

dr. geol. LUCA FONTANA CASTELSEPRIO	 Fondazione Gaetano e Piera Borghi	Rif.: 0722 – B /R/20
D.G.R. IX2616/2011 – D.M. 17/01/2018		pag. 1

FONDAZIONE GAETANO E PIERA BORGHI

Via F. PETRARCA, 33

- 21020 BREBBIA -

**AMPLIAMENTO DELLA PORZIONE OCCIDENTALE DELL'EDIFICIO
ESISTENTE (SOPRAELEVAMENTO)**

RELAZIONE GEOLOGICA

D.G.R. IX/2616/2011 e D.M. 17/01/2018

RELAZIONE GEOTECNICA

D.M. 17/01/2018



Stato del documento

Ed.	Rev.	MOTIVO	data
00	01	Emissione preliminare del documento	25/02/2020
00	B	Emissione relazione geologica – geotecnica Ampliamento	08/5/2020


bio data s.n.c.
 CAIRATE
 Dr. Pani Francesco





INDICE

Sezioni

1. Premessa
2. Normativa di riferimento
3. Raccolta e organizzazione dei dati esistenti: territoriali, amministrativi, urbanistici, ambientali (geologici, geomorfologici, geopedologici, geotecnici, idrografici e idrogeologici)
4. Indagine geognostica
 - 4.1 Prove penetrometriche
 - Metodologia d'indagine
 - Elaborazione
 - Risultati
 - 4.2 Indagine sismica – HVSR
 - Cenni teorici
 - Elaborazione ed interpretazione
 - Modello sismico
 - 4.3 Prove di permeabilità
 - Descrizione stratigrafica forni di scavo
 - Risultati
5. Caratterizzazione geotecnica del sottosuolo
6. Determinazione pericolosità e parametrizzazione sismica del sito indagato
 - 6.1 Pericolosità sismica del sito
 - 6.2 Stratigrafia di progettazione con prestazioni dell'opera attesa
 - 6.3 Determinazione azione sismica
 - 6.4 Suscettibilità alla liquefazione
7. Fondazioni dirette – Verifiche geotecniche
8. Verifica agli stati limite ultimi – Determinazione della resistenza di progetto del terreno di fondazione (D.M. 17/01/2018)
 - 8.1 Teoria applicata
9. Verifica allo scorrimento
10. Verifica agli stati limite di esercizio – Valutazione dei cedimenti dei terreni (D.M. 17/01/2018)
 - 10.1 Teoria applicata
11. Sintesi e risultati verifiche geotecniche
12. Verifica stabilità versante
 - 12.1 Teoria applicata
 - 12.2 Risultati

Tavole

1. *Planimetria progetto con ubicazione punti di indagine (scala grafica)*
2. *Sezioni geologico tecniche interpretative 2A e 2B (scala grafica)*

Allegati

1. *Tabelle e grafici prove penetrometriche*
2. *Elaborazione dati prove penetrometriche*
3. *Report indagine sismica passiva HVSR*
4. *Report verifica stabilità versante*

1. PREMESSA

La presente relazione geologica costituisce la sintesi delle indagini effettuate dallo scrivente presso il Comune di Brebbia (VA) in Via Francesco Petrarca 33 per conto di Casa di Cura Fondazione Gaetano Borghi e Piera S.r.l. dove all'interno della struttura è in progetto un intervento di ampliamento (sopraelevazione) della porzione occidentale dell'edificio esistente..

Come anticipata l'ampliamento riguarda solo la porzione occidentale del poliambulatorio. Nel dettaglio verranno realizzati, a partire dall'attuale copertura, due nuovi piani fuori terra elevando così l'edificio a cinque livelli.

Gli studi illustrati sono stati condotti ai sensi della nuova normativa sismica della Regione Lombardia contenuta nella D.G.R. 30 Marzo 2016 - n. X/5001 e secondo le prescrizioni e gli oneri delle raccomandazioni A.G.I. (1977).

Le indagini eseguite, estese a un significativo intorno dell'area che sarà interessata dagli interventi, sono finalizzate alla definizione delle condizioni geologiche, geotecniche e geomorfologiche del sito. Il lavoro è stato impostato in più fasi le cui risultanze sono contenute rispettivamente nella Relazione Geologica redatta sia ai sensi della D.G.R. IX/2616/2011 sia delle N.T.C. 2018 e nella Relazione Geotecnica redatta ai sensi delle N.T.C. 2018.

La Relazione Geologica, redatta ai sensi della D.G.R. IX/2616/2011, è finalizzata a verificare la fattibilità dell'intervento proposto sviluppando le indagini geologiche, geofisiche e geotecniche nonché le verifiche richieste dalle norme di attuazione del PGT per la specifica classe di fattibilità geologica e classe di pericolosità sismica che l'estensore dello studio geologico del PGT ha attribuito all'area dove ricade l'intervento. La relazione va presentata per ottenere il rilascio del titolo abilitativo a costruire associato al progetto preliminare dell'opera.

La Relazione Geologica, redatta ai sensi delle NTC 2018, è finalizzata a ricostruire il modello geologico necessario all'estensione della relazione geotecnica per poter estendere i risultati delle indagini geologiche, geotecniche e geofisiche a tutto il volume significativo coinvolto dalla costruzione, nonché ad approfondire eventuali ulteriori criticità che dovessero essere riscontrate in sito oltre a quelle segnalate nel PGT. La relazione va presentata prima dell'inizio dei lavori associato al progetto esecutivo dell'opera.

La Relazione Geotecnica, redatta ai sensi delle NTC 2018, è finalizzata a ricostruire il modello geotecnico a supporto delle verifiche di stabilità dell'opera, attribuendo a ciascun corpo geologico le

sue caratteristiche geotecniche, nonché all'elaborazione dei calcoli di stabilità dell'opera. La relazione è presentata prima dell'inizio dei lavori associato al progetto esecutivo dell'opera.

Seguendo i dettami della norma vigente e dello stato dell'arte, i contenuti principali della Relazione Geologica saranno quelli elencati nelle seguenti sezioni:

- a) Inquadramento normativo di riferimento ed esame dell'intervento nel contesto degli strumenti di pianificazione vigenti con analisi del quadro conoscitivo esistente;
- b) Caratteristiche generali del progetto e suo inquadramento in ambito territoriale;
- c) Definizione delle caratteristiche tettonico-strutturali dell'area d'intervento;
- d) Definizione dei lineamenti geomorfologici della zona e analisi dei processi morfogenetici con specifico riferimento ai dissesti in atto o potenziali e alla loro tendenza evolutiva al fine di una valutazione delle reali incidenze dell'intervento sulle condizioni di stabilità pre- e post-intervento;
- e) Definizione delle caratteristiche geologiche del sito: caratterizzazione della successione litostratigrafia del sito per un intorno areale significativo al fine di caratterizzare il "volume significativo";
- f) Definizione della distribuzione areale e volumetrica dei litotipi, il loro stato di alterazione e un primo giudizio qualitativo sulle loro caratteristiche geomeccaniche;
- g) Definizione delle condizioni idrogeologiche del sito, tenendo conto dello schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea, dei livelli piezometrici dell'acquifero superficiale e delle indicazioni sulla loro escursione stagionale (misurata o stimata sulla base dei valori medi conosciuti oppure derivata da dati bibliografici o dalle carte dello strumento urbanistico vigente);
- h) Risultati delle prove e delle indagini geognostiche e geotecniche realizzate e atte a ricostruire le caratteristiche litostratigrafiche e idrogeologiche locali con relativa documentazione tecnica: standard di riferimento e specifiche tecniche adottate, attrezzature impiegate e metodologie di esecuzione delle indagini, interpretazione ed elaborazione dei risultati, cartografia di corredo, rapporti di prova. A tal fine, nell'intorno dell'edificio oggetto di intervento, sono state eseguite quattro prove penetrometriche dinamiche spinte fino a una profondità sufficiente per investigare il volume di terreno "significativo" interessato dalla realizzazione delle opere di fondazione in progetto.
- i) Risultati di eventuali prove e indagini geognostiche e geotecniche eseguite in siti limitrofi o ricavati da bibliografia, particolarmente utili per le "zone note";
- j) Definizione della zona sismica d'appartenenza e della categoria di suolo di fondazione del sito in relazione alla normativa adottata. A tale fine è stata eseguita una indagine sismica passiva mediante tomografia digitale (HVSR).

k) Valutazioni sulle problematiche sismiche locali presenti nel sito anche in riferimento agli elementi di pericolosità sismica locali e valutazione delle condizioni predisponenti per la suscettibilità a liquefazione dei terreni nei casi previsti dalla normativa vigente.

Le indagini, eseguite, estese a un significativo intorno dell'area interessata dagli interventi, in ottemperanza al Testo Unitario – Norme Tecniche per le costruzioni (D.M. 17.01.2018), saranno finalizzate alla definizione delle condizioni geotecniche di dettaglio del sito in fase d'intervento, individuando le problematiche e le soluzioni possibili da adottarsi in fase esecutiva.

Seguendo i dettami della norma vigente e dello stato dell'arte, i contenuti principali della Relazione Geotecnica saranno quelli elencati nelle seguenti sezioni:

- a) Indicazione ed elaborazione dei dati derivanti dalle indagini geognostiche e/o dalla bibliografia, utilizzati per la caratterizzazione geotecnica e/o geomeccanica del terreno interessato dalle opere in progetto;
- b) Inserimento delle opere in progetto in profili stratigrafici con correlazioni tra i diversi punti indagati;
- c) Parametrizzazione geotecnica del terreno: definizione dei parametri geotecnici caratteristici di riferimento per la progettazione;
- d) Considerazioni sulla permeabilità dei terreni e la localizzazione della/e falda/e idrica/che, anche in rapporto ai metodi di scavo e ai sistemi di drenaggio degli stessi e delle opere in progetto;
- e) Verifiche di stabilità nei confronti della liquefazione;
- f) Indicazioni sulla scelta della/e tipologia/e fondazionale/i e sul relativo dimensionamento;
- g) Verifiche nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU) attraverso l'applicazione dei coefficienti parziali per i parametri del terreno e nei confronti degli stati limiti di esercizio (SLE);
- h) Valutazione dell'entità e decorso nel tempo dei cedimenti prevedibili per azione del consolidamento sotto carico del terreno di fondazione;
- i) Calcolo dei cedimenti totali in corrispondenza della prova puntuale effettuata, oppure nei punti più sollecitati dalla struttura fondale;
- j) Valutazione del coefficiente di sottofondo K_r (per il dimensionamento delle opere di fondazione su terreno elastico alla Winkler) sulla base della/e sezione/i geotecnica/che e della parametrizzazione del sottosuolo.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Normativa nazionale

- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7, GU Serie Generale n. 35 del 11/02/2019, Suppl. Ordinario n. 5:** “Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le Costruzioni"» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018”
- **Decreto Ministeriale 17.01.2018:** Aggiornamento delle «Norme tecniche per le Costruzioni»
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:** Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale - Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 02 Maggio 2006, n. 3519 –** “Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”
- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 Marzo 2003, n. 3274 –** “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”

Normativa europea

- **Eurocodice 8 (1998):** Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- **Eurocodice 7.1 (1997):** Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali. UNI
- **Eurocodice 7.2 (2002):** Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI
- **Eurocodice 7.3 (2002):** Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito (2002). UNI

Normativa regionale

- **D.D.U.O. 28/11/2018 – n. 17589:** “Aggiornamento della modulistica approvata dalla D.G.R. 30 marzo 2016 – n. X/5001 “Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio

delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della L.R. 33/2015)”

- **R.R. 23/11/2017 - n. 7, pubblicato sul B.U.R.L. n. 48, suppl. del 27/11/2017:** “Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell’invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell’articolo 58 bis della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 (Legge per il governo del territorio)”
- **D.G.R. 30/03/2016 – n. X/5001/2016, pubblicata sul B.U.R.L. n. 14 del 07/04/2016:** “Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l’esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della L.R. 33/2015)”
- **D.G.R. 08/10/2015 - n. X/4144, pubblicata sul B.U.R.L. n. 42 S.O. del 13/10/2015:** “Ulteriore differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio approvata con D.G.R. 11 luglio 2014, n. 2129 «Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (L.R. 1/2000, art. 3, comma 108, lett. d)»”
- **D.G.R. 10/10/2014 - n. X/2489, pubblicata sul B.U.R.L. n. 42 S.O. del 14/10/2014:** “Differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio approvata con D.G.R. 21 luglio 2014, n. 2129 «Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, comma 108, lett. d)»”
- **D.G.R. 11/07/2014 - n. X/2129, pubblicata sul B.U.R.L. n. 29 S.O. del 16/07/2014:** “Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, comma 108, lett. d)”
- **Leggi regionali** in materia di pianificazione e di Vincolo Idrogeologico
- **Ordinanze** Autorità di Bacino nazionale, regionale o interregionale

Riferimenti bibliografici

- Regione Lombardia - www.cartografia.regione.lombardia.it - Banche dati del SIT – Ambiente e Territorio, Sistemi informativi tematici
- Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento della Protezione Civile: <http://www.protezionecivile.gov.it/>
- “*Studio geologico del territorio comunale (L.R. n.12/2005 – D.G.R. 28 Maggio 2008 n. 8/7374)*” del Comune di Brebbia, Studio Associato di geologia applicata Dott. Geol Roberto Granata - Dott. Geol. Paolo Granata, Marzo 2013

3. RACCOLTA E ORGANIZZAZIONE DEI DATI ESISTENTI: TERRITORIALI, AMMINISTRATIVI, URBANISTICI, AMBIENTALI (GEOLOGICI, GEOMORFOLOGICI, GEOPEDOLOGICI, GEOTECNICI, IDROGRAFICI E IDROGEOLOGICI)

- ***Mappatura e localizzazione del sito***

L'area oggetto d'indagine, ossia la Fondazione Gaetano e Piera Borghi, è situata in Via Petrarca n. 33, presso la località Brebbia Superiore, e ricade nella porzione orientale del territorio comunale di Brebbia.

Come si evince dall'estratto dell'ortofoto di seguito riportato (Figura 1), il sito oggetto delle indagini geognostiche, in quanto oggetto del progetto di ampliamento della porzione occidentale dell'edificio esistente (con sopraelevazione), ricade in corrispondenza di un settore del territorio comunale a destinazione d'uso mista, prevalentemente residenziale e a verde, con presenza di alcune realtà adibite a servizi.

Figura 1

Estratto ortofoto (Fonte: Geoportale Regione Lombardia)



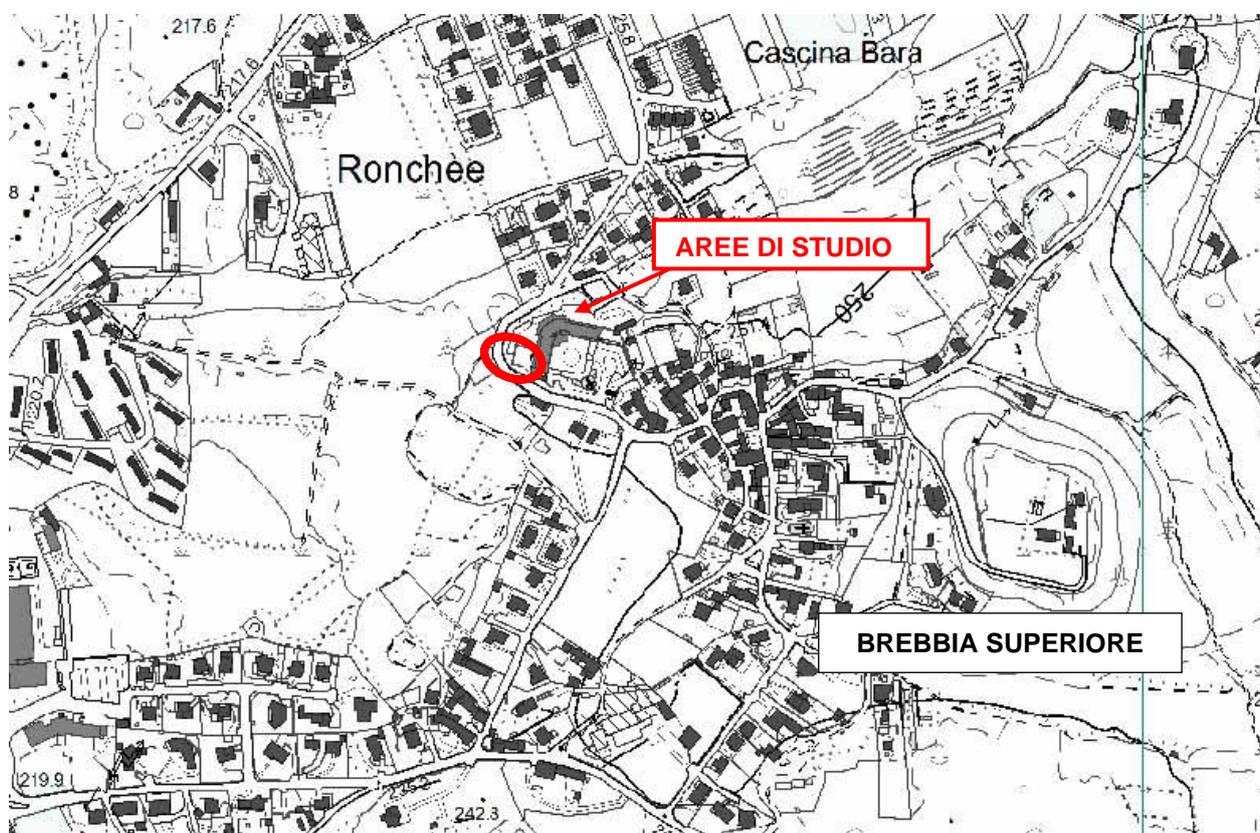
Da un punto di vista corografico, l'area è compresa nella porzione sud-orientale della Sezione A4B4 "Besozzo" della Carta Tecnica Regionale della Regione Lombardia alla scala 1:10.000, di cui di seguito si riporta un estratto (Figura 2).

Il sito oggetto di indagine è posto nel settore del territorio comunale più elevato (Brescia Superiore) ed è caratterizzato da una pendenza media, con una quota topografica variabile da circa 244 a circa 250 m s.l.m. (il sito risulta digradante procedendo verso sud-est, ossia verso l'area ove sorgerà il parcheggio in progetto).

Durante i rilievi in sito non sono stati trovati elementi negativi o pericoli di carattere geomorfologico.

Figura 2

Estratto CTR Regione Lombardia (Fonte: Geoportale Regione Lombardia)



- **Analisi dei Vincoli**

Come si può evincere dall'estratto della "Carta dei Vincoli" di seguito riportato (Figura 3), le aree oggetto del presente studio *non* ricadono all'interno di aree sottoposte a vincoli di natura geologica.

- **Fattibilità geologica delle Azioni di Piano e Unità di Sintesi**

Come si evince dall'estratto della "Carta della Fattibilità geologica" di seguito riportato (Figura 4), sulla base dell'azzoneamento del territorio comunale individuato nello strumento urbanistico vigente, l'area ove è in progetto l'ampliamento dell'edificio esistente ricade in parte nella classe di Fattibilità 2 e in parte nella classe di *Fattibilità Geologica 3 – Fattibilità con consistenti limitazioni*.

Per quanto concerne la porzione centro orientale di quest'area (ricadente in classe 2 – unità di sintesi F.1) vale quanto già dettagliato per l'area ove è prevista la realizzazione del nuovo parcheggio.

Invece, per quanto concerne la porzione più occidentale del sito oggetto di interesse, vige quanto previsto nelle Norme Geologiche di Piano per la Classe di Fattibilità 3, che comprende zone nelle

quali sono state riscontrate consistenti limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica delle destinazioni d'uso dei terreni per l'entità e la natura dei rischi individuati, per il superamento dei quali potrebbero rendersi necessari interventi specifici oppure opere di difesa. L'utilizzo di queste aree per interventi di edificazione è subordinato alla realizzazione di indagini supplementari volte all'acquisizione di informazioni più particolareggiate e alla programmazione di eventuali interventi di tutela e/o protezione.

Nello specifico, sulla base delle unità di sintesi individuate nell'ambito dello studio geologico a supporto del P.G.T. del Comune di Brebbia, la suddetta porzione occidentale dell'edificio esistente oggetto di ampliamento ricade nell'unità "A.13: aree a pericolosità potenziale legata a possibilità di innesco di fenomeni di dissesto valutate in base alla pendenza e alle caratteristiche geotecniche dei terreni", ossia di aree pericolose dal punto di vista dell'instabilità dei versanti in quanto vi sono stati riconosciuti tipici fenomeni di versante, quali limitati smottamenti, solchi di ruscellamento concentrato e diffuso e accumuli di colate detritiche di modesta volumetria. Sono state inserite in questa unità anche le aree nelle quali questi fenomeni non sono sviluppati in modo evidente, ma che presentano simili caratteristiche di acclività e di litologia; si tratta quindi di tutte le aree a pendenza medio-alta impostate su depositi morenici.

All'interno di queste aree devono essere previsti indirizzi urbanistici volti alla limitazione del carico insediativo sul territorio (piccola edilizia residenziale e/o produttiva), poiché si tratta di aree che possono potenzialmente dare luogo a fenomeni di dissesto, specialmente in caso di incontrollata modifica dell'assetto morfologico. Nella classe A.13 ogni nuova opera edificatoria deve essere supportata da una specifica relazione geologica che definisca nel dettaglio le locali caratteristiche stratigrafiche, i processi geomorfologici agenti e le proprietà dei materiali in modo da valutare puntualmente le condizioni di stabilità naturale e in relazione all'opera da realizzarsi. Inoltre, particolare attenzione deve essere posta al controllo delle acque superficiali, al fine di evitare

fenomeni di ruscellamento incontrollato che potrebbero condurre al deterioramento delle condizioni di stabilità delle aree limitrofe.

- **Analisi Mappe Pericolosità e Rischio – Cartografia aree allagabili**

A completamento delle informazioni relative all'inquadramento generale del sito oggetto del presente studio, è stata consultata la cartografia ufficiale delle aree allagabili del PGRA (*Piano di Gestione Rischio Alluvioni*) potenzialmente interessate da alluvioni frequenti, poco frequenti e rare, rappresentate dalle mappe della pericolosità e del rischio aggiornate al 2015 e pubblicate sul GEOPortale della Regione Lombardia, visualizzate attraverso il Servizio di Mappa denominato "Direttiva alluvioni 2007/60/CE – Revisione 2015".

Sulla base di questa consultazione, si segnala che le aree oggetto del presente studio *non* ricadono all'interno di alcuno degli ambiti territoriali individuati dalla citata cartografia.

- **Sintesi delle caratteristiche geologiche, idrogeologiche e sismiche territoriali**

Si riportano di seguito, in sintesi, le principali caratteristiche ambientali del sito in esame:

A) Fonte dei dati

Per la sintesi delle informazioni di seguito riportate si è fatto riferimento in particolare ai dati dei seguenti documenti:

- *“Studio geologico del territorio comunale (L.R. n.12/2005 – D.G.R. 28 Maggio 2008 n. 8/7374)”* del Comune di Brebbia, Studio Associato di geologia applicata Dott. Geol Roberto Granata - Dott. Geol. Paolo Granata, Marzo 2013.

B) Caratterizzazione geologico-stratigrafica, idrogeologica e sismica territoriale

Il Comune di Brebbia, ubicato sulla sponda orientale del Lago Maggiore, presenta un'altitudine massima di ca m 297 s.l.m. (Brebbia Superiore) e minima di m 195 s.l.m. (sponda del Lago Maggiore).

Dal punto di vista morfologico, il territorio comunale si presenta pianeggiante, con due rilievi modesti ubicati nel settore occidentale (Brebbia Superiore) e orientale (Motta Pivione). Gli elementi morfogenetici principali sono rappresentati dal Lago Maggiore e dal Fiume Bardello, unico emissario del Lago di Varese. I fenomeni di erosione ed esondazione legati a questi costituiscono i fattori di maggiore pericolosità geologica. Altri problemi geologici sono individuabili nell'erosione agente lungo gli altri corsi d'acqua, nello scorrimento superficiale delle acque meteoriche non incanalate e nelle scarse proprietà geotecniche dei materiali presenti nelle aree più depresse.

Caratteri geologici e geomorfologici

Come si evince dall'estratto della *“Carta litologica con elementi geologico applicativi”* di seguito riportato (Figura 5), dal punto di vista litologico, in corrispondenza dell'area ove verrà realizzato l'ampliamento dell'edificio esistente è presente la Formazione della Maiolica, ossia il substrato lapideo. Questa unità è rappresentata da calcari micritici ricchi in noduli di selce di colore chiaro e da livelli marnosi. All'interno del territorio comunale, sono stati individuati solo tre affioramenti di questa formazione, limitati al rilievo sul quale sorge la località di Brebbia Superiore.

In tutto il settore nord-orientale il substrato si trova ricoperto da un ridotto spessore di depositi quaternari. La permeabilità di questi materiali è nulla, anche se in funzione del grado di fratturazione locale si possono verificare fenomeni di infiltrazione e circolazione idrica limitati comunque alla parte più superficiale per la chiusura delle fratture con la profondità.

In corrispondenza dei settori del territorio comunale ove è presente la Formazione della Maiolica, le caratteristiche geotecniche risultano buone, anche se variabili in funzione del grado di fratturazione.

