



COMUNE DI CAGLIARI

SERVIZIO MOBILITA' INFRASTRUTTURE VIARIE E RETI

Interventi infrastrutturali per la salvaguardia
da eventi eccezionali e manutenzione straordinaria
della rete pluviale nel territorio di Pirri
- Collettore 70 -

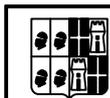
Progetto Esecutivo

RELAZIONE SPECIALISTICA
RELAZIONE GEOTECNICA

DATA: Gennaio 2016	Aggiornamento: Maggio 2021	SCALA:	ALL. 2.4
-----------------------	-------------------------------	--------	----------

Il Progettista

Dott. Ing. Giacomo Carrus



ORDINE INGEGNERI
PROVINCIA DI CAGLIARI
Dott. Ing. GIACOMO CARRUS
N. 5765

Il Geologo

Dott. Geol. Pierpaolo Pili



ORDINE DEI GEOLOGI
REGIONE SARDEGNA
N. 447 Dott. Geol. PIERPAOLO PILI

Il Responsabile del Procedimento

Dott. Ing. Daniele Olla

SOMMARIO

1. PREMESSA	2
2. OPERE IN PROGETTO	3
3. INQUADRAMENTO CARTOGRAFICO DELL'AREA IN ESAME	4
4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA IN ESAME.....	4
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	8
6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA	12
7. VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI TERRENI.....	25

1. Premessa

Il presente lavoro ha lo scopo di definire i principali caratteri litostratigrafici e geotecnici del settore interessato dal progetto degli "Interventi infrastrutturali per la salvaguardia da eventi eccezionali e manutenzione straordinaria della rete pluviale nel territorio di Pirri - Collettore 70" nel Comune di Cagliari.

Il contesto in cui si interviene riguarda pertanto la salvaguardia del centro storico di Pirri, soggetto a fenomeni di allagamento anche per eventi meteorici non particolarmente intensi. Tali eventi hanno causato molteplici problematiche legate alla frequente formazione di un deflusso superficiale che in più occasioni (ad esempio il 22 Ottobre 2008) ha creato una situazione di pericolo per gli abitanti dell'area e ingenti danni alle abitazioni e alle attività commerciali presenti.

Allo stato attuale il collettore 70 è stato posato per il tratto che da Via del Lentisco arriva a monte della fermata della metropolitana leggera di via Caracalla dove il DN 2200 in c.a. è murato; tramite un bypass, realizzato con un DN 1000, scarica sul tratto tombato del riu Saliu per poi sversare sul canale di Terramaini.

Il tratto di rete previsto in progetto è dimensionato nell'ipotesi che i lavori appaltati siano stati realizzati e prevedendo l'estensione del collettore 70 fino alla Via Stamira; in tal modo si realizza un "collettore di guardia" che intercetta le acque provenienti dal quartiere di Baracca Manna, da Via Peretti e da tutti i bacini urbani che incrocia lungo il suo sviluppo riducendo notevolmente le portate confluenti verso Piazza Italia e quindi alleggerendo il collettore 38 dall'attuale carico delle acque bianche.

L'intervento cui ci si riferisce si inquadra inoltre in un più ampio progetto di "Sistemazione delle acque meteoriche nella Municipalità di Pirri" comprendente una serie di interventi mirati ad adeguare l'intera rete delle acque meteoriche dell'area di Pirri.

Lo sviluppo del presente studio è basato su una preliminare ricerca bibliografia, sull'esame di lavori precedentemente realizzati in settori vicini e geologicamente simili, integrato dal rilevamento geologico diretto delle aree interessate dai lavori in progetto.

In particolare nel presente lavoro si fa riferimento ai dati di base contenuti in:

- (Barrocu et alii) - Caratteristiche geologico-tecniche del sottosuolo dell'area urbana di Cagliari
- Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000 – foglio 557 CAGLIARI: Note Illustrative.
- (Antonio Pala) – Carta Idrogeologica di Cagliari

Le conoscenze precedentemente acquisite sono state approfondite attraverso una indagine geognostica costituita da sondaggi a carotaggio continuo integrati da prove in sito e laboratorio.

2. Opere in progetto

L'intervento in progetto prevede la messa in opera di un nuovo tronco di tubazione fognaria che raccoglie i deflussi dei bacini che attualmente conferiscono su quota parte del collettore C57 di Via Stamira, su quota parte del collettore C43 di Via Toti e di tutti i bacini urbani che il C70 intercetta lungo il suo sviluppo.

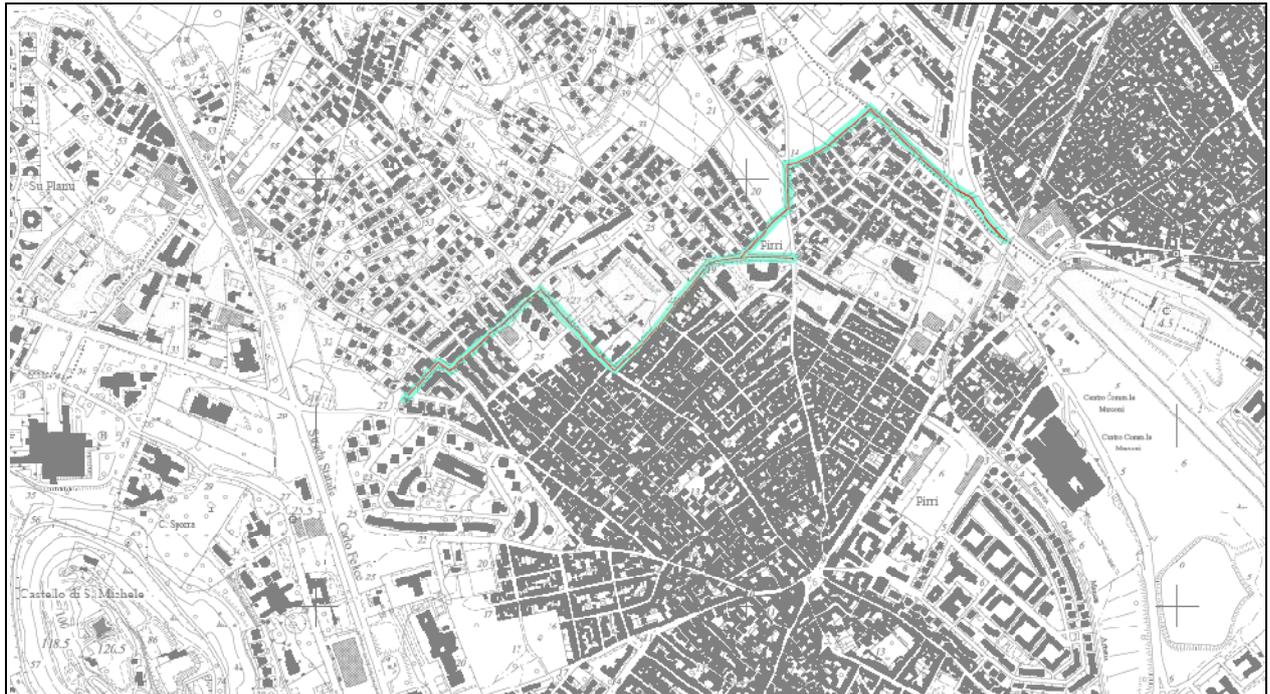
Il nuovo tracciato interessa le seguenti vie: degli Stendardi, Toti, S. Maria Goretti, Pili, Segni, Sassu, degli Astri fino al tronco del C70 già appaltato nelle immediate vicinanze della fermata della metropolitana leggera "Caracalla". Allo stato attuale il collettore 70 è stato posato per il tratto che da via del Lentisco arriva a monte della fermata della metropolitana leggera "Caracalla" passando per la Via Guttuso, ne consegue nel tratto compreso tra l'incrocio Via degli Astri - via Guttuso (picchetto 70) e la fermata "Caracalla" (picchetto 81) si prevede una posa affiancata alla condotta esistente. Per il tratto compreso tra Via degli Stendardi e Via Toti (dalla sezz. 11 alla 22), dove si prevedono profondità di posa dai 5 m agli 8 m, si è realizzata un'indagine approfondita con lo scopo di valutare la realizzazione della condotta in microtunnelling. Tale tecnologia permette la posa in opera in sotterraneo di condotte rigide mediante perforazione a spinta monitorata e direzionabile. Lo scavo del microtunnel avviene mediante l'avanzamento di "conci" di tubazione che costituiranno la linea e di un'unità di perforazione ('scudo'), comandata in superficie, spinta da martinetti idraulici situati nella camera di partenza ed agenti per il tramite di un anello ripartitore (anello di spinta). La camera di spinta è prevista all'incrocio tra le suddette vie e sarà realizzata a "elle" in modo da poter spingere, con una unica buca, sia in direzione via degli Stendardi che nella direzione Via Toti. L'unità di perforazione è guidata da un sistema laser di rilevamento continuo che consente di individuare in tempo reale gli eventuali errori di traiettoria e di applicare conseguentemente le necessarie correzioni (agendo sulla spinta dei martinetti idraulici ad escursione indipendente e sui martinetti direzionali ubicati all'interno dell'unità di perforazione). Le deformazioni in superficie sono assai limitate se non del tutto assenti.

Altro punto delicato del tracciato è il nodo tra Via duca di Genova e Via Caracalla. In detto nodo si concentrano molti sottoservizi in arrivo da Cagliari (Pirri) e Monserrato; si prevede di ridisegnare completamente, razionalizzandolo, lo schema della rete fognaria e idrica. Al fine di consentire alla condotta delle acque nere proveniente da Monserrato lungo la Via Caracalla l'immissione nel collettore Z, si prevede di realizzare, nel tronco compreso tra le sezz. 74 e 76, uno scatolare ribassato, realizzato in opera, di dimensioni 6.65 x 2,50 per uno sviluppo di circa 22 m.

3. Inquadramento cartografico dell'area in esame

Dal punto di vista cartografico l'area è inquadrata nel Foglio 557 – sez III della Carta Topografica d'Italia in scala 1:25.000, edito dall'Istituto Geografico Militare Italiano e nella sezione 557140 della Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000 edita dalla RAS.

Di seguito si riporta un'immagine aerea che mostra l'area di intervento e uno stralcio della CTR con localizzazione dell'area di intervento.



Inquadramento dell'area di intervento

4. Inquadramento geologico dell'area in esame

L'area in studio si trova nella parte sud-orientale della Fossa del Campidano, struttura connessa con le fasi tettoniche *plio-pleistoceniche*, associate ai movimenti distensivi del margine tirrenico di epoca plio-pleistocenica.

La sequenza miocenica tipica dell'area urbana di Cagliari inizia con la deposizione di litologie ascrivibili alla Formazione delle Argille di Fangario (AFA). Si tratta di argille dotate di plasticità variabile da media ad alta, talora consistenti e con attività da ridotta a normale. I dati disponibili derivano soprattutto da prove penetrometriche dinamiche standard o equivalenti. L'analisi complessiva mostra una elevata dispersione dei valori di N, spiegabile con differenti gradi di preconsolidazione della roccia e con differenti contenuti in acqua, in rapporto diretto con la morfologia del terreno.

In netta discordanza angolare si rinvengono, al di sopra delle precedenti, litologie arenaceo-sabbiose di natura quarzoso-micacea databili al Serravalliano ed ascrivibili alla Formazione delle Arenarie di Pirri (ADP), rappresentate da sabbie quarzoso micacee addensate, irrigidite dalla presenza di livelletti di arenaria lapidea. Ai fini che interessano il presente lavoro, le arenarie basali si possono considerare non comprimibili e, in grande, impermeabili.

Il passaggio dalle Arenarie di Pirri al termine successivo avviene in maniera graduale con litotipi carbonatici in facies marnoso arenacea.

A questo termine segue la deposizione della successione carbonatica dei calcari di Cagliari (CGI), costituita alla base da calcari marnosi (Pietra Cantone auct. con sigla CGIa) sormontati da biocalcareni (Tramezzario Auct. Con sigla CGIb) e calcari biohermali (Pietra Forte Auct. con sigla CGIc).

Sopra le litologie arenitiche affiora pertanto dapprima l'unità nota in letteratura come Pietra Cantone (sigla CGIa). Questa unità è costituita da litologie marnose e marnoso arenacee, in genere massive, anche se localmente si rinviene una pseudo-stratificazione. Rappresenta il substrato di fondazione di buona parte dei quartieri di Villanova, Stampace e Marina. Il suo comportamento geomeccanico varia in funzione del grado di alterazione della roccia e dello spessore del materiale alterato.

Trattandosi di una roccia carbonatica con una componente argillosa in percentuale variabile tra il 10 e il 30 % (rispetto alla percentuale media di CaCO_3 pari all'80%), l'elevato carattere igroscopico modifica significativamente le sue proprietà fisiche e meccaniche, tanto da renderla talora simile ad una terra incoerente.

La serie miocenica continua verso l'alto con i calcari argilloso-marnosi, calcari bioclastici e biocalcareni in banchi di spessore variabile dell'unità del Tramezzario (sigla CGIb). Presentano un colore bianco avorio ed una consistenza spesso farinosa. Caratterizza diffusamente tutti i colli di Cagliari e le sue proprietà di roccia lapidea, particolarmente lavorabile e segabile, hanno favorito un'intensa attività estrattiva in cava e in galleria per la produzione di conci. Nelle facies più compatte, calcaree e non igroscopiche, non si instaurano fenomeni di vistosa alterazione anche in condizioni di esposizione agli agenti atmosferici. Nei casi di fratturazione elevata, con presenza di fenomeni di dissoluzione più o meno marcati, facies detritiche molto fini che danno alla roccia un aspetto farinoso, flussi idrici a forte imbibizione, le proprietà fisico-meccaniche decrescono notevolmente determinando condizioni di instabilità in pareti ripide.

La variabilità nelle proprietà meccaniche e fisiche del "Tramezzario" non permette quindi di definire in maniera univoca un comportamento standard poiché i parametri che entrano in gioco sono numerosi.

La serie miocenica si chiude con la deposizione di un calcare organogeno microcristallino compatto noto in letteratura con il nome di Pietra Forte (sigla CGIc).

Si rinviene con maggiore frequenza sulla sommità dei principali colli cittadini. Si tratta di una roccia lapidea, compatta, tenace, utilizzata per la costruzione di opere monumentali e perciò estratta come pietra da taglio in cave di epoca storica. Contiene percentuali in CaCO_3 del 94-98%.

Le sue caratteristiche fisico-meccaniche principali sono, in condizioni ottimali, densità molto elevata (2.6 t/m^3 in media); peso specifico reale elevato (2.4 t/m^3 in media); porosità dell'ordine del 2-3%; resistenza alla compressione molto elevata.

I depositi alluvionali Sono presenti diffusamente e costituiscono i depositi di copertura quaternari che, più di altri, interessano l'attività antropica, poiché su di essi poggia buona parte dell'abitato. Lo spessore localmente supera i 10 m e risultano formati da ciottoli eterometrici di metamorfiti, porfidi, graniti e arenarie derivanti dallo smantellamento dei vicini rilievi paleozoici.

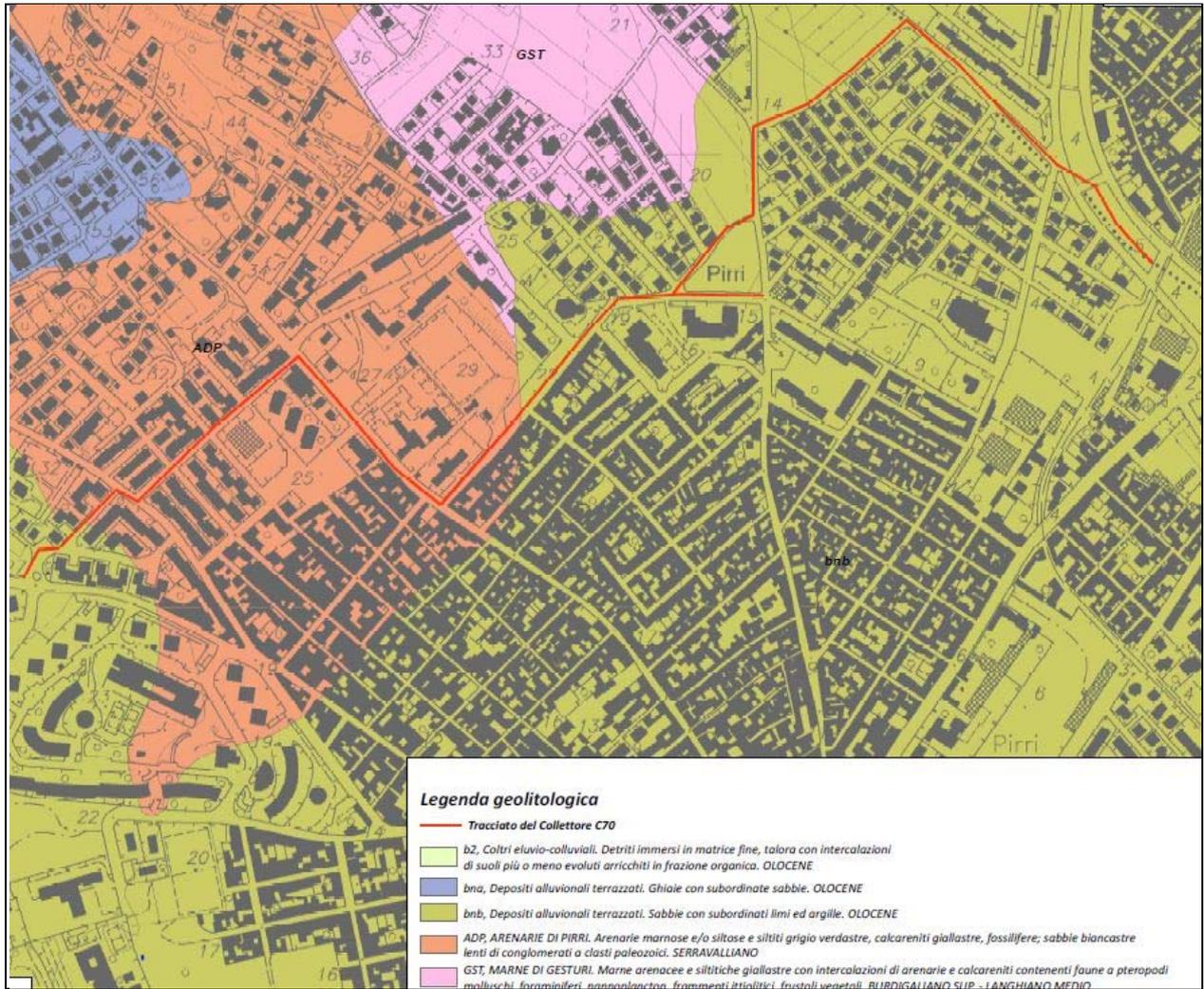
Il Sintema di Portovesme: Subsintema di Calamosca (PVM 1) ("panchina tirrenica). rappresenta un'intercalazione di sedimenti cementati nei depositi fluviali e costieri sia incoerenti che coesivi del Tirreniano.

L'elevato grado di compattazione della facies "Panchina tirreniana" costituisce in genere un elemento di notevole stabilità per la posa di fondazioni: in particolare essa è stata utilizzata come substrato d'appoggio di palificate quando la presenza di sovrastanti depositi limo-argillosi fluvio-lacustri non consentiva l'uso di tipologie fondali dirette

Coltri eluvio-colluviali (b2)("Detriti di falda"e "Terre rosse" in BARROCU et alii, 1981).

Questi depositi vengono trattati distintamente nel lavoro di BARROCU et alii (1981), mentre nella cartografia geologica dell'area urbana di Cagliari sono accorpati in un'unità a causa della esigua presenza in affioramento che avrebbe reso poco leggibile la loro rappresentazione bidimensionale. Generalmente lo spessore è attorno a 1-2 m, talora arriva a 6 m (via Tola, via dei Carroz, via Is Maglias). La significativa componente limo-argillosa è tale da classificare questo deposito come "argilla inorganica a forte plasticità". In base alla caratterizzazione geomeccanica le "terre rosse" sono considerate scadenti per un utilizzo come terreno di fondazione per cui, quando possibile, si preferisce aumentare le profondità di posa delle opere fondali fino al substrato.

Depositi palustri (e5). Comprendono argille e limi argillosi, fanghi torbosi generalmente grigio scuro-nerastri, intercalati da livelli sabbiosi discontinui.



Schema geologico dell'area

5. Caratterizzazione geotecnica

La presente ricostruzione litostratigrafica si basa principalmente sull'esame di un'indagine geognostica costituita da 10 sondaggi a carotaggio continuo realizzati in tempi differenti lungo il tracciato delle opere in progetto.



Vista aerea dell'area di intervento con ubicazione dei sondaggi

I sondaggi con sigla da S1 a S5 sono stati realizzati secondo le indicazioni degli allegati 2 (Procedure in fase di Campionamento) e 4 (Procedure di caratterizzazione chimico-fisiche e accertamento delle qualità ambientali) del D.P.R. n. 120/2017 il quale prevede che in fase progettuale, si attui la caratterizzazione ambientale dei terreni interessati dalla realizzazione delle opere; nel caso di opere infrastrutturali lineari è previsto che il campionamento sia effettuato almeno ogni 500 metri lineari di tracciato. I sondaggi S6, S7 e S8 rappresentano un approfondimento dei dati stratigrafici e geotecnici relativi ad un tratto di condotta nel quale si è valutata l'opportunità di intervenire con la tecnica del *microtunneling*.

I sondaggi S1A e S2A sono stati realizzati rispettivamente nei mesi di dicembre 2014 e aprile 2015.

Durante l'esecuzione dei sondaggi geognostici sono stati inoltre prelevati campioni di terreno da sottoporre a prove e analisi di laboratorio geotecnico (analisi granulometrica per la determinazione dei limiti di Atterberg e la classificazione delle terre HRB-AASHTO o CNR-

UNI 10006, oltre che prova di taglio diretto con scatola di Casagrande secondo la norma ASTM D3080) al fine di valutare i principali parametri geotecnici dei terreni e valutare la loro attitudine al riutilizzo in sito.

I sondaggi analizzati per la stesura del presente lavoro sono i seguenti:

S1 (Via Stamira):

- 0.00 – 0.60: suolo e terreno di riporto detritico;
- 0.60 – 2.50: sabbie fini argillose, limose, sovraconsolidate;
- 2.50 – 6.30: limi sabbiosi sovra consolidati;
- 6.30 – 8.00: sabbie da medie a fini, addensate, sature (acquifero).

S2 (Via Enrico Toti)

- 0.00 – 1.20: riporto detritico ciottoloso;
- 1.20 – 2.00: sabbie fini limose sovraconsolidate e limi sabbiosi;
- 2.00 – 4.80: sabbie fini argillose sovraconsolidate con livelletti cementati di spessore centimetrico;
- 4.80 – 5.50: sabbie medie addensate, umide;
- 5.50 – 10.00: Sabbie fini sovraconsolidate, con livelletti cementati di spessore centimetrico.

S3 (Via S. Maria Goretti)

- 0.00 – 0.70: Riporto detritico sabbioso, ghiaioso, addensato;
- 0.70 – 1.60: Argille limose detritiche, micro ciottolose, consistenti;
- 1.60 – 5.00: sabbie argillose sovraconsolidate
- 5.00 – 8.00: alternanze di livelli decimetrici di sabbie limose sovraconsolidate e sabbie poco addensate sature (acquifero). Il livello piezometrico si è poi assestato a 4.5 m dal p.c.

S4 (Via Sassu)

- 0.00 – 0.70: riporto detritico sabbioso ciottoloso;
- 0.70 – 3.70: argille sabbiose addensate;
- 3.70 – 5.00: argille detritiche consistenti;
- 5.00 – 6.50: limi sabbiosi sovra consolidati;
- 6.50 – 8.00: sabbie fini sovraconsolidate con livelletti cementati.

S5 (Via Caracalla)

- 0.00 – 0.90: Terreno di riporto detritico, ciottoloso, argilloso;
- 0.90 – 3.30: Argille sabbiose, limose, addensate;

3.30 – 4.00: Sabbie argillose addensate, sature (acquifero);

4.00 – 5.50: Argille consistenti;

5.50 – 8.00: Argille marnose, limose, sovraconsolidate.

S6 (Via degli Stendardi)

0.00 – 1.00: Riporto detritico sabbioso, ciottoloso;

1.00 – 2.50: sabbie detritiche sovraconsolidate;

2.50 – 3.80: sabbie limose sovraconsolidate;

3.80 – 4.70: sabbie medie addensate, sature (acquifero)

4.70 – 7.50: Sabbie limose sovraconsolidate;

7.50 – 10.00: Sabbie sovraconsolidate con livelli cementati.

S7 (Via degli Stendardi)

0.00 – 0.50: Riporto detritico sabbioso ciottoloso;

0.50 – 1.10: Sabbie detritiche ghiaiose;

1.10 – 3.70: Sabbie da medie a fini, limose, sovraconsolidate;

3.70 – 4.50: Sabbie medie addensate, sature (acquifero);

4.50 – 6.30: Sabbie limose sovraconsolidate;

6.30 – 8.00: Sabbie fini sovraconsolidate con livelletti cementati (spessore centimetrico).

S8 (Via Enrico Toti)

0.00 – 1.00: Terreno di riporto detritico sabbioso ghiaioso;

1.00 – 2.10: Sabbie fini limose, addensate;

2.10 – 3.80: sabbie fini sovraconsolidate;

3.80 – 5.00: Sabbie fini con debole legante carbonatico;

5.00 – 8.00: sabbie fini molto compatte con livelletti cementati.

S1A (Impianto Is Gas)

0.00 – 0.90: Terreno di riporto detritico;

0.90 – 1.70: Argille sabbiose poco addensate, plastiche, umide;

1.70 – 4.60: Argille limose plastiche;

4.60 – 6.50: argille plastiche;

6.50 – 8.50: sabbie grigio verdi sovraconsolidate, molto compatte.

S2A (Via degli Astri)

0.00 – 0.80: riporto detritico ciottoloso in matrice limoso argillosa;

- 0.80 – 1.10: Argilla detritica plastica;
- 1.00 – 1.50: Sabbia argillosa umida;
- 1.50 – 1.80: Argille limose plastiche;
- 1.80 – 3.50: marne argillose molto addensate;
- 3.50 – 6.00: marne molto compatte.

Dall'esame delle stratigrafie dei sondaggi si evince che i terreni interessati dalle opere in progetto saranno rappresentati, per quanto riguarda i sondaggi S1, S2, S6, S7 ed S8, da sedimenti sovraconsolidati riferibili ai termini più antichi dell'area in esame, rappresentati dalla formazione basale delle Arenarie di Pirri, costituita prevalentemente sabbie e limi molto addensati e spesso irrigiditi da livelli cementati. Nell'area sono rappresentate da sabbie più o meno limose dal tipico colore grigio – verde, da addensate fino a molto addensate, localmente ricche di noduli e concrezioni di carbonato di calcio; sono altresì presenti, intercalati nelle sabbie, strati di arenaria lapidea di spessore per lo più centimetrico.

A partire dal sondaggio S3 e proseguendo fino allo sbocco sul canale di Terramaini, i terreni di sedime delle opere in progetto sono rappresentati da termini contenenti una maggiore frazione argillosa che diventa preponderante in corrispondenza dei sondaggi S5, S2A ed S1A.

