


01	NOV 19		VERIFICA PROGETTO		
00	SETT 19				
REV.	DATA	DIS.	DESCRIZIONE	VERIF.	APPROV.
PROGETTISTI Arch. Corrado Salemi P.I. Stefano Bacchetta Geom. Maurizio Ren Geom. Mauro Drago			COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE Geom. Mauro Drago RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Alessandro Bertani		
DESCRIZIONE Realizzazione capannone protezione civile PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONE GEOTECNICA, GEOLOGICA, SISMICA				N° DISEGNO EL 02 ALL B SCALA CUP E33I18000130002 LAVORO NOME FILE	
<div style="text-align: center;">  COMUNE DI PIACENZA Servizio Infrastrutture e Lavori Pubblici </div>					

INDICE

PREMESSA	pag. 3
INQUADRAMENTO GEOLOGICO	pag. 6
INDAGINI GEOGNOSTICHE	pag. 8
• prove penetrometriche dinamiche CPT.	pag. 8
• stendimento sismico Masw	pag. 12
CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO.....	pag. 14
VALORI CARATTERISTICI - MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO	pag. 18
CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO	pag. 19
SUGGERIMENTI E RACCOMANDAZIONI.	pag. 26
• fondazioni dirette calcolo portanza.	pag. 26
• Cedimenti	pag. 29
• Carico limite.	pag. 32
• Carico ammissibile e cedimenti	pag. 32
• Scorrimento.	pag. 33
CONCLUSIONI.	pag. 33

ALLEGATI:

- diagrammi - tabelle di calcolo dei parametri geotecnici desunti dalle prove penetrometriche statiche CPT
- risultanze prova MASW

PREMESSA

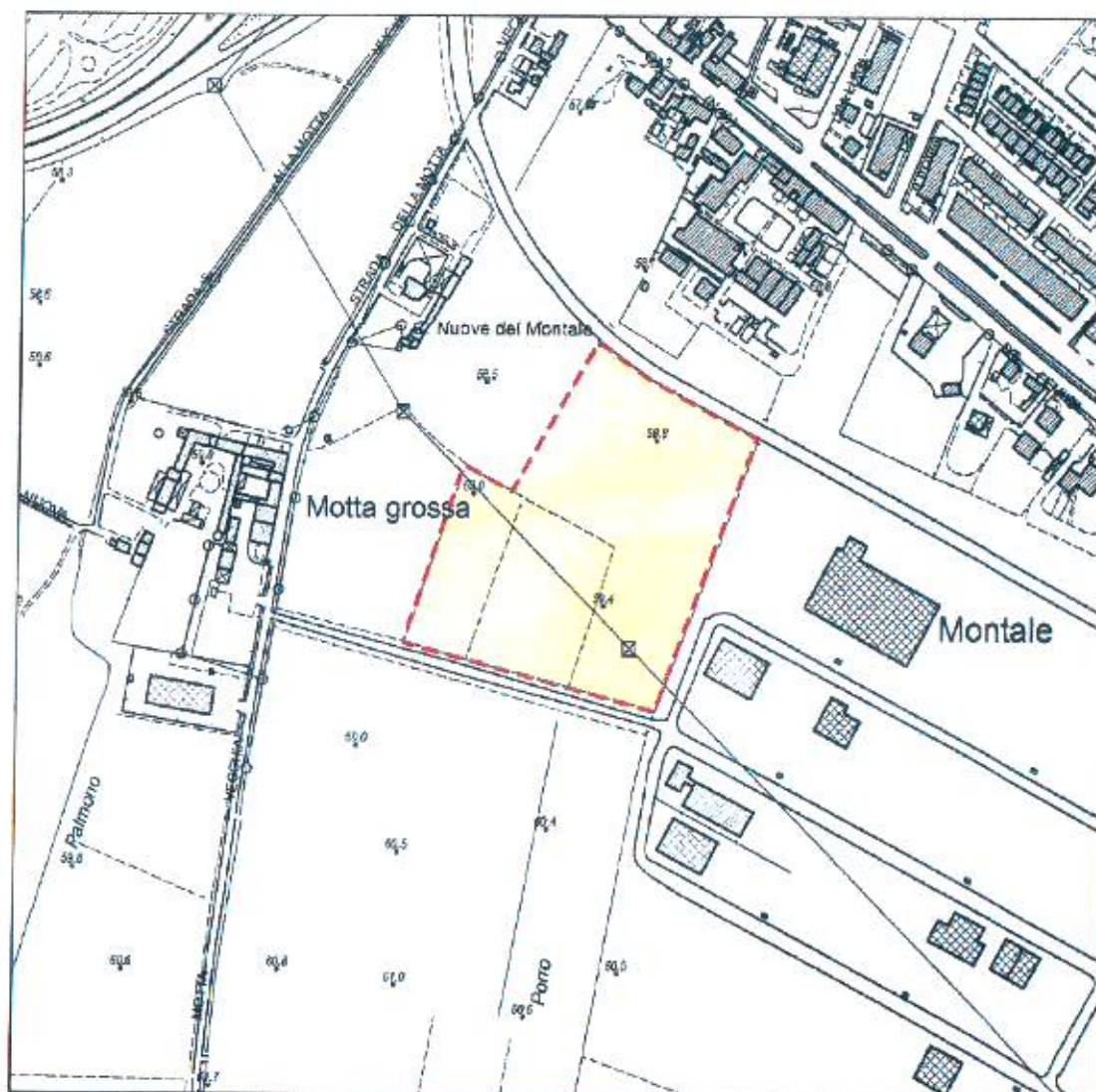
L'area di intervento è situata nel territorio del comune di Piacenza in località Montale ed insiste sui mappali n. 208-211 al Foglio n. 94 del catasto comunale; essa giace all'estremità occidentale della Lottizzazione artigianale "Mirandola", che si sviluppa a sud di Montale e della relativa tangenziale.

Il progetto in esame prevede la realizzazione di un Piano Particolareggiato per scopi artigianali/industriali, denominato "Fioruzzi".



Immagine satellitare dell'area d'intervento

COROGRAFIA
scala 1:5.000



LEGENDA:



Area in studio



PLANIMETRIA CATASTALE scala 1:4.000



LEGENDA:

 Area in studio
(Comune di Piacenza, Foglio 94, Mappali 208-211)



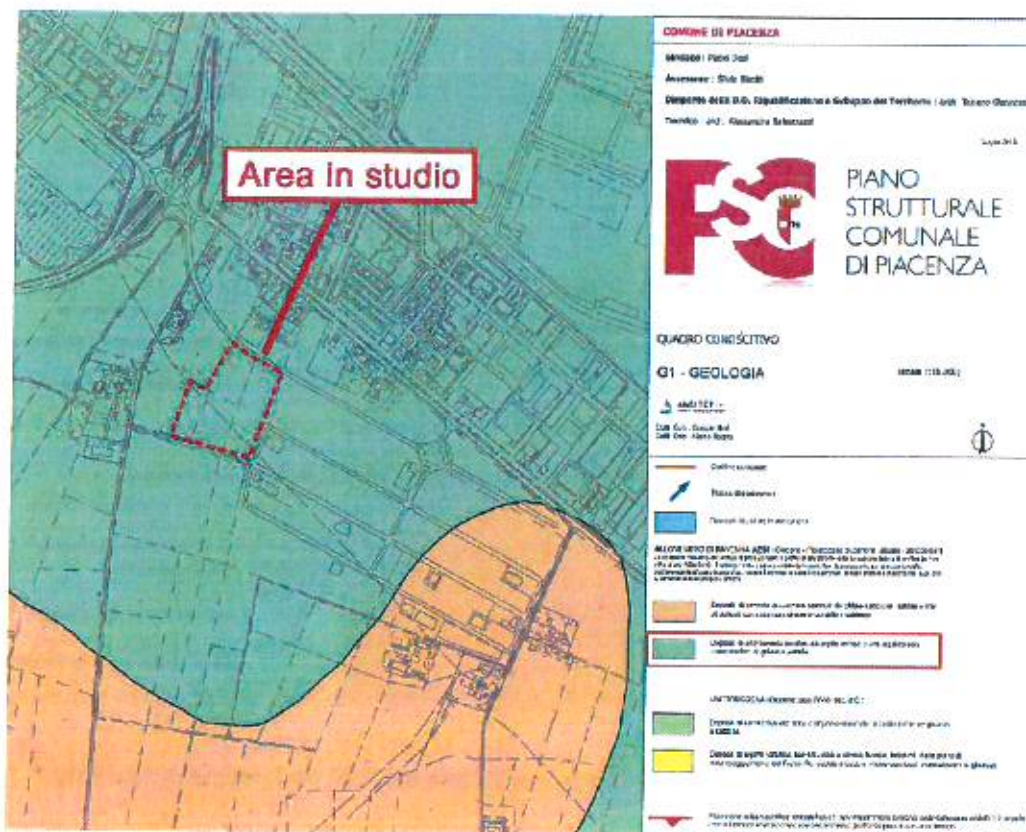
INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area di intervento giace nella pianura a Sud-Est di Piacenza e a Sud della fascia di meandreggiamento del fiume Po dal cui limite dista circa 1,5 km.

L'area giace ad una quota prossima a m 59 s.l.m. ed è confinata a Nord dalla tangenziale di Montale via Gottifredi Bartolomeo e a Sud dalla strada comunale alla Motta vecchia. Il substrato geolitologico dell'area in esame, secondo la C.G.I. scala 1:100.000, appartiene ai depositi del Quaternario continentale, cui corrispondono i depositi della fase Olocenica post-glaciale noti nella Carta Geologica d'Italia scala 1:100.000 (F.72 "Fiorenzuola d'Arda"), con il nome di "Alluvioni antiche".

In base alla più recente "CARTA GEOLOGICA DELLA PIANURA", basata sulla nuova ricostruzione stratigrafica adottata dalla RER¹, che distingue unità allostratigrafiche legate a cicli di eventi deposizionali (UBSU o sintemi²), nell'area indagata il sottosuolo appartiene ai depositi del SubSintema di Ravenna (AES8 in carta citata).

Secondo la Tav. G1 "Carta Geologica" del Quadro Conoscitivo del PSC del comune di Piacenza, trattasi di depositi alluvionali di interconoide costituiti da argille-limose e limi-argillosi con intercalazioni di ghiaie-sabbiose.



Stralcio Carta Geologica a corredo del PSC del comune di Piacenza

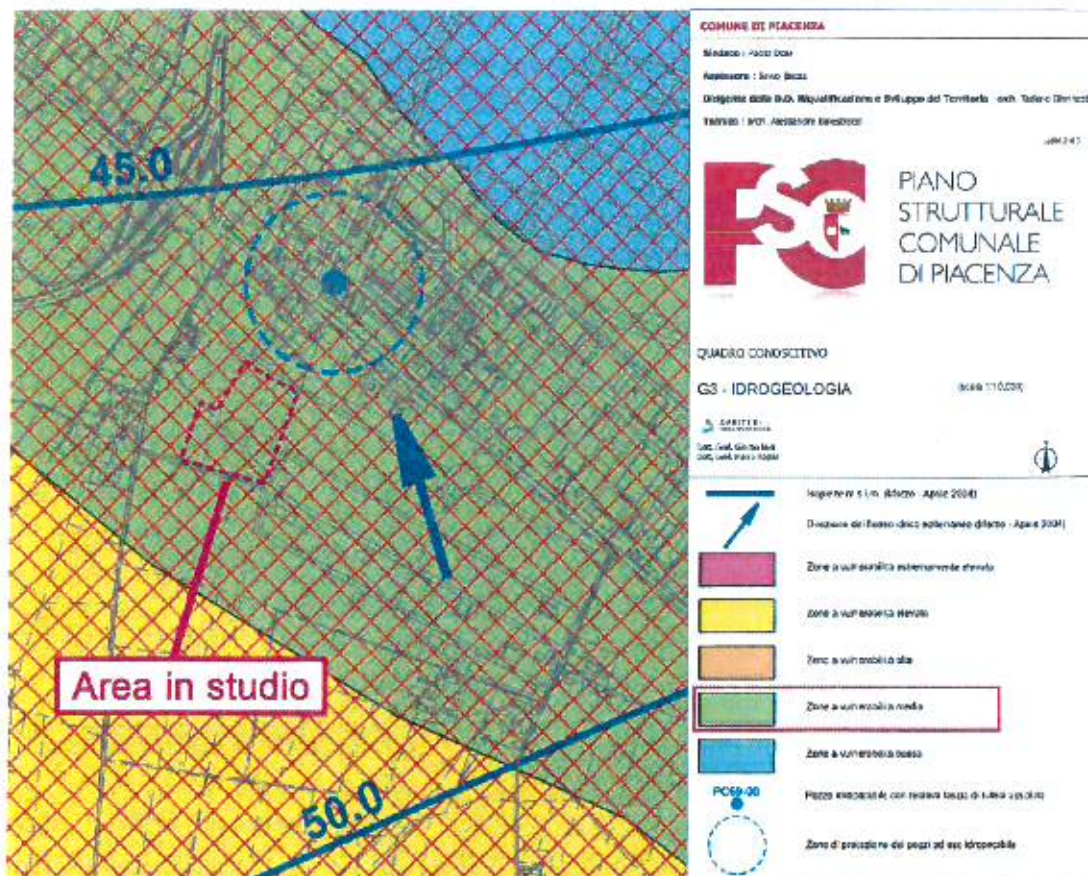
¹ nell'ambito degli studi per la realizzazione della nuova Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000 in corso di realizzazione

² che corrispondono a unità stratigrafiche delimitate da superfici di discontinuità

I più profondi orizzonti ghiaiosi, posti a oltre 50 m dal p.c., ospitano falde idriche che sono sfruttate dai pozzi ad uso irriguo e domestico presenti nella zona, mentre gli orizzonti superficiali, manifestano scarsa permeabilità e sono privi di circolazione idrica.

L'area si presenta pianeggiante e stabile, priva di particolarità morfologiche di rilievo: si segnala che il piano naturale di campagna risulta ribassato rispetto alla sede viaria della strada della Motta vecchia (che delimita a Sud l'area in esame), con dislivello crescente da Ovest ad Est fino ad oltre 1,5 m presso la sua estremità sud-orientale.

In base alla Tav. G3 "Carta Idrogeologica" del Quadro Conoscitivo del PSC del comune di Piacenza, la falda freatica nell'area in esame corrisponde alla profondità indicata dalla isopiezia di m 47 s.l.m., restando ad una dozzina di metri sotto il piano naturale di campagna.



Stralcio Carta Idrogeologica a corredo del PSC del comune di Piacenza

INDAGINI GEOGNOSTICHE

Al fine della caratterizzazione geotecnica del sottosuolo, si sono eseguite n.4 prove penetrometriche statiche CPT, mentre per quanto riguarda la classificazione del suolo sismico si è eseguito uno stendimento sismico Masw parallelamente alla strada della Motta vecchia.

Prove penetrometriche statiche CPT

Le prove sono state condotte con penetrometro tipo GOUDA da 10 tonn attrezzato con punta meccanica, le cui caratteristiche standard (a Norme A.G.I.) sono:

- lunghezza aste 1 m
- peso fisso "esterno" 10 kg
- peso totale aste 6.5 kg/m
- peso aste interne 1.38 kg/m
- velocità di avanzamento costante $V=2$ cm/sec (± 0.5 cm/sec)

Le dimensioni punta/manicotto "Begemann"(ISSMFE 1974) sono:

- diametro di base del cono: $\varnothing = 35.7$ mm
- area della punta conica: $A_p = 10$ cmq
- angolo apertura del cono: $\beta = 60^\circ$
- superficie laterale manicotto: $A_m = 150$ cmq
- lunghezza manicotto: $h = 133$ mm
- diametro del manicotto: $\varnothing = 35.7$ mm

La prova penetrometrica statica CPT con punta meccanica consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($v=2$ cm/s ± 0.5 cm/s); la penetrazione avviene con un dispositivo di spinta (martinetto idraulico) opportunamente ancorato al suolo, che agisce su una batteria doppia di aste (esterne cave e interne piene coassiali), alla cui estremità inferiore è collegata la punta.

