



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



MINISTERO
DELL'INTERNO



COMUNE
DI PADOVA

PNRR - PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA
MISSIONE 5 COMPONENTE 2
INVESTIMENTO/SUBINVESTIMENTO 2.1 "RIGENERAZIONE URBANA"

SCUOLA PRIMARIA
LOMBARDO RADICE VIA CIAMICIAN
COSTRUZIONE NUOVA AULA POLIVALENTE
CUP H91B21001630001

PROGETTO ESECUTIVO
IMPORTO COMPLESSIVO: € 550.000,00

CODICE OPERA LLPP EDP 2021/090		DATA OTTOBRE 2022
DESCRIZIONE ELABORATO RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA		NUMERO
IL PROGETTISTA STRUTTURALE Ing. Mario Fiscon	IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Geom. Renato Gallo	IL CAPO SETTORE

Dott. Ing. Mario Berlanda
Ingegnere geotecnico A.G.I.

PROVINCIA DI PADOVA

COMUNE DI PADOVA

RELAZIONE GEOTECNICA CON INQUADRAMENTO GEOLOGICO
SUI SUOLI DI FONDAZIONE
NELL'AMBITO DELLA COSTRUZIONE
DI UNA NUOVA AULA POLIVALENTE
PRESSO LA SCUOLA PRIMARIA
“LOMBARDO RADICE”
IN VIA G. CIAMICIAN

Coordinate in ED 50 : 45.401220, 11.828772
Coordinate in WGS 84 : 45.400308, 11.827775

Committente:

COMUNE DI PADOVA
Settori Lavori Pubblici
Via Niccolò Tommaseo, n°60
35131 Padova

Padova, gennaio 2022



Il tecnico

ing. Mario Berlanda



35134 PADOVA – Via Veglia, 13
mobile 348 5283553
mail: marioberlandasas@gmail.com

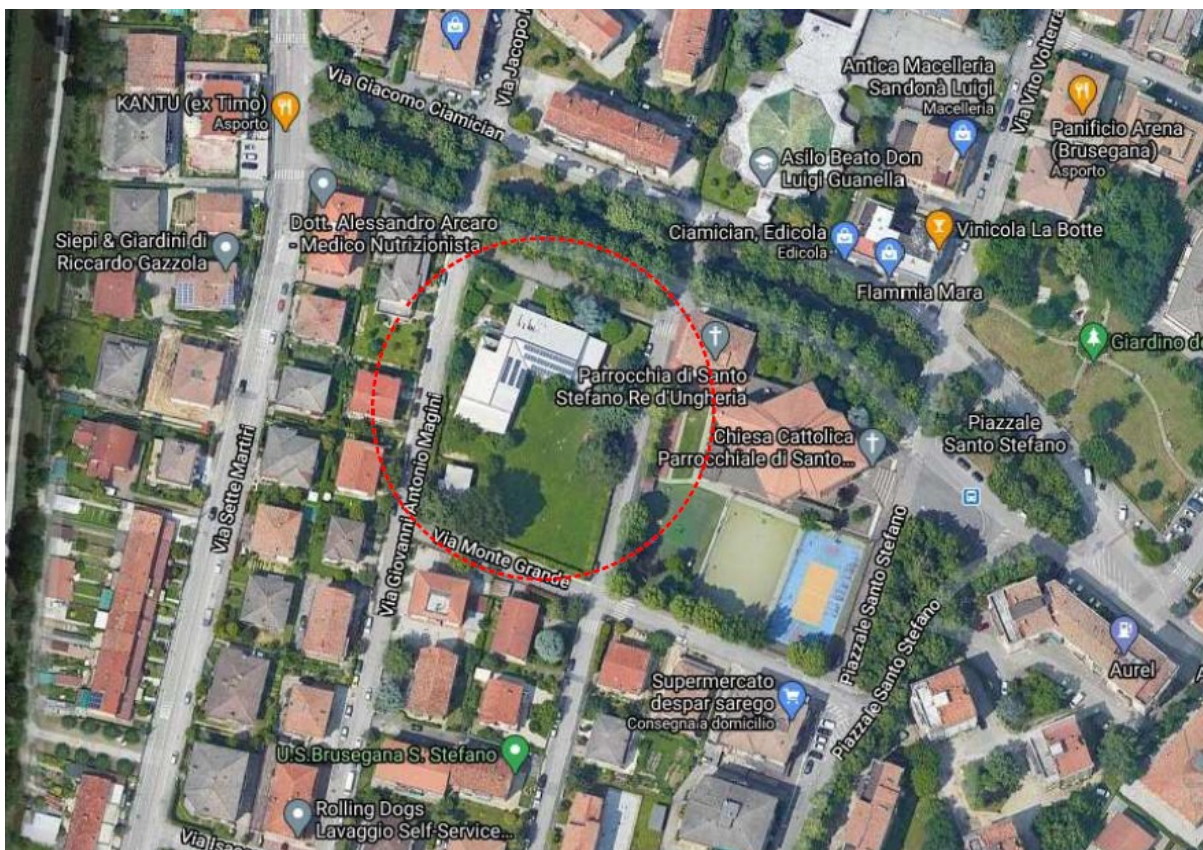
Dott. Ing. Mario Berlanda

Ingegnere geotecnico A.G.I.

PREMESSA

La presente relazione si rifà alle indagini geognostiche eseguite in via Ciamician in zona dalla scrivente.

Tramite queste indagini si persegue il fine di esaminare i problemi geotecnici connessi con le opere di fondazione per la realizzazione di una nuova aula polivalente presso la scuola primaria "Lombardo Radice" in via Ciamician n°3.



Tale indagine è consistita nell' esecuzione di n. 3 prove penetrometriche statiche.

L'indagine effettuata ha consentito di analizzare le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti nel sottosuolo fino alla profondità di 16.80 m dal piano campagna.

Il livello della falda è stato individuato a - 1.80 m circa dal piano campagna esistente :
TALE MISURA VA CONTROLLATA con eventuali scavi o piezometri, in quanto nelle

Dott. Ing. Mario Berlanda **Ingegnere geotecnico A.G.I.**

penetrometriche la misurazione è relativa e nel caso specifico i riporti presenti hanno occluso i fori impedendone la misurazione .

CARATTERISTICHE GENERALI DEL TERRITORIO DESUNTE DAL PAT

Il territorio di Padova, nel suo complesso, è caratterizzato da una morfologia pianeggiante con quote sul livello del mare che degradano dolcemente da nord verso sud, con valori che variano da 25 m a 12 m sul livello medio mare.

