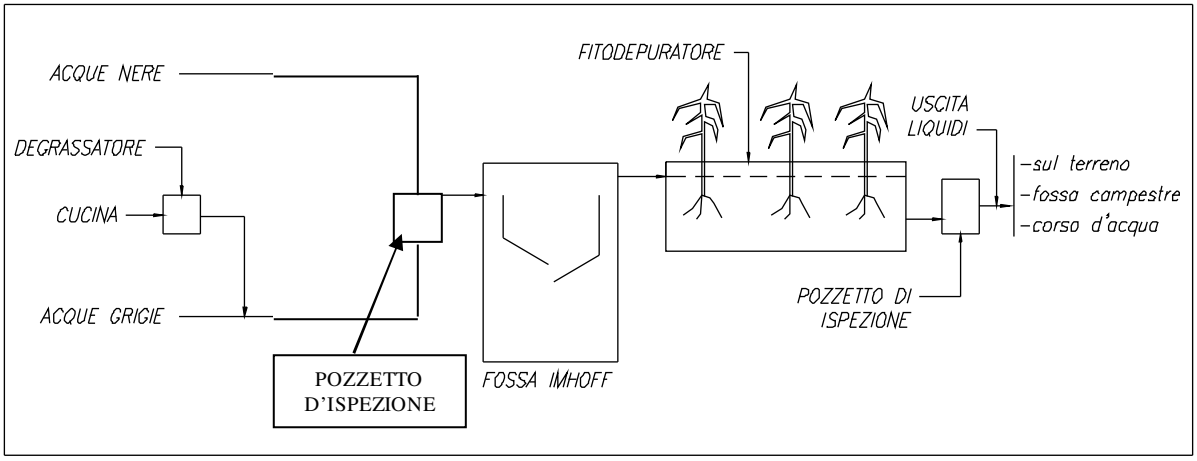
Al fine di dimensionare correttamente i sistemi di trattamento dei reflui, occorre determinare innanzitutto il numero di abitanti equivalenti (A.E.), che per convenzione si possono definire come di seguito riportato:

- Casa di civile abitazione: 1 A.E. per camere con superficie fino a 14 mq
  2 A.E. per camera con superficie superiore a 14 mq
- Albergo o complesso ricettivo: come per le case di civili abitazione; aggiungere 1 A.E. ogni qualvolta la superficie di una stanza aumenta di 6 mq oltre i 14 mq
- Fabbriche e laboratori artigianali: 1 A.E. ogni 2 dipendenti, fissi o stagionali, durante la massima attività
  Ditte e uffici commerciali: 1 A.E. ogni 3 dipendenti fissi o stagionali, durante la massima attività
- Ristoranti e trattorie: 1 A.E. ogni 3 posti (massima capacità ricettiva delle sale da pranzo 1,20 mq per persona)
- Bar, Circoli e Club: 1 A.E. ogni 7 persone
- Scuole: 1 A.E. ogni 10 posti banco
- Cinema, Stadi e Teatri 1 A.E. ogni 30 posti

La progettazione del sistema disperdente in esame è stata dimensionata considerando 3 A.E. (1 camera> 14 mq e 1 camera < 14 mq)

-Caratteristiche dell'impianto-

Gli scarichi domestici derivanti da fabbricati non allacciabili a pubblica fognatura possono essere smaltiti sul suolo, purché vengano rispettate le norme tecniche previste dall'art. 21 del Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto.Il sistema scelto per lo smaltimento delle acque reflue è il vassoio assorbente, previa chiarificazione in vasca Imhoff.



Schema tipo di impianto di fitodepurazione

-Degrassatore-

È necessario installare degli idonei pozzetti per la raccolta dei liquami e degli oli alimentari, che sono particolarmente nocivi per il buon funzionamento del sistema assorbente. Questi pozzetti, detti degrassatori, vengono posti in corrispondenza degli scarichi delle cucine e vengono dimensionati tenendo conto del volume di liquami che si accumulano nel periodo intercorrente tra due svuotamenti successivi. Per mantenere in efficienza il degrassatore, è necessario che le semplici operazioni di manutenzione e conduzione vengano condotte con accuratezza e regolarità (rimozione del materiale galleggiante e del materiale depositato).