Lo sforzo necessario per l'infissione viene determinato a mezzo di un opportuno sistema di misura, collegato al martinetto idraulico: la punta conica (di tipo telescopico) è dotata di un manicotto laterale (punta/manicotto tipo "Begemann").

Nel corso della prova si sono rilevate ogni 20 cm le seguenti letture manometriche:

- L_1 = resistenza richiesta per l'avanzamento della sola punta penetrometrica (di sezione conica standard pari a 10 cmq.);
- L_2 = corrispondente alla resistenza dovuta al successivo avanzamento della punta e del manicotto (di superficie laterale standard pari a 150 cmq)



Risulta quindi:

- resistenza unitaria di punta: $q_c = L_1 / 150$ kg/cmq

UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE scala 1:4.000



LEGENDA:

-  Area in studio
-  Traversa sismica MASW
-  Prove penetrometriche statiche CPT



- resistenza unitaria laterale: $f_s = 10 \times (L_1 - L_2) / 150$ kg/cmq

I valori unitari della resistenza di punta q_c sono stati normalizzati ai valori q_{c1N} con la relazione (cfr. ROBERTSON & WRIDE, 1998):

$$q_{c1N} = CQ \times (q_c / Pa)$$

ove: $Pa = 1$ atm

$CQ = (Pa / \sigma'_{v0})^n$ essendo σ'_{v0} la pressione geostatica effettiva alla profondità di prova, ed n un coefficiente che varia (cfr. OLSEN, 1997) da 0,5 (per terreni granulari) a 1,0 (per terreni ricchi di fine argilloso).

Il valore di q_{c1N} viene quindi definito con procedimento iterativo, assumendo un valore iniziale $n=1,0$ in base al quale vengono calcolati i parametri:

$$Q = ((q_c - \sigma'_{v0}) / Pa) \times ((Pa / \sigma'_{v0})^n)$$

$$F = (f_s / (q_c - \sigma'_{v0})) \times 100\%$$

$$Ic = ((3,47 - \log(Q))^2 + (1,22 + \log(F))^2)^{0,5}$$



Fasi di esecuzione della prova CPT2

In base ai summenzionati parametri si determina quindi, con l'allegato abaco di ROBERTSON, la granulometria del terreno indagato (procedendo, se del caso, ad una successiva rivalutazione di q_{c1N} e dei parametri medesimi).

In base alle prove CPT il sottosuolo, al di sotto di un orizzonte superficiale di spessore variabile da 2,4 m in P1 e P4 a m 2,8 in P2, è caratterizzato costituito da terreni variamente limo-argillosi e limo-sabbiosi di mediocre consistenza (valori medi di resistenza all'avanzamento della punta penetrometrica q_p variabili da 24 a 32 kg/cmq), è presente un orizzonte di 2,2/2,8 m di spessore francamente coesivo costituito da argilla limosa caratterizzata da q_c media variabile da 25 a 28 kg/cmq.

Segue, tra 4,6m di profondità in P4 e m 5,4 in P2, un orizzonte ghiaioso che la sola prova P3 ha attraversato e superato: detto strato ghiaioso si estende fino a 7,2 m di profondità (circa 2 m di spessore).

A 7,2 m di profondità la prova P3 ha evidenziato la presenza di due strati, il primo di natura argillosa (tra 7,2 e m 8,0) e il secondo di natura ghiaiosa (tra 8,0 e 8,6 m di profondità).

Più al di sotto, seguono litologie argillose caratterizzate da mediocri caratteristiche di resistenza ($q_c = 28$ kg/cmq) che poggiano su substrato ghiaioso a 12,60 m di profondità; la prova ha conseguito il rifiuto all'infissione a 13,40 m sotto il p.c.

Entro i fori di prova si sono rivelati anidri in quanto la falda giace ad una profondità maggiore di quella indagata.

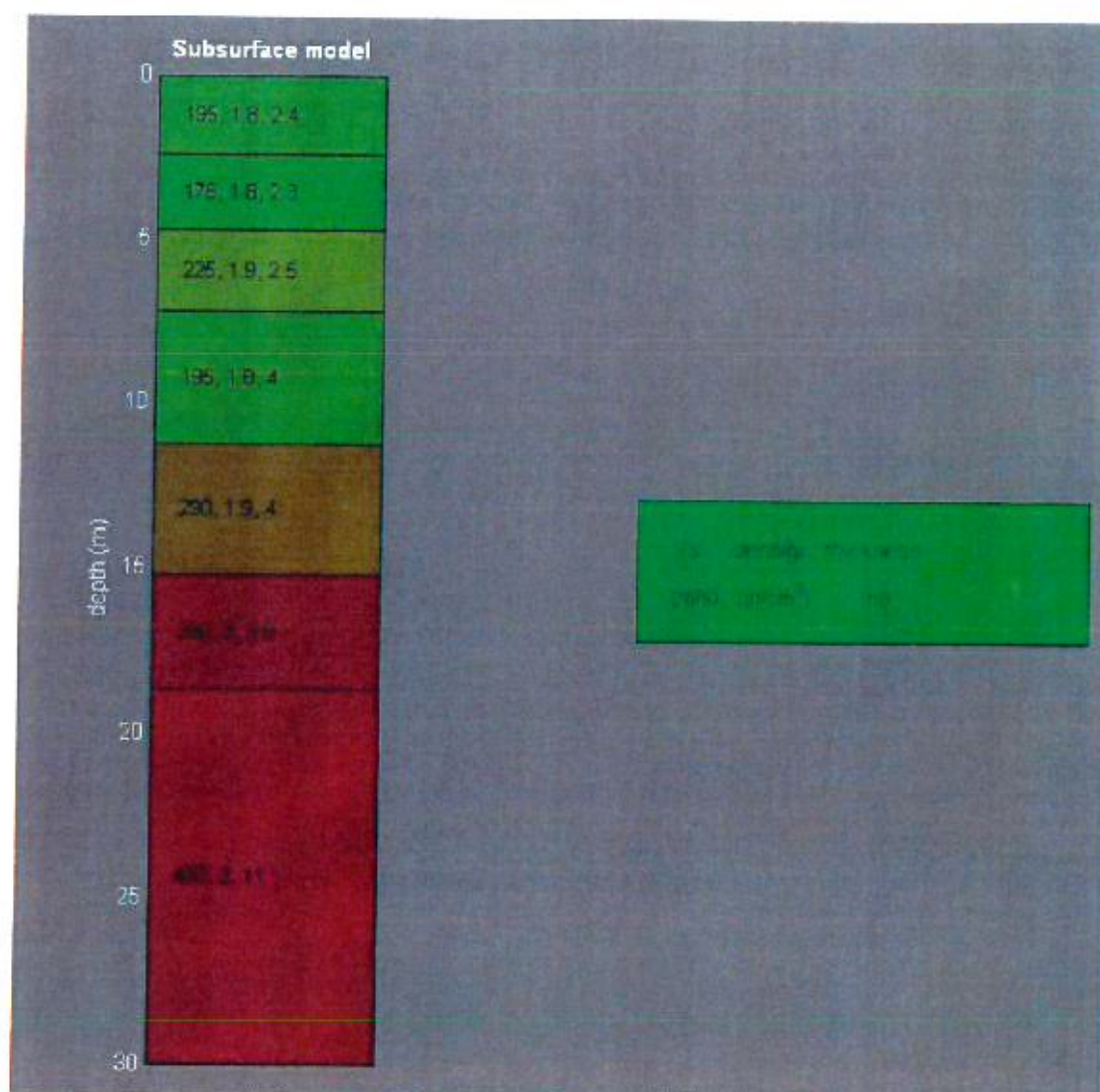


L'area ripresa da sud verso est (a destra si scorge i capannoni della lottizzazione "Mirandole")

Prova sismica Masw

Al fine di valutare l'effettiva natura del terreno di fondazione oltre la profondità raggiunta dalle prove CPT, e per definire (in conformità alle NTC 2008) la velocità delle onde trasversali o di taglio entro i primi 30 m di profondità, si è eseguito uno stendimento sismico multicanale con procedura MASW, esteso da Ovest ad Est, parallelamente alla strada comunale della Motta vecchia.

Lo stendimento con procedura MASW consente di definire la successione sismostratigrafica del sottosuolo all'incirca fino ad una trentina di metri di profondità individuando, nel caso in esame, 7 successivi sismostrati.



Sismostratigrafia desunta dallo stendimento Masw

Per ciascuno strato individuato è stato ricavato il valore stimato dello spessore, della velocità di propagazione delle onde trasversali o di taglio Vs oltre che della densità e del modulo di taglio a piccole deformazioni del materiale.

Come illustrato nella tabella allegata alla presente, il valore V_s del primo e secondo sismostrato, resta inferiore ai 200 m/s e ben corrisponde allo strato superficiale prevalentemente limo-argilloso attraversato dalle prove penetrometriche.

Più al di sotto il sottosuolo migliora con la profondità le proprie caratteristiche meccaniche presentando valori crescenti delle V_s da 225 a oltre 400 m/s nel sismostrato basale, con l'eccezione di un orizzonte di 4 m di spessore tra 7,2 e 11,2 m di profondità, caratterizzato da $V_s=195$ m/s, in buona concordanza con la stratigrafia della prova penetrometrica P3.

Il valore V_{s30} , calcolato con l'eq.3.2.1. delle NTC 2008, è pari a 286 m/s, che corrisponde a "suolo di fondazione di tipo C".



Fasi di esecuzione della prova sismica MAWS

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

Formule utilizzate

I valori della resistenza di punta q_c e della resistenza laterale unitaria f_s e quelli dei parametri da essi derivati con le relazioni di ROBERTSON 2012 possono essere empiricamente correlati, oltreché alla granulometria, anche ad alcune delle caratteristiche geotecniche del terreno indagato: i dati ricavati da tali correlazioni sono riportati nelle allegate schede redatte per ciascuna prova CPT, ove si sono altresì riportati i valori medi di q_c ed f_s relativi ad ogni strato omogeneo individuato.

Il peso di volume totale è stato stimato con la relazione (GREGG: "Guide to cone penetration testing" 2010):

$$\gamma = 0,27 \times \log(R_f) + 0,36 \times \log(q_c/P_a)$$

ove:

$R_f = 100 \times f_s / q_c$ e P_a = pressione atmosferica alla quota di prova.

Tale parametro corrisponde al peso di volume naturale sopra falda ed a quello saturo in falda; il peso di volume in falda va calcolato con la relazione:

$$\gamma = \gamma_{sat} - u_o$$

essendo u_o la pressione idrostatica alla profondità considerata, mentre il peso di volume immerso vale invece:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - 1$$

Gli orizzonti sabbio-ghiaiosi e limo-sabbiosi (che in base a ROBERTSON, 2012 corrispondono ai terreni caratterizzati da $I_c < 2,6$) sono assimilabili a mezzi incoerenti od attritivi, quelli limo-argillosi a mezzi coesivi.

La densità relativa degli orizzonti incoerenti è stata valutata con la relazione empirica (GREGG, 2010):

$$D_r \% = 100 \times (Q_{tn}/350)^{0,5}$$

L'angolo d'attrito drenato di picco ϕ_p di tali terreni è stimato con la relazione (GREGG, 2010):

$$\phi_p = 17,6^\circ + 11 \times \log(Q_{tn})$$

mentre il loro angolo d'attrito drenato residuo (a volume costante) ϕ_{cv} , cui è opportuno riferirsi per il calcolo del carico limite di fondazioni dirette, è stato stimato in funzione di ϕ_p con la relazione (ROBERTSON 2012):

$$\phi_{cv} = \phi_p - 15,84 \times \log(Q_{tn}CS) + 26,88^\circ$$

Il modulo elastico dei terreni incoerenti è stato stimato con la relazione (ROBERTSON, 2012):

$$E' = 0,015 \times (q_c - \sigma_{vo}) \times 10^{(0,55 \times I_c + 0,88)}$$

Per quanto riguarda invece i terreni coesivi (cioè caratterizzati da $I_c > 2,6$), la coesione non drenata c_u è stata valutata con la relazione (ROBERTSON, 2012):

$$c_u = (q_c - \sigma_{vo})/Nk$$

ove:

$Nk=10,5+7 \times \log(Fr)$ essendo σ_{vo} il carico geostatico totale.

L'angolo d'attrito drenato di picco φ_{clay} dei terreni coesivi è stato grossolanamente valutato con la relazione empirica (MAYNE, 2001):

$$\varphi_{clay} = \arcsen[2 \times c_u / (\sigma_{vc} \times OCR^{0,8})]$$

ove:

OCR è il grado di sovraconsolidazione dei terreni coesivi calcolato con la relazione (CSSM in ROBERTSON, 2012):

$$OCR = 0,25 \times (Qt1)^{1,2}$$

La sensitività St degli orizzonti limo-argillosi (cui corrisponde il rapporto tra i valori iniziale e residuo della coesione non drenata), è stata approssimativamente stimata con la correlazione empirica (suggerita da GREGG, 2010):

$$St = 7/Fr$$

che nel caso in esame resta ben inferiore a 2; vi corrispondono (in base alla classificazione di DAS riportata in "Advanced soil mech.", ISE 1985) terreni di medio-bassa sensitività.

Il modulo edometrico è stato stimato con la relazione:

$E_{ed} = \alpha M \times (q_c - \sigma_{vo})$ assumendo (cfr. ROBERTSON, 2012):

- $\alpha M = 14$ se $Ic > 2,2$ e $Qtn > 14$;

- $\alpha M = Qtn$ se $Ic > 2,2$ e $Qtn < 14$;

- $\alpha M = 0,03 \times 10^{(0,55 \times Ic + 1,68)}$ se $Ic < 2,2$

Il modulo di taglio a piccole deformazioni è calcolato con la relazione (ROBERTSON, 2012):

$$G_0 = 0,0188 \times (q_c - \sigma_{vo}) \times 10^{(0,55 \times Ic + 1,68)}$$

Sempre in funzione di Ic si è stimato il coeff. di permeabilità dei terreni indagati con le correlazioni empiriche (GREGG, 2010):

$k \text{ (m/s)} = 10^{(0,952 - 3,04 \times Ic)}$ se $1 < Ic < 3,27$;

$k \text{ (m/s)} = 10^{(-4,52 - 1,37 \times Ic)}$ se $3,27 < Ic < 4$

che risulta modesto non solo per le intercalazioni argillose, ma anche per quelli limo-sabbiosi superficiali che sono evidentemente ricchi di frazione fine $< 0,074 \text{ mm}$.

Infine, la velocità di propagazione delle onde trasversali o di taglio V_s è stata calcolata con la relazione empirica (pure suggerita da ROBERTSON, 2012):

$$V_s \text{ (m/s)} = [10^{(1,88 + 0,55 \times Ic)} \times Qtn]^{0,5}$$

che fornisce valori scadenti di poco inferiori a 200 m/s circa negli orizzonti superficiali e oltre 300 m/s in quelli incoerenti ghiaio-sabbiosi immediatamente sottostanti, che ben concordano con quelli forniti dallo stendimento sismico.