L'aspetto del territorio è quello tipico di pianura, con vaste aree adibite alla coltivazione e delimitate da una fitta rete di canali ad uso irriguo e da aree cittadine densamente popolate.

Dal punto di vista geologico, l'area è caratterizzata dalla presenza di terreni di origine alluvionale, depositati dai principali corsi d'acqua, che hanno determinato eventi alluvionali che si sono succeduti nel tempo ed ora non più possibili essendo gli alvei arginati.

Il sottosuolo è costituito da livelli limoso- sabbiosi generalmente a media competenza in alternanza a livelli stratigrafici costituiti in prevalenza da sabbie fini a tratti ben addensate e da argille.

Dal punto di vista idrogeologico, l'area si inserisce nel contesto del sistema multifalda, caratterizzato cioè una sequenza di acquiferi alloggiati negli strati sabbiosi separati da livelli praticamente impermeabili (limoso-argillosi) che ostacolano gli scambi idrici in senso verticale. La prima falda, quella freatica, è di norma prossima al piano campagna o profonda di 1 o 2 metri.

Il territorio comunale non presenta rilevanti caratteristiche di sismicità, essendo appartenente alla zona n° 3 (DGR n°244 del 09 marzo 2021).

ASSETTO GEOMORFOLOGICO

A scala regionale, il territorio viene ascritto a diverse unità geomorfologiche derivanti dalla diversa situazione riguardo al loro rapporto con il fiume Brenta. La zona di pianura più

Dott. Ing. Mario Berlanda **Ingegnere geotecnico A.G.I.**

antica non interessata dall'azione modellatrice dell'alveo recente ed attuale del Brenta viene definita come appartenente ai "Depositi fluvio-glaciali e alluvionali antichi e recenti"; la fascia di territorio grossomodo compresa entro i terrazzamenti principali viene attribuita all'unità dei "Depositi mobili degli alvei fluviali attuali"; quest'ultima, verso sud si modifica nell'unità detta "fascia di divagazione delle aste fluviali attuali e recenti (paleoalvei) del fiume Brenta". L'importante azione modellatrice operata dall'alveo del Fiume Brenta, che ha prodotto forme ben evidenti in sito, viene ben ricostruita nella pubblicazione "Il territorio della Brenta" edito da Provincia di Padova/Università di Padova.

Nella suddetta figura, oltre ad una più dettagliata ricostruzione dell'andamento degli orli dei terrazzi di erosione fluviale, viene indicata la presenza di una fascia di diretta pertinenza dell'alveo attuale, nella quale si è verificato un recente approfondimento causato dalla estrazione in alveo di inerti e dal minor contributo di deposito ad opera del fiume. In subordine rispetto all'azione morfogenetica del fiume Brenta, risulta evidente la modificazione del territorio indotta da forme antropiche; esse sono in parte collegate alla presenza del Brenta (arginature fluviali, rete di rogge e canali), in parte connesse con il sistema dei trasporti rilevati ferroviari e stradali e con la presenza di fosse di cava.

ASSETTO GEOLITOLOGICO

Come già detto il territorio comunale appartiene all'unità geologica della medio-bassa Pianura Veneta. La costituzione geologico-stratigrafica della Pianura Padano-Veneta, al di là del suo aspetto morfologico uniforme ed apparentemente monotono, non è certamente omogenea; nel dettaglio essa risulta molto varia e spesso assai complessa. Ciò deriva da diverse cause: il numero elevato di vallate che sfociavano nell'antica depressione tettonica adriatica attraverso le quali si depositarono fino a colmarla con enormi accumuli di depositi fluvio-glaciali e fluviali; le frequenti variazioni spaziali del corso di questi fiumi che divagarono per la pianura depositando le loro alluvioni su aree diverse, le frequenti ingressioni e regressioni del mare Adriatico che hanno interessato ripetutamente la Bassa e la Media Pianura; tutti questi fattori hanno generato un assetto stratigrafico assai articolato anche se schematizzabile come già detto nella classica suddivisione nelle tre

Dott. Ing. Mario Berlanda **Ingegnere geotecnico A.G.I.**

fasce di Alta, Media e Bassa Pianura. Ovviamente la differenziazione nelle tre zone deriva da una drastica semplificazione e schematizzazione essendo le stesse geneticamente e strutturalmente collegate. L'elemento strutturale principale dell'Alta e Media Pianura è rappresentato dalle grandi conoidi alluvionali ghiaiose, depositate dai corsi d'acqua (Piave, Brenta, Astico, Leogra) quando il loro regime era nettamente diverso da quello attuale e caratterizzato soprattutto da portate molto elevate (per lo scioglimento dei ghiacciai) e da un trasporto solido imponente (per lo smantellamento degli apparati morenici che intasavano le valli prealpine).

Lungo la fascia pedemontana si riconoscono varie conoidi sovrapposte dello stesso fiume, compenstrate sui fianchi con le conoidi dei fiumi vicini; si riconoscono anche conoidi dello stesso fiume depositate su aree diverse. Ne risulta così un sottosuolo interamente ghiaioso per tutto lo spessore del materasso alluvionale (zona di Alta Pianura). Le conoidi ghiaiose dei vari corsi d'acqua si spinsero a valle per distanze differenti, in funzione dei diversi caratteri idraulici di ciascun corso d'acqua nelle diverse fasi climatiche: le conoidi più antiche, e quindi più profonde, si sono spinte quasi sempre in aree più lontane rispetto a quelle più recenti. Scendendo verso valle, o meglio verso l'attuale fascia costiera, lo spessore complessivo delle ghiaie diminuisce progressivamente: al semplice ed omogeneo accumulo di materiali grossolani dell'Alta Pianura si sostituisce un sistema multistrato in cui i singoli letti ghiaiosi si assottigliano sempre più fino ad esaurirsi penetrando entro depositi sempre più potenti di materiali fini limoso-argillosi (zona di Media Pianura). Allontanandosi ulteriormente dallo sbocco delle vallate prealpine, i sedimenti che costituiscono il sottosuolo sono rappresentati principalmente da orizzonti limoso-argillosi alternati a più o meno spessi ed estesi livelli sabbiosi in quanto le ultime propaggini delle grandi conoidi alluvionali ghiaiose prealpine sono molto rare e comunque presenti esclusivamente a grandi profondità.