Dal punto di vista geomorfologico, come si evince dall'estratto della "*Carta della dinamica geomorfologica*" di seguito riportato (Figura 6), in corrispondenza delle aree oggetto del presente studio non sono stati individuati elementi di particolare rilevanza.

Si segnala, tuttavia, che nelle aree limitrofe sono stati individuati fenomeni di ruscellamento concentrato e aree di ristagno di acqua.

Caratteri idrogeologici

Nell'ambito dello studio geologico a supporto del P.G.T. del Comune di Brebbia, è stato ricostruito un modello idrogeologico sotterraneo caratterizzato dalla presenza di tre differenti unità idrogeologiche sovrapposte, costituenti un acquifero a tipologia freatica; sono, infatti, state individuate tre litozone, corrispondenti ad altrettante unità idrogeologiche, nel dettaglio:

- *Litozona sabbioso-limosa* – individuabile dal p.c. fino alla profondità di 15/20 m, costituita da alternanze di sabbie e ghiaie in matrice limosa; la permeabilità è medio-bassa; nella porzione più superficiale è frequente la presenza di frazioni argillose nella matrice, che localmente possono conferire un carattere semiconfinato all'acquifero, altrimenti freatico;
- *Litozona sabbioso ghiaiosa* – caratterizzata da intercalazioni di livelli ghiaioso-sabbiosi e sabbioso-limosi (limitati alla parte più superficiale); la permeabilità media è abbastanza

elevata; questa unità è sede di un acquifero semi-confinato o confinato, che costituisce la principale fonte di approvvigionamento idrico;

- *Substrato roccioso* - costituito dai calcari micritici della Formazione della Maiolica, ove la permeabilità è nulla, anche se in funzione del grado di fratturazione locale si possono

verificare fenomeni di infiltrazione e circolazione idrica limitati comunque alla parte più superficiale per la chiusura delle fratture con la profondità.

Come si può evincere dalla “*Carta degli elementi idrogeologici*” (Figura 7), in corrispondenza dell’area della Fondazione Gaetano e Piera Borghi e della zona ove sorgerà il nuovo parcheggio, la vulnerabilità intrinseca dell’acquifero si presenta medio-bassa.

Per quanto concerne, infine, le classi di permeabilità, la porzione del sito ove si trova l’edificio oggetto di ampliamento presenta una permeabilità secondaria per fratturazione variabile da bassa a nulla, mentre in corrispondenza del sito ove sorgeranno i nuovi parcheggi, la presenza dei depositi glaciali determina una permeabilità primaria da media a bassa.

Infine, come si può osservare dall’estratto della “*Carta degli elementi idrografici, idrologici e idraulici*” (Figura 8), a sud-ovest rispetto all’area ove sorge la Fondazione Gaetano e Piera Borghi è presente un corso d’acqua minore denominato Fosso Villaggio Europa, ossia un piccolo corso d’acqua che si origina a valle di Brebbia Superiore e viene intubato a monte di piazza A. Moro.

Piezometria

Sulla base di quanto riportato nello studio geologico a supporto del P.G.T. del Comune di Brebbia, la mancanza di un numero significativo di punti di captazione non ha consentito la predisposizione di una carta piezometrica sull’intero territorio comunale. In base ai dati disponibili (rilievo piezometrico dei pozzi comunali e osservazioni in sito) è stata comunque ipotizzata la presenza di una falda superficiale con direzione NNO-SSE, drenata dal lago Maggiore.

Come si può evincere dalla “*Carta degli elementi idrogeologici*” (Figura 7), nell’ambito dello studio geologico a supporto del P.G.T., non è stato possibile realizzare ipotesi in merito alla presenza della falda acquifera in corrispondenza dell’area della Fondazione Gaetano e Piera Borghi.

Caratteri sismici

La risposta a una sollecitazione dinamica è funzione anche delle particolari condizioni geologiche e geomorfologiche proprie di una determinata zona; le condizioni locali possono quindi influenzare, in occasione di eventi sismici, la pericolosità sismica di base producendo effetti diversi da

considerare nella valutazione generale della pericolosità sismica dell’area e, di conseguenza, negli indirizzi di pianificazione urbanistica e di progettazione degli interventi edificatori.

La classificazione costituisce la pericolosità sismica di base che deve essere verificata e approfondita in fase di pianificazione territoriale e geologica.

Secondo la D.G.R. di Regione Lombardia 11 luglio 2014 n. X/2129, pubblicata sul B.U.R.L. n. 29 S.O. del 16/07/2014, che ha proposto l'aggiornamento della classificazione sismica del territorio lombardo, il Comune di Brebbia (VA) ricade in zona sismica 4 (quella a minor grado di sismicità).

La suddetta delibera è entrata in vigore a partire dal 10 Aprile 2016 in seguito alla proroga definita da Regione Lombardia con D.G.R. 08 Ottobre 2015 - n. X/4144 "Ulteriore differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio approvata con D.G.R. 11 luglio 2014, n. 2129 «Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (L.R. 1/2000, art. 3, comma 108, lett. d)»" (successiva al differimento stabilito precedentemente con D.G.R. 10 Ottobre 2014, n. X/2489).

Inoltre, a partire dal 10 Aprile 2016, pertanto contestualmente all'entrata in vigore della nuova zonazione sismica, decorre anche l'efficacia della D.G.R. 30 Marzo 2016 n. X/5001 "Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della L.R. 33/2015)" che, dal punto di vista geologico, introduce anche le seguenti novità di carattere geologico:

- indicazione di un percorso guidato per gli approfondimenti sismici richiesti nelle diverse zone di pericolosità sismica locale di livello I individuate nei PGT;
- introduzione dei controlli sui progetti e sulle costruzioni anche nelle zone sismiche 3 e 4.

Tale normativa deve essere applicata in tutto il territorio regionale alle seguenti tipologie di opere:

- nuove costruzioni edilizie;
- costruzioni edilizie esistenti laddove siano previsti interventi di adeguamento sismico;
- sistemi geotecnici (fondazioni, opere di sostegno, ecc.) ove siano previsti interventi di nuova costruzione, adeguamento sismico, miglioramento sismico o riparazione locale.

Per i comuni come Brebbia, ricadenti in zona sismica 4, l'applicazione dei livelli di approfondimento è così regolata (ai sensi della D.G.R. IX/2616/2011):

- *livello II*: si applica in fase pianificatoria solo per edifici strategici e rilevanti di nuova previsione (elenco tipologico di cui al D.D.U.O. n. 19904/03) nelle zone di pericolosità sismica locale suscettibili di amplificazioni topografiche e/o litologiche (PSL Z3 e Z4);
- *livello III*: si applica in fase progettuale nelle aree indagate con il livello II quando il fattore di amplificazione calcolato supera il fattore soglia comunale e nelle zone di pericolosità sismica

locale suscettibili di effetti di instabilità o cedimenti e/o liquefazioni (PSL Z1 e Z2) solo per edifici strategici e rilevanti.

 www.bio-data.it		Rif.: 0722 – B /R/20
dr. geol. LUCA FONTANA CASTELSEPRIO	D.G.R. IX2616/2011 – D.M. 17/01/2018	pag. 17

Sulla base dell'analisi del rischio sismico condotta nell'ambito della redazione dello strumento urbanistico vigente adottando la procedura di I livello allo scopo di individuare le zone

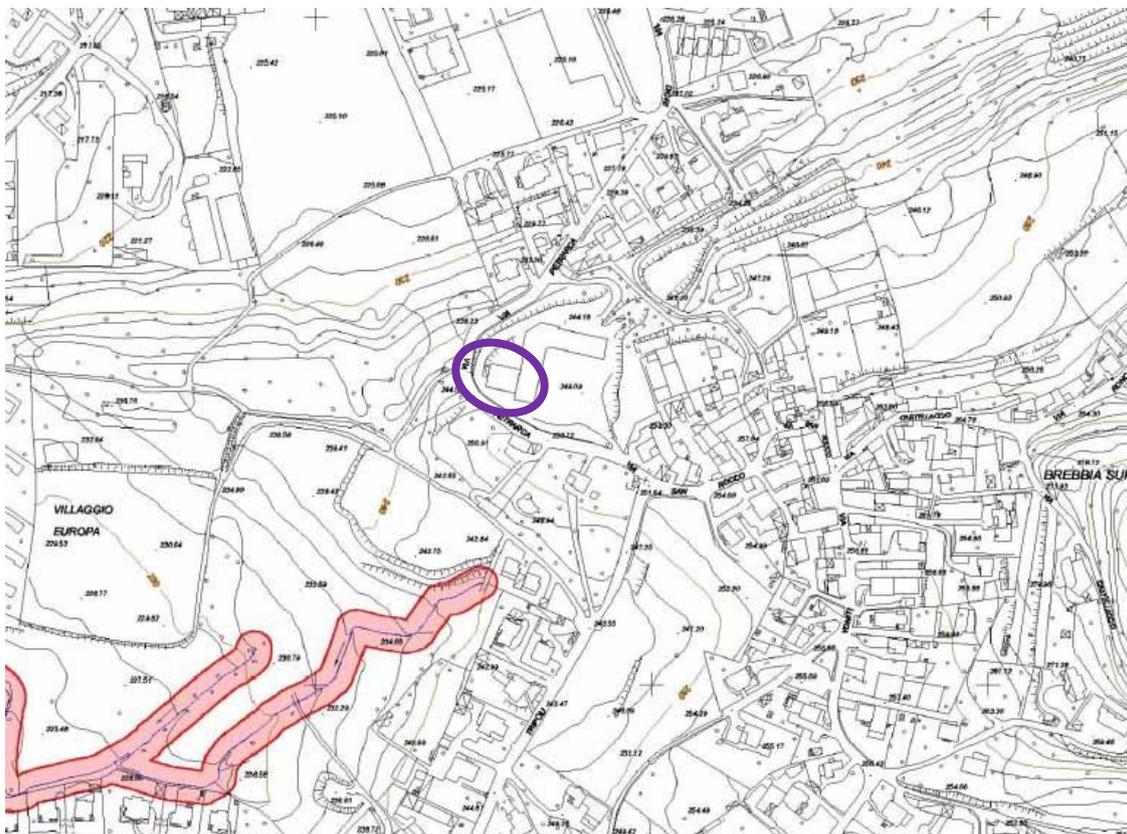
caratterizzate da specifici scenari di pericolosità sismica locale (PSL), come si evince dall'estratto della *“Carta della pericolosità sismica locale”* di seguito riportato (Figura 9), le caratteristiche litologiche descritte nel paragrafo *“Caratteri geologici e geomorfologici”* della presente relazione sono strettamente correlate all'attribuzione alla porzione più occidentale dell'edificio esistente oggetto dell'ampliamento lo scenario di pericolosità sismica locale Z1c *“zona potenzialmente franosa o esposta a rischio di frana”*. Questo scenario comprende, infatti, aree nelle quali, in base a considerazioni sulla litologia dei terreni affioranti e sulla pendenza, oltre che dalle evidenze in sito, si ritengono possibili fenomeni di dissesto - si tratta delle aree di versante maggiormente acclivi (rilievi morenici di Ghiggerima, Motta Pivione e Brebbia Superiore) e delle principali incisioni vallive (Fiume Bardello, Fosso Brughiera I).

Ai sensi della DGR IX/2616/2011 nelle zone di pericolosità sismica locale suscettibili di effetti di instabilità (PSL Z1), la normativa sismica prevede, essendo il nostro edificio di tipo *“Rilevante”* (Classe d'Uso IV), l'applicazione del terzo livello di approfondimento in fase progettuale che potrà essere tralasciato nella condizione in cui, da analisi di verifica di stabilità del versante sia allo stato di fatto che di progetto risultasse un fattore di sicurezza ≥ 1.1 così come previsto dal D.M. 2018.

Estratti tavole tematiche

Di seguito si riportano gli estratti delle tavole corredate al documento *“Studio geologico del territorio comunale (L.R. n.12/2005 – D.G.R. 28 Maggio 2008 n. 8/7374)”* del Comune di Brebbia, redatto a cura dello Studio Associato di geologia applicata Dott. Geol Roberto Granata - Dott. Geol. Paolo Granata (Marzo 2013), utili al fine di fornire un esaustivo inquadramento generale dell'area in esame (evidenziata nelle figure mediante un *simbolo viola*).

Estratto della "Carta dei Vincoli"



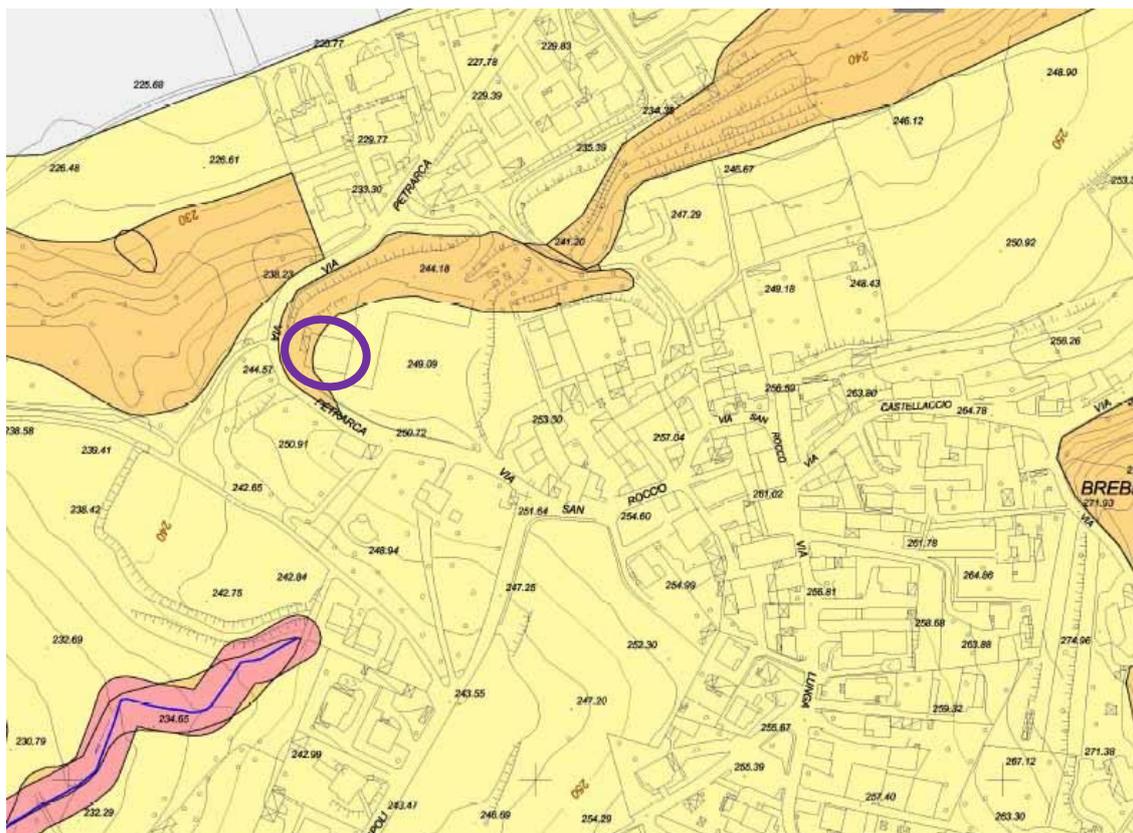
VINCOLI DI POLIZIA IDRAULICA



Fascia di tutela assoluta

Figura 4

Estratto della “Carta della fattibilità geologica”



Classi di fattibilità geologica



Classe 1 - Fattibilità senza particolari limitazioni

F2 - Aree da debolmente acclivi a pianeggianti con fenomeni geologici ed idrogeologici non rilevanti



Classe 2 - Fattibilità con modeste limitazioni

F1 - Aree di versante mediamente acclive interessate da limitati fenomeni di dilavamento



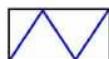
Classe 3 - Fattibilità con consistenti limitazioni

A13 - Aree a pericolosità potenziale legata a possibilità di innesco di fenomeni di dissesto valutate in base alla pendenza e alle caratteristiche geotecniche dei terreni



Classe 4 - Fattibilità con gravi limitazioni

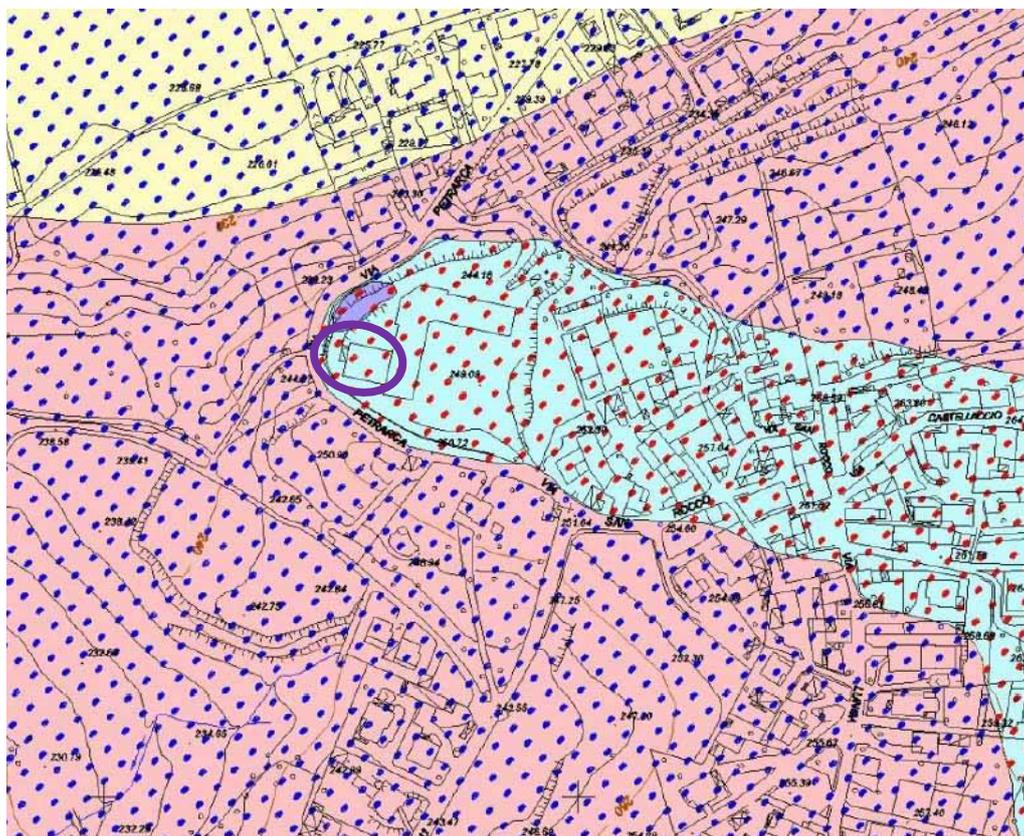
C7 - Aree interessabili da fenomeni di erosione fluviale



Corsi d'acqua (in tratteggio i tratti tombinati)

Figura 5

Estratto della “Carta litologica con elementi geologico applicativi”



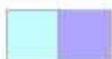
Litologia



Ciottoli, ghiaie, sabbie e limi
Litozone: a) Limi argillosi; b) sabbie medio fini;
c) Ciottoli, ghiaie e sabbie



Sabbie, ghiaie e ciottoli in matrice limosa



Calcri micritici (Formazione della Maiolica)

Elementi di prima caratterizzazione geotecnica



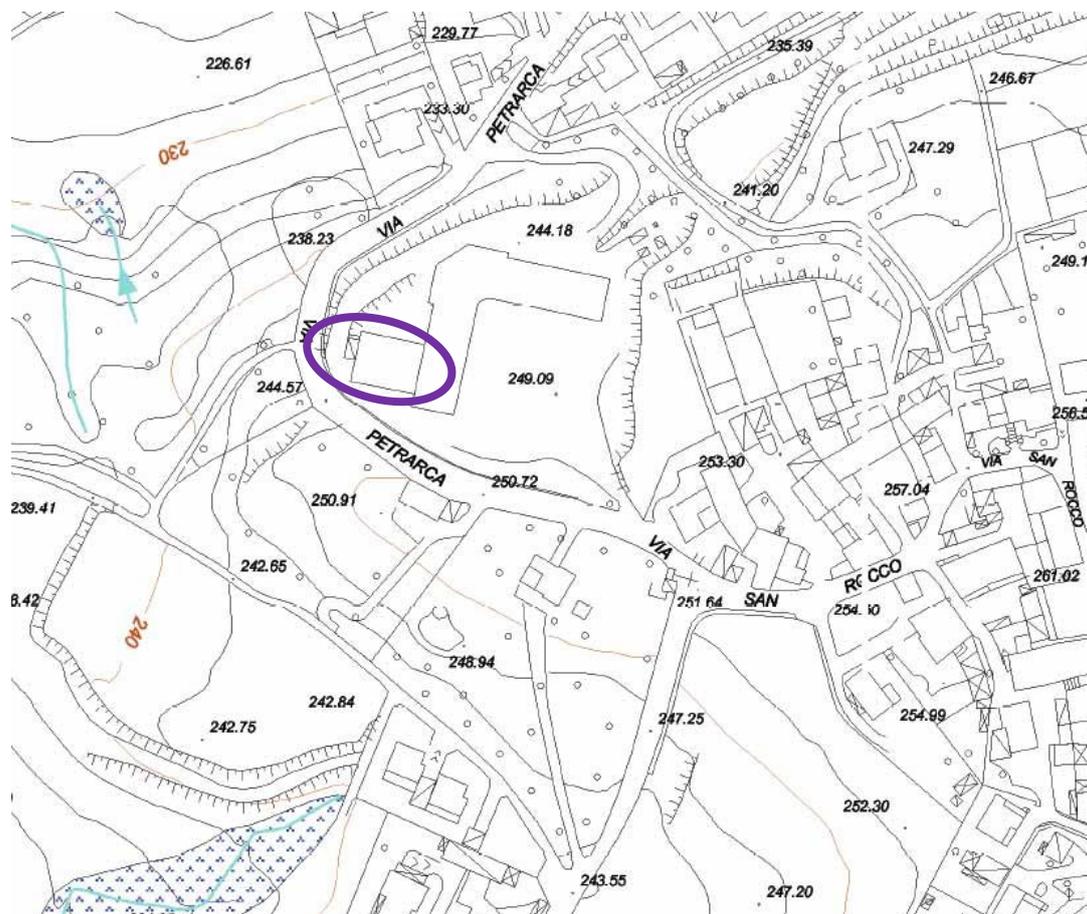
Unità 2 - Caratteristiche geotecniche discrete



Unità 3 - Caratteristiche geotecniche buone (variabili con il grado di fratturazione)

Figura 6

Estratto della carta "Carta della dinamica geomorfologica"



Forme, processi e depositi legati all'azione della gravità



Ruscellamento concentrato

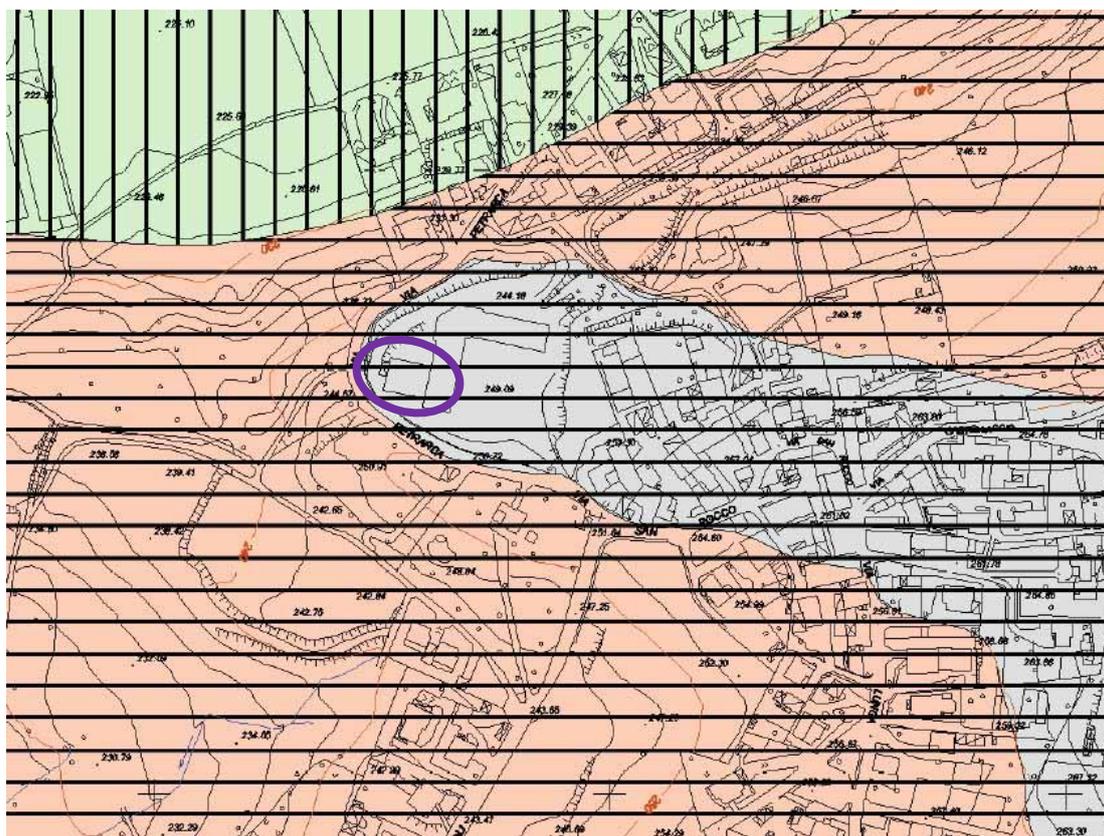
Forme, processi e depositi legati all'azione delle acque incanalate



