



Servizi Ambientali Bassa Reggiana
 Via Levata, 64 – 42017 Novellara (RE)
 Telefono 0522.657569 – Fax 0522.657729
 E-mail: info@sabar.it



Oggetto:

PROGETTO ESECUTIVO
per costruzione di tettoia metallica e piazzale in
conglomerato cementizio per attività di selezione,
cernita e riduzione volumetrica di rifiuti

Titolo:

RELAZIONE GEOLOGICA

Tav. n°

05

Progettazione:

TECNOGEOFISICA S.N.C.

Indagini Geofisiche e Strutturali
 Via S. Cattania, 1/a - 41012 Carpi (MO)
 Tel 348 7442774 - Fax 059 8672203
 E-mail: info@tecnogeofisica.com

dott. Riccardo Triches

Timbro:



n°:

Revisione:

Data:

Data:

Octobre 2021

Scala:

Collaboratori:

Indagine Geologica e Sismica

Realizzazione tettoia metallica

REGIONE: Emilia Romagna.
PROVINCIA: REGGIO EMILIA.
COMUNE: Cadelbosco di Sopra.

COMMITTENTE:

s.a.ba.r. s.p.a.
SERVIZI AMBIENTALI BASSA REGGIANA 

Via Levata n. 64.
42017 Novellara (RE).

Località Intervento:

Via Levata 64 - Novellara RE.

Report dati geologici e sismici

DATA INDAGINE:

Giugno 2019

Il Tecnico:

STUDIO TECNOGEO



Dr. Geol. Riccardo Triches

Via G. Pascoli n° 53 - 41012 Carpi (MO)

e-mail: triches@tecnogeo fisica.com
pec: r.triches@pec.it

Tel. 348/7442774 fax 059/8672203

Geotecnica, Geomorfologia e Idrogeologia, Discariche, Bonifiche di Zone Inquinatae, Indagini geostatiche: Prove CPT, DPM, di carico su piastra PLT, Prospezioni Geofisiche: Sismica a rifrazione di superficie e in foro, DOWN-HOLE e CROSS-HOLE; Tomografia Elettrica e Sismica, Misurazione velocità di flusso della falda con sistema di STANUDIN, Monitoraggio acque sotterranee, Indagini Geo RADAR Indagini superficiali per ricerche archeologiche, con Elettro magnetometro EM31

Indagine Geologica e sismica

Realizzazione tettoia metallica - Area SABaR in comune Cadelbosco
via Levata 64.
Novellara - Reggio Emilia

Committente:



INDICE

PREMESSA	3
Cenni di geomorfologia e geologia	3
Cenni sulla profondità di falda	5
IPOTESI MODELLO GEOLOGICO DEL SOTTOSUOLO	5
IPOTESI di Verifica stato limite ultimo (SLU-GEO)	6
Ipotesi Stato Limite Ultimo di Resistenza del terreno-SLU	7
Ipotesi Carico limite dell'insieme fondazione-terreno.....	8
Verifiche Sismiche (NTC 17-01-18)	14
Caratterizzazione Sismica del Territorio	14
Indagini sismiche.....	14
Categorie di suolo di fondazione (Azione sismica di progetto [V _{s30}]).....	18
EFFETTI DI SITO (approccio semplificato NTC18 art. 3.2.2)	19
Amplificazione segnale sismico	19
Stima analitica degli spettri di risposta (NTC 08)	20
Suscettività alla liquefazione in condizioni sismiche	22
Verifica QUANTITATIVA liquefazione	22
CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	30

Tavole

Ubicazione area
Planimetria ubicazione prove

Tav. 1 (all'interno del testo)
Tav. 2 (all'interno del testo)

Fuori testo

Schede prove geognostiche
Scheda prova sismica

CPT
Masw

PREMESSA

Lo studio geologico e sismico, oggetto della presente relazione è relativo al progetto costruzione di una Tettoia metallica presso area di deposito temporaneo materiali inerti (zona ampliamento ovest), al interno dell'area in proprietà Sabar spa, in comune di Cadelbosco di Sopra.

Lo studio geologico e sismico in oggetto, è stato realizzato nel rispetto delle leggi nazionali, in materia di Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni:

- 1) Ord. P.C.M. n. 3274/2003 e succ. mod. e integrazioni.
- 2) NTC08 e recente aggiornamento "Norme Tecniche per le Costruzioni-NTC18" DM 17-1-2018
- 3) Istruz. Applicazione aggiornamento NTC del 21-1-19 C. S. LL. PP.

Committente:



Via Levata n. 64 – Novellara RE.

L'area in analisi dal punto di vista cartografico è individuata in:

- CTR Reg. Emilia Romagna elemento *Villa Boschi n° 183134* (scala 1:5.000);

L'assetto topografico dell'area in analisi presenta le seguenti caratteristiche:

- Pianeggiante,
- quote medie assolute del piano piazzale (dedotto da CTR allegato, corrispondenti circa alle quote di via Levata) nei punti di esecuzione delle prove in situ sono pari a 22/22,2 m slm

Ubicazione sito su CTR



Cenni di geomorfologia e geologia

Geologia

Il sottosuolo di Novellara (RE), nella coltre sedimentaria più superficiale è caratterizzata da depositi Pliocenico Quaternari.

Questi ultimi, in base ai dati AGIP MINERARIA (1959), possono essere distinti, in:

- Formazioni del Quaternario Continentale (primi 350 m del sottosuolo)
- Formazioni del Quaternario Marino (circa da 350 m a 1050÷1200 m).

Tali unità geologiche sovrastano le formazioni Pre-Quaternarie che nel sottosuolo di Novellara sono caratterizzate dalla terminazione occidentale della Dorsale Ferrarese.

La zona in esame appartiene quindi al bacino subsidente Pliocenico Quaternario della Pianura Padana costituito da un'ampia depressione a stile globalmente compressivo.

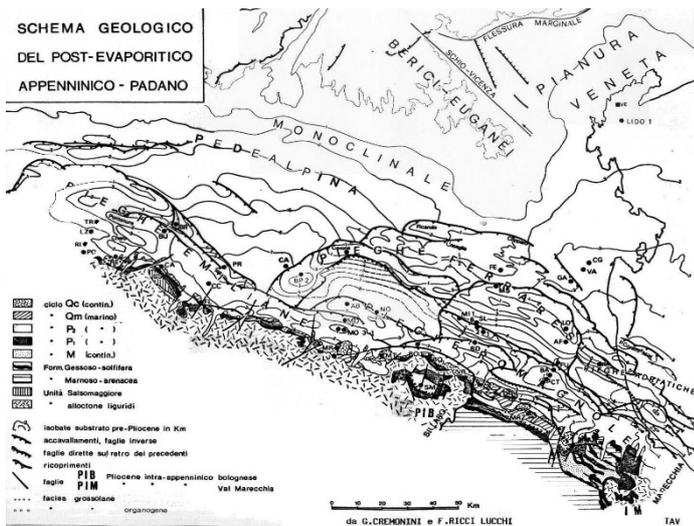
La struttura sepolta denominata "Dorsale Ferrarese" è contraddistinta, nel suo complesso, da una tettonizzazione discretamente intensa, che ha subito movimenti anche in tempi "recenti" denunciando un'attività neotettonica (Cremaschi e Papani, 1975; Ist. Geol. MO, 1978). Tale considerazione, trova conferma anche dalle antiche e progressive migrazioni verso W dei fiumi appenninici e verso N del Po (Veggiani, 1974).

I depositi alluvionali più superficiali, (primi 250÷300 m di sottosuolo) sono essenzialmente costituiti da sequenze di livelli limoso-argillosi, ai quali s'intercalano lenti sabbiose a struttura lenticolare e moderata continuità laterale.

Successivamente a profondità maggiori, si riscontrano orizzonti argilloso-sabbiosi, sabbioso-argillosi, contenenti macro fossili e livelli torbosi, permeati da acque dolci sino a -300÷-350 m dal piano campagna, quota alla quale compaiono le acque salmastre.

Tali caratteri, nonché le componenti granulometriche e litologiche degli orizzonti sabbiosi, attribuiscono la successione descritta alla Fascia di transizione tra la zona settentrionale dell'Unità Idrogeologica della Media Pianura Padana Appenninica e quella meridionale dei depositi che costituiscono l'Unità Idrogeologica del Po.

Le formazioni descritte sono state interessate da movimenti neotettonici che però, in base ai dati pubblicati dal C.N.R. (Progetto Finalizzato Geodinamica), non risulta abbiano manifestato spostamenti superficiali, nel settore oggetto dell'intervento.



Cenni di Geomorfologia

Il territorio di Novellara ricade nella *Fascia della Media Pianura Padana Appenninica*, costituitasi dal punto di vista geomorfologico, tra le conoidi alluvionali dei torrenti pedeappenninici ed il settore della bassa pianura di dominio del Po.

I fiumi nelle zone di pianura svolgono prevalentemente un'azione di sedimentazione, con colmamento delle aree più depresse, in occasione di variazioni climatiche, accompagnate da fenomeni di piena fluviale, in condizioni naturali sovente si sono verificate rotte e/o tracimazioni, con mutazioni nelle direzioni delle aste fluviali naturali.

I tratti residui di fiume, individuati da zone morfologicamente in

rilevo rispetto alla piana alluvionale, costituiscono ostacoli alle successive impostazioni del reticolo idrografico.

L'evoluzione idrografica naturale dei corsi d'acqua, sopra descritta, è stata in tempi storici sensibilmente influenzata l'uomo, dalle opere di bonifica e di regimazione fluviale antropica.

Dall'analisi di alcune carte storiche (1600 – 1700), sono infatti riconoscibili tratti fluviali che denunciano palesemente opere di rettifica e regimazione da parte dell'uomo.

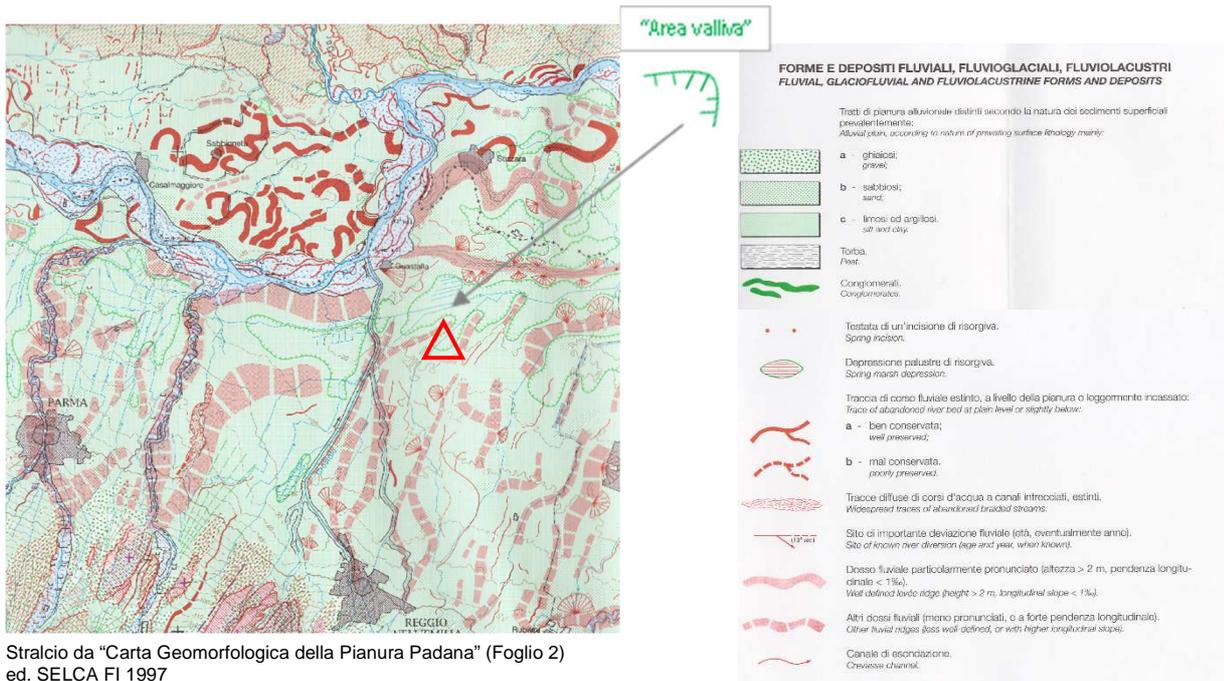
Un paleo-sistema idrografico come sopra descritto, è osservabile nei settori a sud ed a nord di Novellara, dove si rilevano paleovalvei (antichi tratti fluviali abbandonati e non più attivi) a direttrice SW-NE che si estendono circa sub parallelamente alla S.P. Reggio E. - Novellara - Reggio.

I paleovalvei sopra descritti, sono attribuibili prevalentemente ad alvei abbandonati del torrente Crostolo.

Quest'ultimo precedentemente alla rotta del Po a Ficarolo, avvenuta tra il 1152 ed il 1192 (Ciabatti, 1966), lambiva il lato orientale di Reggio E.; proseguendo in direzione NE, interessava con il suo tracciato, l'area circa compresa tra Budrio-Correggio-Cogento.

Più a nord, con una flessione verso occidente, passava per Novellara-Campagnola-Fabbrico-Rolo-Novi e successivamente, dopo aver raccolto le acque del Secchia, confluiva al fiume Po nei pressi di Bondeno di Ferrara.

Il settore sud-occidentale e settentrionale del territorio di Novellara, rispettivamente tra S. Giovanni della Fossa-via Argine Francone e tra Canale della Minara-Cavo Parmigiana Moglia, quindi in corrispondenza dell'area di intervento, sono caratterizzati da ambienti geomorfologici pianiziali di tipo vallivo: sedimentazione lenta con prevalenza di litotipi argillosi nei primi 6÷9 m di sottosuolo.



Stralcio da "Carta Geomorfologica della Pianura Padana" (Foglio 2) ed. SELCA FI 1997

▲ Sito in analisi (discarica Sabar)

Cenni sulla profondità di falda

Il livello della falda freatica, nei fori delle cpt eseguite e da considerare rappresentativo al periodo del rilievo (giugno 2019), è risultato a profondità di:

-3.4 m da piano piazzale, come presente al momento dei rilievi penetrometrici.

