



COMUNE DI FERRARA

P.U.A.

PROGETTO ATTUATIVO RELATIVO A:

(AREA POC) ACCORDO A NORMA DELL'ART. 18 L.R. 20/2000 RELATIVO AL
COMPARTO:

"NUOVO INSEDIAMENTO RESIDENZIALE IN QUARTESANA, VIA COMACCHIO"

SCHEDA N.° 18ANS-03

Proprietà:

Dott. Andrea LAZZARI

Dott. Massimo LAZZARI

RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA



Luglio 2015



Geol. Daniele Pettinau

1 **PREMESSA**

Il presente studio prevede la creazione di un modello geologico-geotecnico del terreno sede dell'intervento urbanistico relativo al recente POC deliberato in data 7/04/2014 con Delibera Consigliare P.G. 20451 dell'Amministrazione Comunale di Ferrara, la presente documentazione ottempera alle successive disposizioni relative alla presentazione del PUA . Esso viene redatto usufruendo di tutti i dati disponibili ,ma soprattutto facendo riferimento alle indagini geotecniche in situ realizzate precedentemente per la documentazione relativa al POC.

Lo studio prevede la relazione geologica e geomorfologica dell'area e dell'intorno, nonché la relazione geotecnica con la ricostruzione dei parametri geotecnici e geomeccanici del sottosuolo e la ricostruzione stratigrafica.

Saranno sviluppati i relativi calcoli per la stima della capacità portante e le valutazioni del margine di sicurezza nei riguardi delle situazioni limite; queste ultime si possono manifestare sia nelle fasi transitorie di costruzione, sia nella fase definitiva per l'insieme manufatto-terreno. Infine verranno determinati i principali parametri di classificazione sismica, richiesti dalla normativa vigente. La documentazione soddisfa pertanto quanto illustrato nella scheda POC 18 ANS-03 comparto Geologico di cui si allega copia.

- vincoli di ordine geologico tecnico;
- aspetti morfologici e geologici generali;
- modello stratigrafico puntuale;
- circolazione idrica sotterranea e quota cui si attesta l'eventuale falda freatica;
- sismicità;
- parametri geotecnici e valori di resistenza dei terreni di fondazione e cedimenti attesi;
- la conferma dell'idoneità geologica e geotecnica dell'area all'edificazione prevista;
- azioni preliminari propedeutiche alla progettazione delle strutture di fondazione, come previsto dal documento di POC

L'indagine è stata articolata attraverso l'acquisizione di dati bibliografici, rilievi di terreno e la realizzazione di due prove penetrometriche statiche SCPTU realizzate in corrispondenza di due punti estremi dell'area POC, come si evince da planimetria allegata.

Si puntualizza, che conformemente alla normativa del DM 14/01/2008, gli argomenti di carattere geologico e geotecnico sono stati trattati separatamente in due distinte sezioni, denominate nel presente documento:

- Sez. A - Relazione Geologica.
- Sez. B - Relazione Geotecnica.

2 *NORMATIVA DI RIFERIMENTO*

- DM. 14/01/ 2008 “Norme Tecniche sulle costruzioni”.
- Circolare Cons. Sup. Lavori Pubblici – Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 14/01/2008 – Bozza aggiornata al 7 Marzo 2008.
- Circolare Cons. Sup. Lavori Pubblici – Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 14/01/2008 – Bozza aggiornata all’11 Aprile 2008.
- OPCM n 3316 del 02/10/2003 – “Modifiche ed integrazioni all’Ordinanze del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20/03/2003.
- OPCM n 3274 del 20/03/2003 – “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- DM.LL.PP.11/03/1988. "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione ".
- Circ. Dir. Cen. Tec. n°97/81. "Istruzioni relative alle norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- D. Reg. 112/07 “Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica”
-

3 *UBICAZIONE GEOGRAFICA – TIPOLOGIA FABBRICATI IN PROGETTO – VINCOLISTICA DI ORDINE GEOLOGICO TECNICO*

L’area in esame è sita nella Frazione di Quartesana, come illustrato nella “Carta corografica”, tavola CTR 202_NE alla scala 1: 25.000 nella “Carta topografica” alla

scala 1: 10.000, sezione n°202080 e nella “Ripresa fotografica generale” riportate in allegato.

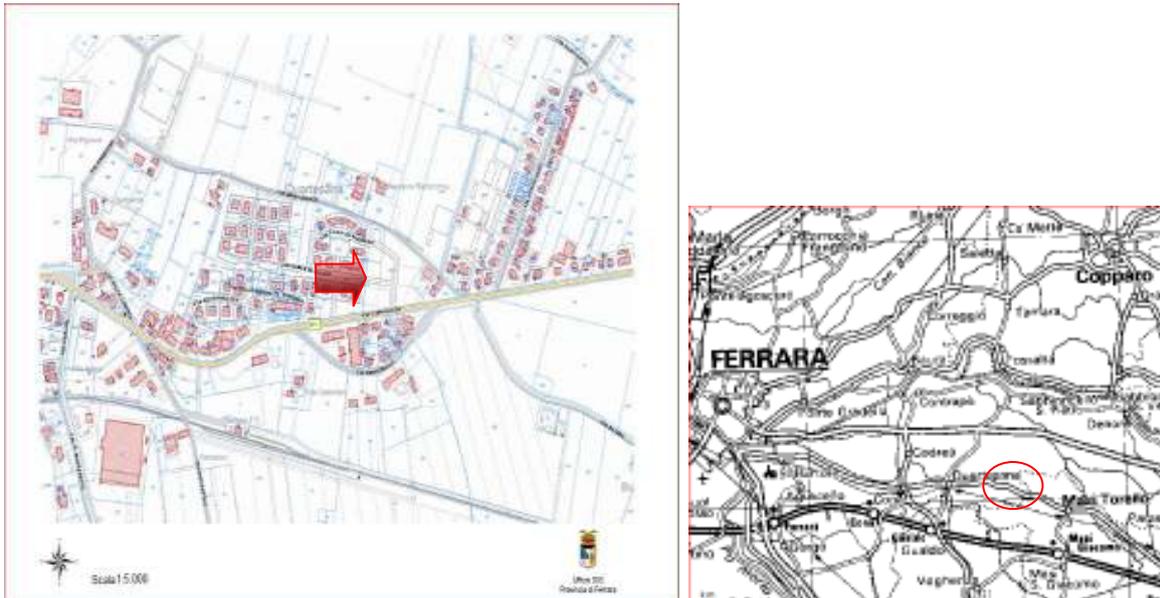


Figura 1 Corografia da CRT scala 1:5.000 Provincia di Ferrara

Figura 2 Corografia stradale e ubicazione di Quartesana.

La disposizione planimetrica degli edifici e della relativa infrastruttura viaria interna è illustrata nella figura seguente.



Figura 3 Planimetria area POC (Atti di Progetto)



Figura 4 Inquadramento aerofotogrammetrico dell'area di interesse. L'immagine è stratta da "MAPS" - L'area P.O.C. è contraddistinta da pallini rossi

Le coordinate geografiche relative ai vertici del sito in oggetto, calcolate mediante apposito *software* ed utilizzando la maglia di punti riportata in figura, sono le seguenti

1 Long. 11°743848 Lat. 44°807575

2 Long. 11°745152 Lat. 44°806978

3 Long. 11°744932 Lat. 44°807316

4 Long. 11°743545 Lat.44°806284

4 SEZ. A - RELAZIONE GEOLOGICA

4.1 Inquadramento morfologico e geologico

L'area di indagine si colloca nel contesto deposizionale della Pianura Padana, in corrispondenza delle sequenze sedimentarie quaternarie di origine alluvionale-deltizio.

Nel suo complesso, l'assetto geologico dell'Emilia-Romagna è il risultato dei movimenti crostali che, a partire dal Terziario, hanno coinvolto due placche continentali: il blocco sardo-corso da una parte e la microplacca Padano-Adriatica dall'altra. Questo movimento ha condotto all'orogenesi dell'Appennino Settentrionale, avvenuta nel Terziario e alla successiva formazione dell'avanfossa padana, chiusa a nord dalla catena alpina meridionale già sollevatasi a partire dall'era Mesozoica.

L'assetto tettonico profondo della Pianura Padana è di tipo compressivo con accorciamento crostale per compressione e collisione.

La conseguenza di questa tipologia di movimento è la formazione di sistemi di pieghe e faglie con direzioni prevalenti NNW-SSE, WNW-ESE e N-S. Il progressivo riempimento del bacino marino, fino alle condizioni di continentalità, avviene attraverso eventi tettonico-sedimentari separati nel tempo da periodi di forte subsidenza. Queste alternanze di eventi sono testimoniate da numerose superfici di discontinuità stratigrafica che "marcano" le diverse fasi ed affiorano sul margine appenninico. La ricostruzione del loro andamento nel sottosuolo permette di definire il quadro stratigrafico secondo i criteri della stratigrafia sequenziale. Riguardo le coperture quaternarie si possono distinguere tre sequenze deposizionali (cicli sedimentari o deposizionali) composte a loro volta da sequenze o cicli base (Unità stratigrafiche) comprendenti un episodio sedimentario, solitamente ripetitivo, che determina il sistema deposizionale (Di Dio, 1998; Ricci Lucchi e al., 1982):

Sequenza deposizionale inferiore (Pliocene medio-superiore);

Intervallo temporale: 3,5 – 2,2 Ma

Sequenza deposizionale intermedia (Quaternario marino);

Intervallo temporale: 2,2 – 0,65 Ma

Sequenza deposizionale superiore (Emiliano-Romagnolo). Intervallo temporale: 0,65 Ma – attuale.

In particolare:

- Sequenza deposizionale inferiore

Costituisce la risposta sedimentaria ad una fase di quiescenza tettonica durante la quale prevale subsidenza del bacino con depositi ciclici di facies prevalentemente fini, successiva all'evento tettonico di sollevamento regionale della fase precedente

- Sequenza deposizionale intermedia

E' legata ad un evento tettonico di sollevamento che determina un'importante regressione regionale e la conseguente sedimentazione di un prisma sedimentario fluvio-deltizio progradante. La sedimentazione, prevalentemente argillosa di fronte deltizio o costiera costituisce, nell'insieme, una sequenza regressiva con passaggio da condizioni marine di piattaforma a depositi continentali.

- Sequenza deposizionale superiore. In seguito ad una nuova fase di subsidenza del bacino e quiescenza tettonica avviene la deposizione di una

sequenza costituita da depositi di pianura alluvionale conoide distale di alimentazione appenninica

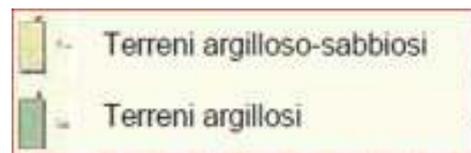
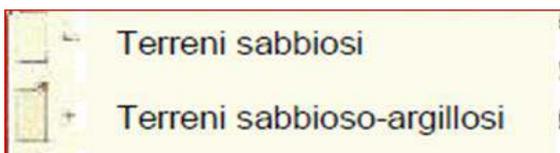
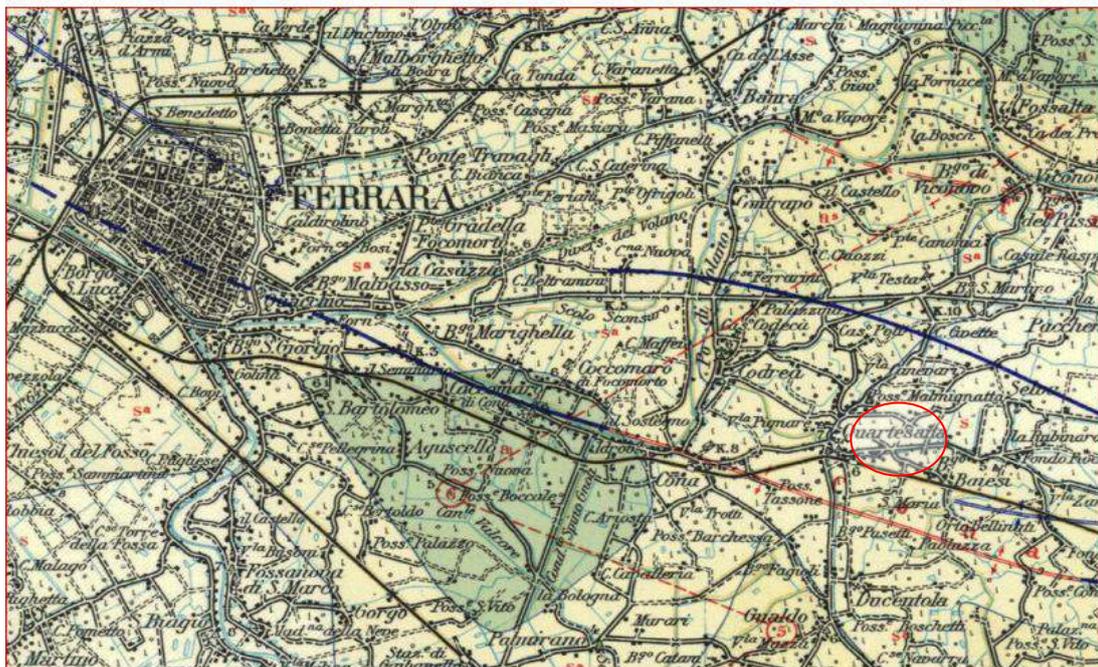
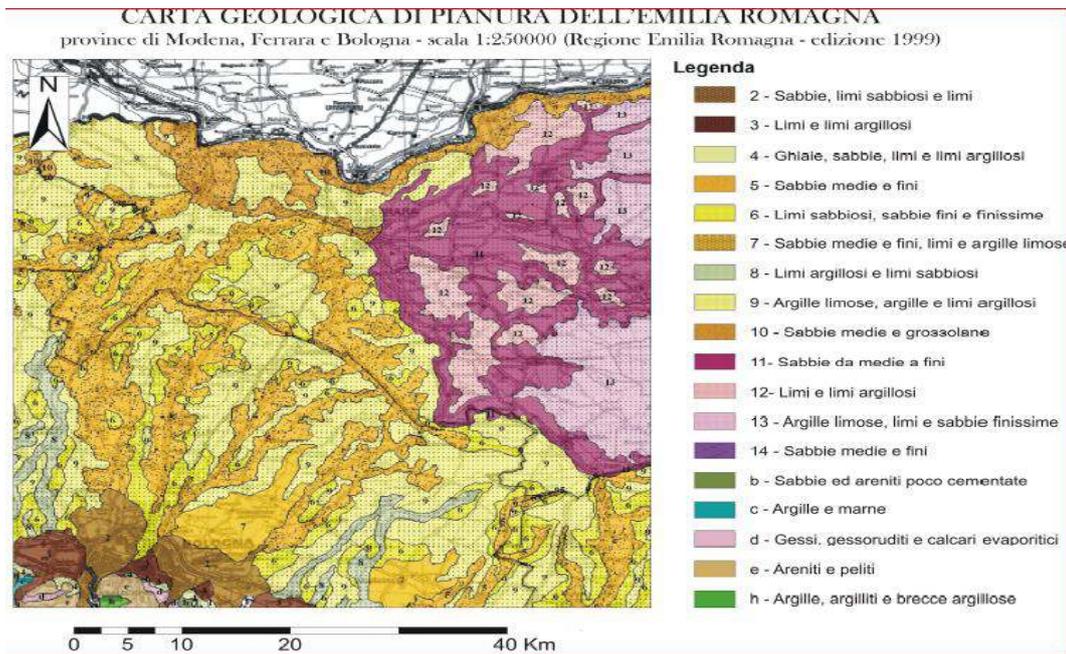


Figura 5 Estratto della Carta Geologica d'Italia scala 1:25.000 - Foglio 76 - Ferrara (1955)

La pianura ferrarese costituisce l'estremo lembo nord orientale della pianura Emiliana ed è compresa tra i fiumi Po, Reno e Panaro, che hanno contribuito a formarla con le loro ripetute alluvioni. I fiumi che percorrono la bassa pianura padana, poiché rientrano nella categoria dei tratti senili, hanno bassa velocità di deflusso, con conseguente bassissima capacità di trasporto, ciò tende a produrre fenomeni di innalzamento dei letti fluviali.

Nei casi di rotta o di tracimazione (*fenomeni questi favoriti dal citato innalzamento dei letti fluviali*), le acque si espandono ai lati perdendo velocità e sedimentando materiali più fini (argille e limi), mentre nel punto di rottura, ove vi è maggior energia, viene depositato un cono di materiali sabbiosi. Può verificarsi che coni costituiti da materiali sabbioso-limosi si possano incontrare in punti in cui antichi alvei secondari perdevano la loro individualità e riversavano le acque in aree paludose. I materiali che sedimentano a maggior distanza dagli alvei sono costituiti da limi e argille. Data la maggior costipabilità di tali depositi si vanno ad individuare aree a maggior depressione (*catini*) fra un alveo e l'altro, mentre la rete degli alvei continua ad esaltare la propria quota. Spesso questi catini sono così pronunciati che danno origine a ampi ristagni dove si vengono a formare dei depositi torbosi che poi, alla successiva piena, vengono ricoperti da altri sedimenti; tali fenomeni ricorrenti sono evidenziati dalle indagini geognostiche. Talvolta il fiume abbandona definitivamente l'antico alveo, specie se diviene pensile, formando un nuovo letto principale ubicato in queste aree depresse iniziando così un nuovo ciclo di alluvionamento del territorio.

L'insieme di questi eventi fa sì che la morfologia attuale rispecchi l'andamento degli antichi alvei attivi e sepolti. In particolare si può affermare che l'attuale condizione morfologica rappresenti una fotografia della somma di tali eventi, fino all'ultima inondazione prodottasi.

I corsi d'acqua che scorrono nella pianura padana presentano spesso tracciati meandriformi nei quali la tortuosità del letto fluviale è generalmente organizzata in associazioni di curve più o meno regolari con deviazione non minore di 45° dal corso normale e successivo ritorno alla successione primitiva (Panizza 1973).

Nel nostro caso si tratta di meandri liberi, poiché le divagazioni del corso d'acqua sono indipendenti dal tracciato della valle data la larghezza della stessa, cosicché la valle si può definire a **fondo alluvionale mobile**.

In tutte le sinuosità fluviali in conseguenza della deviazione del filone di corrente avviene erosione presso la riva concava e deposizione in quella convessa.

Il divagare dei meandri determina l'individuazione di particolari strutture sedimentarie (Shoe-Strings) che permettono di ricostruire l'evoluzione delle tortuosità.

Possiamo riassumere che la morfologia della pianura ferrarese è il risultato delle vicende idrologiche dei fiumi e dei canali che la percorrono e che l'hanno in passato interessata.

Non si può peraltro trascurare l'influenza antropica dell'assetto geomorfologico, dove l'azione dell'uomo volta all'innalzamento degli argini per un più sicuro contenimento delle acque, ha irrigidito la rete idrografica, obbligando i fiumi di pianura a scorrere

sempre negli stessi alvei esaltando la naturale tendenza all'innalzamento degli stessi. Tutti questi fattori hanno determinato l'assetto geomorfologico della pianura ferrarese, che vede le aree più elevate in corrispondenza di alvei fluviali attuali ed antichi. Così pure gli interventi di bonifica hanno contribuito ad accentuare questo assetto, tali interventi sono stati infatti particolarmente intensi nelle aree comprese tra un alveo e l'altro, traducendosi in pratica in un abbassamento della falda freatica determinando così un ulteriore abbassamento di questi terreni rispetto agli alvei.

La carta Geomorfologica mostra che in prossimità di Codrea, dal Volano, si diparte un importante paleoalveo coincidente con il condotto Belriguardo che, a ovest di Quartesana, piega verso sud in direzione Voghenza. Sempre in prossimità di Quartesana il condotto Belriguardo si divide in due importanti paleoalvei, uno con andamento verso sud e l'altro con andamento est – ovest dove probabilmente coincide con il condotto Rovere, rappresentato anche dalle carte antiche del (Baruffaldi e del Barbantini) vedere fig 4 estratto carta Geomorfologica.

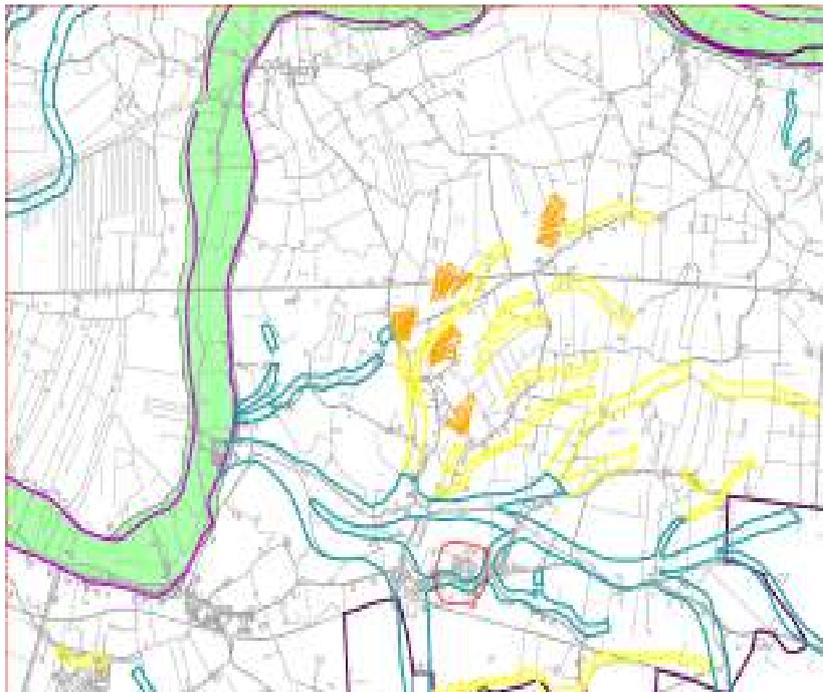


Figura 6 Carta geomorfologica. Si notino i due paleoalvei, l'area contraddistinta in rosso fa parte della frazione di Quartesana (estratto della carta geomorfologica del P.S.C. di Ferrara)

4.2 La subsidenza naturale

Il termine indica tutti quei movimenti di abbassamento del suolo imputabili a cause naturali. Nel territorio in esame tali cause consistono sia nel costipamento dei sedimenti più recenti, sia nella risposta isostatica della crosta al variare dei carichi superficiali (soprattutto depositi sedimentari) o comunque in movimenti di neotettonica.

Sulla base di dati archeologici e di sondaggi risulta possibile affermare che nel territorio comunale il tasso di subsidenza naturale è variabile da zona a zona.

Va ricordato d'altronde che, a sud dell'attuale posizione del fiume Po, l'orogene appenninico continua, sotto la Pianura Padana, nelle pieghe dell'Appennino sepolto (Pieri, Groppi, 1981; CNR, 1992) e che il territorio comunale si sviluppa interamente su tale orogene; a nord è invece presente una monoclinale che arriva ai piedi delle Alpi.