Parametri geotecnici desunti dalle prove CPT

Come precedentemente segnalato, al di sotto di un orizzonte superficiale di spessore variabile tra 2,4 e 2,8m, il cui comportamento meccanico è al limite tra il coesivo (caratterizzato da coesione non drenata $c_u = 1,0 \text{ kg/cm}^2$ e $\phi_{\text{clay}} = 24^\circ$) e l'incoerente (caratterizzato da un angolo di attrito a volume costante $\phi_{\text{cv}} = 27^\circ$), è presente un orizzonte francamente coesivo e argilloso di spessore pari a 2,2m in P4 e m 2,8 in P1, caratterizzato da coesione non drenata $c_u = 1,4 \text{ kg/cm}^2$ e da un angolo di attrito drenato $\phi_{\text{clay}} = 25^\circ$.

Segue un orizzonte ghiaioso di un paio di metri di spessore fino a 7,2 m di profondità, caratterizzato da $\phi_{\text{cv}} = 31^\circ$ che è stato superato dalla sola prova P3.

Al di sotto si rinvenivano prevalenti litologie argillose alternate da più sottili lenti ghiaiose di spessore pluridecimetrico, caratterizzate da un valore medio della coesione non drenata $c_u = 1,8 \text{ kg/cm}^2$ e da un angolo di attrito drenato $\phi_{\text{clay}} = 28^\circ$.

Il substrato ghiaio-sabbioso molto addensato, caratterizzato da un angolo di attrito a volume costante $\phi_{\text{cv}} = 32^\circ$ è stato individuato a 12,60 m di profondità ed ha condotto a rifiuto la prova P3 a m 13,40 sotto l'attuale p.c.

Parametri geotecnici desunti dalla prova MASW

Come illustrato nella tabella allegata, oltre ai valori di velocità di propagazione delle onde trasversali o di taglio lo stendimento sismico ha consentito altresì di stimare il peso di volume saturo ed il modulo di taglio iniziale (ovvero a piccole deformazioni) di ciascuno dei sismostrati individuati nel sottosuolo.

Il peso di volume saturo γ del sottosuolo è stato stimato in funzione della velocità V_s desunta per ciascun sismostrato dalla linea sismica eseguita nel 2009, con la correlazione empirica (riportata alla Fig.9-5 in FHWA NHI-01-031 del maggio 2002):

$$\gamma \text{ (t/mc)} = [8,32 \times \log(V_s) - 1,61 \times \log(z)]/10$$

essendo z =profondità media del sismostrato considerato.

I valori così calcolati sono sensibilmente analoghi a quelli ricavati dalle prove CPT, passando da 1,8 t/mc presso la superficie a 2,0 t/mc in profondità.

Il modulo di taglio G_0 va calcolato con la relazione:

$$G_0 = r \times (V_s)^2 = \gamma/g \times (V_s)^2$$

essendo r = densità

γ = peso di volume

g = accelerazione di gravità

ed analogamente a V_s esso aumenta con la profondità passando da 71 MPa presso la superficie a oltre 600 MPa in profondità in quelli basali.

Il valore V_{s30} (in base al quale si definisce la categoria di sottosuolo ai fini delle azioni sismiche, in conformità alle NTC 2008) è pari a 286 m/s.

Velocità Vs del sottosuolo indagato dalle linee sismiche MASW **Piano Particolareggiato "Fioruzzi" - loc. Montale - Piacenza**

velocità di propagazione delle onde trasversali o di taglio: Vs

peso di volume saturo: $\gamma = 0,1 \times (8,32 \times \text{LOG}(Vs) - 1,61 \times \text{LOG}(z))$ t/mc ove z = profondità

modulo di taglio a piccole deformazioni: $G_0 = \rho \times (Vs)^2 = \gamma/g \times (Vs)^2$

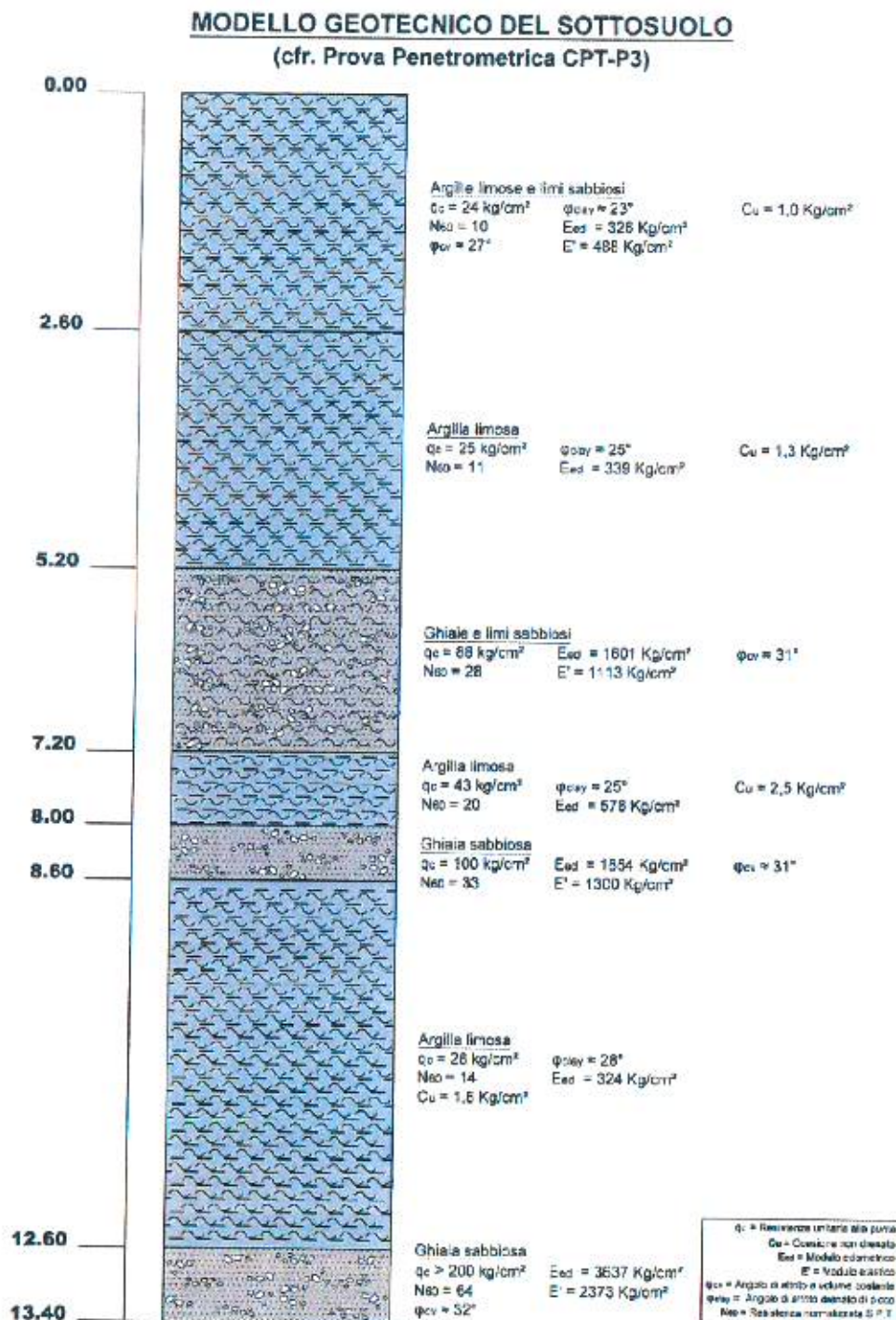
linea sismica	Spessore strati m	Prof. strati da m	γ strati t/mc	Vs strati m/s	Go strati Mpa
MASW	2,4	0,0	1,89	195	71
	2,3	2,4	1,78	178	114
	2,5	4,7	1,83	225	165
	4,0	7,2	1,75	195	238
	4,0	11,2	1,87	290	448
	3,5	15,2	1,96	390	657
	≈11,3	18,7	1,98	450	887
Vs30 =				286	



L'area in studio ripresa da est

VALORI CARATTERISTICI E MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Di seguito si riassumono i parametri caratteristici fisico/geotecnici del sottosuolo desunti dalle correlazioni utilizzate per le prove CPT ed in particolare in base ai risultati della prova CPT P3 e della prospezione Masw.



CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO

Il territorio comunale di Piacenza, precedentemente non classificato, è stato ascrivito dall'Ordinanza P.C.M. n.3274 a zona sismica di tipo 4.

I valori delle azioni sismiche sono stati ulteriormente precisati dalle NTC di cui al D.M.14/01/08, entrate in vigore dal 01/07/09.

Nella tabella allegata si sono riportati i valori (desunti dal foglio di calcolo "Spettri NTC-ver.1.0.3." del C.S.L.P. in funzione delle coordinate geografiche del sito in esame), dei parametri a_g (accelerazione orizzontale massima), F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale), T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale), per il sito in esame per tempi di ritorno T_r variabili da 30 a 2475 anni, cui corrisponde una probabilità di superamento $P_v\%$ variabile dall'81 al 2% in 50 anni.



Schermata foglio di calcolo "Spettri NTC-ver.1.0.3." del C.S.L.P. per individuazione pericolosità del sito

In particolare, per $T_r=475$ anni risulta $a_g=0,095g$; per tale valore va calcolato lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV nel caso di opere con vita utile o nominale $V_N = 50$ anni e classe d'uso II ($CU = 1,0$), di cui alla Tab.2.4.2. delle NTC 2008.

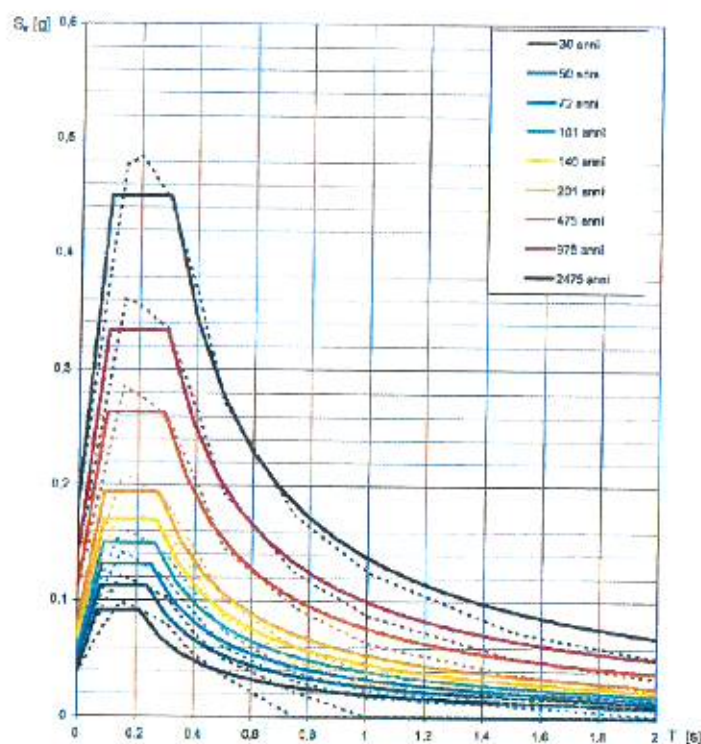
Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
30	0,033	2,536	0,208
50	0,040	2,575	0,233
72	0,047	2,536	0,250
101	0,053	2,556	0,256
140	0,060	2,576	0,271
201	0,069	2,549	0,278
475	0,095	2,534	0,290
975	0,122	2,509	0,297
2475	0,166	2,504	0,303

La verifica dell'iconeità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

I valori dei parametri sismici in riferimento al tempo di ritorno considerato

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



NOTA:

Con linee continue si rappresentano gli spettri di Normativa, con linee tratteggiate gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

La verifica dell'iconeità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

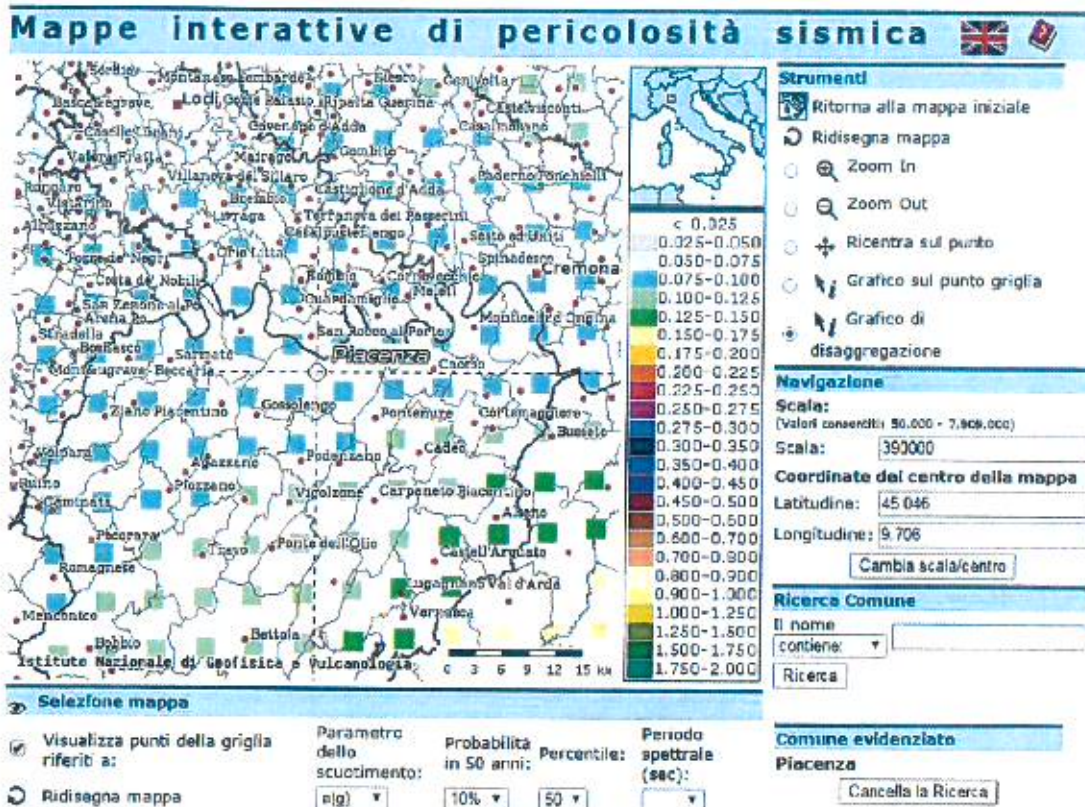
Spettri di risposta elastici per i vari tempi di ritorno considerati

Come riportato alla Tab.2.4.2. delle NTC 2008, per la classe II la vita di riferimento VR vale:

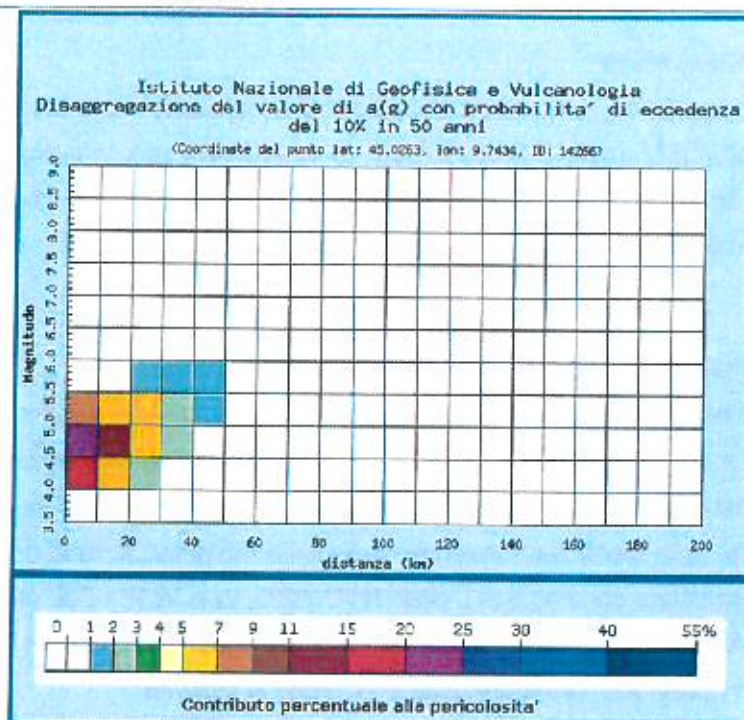
$$VR = VN \times CU = 50 \times 1,0 = 50 \text{ anni}$$

Da ricordare che le azioni sismiche desunte dal foglio di calcolo del C.S.L.P. sono valide per sito di riferimento rigido orizzontale; diversamente esse vanno incrementate in funzione della categoria topografica dell'area e della categoria del sottosuolo sotteso dalle opere in progetto.