In relazione alla quota di falda sopra esposta si ritiene utile precisare che il livello indicato è caratterizzato da caratteri di semi artesianesimo, dato che il primo sottosuolo, è rappresentato da terreni essenzialmente coesivi e privi di circolazione idrica.

Il livello idrico misurato, risulta quindi corrispondere alla risalita all'interno del foro della penetrometrica, del livello idrico del primo acquifero freatico, che in tale zona è confinato al di sotto, delle potenti bancate argillose presenti nei primi 10/14 m di sottosuolo.

IIPOTESI MODELLO GEOLOGICO DEL SOTTOSUOLO

METODICA E CRITERI GENERALI

Le indagini geognostiche CPT eseguite nel sito in analisi, hanno permesso di evidenziare gli aspetti geologico-geotecnici e di riconoscere le caratteristiche del "volume di terreno" al di sotto della struttura in progetto (garden box per auto).

Sono stati indagati 30 m di sottosuolo anche dal punto di vista sismico.

In base a quanto previsto dal testo NTC 17-1-18, dato gli scopi dell'indagine, "costruzione tettoia per auto", sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Vita Nominale (V _N):	≥ 50 anni
Classe d'uso (C _U):	II coeff. 1
Periodo riferimento azione sismica (V _R):	V _N *C _U = ≥50 anni
Verifiche allo Stato limite ultimo di resistenza del terreno	GEO
Design Approach: DA 2 combinazione "UNICA"	coeff. parziali A1, M1, R3
Stato limite di esercizio previsto	SLV (salvaguardia della Vita)
Probabilità di superamento evento sismico (P _{VR})	10%
Limite periodo di ritorno (TR) per SLV	475 anni

Per il calcolo della capacità portante della fondazione (come previsto da NTC 17-1-18), al momento della redazione della presente modellazione Litotecnica, le tipologie fondali che saranno realizzate, non sono note ma si presuppongono a plinti isolati.

Dal punto di vista del NTC08-18 e/o EC8, si prevede quindi un modesto volume di terreno coinvolto, (dato che si ipotizza l'adozione di fondazioni a ridotto sviluppo), in genere possono essere ricondotti a fenomeni di "rottura locale" e in tal caso si può far riferimento a valori "caratteristici" prossimi ai valori medio-minimi dei parametri geotecnici, propri del sottosuolo coinvolto dalla "rottura locale" (modesti volumi di terreno).

In tale modellazione geotecnica, coinvolgente un modesto volume di terreno, è quindi verosimile considerare la struttura come ad "insufficiente rigidità" cioè non in grado di trasferire le forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti, quindi senza compensazione delle eterogeneità litostratigrafiche.

Si ricorda che, con la discretizzazione sopra esposta, la struttura che sarà realizzata dovrà, per la verifica dello stato limite di resistenza della struttura (verifica STR), prevedere che le azioni di progetto in fondazione, siano ottenute da un Approccio di calcolo n. 2 in combinazione n. UNICA, quindi mediante l'uso dei coefficienti parziali del gruppo A1 come da Tab. 2.6.1 di NTC2018.

IPOTESI di Verifica stato limite ultimo (SLU-GEO)

Per individuare le caratteristiche litologico meccaniche dei terreni in corrispondenza della struttura (garden box per auto), è stato possibile eseguire 3 prove penetrometriche CPT tipologia M (sistema di misura meccanico), disposte come indicato nella Tav. 2 a seguire:



- Tav. 2:
- Prove Cpt (giugno 2019)
 - Indagine sismica masw (giugno 2019)
 - Costruzione tettoia metallica

Le prove cpt sono state effettuate utilizzando un penetrometro statico di tipo olandese, conforme alla certificazione CE, da 200 KN, mod. TG63/200.

- Dispositivo di spinta: 200 kN;
- Sistema acquisizione dati con cella a trasduttore di pressione e lettura digitale;
- Punta con manicotto di Begemann (Friction Sleeve Cone);
- Anello allargatore sulla seconda/terza asta.

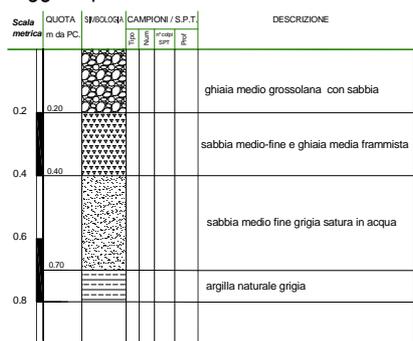
Le cpt, hanno raggiunto profondità di -15 m dal piano campagna al momento delle prove. I dati geotecnici sono rilevabili negli allegati log penetrometrici, contraddistinti da:

- ◆ log di destra tratto continuo = Resistenza alla punta: **qc** (kg/cmq).
- ◆ istogramma di sinistra = Resistenza unitaria ad attrito laterale: **fs** (kg/cmq).
- ◆ log di sinistra punti = Rapporto di Begemann o Indice delle Resistenze: **qc/fs**.

In base al rapporto di Begemann che indica la litologia dei terreni sondati, è stato possibile riconoscere la successione litostratigrafica del sito in analisi, per l'interesse del volume significativo nel ipotesi di fondazioni superficiali (cfr. art. 3.2.2 NTC2018), descritta dall'alto in basso rispetto al pc delle prove cpt (pc = piano piazzale Sabar area ovest).

Il 1° metro di sottosuolo non è stato inserito nella descrizione delle unità litologiche, poiché costituito in genere da terreno di riporto (materiali ghiaiosi vd. schemi sottoesposti) per la formazione del piazzale, che è stato asportato per consentire l'esecuzione delle prove penetrometriche.

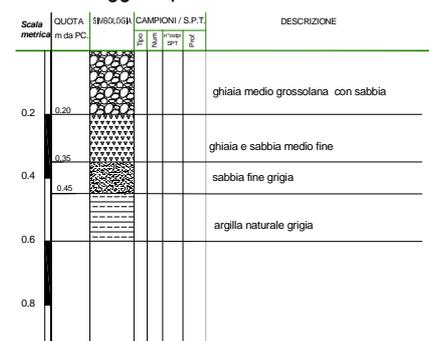
Saggio Cpt1w



Saggio Cpt2w



Saggio Cpt3w



Come si evince dagli schemi sopra riportati, eseguiti in corrispondenza dei punti di esecuzione delle prove Cpt, lo spessore del riporto antropico varia da 0.45 m (zona nord dell'area di prevista realizzazione della tettoia) sino a 0.7/0.8 m (zona centrale e meridionale).

Ogni orizzonte litologico, in seguito descritto è caratterizzato da:

- valori di resistenza alla punta **qc (kg/cm²)**
- resistenza ad attrito laterale **fs (kg/cm²)**,



rappresentano le caratteristiche meccaniche **medie** dell'unità in analisi

Unità n° 1

da -1,0 a -2.5 m da p.c.:

Orizzonte argilloso a discreta continuità del grado di consistenza di tipo medio medio-basso.

*qc = 8÷12 kg/cmq, fa eccezione la Cpt2w ove qc = 6-9 kg/cmq;
fs = 0,45÷0,6 kg/cmq, fa eccezione sempre Cpt2w ove fs = 0.3/0.4 kg/cmq.*

Unità n° 2

da -2.5 a -10 m da p.c.:

Bancata costituita essenzialmente da argille, a grado di consistenza dell'unità nel suo complesso di tipo medio-alto e continuo lateralmente. E presente unicamente un livello fra 5.8/6.2 a grado di consistenza leggermente inferiore. Tale bancata coesiva procedendo verso ovest (in corrispondenza di Cpt3w) presenta intercalazioni lentiformi limoso-sabbiose e sabbioso-limose a spessore subordinato che si intercalano a varie profondità ai livelli coesivi.

*qc = 18÷24 kg/cmq, fa eccezione fra -5.8/6.2 m il livello a consistenza inferiore ove qc = 12/16 kg/cmq.
fs = 0,6÷0,85 kg/cmq (in Cpt1w e 2w), mentre in cpt3w fs = 0.4/0.5 kg/cmq.*

Unità n° 3

da -10 a -12.5 m da p.c.

Alternanze di livelli limoso-argillosi e sabbioso limosi a medio alta consistenza discretamente continue lateralmente.

*qc = 26÷36/40 kg/cmq, con picchi max di 46-48 kg/cmq.
fs = 0,5÷0,8 kg/cmq, con valori massimi in corrispondenza dei livelli a maggior componente coesiva ove fs = 0.8/1.2 kg/cmq.*

Unità n° 4

da -12.5 a -15 m da p.c.

Bancata essenzialmente argilloso limosa e limo argillosa con incluso in Cpt1w di una lente sabbioso limosa fra 13.2 e 13,8 m. Il grado di consistenza di tipo medio, medio-alto si presenta discretamente continuo lateralmente.

*qc = 20÷30 kg/cmq, con picchi max >40 kg/cmq in corrispondenza della lente sabbioso limosa di Cpt1w.
fs = 0,6÷0,8 kg/cmq, fa eccezione la lente di Cpt1w ove fs = 0.2/0.4 kg/cmq.*

In relazione a quanto sopra ed in particolare all'andamento dei valori di qc rilevati, nel interesse del volume significativo (ipotizzando utilizzo di fondazioni superficiali), per definire la categoria di sottosuolo sismica è possibile utilizzare la Tab. 3.2.11 e definire azione sismica come indicato in art. 3.2.3 NTC18.

Per l'individuazione di orizzonti granulari saturi (quindi sotto falda) con spessore tale da poter essere assoggettati alle verifiche di liquefacibilità in condizioni sismiche, da un'analisi della successione Litotecnica, si rileva che nei primi 15 m di sottosuolo NON SONO PRESENTI livelli sabbiosi saturi a spessore congruo e continui lateralmente da assoggettare a verifica, ma unicamente alcune lenti sabbioso limose a spessore subordinato inglobate in sequenze essenzialmente coesive presenti nella zona ovest dell'area investigata.

Ipotesi Stato Limite Ultimo di Resistenza del terreno-SLU

Nella valutazione della resistenza cui corrisponde la verifica allo stato limite ultimo del terreno, deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

Dove Ed = valore di progetto del azione o effetto dell'azione
 Rd = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Sempre nel contesto di quanto esposto, le azioni trasmesse al sottosuolo dovranno rientrare nel campo di reazione elasto-plastico delle terre.

Per la risoluzione della disequazione di progetto sopra esposta si deve tener conto che:

$$Ed = \gamma_E \cdot E$$

*ciòè: Effetto delle azioni sono sempre espresse in funzione delle azioni di progetto γF_k , dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d .
Nella formulazione di Rd compare esplicitamente il coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.*

$$Rd^* = \frac{1}{\gamma_R} R$$

Allo stato attuale di progetto, come sopra accennato, la verifica della suddetta condizione, deve essere effettuata impiegando, un Approccio progettuale 2 di combinazione "unica" ove è prevista una determinata combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare nelle verifiche geotecniche, cioè:

Approccio 2 combinazione UNICA A1+M1+R3.

In base a quanto sopra ed alle tabelle 6.2.II e 6.4.I (cfr. NTC 17-1-18), si ottengono i seguenti coefficienti parziali (M1) da applicare ai rispettivi parametri geotecnici appropriati:

coefficienti parziali M1	
coefficiente riduttivo	Parametro interessato
$\gamma_{\phi'} = 1.0$	tangente angolo resistenza al taglio
$\gamma_{c'} = 1.0$	Coesione efficace
$\gamma_{cu} = 1.0$	Resistenza non drenata
$\gamma_{\gamma} = 1.0$	Peso unità di volume del terreno

coefficienti parziali R3	
coefficiente riduttivo	Valore interessato
$\gamma_R = 2.3$	Resistenza terreno (capacità portante)
$\gamma_R = 1.1$	verifica a scorrimento

Da tale approccio vengono ricavati i parametri geotecnici **caratteristici**, che in fase di calcolo possono essere utilizzati nella verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO).

Come previsto da cap. 6.4.2.1 del NTC, infatti la resistenza delle verifiche al complesso geotecnico, devono soddisfare gli stati limiti:

- 1 SLU: Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- 2 SLU: Collasso per scorrimento sul piano di posa
- 3 SLU: Stabilità globale

Delle verifiche sopra esposte il presente report geologico si occupa della definizione dei parametri per la verifica n° 1 poiché per la n° 2 e 3 sono necessari valutazioni di tipo ingegneristico strutturale (cioè conoscere/calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni) e confrontarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, adottati dal progettista-committente, quindi condizioni che esulano dalle competenze dello scrivente e devono essere sviluppate dal tecnico progettista.

Ipotesi Carico limite dell'insieme fondazione-terreno

Come ipotesi di quanto sopra indicato, si è svolta la verifica SLU GEO utilizzando i parametri caratteristici ottenuti dalla correzione con gli idonei coefficienti geotecnici parziali sopra esposti.