La forma di tale substrato, in generale, condiziona i tassi di costipamento dei terreni sovrapposti, producendo una loro attenuazione nelle zone corrispondenti agli alti strutturali sepolti; il substrato stesso, inoltre, è ancora sottoposto a movimenti sia orizzontali che verticali.

Comunque, nella zona in esame, le velocità di abbassamento riconducibili a tali fenomeni sono generalmente inferiori a 1 mm/anno.

4.3 La subsidenza artificiale

La subsidenza artificiale o antropica, è caratterizzata da fenomeni di abbassamento del suolo imputabili a varie attività dell'uomo.

Nella Pianura Padana orientale questi abbassamenti per subsidenza hanno avuto ed hanno attualmente una notevole importanza. E' evidente, ad esempio, che essi stanno alla base dell'attuale assetto altimetrico della sua fascia orientale, che comprende un'area di oltre 2300 Km² al di sotto del livello medio del mare.

Essi sono riconducibili soprattutto all'estrazione di fluidi dal sottosuolo: un caso classico è rappresentato dalla estrazione di metano misto ad acqua attuata nel Polesine e nel settore nord-orientale del Ferrarese, fra il 1938 e il 1964, da strati del Quaternario di profondità generalmente inferiori ai 200 m. Nel territorio del Comune di Ferrara questi fenomeni possono essere imputati soprattutto:

- ad abbassamenti dei livelli piezometrici di falde di bassa e media profondità, causati da emungimenti di acqua in quantità eccessiva rispetto alla capacità di ricarica spontanea delle falde stesse
- ad abbassamenti della falda freatica per fini di bonifica; tale pratica, iniziata su vaste aree fin dal tempo degli Estensi, è stata intensificata nei primi decenni del XX secolo con l'ausilio delle macchine idrovore.

Fra le possibili cause vengono inoltre indicate le variazioni del chimismo delle acque sotterranee capaci di indurre riduzioni di volume dei minerali argillosi per fenomeni elettrochimici; particolari tipi di inquinamento potrebbero quindi causare subsidenza.

Per lo studio della subsidenza sono state effettuate, in passato, delle livellazioni di precisione sia da IGMI che da ARPA Emilia Romagna, che hanno dato luogo a delle mappe con relative isocinetiche che hanno indicato valori fino a 15mm annui a sud di Ferrara. Moderne tecniche oggi sono in grado di apprezzare movimenti verticali con assoluta precisione, si fa riferimento all'interferometria Satellitare SAR che è in grado di verificare costantemente i valori di subsidenza del terreno . A titolo conoscitivo vengono allegate due immagini interferometriche da ENVISAT in ascending e in descending che risalgono a misurazioni relative agli anni 2003 – 2009 . Come si può evincere dall'immagine sottoriportata le aree precedentemente urbanizzate fine anni 90 primi 2000, a fianco all'attuale area POC, non presentano fenomeni di assestamento e/o subsidenza, peraltro invece stimabile con valori positivi nella lottizzazione a fianco vedasi PS (*Permanent Scatterer*) color giallo e arancio immagine in descending.



Figura 7 Immagine in descending (a sinistra) e in ascending a destra)

4.4 Elementi tettonici

I dati sulla tettonica del territorio ferrarese provengono sostanzialmente dalle campagne di esplorazione geofisica effettuate dalle società minerarie. Dall'esame delle "batimetrie delle sommità dei calcari del Cretacico" è stato possibile osservare come l'assetto tettonico sia costituito da una serie, abbastanza fitta, di anticlinali, sinclinali e fratture quasi tutte concentrate a sud del fiume Po. Le anticlinali, individuabili nella carta della sommità dei calcari del Cretacico, non hanno un assetto uniforme e continuo, ma si presentano come allineamenti di strutture relativamente brevi "Brachianticlinali" collegati fra di loro da depressioni a forma di selle. Le fratture si presentano come faglie inverse con piani di dislocamento immersi verso sud e con vergenza a nord. Le dislocazioni si estendono anche alle formazioni preplioceniche , mentre la coltre quaternaria si mostra praticamente indisturbata. La struttura più rilevante è però la "dorsale ferrarese" che da Mirandola si estende verso Ferrara, per

poi dividersi in varie brachianticlinali; nell'area in esame culminazioni assiali si riscontrano nell'area di Cona. I movimenti sismici registrati anche di recente inducono a pensare che questa complessa struttura tettonica non sia assestata ma sia in continua evoluzione. Tutto questo ha condizionato molti fenomeni pelagici superficiali con distribuzione di acque salate in superficie e in profondità, andamenti della falda acquifera e soprattutto l'andamento delle rete principale di drenaggio.

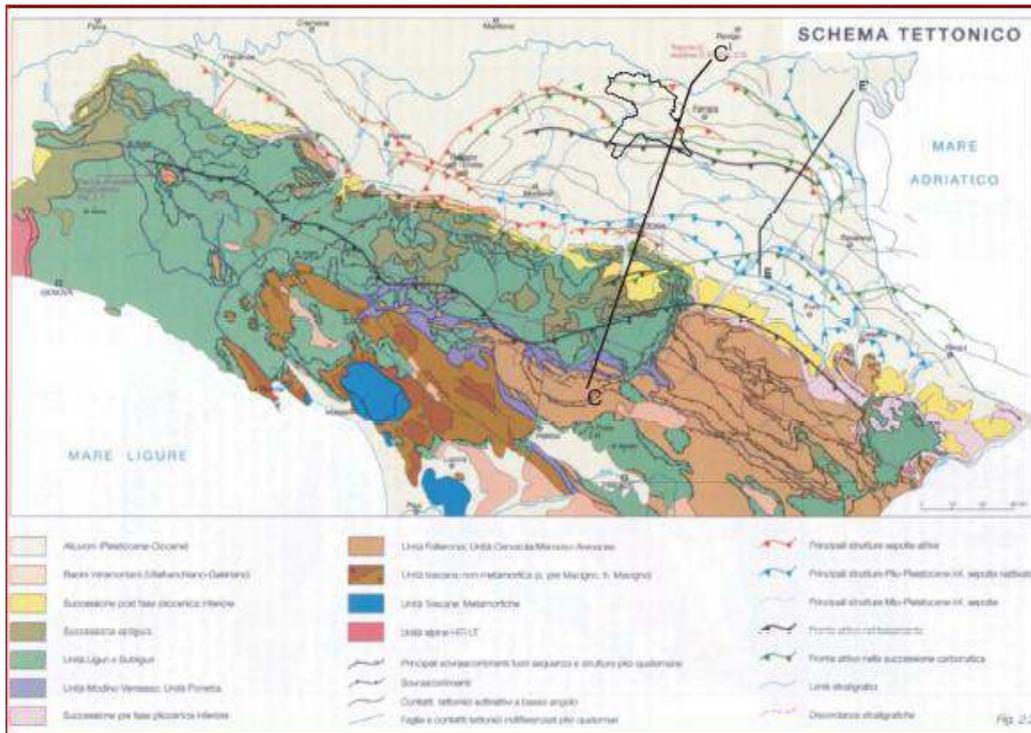


Figura 8 Schema tettonico tratto dalla carta geologica strutturale dell'Appennino Emiliano-Romagnolo (RER e CNR 2002)

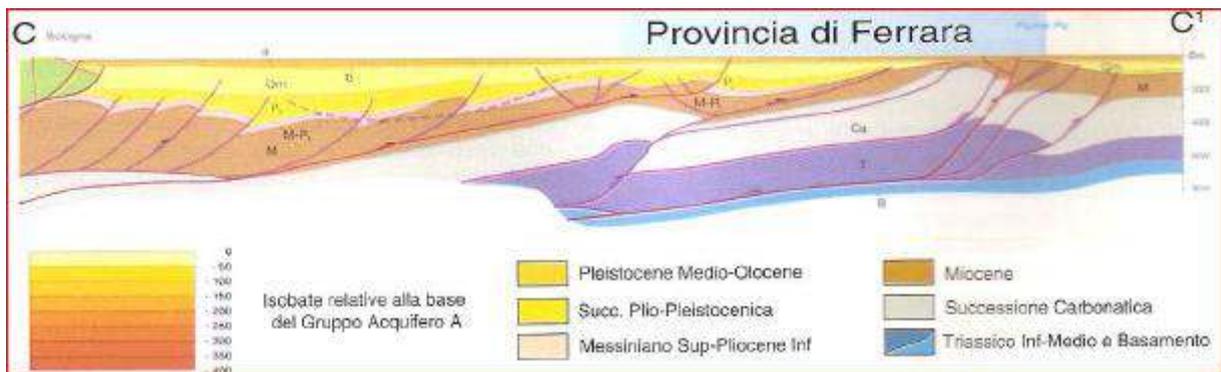


Figura 9 Sezione geologica interpretativa C-C1

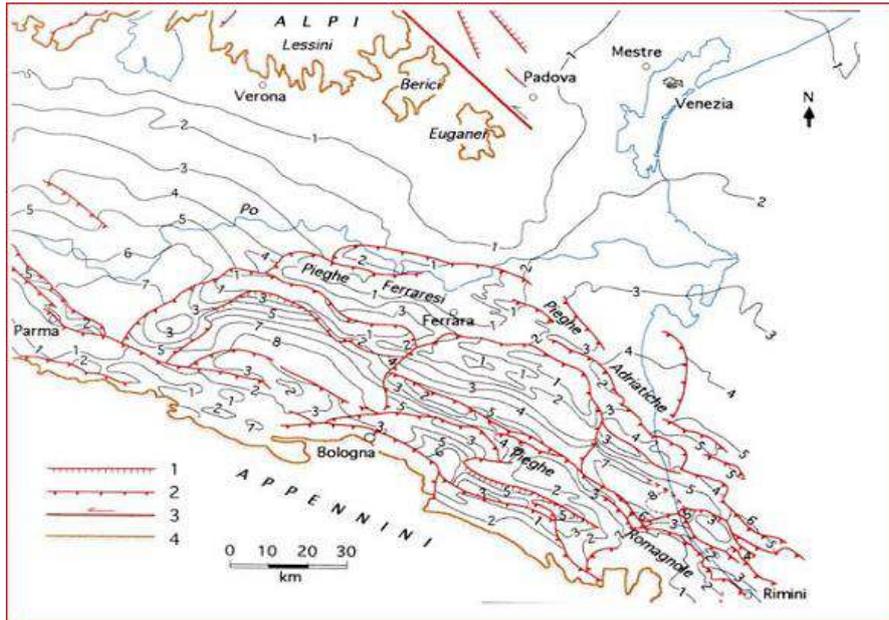


Figura 10 Schema tettonico delle pieghe Ferraresi dell'Appennino sepolto. Da Pieri e Groppi 1981 - CNR 1982

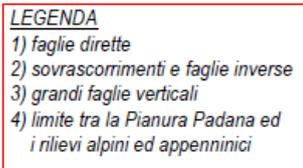


Figura 11 Legenda

4.5 Assetto idrogeologico

Alle litofacies limoso argillose, sabbioso limose e torbose che si sviluppano entro gli intervalli di profondità indagati, dotate di permeabilità per porosità in genere medio basse, si correlano coefficienti di conducibilità idraulica (K) dell'ordine di 10^{-3} m/s e di 10^{-7} m/sec tenuto conto dei valori tabellari riportati in letteratura per terreni simili (cfr. tab. seguente).

Grado di permeabilità	Coefficiente di permeabilità (m/s)	litotipi
Alto	$K > 10^{-2}$	Ghiaie
Medio	$10^{-2} > K > 10^{-4}$	Sabbie
Basso	$10^{-4} > K > 10^{-9}$	Sabbie fini; limi
Impermeabile	$10^{-9} > K$	argille

Tabella 1 Coefficienti di permeabilità indicativi dei terreni

In merito alla falda freatica, le indagini strumentali in sito, eseguite nell' ottobre 2012, hanno rilevato una soggiacenza a $- 2,50$ m da p.c. Il dato è in linea con l'andamento delle isofreatiche messo in evidenza dalla cartografia relativa allo studio Geologico di pianificazione del Comune di Ferrara a cura dell'Università di Ferrara.

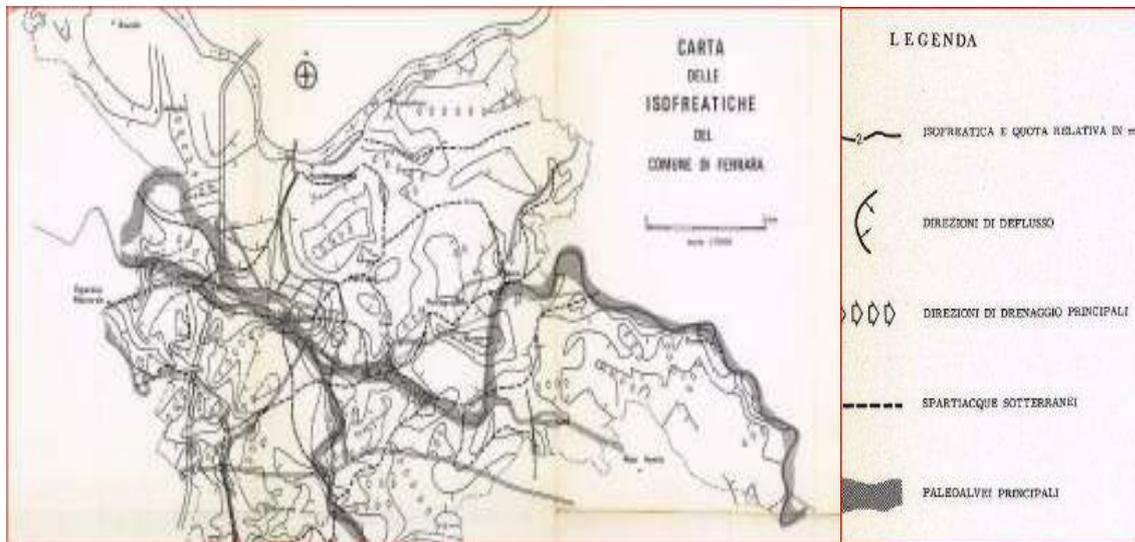


Figura 12 Carta delle isofreatiche estratta da studi dell'Università di Ferrara

E' possibile rilevare, nel corso dell'anno, escursioni in positivo o in negativo del livello di falda, specie durante periodi particolarmente siccitosi o periodi di forti precipitazioni prolungate nel tempo. Sono comunque stati accertati, sulla base dei dati disponibili, innalzamenti dell'ordine max di 60-70 (fig. 13)

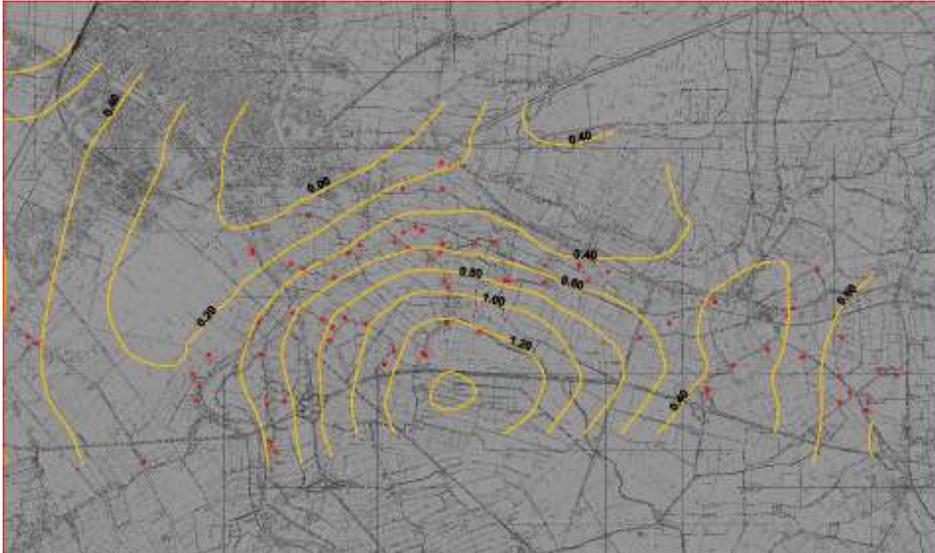


Figura 13 Cartografia che illustra le linee di massimo innalzamento della falda freatica.
(da P.S.C. di Ferrara)

4.6 Idrografia della zona

L'idrografia della zona è rappresentata sostanzialmente dalla presenza di fossi e canali di scolo le cui acque meteoriche sono, per la maggior parte, convogliate nei canali che a loro volta vengono sollevate artificialmente dai sistemi idrovori che scaricano nel Po di Volano, nel Po di Primaro e nel Canale Navigabile, così come si può osservare nella cartografia allegata. Senza la presenza degli impianti di sollevamento, il territorio sarebbe soggetto ad allagamenti periodici in occasione di eventi meteo pluviometrici intensi e prolungati.

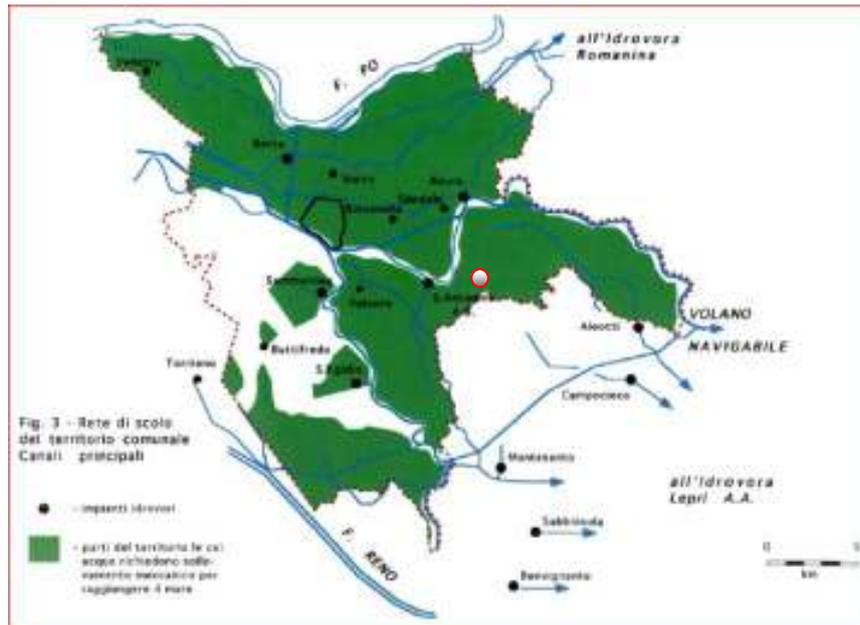


Figura 14 Impianti idrovori di scolo al servizio del territorio comunale di Ferrara e delle aree circostanti. Il punto rosso indica la frazione Quertesana.

4.7 Modello litostratigrafico

La successione stratigrafica locale sino a - 30 m da p.c. è stata definita sulla base dei risultati di n° 2 prove penetrometriche statiche SCPTU 1-2 (ottobre 2012), di cui in allegato si riportano i certificati originali.

Dalla correlazione stratigrafica tra le due verticali d'indagine (. fig. 14), commentate dettagliatamente nella sezione geotecnica, la sequenza litostratigrafica dell'area di edificazione è così schematizzabile:

- da pc a - 0,75 m = terreno vegetale;
- da - 0,75 m a 3,0 m = limi sabbiosi argillosi;
- da - 3,0 m a -14,0 m = terreni organici (torbe) con locali intercalazioni lentiformi di argille (-5 e 6 m da pc) e di limi sabbiosi argillosi tra -10 e -11;
- da -14,0m a - 20 m = sabbie limose e limi sabbiosi;
- da - 20 m a -30,0 m = argille limose con intercalazione di sabbie limose tra - 23,0 e - 25 m,

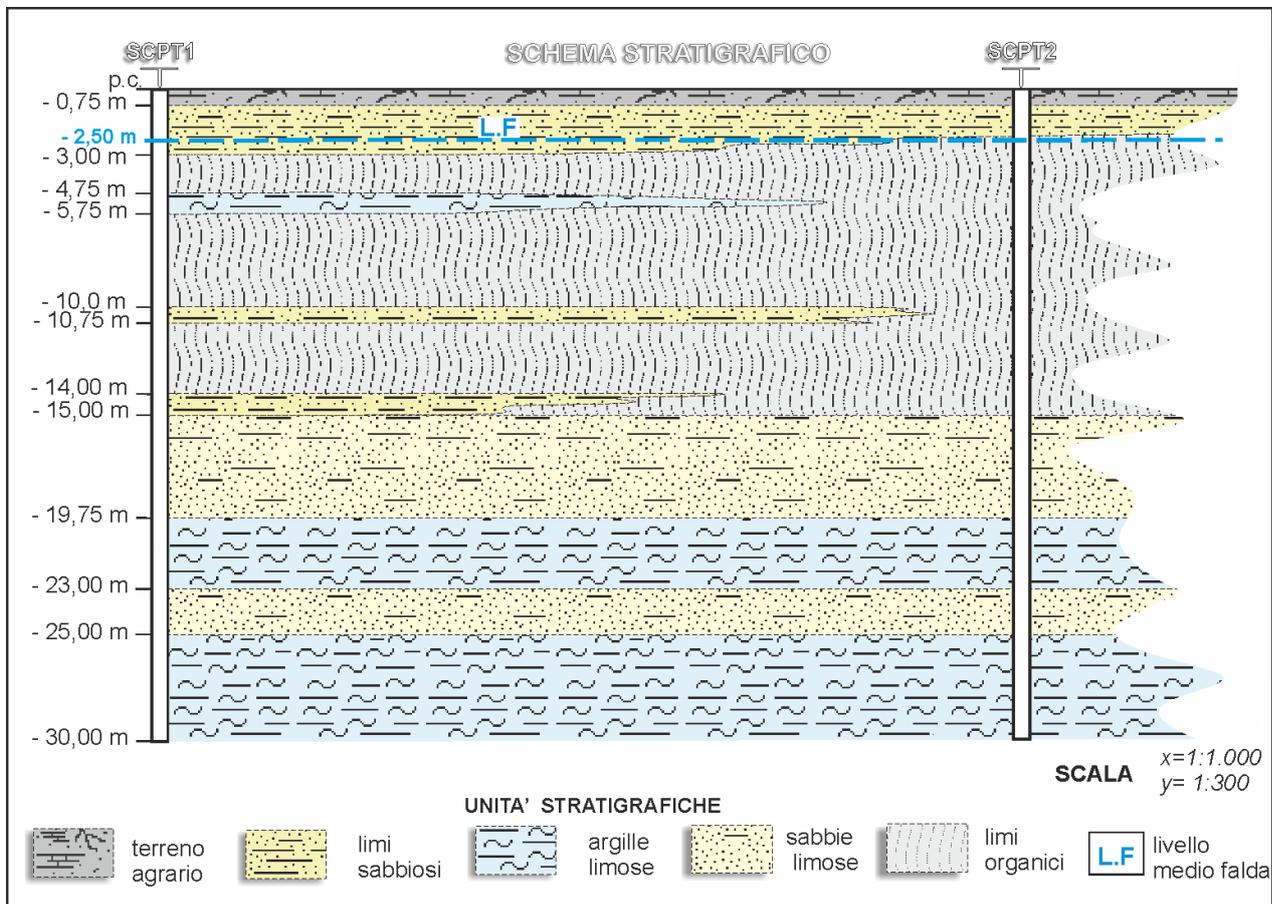


Fig. 15 Modello litostratigrafico area d'edificazione

4.8 Sismicità

In conformità a quanto disposto dalla normativa vigente (DM 14/01/2008), nel presente paragrafo si procede alla caratterizzazione sismica dell'area mediante la determinazione di:

- condizioni di “pericolosità sismica” sulla base delle classificazioni sismiche nazionale e regionale;
- accelerazione massima attesa al sito. A tal riguardo si precisa che il calcolo di tale parametro è stato effettuato secondo le procedure indicate sia nel DM 2008 che nel DM 1996; ciò al fine di fornire alla progettazione strutturale entrambi i valori calcolati secondo procedure diversificate.