Il territorio comunale appartiene alla zona di transizione tra media e bassa pianura, ne deriva una struttura litostratigrafica che presenta i caratteri dell'una o dell'altra a seconda delle diverse aree. Il territorio comunale viene identificato, a scala geologica regionale, come appartenente alla zona dei "Depositi alluvionali e fluvioglaciali distinti sino a 30 metri

Dott. Ing. Mario Berlanda
Ingegnere geotecnico A.G.I.

di profondità con alternanze di ghiaie e sabbie con limi e argille” nella fascia centro settentrionale del comune, mentre il territorio centro-meridionale appartiene alla zona dei “Depositi alluvionali e fluvioglaciali distinti sino a 30 metri di profondità con limi e argille prevalenti”.

ASSETTO IDROGEOLOGICO

La descritta situazione litostratigrafia condiziona evidentemente l'assetto idrogeologico del territorio. In termini generali, il materasso ghiaioso dell'Alta Pianura contiene il cosiddetto acquifero freatico indifferenziato, mentre la successione in profondità tra livelli limoso argillosi e ghiaioso-sabbiosi sovrapposti, tipica della Media Pianura, ospita il sistema delle falde artesiane, sistema che si riduce via via per estensione ed importanza passando verso la zona di bassa pianura. Il materasso alluvionale ghiaioso di alta pianura ospita un'unica falda a superficie libera (freatica), che alimenta e regola dal punto di vista idraulico tutto il sistema multifalde in pressione presente più a sud essendo ad esso idraulicamente, anche se in modo indiretto, collegato. I fattori di alimentazione del sistema idrogeologico complessivo sono essenzialmente tre: la dispersione in alveo dei corsi d'acqua nei tratti disperdenti; l'infiltrazione degli afflussi meteorici diretti e l'infiltrazione delle acque irrigue nelle zone di alta pianura ad elevata permeabilità dei suoli. Allo stato attuale delle conoscenze risultano di grandezza assai meno significativa le immissioni profonde derivanti da sorgenti in roccia sepolte sotto i sedimenti delle conoidi alluvionali. Le direzioni del deflusso sotterraneo a valle della zona di persistenza della falda freatica di Alta Pianura (e quindi a valle del limite superiore della fascia delle risorgive) possono essere definite in modo meno dettagliato di quella dell'alta pianura a causa della maggiore complessità dei sistemi, a meno di non eseguire rilievi di dettaglio.

A grandi linee viene comunque riconosciuto un andamento del deflusso coerente con quello del deflusso sotterraneo nelle zone di alta pianura laddove, a valle della fascia delle risorgive, la denominazione di “falda freatica” meglio viene definita dal termine falda acquifera superficiale.

Dott. Ing. Mario Berlanda **Ingegnere geotecnico A.G.I.**

A valle della fascia di transizione tra acquifero freatico e sistema delle falde in pressione, infatti, a partire dalla fascia delle risorgive e più a valle passando alla bassa pianura, risulta improprio riferirsi al termine falda freatica in quanto tale termine implica una buona omogeneità dei materiali costituenti l'acquifero con conseguente unitarietà in senso idraulico della falda stessa.

Al contrario nelle zone di Media e soprattutto Bassa Pianura risulta presente una falda acquifera superficiale che in realtà è costituita da diverse falde acquifere locali ospitate in livelli a permeabilità variabile (ma comunque generalmente piuttosto bassa) variamente interconnesse tra loro e spesso in rapporto idraulico con i corpi idrici superficiali. Tale rapporto di connessione con gli alvei di fiumi e canali di scolo (che risulta peraltro agente anche con maggiore importanza nella zona di Alta Pianura per quanto riguarda la ricarica della falda freatica operata dalle dispersioni in alveo dei fiumi) condiziona fortemente le direzioni di deflusso, le profondità di livello ed i gradienti del sistema della falda acquifera superficiale. Per quanto riguarda la profondità del livello di falda rispetto al p.c., la stessa risulta assai variabile nelle zone di Alta Pianura anche a causa delle sensibili ondulazioni del piano campagna, decrescendo tuttavia con regolarità, ed abbastanza velocemente nelle zone di conoide, dal piede dei rilievi montuosi (dove si riscontrano i valori maggiori, pari a varie decine di metri) verso la fascia delle risorgive dove la falda affiora a giorno nei punti più depressi. Nelle zone di Media e Bassa Pianura la profondità della falda acquifera superficiale risulta sempre assai limitata (generalmente inferiori ai 2 metri) eccezion fatta per le zone adiacenti agli alvei fluviali che drenando l'acquifero deprimono il livello di falda. Le oscillazioni del livello di falda risultano peraltro assai maggiori nella falda freatica unitaria di Alta Pianura che nelle falde libere superficiali presenti in Media e Bassa Pianura: mentre le prime possono raggiungere oscillazioni di diversi metri durante l'anno, le seconde generalmente limitano la loro variabilità di livello a qualche decimetro. Secondo la suddetta schematizzazione idrogeologica il territorio comunale appartiene al settore idrogeologico di transizione tra bassa e media pianura, anche se in buona parte appartenente a pieno titolo a quello della Bassa Pianura. Particolare rilievo deriva dalla

Dott. Ing. Mario Berlanda
Ingegnere geotecnico A.G.I.

presenza del fiume Brenta per il diretto rapporto di interconnessione tra acqua in alveo e falda.

Particolare attenzione, dal punto di vista idraulico, dovrà essere posta ai seguenti aspetti:

- dimensionamento e tipologia delle opere di contenimento degli scavi, delle opere di drenaggio e delle relative opere di sostegno e messa in sicurezza in funzione dell'integrità delle strutture adiacenti;
- dimensionamento delle opere di contenimento degli scavi e opere di drenaggio;
- dimensionamento delle opere di scarico delle acque meteoriche;
- sopraelevazione del terreno per le costruzioni;
- limitazioni alla esecuzione di opere in sotterraneo (scantinati ecc.).

RELAZIONE GEOTECNICA

RISPOSTA SISMICA

Con l'entrata in vigore del Decreto del 14 gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni", si rende necessario valutare l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

Categorie di sottosuolo

A - *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3m.

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

C - *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina*

Dott. Ing. Mario Berlanda
Ingegnere geotecnico A.G.I.

mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

D - *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con profondità del substrato superiori a 30m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s.

E - *Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D*, con profondità del substrato non superiore a 30m.

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

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

dove h_i e $V_{S,i}$ indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo, N il numero degli strati e H la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800m/s.