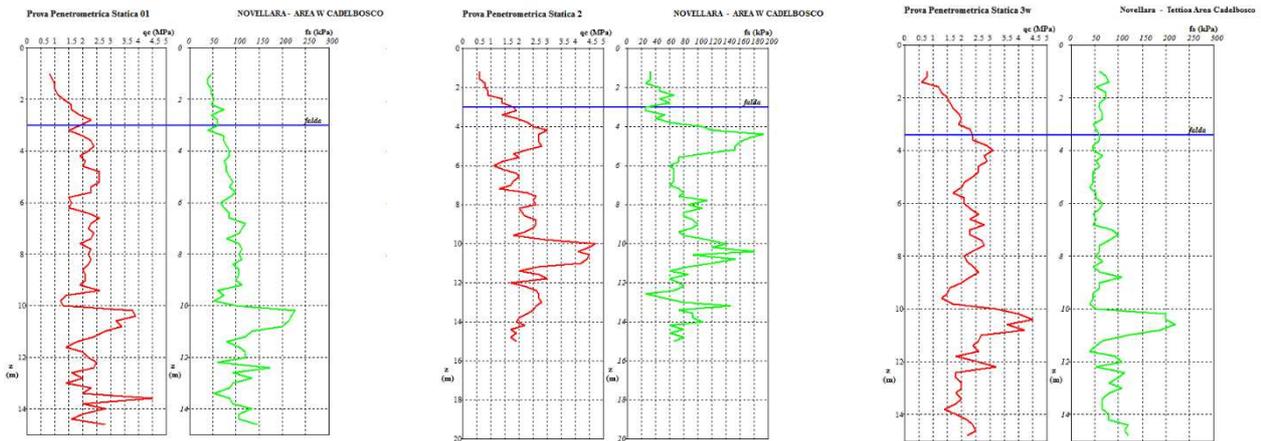
Il valore della Resistenza di progetto R, per fondazioni dirette, si è svolto utilizzando la relazione trinomia per la valutazione della resistenza limite (Terzaghi, modificata ed aggiornata da Meyerhof, Hansen e Vesic) sotto indicata:

$$R = c'_d N'_c s_c J_c + q_0 N'_q J_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma s_\gamma J_\gamma$$

dove:

- $N'_c, N'_q, N'_\gamma =$ Coefficienti di capacità portante in funzione di ϕ'_d . Si adottano i valori N' in rapporto al tipo di compressibilità dei litotipi riscontrati.
- $s_c, s_\gamma =$ Fattori di forma funzione del rapporto B/L
- J_c, J_q, J_γ Coefficienti di Nheim funzione dell'angolo d'attrito di progetto (ϕ'_d) e di quello d'inclinazione del carico o del piano di appoggio
- $q_0 =$ Peso efficace del terreno al piano d'incastro della fondazione e che contribuisce alla resistenza in relazione al carico laterale dei terreni in kg/cmq
- $\gamma_d =$ Peso di volume di progetto in kg/cm³
- $c'_d =$ Coesione efficace di progetto in kg/cmq
- $B =$ Larghezza della fondazione in cm
- $L =$ Lunghezza della fondazione in cm

Poiché il terreno del sito e dell'immediato intorno, si presenta pianeggiante, non è necessario adottare la formulazione di Meyerhof('57), da utilizzare nel caso di fondazioni su pendio.



Dal grafico del andamento valori qc/profondità (sopra esposti) delle verticali Cpt eseguite, emerge che i valori di resistenza rilevati (qc), risultano continui verticalmente e sufficientemente omogenei, con andamento dei valori più o meno costante ed omogeneo sino a circa -10 m di profondità e successivamente con tendenziale incremento con l'aumento della profondità sino a circa -15 m.

A seguire una ipotesi di caratterizzazione, degli orizzonti litologici, che come sopra esposto risultano essenzialmente a comportamento coesivo (quanto meno per i primi 10 m di sottosuolo), con solo alcune lenti sabbioso-limose a spessore subordinato presenti essenzialmente in corrispondenza della prova Cpt3w.

Dati tali presupposti ed in considerazione della **previsione** dell'utilizzo di fondazioni superficiali a plinti (con ipotesi di utilizzo di fondazioni superficiali), il primo sottosuolo è stato discretizzato secondo caratteri granulometrici e di resistenza, in strati a comportamento omogeneo, per ognuno dei quali sono stati ricavati i valori c e ϕ' secondo le formulazioni sotto riportate.

L'analisi geomeccanica dei terreni, è stata svolta partendo dai valori di resistenza di terreno (qc, fs) desunti dalla prova cpt direttamente eseguita in situ, da cui è possibile ottenere i valori di coesione non drenata, cu, e angolo d'attrito interno apparente, ϕ' , dalle relazioni e correlazioni sotto riportate (nel riquadro a tratteggio).

Dai valori caratteristici, secondo i coefficienti parziali (M1) sopra indicati, si può poi passare ai parametri geotecnici di progetto (C_{ud} , c'_d , γ_d e ϕ'_d), in relazione ai valori rilevati strato per strato in cpt 1w, 2w e 3w, esposti a seguire:

Prova Cpt 1W

z	L	CF	ld	f p	f vc	Su	q	OCR	E	M	Cc	Go
1.0	Torba	41				43.4	16.5	13.2	6.4		0.144	96.0
1.2	Argilla	38				48.8	16.6	12.5	7.2		0.126	108.0
1.4	Argilla	37				54.1	16.7	11.9	8		0.120	120.0
1.6	Argilla	41				53.9	17.0	10.4	8		0.129	120.0
1.8	Argilla	40				59.3	17.1	10.2	8.8		0.123	132.0
2.0	Argilla	39				70.2	17.3	10.9	10.4		0.121	156.0
2.2	Sabbia limosa	32	22	34.0	32.6		17.3	1.1	8.3	6.4		128.0
2.4	Argilla	40				86.4	17.9	11.3	12.8		0.127	192.0
2.6	Sabbia limosa	29	24	34.0	32.3		17.5	1.1	9.6	7.6		149.0
2.8	Sabbia limosa	28	28	35.0	32.6		17.8	1.2	11.3	9.2		164.0
3.0	Argilla limosa	35				102.5	17.9	10.7	15.2		0.109	228.0
3.2	Sabbia limosa	37	17	32.0	31.8		17.5	0.9	7.9	6.0		158.0
3.4	Argilla limosa	37				107.7	18.2	10.6	15.9		0.115	239.0
3.6	Argilla limosa	33				124.1	18.2	11.9	18.4		0.109	276.0
3.8	Argilla limosa	34				129.5	18.3	12.1	19.2		0.111	288.0
4.0	Argilla limosa	38				118.2	18.4	10.8	17.5		0.119	263.0
4.2	Argilla	44				101.3	18.5	9	15		0.127	225.0
4.4	Argilla limosa	38				112.2	18.3	9.7	16.6		0.113	249.0
4.6	Argilla limosa	42				106.5	18.4	9	15.8		0.120	237.0
4.8	Sabbia limosa	34	28	34.0	31.8		18.5	1	12.8	10.4		209.0
5.0	Argilla limosa	35				139.4	18.6	11.2	20.7		0.111	311.0
5.2	Argilla limosa	37					18.7	11	20.6		0.114	309.0
5.4	Argilla limosa	40				122.3	18.6	9.4	18.1		0.117	272.0
5.6	Argilla limosa	43				122.1	18.8	9.2	18.1		0.124	272.0
5.8	Argilla	58				77.5	18.7	5.7	11.5		0.143	173.0
6.0	Argilla	51				82.8	18.4	6	12.3		0.122	185.0
6.2	Argilla	55				77.09	18.5	5.4	11.4		0.132	171.0
6.4	Argilla limosa	44				115.8	18.8	8	17.1		0.119	257.0
6.6	Argilla limosa	38				137.8	18.8	9.4	20.4		0.111	306.0
6.8	Argilla	48				120.9	19.2	8.1	17.9		0.136	269.0
7.0	Argilla	50				115.2	19.1	7.5	17.1		0.135	257.0
7.2	Argilla limosa	46				126.1	19.1	8.1	18.7		0.126	281.0
7.4	Argilla limosa	43				120.3	18.8	7.6	17.8		0.113	267.0

7.6	Argilla	56				97.9	19.1	6	14.5		0.141	218.0
7.8	Argilla	49				119.9	19.2	7.3	17.8		0.132	267.0
8.0	Argilla	51				114.2	19.2	6.8	16.9		0.131	253.0
8.2	Argilla	50				119.5	19.2	7	17.7		0.132	266.0
8.4	Argilla limosa	49				113.8	19.0	6.6	16.8		0.123	252.0
8.6	Argilla	56				102.5	19.2	5.8	15.2		0.137	228.0
8.8	Argilla	54				107.8	19.2	6	16		0.134	240.0
9.0	Argilla	53				107.6	19.2	5.9	15.9		0.130	239.0
9.2	Argilla	61				96.3	19.3	5.2	14.3		0.146	215.0
9.4	Sabbia limosa	38	22	32.0	31.2		18.6	0.9	13	10.4		280.0
9.6	Argilla	68				68.09	18.9	3.6	10.1		0.136	152.0
9.8	Argilla	70				56.8	18.5	2.9	8.4		0.126	126.0
10.0	Torba	80				62.2	19.3	3.1	9.2		0.169	138.0
10.2	Argilla	47				200.9	20.2	10.1	29.8		0.146	447.0
10.4	Argilla	45				206.2	20.2	10.2	30.6		0.142	459.0
10.6	Argilla	53				167.1	20.2	8.2	24.8		0.155	372.0
10.8	Argilla	49				178	20.1	8.6	26.4		0.145	396.0
11.0	Argilla limosa	50				144.5	19.7	6.9	21.4		0.130	321.0
11.2	Argilla	55				122.1	19.6	5.7	18.1		0.133	272.0
11.4	Argilla	61				88.6	19.1	4.1	13.1		0.126	197.0
11.6	Torba	81				66.09	19.5	3	9.8		0.168	147.0
11.8	Argilla	65				99.3	19.6	4.5	14.7		0.146	221.0
12.0	Argilla	60				110.2	19.6	4.9	16.3		0.139	245.0
12.2	Sabbia limosa	44	19	31.0	30.8		18.8	0.9	12.7	10.0		317.0
12.4	Argilla	65				120.9	20.1	5.2	17.9		0.163	269.0
12.6	Argilla	73				76.2	19.4	3.2	11.3		0.144	170.0
12.8	Argilla	69				98.3	19.8	4.1	14.5		0.155	218.0
13.0	Torba	81				64.7	19.4	2.7	9.6		0.155	144.0
13.2	Argilla limosa	54				114.5	19.3	4.7	17		0.117	255.0
13.4	Sabbia limosa	53	16	29.0	29.0		18.8	0.9	10.5	8.0		315.0
13.6	Sabbia	31	33	34.0	31.6		19.4	0.9	20.6	15.7		388.0
13.8	Argilla	63				97.3	19.5	3.9	14.4		0.129	216.0
14.0	Argilla limosa	55				141.5	19.9	5.6	21		0.130	315.0
14.2	Argilla	67				96.9	19.6	3.8	14.3		0.137	215.0
14.4	Torba	80				74.4	19.7	2.8	11		0.155	165.0
14.6	Argilla	57				140.9	20.1	5.4	20.9		0.136	314.0

Prova Cpt 2W

z	L	CF	ld	f p	f vc	Su	q	OCR	E	M	Cc	Go
1.2	Torba	49				32.1	16.4	8.1	4.7		0.140	71.0
1.4	Torba	52				31.9	16.5	7	4.7		0.140	71.0
1.6	Torba	55				31.7	16.7	6.1	4.7		0.140	71.0
1.8	Argilla limosa	43				42.6	16.5	7.3	6.3		0.111	95.0
2.0	Torba	54				42.4	17.2	6.5	6.2		0.144	93.0
2.2	Argilla	52				47.7	17.3	6.7	7		0.135	105.0
2.4	Torba	61				47.5	17.8	6.1	7		0.165	105.0
2.6	Argilla limosa	39				75.09	17.5	9	11.1		0.111	167.0
2.8	Argilla	44				74.9	17.8	8.3	11.1		0.124	167.0
3.0	Sabbia	27	21	33.0	32.0		17.0	0.9	9.3	7.2		162.0
3.2	Sabbia	26	23	33.0	31.6		17.1	0.9	9.6	7.6		168.0
3.4	Argilla limosa	45				74.3	17.8	7.3	11		0.117	165.0
3.6	Sabbia limosa	31	22	33.0	31.8		17.6	0.9	9.6	7.6		174.0
3.8	Sabbia limosa	31	26	34.0	32.1		18.0	1	11.5	9.2		186.0
4.0	Argilla limosa	37				134.8	18.7	12.2	20		0.123	300.0
4.2	Argilla limosa	34				162.4	18.8	14.4	24.1		0.120	362.0
4.4	Argilla	46				145.5	19.4	12.6	21.6		0.162	324.0
4.6	Argilla	44				145.3	19.3	12.2	21.5		0.152	323.0
4.8	Argilla	43				145.1	19.3	11.9	21.5		0.145	323.0
5.0	Argilla	42				150.5	19.2	12.1	22.3		0.139	335.0
5.2	Argilla	49				122.5	19.3	9.6	18.1		0.155	272.0
5.4	Argilla	53				94.5	18.9	7.2	14		0.145	210.0
5.6	Argilla limosa	43				105.5	18.5	7.9	15.6		0.115	234.0
5.8	Argilla	57				71.9	18.5	5.3	10.6		0.136	159.0
6.0	Argilla	65				55.1	18.3	3.9	8.1		0.139	122.0
6.2	Argilla	57				71.5	18.4	5	10.6		0.130	159.0
6.4	Argilla limosa	45				99.1	18.5	6.8	14.7		0.113	221.0
6.6	Argilla limosa	43				104.5	18.5	7.1	15.5		0.111	233.0
6.8	Argilla limosa	48				93.1	18.5	6.2	13.8		0.116	207.0
7.0	Argilla limosa	49				87.4	18.4	5.7	12.9		0.113	194.0
7.2	Argilla	65				65	18.7	4.1	9.6		0.142	144.0
7.4	Argilla limosa	43				120.3	18.8	7.6	17.8		0.113	267.0
7.6	Sabbia limosa	38	24	33.0	31.8		18.7	0.9	13	10.4		254.0
7.8	Argilla limosa	46				131	19.2	8	19.4		0.127	291.0
8.0	Argilla limosa	41				136.4	18.9	8.1	20.2		0.111	303.0
8.2	Argilla	55				102.9	19.2	6	15.2		0.137	228.0
8.4	Argilla limosa	48				108.2	18.9	6.2	16		0.117	240.0
8.6	Argilla limosa	47				113.6	18.9	6.4	16.8		0.115	252.0
8.8	Argilla limosa	43				135.6	19.1	7.6	20.1		0.114	302.0
9.0	Argilla limosa	45				135.4	19.2	7.4	20.1		0.118	302.0
9.2	Argilla limosa	46				129.6	19.1	7	19.2		0.116	288.0
9.4	Argilla limosa	47				112.8	18.9	6	16.7		0.111	251.0