È regola accettabile che per il dimensionamento, la capacità del condensagrassi sia calcolata a 50 litri/abitante/giorno.

Prima dello scarico a valle dei sistemi di smaltimento dovrà essere previsto un pozzetto, idoneo all'esecuzione dei prelievi.

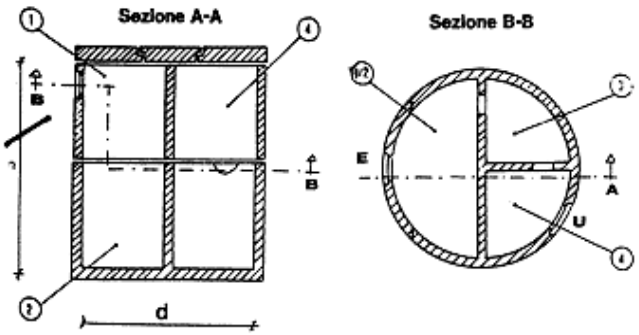


Foto e schema del degrassatore

-Vasca Imhoff-

Le vasche settiche tipo Imhoff sono costituite da una vasca principale (digestione anaerobica) che contiene al suo interno un vano secondario (di sedimentazione). L'affluente entra nel comparto di sedimentazione, che ha lo scopo di trattenere i corpi solidi e di destinare il materiale sedimentato attraverso l'apertura sul fondo inclinato, al comparto inferiore di digestione. È proporzionato in modo tale da garantire il giusto tempo di ritenzione e da impedire che fenomeni di turbolenza, causati dal carico idrico, possano diminuire l'efficienza di sedimentazione. Il comparto di digestione è dimensionato affinché avvenga la stabilizzazione biologica delle sostante organiche sedimentate (fermentazione o digestione anaerobica). Sono costruite in conformità alle descrizioni, al proporzionamento dei volumi ed alla capacità di depurazione sancite dal Comitato dei Ministri per la tutela delle acque dall'inquinamento nella delibera del 04/02/77 (S.O.G.U. n. 48 del 21/02/77).

Le vasche settiche di tipo Imhoff devono essere costruite a regola d'arte, sia per proteggere il terreno circostante e l'eventuale falda, sia per permettere un idoneo attraversamento del liquame nel primo comparto, un'idonea raccolta del fango nel secondo scomparto sottostante e l'uscita continua del liquame chiarificato.

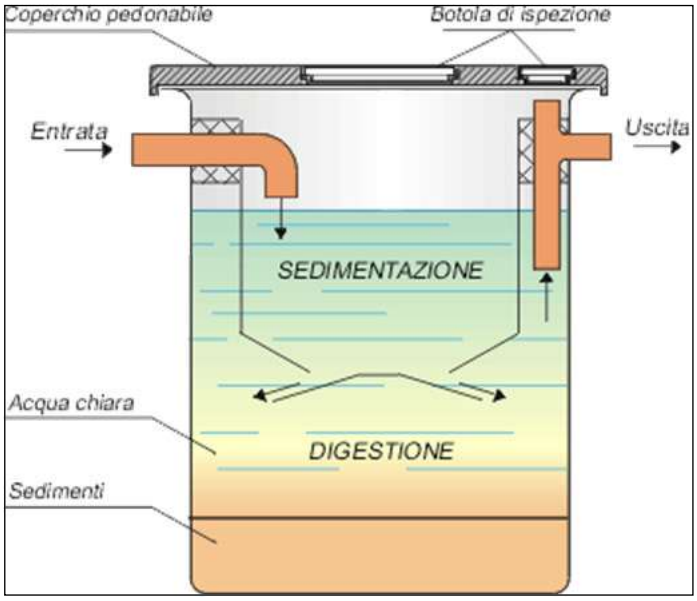
Devono avere accesso dall'alto a mezzo di apposito vano ed essere munite di idoneo tubo di ventilazione.

