

COMUNE DI SANTA MARIA A MONTE



PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DEL NUOVO PERCORSO COPERTO PRESSO LA SCUOLA PRIMARIA DEL CAPOLUOGO

PROGETTO ESECUTIVO

UBICAZIONE

Comune di S. Maria a Monte , Via del Cimitero n. 1

COMMITTENTE

Amministrazione Comunale di S. Maria a Monte

Piazza della Vittoria , n°47 - 56020 S.Maria a Monte (PI)

RUP

Dott. Luigi Degli Innocenti

Piazza della Vittoria , n°47 - 56020 S.Maria a Monte (PI)

PROGETTAZIONE STRUTTURALE

Ing. LORIANO CECCONI

Corso Matteotti, 80 - (56025) Pontedera PI

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA

Arch. FERRINI MATTEO

Via Roma, 23 - (56030) Terricciola (PI)

PROGETTAZIONE IMPIANTISTICA

Ing. PAOLO BARTOLUCCI

Via Borgo d'Arena 41, Marti - Montopoli Val D'Arno (PI)

STUDI GEOLOGICI

Geol. FRANCESCA FRANCHI

Via Venezia, 77 Ponsacco (PI)

OGGETTO :

relazione geologico-tecnica

CONTENUTI:

caratterizzazione e modellazione geologica del sito

SCALA :

DATA :

OTTOBRE 2017

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DEL NUOVO PERCORSO COPERTO PRESSO LA SCUOLA PRIMARIA DEL CAPOLUOGO

CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

PREMESSA

La presente indagine è stata svolta a supporto del progetto redatto dall'Architetto Matteo Ferrini per la realizzazione di un percorso coperto di collegamento tra il piano viario e l'ingresso della scuola, posto circa 3 m più in basso, al piede di una piccola scarpata (appendici 1, 4 e 5).

Il quadro conoscitivo di base è costituito dalle indagini geologiche redatte a supporto del P.R.G. comunale vigente e dalle informazioni contenute negli elaborati del "P.A.I." del Bacino Distrettuale dell'Appennino Settentrionale.

Per la definizione dell'assetto geologico del sito di intervento sono state effettuate due prove penetrometriche in sito, i cui risultati sono stati correlati con le stratigrafie dei sondaggi a carotaggio continuo effettuati nel 2001 per la progettazione dell'adiacente scuola materna e dei precedenti sondaggi per la scuola media stessa.

Per la definizione dei parametri geomeccanici dei terreni, nel corso della presente indagine sono state effettuate prove geotecniche di laboratorio su due campioni di terreno prelevati in sito nei primi metri di sottosuolo. Per la caratterizzazione dei terreni più profondi sono stati utilizzati i risultati delle prove di laboratorio sui campioni prelevati durante i sondaggi delle precedenti campagne geognostiche.

Per la caratterizzazione sismica del sottosuolo sono stati utilizzati i risultati di due indagini geofisiche estratte dalla banca dati geologica del P.R.G., effettuate in aree limitrofe al sito di intervento, nello stesso contesto geologico-geomorfologico.

I risultati acquisiti hanno permesso di giungere alla ricostruzione del modello geologico dell'area di intervento e alla modellazione geotecnica preliminare del sito.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- P.R.G. vigente del Comune di Santa Maria a Monte;
- D.P.G.R. 25 ottobre 2011 n.53/R: "Regolamento di attuazione dell'Art. 62 L.R. n.1/2005";
- Autorità di Bacino distrettuale dell'Appennino Settentrionale, D.P.C.M. 6 maggio 2005 AdB Fiume Arno: "Approvazione del Piano di Bacino del fiume Arno, stralcio assetto idrogeologico";
- D.P.G.R. 9 luglio 2009, n.36/R: "Regolamento di attuazione dell'Art. 117, commi 1 e 2

- della L.R. n.1/2005”;
- D.M. 14 gennaio 2008 T.U.: “Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circolare C.S.L.P. 2 febbraio 2009, n. 617: “Istruzioni per l'applicazione delle NTC di cui al D.M. 14 gennaio 2008”;

CARATTERISTICHE DELL'INTERVENTO

Il progetto esaminato consiste nella realizzazione di una scalinata di collegamento tra il piano stradale e l'ingresso della scuola, attualmente separati da una scarpata alta circa 3,3 m.

Sulla scalinata ed anche sull'area antistante al portone sarà realizzata una tettoia con struttura in acciaio e copertura in lamiera grecata.

Per la realizzazione della scalinata sarà riprofilato il tratto di scarpata corrispondente, conferendo al profilo morfologico un andamento omogeneo, meno inclinato rispetto a quello attuale.

Sul lato esterno della scala rispetto alla scuola, sarà realizzato un muretto alto 1 m, con funzione di corrimano e per l'ancoraggio del montascale. Il dislivello tra il muretto e la superficie della scarpata a fianco sarà modesto, di 60 cm al massimo.

La scalinata avrà un ingombro di 10,4 x 3,6 m circa e la tettoia sopra di essa avrà un'altezza, rispetto al p.c. di progetto, variabile da 3 a 6,3 m nella parte più bassa. L'area antistante all'ingresso, di dimensioni 5,7 x 5,6 m circa, sarà coperta da una tettoia alta 3,2 m (appendici 4 e 5).

La scalinata con la sua copertura saranno realizzate su fondazioni profonde, del tipo a palo, similmente alla scuola esistente, anch'essa realizzata su fondazioni profonde.

Dalle indagini effettuate si è verificato che la scarpata è costituita sostanzialmente da terreni di riporto, addossati alle murature esterne dopo la realizzazione della scuola per ripristinare il precedente andamento del piano di campagna.

La rimozione dello spessore superficiale della scarpata, non avrà in ogni caso alcun effetto sulla struttura della scuola, in quanto quest'ultima ha fondazioni profonde, che non verranno interessate dalla riprofilatura.

La tettoia della zona antistante all'ingresso avrà invece fondazioni superficiali nastriformi perimetrali, con base 40 cm.

Per maggiori dettagli sugli interventi previsti si rimanda agli elaborati progettuali.

Ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008 le strutture in progetto hanno le seguenti caratteristiche:

TIPO DI COSTRUZIONE	VITA NOMINALE	CLASSE D'USO	COEFF. D'USO	PERIODO DI RIFERIMENTO Vr
2	≥ 50 anni	III	1,5	75 anni

Ai sensi del D.P.G.R. n. 36/R del 2009, Art. 7 comma 3, la classe di indagine relativa all'intervento è la n. 3.

1 - CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

L'area di indagine si trova alla sommità della rilievo collinare su cui sorge poco più ad Est il centro storico di Santa Maria a Monte (appendice 1). La quota del piano di campagna varia da 111,3 m s.l.m. in corrispondenza dell'estremità superiore della scala fino a 108 m s.l.m. a livello dell'ingresso della scuola (CTR 1:2.000, appendici 4 e 5).

Nella zona in esame, la carta geologica del P.R.G. indica che i terreni presenti nella zona sommitale del rilievo appartengono alla Formazione delle Cerbaie "BCE", conosciuta anche come "qt, Sabbie e ghiaie ad elementi di Verrucano e di calcari metamorfici" o "Formazione di casa Poggio ai Lecci", datata al Pleistocene medio (appendice 1a).

Alla base di tale Formazione si trovano le Argille e Sabbie di Marginone - Mastromarco, del Villafranchiano.

Dalla letteratura geologica si evince come la Formazione delle BCE sia costituita da:

Ghiaie, in matrice limo-sabbiosa con frequenti argillificazioni di natura pedologica. I ciottoli, di diametro generalmente non superiore ai 5 cm, risultano costituiti in maggior parte da elementi cristallini provenienti dal Monte Pisano o dalla Garfagnana apuana.

Sabbie e limi, di ambiente fluviale, ma anche con presenza di facies lagunari e di spiaggia, queste ultime rappresentate da livelli calcarenitici fossiliferi.

L'origine di questa litologia è da attribuire ad una facies prevalentemente fluviale e di piana di esondazione, relativa alla chiusura del ciclo sedimentario del Pleistocene inferiore. Attualmente le "qt" costituiscono l'elemento principale di un terrazzo alluvionale che si estende verso Sud fino al margine delle colline Pisane e che si è stato generato in risposta alle oscillazioni eustatiche del tardo Pleistocene medio (appendice 1).

Le caratteristiche litotecniche sono generalmente buone; solo la coltre superficiale si presenta talvolta alterata e geotecnicamente degradata.

In corrispondenza di una piccola scarpata poco al di sotto della scala in progetto, affiora un litotipo identificabile con le "qt", costituito da limi argilloso-sabbiosi arrossati, contenenti ciottoli arrotondati, prevalentemente calcarei, con dimensioni centimetriche (appendice 5c). Le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti nell'ambito dell'area esaminata sono sufficienti per mantenere scarpate con inclinazione medio-alta ed altezza talvolta superiore ai 3 m, senza dar luogo a significativi fenomeni di dissesto, come rilevabile anche dalla carta geomorfologica (appendice 2b).

L'area di intervento, come pure l'edificio scolastico già esistente, si collocano in

corrispondenza della testata di un preesistente impluvio naturale la cui morfologia è oggi completamente obliterata per effetto del rimodellamento del versante effettuato in occasione della costruzione della scuola media.

Le prove in sito ed i saggi effettuati in occasione della presente indagine, come anche i sondaggi a disposizione effettuate in occasione delle indagini per la scuola media e la scuola materna, confermano tale assetto geologico, evidenziando la presenza di una coltre di terreni di riporto con spessori variabili, appoggiata sui terreni in posto della Formazione delle "qt".

Data la natura permeabile dei terreni presenti nell'area esaminata, parte delle acque piovane si infiltra nel terreno, senza dar luogo ad una vera e propria falda acquifera nei primi metri del sottosuolo, viste anche le caratteristiche morfologiche della zona. I risultati delle indagini effettuate nella presente indagine e quelli a disposizione confermano l'assenza di falda freatica.

Le acque che non si infiltrano nel terreno si dirigono verso le griglie di raccolta delle acque meteoriche e da qui vengono smaltite verso valle, senza mostrare evidenze di malfunzionamento nell'area interessata dall'intervento.

2 - PERICOLOSITA' DELL'AREA E FATTIBILITA' DELL'INTERVENTO

Pericolosità geologica:

Per l'individuazione degli elementi di pericolosità si è fatto riferimento alla Carta della Pericolosità Geologica del Piano Strutturale comunale (marzo 2013), redatta ai sensi del vigente D.P.G.R. 53/R del 2011. Secondo tale elaborato all'area in esame corrisponde una "Pericolosità geologica media" Classe G.2, in cui rientrano le aree con elementi geomorfologici, litologici e giacitureali dalla cui valutazione globale risulta una bassa propensione al dissesto (appendice 3a).

Anche il P.A.I. dell'autorità di Bacino del Fiume Arno indica una media pericolosità geomorfologica P.F.2 (appendice 3e).

Data la collocazione morfologica dell'area, la pericolosità idraulica è irrilevante.

Pericolosità sismica locale:

Secondo la specifica cartografia comunale redatta secondo il D.P.G.R. 53/R, l'area in oggetto rientra tra le "zone stabili suscettibili di amplificazioni locali che non rientrano tra i casi previsti per la classe di pericolosità sismica S.3" (appendice 3b), per cui all'area si può attribuire una classe di pericolosità S.2 "Pericolosità sismica locale media" (appendice 3c).

L'area di intervento è esclusa dalle zone suscettibili di instabilità per liquefazione.

Fattibilità:

La fattibilità dell'intervento, secondo la Variante al R.U. del 2016 non è riportata nelle indicazioni di una specifica scheda relativa ad un comparto, ma deve essere determinata sulla base della tabella di pericolosità-fattibilità dello stesso R.U. per le zone al di fuori delle schede norma (appendice 3d).

Sulla base di tali criteri all'intervento in progetto è attribuita una fattibilità geologica F.2 "fattibilità con normali vincoli", una fattibilità idraulica F.1 "fattibilità senza particolari limitazioni", ed una fattibilità sismica F.2 "fattibilità con normali vincoli" (appendice 3d).

In linea con tali valutazioni di fattibilità le indagini che sono state effettuate hanno consentito di verificare l'assenza di particolari elementi di pericolosità, quali amplificazioni sismiche del sottosuolo o processi geomorfologici che possano pregiudicare la realizzazione delle opere in progetto.

Alla luce dei risultati delle indagini, le caratteristiche del progetto esaminato sono tali da garantire le condizioni di sicurezza geologica e da non provocare alcun aggravio alle condizioni di pericolosità al contorno, per cui, in linea con quanto prescritto dal P.R.G. comunale, l'intervento può essere realizzato senza ulteriori vincoli o prescrizioni dal punto di vista della sicurezza idrogeologica e sismica.

3 - INDAGINI GEOGNOSTICHE

Dal complesso dei dati ottenuti nelle precedenti campagne di indagine sono stati estratti quelli più significativi, costituiti dalla stratigrafia di due sondaggi geognostici a carotaggio continuo, con prove standard in foro (SPT) e prelievo di campioni indisturbati per analisi geotecniche di laboratorio. Tali sondaggi, denominati S1_2001 ed S2_2001, sono ubicati a breve distanza, in corrispondenza della limitrofa scuola materna, e presentano una stratigrafia ben correlabile con quella rilevata dalle prove in sito effettuate nel corso della presente indagine.

Una terza stratigrafia utilizzata è quella del sondaggio S3 effettuato per la realizzazione della scuola media stessa, che essendo ubicato a pochi metri di distanza sul lato valle dell'area di intervento, conferma la correlazione stratigrafica tra tutte le verticali indagate (appendici 4, 5 e 6).

Per la caratterizzazione stratigrafica e geotecnica del substrato di fondazione si è effettuata una campagna di indagini costituita da due prove penetrometriche, di cui una di tipo dinamico DPSH ed una prova di tipo statico, spinte ad oltre 10 m di profondità a partire dalla quota strada (appendice 7).

Oltre alle prove penetrometriche in sito sono stati effettuati due saggi con escavatore in adiacenza al muro della scuola, che hanno permesso di verificare visivamente gli spessori e le caratteristiche dei terreni di riporto segnalati dalle prove in sito (appendice 5c).

Lo spessore di terreno attraversato dalle prove in sito, la cui stratigrafia è stata correlata con

quella dei sondaggi a disposizione che si estendono in profondità per almeno altri 10 m, ha consentito di indagare uno spessore di terreno idoneo per inquadrare eventuali problematiche geotecniche nel volume significativo coinvolto dall'intervento.

Le stratigrafie dettagliate ed i certificati dei sondaggi sono stati riportati in appendice 6, mentre in appendice 8 sono stati riportati i certificati delle prove di laboratorio effettuate sui campioni indisturbati prelevati in sito e durante i sondaggi a disposizione. Le prove di laboratorio prese in considerazione sono state ovviamente solo quelle sui campioni dei terreni immediatamente sottostanti a quelli campionati in sito.

Dall'elaborazione dei dati a disposizione, ben correlabili tra loro, si è potuto quindi ricostruire il modello geologico del sottosuolo e si sono potute definire le proprietà geomeccaniche dei singoli litotipi individuati nel volume significativo.

Per quanto riguarda le caratteristiche delle attrezzature ed ulteriori specifiche tecniche sui metodi utilizzati, si rimanda alle schede ed alle certificazioni nelle appendici 6, 7 ed 8.

Nella seguente tabella, si riporta sinteticamente la successione stratigrafica desunta dai risultati delle indagini effettuate. Lo spessore del riporto è stato indicato relativamente alla quota dell'ingresso della scuola (- 3,00 di progetto ovvero 108 m s.l.m.). Risalendo verso monte, allo spessore indicato in tabella dovrà essere aggiunta anche l'altezza della scarpata. Anche per gli altri litotipi, gli spessori sono quello riferiti alla quota di progetto - 3,00.

L'assetto stratigrafico dell'area di intervento, con la rappresentazione dell'andamento degli spessori dei diversi litotipi, è stato riportato nella sezione geologico-tecnica in appendice 5b, unitamente alle quote progettuali ed alle quote assolute della cartografia C.T.R. 1:2'000.

La sezione geologico tecnica in appendice 5b è riferita ad un profilo distante circa 2 m dal muro esterno della scuola e corrisponde ai risultati delle prove in sito. I saggi effettuati, ed in particolare il saggio S2, hanno evidenziato che in adiacenza al muro della scuola il riporto si spinge più in profondità rispetto a quanto indicato in sezione. Il saggio S2, spinto fino a circa 80 cm di profondità al di sotto della quota di calpesio dell'ingresso, mostra infatti ancora sul fondo la presenza di macerie.

Le indagini effettuate non hanno rilevato la falda freatica.

Nome strato	spessore da quota - 3,00	Litotipo dominante	Consistenza
"1"	0,6 circa (vicino al muro è maggiore)	Riporto	-
"2"	1,3 m	limo argilloso-sabbioso con ciottoli	compatto
"3"	4,3 m	sabbia fine limosa	sciolta
"4"	5m	limo argilloso	compatto

Le analisi geotecniche di laboratorio, effettuate sui due campioni prelevati in sito, sono state affidate al laboratorio LABOTER di Pistoia.

Sul campione S1, costituito da sabbia sciolta con frammenti di laterizi, ovviamente non è

stato possibile effettuare alcun test di laboratorio. Sul campione S2, prelevato all'interno del litotipo 2, è stata effettuata la determinazione delle caratteristiche fisiche e dei limiti di Atterberg. Per la determinazione dei parametri geomeccanici a breve e lungo termine sono state effettuate prove di taglio diretto drenate e non drenate (appendice 8).

I dati delle prove di laboratorio risultano omogenei e correlabili con quelli delle prove penetrometriche, delle prove in foro e con le caratteristiche geostratigrafiche del sito.

4 - MODELLAZIONE FISICO-MECCANICA DEL SOTTOSUOLO

Nel rispetto delle Istruzioni del C.S.L.P., Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, a partire dai risultati delle prove geotecniche di laboratorio, correlati ed integrati con quelli delle prove penetrometriche e delle prove in foro, sono stati definiti i valori medi e caratteristici dei parametri di resistenza di ciascun litotipo individuato.

I parametri geomeccanici medi dello spessore di riporto sono stati ricavati dalle prove penetrometriche. Per ricavare il valore dell'angolo di attrito ϕ' , si è fatto riferimento ai dati di N_{spt} , forniti dalla prova dinamica, attraverso la nota correlazione di Meyerhof.

Per ricavare il valore della coesione efficace, non potendo effettuare prove di laboratorio, si è operato tramite back analysis, avendo accertato le condizioni di stabilità della scarpata. Il valore di c' assegnato al riporto è stato così individuato tramite le verifiche di stabilità del pendio, assegnando, cautelativamente, il valore minimo sufficiente a garantire la stabilità della scarpata nello stato attuale (appendice 11).

Strato	Spessore (m)	valori	Cu (kg/cm ²)	C' (kg/cm ²)	ϕ' (°)	Mv (cm ² /t)	γ (t/m ³)
1	min 0,6 m	medio caratt..	- -	- 0,05	32 30	- -	- 1,75
2	1,3	medio caratt.	0,13 0,13	0,11 0,11	26 26	7,3 12	1,76 1,76
3	4,3	medio caratt.	- -	0,113 0,1	31,8 30	16,3 18,5	1,92 2
4	5	medio caratt.	0,77 0,75	0,66 0,6	25,2 25	15 16	2 2,05

La falda freatica è assente nel volume indagato.

5 - CARATTERISTICHE SISMICHE DEL SITO

Ai fini della valutazione dell'azione sismica al sito, viste le caratteristiche geostratigrafiche e gli esiti delle indagini sismiche a disposizione, in accordo con le NTC si è proceduto facendo

riferimento all'approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento, secondo i criteri contenuti nella tab. 3.2.II della suddetta normativa.

5.1 – Categoria di sottosuolo

Per la definizione della categoria di sottosuolo sono state utilizzate due indagini sismiche contenute nei dati di base del P.R.G., denominate PS56 e PS57, ubicate ai due lati dell'area di intervento, all'interno dello stesso contesto geostratigrafico e morfologico, per cui i risultati sono correlabili anche al substrato del sito di intervento (appendici 2c e 9).

La misura della velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio (S) è stata effettuata tramite tomografia sismica e tramite metodologia MASW (metodo sismico attivo). Per quanto riguarda la modalità di acquisizione dei dati in campagna ed ulteriori specifiche tecniche sui metodi utilizzati, si rimanda agli estratti delle relazioni sulle indagini geofisiche allegati al presente studio (appendice 9).

Nell'ambito di dette indagini, effettuate dalla Ditta Geoprove di Lucca (PS56) e dal Geol. Vito Bruno di Cascina (PI) (PS57), è stato possibile determinare i profili verticali della velocità delle onde S e quindi calcolare i moduli elastici dinamici ed il valore V_{s30} del sottosuolo. L'andamento delle velocità sismiche (V_s) è concorde con quanto emerso dai dati geotecnici in sito. La V_s risulta in progressivo aumento a partire da velocità intorno ai 200 m/s nei primi metri di sottosuolo, fino a superare i 300-350 m/s oltre i -30 m circa.

Le indagini sismiche sono state spinte fino a profondità superiori ai 30 m in relazione al sistema geotecnico del presente intervento, ed hanno rilevato una velocità delle onde S sempre in progressivo aumento, senza particolari contrasti di velocità sismica che possano generare significativi fenomeni di amplificazione delle onde sismiche.

Il valore della V_{s30} al piano campagna fornito dalle indagini sismiche è compreso tra 349 e 207 m/s.

Viste le caratteristiche sismostratigrafiche dei litotipi presenti nel sottosuolo ed il valore della V_{s30} , il substrato dell'area di intervento si inquadra in un profilo stratigrafico corrispondente alla categoria di sottosuolo "C", definita, secondo il D.M. 14 gennaio 2008, come segue:

...

C – *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{spt30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)”*

Ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008 e dell'EC 8, il valore del coefficiente di amplificazione topografica "S_T", è da riferire alla categoria topografica T2.

5.2 - Effetti sismici di sito

Sicurezza del sito nei confronti della liquefazione

La Magnitudo dell'evento sismico atteso che maggiormente contribuisce alla pericolosità sismica per il sito in esame, fornita dall'INGV tramite il sito internet <http://esse1-gis.mi.ingv.it/> allo stato limite SLV è inferiore a 5, per cui la probabilità che si verifichino fenomeni di liquefazione è bassa o nulla.

Dalle stratigrafie e dati geotecnici a disposizione si è verificato peraltro che i terreni sono costituiti da limi compatti con un'intercalazione di sabbie fini limose, senza falda freatica, quindi certamente non suscettibili di liquefazione.

Sulla base dell'assetto geologico dell'area di intervento si ritiene che la probabilità di liquefazione dei terreni di fondazione non sussista e che, ai sensi del punto 3 del par. 7.11.3.4.2 delle NTC, la verifica a liquefazione possa essere esclusa.

6 – STABILITÀ DEI TERRENI

L'assetto stratigrafico dell'area di intervento, caratterizzato dalla presenza di un consistente spessore superficiale di terreni di riporto, ha orientato le scelte principali della progettazione strutturale.

La scalinata con la sua copertura saranno realizzate su fondazioni profonde, del tipo a palo, incastrate nel substrato compatto sottostante al riporto, svincolandosi così da qualunque eventuale problematica relativa alla stabilità o cedimento dei terreni di riporto.

La copertura della zona antistante all'ingresso, ricadendo sulla zona con i minori spessori di riporto, verrà realizzata tramite fondazioni superficiali.

6.1 - Scavi

La realizzazione della scalinata prevede la riprofilatura del corrispondente tratto di scarpata, tramite operazioni di sbancamento che interesseranno volumi di terreno dell'ordine dei 50 m³.

Trattandosi di terreni di riporto a composizione eterogenea, il loro eventuale riutilizzo è condizionato alla verifica dell'assenza di contaminazione, nel rispetto delle procedure indicate dalla normativa vigente (D.Lgs 152/2006 e s.m.i. e del D.P.R. 120/2017).

In alternativa i materiali sbancati potranno essere conferiti in discarica autorizzata o centro di recupero, sempre nel rispetto delle procedure di legge.

6.2 - Stabilità del pendio e verifiche

Per valutare le interferenze tra le operazioni in progetto e l'equilibrio geomorfologico del

pendio, sono state effettuate le verifiche della stabilità globale del tratto interessato dagli interventi, in ottemperanza alle N.T.C. 2008.

Le elaborazioni sono state effettuate comprendendo l'intero tratto di pendio potenzialmente influenzato dagli interventi e nelle condizioni più cautelative, considerando a tal fine il profilo più rilevante in funzione di eventuali situazioni di instabilità, nonché le ipotesi ed i sovraccarichi più sfavorevoli determinati dalle opere da realizzare.

In particolare, nella verifica, pur in previsione delle fondazioni a palo, che trasferiranno interamente i carichi in profondità, ed al di sotto del tratto di pendio potenzialmente influenzato dagli interventi, nel caso dello stato di progetto è stato comunque applicato lungo il pendio un carico distribuito pari al peso della struttura, oltre ad un carico di 500 kg/m² riferito cautelativamente all'affollamento.

Per le verifiche di stabilità nello stato attuale, di cantiere e di progetto è stato utilizzato il software Slope 2010 della ditta Geostru software. Per lo stato attuale e di progetto sono state verificate, secondo le vigenti NTC 2008, sia le condizioni statiche sia quelle sismiche.

I dati e gli esiti delle verifiche, con tutti i dettagli di calcolo e la rappresentazione grafica delle superfici calcolate, sono stati esportati direttamente dal programma ed inseriti nell'appendice 10.

Gli esiti delle verifiche, condotte utilizzando i coefficienti parziali previsti dalla normativa, indicano che per ogni situazione, nel tratto di pendio interessato dagli interventi, considerando tutte le superfici di potenziale rottura, il coefficiente di sicurezza minimo ($F_s > 1,1$) è sempre verificato e quindi confermano che il pendio, a livello globale, è stabile sia nello stato attuale, sia in fase di cantiere, sia a seguito degli interventi in progetto.

Per garantire la stabilità degli scavi, prima dell'inizio dei lavori a monte del fronte di scavo dovrà essere realizzata una fossetta per intercettare eventuali acque meteoriche ed evitarne il ruscellamento lungo le pareti di scavo.

Al tratto di terreno di raccordo tra il corrimano esterno della scalinata e la scarpata non interessata dallo scavo, dovrà essere conferita un'inclinazione non superiore ai 30°, così da garantire la stabilità come dimostrato dalle verifiche per la fase di cantiere.

6.3 - Circolazione delle acque

La realizzazione delle opere in progetto non avrà interferenze con la circolazione delle acque nel sottosuolo. Nel volume geotecnico significativo non vi è la presenza di falda freatica.

Anche lo scorrimento delle acque superficiali non subirà alcuna modifica rispetto alla situazione attuale. Le acque meteoriche continueranno ad essere raccolte e smaltite dal sistema di regimazione esistente.

Ai fini del corretto deflusso delle acque gli interventi in progetto appaiono compatibili con le caratteristiche dei luoghi esaminati.

7 - INDICAZIONI PER LE VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI IN CONDIZIONI STATICHE

Le presenti indicazioni si riferiscono alla sola tettoia antistante all'ingresso della scuola, per la quale sono previste fondazioni del tipo superficiale nastriforme.

Considerato il primo spessore di terreni di riporto rilevato dalle indagini in sito, si ritiene che la profondità di imposta necessaria per superare tale spessore sia tra 60 cm ed 1 m. Data la variabilità degli spessori di riporto evidenziata dalle indagini in sito, in particolare nelle adiacenze della parete della scuola, lo spessore del riporto dovrà essere verificato puntualmente in fase di scavo.

Laddove si verificasse la presenza di sacche di riporto di maggior spessore, il progettista dovrà individuare la soluzione fondazionale più idonea per raggiungere i terreni compatti in posto.

Riferendosi alla fondazione superficiale nastriforme indicata dal progettista, larga alla base 40 cm, ed ipotizzando una profondità di incastro nel terreno di 60 cm, viene di seguito fornita la resistenza locale del sistema geotecnico "Rd".

Le considerazioni inerenti alle verifiche di stabilità globale del pendio sono state già riportate nel precedente paragrafo.

Per la stima della Rd nel breve termine si è fatto riferimento ai risultati della prova di taglio non drenata sul campione S2 della presente indagine, mentre per il lungo termine si è fatto riferimento ai parametri della prova di taglio consolidata drenata.

7.1 - Orientamenti per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) di tipo geotecnico

Il D.M. 14 gennaio 2008 prevede che per ogni stato limite ultimo sia rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed è il valore di progetto dell'*azione*, mentre Rd è il valore di progetto della *resistenza del sistema geotecnico*, quindi si è proceduto alla definizione della resistenza Rd in funzione della combinazione specificata dalla normativa nel caso dell'*approccio 2*.

Nel far ciò si è fatto riferimento al valore caratteristico dei parametri di resistenza del terreno interessato dal cuneo di rottura teorico al di sotto della fondazione (strato "2").

Inoltre si è tenuto conto del valore dei coefficienti parziali γ_m e γ_r , per le verifiche allo SLU di tipo geotecnico per lo stato limite di "collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno".

Il progettista delle strutture potrà, a partire dai valori di Rd ottenuti, verificare che sia soddisfatta la condizione suddetta per lo SLU considerato.

Approccio 2Combinazione "M1 + R3"

Per la valutazione della resistenza si è utilizzata la soluzione di Brinch-Hansen, che costituisce uno sviluppo dell'equazione trinomia di Terzaghi.

Per determinare i parametri geotecnici di progetto da applicare nell'equazione è stato considerato il valore dei parametri caratteristici all'interno del cuneo di rottura sotto la fondazione, che poi è stato diviso per i seguenti coefficienti parziali:

Parametro	Valore	Coefficiente parziale M1	Parametri di progetto
STRATO 2 - Tangente dell'angolo di resistenza al taglio ($\varphi = 30^\circ$) Coesione n.d.; (breve termine)	0,58 0,13 kg/cm²	$\gamma_m = 1,00$	0,58 0,13
STRATO 2 - Tangente dell'angolo di resistenza al taglio ($\varphi' = 26^\circ$) Coesione efficace; (lungo termine)	0,48 0,11 kg/cm²	$\gamma_m = 1,00$	0,48 0,11

Il calcolo della R_d è stato dunque effettuato, nell'ipotesi di carichi verticali e baricentrici, a partire dai valori di progetto della coesione e della tangente dell'angolo di resistenza al taglio utilizzando l'equazione generale di Brinch-Hansen:

$$R = \gamma D_f N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 1/2 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c i_c s_c b_c d_c g_c \quad (\text{carico di rottura})$$

dove:

- N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di attrito
- s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione;
- i_c, i_q, i_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_c, b_q, b_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- g_c, g_q, g_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- d_c, d_q, d_γ = fattori correttivi che dipendono dalla profondità del piano di posa;
- γ = peso di volume;
- D_f = profondità del piano di posa;
- B = larghezza della fondazione;

Nel caso della fondazione in oggetto, larga 40 cm, con i parametri non drenati (breve termine) si è pervenuti ad un valore di R pari a $8,44 \text{ kg/cm}^2$. Da questo valore, tenendo conto del coefficiente parziale del caso R3 ($\gamma_r = 2,3$), si ottiene una resistenza del sistema geotecnico R_d pari a:

$$R_d = R / \gamma_r = 3,67 \text{ kg/cm}^2 \text{ (359,9 kPa)}$$

Utilizzando i parametri rappresentativi delle condizioni drenate (lungo termine), si ottiene una resistenza del sistema geotecnico R_d pari a:

$$R_d = R / \gamma_r = 2,3 \text{ kg/cm}^2 \text{ (225,5 kPa)},$$

Se necessario, nel caso di carichi inclinati, il progettista può ridurre il valore di capacità portante utilizzando nuovamente la formula di Brinch-Hansen e sottraendo al suddetto valore di R_d una quantità pari a $c_u N_c i_c$ (con $i_c = (0,5 - 0,5 * ((1-H)/(B * L * C_u)))^{0,5}$) alla quale applicare il coefficiente parziale γ_r .

Qualora sia necessario considerare l'effetto della eccentricità in condizioni statiche, il valore di R_d precedentemente ottenuto potrà essere ridotto, utilizzando la formula di Meyerhoff (1953):

$$R_{d \text{ ridotta}} = R_d * 1 - (e/B)^{1/2}$$

con:

e = eccentricità in condizioni statiche parallelamente a B (m)

B = larghezza fondazione (m)

R_d = resistenza del sistema geotecnico per carichi non eccentrici

$R_{d \text{ ridotta}}$ = resistenza del sistema geotecnico ridotta considerando l'eccentricità del carico

Riferendosi ai valori di E_d ottenuti dalla modellazione strutturale, lo strutturista potrà verificare che la suddetta condizione (6.2.1 NTC) risulti soddisfatta.

7.2 – Orientamenti per le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Come richiesto dal D.M. 14 gennaio 2008, nel presente paragrafo si forniscono al progettista elementi utili a verificare la compatibilità degli spostamenti con i requisiti prestazionali della struttura, in riferimento ai limiti imposti dal comportamento statico e dalla funzionalità del manufatto in condizioni di esercizio.

Trattandosi di terreni misti, da limo-argillosi a limo-sabbiosi, in accordo con la letteratura geotecnica un riferimento per il cedimento teorico massimo ammissibile del terreno di fondazione può essere individuato nel valore di 3,2 cm. In linea generale, con cedimenti di tale entità eventuali cedimenti differenziali saranno minimi, tali da non pregiudicare la funzionalità del manufatto

È stata eseguita una stima dei cedimenti, assegnando agli strati di terreno, individuati nel modello geotecnico, un valore caratteristico del coefficiente di compressibilità volumetrica (mv), riferito allo SLE, a partire dai dati forniti dalla prova penetrometrica statica, ai sensi di quanto indicato dalla Circolare del C.S.L.P n. 617 del 2009

Il calcolo del cedimento è stato esteso fino ad una profondità significativa in rapporto ai carichi applicati in superficie, ed è stato effettuato tramite la seguente relazione generale:

$$dH = H R_d \sum (mv I)$$

dove:

dH = cedimento assoluto

H = spessore dello strato i -esimo

R_d = carico applicato

\sum = sommatoria

mv = coefficiente di compressibilità volumetrica dello strato i -esimo

I = indice di influenza del carico sullo strato i -esimo

Di seguito si riporta in schema il valore del cedimento teorico assoluto del substrato di

fondazione. Il cedimento è calcolato in funzione del carico “q”, comunicato dallo strutturista, applicato sul terreno e riferito alle fondazioni della tettoia. Il valore di q è riferito alla combinazione delle azioni allo SLE “quasi permanente”, maggiormente significativa ai fini della stima dei cedimenti.

Df	B	q		dH
		(cm)	(cm)	
60	40	0,1	9,8	0,12
60	40	0,2	19,6	0,25

Df = profondità di imposta della fondazione

B = larghezza della fondazione

q = carico applicato

dH = cedimento stimato sotto l'azione di q

Riferendosi alle estremità del manufatto, le caratteristiche geomeccaniche dei terreni si possono omogenee, per cui, a parità di carico applicato e di caratteristiche della fondazione, si ritiene che i cedimenti differenziali tra due estremità della fondazione non saranno significativi.

Partendo da questi dati, il progettista delle strutture potrà analizzare il cedimento in funzione della effettiva distribuzione dei carichi trasmessi al terreno e, tenendo conto della rigidità delle fondazioni, potrà valutare l'entità della distorsione angolare e verificarne la compatibilità con la struttura.

La verifica della condizione:

$$Ed \leq Cd \quad (\text{punto 6.2.7 NTC})$$

dove Ed è il *valore di progetto* dell'effetto delle azioni e Cd è il *valore limite* prescritto dell'effetto delle azioni, prevede infatti che quest'ultimo debba essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

8 - INDICAZIONI PER LE VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE

8.1 - Risposta sismica locale

L'azione sismica di progetto in base alla quale verificare il rispetto degli stati limite, è stata valutata a partire da una “pericolosità sismica di base”, riferita ad un sito ideale, rigido e con superficie topografica orizzontale (categoria “A” delle NTC), definita a livello nazionale dall'INGV. La risposta sismica locale (coefficienti sismici di sito) è stata poi determinata correggendo i parametri dell'azione sismica individuata, tenendo conto delle modifiche

prodotte dalle condizioni locali del sottosuolo e dalla morfologia della superficie (coefficienti di amplificazione topografica e stratigrafica).