Questi ultimi sono caratterizzati da terreni di copertura poco addensati e plastici, al di sotto dei quali si rinvencono argille e marne argillose consistenti.

Per quanto concerne la caratterizzazione geotecnica dei materiali e la classificazione delle terre HRB-AASHTO, sono state realizzate le seguenti prove su campioni ritenuti rappresentativi dei terreni oggetto di scavo:

sondaggio	Profondità campione (m)	Class. CNR-UNI 10006	Indice Plastico	Parametri geotecnici
S1	2.00 – 2.40	A6	12	$\phi = 27,1^\circ$; $c = 24,1$ kPa; $\gamma = 1931$ Kg/m ³
S2	2.70 – 3.00	A4	9	$\phi = 31,2^\circ$; $c = 23,1$ kPa; $\gamma = 1768$ Kg/m ³
S3	2.80 – 3.15	A4	7	$\phi = 31,3^\circ$; $c = 23,6$ kPa; $\gamma = 1959$ Kg/m ³
S4	3.00 – 3.40	A7-6	21	$\phi = 26,9^\circ$; $c = 33,8$ kPa; $\gamma = 1841$ Kg/m ³
S5	4.20 – 4.60	A7-6	33	$\phi = 27,6^\circ$; $c = 34,2$ kPa; $\gamma = 2005$ Kg/m ³
S6	2.70 – 3.00	A2-4	8	$\phi = 30,8^\circ$; $c = 32,7$ kPa; $\gamma = 1969$ Kg/m ³
S8	3.50 – 3.80	A4	9	$\phi = 33,5^\circ$; $c = 26,3$ kPa; $\gamma = 1768$ Kg/m ³

6. Caratterizzazione sismica

La presente trattazione è basata sull'approccio semplificato impostato sulla classificazione del sottosuolo e l'individuazione, mediante apposite tabelle fornite dalla normativa, del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S , del coefficiente di amplificazione topografica S_T nonché del coefficiente C_C che modifica il periodo T_C e di conseguenza gli altri periodi notevoli dello spettro (NTC 2018, §3.2.2-3).

Le NTC 2018 stabiliscono i criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche aggiornando le precedenti norme tecniche per le costruzioni nelle medesime zone.

L'art. 2 dell'Ordinanza OPCM 3274 del 2003 ha altresì previsto che siano le Regioni, sulla base dei Criteri generali indicati dallo Stato ad individuare, a formare ed aggiornare l'elenco delle zone sismiche.

Dal 2003, con l'applicazione della normativa antisismica nell'ambito della progettazione ("Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di norme tecniche per le costruzioni in zona sismica", Allegato I, Tabella A), tutta l'Italia, compresa quindi la Sardegna, è considerata sismica e suddivisa in 4 zone alle quali si applicano norme tecniche differenziate.

Anche la Regione Sardegna ha recepito in via transitoria la zonizzazione del territorio regionale con D.G.R. 30/03/2004 n. 15/31 "Disposizioni preliminari in attuazione dell'Ordinanza PCM n.3274 del 20/03/2003 (pubblicata sul B.U.R.A.S. n. 23 del 21/08/2004).

Così come nella passata, anche nella più recente Ordinanza PCM n.3519 del 28/04/2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone", il territorio regionale della Sardegna viene interamente classificato in Zona sismica 4, ovvero quella meno pericolosa cui corrisponde una normativa antisismica meno severa, e attraverso la quale è assegnato al parametro a_g (corrispondente all'accelerazione orizzontale di picco con probabilità di superamento del 10% in 50 anni) un valore convenzionale di 0,05 g, da adottare nella progettazione.

In base alla localizzazione dell'area in esame i parametri da utilizzare nelle verifiche sono i seguenti (parametri sismici su sito di riferimento):

S.L. Stato limite	TR [anni] ritorno	Tempo	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0		0,02	2,61	0,27
S.L.D.	50,0		0,02	2,67	0,3
S.L.V.	475,0		0,05	2,88	0,34
S.L.C.	975,0		0,06	2,98	0,37

Dove:

Gli Stati limite di esercizio sono dati da:

Stato Limite di Operatività (SLO)

Stato Limite di Danno (SLD)

e gli Stati limite ultimi sono:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle

azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Sismicità storica

La caratterizzazione della sismicità del territorio richiede, in primo luogo, una approfondita e dettagliata valutazione della storia sismica, definita attraverso l'analisi di evidenze storiche e dati strumentali riportati nei cataloghi ufficiali.

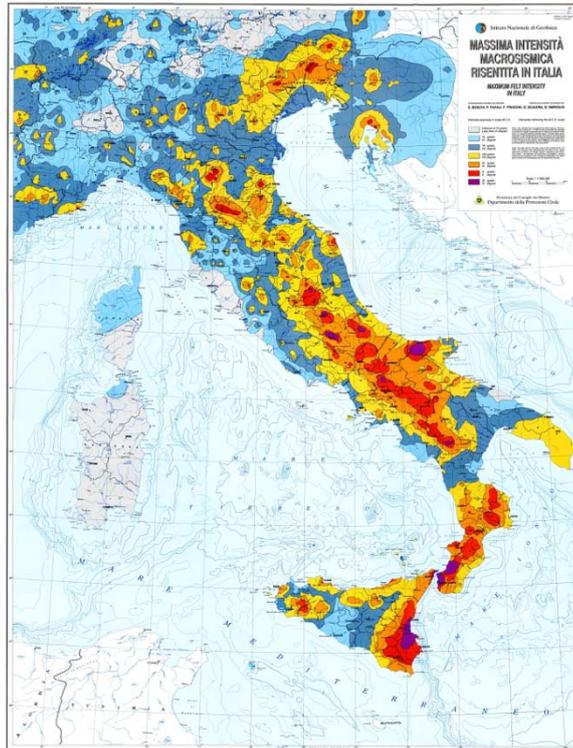
La sismicità storica dell'area di interesse è stata analizzata consultando i cataloghi più aggiornati reperibili all'interno della letteratura scientifica di settore.

Attualmente la sismicità storica viene definita sulla base della distribuzione geografica dei terremoti, della loro frequenza, intensità, energia, natura, e della loro correlazione con gli elementi geologici.

La ricostruzione su base storica della sismicità del territorio Sardo, dove gli eventi tettonici si sono susseguiti su scale di tempo molto più dilatate rispetto ad altre zone d'Italia o del Mediterraneo, si mostra particolarmente complessa; a ciò si lega la carenza di fonti documentali.

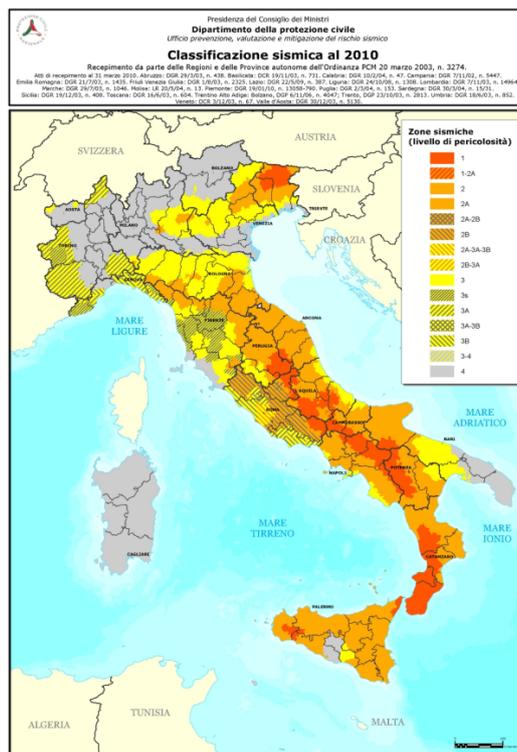
La cartografia prodotta dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT) nel 1996, sulla base degli eventi sismici descritti nei cataloghi nazionali mostra parte della Sardegna settentrionale come soggetta a scosse del V grado M.C.S. con tempi di ritorno $T=475$ anni.

Anche nella carta della "Massima intensità macrosismica risentita in Italia" del 1995 viene indicata parte della Gallura settentrionale come soggetta ad eventi sismici passati del VI grado M.C.S.



Carta dell'intensità macrosismica GNNDT 1996

Come detto, in tempi più recenti, sia con l'emanazione dell'O.P.C.M. 3274, che con il D.M. 14 gennaio 2008, la Sardegna viene, nella sua totalità classificata in zona 4, pur non essendo presenti studi specifici sul picco di accelerazione PGA atteso.

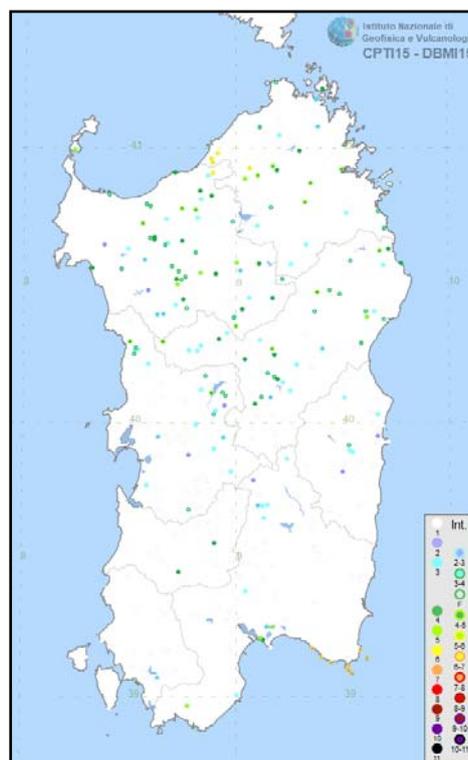


In tempi più recenti la disponibilità di fonti storiche di vario tipo permette la ricostruzione di una cronistoria di una serie di eventi sismici.

Allo stato attuale per lo studio della sismicità storica ci si avvale anche dei seguenti database:

- 1) Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani 2015 (CPTI15), redatto dal Gruppo di lavoro CPTI 2015 dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Questo catalogo riporta dati parametrici omogenei, sia macrosismici che strumentali, relativi ai terremoti con intensità massima (I_{max}) ≥ 5 o con magnitudo (M_w) ≥ 4.0 d'interesse relativi al territorio italiano (Fonte: Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli, B., Gasperini P., 2019. Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI15), versione 2.0. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia <https://doi.org/10.13127/CPTI/CPTI15.2>).
- 2) DataBase Macrosismico Italiano 2015 (DBMI15), realizzato dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Questo catalogo riporta un set omogeneo di dati di intensità macrosismiche provenienti da diverse fonti e relativo ai terremoti con intensità massima (I_{max}) ≥ 5 avvenuti nel territorio nazionale e in alcuni paesi confinanti (Francia, Svizzera, Austria, Slovenia e Croazia).

La finestra cronologica coperta dal catalogo CPTI15 e dal database DBMI15 va dall'anno 1000 d.C. circa a tutto il 2014 d.C., ed offre per ogni terremoto una stima il più possibile omogenea della localizzazione epicentrale (Latitudine, Longitudine), dei valori di Intensità massima, della magnitudo momento e della magnitudo calcolata dalle onde superficiali.



In Figura è mostrata una mappa delle localizzazioni dei terremoti storici presenti nel catalogo CPTI15 relativi alla regione Sardegna e altri noti da studi storici locali.

In generale, dalla consultazione di questo catalogo si evidenzia che l'area interessata dal progetto presenta una sismicità storica molto bassa. Il catalogo CPTI15 riporta solo due eventi di magnitudo $\leq 5M_w$ (1924 e 1948). In occasione dell'evento del 1948 sono state osservate intensità pari a 6MCS in alcune località della Sardegna Nord-Occidentale.

I terremoti più recenti (avvenuti nel 2000, 2004 e 2006), tutti di $M_w < 5$ e localizzati in mare, hanno prodotto in terraferma effetti di modesta intensità.

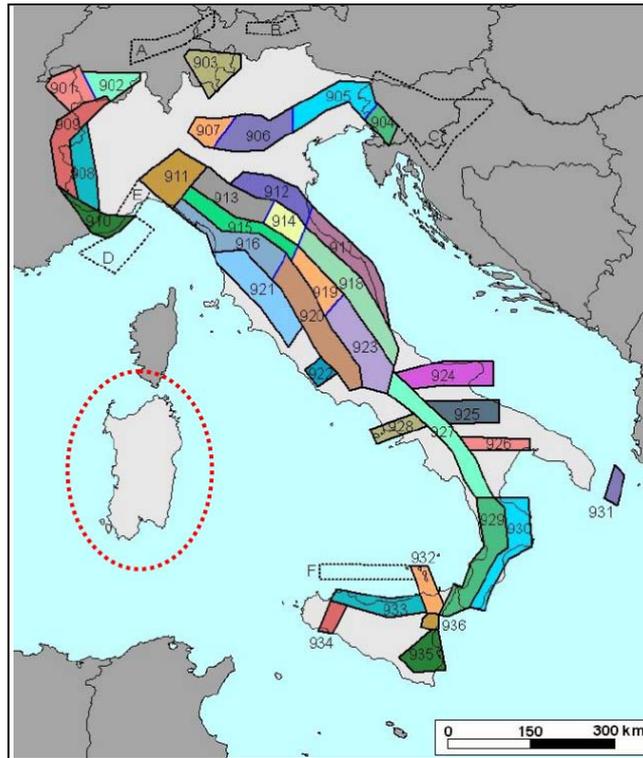
In conclusione, la distribuzione dei terremoti storici nell'area di interesse, dimostra che la zona in studio è caratterizzata da un livello di sismicità molto basso, sia dal punto di vista della frequenza di eventi, che dei valori di magnitudo.

Caratterizzazione sismogenetica

La caratterizzazione sismogenetica dell'area in studio è stata elaborata considerando la recente Zonazione Sismogenetica, denominata ZS9, prodotta dall' INGV (Meletti C. e Valensise G., 2004).

Questa zonazione è considerata, nella recente letteratura scientifica, il lavoro più completo e aggiornato a livello nazionale.

Dall'analisi dei risultati riportati nella ZS9 si può evidenziare che la Sardegna non è caratterizzata da nessuna area sorgente di particolare rilievo.



Mappa della Zonizzazione Sismogenetica ZS9 dell'Italia

Pericolosità sismica di base

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) già con il D.M. 14/01/2008, recentemente sostituito dal DM del 15/01/2018, introducevano il concetto di pericolosità sismica di base riferito a un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

La “pericolosità sismica di base”, nel seguito chiamata semplicemente pericolosità sismica, costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche da applicare alle costruzioni.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica del territorio nazionale è definita su un reticolo di riferimento e per diversi intervalli di tempo (periodo di ritorno).

Nel reticolo di riferimento delle NTC 2018 si suddivide l’intero territorio italiano in maglie elementari di circa 10x10 km, per un totale di 10751 nodi, individuati dalle relative coordinate geografiche. Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno (T_r) considerati dalla pericolosità sismica, sono forniti tre parametri per la definizione dell’azione sismica di progetto:

- a_g accelerazione orizzontale massima attesa al bedrock con superficie topografica orizzontale (espressa in $g/10$);

- Fo valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- Tc* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (espresso in s).

Le accelerazioni orizzontali massime attese al bedrock (a_g) non sono più valutate genericamente sulla base dell'area di appartenenza, ma sono calcolate in funzione dell'effettiva posizione geografica del sito ove sarà realizzata l'opera.

In particolare la classificazione sismica del territorio nazionale è articolata in 4 zone a diverso grado di sismicità espresso dal parametro a_g = accelerazione orizzontale massima convenzionale su suolo di categoria A. La Sardegna è inserita nella categoria 4.

I valori convenzionali di a_g espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale, sono riferiti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni ed assumono i valori riportati nella tabella sottostante.

Zona	Valore di a_g
1	0.35 g
2	0.25g
3	0.15g
4	0.05g

Periodo di riferimento per l'azione sismica:

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 2.4.1 – Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

Classe II: Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari.

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

La tipologia di costruzione secondo quanto disposto dalle NTC2018 al par.2.4 ha vita nominale pari a 50 anni e appartiene alla classe d'uso II; si avrà pertanto

$$V_R = 50 \text{ anni.}$$

Le probabilità di superamento di un valore di accelerazione orizzontale (P_{vr}) nel periodo di riferimento dell'opera (V_r) sono funzione dell'importanza dell'opera e dello stato limite considerato.

	Prob. superamento [%]	Tr [anni]	a_g [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	45	0,022	2,658	0,291
Danno (SLD)	63	75	0,028	2,704	0,303
Salvaguardia della vita (SLV)	10	712	0,056	2,936	0,358
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	1462	0,066	3,027	0,384

La sismicità della regione Sardegna risulta molto bassa, e sia i dati storici che quelli strumentali non evidenziano criticità nella pericolosità sismica di base, pertanto, nelle NTC 2018 (cfr. Allegato B, Tabella 2) si ritiene ragionevole assumere per l'intera isola un valore uniforme di accelerazione orizzontale massima al bedrock (a_g).

Categoria del sottosuolo

La normativa sismica vigente evidenzia, per il calcolo delle azioni sismiche di progetto e la valutazione dell'amplificazione del moto sismico, come i diversi profili stratigrafici del sottosuolo, in base alle loro caratteristiche di spessore e di rigidità sismica (prodotto della densità per la velocità delle onde sismiche trasversali), possono amplificare il moto sismico in superficie rispetto a quello indotto alla loro base; il fattore moltiplicativo delle azioni sismiche

orizzontali di progetto dipende cioè dalla natura, dallo spessore e soprattutto dalla velocità di propagazione delle onde di taglio V_s all'interno delle coperture.

Essendo le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s .

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

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

con:

h_i spessore dell' i -esimo strato;

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

N numero di strati;

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

Il profilo sismico di riferimento è stato ricavato attraverso la realizzazione di due prove geofisiche tipo Masw, delle quali si allega il report completo.

L'analisi del profilo sismico per il calcolo delle V_s equivalenti è stata effettuata utilizzando un modello semplificato composto da 4 e 5 sismostrati.

MASW 1						
Strati	Spessore strato (m)	γ (kN/m ³)	V_s (m/s)	R (kPa)	F (Hz)	T (s)
A	3.7	18.0	304	5458	281	0.049
B	6.3	18.7	357	6673	562	0.071
C	8.7	21.0	572	12029	1244	0.061
D	11.3	21.8	665	14521	1879	0.068

Masw 1: profili di V_s misurati

MASW 2						
Strati	Spessore strato (m)	γ (kN/m ³)	Vs (m/s)	R (kPa)	F (Hz)	T (s)
A	1.9	17.4	266	4619	126	0.029
B	2.5	16.2	201	3254	126	0.050
C	2.9	22.1	697	15400	505	0.017
D	3.4	23.3	863	20113	734	0.016
E	19.3	24.0	976	23457	4709	0.079

Masw 2: profili di Vs misurati

L'esame del profilo delle Vs evidenzia nel caso della prova n. 2 un sismostrato caratterizzato da $V_s > 800$ m/s; ciò consente la valutazione della V_{seq} risultante secondo il metodo precedentemente descritto.

Il profilo della prova Masw n. 1 non evidenzia invece un sismo strato in cui $V_s > 800$ m/s, motivo per cui la definizione della Vs equivalente si basa sul calcolo della V_{s30} .

Sulla base della stratigrafia ottenuta i valori di V_{seq} risulta riassunta nella tabella seguente

Vseq calcolate dal piano di campagna		
	Masw 1	Masw 2
Vseq	484 m/s	307 m/s
Categoria	B	C

Sulla base di tale dato è possibile classificare i terreni di fondazione come categorie B, in corrispondenza dei depositi sabbiosi limosi sovraconsolidati e C in corrispondenza dei terreni caratterizzati dalla presenza nei livelli più superficiali, di materiali argillosi meno consistenti, quali quelli osservati nelle sezioni prossime all'arrivo al canale di Terramaini.

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

Tabella 3.2.II. Categorie di sottosuolo (Fonte ntc 2018)

Amplificazione stratigrafica

Come detto, nel caso di stratigrafie chiaramente riconducibili alle definizioni fornite dalle norma, si può seguire un approccio semplificato mediante l'utilizzo del coefficiente di amplificazione $S = S_S \cdot S_T$; dove S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica S_T = coefficiente di amplificazione topografica.

Ai sensi delle NTC 2018, per i sottosuoli di categoria A i coefficienti S_S e C_C valgono 1; per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.IV, nelle quali $g=9,81 \text{ m/s}^2$ è l'accelerazione di gravità e T_C^* è espresso in secondi.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Le condizioni topografiche sono invece valutabili attraverso l'utilizzo della tabella 3.2.IV, valida per configurazioni superficiali semplici.

<i>Categoria</i>	<i>Caratteristiche della superficie topografica</i>
T1	Superficie pianeggiante. Pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $>15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ = i = 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $> 30^\circ$

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

L'area di intervento può pertanto essere ricompresa nella categoria topografica T1.

Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.V, in funzione delle categorie topografiche definite nel § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Stabilità nei confronti della liquefazione

La liquefazione dei terreni rappresenta un fenomeno associato alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione. Secondo il paragrafo 7.11.3.4.2 (Esclusione della verifica a liquefazione) la verifica a liquefazione può essere omessa nel caso in cui ricorra una delle condizioni per le quali i terreni non risultano suscettibili di liquefazione; nel caso in esame le accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) risultano essere minori di 0,1g.

7. Verifica della capacità portante dei terreni

Ai fini della determinazione della portanza dei terreni viene proposta la verifica di stabilità riferita ai manufatti principali in progetto. Tale verifica è stata condotta con l'utilizzo della formula di Brich-Hansen, attraverso l'utilizzo del software di calcolo Loadcap della Geostru.

Secondo il metodo di Brich-Hansen (EC 7 – EC 8), affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

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

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

Dove:

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

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ Per fondazioni quadrate o circolari.

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

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

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

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

Dove:

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

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

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

Fattori di forma

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

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

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

$s_\gamma = 0,7$ per forma quadrata o circolare

$s_c = (s_q \cdot N_q - 1)/(N_q - 1)$ per forma rettangolare, quadrata o circolare.

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

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

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

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

Dove:

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

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

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

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

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

La verifica di stabilità è stata condotta in riferimento alle principali opere in progetto.

POZZETTO SCOLMATORE TRA C 70 E C 70BIS

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	4,1 m
Lunghezza fondazione	4,1 m
Profondità piano di posa	3,76 m
Altezza di incastro	0,5 m
Profondità falda	5,0

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,008
Effetto sismico secondo	NTC 2018

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m ³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm ²]	Coesione non drenata [Kg/cm ²]	Modulo Elastico [Kg/cm ²]	Modulo Edometrico [Kg/cm ²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
0,7	1700,0	1800,0	20,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	riporto
0,9	1700,0	1800,0	27,0	0,32	0,0	0,0	50,0	0,0	0,0	0,0	argille limose
3,4	1950,0	2050,0	31,3	0,24	0,0	0,0	300,0	0,0	0,0	0,0	sabbie argillose
3,0	1950,0	2050,0	31,3	0,24	0,0	0,0	400,0	0,0	0,0	0,0	sabbie

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	2,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	SISMA	2,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	1,95	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	2,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione e Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coeff. Rid. Capacità portante verticale	Coeff. Rid. Capacità portante orizzontale

						e			e
1	No	1	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	1	1,8	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1	1

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

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	20,87 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	9,07 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	2,4 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	8,7
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 8,35 Kg/cm³

A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,21
Fattore [Nc]	41,46
Fattore [Ng]	24,6
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	20,87 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	9,07 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	21,36
Fattore [Nc]	33,48
Fattore [Ng]	24,76
Fattore forma [Sc]	1,55
Fattore profondità [Dc]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,52
Fattore profondità [Dq]	1,26
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0

Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	26,08 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	11,34 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

SISMA

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,21
Fattore [Nc]	41,46
Fattore [Ng]	24,6
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	20,87 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	11,6 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	21,36
Fattore [Nc]	33,48
Fattore [Ng]	24,76
Fattore forma [Sc]	1,55
Fattore profondità [Dc]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,52
Fattore profondità [Dq]	1,26
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7

Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	26,08 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	14,49 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	1,95 Kg/cm ²
Cedimento totale	0,898 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
3	4,38	0,814	1,234	Edometrico	0,3824	--	0,3824
4	6,5	1,092	0,688	Edometrico	0,5161	--	0,5161

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO

Per definizione il coefficiente di sottofondo è:

$$K = P / S \text{ (Kg/cm}^3\text{)}$$

Dove: P = pressione di contatto fondazione-terreno

 S = cedimento corrispondente alla pressione P

Il coefficiente relativo alle verifiche condotte risulta pari a 1,99 Kg/cm³.

POZZETTO DI COLLEGAMENTO E SALTO TRA C 70bis E COLLETTORE ESISTENTE VIA GUTTUSO

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	3,2 m
Lunghezza fondazione	3,2 m
Profondità piano di posa	4,95 m
Altezza di incastro	0,5 m
Profondità falda	5,0

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,008
Effetto sismico secondo	NTC 2018

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m ³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/c m ²]	Coesione non drenata [Kg/c m ²]	Modulo Elastico [Kg/c m ²]	Modulo Edometrico [Kg/c m ²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
0,7	1700,0	1800,0	20,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	riporto
0,9	1700,0	1800,0	27,0	0,32	0,0	0,0	50,0	0,0	0,0	0,0	argille limose
3,4	1950,0	2050,0	31,3	0,24	0,0	0,0	300,0	0,0	0,0	0,0	sabbie argillose
3,0	1950,0	2050,0	31,3	0,24	0,0	0,0	400,0	0,0	0,0	0,0	e sabbie

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+ R3	3,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	SISMA	3,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	2,33	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	3,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione	Tangente	Coesione	Coesione	Peso	Peso unità	Coef. Rid.	Coef. Rid.
----	------------	----------	----------	----------	------	------------	------------	------------

	e Sismica	angolo di resistenza al taglio	efficace	non drenata	Unità volume in fondazioni	volume copertura	Capacità portante verticale	Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	1,8	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

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

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	17,27 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	7,51 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	3,7 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	4,67
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 6,91 Kg/cm³

A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,21
Fattore [Nc]	41,46
Fattore [Ng]	24,6
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	17,27 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	7,51 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	21,36
Fattore [Nc]	33,48
Fattore [Ng]	24,76
Fattore forma [Sc]	1,55
Fattore profondità [Dc]	1,29
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,52

Fattore profondità [Dq]	1,28
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	23,92 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	10,4 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

SISMA

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,21
Fattore [Nc]	41,46
Fattore [Ng]	24,6
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	17,27 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	9,6 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	21,36
Fattore [Nc]	33,48
Fattore [Ng]	24,76
Fattore forma [Sc]	1,55
Fattore profondità [Dc]	1,29
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,52
Fattore profondità [Dq]	1,28
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0

Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	23,92 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	13,29 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	2,33 Kg/cm ²
Distanza	0,00 m
Angolo	0,00 °
Cedimento totale	0,778 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione;
Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
3	4,975	0,93	1,405	Edometrico	0,0234	--	0,0234
4	6,5	1,092	1,006	Edometrico	0,7546	--	0,7546

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO

Per definizione il coefficiente di sottofondo è:

$$K = P / S \text{ (Kg/cm}^3\text{)}$$

Dove: P = pressione di contatto fondazione-terreno

 S = cedimento corrispondente alla pressione P

Il coefficiente relativo alle verifiche condotte risulta pari a 2,99 Kg/cm³.