Per l'ubicazione valgono le stesse prescrizioni delle vasche settiche tradizionali:

i. mai sottostanti ai fabbricati, ma esterne ad essi; distanti almeno 1 m dal filo esterno dei muri di fondazione ed indipendenti da questi;

ii. disposizione planimetrica nei riguardi di fabbricati ed aree frequentate tale, che le operazioni di estrazione dei residui non rechino fastidi, o risultino sgradevoli alla vista.

Nel proporzionamento occorre tenere presente che il comparto di sedimentazione deve permettere circa 4÷6 ore di detenzione per le portate di punta; se le vasche sono piccole si consigliano valori più elevati: occorre aggiungere una certa capacità per persona per le sostanze galleggianti.



Sezione schematica di una vasca Imhoff (www.oppo.it)

Come valori medi del comparto di sedimentazione si hanno circa 40÷50 litri per utente; in ogni caso, anche per le vasche più piccole, la capacità non dovrebbe essere inferiore a 250÷300 litri complessivi. Per il compartimento del fango si hanno 100÷120 litri pro capite, in caso di almeno due estrazioni all'anno; per le vasche più piccole è consigliabile adottare 180÷200 litri pro capite, con una estrazione all'anno.

L'art. 22 delle Norme tecniche del Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto, adottato con D.C.R.V. n. 107 del 05.11.2009, prevede che il dimensionamento minimo delle vasche Imhoff sia il seguente:

- *COMPARTO DI SEDIMENTAZIONE: 0,05 mc/abitante*
- *COMPARTO DI DIGESTIONE DEI FANGHI: 0,15 mc/abitante*

Nel nostro caso si consiglia di utilizzare una vasca Imhoff avente una capacità minima di 0,15 m³ per il comparto di sedimentazione e di 0,45 m³ per il comparto di digestione dei fanghi.

L'estrazione del fango e della crosta avviene periodicamente da una a quattro volte; i fanghi, asportati da una ditta specializzata iscritta all'Albo, dovranno essere consegnati ad un depuratore pubblico o impianto di trattamento rifiuti autorizzato.

I documenti comprovanti le pulizie effettuate e i formulari di trasporto dovranno essere conservati presso il fabbricato, a disposizione degli organi di vigilanza per almeno cinque anni.

-Vassoio assorbente -

Il vassoio assorbente è costituito da un bacino a tenuta stagna a fondo orizzontale, interrato, ma sporgente dal livello del terreno di circa 10 cm. per evitare infiltrazioni di acqua piovana dai terreni circostanti. I liquami da inviare sono costituiti da acque di scarico domestiche con esclusione di acque piovane e liquidi tossici.

La superficie del vassoio è funzione del quantitativo di acque di rifiuto afferenti ed alla possibilità dell'utente di rendere il vassoio assorbente pedonabile:

- per vassoi assorbenti non pedonabili la superficie per utente è di 2 m^2.; esclusivamente per grossi impianti si potrà ridurre questo valore a 1,5 m^2/ab.

In ogni caso la minima superficie da realizzare è di 4 m^2.

- per vassoi assorbenti pedonabili la superficie per utente va aumentata fino a 3-4 m^2/ab.

Per il vassoio assorbente in esame si consiglia di realizzare una superficie di almeno 9 m^2.

La profondità del vassoio può variare fra 0,6 ÷ 0,8 m. e verrà riempita, procedendo dal basso verso l'alto da:

- 1° strato: ghiaia grossa con granulometria di 60÷80 mm per un'altezza di 15-20 cm.
- 2° strato: ghiaia più fine con granulometria di 20÷40 mm per un'altezza di 10 cm.
- 3° strato: terreno vegetale.

Per evitare che il terriccio che completa il riempimento (3° strato) si infiltri negli strati sottostanti, si deve stendere uno strato di lana di vetro o meglio un materassino di fibre minerali (tessuto non tessuto).