Dalla pagina del sito dell'INGV (Istituto di Geofisica e Vulcanologia di Milano), sono stati inoltre desunti i parametri di disaggregazione del sito in esame ovvero i valori di magnitudo-distanza con relativa probabilità di superamento del 10% in 50 anni in base ai dati di pericolosità sismica nazionale.



Mappa pericolosità sismica tratta da Progetto DCP - INGV - S1



Dati di disaggregazione (variabilità in termini di magnitudo e distanza)

Distanza in km	Disaggregazione del valore di $a(g)$ con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.0263, lon: 9.7434, ID: 14266)											
	Magnitudo											
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0	
0-10	0.000	16.500	21.600	7.370	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
10-20	0.000	6.990	11.100	5.940	0.226	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
20-30	0.000	2.720	6.860	5.370	1.760	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
30-40	0.000	0.444	2.260	2.620	1.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
40-50	0.000	0.026	0.737	1.520	1.020	0.225	0.038	0.000	0.000	0.000	0.000	
50-60	0.000	0.000	0.109	0.677	0.751	0.393	0.071	0.000	0.000	0.000	0.000	
60-70	0.000	0.000	0.004	0.218	0.441	0.337	0.086	0.000	0.000	0.000	0.000	
70-80	0.000	0.000	0.000	0.054	0.233	0.216	0.044	0.000	0.000	0.000	0.000	
80-90	0.000	0.000	0.000	0.008	0.118	0.139	0.030	0.000	0.000	0.000	0.000	
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.045	0.087	0.020	0.000	0.000	0.000	0.000	
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016	0.053	0.014	0.000	0.000	0.000	0.000	
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.032	0.010	0.000	0.000	0.000	0.000	
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000	
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000	
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.840	16.600	0.847

Valori di magnitudo-distanza con relativa probabilità di accadimento del 10% in 50 anni

Amplificazione topografica

Ciò premesso l'area in esame è situata su di un'area pianeggiante e stabile: in conformità alla Tab.3.2.IV delle NTC 2008 il sito va ascritto alla categoria topografica T1 cui corrisponde, ai sensi della Tab.3.2.VI delle NTC medesime, un coefficiente di amplificazione topografica:

$$St = 1,0$$

Categoria di sottosuolo e coeff. di amplificazione stratigrafica

Come segnalato in precedenza, sull'area indagata, le indagini hanno evidenziato terreni prevalentemente limo-argillosi e limo-sabbiosi presso la superficie e ghiaio-sabbiosi ben addensati, in profondità; la prova Masw ha rilevato che la velocità di propagazione delle onde sismiche trasversali o di taglio nei primi 30 m di profondità su tali tipi di terreno, calcolata con l'eq.3.2.1. delle NTC 2008, vale $Vs30 = 286$ m/s.

In tale situazione, il sottosuolo va ascritto alla categoria C definita al c.3.2.2. delle NTC 2008 sicché in base alla Tab.3.2.V delle NTC 2008 si assume:

- coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s :

$$1,00 \leq (1,7 - 0,6 \times F_o \times a_g/g) \leq 1,50$$

- coefficiente C_c :

$$1,05 \times (T_c^*)^{0,33}$$

e nella tabella allegata sono riportati i relativi valori in funzione di T_r ; in particolare, per $T_r = 475$ anni risulta $S_s = 1,50$.

Di conseguenza, in conformità al comma 3.2.3.2. delle NTC 2008, il coeff. di amplificazione che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche vale quindi per $T_r=475$ anni:

$$S = S_s \times St = 1,5 \times 1,0 = 1,5$$

Accelerazione orizzontale massima attesa al sito

L'accelerazione orizzontale massima al suolo sulla verticale del sito in esame per lo stato limite SLV e $P_{vr}=10\%$ è pari a:

$$a_{max} = a_g \times S = a_g \times S_s = 0,095 \times 1,5 = 0,143 \text{ g}$$

Piano Particolareggiato "Fioruzzi" - localit  Montale - Piacenza

categoria di sottosuolo: tipo

C

coordinate del sito: Lat. 45,022215°

Long. 9,742218°

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_0 elaborati con "Spettri NTC ver. 1.0.3" per vita di riferimento VR

= 50 anni

tempo di ritorno	probabilit� di eccedenza	parametri del sito per sottosuolo di tipo A			amplificazione sismologica		amplificazione topografica S_t	amplificazione $S = S_s \times S_t$	accelerazione al suolo
T_r	in 50 anni	a_g	F_0	T_0	S_a	S_c	-	-	$a_{max} = a_g \times S$
anni	%	g	-	sec	-	-	-	-	g
30 = SLO	81	0,033	2,538	0,208	1,500	1,783	1,000	1,500	0,050
50 = SLO	83	0,040	2,575	0,233	1,500	1,698	1,000	1,500	0,050
72	80	0,047	2,636	0,250	1,500	1,659	1,000	1,500	0,071
101	39	0,053	2,556	0,256	1,500	1,642	1,000	1,500	0,083
140	30	0,060	2,576	0,271	1,500	1,616	1,000	1,500	0,093
201	22	0,069	2,549	0,275	1,500	1,602	1,000	1,500	0,104
475 = SLV	10	0,085	2,534	0,290	1,500	1,580	1,000	1,500	0,143
975 = SLC	5	0,122	2,509	0,297	1,600	1,567	1,000	1,500	0,183
2475	2	0,166	2,504	0,303	1,451	1,567	1,000	1,451	0,241

a_g = accelerazione orizzontale massima del sito per sottosuolo di tipo A

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale per sottosuolo di tipo A

T_0 = periodo di inizio del tratto a velocit  costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Tabella da cui si desumono le accelerazioni al suolo in base ai relativi tempi di ritorno

Rischio liquefazione

Depositi incoerenti

Preso atto³ che il sottosuolo   anidro fino ad almeno 12 metri di profondit , i pi  superficiali orizzonti ghiaio-sabbiosi o limo-sabbiosi non possono essere soggetti a deformazioni per liquefazione indotta dal sisma di progetto.

Ci  premesso, il rischio di liquefazione del sottosuolo pu  essere anche escluso oltre i 12 m dal p.c in quanto i depositi sono caratterizzati da valori di velocit  delle onde di taglio V_{s1} (desunti dalle V_s ricavate dalla prova Masw e normalizzati alla pressione atmosferica: cfr. tabella allegata), non inferiori a 250 m/s; come   noto, in base a quanto riportato in "Liquefaction resistance of soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops" del 2001, il fenomeno di liquefazione pu  verificarsi solo se V_{s1}   inferiore ad un valore di soglia di 215 m/s.

L'aumento della pressione neutra nel corso del sisma atteso sarebbe pressoch  trascurabile e conseguentemente l'angolo d'attrito dei depositi incoerenti ghiaio-sabbiosi non sarebbe apprezzabilmente ridotto rispetto a quello caratteristico in assenza di sisma;   ragionevole quindi assumere:

$$\phi'_{sis} = \phi'_{r-Df} = \phi'_{r}$$

Depositi coesivi

A fronte della bassa sensitivit  $St < 2$ (cfr. in base alla classificazione di DAS riportata in "Advanced soil mech.", ISE 1985) desunta dalle prove cpt eseguite, gli orizzonti coesivi limo-argillosi non sono soggetti a collasso in conseguenza del sisma di progetto n  subirebbero, durante l'evento, un'apprezzabile diminuzione della resistenza

³ anche sulla base dei dati bibliografici in possesso al ns studio

al taglio disponibile⁴ in quanto, in base a quanto riportato da ROBERTSON 2009, solo per $St > 5$ la coesione si riduce ai valori della coesione residua c_r .

L'incremento di pressione interstiziale u indotto dal sisma si dissiperebbe a breve termine, e non influirebbe quindi sulla resistenza al taglio drenata dei depositi limo-argillosi che, sul lungo termine ovvero a distanza di tempo dal sisma, resterebbe di valore pressoché inalterato.

Fattori di pericolosità geologica

L'area interessata dal progetto in esame giace in area pianeggiante e stabile, non soggetta a rischio di esondazione né, tanto meno, per sommersione per risalita dell'acqua di falda che giace a oltre 12 m circa di profondità.

Nella Tav. G6 – *"Fattibilità delle trasformazioni"* allegata al Quadro Conoscitivo del PSC comunale, l'area è classificata nelle *"zone a fattibilità con lievi limitazioni all'insediamento residenziale e industriale"*.

Nei riguardi del "rischio sismico", in base alla Tav. G4 – *"Microzonazione sismica 1° Livello"* del Quadro Conoscitivo del PSC comunale, l'area in esame ricade nelle aree caratterizzate da *"depositi misti ghiaio-sabbiosi intercalati da depositi fini limosi e argillosi"* in cui gli "effetti attesi" corrispondono solo ad "amplificazioni per caratteristiche litologiche".

L'accelerazione sismica orizzontale massima, sulla verticale del sito, tenendo conto dei coefficienti di amplificazione imposti dalle NTC medesime in merito alle condizioni stratigrafiche (categoria B) e topografiche (categoria T1) dell'area, per il summenzionato $T_r=475$ anni raggiunge il valore:

$$a_{\max} = a_g \times S = 0,095 \text{ g} \times 1,5 = 0,143 \text{ g}$$

⁴ che nel caso di depositi scarsamente drenanti come quelli limo-argillosi è rappresentata dalla coesione non drenata iniziale c_u

SUGGERIMENTI E RACCOMANDAZIONI

Come segnalato in premessa, l'area in esame sarà destinata ad un uso artigianale/industriale e pertanto le future costruzioni saranno presumibilmente costituite da edifici prefabbricati⁵; i sovraccarichi in questo caso saranno distribuiti da pilastri che graveranno su plinti isolati di fondazione.

A fronte dell'eterogenea e non trascurabile compressibilità del sottosuolo entro cui saranno realizzate le nuove opere di fondazione sarà opportuno in fase progettuale/edificatoria, oltre ad approfondire specificatamente la natura del sottosuolo con ulteriori indagini geognostiche, seguire le seguenti raccomandazioni:

- il piano di fondazione dovrà essere posto al di fuori del campo di variazione significativo del contenuto in acqua naturale del terreno: in ogni caso al di sotto della coltre di terreno vegetale nonché al di sotto dello strato interessato dal gelo. E' noto che la fascia di sottosuolo interessata dal fenomeno di variazione del contenuto in acqua naturale e, quindi dei conseguenti effetti di ritiro e rigonfiamento, può estendersi fino alla profondità di oltre un metro dal piano campagna: in ogni caso si consiglia un approfondimento minimo della quota del piano di posa, non inferiore a 1,20 m dall'attuale piano di campagna;
- il terreno di fondazione non dovrà subire rimaneggiamenti e deterioramenti prima della costruzione della opera;
- eventuali acque ruscellanti o stagnanti dovranno essere allontanate dagli scavi;
- il piano di posa degli elementi strutturali di fondazione dovrà essere regolarizzato e protetto con conglomerato magro o altro materiale idoneo;

FONDAZIONI DIRETTE - CALCOLO PORTANZA

Formule utilizzate

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 ed applicando i coefficienti parziali imposti dalle NTC 2008 (cfr. Tab.6.2.II e 6.4.I)

⁵ capannoni

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

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

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

dove:

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

c_u coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

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

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

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

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

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:

$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi'$ per forma rettangolare

$s_q = 1 + \sin \phi'$ per forma quadrata o circolare

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Fattori correttivi Paolucci e Pecker

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

$$z_g = \left(1 - \frac{k_h}{tg\phi}\right)^{0.35}$$

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

$$z_y = z_g$$

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.

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

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 ($S_T = 1.0$) T2 ($S_T = 1.20$) T3 ($S_T = 1.20$) 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:

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

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

Cedimenti di Schmertman

Il CEDIMENTO ASSOLUTO è stato calcolato con la relazione di SCHMERTMANN (1970) correlando la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione.

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:

$$I_{z \max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma_{vj}} \right)^{0.5}$$

dove σ_{vj} 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 $4,5 \times N_{80}$ per fondazioni circolari o quadrate, come nel caso in esame.

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.

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

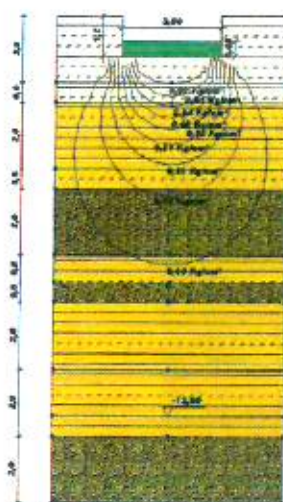
- E_{ed} = modulo edometrico dello strato compressibile considerato funzione delle prove CPT.

Nel caso in esame, a favore della sicurezza, si è ipotizzato un comportamento meccanico "coesivo" dell'orizzonte superficiale ed i seguenti parametri:

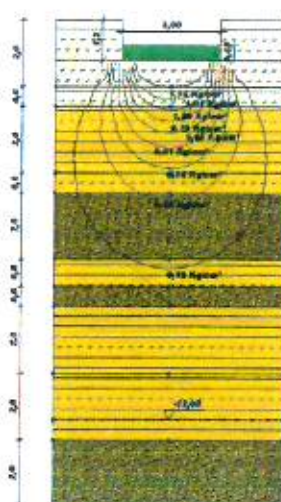
- $\gamma_1 = 1,5 \text{ t/mc}$ = peso di volume del rinterro che sarà steso sul piano di posa;
- $\gamma_2 = 2,1 \text{ t/mc}$ (peso di volume del terreno di fondazione)
- $D_f = 1,2 \text{ m}$ = minimo valore dell'incastro di fondazione (dislivello tra il piano pavimento finito e piano di posa);
- $e = 0$ (in assenza di apprezzabili eccentricità);
- $C_u \approx 1 \text{ kg/cm}^2$ = coesione non drenata del terreno di fondazione;
- $\varphi_{\text{clay}} = 23^\circ$ = angolo di attrito drenato del terreno coesivo di fondazione
- $T = N \times a_{\text{max}}$ = in assenza di altre azioni orizzontali oltre a quelle del sisma, essendo $a_{\text{max}} = 0,143$.

I valori di γ_R , φ e C_u variano a seconda dell'approccio di cui alle NTC 2008:

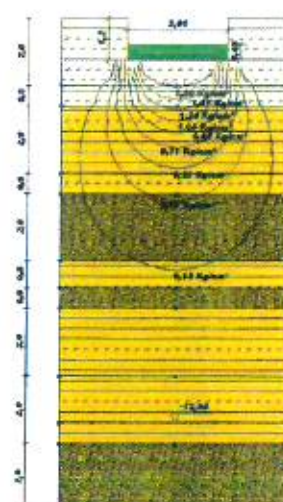
- per la combinazione A1+M1+R1:
 $\gamma_R = 1,0$; $C = C_u$; $\varphi = \varphi_{\text{clay}} \approx 24^\circ$;
- per la combinazione A2+M2+R2:
 $\gamma_R = 1,8$; $C = C_u/1,4 = 0,71 \text{ kg/cm}^2$; $\varphi = \arctan[\tan(\varphi_{\text{clay}})/1,25] \approx 18^\circ$;
- per la combinazione A1+M1+R3:
 $\gamma_R = 2,3$; $C = C_u$; $\varphi = \varphi_{\text{clay}} \approx 23^\circ$.