MANUFATTO DI ATTRAVERSAMENTO VIA CARACALLA

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	7,75 m
Lunghezza fondazione	23,3 m
Profondità piano di posa	4,2 m
Altezza di incastro	0,5 m
Profondità falda	3,0

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,008
Effetto sismico secondo	NTC 2018

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm²]	Coesione non drenata [Kg/cm²]	Modulo Elastico [Kg/cm²]	Modulo Edometrico [Kg/cm²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primari [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
0,9	1600,0	1700,0	25,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	riporto
2,4	1700,0	1800,0	21,6	0,32	0,0	0,0	50,0	0,0	0,0	0,0	argille limose
0,7	1700,0	1800,0	27,0	0,32	0,0	0,0	100,0	0,0	0,0	0,0	sabbie argillose
1,5	2000,0	2000,0	27,6	0,34	0,0	0,0	50,0	0,0	0,0	0,0	argille
2,5	2000,0	2000,0	27,6	0,34	0,0	0,0	100,0	0,0	0,0	0,0	argille

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	1,66	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	SISMA	1,66	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	1,24	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	1,66	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzion	Tangente	Coesione	Coesione	Peso	Peso unità	Coef. Rid.	Coef.Rid.
----	-----------	----------	----------	----------	------	------------	------------	-----------

	e Sismica	angolo di resistenza al taglio	efficace	non drenata	Unità volume in fondazioni	volume copertura	Capacità portante verticale	Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	1,8	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

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

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	16,58 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	7,21 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	1,66 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	9,99
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 6,63 Kg/cm³

A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	17,01
Fattore [Nc]	30,63
Fattore [Ng]	14,33
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	16,58 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	7,21 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,09
Fattore [Nc]	25,04
Fattore [Ng]	13,69
Fattore forma [Sc]	1,17
Fattore profondità [Dc]	1,18
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,15

Fattore profondità [Dq]	1,16
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,9
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	17,12 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	7,44 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

SISMA

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	17,01
Fattore [Nc]	30,63
Fattore [Ng]	14,33
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	16,58 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	9,21 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,09
Fattore [Nc]	25,04
Fattore [Ng]	13,69
Fattore forma [Sc]	1,17
Fattore profondità [Dc]	1,18
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,15
Fattore profondità [Dq]	1,16
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0

Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,9
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	17,12 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	9,51 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	1,34 Kg/cm ²
Distanza	0,00 m
Angolo	0,00 °
Cedimento totale	3,618 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione;
Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
4	4,85	0,666	0,738	Edometrico	1,9176	--	1,9176
5	6,75	0,856	0,68	Edometrico	1,7004	--	1,7004

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO

Per definizione il coefficiente di sottofondo è:

$$K = P / S \text{ (Kg/cm}^3\text{)}$$

Dove: P = pressione di contatto fondazione-terreno

 S = cedimento corrispondente alla pressione P

Il coefficiente relativo alle verifiche condotte risulta pari a 0,37 Kg/cm³.

POZZETTI DI ISPEZIONE CONDOTTA DN 1600

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	3,1 m
Lunghezza fondazione	3,6 m
Profondità piano di posa	4,29 m
Altezza di incastro	0,6 m
Profondità falda	5,0

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,008
Effetto sismico secondo	NTC 2018

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m ³]	Peso unità di volume saturato [Kg/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/c m ²]	Coesione non drenata [Kg/c m ²]	Modulo Elastico [Kg/c m ²]	Modulo Edometrico [Kg/c m ²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
0,7 0,9	1700,0	1800,0	28,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	riporto
	1700,0	1800,0	21,0	0,32	0,0	0,0	50,0	0,0	0,0	0,0	argille limose
3,4	1950,0	2050,0	31,3	0,24	0,0	0,0	300,0	0,0	0,0	0,0	sabbie argillose
3,0	1950,0	2050,0	31,3	0,24	0,0	0,0	400,0	0,0	0,0	0,0	sabbie

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+ R3	1,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	SISMA	1,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	1,44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	1,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione e Sismica	Tangente angolo di	Coesione efficace	Coesione non	Peso Unità	Peso unità volume	Coef. Rid. Capacità	Coef. Rid. Capacità
----	-------------------------	-----------------------	----------------------	-----------------	---------------	----------------------	------------------------	------------------------

		resistenza al taglio		drenata	volume in fondazioni	copertura	portante verticale	portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	1,8	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

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

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	18,56 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	8,07 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	1,7 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	10,92
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	7,42 Kg/cm ³
---------------------	-------------------------

A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,21
Fattore [Nc]	41,46
Fattore [Ng]	24,6
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	18,56 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	8,07 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	21,36
Fattore [Nc]	33,48
Fattore [Ng]	24,76
Fattore forma [Sc]	1,47
Fattore profondità [Dc]	1,28
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,45
Fattore profondità [Dq]	1,27

Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,74
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	23,81 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	10,35 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

SISMA

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,21
Fattore [Nc]	41,46
Fattore [Ng]	24,6
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	18,56 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	10,31 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	21,36
Fattore [Nc]	33,48
Fattore [Ng]	24,76
Fattore forma [Sc]	1,47
Fattore profondità [Dc]	1,28
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,45
Fattore profondità [Dq]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0

Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,74
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	23,81 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	13,23 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	1,44 Kg/cm ²
Distanza	0,00 m
Angolo	0,00 °
Cedimento totale	0,417 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
3	4,645	0,866	0,639	Edometrico	0,1512	--	0,1512
4	6,5	1,055	0,355	Edometrico	0,266	--	0,266

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO

Per definizione il coefficiente di sottofondo è:

$$K = P / S \text{ (Kg/cm}^3\text{)}$$

Dove: P = pressione di contatto fondazione-terreno

S = cedimento corrispondente alla pressione P

Il coefficiente relativo alle verifiche condotte risulta pari a 3,45 Kg/cm³.

POZZETTI DI ISPEZIONE CONDOTTA DN 1800

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	3,7 m
Lunghezza fondazione	4,6 m
Profondità piano di posa	4,2 m
Altezza di incastro	0,5 m
Profondità falda	3,0

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,008
Effetto sismico secondo	NTC 2018

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m ³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coef. di coesione [Kg/cm ²]	Coef. di coesione non drenata [Kg/cm ²]	Modulo elastico [Kg/cm ²]	Modulo edometrico [Kg/cm ²]	Coef. di Poisson	Coef. di consolidazione primaria [cmq/s]	Coef. di consolidazione secondaria	Descrizione
0,9	1700,0	1800,0	25,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
2,4	1700,0	1800,0	21,6	0,32	0,0	0,0	50,0	0,0	0,0	0,0	argille limose
0,7	1700,0	1800,0	27,0	0,32	0,0	0,0	100,0	0,0	0,0	0,0	sabbie argillose
1,5	2000,0	2000,0	27,6	0,34	0,0	0,0	50,0	0,0	0,0	0,0	argille
2,5	2000,0	2000,0	27,6	0,34	0,0	0,0	100,0	0,0	0,0	0,0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	2,08	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	SISMA	2,08	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	1,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	2,08	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione e Sismica	Tangente angolo di	Coef. di coesione efficace	Coef. di coesione non	Peso Unità	Peso unità volume	Coef. Rid. Capacità	Coef. Rid. Capacità
----	----------------------	--------------------	----------------------------	-----------------------	------------	-------------------	---------------------	---------------------

		resistenza al taglio		drenata	volume in fondazioni	copertura	portante verticale	portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	1,8	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

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

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	13,81 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	6,01 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	2,08 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	6,64
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	5,53 Kg/cm ³
---------------------	-------------------------

A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	17,01
Fattore [Nc]	30,63
Fattore [Ng]	14,33
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	13,81 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	6,01 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,09
Fattore [Nc]	25,04
Fattore [Ng]	13,69
Fattore forma [Sc]	1,4
Fattore profondità [Dc]	1,28
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,37
Fattore profondità [Dq]	1,26

Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,76
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	18,2 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	7,91 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

SISMA

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	17,01
Fattore [Nc]	30,63
Fattore [Ng]	14,33
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	13,81 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	7,67 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,09
Fattore [Nc]	25,04
Fattore [Ng]	13,69
Fattore forma [Sc]	1,4
Fattore profondità [Dc]	1,28
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,37
Fattore profondità [Dq]	1,26
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0

Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,76
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	18,2 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	10,11 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	1,34 Kg/cm ²
Distanza	0,00 m
Angolo	0,00 °
Cedimento totale	2,926 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
4	4,85	0,675	0,714	Edometrico	1,8565	--	1,8565
5	6,75	0,865	0,428	Edometrico	1,0693	--	1,0693

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO

Per definizione il coefficiente di sottofondo è:

$$K = P / S \text{ (Kg/cm}^3\text{)}$$

Dove: P = pressione di contatto fondazione-terreno

 S = cedimento corrispondente alla pressione P

Il coefficiente relativo alle verifiche condotte risulta pari a 0,45 Kg/cm³.

POZZETTI DI ISPEZIONE CONDOTTA DN 2000

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	3,1 m
Lunghezza fondazione	4,4 m
Profondità piano di posa	4,78 m
Altezza di incastro	0,5 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,008
Effetto sismico secondo	NTC 2018

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m ³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/c m ²]	Coesione non drenata [Kg/c m ²]	Modulo Elastico [Kg/c m ²]	Modulo Edometrico [Kg/c m ²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
1,0	1700,0	1700,0	28,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	riporto
1,1	1700,0	1800,0	30,0	0,0	0,0	0,0	50,0	0,0	0,0	0,0	sabbie limose
1,6	1770,0	1800,0	33,5	0,27	0,0	0,0	400,0	0,0	0,0	0,0	sabbie argillose
4,3	1700,0	1800,0	33,5	0,27	0,0	0,0	400,0	0,0	0,0	0,0	sabbie

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	4,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	SISMA	4,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	2,11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	4,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale

					e			e
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	1,8	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

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

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	26,15 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	11,37 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	4,2 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	6,23
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 10,46 Kg/cm³

A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	34,29
Fattore [Nc]	50,3
Fattore [Ng]	34,41
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	26,15 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	11,37 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	27,71
Fattore [Nc]	40,35
Fattore [Ng]	35,35
Fattore forma [Sc]	1,4
Fattore profondità [Dc]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,39
Fattore profondità [Dq]	1,26
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0

Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,79
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	31,8 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	13,82 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

SISMA

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	34,29
Fattore [Nc]	50,3
Fattore [Ng]	34,41
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	26,15 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	14,53 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	27,71
Fattore [Nc]	40,35
Fattore [Ng]	35,35
Fattore forma [Sc]	1,4
Fattore profondità [Dc]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,39
Fattore profondità [Dq]	1,26
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,79

Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	31,8 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	17,66 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	2,11 Kg/cm ²
Distanza	0,00 m
Angolo	0,00 °
Cedimento totale	0,778 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
4	6,39	1,098	0,966	Edometrico	0,7778	--	0,7778

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO

Per definizione il coefficiente di sottofondo è:

$$K = P / S \text{ (Kg/cm}^3\text{)}$$

Dove: P = pressione di contatto fondazione-terreno

S = cedimento corrispondente alla pressione P

Il coefficiente relativo alle verifiche condotte risulta pari a 2,71 Kg/cm³.

POZZETTI DI ISPEZIONE. CONDOTTA DN 2200

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	3,1 m
Lunghezza fondazione	4,8 m
Profondità piano di posa	4,76 m
Altezza di incastro	0,6 m
Profondità falda	5,0

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,008
Effetto sismico secondo	NTC 2018

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m ³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/c m ²]	Coesione non drenata [Kg/c m ²]	Modulo Elastico [Kg/c m ²]	Modulo Edometrico [Kg/c m ²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
0,7	1700,0	1800,0	20,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	riporto
0,9	1700,0	1800,0	27,0	0,32	0,0	0,0	50,0	0,0	0,0	0,0	argille limose
3,4	1950,0	2050,0	31,3	0,24	0,0	0,0	300,0	0,0	0,0	0,0	sabbie argillose
3,0	1950,0	2050,0	31,3	0,24	0,0	0,0	400,0	0,0	0,0	0,0	sabbie

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	4,27	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	SISMA	4,27	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	1,68	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	4,27	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione e Sismica	Tangente angolo di resistenza	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in	Peso unità volume copertura	Coeff. Rid. Capacità portante	Coeff. Rid. Capacità portante
----	----------------------	-------------------------------	-------------------	----------------------	----------------------	-----------------------------	-------------------------------	-------------------------------

		al taglio			fondazion e		verticale	orizzontal e
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	1,8	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

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

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	17,59 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	7,65 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	4,27 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	4,12
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	7,04 Kg/cm ³
---------------------	-------------------------

A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,21
Fattore [Nc]	41,46
Fattore [Ng]	24,6
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	17,59 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	7,65 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	21,36
Fattore [Nc]	33,48
Fattore [Ng]	24,76
Fattore forma [Sc]	1,35
Fattore profondità [Dc]	1,29
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,34
Fattore profondità [Dq]	1,28
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0

Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,81
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	22,03 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	9,58 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

SISMA

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,21
Fattore [Nc]	41,46
Fattore [Ng]	24,6
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	17,59 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	9,77 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	21,36
Fattore [Nc]	33,48
Fattore [Ng]	24,76
Fattore forma [Sc]	1,35
Fattore profondità [Dc]	1,29
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,34
Fattore profondità [Dq]	1,28
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0

Fattore forma [Sg]	0,81
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	22,03 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	12,24 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	1,68 Kg/cm ²
Distanza	0,00 m
Angolo	0,00 °
Cedimento totale	0,496 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
3	4,88	0,912	0,792	Edometrico	0,0633	--	0,0633
4	6,5	1,092	0,577	Edometrico	0,433	--	0,433

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO

Per definizione il coefficiente di sottofondo è:

$$K = P / S \text{ (Kg/cm}^3\text{)}$$

Dove: P = pressione di contatto fondazione-terreno

S = cedimento corrispondente alla pressione P

Il coefficiente relativo alle verifiche condotte risulta pari a 3,39 Kg/cm³.

8. Conclusioni

Il presente lavoro ha consentito di definire i principali caratteri litostratigrafici e geotecnici del settore oggetto di intervento attraverso una ricerca bibliografia preliminare, l'esame di lavori precedentemente realizzati in settori vicini e geologicamente simili e l'esame delle risultanze di una indagine rappresentata da sondaggi a carotaggio continuo e prove in sito e di laboratorio attraverso i quali sono stati acquisiti dati puntuali utili per la definizione delle principali caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche del settore in studio.

Ai fini della verifica della capacità portante dei terreni di fondazione sono stati utilizzati parametri geotecnici ricavati da prove in sito e di laboratorio su campioni prelevati a quota variabile nel corso dei sondaggi.

Data la natura puntuale dei dati in possesso, in corso d'opera si dovrà verificare la rispondenza tra il modello geologico di riferimento assunto in progetto sulla base dei dati puntuali acquisiti e la situazione effettiva, come previsto dalla normativa di settore.

Allegati:

- documentazione fotografica
- stratigrafie dei sondaggi
- certificati prove di laboratorio
- rapporto indagini geofisiche

Sondaggio S1 – Via Stamira. - 12 dicembre 2019



Posizionamento sondaggio S1

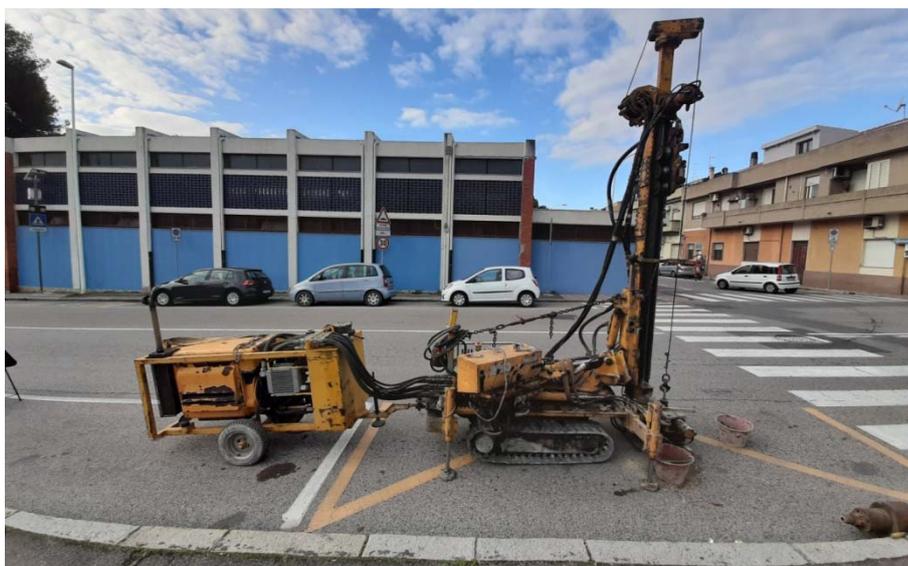


Sondaggio 1 – cassetta 1



Sondaggio 1 – Cassetta 2

Sondaggio 2. – Via Toti – 11 gennaio 2020



Posizionamento sondaggio S2



Sondaggio 2 – cassetta 1



Sondaggio 2 – cassetta 2

Sondaggio S3 – Via Santa Maria Goretti – 13 dicembre 2019



Posizionamento sondaggio S3



Sondaggio 3 – cassetta 1



Sondaggio 3 – cassetta 2

Sondaggio S4 – Via Aligi Sassu –



Posizionamento sondaggio S4



Sondaggio 4 – cassetta 1



Sondaggio 4 – cassetta 2

Sondaggio S5 – Via Caracalla – 16 dicembre 2019



Posizionamento sondaggio S5



Sondaggio 5 – cassetta 1



Sondaggio 5 – cassetta 2

Sondaggio S6 – Via degli Stendardi – 21 gennaio 2020



Posizionamento sondaggio S6



Sondaggio 6 – cassetta 1



Sondaggio 6 – cassetta 2

Sondaggio S7 – Via degli Stendardi –



Posizionamento sondaggio S7



Sondaggio 7 – cassetta 1



Sondaggio 7 – cassetta 2

S8 – Via Toti – 10 gennaio



Posizionamento sondaggio S8



Sondaggio 8 – cassetta 1



Sondaggio 8 – cassetta 2



Esecuzione sondaggio S2A



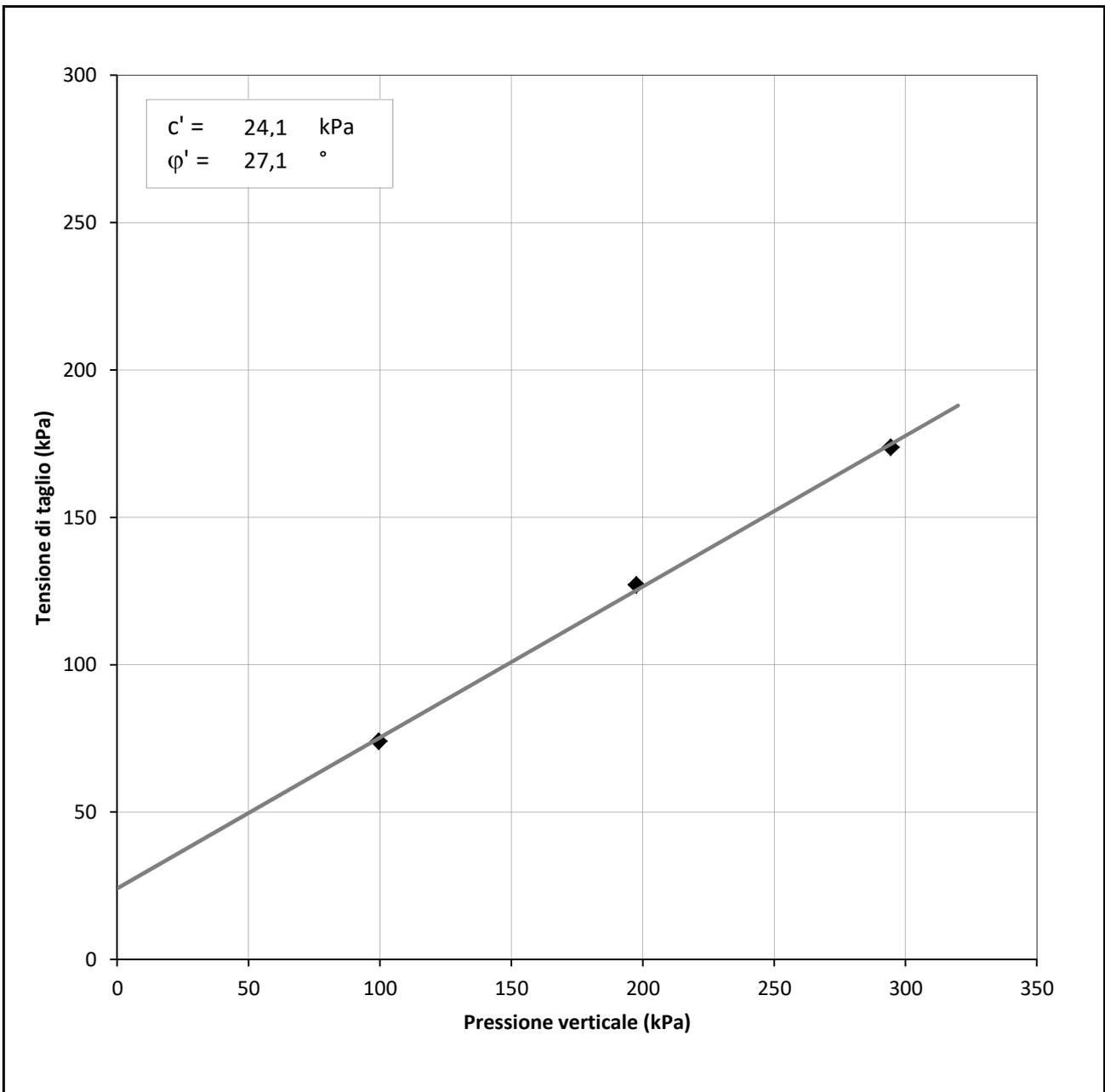
S2A - C1



S2A - C2

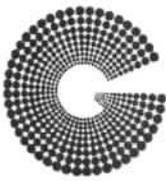
MISURA DELLA RESISTENZA AL TAGLIO MEDIANTE APPARECCHIATURA DI TAGLIO DIRETTO
ASTM D 3080-98
CERTIFICATO DI PROVA - FASE DI TAGLIO

V.D.A. n.	5166-2	DEL	27/01/2020
Committente	Geosarda snc	CERTIFICATO N.	
Cantiere	Pirri		
Campione	S1 (2,00-2,40)m	DEL	



Il Tecnico

Il Direttore



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N. 7617/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N. 54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N. 7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N. 52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02, NDT CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N. IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001:2008

V.D.A. N° 5166-2 DEL 27/01/2020

COMMITTENTE Geosarda snc

CANTIERE Pirri

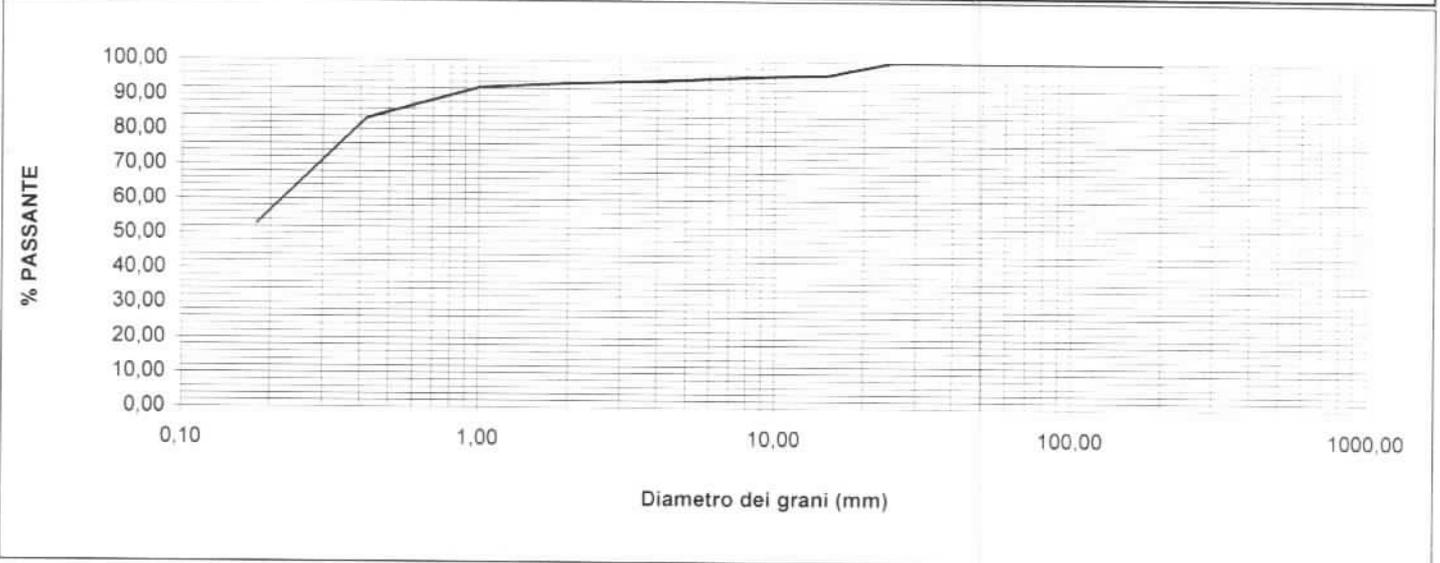
CAMPIONE S1 (2,00-2,40)m

UBICAZIONE Via Stamira

DATA PRELIEVO 12/12/2019 DATA PROVA 30/01/2020

CERTIFICATO N. 039760 DEL 31 GEN. 2020

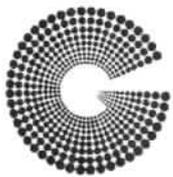
ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA ASTM D 422 / AGI 1994		LIMITI DI ATTERBERG ASTM D 4318	
SETACCI (mm)	PASSANTE %		
200,0	100,00	LIMITE LIQUIDO (%)	29
150,0	100,00	LIMITE PLASTICO (%)	17
125,0	100,00	INDICE PLASTICO	12
100,0	100,00	INDICE DI GRUPPO	2
71,0	100,00	CLASS. UNI-CNR 10006	A6
60,0	100,00		
40,0	100,00		
25,0	100,00		
15,0	96,25		
10,0	95,86		
5,0	94,72		
2,0	93,53		
1,0	92,30		
0,420	83,38		
0,180	52,88		
0,075	42,02		



NOTE: Campione consegnato a cura del Committente.