Per far questo si è utilizzato il software della ditta Geostru "Geostru PS parametri sismici" che, a partire dai dati di input quali Vita Nominale e Classe d'uso dell'edificio, categoria di sottosuolo e categoria topografica, restituisce i coefficienti sismici (k_h , k_v , β) che modificano in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, l'azione sismica di riferimento e quindi l'accelerazione massima attesa al sito (A_{max} in m/s^2), in relazione ai T_r considerati. I risultati restituiti dal programma vengono riportati qui di seguito.

Determinazione dei parametri sismici - Geostru software

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii – fondazioni - Sito in esame:

Latitudine ED50	Longitudine ED50	Classe	Vita nominale
43,699609	10,688046	III	50

Siti di riferimento:

Sito 1	ID: 20272	Lat: 43,7006	Lon: 10,6547	Distanza: 2682,016
Sito 2	ID: 20273	Lat: 43,7022	Lon: 10,7238	Distanza: 2889,656
Sito 3	ID: 20495	Lat: 43,6523	Lon: 10,7261	Distanza: 6090,380
Sito 4	ID: 20494	Lat: 43,6506	Lon: 10,6571	Distanza: 5993,651

Parametri sismici

Categoria sottosuolo	Categoria topografica	Periodo di riferimento	Coefficiente c_u
C	T2	75 anni	1,5

Parametri	SLO:	SLD:	SLV:	SLC:
Probabilità di superamento	81 %	63 %	10 %	5 %
T_r:	45 [anni]	75 [anni]	712 [anni]	1462 [anni]
ag:	0,05 g	0,06 g	0,137 g	0,176 g
Fo:	2,562	2,577	2,485	2,428
T_c^*:	0,249 [s]	0,262 [s]	0,288 [s]	0,293 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:	SLD:	SLV:	SLC:
Ss: 1,500	Ss: 1,500	Ss: 1,500	Ss: 1,440
Cc: 1,660	Cc: 1,630	Cc: 1,580	Cc: 1,570
St: 1,200	St: 1,200	St: 1,200	St: 1,200
Kh: 0,018	Kh: 0,022	Kh: 0,059	Kh: 0,073
Kv: 0,009	Kv: 0,011	Kv: 0,030	Kv: 0,036
A_{max} (m/s^2): 0,880	A_{max} (m/s^2): 1,065	A_{max} (m/s^2): 2,424	A_{max} (m/s^2): 2,980
Beta: 0,200	Beta: 0,200	Beta: 0,240	Beta: 0,240

8.2 – Orientamenti per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi di salvaguardia della vita (SLV) di tipo geotecnico

Sicurezza del sito nei confronti della liquefazione

Sulla base dell'assetto geologico precedentemente descritto, si ritiene che la probabilità di liquefazione dei terreni di fondazione non sussista e che, ai sensi del punto 3 del par. 7.11.3.4.2 delle NTC, si possa escludere la verifica a liquefazione.

Stabilità dei pendii

Data la morfologia pianeggiante, non sussiste la probabilità che la sollecitazione sismica possa causare fenomeni di instabilità geomorfologica.

Verifiche agli stati limite ultimi (SLV)

Ai sensi delle NTC, per quanto riguarda le verifiche da effettuare sotto l'effetto delle azioni sismiche, "...in mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora ... siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV".

Per il caso dello stato limite di "collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno", riportiamo un possibile metodo per la valutazione della riduzione della capacità portante in campo sismico.

Gli autori del metodo (Paolucci e Pecker, 1997), hanno ricavato una formulazione che approssima i risultati di un approccio cinematico, tenendo in conto sia l'effetto inerziale delle eccentricità e delle inclinazioni dei carichi generati in campo sismico sulla fondazione, sia il contributo dell'effetto cinematico nel sottosuolo.

Il metodo fornisce tre coefficienti moltiplicatori, funzione della forza orizzontale (\mathbf{v}_h), dell'eccentricità del carico (\mathbf{v}_e), e dell'effetto cinematico (\mathbf{v}_i), che moltiplicati alla capacità portante in campo statico, forniscono la valutazione della stessa in campo sismico. La formulazione risulta:

$$Rd_{[SLV]} = Rd_{[SLU]} * v_i * v_h * v_e$$

dove, ad esempio, per la fondazione larga 40 cm:

- $Rd_{[SLU]} = 3,67 \text{ kg/cm}^2$ (valore di Rd ottenuto allo SLU in condizioni non drenate);
- $v_i = (1 - k_h/\tan\phi)^{0,35} = (1 - 0,059/\tan(30))^{0,35} = 0,963$;
- $Rd_{[SLU]} = 2,3 \text{ kg/cm}^2$ (valore di Rd ottenuto allo SLU in condizioni drenate);
- $v_i = (1 - k_h/\tan\phi)^{0,35} = (1 - 0,059/\tan(26))^{0,35} = 0,956$;
- $v_h = (1 - (T/0,85 N))^3$ (T = azione orizzontale ed N = azione verticale dei carichi in fondazione);
- $v_e = (1 - (e/0,5 B))^{1,8}$ (eccentricità del carico in fondazione);

Il progettista strutturale potrà utilizzare quanto sopra riportato per valutare anche eventuali riduzioni della resistenza del sistema geotecnico determinate dall'effetto inerziale delle eccentricità e delle inclinazioni dei carichi generati in campo sismico sulla fondazione.

A partire dall'analisi delle effettive azioni sismiche trasmesse dalle sovrastrutture, per ogni combinazione delle azioni di riferimento e per ogni SLV considerato, potrà quindi verificare che sia soddisfatta la condizione $E_d \leq R_d$.

8.3 - Orientamenti per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi di esercizio in condizioni sismiche (SLD) di tipo geotecnico

Il calcolo dei cedimenti in condizioni sismiche è stato effettuato a partire dai valori delle azioni sul terreno allo SLD trasmessi dal progettista strutturale, Ing. Cecconi.

Df	B	q		dH
(cm)	(cm)	(kg/cm ²)	(kPa)	(cm)
60	40	0,1	9,8	0,12
60	40	0,15	14,7	0,18
60	40	0,2	19,6	0,25
60	40	0,25	24,5	0,3

Df = profondità di imposta della fondazione

B = larghezza della fondazione

q = carico applicato

dH = cedimento stimato sotto l'azione di q

Anche in questo caso il progettista delle strutture potrà, a partire da tali valori, analizzare il cedimento sismico relativo agli effettivi carichi trasmessi al terreno, specificando la combinazione delle azioni di riferimento, e verificare che sia soddisfatta la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

anche allo SLD.

CONCLUSIONI

A conclusione dell'indagine non si rilevano problematiche di natura geologica o sismica che possano interferire con la realizzazione dei manufatti in progetto né gli interventi esaminati daranno luogo ad alterazioni della stabilità o dell'assetto idrogeologico dell'area in esame.

I risultati delle indagini geologico-tecniche effettuate, riportati nella presente relazione conformemente al D.M. 14 gennaio 2008, consentono al progettista di sviluppare le opportune verifiche del sistema fondazione-terreno per la relazione geotecnica.

Sulla base dei risultati ottenuti e nei limiti di quanto sopra esposto, si conclude che l'intervento in progetto è compatibile con il contesto geologico nel quale si inserisce. In fase di esecuzione dei lavori siamo disponibili ad effettuare un nuovo sopralluogo per verificare con la Direzione Lavori quanto interpretato sulla base dei risultati della presente indagine.

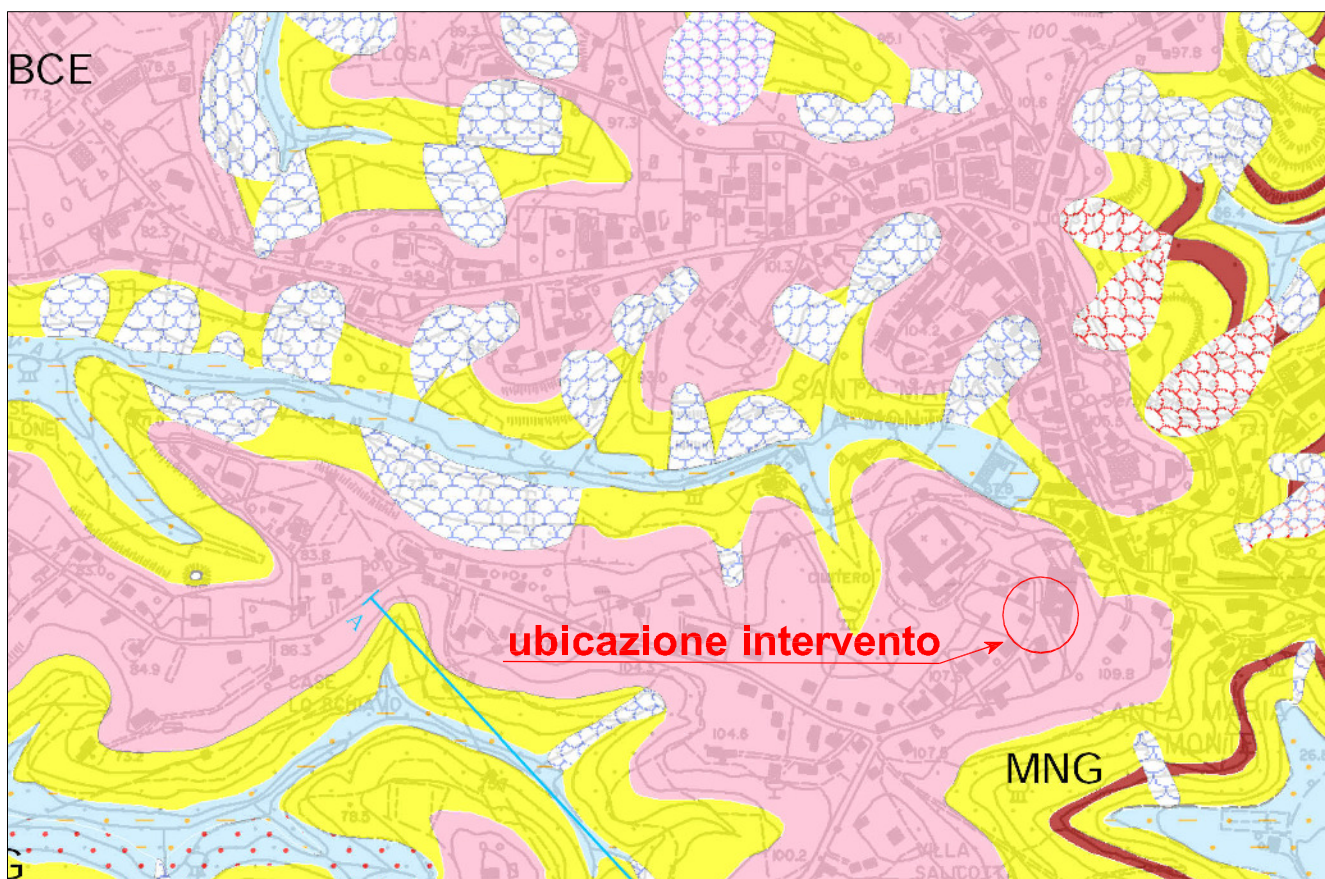
Geol. Francesca Franchi

Ponsacco, ottobre 2017

INQUADRAMENTO GENERALE







Scala 1:10.000





Estratta dall'indagine geologica di supporto al Piano Strutturale comunale (2013).


DEPOSITI QUATERNARI

-  Terreni di riporto, bonifiche per colmata (h5)
-  Corpi di frana senza indizi di evoluzione (a1q)
-  Corpi di frana in evoluzione (a1a)
-  Corpi di frana stabilizzati (a1s)
-  Depositi di versante (aa)
-  Depositi alluvionali attuali e recenti (b)

DEPOSITI FLUVIALI DELLE CERBAIE - ALTOPASCIO

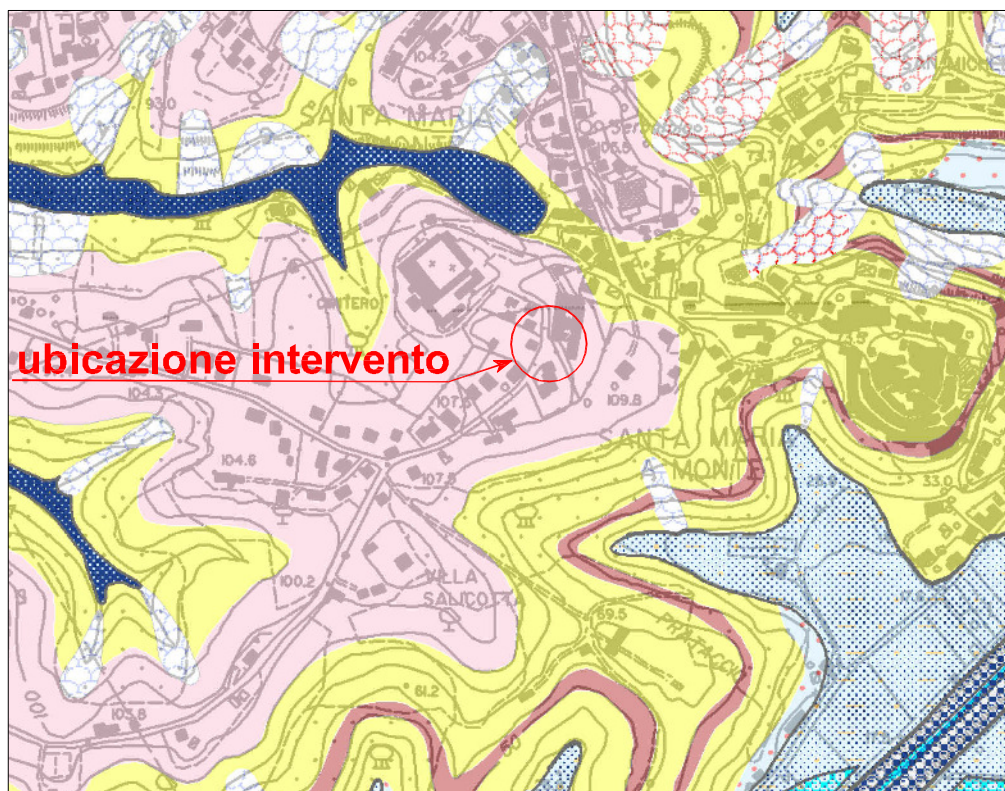
-  Formazione delle Cerbaie (Pliocene Medio) - BCE

DEPOSITI FLUVIALI E LACUSTRI DEL BACINO DI LUCCA - MONTECARLO - VINCI

-  Argille e sabbie di Marginone - Mastromarco - MNG, con presenza della litofacies conglomeratica - cg (RUSCIANO SUP.? - VILLAFRANCIANO SUP.)







CARTA GEOMORFOLOGICA

Scala 1:10.000



Estratta dall'indagine geologica di supporto al Piano Strutturale comunale (2013).


DEPOSITI QUATERNARI

-  Terreni di riporto, bonifiche per colmata (h5)
-  Corpi di frana senza indizi di evoluzione (a1q)
-  Corpi di frana in evoluzione (a1a)
-  Corpi di frana stabilizzati (a1s)
-  Depositi di versante (aa)
-  Depositi alluvionali attuali e recenti (b)

DEPOSITI FLUVIALI DELLE CERBAIE - ALTOPASCIO

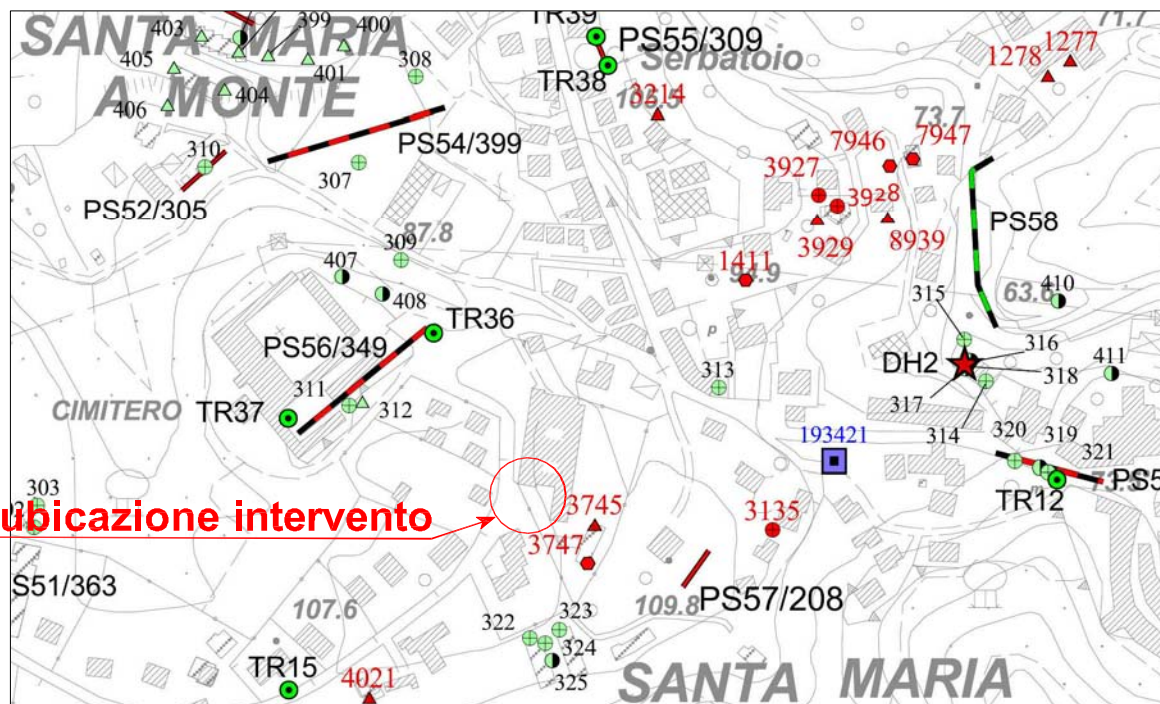
-  Formazione delle Cerbaie (Pliocene Medio) - BCE

DEPOSITI FLUVIALI E LACUSTRI DEL BACINO DI LUCCA -MONTECARLO - VINCI

-  Argille e sabbie di Marginone - Mastromarco - MNG, con presenza della litofacies conglomeratica - cg (RUSCIANO SUP.? - VILLAFRANCHIANO SUP.)

CARTA DEI DATI DI BASE

Scala 1:5.000



Estratta dall'indagine geologica di supporto alla Variante al RU (2016).

Indagini geognostiche reperite presso l'archivio comunale

num da 1 a 606

- ▲ Prova penetrometrica dinamica
- Sondaggio a carotaggio continuo
- + Prova penetrometrica statica
- Saggio geognostico

Allegato 2

Indagini geognostiche estratte dal database del P.T.C. della Provincia di Pisa

num compresi tra 1277 e 9633

- + Prova penetrometrica statica
- Sondaggio a carotaggio continuo
- ▲ Prova penetrometrica dinamica
- Stratigrafia Pozzo

Allegato 3

Profili sismici e geoelettrici reperiti presso l'archivio comunale



Allegato 4

4a - Indagini sismiche puntuali eseguite a supporto del Piano Strutturale

Tr1/Tr35 ● Sismica passiva (tromometrie)

Dh1/Dh6 ★ Down hole

4b - Indagini sismiche puntuali reperite presso l'archivio comunale

Tr36/Tr42 ● Sismica passiva (tromometrie)

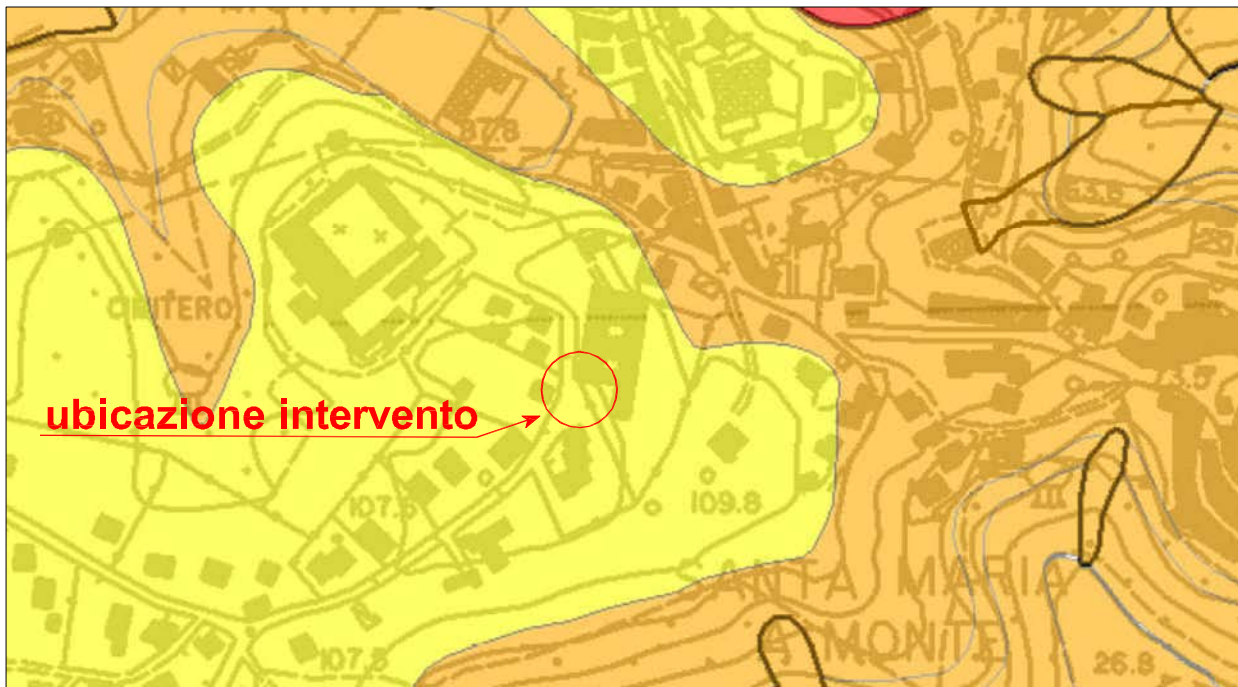
4c - Indagini sismiche puntuali eseguite a supporto del Regolamento Urbanistico

Tr43/Tr46 ● Sismica passiva (tromometrie)

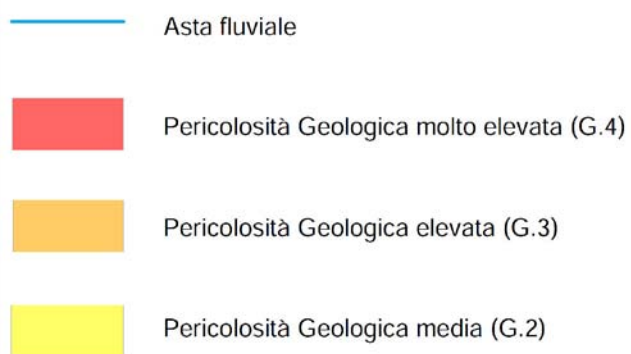
CARTA DELLA PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA

Scala 1:5.000

Ai sensi del D.P.G.R. 53/R del 2011



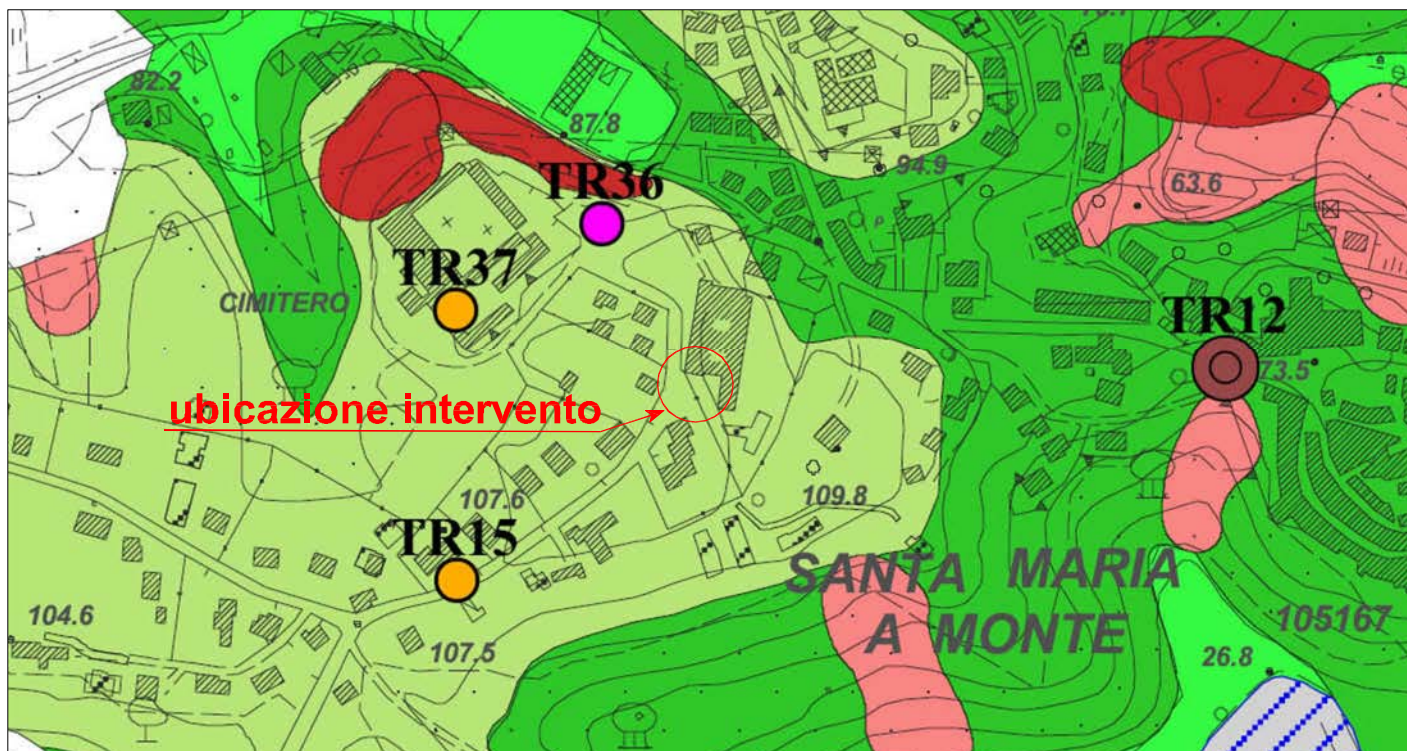
Estratta dall'indagine geologica di supporto al Piano Strutturale comunale (2013).



CARTA MOPS E FREQUENZE FONDAMENTALI

Scala 1:5.000

Ai sensi del D.P.G.R. 53/R del 2011



Estratta dall'indagine geologica di supporto alla Variante al RU (2016).

ZONE STABILI SUSCETTIBILI DI AMPLIFICAZIONI LOCALI

- Zona 1** ALTOPIANO DELLE CERBAIE
CONTESTO COLLINARE PLEISTOCENICO
BCE - Formazione delle Cerbaie -
- Zona 2** ALTOPIANO DELLE CERBAIE
CONTESTO COLLINARE PLEISTOCENICO
MNG - Argille e Sabbie di Marginone - Mastromarco
- Zona 3** FONDOVALLE CORSI MINORI
Depositi alluvionali su porzione basale
della formazione di Marginone-Mastromarco
- Zona 4** FONDOVALLE FIUME ARNO
Depositi alluvionali a componente
mista

ZONE SUSCETTIBILI DI INSTABILITA'

Instabilità di versante (FR)

- a) attiva
- b) quiescente

Liquefazione (LI)

- FONDOVALLE FIUME ARNO
Depositi alluvionali attuali e recenti del Fiume Arno a componente
prevalentemente sabbiosa potenzialmente liquefacibili

Cedimenti differenziali (CD)

- PADULE DI BIENTINA
Terreni argillosi ed argilloso-torbosi poco consistenti, soggetti a cedimenti diffusi

Amplificazione stratigrafica

- Arre nelle quali le misure tromometriche hanno fatto registrare
valori di amplificazione mediamente superiori a 4

Frequenza Fo (Hz)	Ampiezza Ao
● 1.0 - 1.5	● <2
● 1.5 - 2.0	 2 - 3
● 2.0 - 4.0	⊙ 3 - 4
● >4	⊗ >4

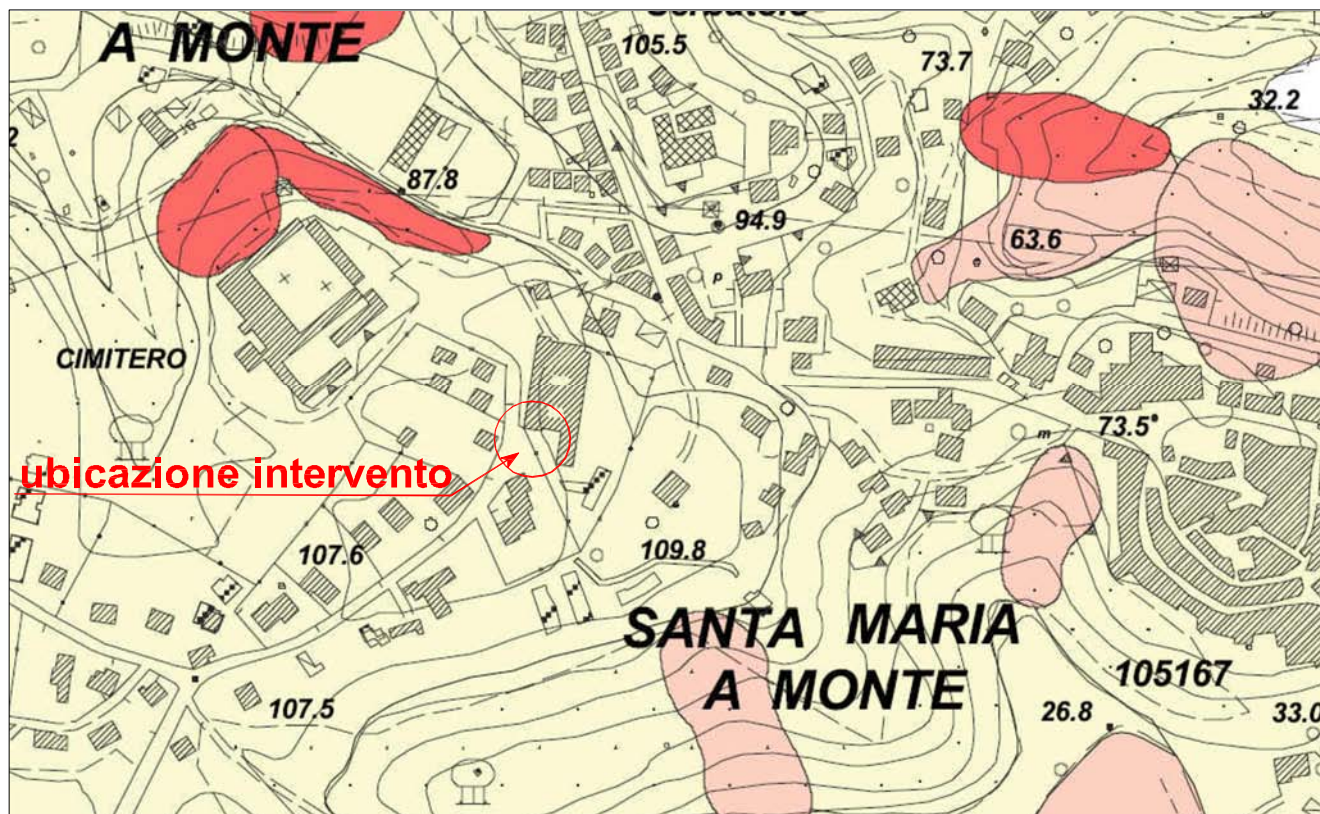
Sismica passiva
(misure tromometriche)

Tr1

CARTA DELLA PERICOLOSITA' SISMICA

Scala 1:5.000

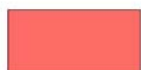
Ai sensi del D.P.G.R. 53/R del 2011



Estratta dall'indagine geologica di supporto alla Variante al RU (2016).

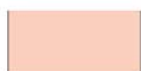
Classi di pericolosità ai sensi del D.P.G.R. N° 53/R

S.4 - Pericolosità sismica locale molto elevata



Zone suscettibili di instabilità di versante attiva che potrebbero subire una accentuazione dovuta ad effetti dinamici quali possono verificarsi in occasione di eventi sismici.

S.3 - Pericolosità sismica locale elevata



Zone suscettibili di instabilità di versante quiescente che pertanto potrebbero subire una riattivazione dovuta ad effetti dinamici quali possono verificarsi in occasione di eventi sismici; alle zone con terreni di fondazione particolarmente scadenti che possono dar luogo a cedimenti diffusi; ai terreni suscettibili di liquefazione dinamica; alle zone in cui gli spessori dei depositi alluvionali attuali che giacciono al di sopra dei depositi del terrazzo delle Cerbaie sono compresi entro 20 metri ed alle zone di versante con pendenze maggiori di 15°.

S.2 - Pericolosità sismica locale media

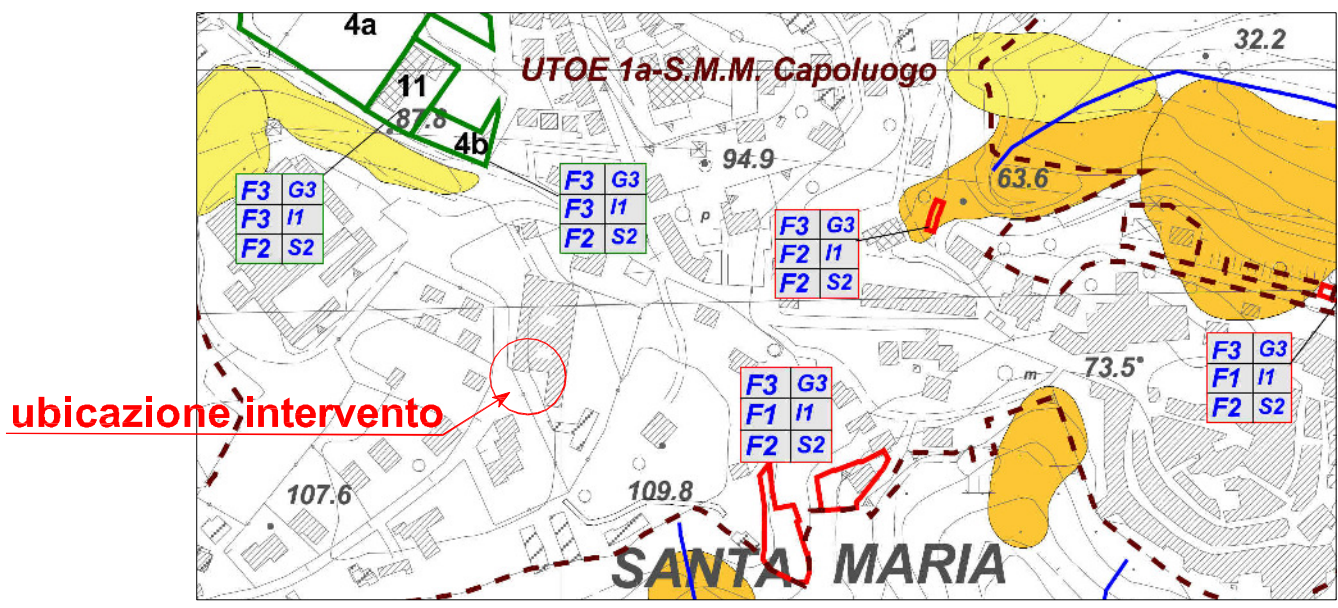


Zone suscettibili di instabilità di versante inattiva e che pertanto potrebbero subire una riattivazione dovuta ad effetti dinamici quali possono verificarsi in occasione di eventi sismici; alle zone stabili suscettibili di amplificazioni locali che non rientrano tra quelle previste per la classe di pericolosità sismica S3.