Plinto 3x3 carico 1 kg/cm²

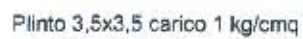


Plinto 3x3 carico 1,5 kg/cm²



Plinto 3x3 carico 2 kg/cm²

Plinto 3mx3m: schema di calcolo dei cedimenti al variare del carico sulla fondazione



Studio Lusignani
Geologia Ingegneria ed Ambiente
Via Arata n°20 Piacenza
0523/454120

Carico limite

Con i parametri e le relazioni summenzionate e sulla base delle indicazioni preliminari fornite dalla Committenza, si è eseguita un'ipotesi di calcolo del carico limite (escluso il peso proprio della fondazione e nelle condizioni più sfavorevoli ovvero quelle "drenate"), alla base di un plinto quadrato $B'=L'$ di larghezza efficace $B' = B-2e$ ed $L'=L-2e$, variata da 3 a 3,5 m, verificando che a tale carico unitario corrispondesse un coeff. di sicurezza a rottura $F_s = q_{lim}/(q_{amm}-q_0) > 1,1$.

In tale situazione il cedimento indotto da un carico di esercizio $q = q_{lim}$ raggiunge valori non trascurabili per la struttura in progetto.

Carico ammissibile e cedimenti

Ciò premesso, con i parametri summenzionati, si è quindi calcolato il carico unitario ammissibile alla base della fondazione ipotizzata incrementando il sovraccarico da 1,0 a 2,0 kg/cmq, utilizzando la relazione di BRINCH-HANSEN (cfr. Annex D dell'EC7 in prEN 1997-1), con i coefficienti parziali delle NTC 2008 (cfr. Tab.6.2.II e 6.4.I), verificando che:

- a tale carico unitario corrisponda un coeff. di sicurezza a rottura $F_s = q_{lim}/(q_{amm}-q_0) > 1,1$;
- il cedimento indotto da tali fondazioni, sollecitate da un carico di esercizio $q = q_{amm}$, sia contenuto ed ammissibile dalla struttura.

				CARICO D'ESERCIZIO AMMISSIBILE IN FUNZIONE DEL CEDIMENTO		
Plinto Quadrato $B' = L'$	Condizioni	Approccio1 Combinazioni	Carico Limite Kg/cmq	Carico Assiale T	Cedimenti	
					Kg/cmq	mm
$B'=B-2e=3\text{ m}$ $\text{Incastro} \geq 1,2\text{ m}$	Drenate	A1+M1+R1	7,21	90	1,0	13
		A2+M2+R2	4,21	135	1,5	20
		Sisma	4,12	180	2,0	28
$B'=B-2e=3,5\text{ m}$ $\text{Incastro} \geq 1,2\text{ m}$	Drenate	A1+M1+R1	7,23	122,5	1,0	14
		A2+M2+R2	4,21	183,75	1,5	22
		sisma	4,12	245	2,0	31

Il coeff. di sottofondo o di Winkler di tali fondazioni, pari al rapporto tra il sovraccarico agente sul piano di posa al netto del peso del terreno rimosso dagli scavi, ed il corrispondente cedimento assoluto, può essere calcolato con la relazione:

$$K_r = \Delta q/w$$

Scorrimento

Per la verifica della sicurezza allo scorrimento sul piano di posa, si farà riferimento ad un terreno di fondazione dotato di angolo d'attrito drenato $\phi_{clay} \approx 23^\circ$ e di coesione non drenata $C_u = 1 \text{ kg/cmq}$.

Ai sensi delle NTC 2008 e sulla scorta del paragr.6.5.3. dell'EC7, sul piano di posa le resistenze al taglio che s'oppongono alle forze di scorrimento orizzontali sono:

- per la combinazione A1+M1+R1:

in condizioni drenate:

$$S_d = N' \tan(\phi_{cv}) / \gamma M / \gamma R = N' \tan(23^\circ) / 1,0 / 1,0 = N' \times 0,42$$

in condizioni non drenate:

$$S_d = A' \times C_u / \gamma M / \gamma R = A' \times 10 / 1,0 = A' \times 10,0 \text{ t/mq}$$

- per la combinazione A2+M2+R2:

in condizioni drenate:

$$S_d = N' \tan(\phi_{cv}) / \gamma M / \gamma R = N' \tan(23^\circ) / 1,25 = N' \times 0,339$$

in condizioni non drenate:

$$S_d = A' \times C_u / \gamma M / \gamma R = A' \times 10 / 1,4 / 1,1 = A' \times 6,49 \text{ t/mq}$$

- per la combinazione A1+M1+R3:

in condizioni drenate:

$$S_d = N' \tan(\phi_{cv}) / \gamma M / \gamma R = N' \tan(23^\circ) / 1,0 / 1,1 = N' \times 0,38$$

in condizioni non drenate:

$$S_d = A' \times C_u / \gamma M / \gamma R = A' \times 10 / 1,0 / 1,1 = A' \times 9,09 \text{ t/mq}$$

essendo N' il carico verticale trasmesso sull'area efficace della base di fondazione (di ampiezza pari a $B-2e$), γM i coeff. di sicurezza parziali di Tab.6.2.II. delle NTC 2008 e γR i coeff. di sicurezza parziali di Tab.6.4.I. delle NTC medesime.

CONCLUSIONI

Si rammenta che i calcoli precedentemente riportati devono ritenersi puramente indicativi in quanto le indagini eseguite⁶ consentono, alla stato, di caratterizzare l'area unicamente sotto l'aspetto geotecnico e stratigrafico generale.

⁶ in assenza di uno specifico progetto



**PIANO PARTICOLAREGGIATO
"FIORUZZI"
IN LOCALITA' MONTALE**

**Relazione
Geologica, geotecnica e sismica**

**Diagrammi Prove
Penetrometriche CPT**

Studio Lusignani
servizi di geologia ingegneria ed ambiente

Simboli:

q_c = resistenza unitaria alla punta

$q_t > q_c = q_c + u_2 \times (1+a)$ = resistenza corretta in funzione della pressione interstiziale u_2

f_s = resistenza unitaria laterale

$R_f = 100 \times f_s/q_c$

u_0 = pressione idrostatica; P_a = pressione atmosferica

peso di volume totale: $\gamma = 0,27 \times \log(R_f) + 0,35 \times \log(q_t/P_a) + 1,236$ (GREGG, 2010)

carico geostatico totale: $u_{vo} = \gamma \times z$ alla profondità z

carico geostatico effettivo: $u_{vo}' = \gamma \times z - u_0$ a profondità $z >$ livello di falda

$Q_{t1} = (q_t - u_{vo}')/(u_{vo}')$

$Fr = f_s/(q_t - u_{vo}') \times 100\%$

$I_c = (3,47 - \log Q_{t1})^2 + (1,22 + \log Fr)^2)^{0,5}$ (ROBERTSON, 2012)

$Q_{tn} = [(q_t - u_{vo}')/P_a]/[(P_a/u_{vo}')^n]$ ove $n=0,381 \times I_c + 0,05 \times (u_{vo}'/P_a) - 0,15 \leq 1,0$ (ROBERTSON, 2012)

$Q_{tnCS} = K_c \times Q_{tn}$ ove $K_c = f(I_c)$ = resistenza equivalente per sabbie pulite (ROBERTSON 1998, 2012)

$N_{60} = q_t/P_a / 10^{(1,1269 - 0,2817 \times I_c)}$ = NSPT (ROBERTSON, 2012)

terreni incoerenti = $I_c < 2,6$ (ROBERTSON, 2012):

densità relativa: $Dr \% = 100 \times (Q_{tn}/350)^{0,5}$ (GREGG, 2010)

angolo d'attrito di picco: $\phi_p = 17,6^\circ + 1,1 \times \log(Q_{tn})$ (GREGG, 2010)

angolo d'attrito a volume costante: $\phi_{cv} = \phi_p - 15,84 \times \log(Q_{tnCS}) + 26,88$ (ROBERTSON, 2012)

modulo elastico $E' = 0,015 \times (q_t - u_{vo}') \times 10^{(0,55 \times I_c + 0,55)}$ (ROBERTSON, 2012)

terreni coesivi = $I_c > 2,6$ (ROBERTSON, 2012):

coesione non drenata: $c_u = (q_t - u_{vo}')/N_k$ ove $N_k = 10,5 + 7 \times \log(Fr)$ (ROBERTSON, 2012)

angolo d'attrito di picco: $\phi_p = \arcsin(2 \times c_u/(u_{vo}' \times OCR^{0,6}))$ (rif. MAYNE 2001)

sensibilità: $S_t = c_u/c_{ur} = 7/F_r$ ove c_{ur} = coesione non drenata residua (GREGG, 2010)

grado di sovraconsolidazione: $OCR = 0,25 \times (Q_{t1})^{1,2}$ (CSSM in Robertson 2012)

tutti i terreni:

modulo edometrico: $E_{ed} = \alpha M \times (q_t - u_{vo}')$ ove:

$\alpha M = 14$ se $I_c > 2,2$, $Q_{tn} > 14$; $\alpha M = Q_{tn}$ se $I_c > 2,2$, $Q_{tn} < 14$; $\alpha M = 0,03 \times 10^{(0,55 \times I_c + 1,58)}$ se $I_c < 2,2$ (ROBERTSON, 2012)

modulo di taglio a piccole deformazioni: $G_0 = 0,0188 \times (q_t - u_{vo}') \times 10^{(0,226 \times I_c + 1,68)}$ (ROBERTSON, 2012)

coeff. di permeabilità: K (m/s) = $10^{(0,552 - 3,04 \times I_c)}$ se $1 < I_c < 3,27$; $K = 10^{(-4,52 + 1,37 \times I_c)}$ se $3,27 < I_c < 4$ (GREGG, 2010)

velocità onde di taglio: V_s (m/s) = $(10^{(0,55 \times I_c + 1,58)}) \times Q_{tn}^{0,1}$ (ROBERTSON, 2012)

Classificazione di ROBERTSON

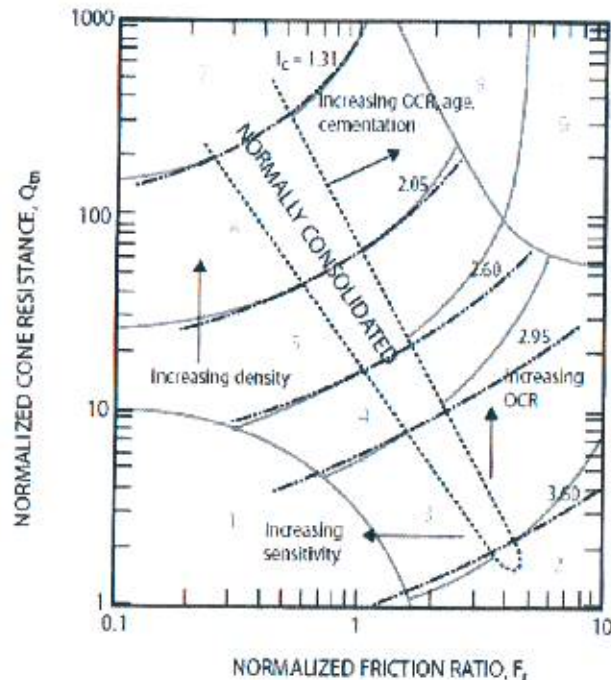
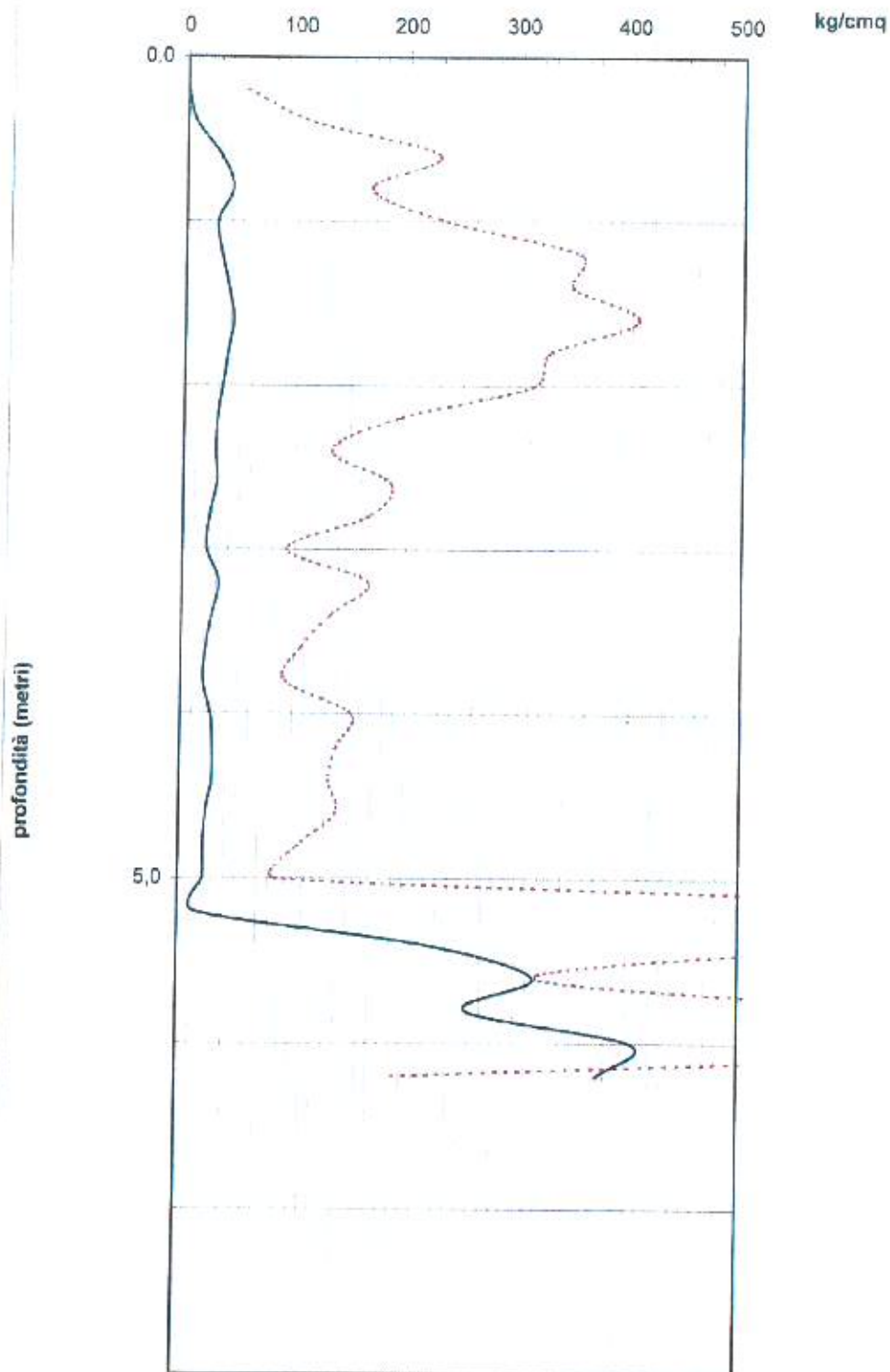


Fig. 1. SBT chart based on normalized CPT parameters (modified from Robertson 1990)