LO SPERIMENTATORE

IL DIRETTORE
Dott. Geol. Guido Demontis



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7617/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02_NDT_CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N.IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001:2008

V.D.A. N° 5166-2 DEL 27/01/2020
 COMMITTENTE Geosarda snc
 CANTIERE Pirri
 CAMPIONE S1 (2,00-2,40)m
 UBICAZIONE Via Stamira
 DATA PRELIEVO 12/12/2019 DATA PROVA 28/01/2020
 CERTIFICATO N. 039761 DEL 31 GEN. 2020

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

(Apparecchio di Casagrande) ASTM D3080-98

DESCRIZIONE DEL CAMPIONE : Argilla sabbiosa con qualche ciottoli molto addensata
 STATO DEL CAMPIONE Ricostituito al passante 2mm
 POCKET PENETROMETER \ kPa
 VELOCITA'DI PROVA: 0,20 mm/min

CARATTERISTICHE INIZIALI

	N.	1	2	3
Provini				
Altezza	mm	20,50	20,50	20,50
Lato	mm	59,50	59,50	59,50
Umidita' naturale	W %	/	/	/
Umidita' di prova	W %	10,98	10,98	10,98
Massa campione secco	gr	127,85	127,57	126,31
Densità di prova	kg/m ³	1955,2	1950,9	1931,7
Densità secca	kg/m ³	1761,7	1757,9	1740,5

FASE DI CONSOLIDAZIONE

	kPa	98,1	196,1	294,2
Carico verticale				
Altezza dopo consolidazione	mm	19,93	19,23	20,10

FASE DI ROTTURA

	kPa	98,1	196,1	294,2
Carico verticale				
Altezza finale provino	mm	19,49	18,54	19,65
Umidita' di prova finale	W %	16,76	16,76	16,76
Densità umida finale	kg/m ³	2163,5	2269,4	2120,1
Densità secca finale	kg/m ³	1853,0	1943,7	1815,8

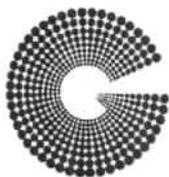
	mm	9,00	9,50	7,98
Scorrimento orizzontale				
Sforzo al taglio (massimo) t	kPa	74,00	127,00	174,00

NOTE: Campione consegnato a cura del Committente

LO SPERIMENTATORE

IL DIRETTORE

Dott. Geol. Guido Demontis



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

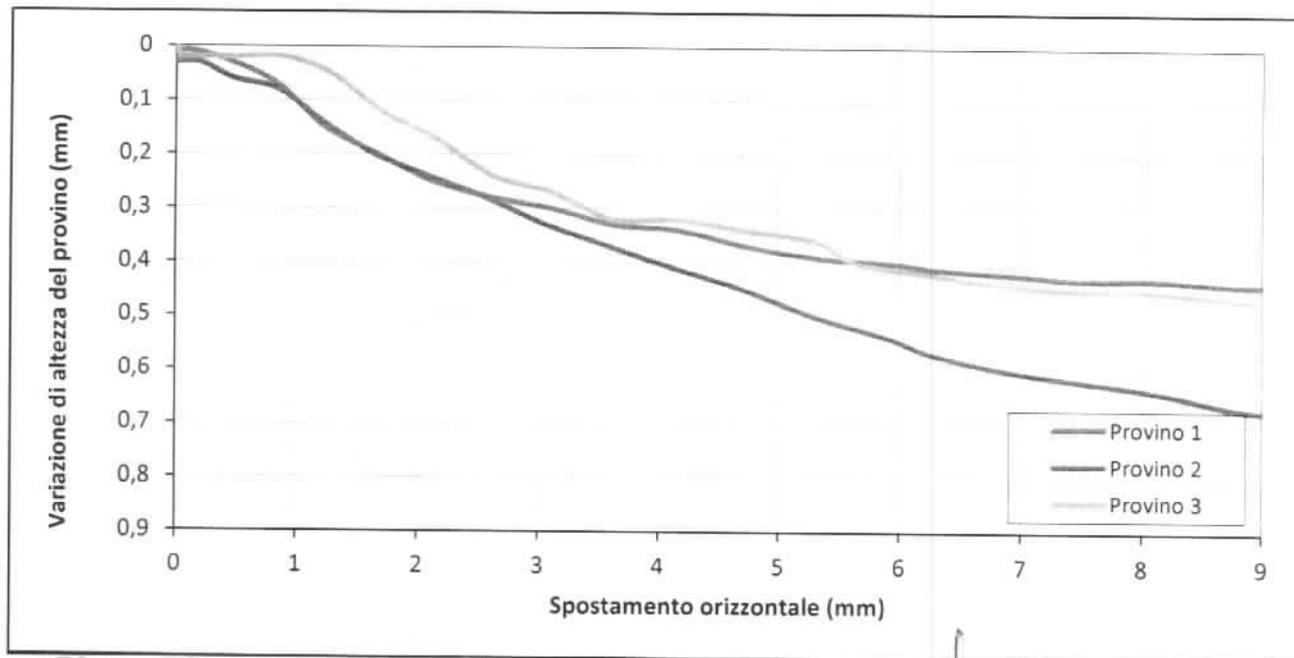
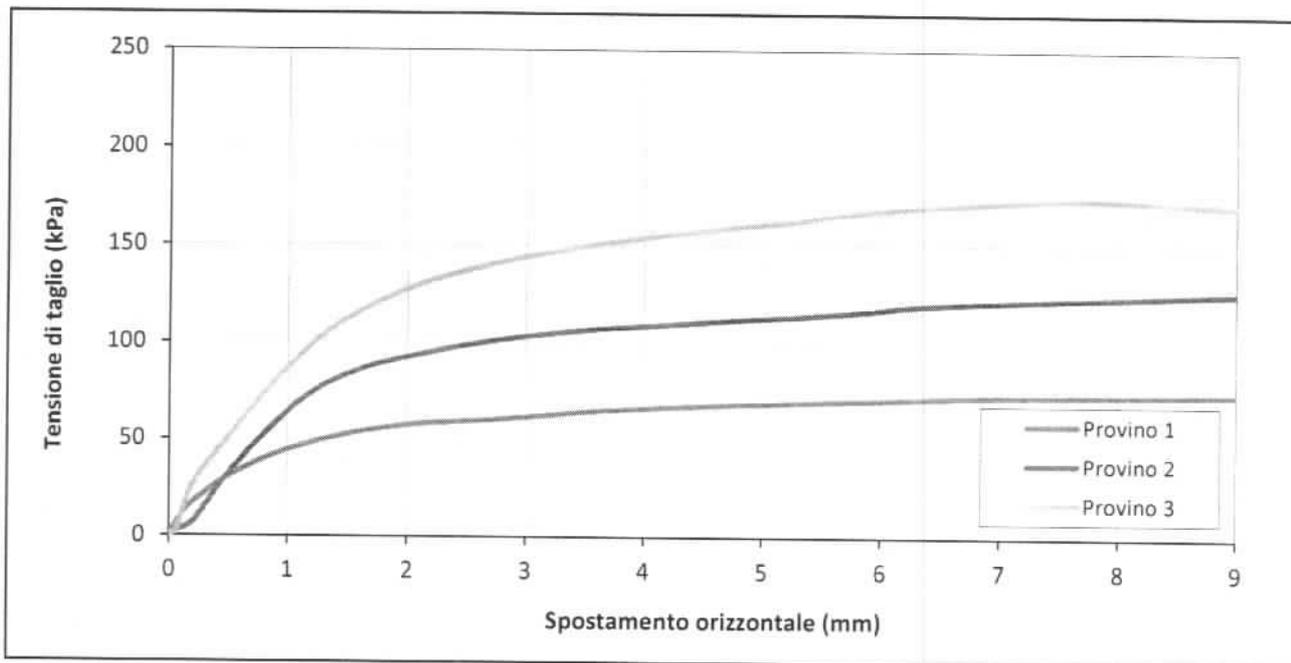
TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7617/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-G-02_NDT_CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N. IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001 2008

MISURA DELLA RESISTENZA AL TAGLIO MEDIANTE APPARECCHIATURA DI TAGLIO DIRETTO ASTM D 3080-98

CERTIFICATO DI PROVA - FASE DI TAGLIO

V.D.A. n.	5166-2	DEL	27/01/2020
Committente	Geosarda snc	CERTIFICATO N.	
Cantiere	Pirri		039761
Campione	S1 (2,00-2,40)m	DEL	31 GEN. 2020

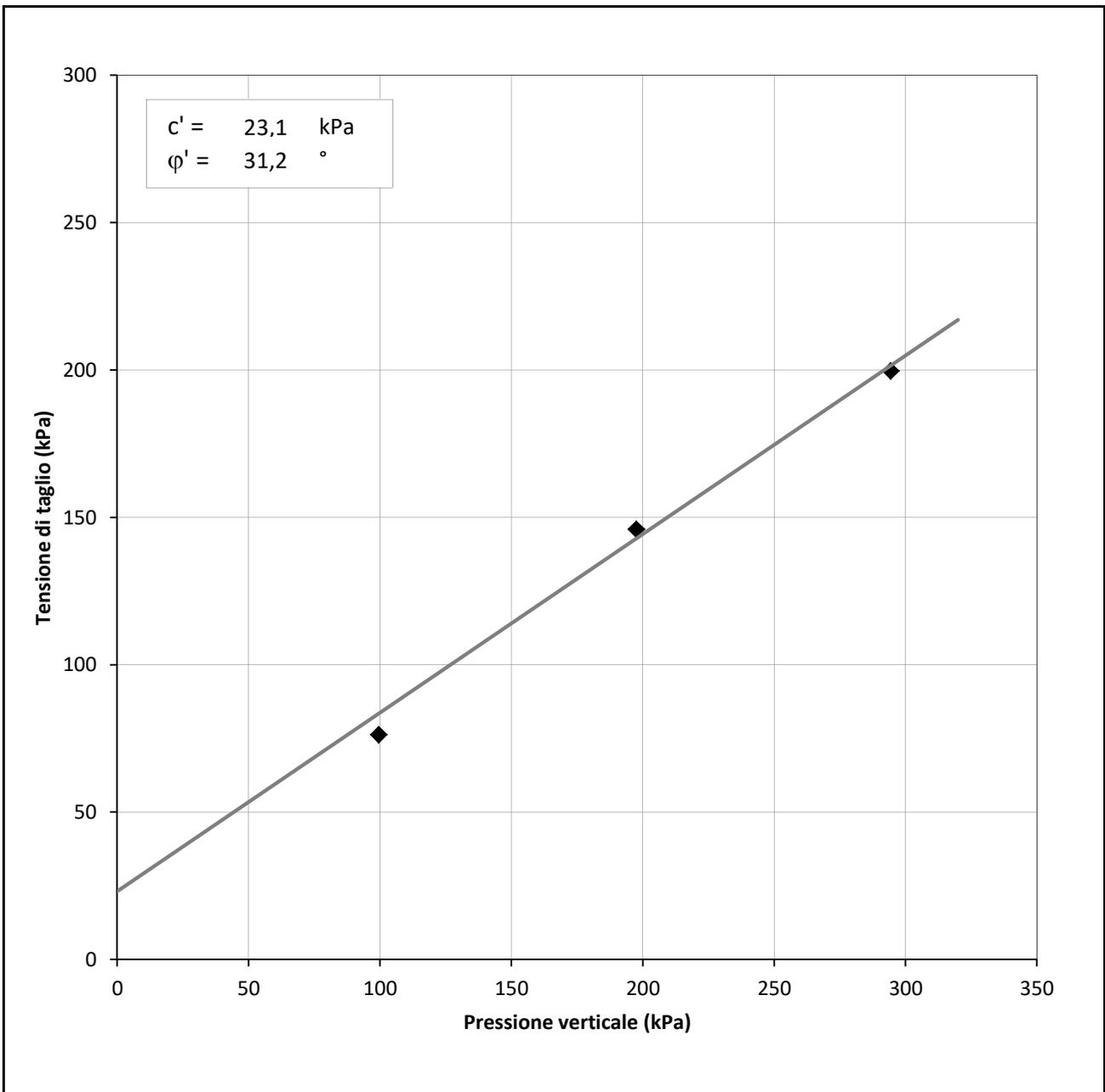


Il Tecnico

Il Direttore

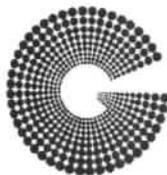
MISURA DELLA RESISTENZA AL TAGLIO MEDIANTE APPARECCHIATURA DI TAGLIO DIRETTO
ASTM D 3080-98
CERTIFICATO DI PROVA - FASE DI TAGLIO

V.D.A. n.	5166-4	DEL	27/01/2020
Committente	Geosarda snc	CERTIFICATO N.	
Cantiere	Pirri		
Campione	S2 (2,70-3,00)m	DEL	



Il Tecnico

Il Direttore



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7617/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02_NDT CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N.IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001 2008

V.D.A. N° 5166-4 DEL 27/01/2020

COMMITTENTE Geosarda snc

CANTIERE Pirri

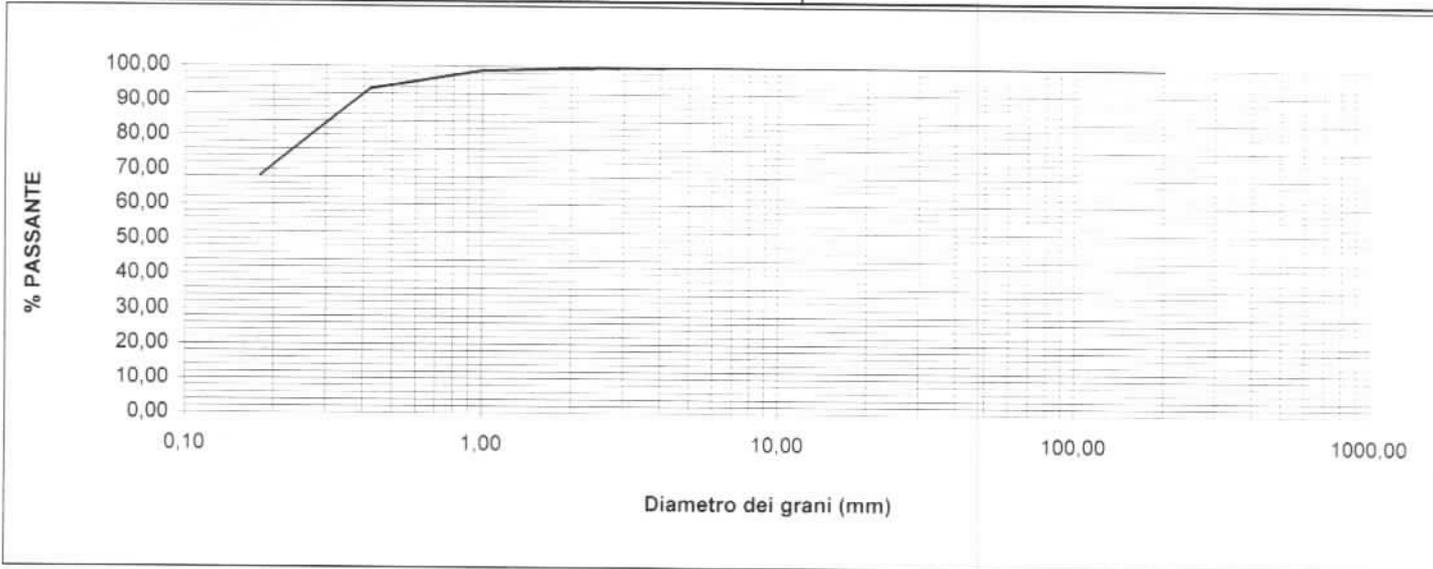
CAMPIONE S2 (2,70-3,00)m

UBICAZIONE Via Toti

DATA PRELIEVO 11/01/2020 DATA PROVA 29/01/2020

CERTIFICATO N. **039764** DEL **31 GEN. 2020**

ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA ASTM D 422 / AGI 1994		LIMITI DI ATTERBERG ASTM D 4318	
SETACCI (mm)	PASSANTE %		
200,0	100,00	LIMITE LIQUIDO (%)	29
150,0	100,00	LIMITE PLASTICO (%)	20
125,0	100,00	INDICE PLASTICO	9
100,0	100,00	INDICE DI GRUPPO	2
71,0	100,00	CLASS. UNI-CNR 10006	A4
60,0	100,00		
40,0	100,00		
25,0	100,00		
15,0	100,00		
10,0	100,00		
5,0	99,94		
2,0	99,41		
1,0	98,81		
0,420	93,50		
0,180	68,29		
0,075	45,53		

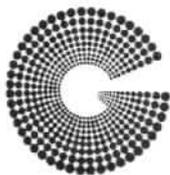


NOTE: Campione consegnato a cura del Committente.

LO SPERIMENTATORE

IL DIRETTORE

Dott. Geol. Guido Demontis



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N. 7617/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N. 54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N. 7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N. 52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02_NDT.CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N.IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001:2008

V.D.A. N° 5166-4 DEL 27/01/2020

COMMITTENTE Geosarda snc

CANTIERE Pirri

CAMPIONE S2 (2,70-3,00)m

UBICAZIONE Via Toti

DATA PRELIEVO 11/01/2020 DATA PROVA 29/01/2020

CERTIFICATO N. **039765** DEL **31 GEN. 2020**

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

(Apparecchio di Casagrande) ASTM D3080-98

DESCRIZIONE DEL CAMPIONE : Sabbia argillosa molto ben addensata

STATO DEL CAMPIONE Ricostituito al passante 2mm

POCKET PENETROMETER \ kPa

VELOCITA' DI PROVA: 0,20 mm/min

CARATTERISTICHE INIZIALI

	N.	1	2	3
Provini				
Altezza	mm	20,50	20,50	20,50
Lato	mm	59,50	59,50	59,50
Umidita' naturale	W %	5,70	5,70	5,70
Umidita' di prova	W %	5,70	5,70	5,70
Massa campione secco	gr	122,10	121,39	122,19
Densità naturale	kg/m ³	1778,4	1768,1	1779,7
Densità secca	kg/m ³	1682,6	1672,8	1683,7

FASE DI CONSOLIDAZIONE

	kPa	98,1	196,1	294,2
Carico verticale				
Altezza dopo consolidazione	mm	19,70	19,34	19,10

FASE DI ROTTURA

	kPa	98,1	196,1	294,2
Carico verticale				
Altezza finale provino	mm	19,08	18,40	18,25
Umidita' di prova finale	W %	16,53	16,53	16,53
Densità umida finale	kg/m ³	2106,7	2171,8	2204,0
Densità secca finale	kg/m ³	1807,8	1863,7	1891,3

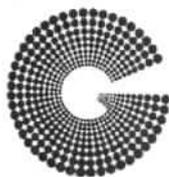
	mm	8,18	8,12	7,60
Scorrimento orizzontale				
Sforzo al taglio (massimo) t	kPa	76,00	146,00	200,00

NOTE: Campione consegnato a cura del Committente

LO SPERIMENTATORE

IL DIRETTORE

Dott. Geol. Guido Demontis



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

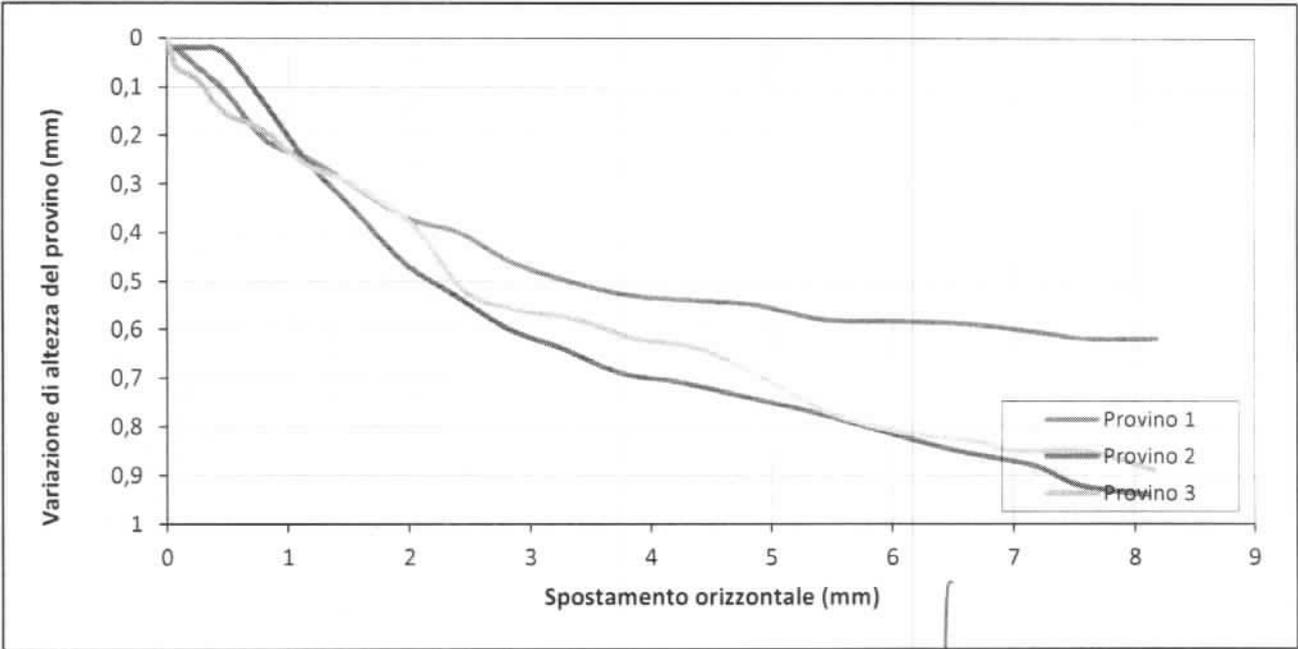
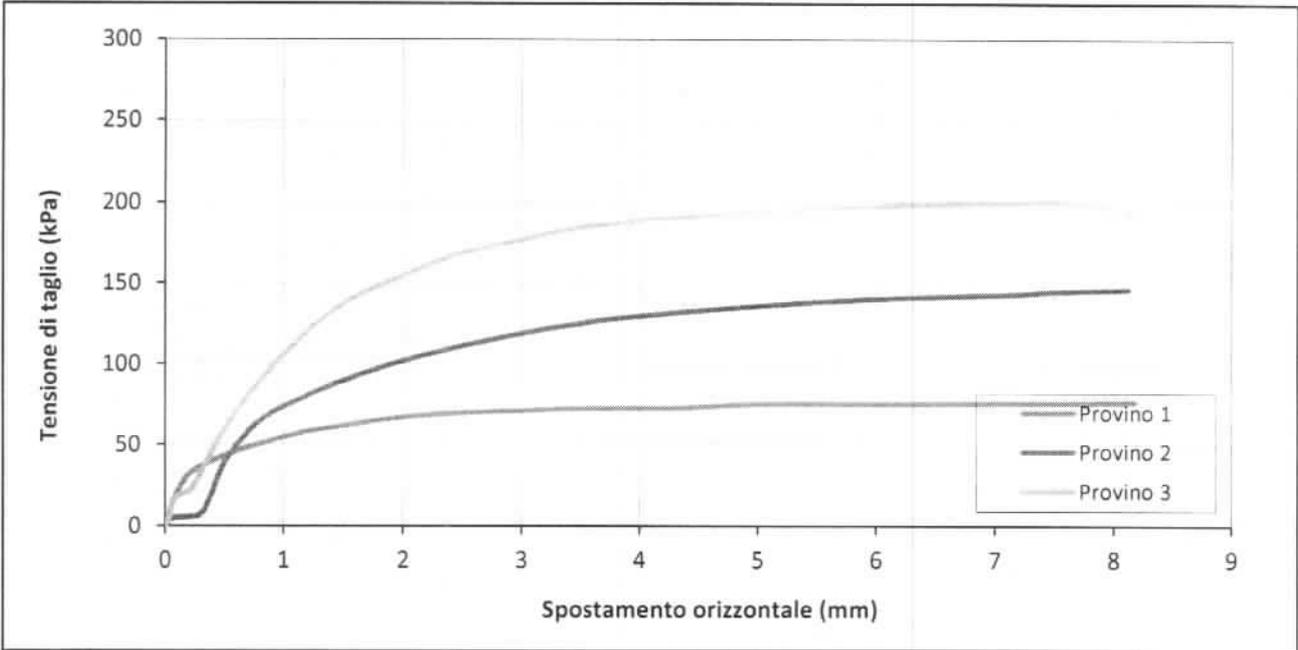
ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

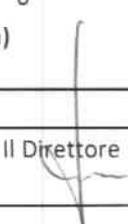
TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7617/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02_NDT_CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N.IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001:2008

MISURA DELLA RESISTENZA AL TAGLIO MEDIANTE APPARECCHIATURA DI TAGLIO DIRETTO
ASTM D 3080-98
CERTIFICATO DI PROVA - FASE DI TAGLIO

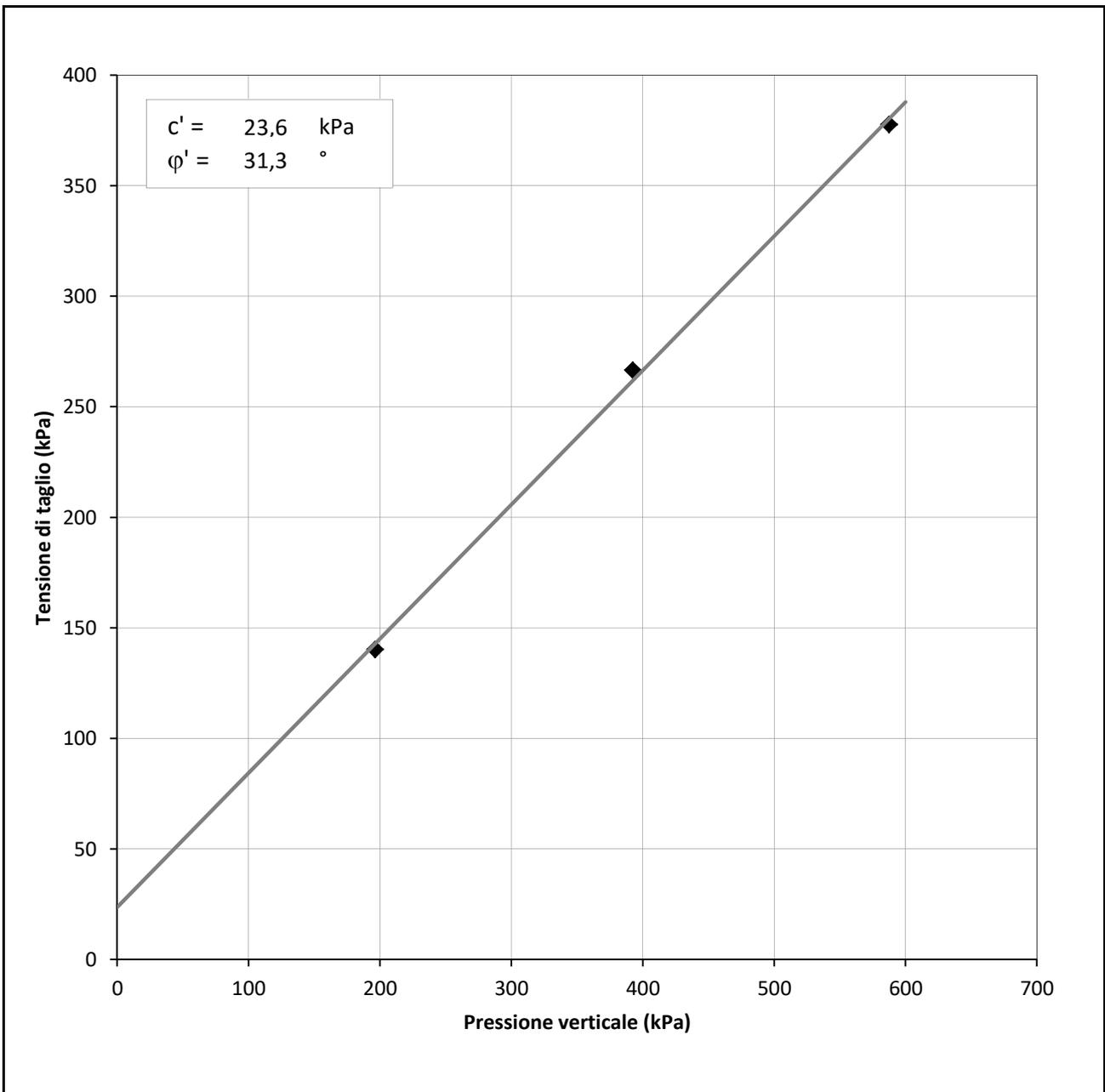
V.D.A. n.	5166-4	DEL	27/01/2020
Committente	Geosarda snc	CERTIFICATO N.	039765
Cantiere	Pirri		31 GEN. 2020
Campione	S2 (2,70-3,00)m	DEL	