4.9 Pericolosità sismica

Il territorio comunale di Ferrara rientra in Zona 3, ovvero è soggetto a pericolosità sismica bassa (può essere soggetta a scuotimenti modesti) secondo quanto indicato nella “Classificazione Sismica” del territorio nazionale introdotta dall'OPCM n.3274 del 20 marzo 2003 (Con “pericolosità sismica”, secondo la definizione riportata da INSV – Istituto Nazionale Simologia e Vulcanologia,, s'intende in senso probabilistico lo scuotimento del suolo atteso in un dato sito con una certa probabilità di eccedenza in un dato intervallo di tempo. Pertanto rappresenta la probabilità che un certo valore di scuotimento si verifichi in un dato intervallo di tempo).

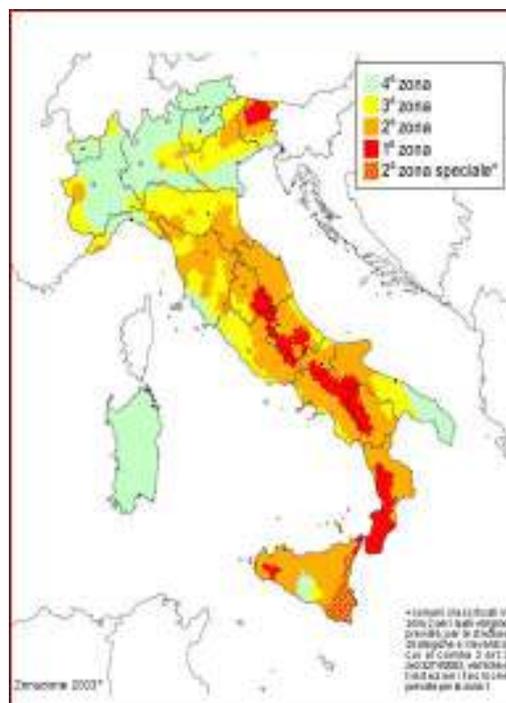


Figura 16 Zonazione pericolosità sismica secondo OPCM 3274

Tale classe è stata confermata nella più recente classificazione emanata dalla Regione Piemonte in data 20/01/2010.

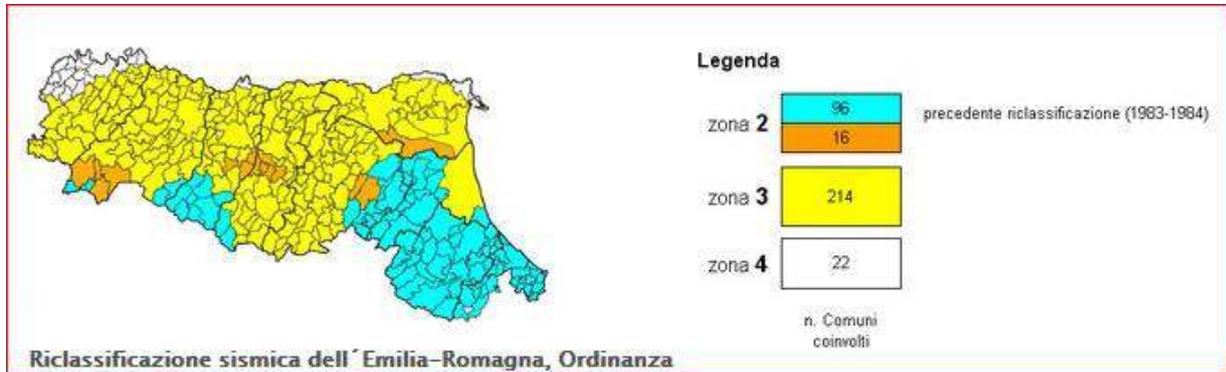


Figura 17 Zonazione pericolosità sismica secondo OPCM 3274

Nella tabella seguente sono indicati i parametri sulla base dei quali viene attuata la zonazione sismica a scala nazionale, ossia i valori di:

- accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g/g);
- accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (a_g/g);

Zona	Accelerazione orizzontale con superamento pari al 10% in 50 anni (a_g/g)	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta (a_g/g)
1	>0,25	0,35
2	0,15 - 0,25	0,25
3	0,05-0,15	0,15
4	<0,05	0,05

Tabella 2 Accelerazione massima attesa al sito come da D.M. 2008

4.10 Accelerazione massima attesa al sito (DM 2008)

Secondo un approccio "zona dipendente", l'accelerazione massima orizzontale (a_g/g) attesa al sito in esame su "substrato di riferimento" ($V_s30 < 800$ m/s) sarebbe 0.05 (zona 4). Tale procedura è superata dalla normativa del DM LL. PP 14/01/2008, secondo la quale la stima dei parametri spettrali necessari per il calcolo dell'azione sismica di progetto deve essere effettuata secondo il metodo "sito dipendente", ovvero utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento dell'allegato B, tab.1, del DM LL.PP 14/01/2008. Più precisamente, i valori dei parametri spettrali a_g

(accelerazione espressa in g/10 dove g è l'accelerazione di gravità), F0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T*C (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale), propri del sito in esame, vengono calcolati, secondo la procedura semplificata, mediante la media pesata con i 4 punti della griglia di accelerazioni delimitanti l'area tramite la seguente formula:

$$P = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{P_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

P= valore del parametri d'interesse nel punto in esame;
 Pi= valore del parametro d'interesse nell'iesino punto della maglia elementare contenete il punto in esame;
 di= distanza del punto in esame dall'i-esimo punto della maglia suddetta

I valori del parametro d'interesse "Pi" si calcolano sulla base della menzionata tabella 1) dell'allegato B del DM 2008, mentre i valori della distanza del punto in esame "di" si ottengono misurando le distanze tra ognuno dei quattro nodi della griglia ed il sito in esame.

Nello specifico caso l'elaborazione è stata effettuata mediante l'impiego di apposito software, inserendo latitudine e longitudine dell'area di costruzione nonché gli altri parametri necessari per il calcolo, ovvero: vita nominale e classe d'uso delle strutture, amplificazione stratigrafica (Ss) e topografica (ST). A tal riguardo si precisa che i parametri di risposta sismica sono stati calcolati nell'ipotesi di opere non superiori alla classe d'uso II e correlabili ad una Vita Nominale (VN) =50 anni.

In dettaglio i parametri considerati per il calcolo risultano:

- Latitudine e longitudine in valori decimali (ED 50) rispettivamente di 44.806282 e 11.745024



Figura 18 Vertici della maglia di appartenenza

- Classe d'uso. Il (come da Tab 3-A NTC). Costruzione il cui uso preveda normali affollamenti, senza funzioni pubbliche e sociali essenziali.....omissis ...opere infrastrutturaliomissis Non ricadenti in Classe d'uso III e IV reti (ved. Tab 3) cui corrisponde, secondo la tabella 4-A) un coefficiente d'uso (Cu) pari a uno.

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tabella 3 Classi d'uso (Tab 3° NTC)

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

Tabella 4 Coefficiente d'uso (Tab 2.4.2 NTC)

- Vita Nominale (Numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata). Sulla base della tabella di seguito riportata desunta dalla normativa del DM 2008, per il calcolo è stato considerata una vita nominale (VN) ≥50 anni;

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

- Tabella 5 Tipi di costruzione e vita nominale (Tab 2.4.1 NTC)

- Periodo di riferimento per l'azione sismica VR = VN*cu= 50

VITA NOMINALE V_N	VALORI DI V_R			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
≤ 10	35	35	35	35
≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
≥ 100	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

Tabella 6 Periodo di riferimento (Tab 6° NTC)

- Categoria del “profilo di suolo”.

Per quanto concerne il comportamento dei terreni del sottosuolo su cui insisteranno i fabbricati in progetto nei confronti di sollecitazioni sismiche, tenuto conto degli esiti delle prove SCPT1 e 2, che hanno evidenziato valori medi della velocità delle onde di taglio sino a 30 m di profondità (VS30) rispettivamente 159 m/sec e 173 m/sec, essi sono correlabili alla “**classe D**” dei “profili di suolo di normativa “ indicati nella tabella Tab. 3.2.2 del DM 14/01/2008, ovvero a “*depositi di terreno a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche e da valori delle VS30 <180 m/s (Nspt30<15 nei terreni a grana grossa, cu inferiori a <70 Kpa nei terreni a grana fine)*”.

Classe	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di 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 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} , compresi fra 360 m/s e 800 m/s ($N_{spt,30}>50$ nei terreni a grana grossa o $cu_{30}>250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi fra 180 e 360 m/s ($15<N_{spt,30}<50$ nei terreni a grana grossa, $70<cu_{30}<250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}<180$ m/s ($N_{spt,30}<15$ nei terreni a grana grossa, $cu_{30}<70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, giacenti su un substrato di riferimento ($V_{s30}>800$ m/s).
Classe	Descrizione
S1	Depositati di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} inferiori a 100 m/s (o $10<cu_{30}<20$), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o argille altamente organiche.
S2	Depositati di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria non rientrante nelle classi precedenti.

Tabella 7 Tipi di terreno (Tab 3.2.2. NTC)

- Coefficiente di amplificazione Topografica (ST)

Essendo il sito caratterizzato da condizioni morfologiche presocché pianeggianti, si correla la categoria topografica "T1" della tabella 3.11.4 del DM 2008 ("superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$). Pertanto $ST = 1.0$, secondo i valori di amplificazione topografica riportati nella sottostante tabella 8.

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

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 del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 8 Correzione topografica (Tab 3.2.4 NTC)

Dall'elaborazione effettuata, il cui tabulato è riportato nella pagina seguente, risulta un'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido $a_g = 0,132$ per $T_r=475$ anni (SLV: stato limite salvaguardia vita).

Tenuto conto che nello specifico caso i fattori S_s (amplificazione stratigrafica) e S_T (amplificazione topografica) sono rispettivamente pari a 1,8 e 1,0, in base alla normativa del DM 14/01/2008, risultano i seguenti parametri sismici:

- accelerazione massima (a_{max}/g)= $S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,8 \cdot 1,0 \cdot 0,132 = 0,2376$;
- coefficienti sismici orizzontale (K_h)= 0,057 e verticale (K_v)=0,028.
- coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (β) = 0,24.

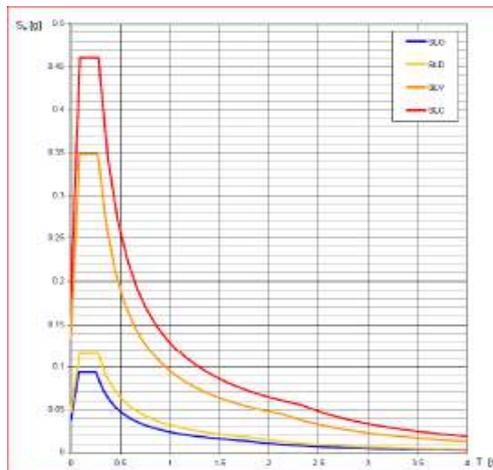


Figura 19 Spettri di risposta elastica

Sito in esame.

latitudine: 44,807851 [°]

longitudine: 11,745348 [°]

Classe d'uso: II. Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Vita nominale: 50 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Siti di riferimento.

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	15404	44,821870	11,729020	2039,3
Sito 2	15405	44,822900	11,799400	4588,4
Sito 3	10627	44,772900	11,800840	5840,2
Sito 4	15626	44,771890	11,730520	4145,0

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: D

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50 anni

Coefficiente cu: 1

	Prob. superament o [%]	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	30	0,037	2,543	0,253
Danno (SLD)	63	50	0,046	2,502	0,277
Salvaguardia della vita (SLV)	10	475	0,132	2,601	0,274
Prevenzion e dal collasso (SLC)	5	975	0,177	2,556	0,280

Coefficienti Sismici

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s²]	Beta [-]
SLO	1,800	2,480	1,000	0,013	0,007	0,650	0,200
SLD	1,800	2,380	1,000	0,017	0,008	0,812	0,200
SLV	1,800	2,390	1,000	0,057	0,028	2,325	0,240
SLC	1,720	2,380	1,000	0,073	0,038	2,982	0,240

Geostru software - www.geostru.com

Figura 20 Elaborazione parametri sismici

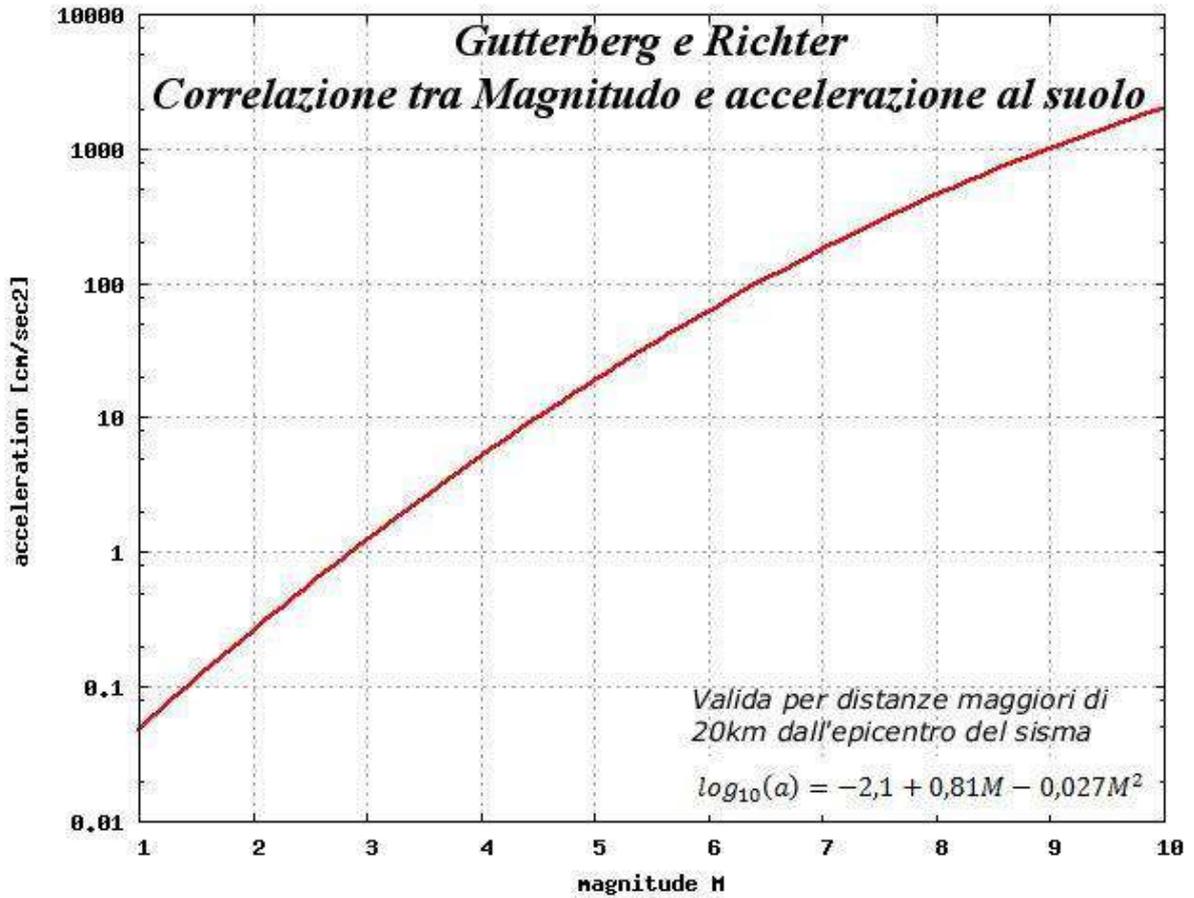


Figura 21 Correlazione fra Magnitudo e accelerazione al suolo

/

Il diagramma soprariportato Magnitudo –Accelerazione di Gutterberg e Richter sta ad indicare che le verifiche effettuate hanno tenuto conto della Magnitudo riferita al sisma del Maggio 2012 e che pertanto l’accelerazione max a cui si è fatto riferimento è superiore a quella calcolata sul presente diagramma di riferimento.

5 SEZ B - RELAZIONE GEOTECNICA

5.1 Caratterizzazione geotecnica

Le caratteristiche geotecniche e proprietà fisiche sono state valutate, sulla base dei dati acquisiti attraverso le prove statiche SCPTU e da correlazioni assunte da letteratura scientifica. Si precisa che l'approccio seguito ai fini della definizione dei parametri geotecnici è stato condotto facendo specifico riferimento alla normativa per le costruzioni emanate con DM 24/01/2008 e le verifiche alle prestazioni verranno svolte sulla base del criterio degli "stati limite (SL)"

5.2 Indagini geognostiche

L'ubicazione delle indagini geognostiche è illustrata nella figura 19 di seguito riportata i diagrammi relativi alle prove SCPTU eseguite, dotati d'interpretazione geotecnica, sono presenti nei grafici sottoriportati; in **allegato n. 3** e **n. 4** sono invece rispettivamente visibili i grafici e i risultati dei grafici delle velocità delle onde S.



Figure 22 Ubicazione delle prove penetrometriche statiche (SCPTU)

Prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono SCPTU

Nell'area di interesse sono state eseguite, in data 3/10/2012, n. 2 prove penetrometriche Statiche SCPTU, spinte fino alla profondità di – 30,00 m da p.c. Nell'Allegato n. 1 sono riportati i grafici e le tabelle riguardanti le prove eseguite, corredate dell'elaborazione geotecnica e litostratigrafica
Le caratteristiche tecniche dello strumento impiegato sono le seguenti:

Punta elettrica
Spinta 200 kN
misura continua ogni cm
Parametri registrati Rp (resistenza alla punta)
Rl (resistenza attrito laterale)
U2 (misura delle pressioni interstiziali)
Area punta 10 cm²
Angolo alla punta 60°

La prova penetrometrica statica SCPTU (*Standard Cone Penetration Test*) viene realizzata infiggendo nel terreno, alla velocità di 2 cm/sec, la punta piezoelettrica normalizzata. La punta presenta alla sua estremità inferiore un cono avente un angolo al vertice di 60°, un diametro alla base di 36 mm e quindi un area di base di 10 cm². Esso supporta lungo il suo stelo un manicotto d'attrito, la cui superficie laterale è di 150 cm². I valori degli sforzi di reazione che il suolo oppone alla penetrazione della punta, allo scorrimento del manicotto laterale e l'avanzamento dell'insieme punta più aste, vengono registrati ogni centimetro di avanzamento in profondità. La punta possiede sensori elettrici e trasduttori di pressione in grado di acquisire in continuo (una lettura ogni centimetro di approfondimento) la resistenza alla penerazione qc e fs e l'andamento delle pressioni interstiziali dei pori nell'area intorno alla punta (U2) . La punta è dotata di dispositivo per la misurazione delle Vs. Ad ogni profondità di misura (x), i valori reali della resistenza alla penetrazione della punta "qc" e dell'attrito laterale locale "fs" possono essere calcolati tramite le seguenti formule:

$$q_c(x) = R_p(x) \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

dove:

$$AP \text{ (Area Punta)} = 10 \text{ cm}^2$$

$$AM \text{ (Area Manicotto Laterale)} = 150 \text{ cm}^2$$

$$f_s(X) = (R_l(x+1) - R_p(x+1)) \cdot (AP/AM) = (R_l(x+1) - R_p(x+1)) / 15$$

La particolare punta utilizzata per la perforazione *Friction Jacket Cone* è servita a determinare, oltre al carico di rottura, anche la litologia dei terreni investigati: dal rapporto tra la resistenza penetrometrica alla punta e la resistenza laterale locale è infatti possibile risalire, attraverso l'esperienza di Begemann, modificata da Schmertmann (di seguito descritti), alla granulometria e, di conseguenza, alla litologia dei terreni attraversati dall'indagine. In questo caso l'interpretazione stratigrafica

riportata in allegato è stata interpretata attraverso il modello proposta da (Robertson 1990)

5.3 Caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche del terreno di fondazione

Descrizione

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica delle prove penetrometriche SCPTU 1 e SCPTU2 eseguite da Songeo srl nell'ottobre 2012 e illustrate nei grafici 1,2,3,4, si può riassumere quanto segue nel dettaglio:

SCPTU 1 (grafici 1,2)

Al di sotto dello strato di sottofondo coltivo, che va da 0,00 a - 0,75 cm, la prova ha rilevato la presenza di un livello limoso sabbioso argilloso fino a -190,00 cm, ($1,8 \text{ MPa} < R_p < 3,0 \text{ MPa}$) per intercettare un successivo livello sabbioso - limoso argilloso fino a - 300,00 cm dal p.c. a densità D_r attorno ai 55-70%, successivamente si ha un livello di argille con frazione organica e argille- limose fino alla quota di -328,00 cm da p.c.; a seguire si incontra un deposito piuttosto competente di terreni organici fino a quota - 475,00 cm da p.c. Da quota -513,00 cm fino a -1350,00 cm dal p.c si ha un susseguirsi di livelli di argille - argille limose e depositi di terreni organici. Di seguito troviamo un livello di sabbie limose - limi sabbiosi per una potenza di 550,00 cm ($4,00 \text{ MPa} < R_p < 17,50 \text{ MPa}$) fino a quota - 1945,00 cm ; da quota - 1945,00 cm a 2125,00 cm si attraversano straterelli di argilla-argilla limosa ($0,9 \text{ MPa} < R_p < 2 \text{ MPa}$); da -2125,00 cm a -2550,00 cm strati di sabbie- limose ($2 \text{ MPa} < R_p < 6,06 \text{ MPa}$) mediamente addensate; da -2550,00 cm a - 3000,00 cm sequenza di strati di argille-argille limose ($0,9 \text{ MPa} < R_p < 1,9 \text{ MPa}$).