CARTA DELLA FATTIBILITÀ GEOLOGICA

Scala 1:5.000

Ai sensi del D.P.G.R. 53/R del 2011



Estratta dall'indagine geologica di supporto alla Variante al RU (2016).

- (F2) Fattibilità con normali vincoli :
si riferisce alle previsioni urbanistiche ed infrastrutturali per le quali è necessario indicare la tipologia di indagini e/o specifiche prescrizioni ai fini della valida formazione del titolo abilitativo all'attività edilizia.
- (F3) Fattibilità condizionata :
si riferisce alle previsioni urbanistiche ed infrastrutturali per le quali, ai fini della individuazione delle condizioni di compatibilità degli interventi con le situazioni di pericolosità riscontrate, è necessario definire la tipologia degli approfondimenti di indagine da svolgersi in sede di predisposizione dei piani complessi di intervento o dei piani attuativi o, in loro assenza, in sede di predisposizione dei progetti edilizi.
- (F4) Fattibilità limitata :
si riferisce alle previsioni urbanistiche ed infrastrutturali la cui attuazione è subordinata alla realizzazione di interventi di messa in sicurezza che vanno individuati e definiti in sede di redazione del medesimo regolamento urbanistico, sulla base di studi, dati da attività di monitoraggio e verifiche atti a determinare gli elementi di base utili per la predisposizione della relativa progettazione.

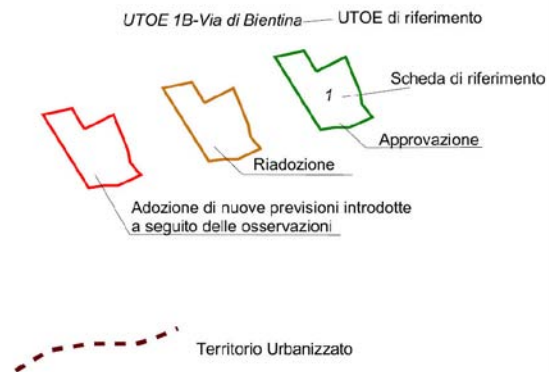
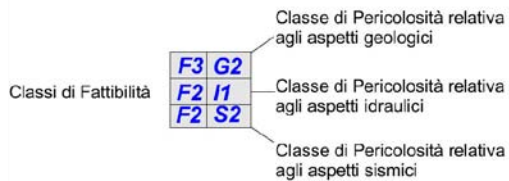


Tabella guida per l'assegnazione delle classi di Fattibilità al di fuori delle schede norma ai sensi del D.P.G.R. 53/r

Nelle zone a pericolosità idraulica molto elevata (Classe I4) deve essere prioritariamente verificato che l'intervento rientri tra quelli di cui all'art.2, commi 1-9, della L.R. 21/2012.

Solo se l'intervento è compreso tra quelli consentiti da tale legge, si può definire la fattibilità ai sensi del D.P.G.R. 53/r

Trasformazioni ed attività	Pericolosità Idraulica				Pericolosità Geologica				Pericolosità Sismica*			
	I1	I2	I3	I4	G2	G3	G3 PAI	G4	S2	S3	S4	S4
Movimenti terra e modifiche dell'assetto originario dei luoghi (riporti, sbancamenti, rilevati e simili) con h<= 3mt nelle aree collinari					2	3	3	4	2	3	3	3
Movimenti terra e modifiche dell'assetto originario dei luoghi (riporti, sbancamenti, rilevati e simili) con h> 3mt nelle aree collinari **					N.F.	N.F.	N.F.	N.F.				
Movimenti terra e modifiche dell'assetto originario dei luoghi (riporti, sbancamenti, rilevati e simili) con h<= 2mt nelle aree di fondovalle		3	3	N.F.**					2	3	3	3
Movimenti terra e modifiche dell'assetto originario dei luoghi (riporti, sbancamenti, rilevati e simili) con h>2mt nelle aree di fondovalle ***		N.F.	N.F.	N.F.								
Nuove abitazioni interne al territorio urbanizzato	1	2	3	N.F.	2	3	4	N.F.	2	3	3	N.F.
Nuove abitazioni nel territorio rurale	1	2	3	N.F.	2	3	4	N.F.	2	3	3	N.F.
Nuove strutture periferiche (garage, volumi tecnici)	1	2	3	4	2	3	4	N.F.	2	3	3	N.F.
Nuove strutture periferiche (porticati, box da giardino, pergolati, gazebo, volere)	1	2	3	4	2	3	4	N.F.	2	3	3	N.F.
Interventi sul patrimonio edilizio esistente (Manutenzione Straordinaria)	1	2	2	3	2	3	3	N.F.	2	3	4	4
Interventi sul patrimonio edilizio esistente (Restauro e Risanamento Conservativo)	1	2	2	4	2	3	3	4	2	3	3	3
Interventi sul patrimonio edilizio esistente (Ristrutturazione edilizia conservativa)	1	2	2	3	2	3	3	3	2	2	2	2
Interventi sul patrimonio edilizio esistente (Addizione Volumetrica)	1	2	3	3	2	3	3	N.F.	2	3	4	4
Interventi sul patrimonio edilizio esistente (Ripristino di edifici demoliti e crollati)	1	2	3	4	2	3	4	4	2	3	4	4
Interventi sul patrimonio edilizio esistente (Sostituzione Edilizia)	1	2	3	4	2	4	4	N.F.	2	4	N.F.	N.F.
Interventi sul patrimonio edilizio esistente (Ristrutturazione urbanistica)	1	2	3	4	2	4	4	N.F.	2	4	4	4
Interventi sul patrimonio edilizio esistente (Ristrutturazione edilizia ricostruttiva)	1	2	3	4	2	4	4	N.F.	2	4	4	4
Manufatti precari e amatoriali superficie inferiore o pari a 12 mq	1	2	2	4	2	4	4	4	2	3	4	4
Manufatti precari e amatoriali superficie superiore 12 mq	1	2	3	N.F.	2	4	4	N.F.	2	3	4	4
Nuovi annessi rurali, box per cavalli, capannoni, stalle e magazzini (superficie inferiore o pari a 20 mq)	1	2	3	4	2	4	4	N.F.	2	3	4	4
Nuovi annessi rurali, box per cavalli, capannoni, stalle e magazzini (superficie superiore a 20 mq)	1	2	3	4	2	4	4	N.F.	2	3	4	4
Serre con copertura permanente	1	2	3	4	2	3	4	N.F.	2	2	4	4
Serre temporanee e stagionali	1	2	3	4	2	3	3	4	2	2	4	4
Volumi interrati e seminterrati	1	2	4	N.F.	2	3	4	N.F.	2	3	4	4
Viabilità e parcheggi (nuova realizzazione)	1	2	3	N.F.***	2	3	4	N.F.	2	3	4	4
Viabilità (Manutenzione straordinaria)	1	2	3	N.F.***	2	3	4	N.F.	2	3	4	4
Percorsi pedonali, ciclabili e ippovie	1	2	2	2	2	3	4	4	2	3	3	3
Impianti tecnici e reti tecnologiche (acquedotti, fognature, sistemi per il trasporto dell'energia e delle telecomunicazioni, gasdotti e simili)	1	1	2	2	1	2	3	3	1	2	2	2
Impianti tecnici di modesta entità (cabine elettriche, cabine di decompressione per il gas, per gli acquedotti e simili)	1	2	2	4	2	3	3	N.F.***	2	3	3	3
Piscine	1	2	2	3	2	2	3	N.F.***	2	3	3	3
Lagheti per l'accumulo di acqua	1	2	3	4	2	2	4	N.F.	1	2	2	2
Scarichi di acque reflue nel terreno, lagoni di accumulo liquami	1	2	3	4	2	2	4	N.F.	1	2	2	2
Impianti sportivi	1	2	3	4	2	2	4	N.F.	1	2	3	N.F.
Parchi urbani territoriali e fluviali	1	2	3	4	2	2	4	N.F.	1	2	3	N.F.
Recinti per bestiame senza volumi accessori	1	2	2	3	2	3	3	N.F.	2	2	2	4
Interventi di difesa del suolo o di regolazione idraulica	1	2	2	3	1	2	4	N.F.	2	2	2	4
	1	2	3	4	2	3	4	N.F.	1	2	2	2
	1	2	3	4	2	2	4	N.F.	2	3	3	N.F.
	1	1	2	2	1	2	3	N.F.	1	2	3	N.F.
	1	1	2	2	1	2	2	2	1	2	2	2
	1	1	2	2	1	2	2	2	1	2	2	2

N.F. Non Fattibile

Le Classi di Pericolosità sono definite nel rispetto del D.P.G.R. 53/r del 25 Ottobre 2011

* La pericolosità sismica è definita solo nelle aree di cui alla tavola 13-RU

** Sono esclusi dall'applicazione di tale norma gli sbancamenti ed i riporti finalizzati alla realizzazione di opere pubbliche o di interesse pubblico e quelli rientranti all'interno di interventi di stabilizzazione di versanti affetti da problemi gravitativi.

*** Sono esclusi dall'applicazione di tale norma gli sbancamenti ed i riporti finalizzati alla realizzazione di opere pubbliche o di interesse pubblico.

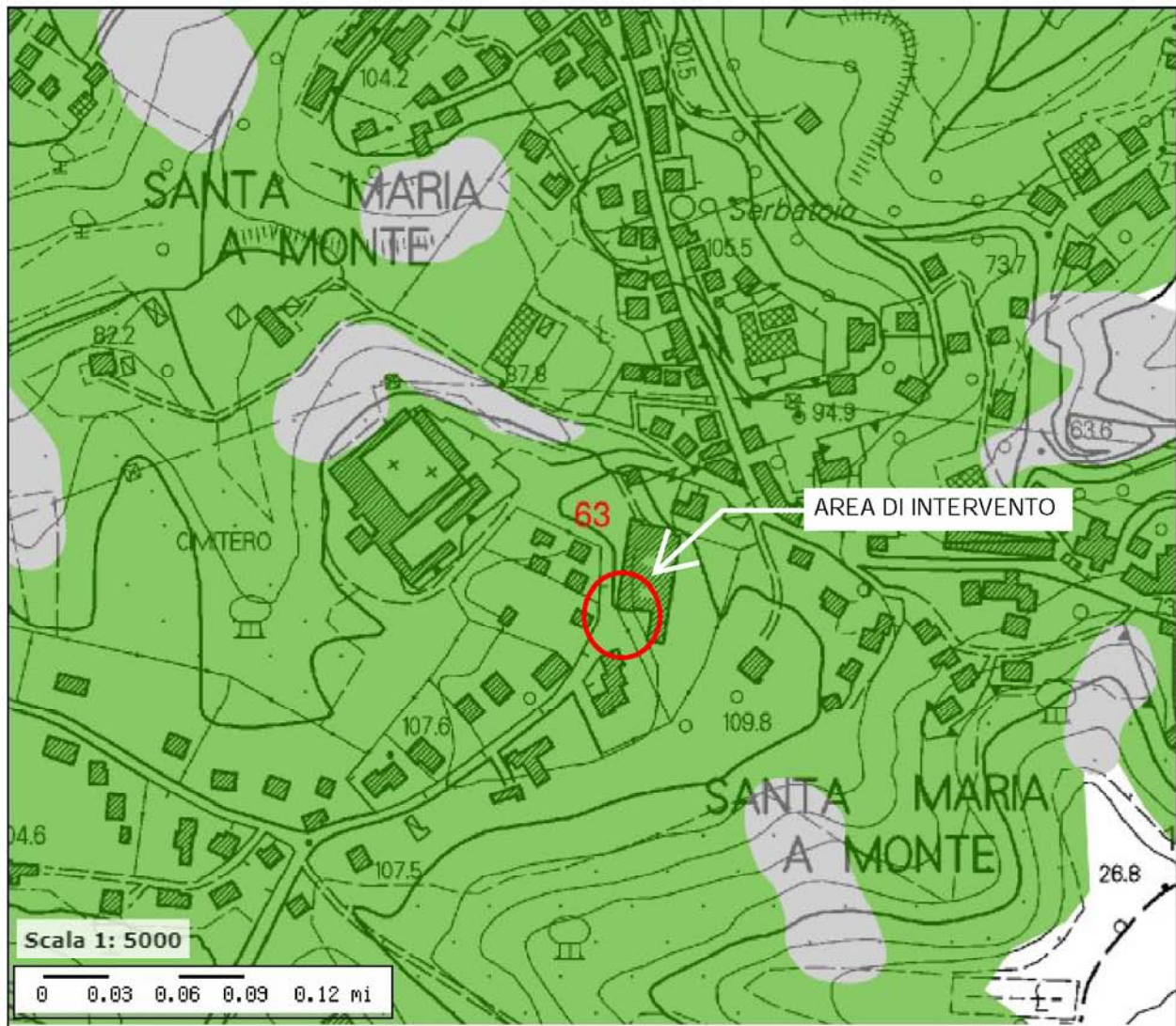
**** sono esclusi dall'applicazione di tale norma gli interventi non diversamente localizzabili.

Il grado di fattibilità di un intervento viene stabilito nel modo seguente:

- si individua nelle carte di pericolosità (geologica, idraulica e sismica) la classe di appartenenza dell'intervento;
- si definisce la tipologia dell'intervento;
- dall'incrocio delle informazioni suddette si individua nella tabella della fattibilità la classe corrispondente all'intervento distintamente per i diversi aspetti delle pericolosità;

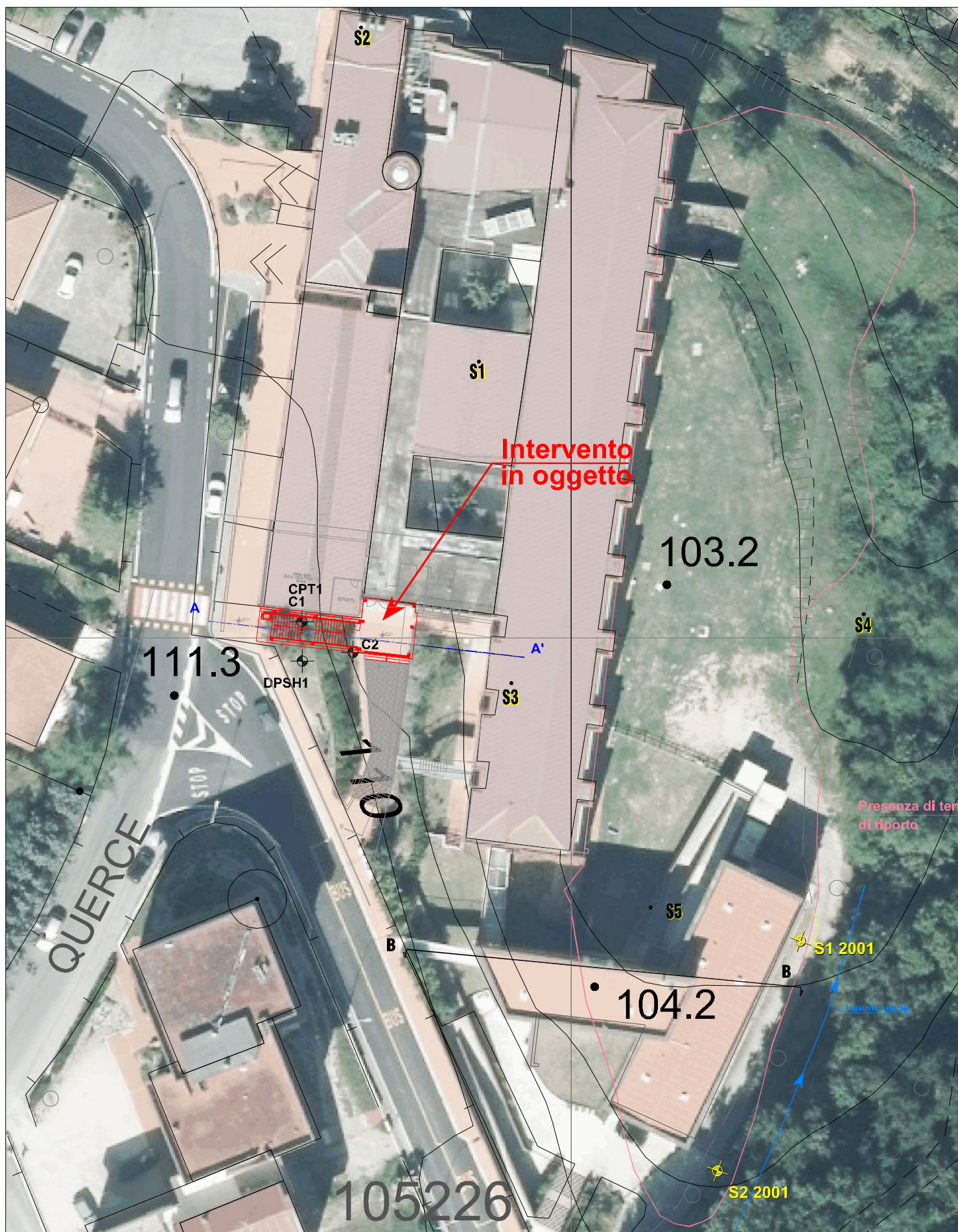
**AUTORITÀ DI BACINO DISTRETTUALE DELL'APPENNINO
SETTENTRIONALE**

PAI – Pericolosità geomorfologica livello di sintesi (1:25.000)



PLANIMETRIA GENERALE

Scala 1:500



● DPSH1 prove in sito, presente indagine A-A' traccia sezione

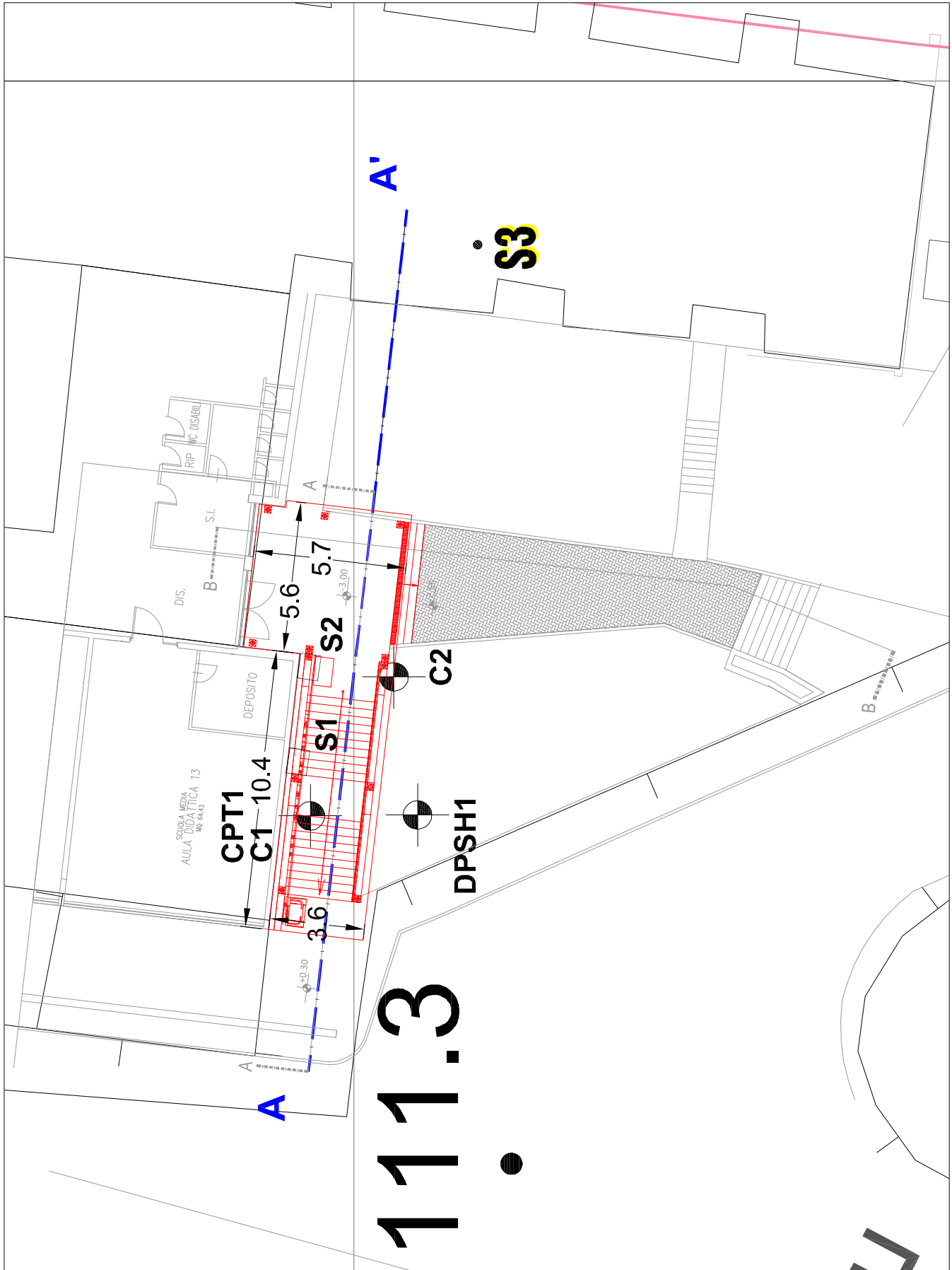
Ortofoto RT 2013, base cartografica CTR 1:2.000.







● S5 sondaggi effettuati per la realizzazione della scuola media

● S2 2001 sondaggi per la realizzazione della scuola materna

PIANTA STATO SOVRAPPOSTO

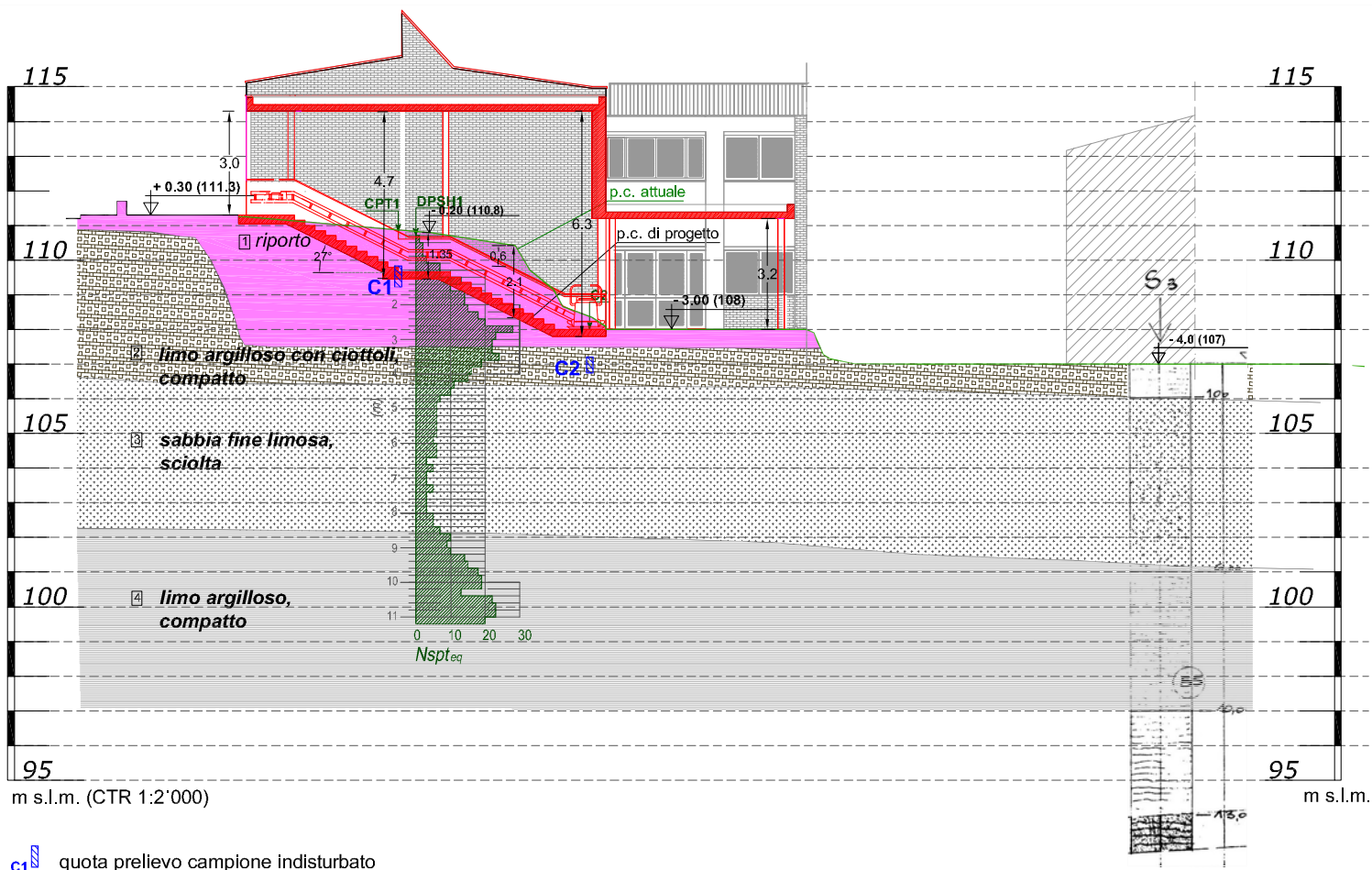
Scala 1:200



-  **DPSH1** prove in sito, presente indagine
-  **CPT1** prove in sito, presente indagine
-  **C1** campione indisturbato, presente indagine
-  **A-A'** traccia sezione
-  **S3** sondaggi effettuati per la realizzazione della scuola media
-  **S1** saggi con escavatore, presente indagine

SEZIONE GEOLOGICO-TECNICA A-A'

Scala 1:200



m s.l.m. (CTR 1:2'000)

m s.l.m.

∇ + 0.30 (111.3) Quote progettuali e quote assolute s.l.m.

S_3 sondaggi effettuati per la realizzazione della scuola media



Foto n. 1: panoramica dell'area di intervento.

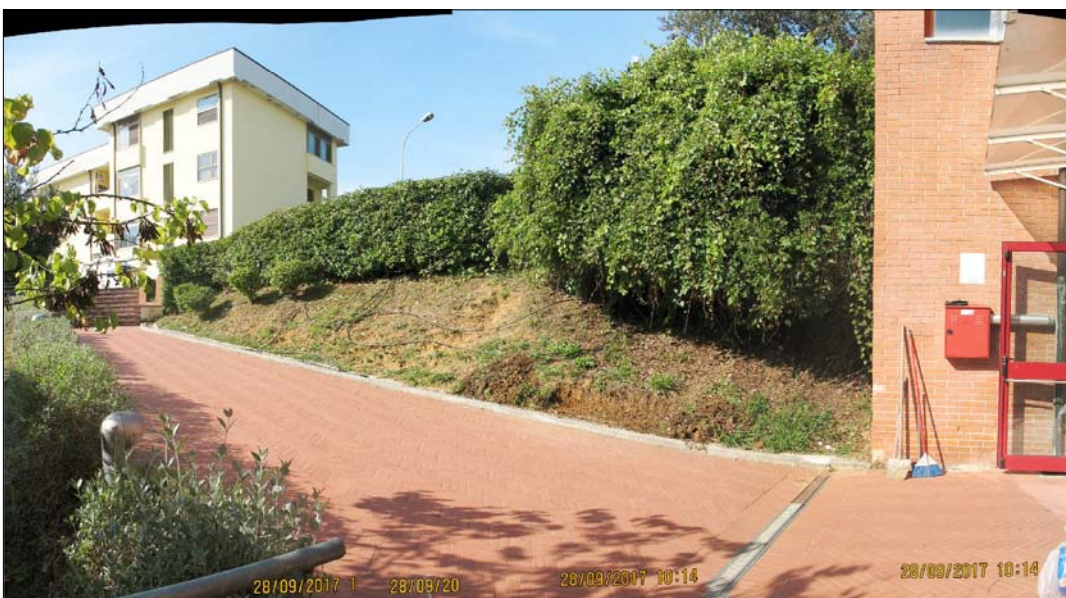


Foto n. 2: panoramica dell'area di intervento vista da valle.



Foto n. 3 - 4: esecuzione della prova penetrometrica CPT1 e prelievo del campione indisturbato C1.





Foto n. 5: esecuzione della prova penetrometrica DPSH1.



Foto n. 6: prelievo del campione indisturbato C2.



Foto n. 7: presenza di terreni di riporto alla base della scarpata oggetto di intervento.



Foto n. 8: affioramento di argille e limi con ciottoli della Formazione delle Cerbaie "BCE".



Foto n. 9: particolare della Formazione In foto 8.



Foto n. 10: ublcazione saggio S1.



Foto n. 11: saggio S1, profondità 1 m, riporto sabbioso con macerie.



Foto n. 12: ublcazione saggio S2.



Foto n. 13: saggio S2, profondità 0.8 m, riporto sabbioso/argilloso con macerie.

Committente : Amm.ne Com.le di S.Maria a Monte	Cantiere : Scuola Media – S.MARIA A MONTE	Localita' : S.MARIA A MONTE
Data inizio perforazione : 16/03/01	Data fine perforazione : 16/03/01	Quota assoluta s.l.m. (m) : 106.4
Diametro foro : 101 mm	Macchina perforatrice MAIT T. 14	Metodo di perforazione : Rotazione
Ditta esecutrice : G.S. Trivellazioni	Tecnico responsabile : Giovanni Giancicchì	Sondaggio n°: 02

Profondità dal p.d.c. (m)	Potenza (m)	SIMBOLO GRAFICO	DESCRIZIONE LITOLOGICA	<input type="checkbox"/> Dist. Campioni <input checked="" type="checkbox"/> Indist.	<input type="checkbox"/> Dist. Campionatore <input checked="" type="checkbox"/> Indist.	Tipo di prelievo	S.P.T.
2.50	2.50		Terreno di riporto, costituito da inerti di varia natura misti a matrice limo-argillosa.				
4.40	1.90		Argilla grigia-marrone, compatta, con tracce di depositi organici e sottili livelli limo-sabbiose.				
8.30	3.90	 S2 C1 	Sabbia fine, gialla, asciutta, compatta, con intercalazioni limo-argillose.	<input checked="" type="checkbox"/> S2C1		Pareti sottili Pressione	6 9 13
9.60	1.30		Sabbia da fine a media, sciolta, con colori dal giallo al bruno.				
12.50	2.90		Argilla grigio-marrone, compatta, talvolta limosa, con intercalazioni di livelli più francamente limo-sabbiosi di colore giallo.				
14.00	1.50		Limi argillosi, color ocra, compatti, asciutti, con sottili intercalazioni argillose.				
16.80	2.80		Limi sabbiosi, gialli, asciutti, compatti.				
19.00	2.20	 S2 C2	Argilla grigio-azzurra, plastica, omogenea.	<input checked="" type="checkbox"/> S2C2		Pareti sottili Pressione	
20.00	1.00		Argille marroni, compatte, con sottili livelli più plastici.				

S2

CAMPIONE	PESO DI VOLUME NATURALE (gr/cm ³)	UMIDITA' NATURALE (%)	LIMITI DI ATTERBERG (%)				CLASS. CASAGRANDE	TAGLIO CONSOLIDATO DRENATO		TAGLIO RAPIDO NON DRENATO		COMPRESSIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA (Kg/cm ²)
			LL	LP	IP	IC		C (Kg/cm ²)	φ (gradi)	C (Kg/cm ²)	φ (gradi)	
S2 C1	1.92	18.15	29	22	7	1.55	CL	0.113	31.8	-	-	-
S2 C2	1.94	32.16	54	26	28	0.78	CH	-	-	-	-	0.68

GEOPROGETTI

APPENDICE .6.

Committente : Amm.ne Com.le di S.Maria a Monte	Cantiere : Scuola Media - S.MARIA A MONTE	Localita' : S.MARIA A MONTE
Data inizio perforazione : 15/03/01	Data fine perforazione : 15/03/01	Quota assoluta s.l.m. (m) : 104.0
Diametro foro : 101 mm	Macchina perforatrice : MAIT T. 14	Metodo di perforazione : Rotazione
Ditta esecutrice : G.S. Trivellazioni	Tecnico responsabile : Giovanni Giancicchi	Sondaggio n°: 01

Profondità dal p.d.c. (m)	Potenza (m)	SIMBOLO GRAFICO	DESCRIZIONE LITOLOGICA	<input type="checkbox"/> Dist. Campioni <input checked="" type="checkbox"/> Indist. Campioni	<input type="checkbox"/> Dist. Campioni <input checked="" type="checkbox"/> Indist. Campioni	Complatore	Tipo di prelievo	S.P.T.
5.50	5.50		Terreno di riporto, costituito da inerti di varia natura misti a matrice limo-argillosa.					
7.50	2.00		Sabbia media, color ocra, scarsamente addensata con sporadici livelli centimetrici a matrice argillosa.					
10.50	3.00		Argilla compatta, marrone, con intercalazioni di argilla rossastra e di millimetrici depositi organici.	<input checked="" type="checkbox"/>	S1C1	Pareti sottili	Pressione	<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
14.00	3.50		Limi argillosi, rossastri, notevolmente compatti, asciutti, con minute intercalazioni di sabbie fini.	<input checked="" type="checkbox"/>	S1C2	Pareti sottili	Pressione	
16.00	2.00		Argilla grigio-azzurra, plastica, omogenea.					
17.50	1.50		Argille marroni, compatte, con sottili livelli più plastici.					
18.00	0.50		Argille limose e limi argillosi color ocra, debolmente compatti.					
18.50	0.50		Sabbie sciolte, color nocciola, debolmente argillose.					
19.00	0.50		Sabbie fini, limose, debolmente addensate.					
20.00	1.00		Limi argillosi color marrone, con centimetriche intercalazioni argillose.					