Il Tecnico  Il Direttore 

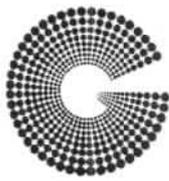
MISURA DELLA RESISTENZA AL TAGLIO MEDIANTE APPARECCHIATURA DI TAGLIO DIRETTO
ASTM D 3080-98
CERTIFICATO DI PROVA - FASE DI TAGLIO

V.D.A. n.	5130-1	DEL	18/12/2019
Committente	Geosarda snc	CERTIFICATO N.	
Cantiere	Cagliari		
Campione	S3 (2,80 - 3,15)m	DEL	



Il Tecnico

Il Direttore



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N. 7617/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N. 54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N. 7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N. 52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02_NDT_CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N.IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001:2008

V.D.A. N° 5130-1 DEL 18/12/2019

COMMITTENTE Geosarda snc

CANTIERE Cagliari - Via Goretti - Via Caracalla - Via Sassu

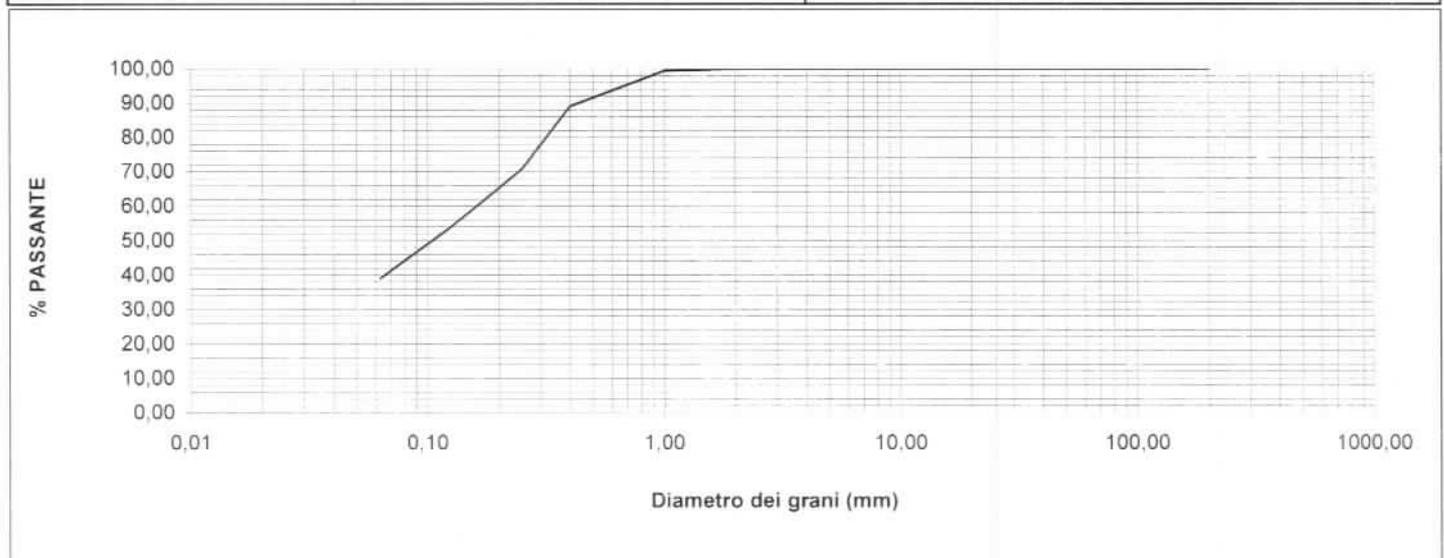
CAMPIONE S3 (2,80 - 3,15)m

UBICAZIONE Via Goretti

DATA PRELIEVO 13-16-17/12/2019 DATA PROVA 20/12/2019

CERTIFICATO N. **039665** DEL **13 GEN. 2020**

ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA UNI EN 933-1		LIMITI DI ATTERBERG UNI CEN ISO/TS 17892-12	
SETACCI (mm)	PASSANTE %	LIMITE LIQUIDO (%)	
200,0	100,00		30
150,0	100,00	LIMITE PLASTICO (%)	23
125,0	100,00	INDICE PLASTICO	7
100,0	100,00	INDICE DI GRUPPO	1
63,0	100,00	CLASS.UNI EN 11531-1	A4
31,5	100,00		
16,0	100,00		
8,0	100,00		
4,0	99,96		
2,0	99,98		
1,0	99,48		
0,4	89,05		
0,25	70,81		
0,125	53,79		
0,063	39,04		

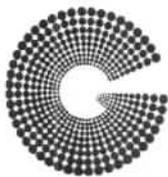


NOTE: Campione consegnato a cura del Committente

LO SPERIMENTATORE

IL DIRETTORE

Dott. Geol. Guido Demontis



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N. 7617/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N. 54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N. 7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N. 52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02_NDT CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N. IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001 2008

V.D.A. N° 5130-1 DEL 18/12/2019
COMMITTENTE Geosarda snc
CANTIERE Cagliari - Via Goretti - Via Caracalla - Via Sassu

CAMPIONE S3 (2,80 - 3,15)m
UBICAZIONE Via Goretti
DATA PRELIEVO 13-16-17/12/2019 DATA PROVA 19/12/2019

CERTIFICATO N. **039666** DEL **13 GEN. 2020**

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

(Apparecchio di Casagrande) ASTM D3080-98

DESCRIZIONE DEL CAMPIONE : Argilla sabbiosa molto consistente
STATO DEL CAMPIONE Indisturbato
POCKET PENETROMETER R kPa
VELOCITA'DI PROVA: 0,02 mm/min

CARATTERISTICHE INIZIALI

	N.	1	2	3
Provini				
Altezza	mm	20,50	20,50	20,50
Lato	mm	59,50	59,50	59,50
Umidita' naturale	W %	14,50	14,50	14,50
Umidita' di prova	W %	14,50	14,50	14,50
Massa campione secco	gr	126,61	124,17	125,28
Densità naturale	kg/m ³	1997,5	1959,1	1976,6
Densità secca	kg/m ³	1744,6	1711,0	1726,3

FASE DI CONSOLIDAZIONE

	kPa	196,1	392,3	588,4
Carico verticale				
Altezza dopo consolidazione	mm	20,17	19,99	19,35

FASE DI ROTTURA

	kPa	196,1	392,3	588,4
Carico verticale				
Altezza finale provino	mm	19,79	19,34	18,80
Umidita' di prova finale	W %	16,98	16,98	16,98
Densità umida finale	kg/m ³	2114,1	2121,7	2202,1
Densità secca finale	kg/m ³	1807,2	1813,6	1882,4

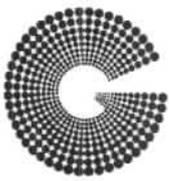
	mm	4,03	7,18	7,32
Scorrimento orizzontale				
Sforzo al taglio (massimo) t	kPa	140,00	267,00	378,00

NOTE: Campione consegnato a cura del Committente

LO SPERIMENTATORE

IL DIRETTORE

Dott. Geol. Guido Demontis



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

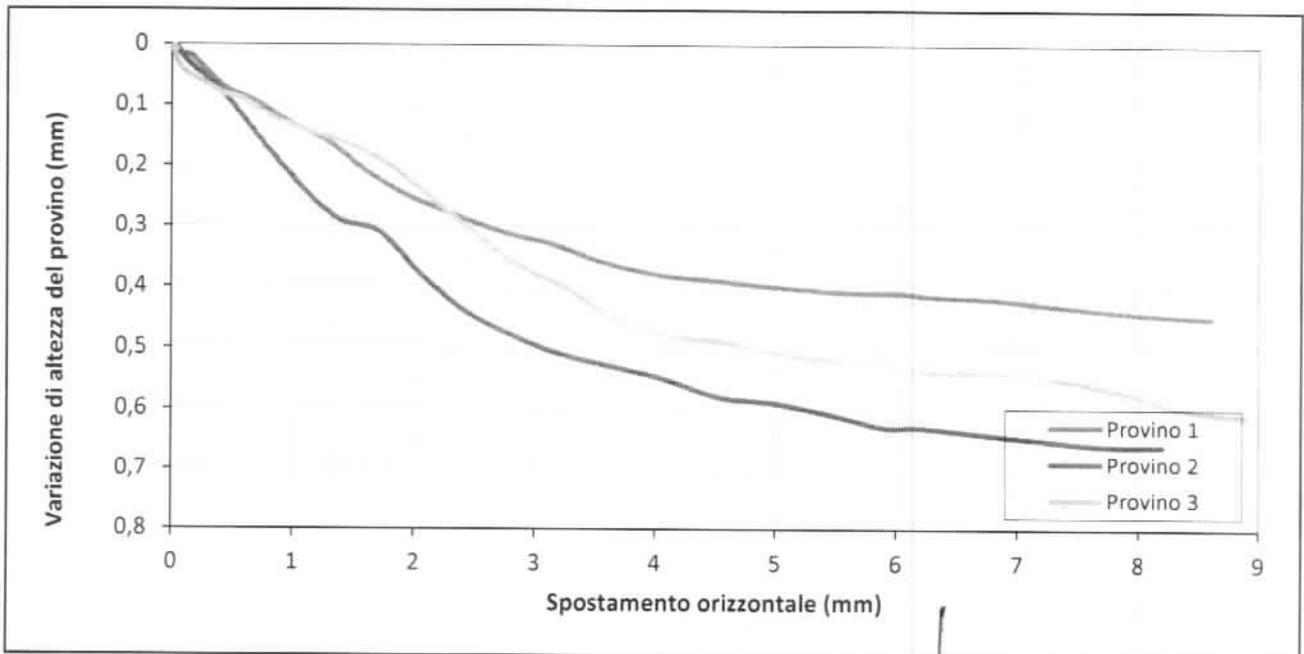
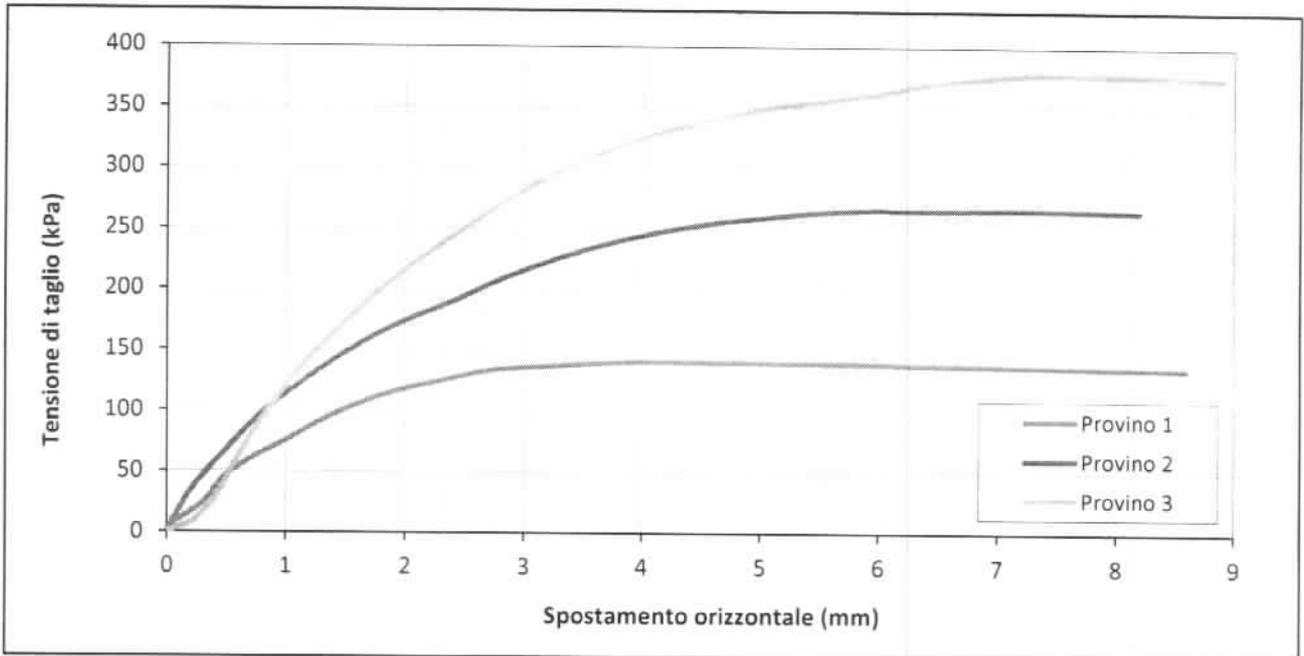
LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N.7617/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N.7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02_NDT_CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N.IT.11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001:2008

MISURA DELLA RESISTENZA AL TAGLIO MEDIANTE APPARECCHIATURA DI TAGLIO DIRETTO

ASTM D 3080-98

CERTIFICATO DI PROVA - FASE DI TAGLIO

V.D.A. n.	5130-1	DEL	18/12/2019
Committente	Geosarda snc	CERTIFICATO N.	039666
Cantiere	Cagliari		13 GEN. 2020
Campione	S3 (2,80 - 3,15)m	DEL	

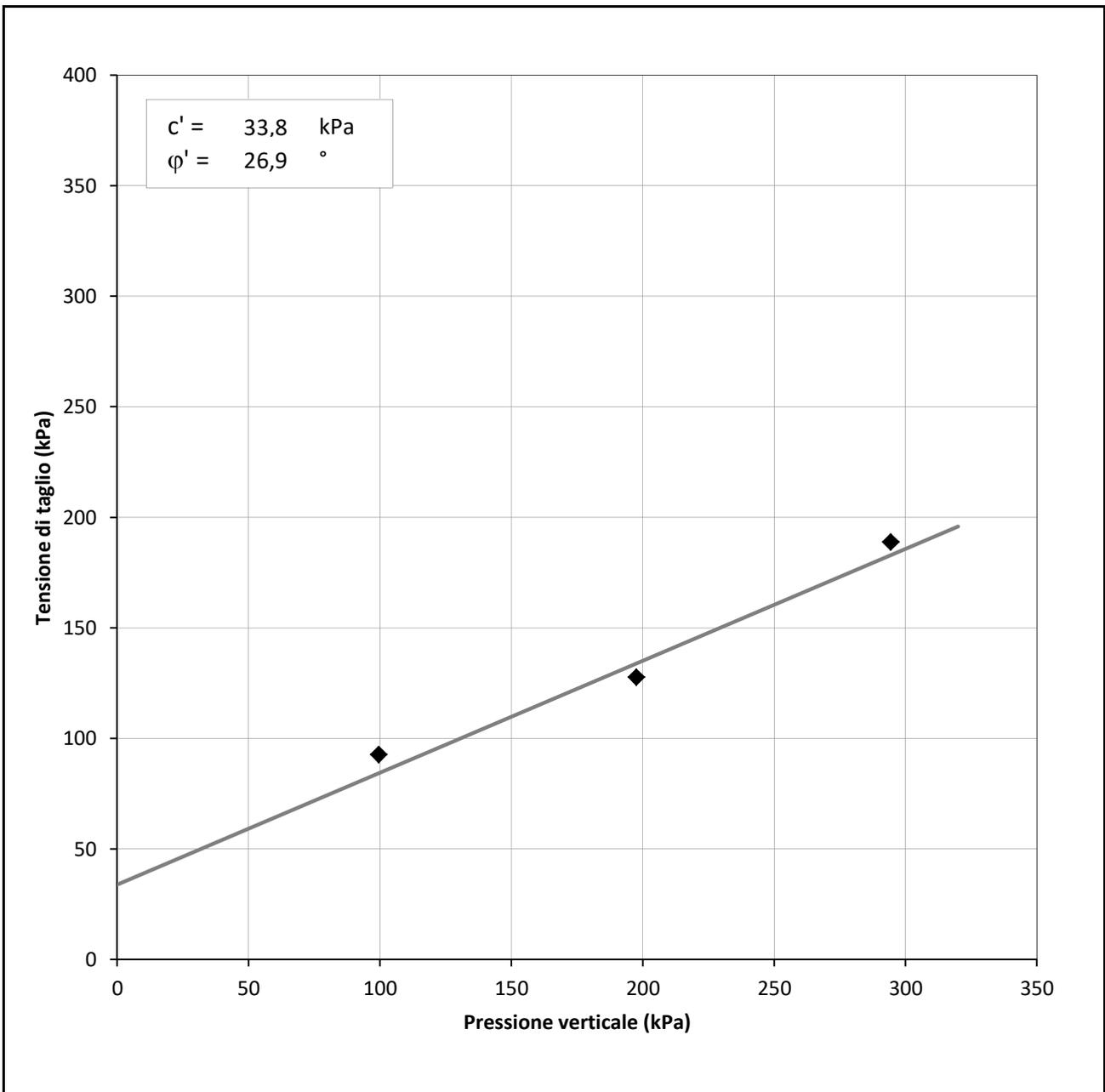


Il Tecnico
[Signature]

Il Direttore
[Signature]

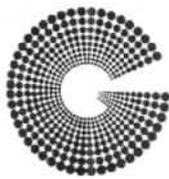
MISURA DELLA RESISTENZA AL TAGLIO MEDIANTE APPARECCHIATURA DI TAGLIO DIRETTO
ASTM D 3080-98
CERTIFICATO DI PROVA - FASE DI TAGLIO

V.D.A. n.	5130-3	DEL	18/12/2019
Committente	Geosarda snc	CERTIFICATO N.	
Cantiere	Cagliari		
Campione	S4 (3,00-3,40)m	DEL	



Il Tecnico

Il Direttore



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N. 7617/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N. 54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N. 7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N. 52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02_NDT_CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N.IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001:2008

V.D.A. N° 5130-3 DEL 18/12/2019

COMMITTENTE Geosarda snc

CANTIERE Cagliari - Via Goretti - Via Caracalla - Via Sassu

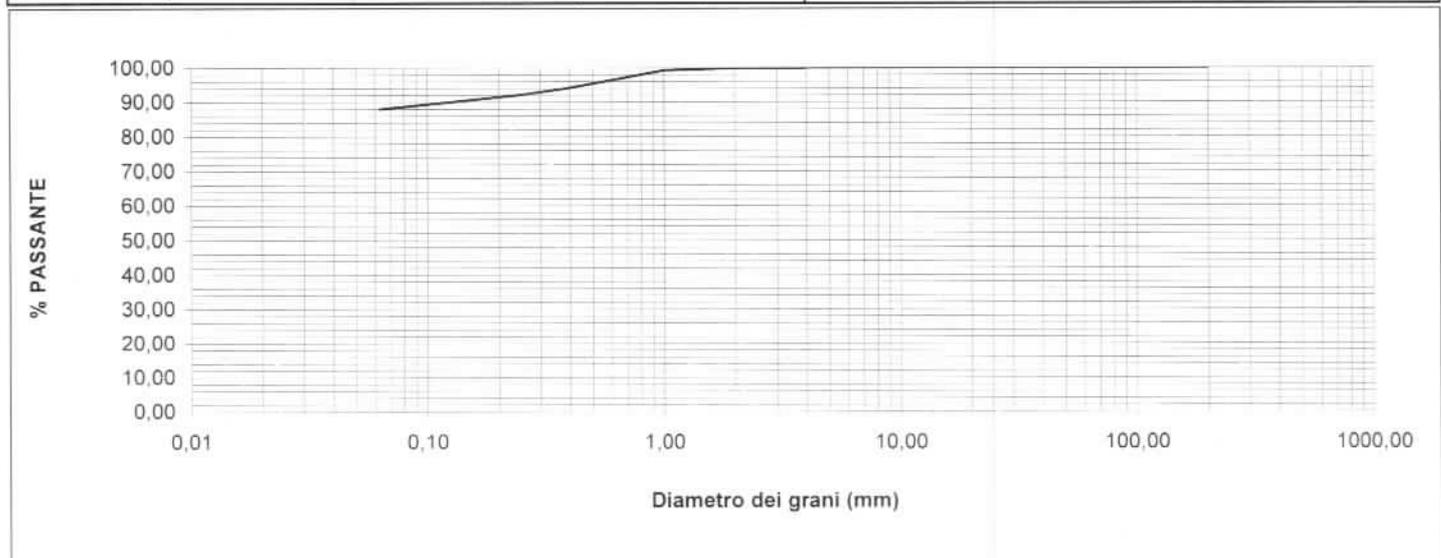
CAMPIONE S4 (3,00 - 3,40)m

UBICAZIONE Via Sassu

DATA PRELIEVO 13-16-17/12/2019 DATA PROVA 09/01/2020

CERTIFICATO N. 039669 DEL 13 GEN. 2020

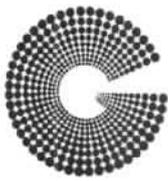
ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA UNI EN 933-1		LIMITI DI ATTERBERG UNI CEN ISO/TS 17892-12	
SETACCI (mm)	PASSANTE %	LIMITE LIQUIDO (%)	
200,0	100,00		49
150,0	100,00	LIMITE PLASTICO (%)	28
125,0	100,00	INDICE PLASTICO	21
100,0	100,00	INDICE DI GRUPPO	14
63,0	100,00	CLASS.UNI EN 11531-1	A7-6
31,5	100,00		
16,0	100,00		
8,0	100,00		
4,0	100,00		
2,0	99,90		
1,0	99,22		
0,4	94,17		
0,25	92,15		
0,125	90,03		
0,063	88,01		



NOTE: Campione consegnato a cura del Committente.

LO SPERIMENTATORE

IL DIRETTORE
Dott. Geol. Guido Demontis



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N. 7817/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N. 54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N. 7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N. 52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02_NDT CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N.IT.11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001 2008

V.D.A. N° 5130-3 DEL 18/12/2019

COMMITTENTE Geosarda snc

CANTIERE Cagliari - Via Goretti - Via Caracalla - Via Sassu

CAMPIONE S4 (3,00 - 3,40)m

UBICAZIONE Via Sassu

DATA PRELIEVO 13-16-17/12/2019 DATA PROVA 07/01/2020

CERTIFICATO N. **039670** DEL **13 GEN. 2020**

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

(Apparecchio di Casagrande) ASTM D3080-98

DESCRIZIONE DEL CAMPIONE : Argilla consistente

STATO DEL CAMPIONE Indisturbato

POCKET PENETROMETER 250 kPa

VELOCITA'DI PROVA: 0,02 mm/min

CARATTERISTICHE INIZIALI

Provini	N	1	2	3
Altezza	mm	20,50	20,50	20,50
Lato	mm	59,50	59,50	59,50
Umidita' naturale	W %	25,56	25,56	25,56
Umidita' di prova	W %	25,56	25,56	25,56
Massa campione secco	gr	107,05	108,54	106,46
Densita' naturale	kg/m ³	1852,1	1878,0	1841,9
Densita' secca	kg/m ³	1475,1	1495,7	1466,9

FASE DI CONSOLIDAZIONE

Carico verticale	kPa	98,1	196,1	294,2
Altezza dopo consolidazione	mm	20,09	19,84	18,64

FASE DI ROTTURA

Carico verticale	kPa	98,1	196,1	294,2
Altezza finale provino	mm	19,76	19,34	18,07
Umidita' di prova finale	W %	25,24	25,24	25,24
Densita' umida finale	kg/m ³	1916,6	1985,6	2084,3
Densita' secca finale	kg/m ³	1530,3	1585,4	1664,2

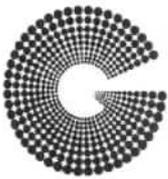
Scorrimento orizzontale	mm	3,59	4,57	4,72
Sforzo al taglio (massimo) t	kPa	93,00	128,00	189,00