9.6	Argilla	57				90.3	19.0	4.7	13.4		0.126	201.0
9.8	Argilla limosa	44				151.3	19.4	7.8	22.4		0.118	336.0
10.0	Sabbia limosa	32	37	35.0	31.7		19.7	1.1	20.8	16.4		335.0
10.2	Sabbia limosa	31	35	35.0	32.0		19.5	1	20.3	15.7		335.0
10.4	Argilla limosa	40				217.3	20.0	10.8	32.2		0.125	483.0
10.6	Sabbia	28	35	35.0	32.1		19.2	1	20.3	15.7		342.0
10.8	Argilla limosa	36				233.6	19.8	11.3	34.6		0.113	519.0
11.0	Sabbia limosa	34	33	34.0	31.4		19.6	0.9	19.3	14.7		342.0
11.2	Argilla limosa	45					19.2	6.5	20.6		0.109	309.0
11.4	Sabbia limosa	51	15	30.0	30.0		18.8	0.9	10.5	8.0		289.0
11.6	Argilla limosa	45				138.3	19.2	6.3	20.5		0.109	308.0
11.8	Sabbia	37	24	32.0	31.0		18.8	0.9	14.7	12.0		326.0
12.0	Argilla	63				82.4	19.1	3.6	12.2		0.124	183.0
12.2	Argilla limosa	53				110	19.2	4.8	16.3		0.115	245.0
12.4	Sabbia limosa	44	20	31.0	30.7		19.0	0.9	13.2	10.4		323.0
12.6	Sabbia	32	21	31.0	30.5		18.0	0.9	13.5	10.8		329.0
12.8	Sabbia	40	21	31.0	30.5		18.8	0.9	13.7	10.8		331.0
13.0	Sabbia limosa	45	22	31.0	30.3		19.2	0.9	14	11.2		337.0
13.2	Argilla	59					20.0	5.4	19.4		0.142	291.0
13.4	Sabbia limosa	48	19	30.0	29.9		19.2	0.9	12.7	10.0		333.0
13.6	Argilla limosa	56				114.1	19.5	4.6	16.9		0.120	253.0
13.8	Argilla	63				97.3	19.5	3.9	14.4		0.129	216.0
14.0	Argilla	69				91.5	19.6	3.6	13.5		0.141	203.0
14.2	Sabbia limosa	52	15	29.0	29.0		19.0	0.9	11.6	8.8		333.0
14.4	Argilla	70				80	19.3	3.1	11.8		0.129	177.0
14.6	Argilla limosa	59				90.9	19.0	3.4	13.4		0.109	201.0
14.8	Argilla	71				79.59	19.4	3	11.8		0.129	177.0
15.0	Argilla limosa	62				90.5	19.2	3.4	13.4		0.113	201.0

Prova Cpt 3W

z	L	CF	ld	f p	f vc	Su	α	OCR	E	M	Cc	Go
1.0	Torba	46				43.4	16.8	13.2	6.4		0.166	96.0
1.2	Torba	53				43.2	17.2	11.1	6.4		0.188	96.0
1.4	Torba	71				31.9	17.4	7	4.7		0.244	71.0
1.6	Argilla	37				65	17.1	12.6	9.6		0.126	144.0
1.8	Argilla	42				70.4	17.6	12.2	10.4		0.142	156.0
2.0	Argilla	39				81.3	17.7	12.7	12		0.132	180.0
2.2	Argilla limosa	35				86.6	17.6	12.3	12.8		0.116	192.0
2.4	Argilla limosa	35				92	17.7	12	13.6		0.113	204.0
2.6	Argilla limosa	34				102.9	17.9	12.4	15.2		0.113	228.0
2.8	Argilla limosa	34				108.3	17.9	12.1	16		0.111	240.0
3.0	Sabbia limosa	32	23	34.0	32.6		17.6	0.9	9.6	7.6		164.0
3.2	Sabbia limosa	29	27	34.0	31.9		17.8	1	11.3	9.2		180.0
3.4	Sabbia limosa	30	27	34.0	31.9		18.0	1	11.8	9.6		189.0
3.6	Sabbia limosa	31	27	34.0	32.0		18.1	1	11.8	9.6		193.0
3.8	Sabbia	23	31	35.0	32.2		17.8	1.2	13.8	11.6		206.0
4.0	Sabbia	22	32	35.0	32.1		17.8	1.3	14.4	10.8		213.0
4.2	Sabbia limosa	29	29	35.0	32.6		18.3	1.1	13.5	11.2		211.0
4.4	Sabbia	26	30	35.0	32.5		18.0	1.1	13.8	11.6		216.0
4.6	Sabbia limosa	30	27	34.0	32.0		18.2	0.9	12.8	10.4		213.0
4.8	Sabbia	28	27	34.0	32.1		17.9	0.9	12.8	10.4		217.0
5.0	Sabbia	30	25	33.0	31.4		18.0	0.9	12	9.6		216.0
5.2	Sabbia limosa	35	21	32.0	31.2		18.0	0.9	10.7	8.4		212.0
5.4	Sabbia	35	20	32.0	31.4		17.8	0.9	10.3	8.0		212.0
5.6	Argilla limosa	45				88.8	18.2	6.3	13.1		0.108	197.0
5.8	Limo limo+sabbia	38	21	32.0	31.2		18.2	0.9	10.7	8.4		221.0
6.0	Argilla limosa	41				110.6	18.5	7.6	16.4		0.109	246.0
6.2	Limo Sabbioso	37	22	32.0	31.1		18.4	0.9	11.7	9.2		232.0
6.4	Limo sabbioso	30	25	33.0	31.5		18.1	0.9	12.8	10.4		242.0
6.6	Sabbia limosa	36	22	32.0	31.1		18.3	0.9	11.7	9.2		238.0
6.8	Sabbia	29	26	33.0	31.4		18.2	0.9	13.7	11.2		253.0
7.0	Argilla limosa	44				120.7	18.9	7.6	17.9		0.117	269.0
7.2	Argilla limosa	47				120.5	19.0	7.4	17.8		0.124	267.0
7.4	Sabbia limosa	38	25	33.0	31.6		18.8	0.9	13.3	10.8		260.0
7.6	Sabbia limosa	33	26	33.0	31.4		18.5	0.9	13.7	11.2		266.0
7.8	Sabbia limosa	39	22	32.0	31.1		18.5	0.9	12.2	9.6		258.0
8.0	Sabbia limosa	42	19	31.0	30.7		18.4	0.9	10.8	8.4		253.0
8.2	Sabbia limosa	44	19	31.0	30.7		18.7	0.9	11.4	8.8		259.0
8.4	Sabbia	36	21	32.0	31.3		18.3	0.9	12.2	9.6		267.0
8.6	Sabbia limosa	37	23	32.0	31.0		18.6	0.9	13	10.4		276.0
8.8	Argilla	51				118.9	19.3	6.4	17.6		0.128	264.0
9.0	Sabbia limosa	47	16	30.0	30.0		18.6	0.9	10.5	8.0		264.0
9.2	Argilla limosa	57				79.59	18.7	4.1	11.8		0.116	177.0
9.4	Argilla limosa	56				73.9	18.4	3.8	10.9		0.108	164.0
9.6	Argilla limosa	63				62.6	18.4	3.1	9.2		0.114	138.0
9.8	Sabbia limosa	49	15	29.0	29.0		18.3	0.9	9.1	6.8		263.0
10.0	Sabbia	31	27	33.0	31.4		18.6	0.9	15.4	11.2		312.0
10.2	Argilla limosa	43				212	20.1	10.3	31.4		0.133	471.0
10.4	Argilla limosa	39				239.6	20.2	11.5	35.5		0.126	533.0
10.6	Argilla	49				189.4	20.3	9	28.1		0.148	422.0
10.8	Argilla limosa	41				222.5	20.1	10.4	33		0.126	495.0
11.0	Argilla limosa	50				139	19.6	6.4	20.6		0.126	309.0

11.2	Sabbia limosa	43	21	31.0	30.5		18.9	0.9	13.2	10.4		313.0
11.4	Sabbia limosa	43	19	31.0	30.8		18.7	0.9	12.2	9.6		309.0
11.6	Sabbia	37	20	31.0	30.6		18.4	0.9	13.2	10.4		318.0
11.8	Argilla	65				88.2	19.4	3.8	13		0.135	195.0
12.0	Argilla limosa	51				132.4	19.5	5.7	19.6		0.121	294.0
12.2	Sabbia	34	25	32.0	30.8		18.7	0.9	15.7	11.2		344.0
12.4	Argilla	71				87.6	19.6	3.7	13		0.150	195.0
12.6	Argilla	69				87.4	19.5	3.6	12.9		0.140	194.0
12.8	Argilla limosa	59				98.3	19.3	4	14.5		0.120	218.0
13.0	Argilla	65				98.1	19.6	4	14.5		0.137	218.0
13.2	Argilla	65				86.8	19.3	3.5	12.8		0.126	192.0
13.4	Argilla limosa	57				97.7	19.1	3.9	14.5		0.111	218.0
13.6	Argilla limosa	62				86.4	19.1	3.4	12.8		0.116	192.0
13.8	Argilla	77				63.9	19.1	2.5	9.4		0.130	141.0
14.0	Argilla	67				86	19.3	3.3	12.7		0.126	191.0
14.2	Argilla limosa	57				108	19.3	4.1	16		0.115	240.0
14.4	Argilla	61				118.9	19.8	4.5	17.6		0.133	264.0
14.6	Argilla limosa	58				124.2	19.8	4.6	18.4		0.127	276.0
14.8	Argilla	66				107.4	19.9	3.9	15.9		0.139	239.0

z = profondità (m)

CF = contenuto di fine [passante al 200] (%)

g = peso di volume (kN/mc)

ld = indice di densità (%)

f_p = angolo d'attrito di picco(°)

f_vc= angolo d'attrito a volume costante(°)

Su = resistenza al taglio non drenata (kPa)

OCR = grado di sovraconsolidamento

E = modulo elastico operativo E25 (MPa)

M = modulo confinato (MPa)

Cc = indice di compressibilità (-)

Go = modulo di taglio (MPa)

Dai valori sopra esposti per singolo strato, una possibile interpretazione, sotto esposta accorpando per unità a caratteristiche litologiche e di resistenza uniformi (l'attribuzione litologica è stata eseguita secondo la classificazione USCS sotto esposta):

γ = peso volume umido (kN/m³)

Relazione di Mayne (2010)

φ =angolo attrito (°)

mediato su 4 metodi [Durgunoglu&Mitchel, Robertson&Campanella, Cheng&Yuang (1975-83-96) – Kulhawy&Mayne (1990) – Robertson&Campanella (1983, 90) - Salgado (2004)].

Su = resistenza al taglio non drenata (kPa)

Metodo classico Su= (qc-cv)/Nk [con Nk variabile fra 15 e 18 secondo terreno normal o sovra consolidato].

Md = modulo confinato (MPa)

Kulhawy&Mayne [a seconda terreni coesivi o incoerenti].

OCR = rapporto di sovraconsolidamento

Terreni coesivi Mayne (1986).

E=modulo di Youg (MPa)

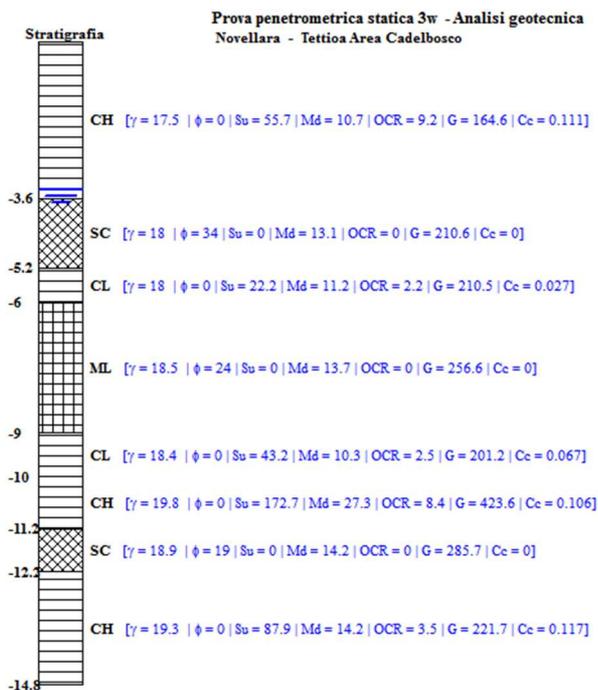
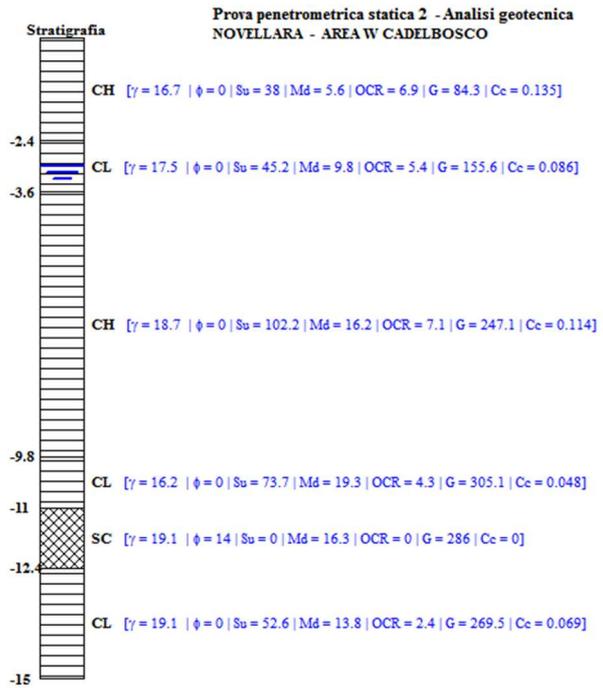
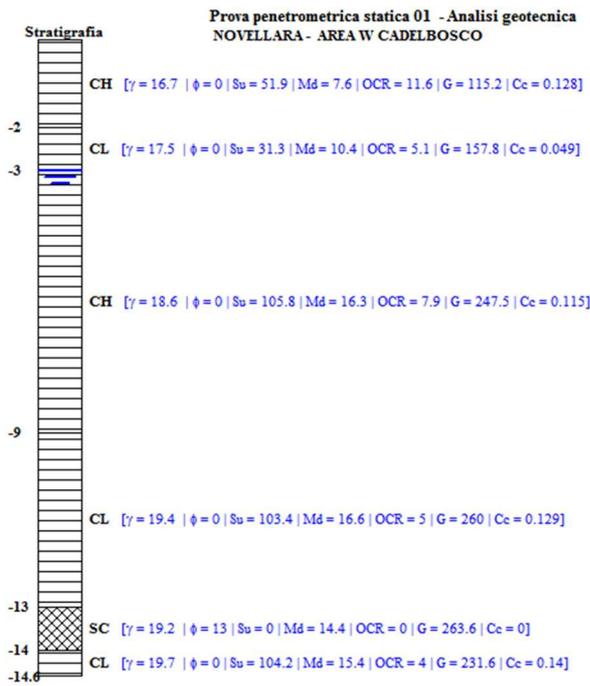
modulo elastico operativo (E25%) metodo di Fellenius (2006) – legge decadimento modulo G₀ mediato su 2 metodi.