Area di ristagno d'acqua

Figura 7

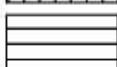
Estratto della "Carta degli elementi idrogeologici"



Vulnerabilità intrinseca dell'acquifero



Vulnerabilità media



Vulnerabilità medio-bassa

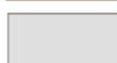
Classi di permeabilità



Permeabilità primaria da media ad alta



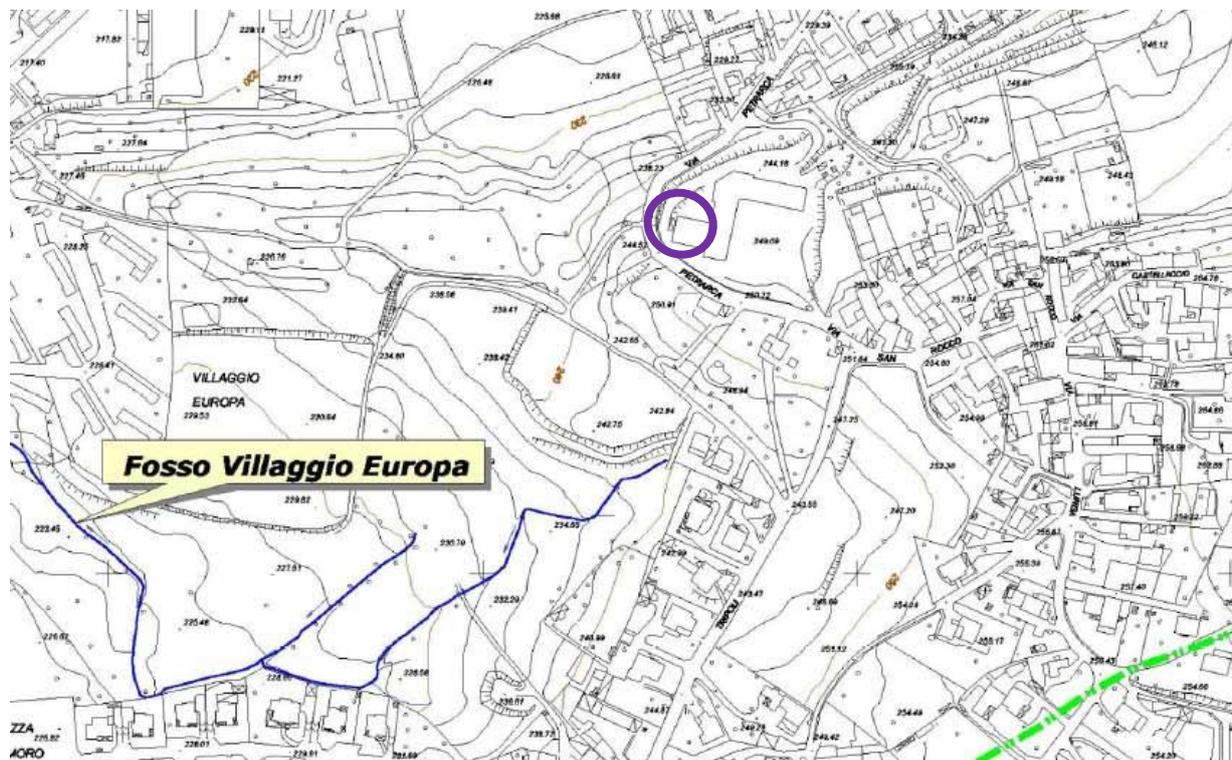
Permeabilità primaria da media a bassa



Permeabilità secondaria per fratturazione da bassa a nulla

Figura 8

Estratto della "Carta degli elementi idrografici, idrologici e idraulici"



Corsi d'acqua



Corsi d'acqua minori

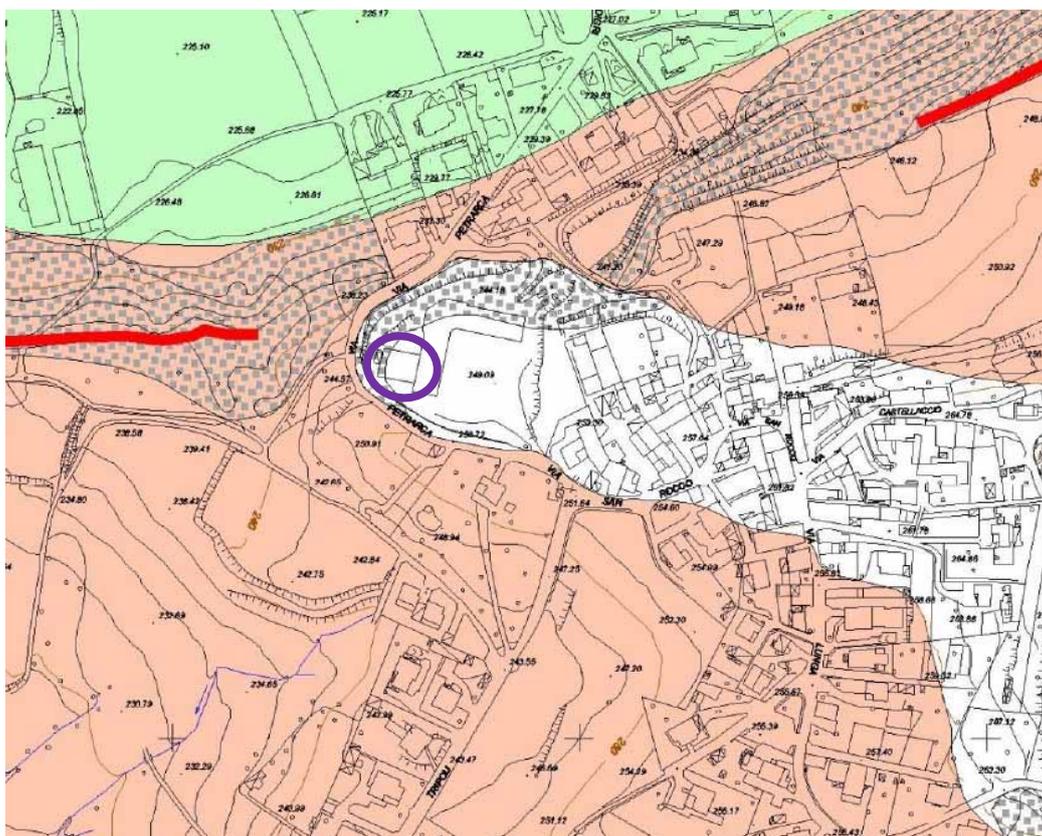
Bacini idrografici



Limite di bacino idrografico principale

Figura 9

Estratto della "Carta della pericolosità sismica locale"



SCENARI DI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

Instabilità



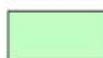
Z1c - Zona potenzialmente franosa o esposta a rischio di frana

Amplificazioni topografiche



Z3a - Zona di ciglio (H > 10 m)

Amplificazioni litologiche e geometriche



Z4a - Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali



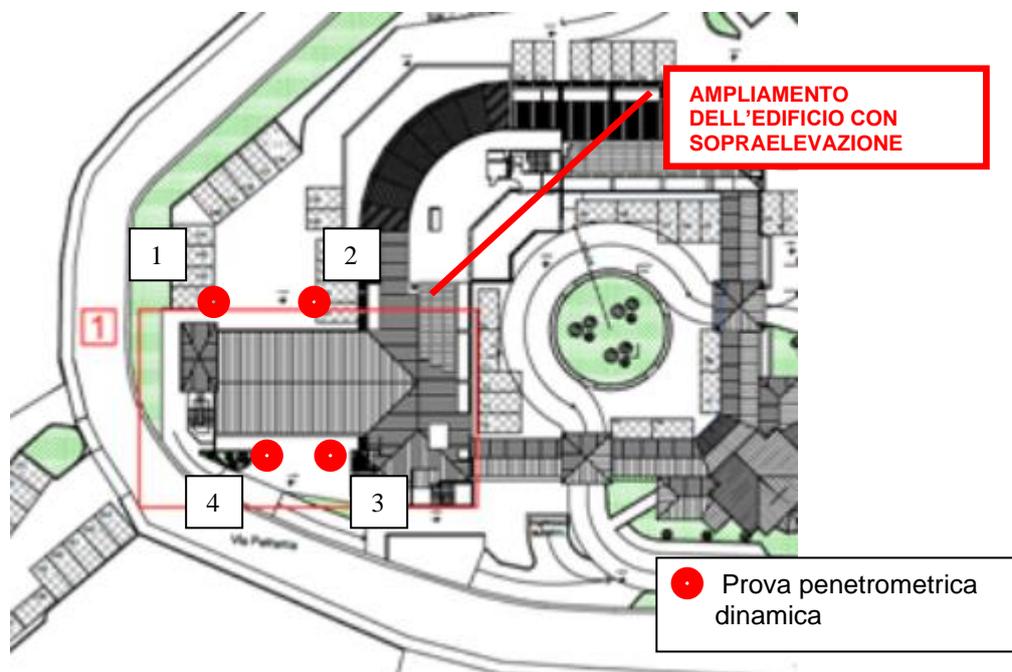
Z4c - Zona morenica

4. INDAGINE GEOGNOSTICA

Al fine di definire le caratteristiche litologiche, fisiche, sismiche e meccaniche dei terreni costituenti il primo sottosuolo all'interno dell'area in cui verrà realizzato il solo ampliamento della porzione occidentale del poliambulatorio è stata eseguita nel mese di Gennaio 2020 una campagna di indagine geognostica articolata nelle seguenti indagini:

- N°4 Prove Penetrometriche dinamiche spinte fino ad una profondità sufficiente per definire le caratteristiche fisiche e geomeccaniche dei terreni che andranno ad interagire con le strutture di fondazione.
- N°1 indagine geofisica passiva a stazione singola HVSR finalizzata all'acquisizione, sulla base della velocità di propagazione delle onde di taglio VS, della stratigrafia e categoria sismica del sottosuolo.

Negli estratti di mappa di seguito riportati sono indicate la posizione dei punti di indagine delle campagne descritte



.4.1 PROVE PENETROMETRICHE

Metodologia di indagine

Le principali caratteristiche tecniche del penetrometro sono:

<i>Massa del maglio</i>	30 kg
<i>Altezza di caduta</i>	20 cm
<i>Peso testa di battuta, asta di guida, ecc.</i>	18 kg
<i>Lunghezza aste</i>	1 m
<i>Massa aste</i>	2,5 kg
<i>Diametro esterno delle aste</i>	20 mm
<i>Diametro base punta conica</i>	35,7 mm
<i>Angolo apertura cono</i>	60°
<i>Lunghezza complessiva punta</i>	41 mm

Nella seguente tabella si riporta una sintesi delle profondità massime raggiunte durante l'esecuzione delle prove. I risultati sono, invece, forniti elaborati stratigrafici allegati (cfr. Allegato 1). Le prove dp_1 e dp_2 sono state eseguite a partire da quota 0.0 piano cortile, mentre le prove dp_3 e dp_4 a partire da + 3.3 m da quota 0.0 piano cortile.

Prova	Profondità raggiunta [m da quota 0.0 p.c. prova]
DP_1	- 1.8
DP_2	- 1.3
DP_3	- 1.6
DP_4	- 4.9

Figura 10

Prova penetrometrica DP1



Figura 11

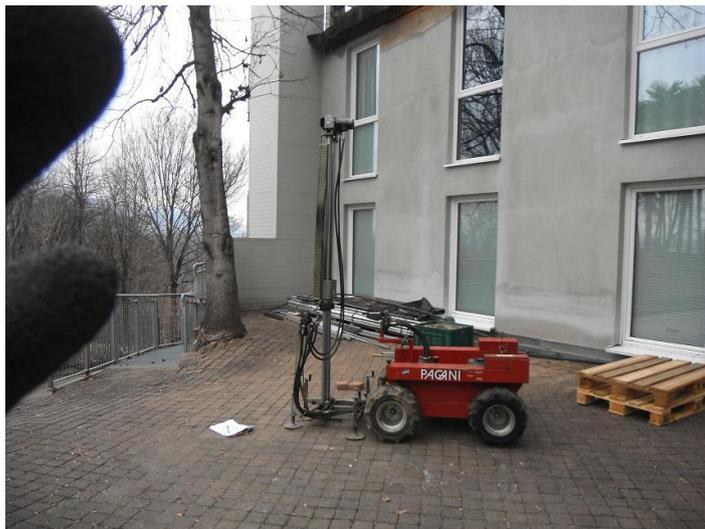
Prova penetrometrica DP2



Figura 12

Prova penetrometrica DP3



Figura 13**Prova penetrometrica DP3****Elaborazione**

In Allegato 1, sono riportate le tabelle e i grafici relativi alle prove DP realizzate.

Nel dettaglio, l'allegato presenta delle informazioni generali relative alle prove, quali il committente, la località di esecuzione dell'indagine, la data di esecuzione della prova, la quota di inizio della prova e la profondità di rilevamento della falda eventualmente presente e comprende principalmente:

- un diagramma che rappresenta, in ascisse, il numero di colpi relativi all'avanzamento della punta di 10 cm e, in ordinate, la profondità relativa in metri, fino a quella massima raggiunta;
- una tabella che riporta i valori numerici dei diagrammi suddetti.

La correlazione tra i dati ottenuti e la prova SPT standard è stata effettuata utilizzando un coefficiente correttivo [$N_{SPT} = N_{10} \times 0,77$] che tiene conto delle differenze esistenti tra i due tipi di prova.

A partire dai valori di N_{SPT} calcolati sono stati ricavati i valori di N_{SPT} corretti in funzione del confinamento laterale (N_1), i valori di densità relativa e angolo di attrito dei terreni, i valori di velocità di propagazione delle onde di taglio e del modulo di elasticità.

In particolare i valori di N_1 sono stati ottenuti a partire dai valori di N_{SPT} sulla base della seguente equazione:

$$N_1 = N_{SPT} / \sigma'_{v0}{}^{0.56} \quad [\text{Jamiołkowski et al., 1985}]$$

Nei livelli granulari la densità relativa è stata calcolata a partire dai valori di N_1 in accordo alle seguenti equazioni ricavate dall'analisi di numerose evidenze sperimentali [Skempton, 1986]:

$$D_r = [(N_1)_{60} / (71.7 * (N_1)_{60}^{-0.056})]^{0.5} \quad \text{per } (N_1)_{60} > 8$$

$$D_r = [(N_1)_{60} / (296.6 * (N_1)_{60}^{-0.728})]^{0.5} \quad \text{per } (N_1)_{60} \leq 8$$

dove $(N_1)_{60} = N_1$ in base a considerazioni relative al rendimento medio dell'attrezzatura impiegata per le prove SPT e pari a circa il 60%

L'angolo di attrito dei terreni investigati è stato determinato sulla base dei valori di densità relativa e della natura dei terreni attraversati, in accordo alla procedura US NAVY - NAV FAC DM7 – 1982, mentre l'angolo d'attrito a volume costante φ'_{cv} è stato stimato in funzione della densità relativa D_r del materiale in accordo alla relazione proposta da Bolton (1986):

$$\sigma'_p = \sigma'_{cv} + 3 D_D$$

dove:

$$D_D = D_r (10 - \ln p') - 1$$

con p' = tensione principale (pressione media efficace di rottura).

In alternativa alla relazione di Bolton (1986) si può anche ricorrere a un valore "ridotto" dell'angolo di resistenza al taglio ($\varphi'R$) pari, secondo la formulazione di Terzaghi, a:

$$\tan \varphi'R = 0,67 * \tan \varphi'$$

Tale approccio risulta decisamente conservativo secondo VESIC, che propone la seguente relazione:

$$\tan \varphi'R = [0,67 + D_r - 0,75 * D_r^2] \tan \varphi'$$

valida per $0 < D_r < 67\%$.

I parametri di deformabilità dei terreni sono stati ottenuti a partire dai valori di velocità di propagazione delle onde di taglio V_s ricavati indirettamente dai valori di resistenza alla penetrazione standard N_{SPT} attraverso la correlazione di Yoshida et alii (1988):

$$V_S = 55 * N_{SPT}^{0.25} * \sigma'_{vo}{}^{0.14}$$

dove:

σ'_{vo} = tensione geostatica efficace

A partire dai valori di V_S ottenuti sono stati quindi calcolati i valori di modulo di elasticità iniziale E_i dalle relazioni $G_i = \gamma \cdot V_S^2$ (dove G_i rappresenta il modulo di taglio iniziale e γ il peso di volume del terreno) e $E_i = G_i \cdot 2(1 + \mu)$, dove μ è il coefficiente di Poisson del terreno assunto.

Dai valori di E_i sono quindi stati ricavati, sulla base delle curve di decadimento del modulo di elasticità in funzione della deformazione, i moduli di elasticità drenati presentati nello schema delle pagine seguenti; in particolare il valore del modulo operativo è stato ricavato sulla base del rapporto $E_i / E = 10$ per i valori di deformazione di riferimento.

I risultati delle elaborazioni dei dati delle prove penetrometriche dinamiche sono mostrati in dettaglio nell'Allegato 2, dove sono riportati, in funzione della profondità, i seguenti parametri:

- valori di NSPT calcolati;
- valori di NSPT corretti in funzione del confinamento laterale (N1);
- valori calcolati di densità relativa e angolo di attrito dei terreni;
- valori di velocità di propagazione delle onde di taglio ed il modulo di elasticità.

Risultati

Di seguito si riporta il modello geotecnico adottato per le successive calcolazioni. Si precisa che la determinazione dei parametri geotecnici di riferimento dei terreni in esame è stata condotta mediante elaborazione statistica di tutti i dati disponibili, che ha permesso di determinare i principali elementi di statistica descrittiva della popolazione di dati, espressi da media, valore caratteristico e deviazione standard. In particolare la variabilità statistica dei parametri fisici e delle velocità di propagazione delle onde di taglio è espressa da distribuzioni attorno alla media (valore caratteristico inferiore – valore caratteristico superiore), mentre la resistenza alla penetrazione standard, la densità relativa ed i parametri di resistenza e deformabilità sono rappresentati da distribuzioni comprese tra il valore caratteristico inferiore e la media. In merito alla determinazione del valore caratteristico inferiore si precisa che in accordo ai più recenti orientamenti in campo geotecnico in luogo del valore espresso dal 5° percentile dei dati campionati, che risulta in genere eccessivamente cautelativo, si è fatto ricorso al metodo previsto dalla norma EN1990 che esprime tale valore a mezzo della seguente relazione:

$$x_k = x_m (1 - V_x/2)$$

con: x_k = valore caratteristico inferiore del parametro x

x_m = valore medio del parametro x

V_x = coefficiente di variazione del parametro x

Tale approccio consente di tenere implicitamente conto delle ridotte dimensioni geometriche del dato campionato (da pochi centimetri a qualche decimetro) in rapporto allo sviluppo delle potenziali superfici di rottura (diversi metri), ed è conforme a quanto prescritto dall'Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – in base a cui il valore caratteristico deve corrispondere ad una valutazione cautelativa del valore medio assunto dal parametro considerato all'interno del volume di terreno coinvolto nella mobilitazione dello stato limite ultimo.

Durante le prove, che sono state eseguite come visto a partire rispettivamente per le prova n°1 e n°2 da quota 0.0 piano cortile mentre per le prova n°3 e n°4 da + 3.3 m da quota 0.0 piano cortile è stata raggiunta come anticipato nella tabella riprodotto ad inizio capitolo una profondità variabile compresa tra – 1.3/1.8 m da quota 0.0 piano campagna prova n°1, n°2 e n°3 e – 4.9 m da quota 0.0 p.c. prova n°4 condizionate dalla presenza del substrato roccioso presente al di sotto dell'orizzonte superficiale di riporto.

Per quanto riguarda le caratteristiche geolitologiche si osserva, fino alla profondità massima di prova, una certa omogeneità con in superficie terreni di riporto di natura mista ascrivibili a limi, sabbie limose con ghiaie e ciottoli di forma prevalentemente subangolare e di dimensioni eterometriche in percentuali differenti poggianti su un "substrato" di natura lapidea riconducibile ai calcari micritici della Formazione della Maiolica.

In dettaglio a partire da quota 0.0 piano campagna attuale l'elaborazione dei dati acquisiti in fase di indagine geognostica ha permesso di identificare una copertura superficiale riconducibili da un punto di vista sia litologico che geotecnico alle seguenti litozone:

Litozona 1A: di spessore variabile compreso tra 0.6 m e 1.0 m riconducibile a terreno di riporto di natura ghiaioso sabbioso con sietotli e frammenti lateritici con stato di addnesmaento compatto (Nspt = 12 - 25); sabbioso debolmente limoso con abbondanti resti vegetali con stato di addensamento molto sciolto (Nspt = 2 - 3)

Litozona 1B: presente al di sotto della litozona 1A avente spessori variabili compresi tra 0.6 m e 1.0 m nell'intonro dei punti di prova n°1 e n°2 e 2.7 m nell'intonro del punto di prova n°4 ascrivibile a limo e sabbia limosa con rari ciottoli di natura prevalentemente antropica (terreno di riporto) con stato di addensamento molto sciolto (Nspt = 2 - 4).

Al di sotto della Litozona 1, a partire da una profondità rispettivamente pari a - 1.1 m da quota 0.0 p.c. prova n°2 e n°3, - 1.7 m da quota 0.0 p.c. prova n°1 e - 4.8 m da quota 0.0 p.c. prova n°4 le indagini hanno evidenziato la presenza del substrato roccioso ascrivibile ai calcari micritici della Formazione della Maiolica. Il substrato è caratterizzato comunque al tetto da uno strato detritico (regolite) costituito da frammenti di grosse dimensioni avente caratteristiche geomeccaniche più scadenti rispetto alla roccia sana il quale andrà ad interagire in modo diretto con le strutture di fondazione. Lo spessore dello strato regolitico non si è potuto determinare con le prove penetrometriche in quanto si è avuto immediatamente rifiuto all'infissione della punta penetrometrica con numero di colpi (per intervallo di infissione) di molto superiori al limite accettabile dallo strumento ($N_{10} > 100$ colpi).

Per quanto riguarda la presenza/assenza di eventuali vene d'acqua superficiali contenute nel primo sottosuolo è stata posta particolare attenzione alla presenza di eventuali tracce di umidità sulle aste in fase di estrazione della punta penetrometrica.

Le osservazioni eseguite hanno dato esito negativo rilevando la presenza di terreno asciutto almeno fino alla massima profondità raggiunta dalle prove.

Non si esclude comunque la formazione di vene d'acqua superficiali a contatto con il substrato roccioso semimpermeabile. Queste potrebbero interferire con le strutture di fondazione.

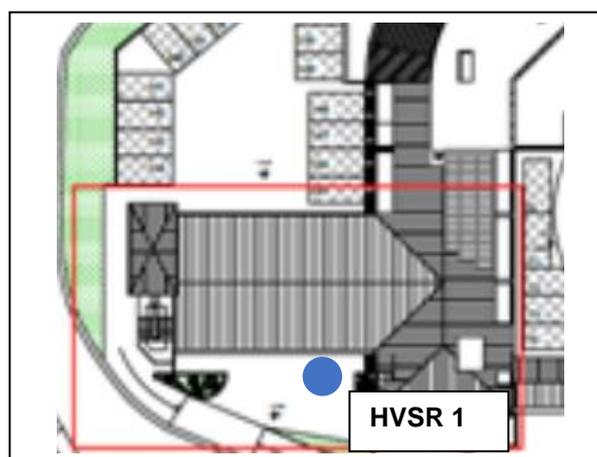
Le caratteristiche geotecniche dei terreni rilevati sono state mediate e riassunte nella seguente sezione.

4.2 INDAGINE SISMICA – HVSR

Per una stima delle frequenze di risonanza e della velocità V_s è stata condotta una prova sismica passiva a stazione singola con tromografo digitale.



Strumentazione usata per prova sismica passiva. Tromino® By Micromed S.p.A.



Cenni teorici

La tecnica utilizzata prevede la registrazione dei microtremori sismici attraverso una terna di geofoni (due orizzontali ed uno verticale) installati nella stazione di registrazione posta a diretto contatto col suolo da investigare.

Il microtremore sismico è l'insieme delle sollecitazioni sismiche superficiali di piccola intensità generate da fenomeni naturali (maree, vento, vulcani, movimenti nel sottosuolo etc) o artificiali (strade, ferrovie, industrie etc) che sono sempre presenti nel sottosuolo.

Queste sollecitazioni sismiche si propagano al bedrock attraverso le onde di superficie (onde di Love, onde di Rayleigh etc) che sono caratterizzate da una legge di attenuazione poco sensibile alla distanza considerata e quindi molto persistenti.

Registrando il segnale sismico dalla superficie (sito di misura) ed elaborandolo secondo il metodo HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio, cioè rapporto spettrale H/V) si noteranno alcuni picchi di amplificazione caratterizzati da una frequenza e da una ampiezza.