NOTE: Campione consegnato a cura del Committente

LO SPERIMENTATORE

IL DIRETTORE

Dott. Geol. Guido Demontis



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

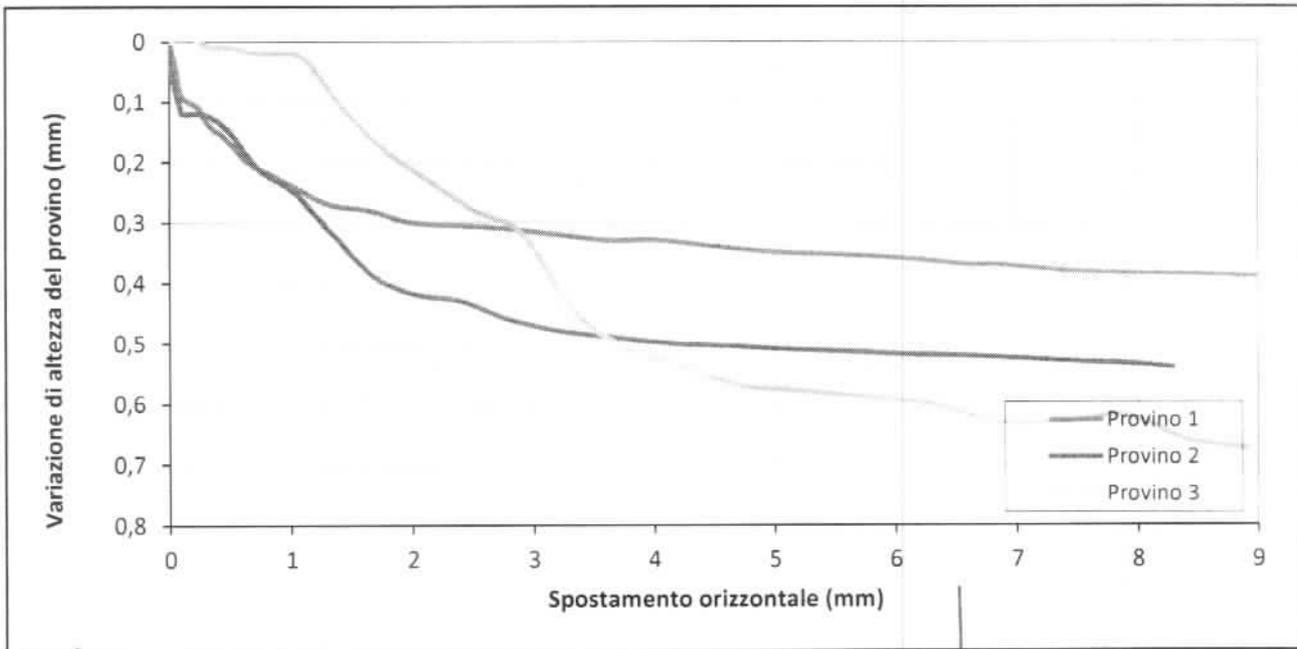
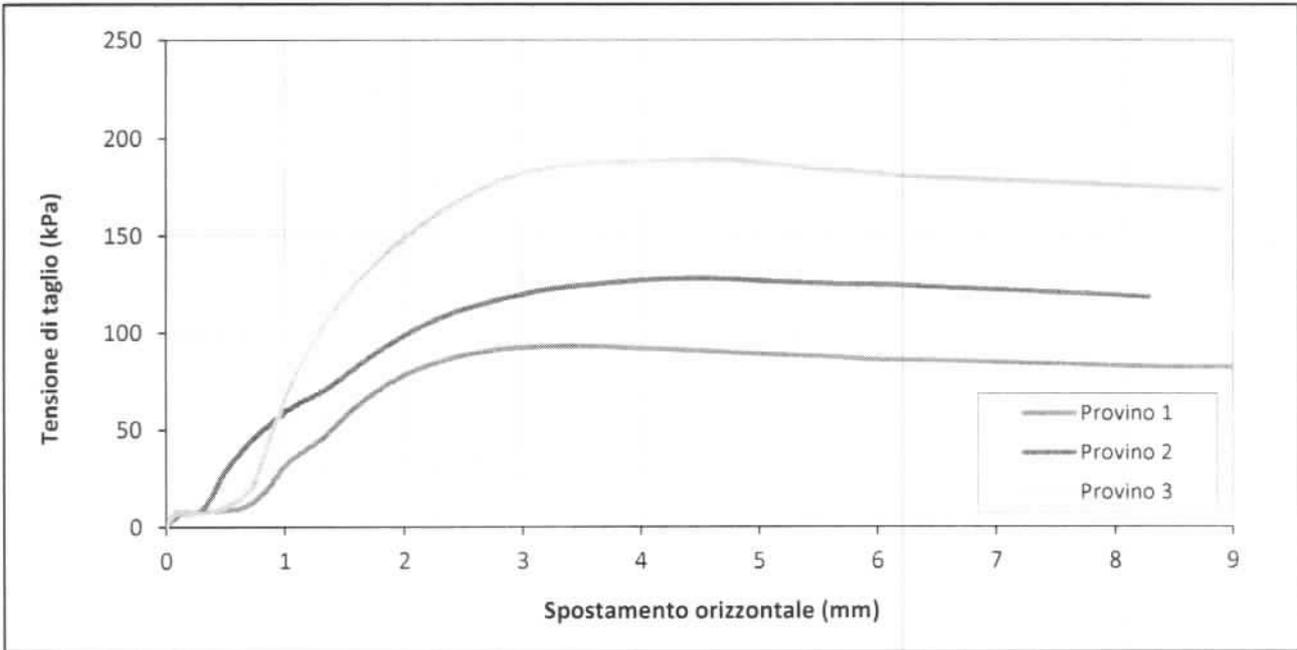
LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N.7617/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N.7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02_NDT_CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N.IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001:2008

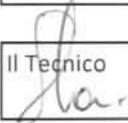
MISURA DELLA RESISTENZA AL TAGLIO MEDIANTE APPARECCHIATURA DI TAGLIO DIRETTO

ASTM D 3080-98

CERTIFICATO DI PROVA - FASE DI TAGLIO

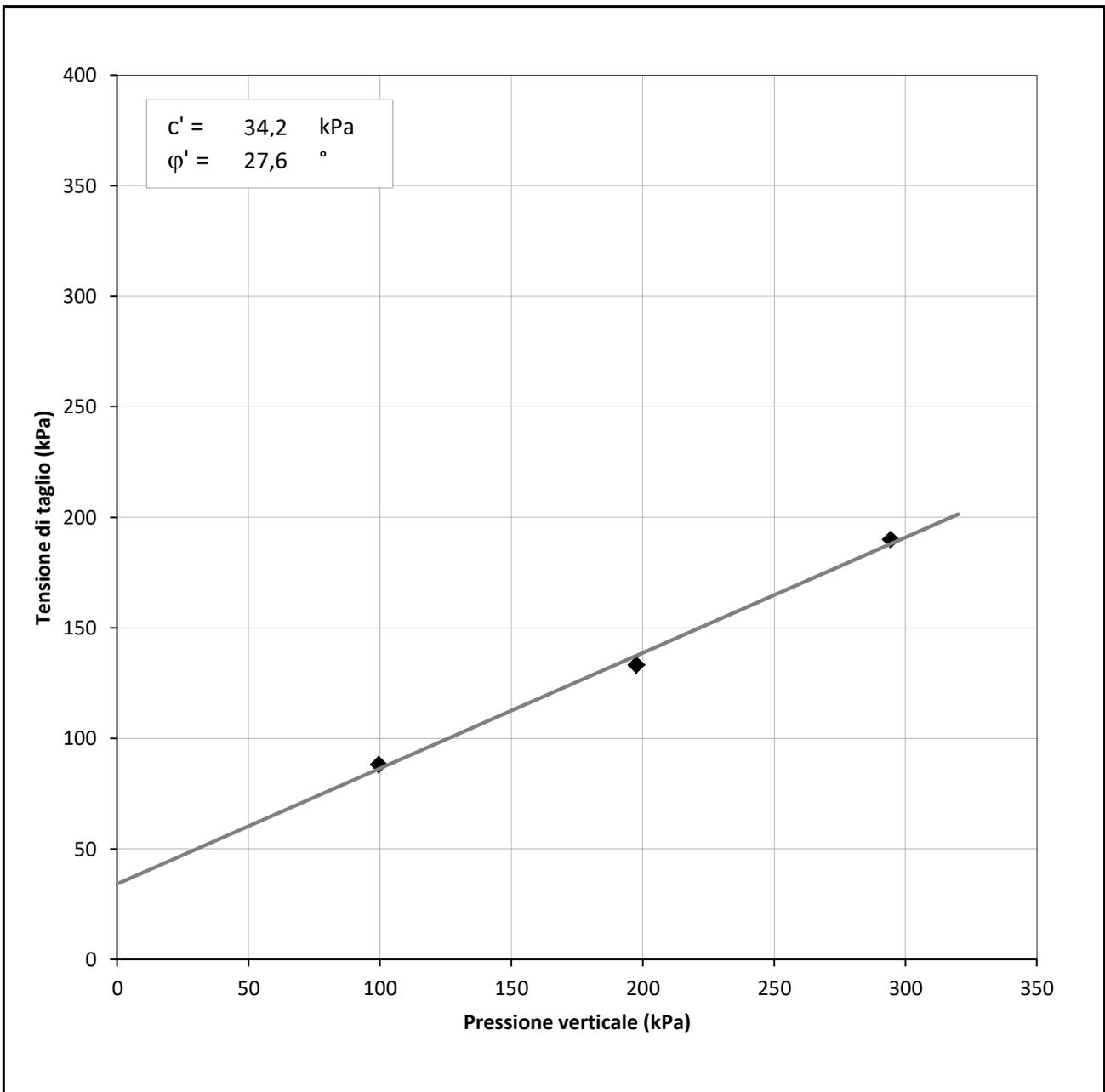
V.D.A. n.	5130-3	DEL	18/12/2019
Committente	Geosarda snc	CERTIFICATO N.	039670
Cantiere	Cagliari		13 GEN. 2020
Campione	S4 (3,00-3,40)m	DEL	



Il Tecnico  Il Direttore 

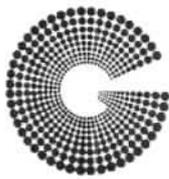
MISURA DELLA RESISTENZA AL TAGLIO MEDIANTE APPARECCHIATURA DI TAGLIO DIRETTO
ASTM D 3080-98
CERTIFICATO DI PROVA - FASE DI TAGLIO

V.D.A. n.	5130-2	DEL	18/12/2019
Committente	Geosarda snc	CERTIFICATO N.	
Cantiere	Cagliari		
Campione	S5 (4,20-4,60)m	DEL	



Il Tecnico

Il Direttore



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

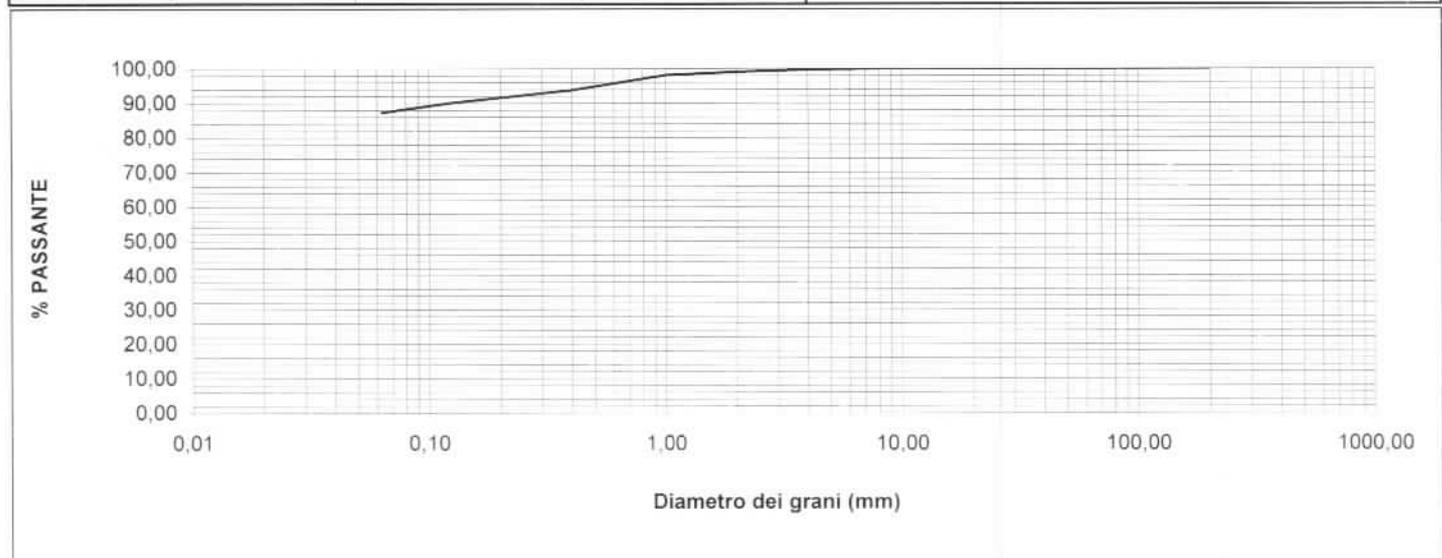
ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7617/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02_NDT_CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N.IT 11/0998 ISO 9001/UNI EN ISO 9001:2008

V.D.A. N° 5130-2 DEL 18/12/2019
 COMMITTENTE Geosarda snc
 CANTIERE Cagliari - Via Goretti - Via Caracalla - Via Sassu
 CAMPIONE S5 (4,20 - 4,60)m
 UBICAZIONE Via Caracalla
 DATA PRELIEVO 13-16-17/12/2019 DATA PROVA 20/12/2019
 CERTIFICATO N. 039667 DEL 13 GEN. 2020

ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA UNI EN 933-1		LIMITI DI ATTERBERG UNI CEN ISO/TS 17892-12	
SETACCI (mm)	PASSANTE %	LIMITE LIQUIDO (%)	
200,0	100,00		57
150,0	100,00	LIMITE PLASTICO (%)	24
125,0	100,00	INDICE PLASTICO	33
100,0	100,00	INDICE DI GRUPPO	19
63,0	100,00	CLASS.UNI EN 11531-1	A7-6
31,5	100,00		
16,0	100,00		
8,0	100,00		
4,0	99,68		
2,0	99,10		
1,0	98,17		
0,4	93,77		
0,25	92,31		
0,125	90,16		
0,063	87,30		

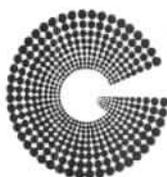


NOTE: Campione consegnato a cura del Committente.

LO SPERIMENTATORE

IL DIRETTORE

Dott. Geol. Guido Demontis



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N. 7617/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N. 54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N. 7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N. 52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02_NDT_CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N. IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001:2008

V.D.A. N° 5130-2 DEL 18/12/2019

COMMITTENTE Geosarda snc

CANTIERE Cagliari - Via Goretti - Via Caracalla - Via Sassu

CAMPIONE S5 (4,20m - 4,60)m

UBICAZIONE Via Caracalla

DATA PRELIEVO 13-16-17/12/2019 DATA PROVA 19/12/2019

CERTIFICATO N. **039668** DEL **13 GEN. 2020**

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

(Apparecchio di Casagrande) ASTM D3080-98

DESCRIZIONE DEL CAMPIONE : Argilla molto consistente

STATO DEL CAMPIONE Indisturbato

POCKET PENETROMETER 400 kPa

VELOCITA' DI PROVA: 0,02 mm/min

CARATTERISTICHE INIZIALI

Provini	N.	1	2	3
Altezza	mm	20,50	20,50	20,50
Lato	mm	59,50	59,50	59,50
Umidita' naturale	W %	22,87	22,87	22,87
Umidita' di prova	W %	22,87	22,87	22,87
Massa campione secco	gr	118,45	119,07	119,35
Densità naturale	kg/m ³	2005,5	2016,0	2020,8
Densità secca	kg/m ³	1632,2	1640,7	1644,6

FASE DI CONSOLIDAZIONE

Carico verticale	kPa	98,1	196,1	294,2
Altezza dopo consolidazione	mm	20,09	19,33	18,91

FASE DI ROTTURA

Carico verticale	kPa	98,1	196,1	294,2
Altezza finale provino	mm	19,89	19,02	18,33
Umidita' di prova finale	W %	19,18	19,18	19,18
Densità umida finale	kg/m ³	2004,9	2107,5	2192,1
Densità secca finale	kg/m ³	1682,2	1768,4	1839,3

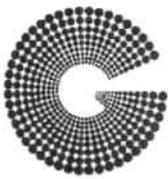
Scorrimento orizzontale	mm	2,35	3,76	5,87
Sforzo al taglio (massimo) t	kPa	88,00	133,00	190,00

NOTE: Campione consegnato a cura del Committente

LO SPERIMENTATORE

IL DIRETTORE

Dott. Geol. Guido Demontis



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

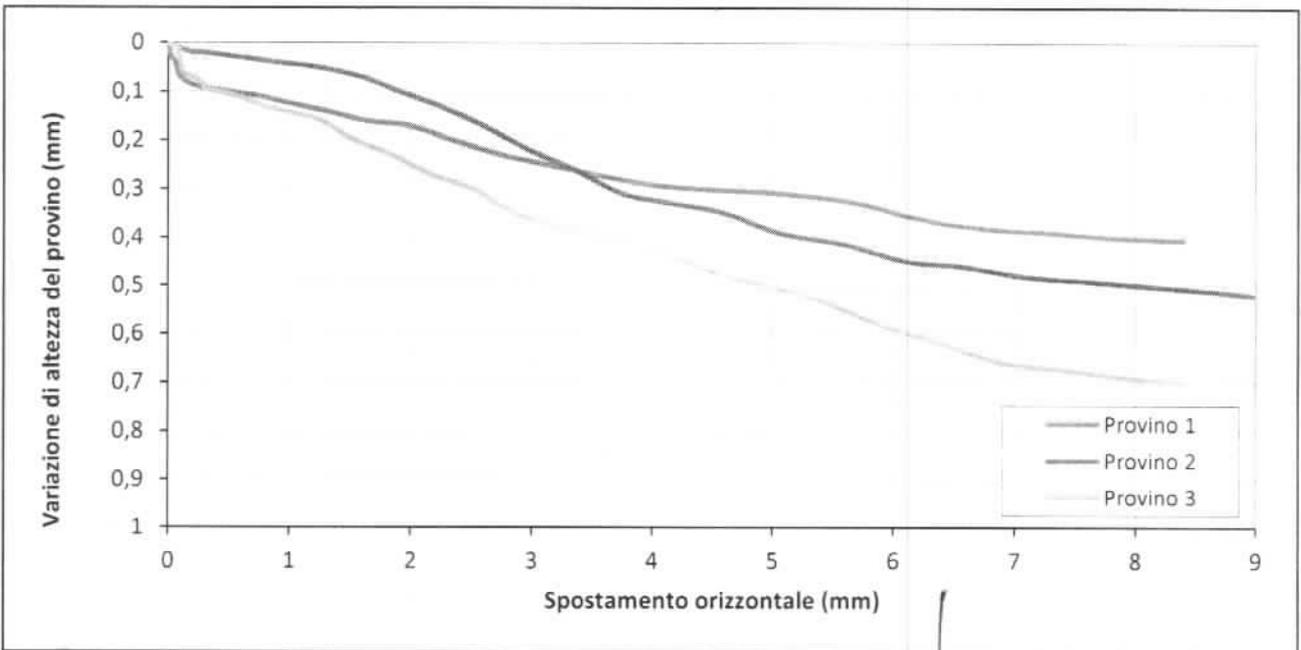
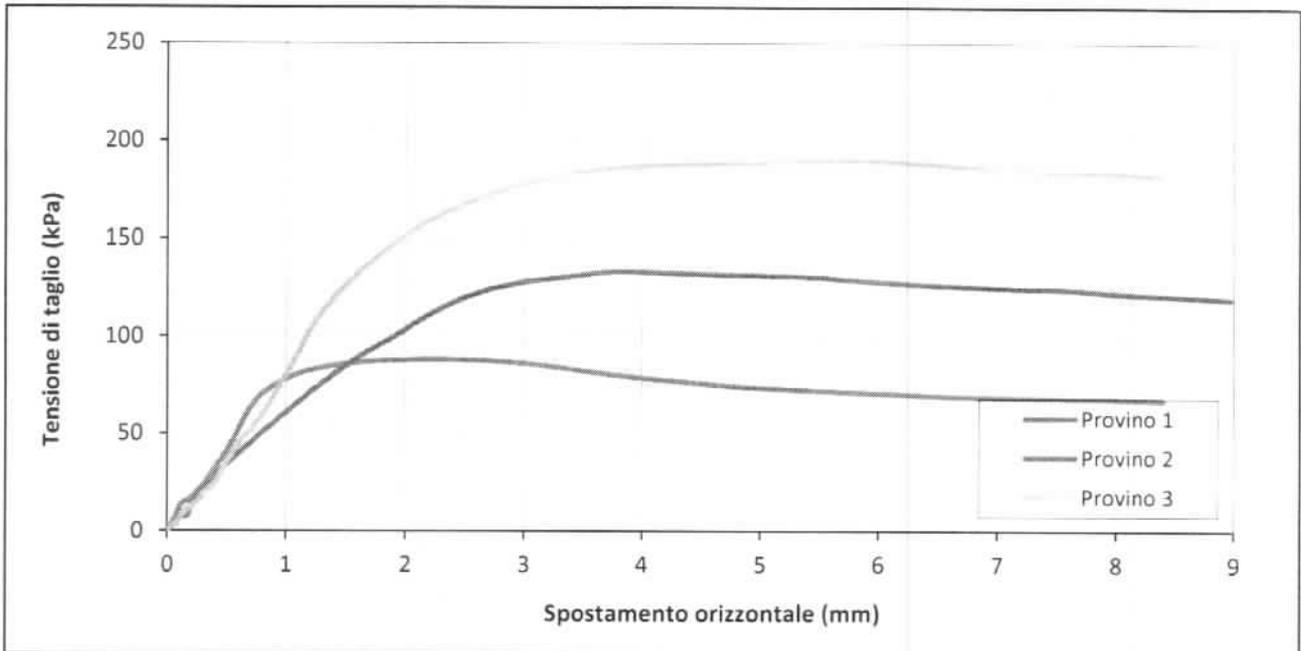
LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N.7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N.7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO (TH)ND-REG-02_NDT_CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N.IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001 2008

MISURA DELLA RESISTENZA AL TAGLIO MEDIANTE APPARECCHIATURA DI TAGLIO DIRETTO

ASTM D 3080-98

CERTIFICATO DI PROVA - FASE DI TAGLIO

V.D.A. n.	5130-2	DEL	18/12/2019
Committente	Geosarda snc	CERTIFICATO N.	039668
Cantiere	Cagliari		
Campione	S5 (4,20-4,60)m	DEL	13 GEN. 2020

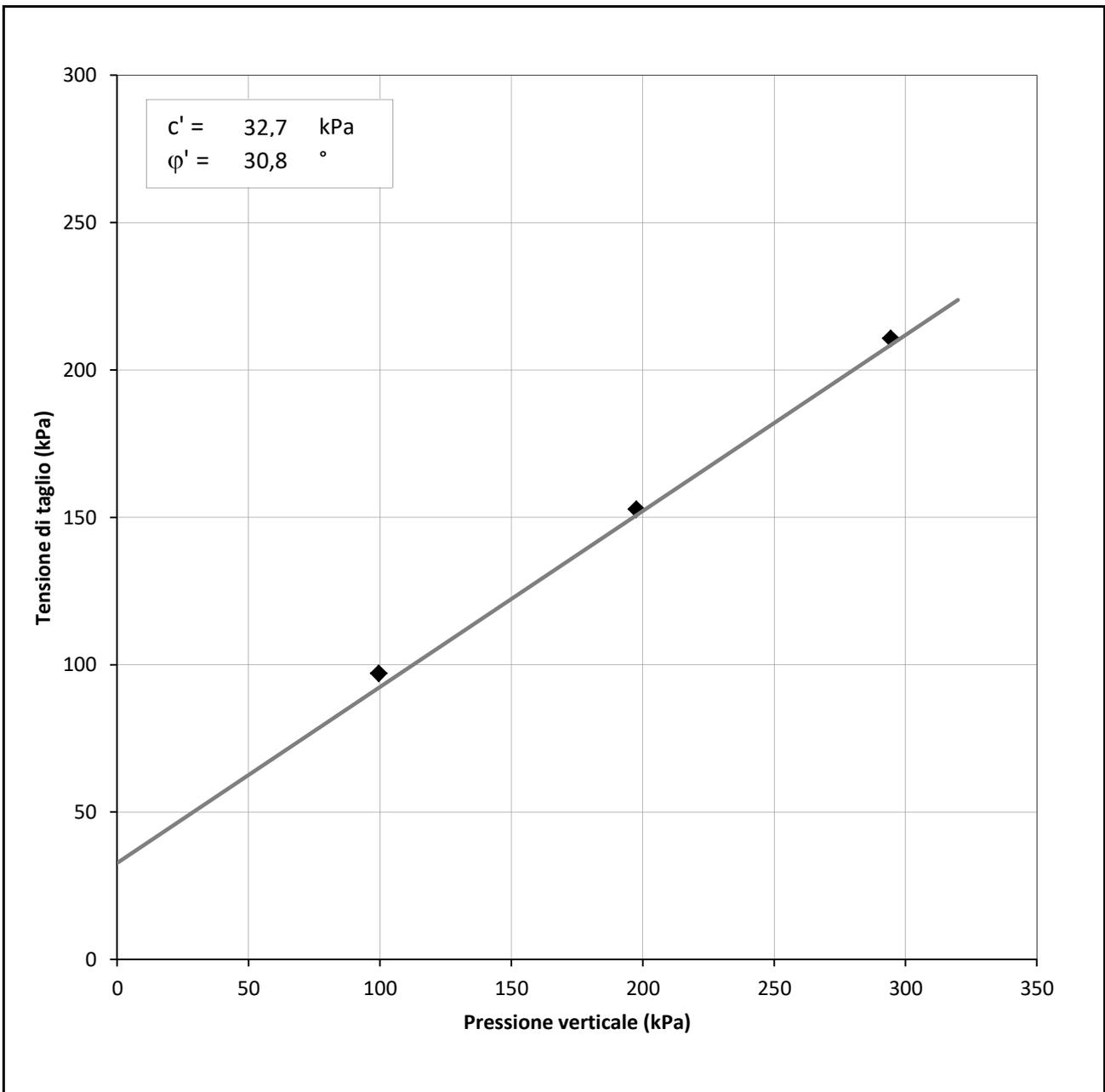


Il Tecnico
[Signature]

Il Direttore
[Signature]

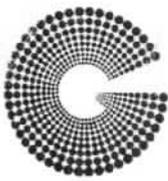
MISURA DELLA RESISTENZA AL TAGLIO MEDIANTE APPARECCHIATURA DI TAGLIO DIRETTO
ASTM D 3080-98
CERTIFICATO DI PROVA - FASE DI TAGLIO

V.D.A. n.	5166-1	DEL	27/01/2020
Committente	Geosarda snc	CERTIFICATO N.	
Cantiere	Pirri		
Campione	S6 (2,70-3,00)m	DEL	



Il Tecnico

Il Direttore



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N.7617/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N.7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02_NDT_CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N.IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001:2008

V.D.A. N° 5166-1 DEL 27/01/2020

COMMITTENTE Geosarda snc

CANTIERE Pirri

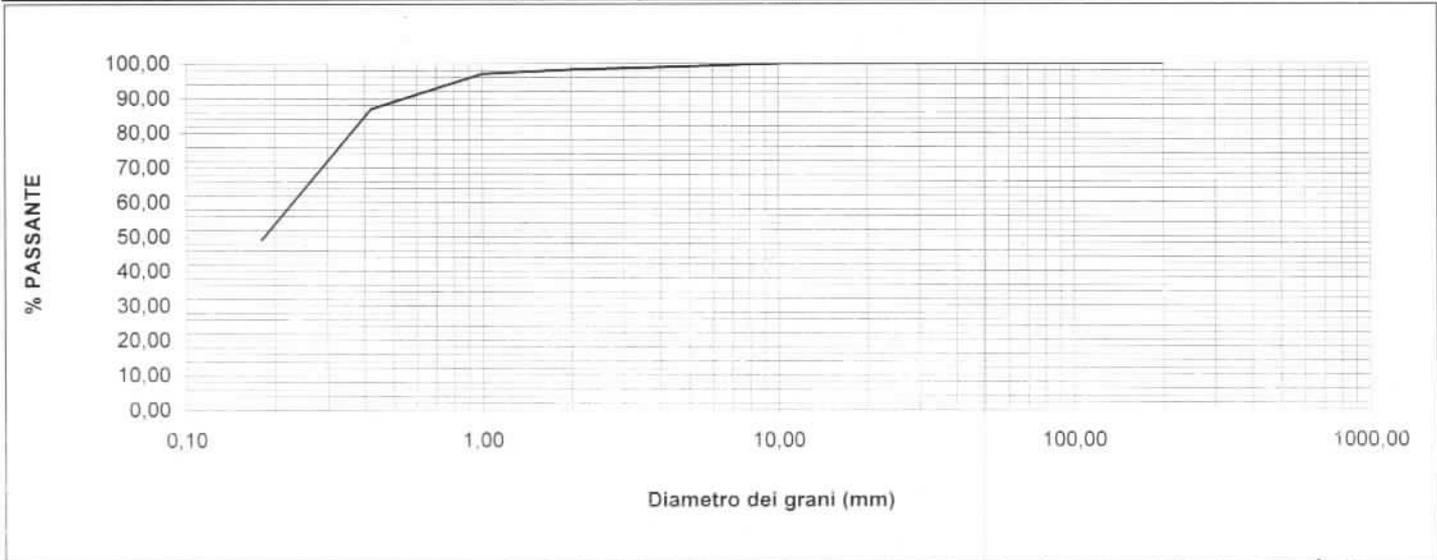
CAMPIONE S6 (2,70-3,00)m

UBICAZIONE Via degli Stendardi

DATA PRELIEVO 20/01/2020 DATA PROVA 29/01/2020

CERTIFICATO N. 039758 DEL 31 GEN. 2020

ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA ASTM D 422 / AGI 1994		LIMITI DI ATTERBERG ASTM D 4318	
SETACCI (mm)	PASSANTE %	LIMITE LIQUIDO (%)	
200,0	100,00	LIMITE LIQUIDO (%)	27
150,0	100,00	LIMITE PLASTICO (%)	19
125,0	100,00	INDICE PLASTICO	8
100,0	100,00	INDICE DI GRUPPO	0
71,0	100,00	CLASS. UNI-CNR 10006	A2-4
60,0	100,00		
40,0	100,00		
25,0	100,00		
15,0	100,00		
10,0	100,00		
5,0	99,20		
2,0	98,21		
1,0	97,07		
0,420	86,93		
0,180	49,16		
0,075	33,57		

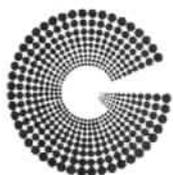


NOTE: Campione consegnato a cura del Committente.