G = modulo di Taglio (MPa)

Modulo a basse deformazioni Mayne e Rix (1993) terreni coesivi - Kimmerling et al. (2002) terreni incoerenti.

Cc = Indice compressibilità

Solo terreni coesivi Marchi&Righi



Guida alla Classificazione USCS [Sistema Unificato] [da Lancelotta, 1987]

	Gruppo	Descrizione	Sottogruppo	Caratteristiche
Terreni a grana grossa passante al 200 \leq 50%	G	Ghiaie	GW	fine < 5%; C > 4
		La maggior parte della frazione è trattenuta al setaccio 4.	GP	fine < 5%; C < 4
			GM	fine > 12%; PI < 4, sotto retta A
			GC	fine > 12%; PI > 7, sopra retta A
	S	Sabbie	SW	fine < 5%; C > 4
		SP	fine < 5%; C < 6	
		SM	fine > 12%; PI < 4, sotto retta A	
		SC	fine > 12%; PI > 7, sopra retta A	
Terreni a grana fine passante al 200 \wedge 50%	C	Argille inorganiche	CL	$W_L < 50\%$
			CH	$W_L > 50\%$
	M	Limi inorganici	ML	$W_L < 50\%$
			MH	$W_L > 50\%$
	O	Limi e argille organici	OL	$W_L < 50\%$
			OH	$W_L > 50\%$

Noti questi valori indicativi di base, sopra accorpatis per unità litologico meccaniche, secondo l'approccio delle Variabili Aleatorie, il parametro che determina il comportamento del terreno, è spesso assunto come il valore medio, nell'ambito di una certa superficie o di un certo volume di sottosuolo esaminato (nel caso in esame sono stati presi in considerazione i parametri dei primi 5/6 m do sottosuolo nel ipotesi di fondazioni superficiali).

parametri desunti da prove Cpt riferiti ai primi 5/6 m di sottosuolo (con ipotesi fondazioni superficiali)

Parametro geotecnico	Valori caratteristici (X _k)	Valori di progetto (X _d)
Peso dell'unità di volume	$\gamma_k = 1.80 \text{ ton/mc}$	$\gamma_d = 1.80 \text{ ton/mc}$
Resistenza non drenata	$C_{uk} = 0,4/0,55 \text{ kg/cmq}$	$C_{ud} = 0,4/0,55 \text{ kg/cmq}$
Coesione efficace	$C'_{k} = 0,17/0,21 \text{ kg/cmq}$	$C'_{d} = 0,17/0,21 \text{ kg/cmq}$
Angolo resistenza al taglio	$\phi'_{k} = 20/22^\circ$	$\phi'_{d} = 20/22^\circ$

In fase di verifica (progettazione) esecutiva dovrà essere effettuata (da progettista), l'analisi di scorrimento sul piano di fondazione, successivamente alla definizione delle sollecitazioni strutturali verticali ed orizzontali alla base della fondazione stessa (come indicato dal NTC18).

In relazione alle caratteristiche della zona investigata con presenza di materiali di riporto antropico presenti circa nel 1° metro di sottosuolo seguiti sino a circa -2 m da pc di terreni naturali a scarse caratteristiche di resistenza (probabilmente dovute anche al rammollimento per la presenza di acqua, drenata alla base del massetto ghiaioso del primo metro), si consiglia di adottare un piano di posa delle fondazioni ad almeno

-2/-2,2 m da piano del piazzale (al momento delle prove cpt).

Inoltre per effetto delle azioni trasmesse in fondazione i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa, le componenti verticali di tali spostamenti (cedimenti) assumono valori valutabili in relazione alle dimensioni fondali e devono corrispondere ai valori fissati per le caratteristiche prestazionali, scelte per la struttura in elevazione.

Il progettista delle strutture in accordo con la committenza, dovrà in fase esecutiva, verificare la congruità fra carico strutturale di progetto (Ed), cedimento Sd calcolato (o di progetto) e quest'ultimo dovrà risultare congruente alla soglia massima tollerabile (Sc) stabilita dal progettista-committente, per soddisfare le caratteristiche prestazionali attribuite alla struttura in analisi.

[Si ricorda che la verifica agli stati limite di esercizio (SLE) potrebbe risultare più restrittiva di quella allo stato limite ultimo (SLU)].

Verifiche Sismiche (NTC 17-01-18)

Caratterizzazione Sismica del Territorio

Con riferimento alla caratterizzazione sismica della zona d'intervento e del territorio comunale, si ritiene utile puntualizzare quanto segue:

- ◆ la nuova Ordinanza P.C.M. n° 3274 del marzo 2003, pubblicata Suppl. Ord. N° 72 della G.U. n° 105 del 8/5/03, contiene le norme ed i criteri generali per la nuova classificazione sismica del territorio nazionale, con classificazione per la Regione Emilia Romagna di 105 comuni in zona 2 (di cui 16 di nuovo inserimento), 214 comuni in zona 3 (tutti di nuovo inserimento) e 22 comuni in zona 4 (tutti di nuovo inserimento).
- ◆ In base ad All. 1 ed alle relative "Norme Tecniche" dell'Ordinanza 3274 DPCM sono distinte 4 zone, caratterizzate ognuna da una propria accelerazione d'ancoraggio dello spettro sismico di risposta elastico; il comune di **Novellara** è stato classificato in zona 3 con accelerazione orizzontale d'ancoraggio (a_g/g) pari a 0,15.
- ◆ dal 1-7-09 è entrato in vigore le nuove Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) del 14-1-08 e relativi allegati, quindi in riferimento alla caratterizzazione dell'azione sismica del sito d'intervento, si devono preliminarmente valutare:
 - eventuali possibili fenomeni di instabilità e di cedimento permanenti, causati da fenomeni di liquefazione (art. 2.5 All.2 e art. 2.3 All. 4 vedi O.P.C.M. 3274/03 e O.P.C.M. 3431/05)
 - nell'ambito della valutazione dello Spettro di Risposta Elastico (art. 3.2.3 All. 2 vedi O.P.C.M. 3274/03 e O.P.C.M. 3431/05) per tutti i nuovi interventi, deve essere determinato il parametro S della nuova normativa del 2003 (a seconda del profilo stratigrafico e topografico del terreno) quindi stabilire la Categoria del suolo di fondazione (in base a quanto disposto dal art. 3.1 All. 2 vedi O.P.C.M. 3274/03 e NTC 17-1-18).

Indagini sismiche

Lo scopo dello studio, è la determinazione in sito della velocità delle onde trasversali (Onde di taglio-onde S) dei terreni in esame, per la caratterizzazione sismica dell'area in oggetto.

Con riferimento alla caratterizzazione sismica della zona d'intervento ed in base alle norme sopra ricordate, sono state realizzate le seguenti indagini sismiche:

- ◆ 1 verticale di acquisizione sismica Masw

Indagine sismica Masw

Lo scopo di un'indagine sismica di tipo MASW appositamente eseguita, nel sito d'intervento, consente la determinazione diretta della velocità delle onde trasversali (Onde di taglio - Sh/Sv) dei terreni del sottosuolo in esame e da queste si ottiene una corretta caratterizzazione della categoria sismica, del sottosuolo dell'area in oggetto.

L'indagine sismica adottata, Masw (in sismica attiva) è stata scelta in funzione delle limitazioni che affliggono in genere misure di onde Sh in metodi a rifrazione tradizionali (come ad es. difficoltà di generazione di onde polarizzate Sh o inversioni di velocità identificabili con difficoltà o valutabili con costosi lunghi ed impegnativi metodi sismici in foro Cross-Hole e/o Down-Hole).

La tecnica non invasiva sismica (Masw), è una tecnica di superficie, ampiamente testata (perfezionata già dal 1999) ed è contemplata fra le indagini per la definizione rigorosa del profilo di Vs per caratterizzazione sismica del sito (NTC-08 e ad es. Lai, Foti e Rota "Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione - IUSS Press Eucentre 2009) e risulta migliore per la caratterizzazione del primo sottosuolo.

Tecniche basate su utilizzo di registrazioni di microtremiti di origine naturale e/o antropica (tecniche passive) possono caratterizzare infatti il sottosuolo più in profondità, da diverse decine sino (alle volte) anche a cento metri (Lai et alii - IUSS Press Eucentre 2009) ma con minor risoluzione per la zona prossima alla superficie, che invece più interessa.

Diversi autori (Lachet e Bard 94, Bard 99, De Ferrari et alii - Università studi di Genova 2008) per terreni alluvionali quali quelli in oggetto,

segnalano inoltre che sistemi d'acquisizione in sismica passiva, sono poco idonei, in quanto l'utilizzo di tecniche passive, per la definizione del profilo vs/profondità, è possibile o consigliabile nel caso di:

- intenso "rumore antropico" (che impedisce o maschera l'acquisizione dei dati in sismica attiva)
- discreto contrasto di impedenza sismica (>2,5-3) fra il substrato (sismico) ed il materasso alluvionale sovrastante.
- è importante l'interramento del sensore sismico passivo (per migliorare l'accoppiamento sensore-terreno), quindi altri autori (Konno e Ohmachi 98, Bard 99, Bindi et alii 2000, Parolai et alii 2002) consigliano di evitare terreni caratterizzati da: erba, fango, terreno saturo, neve, ghiaccio, materiali incoerenti in superficie (ghiaia, ciottoli, quindi piazzali rilevati ecc.), coperture artificiali con piastrelle, superfici sintetiche, parquet ecc.

In base a quanto sopra, per caratterizzare in modo corretto il sottosuolo, dal punto di vista del profilo Vs/profondità è stata realizzata un'indagine:

prospezione Masw, (rilevazione onde di Rayleigh - tecnica in sismica attiva)

La Base Masw eseguita, per le possibilità operative presenti in corrispondenza del sito di intervento, presenta lunghezza (Compreso il punto di shot) e geometria come sotto indicato:

➤ Numero geofoni	24
➤ Spaziatura geofoni	2.0 m
➤ Lunghezza stendimento geofonico	46 m
➤ Distanza punto di shot da ultimo geofono	10 m
➤ Lunghezza complessiva	56 m

Con tecnica Masw (indagine sismica non invasiva di superficie) si ottiene una modellazione del sottosuolo, basandosi sulla propagazione delle onde di Rayleigh, oggi realizzata mediante approcci multi stazioni, che risultano robusti ed efficienti (Foti, 2000; Lai e Wilmanski, 2005) rispetto ai primi approcci del metodo, che si basavano essenzialmente su 2 ricevitori (Prova Sasw - Stoke et al., 1994).

Queste prove (masw-sasw) sfruttano la proprietà della dispersione geometrica, che rende la velocità di propagazione delle onde di Rayleigh (V_R) dipendente dalla frequenza di eccitazione in mezzi verticalmente eterogenei.

L'onda di R. costituisce un particolare tipo d'onda sismica ed è facilmente individuabile in quanto ha una velocità differente dai treni d'onda delle onde P ed S risultando più lenta anche di queste ultime, con una velocità di propagazione $V_R \approx 0,9 \div 0,96 V_s$ (da V. Socco Lab. Geofisica Appl. Dip. Ing Territorio Politecnico di TORINO)

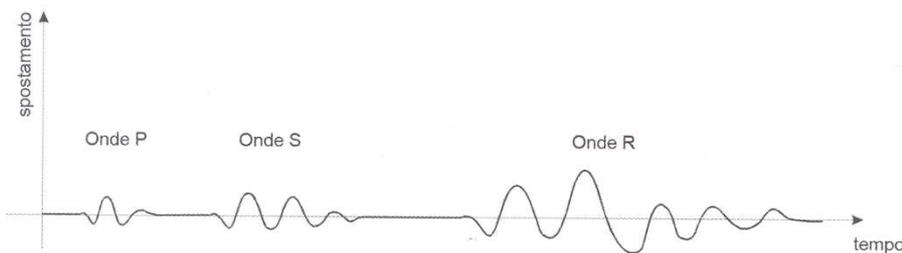
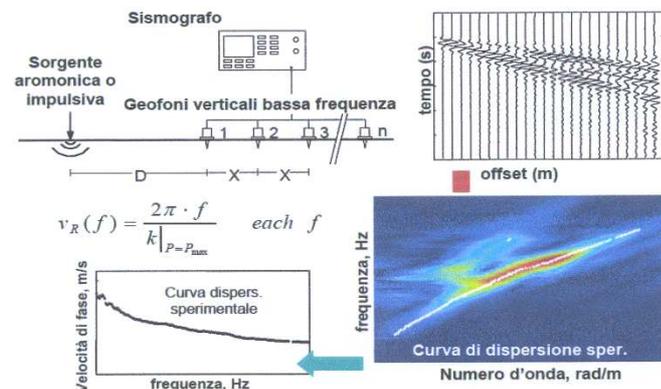


Fig. 1 : sismogramma che evidenzia l'arrivo distinto di onde P, S e di Rayleigh (da Crespellani e Facciorusso "Dinamica dei terreni")

L'onda di Rayleigh si trasmette infatti sulla superficie libera di un mezzo isotropo e omogeneo ed è il risultato dell'interferenza e della combinazione d'onde sismiche di pressione (P-waves) e onde di taglio polarizzate verticalmente (Sv-waves).