La scelta del terreno di copertura è fondamentale per il buon funzionamento del vassoio assorbente; non si deve utilizzare argilla, va scelto in funzione del tipo di coltura arboricola e va periodicamente zappato per favorire la sua permeabilità. Se prevale la componente argillosa, questa va addizionata a sabbia silicea; in presenza di terreni acidi va aggiunta sabbia calcarea o calce spenta.

Lo spessore di questo strato finale può variare da 0,35 – 0,5 m ed è necessario dare una forma leggermente convessa al fine di favorire lo scolo delle acque piovane.

Il vassoio assorbente deve disporre di un pozzetto di distribuzione e di uno di drenaggio, muniti, il primo di canali di distribuzione, il secondo di feritoie di drenaggio; questi devono essere protetti da infiltrazioni di terriccio mediante

ricopertura con ciottoli grossolani. I pozzetti devono essere ispezionabili dall'alto e la distribuzione e il drenaggio del liquame vanno fatti sopra il primo strato, partendo dal basso.

Tutte le strutture vanno protette come sopra citato, al fine di evitare l'infiltrazione di terriccio, con lana di vetro o meglio tessuto non tessuto.

Il pozzetto di drenaggio deve essere dotato di uno scarico di troppo pieno, costituito da un tubo forato, lungo circa 1 m, rivestito con calza in geotessile, per impedire l'intasamento dei fori. Lo scarico di quest'ultimo pozzetto deve essere protetto con ciottolame per evitare la sua ostruzione ed è consigliabile, se possibile, collegarlo, a mezzo di pozzetto di raccordo, a brevi tubi di subirrigazione, disposti a bassa profondità e della lunghezza minima di 1 m, anch'essi protetti da eventuali infiltrazioni di terriccio.

Lo scarico del troppo pieno del vassoio assorbente è costituito da un tubo forato, lungo 1 m circa, rivestito da geotessile, per impedire l'intasamento dei fori, circondato da ciottolame.

Il vassoio assorbente va posto preferibilmente in un luogo soleggiato per favorire l'evaporazione dell'acqua. La coltura arboricola da scegliere dovrà prevedere l'uso di piante ed arbusti avidi d'acqua e particolarmente resistenti all'umidità, possibilmente autoctoni. Nella tabella sottostante vengono riportate alcune specie vegetali adatte allo scopo:

ARBUSTI	ERBE E FIORI
Aucuba	Auruncus Sylvester
Bambous (bambù)	Astile
Calycanthusfloridus	Elymusarenarius
Cornus alba	Iris pseudoacorus
Cornus florida	Iris kaempferi
Cornus stolonifera	Joxes
Cotoneastersalicifolia	Lytrumofficinalis
Kalmia latifoglia	Nepeta musini
Laurier cerise	Petasitesofficinalis
Rhamnusfrangula	
Spiroeasalicifolia	

Nel periodo invernale si consiglia di coprire il "vassoio assorbente" con paglia o foglie morte.