LO SPERIMENTATORE

IL DIRETTORE

Dott. Geol. G.B. Demontis



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044-QUARTUCCIU (CA)

TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7617/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02_NDT_CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N.IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001:2008

V.D.A. N° 5166-1 DEL 27/01/2020

COMMITTENTE Geosarda snc

CANTIERE Pirri

CAMPIONE S6 (2,70-3,00)m

UBICAZIONE Via degli Stendardi

DATA PRELIEVO 20/01/2020 DATA PROVA 28/01/2020

CERTIFICATO N. **039759** DEL **31 GEN. 2020**

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

(Apparecchio di Casagrande) ASTM D3080-98

DESCRIZIONE DEL CAMPIONE : Sabbia argillosa con qualche ciottolo molto addensata

STATO DEL CAMPIONE Indisturbato

POCKET PENETROMETER R kPa

VELOCITA'DI PROVA: 0,20 mm/min

CARATTERISTICHE INIZIALI

	N.	1	2	3
Provini				
Altezza	mm	20,50	20,50	20,50
Lato	mm	59,50	59,50	59,50
Umidita' naturale	W %	12,60	12,60	12,60
Umidita' di prova	W %	12,60	12,60	12,60
Massa campione secco	gr	128,37	127,94	126,91
Densità naturale	kg/m ³	1991,7	1985,1	1969,1
Densità secca	kg/m ³	1768,9	1763,0	1748,8

FASE DI CONSOLIDAZIONE

	kPa	98,1	196,1	294,2
Carico verticale				
Altezza dopo consolidazione	mm	20,10	19,80	19,43

FASE DI ROTTURA

	kPa	98,1	196,1	294,2
Carico verticale				
Altezza finale provino	mm	19,95	19,56	18,89
Umidita' di prova finale	W %	16,20	16,20	16,20
Densità umida finale	kg/m ³	2112,0	2147,0	2205,3
Densità secca finale	kg/m ³	1817,6	1847,7	1897,9

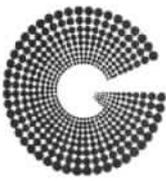
	mm	3,94	4,47	6,53
Scorrimento orizzontale				
Sforzo al taglio (massimo) t	kPa	97,00	153,00	211,00

NOTE: Campione consegnato a cura del Committente

LO SPERIMENTATORE

IL DIRETTORE

Dott. Geol. Guido Demontis



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

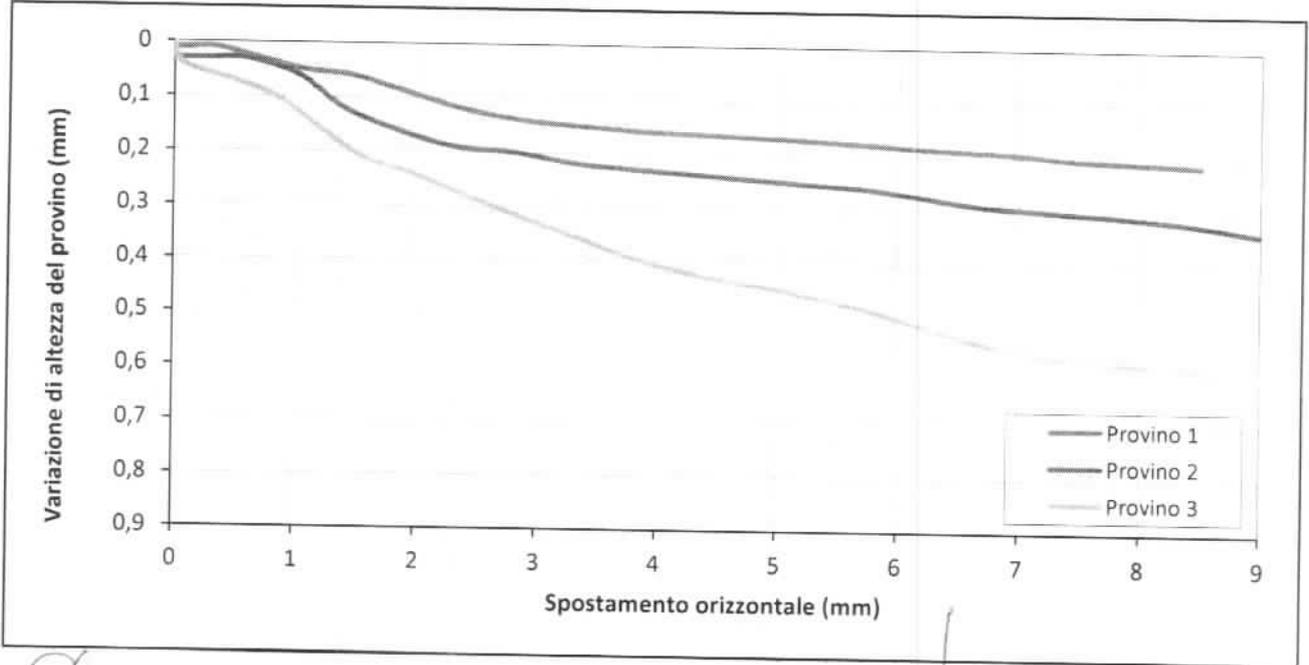
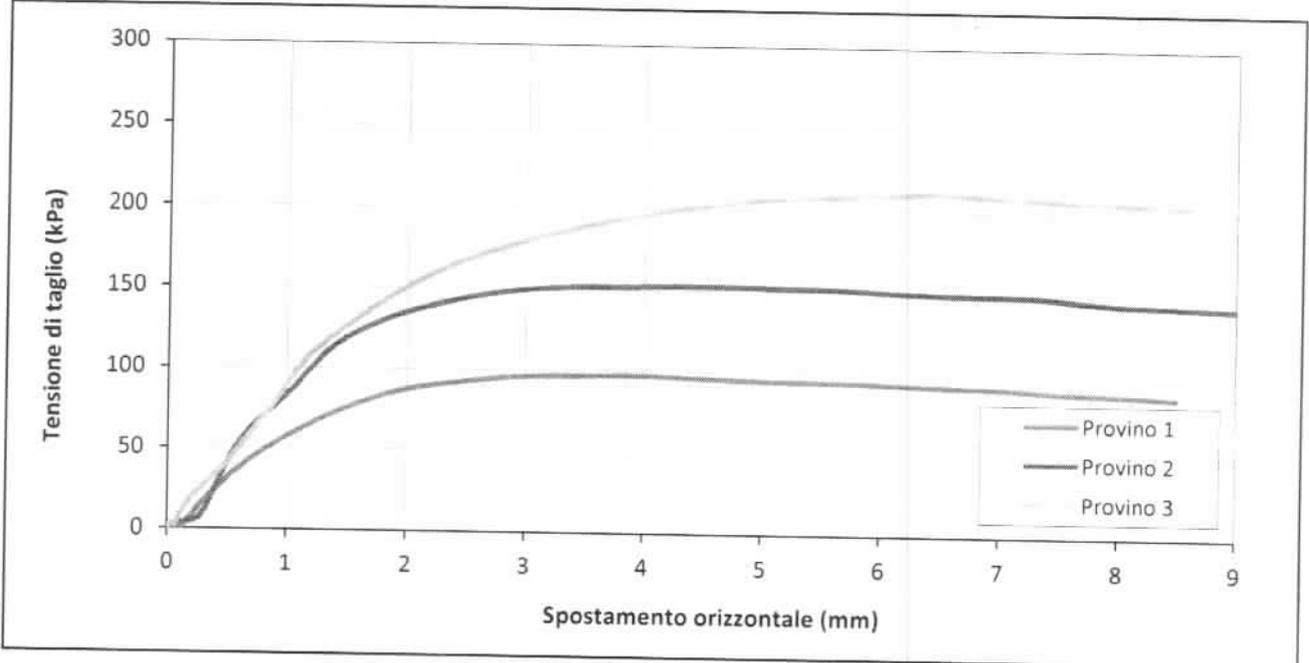
ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N. 7617/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N.7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02_MD1_CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N.IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001 2008

MISURA DELLA RESISTENZA AL TAGLIO MEDIANTE APPARECCHIATURA DI TAGLIO DIRETTO
ASTM D 3080-98
CERTIFICATO DI PROVA - FASE DI TAGLIO

V.D.A. n. 5166-1 DEL 27/01/2020
Committente Geosarda snc CERTIFICATO N. 039759
Cantiere Pirri
Campione S6 (2,70-3,00)m DEL 31 GEN. 2020

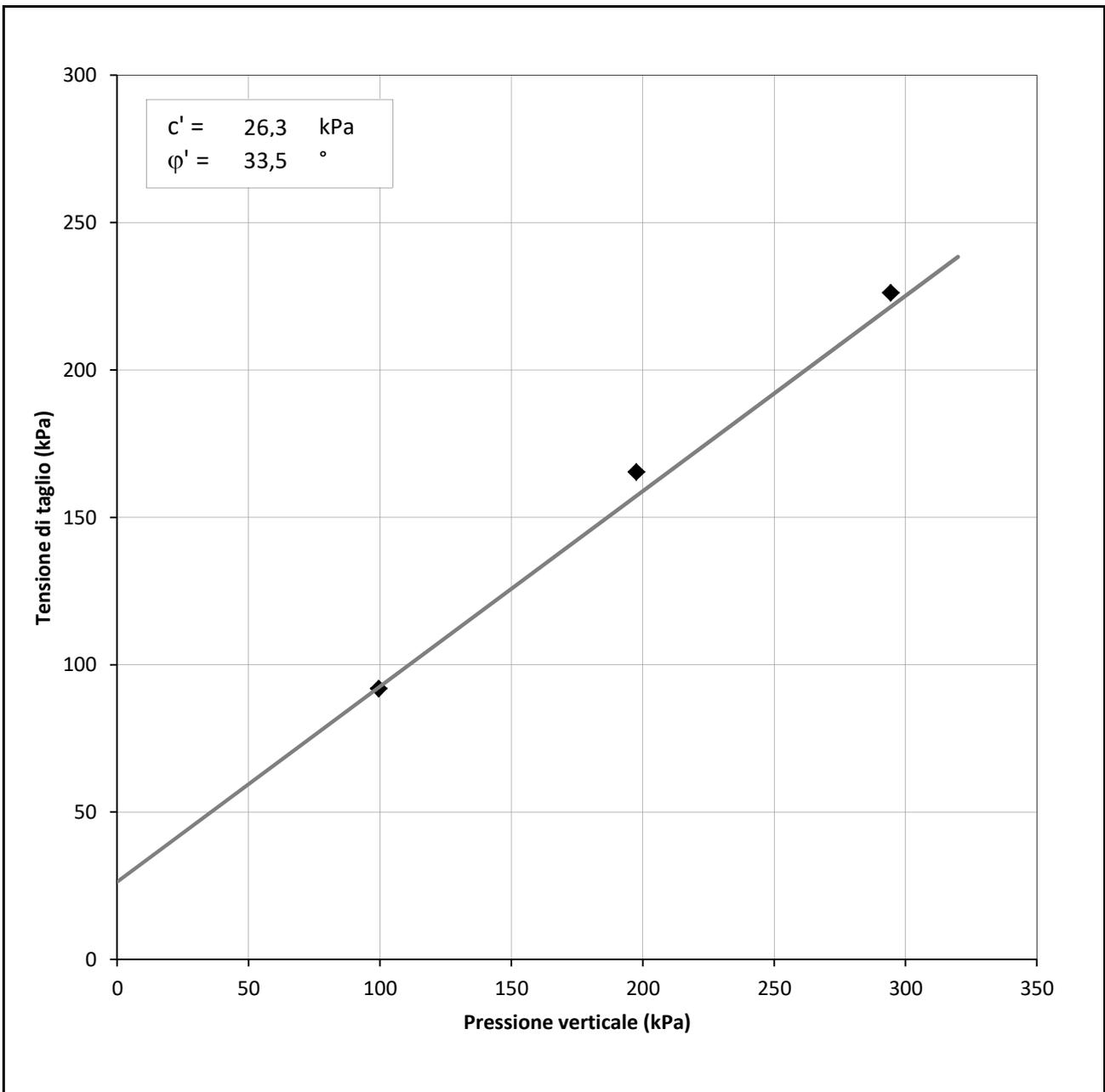


Il Tecnico
[Signature]

Il Direttore
[Signature]

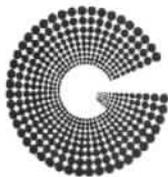
MISURA DELLA RESISTENZA AL TAGLIO MEDIANTE APPARECCHIATURA DI TAGLIO DIRETTO
ASTM D 3080-98
CERTIFICATO DI PROVA - FASE DI TAGLIO

V.D.A. n.	5166-5	DEL	27/01/2020
Committente	Geosarda snc	CERTIFICATO N.	
Cantiere	Pirri		
Campione	S8 (3,50-3,80)m	DEL	



Il Tecnico

Il Direttore



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email geosystemca@yahoo.it - pec geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N. 7617/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N. 54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N. 7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N. 52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02, NDT CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N. IT. 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001:2008

V.D.A. N° 5166-5 DEL 27/01/2020
COMMITTENTE Geosarda snc
CANTIERE Pirri

CAMPIONE S8 (3,50-3,80)m

UBICAZIONE Via Toti

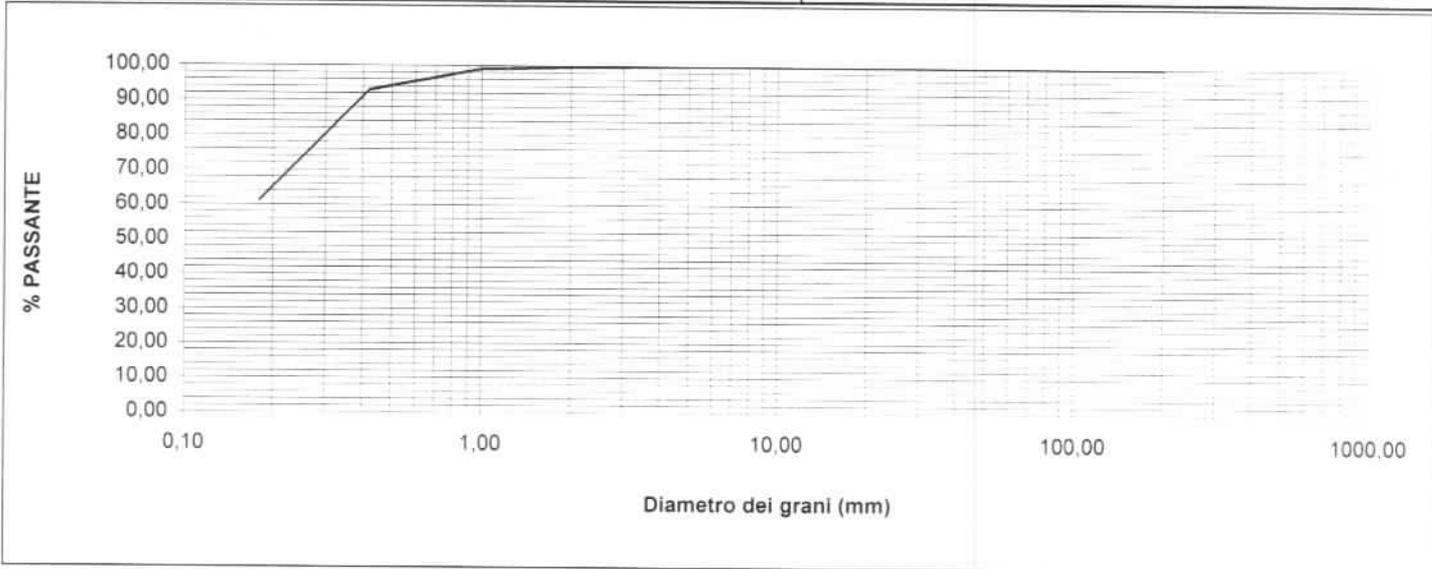
DATA PRELIEVO 11/01/2020

DATA PROVA 29/01/2020

CERTIFICATO N. 039766

DEL 31 GEN. 2020

ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA ASTM D 422 / AGI 1994		LIMITI DI ATTERBERG ASTM D 4318	
SETACCI (mm)	PASSANTE %		
200,0	100,00	LIMITE LIQUIDO (%)	26
150,0	100,00	LIMITE PLASTICO (%)	17
125,0	100,00	INDICE PLASTICO	9
100,0	100,00	INDICE DI GRUPPO	1
71,0	100,00	CLASS. UNI-CNR 10006	A4
60,0	100,00		
40,0	100,00		
25,0	100,00		
15,0	100,00		
10,0	100,00		
5,0	100,00		
2,0	99,64		
1,0	99,07		
0,420	92,90		
0,180	61,31		
0,075	41,56		

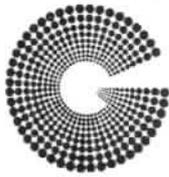


NOTE: Campione consegnato a cura del Committente.

LO SPERIMENTATORE

IL DIRETTORE

Dott. Geol. Guido Demontis



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N.7617/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N.7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02_NDT.CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N.IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001:2008

V.D.A. N° 5166-5 DEL 27/01/2020
 COMMITTENTE Geosarda snc
 CANTIERE Pirri
 CAMPIONE S8 (3,50-3,80)m
 UBICAZIONE Via Toti
 DATA PRELIEVO 11/01/2020 DATA PROVA 28/01/2020
 CERTIFICATO N. 039767 DEL 31 GEN. 2020

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

(Apparecchio di Casagrande) ASTM D3080-98

DESCRIZIONE DEL CAMPIONE : Sabbia argillosa molto ben addensata
 STATO DEL CAMPIONE Ricostituito al passante 2mm
 POCKET PENETROMETER R kPa
 VELOCITA'DI PROVA: 0,20 mm/min

CARATTERISTICHE INIZIALI

	N.	1	2	3
Provini				
Altezza	mm	20,50	20,50	20,50
Lato	mm	59,50	59,50	59,50
Umidita' naturale	W %	9,74	9,74	9,74
Umidita' di prova	W %	9,74	9,74	9,74
Massa campione secco	gr	117,61	116,93	117,69
Densità di prova	kg/m ³	1778,4	1768,1	1779,7
Densità secca	kg/m ³	1620,6	1611,2	1621,8

FASE DI CONSOLIDAZIONE

	kPa	98,1	196,1	294,2
Carico verticale				
Altezza dopo consolidazione	mm	20,15	19,55	19,24

FASE DI ROTTURA

	kPa	98,1	196,1	294,2
Carico verticale				
Altezza finale provino	mm	19,91	19,16	18,82
Umidita' di prova finale	W %	18,48	18,48	18,48
Densità umida finale	kg/m ³	1977,0	2042,4	2092,9
Densità secca finale	kg/m ³	1668,7	1723,9	1766,5

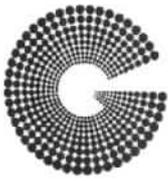
	mm	4,78	5,80	6,46
Scorrimento orizzontale				
Sforzo al taglio (massimo) t	kPa	92,00	165,00	226,00

NOTE: Campione consegnato a cura del Committente

LO SPERIMENTATORE

IL DIRETTORE

Dott. Geol. Guido Demontis



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

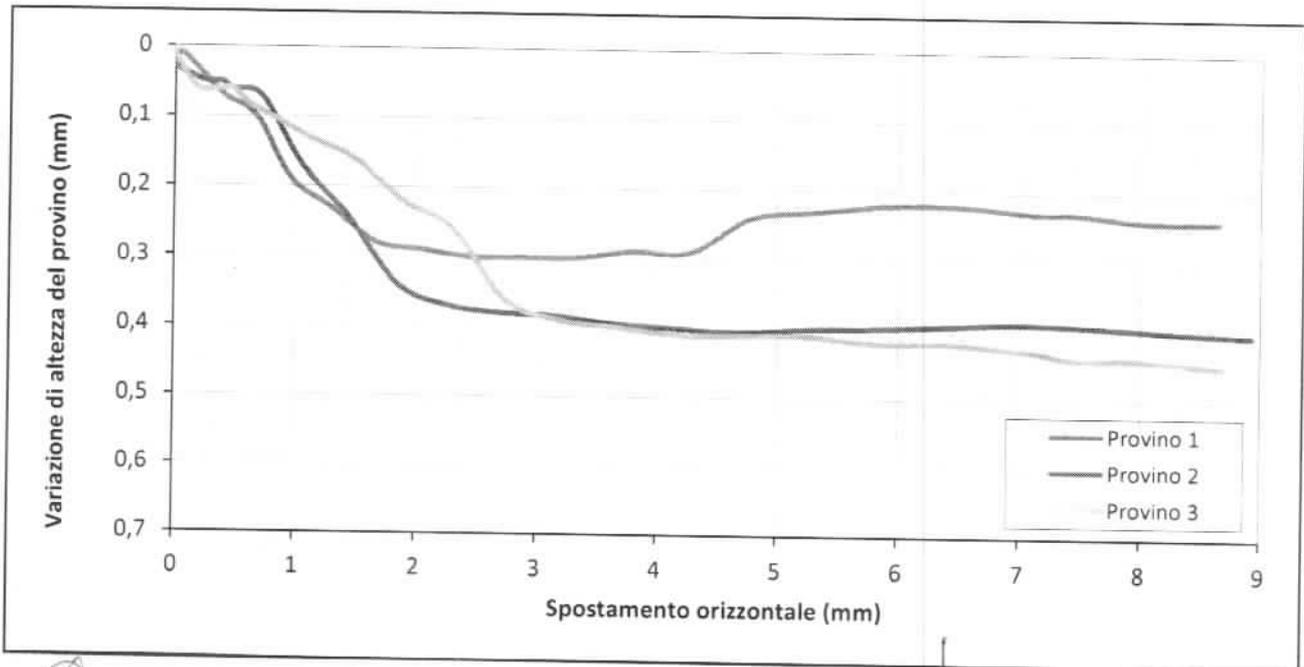
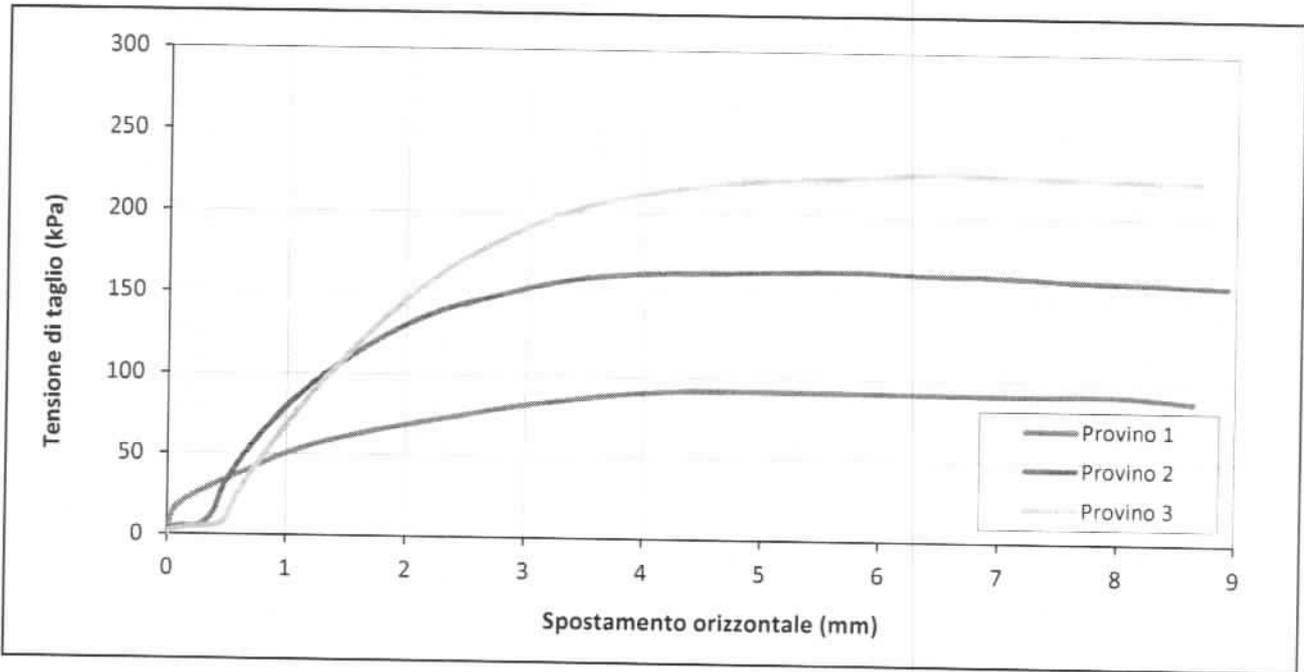
LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N.7617/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380/2001
CIRCOLARE N.7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02_NDT_CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N.IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001:2008

MISURA DELLA RESISTENZA AL TAGLIO MEDIANTE APPARECCHIATURA DI TAGLIO DIRETTO

ASTM D 3080-98

CERTIFICATO DI PROVA - FASE DI TAGLIO

V.D.A. n.	5166-5	DEL	27/01/2020
Committente	Geosarda snc	CERTIFICATO N.	039767
Cantiere	Pirri		
Campione	S8 (3,50-3,80)m	DEL	31 GEN. 2020



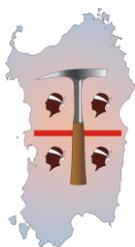
Il Tecnico
[Signature]

Il Direttore
[Signature]

COMUNE DI CAGLIARI
AREA METROPOLITANA DI CAGLIARI

INTERVENTI INFRASTRUTTURALI PER LA
SALVAGUARDIA DA EVENTI ECCEZIONALI E
MANUTENZIONE STRAORDINARIA DELLA
RETE PLUVIALE NEL TERRITORIO DI PIRRI

COLLETTORE 70

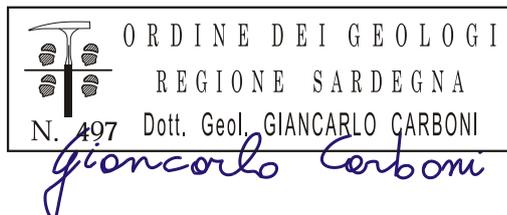


Studio di Geologia Tecnica e Ambientale
Dott. Geol. Giancarlo Carboni

Via Nazionale 277
09039 Villacidro (SU)
Tel. 070 2332144 cell. 329 4177709
e-mail: info@geosardegna
www.geosardegna.it

IL GEOLOGO INCARICATO

Dott. Geol. Giancarlo CARBONI
Ordine dei Geologi della Sardegna n° 497



Il committente:

Geosarda Snc
Via gavino Pes,
09045 Quartu S.E. (CA)

Oggetto:

Indagini geofisiche mediante me-
todologia MASW per calcolo della
categoria di sottosuolo.
D.M. 17/01/2018

Villacidro, li 08/02/2020

INDICE

Premessa	1
Prospezione sismica	1
Caratteristiche strumentali	2
Generalità sulle indagini sismiche mediante onde di superficie	2
Metodologia MASW	3
Schema operativo acquisizioni MASW	4
Modalità di elaborazione	5
Rigidità sismica (R)	5
Frequenza fondamentale di Nakamura (F_0)	6
Categorie del sottosuolo di fondazione	6
Risultati delle indagini sismiche	10



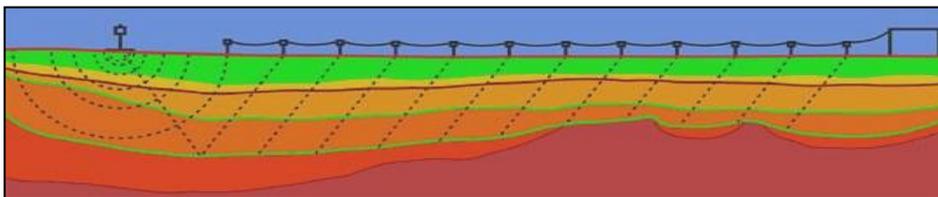
PREMESSA

Su incarico conferito dalla Soc. Geosarda Snc in qualità di ditta incaricata per l'esecuzione delle indagini geognostiche finalizzate alla definizione del modello geologico di riferimento per la progettazione di canali scolmatori atti ad allontanare le acque piovane, viene redatta la presente relazione geofisica dallo scrivente Dott. Geol. Giancarlo Carboni, iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Sardegna con il n° 497, con Studio Tecnico in Via Nazionale n° 277 – Villacidro (SU), relativa all'esecuzione di una indagine geofisica mediante metodologia MASW (Multichannels Analysis Surface Waves) allo scopo di definire le caratteristiche stratigrafiche del terreno interessato dal progetto e misurare la velocità media delle onde Vs fino ad una profondità adeguata per la definizione dell'interazione della struttura sul terreno di fondazione in relazione alla risposta sismica locale nelle more delle NTC 2018.