Questi picchi dipendono da fenomeni litostratigrafici (risonanza) o da fenomeni antropici (disturbi): i primi danno informazioni sul sottosuolo perché dipendono dallo spessore degli strati attraversati e dal loro contrasto di rigidità, mentre i secondi non danno informazioni utili perché dipendono dalla sorgente antropica del disturbo.

Interpretando i picchi stratigrafici è quindi possibile ricostruire la stratigrafia sismica del sottosuolo, previa una corretta "pulizia" del segnale eliminando i transienti dovute a sollecitazioni antropiche vicine.

Si interpretano i diversi picchi partendo da quello a frequenza più alta (sulla destra del grafico) e procedendo verso quelli a frequenza più bassa (sulla sinistra del grafico), tenendo presente che i primi esprimono interfacce superficiali, i secondi esprimono interfacce profonde.

Tutti i picchi devono soddisfare l'equazione:

$$V = 4 \cdot H \cdot F$$

dove:

V = velocità dello strato (m/s)

H = spessore dello strato (m)

F = frequenza del picco (Hz)

L'interpretazione del primo picco è quindi viziata dalla presenza di due incognite (spessore e velocità) con una sola equazione; per risolvere il problema è allora necessario vincolare una di queste due incognite (velocità o spessore) desumendola da altri dati geologici (es scavi, prove penetrometriche, pozzi etc), per poi calcolare l'incognita rimasta; una volta risolta l'equazione per il primo strato, è possibile senza ulteriori problemi interpretare anche gli strati sottostanti perché si conoscono, oltre alle frequenze, anche il fattore di amplificazione della velocità relativo allo strato sovrastante.

Il software dedicato (Grilla®) ricostruisce la curva sintetica H/V del modello sismico preparato dall'operatore, sovrapponendola al grafico sperimentale; quando questa curva (di colore blu) si accorda bene con quella sperimentale (di colore rosso), significa che il modello sismico proposto è compatibile con la misura registrata.

Poiché il software restituisce anche la velocità V_s dei diversi strati attraversati, mediando e ponderando i valori dei primi 30 m si ottiene anche il valore di V_{s30} , richiesto dalla normativa (NTC 2008) per calcolare la categoria di sottosuolo e quindi il coefficiente di amplificazione stratigrafica del sito, necessario per ottenere il valore dell'azione sismica di progetto agente sulle strutture.

Elaborazione ed interpretazione

Nel caso specifico si è eseguito una prova, ubicata a ridosso del fabbricato oggetto di intervento. L'acquisizione è stata fatta a 128 Hz per un tempo di 12 minuti, ritenuto sufficiente per avere una buona attendibilità statistica dei dati raccolti con finestre di analisi di 20 secondi.

Non avendo a disposizione vincoli stratigrafici da altre prove geotecniche, l'interpretazione è stata basata su una stima cautelativa della V_s del primo strato.

Per l'interpretazione si è proceduto con il seguente schema:

- analisi delle frequenze comprese tra 2 e 64 Hz ritenute utili per scopi geotecnici;
- ricerca di tutti i picchi H/V con amplificazione o riduzioni con fattore almeno 1.5;
- scarto dei picchi attribuibili a disturbi da azioni antropiche;
- associazione tra il primo picco e la prima interfaccia ipotizzando le V_s del primo strato in un intervallo ragionevole per la tipologia di terreno osservato;
- verifica per il picco di riferimento della relazione $V = 4 \cdot H \cdot F$;
- ricerca del best fitting dei picchi significativi con modelli semplici a 3-4 strati.

Tenuto conto che:

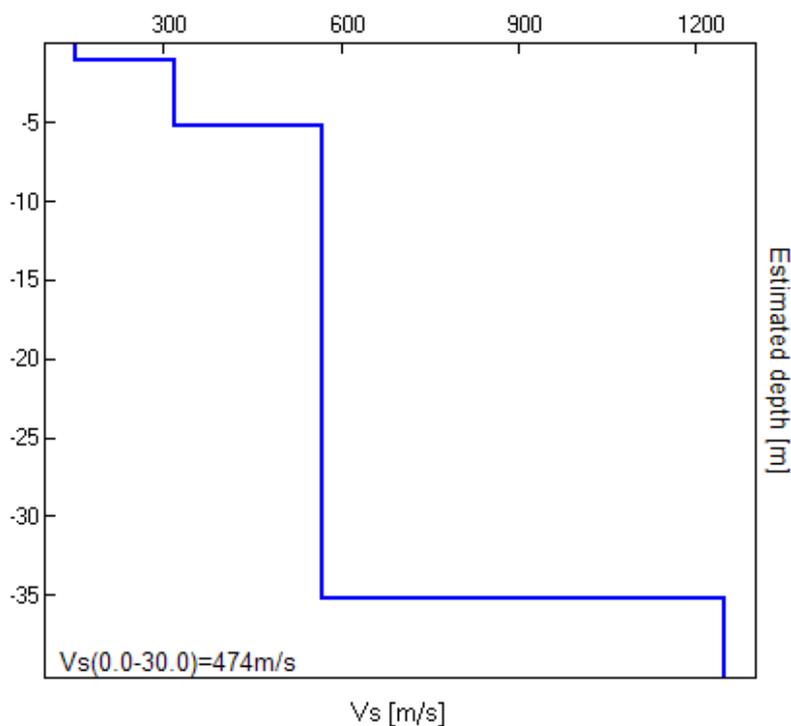
- le curve sintetiche dimostrano una buona convergenza con quelle sperimentali;
- le velocità individuate sono compatibili con le velocità tipiche di questi depositi;
- la verifica di attendibilità secondo i criteri di SESAME è positiva;

si può ritenere l'indagine sismica sufficientemente attendibile.

Le curve di acquisizione del tromografo, la loro interpretazione e i criteri di verifica dell'attendibilità di Sesame sono disponibili in Allegato 3.

Modello sismico

Per effetto dell'analisi combinata tra modello geologico e indagini geofisiche, è stato sintetizzato il seguente modello sismico.



MODELLO SISMICO				
Unità sismica	Spessore (m)	Prof. tetto (m)	Prof. base (m)	V _s (m/s)
UNITA' 1	1.0	0.0	1.0	150
UNITA' 2	4.2	1.0	5.2	320
UNITA' 3	30.0	5.2	35.2	570
UNITA' 4	Inf.	35.2	inf.	1250

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

La caratterizzazione geotecnica dei litotipi presenti è stata effettuata mediante l'interpretazione e la correlazione delle prove penetrometriche svolte.

L'interpretazione ha permesso di distinguere in dettaglio per ogni singolo punto di prova la seguente successione geologico-tecnica.

Prova 1

Nspt N1 Dr ϕ' Vs E $\phi'r$ c' Ynat Ysat Stratigrafia

	-	-	-	°	m/s	kg/cmq	°	kg/cmq	t/mc	t/mc	
LITO 1A	17	33	0,73	40,2	184	244	36,2	0	1,90	2,00	da m 0,0 a m 0,7
LITO 1B	3	7	0,28	26,1	130	109	24,8	0	1,80	1,90	da m 0,7 a m 1,7
LITO 2	30	52	0,95	47,2	245	342	42,4	0,5	2,10	2,20	da m 1,7

Prova 2

	Nspt	N1	Dr	φ'	Vs	E	φ'r	c'	Ynat	Ysat	Stratigrafia
	-	-	-	°	m/s	kg/cmq	°	kg/cmq	t/mc	t/mc	
LITO 1A	17	43	0,85	44,1	194	295	39,7	0	1,90	2,00	da m 0,0 a m 0,6
LITO 1B	4	11	0,41	29,9	147	134	28,4	0	1,80	1,90	da m 0,6 a m 1,1
LITO 2	35	77	1,17	54,2	255	470	46,0	0,5	2,10	2,20	da m 1,1

Prova 3

	Nspt	N1	Dr	φ'	Vs	E	φ'r	c'	Ynat	Ysat	Stratigrafia
	-	-	-	°	m/s	kg/cmq	°	kg/cmq	t/mc	t/mc	
LITO 1A	15	32	0,70	39,2	191	242	35,3	0	1,90	2,00	da m 0,0 a m 0,6
LITO 2	30	55	0,98	48,2	245	360	43,4	0,5	2,10	2,20	da m 1,1

Prova 4

	Nspt	N1	Dr	φ'	Vs	E	φ'r	c'	Ynat	Ysat	Stratigrafia
	-	-	-	°	m/s	kg/cmq	°	kg/cmq	t/mc	t/mc	
LITO 1A	25	32	0,72	39,9	179	240	35,9	0	1,90	2,00	da m 0,0 a m 0,6
LITO 1B	2	5	0,20	23,9	111	98	22,7	0	1,80	1,90	da m 0,6 a m 1,1
LITO 1A	12	24	0,62	36,6	193	200	32,9	0	1,90	2,00	da m 1,1 a m 2,1
LITO 1B	3	5	0,21	24,4	141	98	23,2	0	1,80	1,90	da m 2,1 a m 4,8
LITO 2	50	49	0,92	46,4	278	329	41,7	0,5	2,10	2,20	da m 4,8

Dove:

- Ynat peso specifico del terreno naturale
 Ysat peso specifico del terreno saturo
 Nspt numero dei colpi (N_{spt}) misurati con la prova penetrometrica ($N_{10} \times 0.77$)
 N' valori di NSPT corretti in funzione del confinamento laterale
 DR Densità relativa (Skempton, 1986)
 φ'p Angolo di attrito efficace di picco
 φ'r Angolo di attrito efficace residuo
 c' coesione efficace
 E' modulo di elasticità
 Vs velocità delle onde di taglio

6. DETERMINAZIONE PERICOLOSITA' E PARAMETRAZIONE SISMICA DEL SITO INDAGATO

La presente analisi è stata condotta ai sensi delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni contenute nel D.M. 17.01.2018 (sostituenti le norme contenute nel D.M. 14.01.2008).

In base alla nuova normativa i metodi di calcolo di verifica del sistema opere-terreni introdotti si definiscono agli stati limite e prevedono per tali verifiche diverse combinazioni delle azioni, compresa la combinazione sismica nei cui calcoli si inserisce l'azione sismica locale, considerando la componente verticale della stessa nella definizione dell'azione di progetto e la componente orizzontale nei calcoli della resistenza di progetto.

L'analisi dal punto di vista sismico si è resa obbligatoria anche nei comuni in precedenza non classificati come sismici (N.C.), in quanto la recente classificazione sismica nazionale modificata (allegato 1 dell'O.P.C.M. 20/03/03) considera l'intero territorio italiano sismico, senza più alcuna eccezione.

Nel caso in esame, il comune di Brebbia è inserito in zona sismica 4 a cui corrispondono il minore grado di pericolosità e i valori più bassi di accelerazione orizzontale massima su suolo tra le quattro zone sismiche individuate per l'Italia.

Lo studio si è articolato in tre diverse fasi allo scopo finale di determinare l'azione sismica massima di progetto preventivabile per un determinato tempo di ritorno della stessa e una fissata probabilità di eccedenza, azione da inserire successivamente nei calcoli della capacità portante delle fondazioni previste in termini di effetti inerziali.

Tale azione viene ottenuta sulla base di spettri di risposta definiti mediante le seguenti tre diverse fasi:

1. individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1-INGV);
2. scelta della strategia di progettazione;
3. determinazione dell'azione di progetto.

Si sottolinea che tutte le tre fasi sono state affrontate con programma "GeoStru PS[®]" confrontato con programma "Spettri NTC ver.1.0.3" approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e messo a disposizione dei tecnici di settore.

6.1 Pericolosità sismica del sito

Nella prima fase la "pericolosità sismica di base" del sito di edificazione è definita in termini sia di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido di categoria di sottosuolo A (categorie classificate nella tabella 3.2.2 del D.M.14/01/2008)

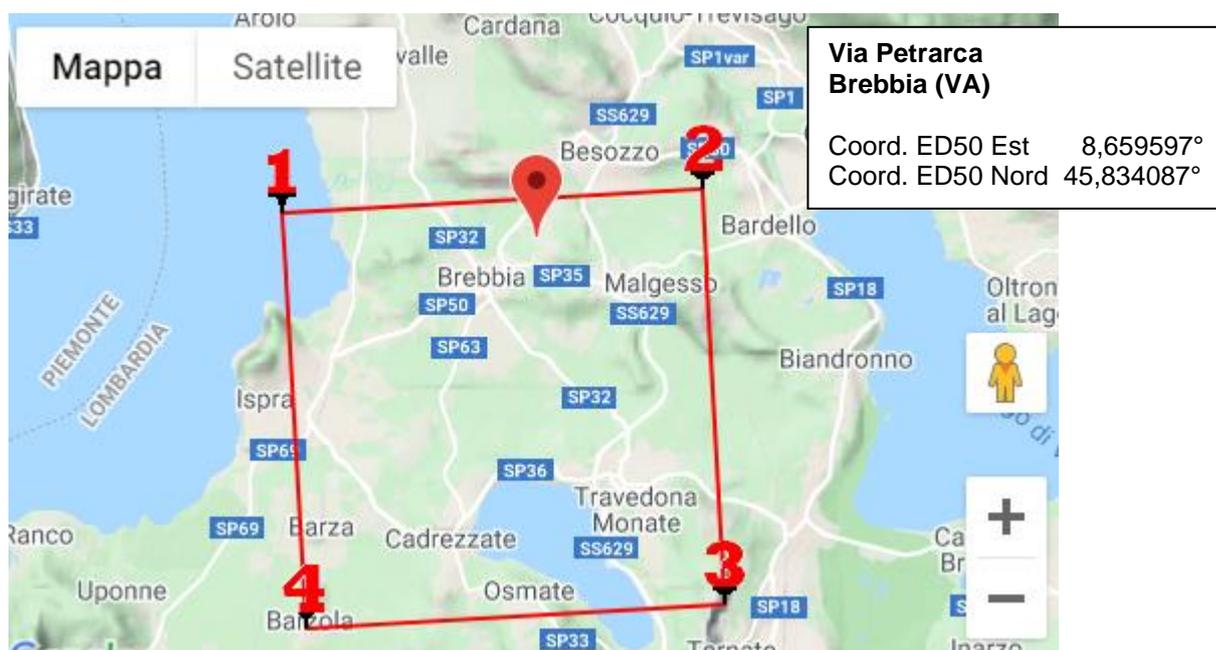
con superficie topografica orizzontale, sia in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente S e (T) , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} (definite nella tabella 3.2.1.delle NTC-18) nella vita di riferimento dell'opera V_R .

Ai fini della presente normativa le forme spettrali ottenute sono definite per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione massima sul sito (espressa in $g/10$);
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (valore adimensionale);
- T^*_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (espresso in secondi).

Tali parametri sono forniti nella tabella 1 dell'allegato B delle NTC-18 per 10751 punti (nodi) del reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio italiano (ad esclusione delle isole per le quali occorre consultare la tabella 2) e per 9 valori del periodo di ritorno T_R .

Tali punti sono definiti in termini di coordinate di latitudine e longitudine.



	ID Punto [-]	Coord. Est [°]	Coord. Nord [°]	Distanza [m]
SITO 1	10477	8.6162	45.8372	3381
SITO 2	10478	8.6877	45.8400	2273
SITO 3	10700	8.6917	45.7901	5485
SITO 4	10699	8.6203	45.07873	6031

Per qualunque punto del territorio non ricadente sui nodi del reticolo di riferimento, come nel caso in esame, i valori dei parametri a_g , F_o , T^*_c ad esso corrispondente è ricavato per interpolazione a partire dai dati relativi a prefissati T_R (periodo di ritorno dell'azione sismica espresso in anni),

utilizzando il valore ottenuto dalla media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia del reticolo di riferimento contenente il punto in esame.

6.2 Stratigrafia di progettazione con prestazioni dell'opera attese

Nella seconda fase, a partire dai coefficienti che definiscono il tipo di opera e la classe d'uso della costruzione, si valutano alcuni parametri fondamentali (vedasi capitolo 2 NTC-08) che brevemente riassumiamo, alcuni dei quali già menzionati sopra.

V_N => **vita nominale dell'opera** in base al tipo di costruzione *“intesa come il numero di anni nel quale la struttura deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata”*;

Classe d'uso della costruzione in presenza di azioni sismiche;

V_R => **Periodo di riferimento per l'azione sismica**, *“che si ricava per ciascun tipo di costruzione moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U ”,* ove C_U è definito, al variare della classe d'uso, in base alla tabella seguente:

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

Considerando per periodi ≤ 35 anni un V_R minimo pari a 35 anni

P_{VR} => **Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R** , che si ricava in valore percentuale per ciascuno Stato Limite considerato.

Considerando la struttura in progetto sono stati attribuiti i seguenti valori riferiti alle tabelle relative inserite nel D.M.14/01/2008:

- **$V_N \geq 100$ ANNI** (tipo di costruzione 3 =>tabella 2.4.1)
- **Classe d'uso IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.
- **Coefficiente d'uso C_U** riferibile a classe IV: 2.0;
- **$V_R = 200$ ANNI**
- **$P_{VR} = 10\%$** per stato limite ultimo (di tipo SLV)

6.3 Stratigrafia di progettazione con prestazioni dell'opera attese

La terza fase permette infine di ottenere il valore di progetto dell'azione sismica (definita al § 3.2.3) preventivamente sul sito in esame con prefissati T_R e P_{VR} .

Al fine di rendere più puntuale l'analisi effettuata, è necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale che si basa sui seguenti parametri:

- categoria sismica del sottosuolo: *ottenuta mediante l'esecuzione di un'indagine sismica con metodologia HVSR (si rimanda per qualsiasi approfondimento al capitolo 4.2)*

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3 del D.M. 2018. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2. Il sempre del D.M. 2018 (riportata di seguito), si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_S per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

I valori di V_S sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche per i terreni a grana fine a comportamento coesivo.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

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

con:

h_i spessore dell' i -esimo strato;

$V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>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.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>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.</i>

Sulla base della indagine sismica il sottosuolo presente è stato quindi inserito all'interno della **categoria di sottosuolo B** ($V_{S,eq}$ da quota imposta fondazioni = 550 m/s) ovvero "rocce tenere e depositi a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s"

- **coefficiente di amplificazione topografica S_T (ottenuto dalla tabella 3.2.IV delle NTC-08);**

Essendo l'area su cui sorge la struttura posta alla sommità di un pendio, il sito è stato classificato nella categoria T2 "in corrispondenza della sommità di un pendio" cui corrisponde un valore del coefficiente S_T pari a 1,2

- **coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s (ottenuto dalla tabella 3.2.V delle NTC-08 in base a categoria di sottosuolo presente):**

Tale fattore è correlato al tipo di sottosuolo presente e, nel caso in esame, ottengo $S_s = 1.2$ (cat. sottosuolo B).

I valori dei parametri sismici di base per i diversi stati limite sono mostrati nella seguente tabella.

Stato limite	T_R [anni]	a_g [G]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0.026	2.609	0.215
SLD	201	0.031	2.626	0.237
SLV	1898	0.054	2.813	0.322
SLC	2475	0.057	2.855	0.329

Nell'ipotesi di effettuare analisi semplificate per via pseudostatica, l'azione sismica è schematizzabile come un insieme di forze statiche orizzontali e verticali rappresentative delle forze inerziali prodotte dal passaggio delle onde sismiche nel terreno, date dal prodotto delle forze di gravità per un coefficiente di accelerazione sismica orizzontale k_h e un coefficiente di accelerazione sismica verticale k_v espressi dalle seguenti relazioni:

$$k_h = \beta \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

β = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, funzione della tipologia di opera, della categoria del suolo di fondazione e del valore di a_g atteso, pari, nel caso in esame, a 0.20 e valido per le verifiche geotecniche delle fondazioni e per l'analisi di stabilità dei fronti di scavo non sostenuti

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

g = accelerazione di gravità

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

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

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), per il caso in esame rispettivamente pari a 1.2 e 1.2.

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido; nel caso in esame pari a 0.054 g.

Introducendo i valori numerici sopra specificati si ottengono i seguenti valori dei coefficienti di accelerazione sismica orizzontale e verticale:

$$k_h = 0.016$$

$$k_v = \pm 0.008$$

6.4 Suscettibilità alla liquefazione

Ai fini dello studio del pericolo di liquefazione risultano determinanti sia le caratteristiche stratigrafiche che sismiche ed idrogeologiche del territorio, così come indicato dalle Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018).

Le NTC 2018, infatti, definiscono le condizioni che determinano il fenomeno della liquefazione individuando, nel contempo, anche i criteri che permettono di escludere il fenomeno stesso anche in assenza di verifiche specifiche.

La liquefazione rappresenta lo stato raggiunto da terreni sabbiosi sciolti saturi quando perdono la loro resistenza al taglio come conseguenza di un incremento delle pressioni interstiziali. Tali fenomeni possono verificare grandi deformazioni del terreno, comportando danni sia lievi che catastrofici.

Secondo le NTC18 la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

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

Per quanto riguarda il sito d'indagine la verifica della suscettibilità alla liquefazione è stata omessa in quanto:

- l'accelerazione massima attesa al piano campagna risulterebbe essere pari a 0.078 g (quindi minore di 0.1 g – punto 1);

è inoltre ragionevole ipotizzare che gli eventi sismici attesi al sito (ovvero con distanza epicentrale nulla) abbiano una magnitudo inferiore a 5 non essendo il sito in esame ricompreso in alcuna zona sismogenetica riportata nella carta sismogenetica ZS9 presa a riferimento nelle analisi di pericolosità sismica nazionale.

7. FONDAZIONI DIRETTE – VERIFICHE GEOTECNICHE

Presso l'area di studio, identificabile nella Casa di Cura "Fondazione Borghi", è in progetto un intervento di ampliamento (sopraelevazione) della porzione occidentale dell'edificio esistente.

Come anticipata l'ampliamento riguarda solo la porzione occidentale del poliambulatorio. Nel dettaglio verranno realizzati, a partire dall'attuale copertura, due nuovi piani fuori terra elevando così l'edificio a cinque livelli.

Su indicazioni progettuali, da un punto di vista fondazionale su tutta l'impronta dell'edificio oggetto di ampliamento, le strutture portanti interagiscono in modo diretto con il substrato roccioso.

Le prove penetrometriche eseguite in sito hanno di fatto identificato la presenza di roccia a partire da una profondità rispettivamente pari a -1.1/1.8 m per le prova n°1 e n°2 e - 4.8 m per la prova n°4 (quest'ultima posta ad una quota di inizio di circa + 3.1 m da quota 0.0 p.c. prova n°1 e n°2).

Visto la quota di imposta delle fondazioni dell'edificio in esame (- 1.7 m da quota 0.0 p.c. prova n°1 e n°2) i risultati delle indagini sembrerebbero confermare l'interazione diretta con il substrato roccioso per tutta la porzione occidentale del poliambulatorio.

Sulla base dello stato di fatto, al fine quindi di fornire un supporto quantitativo sia per la capacità portante che per il decorso dei cedimenti si è eseguito una analisi completa considerando una fondazione continua di larghezza B variabile compresa tra 0.5 m e 2.0 m e profondità d'incastro D pari a 0.5 m interagente in modo diretto con la Litozona 2 (substrato roccioso) a partire da una profondità di - 1.7 m da quota 0.0 p.c. prova n°1 e n°2 (- 4.8 m da quota 0.0 p.c. prova n°4).

I parametri geotecnici assunti per le verifiche geotecniche delle fondazioni del fabbricato in progetto, sono mostrati di seguito.

8. VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI – DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO DI FONDAZIONE (DM 17/01/18)

8.1 Teoria applicata

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

$$V_d \leq R_d$$

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

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

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

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

Dove:

$A' = B' L'$	area della fondazione efficace di progetto intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico
c_u	coesione non drenata
q	pressione litostatica totale sul piano di posa
s_c	Fattore di forma
	$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari
	$s_c = 1,2$ per fondazioni quadrate o circolari
i_c	Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H
	$i_c = 0,5(1 + \sqrt{1 - H/A'c_u})$

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

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

Dove:

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

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

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

Fattori di forma

$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \text{sen} \phi'$	per forma rettangolare
$s_q = 1 + \text{sen} \phi'$	per forma quadrata o circolare
$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L')$	per forma rettangolare
$s_\gamma = 0,7$	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 a un carico orizzontale H parallelo a L'

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

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

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

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

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

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

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

Fattori correttivi sismici: Paolucci & Pecker

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del qlim vengono introdotti i fattori correttivi z:

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove K_h è il coefficiente sismico orizzontale.

9. VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Un'altra verifica agli stati limite ultimi riguardante le fondazioni superficiali concerne il collasso per scorrimento della fondazione lungo il piano di posa.

Tale verifica deve soddisfare la seguente disuguaglianza:

$$R_D = (N_{SD} \tan \phi_k) / y_R > V_{SD}$$

Dove:

- R_D è il valore della forza parallela al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite del terreno;
- V_{SD} è la componente massima orizzontale del carico;
- N_{SD} è l'azione verticale massima di progetto;
- ϕ_k è il valore caratteristico dell'angolo d'attrito;
- il coefficiente di riduzione parziale (y_R) pari a 1.1 per l'approccio 1 – C1 e 1.0 per l'approccio 1 – C2.

Non essendo a conoscenza del valore massimo delle azioni di progetto N_{SD} e V_{SD} , i progettisti dovranno in seguito verificare la precedente disuguaglianza.

10. VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO – VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI DEI TERRENI (DM 17/01/18)

I valori delle resistenze di progetto R_d ottenuti in precedenza devono essere successivamente verificati in modo tale che i cedimenti assoluti non superino i limiti accettabili per la funzionalità della struttura in esame, ovvero siano verificati agli stati limite d'esercizio SLE statici e in condizioni sismiche (tipo SLD).

In base al D.M.17/01/18 è, infatti, necessario stabilire la massima azione di progetto che causa il cedimento critico pari alla soglia massima tollerabile per la struttura, ovvero è necessario accertare che $E_d < C_d$, cioè il cedimento massimo ammissibile S_c , che avviene con carico C_d , deve essere maggiore del cedimento S_d con carico di progetto considerato E_d .

10.1 Teoria applicata

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

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

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

s'_{vo} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

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

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

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

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

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

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

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

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

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

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$
$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$
$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

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

11. SINTESI RISULTATI VERIFICHE GEOTECNICHE

Sulla base dello stato di fatto, al fine di fornire un supporto quantitativo sia per la capacità portante che per il decorso dei cedimenti si è eseguita una analisi completa considerando una fondazione

continua di larghezza B variabile compresa tra 0.5 m e 2.0 m e profondità d'incastro D pari a 0.5 m interagente in modo diretto con la Litozona 2 (substrato roccioso) a partire da una profondità di - 1.7 m da quota 0.0 p.c. prova n°1 e n°2 (- 4.8 m da quota 0.0 p.c. prova n°4).

A favore della sicurezza, non avendo eseguito indagini di tipo diretto, al substrato roccioso di fondazione è stato attribuito delle caratteristiche geomeccaniche pari ad un terreno incoerente con stato di addensamento molto compatto.

Per fondazioni di dimensioni superiori a quelle considerate i valori di capacità portante sono migliori; a titolo cautelativo si assumano per queste fondazioni gli stessi valori indicati nella tabella per la trave da 2.00 m.

E' da sottolineare come i valori ottenuti siano relativamente bassi a causa dell'inclinazione del pendio, valutata mediamente in 27°: Per effetto di questa condizione, nella formula è prevista l'introduzione di coefficienti riduttivi molto penalizzanti.

Nella realtà le sole fondazioni penalizzate dall'inclinazione del pendio sono quelle trasversali al pendio (ed in particolare quella più a valle) perché sono quelle a cui manca il confinamento laterale dal lato di valle; le fondazioni longitudinali (parallele al pendio) subiscono un contenimento laterale né più né meno come le fondazioni di pianura e questo coefficiente di riduzione potrebbe non essere applicato.

Senza l'applicazione del coefficiente riduttivo, i valori risultanti sono circa il doppio di quelli indicati in tabella; si tenga conto di questa situazione come di un ulteriore fattore di sicurezza sui valori di capacità portante.

Tipo e geometria di fondazione

	B	L	D
	m	m	m
T1	0,5	10	0,5
T2	1,0	10	0,5
T3	1,5	10	0,5
T4	2,0	10	0,5

Dove:

B	larghezza fondazione (m)
L	lunghezza fondazione (m)
D	spessore fondazione (m)

Parametrizzazione geotecnica terreni a quota imposta fondazioni

Nspt	N1	Dr	φ'	Vs	E	c'	Ynat	Ysat
-	-	-	°	m/s	kg/cmq	kg/cmq	t/mc	t/mc

32	61	1,03	49,9	248	391	0	2,0	2,0
----	----	------	------	-----	-----	---	-----	-----

Dove:

Nspt	numero dei colpi Nspt misurati con la prova penetrometrica (N10 x 0.77)
N1	valori di nspt corretti in funzione del confinamento laterale
Dr	densità relativa terreno (-)
ϕ'	angolo di attrito di picco terreno ($^{\circ}$)
Vs	velocità onde S (m/sec)
E	modulo elastico (kg/cm ²)
$\phi'r$	angolo di attrito residuo terreno ($^{\circ}$)
c'	coesione efficace (kg/cm ²)
Ynat	peso specifico terreno naturale (t/mc)
Ysat	peso specifico terreno saturo (t/mc)

**APPROCCIO 2
(A1 + M1 + R3)**

Φ_k	M1	Φ_d
44,0	1	44,0

c'k	M1	c'd
0,0	1	0,0

ynat,k	M1	ynat,d
2,00	1	2,00

Dove:

$\phi'k$	angolo di attrito caratteristico terreno ($^{\circ}$)
$\phi'd$	angolo di attrito di progetto terreno ($^{\circ}$)
c'k	coesione efficace caratteristica (kg/cm ²)
c'd	coesione efficace di progetto (kg/cm ²)
Ynat,k	peso specifico terreno naturale caratteristico (t/mc)
Ynat,d	peso specifico terreno naturale di progetto (t/mc)

Resistenza di progetto allo SLU (GEO)

	Rd(*) allo SLU		Quota imp. Fondazioni
	kPa	kg/cm ²	mt da quota 0.0 p.c. prova n°1
T1	209	2,13	- 1,7
T2	284	2,89	- 1,7
T3	361	3,68	- 1,7
T4	437	4,45	- 1,7

(*) valori di Resistenza di Progetto allo SLU relativo all'Approccio 2 (A1 + M1 + R3)

Tale valore di resistenza di progetto (stato limite ultimo), dovrà tuttavia essere verificato anche in funzione dei cedimenti conseguenti l'applicazione dei carichi, che, se elevati, potrebbero non essere tollerati dalle strutture in elevazione (stato limite di servizio).

Per la verifica agli SLU delle fondazioni in progetto le resistenze di progetto del terreno di fondazione devono essere confrontate con il valore di progetto delle azioni assicurando il rispetto delle condizioni:

$$V_d \leq R_d$$

$$H_d \leq S_d$$

con:

V_d = valore di progetto delle azioni (componente verticale)

H_d = valore di progetto delle azioni (componente orizzontale)

R_d = valore di progetto della resistenza del terreno nei confronti dei carichi verticali

S_d = valore di progetto della resistenza del terreno nei confronti dei carichi orizzontali

Analisi cedimenti e verifica carico compatibile allo SLE

Cedimento massimo ammissibile 25 mm

probabilità del 50% che il cedimento sia in realtà superiore

	q[*]	H^{**}	Nav^{***}	B	Sprim	Ssec	Stot
	kg/cmq	m	(-)	m	mm	mm	mm
T1	2,13	0,50	32	0,5	3	1	4
T2	2,89	1,00	32	1	6	2	8
T3	3,68	1,50	32	1,5	9	5	14
T4	4,45	2,00	32	2	13	7	20

(*) valori di Resistenza di Progetto allo SLU relativo all'Approccio 2 (A1 + M1 + R3)

(**) posto a favore della sicurezza pari alla larghezza B della trave di fondazione

(***) media N_{spt} all'interno di $B^{0.7}$

Il calcolo dei cedimenti effettuato con il metodo di Burland & Burbridge ha evidenziato che le resistenze di progetto R_d allo SLU relativa all' Approccio 2 sono compatibile con la natura dell'opera e del terreno esaminato nella condizione con fondazioni a – 1.7 m da quota 0.0 piano campagna prova n°1 considerando accettabile un cedimento totale di 25 mm.

Ai fini progettuali i valori di carico critico C_d riportati nella suddetta tabella riepilogativa, verificati agli stati limite d'esercizio SLE dovranno essere confrontate con le azioni di calcolo allo stato limite di esercizio (E_d) al fine di soddisfare la seguente condizione:

Ed (allo SLE) < Cd (allo SLE)

con le azioni Ed ottenute rispettivamente dalle combinazioni SLE frequente e quasi permanente (SLE statici) e combinazione sismica agli SLE dinamici (tipo SLD).

Coefficiente di sottofondo

Il coefficiente di reazione del sottofondo del terreno di fondazione k_s , da utilizzare per analisi su suolo elastico alla Winkler, è stato determinato sulla base dei cedimenti medi attesi per i carichi di esercizio ammissibili (Cd) allo SLE.

Per la tipologia di fondazione considerata è stato ottenuto il valore mostrato nella seguente tabella.

	Cd allo SLE		Stot	Ks
	kPa	kg/cmq	cm	kg/cm c
T1	209	2,13	0,4	5,33
T2	284	2,89	0,8	3,61
T3	361	3,68	1,4	2,63
T4	437	4,45	2	2,23

E' importante ricordare che il valore di K_s ottenuto in modo empirico, come nel nostro caso, è normalmente sottostimato rispetto al valore reale che si otterrebbe mediante prova diretta con carico su piastra.

12. VERIFICA STABILITA' VERSANTE

Al fine di analizzare la stabilità della scarpata prospiciente all'area in cui verrà costruito l'edificio in oggetto sono state effettuate le opportune verifiche di stabilità dei terreni lungo una sezione geologico tecnica rappresentativa realizzata sulla base dei dati acquisiti mediante le prove penetrometriche dinamiche eseguite in sito.

Definizione

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

(a) Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (j), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

(b) In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

13.1 TEORIA APPLICATA

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (t) e confrontate con la

resistenza disponibile (t_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza $F = t_f / t$.

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.

Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci.

Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;

n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i

(n-1) forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
 (n-1) forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
 n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;
 (n-1) valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
 una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

mentre le equazioni a disposizione sono:

Equazioni di equilibrio dei momenti n

Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n

Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n

Equazioni relative al criterio di rottura n

Totale numero di equazioni $4n$

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a

$$i = (6n-2)-(4n) = 2n-2.$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quando si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Fra i vari metodi si è deciso di utilizzare il Metodo di Bishop, il Metodo di Janbu e il Metodo di Sarma di cui a seguire si riporta per ogni metodo una descrizione teorica semplificata.

Metodo di BISHOP (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$SF_V = 0$, $SM_0 = 0$, Criterio di rottura.

$$F = \frac{\sum \left\{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \right\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di DX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre DX= 0 ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Metodo di JANBU (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio) a tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \phi_i\} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \phi_i / F}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$

Assumendo DX_i= 0 si ottiene il metodo ordinario.

Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_o F$$

dove f_o è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici.

Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.

Metodo di BELL (1968)

Le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno, W, le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali K_xW e K_zW, le forze orizzontali e verticali X e Z applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio s e t agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

Lo sforzo totale normale può includere un eccesso di pressione dei pori u che deve essere specificata con l'introduzione dei parametri di forza efficace.

In pratica questo metodo può essere considerato come un'estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da Taylor.

In accordo con la legge della resistenza di Mohr-Coulomb in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell'i-esimo concio è data da:

$$T_i = \frac{c_i L_i + (N_i - u_{ci} L_i) \tan \phi_i}{F}$$

in cui

F = il fattore di sicurezza;

c_i = la coesione efficace (o totale) alla base dell'i-esimo concio;

f_i = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell'i-esimo concio;

L_i = la lunghezza della base dell'i-esimo concio;

u_{ci} = la pressione dei pori al centro della base dell'i-esimo concio.

L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

Viene adottata la seguente assunzione sulla variazione della tensione normale agente sulla potenziale superficie di scorrimento:

$$\sigma_{ci} = \left[C_1(1 - K_z) \frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i} \right] + C_2 f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$

in cui il primo termine dell'equazione include l'espressione:

$W_i \cos \alpha_i / L_i$ = valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei conci.

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

$$f = \sin 2\pi \left(\frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0} \right)$$

Dove x_0 ed x_n sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre x_{ci} rappresenta l'ascissa del punto medio della base del concio i-esimo.

Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno K_z g può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore $(1 - K_z)$.

Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

$$N_i = \sigma_{ci} L_i$$

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza F, sostituendo l'espressione di N_i e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario C_3 .

Si assume una relazione di linearità tra detto coefficiente, determinabile tramite la regola di Cramer, ed il fattore di sicurezza F. Il corretto valore di F può essere ottenuto dalla formula di interpolazione lineare:

$$F = F(2) + \left(\frac{1 - C_3(2)}{C_3(2) - C_3(1)} \right) (F(2) - F(1))$$

dove i numeri in parentesi (1) e (2) indicano i valori iniziale e successivo dei parametri F e C3.

Qualsiasi coppia di valori del fattore di sicurezza nell'intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.

Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

Calcolo coefficienti sismici

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

$$K_0 = \beta_s \times (a_{max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_0$$

Con

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

S_T (effetto di amplificazione topografica).

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

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

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

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e P_{VR} 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.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici. Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

13.2 RISULTATI

Le condizioni di stabilità del versante come anticipato sono state verificate a mezzo di analisi di stabilità all'equilibrio limite eseguite a mezzo del programma di calcolo Slope 2010 (Geostru[®]) che consente la ricerca delle superfici di scivolamento caratterizzate dal minor coefficiente di sicurezza attraverso l'analisi di almeno 400 superfici geometricamente possibili.

Per quanto riguarda le condizioni al contorno non avendo eseguito un rilievo strutturale dell'ammasso roccioso costituente il versante le verifiche sono state eseguite nelle condizioni più conservative ossia ipotizzando il pendio su terreno di buone caratteristiche geotecniche anziché su roccia.

Per quanto riguarda il sovraccarico dell'edificio si è ipotizzato un carico distribuito in modo uniforme (per una larghezza di 21 m) su tutta l'area di appoggio pari massimo a 2.0 kg/cmq (come da indicazioni strutturali).

I parametri geotecnici assunti per le verifiche sono stati derivati dai parametri caratteristici delle unità coinvolte applicando i coefficienti parziali previsti dal D.M. 14/01/08 per l'**approccio di calcolo 1 – Combinazione 2** -; i parametri geotecnici di progetto ottenuti sono mostrati nelle seguenti tabelle:

<i>Litozona</i>	<i>Parametro</i>	<i>Valore caratteristico</i>	<i>Coefficiente parziale</i>	<i>Valore di progetto</i>
-----------------	------------------	----------------------------------	----------------------------------	-------------------------------

1	Peso di volume naturale	$\gamma_{nk} = 1.75 \text{ t/m}^3$	$\gamma_{\gamma} = 1.00$	$\gamma_{nd} = 1.75 \text{ t/m}^3$
	Angolo di attrito	$\phi'_k = 26.3^\circ$	$\gamma_{\phi'} = 1.25$	$\phi'_d = 21.0^\circ$
	Coesione efficace	$c'_k = 0 \text{ kg/cm}^2$	$\gamma_{c'} = 1.25$	$c'_d = 0 \text{ kg/cm}^2$
2	Peso di volume naturale	$\gamma_{nk} = 2.0 \text{ t/m}^3$	$\gamma_{\gamma} = 1.00$	$\gamma_{nd} = 2.0 \text{ t/m}^3$
	Angolo di attrito	$\phi'_k = 44.0^\circ$	$\gamma_{\phi'} = 1.25$	$\phi'_d = 35.2^\circ$
	Coesione efficace	$c'_k = 1.5 \text{ kg/cm}^2$	$\gamma_{c'} = 1.25$	$c'_d = 1.2 \text{ kg/cm}^2$

Su tutte le masse è stato applicato anche un carico pseudostatico per simulare l'azione sismica sulla base dei coefficienti di accelerazione orizzontale di 0.015 e verticale di 0.007 così come definiti in relazione: il carico verticale è stato imposto verso il basso perché, conducendo alcune verifiche preliminari, è stato notato che questa condizione è più gravosa rispetto a quella che prevede l'applicazione verso l'alto.

Coerentemente con le indicazioni delle DM 17/01/18 (norme tecniche per le costruzioni, cap. 6.3.4) per le verifiche di stabilità di versanti è stato utilizzato un fattore di sicurezza ammissibile pari a 1.10, sulla base della attendibilità dei dati assunti e della complicazione del meccanismo di rottura.

I risultati delle verifiche sono riassunti nelle sottostanti tabelle:

Metodo di Bishop

SEZIONE DI VERIFICA	STATO	FATTORE DI SICUREZZA	ESITO VERIFICA
A	di progetto	1.33	positivo

Metodo di Janbu

SEZIONE DI VERIFICA	STATO	FATTORE DI SICUREZZA	ESITO VERIFICA
A	di progetto	1.55	positivo

Metodo di Bell

SEZIONE DI VERIFICA	STATO	FATTORE DI SICUREZZA	ESITO VERIFICA
A	di progetto	1.37	positivo

Per ogni verifica sono disponibili in allegato:

- il tabulato di testo con le coordinate del modello, i dati geotecnici ed i risultati di analisi della superficie critica
- un grafico con evidenziata la superficie peggiore cioè quella con il più basso coefficiente di sicurezza (F_s min)
- un grafico con evidenziate tutte le superfici considerate nella verifica

Dai risultati si rileva che le verifiche eseguite allo stato di progetto e considerando un sovraccarico di 2.0 kg/cmq hanno fornito un fattore di sicurezza F_s compreso tra 1.33 e 1.55 superiore quindi al fattore di sicurezza limite previsto dal D.M. 2018 pari a 1.1

Cairate, 8 maggio 2020

Dott. Geol. Luca Fontana

(Ordine Geologi della Lombardia n° iscriz. 1310)

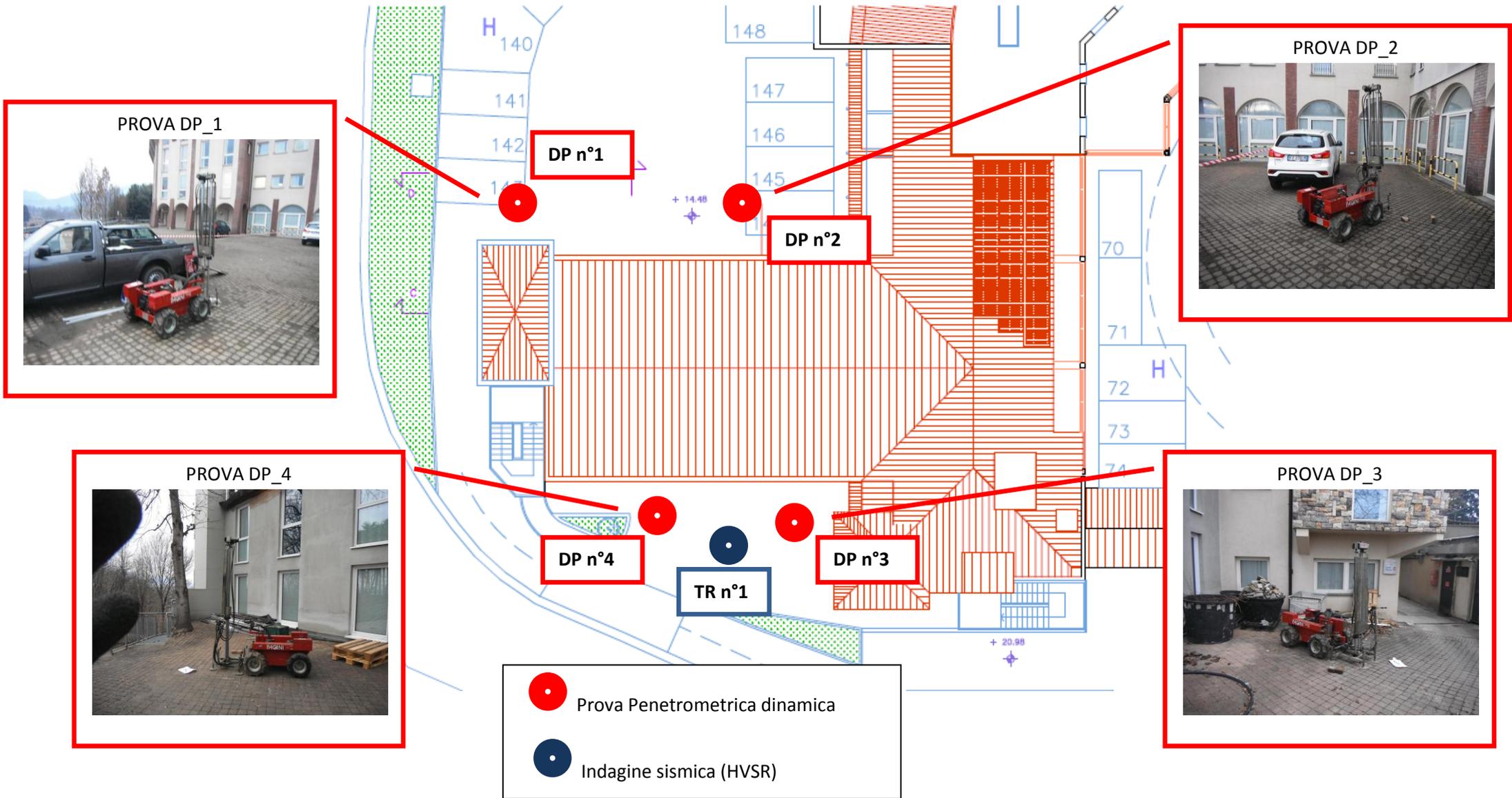


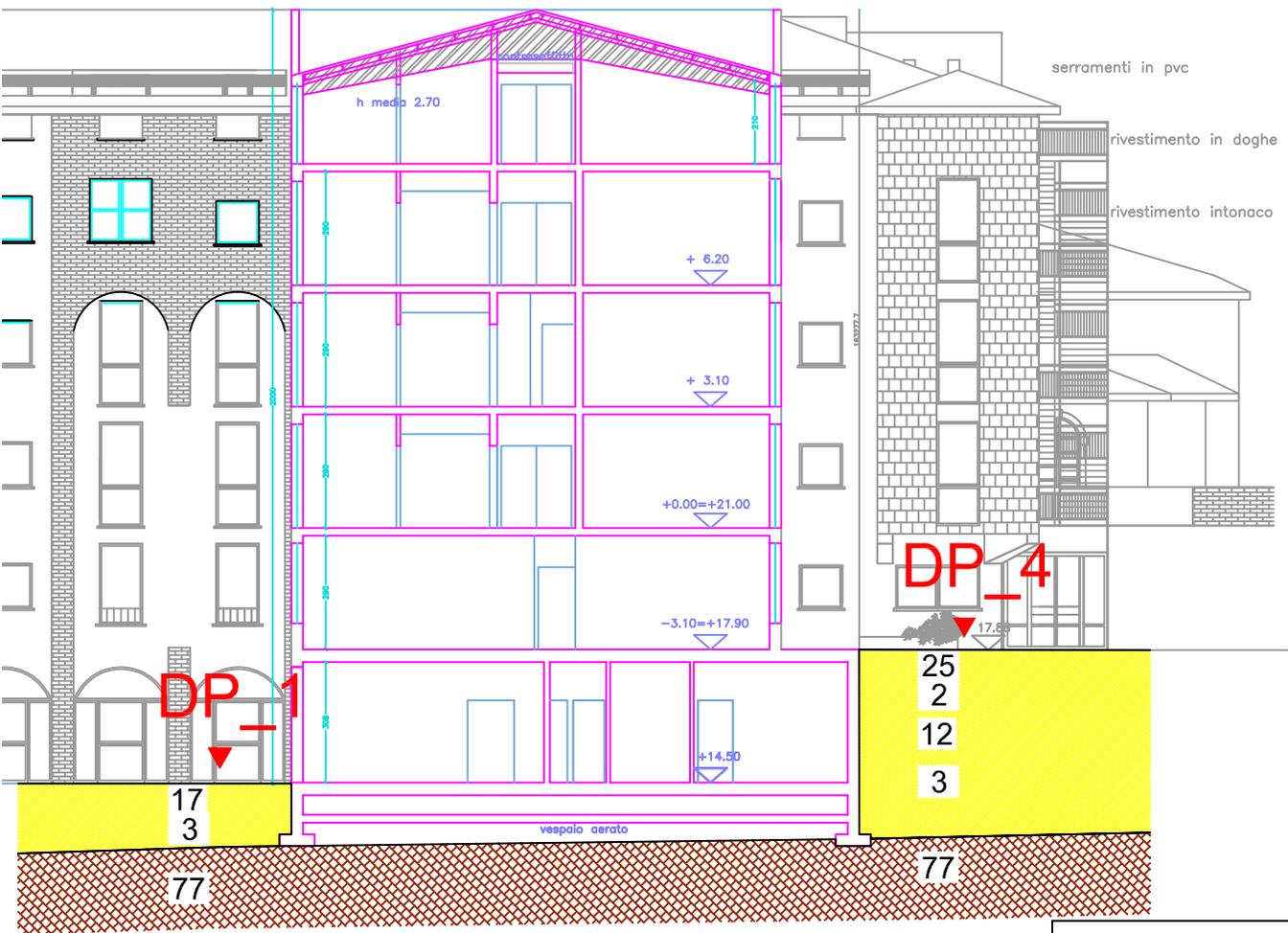
bio data s.n.c
CAIRATE
Dr. Paul Francesco



TAVOLA 1

Planimetria progetto con ubicazioni punti di indagini





LITOZONA 1
 terreno di riporto di natura ghiaioso sabbioso con ciottoli e frammenti lateritici con stato di addensamento compatto (Nspt = 12 - 25); sabbioso debolmente limoso con abbondanti resti vegetali con stato di addensamento molto sciolto (Nspt = 2 - 3) pasante a limo e sabbia limosa con rari ciottoli di natura prevalentemente antropica (terreno di riporto) con stato di addensamento molto sciolto (Nspt = 2 - 4)