La prova consiste nel produrre sulla superficie del terreno, in corrispondenza del sito da investigare, una sollecitazione dinamica (alla stregua di un "piccolo sisma") e nel registrare le vibrazioni prodotte sempre in corrispondenza della superficie, a distanze note e prefissate.

tecniche attive - Metodi multistazione



Il profilo di Vs viene determinato attraverso la soluzione di un problema matematico di inversione della curva di dispersione (V_R in funzione della frequenza).

In un mezzo reale stratificato avviene una dispersione delle onde prodotte; in altre parole, una deformazione del treno d'onda, dovuto alla variazione della velocità di propagazione, con la frequenza, che varia in relazione alle caratteristiche di "rigidezza" di ogni singolo strato.

Nella figura sotto esposta (da V. Socco Lab. Geofisica Appl. Dip. Ing Territorio Politecnico di TORINO) è ben riassunto il processo di acquisizione ed il passaggio alla curva di dispersione:

Gli elementi a bassa frequenza penetrano quindi più in

profondità, con velocità di fase in genere più alta, rispetto alle componenti ad alta frequenza.

Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, visualizzato dai grafici $V(\text{fase})/f(\text{frequenza})$, tramite programmi di elaborazione, è convertito in profili **Vs / profondità**.

Interpretazione dati acquisiti

Prospezione MASW onde di Rayleigh

L'interpretazione delle tecniche di rilievo sismico MASW traggono spunto come sopra accennato dalle prime tecniche studiate da Nazarian e Stokoe (1984-94) che per primi hanno presentato il metodo SASW che utilizzava una sorgente d'impulso e 2 soli sismometri di rilevazione (1 Hz).

Tale tecnica come d'altronde anche la Masw, è basata sul fatto che osservando il segnale che si propaga nel suolo a seguito di una energizzazione, è notorio che la quasi totalità dell'energia (circa 2/3 o più) si propaga tramite onde superficiali (onde di Rayleigh).

A tale scopo Park et Alii (1999) hanno studiato e sviluppato il metodo MASW, per sopperire alle difficoltà d'applicazione, della tecnica Sasw in diverse situazioni.

La differenza principale è l'utilizzo simultaneo di 24 (o più) geofoni (sismometri polarizzati verticalmente a bassa frequenza - 4,5 Hz) per consentire di ricavare numerosi profili di velocità Vs, ottenuti dallo studio delle velocità di fase, dei numerosi treni d'onda di Rayleigh, che sono registrati ai sismometri.

A tal proposito onde evitare erronee credenze, è utile fare alcune precisazioni circa la tecnica Masw:

1. le basi teoriche della tecnica di Acquisizione Masw, (analisi ed elaborazione delle onde di superficie di Rayleigh) sono completamente diverse dai postulati alla base delle classiche indagini sismiche in onde P od S (simica a riflessione o rifrazione).
2. nell'acquisizione con tecnica Masw, non è quindi possibile attribuire alla tecnica un classico coefficiente geometrico, che esprime la profondità di investigazione in funzione della lunghezza della stesa sismica, (come nella riflessione o nella rifrazione), ove infatti le metodiche di interpretazione si basano sui tempi di arrivo ai geofoni delle onde riflesse o rifratte (quindi si misurano dei tempi).
3. nelle Masw invece **NON SI MISURANO DEI TEMPI** ma viene eseguita una trattazione spettrale dei sismogrammi e mediante trasformata di Fourier si restituisce lo spettro del segnale sismico nel dominio frequenza (f) n° d'onda (k) detto anche dominio f-k.

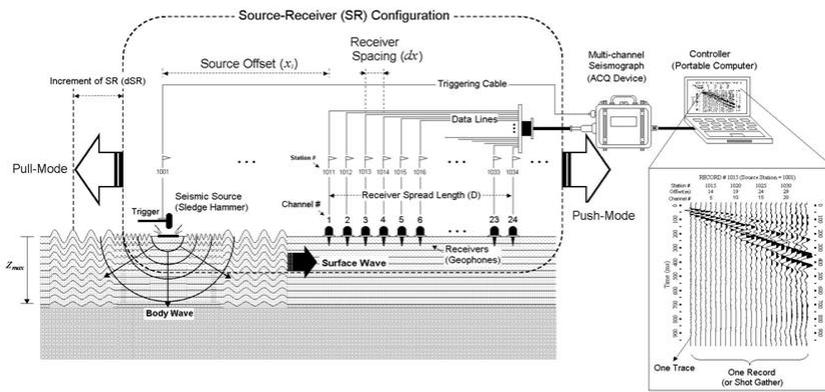
A chi opera correntemente ed utilizzando criteri di qualità in campo sismico, è noto infatti che è assolutamente controproducente imporre l'uso di array lunghi o esageratamente lunghi, in modo particolare se per far questo, a causa della presenza di stratigrafia variabile lungo la stesa, i ricevitori collocati nella prima parte dell'array danno informazioni discordanti con quelle ottenute dall'ultima parte dell'array, in questi casi, sono quindi da considerarsi poco utili ed fonte di un cospicuo segnale di disturbo.

La sorgente di shot che è sempre posizionata esternamente all'array, fa parte integrante della lunghezza della stesa (infatti nell'elaborazione si deve sempre esplicitare la distanza dello shot dal 1° geofono) ed è posta ad una distanza che deve essere un buon compromesso tra alcune problematiche:

- se la sorgente dello shot è troppo vicina all'array, l'approssimazione di onda piana, specialmente per i primi geofoni dell'array (molto vicini alla sorgente) può difficilmente ritenersi validata, quindi nella fase di elaborazione dei dati, possono prodursi risultati affetti da errori.
- la soluzione al problema precedente potrebbe **teoricamente** essere quella di portare la sorgente molto lontano, (almeno 10 volte la lunghezza dell'array), ma sfortunatamente sarebbe richiesta una potenza (da associare all'energizzatore) troppo elevata, difficilmente attuabile soprattutto quando si opera in ambito urbano.
- questo tema è molto acceso e discusso da vari autori ma praticamente inconcludenti, in quanto è dimostrabile (con simulazioni matematiche) che non può esistere una soluzione univoca.
- si può quindi considerare come IDONEA (o minima) la distanza tra sorgente e 1° geofono es. a 2 o 3 volte la spaziatura degli stessi, ottenendo in tal modo un incremento di acquisizione e di risoluzione sugli strati superficiali, mentre portando lo shot a 5 o 8 volte la spaziatura, si ottengono dati e maggior risoluzione per una analisi in profondità.
- con spaziatura dei geofoni ridotta, per ottenere dati in profondità si può aumentare la distanza del punto di energizzazione, avendo a disposizione prove dirette (CPT-DPM sondaggi ecc.) che consentono il miglioramento e la taratura della risoluzione superficiale.

I geofoni possono quindi essere spazati da 0,5 sino ad un max di circa 8-10 m (in funzione come sopra ricordato del sistema di energizzazione) e forniscono una ridondanza statistica delle misure delle velocità di fase, avvalorandone quindi la veridicità (rispetto al metodo Sasw che si basava solo su di un'unica misura).

Le tracce dei sismogrammi, possono essere salvate nel dominio temporale, permettendo quindi di distinguere ed evidenziare (nel record di registrazione) le onde di Rayleigh, caratterizzate da elevata ampiezza di segnale (la quasi totalità dell'energia prodotta si ripartisce nelle onde di Rayleigh).



Dal sismogramma tramite una trasformata (Fourier) si ottiene lo spettro nel dominio, **frequenza (f) – numero d'onda (k)**, e da quest'ultimo, dall'analisi cui corrispondono i massimi spettrali (senza trascurare i modi superiori se presenti) si può risalire alla curva di dispersione (cioè un grafico ampiezza/frequenza) mediante la relazione:
 $V_R(f) = f/k$
 che consente di individuare il segnale proprio, relativo alle onde superficiali di Rayleigh, che interessano tale metodologia.

Il processo iniziale di individuazione della curva di dispersione caratteristica del sito in esame, è ottenuto tramite il software (**SWAN** vers. 2008) seguito poi da una fase di elaborazione-interpretazione, tramite "analisi spettrale".

Si procede sostanzialmente nella risoluzione del cosiddetto problema inverso: a partire dalla curva di dispersione misurata in situ, si arriva al modello di stratificazione del terreno con i relativi parametri sismici, secondo il seguente schema:

- Concatenazione dei file contenenti i record di registrazione in situ.
- fase di pre-processing per "ottimizzare" i record stessi in modo da migliorare la qualità dell'interpretazione cioè eventuale filtraggio o "pulizia" dei dati grezzi.
- Passaggio dal sismogramma al dominio spettrale mediante trasformata FK.
- Analisi spettrale mediante Picking dei punti dello spettro, per ottenere la curva di dispersione sperimentale; la procedura consiste nel trovare per ogni frequenza dei massimi assoluti/relativi dello spettro FK, finalizzata alla individuazione del modo fondamentale di propagazione dell'onda (ovvero quello a velocità minore), senza trascurare (analisi multimodale) di ricercare anche eventuali modi superiori (se presenti).
- Estrazione curva di dispersione sperimentale mediante la procedura sopra indicata dallo spettro FK.
- Inversione: tale procedura è avviata allo scopo di ottimizzare un modello stratigrafico che sia relativo e sovrapponibile alla curva di dispersione sperimentale propria del sito; in tale procedura il programma SWAN utilizza una tecnica di inversione lineare tipo OCCAM che presenta il vantaggio di minimizzare l'errore quadratico medio tra dati sperimentali e dati teorici. In linea generale come in gran parte dei processi di inversione (definiti "try and error") l'inversione viene fermata quando un determinato parametro, definito ϵ (cioè la differenza fra dato osservato e dato calcolato) è in genere $< 2-3\%$. L'inversione OCCAM, utilizzando differenze quadratiche medie, da risultati ancora migliori, di un'inversione lineare classica, dato che quando si raggiunge lo stop dell'inversione (ϵ_{MIN}) cioè un valore percentualmente molto piccolo, la sovrapposizione delle curve è davvero molto buona.
- Fase di ottimizzazione e di taratura della curva teorica, realizzata contestualmente alla procedura d'inversione, con inserimento (eventuale) di strati sino ad un max di 30, assegnazione di moduli di Poisson e taratura dello spessore degli strati mediante confronto con prove dirette (prove penetrometriche, stratigrafie di sondaggio, colonne di perforazioni di pozzi ecc.) ed eseguendo ulteriori processi di inversione allo scopo di raffinare il risultato ottenuto, cioè una curva di dispersione teorica finale molto ben sovrapposta a quella sperimentale.

L'obiettivo finale è l'ottenimento di un profilo verticale delle Vs, minimizzando le imprecisioni (risultati random), ottenendo quindi un modello finale ad elevata attendibilità e mediante le tarature apportate, fortemente rappresentativo, del reale profilo Vs/profondità del sito in analisi, come d'altronde suggerito anche da ricercatori in ambito geofisico (es. Dal Moro et alii Gruppo Esplor. Geofisica - Dip. Geol e Scienze Marine Univ. Trieste "cosa migliore è confrontare lo spettro di velocità osservato, con le curve teoriche di dispersione di un modello che riteniamo plausibile per l'area sotto esame.").

- I dati della prospezione Masw ed in particolare il grafico "velocità sismica Vs – profondità", è contenuto nella allegata scheda: **Prospezione Sismica di Superficie –MASW (Mw_sabar)**
- ove sono riportati:
 - Committente, cantiere, località, nome file, strumentazione utilizzata e caratteristiche indagine, data, direttore lavori e i risultati dell'elaborazione:
 - ❖ Sismogramma misurato in campagna rappresentato nel dominio spazio/tempo
 - ❖ Spettro FK - Frequenza (Hz) / Numero d'onda (rad/m)
 - ❖ Sovrapposizione tra curva di dispersione e curva teorica nel dominio Frequenza (Hz) / Velocità di Fase (m/s)
 - ❖ Grafico del modello della velocità – Velocità Vs (m/s) / Profondità (m)

Osservazioni e Considerazioni sulle tecniche di inversione:

- Le tecniche d'inversione possono fornire soluzioni non univoche, ma proprio per ovviare a questa possibilità, si eseguono TARATURE, con dati reali del sito (prove cpt, stratigrafie, pozzi ecc.) utilizzando anche parametri che esprimono la "rigidezza" degli strati individuati (es. coeff. Poisson), proprio per indirizzare l'inversione verso un modello molto vicino a quello reale.
- La funzione obiettivo (il misfit tra dato osservato e dato calcolato) è prossima a zero, solo in caso ideale in assenza di rumore; per questo motivo il sismogramma può essere trattato o filtrato per ridurre al minimo od eliminare eventuali rumori o disturbi esterni, che non hanno nulla a che fare con l'onda sismica che stiamo analizzando.
- E' fuorviante e sbagliato attribuire una percentuale di errore eseguendo una operazione di alterazione delle velocità sismiche, ottenute dall'esecuzione dei dettagliati processi di inversione sopra esposti.
- Esempio attribuendo un errore globale del ±10%, quindi alterando le velocità sismiche ottenute moltiplicando *0,9 le Vs dei singoli strati, perché in tal modo si **annienta** completamente l'elaborazione Masw, che è stata fatta con cura ed esperienza secondo principi codificati e consolidati.
- Infatti ipotizzando possa esistere un modello Vs/profondità analogo a quello definito con l'interpretazione corretta della prova Masw, ma con velocità alterate (cioè diminuite/aumentate del 10%) si otterrebbe un Mach fra curva sperimentale e teorica **completamente non attendibile**. A titolo di esempio si allegano alcune figure che illustrano tale erronea operazione di alterazione delle Vs calcolate:

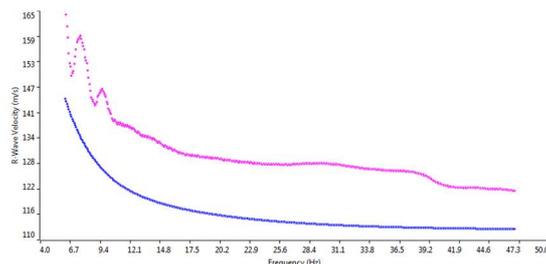
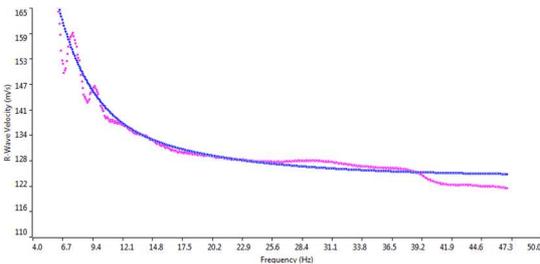


Grafico con sovrapposizione fra curva dispersione sperimentale (magenta) e curva teorica (blu) ottenuta dal processo inversione Masw dominio frequenza/velocità. Si noti la quasi perfetta corrispondenza del fitting fra le due curve	Grafico con sovrapposizione fra curva dispersione sperimentale (magenta) e curva teorica "alterata" modificando le Vs diminuendole erroneamente del 10% (blu) dominio frequenza/velocità. Si noti la completa "sfasatura" della curva teorica sinonimo di un allontanamento dalla reale stratigrafia sismica che caratterizza il sito quindi un modello NON ACCETTABILE
--	---

Le curve di dispersione sopra esposte sono riferite ad un **generico** sito, con stratificazione a 5 strati, mantenuti identici nelle 2 simulazioni, con coefficienti di Poisson assegnati uguali nelle 2 simulazioni (variabili fra 0.45-0.48); nell'esempio sopra riportato si otterrebbe infatti una $V_{S30} \approx 188$ m/sec [grafico a sinistra - **elaborazione corretta**] e $V_{S30} \approx 170$ m/sec [grafico a destra- **completamente fuori fitting**].