SCPTU2

Caratteristiche litostratigrafiche della prova SCPTU 2 illustrata nei grafici 3,4 così riassumibili:

Al di sotto dello strato di sottofondo cortilivo, che va da 0,00 a - 0,70 cm, la prova ha rilevato la presenza di un livello limoso- argilloso fino a -200,00 cm, ($1,8 \text{ MPa} < R_p < 4,0 \text{ MPa}$) ;il successivo deposito inferiore è costituito da argille- argille limose fino a - 350 cm dal pc ; il successivo deposito è costituito da terreni organici e livelletti di argille -argille limose R_p mediamente attorno(a $0,6 \text{ MPa}$) fino a - 900,00 cm dal pc ; deposito successivo costituito da sabbie- limose e limi-argillosi con valori di R_p attorno ai(6 MPa) fino alla profondità di -1025,00 cm dal pc ;successivo deposito costituito da terreni organici e livelli di argille-argille limose fino alla profondità di - 1400,00 cm dal pc ; successivo strato decimetrico di sabbie limose -limi sabbiosi fino alla profondità di -1475,00 cm dal pc; successivo deposito costituito da terreni organici fino alla profondità di- 1655,00 cm dal pc; successivo strato costituito da sabbie limose e limi sabbiosi fino alla profondità di - 1875,00 cm dal pc : successivo deposito di terreni organici e argille -argille limose fino alla profondità di -2250,00 cm dal pc; successivo deposito di sabbie- limose debolmente argillose fino alla profondità di - 2400,00 cm dal pc ; ultimo strato rappresentato da numerosi livelletti di argille-limi argillosi fino alla profondità di -3000,00 cm dal pc.

Come si può evincere dalla descrizione vi è una discreta uniformità stratigrafica tra le due prove e i livelli più resistenti costituiti da sabbie-limose e limi sabbiosi hanno una buona corrispondenza .I livelli meno resistenti e maggiormente coesivi sono localizzati sia in superficie che in profondità , mostrando un'alternanza deposizionale tipica degli ambienti a bassissima energia caratterizzato da un catino, per appunto la presenza di depositi organici tipici di fenomeni di stagnazione delle acque.

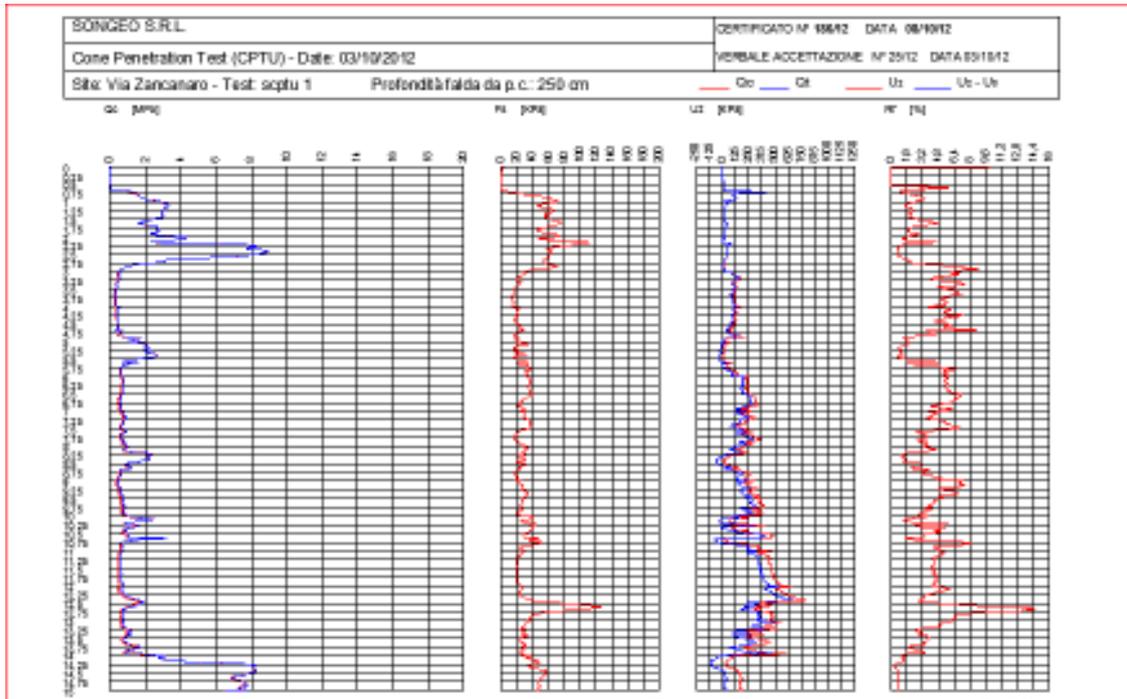


Grafico 1 Diagramma SCPTU n° 1 da 0 a 15 m

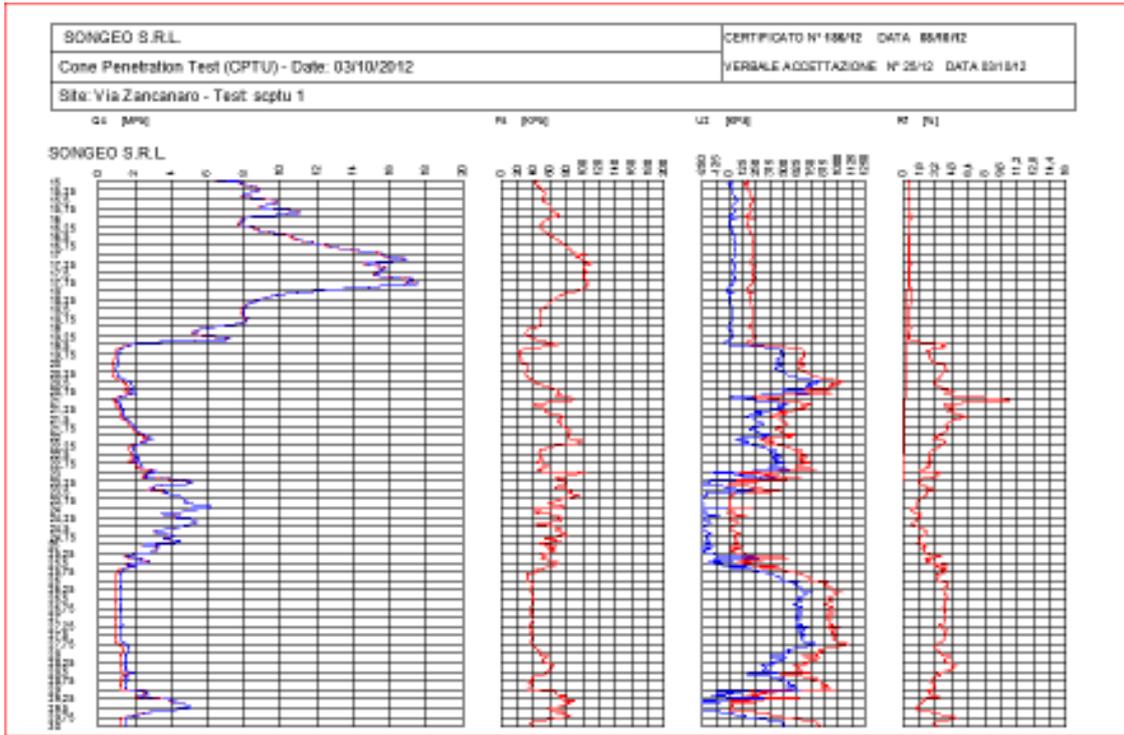


Grafico 2 Diagramma SCPTU 1 da 15 a 30 m

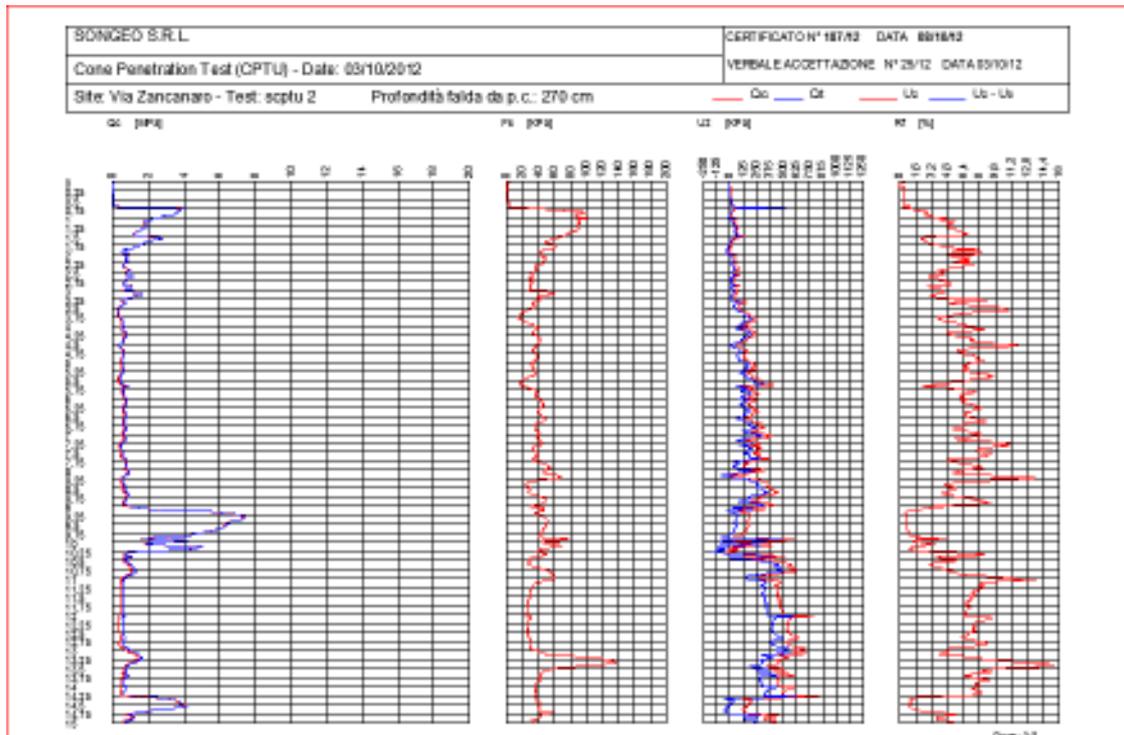


Grafico 3 Diagramma SCPTU n° 2 da 0 a 15 m

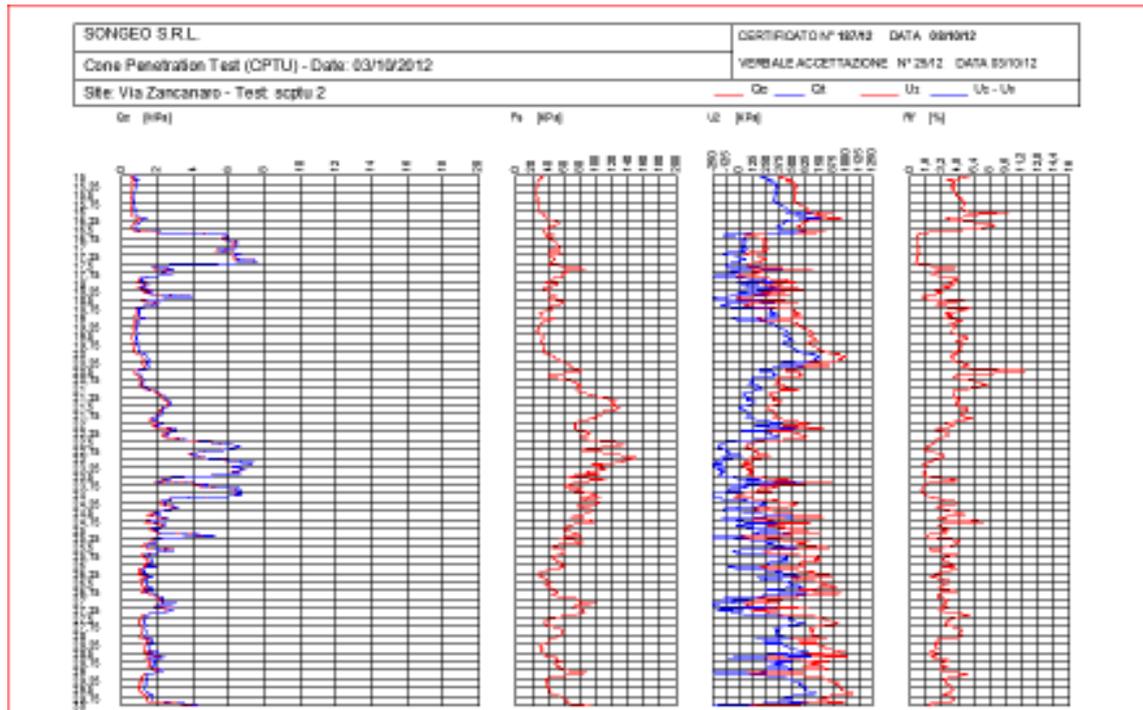


Grafico 4 Diagramma SCPTU n° 2 da 15 a 30 m

5.4 Modello geotecnico del sottosuolo

Il modello geotecnico è finalizzato a fornire tutti i dati geotecnici necessari per il futuro progetto. Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica dell'indagine penetrometrica eseguita, si può così riassumere il seguente modello geotecnico schematico del terreno investigato:

Deposito U1

Trattasi di limi sabbiosi e sabbie limose fini a modesta coesione, con D_r (densità relativa) variabile da un minimo di 27%, nei depositi più profondi ad un max. di 68% nei livelli a maggior concentrazione di sabbia fine con coesione nulla nel deposito più superficiale, valori estrapolati con correlazione da (Baldi 1978 e Schmertmann 1977) , intervallati da frazioni debolmente coesive con C_u (coesione non drenata) espressa in KPa dell'ordine di KPa 0,6-1.2 , da (Rolf Larsson SGI 1995), dove maggiore è la presenza del limo molto più coesivo. L'angolo di resistenza al taglio F_i (ϕ) è variabile da 27° a 39° interpretazione desunta da Durgunuoglu Mitchell 1973, il primo strato mostra valori medi tipici di sabbie addensate. Così il P_{uv} (peso unità di volume) in KN/m^3 con un valore medio di KN/m^3 19,0. Altro parametro il modulo di deformazione E_u espresso in MPa da Ladd 1977 fornisce un valore medio di MPa 34. Nello strato più superficiale il deposito mostra un valore di OCR (grado di sovraconsolidazione) medio di 2,03 che indica un terreno normal consolidato. Un Modulo di Young E_y con un valore medio di 87 MPa elaborato attraverso Robertson e Campanella 1983. Al medesimo strato, attraverso il valore della D_r , usufruendo delle correlazioni di Gibbs e Holtz , può essere stimato il valore di NSPT che in questo caso è circa pari a 10. I valori medi più rappresentativi vengono riportati nella tabella seguente.

Peso di volume (γ)	Coesione (Cu)	Angolo d'attrito interno (φ')	Modulo di deformazione (Eu)
19 KN/mc	1 KPa	37°	34 MPa

Tabella 9 Tabella riepilogativa valori medi parametri geotecnici (Deposito U1)

Deposito U2

Trattasi di **argille e argille-limose** deposito decisamente coesivo con una **Cu** prossima a 1 KPa verificato da Rolf Larsson SGI 1977 . Un modulo elastico **Eu** variabile da un minimo di 12 a un max di 46 MPa ;Un Peso di Volume **Puv** in KN/mc medio di 1,9 .I valori medi vengono riportati nella tabella seguente.

Peso di volume (γ)	Coesione (Cu)	Angolo d'attrito interno (φ')	Modulo di deformazione (Eu)
19 KN/m ³	1 KPa	0	35 MPa

Tabella 10 Tabella riepilogativa valori medi parametri geotecnici (Deposito U2)

Deposito U3

Trattasi di deposito costituito prevalentemente di **limi organici** dalle caratteristiche geotecniche scadenti come illustrato nei seguenti parametri: Valori di Cu pari a 0,1 KPa come da elaborazione verificata da Rolf Larsson SGI 1977; Un modulo di deformazione Eu espresso in MPa con valore medio di 6,5 MPa da Ladd 1977 ; Un peso di volume Puv approssimato a 1,7 KN/m³. I valori medi sono riportati nella tabella seguente.

Peso di volume (γ)	Coesione (Cu)	Angolo d'attrito interno (φ')	Modulo di deformazione (Eu)
17 KN/mc	0,1 KPa	0	6,5 MPa

Tabella 11 Tabella riepilogativa valori medi parametri geotecnici (Deposito U3)

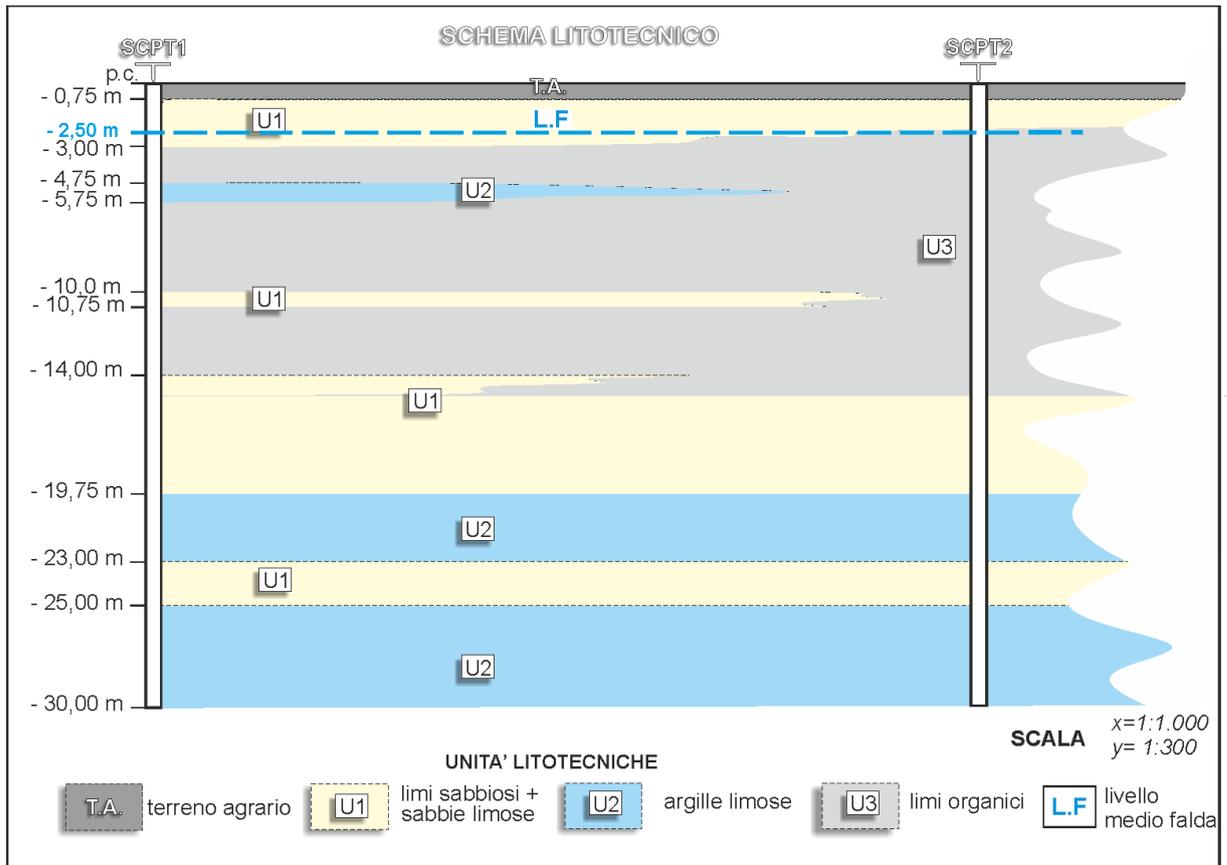


Figura 23 Modello geotecnico

5.5 Resistenza dei terreni di fondazione

L'orizzonte formato da limi sabbiosi e sabbie limose al di sotto di -0,75 m dal p.c e che si sviluppa mediamente per circa 2,5 metri dal p.c- (litozona U1), rappresenta, nello specifico caso, il piano di fondazione più idoneo in quanto dotato di caratteristiche geotecniche e di deformabilità relativamente migliori.

Questo deposito ha una potenza variabile dai -3 metri a -2 metri nella parte più a sud. Le verifiche sono state eseguite, ai fini conservativi, sulla parte di strato prossimo ai -2 metri dal piano campagna.

5.6 Calcolo portanza e cedimenti delle fondazioni superficiali

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

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

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

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

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

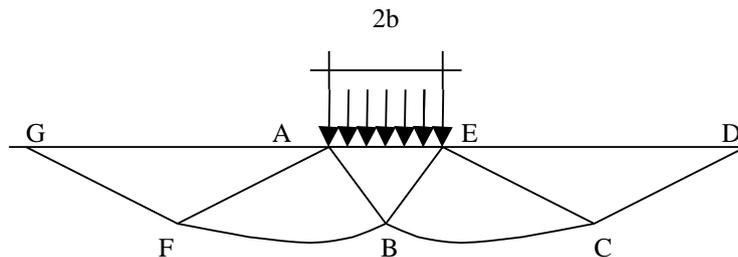
semispazio.

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

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E. Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



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

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

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

Per $\varphi = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h, con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi = 0$, $c = 0$ e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolviendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

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

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

Metodo di Terzaghi (1955)

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

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

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

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo ϕ prima definito;
b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, Terzaghi passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da Terzaghi sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, Terzaghi invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\text{tg } \phi_{\text{rid}} = 2/3 \times \text{tg } \phi \text{ e } c_{\text{rid}} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

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

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

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

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

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_j per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale

$\times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$

Carico inclinato

$N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma$$

$$q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times$$

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

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

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

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

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

fattore di profondità:

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

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

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

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

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

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

dove :

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

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di Meyerhof; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B, quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di D/B <1

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

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

Per valori D/B >1:

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

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

Nel caso $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

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

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

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

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

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

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

$$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

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

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

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

$$V_d \leq R_d$$

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

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

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

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

Dove:

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

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

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:

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

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

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

Fattori di forma

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

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

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

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

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

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

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

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

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

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

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

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

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

Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

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

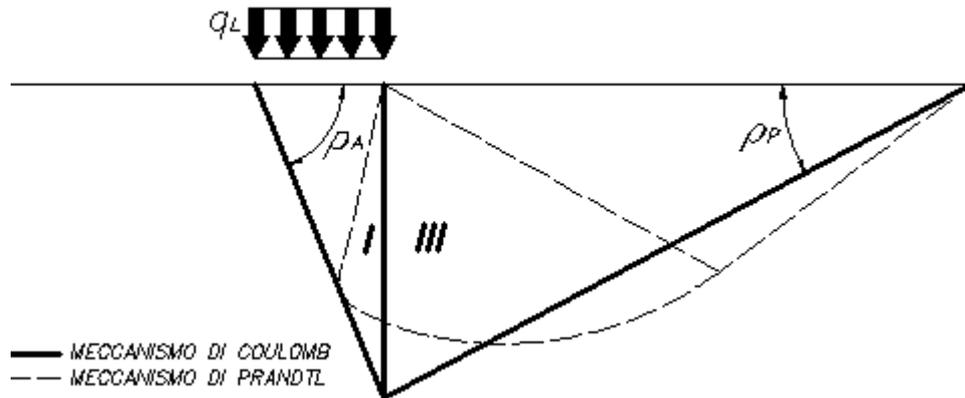
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL)

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

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

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

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

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

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_A e ρ_P , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

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

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

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$- \quad \phi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

kh/(1-kv)	N_q	N_γ	N_c
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per $\phi=30^\circ$

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale.

Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza

laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{Sd} \tan\delta + c_a A'$$

Nella quale N_{Sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

FATTORI CORRETTIVI SISMICI PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z :

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove K_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

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

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

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

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

γ_I : fattore di importanza,

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

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

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

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

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_1 = Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di Fox (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B \frac{1-\mu^2}{E_S} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico, consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

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

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

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

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

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

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

dove:

RR Rapporto di ricompressione;

CR Rapporto di compressione;

H₀ spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

Δσ_v incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale (σ'_{v0} + Δσ_v) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva cedimento-logaritmo tempo;

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T₁₀₀ tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

Cedimenti secondo Schmertmann

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione.

Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a 4B, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a 2B per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

I_z è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di $2B$, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità $4B$, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

$B/2$ per fondazione circolare o quadrata

B per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{zmax} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.

E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato **i-esimo** considerato nel calcolo;

Δz_i rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo**;

C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B .

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	0,8 m
Lunghezza fondazione	0,5 m

Profondità piano di posa	1,0 m
Altezza di incastro	0,9 m
Profondità falda	1,5

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,238
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,057
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,028

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [kN/m ²]	c Corr. [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
0,7	13,0	15,0	10,0	10	0,0	0,0	0,0	10000,0	0,0	0,2	0,003	0,04
1,3	18,4	19,0	32,7	32,7	0,0	0,0	0,0	22000,0	0,0	0,3	0,0	0,0
12,0	16,4	17,0	0,0	0	0,0	0,0	0,1	15000,0	0,0	0,2	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	200,00	80,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	Sisma	200,00	80,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	200,00	80,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	200,00	80,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

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

		resistenza al taglio		drenata	fondazione	volume copertura	Capacità portante verticale	orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1,25	1,25	1,4	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...Sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	475,41 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	264,12 kN/m ²
Tensione [Ed]	200,0 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	2,38
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	25,18
Fattore [Nc]	37,66
Fattore [Ng]	23,28
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,36
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	2,03
Fattore profondità [Dq]	1,24
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,36
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	989,26 kN/m ²
Resistenza di progetto	430,11 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	25,18
Fattore [Nc]	37,66
Fattore [Ng]	31,04
Fattore forma [Sc]	1,9
Fattore profondità [Dc]	1,36
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,86
Fattore profondità [Dq]	1,24
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,52
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	971,89 kN/m ²
Resistenza di progetto	422,56 kN/m ²

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

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,47
Fattore [Nc]	24,27
Fattore [Ng]	9,6
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,36
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,82
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]	0,36

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]	0,86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	477,89 kN/m ²
Resistenza di progetto	265,5 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,47
Fattore [Nc]	24,27
Fattore [Ng]	12,8
Fattore forma [Sc]	1,79
Fattore profondità [Dc]	1,36
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,73
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]	0,52
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]	0,86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	475,41 kN/m ²
Resistenza di progetto	264,12 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	200,0 kN/m ²
Spessore dello strato	2,5 m

Profondità substrato roccioso	100,0 m
Modulo Elastico	22000,0 kN/m ²
Coefficiente di Poisson	0,2

Coefficiente di influenza I1	0,37
Coefficiente di influenza I2	0,02
Coefficiente di influenza Is	0,39

Cedimento al centro della fondazione	3,11 mm
--------------------------------------	---------

Coefficiente di influenza I1	0,31
Coefficiente di influenza I2	0,03
Coefficiente di influenza Is	0,34
Cedimento al bordo	1,36 mm

6 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE TERRENO DI FONDAZIONE

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Metodo empirico di Seed e Idriss

Versione semplificata proposta dal GNDT-CNR

Relazione per il calcolo di FI:

$$FI = \frac{tl/s'o}{rd/s'o} = \frac{0,26 * (0,16 * Na^{0.5} + (0,21 * Na^{0.5})^{14})}{0,65 * A/g * so/s'o * (1 - 0.01z)}$$

- z = Profondità d'indagine
- Y = Peso di volume naturale del terreno
- Yimm. = Peso di volume immerso
- zw = Terreno immerso in falda
- so = Tensione vert. tot. alla profondità z
- Uo = Pressione neutra
- s'o = Tensione verticale efficace
- Nspt = N.ro colpi Nspt
- DNf = Fattore funzione della granulometria
- Na = Fattore di calcolo pari a 1.7/ s'o + 0.7*Nspt + DNf
- A/g = Accelerazione sismica
- tl/s'o = Numeratore delle frazione - resistenza del terreno normalizzata
- rd/s'o = Denominatore delle frazione - tensione tangenziale ciclica normalizzata
- FI = Potenziale di liquefazione - Fattore di sicurezza

VERIFICA A LIQUEFAZIONE - Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss

Svo: Pressione totale di confinamento; S'vo: Pressione efficace di confinamento; T: Tensione tangenziale ciclica; R: Resistenza terreno alla liquefazione; Fs: Coefficiente di sicurezza

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (kN/m²)	S'vo (kN/m²)	T	R	Fs	Condizione:
2	2,00	10,00	17,176	33,319	28,416	0,176	0,418	2,38	Livello non liquefacibile

Poiché il fattore di sicurezza F.S. è pari a 2,38 il terreno non è liquefacibile in quanto da normativa, in base alla formula applicata metodo CNR-GNDT da SEED e IDRIS, il fattore di sicurezza limite è 1,3

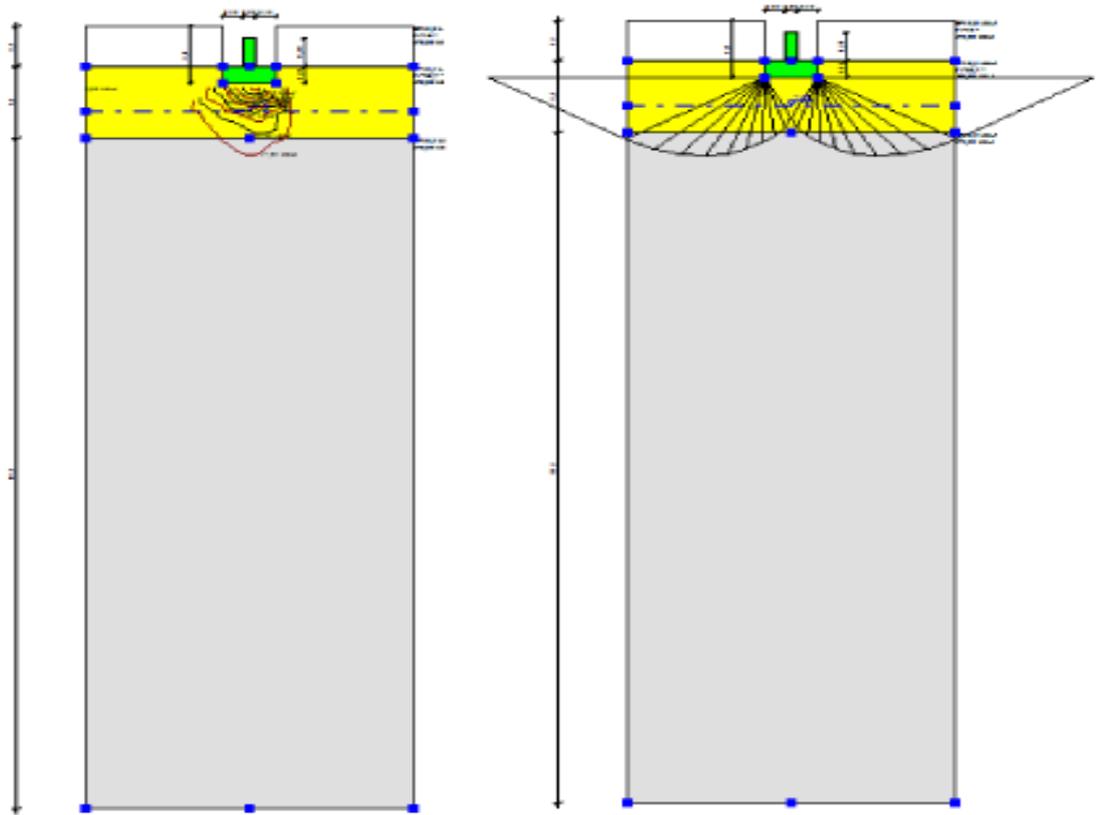


Figura 24 Sollecitazioni indotte dalla fondazione. Nello schema di sinistra sono evidenziate le sollecitazioni indotte dal bulbo delle pressioni, mentre a destra sono rappresentate le sollecitazioni di taglio della fondazione.

7 SEZ C – APPENDICE ALLA RELAZIONE GEOTECNICA (VALORI CARATTERISTICI PARAMETRI GEOTECNICI)

Si è proceduto alla stima dei valori caratteristici (x_k) dei parametri geotecnici delle unità litotecniche che costituiscono il sottosuolo di fondazione degli edifici in progetto sulla base di un criterio di tipo statistico, ovvero è stato determinato il 5° percentile (valore al di sotto del quale ricade il 5% dei dati sperimentali, cfr. fig. seguente).

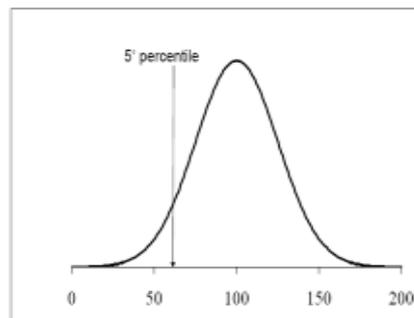


Grafico 5 Diagramma 5° frattile

Alla base del calcolo sono stati assunti quali presupposti fondamentali:

- media campione eguale al singolo dato o alla media di pochi dati;
- grandi volumi di rottura del sottosuolo;
- angolo d'attrito interno (φ') e modulo di deformazione (E') caratterizzati rispettivamente da distribuzione statistica "normale" fig. 25 a) e "log normale" fig. 25 b)

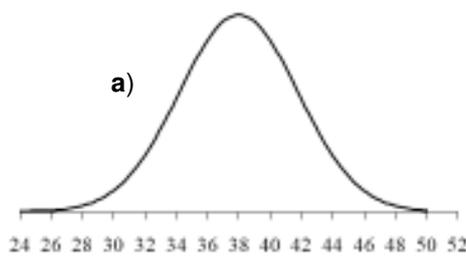
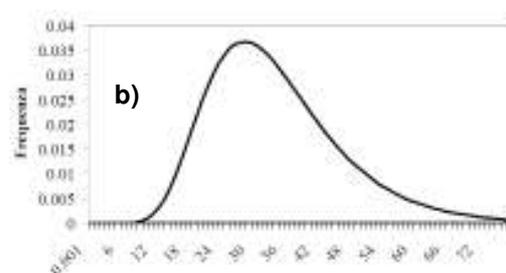


Figura 25 a) Distribuzione normale



b) Distribuzione log normale

Le relazioni analitiche principali impiegate per le elaborazioni statistiche sono:

A)

$$X_k = \bar{x} \pm z_{0,05} \cdot s \approx \bar{x} \pm 1,645 \cdot s$$

Dove:
 x_k è il valore caratteristico desiderato
 \bar{x} con barra il valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione
 z è la distribuzione normale standardizzata
 s è la deviazione standard del campione

B)

$$L_{1-\alpha}(\bar{Y}, S^2) = \bar{Y} + \frac{S^2}{2} \pm z_{1-\alpha/2} \cdot \sqrt{\frac{S^2}{n} + \frac{S^4}{2(n-1)}}$$

Dove:
 \bar{Y} è il valore medio del dataset con distribuzione lognormale
 z è la distribuzione normale standardizzata
 t è il valore della distribuzione di student ad n-1 gradi di libertà
 S è la deviazione standard del campione
 n il numero di dati.

Più precisamente, in base alla relazione (A) e (B) sono stati valutati il valore caratteristico (x_k) rispettivamente dell'angolo d'attrito interno (ϕ') e del modulo di deformazione (E'). Di seguito vengono riportate le singole elaborazioni svolte.

8 LIVELLO LITOSTRATIGRAFICO U1

Angolo di resistenza al taglio in condizioni drenate (ϕ)

5° percentile distribuzione della media			
Per GRANDI volumi di rottura e distribuzione normale (ϕ)			
(ciò avviene in genere nelle fondazioni superficiali, specie quando B è grande)			
Parametro	ϕ		
dati	media dati	X_k	
37,00	37,00	32,7	Valore caratteristico
	COV ϕ %	X_d	
	7		Valore di progetto
	1	$x_k = \bar{x} - 1,645 \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right)$	
		$z_{0,05}$	-1,6449

Coesione in condizioni non drenate (C_u)

5° percentile distribuzione della media				
Per GRANDI volumi di rottura e distribuzione log-normale (c)				
(ciò avviene in genere nelle fondazioni superficiali, specie quando B è grande)				
Parametro		Cu		
dati	media	Y		
1,00	1,00	-0,043	Xk	
	COV %	S	0,6	Valore caratteristico
	30	0,294	Xd	
	n° dati	Z _{0,05}		Valore di progetto
	1	-1,645		
Con n>1; se n=1, Xk = inv.lognorm(0,05,Y,S)				
$L_{1-\alpha}(\bar{Y}, S^2) = \bar{Y} + \frac{S^2}{2} \pm z_{1-\alpha/2} * \sqrt{\frac{S^2}{n} + \frac{S^4}{2(n-1)}}$				

Modulo di deformazione in condizioni non drenate (Eu)

5° percentile distribuzione della media				
Per GRANDI volumi di rottura e distribuzione log-normale (c)				
(ciò avviene in genere nelle fondazioni superficiali, specie quando B è grande)				
Parametro		E		
dati	media	Y		
34,00	34,00	3,496	Xk	
	COV %	S	22,0	Valore caratteristico
	25	0,246	Xd	
	n° dati	Z _{0,05}		Valore di progetto
	1	-1,645		
Con n>1; se n=1, Xk = inv.lognorm(0,05,Y,S)				
$L_{1-\alpha}(\bar{Y}, S^2) = \bar{Y} + \frac{S^2}{2} \pm z_{1-\alpha/2} * \sqrt{\frac{S^2}{n} + \frac{S^4}{2(n-1)}}$				

Peso di unità di volume(Puv)

5° percentile distribuzione della media				
Per GRANDI volumi di rottura e distribuzione normale (phi)				
(ciò avviene in genere nelle fondazioni superficiali, specie quando B è grande)				
Parametro		Y		
dati	media dati		Xk	
19,00	19,00		18,4	Valore caratteristico
	COV phi%		Xd	
	2			Valore di progetto
	1	$x_k = \bar{x} - 1,645 \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right)$		
		Z _{0,05}	-1,6449	

9 LIVELLO LITOSTRATIGRAFICO U 2

Coesione in condizioni non drenate (Cu)

5° percentile distribuzione della media				
Per GRANDI volumi di rottura e distribuzione log-normale (c)				
(ciò avviene in genere nelle fondazioni superficiali, specie quando B è grande)				
Parametro	Cu			
dati	media	Y		
1,00	1,00	-0,043	Xk	
	COV %	S	0,6	Valore caratteristico
	30	0,294	Xd	
	n° dati	Z _{0,05}		Valore di progetto
	1	-1,645		
Con n > 1; se n=1, Xk = inv.lognorm(0,05,Y,S)				
$L_{1-\alpha}(\bar{Y}, S^2) = \bar{Y} + \frac{S^2}{2} \pm z_{1-\alpha/2} * \sqrt{\frac{S^2}{n} + \frac{S^4}{2(n-1)}}$				

Modulo di deformazione in condizioni non drenate (Eu)

5° percentile distribuzione della media				
Per GRANDI volumi di rottura e distribuzione log-normale (c)				
(ciò avviene in genere nelle fondazioni superficiali, specie quando B è grande)				
Parametro	E			
dati	media	Y		
35,00	35,00	3,525	Xk	
	COV %	S	22,6	Valore caratteristico
	25	0,246	Xd	
	n° dati	Z _{0,05}		Valore di progetto
	1	-1,645		
Con n > 1; se n=1, Xk = inv.lognorm(0,05,Y,S)				
$L_{1-\alpha}(\bar{Y}, S^2) = \bar{Y} + \frac{S^2}{2} \pm z_{1-\alpha/2} * \sqrt{\frac{S^2}{n} + \frac{S^4}{2(n-1)}}$				

Peso di unità di volume(Puv)

5° percentile distribuzione della media				
Per GRANDI volumi di rottura e distribuzione normale (phi)				
(ciò avviene in genere nelle fondazioni superficiali, specie quando B è grande)				
Parametro	Y			
dati	media dati		Xk	
19,00	19,00		18,4	Valore caratteristico
	COV phi%		Xd	
	2			Valore di progetto
	1	$x_k = \bar{x} - 1.645 \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right)$		
		Z _{0,05}	-1,6449	

10 LIVELLO LITOSTRATIGRAFICO U3

Coesione in condizioni non drenate (Cu)

5° percentile distribuzione della media				
Per GRANDI volumi di rottura e distribuzione log-normale (c)				
(ciò avviene in genere nelle fondazioni superficiali, specie quando B è grande)				
Parametro	cu			
dati	media	Y		
0,10	0,10	-2,303	Xk	
	COV %	S	0,10	Valore caratteristico
	0	0,001	Xd	
	n° dati	Z _{0,05}		Valore di progetto
	1	-1,645		
Con n > 1; se n=1, Xk = inv.lognorm(0,05,Y,S)				
$L_{1-\alpha}(\bar{Y}, S^2) = \bar{Y} + \frac{S^2}{2} \pm z_{1-\alpha/2} * \sqrt{\frac{S^2}{n} + \frac{S^4}{2(n-1)}}$				

Modulo di deformazione in condizioni non drenate (Eu)

5° percentile distribuzione della media				
Per GRANDI volumi di rottura e distribuzione log-normale (c)				
(ciò avviene in genere nelle fondazioni superficiali, specie quando B è grande)				
Parametro	E			
dati	media	Y		
6,50	6,50	1,841	Xk	
	COV %	S	4,2	Valore caratteristico
	25	0,246	Xd	
	n° dati	Z _{0,05}		Valore di progetto
	1	-1,645		
Con n > 1; se n=1, Xk = inv.lognorm(0,05,Y,S)				
$L_{1-\alpha}(\bar{Y}, S^2) = \bar{Y} + \frac{S^2}{2} \pm z_{1-\alpha/2} * \sqrt{\frac{S^2}{n} + \frac{S^4}{2(n-1)}}$				

Peso di unità di volume(Puv)

5° percentile distribuzione della media				
Per GRANDI volumi di rottura e distribuzione log-normale (c)				
(ciò avviene in genere nelle fondazioni superficiali, specie quando B è grande)				
Parametro	γ			
dati	media	Y		
17,00	17,00	2,833	Xk	
	COV %	S	16,4	Valore caratteristico
	2	0,020	Xd	
	n° dati	Z _{0,05}		Valore di progetto
	1	-1,645		
Con n > 1; se n=1, Xk = inv.lognorm(0,05,Y,S)				
$L_{1-\alpha}(\bar{Y}, S^2) = \bar{Y} + \frac{S^2}{2} \pm z_{1-\alpha/2} * \sqrt{\frac{S^2}{n} + \frac{S^4}{2(n-1)}}$				

Nella tabella seguente sono sintetizzati i valori caratteristici (x_k) dei livelli stratigrafici che caratterizzano in via previsionale il sottosuolo dell'area.

Livelli stratigrafici	Peso di volume (P_{uv})	Angolo di resistenza a taglio (φ)	Coesione non drenata (C_u)	Modulo di deformazione (E_u)
Livello stratigrafico U1	18,4 KN/mc	32,7°	0,6 KN/mq	22,0 MPa
Livello stratigrafico U2	18,4 KN/mc	0	0,6 KN/mq	22,6 MPa
Livello stratigrafico U3	16,4 KN/mc	0	0,1 KN/mc	4,2 MPa

Tabella 12 valori caratteristici

11 CONCLUSIONI

Le analisi e le verifiche condotte per l'area POC di Quartesana relative alla scheda 18ANS-03 portano a concludere che il terreno investigato può essere utilizzato per la realizzazione dell'urbanizzazione prevista nel progetto di piano, Tutte le verifiche geologiche ,geotecniche e sismiche del sito alla luce della normativa vigente DM 14/01/2008 hanno fornito esiti positivi in particolare come richiesto dalla suddetta scheda POC sono stati soddisfatti i seguenti parametri :

- Sismicità dell'area, questa è compresa in classe D dei profili di suolo da normativa le verifiche hanno portato ad un'accelerazione massima al suolo $a_{max}/g = 0,238$
- Cedimenti verificati per una struttura di fondazione indicata dai progettisti estensori del progetto urbanistico con sviluppo di strutture abitative costituite di tre piani fuori terra. Per la verifica agli stati limite (SLE) il cedimento atteso è pari a 3,11 mm al centro della fondazione
- Resistenza di progetto dei terreni di fondazione (R_d) superiore alle azioni (E_d) previsti come da verifica analitica secondo la combinazione A1+M1+R3
-

Anche la verifica alla liquefazione dello strato di fondazione più superficiale ha fornito un coefficiente di sicurezza pari a 2,38 decisamente superiore al fattore limite di 1,3.

Le caratteristiche geologiche, geomorfologiche del sito non presentano nessuna controindicazione, anzi facendo riferimento all'area adiacente urbanizzata tra la fine degli anni 90 e primi del 2000, anche alla luce del fenomeno tellurico verificatosi nel 2012, le strutture non hanno subito conseguenze ed anche sotto il profilo dei cedimenti non hanno avuto alcuna problematica.

Relativamente all'assetto idrogeologico, nel corso dell'esecuzione delle prove geognostiche SCPTU (ottobre 2012) sono stati intercettati livelli freatici a -2,50 m.

E' consigliabile comunque che venga curato il drenaggio delle acque superficiali e per quanto riguarda la strada di accesso ai lotti è opportuno costipare con cura il piano di fondazione

La realizzazione della viabilità interna all'area POC dovrà prevedere l'adozione di soluzioni tecniche e procedure comunemente adottate in materia di lavori stradali ai fini di evitare l'insorgere di deformazioni e cedimenti a danno del piano viabile, ovvero:

- predisposizione dell'area mediante operazioni di scotico del livello superficiale per spessori dell'ordine di almeno 0.60 m ed idonea rullatura del fondo scavo;
- messa in posa di idoneo nontessuto con funzione anticontaminante delle parti fini nei confronti del primo strato di materiale granulare di sottofondo . Il nontessuto e il materiale granulare di riempimento avranno funzione anche di drenaggio delle acque meteoriche d'infiltrazione per i lotti circostanti.
- messa in posto di materiale inerte misto granulare per strati di spessore non superiore a 30 cm, compattati con rullo vibrante, appartenente ai gruppi A1-A2-A3 della classificazione "CNR UNI 10006/63". Lo stato di addensamento del materiale costipato, da verificare mediante prove di D_R e carico su piastra, dovrà risultare pari ad almeno il 95% della densità ASSHTO modificata.