LITOZONA 2
 Substrato roccioso ascrivibile ai calcari micritici della Formazione della Maiolica. Il substrato è caratterizzato al tetto da uno strato detritico (regolite) costituito da frammenti di grosse dimensioni avente caratteristiche geomeccaniche più scadenti rispetto alla roccia sottostante

- Dove:
- Ynat peso specifico del terreno naturale
 - Ysat peso specifico del terreno saturo
 - Nspt numero dei colpi (Nspt) misurati con la prova penetrometrica (N10 x 0.77)
 - N1 valori di NSPT corretti in funzione del confinamento laterale
 - Dr Densità relativa (Skempton, 1986)
 - Φ' Angolo di attrito efficace di picco
 - Φ'r Angolo di attrito efficace residuo
 - c' coesione efficace
 - E modulo di elasticità drenato
 - Vs velocità delle onde di taglio

Prova 1

	Nspt	N1	Dr	φ'	Vs	E	φ'r	c'	Ynat	Ysat	Stratigrafia
	-	-	-	°	m/s	kg/cmq	°	kg/cmq	t/mc	t/mc	
LITO 1A	17	33	0.73	40.2	184	244	36.2	0	1.90	2.00	da m 0,0 a m 0,7
LITO 1B	3	7	0.28	26.1	130	109	24.8	0	1.80	1.90	da m 0,7 a m 1,7
LITO 2	77	133	1.56	54.2	310	760	48.8	0.5	2.10	2.20	da m 1,7

Prova 4

	Nspt	N1	Dr	φ'	Vs	E	φ'r	c'	Ynat	Ysat	Stratigrafia
	-	-	-	°	m/s	kg/cmq	°	kg/cmq	t/mc	t/mc	
LITO 1A	25	32	0.72	39.9	179	240	35.9	0	1.90	2.00	da m 0,0 a m 0,6
LITO 1B	2	5	0.20	23.9	111	98	22.7	0	1.80	1.90	da m 0,6 a m 1,1
LITO 1A	12	24	0.62	36.6	193	200	32.9	0	1.90	2.00	da m 1,1 a m 2,1
LITO 1B	3	5	0.21	24.4	141	98	23.2	0	1.80	1.90	da m 2,1 a m 4,8
LITO 2	77	76	1.16	53.9	310	466	48.5	0.5	2.10	2.20	da m 4,8

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

al sensi del D.M. 17.01.18

A SUPPORTO PROGETTAZIONE AMPLIAMENTO DELLA PORZIONE OCCIDENTALE DELL'EDIFICIO ESISTENTE (SOPRAELEVAZIONE) FONDAZIONE GAETANO E PIERA BORGHI - BREBBIA (VA)

SEZIONE GEOLOGICO TECNICA - SDF

A - A

TAV. 2A				
Ind.	Data	Progetto	Disegno	Controllato
A	Mar - 20	LF	LF	LF
B				
C				
D				
Formato:	Plano no:			Ind.:
				A

<p>Dott. Geol. Luca Fontana Idrogeologia, geotecnica, geofisica</p>	<p>Via San Rocco 715 21050 Castelseprio (VA) Tel. +39 (0331) 820 584 lfont@tiscali.it</p>
---	--

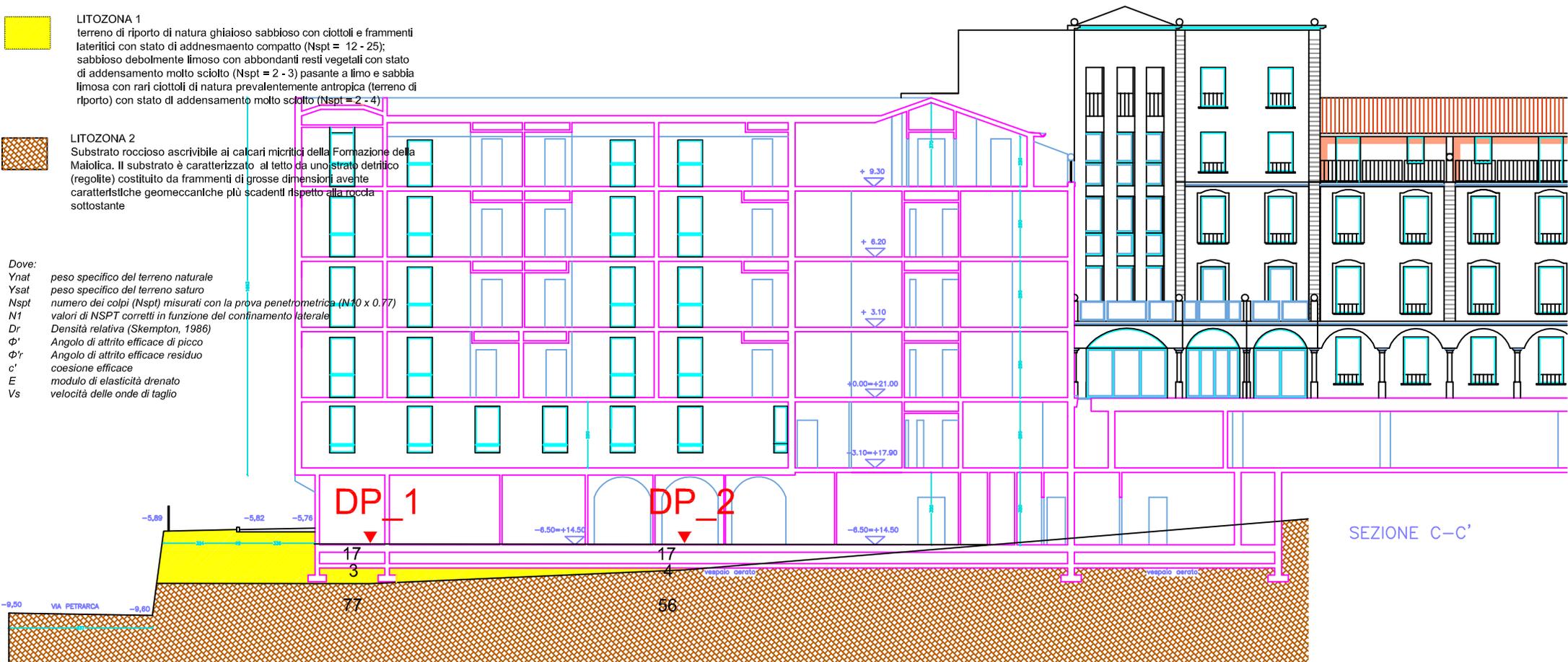


LITOZONA 1
 terreno di riporto di natura ghiaioso sabbioso con ciottoli e frammenti lateritici con stato di addensamento compatto ($N_{spt} = 12 - 25$); sabbioso debolmente limoso con abbondanti resti vegetali con stato di addensamento molto sciolto ($N_{spt} = 2 - 3$) pasante a limo e sabbia limosa con rari ciottoli di natura prevalentemente antropica (terreno di riporto) con stato di addensamento molto sciolto ($N_{spt} = 2 - 4$)



LITOZONA 2
 Substrato roccioso ascrivibile ai calcari micritici della Formazione della Maiolica. Il substrato è caratterizzato al letto da uno strato detritico (regolite) costituito da frammenti di grosse dimensioni avente caratteristiche geomeccaniche più scadenti rispetto alla roccia sottostante

- Dove:
 Y_{nat} peso specifico del terreno naturale
 Y_{sat} peso specifico del terreno saturo
 N_{spt} numero dei colpi (N_{spt}) misurati con la prova penetrometrica ($N10 \times 0,77$)
 $N1$ valori di NSPT corretti in funzione del confinamento laterale
 Dr Densità relativa (Skempton, 1986)
 ϕ' Angolo di attrito efficace di picco
 $\phi'r$ Angolo di attrito efficace residuo
 c' coesione efficace
 E modulo di elasticità drenato
 Vs velocità delle onde di taglio



Prova 1

	Nspt	N1	Dr	ϕ'	Vs	E	$\phi'r$	c'	Ynat	Ysat	Stratigrafia
	-	-	-	°	m/s	kg/cmq	°	kg/cmq	t/mc	t/mc	
LITO 1A	17	33	0.73	40.2	184	244	36.2	0	1.90	2.00	da m 0,0 a m 0,7
LITO 1B	3	7	0.28	26.1	130	109	24.8	0	1.80	1.90	da m 0,7 a m 1,7
LITO 2	77	133	1.56	54.2	310	760	48.8	0.5	2.10	2.20	da m 1,7

Prova 2

	Nspt	N1	Dr	ϕ'	Vs	E	$\phi'r$	c'	Ynat	Ysat	Stratigrafia
	-	-	-	°	m/s	kg/cmq	°	kg/cmq	t/mc	t/mc	
LITO 1A	17	43	0.85	44.1	194	295	39.7	0	1.90	2.00	da m 0,0 a m 0,6
LITO 1B	4	11	0.41	29.9	147	134	28.4	0	1.80	1.90	da m 0,6 a m 1,1
LITO 2	56	118	1.44	62.8	282	684	56.5	0.5	2.10	2.20	da m 1,1

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA
 al sensi del D.M. 17.01.18
 A SUPPORTO PROGETTAZIONE EDIFICIO ACCESSORIO AD USO AUTORIZZATO
 DA REALIZZARSI IN VIA RAVASI IN COMUNE DI VARESE

SEZIONE GEOLOGICO TECNICA
 C - C

TAV. 2B				
Ind.	Data	Progetto	Disegno	Controllato
A	Mar - 20	LF	LF	LF
B				
C				
D				
Formato:	Plano no:			Ind.:
				A

Dott. Geol. Luca Fontana
 Idrogeologia, geotecnica, geofisica

Via San Rocco 715
 21050 Castelseprio (VA)
 Tel. +39 (0331) 820 584
 lfont@tiscali.it

ALLEGATO 1

Tabelle e grafici prove penetrometriche dinamiche

PENETROMETRO DINAMICO IN USO : DPM (Medium)

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla riferimento	Peso Massa Battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE : DPM (Medium)

PESO MASSA BATTENTE	M = 30.00 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0.50 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 18.00 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 35.70 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 10.00 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 90^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 1.00 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 6.00 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P1 = 0.80 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0.10$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(10) \Rightarrow Relativo ad un avanzamento di 10 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	SI
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A δ) = 15.00 kg/cm ² (prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEFF.TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 1.916$ (teoricamente : Nspt = $\beta_t N$)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

$$R_{pd} = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]
e = infissione per colpo = δ / N

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

UNITA' di MISURA (conversioni)

1 kg/cm² = 0.098067 MPa
1 MPa = 1 MN/m² = 10.197 kg/cm²
1 bar = 1.0197 kg/cm² = 0.1 MPa
1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

DIN 1

- committente : Fondazione Borghi
- lavoro : Via Petrarca - Brebbia (VA)
- località : Brebbia Superiore
- note :

- data : 17/02/2020
- quota inizio : 0.0 m p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.10	100	833.3	----	1	0.90 - 1.00	6	45.0	----	2
0.10 - 0.20	13	108.3	----	1	1.00 - 1.10	5	37.5	----	2
0.20 - 0.30	24	200.0	----	1	1.10 - 1.20	3	22.5	----	2
0.30 - 0.40	24	200.0	----	1	1.20 - 1.30	3	22.5	----	2
0.40 - 0.50	42	350.0	----	1	1.30 - 1.40	2	15.0	----	2
0.50 - 0.60	17	141.7	----	1	1.40 - 1.50	2	15.0	----	2
0.60 - 0.70	9	75.0	----	1	1.50 - 1.60	1	7.5	----	2
0.70 - 0.80	5	41.7	----	1	1.60 - 1.70	2	15.0	----	2
0.80 - 0.90	6	45.0	----	2	1.70 - 1.80	100	750.0	----	2

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPM (Medium)**

- M (massa battente)= **30.00** kg - H (altezza caduta)= **0.50** m - A (area punta)= **10.00** cm² - D(diam. punta)= **35.70** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**10**) [δ = 10 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

DIN 2

- committente : Fondazione Borghi
- lavoro : Via Petrarca - Brebbia (VA)
- località : Brebbia Superiore
- note :

- data : 17/02/2020
- quota inizio : 0.0 m p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.10	100	833.3	----	1	0.70 - 0.80	5	41.7	----	1
0.10 - 0.20	14	116.7	----	1	0.80 - 0.90	5	37.5	----	2
0.20 - 0.30	32	266.7	----	1	0.90 - 1.00	10	75.0	----	2
0.30 - 0.40	30	250.0	----	1	1.00 - 1.10	3	22.5	----	2
0.40 - 0.50	18	150.0	----	1	1.10 - 1.20	46	345.0	----	2
0.50 - 0.60	13	108.3	----	1	1.20 - 1.30	100	750.0	----	2
0.60 - 0.70	8	66.7	----	1					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPM (Medium)**

- M (massa battente)= **30.00** kg - H (altezza caduta)= **0.50** m - A (area punta)= **10.00** cm² - D(diam. punta)= **35.70** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**10**) [δ = 10 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 3

- committente : Fondazione Borghi
- lavoro : Via Petrarca - Brebbia (VA)
- località : Brebbia Superiore
- note :

- data : 17/02/2020
- quota inizio : + 3.3 m p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.10	100	833.3	----	1	0.80 - 0.90	15	112.5	----	2
0.10 - 0.20	7	58.3	----	1	0.90 - 1.00	42	315.0	----	2
0.20 - 0.30	17	141.7	----	1	1.00 - 1.10	69	517.5	----	2
0.30 - 0.40	133	1108.3	----	1	1.10 - 1.20	10	75.0	----	2
0.40 - 0.50	36	300.0	----	1	1.20 - 1.30	8	60.0	----	2
0.50 - 0.60	9	75.0	----	1	1.30 - 1.40	9	67.5	----	2
0.60 - 0.70	8	66.7	----	1	1.40 - 1.50	15	112.5	----	2
0.70 - 0.80	12	100.0	----	1	1.50 - 1.60	100	750.0	----	2

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPM (Medium)**

- M (massa battente)= **30.00** kg - H (altezza caduta)= **0.50** m - A (area punta)= **10.00** cm² - D(diam. punta)= **35.70** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**10**) [δ = 10 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 4

- committente : Fondazione Borghi
- lavoro : Via Petrarca - Brebbia (VA)
- località : Brebbia Superiore
- note :

- data : 17/02/2020
- quota inizio : + 3.3 m p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.10	100	833.3	----	1	2.50 - 2.60	3	20.5	----	3
0.10 - 0.20	6	50.0	----	1	2.60 - 2.70	4	27.3	----	3
0.20 - 0.30	39	325.0	----	1	2.70 - 2.80	4	27.3	----	3
0.30 - 0.40	29	241.7	----	1	2.80 - 2.90	5	31.3	----	4
0.40 - 0.50	15	125.0	----	1	2.90 - 3.00	4	25.0	----	4
0.50 - 0.60	8	66.7	----	1	3.00 - 3.10	4	25.0	----	4
0.60 - 0.70	5	41.7	----	1	3.10 - 3.20	5	31.3	----	4
0.70 - 0.80	2	16.7	----	1	3.20 - 3.30	3	18.8	----	4
0.80 - 0.90	1	7.5	----	2	3.30 - 3.40	5	31.3	----	4
0.90 - 1.00	1	7.5	----	2	3.40 - 3.50	4	25.0	----	4
1.00 - 1.10	1	7.5	----	2	3.50 - 3.60	3	18.8	----	4
1.10 - 1.20	15	112.5	----	2	3.60 - 3.70	2	12.5	----	4
1.20 - 1.30	27	202.5	----	2	3.70 - 3.80	3	18.8	----	4
1.30 - 1.40	19	142.5	----	2	3.80 - 3.90	4	23.1	----	5
1.40 - 1.50	18	135.0	----	2	3.90 - 4.00	6	34.6	----	5
1.50 - 1.60	14	105.0	----	2	4.00 - 4.10	7	40.4	----	5
1.60 - 1.70	17	127.5	----	2	4.10 - 4.20	7	40.4	----	5
1.70 - 1.80	19	142.5	----	2	4.20 - 4.30	5	28.8	----	5
1.80 - 1.90	14	95.5	----	3	4.30 - 4.40	4	23.1	----	5
1.90 - 2.00	8	54.5	----	3	4.40 - 4.50	6	34.6	----	5
2.00 - 2.10	8	54.5	----	3	4.50 - 4.60	4	23.1	----	5
2.10 - 2.20	7	47.7	----	3	4.60 - 4.70	6	34.6	----	5
2.20 - 2.30	6	40.9	----	3	4.70 - 4.80	7	40.4	----	5
2.30 - 2.40	4	27.3	----	3	4.80 - 4.90	100	535.7	----	6
2.40 - 2.50	2	13.6	----	3					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPM (Medium)**

- M (massa battente)= **30.00** kg - H (altezza caduta)= **0.50** m - A (area punta)= **10.00** cm² - D(diam. punta)= **35.70** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**10**) [δ = 10 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

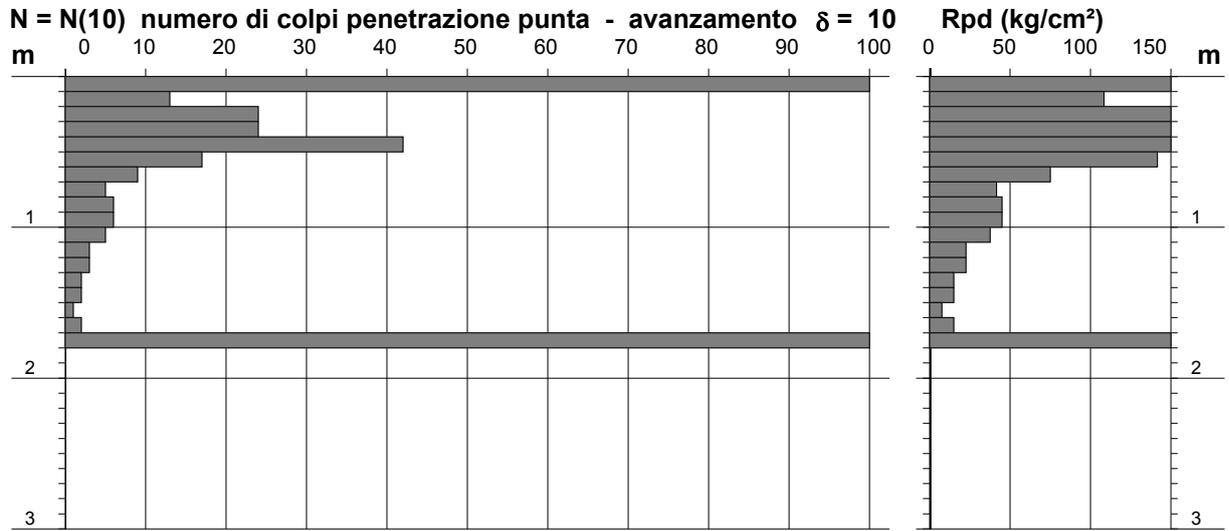
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

DIN 1

Scala 1: 50

- committente : Fondazione Borghi
- lavoro : Via Petrarca - Brebbia (VA)
- località : Brebbia Superiore
- note :

- data : 17/02/2020
- quota inizio : 0.0 m p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1



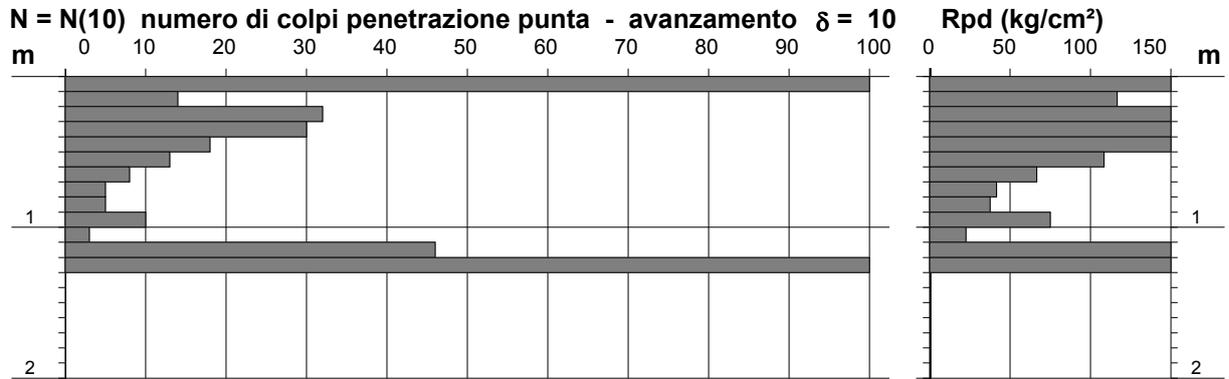
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

DIN 2

Scala 1: 50

- committente : Fondazione Borghi
- lavoro : Via Petrarca - Brebbia (VA)
- località : Brebbia Superiore
- note :

- data : 17/02/2020
- quota inizio : 0.0 m p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1



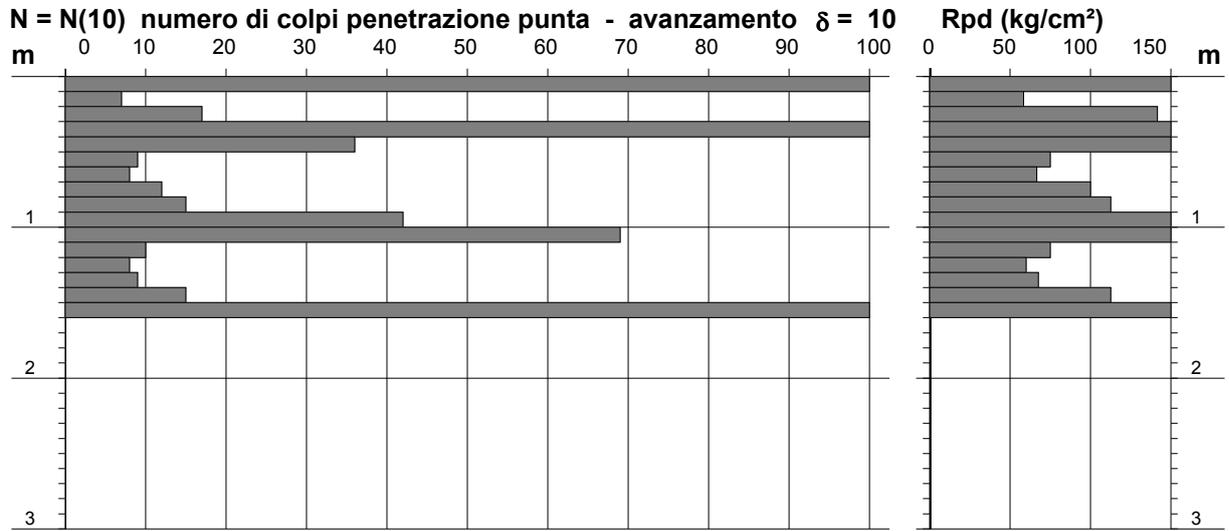
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

DIN 3

Scala 1: 50

- committente : Fondazione Borghi
- lavoro : Via Petrarca - Brebbia (VA)
- località : Brebbia Superiore
- note :

- data : 17/02/2020
- quota inizio : + 3.3 m p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1



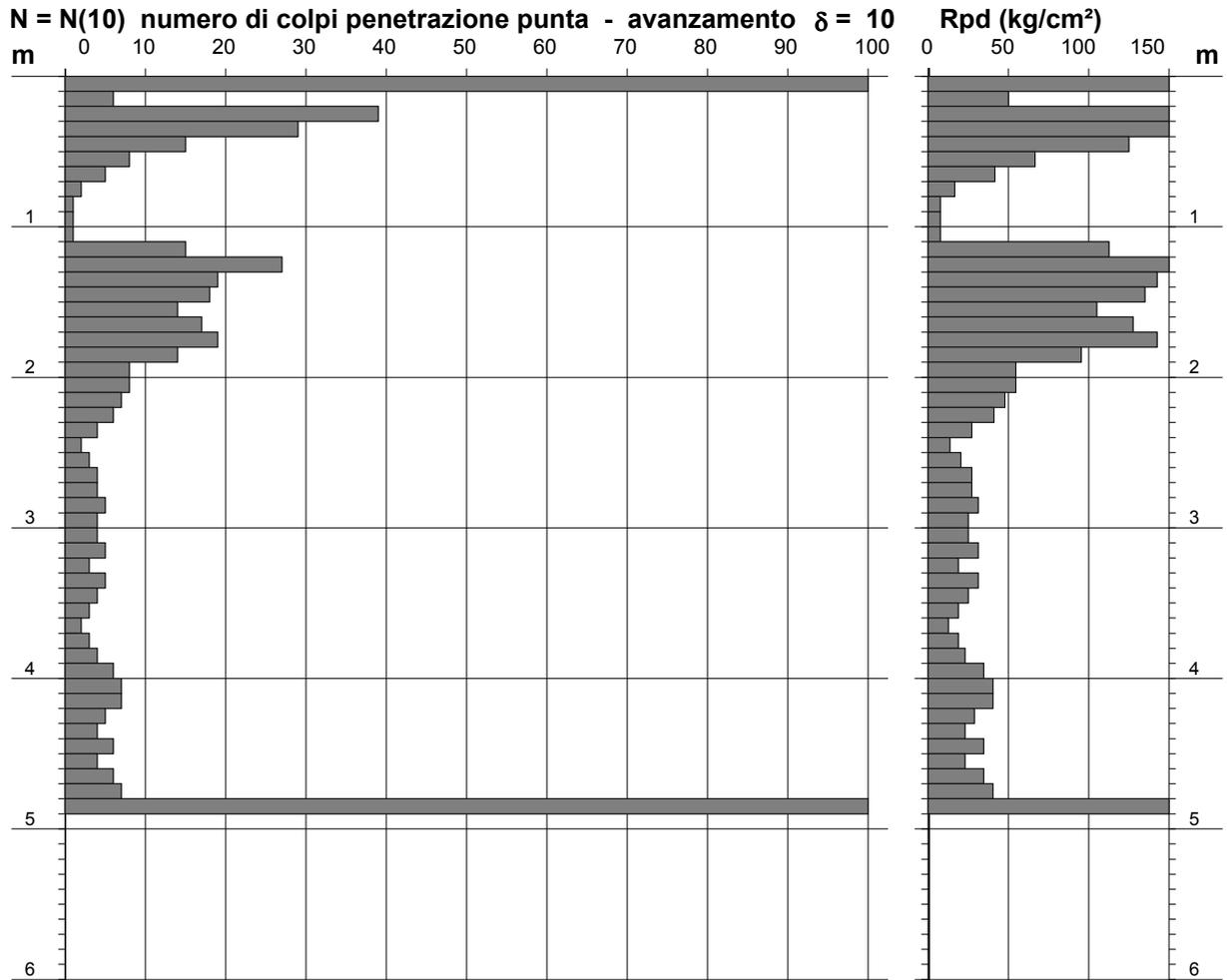
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

DIN 4

Scala 1: 50

- committente : Fondazione Borghi
- lavoro : Via Petrarca - Brebbia (VA)
- località : Brebbia Superiore
- note :

- data : 17/02/2020
- quota inizio : + 3.3 m p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1



ALLEGATO 2

Report elaborazione dati prove penetrometriche

COMMITTENTE	FONDAZIONE BORGHI
COMMESSA	
LOCALITA'	Via Petrarca - Brebbia VA
DATA	Gen 2020
PROVA	DP 1
PROF. FALDA	n.r.