S1

CAMPIONE	PESO DI VOLUME NATURALE (gr/cm ³)	UMIDITA' NATURALE (%)	LIMITI DI ATTERBERG (%)				CLASS. CASAGRANDE	TAGLIO CONSOLIDATO DRENATO		TAGLIO RAPIDO NON DRENATO		COMPRESIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA (Kg/cm ²)
			LL	LP	IP	IC		C (Kg/cm ²)	φ (gradi)	C (Kg/cm ²)	φ (gradi)	
S1 C1	2.03	23.18	42	22	20	0.94	CL	0.66	25.2	-	-	1.55
S1 C2	2.01	20.09	34	24	10	1.39	ML	-	-	0.26	27	-

ELABORAZIONE DATI PROVE PENETROMETRICHE EFFETTUATE IN SITO

LEGENDA

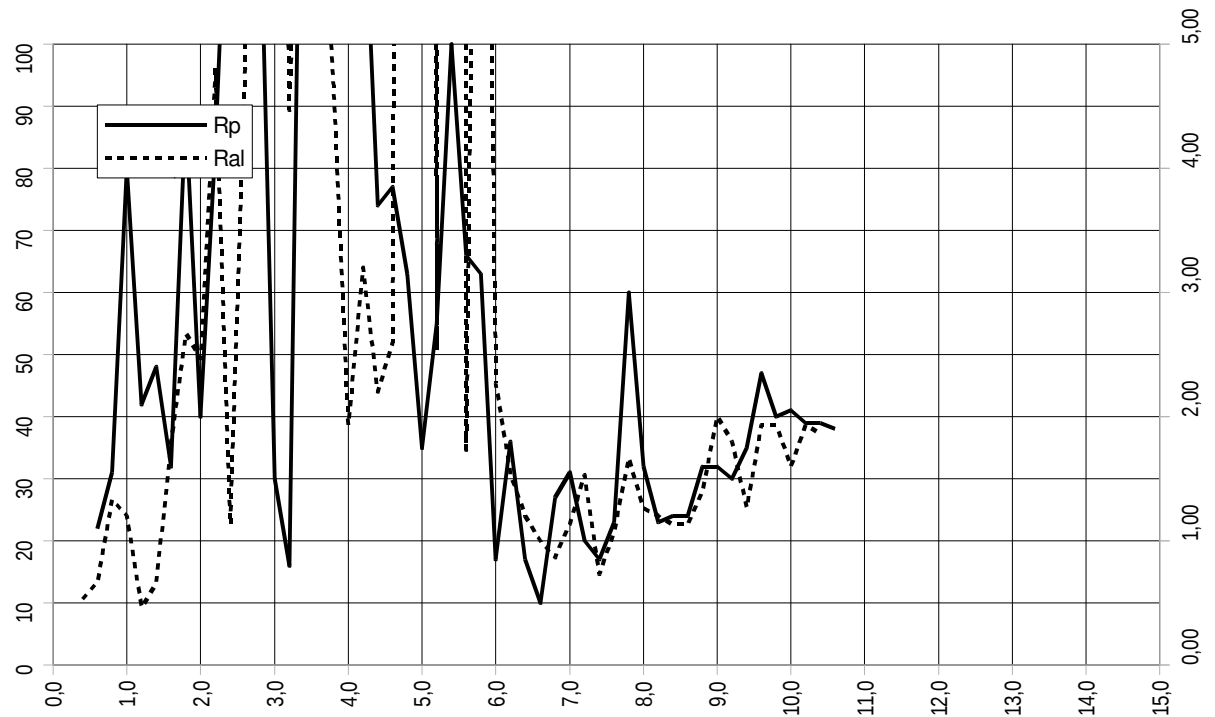
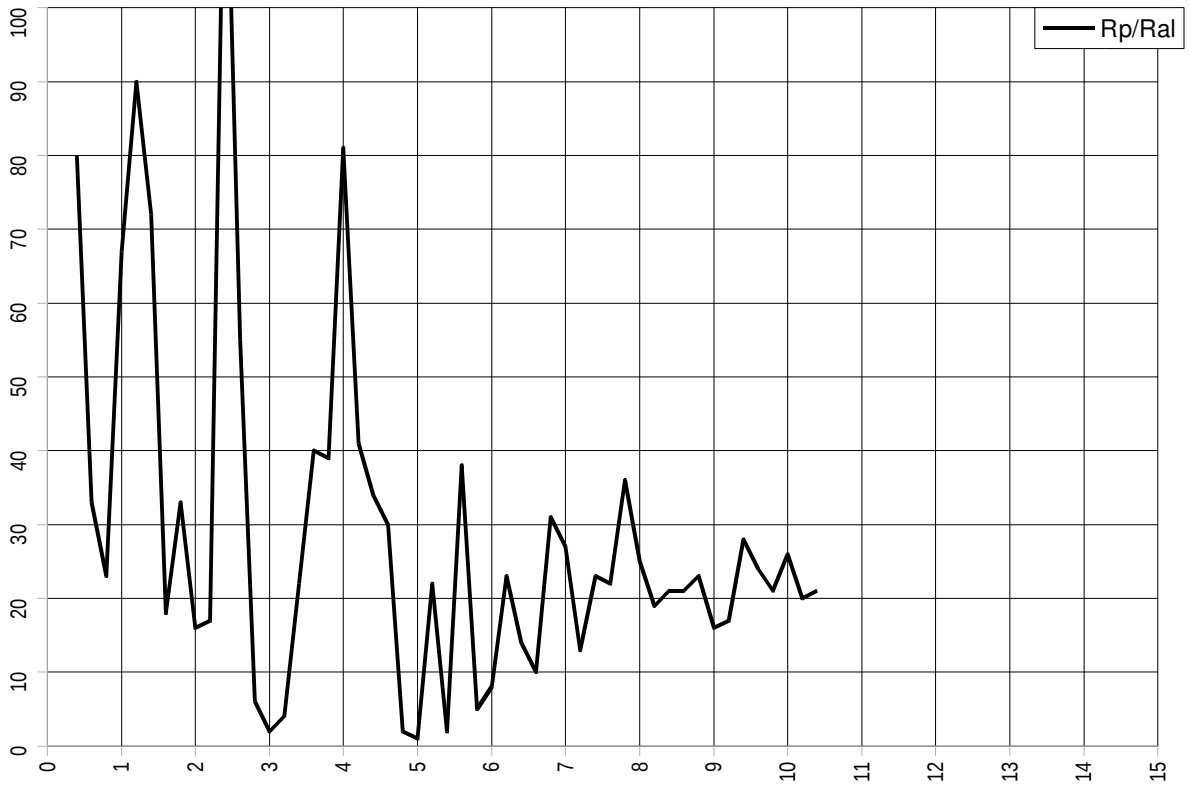
- Rpt:** Resistenza totale di punta [Kg]
Rat: Resistenza laterale totale del manicotto + resistenza totale di punta [Kg]
Rt: Resistenza totale [Kg]
Rp: Resistenza unitaria di punta
Ral: Resistenza laterale [Kg/cmq]
Rp/Ral: Rapporto Begemann
fi: Angolo di attrito interno [gradi]
Dr: Densità relativa
Cu: Coesione (non drenata) [Kg/cmq]
mv: Coefficiente di compressibilità volumetrica [cmq/t]

Committente: Comune di Santa Maria a Monte

Località: Scuola Media, Via Querce

Prova penetrometrica n°: **CPT 1**

Data: 28,09,2017



Committente: - Comune di Santa Maria a Mont

Località: - Scuola Media Via Querce

Prova penetrometrica n°:

DPSH1

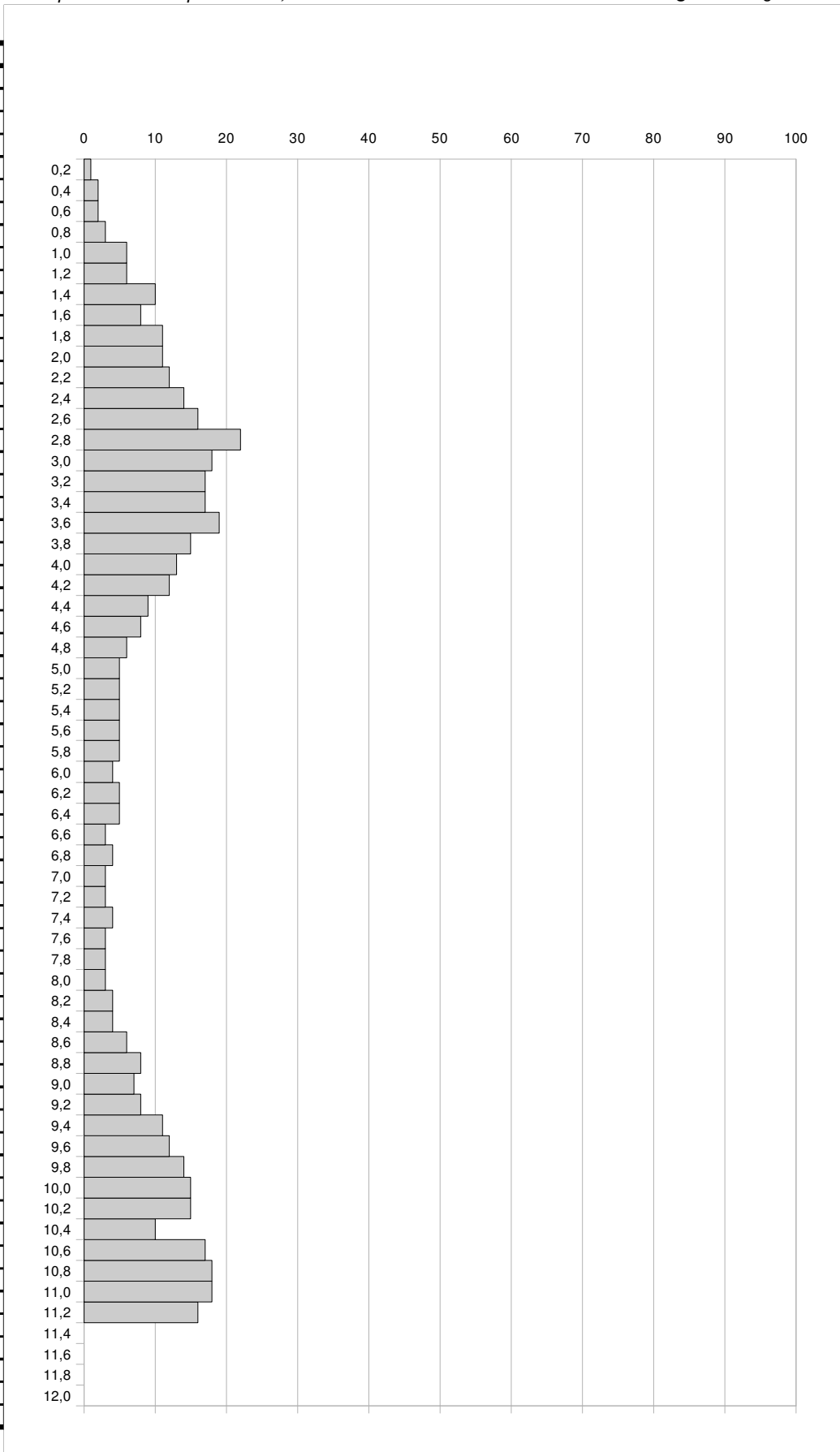
Data:

28,09,2017

Penetrometro dinamico Pagani
tipo DPSH Europeo TG 63, 200KN

Peso del maglio: 63 kg

Profondità	N° colpi
0,0 - 0,2	1
0,2 - 0,4	2
0,4 - 0,6	2
0,6 - 0,8	3
0,8 - 1,0	6
1,0 - 1,2	6
1,2 - 1,4	10
1,4 - 1,6	8
1,6 - 1,8	11
1,8 - 2,0	11
2,0 - 2,2	12
2,2 - 2,4	14
2,4 - 2,6	16
2,6 - 2,8	22
2,8 - 3,0	18
3,0 - 3,2	17
3,2 - 3,4	17
3,4 - 3,6	19
3,6 - 3,8	15
3,8 - 4,0	13
4,0 - 4,2	12
4,2 - 4,4	9
4,4 - 4,6	8
4,6 - 4,8	6
4,8 - 5,0	5
5,0 - 5,2	5
5,2 - 5,4	5
5,4 - 5,6	5
5,6 - 5,8	5
5,8 - 6,0	4
6,0 - 6,2	5
6,2 - 6,4	5
6,4 - 6,6	3
6,6 - 6,8	4
6,8 - 7,0	3
7,0 - 7,2	3
7,2 - 7,4	4
7,4 - 7,6	3
7,6 - 7,8	3
7,8 - 8,0	3
8,0 - 8,2	4
8,2 - 8,4	4
8,4 - 8,6	6
8,6 - 8,8	8
8,8 - 9,0	7
9,0 - 9,2	8
9,2 - 9,4	11
9,4 - 9,6	12
9,6 - 9,8	14
9,8 - 10,0	15
10,0 - 10,2	15
10,2 - 10,4	10
10,4 - 10,6	17
10,6 - 10,8	18
10,8 - 11,0	18
11,0 - 11,2	16
11,2 - 11,4	0
11,4 - 11,6	0
11,6 - 11,8	0
11,8 - 12,0	0



N° colpi

CERTIFICATI PROVE PENETROMETRICHE IN SITO



GEOSERVIZI S.N.C.
di Cosco e Spadaro

Spett.le

GEOPROGETTI

OGGETTO: Riepilogo lavori eseguiti presso Scuola Primaria Via Querce in Santa Maria a Monte (PI) del 28 settembre 2017 come da vs direttive in cantiere.

LAVORAZIONI	Quantità	Profondità, mt
Prova CPT	1	10,60
Prova DPSH	1	11,20
Campione indisturbato C1	1	1,00/1,50
Campione indisturbato C2	1	0,80/1,25

GEOSERVIZI snc
Via E. Calabresi - Loc. Montacchiello
Ospedaletto (PI)
C.F./P.IVA 01121470502



Pisa, 13/10/2017

PENETROMETRO DINAMICO IN USO : **DPSH (S. Heavy)**

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 : **DPSH (S. Heavy)**

PESO MASSA BATTENTE	M = 63,50 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0,75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	M _s = 0,70 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 50,50 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 20,00 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 90^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	L _a = 1,00 m
PESO ASTE PER METRO	M _a = 6,20 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P ₁ = 0,80 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0,20$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(20) ⇒ Relativo ad un avanzamento di 20 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	NO
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A δ) = 11,91 kg/cm ² (prova SPT : Q _{spt} = 7.83 kg/cm ²)
COEFF.TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 1,521$ (teoricamente : N _{spt} = β_t N)

Valutazione resistenza dinamica alla punta R_{pd} [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

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

R_{pd} = 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 : COM. S.MARIA A MONTE
- lavoro :
- località : S.MARIA A MONTE
- note :

- data : 28/09/2017
- quota inizio : 0
- 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 - 0,20	1	10,7	----	1	5,60 - 5,80	5	37,3	----	6
0,20 - 0,40	2	21,5	----	1	5,80 - 6,00	4	28,1	----	7
0,40 - 0,60	2	21,5	----	1	6,00 - 6,20	5	35,1	----	7
0,60 - 0,80	3	32,2	----	1	6,20 - 6,40	5	35,1	----	7
0,80 - 1,00	6	59,2	----	2	6,40 - 6,60	3	21,1	----	7
1,00 - 1,20	6	59,2	----	2	6,60 - 6,80	4	28,1	----	7
1,20 - 1,40	10	98,7	----	2	6,80 - 7,00	3	19,9	----	8
1,40 - 1,60	8	79,0	----	2	7,00 - 7,20	3	19,9	----	8
1,60 - 1,80	11	108,6	----	2	7,20 - 7,40	4	26,6	----	8
1,80 - 2,00	11	100,4	----	3	7,40 - 7,60	3	19,9	----	8
2,00 - 2,20	12	109,6	----	3	7,60 - 7,80	3	19,9	----	8
2,20 - 2,40	14	127,8	----	3	7,80 - 8,00	3	18,9	----	9
2,40 - 2,60	16	146,1	----	3	8,00 - 8,20	4	25,2	----	9
2,60 - 2,80	22	200,9	----	3	8,20 - 8,40	4	25,2	----	9
2,80 - 3,00	18	152,9	----	4	8,40 - 8,60	6	37,8	----	9
3,00 - 3,20	17	144,4	----	4	8,60 - 8,80	8	50,4	----	9
3,20 - 3,40	17	144,4	----	4	8,80 - 9,00	7	41,9	----	10
3,40 - 3,60	19	161,4	----	4	9,00 - 9,20	8	47,9	----	10
3,60 - 3,80	15	127,4	----	4	9,20 - 9,40	11	65,9	----	10
3,80 - 4,00	13	103,2	----	5	9,40 - 9,60	12	71,9	----	10
4,00 - 4,20	12	95,3	----	5	9,60 - 9,80	14	83,9	----	10
4,20 - 4,40	9	71,5	----	5	9,80 - 10,00	15	85,7	----	11
4,40 - 4,60	8	63,5	----	5	10,00 - 10,20	15	85,7	----	11
4,60 - 4,80	6	47,7	----	5	10,20 - 10,40	10	57,1	----	11
4,80 - 5,00	5	37,3	----	6	10,40 - 10,60	17	97,1	----	11
5,00 - 5,20	5	37,3	----	6	10,60 - 10,80	18	102,8	----	11
5,20 - 5,40	5	37,3	----	6	10,80 - 11,00	18	98,2	----	12
5,40 - 5,60	5	37,3	----	6	11,00 - 11,20	16	87,3	----	12

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPSH (S. Heavy)**

- M (massa battente)= **63,50** kg - H (altezza caduta)= **0,75** m - A (area punta)= **20,00** cm² - D(diam. punta)= **50,50** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**20**) [δ = 20 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

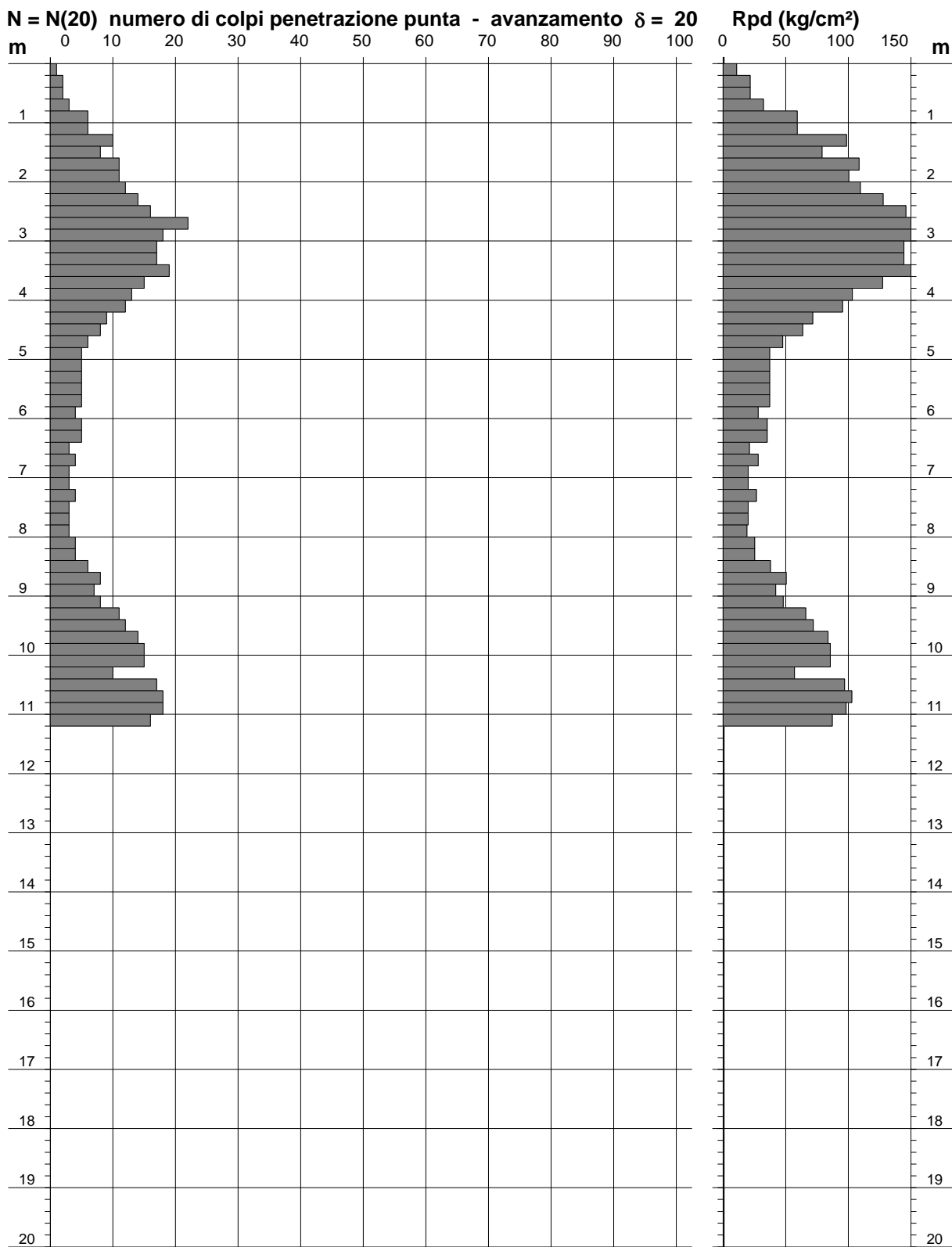
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 1

Scala 1: 100

- committente : COM. S.MARIA A MONTE
 - lavoro :
 - località : S.MARIA A MONTE
 - note :

- data : 28/09/2017
 - quota inizio : 0
 - prof. falda : Falda non rilevata
 - pagina : 1



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
 DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA**

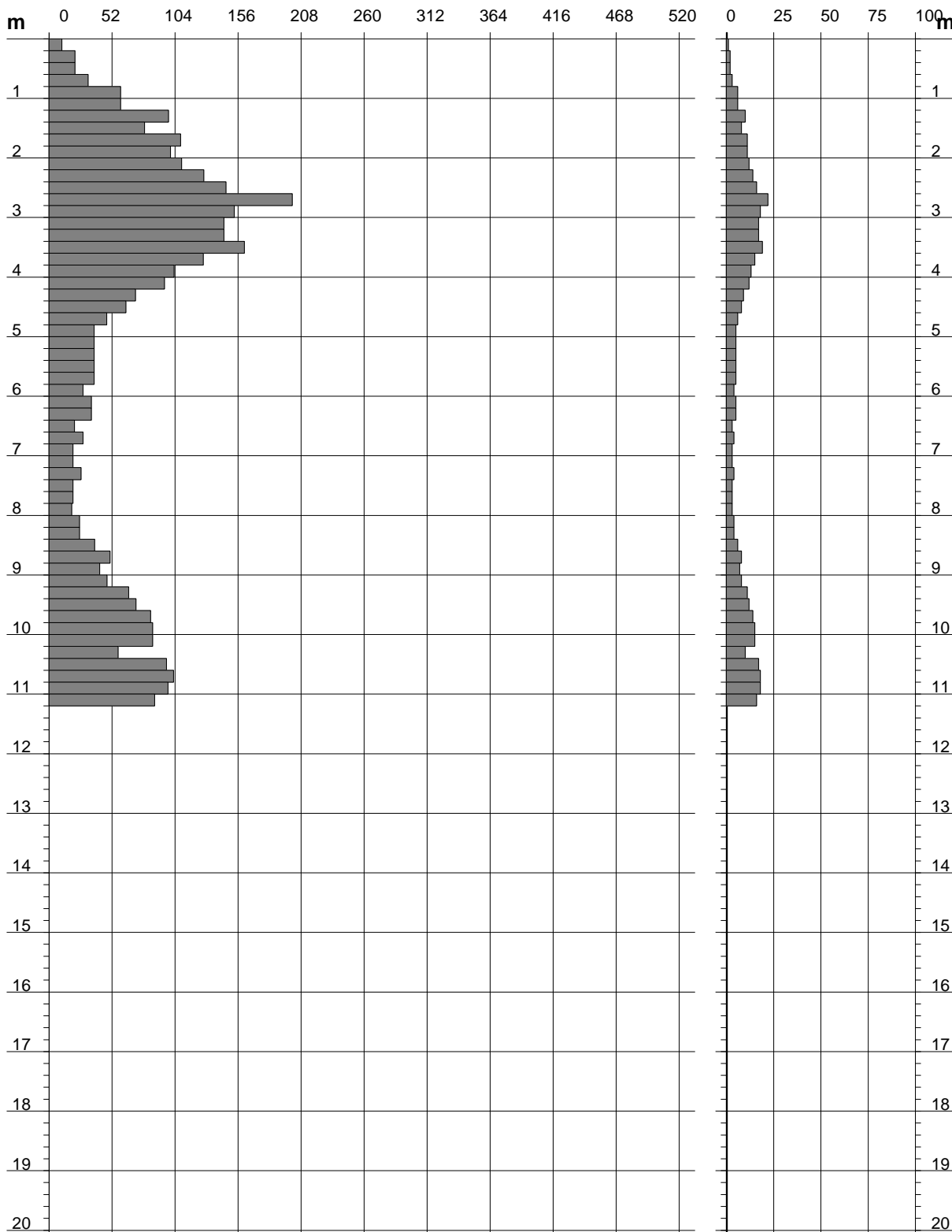
DIN 1
 Scala 1: 100

- committente : COM. S.MARIA A MONTE
 - lavoro :
 - località : S.MARIA A MONTE

- data : 28/09/2017
 - quota inizio : 0
 - prof. falda : Falda non rilevata

Rpd (kg/cm²) Resistenza dinamica alla punta, formula "Olandese"

N = N(20) n° colpi $\delta = 20$



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
ELABORAZIONE STATISTICA**

DIN 1

- committente : COM. S.MARIA A MONTE
- lavoro :
- località : S.MARIA A MONTE
- note :

- data : 28/09/2017
- quota inizio : 0
- prof. falda :
- pagina : 1

n°	Profondità (m)		PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA						VCA	β	Nspt	
				M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s				M+s
1	0,00	0,80	N	2,0	1	3	1,5	---	---	---	2	1,52	3
			Rpd	21,5	11	32	16,1	---	---	---			
2	0,80	1,60	N	7,5	6	10	6,8	---	---	---	8	1,52	12
			Rpd	74,0	59	99	66,6	---	---	---			
3	1,60	2,60	N	12,8	11	16	11,9	---	---	---	13	1,52	20
			Rpd	118,5	100	146	109,5	---	---	---			
4	2,60	3,60	N	18,6	17	22	17,8	---	---	---	19	1,52	29
			Rpd	160,8	144	201	152,6	---	---	---			
5	3,60	4,40	N	12,3	9	15	10,6	---	---	---	12	1,52	18
			Rpd	99,4	72	127	85,4	---	---	---			
6	4,40	6,80	N	5,0	3	8	4,0	1,2	3,8	6,2	5	1,52	8
			Rpd	37,1	21	64	29,1	10,6	26,5	47,7			
7	6,80	8,40	N	3,4	3	4	3,2	---	2,9	3,9	3	1,52	5
			Rpd	22,0	19	27	20,4	3,1	18,8	25,1			
8	8,40	9,20	N	7,3	6	8	6,6	---	---	---	7	1,52	11
			Rpd	44,5	38	50	41,2	---	---	---			
9	9,20	10,20	N	13,4	11	15	12,2	---	---	---	13	1,52	20
			Rpd	78,6	66	86	72,2	---	---	---			
10	10,20	10,40	N	10,0	10	10	10,0	---	---	---	10	1,52	15
			Rpd	57,1	57	57	57,1	---	---	---			
11	10,40	11,20	N	17,3	16	18	16,6	---	---	---	17	1,52	26
			Rpd	96,3	87	103	91,8	---	---	---			

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio

N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)

β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1,52$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 20$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

- committente : COM. S.MARIA A MONTE
- lavoro :
- località : S.MARIA A MONTE
- note :

- data : 28/09/2017
- quota inizio : 0
- prof. falda :
- pagina : 1

n°	Prof.(m)		LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
					DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00	0.80		3	11.3	27.2	214	1.86	1.38	0.19	1.78	44	1.194
2	0.80	1.60		12	38.0	30.6	284	1.94	1.52	0.75	1.92	31	0.842
3	1.60	2.60		20	50.0	33.0	346	1.99	1.59	1.25	2.02	25	0.667
4	2.60	3.60		29	63.5	35.7	415	2.05	1.68	1.81	2.13	19	0.506
5	3.60	4.40		18	47.0	32.4	330	1.98	1.57	1.13	2.00	26	0.708
6	4.40	6.80		8	28.3	29.2	253	1.91	1.46	0.50	1.87	35	0.945
7	6.80	8.40		5	18.3	28.0	230	1.88	1.41	0.31	1.83	39	1.061
8	8.40	9.20		11	36.5	30.3	276	1.94	1.51	0.69	1.91	32	0.867
9	9.20	10.20		20	50.0	33.0	346	1.99	1.59	1.25	2.02	25	0.667
10	10.20	10.40		15	42.5	31.5	307	1.96	1.54	0.94	1.96	29	0.773
11	10.40	11.20		26	59.0	34.8	392	2.03	1.65	1.63	2.09	21	0.556

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno



GEOSERVIZI S.N.C. di Cosco e Spadaro

Via E. Calabresi - 56121 Montacchiello (PI)
Cell. 339-1344492
geoservizipisa@gmail.com

PROVA PENETROMETRICA STATICA

ELABORAZIONE NUMERICA DEI RISULTATI

Committente: COM. S, MARIA A MONTE
Località: S. MARIA A MONTE
Cantiere:
Data: 28/9/17
N. prove: 1

Caratteristiche del sistema

Penetrometro statico Pagani TG 63-200 KN
Punta meccanica tipo "Begemann"
Diametro = 35,7 mm; Angolo di apertura = 60°
Ap=10 cm²; At=20 cm²; Am=150 cm²
Velocità di avanzamento = 2 cm/sec
peso aste interne: 0,130 Kg
passo di lettura: 20 cm

LEGENDA

Qc Resistenza alla punta (Kg/cm²)
Fs attrito laterale unitario (Kg/cm²)
Qc/Fs Rapporto Begemann



GEOSERVIZI S. N. C.
di Cosco e Spadaro
Via E. Calabresi - 56121 Montacchiello(PI)
Cell. 339-1344492

Prova numero: 2

Committente: COM. S. MARIA A MONTE

Località: S. MARIA A MONTE

Cantiere:

Profondità fine prova: 10,6 m dal p. c.

Quota piano camp.: m

certificato n° : 158-2017

Data: 28/9/17

Quota falda:

m dal p.c.

profondità base strato da p.c. [metri]	(valori misurati) forza assiale			Resistenza alla punta Qc [Kg/cmq]	attrito laterale unitario Fs [Kg/cmq]	Rapporto Begemann Qc/Fs	NOTE
	punta (Kg/cmq)	punta + manicotto (Kg/cmq)	totale Rt (Kg/cmq)				
0,20							
0,40							
0,60	22,00	30,00	50,00	23,13	0,53	43,37	
0,80	31,00	41,00	47,00	32,26	0,67	48,39	
1,00	80,00	100,00	120,00	81,26	1,33	60,95	
1,20	42,00	60,00	64,00	43,26	1,20	36,05	
1,40	48,00	55,00	68,00	49,26	0,47	105,56	
1,60	32,00	42,00	72,00	33,26	0,67	49,89	
1,80	89,00	116,00	242,00	90,39	1,80	50,22	
2,00	40,00	80,00	211,00	41,39	2,67	15,52	
2,20	83,00	120,00	247,00	84,39	2,47	34,21	
2,40	146,00	218,00	287,00	147,39	4,80	30,71	
2,60	264,00	281,00	327,00	265,39	1,13	234,17	
2,80	128,00	200,00	348,00	129,52	4,80	26,98	
3,00	30,00	333,00	404,00	31,52	20,20	1,56	
3,20	166,00	227,00	344,00	167,52	4,07	41,19	
3,40	171,00	238,00	361,00	172,52	4,47	38,62	
3,60	272,00	388,00	408,00	273,52	7,73	35,37	
3,80	181,00	282,00	428,00	182,65	6,73	27,13	
4,00	156,00	226,00	380,00	157,65	4,67	33,78	
4,20	131,00	160,00	285,00	132,65	1,93	68,61	
4,40	74,00	122,00	207,00	75,65	3,20	23,64	
4,60	77,00	110,00	220,00	78,65	2,20	35,75	
4,80	63,00	102,00	175,00	64,78	2,60	24,92	
5,00	35,00	51,00	96,00	36,78	1,07	34,48	
5,20	55,00	86,00	140,00	56,78	2,07	27,47	
5,40	100,00	138,00	152,00	101,78	2,53	40,18	
5,60	66,00	90,00	128,00	67,78	1,60	42,36	
5,80	63,00	89,00	135,00	64,91	1,73	37,45	
6,00	170,00	202,00	431,00	171,91	2,13	80,58	
6,20	36,00	70,00	134,00	37,91	2,27	16,73	
6,40	17,00	40,00	133,00	18,91	1,53	12,33	
6,60	10,00	28,00	86,00	11,91	1,20	9,93	
6,80	27,00	42,00	105,00	29,04	1,00	29,04	
7,00	31,00	44,00	110,00	33,04	0,87	38,12	
7,20	20,00	37,00	117,00	22,04	1,13	19,45	
7,40	17,00	40,00	122,00	19,04	1,53	12,42	
7,60	23,00	34,00	121,00	25,04	0,73	34,15	
7,80	60,00	76,00	131,00	62,17	1,07	58,28	
8,00	32,00	57,00	151,00	34,17	1,67	20,50	
8,20	23,00	42,00	164,00	25,17	1,27	19,87	
8,40	24,00	42,00	162,00	26,17	1,20	21,81	
8,60	24,00	41,00	169,00	26,17	1,13	23,09	
8,80	32,00	49,00	176,00	34,30	1,13	30,26	
9,00	32,00	53,00	177,00	34,30	1,40	24,50	
9,20	30,00	60,00	196,00	32,30	2,00	16,15	
9,40	35,00	62,00	208,00	37,30	1,80	20,72	
9,60	47,00	66,00	228,00	49,30	1,27	38,92	
9,80	40,00	69,00	240,00	42,43	1,93	21,95	
10,00	41,00	70,00	243,00	43,43	1,93	22,46	
10,20	39,00	63,00	271,00	41,43	1,60	25,89	



GEOSERVIZI S. N. C.
di Cosco e Spadaro
Via E. Calabresi - 56121 Montacchiello(PI)
Cell. 339-1344492

Prova numero: 2

Committente: COM. S. MARIA A MONTE

Località: S. MARIA A MONTE

Cantiere:

Profondità fine prova: 10,6 m dal p. c.