Luglio 2015

dr.geol. Daniele Pettinau

12 ALLEGATI

ALL.1) Estratto “Scheda geologica Comparto POC 18ANS- 03.

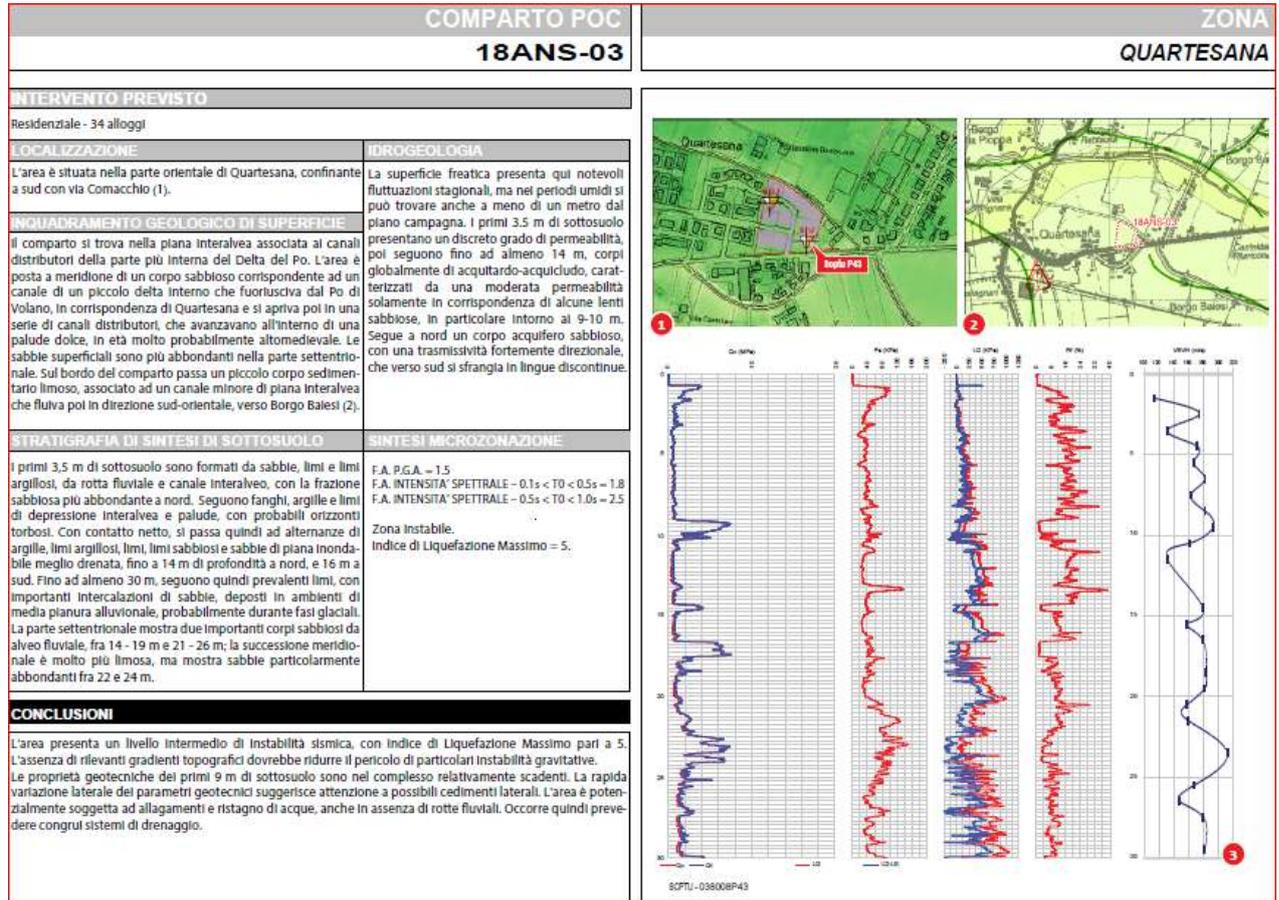
ALL.2 Stima dei parametri geotecnici sulla base delle prove statiche SCPTU

ALL.3 Diagrammi valutazioni litologiche in base alla profondità “Roberson 1992” e diagrammi Qc – Fs e stratigrafia

ALL.4 Certificati Songeo srl relative alle prove SCPTU eseguite “ Grafici onde Vs”

ALL.5 Certificati Songeo srl e ubicazione prove Penetrometriche statiche SCPTU con relativi diagrammi Qc,Fs,U2, Rf.

Allegato. 1



Allegato.2

Stato probing xxx

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI S_CPTU_1 VIA ZANCANARO QUARTESANA (FE)

Nr: Numero progressivo strato
 Prof: Profondità strato (m)
 Tipo: C: Coesivo, I: Incoerente; CI: Coesivo-Incoerente
 Ca: Coesione non drenata (KPa) - Rolf Larsson SGE 1995
 Ea: Modulo di deformazione non drenato (Mpa) - Lunni 1977
 Mo: Modulo Edometrico (Mpa) - Mitchell & Gardner (coesivi), Robertson & Campanella da Schmertmann (incoerenti)
 G: Modulo di deformazione a taglio (Mpa) - Imai & Tomizaki
 OCR: Grado di sovraconsolidazione - Stress History
 Puv: Peso unità di volume (KN/m³)
 PuvS: Peso unità di volume saturo (KN/m³)
 De: Densità relativa (%) - Baldi 1978, Schmertmann 1977
 Fi: Angolo di resistenza al taglio (°) - Durgamoglu Mitchell 1973
 Ey: Modulo di Young (Mpa) - Robertson & Campanella 1983
 K: Permeabilità (cm/s) - Piacentini Righi 1988

Nr.	Prof.	Tipo	Ca	Ea	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	De	Fi	Ey	Vs
1	0,68	CI	0,0	0,0	0,3	4,0	<0,5	0,0	0,1	5,0	13,5	0,1	36,86
2	0,69	C	0,1	3,9	21,5	51,2	0,8	1,6	1,7	-	-	-	115,13
3	0,86	C	0,6	21,6	72,4	143,4	3,4	1,9	2,0	-	-	-	160,96
4	0,92	C	0,7	26,7	89,0	162,6	3,4	2,0	2,0	-	-	-	172,51
5	1,05	C	1,1	39,6	65,8	206,5	4,4	2,0	2,1	-	-	-	189,51
6	1,17	I	-	-	64,8	236,5	0,8	1,9	2,2	59,8	39,2	65,7	235,16
7	1,55	C	1,2	43,5	72,4	219,0	3,1	2,0	2,1	-	-	-	206,65
8	1,66	C	0,7	27,0	89,8	163,5	1,6	2,0	2,0	-	-	-	195,76
9	1,84	C	1,1	38,4	64,1	203,2	2,0	2,0	2,1	-	-	-	212,28
10	1,86	I	-	-	48,4	215,4	1,4	1,8	2,1	46,4	35,6	56,4	245,05
11	1,97	C	1,1	39,6	66,0	206,8	1,9	2,0	2,1	-	-	-	217,03
12	2,11	I	-	-	57,2	268,8	1,2	1,9	2,2	55,0	36,9	81,0	272,28
13	2,15	C	1,2	42,6	71,1	216,5	1,8	2,0	2,1	-	-	-	224,50
14	2,17	C	1,0	35,7	59,7	194,5	1,5	2,0	2,1	-	-	-	218,03
15	2,19	C	1,2	42,6	71,1	216,5	1,7	2,0	2,1	-	-	-	225,44
16	2,72	I	-	-	70,8	379,6	1,0	1,9	2,2	67,9	38,6	142,6	322,67
17	2,78	C	1,1	39,0	65,0	205,0	1,3	2,0	2,1	-	-	-	230,16
18	2,92	C	0,4	17,1	56,6	123,3	0,5	1,9	1,9	-	-	-	198,59
19	2,98	C	0,2	9,0	48,3	84,0	<0,5	1,8	1,8	-	-	-	177,74
20	3,00	C	0,2	7,8	41,2	76,2	<0,5	1,7	1,8	-	-	-	172,87
21	3,03	C	0,1	6,9	36,9	71,3	<0,5	1,7	1,8	-	-	-	169,56
22	3,05	C	0,1	7,5	39,7	74,5	<0,5	1,7	1,8	-	-	-	171,94
23	3,12	C	0,1	6,6	35,7	69,8	<0,5	1,7	1,8	-	-	-	168,80
24	3,28	C	0,1	6,9	37,1	71,5	<0,5	1,7	1,8	-	-	-	170,42
25	3,44	C	0,1	5,4	28,9	61,3	<0,5	1,7	1,7	-	-	-	163,39
26	3,46	C	0,1	6,0	31,5	64,7	<0,5	1,7	1,8	-	-	-	166,31
27	4,00	C	0,0	4,2	23,1	53,5	<0,5	1,6	1,7	-	-	-	157,98
28	4,06	C	0,1	6,6	35,2	69,2	<0,5	1,7	1,8	-	-	-	171,42
29	4,39	C	0,1	5,1	27,5	59,5	<0,5	1,6	1,7	-	-	-	164,45
30	4,40	C	0,1	5,7	30,8	63,8	<0,5	1,7	1,7	-	-	-	168,39
31	4,41	C	0,1	5,7	31,2	64,3	<0,5	1,7	1,8	-	-	-	168,75
32	4,43	C	0,1	6,0	31,7	64,9	<0,5	1,7	1,8	-	-	-	169,32
33	4,58	C	0,1	6,0	32,5	66,0	<0,5	1,7	1,8	-	-	-	170,37
34	4,61	C	0,1	6,9	37,5	72,0	<0,5	1,7	1,8	-	-	-	175,11
35	4,70	C	0,1	5,7	31,2	64,3	<0,5	1,7	1,7	-	-	-	169,55
36	4,79	C	0,1	8,1	42,5	77,6	<0,5	1,7	1,8	-	-	-	179,59
37	4,80	C	0,1	6,0	32,6	66,1	<0,5	1,7	1,8	-	-	-	171,39
38	4,89	C	0,2	9,3	49,0	84,7	<0,5	1,8	1,8	-	-	-	184,65
39	5,13	C	0,6	24,3	80,5	153,0	0,6	1,9	2,0	-	-	-	220,73
40	5,49	I	-	-	30,4	189,7	<0,5	1,9	2,2	29,8	31,3	45,8	255,35
41	5,54	C	0,6	22,8	75,8	147,5	0,5	1,9	2,0	-	-	-	220,94
42	5,62	C	0,3	13,5	44,6	106,6	<0,5	1,8	1,9	-	-	-	200,95
43	5,65	C	0,6	23,1	77,2	149,1	0,5	1,9	2,0	-	-	-	222,18
44	6,48	C	0,2	9,9	52,7	88,6	<0,5	1,8	1,8	-	-	-	191,91
45	6,80	C	0,1	7,5	39,4	74,1	<0,5	1,7	1,8	-	-	-	183,73

[Ho Zancanaro: STIMA PARAMETRI GEOTECNICI 14/10/11]

Static probing xxx

46	6,92	C	0,1	8,1	43,4	78,7	<0,5	1,7	1,8	--	--	--	187,61
47	6,99	C	0,1	7,5	40,5	75,4	<0,5	1,7	1,8	--	--	--	185,50
48	7,42	C	0,2	10,5	56,1	92,1	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	197,56
49	7,55	C	0,1	8,4	44,2	79,6	<0,5	1,7	1,8	--	--	--	190,01
50	8,18	C	0,2	10,8	35,9	93,4	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	200,38
51	8,23	C	0,7	27,0	89,9	163,6	<0,5	1,9	2,0	--	--	--	237,73
52	8,34	I	--	--	25,8	186,4	<0,5	1,9	2,2	24,6	29,7	44,5	263,31
53	8,47	C	0,7	30,0	100,1	174,7	<0,5	2,0	2,0	--	--	--	243,23
54	8,88	C	0,2	11,7	38,8	98,0	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	205,74
55	9,22	C	0,0	6,0	32,5	65,9	<0,5	1,7	1,7	--	--	--	183,83
56	9,25	C	0,1	8,1	43,7	79,0	<0,5	1,7	1,8	--	--	--	194,37
57	9,40	C	0,1	7,8	41,9	77,0	<0,5	1,7	1,8	--	--	--	193,06
58	9,47	C	0,1	9,3	49,4	85,1	<0,5	1,7	1,8	--	--	--	199,15
59	9,49	C	0,1	8,7	45,7	81,2	<0,5	1,7	1,8	--	--	--	196,52
60	10,05	C	0,2	10,5	56,3	92,3	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	204,82
61	10,17	C	0,7	30,9	51,5	177,8	<0,5	2,0	2,0	--	--	--	249,86
62	10,62	C	0,3	14,4	48,5	112,2	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	218,75
63	10,65	I	--	--	34,5	231,1	<0,5	1,9	2,2	31,9	30,6	63,3	294,50
64	10,69	C	0,7	30,0	99,9	174,5	<0,5	2,0	2,0	--	--	--	250,20
65	10,73	C	0,4	19,8	66,0	135,5	<0,5	1,9	2,0	--	--	--	232,26
66	10,87	C	0,1	9,6	50,5	86,3	<0,5	1,7	1,8	--	--	--	203,43
67	10,93	C	0,1	9,0	47,9	83,5	<0,5	1,7	1,8	--	--	--	201,66
68	11,99	C	0,1	7,5	39,9	74,8	<0,5	1,7	1,8	--	--	--	196,23
69	12,01	C	0,1	8,7	46,2	81,7	<0,5	1,7	1,8	--	--	--	202,50
70	12,23	C	0,0	7,5	39,7	74,5	<0,5	1,7	1,8	--	--	--	197,25
71	12,63	C	0,3	17,7	59,0	126,5	<0,5	1,9	1,9	--	--	--	231,53
72	13,18	C	0,1	9,3	50,1	85,9	<0,5	1,7	1,8	--	--	--	207,42
73	13,72	C	0,2	12,9	43,5	104,9	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	221,22
74	13,80	C	0,5	23,4	78,4	150,5	<0,5	1,9	2,0	--	--	--	246,93
75	13,95	C	0,2	14,4	48,3	112,0	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	226,48
76	13,97	C	0,6	25,8	85,6	158,8	<0,5	1,9	2,0	--	--	--	251,38
77	19,44	I	--	--	67,1	463,3	2,1	1,9	2,2	58,2	34,1	197,5	413,26
78	19,45	C	0,8	35,4	58,8	192,7	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	283,66
79	20,12	C	0,2	15,9	52,9	118,3	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	245,99
80	20,25	C	0,1	11,7	38,7	97,8	<0,5	1,8	1,8	--	--	--	233,11
81	21,00	C	0,3	19,5	64,6	133,7	<0,5	1,9	1,9	--	--	--	256,51
82	21,07	C	0,1	13,2	43,7	105,4	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	239,68
83	22,07	C	0,4	23,7	78,7	150,8	<0,5	1,9	2,0	--	--	--	267,49
84	22,10	C	1,0	42,9	71,6	217,4	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	299,11
85	22,62	C	0,6	29,7	99,0	173,5	<0,5	2,0	2,0	--	--	--	280,26
86	22,69	C	0,6	30,3	101,5	176,2	<0,5	2,0	2,0	--	--	--	282,06
87	22,74	C	0,5	26,1	87,3	160,7	<0,5	1,9	2,0	--	--	--	274,61
88	23,00	C	0,8	35,7	59,3	193,8	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	290,55
89	23,01	C	1,0	43,5	72,5	219,2	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	301,64
90	23,03	C	1,1	46,5	77,4	228,0	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	305,23
91	23,13	C	0,9	39,0	65,2	205,4	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	296,04
92	23,19	C	1,0	42,6	70,8	216,0	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	300,65
93	23,36	I	--	--	45,6	299,3	<0,5	1,9	2,2	33,1	29,2	96,6	360,17
94	23,66	C	1,2	51,9	86,5	244,1	<0,5	2,1	2,1	--	--	--	312,57
95	24,16	I	--	--	47,6	309,9	<0,5	1,9	2,2	34,3	29,3	102,3	366,70
96	24,17	C	1,3	52,5	87,7	246,2	<0,5	2,1	2,1	--	--	--	314,86
97	24,57	I	--	--	45,8	298,0	<0,5	1,9	2,2	32,2	28,9	95,9	361,78
98	24,76	C	1,3	53,4	88,8	248,1	<0,5	2,1	2,1	--	--	--	316,68
99	24,97	I	--	--	41,2	270,8	<0,5	1,9	2,2	27,4	28,1	82,0	348,81
100	25,26	C	1,0	44,7	74,7	223,1	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	307,82
101	25,37	C	0,4	25,5	84,8	157,9	<0,5	1,9	2,0	--	--	--	278,19
102	25,50	C	0,8	37,8	62,9	200,9	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	298,98
103	26,25	C	0,2	17,4	58,2	125,5	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	260,64
104	26,29	C	0,1	13,5	45,4	107,8	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	249,68
105	26,67	C	0,1	14,1	46,8	109,8	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	251,27
106	26,70	C	0,1	13,5	45,4	107,7	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	250,11
107	26,85	C	0,1	13,8	46,4	109,3	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	251,29
108	26,86	C	0,1	13,5	45,4	107,8	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	250,38
109	29,01	C	0,2	17,4	58,4	125,7	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	263,36
110	29,14	C	0,8	39,0	65,0	204,9	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	305,97
111	29,20	C	0,7	35,1	58,5	192,2	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	300,38

(in Zonazione: STIMA PARAMETRI GEOTECNICI N°1) 2

Static probing xxx

112	29,32	C	1,3	56,4	94,2	257,1	<0,5	2,1	2,1	--	--	--	327,57
113	29,56	I	--	--	47,1	295,9	<0,5	1,9	2,2	29,5	28,1	94,8	368,28
114	29,63	C	1,0	44,1	73,4	220,8	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	313,78
115	29,99	C	0,3	22,5	75,4	146,9	<0,5	1,9	2,0	--	--	--	278,39

Static probing xxx

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI SCPTU 2 VIA ZANCANARO QUARTESANA (FE)

- Nr: Numero progressivo strato
- Prof: Profondità strato (m)
- Tipo: C: Coesivo; I: Incoerente; CI: Coesivo-Incoerente
- Ca: Coesione non drenata (KPa) – Rolf Larsson SGI 1995
- Ea: Modulo di deformazione non drenato (Mpa) - Ladd 1977
- Mo: Modulo Edometrico (Mpa) - Mitchell & Gardner (coesivi), Robertson & Campanella da Schmertmann (incoerenti)
- G: Modulo di deformazione a taglio (Mpa) – Inai & Tomazchi
- OCR: Grado di sovraconsolidazione - Stress History
- Puv: Peso unità di volume (KN/m³)
- PuvS: Peso unità di volume saturo (KN/m³)
- Dv: Densità relativa (%) – Baldi 1978, Schmertmann 1977
- Fi: Angolo di resistenza al taglio (°) – Durgunoglu Mitchell 1973
- Ey: Modulo di Young (Mpa) – Robertson & Campanella 1983
- K: Permeabilità (cm/s) – Piacentini Righi 1988

Nr.	Prof.	Tipo	Ca	Ea	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dv	Fi	Ey	Vv
1	0,01												
2	0,70	CI	0,0	0,3	1,6	10,4	<0,5	1,2	1,2	5,0	21,8	0,4	53,67
3	0,81	I	–	–	81,1	260,9	<0,5	1,9	2,2	74,6	43,3	77,2	223,76
4	0,99	C	1,4	51,0	84,8	241,2	7,1	2,1	2,1	–	–	–	191,12
5	1,52	C	0,7	26,1	86,9	160,2	2,2	1,9	2,0	–	–	–	182,92
6	1,71	C	0,9	34,2	57,2	189,6	2,1	2,0	2,1	–	–	–	202,53
7	1,97	C	0,4	16,5	54,7	120,7	0,9	1,9	1,9	–	–	–	181,79
8	2,01	C	0,2	7,8	42,3	77,4	<0,5	1,7	1,8	–	–	–	161,71
9	3,27	C	0,3	12,6	42,3	103,2	<0,5	1,8	1,9	–	–	–	185,02
10	3,32	C	0,1	7,5	40,5	75,5	<0,5	1,7	1,8	–	–	–	172,02
11	3,42	C	0,2	9,0	48,7	84,4	<0,5	1,8	1,8	–	–	–	178,14
12	3,76	C	0,1	4,8	25,4	56,7	<0,5	1,6	1,7	–	–	–	159,03
13	3,94	C	0,1	6,6	35,0	68,9	<0,5	1,7	1,8	–	–	–	169,37
14	4,02	C	0,1	7,5	40,7	75,6	<0,5	1,7	1,8	–	–	–	174,57
15	4,04	C	0,2	9,3	49,2	85,0	<0,5	1,8	1,8	–	–	–	180,88
16	4,15	C	0,1	7,5	39,2	74,0	<0,5	1,7	1,8	–	–	–	173,83
17	4,34	C	0,2	9,9	52,4	88,3	<0,5	1,8	1,9	–	–	–	183,79
18	4,65	C	0,1	6,9	37,4	71,8	<0,5	1,7	1,8	–	–	–	173,79
19	4,75	C	0,2	8,4	45,4	80,9	<0,5	1,7	1,8	–	–	–	180,69
20	4,76	C	0,1	8,4	44,0	79,4	<0,5	1,7	1,8	–	–	–	179,90
21	4,78	C	0,2	8,7	45,6	81,1	<0,5	1,7	1,8	–	–	–	181,12
22	5,62	C	0,1	6,6	35,1	69,1	<0,5	1,7	1,8	–	–	–	174,02
23	5,79	C	0,2	9,0	48,1	83,8	<0,5	1,8	1,8	–	–	–	185,90
24	5,92	C	0,1	7,8	42,0	77,1	<0,5	1,7	1,8	–	–	–	181,80
25	6,02	C	0,2	9,0	48,1	83,8	<0,5	1,8	1,8	–	–	–	186,71
26	6,04	C	0,2	9,3	49,0	84,8	<0,5	1,8	1,8	–	–	–	187,58
27	6,17	C	0,2	10,5	55,7	91,6	<0,5	1,8	1,9	–	–	–	192,21
28	6,43	C	0,1	8,7	46,2	81,7	<0,5	1,7	1,8	–	–	–	186,43
29	6,54	C	0,2	9,9	52,6	88,5	<0,5	1,8	1,8	–	–	–	191,43
30	6,77	C	0,1	8,7	46,5	82,1	<0,5	1,7	1,8	–	–	–	187,75
31	6,91	C	0,2	9,6	51,0	86,8	<0,5	1,8	1,8	–	–	–	191,45
32	7,11	C	0,1	8,1	43,1	78,4	<0,5	1,7	1,8	–	–	–	186,23
33	7,17	C	0,2	9,9	53,4	89,3	<0,5	1,8	1,8	–	–	–	193,97
34	7,69	C	0,1	6,6	35,4	69,4	<0,5	1,7	1,8	–	–	–	180,77
35	7,87	C	0,2	10,8	56,1	93,7	<0,5	1,8	1,9	–	–	–	198,56
36	8,00	C	0,2	10,5	55,6	91,6	<0,5	1,8	1,9	–	–	–	197,68
37	8,14	C	0,2	12,6	41,5	102,1	<0,5	1,8	1,9	–	–	–	204,57
38	8,37	C	0,1	7,8	40,9	75,8	<0,5	1,7	1,8	–	–	–	187,81
39	8,46	C	0,1	8,1	42,5	77,6	<0,5	1,7	1,8	–	–	–	189,53
40	8,54	C	0,1	7,8	42,1	77,2	<0,5	1,7	1,8	–	–	–	189,42
41	8,78	C	0,2	10,2	53,8	89,8	<0,5	1,8	1,8	–	–	–	198,51
42	8,97	C	0,1	9,0	47,8	83,5	<0,5	1,7	1,8	–	–	–	194,85
43	9,07	C	0,3	15,6	51,8	116,8	<0,5	1,8	1,9	–	–	–	215,65
44	9,11	C	0,9	34,2	57,0	189,2	0,6	2,0	2,1	–	–	–	249,03
45	9,85	I	–	–	55,7	346,6	1,9	1,9	2,2	52,6	34,3	122,9	342,41
46	9,89	C	1,0	38,1	63,6	202,3	0,6	2,0	2,1	–	–	–	257,96
47	9,91	C	0,7	28,2	93,7	167,8	<0,5	2,0	2,0	–	–	–	244,18