.....come indicato al par.3.2.2 delle NTC 2018 e relativa CIRCOLARE 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP.: "*Le NTC richiedono, quindi, che la categoria di sottosuolo sia stabilita sulla base del profilo V_S . La misura diretta di V_S attraverso specifiche indagini geofisiche e in ogni caso preferibile, essendo consentita, in alternativa, la definizione del profilo V_S attraverso il ricorso a correlazioni empiriche "di comprovata affidabilità" solo per il metodo semplificato ed in ipotesi residuali, stante la maggiore incertezza che caratterizza la determinazione di V_S con le citate correlazioni empiriche.*

Dott. Ing. Mario Berlanda **Ingegnere geotecnico A.G.I.**

Utilizzando le formule empiriche desunte dalla letteratura geotecnica in particolare la formula di Iyisan (1996), che lega la velocità equivalente alla resistenza di punta q_c , si è ricavato un valore di $V_{s,eq}$ pari a 225 m/s:

C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Condizione topografiche

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

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 \ll che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta \ll che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le suddette categorie topografiche devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza > 30 m. Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella sottostante tabella, in funzione delle categorie topografiche definite nella tabella soprastante e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	Superficie pianeggiante	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

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base, dove S_T assume valore unitario.

Dott. Ing. Mario Berlanda **Ingegnere geotecnico A.G.I.**

A seguire si riportano le coordinate geografiche e i parametri sismici dell'area d'intervento.

Sito in esame

latitudine: 45,40122

longitudine: 11,828772

Classe: 3

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 12741 Lat: 45,4228 Lon: 11,7823 Distanza: 4346,871

Sito 2 ID: 12742 Lat: 45,4238 Lon: 11,8535 Distanza: 3161,560

Sito 3 ID: 12964 Lat: 45,3738 Lon: 11,8549 Distanza: 3670,189

Sito 4 ID: 12963 Lat: 45,3728 Lon: 11,7838 Distanza: 4725,998

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 75anni

Coefficiente cu: 1,5

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 45 [anni]

ag: 0,036 g

Fo: 2,543

Tc*: 0,243 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Dott. Ing. Mario Berlanda
Ingegnere geotecnico A.G.I.

Tr: 75 [anni]
ag: 0,043 g
Fo: 2,527
Tc*: 0,279 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 712 [anni]
ag: 0,098 g
Fo: 2,618
Tc*: 0,338 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

Tr: 1462 [anni]
ag: 0,124 g
Fo: 2,607
Tc*: 0,350 [s]

Coefficienti Sismici - Fondazioni

SLO:

Ss: 1,500
Cc: 1,680
St: 1,000
Kh: 0,011
Kv: 0,005
Amax: 0,527
Beta: 0,200

SLD:

Dott. Ing. Mario Berlanda
Ingegnere geotecnico A.G.I.

Ss: 1,500
Cc: 1,600
St: 1,000
Kh: 0,013
Kv: 0,006
Amax: 0,636
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,500
Cc: 1,500
St: 1,000
Kh: 0,029
Kv: 0,015
Amax: 1,437
Beta: 0,200

SLC:

Ss: 1,500
Cc: 1,480
St: 1,000
Kh: 0,045
Kv: 0,022
Amax: 1,830
Beta: 0,240

Il calcolo della accelerazione massima attesa per il sito nel caso SLV come risulta da elaborazione è pari a:

Amax = 1.437 m/s²

Dott. Ing. Mario Berlanda

Ingegnere geotecnico A.G.I.

PROVA D'INDAGINE E PARAMETRI GEOTECNICI

A seguire si riportano le correlazioni tra valori scaturiti dalla prova cpt e la conseguente interpretazioni/elaborazioni desunte dalle fonti trattate nella letteratura geotecnica.

γ' (peso di volume efficace):

il valore del peso di volume efficace è stato valutato, tenendo presente la profondità del livello di falda, usando valori tipici di peso di volume del terreno saturo e di peso di volume di terreno asciutto (Colombo P., Colleselli F., 1996 - "Elementi di Geotecnica"); per il calcolo dei successivi parametri geotecnici si è utilizzato il valore medio del peso di volume efficace

Tipo di terra	γ_s (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)
Ghiaia	14 - 21	19 - 24
Sabbia	13 - 18	18 - 21
Limo	13 - 18	18 - 21
Argilla molle	7 - 13	14 - 18
Argilla consistente	13 - 18	18 - 21

σ'_{vo} (pressione litostatica verticale efficace):

$$\sigma'_{vo} = \sum \gamma' z$$

C_u (Resistenza al taglio non drenata):

stima della resistenza al taglio non drenata

$$C_u = (q_c - \sigma'_{vo}) / N_c$$

q_c = resistenza di punta

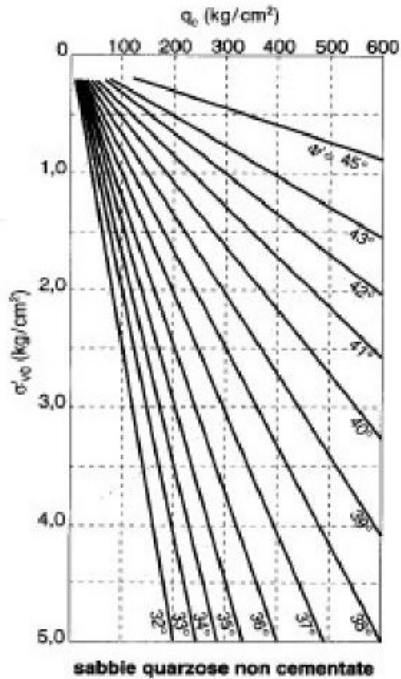
σ'_{vo} = tensione verticale litostatica efficace alla profondità di prova dovuta al terreno sovrastante

N_c = fattore di capacità portante funzione dell'angolo di apertura del cono e dell'indice di rigidità; assume valore di 15 ± 3 (Cestari F., 1990 - "Prove geotecniche in sito")

Dott. Ing. Mario Berlanda
Ingegnere geotecnico A.G.I.