Quota piano camp.: m

certificato n° : 158-2017

Data: 28/9/17

Quota falda:

m dal p.c.

profondità base strato da p.c. [metri]	(valori misurati) forza assiale			Resistenza alla punta Qc [Kg/cmq]	attrito laterale unitario Fs [Kg/cmq]	Rapporto Begemann Qc/Fs	NOTE
	punta (Kg/cmq)	punta + manicotto (Kg/cmq)	totale Rt (Kg/cmq)				
10,40	39,00	68,00	275,00	41,43	1,93	21,43	
10,60	38,00	66,00	288,00	40,43	1,87	21,66	
10,80							
11,00							
11,20							
11,40							
11,60							
11,80							
12,00							
12,20							
12,40							
12,60							
12,80							
13,00							
13,20							
13,40							
13,60							
13,80							
14,00							
14,20							
14,40							
14,60							
14,80							
15,00							
15,20							
15,40							
15,60							
15,80							
16,00							
16,20							
16,40							
16,60							
16,80							
17,00							
17,20							
17,40							
17,60							
17,80							
18,00							
18,20							
18,40							
18,60							
18,80							
19,00							
19,20							
19,40							
19,60							
19,80							
20,00							
20,20							
20,40							



GEOSERVIZI S. N. C.
di Cosco e Spadaro
Via E. Calabresi - 56121 Montacchiello (PI)
Cell. 339-1344492

Prova numero 2
Committente COM. S. MARIA A MONTE
Località S. MARIA A MONTE
Cantiere
Data 28/9/17

Profondità fine prova (m dal p.c.): 10,6

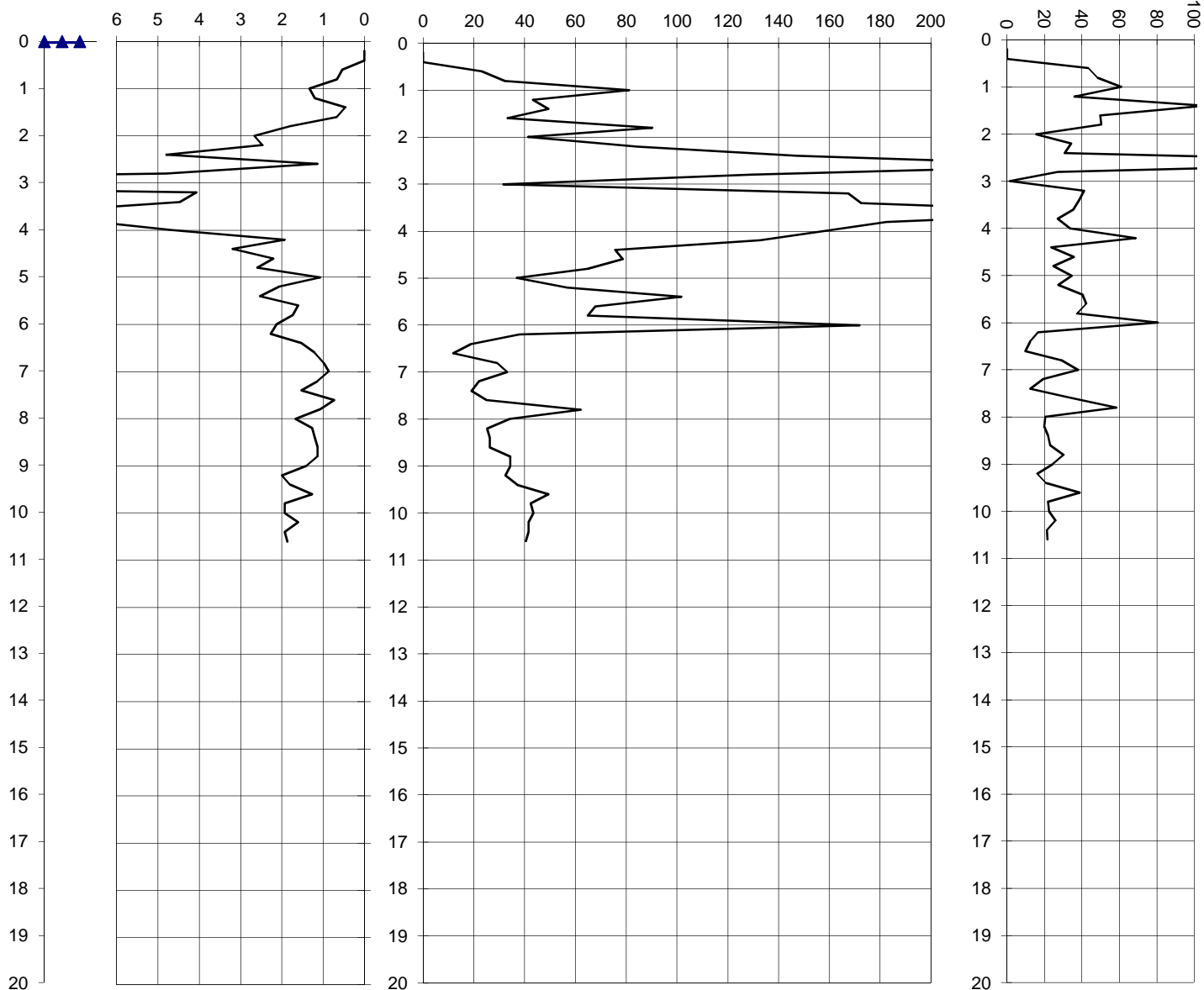
Quota falda (m dal p.c.):

quota
falda

Fs (Kg/cmq)

Qc (Kg/cmq)

Rapporto Begemann (Qc/Fs)



CERTIFICATI ANALISI DI LABORATORIO



MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI
Certificazione settore "A" - Prove di laboratorio su terre
Decreto 2436 del 14/03/2013 - ART. 59 DPR 380/2001 - Circolare 7618/STC 2010

LABOTER s.n.c. di Paolo Tognelli e C. Lab. Geotecnico - C.S.LL.PP. Decr.2436/13

Committente :	Comune di Santa Maria a Monte
Cantiere :	Scuola Media Santa Maria a Monte - Via Querce
Verbale Accettazione n° :	347 del 02/10/2017
Data Certificazione :	13/10/2017
Campioni n°:	2
Certificati da n° a n° :	03274 a 03279





COMMITTENTE:	Comune di Santa Maria a Monte		
RIFERIMENTO:	Scuola Media Santa Maria a Monte - Via Querce		
SONDAGGIO:	CAMPIONE:	1	PROFONDITA': m 1.0-1.6

CARATTERISTICHE FISICHE

Umidità naturale	7,9	%
Peso di volume		kN/m ³
Peso di volume secco		kN/m ³
Peso di volume saturo		kN/m ³
Peso specifico		kN/m ³
Indice dei vuoti		
Porosità		%
Grado di saturazione		%
Limite di liquidità		%
Limite di plasticità		%
Indice di plasticità		%
Indice di consistenza		
Passante al set. n° 40		
Limite di ritiro		%
CNR-UNI 10006/00		

ANALISI GRANULOMETRICA

Ghiaia		%
Sabbia		%
Limo		%
Argilla		%
D 10		mm
D 50		mm
D 60		mm
D 90		mm
Passante set. 10		%
Passante set. 42		%
Passante set. 200		%

COMPRESSIONE

σ		kPa
c_u		kPa
σ_{Rim}		kPa
$c_{u\ Rim}$		kPa

TAGLIO DIRETTO

Prova consolidata-lenta		
c		kPa
ϕ		°
c_{Res}		kPa
ϕ_{Res}		°

PERMEABILITA'

Coefficiente k		cm/sec
----------------	--	--------

COMPRESSIONE TRIASSIALE

C.D.	C_d	kPa	ϕ_d	°
C.U.	C'_{cu}	kPa	ϕ'_{cu}	°
	C_{cu}	kPa	ϕ_{cu}	°
U.U.	C_u	kPa	ϕ_u	°

PROVA EDOMETRICA

σ kPa	E kPa	C_v cm ² /sec	k cm/sec

FOTOGRAFIA



OSSERVAZIONI

Tipo di campione: Massivo		Qualità del campione: Q 1	
---------------------------	--	---------------------------	--

Posizione delle prove CF	cm	Rp kPa	VT kPa	cm	DESCRIZIONE DEL CAMPIONE
	0				Riporto Sabbia sciolta con abbondanti laterizi Munsell Soil Color Charts : 2.5Y 5/3 marrone oliva chiaro
	10				
	20				
	30				
	40				
	50				
	60			60	



COMMITTENTE:	Comune di Santa Maria a Monte		
RIFERIMENTO:	Scuola Media Santa Maria a Monte - Via Querce		
SONDAGGIO:	CAMPIONE:	2	PROFONDITA': m 0.8-1.25

CARATTERISTICHE FISICHE

Umidità naturale	13,7	%
Peso di volume	17,3	kN/m ³
Peso di volume secco	15,3	kN/m ³
Peso di volume saturo	19,4	kN/m ³
Peso specifico	26,5	kN/m ³
Indice dei vuoti	0,735	
Porosità	42,4	%
Grado di saturazione	50,2	%
Limite di liquidità	37,5	%
Limite di plasticità	20,6	%
Indice di plasticità	16,9	%
Indice di consistenza	1,41	
Passante al set. n° 40	SI	
Limite di ritiro		%
CNR-UNI 10006/00		

ANALISI GRANULOMETRICA

Ghiaia	%
Sabbia	%
Limo	%
Argilla	%
D 10	mm
D 50	mm
D 60	mm
D 90	mm
Passante set. 10	%
Passante set. 42	%
Passante set. 200	%

COMPRESSIONE

σ	kPa
c_u	kPa
σ_{Rim}	kPa
$c_{u Rim}$	kPa

TAGLIO DIRETTO

Prova consolidata-lenta		
c	11,2	kPa
ϕ	25,8	°
c_{Res}		kPa
ϕ_{Res}		°

PERMEABILITA'

Coefficiente k	cm/sec
----------------	--------

COMPRESSIONE TRIASSIALE

C.D.	C_d	kPa	ϕ_d	°
C.U.	C'_{cu}	kPa	ϕ'_{cu}	°
	C_{cu}	kPa	ϕ_{cu}	°
U.U.	C_u	kPa	ϕ_u	°

PROVA EDOMETRICA

σ kPa	E kPa	C_v cm ² /sec	k cm/sec

FOTOGRAFIA



OSSERVAZIONI

Tipi di campione: Cilindrico Qualità del campione: Q 5

Posizione delle prove	cm	Rp kPa	VT kPa	cm	DESCRIZIONE DEL CAMPIONE
CF TD CU	0				Ghiaia e ciottoli in matrice argilloso sabbiosa Munsell Soil Color Charts : 10YR 5/6 marrone giallastro
	10				
	20				
	30				
				33	



LABOTER snc
Via N. Sauro 440 - 51100 Pistoia
tel. 0573570566

DNV Business Assurance
Certificato No. 111177-2012-AQ-ITA-ACCREDIA
UNI EN ISO 9001:2008 (ISO 9001:2008)
Prove geotecniche di laboratorio su terre (Settore EA: 35)

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI
Certificazione Settore A - Prove di laboratorio su terre
Decreto 2436 - del 14/03/2013 - Art. 59 DPR 380/2001 - Circolare 7618/STC 2010

CERTIFICATO DI PROVA N°: 03274	Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 13/10/17	Inizio analisi: 04/10/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 347 del 02/10/17		Apertura campione: 04/10/17	Fine analisi: 05/10/17

COMMITTENTE: Comune di Santa Maria a Monte
RIFERIMENTO: Scuola Media Santa Maria a Monte - Via Querce
SONDAGGIO: CAMPIONE: 2 PROFONDITA': m 0.8-1.25

CONTENUTO D'ACQUA ALLO STATO NATURALE

Modalità di prova: Norma ASTM D 2216

Wn = contenuto d'acqua allo stato naturale = 13,7 %

Struttura del materiale:

Omogeneo
 Stratificato
 Caotico

Temperatura di essiccazione: 110 °C



LABOTER snc
Via N. Sauro 440 - 51100 Pistoia
tel. 0573570566

DNV Business Assurance
Certificato No. 111177-2012-AQ-ITA-ACCREDIA
UNI EN ISO 9001:2008 (ISO 9001:2008)
Prove geotecniche di laboratorio su terre (Settore EA: 35)

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI
Certificazione Settore A - Prove di laboratorio su terre
Decreto 2436 - del 14/03/2013 - Art. 59 DPR 380/2001 - Circolare 7618/STC 2010

CERTIFICATO DI PROVA N°: 03275	Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 13/10/17	Inizio analisi: 04/10/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 347 del 02/10/17		Apertura campione: 04/10/17	Fine analisi: 04/10/17

COMMITTENTE: Comune di Santa Maria a Monte
RIFERIMENTO: Scuola Media Santa Maria a Monte - Via Querce
SONDAGGIO: CAMPIONE: 2 PROFONDITA': m 0.8-1.25

PESO DI VOLUME ALLO STATO NATURALE

Modalità di prova: Norma BS 1377 T 15/E

Determinazione eseguita mediante fustella tarata

Peso di volume allo stato naturale = 17,3 kN/m³



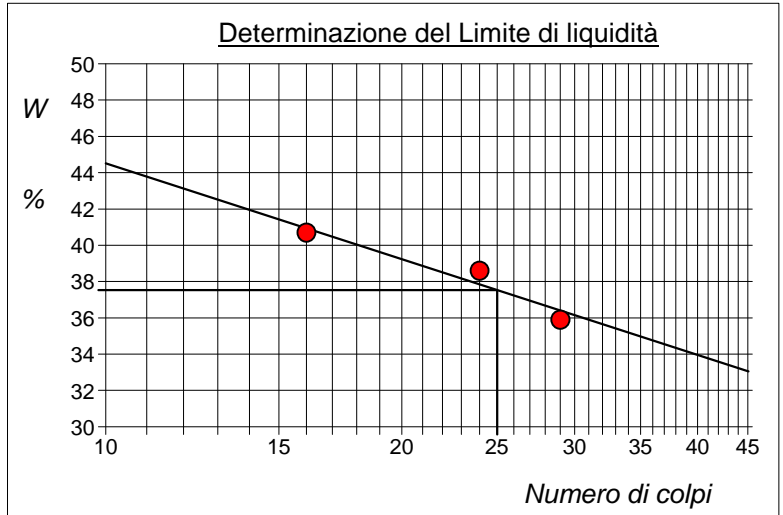
CERTIFICATO DI PROVA N°: 03276	Allegato 1	DATA DI EMISSIONE: 13/10/17	Inizio analisi: 11/10/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 347 del 02/10/17		Apertura campione: 04/10/17	Fine analisi: 12/10/17

COMMITTENTE: Comune di Santa Maria a Monte
RIFERIMENTO: Scuola Media Santa Maria a Monte - Via Querce
SONDAGGIO: CAMPIONE: 2 PROFONDITA': m 0.8-1.25

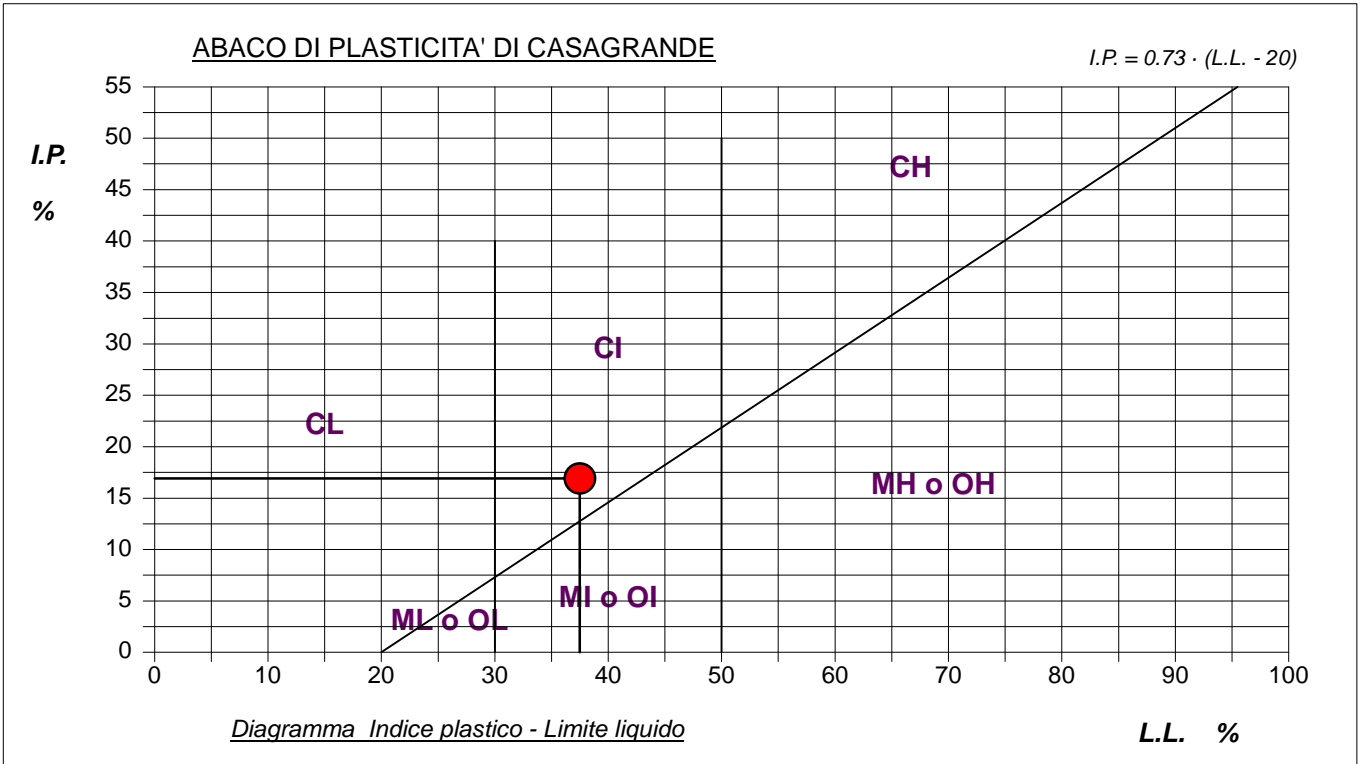
ABACO DI CASAGRANDE

Modalità di prova: Norma ASTM D 4318-84

Limite di liquidità	37,5	%
Limite di plasticità	20,6	%
Indice di plasticità	16,9	%
Indice di consistenza	1,41	
Passante al set. n° 40	SI	



C - Argille inorganiche	L - Bassa compressibilità
M - Limi inorganici	I - Media compressibilità
O - Argille e limi organici	H - Alta compressibilità





CERTIFICATO DI PROVA N°: 03277 Pagina 1/4
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 347 del 02/10/17

DATA DI EMISSIONE: 13/10/17 Inizio analisi: 08/10/17
Apertura campione: 04/10/17 Fine analisi: 11/10/17

COMMITTENTE: Comune di Santa Maria a Monte

RIFERIMENTO: Scuola Media Santa Maria a Monte - Via Querce

SONDAGGIO: CAMPIONE: 2 PROFONDITA': m 0.8-1.25

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Modalità di prova: Norma ASTM D 3080-72

Provino n°:	1	2	3
Condizione del provino:	Ricostituito	Ricostituito	Ricostituito
Pressione verticale (kPa):	98	196	294
Tensione a rottura (kPa):	54	111	148
Deformazione orizzontale a rottura (mm):	2,48	8,69	5,72
Deformazione verticale a rottura (mm):	0,02	0,62	0,91
Umidità iniziale e umidità finale (%):	--- 24,3	--- 20,9	--- 20,0
Peso di volume (kN/m³):	17,7	16,3	18,1

DIAGRAMMA
Tensione - Pressione verticale

Tipo di prova:	Consolidata - lenta
Velocità di deformazione:	0,010 mm / min
Tempo di consolidazione (ore):	24

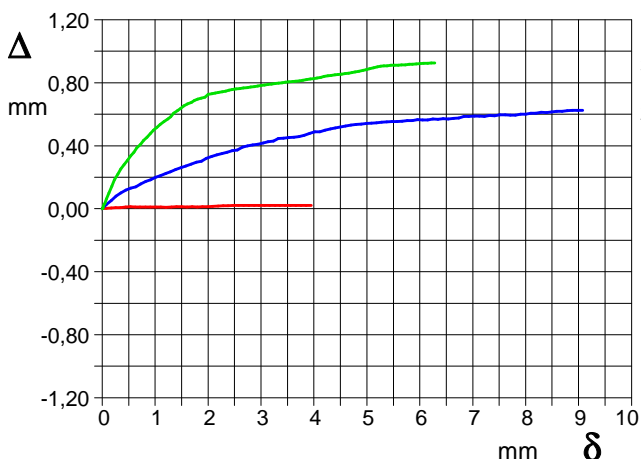
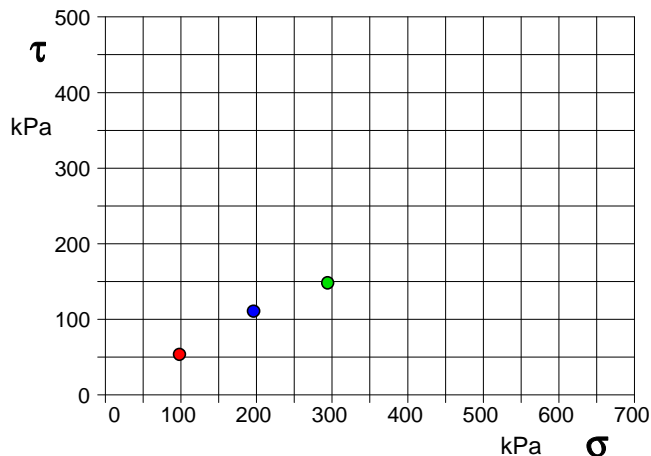


DIAGRAMMA Deform. vert. - Deform. orizz.

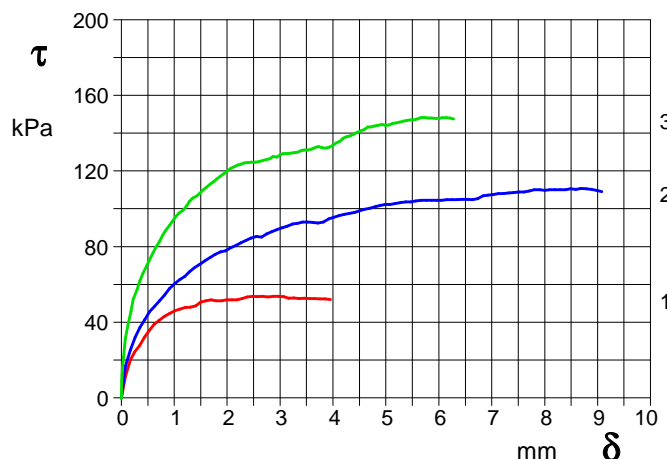


DIAGRAMMA Tensione - Deformaz. orizz.



CERTIFICATO DI PROVA N°: 03277	Pagina 3/4	DATA DI EMISSIONE: 13/10/17	Inizio analisi: 08/10/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 347 del 02/10/17		Apertura campione: 04/10/17	Fine analisi: 11/10/17

COMMITTENTE: Comune di Santa Maria a Monte
RIFERIMENTO: Scuola Media Santa Maria a Monte - Via Querce
SONDAGGIO: CAMPIONE: 2 PROFONDITA': m 0.8-1.25

PROVA DI TAGLIO DIRETTO - FASE DI CONSOLIDAZIONE

Modalità di prova: Norma ASTM D 3080-72

Diagramma
TEMPO - CEDIMENTO

PROVINO 1	
Pressione (kPa)	98
Altezza iniziale (cm)	1,980
Altezza finale (cm)	1,810
Sezione (cm ²):	36,00
T ₅₀ (min)	0,0
Df (mm)	7
Vs (mm/min)	0,000

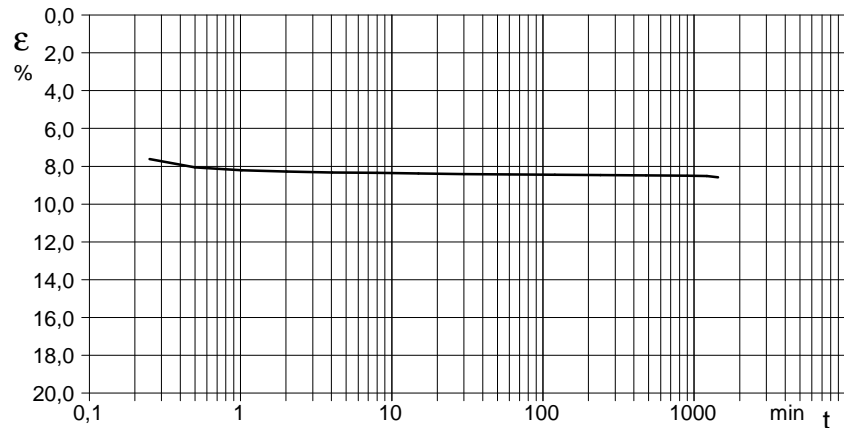


Diagramma
TEMPO - CEDIMENTO

PROVINO 2	
Pressione (kPa)	196
Altezza iniziale (cm)	2,000
Altezza finale (cm)	1,714
Sezione (cm ²):	36,00
T ₅₀ (min)	0,0
Df (mm)	7
Vs (mm/min)	0,000

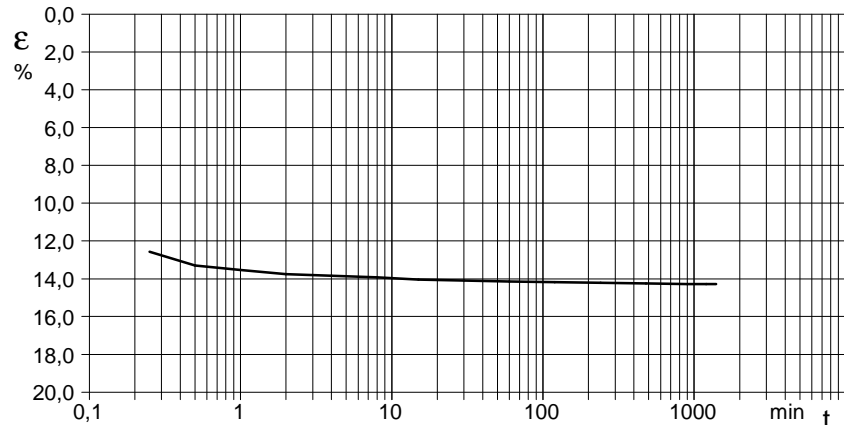
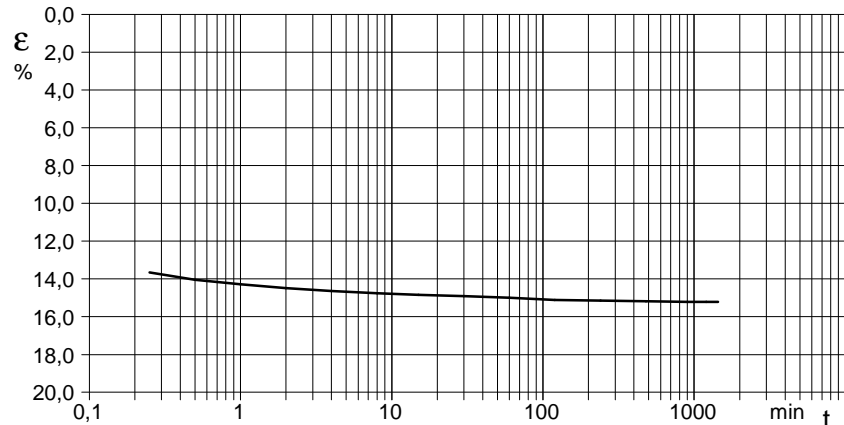


Diagramma
TEMPO - CEDIMENTO

PROVINO 3	
Pressione (kPa)	294
Altezza iniziale (cm)	2,000
Altezza finale (cm)	1,696
Sezione (cm ²):	36,00
T ₅₀ (min)	0,0
Df (mm)	7
Vs (mm/min)	0,000



$V_s = \text{Velocità stimata di prova}$ $D_f = \text{Deformazione a rottura stimata}$ $t_f = 50 \times T_{50}$ $V_s = D_f / t_f$



LABOTER snc
Via N. Sauro 440 - 51100 Pistoia
tel. 0573570566

DNV Business Assurance
Certificato No. 111177-2012-AQ-ITA-ACCREDITA
UNI EN ISO 9001:2008 (ISO 9001:2008)
Prove geotecniche di laboratorio su terre (Settore EA : 35)

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI
Certificazione Settore A - Prove di laboratorio su terre
Decreto 2436 - del 14/03/2013 - Art. 59 DPR 380/2001 - Circolare 7618/STC 2010

CERTIFICATO DI PROVA N°: 03277 Pagina 4/4	DATA DI EMISSIONE: 13/10/17	Inizio analisi: 08/10/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 347 del 02/10/17	Apertura campione: 04/10/17	Fine analisi: 11/10/17

COMMITTENTE: Comune di Santa Maria a Monte		
RIFERIMENTO: Scuola Media Santa Maria a Monte - Via Querce		
SONDAGGIO:	CAMPIONE: 2	PROFONDITA': m 0.8-1.25

PROVA DI TAGLIO DIRETTO - FASE DI CONSOLIDAZIONE

Modalità di prova: Norma ASTM D 3080-72

Provino 1			Provino 2			Provino 3		
Tempo	Cedim.	Cedim.	Tempo	Cedim.	Cedim.	Tempo	Cedim.	Cedim.
minuti	mm/100	%	minuti	mm/100	%	minuti	mm/100	%
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,25	150,85	7,62	0,25	251,50	12,58	0,25	273,20	13,66
0,50	159,40	8,05	0,50	266,00	13,30	0,50	280,90	14,05
1,02	162,50	8,21	1,00	270,50	13,53	1,00	285,50	14,28
2,02	164,00	8,28	2,00	275,10	13,76	2,00	289,70	14,49
4,02	164,90	8,33	4,00	276,90	13,85	4,00	292,70	14,64
8,02	165,50	8,36	8,00	278,50	13,93	8,00	295,10	14,76
15,02	166,00	8,38	15,00	280,70	14,04	15,00	296,80	14,84
30,02	166,50	8,41	30,00	281,80	14,09	30,00	298,20	14,91
60,02	166,80	8,42	60,00	283,00	14,15	60,00	299,85	14,99
120,02	167,20	8,44	120,00	283,50	14,18	120,00	302,22	15,11
240,02	167,60	8,46	240,00	284,10	14,21	240,00	303,07	15,15
480,03	168,00	8,48	480,00	284,90	14,25	480,00	303,63	15,18
900,03	168,40	8,51	900,00	285,50	14,28	900,00	304,23	15,21
1210,03	168,80	8,53	1200,00	285,60	14,28	1200,00	304,33	15,22
1440,03	169,90	8,58	1395,45	285,60	14,28	1440,00	304,40	15,22

Lo sperimentatore
Dott. Geologo Paolo Tognelli

Il direttore del laboratorio
Dott. Geologo Paolo Tognelli

COMMITTENTE:	Comune di Santa Maria a Monte		
RIFERIMENTO:	Scuola Media Santa Maria a Monte - Via Querce		
SONDAGGIO:	CAMPIONE: 2	PROFONDITA': m	0.8-1.25

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Modalità di prova: Norma ASTM D 3080-72

Provino n°:	1	2	3
Condizione del provino:	Ricostituito	Ricostituito	Ricostituito
Pressione verticale (kPa):	98	196	294
Tensione a rottura (kPa):	54	111	148
Deformazione orizzontale a rottura (mm):	2,48	8,69	5,72
Deformazione verticale a rottura (mm):	0,02	0,62	0,91
Umidità iniziale e umidità finale (%):	--- 24,3	--- 20,9	--- 20,0
Peso di volume (kN/m³):	17,7	16,3	18,1

DIAGRAMMA
Tensione - Pressione verticale

Coesione:	11,2 kPa
Angolo di attrito interno:	25,8 °

Tipo di prova:	Consolidata - lenta
Velocità di deformazione:	0,010 mm / min
Tempo di consolidazione (ore):	24

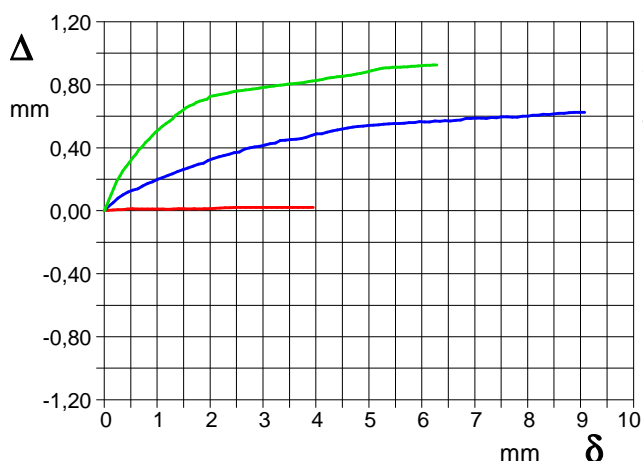
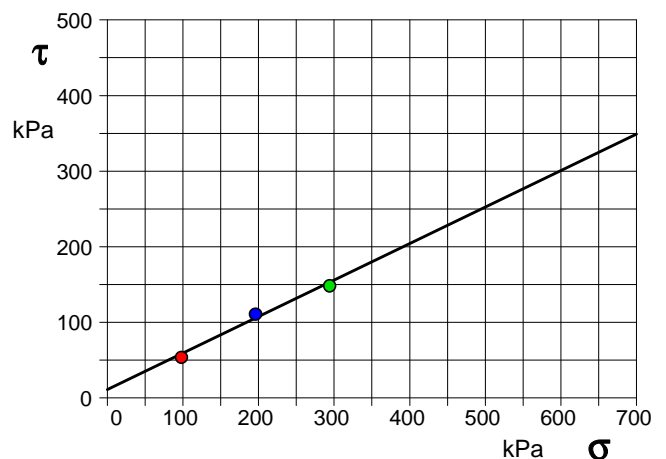


DIAGRAMMA Deform. vert. - Deform. orizz.

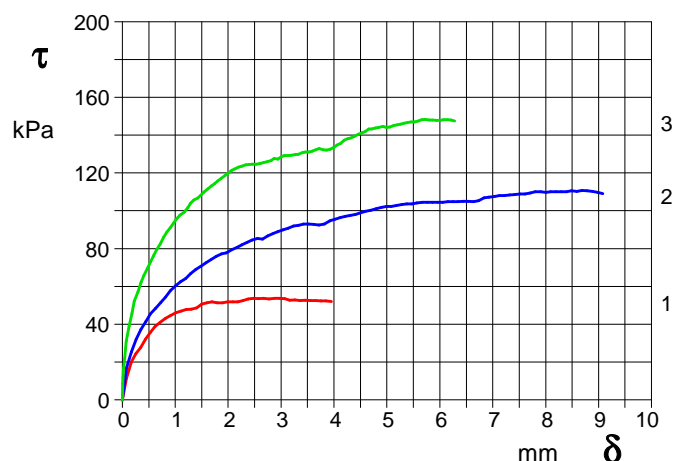


DIAGRAMMA Tensione - Deformaz. orizz.