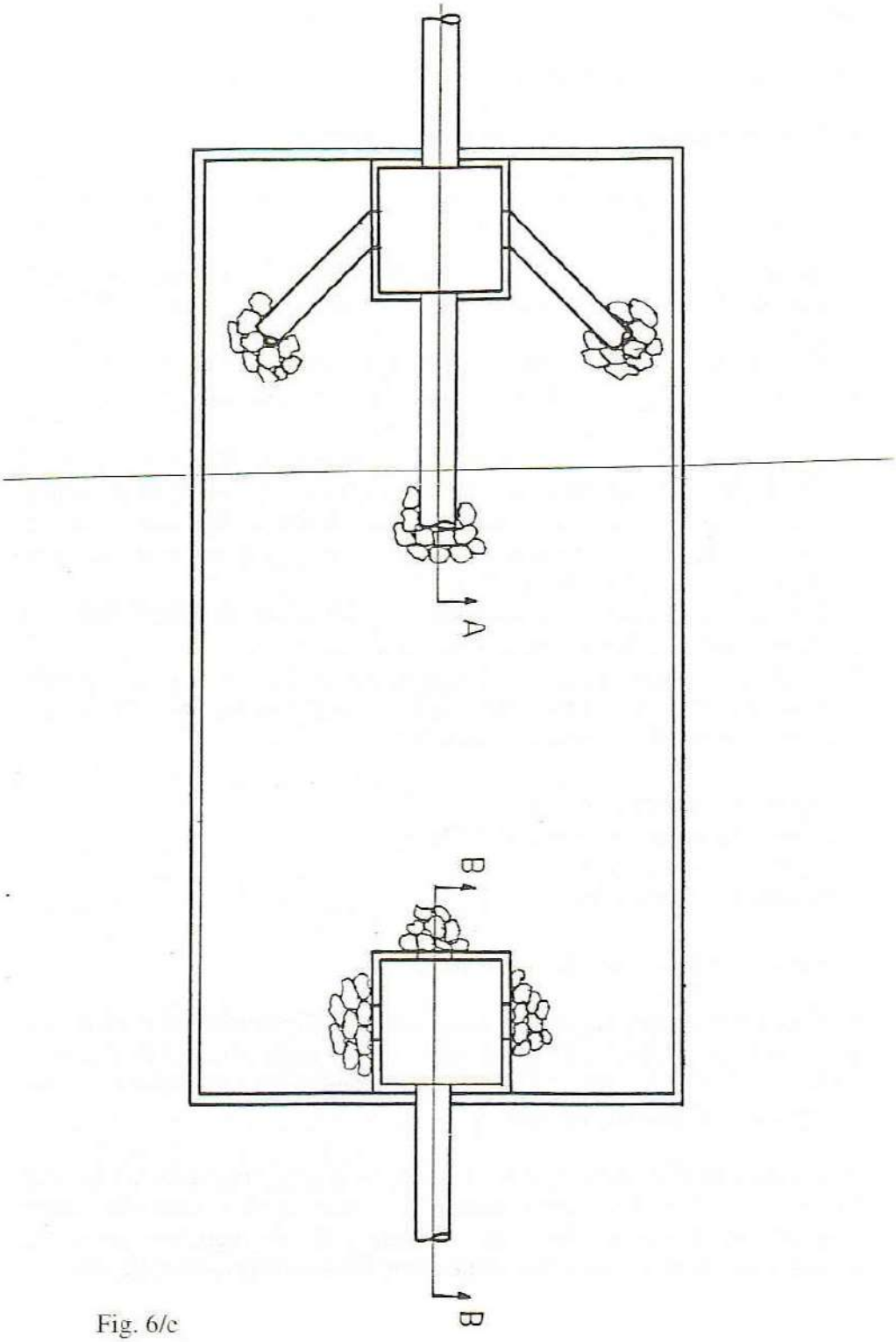


Fig. 6/c

Planimetria vassoio assorbente

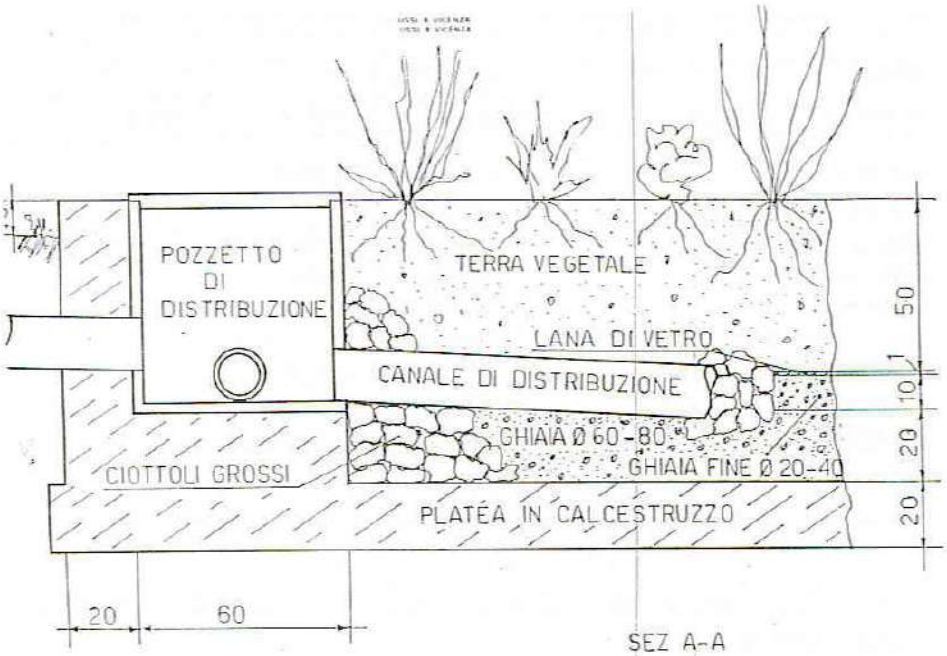


Fig. 6/a

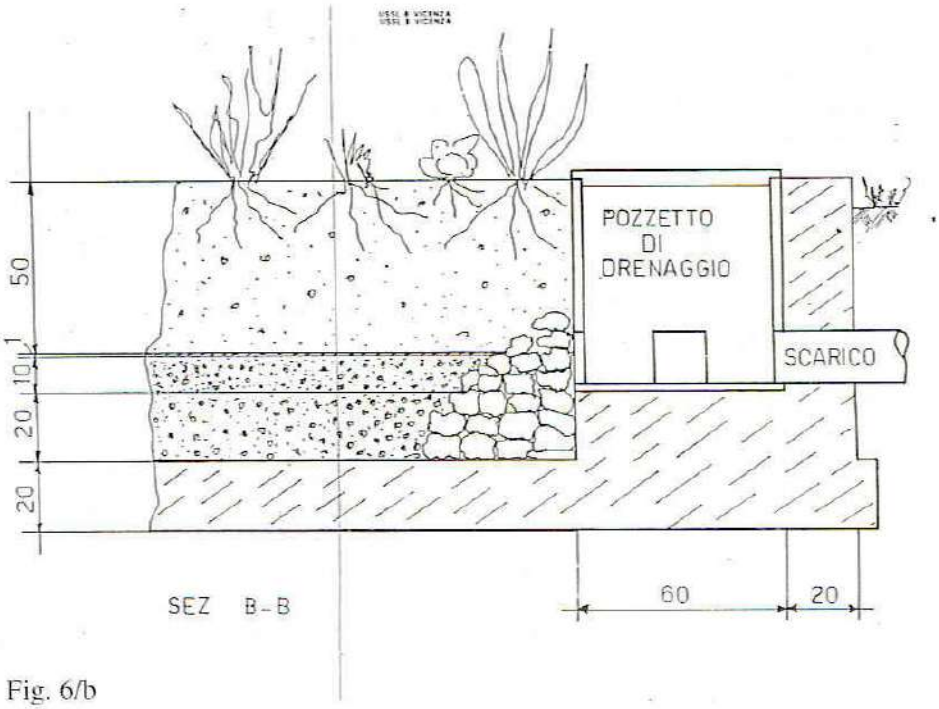


Fig. 6/b

Sezioni vassoio assorbente

5. CONCLUSIONI

Fattibilità geologica: l'area in cui è inserito il sito si può definire (in base alle considerazioni esposte nella presente relazione) a medio-basso "rischio idrogeologico s.l.".

Nel lotto di terreno considerato si è rilevata la presenza della coltre di alterazione avente spessore compreso tra 1 e 2 metri sovrastante il substrato roccioso calcareo compatto.

Come si evince dalla carta delle fragilità il lotto in esame si trova in un'area ad elevata vulnerabilità idrogeologica (art. 18.4) ed in area idonea a condizione (art. 17.1).

Il sito non rientra nelle aree classificate a pericolosità geologica dal PAI.