ϕ' (1) (Angolo di attrito interno effettivo):

stimato in base al diagramma di seguito riportato e valido per sabbie fini non cementate (Colombo P., Colleselli F., 1996 - "Elementi di geotecnica")



ϕ (2) (Angolo di attrito interno):

stimato secondo la seguente relazione di Herminier

$$R(\phi) = q_c / (\gamma \times h)$$

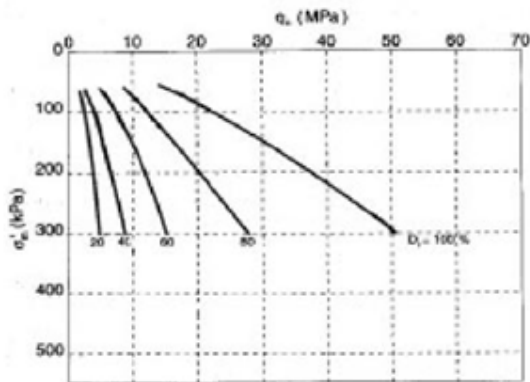
- q_c = resistenza di punta
- γ = peso specifico del terreno immerso
- h = profondità considerata

$R(\phi)$ è correlato a ϕ tramite la seguente tabella:

$R(\phi)$	11,5	17,6	27,1	42,1	66	105	168	274	454	766
ϕ (°)	18	20,5	23	26	28,5	31	34	36	39	41

Dott. Ing. Mario Berlanda Ingegnere geotecnico A.G.I.

D_r (Densità relativa): stimato in base al diagramma di Schmertmann J. H. (1976) di seguito riportato



M - E (Moduli di deformazione)

Stima del modulo edometrico $M = 1 / m_v = a q_c$ - TERRENI COESIVI

Mitchell, 1978 Argille $a = 7$

Mitchell e Gardner, 1975 - q_c (Mpa) - W = contenuto d'acqua

Argille di bassa plasticità (CL)	$q_c < 0.7$	$8 > a > 3$
	$0.7 < q_c < 2$	$5 > a > 2$
	$q_c > 2$	$2.5 > a > 1$
Limi di bassa plasticità (ML)	$q_c < 2$	$3 > a > 1$
	$q_c > 2$	$6 > a > 3$
Limi e argille di alta plasticità (MH, CH)	$q_c < 2$	$6 > a > 2$
Limi organici (OL)	$q_c < 1.2$	$8 > a > 2$
Torba e argilla organica (Pt, OH)	$50 < W < 100$	$4 > a > 1.5$
	$100 < W < 200$	$1.5 > a > 1$
	$W > 200$	$1 > a > 0.4$

Stima del modulo di deformazione E - TERRENI NON COESIVI

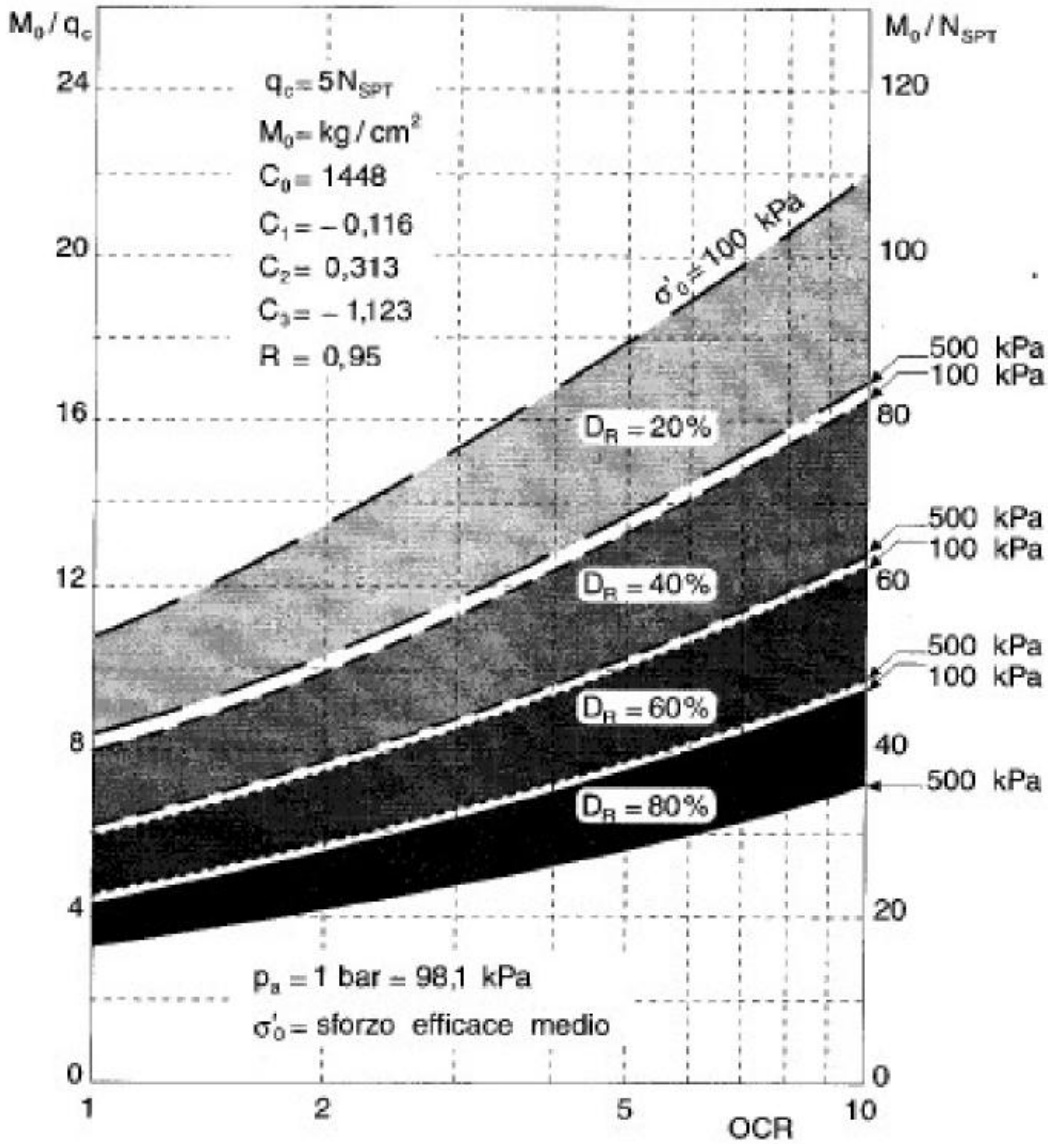
Schmertmann

Fondazioni circolari e quadrate $E = 2.5 q_c$

Fondazioni continue $L / B > 10$ $E = 3.5 q_c$

Nei casi intermedi si interpola in funzione di L/B

$$M_0 / q_c = C_0 p_a (\sigma' / p_a)^{C_1} OCR^{C_2} \exp(C_3 D_R)$$



Dott. Ing. Mario Berlanda Ingegnere geotecnico A.G.I.