Categorie di suolo di fondazione (Azione sismica di progetto [V_{S30}]).

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto (come previsto da art. 3.2 del DM 17-1-18) sono stati esaminati i dati ottenuti dalle prospezioni sismiche di superficie, per la caratterizzazione del sottosuolo basata sulla misura diretta dei valori della velocità media delle onde di taglio Vs.

Da tale analisi (metodo sismico attivo-MASW) si rileva un tendenziale progressivo lento incremento con la profondità dei relativi valori di velocità delle onde Vs, di seguito riassunti:

strato n°	Velocità onde S (Vs)	Profondità base strato (m)	Spessore singolo strato (m)
1	170	1.00	1.0
2	135	3.40	2.4
3	190	11.40	8.0
4	200	26.40	15.0
5	207	30.00	3.60

In base a quanto sopra, la classificazione delle categorie dei suoli di fondazione, come da All. 2 (cfr. Ord. Pres. Consiglio dei Ministri 3274 del 20-3-2003 e art. 3.2.2 DM 17-1-18), ai vari strati sismo stratigrafici individuati, è stato associato il valore della velocità Vs direttamente misurate, consentendo di ottenere la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{S,eq}$ (in m/s) dall'espressione:

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

Dove:
 hi = spessore dello strato i-esimo
 Vs_i = velocità onde S nello strato i-esimo
 N = numero strati considerati
 H=profondità del substrato, caratterizzato da Vs≥800 m/s

Poiché nella zona in esame la profondità H del substrato è superiore a 30 m la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è stata definita dal parametro $V_{s,30}$ ottenuto ponendo $H=30$ nella formula suddetta, ed ottenendo la $V_{s,30}$, cioè la velocità media di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{Si}}}$$

Si è quindi ottenuto in base ai dati sopra esposti, ed in considerazione di quanto previsto da art. 3.2.2 NTC18, "Per le fondazioni superficiali la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse,", quindi IPOTIZZANDO a scopo cautelativo il piano di posa fondale superficiale al pc:

Prospezione MW_sabar $V_{s30} = 190$ m/sec (da -0.0 a -30 m)

Inoltre in considerazione di quanto previsto da art. 3.2.2 NTC18, "Per le fondazioni superficiali la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse,", quindi IPOTIZZANDO il piano di posa fondale al almeno -2/2.2 m da pc:

Prospezione MW_sabar $V_{s30} = 195$ m/sec (da -2.0 a -32 m)

Da cui si evince che entrambi i valori ottenuti in base al parametro V_{s30} esposto, corrispondono alla **categoria del suolo di fondazione di tipo C** (cfr. All2 Ord. PCM 3274/03 e art. 3.2.2 DM 17-1-18), poiché tale categoria è caratterizzata da valori di V_{s30} variabili fra 180 e 360 m/sec.

EFFETTI DI SITO (approccio semplificato NTC18 art. 3.2.2)

Amplificazione segnale sismico

Da quanto sopra è possibile quindi realizzare la previsione delle modificazioni locali del moto sismico che possono essere indotte nel terreno dal passaggio delle onde sismiche.

L'obiettivo è la suddivisione del territorio o dell'area in esame in sottozone, con l'indicazione delle aree sismicamente critiche durante i terremoti.

In generale i siti sismicamente critici possono essere contraddistinti da aspetti scatenanti dell'amplificazione sismica dovuta a:

- aspetti legati alla presenza nel sito di faglie sismogenetiche e/o faglie attive che possano mobilizzarsi in occasione di eventi sismici e generare possibili scorrimenti e rotture del terreno in superficie
- aspetti legati al verificarsi di fenomeni di instabilità durante l'evento sismico e quindi costituire zone potenzialmente instabili per frana
- aspetti legati a possibili fenomeni d'amplificazione del moto sismico

Nel sito in esame allo stato attuale delle conoscenze (bibliografiche) **non sono presenti**, (o non sono mai stati segnalati) scenari correlabili ai primi 2 punti sopra indicati, per la cui valutazione scientifica necessiterebbero approfonditi e costosi studi territoriali eseguiti ad hoc, che esulano dagli scopi del presente report.

L'unico aspetto da prendere in considerazione per la zonazione del sito, in relazione a possibili effetti locali d'amplificazione, sono quelli dovuti alla presenza di un deposito alluvionale stratificato che ricopre il bedrock sismico, presente in profondità nel sottosuolo.

A tale scopo è possibile valutare i valori d'accelerazione massima al suolo, di ciascuna categoria (sismica) di sottosuolo cui è associato un fattore d'amplificazione denominato fattore di sottosuolo S (Soil factor - per sottosuoli da B ad E), che moltiplica l'accelerazione max su affioramento rigido (sottosuolo tipo A) indicata da EC8 come a_{gR}

$$a_{max} = S \times a_{gR}$$

I valori del Soil factor S sono desumibili da tabelle (Del. 112-07) e/o suddivise a seconda della magnitudo come in EC8 (terremoti di tipo 1: $M > 5,5$ e terremoti di tipo 2 $M \leq 5,5$), oppure possono essere calcolati analiticamente (verifiche sismiche di III Livello) come nel caso in esame ed in particolare:

$$S = S_S \times S_T$$

Dove S_S = coefficiente d'amplificazione stratigrafica
 S_T = coefficiente d'amplificazione topografica

Come indicato da **Tabella 3.2.IV e tab. 3.2.V (DM 17-1-18)**, ove in base alla morfologia, il sito in esame, è in categoria topografica T1, cui è assegnato un valore di $S_T = 1$, quindi ininfluente nel calcolo di effetti locali di amplificazione del segnale sismico.

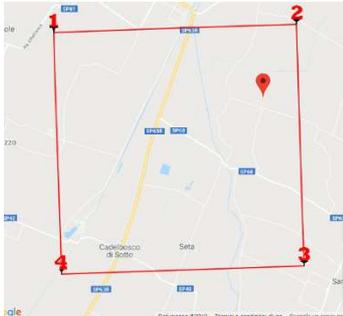
La caratterizzazione sismica, per la definizione delle categorie di suolo di fondazione, ha evidenziato un sottosuolo di tipo C, quindi dalla tab 3.2V del DM 17-01-18 NTC, è possibile calcolare numericamente il parametro S_S :

$$S_s = 1.70 - 0.6 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g}$$

Ove F_0 = valore del fattore amplificazione spettrale massima, in accelerazione orizzontale

Per una determinazione numerica, del Valore di F_0 è stato utilizzato un particolare simulatore (Geostru software), che è in grado di interpolare i dati di una maglia elementare di almeno 4 epicentri sismici all'intorno del sito d'interesse, inserendo le coordinate di latitudine e longitudine in gradi con notazione decimale del sito da analizzare.

I risultati di tale elaborazione, con cui si definisce analiticamente con precisione, il valore di a_g , F_0 e T_c^* del sito d'interesse, sono riportati in figura con indicazione:



- il segnapunto rosso rappresenta l'area scelto per il calcolo, cioè "tettoia metallica area Cadelbosco"
- la località più vicina al punto di calcolo, Santa vittoria
- i 4 punti della maglia impiegata del reticolo di riferimento

Dati del sito	WGS84	ED50:
Latitudine:	44.835410	44.836347
Longitudine:	10.660351	10.661364

Dati sulla costruzione

Classe d'uso:	2
Vita Nominale:	50 anni
Coefficiente d'uso:	1.0
Vita di riferimento:	>50.0 anni
Probabilità di superamento nella vita di riferimento:	0.100000 (SLV) Periodo di ritorno: 474.5(anni)

Valori finali calcolati per SLV Classe d'uso: **II** (come da prog. Spettri-NTC ver.1.0.3 da sito cslp.it "Consiglio Superiore lavori Pubblici - area Azioni sismiche spettri di risposta"): Probabilità di superamento: 10 %

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0.039	2.557	0.241
SLD	50	0.049	2.526	0.261
SLV	475	0.125	2.501	0.288
SLC	975	0.165	2.538	0.288

Da dati sopra esposti con $a_g = 0.125 g$ ed $F_0 = 2.501$ si ottiene:
 $S_s = 1.512$

considerando cautelativamente il coefficiente d'amplificazione stratigrafico pari a 1.51, l'accelerazione max superficiale da considerare omogenea per l'area d'intervento, può essere assunta pari a:

$$a_{max} = 0.189 g$$

Stima analitica degli spettri di risposta (NTC 08)

Dai dati sopra ottenuti è possibile simulare lo spettro di risposta elastico in accelerazione riferito convenzionalmente ad uno smorzamento del 5%, validi per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4 sec.

Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro dovrà essere definito mediante apposite e particolari analisi.

Per la definizione dello spettro di risposta sono stati calcolati i periodi T_B , T_C e T_D per i quali è necessario conoscere i parametri C_c (da Tab 3.2V del Dm 17-1-18) e T_c^* (calcolato e sopra esposto) tramite le seguenti formule:

$$T_B = T_C / 3$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^*$$

$$T_D = 4 \times a_g / g + 1.6$$

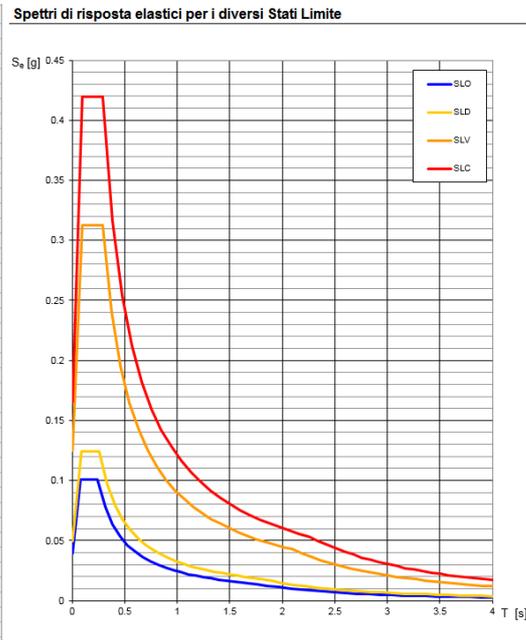
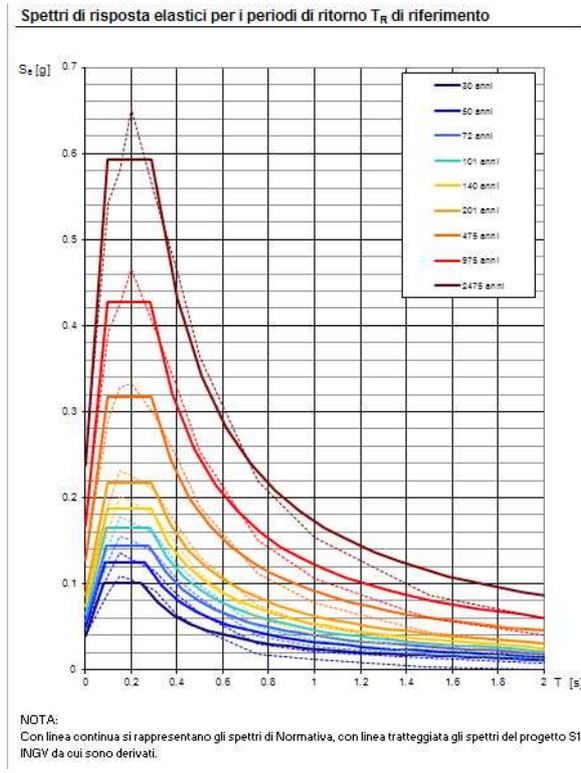
Cui corrispondono le seguenti accelerazioni spettrali $S_c(T)$:

Componenti orizzontali	$T_D \leq T$	$S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 (T_c T_D / T^2)$
Componenti Verticali	$T_B \leq T < T_C$	$S_{VE}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V$
	$T_C \leq T < T_D$	$S_{cVE}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot (T_c / T)$
	$T_D \leq T$	$S_{VE}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V (T_c T_D / T^2)$
$T_B \leq T < T_C$	$S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$	
$T_C \leq T < T_D$	$S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot (T_c / T)$	