Il lotto in esame si trova sul versante sud-occidentale della dorsale dei Monti Berici, caratterizzato dalla presenza di una serie di scoli che confluiscono nel Fosso Ronego in prossimità di località Spessa, importante scolo utilizzato ad uso irriguo che confluisce nel F. Frassine presso Caselle. Vista la distanza e la differenza di quota con il corso d'acqua principale l'area può considerarsi stabile dal punto di vista idraulico.

Il sito non rientra nelle aree classificate a pericolosità idraulica del PGRA 2021-2027.

Come si evince dalla carta dei vincoli il sito in esame non ricade nelle aree di rispetto degli attingimenti pubblici e rientra parzialmente nel settore più orientale in zona sottoposta a vincolo idrogeologico-forestale.

Fattibilità geotecnica: il terreno dal punto di vista meccanico si presenta di consistenza complessivamente discreta in superficie per la presenza di terreni fini della coltre di alterazione di spessore compreso tra 1 e 2 metri. Le resistenze diventano migliori a partire da tali quote ovvero entro la porzione sommitale del substrato roccioso avente caratteristiche granulari e/o litoidi.

Il progetto prevede la realizzazione di un edificio residenziale avente sagoma irregolare a "L" e disposto su unico piano fuori terra.

In accordo coi progettisti, nel presente report sono state verificate le resistenze di progetto del terreno di una fondazione di tipo **platea** (di superficie equivalente) poggiante su di un rilevato costituito da materiale stabilizzato di tipo tout-venant.

La nuova struttura sarà realizzata infatti all'incirca in quota con Via Pozzetto pertanto è previsto il riporto di terreno. Si consiglia la stesa in strati di massimo 30 cm di materiale stabilizzato di tipo tout-venant adeguatamente rullato e costipato per l'intero sedime di fondazione al fine di uniformare il piano di posa.

ANALISI INTERAZIONI FONDAZIONI – TERRENO

L'analisi delle fondazioni è stata condotta secondo le disposizioni contenute nelle NTC 2018 in vigore (D.M. 17/01/2018), considerando un carico unitario compatibile con le scelte progettuali e le resistenze disponibili. La geometria delle fondazioni e le azioni di progetto inserite in analisi sono da considerarsi orientative in quanto hanno la finalità di valutare le resistenze dei terreni e di stimare l'ordine di grandezza dei cedimenti teorici. Stime più precise e dettagliate sono possibili solo a seguito della conoscenza esatta delle sollecitazioni di progetto (carichi agenti, momenti, e loro distribuzione sulla struttura).

- **Resistenze di progetto**: l'analisi del sistema del sistema terreno-fondazione indica che le resistenze di progetto, calcolate con i metodi noti in bibliografia specialistica ed in condizioni sismiche, risultano a favore della fattibilità (superiori a 112 kN/m^2) in riferimento alla soluzione analizzata poggiante su rilevato;

- **Cedimenti teorici:** non avendo a disposizione i carichi effettivi, si riportano a seguire le stime dei cedimenti teorici attesi per 3 diversi carichi progressivi per la soluzione fondale analizzata dopo un periodo di 15 anni:

  Cedimenti edometrici calcolati al centro della platea:

Carico (kN/m^2)	Cedimento al centro (cm)
20	1,3
30	2,3
40	3,3

  I cedimenti teorici valutati per la fondazione di tipo platea poggiante entro un rilevato in materiale stabilizzato, sono stati stimati mediante il metodo edometrico applicando 3 carichi progressivi pari a 20, 30 e 40 kN/m^2 (compatibili con la struttura in progetto). I valori attesi risultano da sottoporre alle valutazioni dei progettisti una volta stimati i carichi effettivi (SLU e SLE) poiché di entità massima pari a 3 cm circa.

Rischio sismico: la Regione Veneto ha provveduto a riclassificare dal punto di vista sismico il territorio regionale (DGR n. 244 del 9/03/2021) inserendo il Comune di Alonte in **Classe 3**. Considerato l'assetto geologico, geomorfologico e stratigrafico dell'area in cui è inserito il sito, i rischi legati a sismicità sono remoti. Il suolo di fondazione è classificato come **B**e la categoria topografica **T1**.