(VIA ZANCANARO) STIMA PARAMETRI GEOTECNICI SCPTU 2 - T

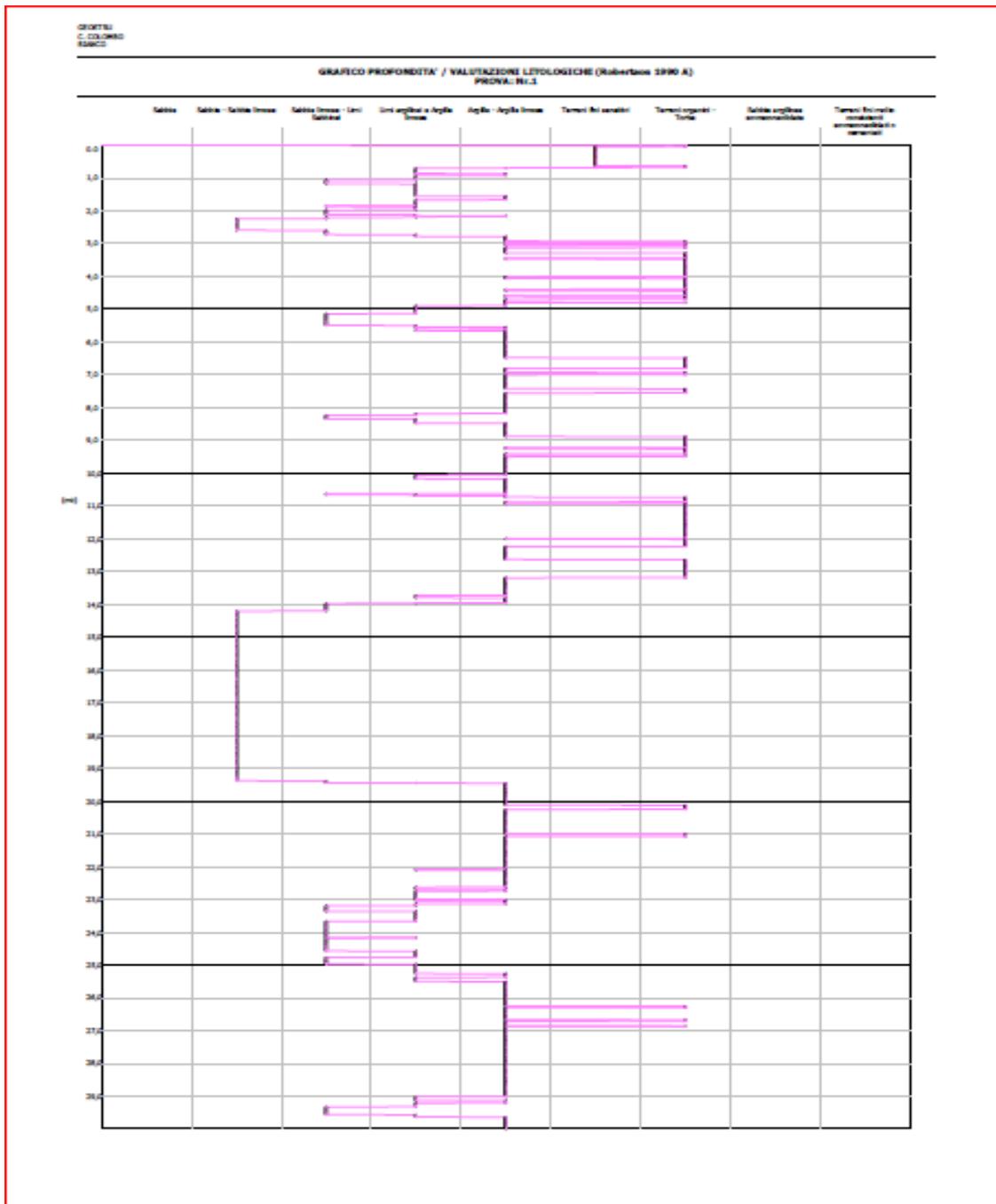
Statico probina sxx

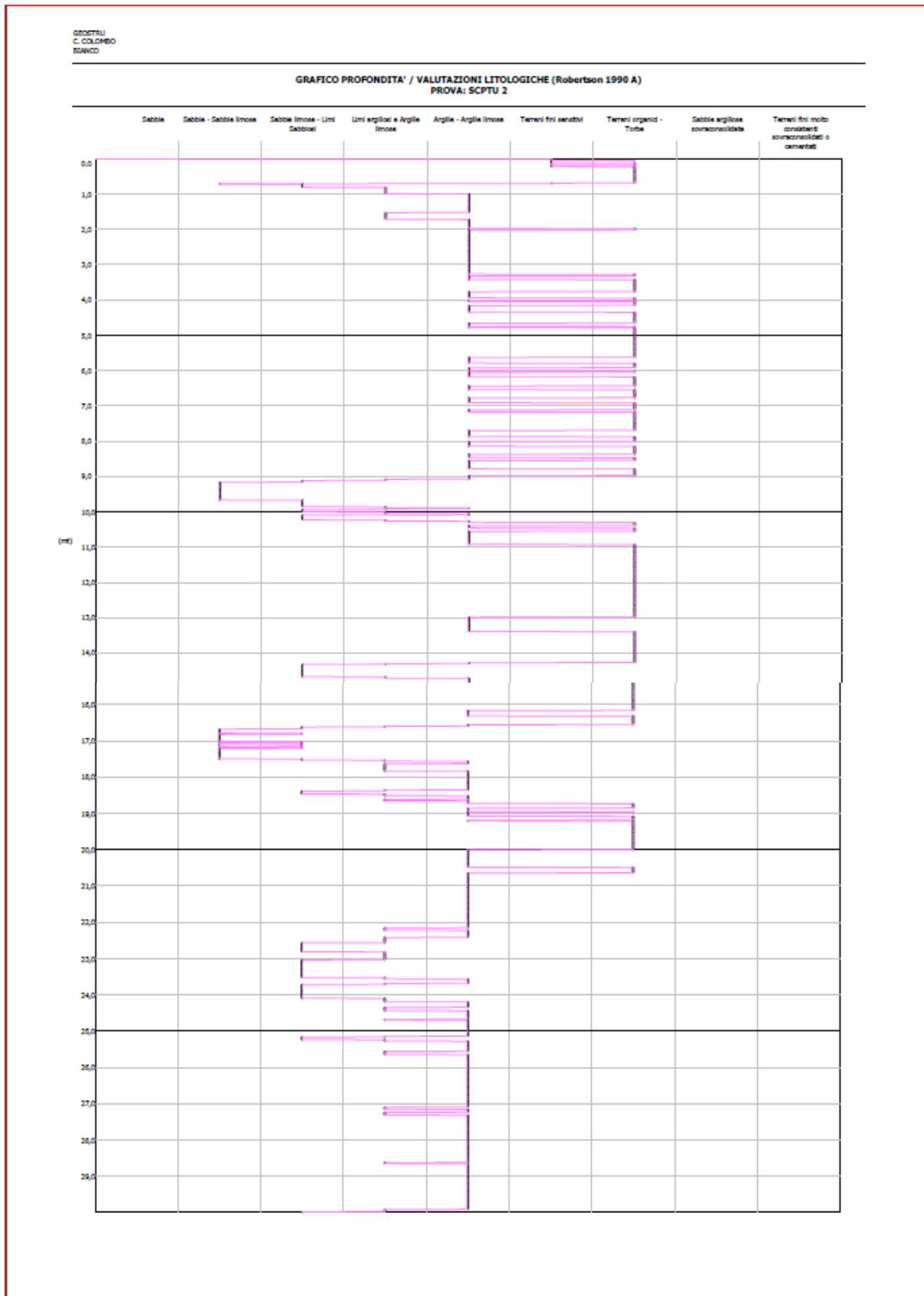
48	9,93	C	0,9	35,4	58,8	192,7	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	254,48
49	10,00	I	--	--	39,3	252,0	<0,5	1,9	2,2	37,0	31,6	72,9	302,52
50	10,05	C	0,8	32,7	54,3	183,6	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	251,27
51	10,09	C	0,7	27,6	91,8	165,8	<0,5	1,9	2,0	--	--	--	243,96
52	10,23	I	--	--	46,4	291,7	<0,5	1,9	2,2	43,5	32,6	92,6	322,03
53	10,26	C	0,6	27,0	89,8	163,5	<0,5	1,9	2,0	--	--	--	243,64
54	10,30	C	0,4	17,7	59,3	126,9	<0,5	1,9	1,9	--	--	--	226,15
55	10,39	C	0,1	9,3	49,7	85,4	<0,5	1,7	1,8	--	--	--	201,29
56	10,46	C	0,2	12,6	41,9	102,6	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	212,70
57	10,55	C	0,1	8,4	44,5	79,9	<0,5	1,7	1,8	--	--	--	197,69
58	10,92	C	0,3	14,1	46,9	109,9	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	217,86
59	12,98	C	0,0	6,0	32,4	65,9	<0,5	1,6	1,7	--	--	--	189,24
60	13,39	C	0,3	17,7	58,5	125,9	<0,5	1,9	1,9	--	--	--	231,71
61	14,27	C	0,1	8,1	43,3	78,5	<0,5	1,7	1,8	--	--	--	202,76
62	14,30	C	0,3	15,3	50,9	115,6	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	228,21
63	14,32	C	0,6	27,3	96,6	164,5	<0,5	1,9	2,0	--	--	--	253,42
64	14,67	I	--	--	37,0	250,9	<0,5	1,9	2,2	32,8	30,3	72,4	312,64
65	14,71	C	0,7	32,1	53,7	182,4	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	262,58
66	14,94	C	0,3	16,2	53,7	119,5	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	231,96
67	14,95	C	0,1	9,9	53,4	89,3	<0,5	1,7	1,8	--	--	--	213,01
68	14,97	C	0,1	10,5	55,5	91,5	<0,5	1,8	1,8	--	--	--	214,57
69	15,08	C	0,1	9,0	47,9	83,6	<0,5	1,7	1,8	--	--	--	209,07
70	15,16	C	0,1	10,8	36,0	93,5	<0,5	1,8	1,8	--	--	--	216,30
71	16,16	C	0,0	8,4	44,3	79,7	<0,5	1,7	1,8	--	--	--	207,18
72	16,31	C	0,2	14,1	47,5	110,8	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	229,42
73	16,55	C	0,1	9,6	50,6	86,4	<0,5	1,7	1,8	--	--	--	213,46
74	16,59	C	0,3	15,9	52,8	118,2	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	234,50
75	16,61	C	0,7	30,0	99,6	174,2	<0,5	2,0	2,0	--	--	--	263,11
76	17,53	I	--	--	52,5	347,2	<0,5	1,9	2,2	45,8	32,2	123,2	363,96
77	17,56	C	0,9	38,7	64,6	204,2	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	278,99
78	17,63	C	0,6	29,4	97,5	172,0	<0,5	2,0	2,0	--	--	--	265,27
79	17,83	C	0,9	38,7	64,4	203,9	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	279,35
80	18,35	C	0,3	18,9	63,0	131,7	<0,5	1,9	2,0	--	--	--	246,23
81	18,38	C	0,7	30,9	51,7	178,1	<0,5	2,0	2,0	--	--	--	269,91
82	18,46	I	--	--	36,5	252,2	<0,5	1,9	2,2	29,7	29,3	73,0	322,57
83	18,51	C	0,8	35,1	58,5	192,3	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	276,40
84	18,61	C	0,4	22,2	73,5	144,7	<0,5	1,9	2,0	--	--	--	254,24
85	18,65	C	0,7	31,2	51,8	178,4	<0,5	2,0	2,0	--	--	--	270,66
86	18,72	C	0,4	21,9	73,2	144,3	<0,5	1,9	2,0	--	--	--	254,34
87	18,85	C	0,1	12,0	40,2	100,1	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	228,40
88	18,95	C	0,1	12,0	39,8	99,5	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	228,18
89	18,97	C	0,1	11,1	37,2	95,4	<0,5	1,8	1,8	--	--	--	225,43
90	19,07	C	0,2	15,0	49,7	113,8	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	237,66
91	19,18	C	0,1	11,4	37,7	96,1	<0,5	1,8	1,8	--	--	--	226,22
92	19,20	C	0,1	11,7	38,9	98,0	<0,5	1,8	1,9	--	--	--	227,62
93	20,00	C	0,0	9,9	52,1	88,0	<0,5	1,7	1,8	--	--	--	221,03
94	20,48	C	0,3	17,4	57,9	125,1	<0,5	1,9	1,9	--	--	--	246,33
95	20,64	C	0,1	11,4	37,9	96,5	<0,5	1,8	1,8	--	--	--	228,65
96	22,15	C	0,6	27,6	92,5	166,5	<0,5	1,9	2,0	--	--	--	270,38
97	22,22	C	1,0	42,9	71,6	217,4	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	294,28
98	22,41	C	0,8	36,6	61,0	197,3	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	286,24
99	22,56	C	1,4	57,6	96,1	260,3	<0,5	2,1	2,2	--	--	--	311,18
100	22,81	I	--	--	51,4	339,8	<0,5	1,8	2,1	40,8	30,7	118,9	373,60
101	23,03	C	1,7	65,7	109,5	281,9	<0,5	2,1	2,2	--	--	--	319,80
102	23,52	I	--	--	54,3	359,0	<0,5	1,9	2,2	42,9	31,0	130,1	383,66
103	23,56	C	1,1	46,8	78,2	229,5	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	302,53
104	23,68	C	0,7	34,5	57,3	189,9	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	286,19
105	23,71	C	1,1	48,6	81,1	234,7	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	304,91
106	24,09	I	--	--	51,5	339,1	<0,5	1,9	2,2	39,8	30,4	118,5	376,24
107	24,19	C	1,1	46,5	77,6	228,4	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	303,52
108	24,34	C	0,7	34,2	57,1	189,4	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	287,38
109	24,43	C	1,0	43,8	72,8	219,7	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	300,57
110	24,67	C	0,6	30,0	99,6	174,2	<0,5	2,0	2,0	--	--	--	280,88
111	24,69	C	0,8	37,2	62,2	199,5	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	292,65
112	25,14	C	0,6	28,8	95,7	170,0	<0,5	1,9	2,0	--	--	--	279,49
113	25,16	C	1,2	52,2	87,0	244,9	<0,5	2,1	2,1	--	--	--	311,88

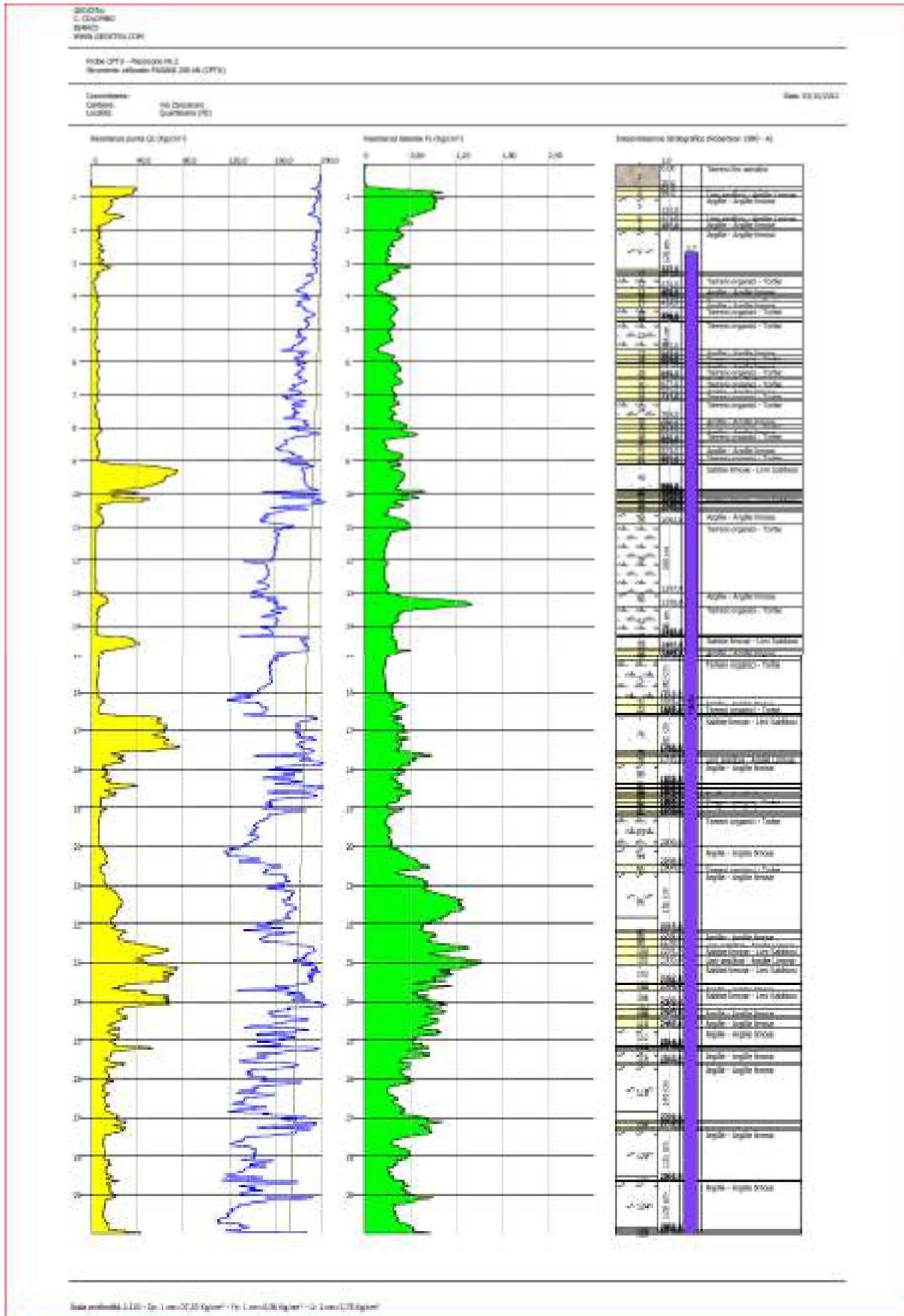
(VAZANJANJE) STINA PARAMETRI GEOTEHNIKI SPT(2) 2

114	25,23	I	--	--	45,2	296,7	<0,5	1,9	2,2	32,8	29,1	95,3	358,62
115	25,27	C	0,9	42,3	70,4	215,3	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	300,42
116	25,55	C	0,4	23,1	76,7	148,5	<0,5	1,9	2,0	--	--	--	269,40
117	25,64	C	0,9	39,9	66,4	207,7	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	297,92
118	27,09	C	0,3	21,3	70,9	141,5	<0,5	1,9	2,0	--	--	--	267,11
119	27,15	C	1,0	43,5	72,7	219,5	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	305,57
120	27,23	C	0,7	32,7	54,7	184,4	<0,5	2,0	2,0	--	--	--	290,31
121	27,31	C	0,9	41,7	69,6	213,8	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	303,48
122	28,62	C	0,3	19,5	65,2	134,5	<0,5	1,9	1,9	--	--	--	265,57
123	28,65	C	0,7	33,6	56,0	187,1	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	293,97
124	29,91	C	0,3	20,4	68,5	138,6	<0,5	1,9	2,0	--	--	--	269,86
125	29,97	C	1,2	51,0	85,1	241,6	<0,5	2,0	2,1	--	--	--	319,28
126	29,99	I	--	--	43,5	278,5	<0,5	1,8	2,1	27,4	27,9	85,9	356,93

ALL.3







ALL.4

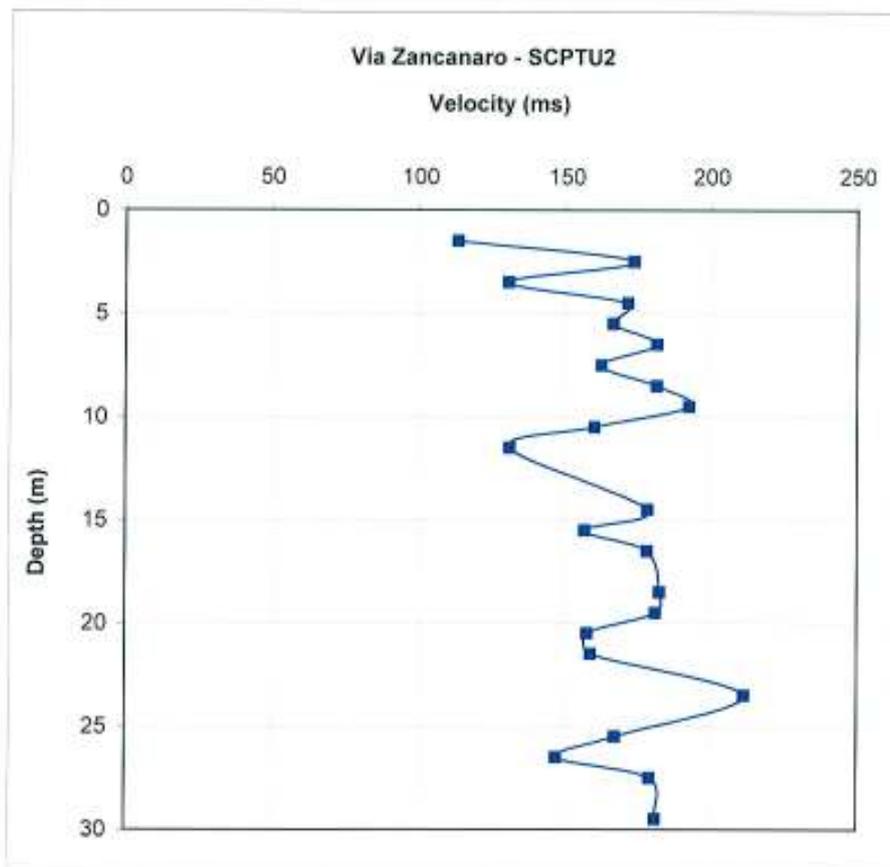
SONGEO SRL
Via A. Azzena 6 - 44019 Guado di Voghera (P.E.)
tel. 0532 773136 - 0532 815603 fax 0532 776455
E mail info@songoe.it Site www.songoe.it
CONCESSIONE MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI
N° 56718 DEL 17 09 2007 SETTORE C. PROVE IN SITO
AI SENSI DEL D.P.R. 08.06.2001 n° 300

PROVA N°: SCPTU 2

DATA: 03/10/12

COMMITTENTE: Sig. Lazzari Massimo
LOCALITA': Via Zancanaro - Quartesana (Fe)

GRAFICO ONDE S



All 5



via A. Ascani 6 - 44019 Gualdo di Voghiera (FE)
 tel. 0532 773136-815683 Fax 0532 776455
 e-mail: info@songoe.it - www.songoe.it

Laboratorio autorizzato con decreto N° 56718 del 17/09/07 all'esecuzione e certificazione di indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del DPR 380/2001 e Circ. Min. 7619/STC



SISTEMA DI CERTIFICAZIONE
SOGGETTA A CONTROLLI

CERTIFICATO DI PROVA

Certificato n°	186/12	data	08/10/2012	N° VERBALE ACCETTAZIONE	25/12	data	03/10/2012
----------------	--------	------	------------	-------------------------	-------	------	------------

COMMITTENTE:	Sig. Lazzari Massimo
LOCALITA':	Quartesana (FE)
CANTIERE:	Via Zancanaro
SCPTU N°	1
Specifiche di prova:	ASTM D 3441-98; AGI 1977
Attrezzatura:	Penetrometro PAGANI TG 63-200
Procedure:	PRO ICS
Attrezzi:	Punta elettrica e piezocono
DATA ESECUZIONE PROVA	03/10/2012
QUOTA INIZIO PROVA	p.c.
PROFONDITA' DELLA PROVA	30,00 mt.
PROFONDITA' DELLA FALDA	2,50 mt.