Per le prove penetrometriche statiche sono state proposte da vari ricercatori relazioni del tipo:

$$E, M = a q_c \quad \text{o} \quad E, M = a_1 q_c + a_2$$

Per quelle del primo tipo sono stati indicati valori di a variabili in un campo molto vasto che va da valori minimi di 1,3 e 1,5 a valori massimi di 20 e 40.

Per quelle del secondo tipo si ha pure un campo molto ampio con a_1 variabile tra 1,5 e 6,6 e a_2 variabile tra 4,5 e 26,5.

È indubbio che le caratteristiche di deformazione di un terreno dipendono dalla storia, intesa nel senso più largo, delle tensioni e delle deformazioni del deposito, dal livello della tensione effettiva media, dal livello delle deformazioni di taglio indotte, dal percorso delle tensioni effettive e dal tempo; q_c invece dipende principalmente dal comportamento del terreno a rottura cioè nel campo delle grandi deformazioni di taglio.

Con riferimento a studi recenti eseguiti in camera di calibrazione, si vede che a , per il primo tipo di relazione, diminuisce all'aumentare della densità relativa D_r e aumenta con il grado di sovraconsolidazione OCR.

Tenendo conto delle considerazioni sopraesposte sembra si possa fare riferimento a valori di a compresi tra 3 e 8 e crescenti al diminuire della densità relativa.

Per le relazioni del secondo tipo sembra ci si possa riferire a valori di a_1 compresi tra 3 e 6 e di a_2 compresi tra 9 e 26.

Dott. Ing. Mario Berlanda **Ingegnere geotecnico A.G.I.**

PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVA CPT

Nei diagrammi penetrometrici allegati sono riportate, in funzione della profondità, le misure effettuate, per ogni 0.20 m di avanzamento, della:

- Resistenza alla punta R_p espressa in Kg/cm^2 ;
- Resistenza di attrito laterale locale (ral) in Kg/cm^2 ;
- L'interpretazione stratigrafica desunta dal rapporto R_p/ral (Begemann).

L'analisi dei dati rilevati evidenzia nell'area in esame una situazione stratigrafica omogenea in cui sono stati individuati prevalenti livelli limo-argillosi, seguiti da sabbie più compatte. Prendendo come quota di riferimento il piano campagna, risultano individuati, procedendo verticalmente, i seguenti livelli:

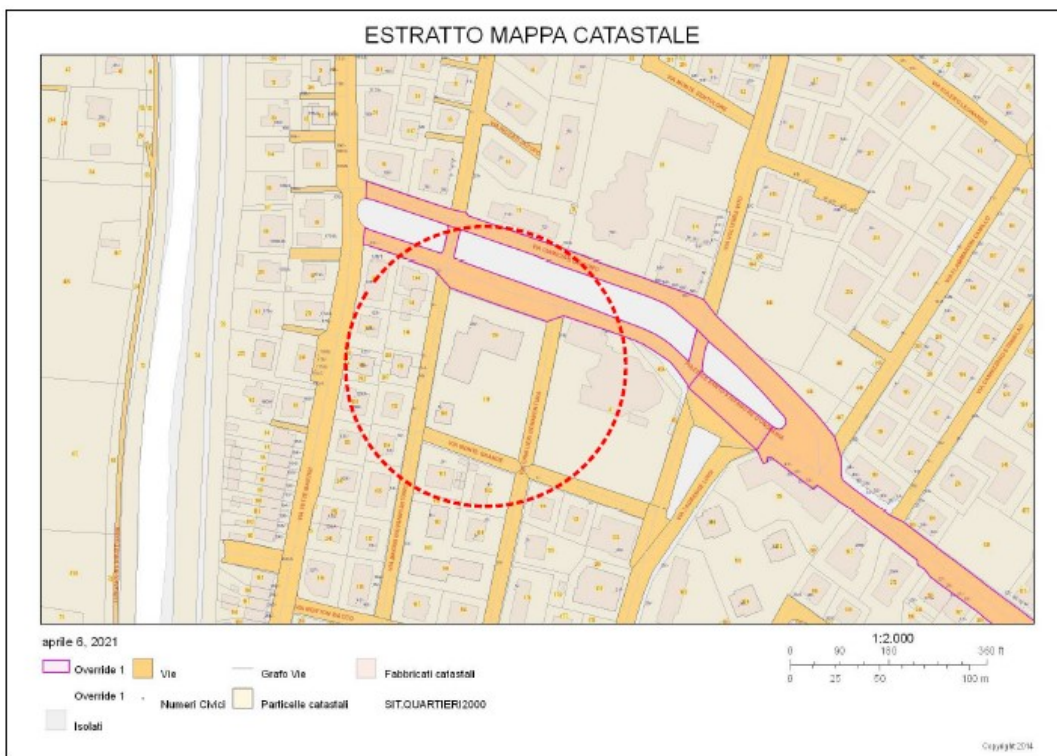
<i>Spessore strati in m</i>	<i>Descrizione</i>	<i>Angolo di attrito (°)</i>	<i>Coesione non drenata (kg/cmq)</i>
Da 0.0 a -0.8	Terreno di riporto	0	0.50
Da -0.8 a -6.2	Limo argilloso	12	0.75
Da -6.2 a -10.8	Sabbie e ghiaie	35	0
Da -10.8 a -13.2	Argilla limosa	6	0.45
Da -13.2 a -15.2	Ghiaie con sabbia	36	0
Da -15.2 a -fine prova	Limi argillosi	11	0.4

FALDA

Dalla misura effettuata durante l'esecuzione delle cpt la falda è stata rilevata a quota pari a -1,80 m dal piano campagna; si ricordi che tale sistema di misurazione tramite cpt è comunque indicativo e per una misura più precisa serve un piezometro.

DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO E SCELTA FONDAZIONALE

L'area in esame prevederà in futuro un intervento di edificazione per una nuova aula polivalente presso la scuola primaria "Lombardo Radice".



A

ESTRATTO DI MAPPA
Comune di Padova
Foglio 115 Mappali 159-160-311

seguire si esegue una verifica di carico limite per una fondazione diretta tipo platea delle dimensioni 13*21m, con una forma rettangolare ad una profondità di scavo di circa 0.7 m.

Tale verifica, assieme alla valutazione dei cedimenti, saranno utili al progettista delle fondazioni per valutare la soluzione più adeguata.

Il carico sulla platea si ipotizza pari a 0,60 kg/cmq allo SLE.