PROSPEZIONE SISMICA

L'esecuzione di indagini sismiche ha lo scopo di ottenere informazioni di tipo geotecnico sul comportamento fisico-meccanico dei corpi geologici investigati, attraverso la determinazione dei relativi parametri, ed informazioni di tipo geologico sui caratteri strutturali e stratigrafici del volume del sottosuolo indagato.

Si tratta di uno dei metodi attualmente più utilizzati per l'esplorazione in profondità del sottosuolo e consiste nel creare delle onde artificiali nel terreno (energizzazione) battendo una piastra poggiata a terra con una mazza. Le indagini geognostiche che utilizzano le metodologie sismiche sfruttano le proprietà dei terreni di farsi attraversare dalle onde sismiche a diversa velocità; questa dipende da molti fattori, quali la natura mineralogica della roccia, il grado di cementazione e di fatturazione, la porosità, il contenuto in acqua o in gas, ecc.



Rappresentazione schematica di una tipica prospezione sismica



Caratteristiche strumentali

La strumentazione utilizzata è costituita da un Sismografo DAQLink III (Seismic Source U.S.A.) con convertitore A/D a 24 bit, numero di canali da 3 a 24, ampio range dinamico 144db, output dei dati in SEG-Y, SEG-2 o ASCII, opzione per test dei geofoni ed accelerometri, lunghezza di registrazione fino a 4 mld di campioni, intervalli di campionamento: 0.0208, 0.0625, 0.125, 0.250, 0.500, 1.00, 2.00, 4.00, 8.00, 16.00 ms. L'intero sistema di acquisizione è conforme alle specifiche ASTM D5777-00 (2006) (Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation); l'energizzazione del terreno è stata effettuata mediante l'utilizzo di una massa battente (mazza di 10 kg con starter su piattello di battuta).

Per la ricezione delle onde longitudinali (P), durante l'indagine sismica, sono stati usati geofoni verticali a lungo periodo (4.5 Hz).



Sismografo DaqLinkIII



Operazioni di acquisizione

GENERALITÀ SULLE INDAGINI SISMICHE MEDIANTE ONDE DI SUPERFICIE

La necessità dettata dalle NTC2018 di fornire una solida stima della velocità di propagazione delle onde S nel sottosuolo ha dato un forte slancio alla diffusione di tecniche basate sull'analisi della dispersione delle onde di superficie (Rayleigh e Love). La dispersione rappresenta una deformazione di un treno d'onde dovuta ad una variazione di propagazione di velocità con la frequenza. In un mezzo stratificato le varie componenti (lunghezza d'onda, quindi frequenza $\lambda = v/f$) del segnale sismico si propagano ad una velocità diversa in funzione delle caratteristiche del mezzo. Le componenti a frequenza minore (lunghezza d'onda maggiore) penetrano più in



profondità e sono quindi influenzate dagli strati più profondi rispetto a quelle a frequenza maggiore (lunghezza d'onda minore) che risentono delle proprietà fisiche dei livelli superficiali, e presentano normalmente più elevate velocità di fase.

Metodologia MASW

La tecnica MASW consente di misurare la velocità delle onde di taglio V_s sfruttando il carattere dispersivo delle onde di Rayleigh quando queste si propagano in un mezzo stratificato.

La dispersione consiste nella variazione della velocità di fase a diverse frequenze, con l'aumento della lunghezza d'onda (abbassamento di frequenza) la profondità coinvolta dalla propagazione dell'onda è via via maggiore.

È quindi possibile, impiegando onde di un certo intervallo di frequenza, caratterizzare le proprietà acustiche dei terreni sino ad una certa profondità. Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali.

Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga. Questa proprietà si chiama dispersione.

Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali.

La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio (V_s), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali.

Questo tipo di analisi fornisce i parametri fondamentali comunemente utilizzati per valutare la rigidità superficiale, una proprietà critica per molti studi geotecnici.

L'intero processo comprende tre passi successivi: L'acquisizione delle onde superficiali (ground roll), la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza) e l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s .



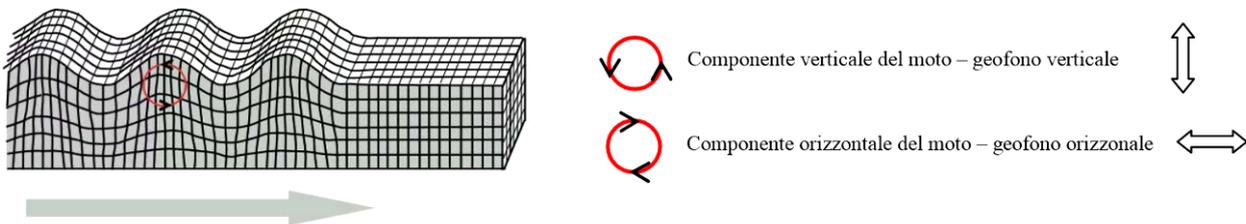
Il metodo si sviluppa attraverso la determinazione delle proprietà dispersive del mezzo individuabili dall'analisi dello spettro di velocità dei dati. Il range di frequenza si sviluppa comunemente tra i 5 Hz e i 70Hz, fornendo informazioni sino a profondità di circa 30 m a seconda della rigidità del suolo: la profondità massima di penetrazione è determinata dalla relazione fra velocità di propagazione dell'onda e più bassa frequenza identificabile.

Questa tipologia di prospezione si realizza con uno stendimento sismico costituito da 12/24 o più geofoni allineati a distanza intergeofonica variabile tipicamente fra 1 e 5 m (la lunghezza dello stendimento incide sulla focalizzazione del segnale nello spettro di velocità) che registrano le onde sismiche generate in corrispondenza di X punti di energizzazione effettuati tipicamente ad una distanza compresa fra 2 m e 20 m dal primo geofono.

L'obiettivo della registrazione è quindi l'individuazione del treno di onde superficiali (Rayleigh), che a causa della stratificazione del mezzo subisce una dispersione le cui modalità sono direttamente correlate alla velocità delle onde di taglio S.

L'acquisizione delle onde di Rayleigh può essere fatta mediante geofoni verticali (come nel nostro caso), oppure mediante geofoni orizzontali con asse posto parallelo (radiale) allo stendimento (in entrambi i casi si utilizza una sorgente verticale - piastra-martello).

Rayleigh Wave



Schema operativo acquisizioni MASW

Sulla base delle caratteristiche morfologiche del sito, è stato posizionato lo stendimento sismico, in parte nell'area d'ingombro della struttura. L'analisi è stata eseguita adottando la seguente configurazione:

- N° geofoni: 24 con frequenza propria di risonanza 4.5 Hz;
- Distanza intergeofonica: 2.0 m per complessivi 46 m di stendimento;
- Offset di battuta: n° 4 battuta disposta a 4 m dal primo geofono.

Per quanto riguarda l'acquisizione sono state utilizzate le seguenti impostazioni:



- Tempo di acquisizione: 1.5 s;
- Frequenza di campionamento: 1000 Hz;
- Periodo di campionamento: 1.0 ms.

L'analisi dei dati acquisiti dalla metodologia avviene attraverso le seguenti fasi:

1. Calcolo dello spettro di velocità; 2. Individuazione del modo fondamentale e degli eventuali superiori; 3. Calcolo della curva di dispersione mediante modellazione diretta, cioè attribuzione degli spessori e delle velocità relative, sulla base di dati riguardanti il sito acquisiti precedentemente tramite indagini dirette o bibliografia. In alternativa picking della curva di dispersione, cioè selezione dei punti che si ritengono appartenere ad un determinato modo; 4. Inversione della curva di dispersione e conseguente individuazione del profilo di velocità V_s .

Gli spettri di velocità risultano dominati dal modo fondamentale delle onde di Rayleigh.

Nella Tabella e nelle Figure sottostanti vengono riportati: l'andamento del profilo di velocità; gli spessori; le relative velocità V_s (dalle onde di Rayleigh) e la densità stimati, ricordando che, come in tutti i metodi geofisici, può essere ottenuta solo una stima del modello sismostratigrafico a causa del problema della non univocità.

La rappresentazione grafica dei risultati dell'indagine Masw viene rappresentata attraverso i diagrammi dello spettro di dispersione, il quale indica come le onde di superficie si disperdono nel terreno individuando anche i "modi superiori", dovuti generalmente alla presenza di discontinuità stratigrafiche.

L'andamento stratigrafico delle V_s viene rappresentato con un digramma dove sono indicate alle diverse profondità investigate le rispettive velocità V_s a cui si sovrappone l'andamento della curva di dispersione data da una secessione di pallini verdi.

Modalità di elaborazione

In teoria la metodologia MASW consente di ottenere informazioni della variazione delle velocità delle onde V_s fino ad una profondità pari a circa la metà della lunghezza dello stendimento.

Allo scopo di minimizzare l'errore dovuto ad eventuali disomogeneità stratigrafiche sono state eseguite due battute contrapposte nell'esecuzione delle MASW all'esterno del primo e dell'ultimo geofono. Le curve di dispersione ottenute sono state sommate ottenendo una curva di dispersione "media".

Rigidità sismica (R)

La rigidità sismica è un parametro legato all'amplificazione sismica locale; tanto più alto risulta R tanto minore sarà l'incidenza del danno dovuto al sisma;



$$R = \gamma \cdot V_s$$

- γ = peso di volume naturale
- V_s = Velocità di taglio.

Frequenza fondamentale di Nakamura (F_0)

In cui:

$$F_0 = \frac{V_s}{4 \cdot H}$$

- H = spessore dello strato.
- Velocità delle onde longitudinali (V_s)

Categorie del sottosuolo di fondazione

Nei paragrafi che si riportano nel seguito sono riassunti i dati medi principali desunti dall'indagine. Nel calcolo della "Velocità equivalente" $V_{s_{eq}}$ si è tenuto conto di tutti gli strati rilevati nei profili completi riportati in precedenza. La $V_{s_{eq}}$ rappresenta la media ponderata della distribuzione delle velocità di taglio per una profondità H sotto il piano di fondazione e si ottiene applicando la seguente formula:

$$V_{s_{eq}} = \frac{H}{\sum_{strato=1}^N \frac{h_{(strato)}}{V_{s_{(strato)}}}}$$

Dove N è il numero di strati individuabili nei primi metri di suolo, ciascuno caratterizzato dallo spessore $h_{(strato)}$ e dalla velocità delle onde S $V_{s_{(strato)}}$.

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

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s_{eq}}$ è definita dal parametro V_{s30} , ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Il parametro $V_{s_{eq}}$ consente di stabilire la classe di suolo come stabilito alle NTC del 2018 e sono riportate nella tabella che segue.



CATEGORIE DI SOTTOSUOLO DI FONDAZIONE SECONDO LE NTC DEL 2018

CATEGORIA	DESCRIZIONE
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30m.

Planimetria generale dei punti d'indagine sui ortofoto







Repertorio fotografico dell'esecuzione delle indagini sismiche



MASW 1



MASW 2





RISULTATI DELLE INDAGINI SISMICHE

L'analisi del profilo sismico per il calcolo delle V_s equivalenti è stata effettuata utilizzando un modello semplificato composto da 4 a 5 sismostrati.

Nel caso delle MASW 1 e 4 il basamento caratterizzato da $V_s \geq 800$ m/s è stato riscontrato entro i 30 m di profondità, pertanto la V_s equivalente è stata calcolata al di sopra del basamento rigido. Negli altri caso la stima della V_s equivalente è stata eseguita sulla base della velocità media nei 30 m di profondità.

MASW 1						
Strati	Spessore strato (m)	γ (kN/m ³)	V_s (m/s)	R (kPa)	F (Hz)	T (s)
A	3.7	18.0	304	5458	281	0.049
B	6.3	18.7	357	6673	562	0.071
C	8.7	21.0	572	12029	1244	0.061
D	11.3	21.8	665	14521	1879	0.068

MASW 2						
Strati	Spessore strato (m)	γ (kN/m ³)	V_s (m/s)	R (kPa)	F (Hz)	T (s)
A	1.9	17.4	266	4619	126	0.029
B	2.5	16.2	201	3254	126	0.050
C	2.9	22.1	697	15400	505	0.017
D	3.4	23.3	863	20113	734	0.016
E	19.3	24.0	976	23457	4709	0.079

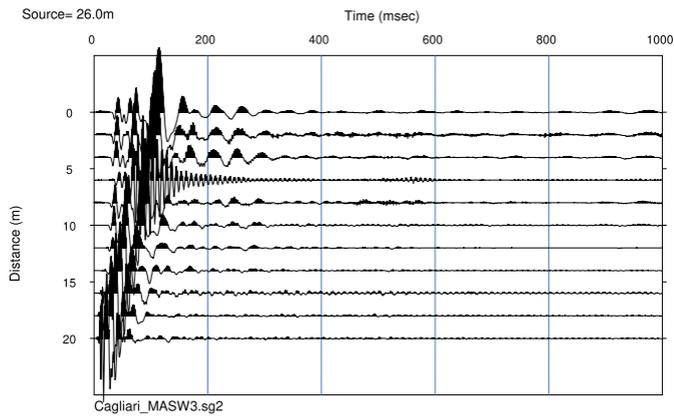
Sulla base della stratigrafia ottenuta la V_s eq risultante risulta riassunta nella tabella seguente

	MASW 1	MASW 2
V_{S30} eq	484 m/s	307 m/s
Categoria	B	C

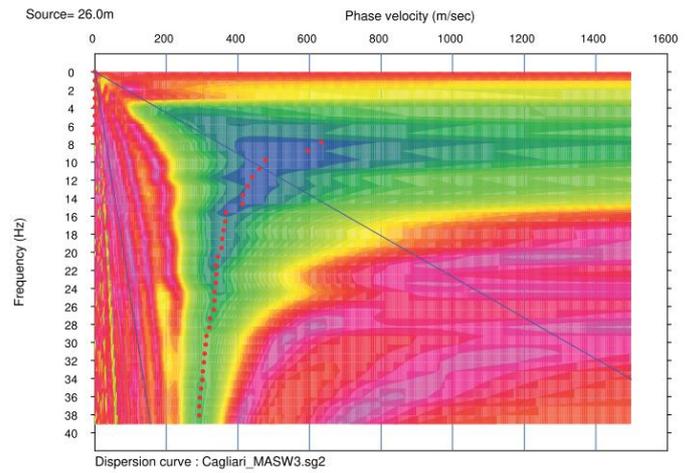
Resta sempre in capo al progettista l'utilizzo della categoria di sottosuolo di riferimento da utilizzare in funzione delle scelte progettuali.



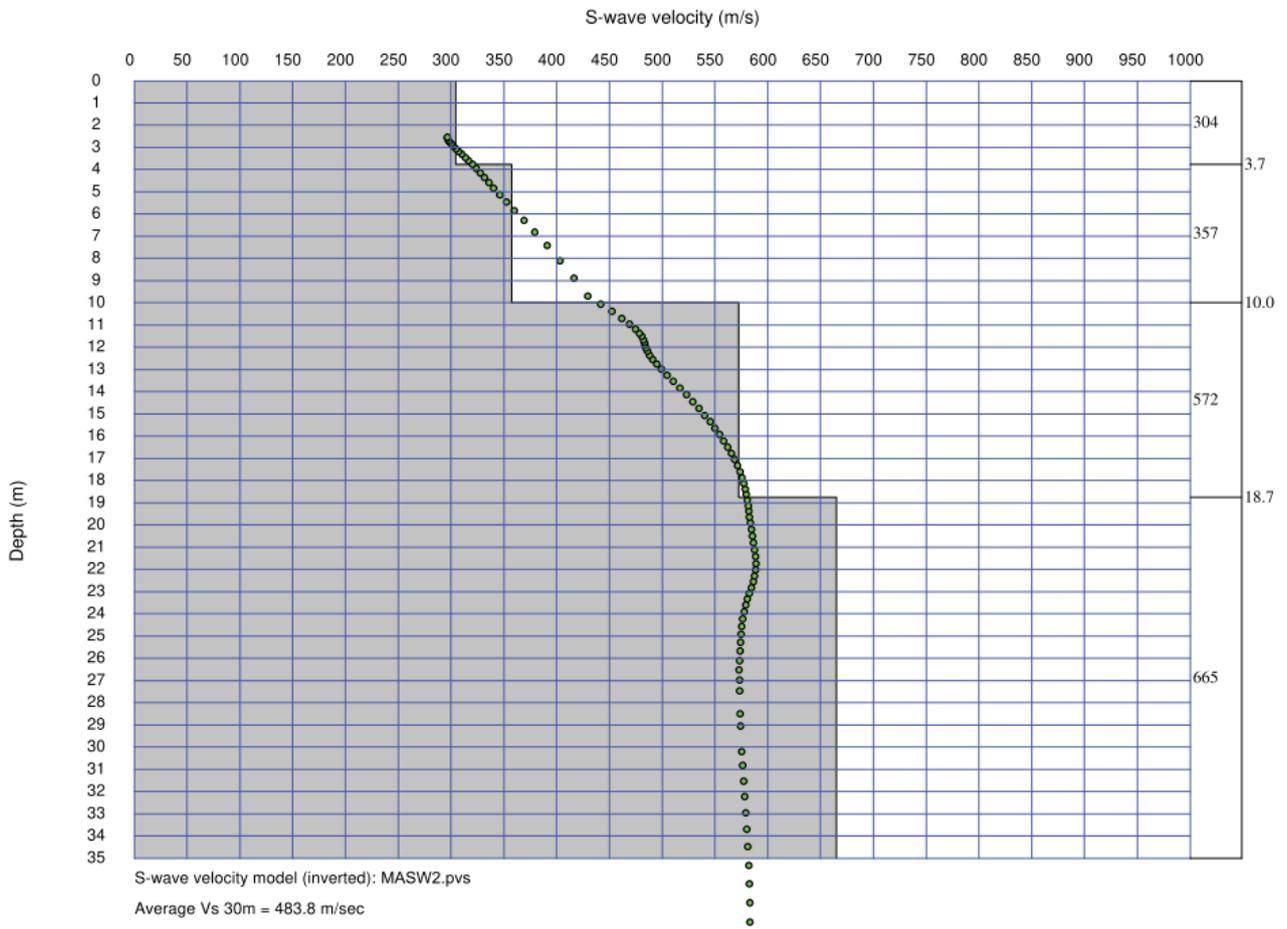
Sismogramma MASW 1



Spettro di dispersione MASW 1

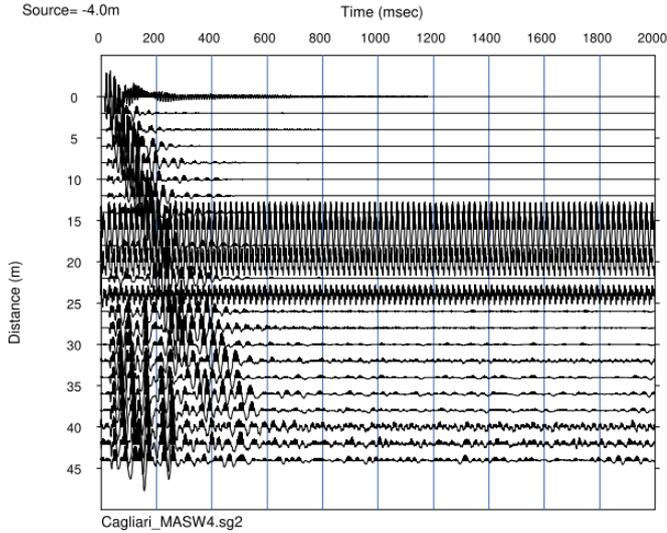


Stratigrafia Vs equivalente MASW 1

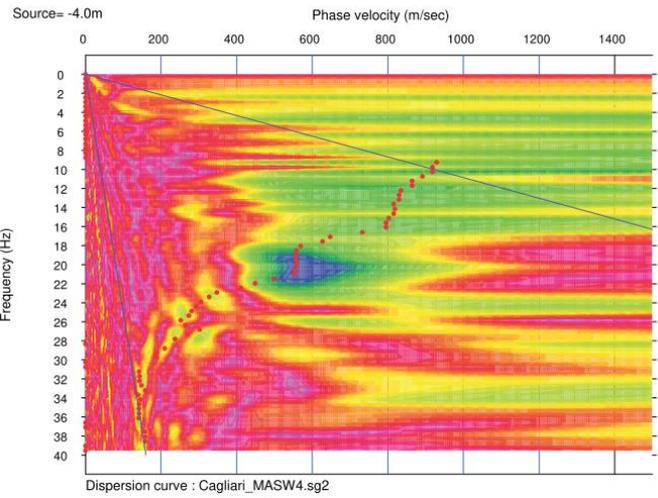




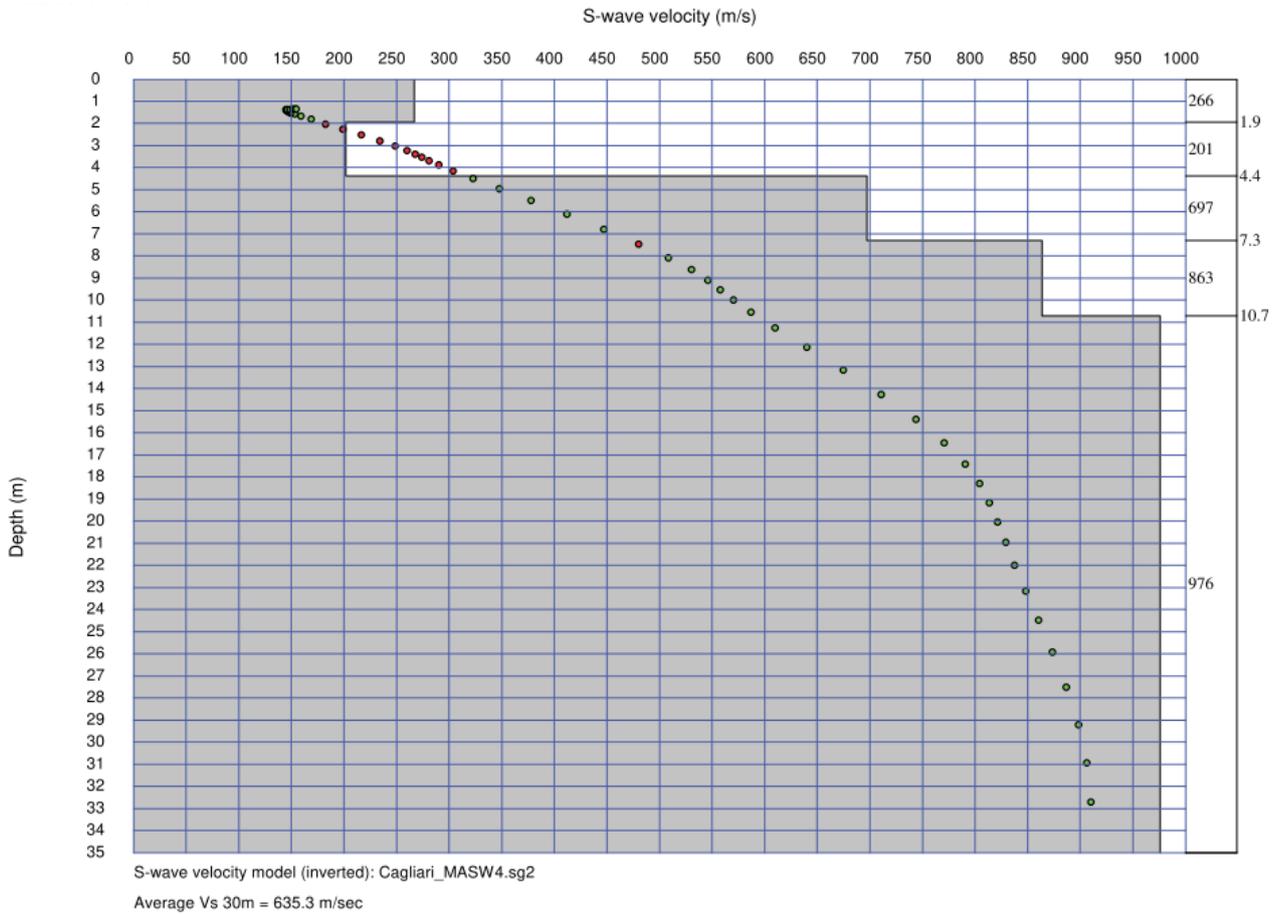
Sismogramma MASW 2



Spettro di dispersione MASW 2



Stratigrafia Vs equivalente MASW 2



Villacidro 08.02.2020

Geol. Giancarlo Carboni