LABOTER snc
Via N. Sauro 440 - 51100 Pistoia
tel. 0573570566

DNV Business Assurance
Certificato No. 111177-2012-AQ-ITA-ACCREDIA
UNI EN ISO 9001:2008 (ISO 9001:2008)
Prove geotecniche di laboratorio su terre (Settore EA: 35)

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI
Certificazione Settore A - Prove di laboratorio su terre
Decreto 2436 - del 14/03/2013 - Art. 59 DPR 380/2001 - Circolare 7618/STC 2010

CERTIFICATO DI PROVA N°: 03278	Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 13/10/17	Inizio analisi: 08/10/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 347 del 02/10/17		Apertura campione: 04/10/17	Fine analisi: 08/10/17

COMMITTENTE: Comune di Santa Maria a Monte
RIFERIMENTO: Scuola Media Santa Maria a Monte - Via Querce
SONDAGGIO: CAMPIONE: 2 PROFONDITA': m 0.8-1.25

PESO DI VOLUME ALLO STATO NATURALE

Modalità di prova: Norma BS 1377 T 15/E

Determinazione eseguita mediante fustella tarata

Peso di volume allo stato naturale = 17,0 kN/m³





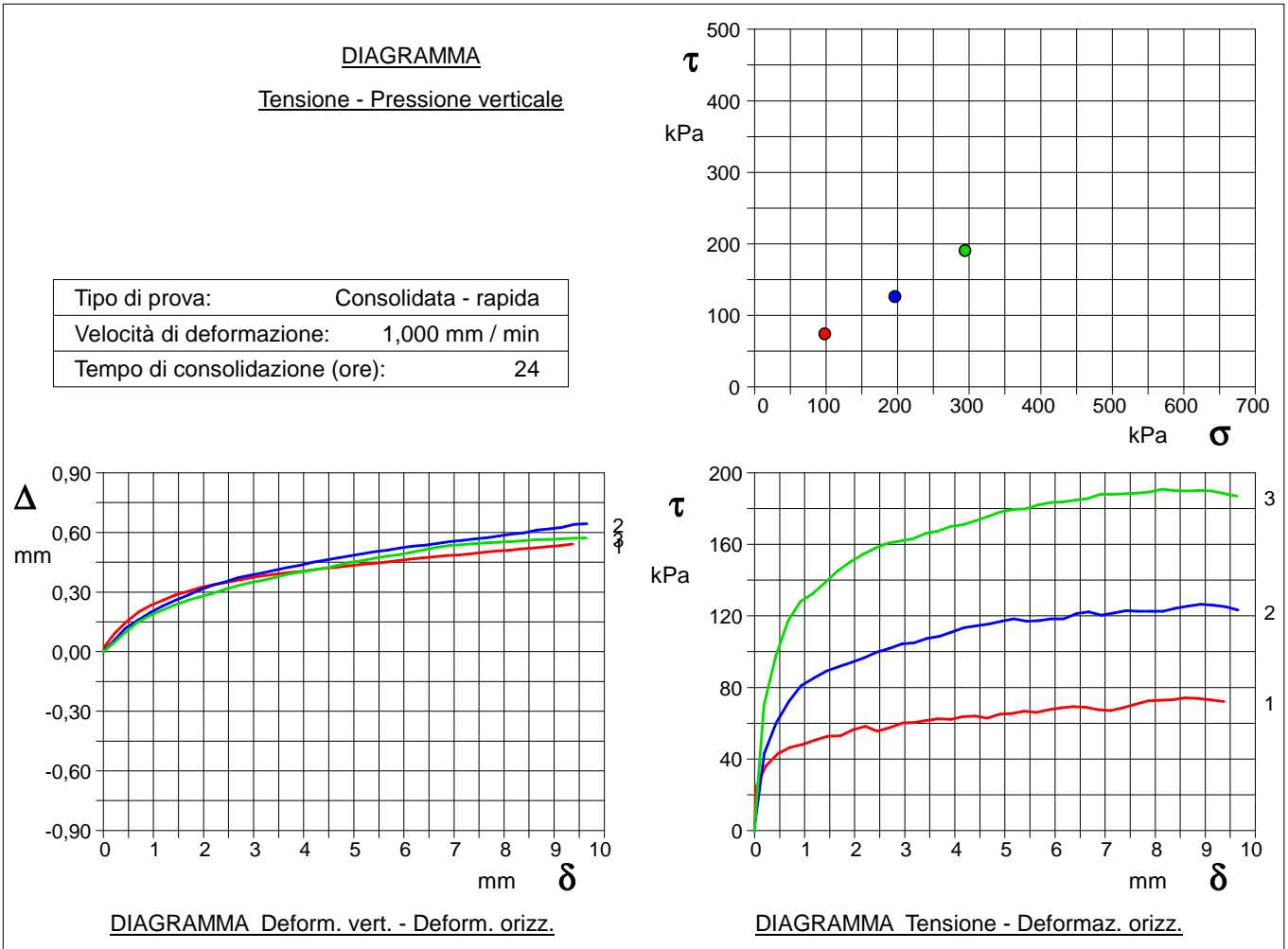
CERTIFICATO DI PROVA N°: 03279	Pagina 1/4	DATA DI EMISSIONE: 13/10/17	Inizio analisi: 08/10/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 347 del 02/10/17		Apertura campione: 04/10/17	Fine analisi: 09/10/17

COMMITTENTE: Comune di Santa Maria a Monte
RIFERIMENTO: Scuola Media Santa Maria a Monte - Via Querce
SONDAGGIO: CAMPIONE: 2 PROFONDITA': m 0.8-1.25

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Modalità di prova: Norma ASTM D 3080-72

Provino n°:	1	2	3
Condizione del provino:	Indisturbato	Indisturbato	Indisturbato
Pressione verticale (kPa):	98	196	294
Tensione a rottura (kPa):	74	126	191
Deformazione orizzontale a rottura (mm):	8,60	8,91	8,14
Deformazione verticale a rottura (mm):	0,52	0,62	0,55
Umidità iniziale e umidità finale (%):	--- 21,6	--- 20,9	--- 19,9
Peso di volume (kN/m³):	17,7	17,7	15,7





CERTIFICATO DI PROVA N°: 03279	Pagina 2/4	DATA DI EMISSIONE: 13/10/17	Inicio analisi: 08/10/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 347 del 02/10/17		Apertura campione: 04/10/17	Fine analisi: 09/10/17

COMMITTENTE: Comune di Santa Maria a Monte			
RIFERIMENTO: Scuola Media Santa Maria a Monte - Via Querce			
SONDAGGIO:	CAMPIONE: 2	PROFONDITA': m	0.8-1.25

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Modalità di prova: Norma ASTM D 3080-72

Provino 1			Provino 2			Provino 3		
Spostam. mm	Tensione kPa	Deform. vert. mm	Spostam. mm	Tensione kPa	Deform. vert. mm	Spostam. mm	Tensione kPa	Deform. vert. mm
0,028	23,7	0,03	0,001	2,1	0,00	0,000	1,8	0,00
0,223	36,0	0,09	0,196	43,1	0,05	0,188	70,3	0,04
0,462	42,8	0,15	0,433	60,1	0,12	0,423	97,5	0,09
0,706	46,3	0,20	0,682	72,1	0,16	0,672	117,3	0,15
0,949	48,1	0,23	0,930	80,9	0,20	0,916	127,9	0,18
1,216	50,5	0,26	1,178	85,2	0,23	1,166	132,5	0,21
1,456	52,7	0,29	1,431	89,0	0,26	1,416	138,9	0,23
1,718	53,0	0,31	1,686	91,5	0,28	1,667	145,2	0,26
1,955	56,2	0,32	1,932	94,0	0,31	1,914	150,2	0,28
2,208	58,3	0,34	2,184	96,5	0,33	2,166	154,4	0,29
2,449	55,5	0,35	2,436	99,6	0,35	2,417	158,0	0,31
2,703	57,6	0,36	2,689	101,8	0,37	2,671	160,8	0,33
2,958	60,1	0,37	2,941	104,2	0,39	2,923	161,8	0,35
3,191	60,4	0,38	3,189	104,9	0,40	3,172	163,3	0,36
3,417	61,5	0,39	3,438	107,4	0,41	3,420	166,1	0,37
3,667	62,5	0,40	3,687	108,5	0,43	3,668	167,5	0,39
3,921	62,2	0,40	3,935	111,0	0,44	3,918	170,0	0,40
4,154	63,6	0,41	4,186	113,4	0,45	4,169	171,0	0,41
4,413	64,0	0,42	4,437	114,5	0,46	4,419	173,1	0,42
4,645	62,9	0,43	4,682	115,5	0,47	4,667	175,6	0,43
4,896	65,0	0,43	4,932	117,0	0,48	4,914	178,1	0,45
5,123	65,4	0,44	5,177	118,4	0,49	5,160	179,5	0,46
5,384	66,8	0,44	5,432	117,0	0,50	5,411	179,9	0,47
5,623	66,1	0,45	5,683	117,3	0,51	5,663	182,0	0,48
5,881	67,5	0,46	5,927	118,4	0,52	5,909	183,4	0,49
6,115	68,6	0,47	6,178	118,4	0,53	6,160	183,7	0,50
6,366	69,3	0,47	6,422	121,2	0,54	6,405	184,8	0,51
6,617	68,9	0,48	6,673	122,3	0,54	6,652	185,5	0,53
6,854	67,5	0,48	6,920	120,5	0,55	6,899	188,0	0,53
7,116	67,1	0,49	7,167	121,6	0,56	7,147	188,0	0,54
7,351	68,6	0,49	7,418	123,0	0,57	7,398	188,3	0,54
7,611	70,7	0,50	7,665	122,6	0,57	7,647	188,7	0,55
7,849	72,4	0,51	7,913	122,6	0,58	7,893	189,3	0,55
8,086	72,8	0,51	8,160	122,6	0,59	8,141	190,8	0,55
8,352	73,1	0,52	8,406	124,4	0,60	8,389	190,0	0,56
8,596	74,2	0,52	8,656	125,4	0,61	8,637	189,7	0,56
8,862	73,9	0,53	8,910	126,5	0,62	8,891	190,1	0,57
9,129	73,1	0,53	9,158	126,0	0,63	9,139	189,8	0,57
9,368	72,1	0,54	9,406	125,1	0,64	9,387	188,3	0,57
			9,654	123,3	0,64	9,637	186,9	0,57



CERTIFICATO DI PROVA N°: 03279	Pagina 3/4	DATA DI EMISSIONE: 13/10/17	Inizio analisi: 08/10/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 347 del 02/10/17		Apertura campione: 04/10/17	Fine analisi: 09/10/17

COMMITTENTE: Comune di Santa Maria a Monte
RIFERIMENTO: Scuola Media Santa Maria a Monte - Via Querce
SONDAGGIO: CAMPIONE: 2 PROFONDITA': m 0.8-1.25

PROVA DI TAGLIO DIRETTO - FASE DI CONSOLIDAZIONE

Modalità di prova: Norma ASTM D 3080-72

Diagramma
TEMPO - CEDIMENTO

PROVINO 1	
Pressione (kPa)	98
Altezza iniziale (cm)	2,000
Altezza finale (cm)	1,793
Sezione (cm ²):	28,27
T ₅₀ (min)	0,0
Df (mm)	7
Vs (mm/min)	0,000

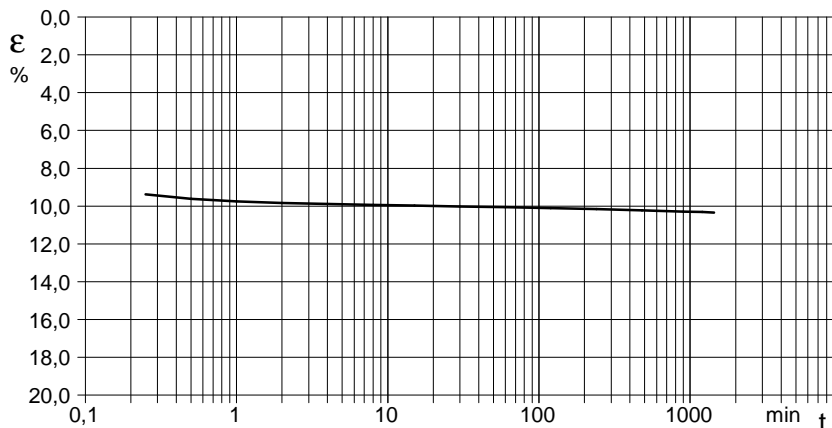


Diagramma
TEMPO - CEDIMENTO

PROVINO 2	
Pressione (kPa)	196
Altezza iniziale (cm)	2,000
Altezza finale (cm)	1,787
Sezione (cm ²):	28,27
T ₅₀ (min)	0,0
Df (mm)	7
Vs (mm/min)	0,000

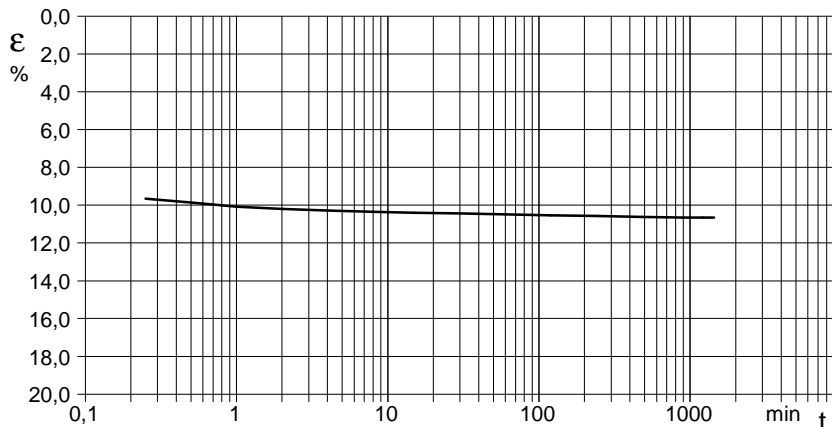
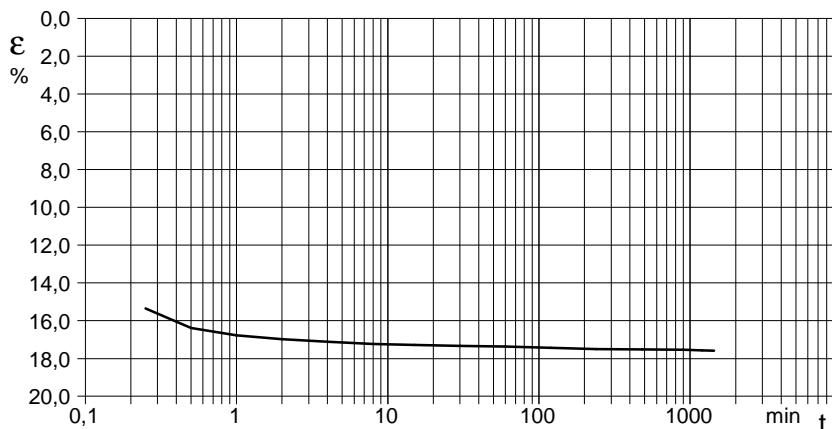


Diagramma
TEMPO - CEDIMENTO

PROVINO 3	
Pressione (kPa)	294
Altezza iniziale (cm)	2,000
Altezza finale (cm)	1,648
Sezione (cm ²):	28,27
T ₅₀ (min)	0,0
Df (mm)	7
Vs (mm/min)	0,000



$V_s = \text{Velocità stimata di prova}$ $D_f = \text{Deformazione a rottura stimata}$ $t_f = 50 \times T_{50}$ $V_s = D_f / t_f$

COMMITTENTE:	Comune di Santa Maria a Monte		
RIFERIMENTO:	Scuola Media Santa Maria a Monte - Via Querce		
SONDAGGIO:	CAMPIONE:	2	PROFONDITA': m 0.8-1.25

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Modalità di prova: Norma ASTM D 3080-72

Provino n°:	1	2	3
Condizione del provino:	Indisturbato	Indisturbato	Indisturbato
Pressione verticale (kPa):	98	196	294
Tensione a rottura (kPa):	74	126	191
Deformazione orizzontale a rottura (mm):	8,60	8,91	8,14
Deformazione verticale a rottura (mm):	0,52	0,62	0,55
Umidità iniziale e umidità finale (%):	--- 21,6	--- 20,9	--- 19,9
Peso di volume (kN/m³):	17,7	17,7	15,7

DIAGRAMMA
Tensione - Pressione verticale

Coesione:	12,9 kPa
Angolo di attrito interno:	30,7 °

Tipo di prova:	Consolidata - rapida
Velocità di deformazione:	1,000 mm / min
Tempo di consolidazione (ore):	24

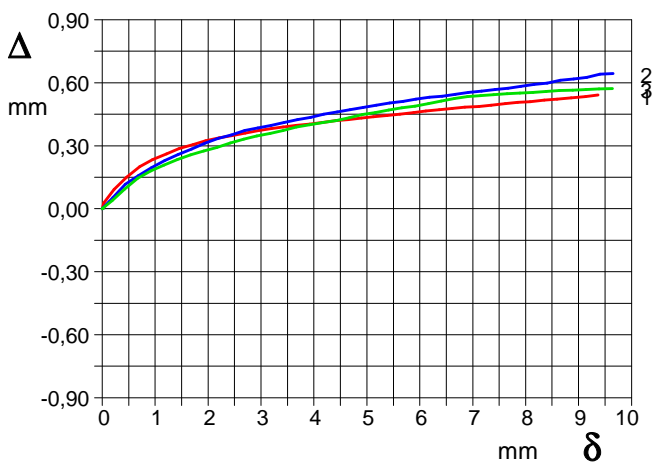
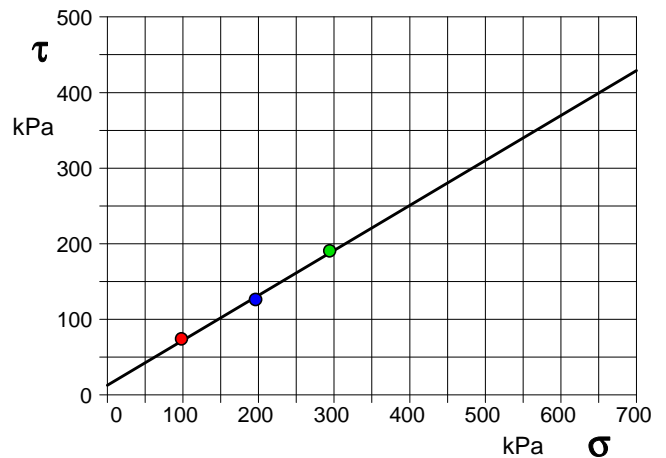


DIAGRAMMA Deform. vert. - Deform. orizz.

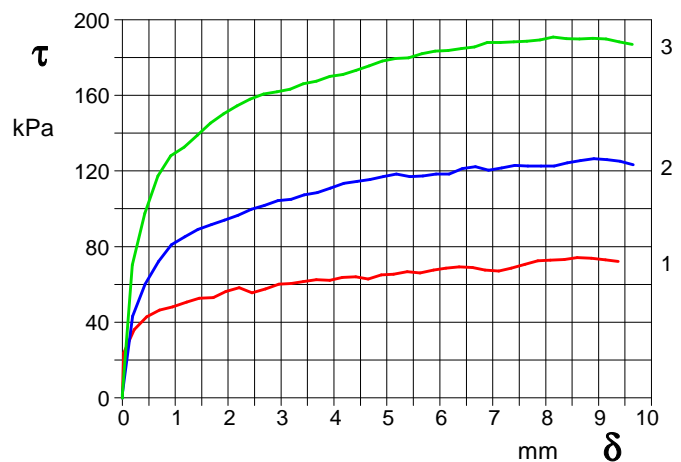
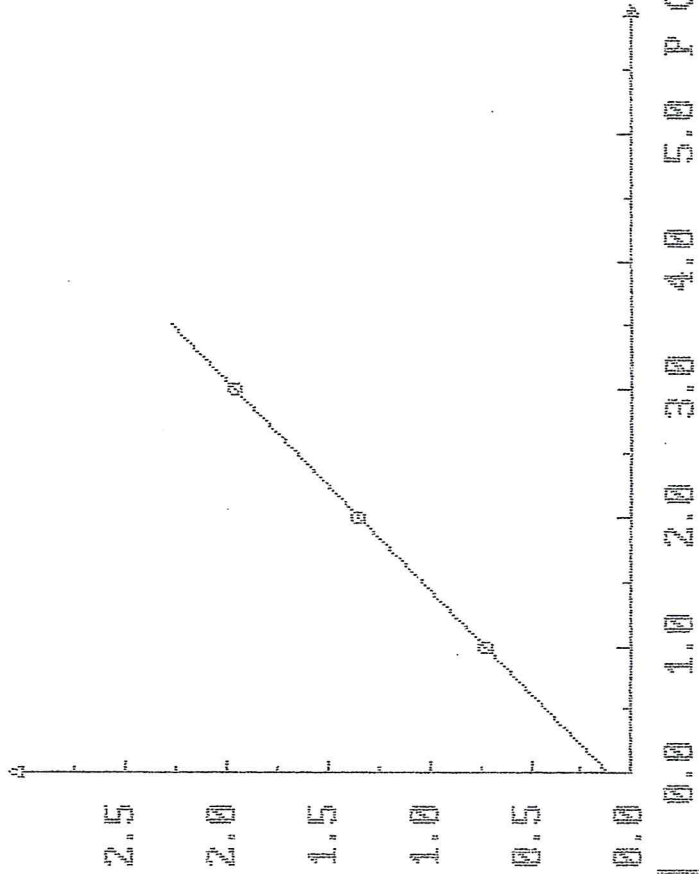


DIAGRAMMA Tensione - Deformaz. orizz.

TAGLIO CONSOLIDATO TRIENNALE

Valori misurati

P	T
Kg/cm ²	Kg/cm ²
1.000	0.720
2.000	1.360
3.000	1.960



$c = 0.116 \text{ Kg/cm}^2$

Sondaggio n° 2

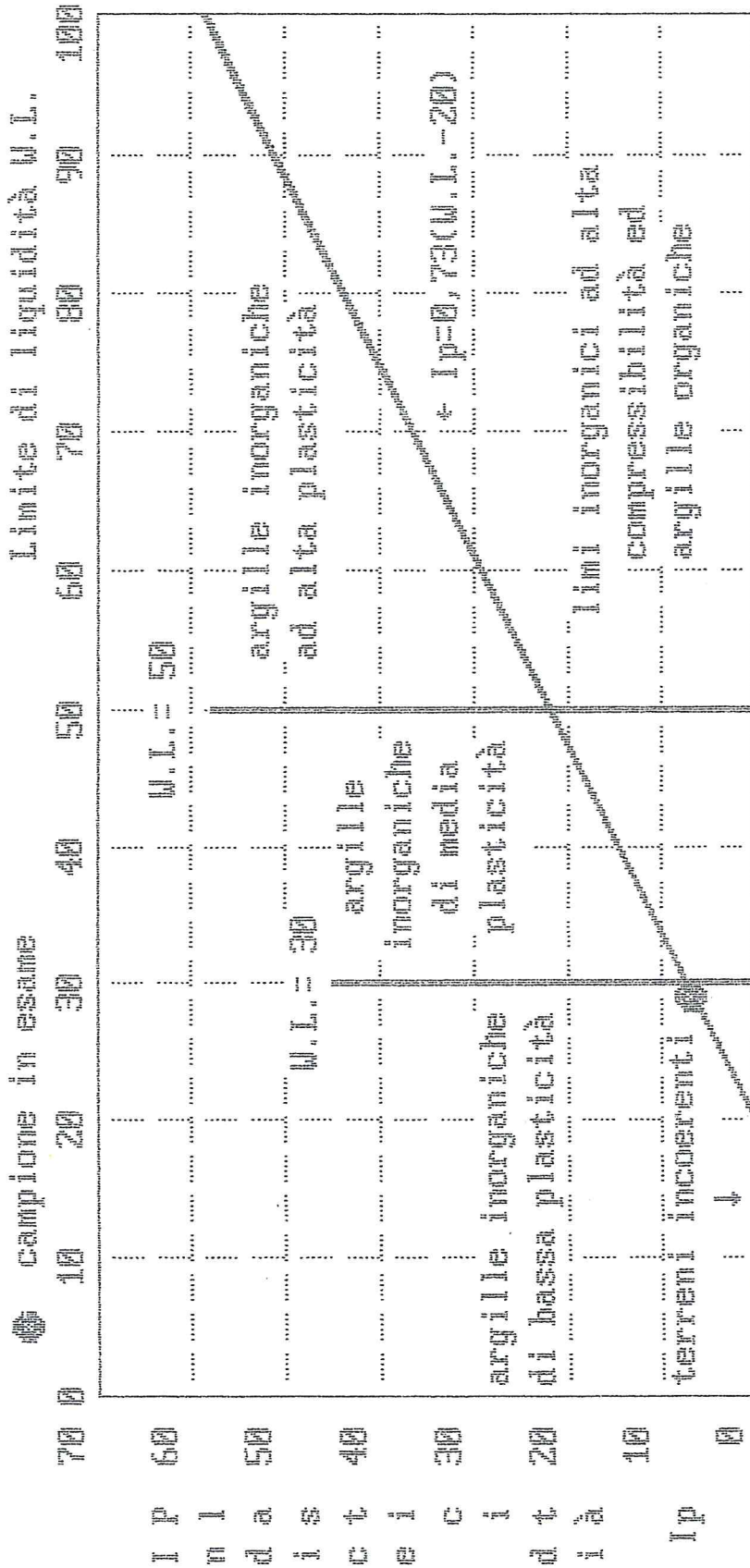
Committente : Amm.ne Com. le S.M.Monte Cantiere : Scuola Media S.M.Monte

Campione n° 1 da mt. 5.50 a mt. 6.00

Umidità naturale = 18.15 % Peso di volume = 1.920 kg/dmc

<p>Note :</p> <p>Dimensioni provino : L = 60 mm. H = 20 mm.</p> <p>Velocità di prova = 0.005 mm/min</p>	<p>Firma ANALISTA</p> <p>Firma LABORATORIO</p>
<p>Cert. n° 1/0177/ 1</p>	<p>4/ 5/ 1</p>

DIAGRAMMA DI PLASTICITA' di Casagrande



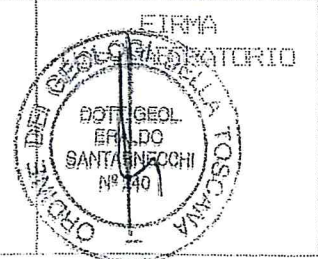
limi inorganici di media compressibilità e limi organici

limi inorganici di bassa compressibilità

LIMITI : liquidità (W.L.) = 29.0 ; plasticità (W.P.) = 22.0 ; ritiro (W.I.) = 0.0
 INDICI : plasticità (Ip) = 7.0 ; consistenza (Cr) = 1.55

Sondaggio n° 2
 Committente: Amm.ne Com.le S.M.Monte
 Cantiere: Scuola Media S.M.Monte
 Campione n° 1 da mt. 5.50 a mt. 6.00
 Umidità nat. = 18.15 % $\gamma = 1.920$ kg/dmc
 Cert. n° 4/0177/ 1 4/ 5/ 1

FIRMA ANALISTA



PROVINO CONSOLIDATO IDRAULICO

Valori misurati

P	T
Kg/cm ²	Kg/cm ²
1.000	1.110
2.000	1.610
3.000	2.050
	g / c
	m
	q
	2.5
	2.0
	1.5
	1.0
	0.5



$\delta = 25.2\%$ $c = 0.668 \text{ Kg/cm}^2$

Sondaggio n° 1

Committente : Amm.ne Com.le S.M.Monte Cantiere : Scuola Media S.M.Monte

Campione n° 1 da mt. 8.50 a mt. 9.00

Umidità naturale = 23.19 % Peso di volume = 2.030 kg/dmc

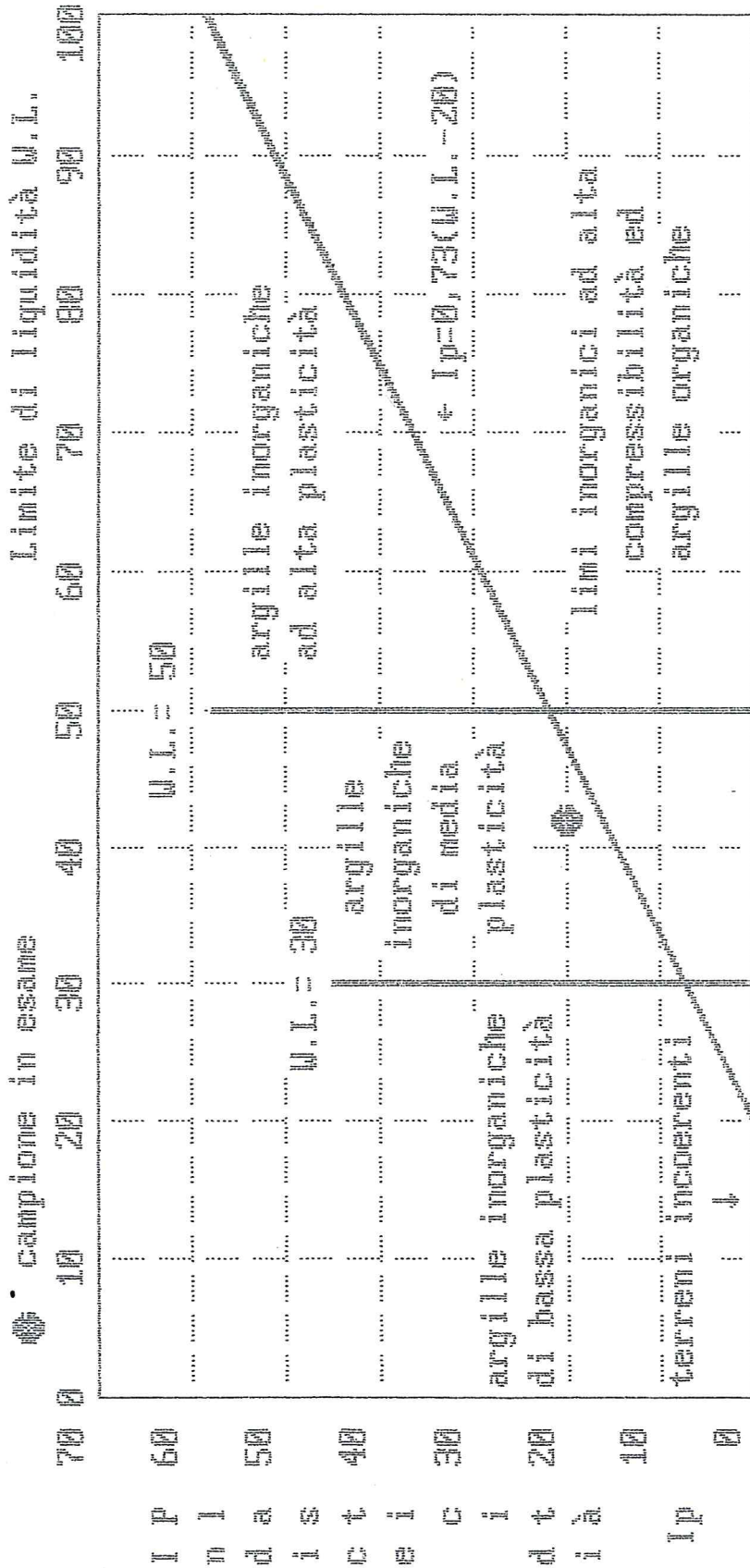
Note :
 Dimensioni provino :
 L = 60 mm.
 H = 20 mm.
 Velocità di prova = 0.005 mm/min

Cert. n° 1/0176/ 1 4/ 5/ 1

Firma ANALISTA Firma DIR.LABORATORIO



DIAGRAMMA DI PLASTICITA' di Casagrande



limi inorganici di media compressibilità e limi organici

limi inorganici di bassa compressibilità

LIMITI : liquidità (W.L.) = 42.0 ; plasticità (W.P.) = 22.0 ; ritiro (W.I.) = 0.0
 INDICI : plasticità (Ip) = 20.0 ; consistenza (Cr) = 0.94

Sondaggio n° 1
 Committente: Amm.ne Com.le S.M.Monte
 Cantiere: Scuola Media S.M.Monte
 Campione n° 1 da mt. 8.50 a mt. 9.00
 Umidità nat. = 23.19 % $\tau = 2.030 \text{ kg/dm}^3$

Dert. n° 4/0176/ 1 4/ 5/ 1

FIRMA
 ANGLISTA

FIRMA
 Dir. LABORATORIO



pozzi di sterro
pozzi artesiani
palificazioni
micropali
consolidamenti



sondaggi geognostici
a carotaggio continuo
prove
penetrometriche
analisi geotecniche

di *Isidoro M. & Giancarlo F. s.n.c.*

sede sociale: via C. Dini, 5 - 56028 S. MINIATO BASSO (PI)
succursale di sede: via A. Diaz, 305 - 56024 PONTE A EGOLA (PI)
Comune di S. Miniato - Partita IVA 0045137 050 G
tel. e fax (0571) 485264 - (0337) 632819 - (0336) 670635

COMPRESSIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA

Sondaggio n° 1

Committente: Amm.ne Com.le di S.Maria a Monte (PI)

Cantiere: Scuola Media di S.Maria a Monte

Campione n° 1 prelevato da m 8,5 a m 9 Data 04-05-01

Descrizione del campione: Limo argilloso compatto marrone-giallastro

Umidità naturale % 23,18 Peso di volume 2,03 Kg/dm³ Carico di rottura 1,55 Kg/cm²

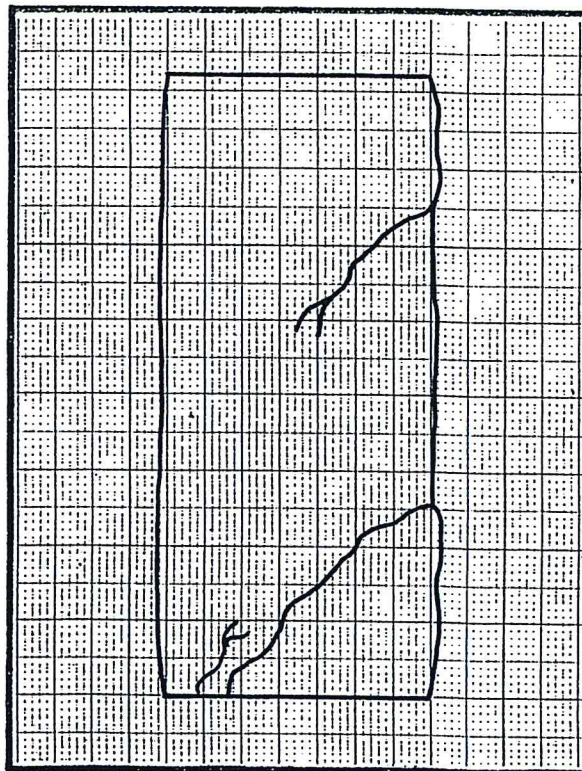
deformazioni		area corretta A _c (A/(1-ε))	letture su anello calibrato	carico P K _s	pressione P/A _c Kg/cm ²
ΔL mm	ε (ΔL/H)				
1	0,0114	9,7566	0,088		
1,5	0,0171	9,7824	0,118		
2	0,0228	9,8405	0,158		
2,5	0,0285	9,8983	0,184		
3	0,0342	9,9567	0,204		
3,5	0,0400	10,0168	0,220		
4	0,0457	10,0767	0,232		
4,5	0,0514	10,1372	0,242		
5	0,0571	10,1985	0,250		
5,5	0,0628	10,2605	0,255	16	1,55
6	0,0685	10,3230	0,253		
6,5	0,0742	10,3869	0,250		
7	0,0800	10,4523	0,244		
7,5	0,0857	10,5175			
8	0,0914	10,5835			
8,5	0,0971	10,6503			
9	0,1028	10,7180			
9,5	0,1085	10,7865			
10	0,1142	10,8559			
10,5	0,1200	10,9275			
11	0,1257	10,9987			
11,5	0,1314	11,0709			
12	0,1371	11,1440			
12,5	0,1428	11,2181			
13	0,1485	11,2932			
13,5	0,1542	11,3693			
14	0,1600	11,4478			

DIMENSIONI DEL PROVINO:

diametro medio 3,50 cm

altezza media 8,75 cm

area 9,61 cm²

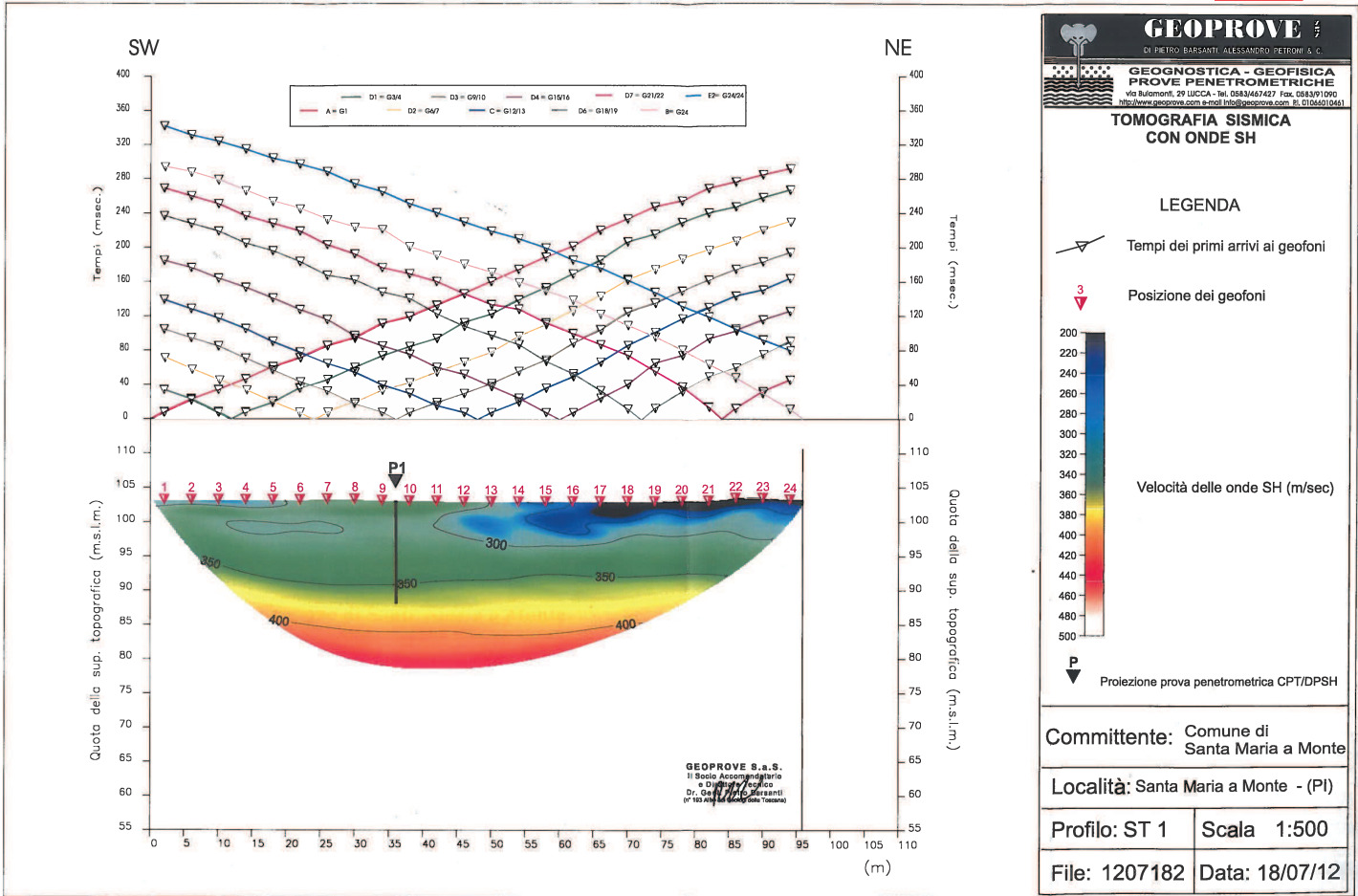


firma
ANALISTA



firma
LABORATORIO

**ESTRATTI DALLE INDAGINI SISMICHE A DISPOSIZIONE
DAL PIANO STRUTTURALE COMUNALE**



GEOPROVE
DI PIETRO BARANTINI, ALESSANDRO PETRONI & C.