COROGRAFIA E PLANIMETRIA:

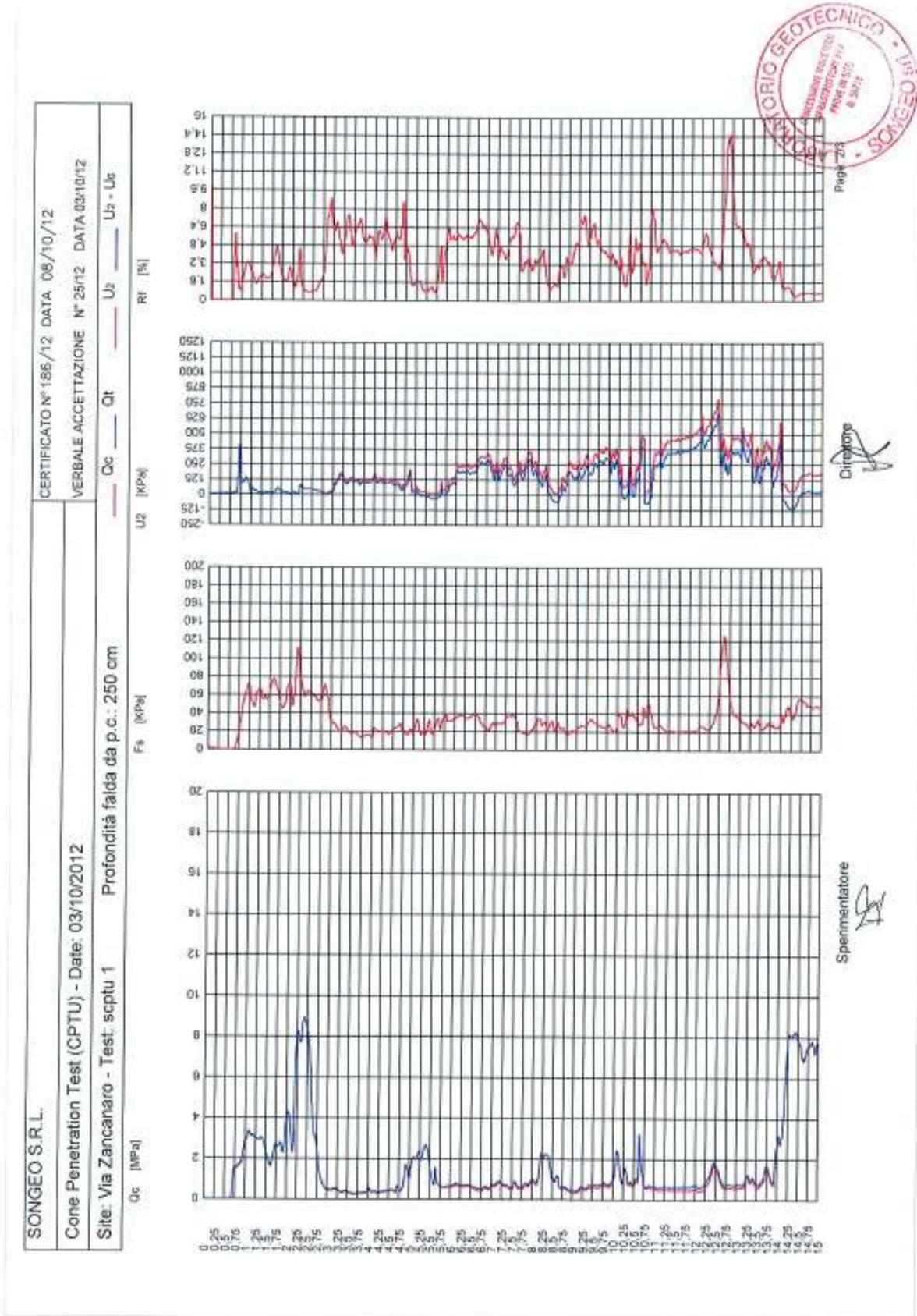


IL PRESENTE CERTIFICATO SI COMPONE DI: 3 PAGINE

Sperimentatore

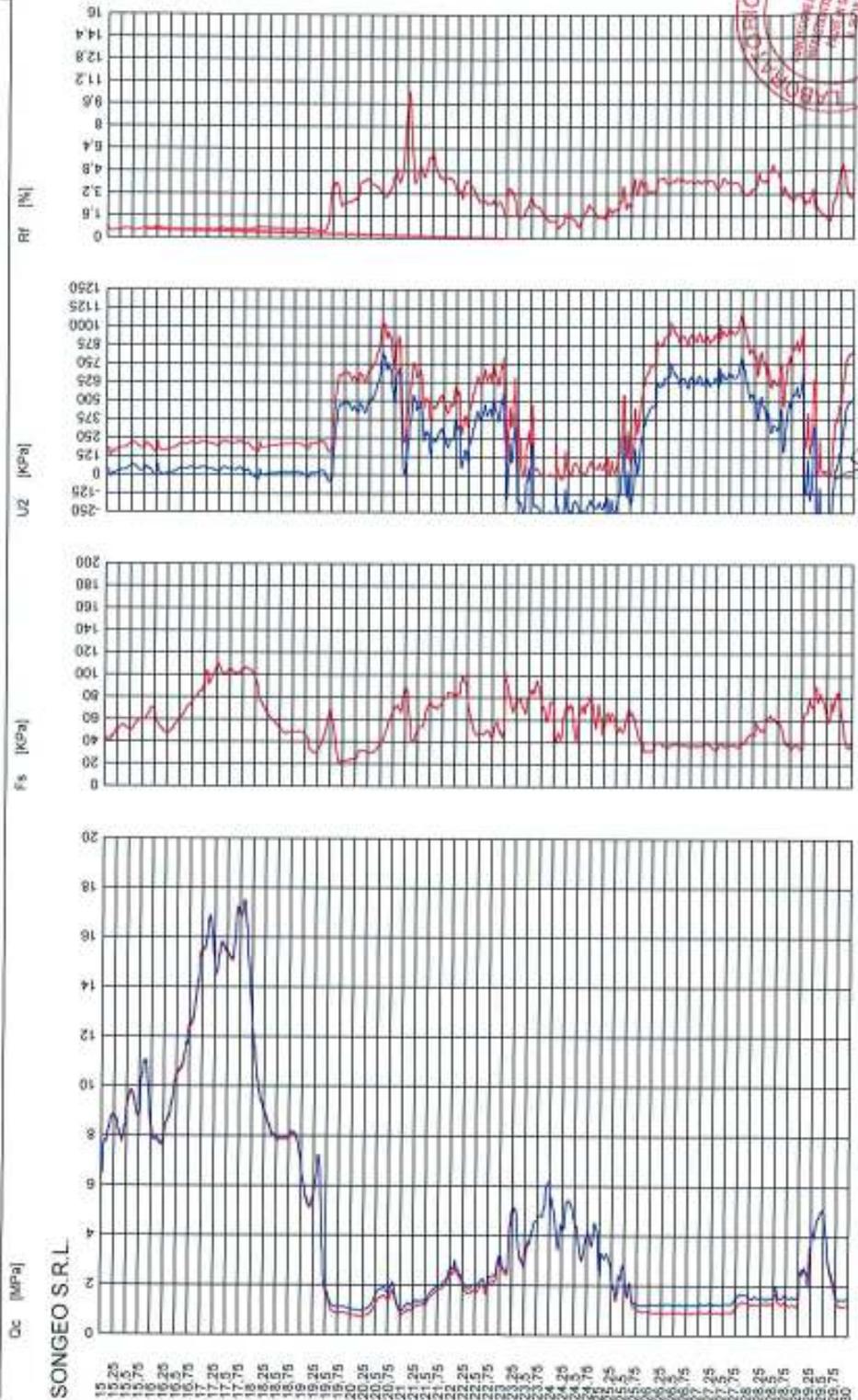






SONGEO S.R.L.
 Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 03/10/2012
 Site: Via Zancanaro - Test: scptu 1

CERTIFICATO N° 186/12 DATA 08/10/12
 VERBALE ACCETTAZIONE N° 25/12 DATA 03/10/12



Direttore

Spesimentatore



via A. Ascari 6 - 44019 Gualdo di Voghiera (FE)
tel. 0532 773136-815883 Fax 0532 776455
E mail info@songoe.it - aa.songoe.it

Laboratorio autorizzato con decreto N° 56718 del 17/09/07 all'esecuzione e certificazione di indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del DPR 380/2001 e Circ. Min. 7619/STC



UNI EN ISO 9001:2008
SISTEMA DI CERTIFICAZIONE QUALITÀ CERTIFICATA

CERTIFICATO DI PROVA

Certificato n°	187/12	data	08/10/2012	N° VERBALE ACCETTAZIONE	25/12	data	03/10/2012
----------------	--------	------	------------	-------------------------	-------	------	------------

COMMITTENTE:	Sig. Lazzari Massimo
LOCALITA':	Quartesana (FE)
CANTIERE:	Via Zancanaro
SCPTU N°	2
Specifiche di prova:	ASTM D 3441-98; AGI 1977
Attrezzatura:	Penetrometro PAGANI TG 63-200
Procedure:	PRO E65
Attrezzi:	Punta elettrica e piezocorno
DATA ESECUZIONE PROVA	03/10/2012
QUOTA INIZIO PROVA	p.c.
PROFONDITA' DELLA PROVA	30,00 mt.
PROFONDITA' DELLA FALDA	2,70 mt

COROGRAFIA E PLANIMETRIA:

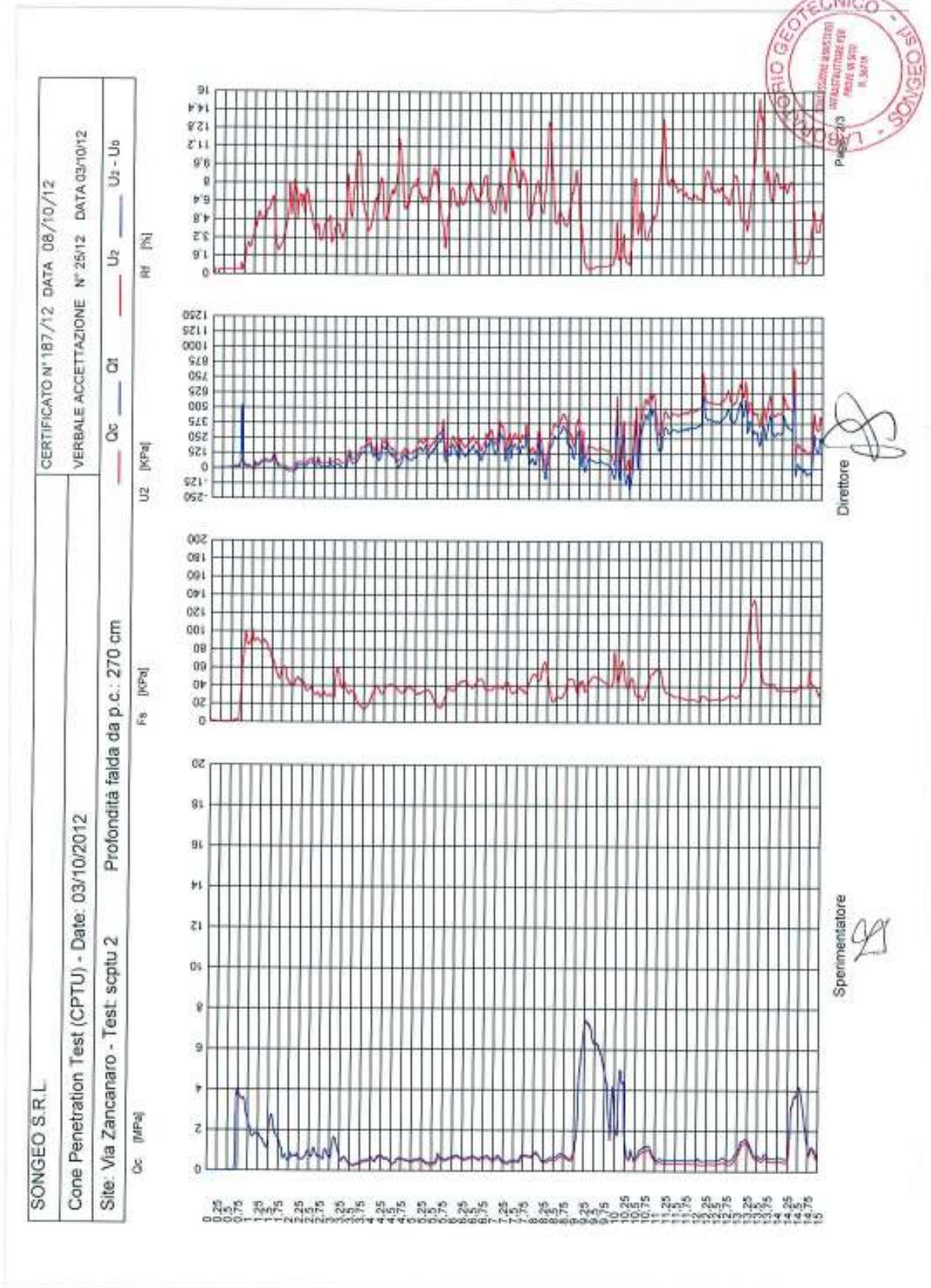


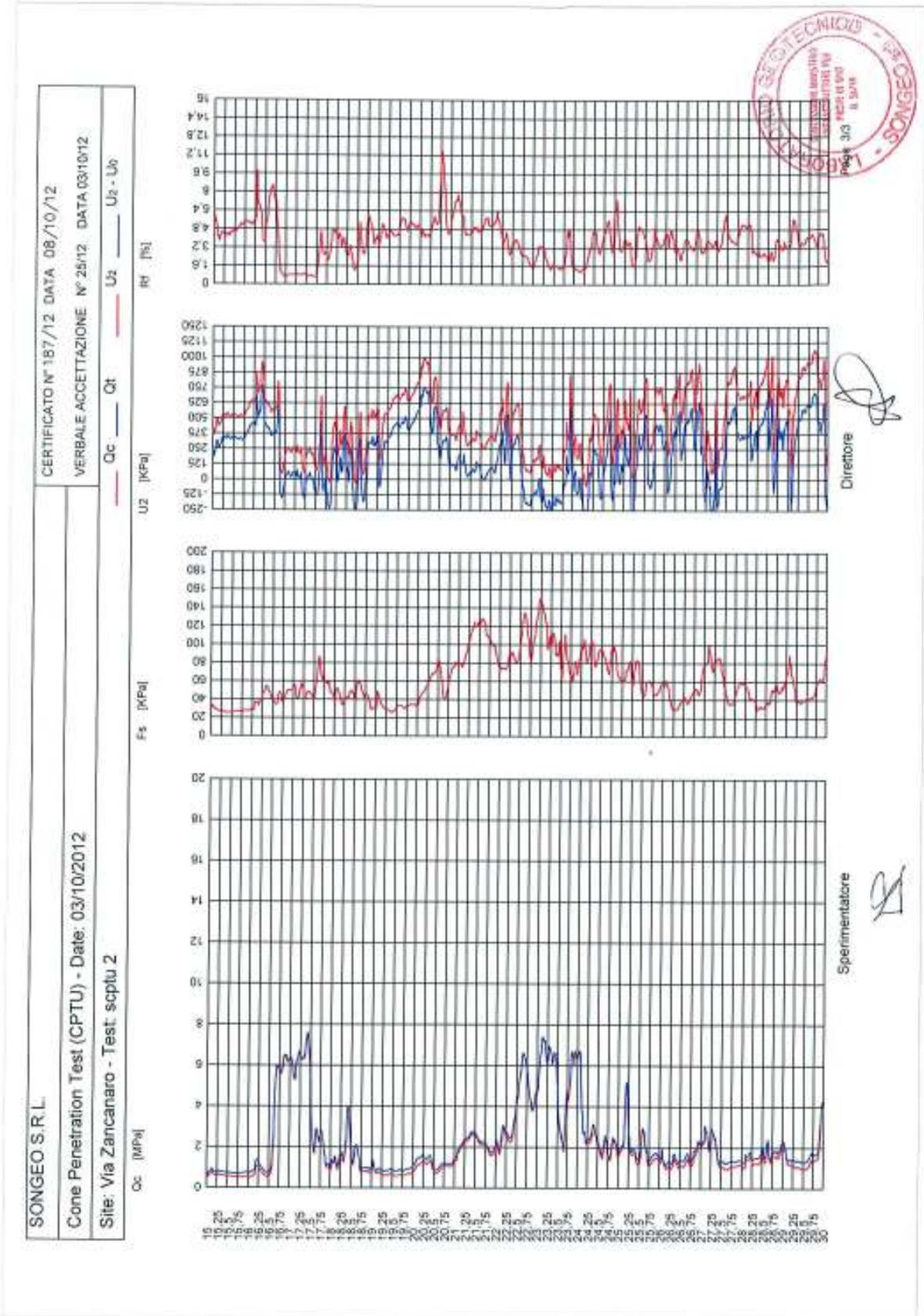
IL PRESENTE CERTIFICATO SI COMPONE DI: 3 PAGINE

Sperimentatore









INDICE

1	PREMESSA	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3	UBICAZIONE GEOGRAFICA – TIPOLOGIA FABBRICATI IN PROGETTO – VINCOLISTICA DI ORDINE GEOLOGICO TECNICO.....	2
4	SEZ. A - RELAZIONE GEOLOGICA	5
4.1	Inquadramento morfologico e geologico	5
4.2	La subsidenza naturale	9
4.3	La subsidenza artificiale	9
4.4	Elementi tettonici	10
4.5	Assetto idrogeologico.....	12
4.6	Idrografia della zona.....	14
4.7	Modello litostratigrafico	15
4.8	Sismicità	17
4.9	Pericolosità sismica	17
4.10	Accelerazione massima attesa al sito (DM 2008)	18
5	SEZ B - RELAZIONE GEOTECNICA	26
5.1	Caratterizzazione geotecnica.....	26
5.2	Indagini geognostiche.....	26
5.3	Caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche del terreno di fondazione	28
5.4	Modello geotecnico del sottosuolo.....	31
5.5	Resistenza dei terreni di fondazione.....	34
5.6	Calcolo portanza e cedimenti delle fondazioni superficiali	34
6	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE TERRENO DI FONDAZIONE	55
7	SEZ C – APPENDICE ALLA RELAZIONE GEOTECNICA (VALORI CARATTERISTICI PARAMETRI GEOTECNICI)	57
8	LIVELLO LITOSTRATIGRAFICO U1.....	58
9	LIVELLO LITOSTRATIGRAFICO U 2.....	60
10	LIVELLO LITOSTRATIGRAFICO U3.....	61
11	CONCLUSIONI	63
12	ALLEGATI.....	65

E' consigliabile comunque venga curato il drenaggio delle acque superficiali e per quanto riguarda la strada di accesso ai lotti è opportuno costipare con cura il piano di fondazione

La realizzazione della viabilità interna all'area POC dovrà prevedere l'adozione di soluzioni tecniche e procedure comunemente adottate in materia di lavori stradali ai fini di evitare l'insorgere di deformazioni e cedimenti a danno del piano viabile, ovvero:

- predisposizione dell'area mediante operazioni di scotico del livello superficiale per spessori dell'ordine di almeno 0.60 m ed idonea rullatura del fondo scavo;
- messa in posa di idoneo nontessuto con funzione anticontaminante delle parti fini nei confronti del primo strato di materiale granulare di sottofondo . Il nontessuto e il materiale granulare di riempimento avranno funzione anche di drenaggio delle acque meteoriche d' infiltrazione per i lotti circostanti.
- messa in posto di materiale inerte misto granulare per strati di spessore non superiore a 30 cm, compattati con rullo vibrante, appartenente ai gruppi A1-A2-A3 della classificazione "CNR UNI 10006/63". Lo stato di addensamento del materiale costipato, da verificare mediante prove di D_R e carico su piastra, dovrà risultare pari ad almeno il 95% della densità ASSHO modificata.

Luglio 2015



dr. Geol. Daniele Pettinau

A handwritten signature in black ink, appearing to read "D. Pettinau".