CARATTERISTICHE DEL PENETROMETRO

Massa del maglio	30 kg
Altezza di caduta	20 cm
Peso testa di battuta, asta di guida ecc	13.6 kg
Lunghezza aste	1 m
Massa aste	2.4 kg/m
Diametro esterno aste	20 mm
Diametro base punta conica	35.7 mm
Angolo di apertura cono	60°
Lunghezza complessiva punta	41 mm
Penetrazione unitaria	0.1 m

Prof	N10	Nspt/N10	yn	σ_{vo}	σ'_{vo}	Nspt	N1	Dr	ϕ'	Vs	E	c'
m	-	-	t/m3	kg/cm2	kg/cm2	-	-	-	°	m/s	kg/cm2	kg/cm2
0,1	100	0,77	1,90	0,02	0,02	77	709	3,78	54	310	3734	0
0,2	13	0,77	1,90	0,04	0,04	10	62	1,05	29	186	397	0
0,3	24	0,77	1,90	0,06	0,06	18	92	1,29	34	217	549	0
0,4	24	0,77	1,90	0,08	0,08	18	78	1,18	34	217	479	0
0,5	42	0,77	1,90	0,10	0,10	32	121	1,48	40	249	699	0
0,6	17	0,77	1,90	0,11	0,11	13	44	0,87	45	199	303	0
0,7	9	0,77	1,90	0,13	0,13	7	21	0,60	36	170	185	0
0,8	5	0,77	1,80	0,14	0,14	4	11	0,43	30	146	133	0
0,9	6	0,77	1,80	0,16	0,16	5	13	0,45	31	153	141	0
1	6	0,77	1,80	0,18	0,18	5	12	0,44	31	153	137	0
1,1	5	0,77	1,80	0,20	0,20	4	10	0,39	29	146	124	0
1,2	3	0,77	1,80	0,22	0,22	2	5	0,25	25	129	103	0
1,3	3	0,77	1,80	0,23	0,23	2	5	0,24	25	129	101	0
1,4	2	0,77	1,80	0,25	0,25	2	3	0,16	23	116	92	0
1,5	2	0,77	1,80	0,27	0,27	2	3	0,16	23	116	91	0
1,6	1	0,77	1,80	0,29	0,29	1	2	0,08	21	98	82	0
1,7	2	0,77	1,80	0,31	0,31	2	3	0,15	23	116	90	0
1,8	100	0,77	2,10	0,38	0,38	30	52	0,95	47	245	342	0,5

	Nspt	N1	Dr	ϕ'	Vs	E	$\phi'r$	c'	Ynat	Ysat	Stratigrafia
	-	-	-	°	m/s	kg/cmq	°	kg/cmq	t/mc	t/mc	
LITO 1A	17	33	0,73	40,2	184	244	36,2	0	1,90	2,00	da m 0,0 a m 0,7
LITO 1B	3	7	0,28	26,1	130	109	24,8	0	1,80	1,90	da m 0,7 a m 1,7
LITO 2	77	133	1,56	54,2	310	760	48,8	0,5	2,10	2,20	da m 1,7

COMMITTENTE	FONDAZIONE BORGHI
COMMESSA	
LOCALITA'	Via Petrarca - Brebbia VA
DATA	Gen 2020
PROVA	DP 2
PROF. FALDA	n.r.

CARATTERISTICHE DEL PENETROMETRO

Massa del maglio	30 kg
Altezza di caduta	20 cm
Peso testa di battuta, asta di guida ecc	13.6 kg
Lunghezza aste	1 m
Massa aste	2.4 kg/m
Diametro esterno aste	20 mm
Diametro base punta conica	35.7 mm
Angolo di apertura cono	60°
Lunghezza complessiva punta	41 mm
Penetrazione unitaria	0.1 m

Prof	N10	Nspt/N10	yn	σ_{vo}	σ'_{vo}	Nspt	N1	Dr	ϕ'	Vs	E	c'
m	-	-	t/m3	kg/cm2	kg/cm2	-	-	-	°	m/s	kg/cm2	kg/cm2
0,1	100	0,77	1,90	0,02	0,02	77	709	3,78	54	310	3734	0
0,2	14	0,77	1,90	0,04	0,04	11	67	1,09	30	189	422	0
0,3	35	0,77	1,90	0,06	0,06	27	134	1,57	38	238	767	0
0,4	30	0,77	1,90	0,08	0,08	23	98	1,33	36	229	580	0
0,5	18	0,77	1,90	0,10	0,10	14	52	0,95	47	202	342	0
0,6	13	0,77	1,90	0,11	0,11	10	34	0,76	41	186	249	0
0,7	8	0,77	1,80	0,13	0,13	6	20	0,57	35	165	176	0
0,8	5	0,77	1,80	0,14	0,14	4	11	0,43	30	146	133	0
0,9	5	0,77	1,80	0,16	0,16	4	11	0,41	30	146	130	0
1	5	0,77	1,80	0,18	0,18	4	10	0,40	29	146	126	0
1,1	3	0,77	1,80	0,20	0,20	2	6	0,26	26	129	104	0
1,2	46	0,77	2,10	0,25	0,25	35	77	1,17	54	255	470	0
1,3	100	0,77	2,10	0,27	0,27	77	159	1,72	71	310	897	0,5

	Nspt	N1	Dr	ϕ'	Vs	E	$\phi'r$	c'	Ynat	Ysat	Stratigrafia
	-	-	-	°	m/s	kg/cmq	°	kg/cmq	t/mc	t/mc	
LITO 1A	17	43	0,85	44,1	194	295	39,7	0	1,90	2,00	da m 0,0 a m 0,6
LITO 1B	4	11	0,41	29,9	147	134	28,4	0	1,80	1,90	da m 0,6 a m 1,1
LITO 2	56	118	1,44	62,8	282	684	56,5	0,5	2,10	2,20	da m 1,1

COMMITTENTE	FONDAZIONE BORGHI
COMMESSA	
LOCALITA'	Via Petrarca - Brebbia VA
DATA	Gen 2020
PROVA	DP 3
PROF. FALDA	n.r.

CARATTERISTICHE DEL PENETROMETRO

Massa del maglio	30 kg
Altezza di caduta	20 cm
Peso testa di battuta, asta di guida ecc	13.6 kg
Lunghezza aste	1 m
Massa aste	2.4 kg/m
Diametro esterno aste	20 mm
Diametro base punta conica	35.7 mm
Angolo di apertura cono	60°
Lunghezza complessiva punta	41 mm
Penetrazione unitaria	0.1 m

Prof	N10	Nspt/N10	yn	σ_{vo}	σ'_{vo}	Nspt	N1	Dr	ϕ'	Vs	E	c'
m	-	-	t/m3	kg/cm2	kg/cm2	-	-	-	°	m/s	kg/cm2	kg/cm2
0,1	100	0,77	1,90	0,02	0,02	77	709	3,78	54	310	3734	0
0,2	7	0,77	1,90	0,04	0,04	5	34	0,76	25	159	248	0
0,3	17	0,77	1,90	0,06	0,06	13	65	1,07	31	199	411	0
0,4	36	0,77	1,90	0,08	0,08	28	117	1,46	39	240	681	0
0,5	36	0,77	1,90	0,10	0,10	28	104	1,37	61	240	609	0
0,6	9	0,77	1,90	0,11	0,11	7	23	0,62	37	170	195	0
0,7	8	0,77	1,90	0,13	0,13	6	19	0,56	35	165	173	0
0,8	12	0,77	1,90	0,15	0,15	9	27	0,67	38	182	212	0
0,9	15	0,77	1,90	0,17	0,17	12	31	0,72	40	193	235	0
1	42	0,77	1,90	0,19	0,19	32	82	1,21	55	249	498	0
1,1	40	0,77	1,90	0,21	0,21	31	74	1,15	53	246	457	0
1,2	10	0,77	1,90	0,23	0,23	8	18	0,54	34	174	165	0
1,3	8	0,77	1,90	0,25	0,25	6	13	0,47	31	165	144	0
1,4	9	0,77	1,90	0,27	0,27	7	15	0,49	32	170	150	0
1,5	15	0,77	1,90	0,29	0,29	12	23	0,62	37	193	195	0
1,6	100	0,77	2,10	0,34	0,34	30	55	0,98	48	245	360	0,5

	Nspt	N1	Dr	ϕ'	Vs	E	$\phi'r$	c'	Ynat	Ysat	Stratigrafia
	-	-	-	°	m/s	kg/cmq	°	kg/cmq	t/mc	t/mc	
LITO 1A	15	32	0,70	39,2	191	242	35,3	0	1,90	2,00	da m 0,0 a m 0,6
LITO 2	77	142	1,62	68,3	310	807	61,4	0,5	2,10	2,20	da m 1,1

COMMITTENTE	FONDAZIONE BORGHI
COMMESSA	
LOCALITA'	Via Petrarca - Brebbia VA
DATA	Gen 2020
PROVA	DP 4
PROF. FALDA	n.r.

CARATTERISTICHE DEL PENETROMETRO

Massa del maglio	30 kg
Altezza di caduta	20 cm
Peso testa di battuta, asta di guida ecc	13.6 kg
Lunghezza aste	1 m
Massa aste	2.4 kg/m
Diametro esterno aste	20 mm
Diametro base punta conica	35.7 mm
Angolo di apertura cono	60°
Lunghezza complessiva punta	41 mm
Penetrazione unitaria	0.1 m

Prof	N10	Nspt/N10	yn	σ_{vo}	σ'_{vo}	Nspt	N1	Dr	φ'	Vs	E	c'
m	-	-	t/m3	kg/cm2	kg/cm2	-	-	-	°	m/s	kg/cm2	kg/cm2
0,1	100	0,77	1,90	0,02	0,02	77	709	3,78	54	310	3734	0
0,2	6	0,77	1,90	0,04	0,04	5	29	0,70	25	153	223	0
0,3	39	0,77	1,90	0,06	0,06	30	149	1,66	40	245	846	0
0,4	29	0,77	1,90	0,08	0,08	22	95	1,30	36	227	563	0
0,5	15	0,77	1,90	0,10	0,10	12	43	0,86	44	193	297	0
0,6	8	0,77	1,90	0,11	0,11	6	21	0,59	35	165	182	0
0,7	5	0,77	1,80	0,13	0,13	4	12	0,44	31	146	138	0
0,8	2	0,77	1,80	0,14	0,14	2	5	0,22	25	116	98	0
0,9	1	0,77	1,80	0,16	0,16	1	2	0,11	22	98	86	0
1	1	0,77	1,80	0,18	0,18	1	2	0,11	21	98	85	0
1,1	1	0,77	1,80	0,20	0,20	1	2	0,10	21	98	84	0
1,2	15	0,77	1,90	0,23	0,23	12	26	0,67	38	193	211	0
1,3	27	0,77	1,90	0,25	0,25	21	45	0,89	45	223	309	0
1,4	19	0,77	1,90	0,27	0,27	15	31	0,72	40	204	233	0
1,5	18	0,77	1,90	0,29	0,29	14	28	0,69	39	202	219	0
1,6	14	0,77	1,90	0,30	0,30	11	21	0,59	35	189	183	0
1,7	17	0,77	1,90	0,32	0,32	13	25	0,64	37	199	202	0
1,8	19	0,77	1,90	0,34	0,34	15	27	0,67	38	204	212	0
1,9	14	0,77	1,90	0,36	0,36	11	19	0,56	35	189	173	0
2	8	0,77	1,90	0,38	0,38	6	11	0,41	30	165	129	0
2,1	8	0,77	1,90	0,40	0,40	6	10	0,40	29	165	128	0
2,2	7	0,77	1,80	0,40	0,40	5	9	0,38	28	159	121	0
2,3	6	0,77	1,80	0,41	0,41	5	8	0,33	27	153	114	0
2,4	4	0,77	1,80	0,43	0,43	3	5	0,23	25	138	100	0
2,5	2	0,77	1,80	0,45	0,45	2	2	0,12	22	116	87	0

2,6	3	0,77	1,80	0,47	0,47	2	4	0,17	23	129	93	0
2,7	4	0,77	1,80	0,49	0,49	3	5	0,22	25	138	98	0
2,8	4	0,77	1,80	0,50	0,50	3	5	0,21	25	138	98	0
2,9	5	0,77	1,80	0,52	0,52	4	6	0,25	26	146	103	0
3	4	0,77	1,80	0,54	0,54	3	4	0,21	24	138	97	0
3,1	4	0,77	1,80	0,56	0,56	3	4	0,20	24	138	97	0
3,2	5	0,77	1,80	0,58	0,58	4	5	0,24	25	146	102	0
3,3	3	0,77	1,80	0,59	0,59	2	3	0,15	23	129	90	0
3,4	5	0,77	1,80	0,61	0,61	4	5	0,24	25	146	101	0
3,5	4	0,77	1,80	0,63	0,63	3	4	0,19	24	138	95	0
3,6	3	0,77	1,80	0,65	0,65	2	3	0,15	23	129	90	0
3,7	2	0,77	1,80	0,67	0,67	2	2	0,10	21	116	84	0
3,8	3	0,77	1,80	0,68	0,68	2	3	0,14	23	129	89	0
3,9	4	0,77	1,80	0,70	0,70	3	4	0,18	24	138	94	0
4	6	0,77	1,80	0,72	0,72	5	6	0,26	26	153	103	0
4,1	7	0,77	1,80	0,74	0,74	5	6	0,29	26	159	107	0
4,2	7	0,77	1,80	0,76	0,76	5	6	0,28	26	159	107	0
4,3	5	0,77	1,80	0,77	0,77	4	4	0,21	24	146	97	0
4,4	4	0,77	1,80	0,79	0,79	3	4	0,17	23	138	93	0
4,5	6	0,77	1,80	0,81	0,81	5	5	0,24	25	153	101	0
4,6	4	0,77	1,80	0,83	0,83	3	3	0,17	23	138	92	0
4,7	3	0,77	1,80	0,85	0,85	2	3	0,13	22	129	88	0
4,8	7	0,77	1,80	0,86	0,86	5	6	0,27	26	159	105	0
4,9	100	0,77	2,10	1,03	1,03	50	49	0,92	46	278	329	0,5

	Nspt	N1	Dr	ϕ'	Vs	E	$\phi'r$	c'	Ynat	Ysat	Stratigrafia
	-	-	-	°	m/s	kg/cmq	°	kg/cmq	t/mc	t/mc	
LITO 1A	25	32	0,72	39,9	179	240	35,9	0	1,90	2,00	da m 0,0 a m 0,6
LITO 1B	2	5	0,20	23,9	111	98	22,7	0	1,80	1,90	da m 0,6 a m 1,1
LITO 1A	12	24	0,62	36,6	193	200	32,9	0	1,90	2,00	da m 1,1 a m 2,1
LITO 1B	3	5	0,21	24,4	141	98	23,2	0	1,80	1,90	da m 2,1 a m 4,8
LITO 2	77	76	1,16	53,9	310	466	48,5	0,5	2,10	2,20	da m 4,8

LEGENDA

γ_n : peso di volume naturale del terreno

γ_{sat} : peso di volume saturo del terreno

σ_{vo} : tensione verticale totale

σ'_{vo} : tensione verticale efficace

N_{10} : numero di colpi del penetrometro dinamico

N_{spt} : numero di colpi equivalente della prova SPT

N_1 : numero di colpi normalizzato rispetto alla tensione geostatica [Jamolkowski et al., 1985]

D_r : densità relativa [Skempton, 1986]

ϕ' : angolo d'attrito efficace [Iwasaki, 1982]: picco (p), residuo (r)

c' : coesione efficace

V_s : velocità di propagazione delle onde di taglio [Yoshida et al., 1988]

E : modulo di elasticità [Shultze e Menzebach, 1988]

ALLEGATO 3

Report indagine sismica passiva (HVSr)

BREBBIA (VA), FONDAZIONE BORGHI 1

Strumento: TRZ-0179/01-12

Inizio registrazione: 01/02/20 11:33:47 Fine registrazione: 01/02/20 11:45:46

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h12'00".

Analizzato 94% tracciato (selezione manuale)

Freq. campionamento: 128 Hz

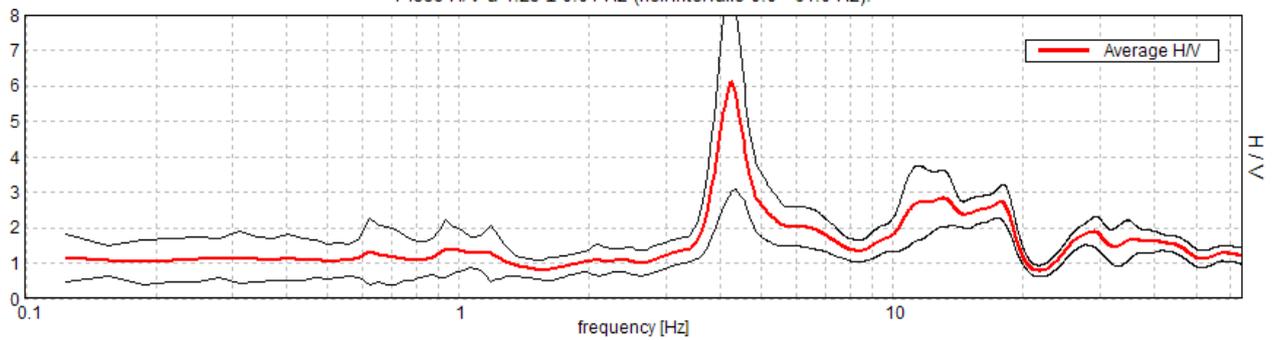
Lunghezza finestre: 20 s

Tipo di lisciamento: Triangular window

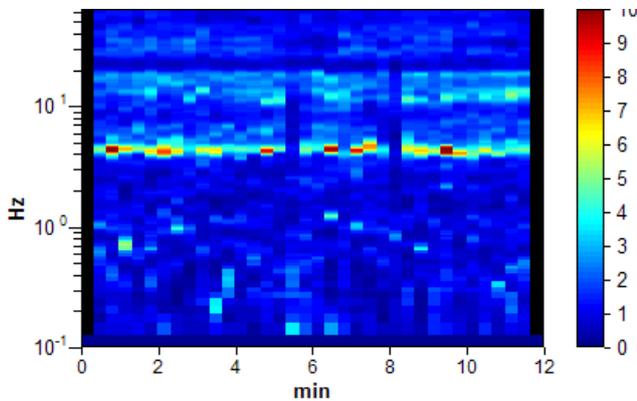
Lisciamento: 10%

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

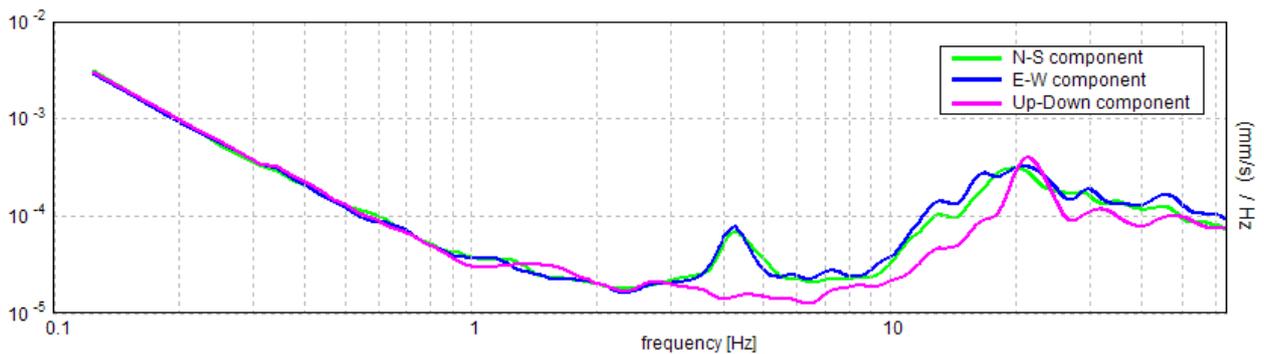
Picco H/V a 4.25 ± 0.01 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).



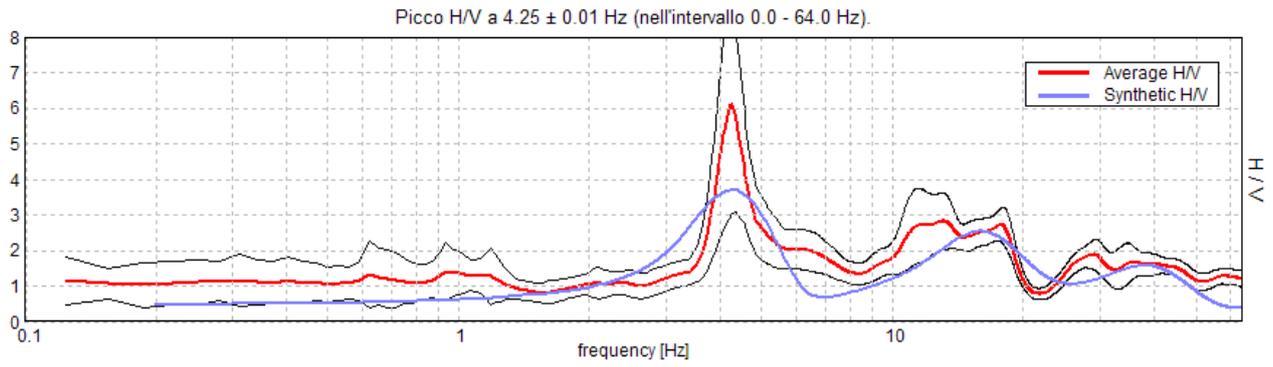
SERIE TEMPORALE H/V



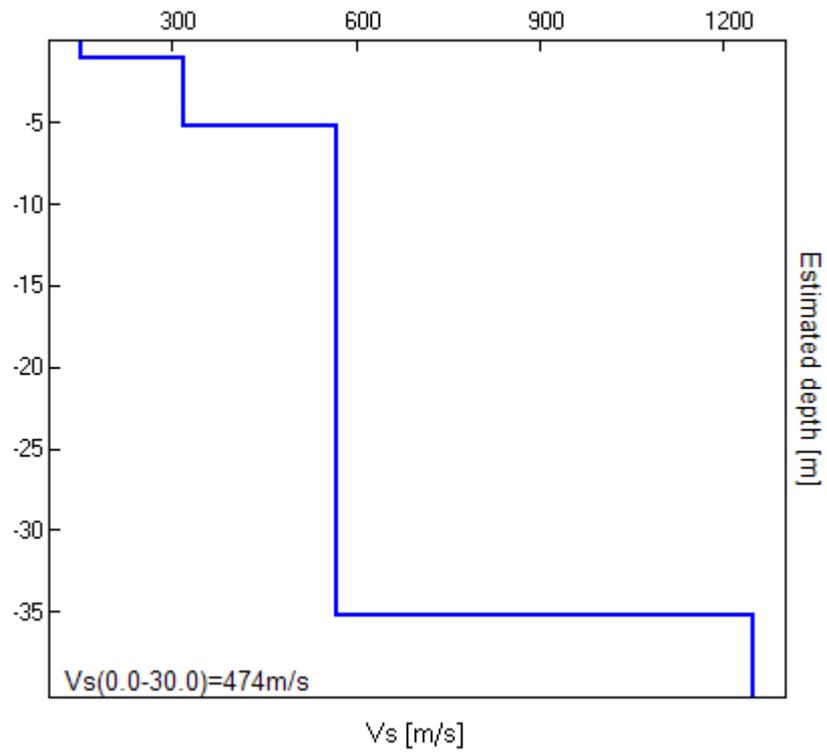
SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
1.00	1.00	150	0.35
5.20	4.20	320	0.35
35.20	30.00	570	0.35
inf.	inf.	1250	0.35



[Secondo le linee guida SESAME, 2005. Si raccomanda di leggere attentamente il manuale di Grilla prima di interpretare la tabella seguente].