**GEONOSTICA - GEOFISICA
PROVE PENETROMETRICHE**
via Bulamonti, 29 LUCCA - Tel. 0583/467427 Fax. 0583/91090
http://www.geoprove.com e-mail info@geoprove.com P.I. 0106610461

**TOMOGRAFIA SISMICA
CON ONDE SH**

LEGENDA

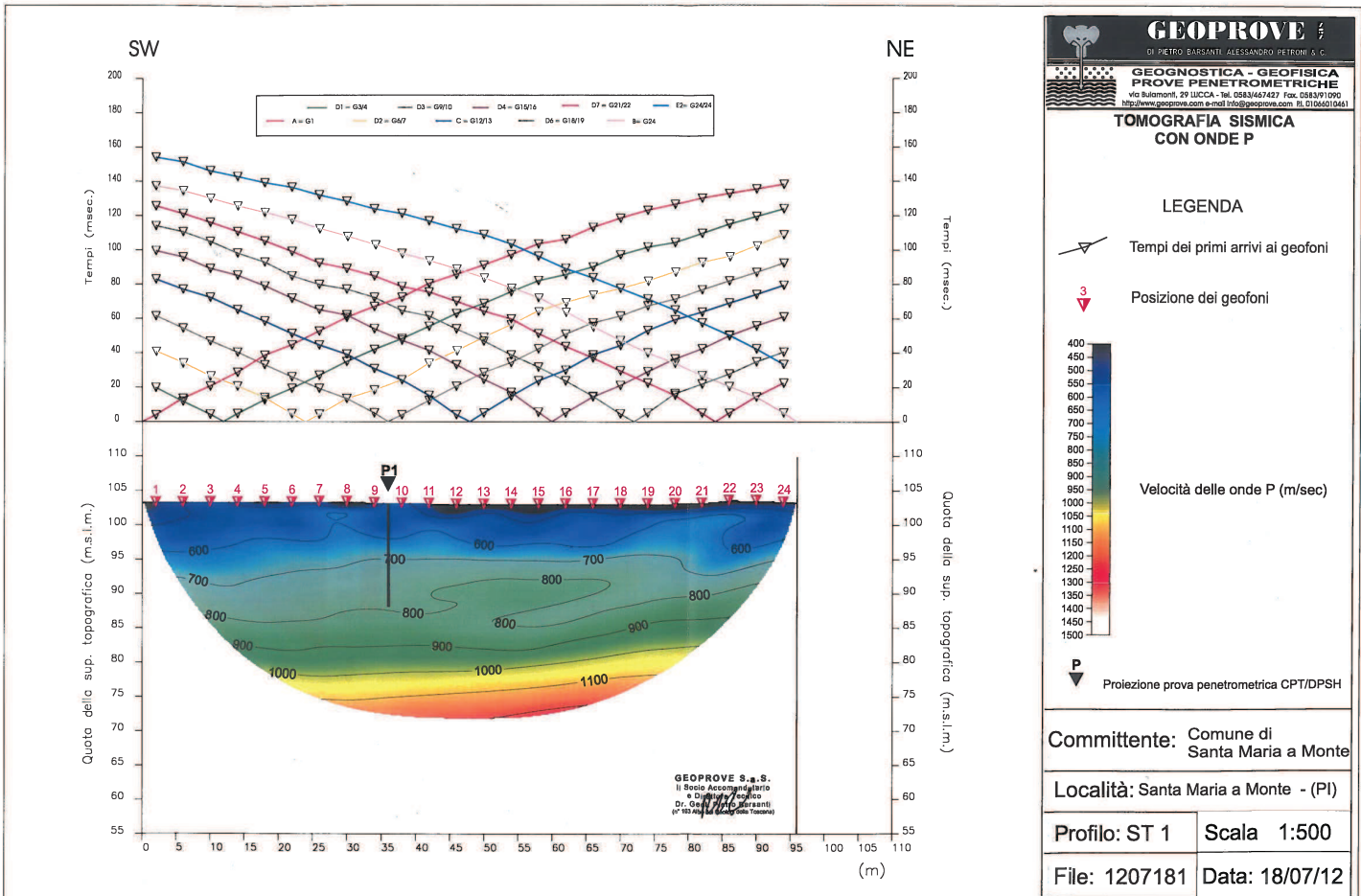
- Tempi dei primi arrivi ai geofoni
- Posizione dei geofoni
- Velocità delle onde SH (m/sec)
- Proiezione prova penetrometrica CPT/DPSH

Committente: Comune di Santa Maria a Monte

Località: Santa Maria a Monte - (PI)

Profilo: ST 1 Scala: 1:500

File: 1207182 Data: 18/07/12



GEOPROVE
DI PIETRO BARANTINI, ALESSANDRO PETRONI & C.

**GEONOSTICA - GEOFISICA
PROVE PENETROMETRICHE**
via Bulamonti, 29 LUCCA - Tel. 0583/467427 Fax. 0583/91090
http://www.geoprove.com e-mail info@geoprove.com P.I. 0106610461

**TOMOGRAFIA SISMICA
CON ONDE P**

LEGENDA

- Tempi dei primi arrivi ai geofoni
- Posizione dei geofoni
- Velocità delle onde P (m/sec)
- Proiezione prova penetrometrica CPT/DPSH

Committente: Comune di Santa Maria a Monte

Località: Santa Maria a Monte - (PI)

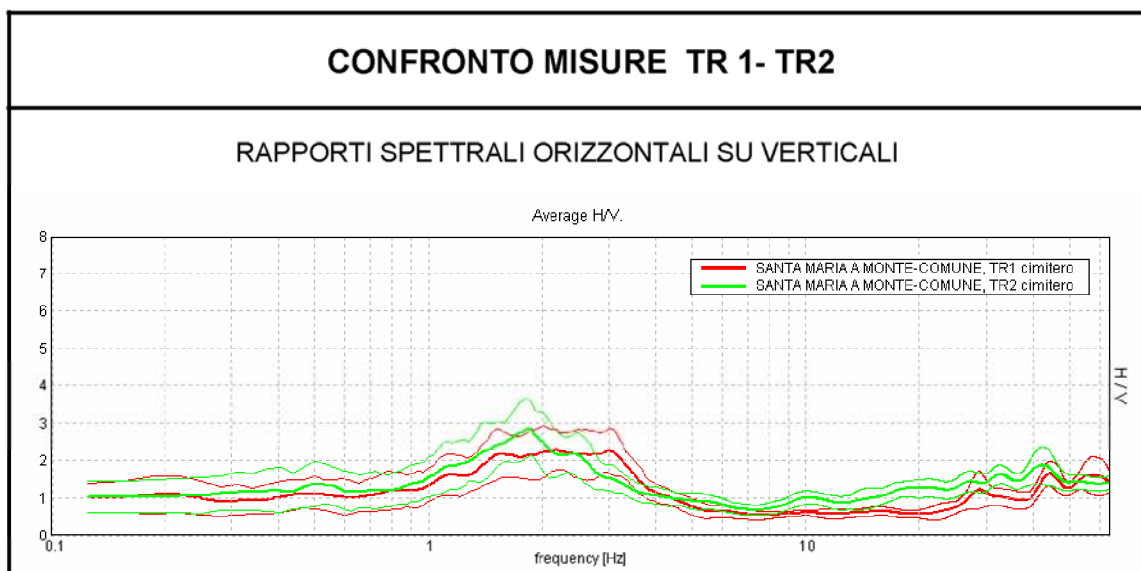
Profilo: ST 1 Scala: 1:500

File: 1207181 Data: 18/07/12

Dalla prospezione a rifrazione si ricava una velocità equivalente delle onde di taglio nei primi 30 m sotto la base delle fondazioni (indicata dal Progettista in -1.0 m sotto la superficie del terreno) $V_{s30} = 349$ m/sec, velocità alla quale corrisponde la categoria di sottosuolo C:

C) Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/sec e 360 m/sec ($15 < N_{spt30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Il rispetto delle definizioni caratteristiche della categoria C (*graduale miglioramento delle proprietà meccaniche e spessore > 30 m*) e quindi la possibilità di definire l'azione sismica locale mediante l'approccio semplificato delle categorie di sottosuolo, è confermato anche dalle misure di rumore sismico ambientale.

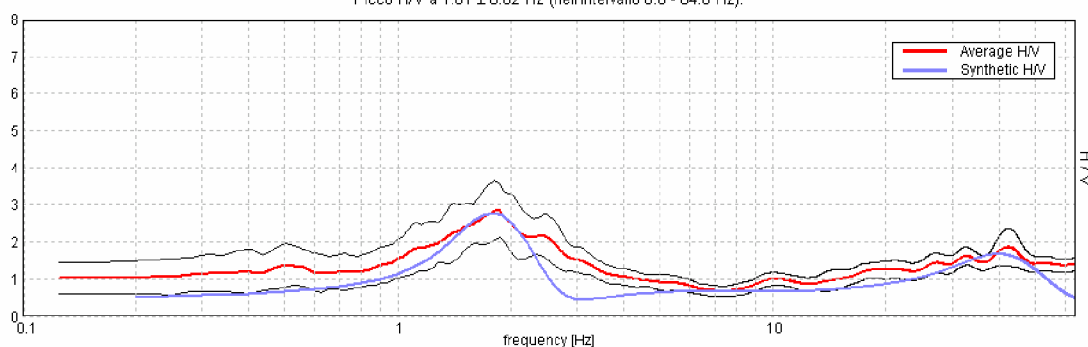


La curva H/V della misura TR2 mostra un picco a 1.81 Hz. Il picco si sovrappone, nella curva H/V di TR1, alla parte a più bassa frequenza di un largo massimo che si estende verso le alte frequenze fino a 3 Hz, probabile espressione della coalescenza di due picchi a frequenze troppo vicine per essere risolti singolarmente.

Sulla base dei dati sismici (sismica a rifrazione) e stratigrafici (prove penetrometriche e sondaggi geognostici) disponibili, è stata eseguita la modellazione della curva H/V di TR2. I risultati ottenuti sono sintetizzati nelle figure seguenti.

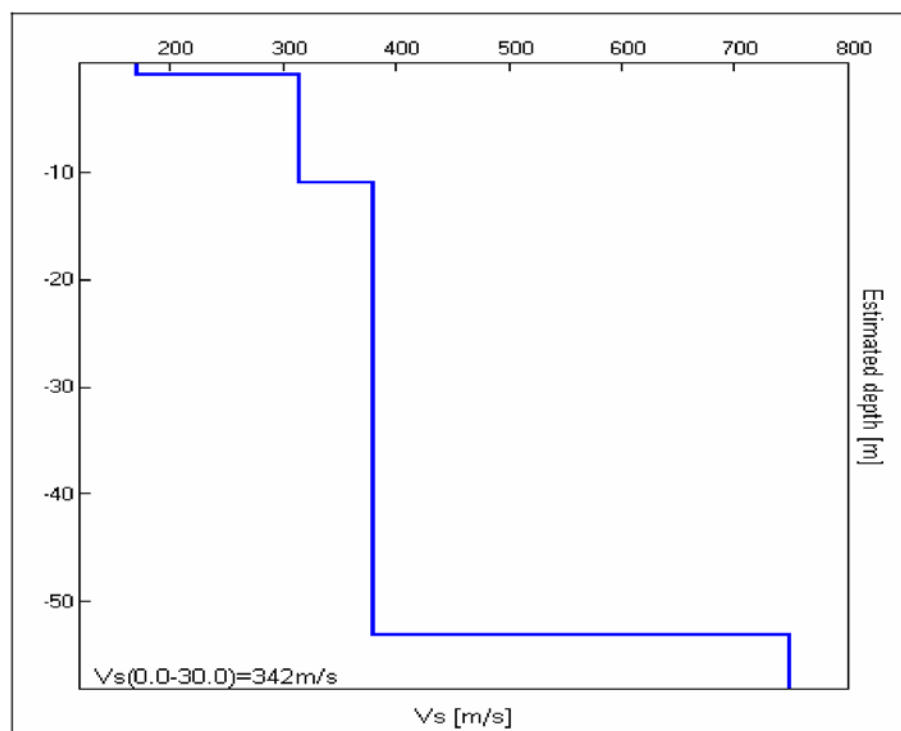
MODELLAZIONE DELLA CURVA H/V di TR 2

Picco H/V a 1.81 ± 0.02 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).



	Thickn. [m]	Vp [m/s]	Vs [m/s]	Pois.	Dens. [t/m ³]
1	1	416	170	0.40	1.8
2	10	716	315	0.38	1.9
3	42	931	380	0.40	1.95
4	0	1705	750	0.38	2.1

TR2 - Profilo Vs



Il profilo evidenzia un salto di velocità importante ad una profondità di almeno 50 metri ($\gg 30$ m min per la cat. C). Esso è l'espressione del contrasto di impedenza sismica espresso nella curva H/V di TR2 dal picco alla frequenza di 1.81 Hz, che si verifica all'interno dei depositi fluvio-lacustri del bacino di Lucca-Montecatone-Vinci (*Argille e sabbie di Marginone/Mastromarco-Ruscignano Sup.?-Villafranchiano Sup.*), stratigraficamente sottostanti i depositi fluviali delle Cerbaie-Altopascio (*Formazione delle Cerbaie- Pleistocene Medio*) affioranti nel sito in esame (vedi

Il modo fondamentale di Rayleigh definito sullo spettro F-k può essere rappresentato anche come variazione della velocità di fase (o del suo inverso, "slowness") in funzione della frequenza, ottenendo così la curva di dispersione sperimentale rappresentata nella seguente figura 11. L'andamento della curva di dispersione sperimentale denota una buona aderenza alla curva teorica, con percentuali di errore o "misfit value" inferiori al 2%.

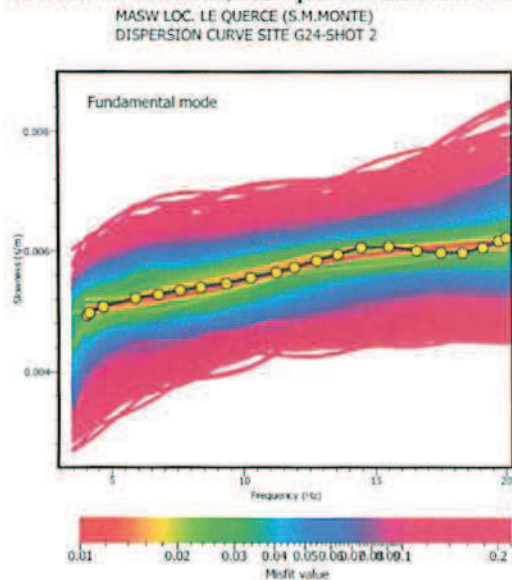


Fig. 11 – Fitting tra curva di dispersione sperimentale e teorica (Shot n. 2 site G24)

Continuando con la procedura di inversione si risale infine al modello che esprime l'andamento di velocità delle onde Vs nel sottosuolo (cfr. fig. 12.)

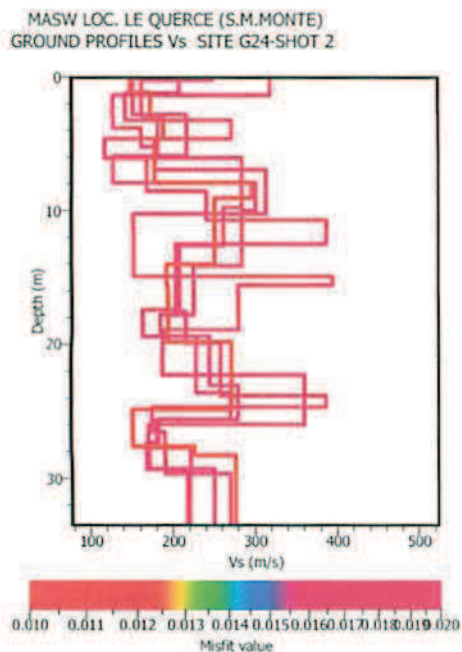


Fig. 12 – Andamento Vs30 nel sottosuolo (Shot n. 2 site G24)

6. CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO E PARAMETRI SISMICI

6.1 Classificazione sismica dell' area

L'area di intervento si colloca in un comune originariamente incluso in zona 3 dal D.M. 19.03.1982, successivamente declassato in *zona 2* nel 1998. Successivamente la Regione Toscana ha deliberato ed approvato una nuova proposta di classificazione sismica del territorio che attribuisce la sottoclasse "3s" al comune di S. Maria a Monte (D.G.R.T. n. 431 del 19/06/2006 e D.G.R.T. n. 841 del 26/11/2007), con parametri di accelerazione leggermente diversi dalla precedente normativa nazionale. Il dato ha limitata rilevanza in quanto ancor più recentemente le nuove norme tecniche sulle costruzioni emanate con D.M. 14/01/2008 ed entrate in vigore il 1/7/2009 superano il concetto preesistente di zonazione sismica ed introducono il concetto di azione sismica "sito-dipendente".

In questa ottica la valutazione dell'azione sismica si basa, oltre che su coefficienti derivati dalla destinazione d'uso e dalla vita nominale della struttura in progetto, su una serie di "soil factors" dipendenti dalla conformazione morfologica e litostratigrafica del sito, nonché dalla categoria del sottosuolo determinata preferibilmente sulla base della " V_{s30} ".

6.2 Categoria sottosuolo

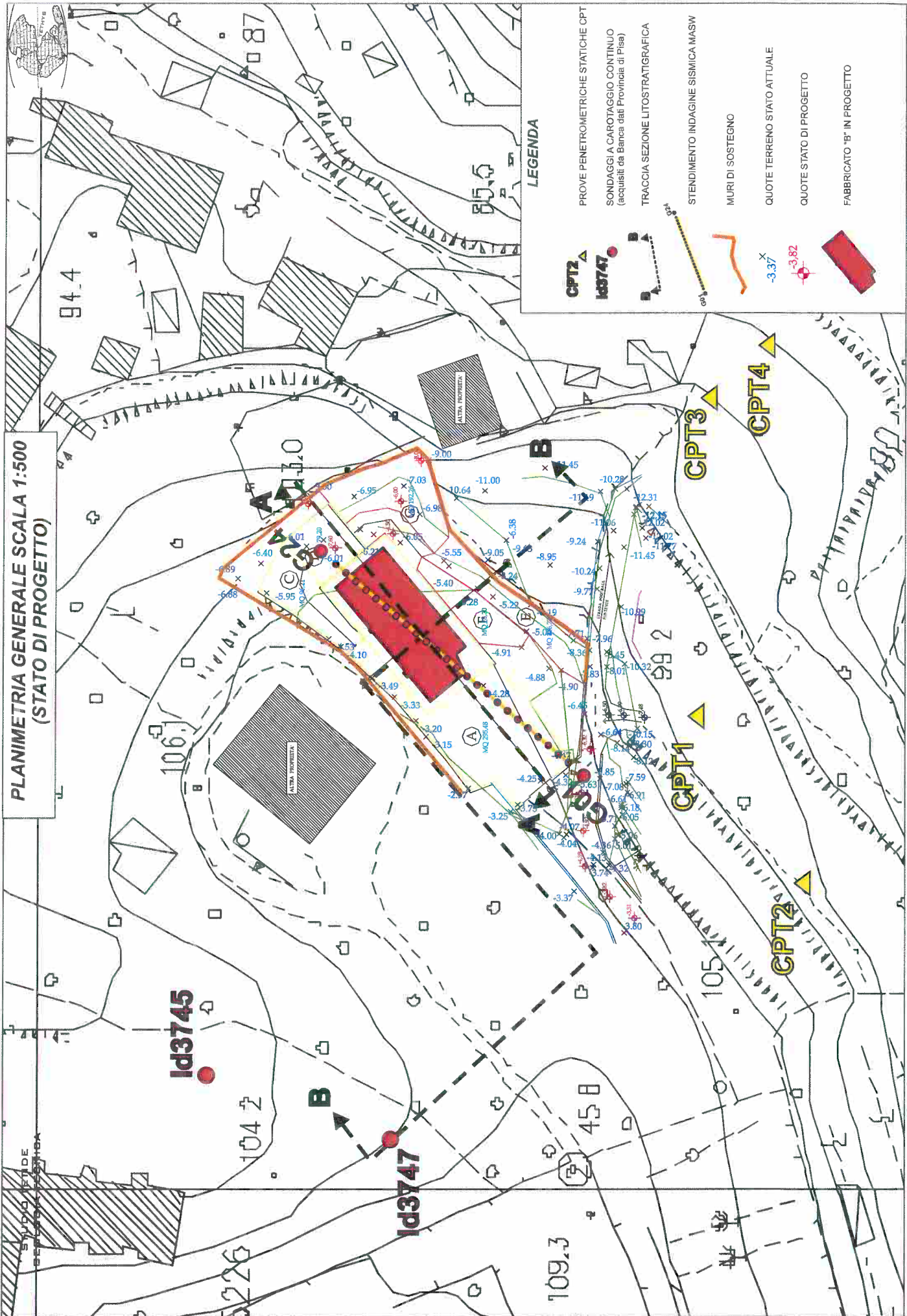
Nel report contenente ampia e dettagliata documentazione dell'indagine sismica condotta in situ con metodologia M.A.S.W. (cfr. all.), elaborando i dati della battuta inversa rispetto allo stendimento (site G24), si giunge alla determinazione di un valor del parametro $V_{s30} \cong 207$ m/sec. Il risultato consente quindi di attribuire all'area di intervento la categoria "C" di sottosuolo, nella quale ricadono terreni con le caratteristiche descritte alla tab. 1 sottostante.

Tabella 3.2.II NTC2008

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti e terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3 m
B	Rocce tenere e depositi a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_{s,30} > 800$ m/s).

Tab. 1 – Categoria di sottosuolo

PLANIMETRIA GENERALE SCALA 1:500
(STATO DI PROGETTO)



LEGENDA

- PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT
- SONDAGGIO CAROTTAGGIO CONTINUO (acquisti da Banca dati Provincia di Pisa)
- TRACCIA SEZIONE LITOSTRATIGRAFICA
- STENDIMENTO INDAGINE SISMICA MASW
- MURI DI SOSTEGNO
- QUOTE TERRENO STATO ATTUALE
- QUOTE STATO DI PROGETTO
- FABBRICATO "B" IN PROGETTO

VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEL PENDIO

RELAZIONE DI CALCOLO - SOFTWARE SLOPE 2010

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 (ϕ), 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.

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 (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di *Coulomb*, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza $F = \tau_f / \tau$.

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.

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:

$\Sigma F_v = 0, \Sigma M_0 = 0$, Criterio di rottura.

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

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ 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 %.

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi la stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene eseguita con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica, nelle verifiche agli stati limite ultimi, vengono considerate le seguenti forze statiche equivalenti:

$$F_H = K_o \cdot W$$

$$F_V = K_v \cdot W$$

Essendo:

F_H e F_V rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;

W: peso concio

K_o : Coefficiente sismico orizzontale

K_v : Coefficiente sismico verticale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti K_o e K_v in dipendenza di vari fattori:

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

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

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:

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

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

Con l'**OPCM 3274** e successive modifiche, i coefficienti sismici orizzontale K_o e verticale K_v che interessano tutte le masse vengono calcolati come:

$$K_o = S \cdot (a_g/g) \quad K_v = 0.5 \cdot K_o$$

S: fattore dipendente dal tipo di suolo secondo lo schema:

tipo A - S=1;

tipo B - S=1.25;

tipo C - S=1.25;

tipo E - S=1.25;

tipo D - S=1.35.

Per pendii con inclinazione superiore a 15° e dislivello superiore a 30 m, l'azione sismica deve essere incrementata moltiplicandola per il coefficiente di amplificazione topografica S_T :

$S_T \geq 1,2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;

$S_T \geq 1,4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in testa molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $> 30^\circ$; $S_T \geq 1,2$ per siti dello stesso tipo ma pendenza media inferiore.

L'applicazione del **D.M. 88** e successive modifiche ed integrazioni è consentito mediante l'inserimento del coefficiente sismico orizzontale K_o in funzione delle Categorie Sismiche secondo il seguente schema: I Cat. $K_o=0.1$; II Cat. $K_o=0.07$; III Cat. $K_o=0.04$

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

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

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

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

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

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_o , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_o$$

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.

STATO ATTUALE

SEZIONE B-B' - CONDIZIONI STATICHE

Analisi di stabilità dei pendii con BISHOP

Numero di strati	2,0
Numero dei conci	12,0
Coefficiente di sicurezza [R2]	1,1
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	0,58 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	2,74 m
Ascissa vertice destro superiore xs	17,21 m
Ordinata vertice destro superiore ys	9,31 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	34,0
Numero di celle lungo y	26,0

Vertici profilo

N	X m	y m
1	0,0	0,0
2	3,13	0,0
3	5,68	0,0
4	5,79	0,08
5	6,2	0,36
6	7,03	0,66
7	7,31	1,17
8	7,98	1,71
9	8,4	2,41
10	10,86	2,8
11	16,18	3,26
12	16,39	3,26
13	16,39	3,3
14	19,62	3,3
15	19,9	3,3
16	20,95	3,3

Vertici strato1

N	X m	y m
1	0,0	-0,54
2	3,3	-0,53
3	6,18	-0,52
4	7,3	-0,5
5	10,06	-0,5
6	13,46	-0,5
7	15,49	-0,5
8	15,85	-0,47
9	16,22	-0,44
10	16,28	-0,35
11	16,34	-0,25

12	16,81	1,2
13	17,19	2,0
14	17,64	2,65
15	18,08	2,69
16	18,92	2,81
17	19,99	2,85
18	20,95	2,88

Stratigrafia

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

Strato	c (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia	
1	0.05	30	1750	1850	0,00		riporto
2	0.11	26	1760	1980	0,00		limo_con_ciot t

Risultati analisi pendio [sisma]

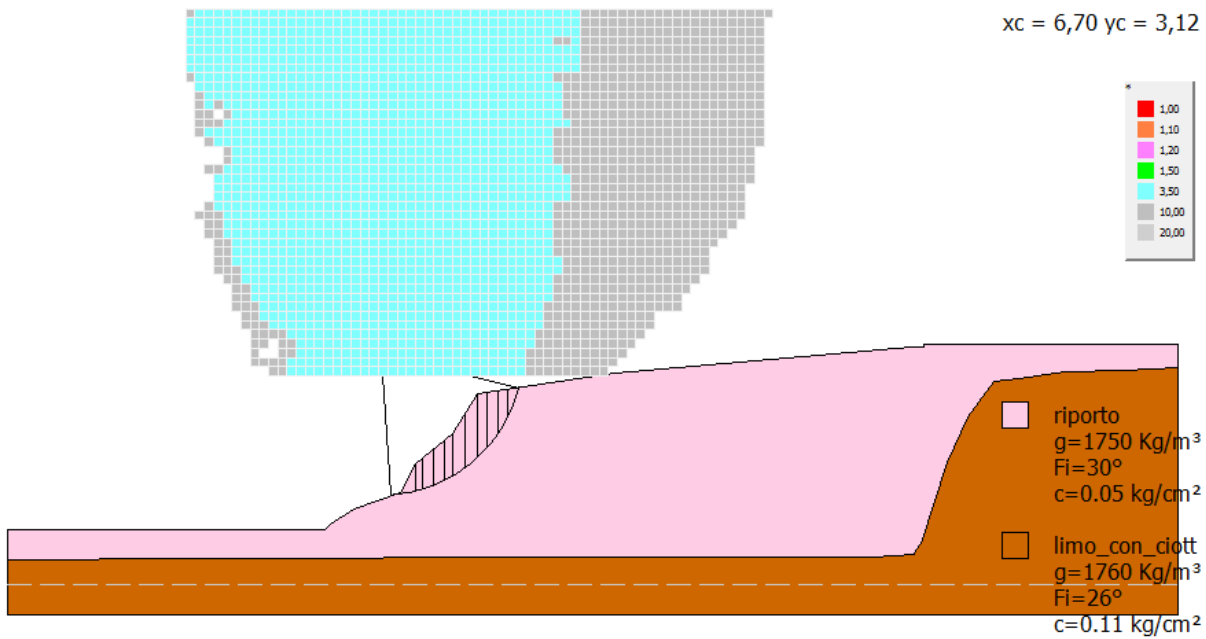
Fs minimo individuato	1,5
Ascissa centro superficie	6,7 m
Ordinata centro superficie	3,12 m
Raggio superficie	2,53 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio ; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

Analisi dei conci. Superficie...xc = 6,696 yc = 3,123 Rc = 2,527 Fs=1,4987

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	0,16	5,8	0,17	6,53	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	2,0	44,8
2	0,28	10,9	0,28	133,06	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	114,2	110,7
3	0,13	15,6	0,13	119,8	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	105,4	68,1
4	0,19	19,4	0,2	203,75	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	177,8	108,7
5	0,19	24,0	0,21	230,07	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	199,6	117,2
6	0,16	28,4	0,18	206,55	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	179,0	103,2
7	0,22	33,5	0,27	343,8	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	303,2	164,7
8	0,2	39,5	0,26	373,49	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	340,9	173,5
9	0,18	45,3	0,26	347,27	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	323,0	169,0
10	0,19	51,7	0,31	301,06	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	274,7	166,8
11	0,19	59,5	0,38	218,92	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	171,6	153,0
12	0,19	70,1	0,56	97,61	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	-68,0	128,4

$x_c = 6,70$ $y_c = 3,12$ $R_c = 2,53$ $F_s = 1,50$



STATO ATTUALE

SEZIONE B-B' - CONDIZIONI SISMICHE

Analisi di stabilità dei pendii con BISHOP

Numero di strati	2,0
Numero dei conci	12,0
Coefficiente di sicurezza [R2]	1,1

Superficie di forma circolare

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore x_i	0,58 m
Ordinata vertice sinistro inferiore y_i	2,74 m
Ascissa vertice destro superiore x_s	17,21 m
Ordinata vertice destro superiore y_s	9,31 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	34,0
Numero di celle lungo y	26,0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Descrizione:	
Latitudine:	43,7
Longitudine:	10,69
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie

Classe d'uso: Classe III
 Vita nominale: 50,0 [anni]
 Vita di riferimento: 75,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: C
 Categoria topografica: T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45,0	0,49	2,56	0,25
S.L.D.	75,0	0,59	2,58	0,26
S.L.V.	712,0	1,34	2,49	0,29
S.L.C.	1462,0	1,73	2,43	0,29

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,882	0,2	0,018	0,009
S.L.D.	1,062	0,2	0,0217	0,0108
S.L.V.	2,4053	0,24	0,0589	0,0294
S.L.C.	2,9952	0,24	0,0733	0,0367

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,0589
 Coefficiente azione sismica verticale 0,0294

Vertici profilo

N	X m	y m
1	0,0	0,0
2	3,13	0,0
3	5,68	0,0
4	5,79	0,08
5	6,2	0,36
6	7,03	0,66
7	7,31	1,17
8	7,98	1,71
9	8,4	2,41
10	10,86	2,8
11	16,18	3,26
12	16,39	3,26
13	16,39	3,3
14	19,62	3,3
15	19,9	3,3
16	20,95	3,3

Vertici strato1

N	X m	y m
1	0,0	-0,54
2	3,3	-0,53
3	6,18	-0,52
4	7,3	-0,5
5	10,06	-0,5
6	13,46	-0,5

7	15,49	-0,5
8	15,85	-0,47
9	16,22	-0,44
10	16,28	-0,35
11	16,34	-0,25
12	16,81	1,2
13	17,19	2,0
14	17,64	2,65
15	18,08	2,69
16	18,92	2,81
17	19,99	2,85
18	20,95	2,88

Stratigrafia

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

Strato	c (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia	
1	0.05	30	1750	1850	0,00		riporto
2	0.11	26	1760	1980	0,00		limo_con_ciot t

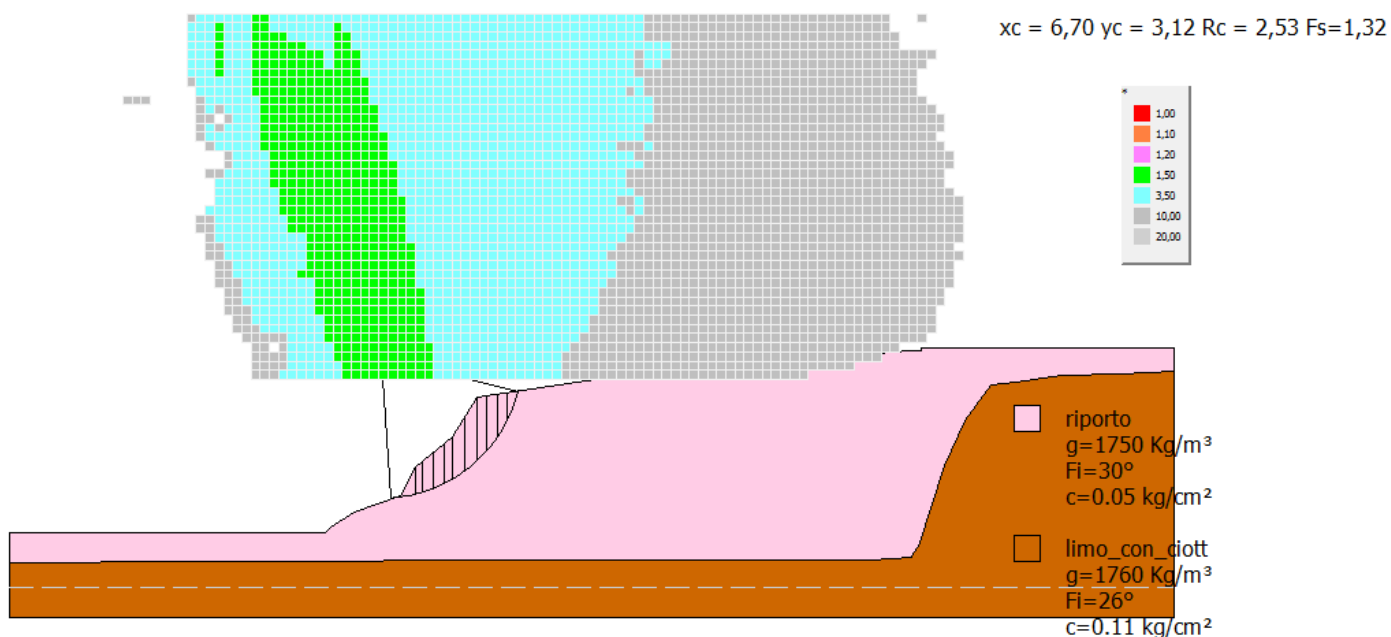
Risultati analisi pendio [sisma]

Fs minimo individuato	1,32
Ascissa centro superficie	6,7 m
Ordinata centro superficie	3,12 m
Raggio superficie	2,53 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio ; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

Analisi dei concii. Superficie...xc = 6,696 yc = 3,123 Rc = 2,527 Fs=1,3165

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	0,16	5,8	0,17	6,53	0,38	0,19	0,04	24,8	0,0	1,4	50,8
2	0,28	10,9	0,28	133,06	7,84	3,91	0,04	24,8	0,0	111,5	125,1
3	0,13	15,6	0,13	119,8	7,06	3,52	0,04	24,8	0,0	103,0	76,7
4	0,19	19,4	0,2	203,75	12,0	5,99	0,04	24,8	0,0	173,0	122,1
5	0,19	24,0	0,21	230,07	13,55	6,76	0,04	24,8	0,0	193,4	131,2
6	0,16	28,4	0,18	206,55	12,17	6,07	0,04	24,8	0,0	172,5	115,2
7	0,22	33,5	0,27	343,8	20,25	10,11	0,04	24,8	0,0	291,0	183,3
8	0,2	39,5	0,26	373,49	22,0	10,98	0,04	24,8	0,0	325,6	192,1
9	0,18	45,3	0,26	347,27	20,45	10,21	0,04	24,8	0,0	305,5	186,2
10	0,19	51,7	0,31	301,06	17,73	8,85	0,04	24,8	0,0	254,5	182,7
11	0,19	59,5	0,38	218,92	12,89	6,44	0,04	24,8	0,0	149,0	166,3
12	0,19	70,1	0,56	97,61	5,75	2,87	0,04	24,8	0,0	-93,0	137,4