Prova CPT n.1

qc kg/cmq
fs x 100 kg/cmq



n.1

15.0

di -

gradi di durezza (cf. ROBERTSON 1980)	comportamento prevalente	spessore m	q _c kgf/cm ²	f _s kg/cm ²	N ₆₀ colpi/30 cm	Dr %	φ _p °	φ _{cv} °	cu kgf/cm ²	φ clay °	St -	OCR p.u.c.u.r	E _{ed} kgf/cm ²	q _{av} kgf/cm ²	E _r kgf/cm ²	κ m/s	V _s m/s
0,2																	
0,4																	
0,6																	
0,8																	
1,0																	
1,2																	
1,4																	
1,6																	
1,8																	
2,0																	
2,2																	
2,4																	
2,6																	
2,8																	
3,0																	
3,2																	
3,4																	
3,6																	
3,8																	
4,0																	
4,2																	
4,4																	
4,6																	
4,8																	
5,0																	
5,2																	
5,4																	
5,6																	
5,8																	
6,0																	
6,2																	

CPT

n.1

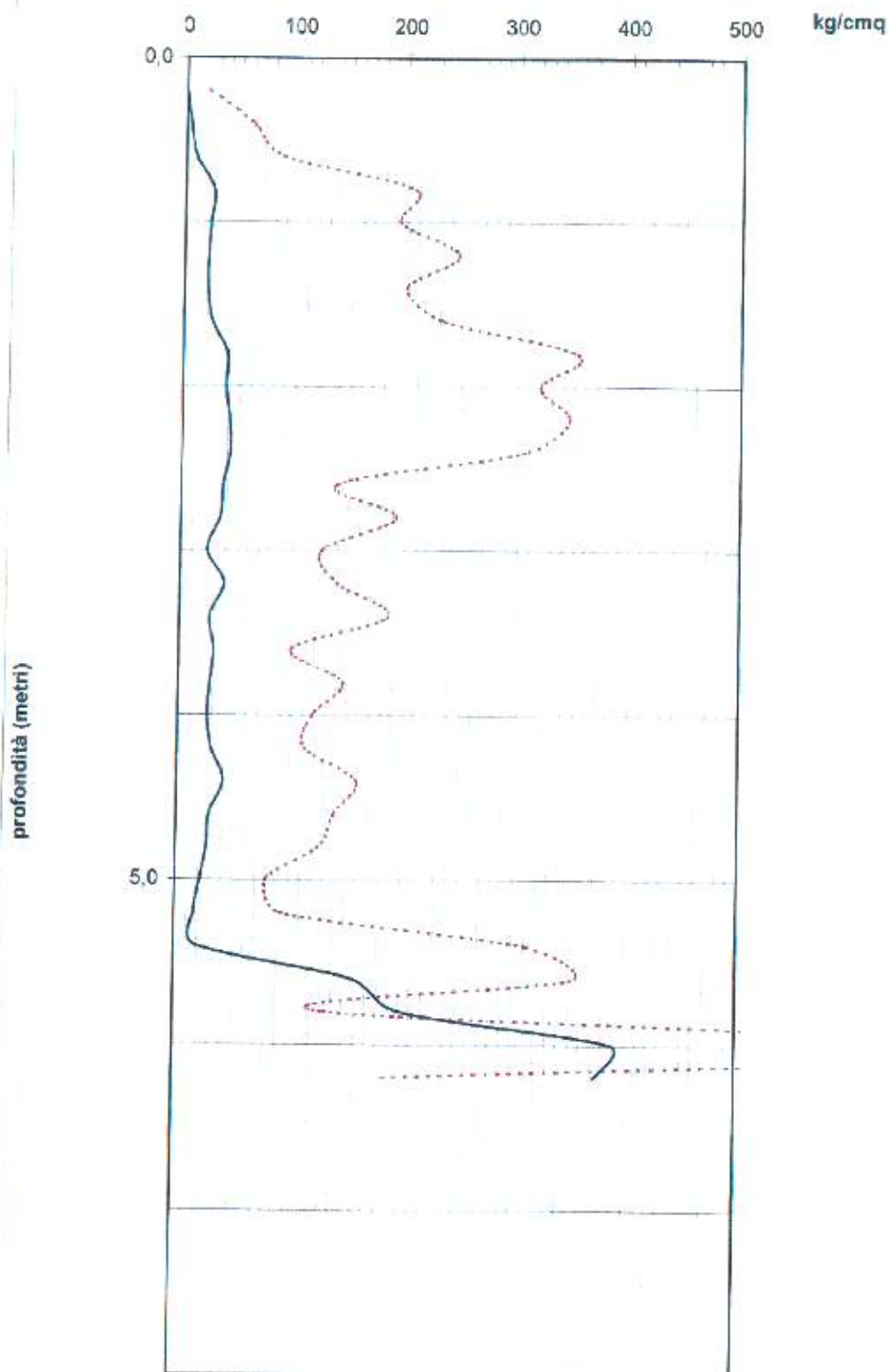
profondità superficie piezometrica: metri >15,0

- parametri geotecnici locali -

profondità m	qc kgf/cm ²	fs kgf/cm ²	Rf = 100fs/qc	γ t/m ³	σ _{vd} kgf/cm ²	σ _{vo} kgf/cm ²	Q _H %	Fr %	lc -	N60 colpi/30 cm	Classif di Robertson n. descrizione	n	Q _{lin} -	Kc -	Q _{tn} CS %	Dr %	ep s	ρ _{ov} s	Nk kgf/cm ²	cu kgf/cm ²	φ _{clay} °	SI calcia r	OCR -	uM -	Eed kgf/cm ²	Go kgf/cm ²	E' kgf/cm ²	K mte	Vs mte	
0,20	0	0,53		1,9	0,00	0,00	426	14,2	2,5	3,1	9 terre cementate o n.d.	0,81	200	3,1	627	78	43	≈25,5							14	112	174	139	≈2,0E-07	96
0,40	8	1,13	14,2	2,0	0,00	0,05	521	7,6	2,2	9,6	9 terre cementate o n.d.	0,70	223	1,7	308	80	43	≈28,3							14	419	454	362	≈1,5E-06	155
0,60	30	2,27	7,6	2,0	0,00	0,06	420	4,1	2,0	11,3	8 sabbie cementate	0,62	175	1,3	231	71	42	≈31,7							13	755	473	377	≈6,6E-06	159
0,80	41	1,87	4,1	2,0	0,00	0,10	203	8,4	2,4	10,2	9 terre cementate o n.d.	0,79	133	2,5	328	62	41	≈28,0							14	380	540	438	≈3,5E-07	171
1,00	28	2,33	6,3	2,0	0,00	0,14	179	11,1	2,8	12,7	9 terre cementate o n.d.	0,84	135	4,5	610	62	41	≈23,8							14	446	744	593	≈1,4E-07	199
1,20	32	3,53	11,0	2,1	0,00	0,18	172	9,2	2,5	14,4	9 terre cementate o n.d.	0,82	130	2,9	383	61	41	≈26,8							14	528	813	649	≈2,1E-07	208
1,40	36	3,47	9,1	2,1	0,00	0,22	164	9,5	2,5	15,8	9 terre cementate o n.d.	0,83	130	3,5	450	61	41	≈25,7							14	598	949	757	≈1,8E-07	225
1,60	43	4,07	9,5	2,1	0,00	0,26	125	8,7	2,6	14,9	9 terre cementate o n.d.	0,84	103	4,1	424	54	40	≈25,0							14	528	866	691	≈1,5E-07	215
1,80	38	3,27	8,8	2,1	0,00	0,30	98	9,3	2,6	14,1	9 terre cementate o n.d.	0,87	86	7,0	604				17,3	1,95	≈25	0,8	61		14	471	859	556	≈8,4E-08	214
2,00	34	3,13	8,2	2,0	0,00	0,34	77	6,5	2,6	11,9	9 terre cementate o n.d.	0,85	67	4,7	313	44	38	≈25,0							14	415	697	487	≈2,2E-07	180
2,20	30	1,93	6,4	2,0	0,00	0,38	64	4,7	2,5	11,0	5 limi sabbiosi	0,82	58	2,8	165	41	37	≈28,8							14	400	611	432	≈9,9E-08	187
2,40	29	1,33	4,6	1,9	0,00	0,42	64	6,3	2,6	12,2	9 terre cementate o n.d.	0,87	58	6,1	351				16,1	1,83	≈26	1,1	37		14	414	732		≈4,1E-08	191
2,60	30	1,87	6,2	2,0	0,00	0,46	47	7,1	2,7	10,6	4 argille limose	0,92	44	4,3	192				15,0	1,43	≈28	1,6	21		14	300	545		≈8,6E-08	170
2,80	24	1,67	6,9	2,0	0,00	0,50	47	7,1	2,7	9,7	4 argille limose	0,88	37	8,8	253				15,4	1,71	≈27	1,4	23		14	454	772	616	≈1,2E-07	203
3,00	22	0,93	4,2	1,9	0,00	0,54	40	4,3	2,6	9,1	4 argille limose	0,93	32	4,3	136				15,4	1,39	≈27	1,4	18		14	299	618		≈7,3E-08	182
3,20	33	1,67	5,1	2,0	0,00	0,58	56	5,1	2,8	13,2	5 limi sabbiosi	0,84	27	4,6	126				15,3	1,26	≈27	1,4	14		14	270	567		≈4,2E-08	181
3,40	27	1,33	4,8	1,9	0,00	0,62	43	5,1	2,7	11,3	4 argille limose	0,86	52	5,0	259	39	36	≈25,1							14	389	691		≈3,2E-08	177
3,60	22	1,07	4,8	1,9	0,00	0,66	33	5,0	2,7	9,7	4 argille limose	0,83	41	8,0	325				15,4	1,71	≈27	1,4	23		14	454	772	616	≈1,2E-07	203
3,80	20	0,93	4,7	1,9	0,00	0,69	28	4,8	2,8	9,1	4 argille limose	0,93	32	4,3	136				15,4	1,39	≈27	1,4	18		14	299	618		≈7,3E-08	182
4,00	27	1,53	5,7	2,0	0,00	0,73	36	5,8	2,8	12,1	4 argille limose	0,84	27	4,6	126				15,3	1,26	≈27	1,4	14		14	270	567		≈4,2E-08	181
4,20	29	1,40	4,8	1,9	0,00	0,77	37	5,0	2,7	12,5	4 argille limose	0,84	35	4,4	156				15,9	1,66	≈26	1,2	18		14	368	778		≈3,7E-08	203
4,40	29	1,33	4,6	1,9	0,00	0,81	35	4,7	2,7	12,5	4 argille limose	0,92	36	4,0	144				15,4	1,84	≈27	1,4	19		14	385	778		≈5,4E-08	203
4,60	24	1,40	5,8	1,9	0,00	0,85	27	8,0	2,9	11,4	4 argille limose	0,92	34	4,0	138				15,2	1,85	≈27	1,5	18		14	395	778		≈5,4E-08	203
4,80	22	1,07	4,8	1,9	0,00	0,89	24	5,1	2,8	10,4	4 argille limose	0,98	27	5,3	143				15,0	1,45	≈26	1,2	13		14	324	773		≈1,9E-08	203
5,00	22	0,87	3,9	1,9	0,00	0,93	23	4,1	2,8	10,1	4 argille limose	0,98	24	5,2	122				15,4	1,37	≈27	1,4	11		14	295	680		≈2,0E-08	192
5,20	15	10,53	70,2	2,2	0,00	0,97	15	75,1	3,9	13,7	2 argille organiche	0,96	23	4,8	108				14,8	1,42	≈28	1,7	11		14	295	686		≈2,0E-08	187
5,40	222	8,13	2,8	2,2	0,00	1,01	219	2,8	2,0	61,1	6 sabbie	1,00	15	21,6	315				23,6	0,59	≈17	0,1	6		14	196	1678		≈1,6E-10	289
5,60	317	3,20	1,0	2,1	0,00	1,05	300	1,0	1,6	65,8	6 sabbie	0,67	220	1,3	289	79	43	≈31,3							18	4040	2537	2025	≈6,9E-06	367
5,80	256	6,93	2,7	2,2	0,00	1,10	234	2,7	2,0	69,6	6 sabbie	0,50	308	1,0	308	94	45	≈32,4							11	3343	2085	1672	≈1,4E-04	334
6,00	405	8,63	2,1	2,3	0,00	1,14	354	2,1	1,8	97,1	6 sabbie	0,66	242	1,3	309	83	44	≈31,2							18	4551	2862	2276	≈9,3E-06	390
6,20	374	1,87	0,5	2,1	0,00	1,18	315	0,5	1,3	68,5	6 sabbie	0,59	373	1,1	413	103	46	≈31,3							14	5657	3545	2829	≈3,0E-05	434
												0,42	347	1,0	347	100	46	≈32,2							8	2914	1826	1467	≈7,7E-04	312

Prova CPT n.2

— q_c kg/cmq
- - - $f_s \times 100$ kg/cmq



PROVA CPT **n.2**

profondità superficie piezometrica: metri **>15,0**

- parametri geotecnici medi -

profondità da m	qc kg/cm²	fs kg/cm²	lc	granulometria (cf. ROBERTSON 1990)	comportamento prevolante	spessore m	qc kg/cm²	fs kg/cm²	N60 colpi/30 cm	Dr %	ϕ °	ρ_{cv} %	cu kg/cm²	σ'_{clay} kg/cm²	SI	OCR natura	Eed kg/cm²	Go kg/cm²	E' kg/cm²	k m/s	Vs m/s
0,2	0,2	0,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,4	4	0,60	2,6	terre cementate o n.d.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,6	9	0,87	2,5	terre cementate o n.d.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,8	25	2,07	2,4	terre cementate o n.d.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,0	23	1,93	2,5	terre cementate o n.d.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,2	21	2,47	2,7	terre cementate o n.d.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,4	21	2,00	2,7	terre cementate o n.d.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,6	25	2,33	2,6	terre cementate o n.d.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,8	39	3,53	2,6	terre cementate o n.d.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,0	38	3,20	2,6	terre cementate o n.d.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,2	42	3,47	2,6	terre cementate o n.d.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,4	43	3,07	2,5	terre cementate o n.d.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,6	37	1,40	2,4	limi sabbiosi	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,8	35	1,93	2,6	limi sabbiosi	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,0	24	1,27	2,7	argille limose	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,2	39	1,40	2,4	limi sabbiosi	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,4	27	1,87	2,8	argille limose	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,6	31	1,00	2,5	limi sabbiosi	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,8	28	1,47	2,7	argille limose	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,0	26	1,20	2,7	argille limose	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,2	30	1,13	2,6	argille limose	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,4	41	1,90	2,5	limi sabbiosi	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,6	29	1,40	2,7	argille limose	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,8	27	1,27	2,8	argille limose	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,0	22	0,80	2,8	argille limose	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,2	17	0,93	3,0	argille	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,4	19	3,13	3,3	argille	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,6	168	3,53	2,0	sabbie	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,8	202	1,53	1,6	sabbie	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6,0	369	8,53	1,8	sabbie	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6,2	374	1,87	1,3	sabbie	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
					coesivo	2,6	28	1,42	11,95				1,54	-28	1,3	16	377	755	-8,3E-03	200	
					incoerente	0,8	261	3,62	61,84	85	44	32,2					3401	2131	1700	-2,4E-04	331