Dott. Ing. Mario Berlanda **Ingegnere geotecnico A.G.I.**

CALCOLO DEL CARICO LIMITE DELLA PLATEA

Per un piano di appoggio delle fondazioni a circa m 0,70 dall'attuale piano campagna, la pressione di calcolo GEO per la platea, si ottiene con la seguente relazione (per terreni coerenti):

$$Q_d = (((1 + (0.2 \cdot B/L)) \cdot c' \cdot N_c) + (\gamma' \cdot D \cdot N_q) + (((1 - (0.2 \cdot B/L)) \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_y) / 2)$$

N_c, N_q, N_y = fattori di capacità portante, funzioni dell' angolo attrito efficace

c' = coesione efficace

per fondazioni continue :

$$Q_d = (c' \cdot N_c) + (\gamma' \cdot D \cdot N_q) + (1 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_y / 2)$$

q' = pressione verticale efficace preesistente sul piano fondazione (corrisp. a profondità H)

γ' = peso di volume equivalente efficace (tiene conto, Meyerhof, della falda entro uno spessore 1.5 B sotto la fondazione).

$D(m)$ = 0.70 (prof. fond. dal P.C.)

γ' (t/mc) = 0,8 t/mc (peso di volume del terreno immerso)

Prof. falda dal p.c. (m) = 1.0 m (*a favore di sicurezza*)

Adottando l'approccio 2 del D.M. 14/01/2018 si considerano:

- le azioni amplificate con i coefficienti A1;
- i parametri caratteristici di resistenza del terreno divisi per il coefficiente M1 = 1.0;
- la resistenza di progetto del terreno determinata dividendo la resistenza ultima per il coefficiente R3 = 2.3

Per tale approccio la resistenza di progetto del terreno risulta:

$$R_d = Q_d / R_3 = 22.12 / 2.3 = 9.62 \text{ t/mq} = 0.96 \text{ daN/cm}^2$$

Tale limite massimo non deve essere inferiore per normative alla massima pressione sul terreno derivante dalla combinazione allo stato limite ultimo denominata Ed.

Deve risultare $E_d / R_d < 1.0$

VERIFICA APP2 NTC 2018

DATI B=13m L=21m

c	3,7	T/mq				
D PIANO POSA	0,7	m				
γ	0,8	T/mc				
φ	0,01		Nq	1,00	e	2,7182
			Nc	5,19	pigreco	3,1416
			Ny	0,00		0,785
					tg ²	1,000356
					tg	0,000175

$$R = 22,12 \text{ T/mq}$$
$$F_s = 2,3$$

$$R_d = 9,62 \text{ T/mq} = 0,96 \text{ kg/cmq}$$

Tale limite massimo non deve essere inferiore per normative alla massima pressione sul terreno derivante dalla combinazione allo stato limite ultimo denominato Ed.

Deve risultare $Ed / R_d < 1.0$

La pressione di calcolo allo stato limite ultimo dal punto Rd di vista della resistenza al taglio, con fattore di sicurezza pari a 2,3 secondo l'approccio 2, risulterebbe essere di circa a **0.96 kg/cmq**.

Dunque considerando uno scarico di circa **0.60 kg/cmq** allo SLE e ipotizzando un valore di progetto di $R_d = 0.60 * 1.45$ (coefficiente A1 mediato tra carichi variabili e permanenti) = **0,87 kg/cmq** allo SLU (da confermare in fase progettuale dal calcolatore dell'opera), secondo l'approccio 2 delle NTC 2018, si verifica che la condizione $Ed < R_d$ è soddisfatta.

Dott. Ing. Mario Berlanda
Ingegnere geotecnico A.G.I.

Il carico limite di progetto Rd va sempre confrontato con il cedimento indotto dal carico stesso sul terreno, ed eventualmente ridotto.

CEDIMENTI DI FONDAZIONI A PLATEA

Si è calcolato il cedimento prevedibile di una platea di dimensioni 13m*21m impostata a circa - 0,70 m, con carico di esercizio di **0,60 kg/cmq allo SLE.**

Il calcolo teorico dei cedimenti viene svolto con la seguente espressione:

$$dH = dp \times H \times Mv$$

dove:

- H = spessore degli strati;
- dp = incremento della pressione verticale efficace a metà dello strato compressibile;
- Mv = coefficiente di compressibilità volumetrica desunto dalle prove penetrometriche

Cedimento max allo SLE	4.70 cm
-------------------------------	----------------

Il risultato mostra che il cedimento massimo assoluto risulta di circa **4.70 cm** circa in corrispondenza della prova penetrometrica di riferimento, con un carico di **0.60 Kg/cmq** in condizioni d'esercizio. Tale dato va considerato qualitativamente e in via teorica.

CONCLUSIONI

Si consiglia, in base ai risultati ottenuti nel punto di indagine, quanto segue:

un carico di progetto (approccio 2 NTC 2008) non superiore a **0.87 Kg/cmq**;

- **Il cedimento medio di fondazioni a platea impostate a - 0.70 per un carico allo SLE di 0.60 Kg/cmq è approssimativamente pari a 4.70 cm il cui valore di ammissibilità è di competenza del progettista dell'opera:** qualora fosse considerato non funzionale all'opera si deve diminuire proporzionalmente il carico affidato al terreno.

- Non è stato considerato alcun sovraccarico sul terreno.