FASE DI CANTIERE

Analisi di stabilità dei pendii con BISHOP

Numero di strati	2,0
Numero dei conci	12,0
Coefficiente di sicurezza [R2]	1,1
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore x_i	0,76 m
Ordinata vertice sinistro inferiore y_i	3,51 m
Ascissa vertice destro superiore x_s	17,1 m
Ordinata vertice destro superiore y_s	9,54 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	34,0
Numero di celle lungo y	26,0

Vertici profilo

N	X m	y m
1	0,0	0,0
2	1,94	0,0
3	3,89	0,0
4	5,79	0,0
5	5,79	-0,2

6	6,56	-0,2
7	7,33	-0,2
8	8,98	0,63
9	10,63	1,45
10	11,43	1,45
11	12,23	1,45
12	12,23	1,65
13	13,63	2,35
14	15,03	3,05
15	15,71	3,05
16	16,39	3,05
17	16,39	3,3
18	18,01	3,3
19	19,62	3,3
20	19,9	3,3
21	20,24	3,3
22	20,95	3,3

Vertici strato1

N	X m	y m
1	0,0	-0,54
2	1,46	-0,54
3	4,18	-0,52
4	6,18	-0,52
5	7,3	-0,5
6	8,63	-0,5
7	10,85	-0,5
8	12,43	-0,5
9	13,46	-0,5
10	14,49	-0,5
11	15,49	-0,5
12	15,85	-0,47
13	16,22	-0,44
14	16,28	-0,35
15	16,34	-0,25
16	16,49	0,29
17	16,65	0,74
18	16,81	1,2
19	17,0	1,6
20	17,19	2,0
21	17,42	2,33
22	17,64	2,65
23	18,08	2,69
24	18,92	2,81
25	19,99	2,85
26	20,95	2,88

Stratigrafia

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

Strato	c (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia
1	0.05	30	1750	1850	0,00	
2	0.11	26	1760	1980	0,00	

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

=====

Fs minimo individuato 2,16
 Ascissa centro superficie 8,93 m

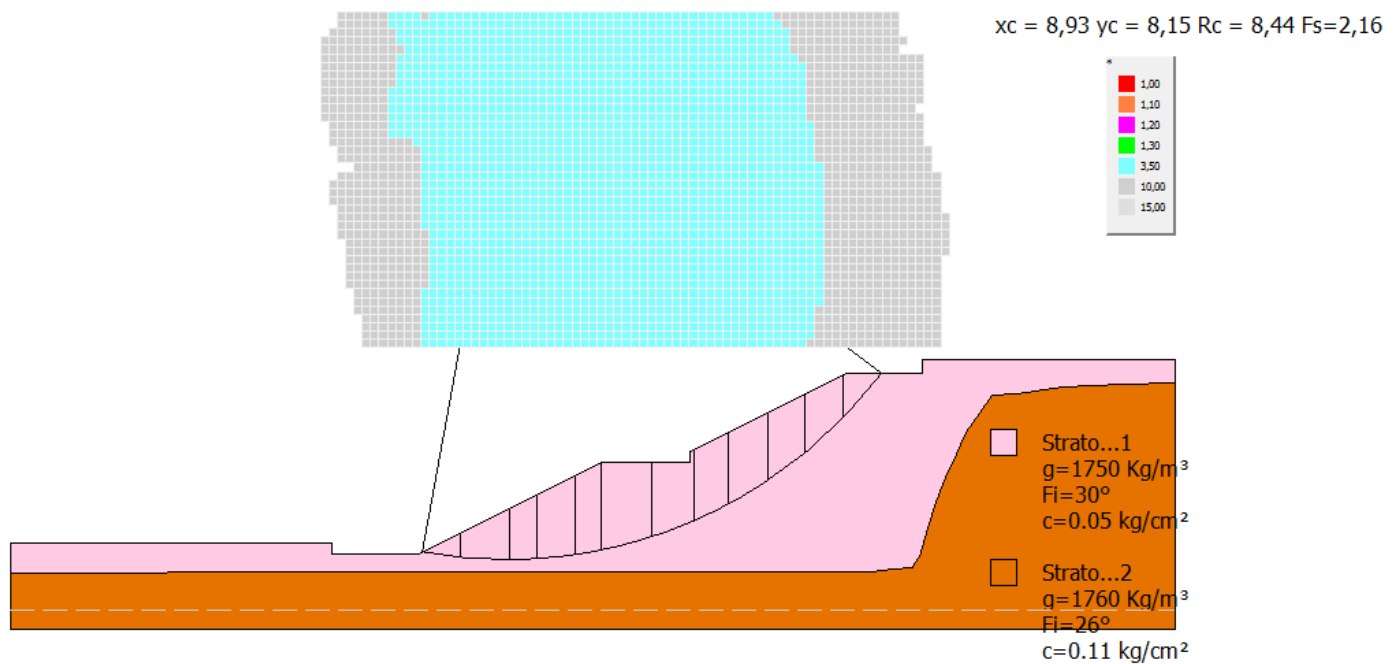
Ordinata centro superficie
Raggio superficie

8,15 m
8,44 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio ; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

Analisi dei conci. Superficie...xc = 8,926 yc = 8,146 Rc = 8,443 Fs=2,1637

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	0,69	-8,0	0,69	273,24	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	303,0	193,0
2	0,88	-2,6	0,88	1067,93	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	1087,2	395,2
3	0,49	2,0	0,49	896,46	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	887,0	280,5
4	0,69	6,1	0,69	1554,64	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	1515,5	451,3
5	0,47	10,0	0,48	1233,85	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	1192,4	342,8
6	0,9	14,8	0,94	2321,54	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	2229,7	648,9
7	0,75	20,7	0,8	1569,27	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	1500,8	467,7
8	0,63	25,8	0,7	1399,11	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	1352,0	417,7
9	0,72	31,0	0,84	1586,11	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	1557,2	487,9
10	0,65	36,6	0,81	1312,41	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	1314,7	431,1
11	0,69	42,5	0,93	1118,55	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	1137,2	415,2
12	0,69	49,3	1,05	510,59	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	445,8	290,0



STATO DI PROGETTO

SEZIONE A-A' - CONDIZIONI STATICHE

Analisi di stabilità dei pendii con BISHOP

Numero di strati	2,0
Numero dei conci	12,0
Coefficiente di sicurezza [R2]	1,1

Superficie di forma circolare

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	0,76 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	3,51 m
Ascissa vertice destro superiore xs	17,1 m
Ordinata vertice destro superiore ys	9,54 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	34,0
Numero di celle lungo y	26,0

Vertici profilo

N	X m	y m
1	0,0	0,0
2	1,94	0,0
3	3,89	0,0
4	5,79	0,0
5	5,79	-0,2
6	6,56	-0,2
7	7,33	-0,2
8	8,98	0,63
9	10,63	1,45
10	11,43	1,45
11	12,23	1,45
12	12,23	1,65
13	13,63	2,35
14	15,03	3,05
15	15,71	3,05
16	16,39	3,05
17	16,39	3,3
18	18,01	3,3
19	19,62	3,3
20	19,9	3,3
21	20,24	3,3
22	20,95	3,3

Vertici strato1

N	X m	y m
1	0,0	-0,54
2	1,46	-0,54

3	4,18	-0,52
4	6,18	-0,52
5	7,3	-0,5
6	8,63	-0,5
7	10,85	-0,5
8	12,43	-0,5
9	13,46	-0,5
10	14,49	-0,5
11	15,49	-0,5
12	15,85	-0,47
13	16,22	-0,44
14	16,28	-0,35
15	16,34	-0,25
16	16,49	0,29
17	16,65	0,74
18	16,81	1,2
19	17,0	1,6
20	17,19	2,0
21	17,42	2,33
22	17,64	2,65
23	18,08	2,69
24	18,92	2,81
25	19,99	2,85
26	20,95	2,88

Stratigrafia

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

Strato	c (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia
1	0.05	30	1750	1850	0,00	
2	0.11	26	1760	1980	0,00	

Carichi distribuiti

N°	xi m	yi m	xf m	yf m	Carico esterno (kg/cm ²)
1	5,79	-0,2	7,29	-0,2	0,15
2	10,7	1,45	12,2	1,45	0,15
3	15,1	3,05	16,4	3,05	0,15
4	7,33	-0,2	10,63	1,45	0,15
5	12,23	1,65	15,03	3,05	0,15

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

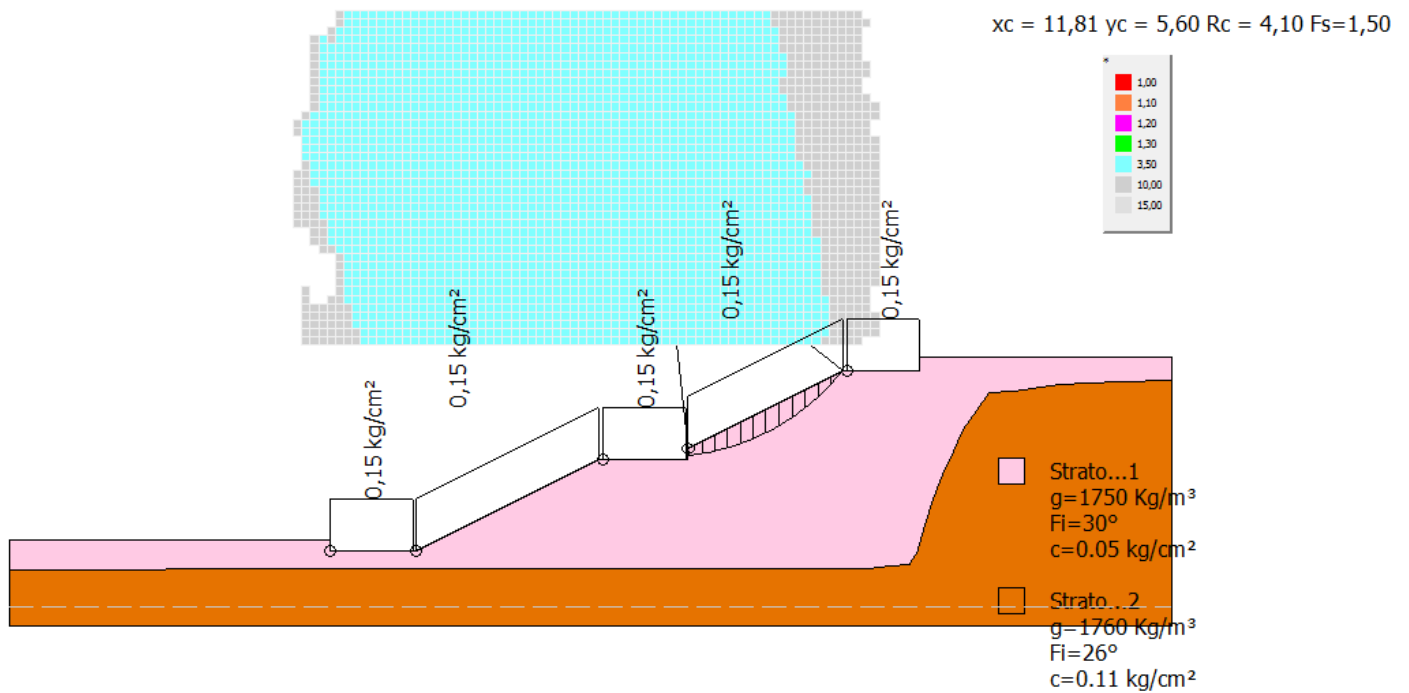
Fs minimo individuato	1,5
Ascissa centro superficie	11,81 m
Ordinata centro superficie	5,6 m
Raggio superficie	4,1 m

B: Larghezza del conchio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del conchio; Li: Lunghezza della base del conchio; Wi: Peso del conchio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

Analisi dei conchi. Superficie...xc = 11,809 yc = 5,596 Rc = 4,105 Fs=1,5002

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	0,23	7,7	0,23	264,3	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	247,9	138,7
2	0,23	11,0	0,24	447,57	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	418,6	191,9
3	0,23	14,3	0,24	475,22	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	439,6	199,2
4	0,23	17,7	0,24	497,01	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	456,2	205,4
5	0,23	21,1	0,25	512,65	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	468,3	210,5
6	0,22	24,6	0,25	504,23	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	459,7	207,3
7	0,24	28,2	0,27	540,24	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	492,8	224,2
8	0,23	32,0	0,27	515,19	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	471,3	218,0
9	0,23	35,9	0,29	498,86	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	458,5	217,5
10	0,23	40,0	0,3	472,48	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	436,4	215,1
11	0,23	44,4	0,32	434,2	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	401,9	210,3
12	0,23	49,2	0,35	231,2	0,0	0,0	0,04	24,8	0,0	180,0	150,0



STATO DI PROGETTO

SEZIONE A-A' - CONDIZIONI SISMICHE

Analisi di stabilità dei pendii con BISHOP

Numero di strati	3,0
Numero dei conci	18,0
Coefficiente di sicurezza [R2]	1,1

Superficie di forma circolare

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	15,71 m
---------------------------------------	---------

Ordinata vertice sinistro inferiore yi	8,56 m
Ascissa vertice destro superiore xs	73,48 m
Ordinata vertice destro superiore ys	18,99 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	50,0
Numero di celle lungo y	24,0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Descrizione:	
Latitudine:	43,27
Longitudine:	10,89
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,44	2,47	0,23
S.L.D.	50,0	0,56	2,5	0,24
S.L.V.	475,0	1,37	2,48	0,27
S.L.C.	975,0	1,72	2,51	0,28

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,528	0,2	0,0108	0,0054
S.L.D.	0,672	0,2	0,0137	0,0069
S.L.V.	1,644	0,24	0,0402	0,0201
S.L.C.	2,064	0,24	0,0505	0,0253

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,04
Coefficiente azione sismica verticale	0,02

Vertici profilo

N	X m	y m
1	0,0	0,0
2	2,3	0,25
3	4,57	0,5
4	6,87	0,75
5	9,13	1,0
6	11,38	1,25
7	13,63	1,5
8	17,87	2,0
9	20,28	2,32
10	20,28	3,3
11	20,5	3,3

12	20,84	3,36
13	21,17	3,42
14	23,79	3,46
15	26,41	3,5
16	37,93	3,5
17	48,35	3,41
18	53,76	3,36
19	53,96	2,99
20	54,26	2,99
21	54,43	3,36
22	56,17	3,99
23	61,49	5,92
24	61,62	5,72
25	61,74	5,72
26	61,86	5,91
27	61,98	6,1
28	68,18	6,5
29	68,37	6,53
30	68,58	6,62
31	68,75	6,75
32	68,93	6,91
33	69,08	7,0
34	73,41	7,0

Vertici strato1

N	X m	y m
1	0,0	0,0
2	2,3	0,25
3	4,57	0,5
4	6,87	0,75
5	9,13	1,0
6	11,38	1,25
7	13,63	1,5
8	17,87	2,0
9	20,28	2,32
10	20,28	1,8
11	21,28	1,8
12	22,1	2,56
13	25,47	3,0
14	29,77	3,5
15	37,93	3,5
16	48,35	3,41
17	53,76	3,36
18	53,96	2,99
19	54,26	2,99
20	54,43	3,36
21	56,17	3,99
22	61,49	5,92
23	61,62	5,72
24	61,74	5,72
25	61,86	5,91
26	61,98	6,1
27	68,18	6,5
28	68,37	6,53
29	68,58	6,62
30	68,75	6,75
31	68,93	6,91
32	69,08	7,0
33	73,41	7,0

Vertici strato2

N	X m	y m
1	0,0	-1,81
2	11,58	-0,54
3	23,77	0,96
4	38,56	2,71
5	46,84	3,31
6	48,38	3,41
7	51,05	3,39
8	53,76	3,36
9	53,96	2,99
10	54,26	2,99
11	54,43	3,36
12	56,17	3,99
13	64,79	4,72
14	73,41	5,45

Stratigrafia

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

Strato	c (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia
1	0.02	20	1700	1850	0,00	
2	0.12	22	1800	1900	0,00	
3	0.16	23	2000	2000	0,00	

Muri di sostegno - Caratteristiche geometriche

N°	x m	y m	Base mensola a valle m	Base mensola a monte m	Altezza muro m	Spessore testa m	Spessore base m	Peso specifico (Kg/m ³)
1	20,78658	2,793119	0	0,5	0,5	0,5	0,5	2200

Carichi concentrati

N°	x m	y m	Fx (Kg)	Fy (Kg)	M (Kgm)
1	70	6,99	0	12236	0
2	72	6,99	0	12236	0

Carichi distribuiti

N°	xi m	yi m	xf m	yf m	Carico esterno (kg/cm ²)
1	69,5	6,99	72,5	6,992467	0,07
2	26,4	3,35	37,9	3,530251	0,35

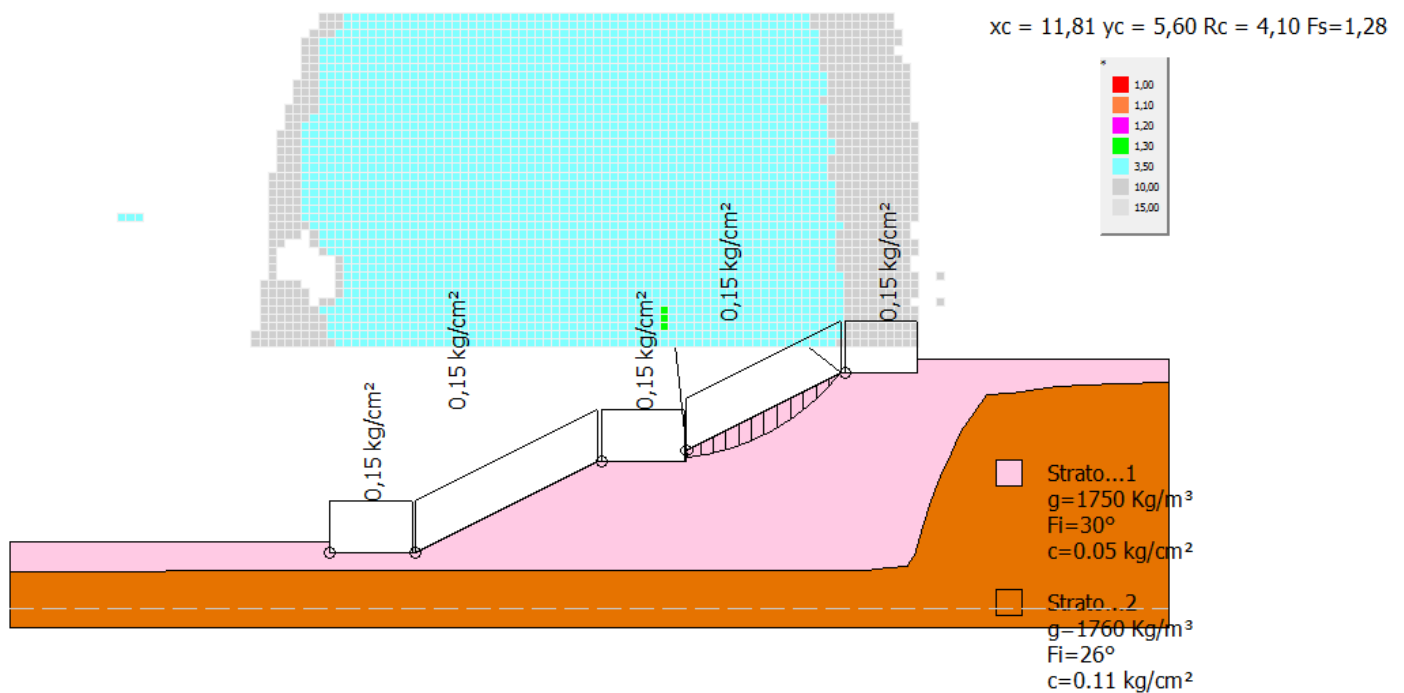
Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

Fs minimo individuato	0,65
Ascissa centro superficie	68,86 m
Ordinata centro superficie	8,56 m
Raggio superficie	1,95 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio ; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

Analisi dei conchi. Superficie...xc = 67,702 yc = 16,818 Rc = 10,309 Fs=1,8719

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	0,14	4,1	0,14	6,09	0,24	0,12	0,1	17,9	0,0	1,1	70,7
2	0,08	4,7	0,08	8,55	0,34	0,17	0,1	17,9	0,0	5,3	40,2
3	0,17	5,4	0,17	40,17	1,61	0,8	0,1	17,9	0,0	31,6	92,4
4	0,17	6,3	0,17	80,07	3,2	1,6	0,1	17,9	0,0	69,3	101,4
5	0,15	7,2	0,15	99,33	3,97	1,99	0,1	17,9	0,0	88,1	94,4
6	0,11	8,0	0,12	79,38	3,18	1,59	0,1	17,9	0,0	70,1	71,1
7	0,14	8,7	0,14	91,04	3,64	1,82	0,1	17,9	0,0	79,1	84,8
8	0,14	9,5	0,14	85,65	3,43	1,71	0,1	17,9	0,0	72,8	83,9
9	0,14	10,2	0,14	153,07	6,12	3,06	0,1	17,9	0,0	138,3	95,3
10	0,14	11,0	0,14	169,44	6,78	3,39	0,1	17,9	0,0	153,5	98,2
11	0,14	11,8	0,14	162,64	6,51	3,25	0,1	17,9	0,0	145,9	97,0
12	0,14	12,6	0,14	12391,35	495,65	247,83	0,1	17,9	0,0	12209,7	2180,4
13	0,14	13,4	0,14	147,59	5,9	2,95	0,1	17,9	0,0	129,2	94,6
14	0,14	14,1	0,14	139,33	5,57	2,79	0,1	17,9	0,0	120,2	93,3
15	0,14	15,0	0,14	130,59	5,22	2,61	0,1	17,9	0,0	110,6	91,9
16	0,14	15,7	0,14	121,33	4,85	2,43	0,1	17,9	0,0	100,6	90,4
17	0,14	16,5	0,14	111,58	4,46	2,23	0,1	17,9	0,0	90,0	88,9
18	0,14	17,3	0,14	31,32	1,25	0,63	0,1	17,9	0,0	9,3	75,3



RESISTENZA DEL SISTEMA GEOTECNICO (Brich Hansen 1970)**Condizioni statiche (SLU) - breve termine****1 – Dati di Progetto****1.1 – Geometria della Fondazione**

B =	0,400 [m]	Larghezza
L =	5,700 [m]	Lunghezza
D =	0,600 [m]	Profondità di incastro
a =	0,000 [°]	Pendenza del pendio
m =	0,000 [°]	Pendenza del piano di posa

1.2 – Caratteristiche fisico meccaniche del terreno

$\phi^M =$	30,000 [°]	Angolo di attrito
$\gamma =$	1 900,000 [kg/m ³]	Peso di Volume sotto piano di posa
$\gamma_s =$	1 700,000 [kg/m ³]	Peso di Volume sopra piano di posa
$c^M =$	0,130 [kg/cm ²]	Coesione
$c_u^M =$	0,500 [kg/cm ²]	Coesione non drenata

Azioni di progetto

$e_x = M_y / F_z $	0,000 [m]	Eccentricità (x)
$e_y = M_x / F_z $	0,000 [m]	Eccentricità (y)

2 – Elaborazione Resistenze**2.1 – Condizioni breve termine ($c' > 0$, $\phi > 0$) [$q_{Lim} = (\sigma_q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot d_q) + (\sigma_c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot d_c) + (\sigma_\gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot d_\gamma)$]**

$\sigma_q = D \cdot \gamma_s' =$	0,102 [kg/cm ²]	
$\sigma_c = c' =$	0,130 [kg/cm ²]	
$\sigma_\gamma = B' \cdot \gamma' / 2 =$	0,038 [kg/cm ²]	
$N_q =$	18,401	
$N_c =$	30,140	
$N_\gamma =$	15,070	
$S_q =$	1,000	Coefficiente di forma
$S_c =$	1,000	Coefficiente di forma
$S_\gamma =$	1,000	Coefficiente di forma
$I_q =$	1,000	Coefficiente per inclinazione del carico
$I_c =$	1,000	Coefficiente per inclinazione del carico
$I_\gamma =$	1,000	Coefficiente per inclinazione del carico
$B_q =$	1,000	Coefficiente per inclinazione della base
$B_c =$	1,000	Coefficiente per inclinazione della base
$B_\gamma =$	1,000	Coefficiente per inclinazione della base
$G_q =$	1,000	Coefficiente per inclinazione del pendio
$G_c =$	1,000	Coefficiente per inclinazione del pendio
$G_\gamma =$	1,000	Coefficiente per inclinazione del pendio
$D_q =$	1,284	Coefficiente di profondità
$D_c =$	1,393	Coefficiente di profondità
$D_\gamma =$	1,000	Coefficiente di profondità
$q_q = \sigma_q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot d_q =$	2,410 [kg/cm ²]	
$q_c = \sigma_c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_q \cdot g_c \cdot d_c =$	5,458 [kg/cm ²]	

$$q\gamma = \sigma\gamma \cdot N\gamma \cdot s\gamma \cdot i\gamma \cdot b\gamma \cdot g\gamma \cdot d\gamma = 0,573 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$R_{\text{statica A}} = q\gamma + q_c + q\gamma = 8,442 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \text{ Pressione limite in condizioni statiche su A'}$$

$$R_{\text{statica A}} = 8,442 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \text{ Pressione limite su A}$$

$$\text{coeff. Parz. di sicurezza} = \gamma_r = 2,300$$

$$R_d \text{ statico} = R/\gamma_r = R_d = 3,670 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \text{ Pressione ammissibile}$$

Condizioni statiche (SLU) - lungo termine

1 – Dati di Progetto

1.1 – Geometria della Fondazione

B =	0,400 [m]	Larghezza
L =	5,700 [m]	Lunghezza
D =	0,600 [m]	Profondità di incastro
a =	0,000 [°]	Pendenza del pendio
m =	0,000 [°]	Pendenza del piano di posa

1.2 – Caratteristiche fisico meccaniche del terreno

$\phi^M =$	26,000 [°]	Angolo di attrito
$\gamma =$	1 900,000 [kg/m ³]	Peso di Volume sotto piano di posa
$\gamma_s =$	1 700,000 [kg/m ³]	Peso di Volume sopra piano di posa
$c^M =$	0,110 [kg/cm ²]	Coesione
$c_u^M =$	0,500 [kg/cm ²]	Coesione non drenata

Azioni di progetto

$e_x = M_y/F_z $	0,000 [m]	Eccentricità (x)
$e_y = M_x/F_z $	0,000 [m]	Eccentricità (y)

2 – Elaborazione Resistenze

2.2 – Condizioni lungo termine ($c' > 0$, $\phi > 0$) [$q_{\text{Lim}} = (\sigma_q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot d_q) + (\sigma_c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot d_c) + (\sigma\gamma \cdot N\gamma \cdot s\gamma \cdot i\gamma \cdot g\gamma \cdot d\gamma)$]

$\sigma_q = D \cdot \gamma_s' =$	0,102 [kg/cm ²]	
$\sigma_c = c' =$	0,110 [kg/cm ²]	
$\sigma\gamma = B' \cdot \gamma' / 2 =$	0,038 [kg/cm ²]	
$N_q =$	11,854	
$N_c =$	22,254	
$N_\gamma =$	7,941	
$S_q =$	1,000	Coefficiente di forma
$S_c =$	1,000	Coefficiente di forma
$S_\gamma =$	1,000	Coefficiente di forma
$I_q =$	1,000	Coefficiente per inclinazione del carico
$I_c =$	1,000	Coefficiente per inclinazione del carico
$I_\gamma =$	1,000	Coefficiente per inclinazione del carico
$B_q =$	1,000	Coefficiente per inclinazione della base
$B_c =$	1,000	Coefficiente per inclinazione della base
$B_\gamma =$	1,000	Coefficiente per inclinazione della base
$G_q =$	1,000	Coefficiente per inclinazione del pendio

Gc =	1,000	Coefficiente per inclinazione del pendio
Gy =	1,000	Coefficiente per inclinazione del pendio
Dq =	1,302	Coefficiente di profondità
Dc =	1,393	Coefficiente di profondità
Dy =	1,000	Coefficiente di profondità
qq = $\sigma_q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot d_q =$	1,575 [kg/cm ²]	
qc = $\sigma_c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_q \cdot g_c \cdot d_c =$	3,410 [kg/cm ²]	
q γ = $\sigma_\gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_q \cdot g_\gamma \cdot d_\gamma =$	0,302 [kg/cm ²]	
Rstatica A' = qq + qc + q γ =	5,287 [kg/cm ²]	Pressione limite in condizioni statiche su A'
Rstatica A	5,287 [kg/cm ²]	Pressione limite su A
coeff. Parz. di sicurezza = $\gamma_r =$	2,300	
Rd statico = R/γ_r = Rd =	2,299 [kg/cm ²]	Pressione ammissibile

Condizioni sismiche (SLV)

1 – Dati di Progetto

1.1 – Geometria della Fondazione

B =	0,400 [m]	Larghezza
L =	5,700 [m]	Lunghezza
D =	0,600 [m]	Profondità di incastro
a =	0,000 [°]	Pendenza del pendio
m =	0,000 [°]	Pendenza del piano di posa

1.2 – Caratteristiche fisico meccaniche del terreno

$\phi^M =$	30,000 [°]	Angolo di attrito
$\gamma =$	1 900,000 [kg/m ³]	Peso di Volume sotto piano di posa
$\gamma_s =$	1 700,000 [kg/m ³]	Peso di Volume sopra piano di posa
c ^M =	0,130 [kg/cm ²]	Coesione
c _u M =	0,500 [kg/cm ²]	Coesione non drenata

Azioni di progetto

$e_x = M_y / F_z $	0,000 [m]	Eccentricità (x)
$e_y = M_x / F_z $	0,000 [m]	Eccentricità (y)

1.3 - Azioni sismiche

ag/g =	0,137 [g]
S = (St*Ss) =	1,800
categoria Sottosuolo	C
Khk	0,059

2 – Elaborazione Resistenze - condizioni non drenate

2.2 – Condizioni drenate (c' > 0, $\phi > 0$) [qLim = ($\sigma_q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot d_q$) + ($\sigma_c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot d_c$) + ($\sigma_\gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot d_\gamma$)]

$\sigma_q = D \cdot \gamma_s' =$	0,102 [kg/cm ²]
$\sigma_c = c' =$	0,130 [kg/cm ²]
$\sigma_\gamma = B' \cdot \gamma' / 2 =$	0,038 [kg/cm ²]

Nq =	18,401	
Nc =	30,140	
Ny =	15,070	
Sq =	1,000	<i>Coefficiente di forma</i>
Sc =	1,000	<i>Coefficiente di forma</i>
Sy =	1,000	<i>Coefficiente di forma</i>
Iq =	1,000	<i>Coefficiente per inclinazione del carico</i>
Ic =	1,000	<i>Coefficiente per inclinazione del carico</i>
Iy =	1,000	<i>Coefficiente per inclinazione del carico</i>
Bq =	1,000	<i>Coefficiente per inclinazione della base</i>
Bc =	1,000	<i>Coefficiente per inclinazione della base</i>
Bg =	1,000	<i>Coefficiente per inclinazione della base</i>
Gq =	1,000	<i>Coefficiente per inclinazione del pendio</i>
Gc =	1,000	<i>Coefficiente per inclinazione del pendio</i>
Gy =	1,000	<i>Coefficiente per inclinazione del pendio</i>
Dq =	1,284	<i>Coefficiente di profondità</i>
Dc =	1,393	<i>Coefficiente di profondità</i>
Dy =	1,000	<i>Coefficiente di profondità</i>
qq = $\sigma_q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot d_q =$	2,410 [kg/cm ²]	
qc = $\sigma_c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_q \cdot g_c \cdot d_c =$	5,458 [kg/cm ²]	
q γ = $\sigma_\gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_q \cdot g_\gamma \cdot d_\gamma =$	0,573 [kg/cm ²]	
Rstatica A' = qq + qc + q γ =	8,442 [kg/cm ²]	<i>Pressione limite in condizioni statiche su A'</i>
Rstatico A =	8,442 [kg/cm ²]	<i>Pressione limite in condizioni statiche su A</i>
Rd statico (R/γ_r)=	3,670 [kg/cm ²]	
Vi = $(1 - k_h / \tan \phi)^{0,35} =$	0,963	<i>Coefficiente di riduzione sismica (Paolucci e Pecker)</i>

Condizioni sismiche (SLV)

1 – Dati di Progetto

1.1 – Geometria della Fondazione

B =	0,400 [m]	<i>Larghezza</i>
L =	5,700 [m]	<i>Lunghezza</i>
D =	0,600 [m]	<i>Profondità di incastro</i>
a =	0,000 [°]	<i>Pendenza del pendio</i>
m =	0,000 [°]	<i>Pendenza del piano di posa</i>

1.2 – Caratteristiche fisico meccaniche del terreno

$\phi'_M =$	26,000 [°]	<i>Angolo di attrito</i>
$\gamma =$	1 900,000 [kg/m ³]	<i>Peso di Volume sotto piano di posa</i>
$\gamma_s =$	1 700,000 [kg/m ³]	<i>Peso di Volume sopra piano di posa</i>
c' $_M =$	0,110 [kg/cm ²]	<i>Coesione</i>
cu $_M =$	0,500 [kg/cm ²]	<i>Coesione non drenata</i>

Azioni di progetto

ex = $ M_y / F_z $	0,000 [m]	<i>Eccentricità (x)</i>
ey = $ M_x / F_z $	0,000 [m]	<i>Eccentricità (y)</i>

1.3 - Azioni sismiche

ag/g =	0,137 [g]	
--------	-----------	--

S = (St* S_s) =	1,800
categoria Sottosuolo	C
Khk	0,059

2 – Elaborazione Resistenze - condizioni drenate

2.1 – Condizioni drenate ($c' > 0$, $\phi > 0$) [$q_{Lim} = (\sigma_q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot d_q) + (\sigma_c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot d_c) + (\sigma_\gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot d_\gamma)$]

$\sigma_q = D \cdot \gamma_s' =$	0,102 [kg/cm ²]	
$\sigma_c = c' =$	0,110 [kg/cm ²]	
$\sigma_\gamma = B' \cdot \gamma' / 2 =$	0,038 [kg/cm ²]	
$N_q =$	11,854	
$N_c =$	22,254	
$N_\gamma =$	7,941	
$S_q =$	1,000	<i>Coefficiente di forma</i>
$S_c =$	1,000	<i>Coefficiente di forma</i>
$S_\gamma =$	1,000	<i>Coefficiente di forma</i>
$I_q =$	1,000	<i>Coefficiente per inclinazione del carico</i>
$I_c =$	1,000	<i>Coefficiente per inclinazione del carico</i>
$I_\gamma =$	1,000	<i>Coefficiente per inclinazione del carico</i>
$B_q =$	1,000	<i>Coefficiente per inclinazione della base</i>
$B_c =$	1,000	<i>Coefficiente per inclinazione della base</i>
$B_\gamma =$	1,000	<i>Coefficiente per inclinazione della base</i>
$G_q =$	1,000	<i>Coefficiente per inclinazione del pendio</i>
$G_c =$	1,000	<i>Coefficiente per inclinazione del pendio</i>
$G_\gamma =$	1,000	<i>Coefficiente per inclinazione del pendio</i>
$D_q =$	1,302	<i>Coefficiente di profondità</i>
$D_c =$	1,393	<i>Coefficiente di profondità</i>
$D_\gamma =$	1,000	<i>Coefficiente di profondità</i>
$q_q = \sigma_q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot d_q =$	1,575 [kg/cm ²]	
$q_c = \sigma_c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_q \cdot g_c \cdot d_c =$	3,410 [kg/cm ²]	
$q_\gamma = \sigma_\gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_q \cdot g_\gamma \cdot d_\gamma =$	0,302 [kg/cm ²]	
$R_{statica A} = q_q + q_c + q_\gamma =$	5,287 [kg/cm ²]	<i>Pressione limite in condizioni statiche su A'</i>
$R_{statico A} =$	5,287 [kg/cm ²]	<i>Pressione limite in condizioni statiche su A</i>
R_d statico (R/γ_r)=	2,299 [kg/cm ²]	
$V_i = (1 - k_h / \tan \phi')^{0,35} =$	0,956	<i>Coefficiente di riduzione sismica (Paolucci e Pecker)</i>