Per quanto riguarda l'analisi della curva H/V si evince quanto segue:
La curva H/V presenta un picco (apprezzabile ampiezza del rapporto H/V) alla frequenza di 27 Hz circa; tale picco, dall'analisi degli spettri delle singole componenti e dalla componente direzionale, è da attribuirsi ad un contrasto di impedenza sismica tra sismostrati (quindi non di natura antropica) correlabile al passaggio tra terreni della coltre e porzione sommitale del substrato roccioso.
La frequenza fondamentale di sito non è determinabile con precisione in quanto il picco analizzato non soddisfa sufficientemente i criteri del protocollo SESAME per un picco chiaro ed isolato. Si possono ragionevolmente

escludere fenomeni di doppia risonanza poiché non sono presenti picchi litologici nel campo di interesse ingegneristico per strutture ordinarie.

Smaltimento acque reflue: sulla base delle indagini effettuate in loco si è evidenziata la presenza di depositi coesivi fino ad almeno 1-2 m di profondità sovrastanti il substrato calcareo. Visti gli spazi a disposizione, il sistema più idoneo risulta essere lo smaltimento tramite vassoio assorbente, previa chiarificazione in vasca Imhoff. La vasca Imhoff dovrà avere una capacità minima di 0,15 m^3 per il comparto di sedimentazione e di 0,45 m^3 per il comparto di digestione dei fanghi.

Il vassoio assorbente dovrà avere una superficie di almeno 9m^2.Il sistema disperdente rispecchia le disposizioni tecniche dell'allegato 5 della Delibera del Comitato dei Ministri del 04/02/1977, così come previsto dall'art. 21 del Piano di tutela delle acque della Regione Veneto.

N.B. I valori strumentali delle prove penetrometriche così come le registrazioni delle indagini geofisiche sono conservati nel database dello studio, e la loro elaborazione secondo gli autori noti in bibliografia specialistica sono di proprietà intellettuale dello scrivente pertanto saranno forniti alla committenza, o ai progettisti incaricati, previa richiesta scritta e firmata corredata da motivazione.

Indagini e relazione eseguite nel periodo di Marzo 2023

ORDINE DEI GEOLOGI REGIONE DEL VENETO Dr. Geol. MATTEO SCALZOTTO N° 652

Dott. Geol. Matteo Scalzotto

L'AUTORE SI RISERVA LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO AI SENSI DI LEGGE, CON DIVIETO DI RIPRODURLO IN OGNI SUA PARTE E COMUNQUE RENDERLO NOTO A TERZI SENZA PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE

LA PRESENTE RELAZIONE SPECIALISTICA PUO' ESSERE UTILIZZATA ESCLUSIVAMENTE PER IL PROGETTO A CUI SI RIFERISCE (VEDASI TITOLO ED INTESTAZIONE DI PAGINA). E' ESPRESSAMENTE VIETATO QUALSIASI ALTRO UTILIZZO PER ALTRI LOTTI DI TERRENO LIMITROFI O PER PROGETTI DIVERSI DA QUELLI INDICATI.
RIPRODUZIONI ANCHE PARZIALI DEL DOCUMENTO, NONCHE' L'UTILIZZO DEI DATI IN ESSO CONTENUTI, SONO VIETATI A CHICCHESSIA. POSSONO ESSERE EVENTUALMENTE CONCORDATI SOLO ED ESCLUSIVAMENTE A SEGUITO ESPLICITA E MOTIVATA RICHIESTA, E CONCESSI SOLAMENTE DAL SOTTOSCRITTO

BIBLIOGRAFIA

https://sigma.distrettoalpiorientali.it/sigma/webgisviewer?webgisId=38

http://esse1-gis.mi.ingv.it/

Mastella C. (2007) – *P.A.T.I. Comuni di Alonte, Asigliano Veneto, Pojana Maggiore e Orgiano*

I.G.M. (1968) – *Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000 (Foglio 49 "Verona")*

Provincia di Vicenza (2012) – *Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP)*