CPT

n.2

profondità superficiale piezometrica: metri >15,0

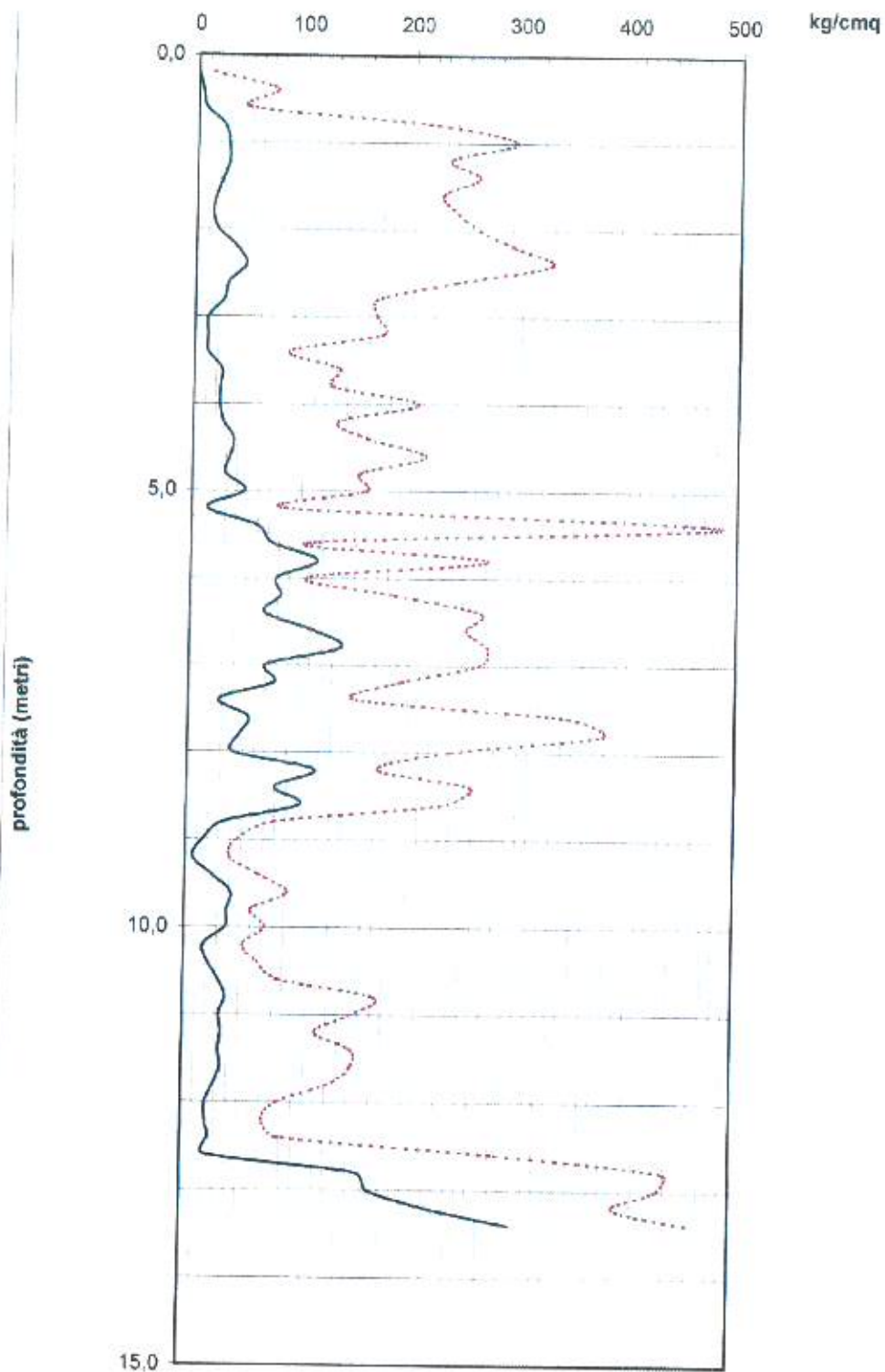
- dati forme - parametri geotecnici locali -

profondità	q _c	f _s	RI =	Y	u _o	ovo'	ovo	Q ₁₁	Fr	I _c	N60	Classif di Robertson	n	Q ₁₀	K _c	Q ₁₀ CS	CRR	Dr	q _p	q _{cv}	N _k	cu	q clay	St	OCR	αM	Fed	Go	E'	K	V _s		
m	kgf/cm ²	kgf/cm ²	100 f _s /q _c	mm	mm	kgf/cm ²	kgf/cm ²	-	%	-	colpi/30 cm	descrizione	-	-	-	-	per M=7,5	%	°	°	-	kgf/cm ²	*	culcu r	-	-	kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	m/s			
0,20	0	0,20			0,00	0,00	0,00																										
0,40	4	0,50	15,0	1,8	0,00	0,02	0,02	22,5	15,1	2,6	1,7	9	terre cementate o n.d.	0,68	127	7,2	923	73,17			18,7	0,21	≈24	0,5	188	14	55	102					
0,60	9	0,87	9,6	1,8	0,00	0,05	0,05	166	9,7	2,5	3,5	9	terre cementate o n.d.	0,62	98	3,6	347	3,96	53	36													
0,80	25	2,07	8,3	2,0	0,00	0,09	0,09	270	8,3	2,4	8,7	9	terre cementate o n.d.	0,76	153	2,2	339	3,72	66	42													
1,00	23	1,93	8,4	2,0	0,00	0,13	0,13	174	8,5	2,5	8,6	9	terre cementate o n.d.	0,80	116	2,6	306	2,73	57	40													
1,20	21	2,47	11,7	2,0	0,00	0,17	0,17	121	11,8	2,7	8,9	9	terre cementate o n.d.	0,88	98	9,0	890	63,52			18,0	1,16	≈24	0,5	79	14	292	556					
1,40	21	2,00	9,5	2,0	0,00	0,21	0,21	98	9,6	2,7	9,8	9	terre cementate o n.d.	0,87	81	7,6	809	21,19			17,4	1,20	≈25	0,7	62	14	291	538					
1,60	25	2,33	9,3	2,0	0,00	0,25	0,25	99	9,4	2,8	10,4	9	terre cementate o n.d.	0,84	82	7,2	593	19,90			17,3	1,43	≈25	0,7	62	14	346	634					
1,80	38	3,53	9,1	2,1	0,00	0,28	0,28	133	9,1	2,6	15,4	9	terre cementate o n.d.	0,87	109	4,3	464	9,38	56	40													
2,00	38	3,20	8,4	2,1	0,00	0,33	0,33	113	8,5	2,6	15,1	9	terre cementate o n.d.	0,85	96	4,8	437	7,85	52	36													
2,20	42	3,47	8,3	2,1	0,00	0,37	0,37	111	8,3	2,6	16,5	9	terre cementate o n.d.	0,85	96	4,5	429	7,42	52	39													
2,40	43	3,07	7,1	2,1	0,00	0,42	0,42	102	7,2	2,6	16,7	9	terre cementate o n.d.	0,84	89	3,6	322	3,20	50	39													
2,60	37	1,40	3,8	2,0	0,00	0,46	0,46	80	3,8	2,4	13,0	5	limi sabbiosi	0,78	68	2,3	153	0,41	44	38													
2,80	35	1,93	5,5	2,0	0,00	0,50	0,50	70	5,5	2,6	13,7	5	limi sabbiosi	0,85	63	4,0	251	1,54	42	37													
3,00	24	1,27	5,3	1,9	0,00	0,53	0,53	44	5,4	2,7	10,2	4	argille limose	0,90	41	8,7	356	4,28			16,6	1,50	≈27	1,3	23	14	483	788	629				
3,20	39	1,40	3,6	2,0	0,00	0,57	0,57	67	3,6	2,4	14,0	5	limi sabbiosi	0,80	60	2,4	145	0,36	41	37													
3,40	27	1,87	6,9	2,0	0,00	0,61	0,61	43	7,1	2,8	12,1	4	argille limose	0,93	42	4,5	186	2,05			16,4	1,90	≈26	1,0	23	14	369	789	745				
3,60	31	1,00	3,2	1,9	0,00	0,65	0,65	47	3,3	2,5	11,7	5	limi sabbiosi	0,84	43	2,9	124	0,26	35	36													
3,80	20	1,47	5,2	2,0	0,00	0,69	0,69	40	5,4	2,7	12,1	4	argille limose	0,81	38	4,0	154	1,89			15,6	1,75	≈27	1,3	21	14	425	650	519				
4,00	26	1,20	4,6	1,8	0,00	0,73	0,73	35	4,7	2,7	11,2	4	argille limose	0,82	34	4,0	136	1,65			15,2	1,65	≈27	1,5	18	14	354	700					
4,20	30	1,13	3,8	1,8	0,00	0,77	0,77	36	3,9	2,6	12,2	4	argille limose	0,88	37	6,0	220	1,06			14,5	2,00	≈28	1,8	20	14	409	722					
4,40	41	1,80	3,9	2,0	0,00	0,81	0,81	50	4,0	2,5	15,9	5	limi sabbiosi	0,88	48	3,7	177	0,80	37	36													
4,60	29	1,40	4,8	1,9	0,00	0,85	0,85	33	5,0	2,7	12,7	4	argille limose	0,93	33	4,2	140	1,56			15,4	1,63	≈27	1,4	17	14	394	806					
4,80	27	1,27	4,7	1,9	0,00	0,88	0,88	30	4,9	2,8	12,1	4	argille limose	0,95	29	4,5	131	1,43			15,3	1,71	≈27	1,4	15	14	366	777					
5,00	22	0,80	3,6	1,9	0,00	0,92	0,92	23	3,8	2,8	9,9	4	argille limose	0,95	23	4,6	104	1,08			14,6	1,45	≈28	1,8	11	14	295	836					
5,20	17	0,93	5,5	1,9	0,00	0,96	0,96	17	5,8	3,0	8,9	3	argille	1,00	17	6,7	112	0,80			15,9	1,01	≈25	1,2	7	14	225	843					
5,40	19	3,13	10,5	2,0	0,00	1,00	1,00	48	17,4	3,3	12,1	3	argille	1,00	18	10,9	196	0,88			19,2	0,84	≈21	0,4	8	14	252	1072					
5,60	158	3,53	2,2	2,1	0,00	1,04	1,04	151	2,3	2,0	44,2	6	sabbie	0,88	153	1,3	206	0,89	65	42													
5,80	202	1,33	0,7	2,0	0,00	1,08	1,08	186	0,7	1,6	42,3	6	sabbie	0,51	193	1,0	193	0,75	74	43													
6,00	389	8,53	2,2	2,3	0,00	1,12	1,12	345	2,2	1,8	94,6	6	sabbie	0,60	392	1,1	405	8,27	102	46													
6,20	374	1,97	0,5	2,1	0,00	1,17	1,17	319	0,5	1,3	86,3	6	sabbie	0,42	349	1,0	349	4,05	100	45													

studio Lusingani
geologia, cave ed ambiente

Prova CPT n.3

— q_c kg/cmq
- - - $f_s \times 100$ kg/cmq



PROVA CPT n.3

profondità superficie plasmatica; metri

11

parametri genetici med.

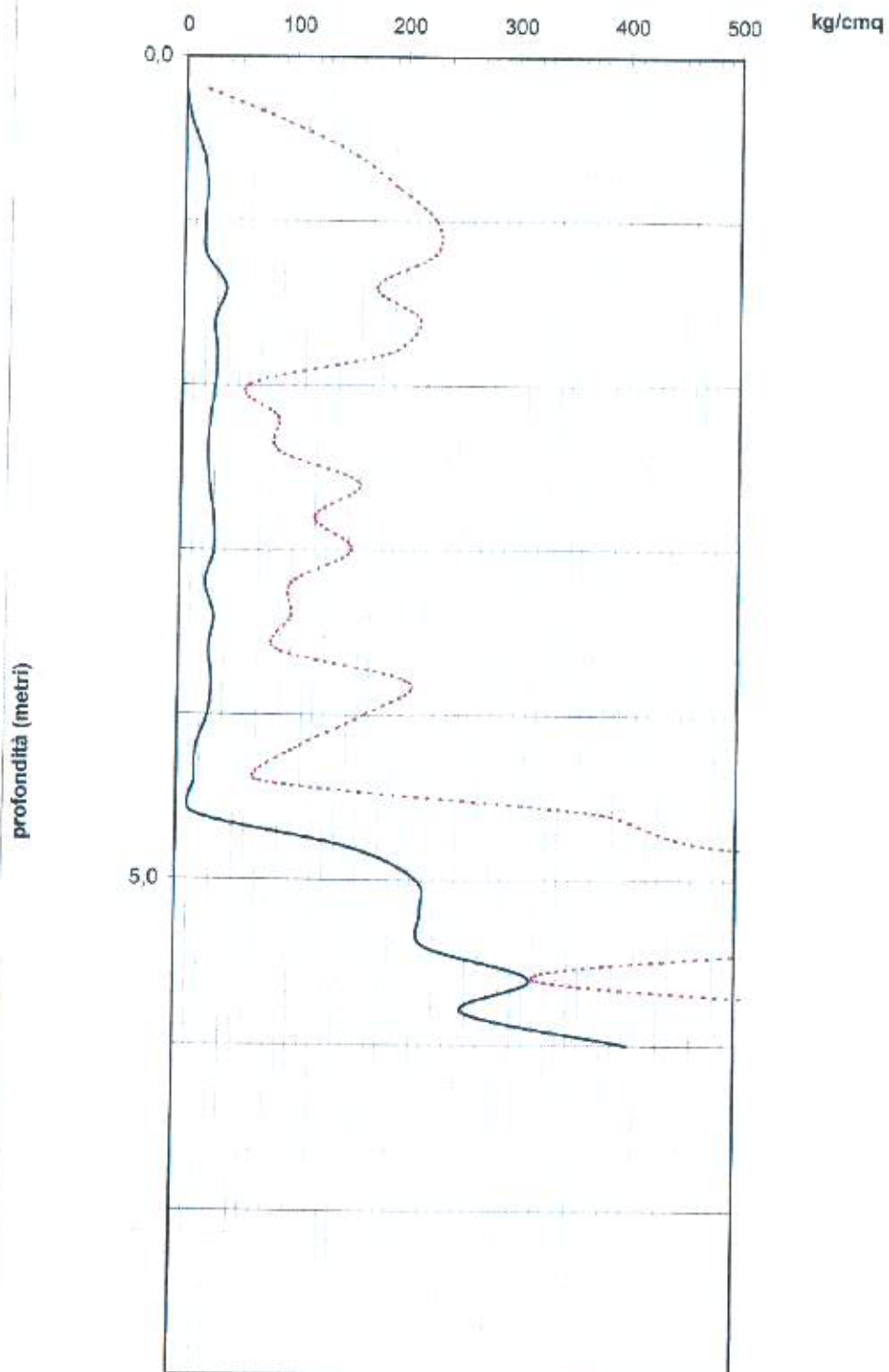
[illegible]

studio l'usignini
pedagogica, cave ed ambiente

proton	q	to	Fr	7	u	cr	ovo	Qr1	F1	lo	N80	Class & Rotation	ii	Qtn	Kc	QMS	CRR	Dr	sp	Acv	Nk	ou	phi	Si	CCR	am	Eod	Go	E	K	ms
m	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap	ap
0.20	0.40	0.73	18.3	1.8	1.0	0.02	0.02	222	18.4	2.7	1.8	9	9	843	4.2	599	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
0.80	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.00	263	9.2	2.4	8.8	9	9	154	2.0	179	80.59	45	38	-28.1	19.4	0.21	-23	0.4	184	14	55	113		4.0E-08	78
1.60	24	2.20	9.2	2.0	0.00	0.00	0.																								