GRAFICO PROVA PENETROMETRICA n°1

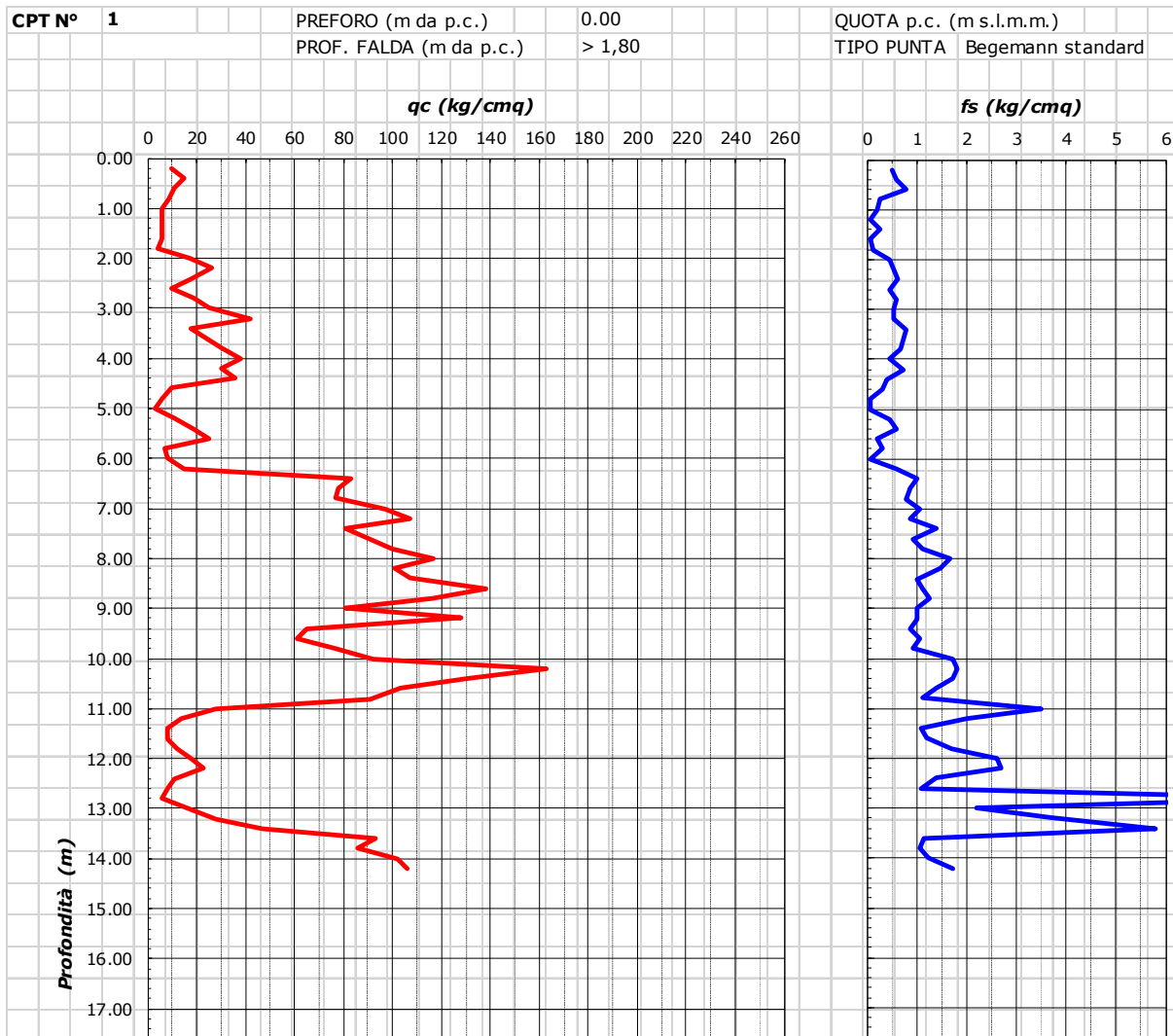


GRAFICO PROVA PENETROMETRICA n°2

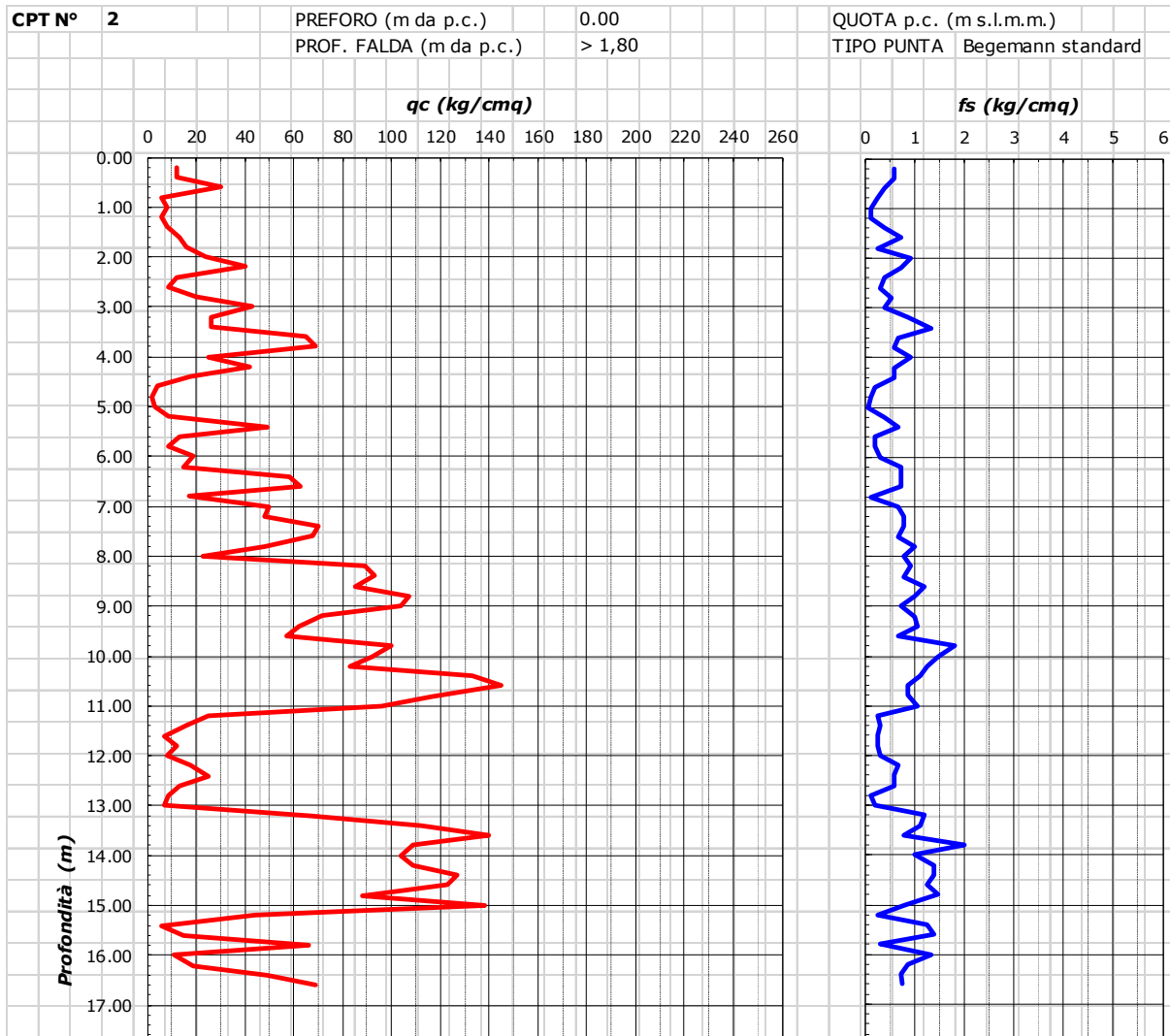


GRAFICO PROVA PENETROMETRICA n°3