Picco H/V a 4.25 ± 0.01 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

[Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	$4.25 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$2890.0 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 17 volte su 205	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

[Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	3.813 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	4.813 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$6.11 > 2$	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.00128 < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.00544 < 0.2125$	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$1.5019 < 1.58$	OK	

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
$\sigma_{\log H/V}(f)$	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 $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

ALLEGATO 4

REPORT VERIFICA STABILITA' VERSANTE

METODO DI BISHOP

Analisi di stabilità dei pendii con BISHOP

Lat./Long.	45.834253/8.65876
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	2.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.3
Coefficiente parziale resistenza	1.1
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	-25.5 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	42.99 m
Ascissa vertice destro superiore xs	12.36 m
Ordinata vertice destro superiore ys	73.43 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe IV
Vita nominale:	100.0 [anni]
Vita di riferimento:	200.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	FO [-]	TC* [sec]
S.L.O.	120.0	0.25	2.61	0.22
S.L.D.	201.0	0.3	2.63	0.24
S.L.V.	1898.0	0.53	2.81	0.32
S.L.C.	2475.0	0.56	2.86	0.33

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

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

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.36	0.2	0.0073	0.0037
S.L.D.	0.432	0.2	0.0088	0.0044
S.L.V.	0.7632	0.2	0.0156	0.0078
S.L.C.	0.8064	0.2	0.0164	0.0082

Coefficiente azione sismica orizzontale
 Coefficiente azione sismica verticale

0.0156
 0.0078

Vertici profilo

N	X m	y m
1	0.0	0.0
2	10.0	40.0
3	16.37	39.94
4	16.87	43.65
5	80.17	43.65
6	80.17	0.0
7	0.0	0.0

Vertici strato1

N	X m	y m
1	0.0	0.0
2	10.0	40.0
3	16.37	39.94
4	16.56	41.38
5	61.02	43.65
6	80.17	43.65
7	80.17	43.65
8	80.17	0.0
9	0.0	0.0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

=====

Tangente angolo di resistenza al taglio	1.25
Coesione efficace	1.25
Coesione non drenata	1.4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

=====

Stratigrafia

c: coesione; cu: coesione non drenata; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kg/cm ²)	cu (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia
1	0		26.3	1750	1850	0.00	
2	1.5		44.0	2000	2000	0.00	

Carichi distribuiti

N°	xi m	yi m	xf m	yf m	Carico esterno (kg/cm ²)
1	23.55	41.34	44.85	41.34	2

Risultati analisi pendio [NTC 2008: [A2+M2+R2]]

Fs minimo individuato	1.33
Ascissa centro superficie	-10.36 m
Ordinata centro superficie	42.99 m
Raggio superficie	38.76 m

Analisi dei conci. Superficie...xc = -10.356 yc = 42.987 Rc = 38.755 Fs=1.3281

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	2.69	20.0	2.86	26406.54	411.94	205.97	1.2	37.7	0.0	16412.1	32160.2
2	2.69	24.3	2.95	78301.92	1221.51	610.75	1.2	37.7	0.0	60548.2	56225.8
3	3.1	29.1	3.55	153200.5	2389.93	1194.96	1.2	37.7	0.0	122942.3	94158.5
4	2.27	33.7	2.73	132936.5	2073.81	1036.9	1.2	37.7	0.0	107066.6	79052.0
5	2.69	38.3	3.42	147418.0	2299.72	1149.86	1.2	37.7	0.0	116849.9	89895.6
6	1.41	42.2	1.9	72479.49	1130.68	565.34	1.2	37.7	0.0	56542.1	45543.0
7	0.5	44.1	0.7	26694.95	416.44	208.22	1.2	37.7	0.0	20898.0	16795.5
8	6.15	52.0	9.99	302027.2	4711.62	2355.81	1.2	37.7	0.0	229933.3	203686.0
9	2.69	64.0	6.13	137997.6	2152.76	1076.38	1.2	37.7	0.0	101526.5	104003.8
10	2.69	79.8	15.1	108623.2	1694.52	847.26	1.2	37.7	0.0	-19231.3	113862.3

METODO DI BISHOP

GRAFICO DELLA SUPERFICIE CON IL PIÙ BASSO COEFFICIENTE DI SICUREZZA (FS MIN 1.33)

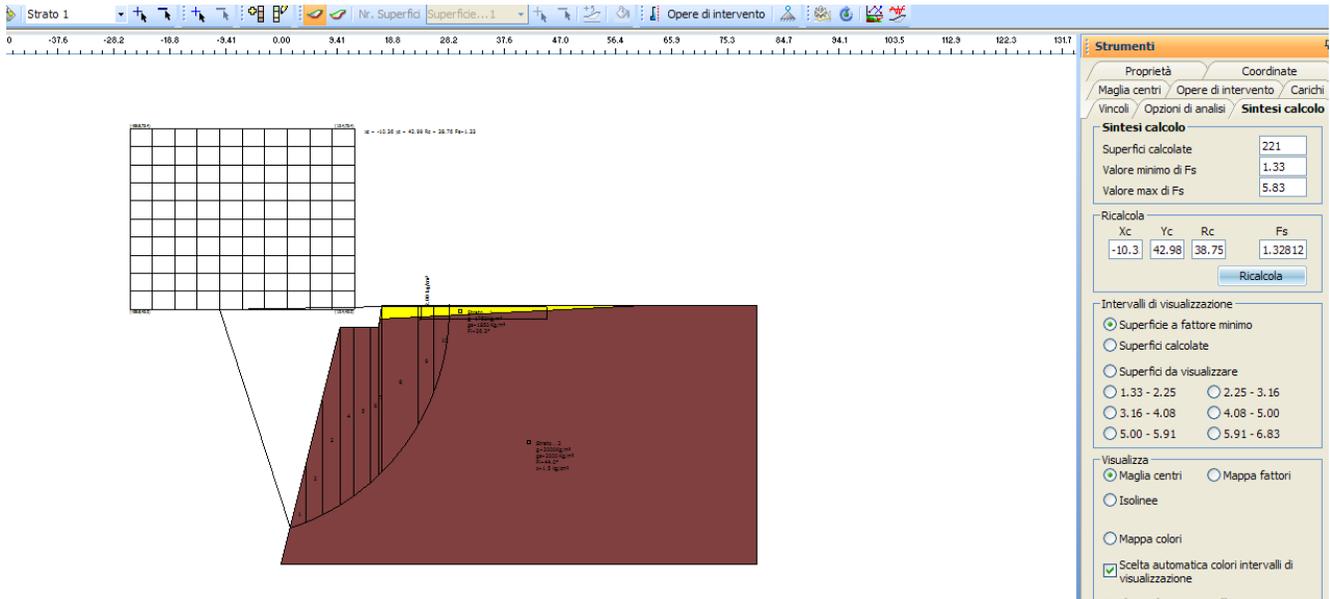
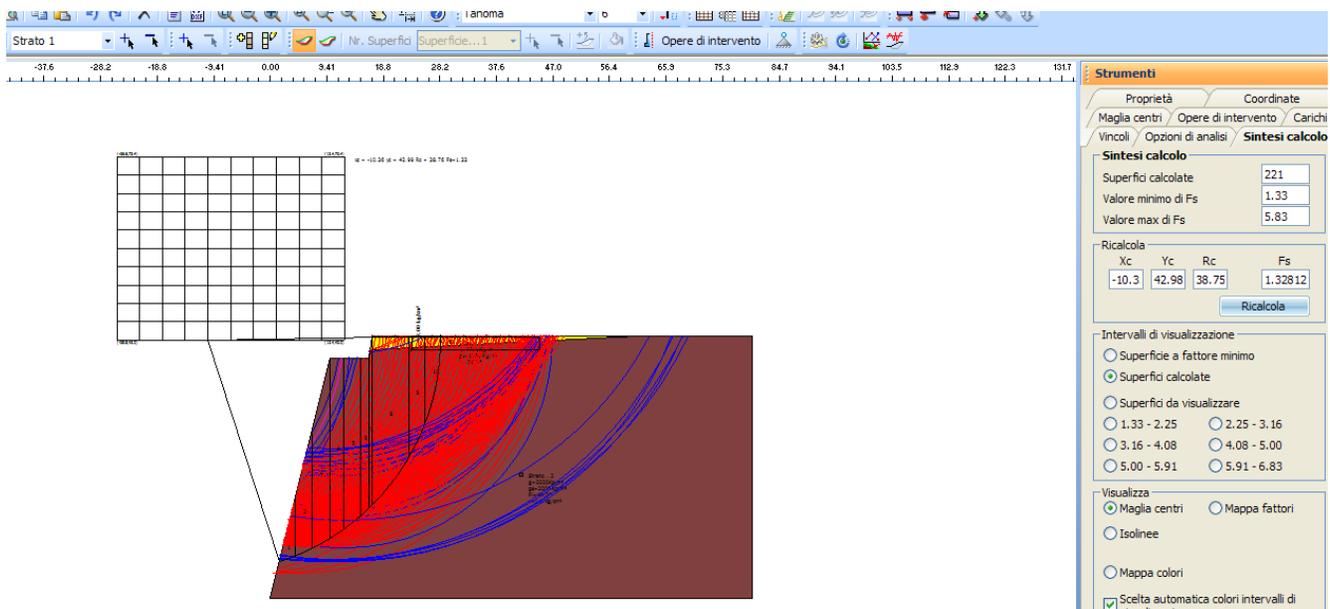


GRAFICO CON TUTTE LE SUPERFICIE CONSIDERATE NELLA VERIFICA



METODO DI JANBU

Analisi di stabilità dei pendii con JANBU

Lat./Long.	45.834253/8.65876
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	2.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.3
Coefficiente parziale resistenza	1.1
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	-25.5 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	42.99 m
Ascissa vertice destro superiore xs	12.36 m
Ordinata vertice destro superiore ys	73.43 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe IV
Vita nominale:	100.0 [anni]
Vita di riferimento:	200.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	120.0	0.25	2.61	0.22
S.L.D.	201.0	0.3	2.63	0.24
S.L.V.	1898.0	0.53	2.81	0.32
S.L.C.	2475.0	0.56	2.86	0.33

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.36	0.2	0.0073	0.0037
S.L.D.	0.432	0.2	0.0088	0.0044
S.L.V.	0.7632	0.2	0.0156	0.0078
S.L.C.	0.8064	0.2	0.0164	0.0082

Coefficiente azione sismica orizzontale 0.0156
 Coefficiente azione sismica verticale 0.0078

Vertici profilo

N	X m	y m
1	0.0	0.0
2	10.0	40.0
3	16.37	39.94
4	16.87	43.65
5	80.17	43.65
6	80.17	0.0
7	0.0	0.0

Vertici strato1

N	X m	y m
1	0.0	0.0
2	10.0	40.0
3	16.37	39.94
4	16.56	41.38
5	61.02	43.65
6	80.17	43.65
7	80.17	43.65
8	80.17	0.0
9	0.0	0.0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

=====

Tangente angolo di resistenza al taglio	1.25
Coesione efficace	1.25
Coesione non drenata	1.4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

=====

Stratigrafia

c: coesione; cu: coesione non drenata; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kg/cm ²)	cu (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia
1	0		26.3	1750	1850	0.00	
2	1.5		44.0	2000	2000	0.00	

Carichi distribuiti

N°	xi m	yi m	xf m	yf m	Carico esterno (kg/cm ²)
1	23.55	41.34	44.85	41.34	2

Risultati analisi pendio [NTC 2008: [A2+M2+R2]]

=====

Fs minimo individuato	1.55
Ascissa centro superficie	-10.36 m
Ordinata centro superficie	42.99 m
Raggio superficie	38.76 m

=====

Analisi dei conci. Superficie...xc = -10.356 yc = 42.987 Rc = 38.755 Fs=1.5521

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	2.69	20.0	2.86	26406.54	411.94	205.97	1.2	37.7	0.0	16154.3	34971.7
2	2.69	24.3	2.95	78301.92	1221.51	610.75	1.2	37.7	0.0	60010.3	62980.1
3	3.1	29.1	3.55	153200.5	2389.93	1194.96	1.2	37.7	0.0	121880.1	109906.2
4	2.27	33.7	2.73	132936.5	2073.81	1036.9	1.2	37.7	0.0	106043.6	96867.2
5	2.69	38.3	3.42	147418.0	2299.72	1149.86	1.2	37.7	0.0	115538.3	116593.7
6	1.41	42.2	1.9	72479.49	1130.68	565.34	1.2	37.7	0.0	55810.9	62557.7
7	0.5	44.1	0.7	26694.95	416.44	208.22	1.2	37.7	0.0	20616.1	23799.4
8	6.15	52.0	9.99	302027.2	4711.62	2355.81	1.2	37.7	0.0	225864.5	336309.8
9	2.69	64.0	6.13	137997.6	2152.76	1076.38	1.2	37.7	0.0	98860.4	240076.1
10	2.69	79.8	15.1	108623.2	1694.52	847.26	1.2	37.7	0.0	-23389.5	644117.0

METODO DI JANBU

GRAFICO DELLA SUPERFICIE CON IL PIÙ BASSO COEFFICIENTE DI SICUREZZA (FS MIN 1.55)

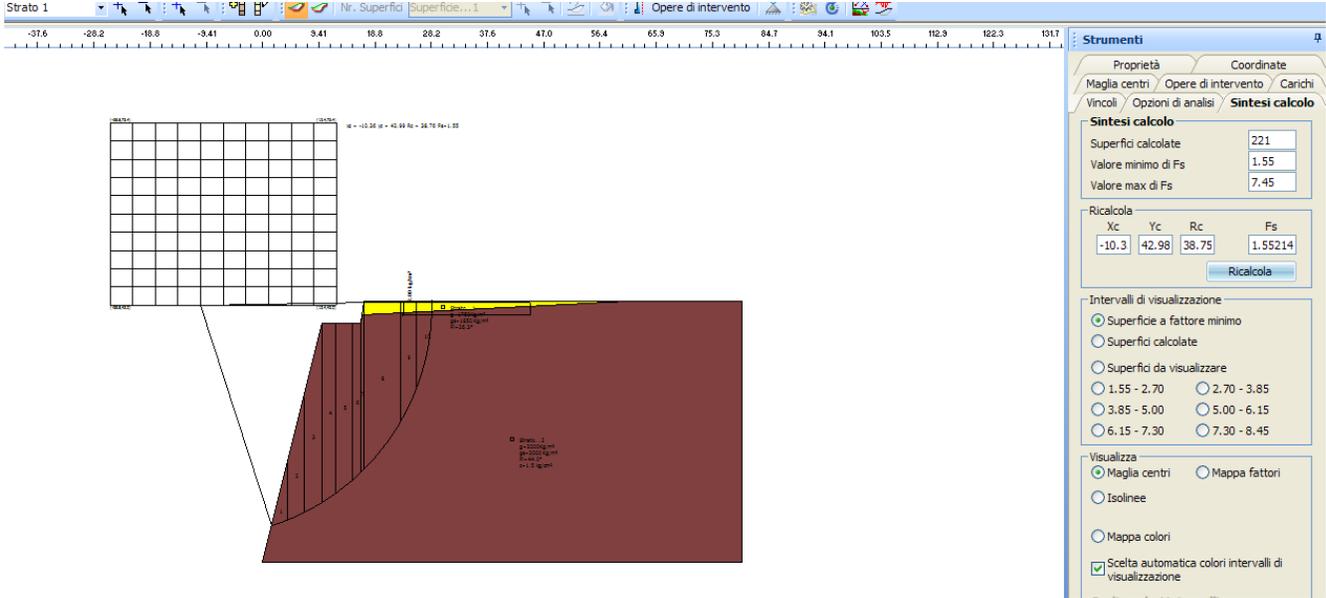
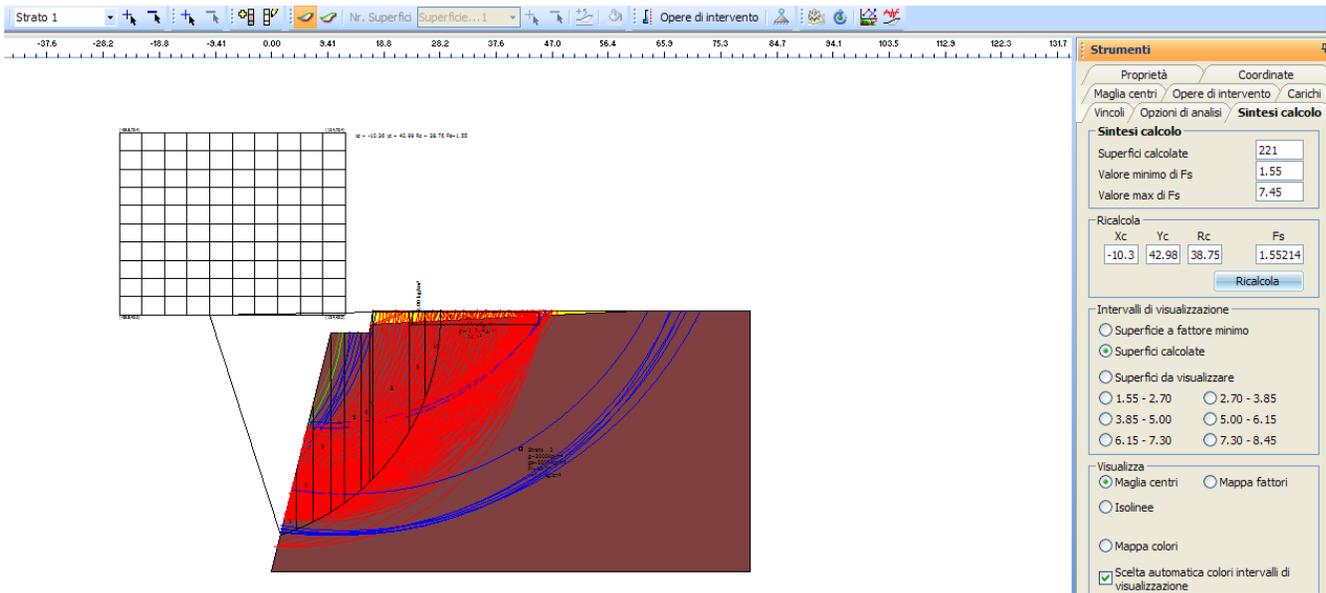


GRAFICO CON TUTTE LE SUPERFICIE CONSIDERATE NELLA VERIFICA



METODO DI BELL

Analisi di stabilità dei pendii con BELL

Lat./Long.	45.834253/8.65876
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	2.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.3
Coefficiente parziale resistenza	1.1
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	-25.5 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	42.99 m
Ascissa vertice destro superiore xs	12.36 m
Ordinata vertice destro superiore ys	73.43 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe IV
Vita nominale:	100.0 [anni]
Vita di riferimento:	200.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	120.0	0.25	2.61	0.22
S.L.D.	201.0	0.3	2.63	0.24
S.L.V.	1898.0	0.53	2.81	0.32
S.L.C.	2475.0	0.56	2.86	0.33

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.36	0.2	0.0073	0.0037
S.L.D.	0.432	0.2	0.0088	0.0044
S.L.V.	0.7632	0.2	0.0156	0.0078
S.L.C.	0.8064	0.2	0.0164	0.0082

Coefficiente azione sismica orizzontale 0.0156
 Coefficiente azione sismica verticale 0.0078

Vertici profilo

N	X m	y m
1	0.0	0.0
2	10.0	40.0
3	16.37	39.94
4	16.87	43.65
5	80.17	43.65
6	80.17	0.0
7	0.0	0.0

Vertici strato1

N	X m	y m
1	0.0	0.0
2	10.0	40.0
3	16.37	39.94
4	16.56	41.38
5	61.02	43.65
6	80.17	43.65
7	80.17	43.65
8	80.17	0.0
9	0.0	0.0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

=====

Tangente angolo di resistenza al taglio 1.25
 Coesione efficace 1.25
 Coesione non drenata 1.4
 Riduzione parametri geotecnici terreno Si

=====

Stratigrafia

c: coesione; cu: coesione non drenata; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kg/cm ²)	cu (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia
1	0		26.3	1750	1850	0.00	
2	1.5		44.0	2000	2000	0.00	

Carichi distribuiti

N°	xi m	yi m	xf m	yf m	Carico esterno (kg/cm ²)
1	23.55	41.34	44.85	41.34	2

Risultati analisi pendio [NTC 2008: [A2+M2+R2]]

=====

Fs minimo individuato 1.37
 Ascissa centro superficie -10.36 m
 Ordinata centro superficie 42.99 m
 Raggio superficie 38.76 m

=====

Analisi dei conchi. Superficie...xc = -10.356 yc = 42.987 Rc = 38.755 Fs=1.367

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	2.69	20.0	2.86	26406.54	411.94	205.97	1.2	37.7	0.0	53214.8	48781.0
2	2.69	24.3	2.95	78301.92	1221.51	610.75	1.2	37.7	0.0	103379.2	74553.0
3	3.1	29.1	3.55	153200.5	2389.93	1194.96	1.2	37.7	0.0	234327.0	145136.9
4	2.27	33.7	2.73	132936.5	2073.81	1036.9	1.2	37.7	0.0	175646.8	108371.0
5	2.69	38.3	3.42	147418.0	2299.72	1149.86	1.2	37.7	0.0	261926.3	156006.5
6	1.41	42.2	1.9	72479.49	1130.68	565.34	1.2	37.7	0.0	81993.3	53384.3
7	0.5	44.1	0.7	26694.95	416.44	208.22	1.2	37.7	0.0	13715.0	11052.9
8	6.15	52.0	9.99	302027.2	4711.62	2355.81	1.2	37.7	0.0	1858018.0	1003616.0
9	2.69	64.0	6.13	137997.6	2152.76	1076.38	1.2	37.7	0.0	591996.3	325580.1
10	2.69	79.8	15.1	108623.2	1694.52	847.26	1.2	37.7	0.0	1243025.0	660046.1

METODO DI BELL

GRAFICO DELLA SUPERFICIE CON IL PIÙ BASSO COEFFICIENTE DI SICUREZZA (FS MIN 1.37)

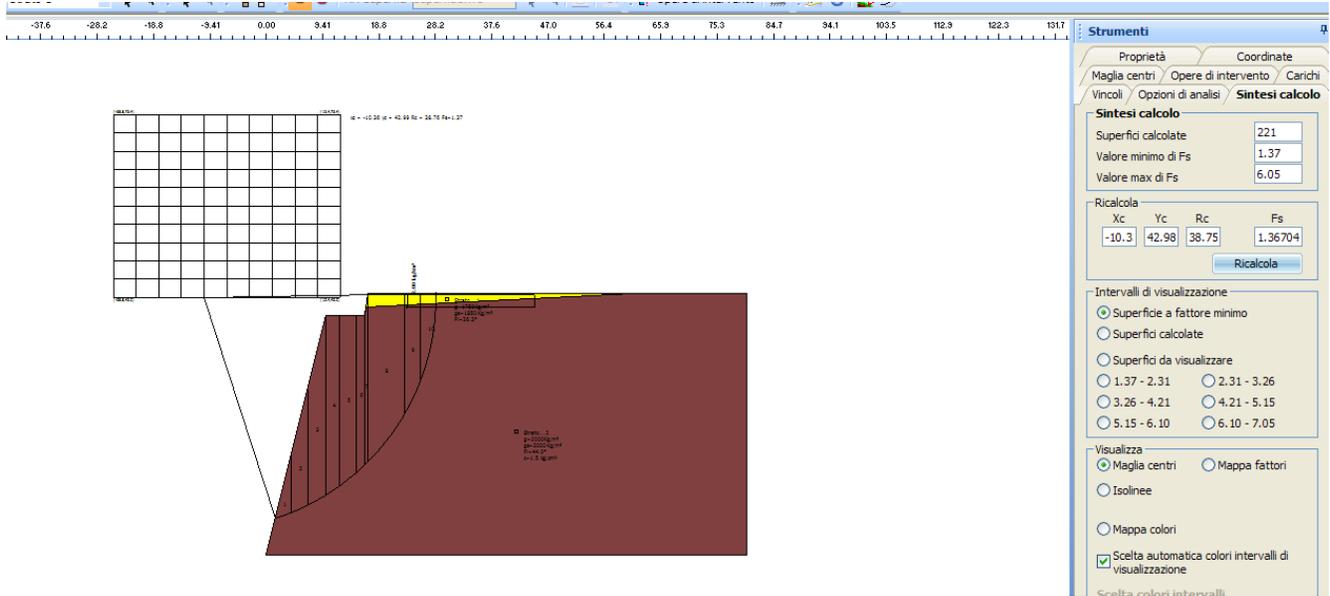


GRAFICO CON TUTTE LE SUPERFICIE CONSIDERATE NELLA VERIFICA