Prova CPT n.4

— qc kg/cm²
- - - fs x 100 kg/cm²



PROVA CPT n.4

profondità superficie piezometrica: metri >15,0

- parametri geotecnici medi -

profondità da m	qc kg/cm²	fs kg/cm²	lc	granulometria (cf. ROBERTSON USC)	comportamento prevalente	spessore m	qc kg/cm²	fs kg/cm²	N60 colp/30 cm	Dr %	dp °	gov °	cu kg/cm²	φ clay °	St	OCR culou r	Eed kg/cm²	Go kg/cm²	E' kg/cm²	k m/s	Vs m/s
0,2	6	0,20	2,6	terre cementate o n.d.	misto	2,2	24	1,46	8	53	38	28,5	1,08	≈24	1,1	17	349	465	363	≈5,5F 07	155
0,4	6	0,93	2,6	terre cementate o n.d.																	
0,6	17	1,53	2,4	terre cementate o n.d.																	
0,8	20	1,93	2,5	terre cementate o n.d.																	
1,0	19	2,27	2,7	terre cementate o n.d.																	
1,2	20	2,27	2,7	terre cementate o n.d.																	
1,4	38	1,73	2,2	terre cementate o n.d.																	
1,6	29	2,13	2,5	terre cementate o n.d.																	
1,8	31	1,87	2,5	terre cementate o n.d.																	
2,0	30	0,60	2,2	terre cementate o n.d.																	
2,2	26	0,87	2,4	limi sabbiosi	coesivo	2,2	25	1,50	10,82				1,32	≈25			340	686	≈0 8E-08	191	
2,4	24	0,87	2,5	limi sabbiosi																	
2,6	26	1,60	2,6	argille limose																	
2,8	30	1,20	2,5	limi sabbiosi																	
3,0	31	1,53	2,6	limi sabbiosi																	
3,2	23	1,00	2,6	argille limose																	
3,4	31	1,00	2,5	limi sabbiosi																	
3,6	27	0,87	2,5	limi sabbiosi																	
3,8	30	2,07	2,6	argille limose																	
4,0	27	1,67	2,6	argille limose																	
4,2	17	1,07	3,0	argille	incoerente	1,4	25,5	7,35	67,92	84	44	30,9					3823	2784	2221	≈2,8E-05	383
4,4	16	0,73	2,8	argille limose																	
4,6	16	3,80	3,4	argille																	
4,8	152	4,87	2,1	terre cementate o n.d.																	
5,0	215	11,27	2,2	terre cementate o n.d.																	
5,2	219	10,53	2,2	terre cementate o n.d.																	
5,4	222	6,13	2,0	sabbie																	
5,6	317	3,20	1,6	sabbie																	
5,8	268	6,93	2,0	sabbie																	
6,0	405	8,53	1,8	sabbie																	

CPT

n.4

profondità superficie piezometrica: metri >15,0

- deformi - parametri geotecnici locali -

profondità m	qc kgf/cm ²	fs kgf/cm ²	Rf= 100*fs/qc	γ t/m ³	ω ^{ov} kg/m ³	ove kg/m ³	Qrt %	Fr %	Is cm	N50 min/20 cm	Classi di Robertson n.	descrizione	n	Qm	Kc	Q _{HCS}	CRR per M=7,5	D _r %	4p	φ ^{ov}	N _k	cu kgf/cm ²	σ _{clay} kN/m ²	St cut-off	OCR	αM	E _{ed} kgf/cm ²	Go kgf/cm ²	E' kgf/cm ²	K	V _s m/s	
0,20	0	0,20			0,00	0,00																										
0,40	6	0,93	15,6	1,8	0,00	0,02	325	15,8	2,6	2,4	9	terre cementate o n.d.	0,94	172	5,3	907	69,42	70	42	≈22,2						14	84	144	115		≈1,1E-07	88
0,60	17	1,53	9,0	1,9	0,00	0,06	302	9,0	2,4	6,0	9	terre cementate o n.d.	0,76	153	2,3	346	4,01	66	42	≈28,2						14	237	315	251		≈4,8E-07	129
0,80	20	1,93	9,7	2,0	0,00	0,10	0,10	209	9,7	7,5	9	terre cementate o n.d.	0,90	132	2,7	367	4,31	61	41	≈27,4						14	278	419	334		≈2,4E-07	149
1,00	19	2,27	11,9	2,0	0,00	0,13	0,13	140	12,0	2,7	7,9	terre cementate o n.d.	0,87	107	7,6	818	50,92									14	264	489			≈7,7E-08	161
1,20	20	2,27	11,3	2,0	0,00	0,17	0,17	114	11,4	2,7	6,5	terre cementate o n.d.	0,80	92	9,1	837	54,68									14	278	532			≈6,3E-08	168
1,40	38	1,73	4,6	2,0	0,00	0,21	0,21	178	4,8	2,2	12,2	terre cementate o n.d.	0,72	114	1,8	203	0,86	57	40	≈30,6						14	529	583	465		≈1,3E-06	176
1,60	29	2,13	7,4	2,0	0,00	0,25	0,25	113	7,4	2,6	11,1	terre cementate o n.d.	0,82	89	3,3	295	2,47	50	39	≈28,8						14	402	633	506		≈1,9E-07	184
1,80	31	1,87	6,0	2,0	0,00	0,29	0,29	104	6,1	2,5	11,5	terre cementate o n.d.	0,81	83	2,6	218	1,04	49	39	≈28,5						14	430	634	506		≈2,7E-07	184
2,00	30	0,60	2,0	1,8	0,00	0,33	0,33	89	2,0	2,2	8,1	limi sabbiosi	0,89	63	1,6	99	0,17	43	37	≈32,7						22	651	408	326		≈2,8E-06	147
2,20	26	0,87	3,3	1,9	0,00	0,37	0,37	69	3,4	2,4	8,2	limi sabbiosi	0,78	56	2,3	127	0,27	40	37	≈30,4						14	359	476	380		≈4,9E-07	169
2,40	24	0,87	3,6	1,9	0,00	0,41	0,41	58	3,7	2,5	8,9	limi sabbiosi	0,81	49	2,6	128	0,28	37	36	≈29,7						14	330	485	307		≈2,8E-07	161
2,60	26	1,60	6,2	2,0	0,00	0,45	0,45	57	6,3	2,6	10,8	argilla limosa	0,88	52	7,2	375	5,00									14	358	655			≈6,1E-06	187
2,80	30	1,20	4,0	1,9	0,00	0,48	0,48	61	4,1	2,5	11,2	limi sabbiosi	0,82	54	2,7	145	0,38	28	37	≈29,3						14	413	820	494		≈2,5E-07	182
3,00	31	1,53	4,9	2,0	0,00	0,52	0,52	58	5,0	2,6	12,3	limi sabbiosi	0,85	53	4,4	234	1,28	39	37	≈25,9						14	427	710	565		≈1,4E-07	194
3,20	23	1,00	4,3	1,9	0,00	0,55	0,55	40	4,5	2,6	9,5	argilla limosa	0,89	37	7,1	266	1,83									14	314	574			≈9,3E-08	175
3,40	31	1,00	3,2	1,9	0,00	0,60	0,60	51	3,3	2,5	11,5	limi sabbiosi	0,82	45	2,7	123	0,26	26	36	≈28,7						14	428	630	503		≈2,0E-07	183
3,60	27	0,87	3,2	1,9	0,00	0,64	0,64	41	3,3	2,5	10,5	limi sabbiosi	0,85	39	3,7	142	0,34	33	35	≈27,9						14	388	692	472		≈1,7E-07	177
3,80	30	2,07	6,9	2,0	0,00	0,69	0,69	43	7,0	2,8	13,5	argilla limosa	0,84	42	4,5	190	2,07									14	411	874			≈3,8E-08	216
4,00	27	1,87	9,2	2,0	0,00	0,72	0,72	37	8,3	2,8	12,2	argilla limosa	0,94	36	4,6	166	1,75									14	398	759			≈3,2E-08	203
4,20	17	1,07	5,3	1,9	0,00	0,76	0,76	22	6,6	3,0	8,6	argilla	1,00	22	6,2	134	1,03									14	277	515			≈9,5E-08	181
4,40	16	0,73	4,8	1,8	0,00	0,79	0,79	19	4,8	2,9	7,8	argilla limosa	0,89	19	5,7	109	0,92									14	213	538			≈1,4E-08	169
4,60	16	3,80	23,8	2,0	0,00	0,83	0,83	18	25,1	3,4	11,0	argilla	1,00	18	12,8	233	0,87									14	212	1046			≈6,1E-10	236
4,80	152	4,87	3,2	2,2	0,00	0,87	0,87	173	3,2	2,1	45,0	terre cementate o n.d.	0,70	165	1,5	249	1,51	69	42	≈31,0						21	3189	1908	1594		≈3,2E-08	329
5,00	215	11,27	5,2	2,3	0,00	0,92	0,92	233	5,3	2,2	69,3	terre cementate o n.d.	0,75	228	1,7	399	6,09	81	44	≈29,2						14	2697	3254	2597		≈1,5E-06	416
5,20	219	10,53	4,8	2,3	0,00	0,96	0,96	226	4,8	2,2	69,4	terre cementate o n.d.	0,74	224	1,7	377	5,08	80	43	≈29,5						14	3053	3208	2560		≈1,8E-06	413
5,40	222	6,13	2,8	2,2	0,00	1,01	1,01	219	2,8	2,0	61,1	sabbie	0,67	220	1,3	286	2,32	79	43	≈31,3						18	4047	2538	2094		≈8,9E-08	367
5,60	317	3,20	1,0	2,1	0,00	1,06	1,06	301	1,0	1,6	65,8	sabbie	0,50	308	1,0	308	2,80	94	45	≈37,4						11	3341	2084	1671		≈1,4E-04	334
5,80	258	6,93	2,7	2,2	0,00	1,09	1,09	235	2,7	2,0	69,8	sabbie	0,66	242	1,3	310	2,84	83	44	≈31,2						18	4548	2861	2275		≈8,3E-06	309
6,00	405	8,53	2,1	2,3	0,00	1,14	1,14	354	2,1	1,8	97,1	sabbie	0,59	374	1,1	413	5,64	103	46	≈31,3						14	5655	3544	2827		≈3,1E-05	434

studio Lusignati
geologia, caves ed ambiente

**PIANO PARTICOLAREGGIATO
"FIORUZZI"
IN LOCALITA' MONTALE**

**Relazione
Geologica, geotecnica e sismica**

**INDAGINE SISMICA
MASW**

Studio Lusignani
servizi di geologia ingegneria ed ambiente

winMASW 4.1.1 Pro - Inversion of Surface-Wave **Dispersion Curveswin - Inversion of Surface-Wave Dispersion Curves**

Main results MASW Rocca de Giorgi (Pavia)

Date: 26 1 2016

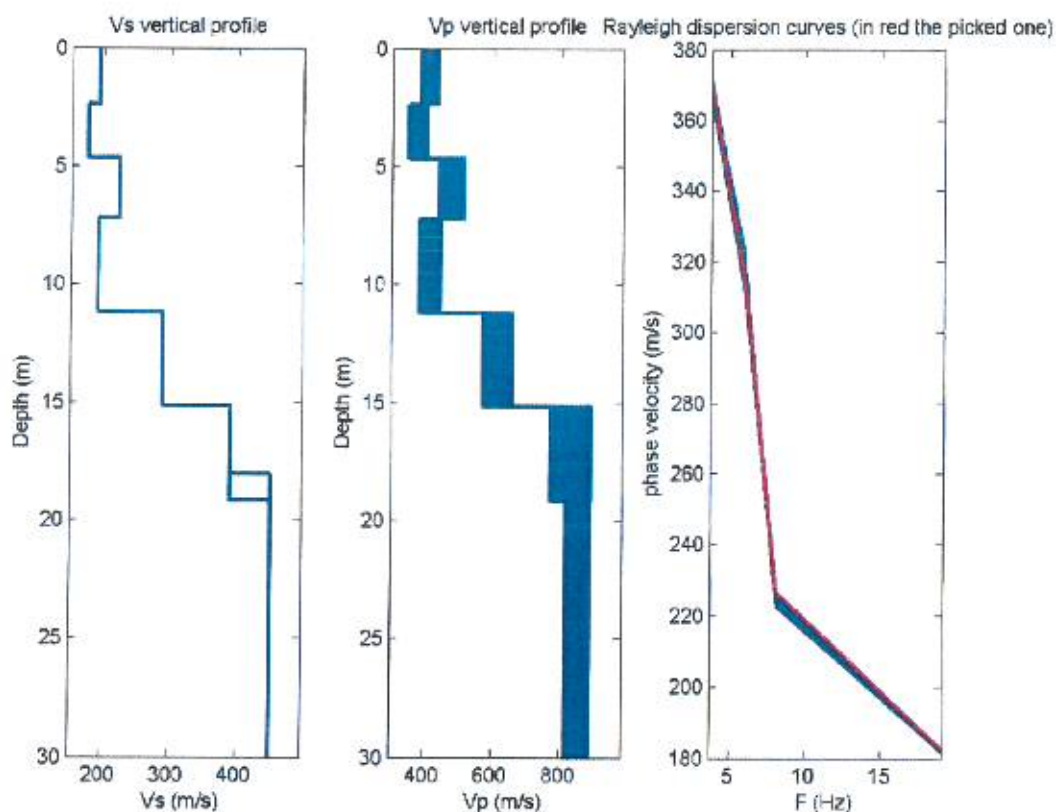
Time: 15 02

Dataset: -10a.SGY

Considered dispersion curve: pick.cdp

Mean model

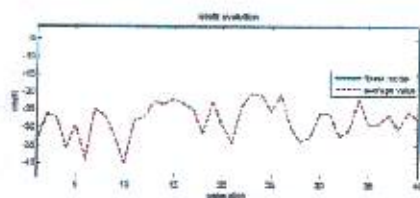
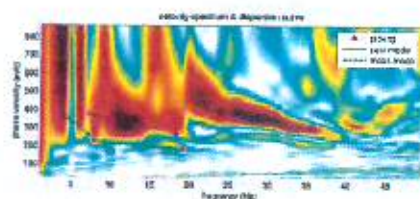
Vs (m/s):	195, 178, 225, 195, 290, 390, 450
Thickness (m):	2.4, 2.3, 2.5, 4.0, 4.0, 3.5
Standard deviations (m/s):	0.0, 0.0, 0.0, 0.0, 0.0, 0.6
Density (gr/cm ³):	1.84, 1.81, 1.88, 1.83, 1.93, 2.01 2.01
Shear modulus (MPa):	70, 57, 95, 70, 163, 306, 408



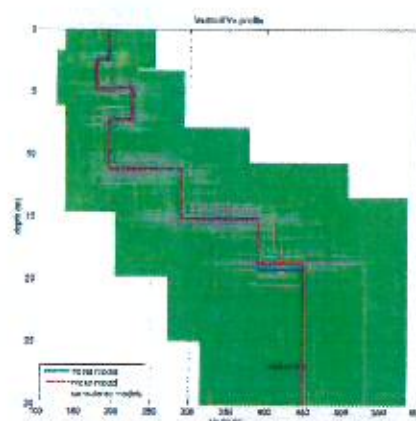
Analysis: Rayleigh Waves

Approximate values for Vp and elastic moduli

Vp (m/s):	418, 370, 478, 403, 608, 834, 848
Poisson:	0.36, 0.35, 0.36, 0.35, 0.35, 0.36, 0.30
Bulk modulus (MPa):	229, 172, 302, 205, 498, 990, 905
Young's modulus (MPa):	191, 155, 258, 188, 440, 832, 1064
Lamé (MPa):	182, 133, 239, 158, 390, 787, 633



winMASW



depth: 10.00 m
dispersion curve: 10.00 m
VS30 (est. model): 286 m/s
VS30 (mean model): 286 m/s

VS30 (m/s): 286

Possible Soil Type: C

Dalla normativa (modifiche del D.M. 14/09/2005 Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con D.M. Infrastrutture del 14/01/2008, pubblicato su Gazzetta Ufficiale Supplemento ordinario n° 29 del 04/02/2008):

- A - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi, caratterizzati da valori di VS30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 m.
- B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 > 50 nei terreni a grana grossa e $cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- C - Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- D - Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la

- E - Terreni dei sottosuoli dei tipi C o D per spessori non superiori a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $VS > 800$ m/s).
- S1 - Depositi di terreni caratterizzati da valori di VS_{30} inferiori 100 m/s (ovvero $10 < cu_{S30} < 20$ kPa) che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includano almeno 3 m di torba o argille altamente organiche.
- S2 - Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