Dove

η = fattore correzione del coefficiente smorzamento viscoso ξ (per $\xi=5\%$ $\eta=1$) per valori di smorzamento diversi da 5% $\eta = \sqrt{10/(5+\xi)}$ $F_v = 1.35 \cdot F_0 \cdot (\text{ag/g})^{0.5}$

Ottenendo mediante un adeguato simulatore per il calcolo degli spettri (Spettri-NTC ver.1.0.3 da sito cslp.it “Consiglio Superiore lavori Pubblici - area Azioni sismiche spettri di risposta”):



FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite considerato: SLV

Risposta sismica locale:
 Categoria di sottosuolo: C
 Categoria topografica: T1
 $S_{b1} = 1.500$, $C_0 = 1.584$, $h/H = 0.000$, $S_T = 1.000$

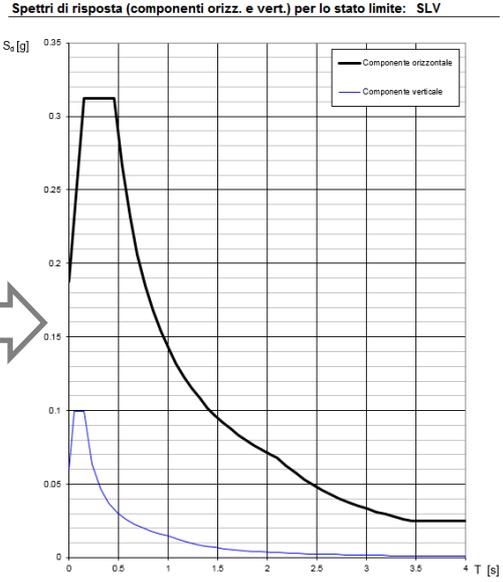
Compon. orizzontale:
 Spettro di progetto elastico (SLE) $\zeta = 5\%$, $\eta = 1.000$
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore $q_0 = 1.5$ Regol. in altezza: si

Compon. verticale:
 Spettro di progetto Fattore $q_v = 1.5$, $\eta = 0.667$

Elaborazioni:
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

Legend:
 - Spettro di progetto - componente orizzontale (black line)
 - Spettro di progetto - componente verticale (blue line)
 - Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\zeta = 5\%$) (red line)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**



La verifica dell' idoneità 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.

Per ottenere gli spettri di risposta di progetto (SLU), introducendo la categoria di sottosuolo e topografica (T1) ed il fattore di struttura q , (che devono essere forniti da Ing. strutturista), si possono ricavare gli spettri di progetto.

Nella “FASE 3” del programma (Spettri-NTC ver.1.0.3 da sito cslp.it) viene richiesto il fattore di struttura q_0 , che rappresenta la duttilità generale della tipologia e geometria strutturale (valore indicato o calcolato da Ing. strutturista).

In mancanza di tale valore, ipotizzando per il caso in esame $q_0=1,5$ e supponendo l'edificio regolare in altezza e quindi in tal caso è possibile assumere in prima approssimazione $K_r=1$, ne deriva un valore di $q = q_0 \times K_r = 1,5$.

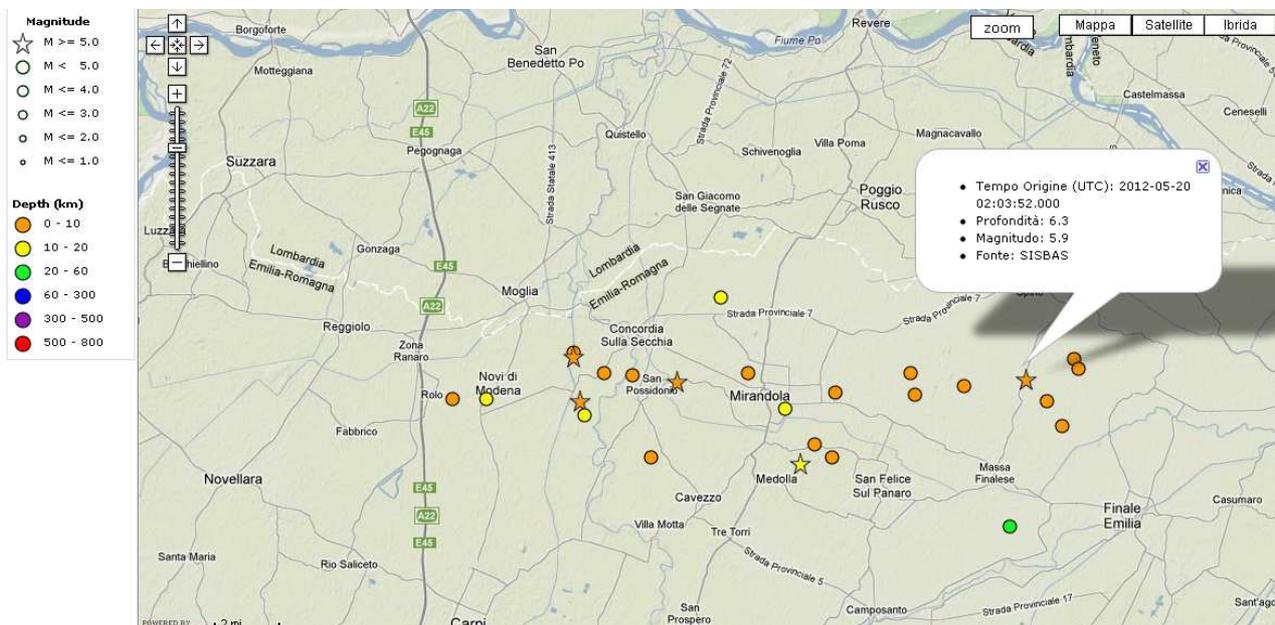
[gli spettri sopra esposti hanno quindi solo valore di max indicativo e dovranno essere ricalcolati in dettaglio in fase di progetto esecutivo, utilizzando i reali parametri progettuali corretti, ed al momento solo ipotizzati].

Suscettività alla liquefazione in condizioni sismiche

Nel sito in esame nel contesto della presente analisi, si è sviluppato il calcolo di verifica liquefacibilità, prendendo in considerazione le cpt, eseguite in corrispondenza del sito.

A tale scopo si ricorda che:

- in un terreno saturo **non coesivo** può verificarsi in caso di sisma l'aumento della pressione interstiziale,
- possono quindi generarsi deformazioni permanenti significative od addirittura l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno (liquefazione)
- nel caso di fondazioni superficiali, la probabilità che si verifichino fenomeni di liquefazione è bassa o NULLA e la verifica a liquefazione può essere omessa (art. 7.11.3.4.1 NTC-18) se si verifica almeno una delle seguenti condizioni:
 - 1) accelerazione massima attesa al pc in assenza di manufatti (condizione free-field) <math>< 0.1 g</math>
 - 2) per fondazioni superficiali se il terreno sabbioso (quindi saturo) è presente a prof. maggiore di 15 m (cioè profondità della falda media stagionale > 15 m da pc, vedi anche norme AGI/05 cap.7.3).
 - 3) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)60 > 30$ oppure $qc1N > 180$ dove $N1(60)$ e $qc1N$ sono il valore della resistenza N_{spt} penetrometrica da prove SPT o il valore della resistenza da prove penetrometriche statiche (Cone Penetrometer Test) normalizzato per uno sforzo efficace di confinamento (profondità) pari a 100 KPa:
 - 4) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate in fig. 7.11.1 (a) e (b) del NTC-18 nel caso di terreni con coeff. U_c rispettivamente <math>< 3,5</math> o >math>> 3,5</math>.



In relazione alle prove effettuate ed alle sequenza Litotecnica riscontrata, come meglio descritto nel precedente capitolo "Ipotesi di Verifica stato limite ultimo (SLU-GEO)", nel sottosuolo esaminato **NON sono presenti** livelli continui, classificabili come richiede art. 7.11.4.3 del NTC-18 cioè:

"strati **estesi** o lenti **spesse** di sabbie sciolte sotto falda....",

dall'analisi della stratigrafia desunta dalla indagine Cpt, si evince che sono unicamente presenti intercalazioni sabbioso-limose e limoso-sabbioso in 2 delle cpt eseguite presenti a profondità di -11/13 m da pc, solo nella prova cpt 3w sono state rilevate lenti a spessore comunque ridotto e non estese lateralmente presenti nei primi 4/7 m da pc..

La verifica quantitativa di suscettibilità alla liquefazione potrebbe quindi essere omessa, ma a maggior tutela ed a favore di sicurezza, è stata comunque sviluppata sulla verticale di prova sino a -15 m.

In base ai dati di magnitudo rilevati nel Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI04-emidius INGV), per la zona di Novellara con un raggio di 50 Km di ricerca sono noti valori medi M_w variabili fra 4,5÷5,2 con episodi max con $M_w=5,44$ (Correggio 96) o 5,85 (App. modenese 1501) od ancora 5.81 (Ferrara 1346). Inoltre si fa anche riferimento alla recente crisi sismica avvenuta in Pianura Padana nel 2012, che se ancora non inclusi nel catalogo, ha prodotto eventi sismici che hanno raggiunto magnitudo momento $M_w=5.65/5.9$.

Verifica QUANTITATIVA liquefazione

Per la verticale di prova sopra detta si è eseguita la verifica NUMERICA QUANTITATIVA per la valutazione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione.

Dall'analisi dei log penetrometrici si è calcolata la risposta dei terreni in sollecitazione dinamica, per un'accelerazione max orizzontale al suolo, che per la zona di Novellara, come emerso dal calcolo sismico degli effetti di sito (amplificazione approccio semplificato da NTC), risulta corrispondente a:

- 0.189g (con cat. suolo C e classe uso 2 "affollamenti normali").

A scopo di confronto sono sotto indicati i valori di a_{max} osservati durante l'ultima crisi sismica padana, registrati alla stazione RAN di Mirandola – MRN, (ubicata circa 13.4 Km dal epicentro del 20-5-12 e 4 Km da quello del 29-5-12).

Le accelerazioni **orizzontali** registrate sono risultate rispettivamente:

- $a_{max}=0,264_{(N-S)}-0.261_{(E-W)}g = 0.262g$ (evento del 20-5-12 $M_w=5,9$)
- $a_{max}=0,296_{(N-S)}-0.224_{(E-W)}g = 0.257g$ (evento del 29-5-12 $M_w=5,8$).

Il sito in analisi (**Discarica Via Levata**) dista circa rispettivamente:

- **32 Km** dalla stazione RAN MRN
- **45 Km** da epicentro 20-5
- **34 Km** da epicentro 29-5
- **23 Km** da epicentro 03-06 (Novi di Modena)

Metodo Seed-Idriss

Per l'unico livello (a struttura lenticolare) sabbioso limoso, presente nella verticale sopra esposta, si è utilizzato il metodo originariamente sviluppato da Seed e Idriss (1971) che considera il parametro CSR "domanda di resistenza ciclica indotta dal sima" e parallelamente in relazione a procedure basate su prove CPT - SPT e/o eventualmente sulla velocità delle onde di taglio (V_s), consente la stima del valore CRR "capacità di resistenza del terreno alla liquefazione".

Dal rapporto fra questi parametri si ottiene un valore numerico, del potenziale di liquefazione tramite il coefficiente di sicurezza FS_L :

$$FS_L = \frac{CRR}{CSR} \times MSF$$

ove MSF = *fattore di scala in funzione della magnitudo attesa*

Valutazione domanda di resistenza ciclica alla liquefazione CSR (Cyclic Stress Ratio)

Tale metodo, basato inizialmente su studi di Seed e Idriss, è stato ulteriormente perfezionato nel tempo da diversi autori (Youd e Idriss-97, Youd et alii-2001, Finn-2002).

La procedura codificata, consiste nel valutare dallo sforzo totale ed efficace del sovraccarico dello strato di terreno, alla profondità in analisi, corretto da un fattore di riduzione della sollecitazione, che diminuisce con la profondità r_d , e consente di ottenere il valore di CSR mediante la relazione:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \cdot r_d$$

dove:

0.65 = fattore peso introdotto da Seed che tiene conto del numero di sforzi ciclici richiesti per produrre lo stesso aumento di pressione dei pori per irregolare movimento del terreno durante il sisma.

σ_{v0} = tensione verticale totale

σ'_{v0} = tensione verticale efficace

a_{max} = accelerazione massima alla superficie

g = accelerazione di gravità (pari a 9.81 m/sec²)

r_d = fattore riduzione delle tensioni alla prof di calcolo

per profondità	$z \leq 9.15$ m	$rd = 1 - 0.00765 \cdot z$
mentre	$9.15 < z \leq 23$ m	$rd = 1.174 - 0.0267 \cdot z$
(con z = prof in metri da pc)		

Valutazione capacità di resistenza alla liquefazione CRR (Cyclic Resistance Ratio)

Sono diverse le formule per calcolare la CRR, proposte da diversi autori negli anni, fra cui anche sistemi empirici semplificati ed abachi.

La formula più classica, testata negli anni e contenuta nelle recenti norme AGI "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica (Linee guida marzo 2005) associa a valori di resistenza alla penetrazione 'normalizzata' (prove CPT), il valore di CRR secondo le formule di Robertson e Wride (1998) in funzione del contenuto in materiali fini e per un terremoto di magnitudo 7,5:

$$CRR_{7,5} = 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right] + 0.05 \quad \text{se} \quad (q_{c1N})_{CS} < 50$$

$$CRR_{7,5} = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad \text{se} \quad 50 \leq (q_{c1N})_{CS} < 160$$

$(q_{c1N})_{CS}$ = resistenza alla punta normalizzata

A sua volta

$$(q_{c1N})_{CS} = q_{c1N} \cdot K_c \quad \text{e} \quad q_{c1N} = C_q \cdot (q_c / P_a)$$

Con

$C_q = (P_a / \sigma'_{v0})^n \leq 1,7$ fattore normalizzazione della resistenza alla punta

P_a = pressione atmosferica di riferimento (1 atm ≈ 100 KPa)

qc= valore resistenza penetrometrica in situ
 n= esponente di sforzo in funzione della litologia utilizzato anche per il calcolo del indice I_C (Robertson e Wride-88/90)

Da quanto sopra, il 1° dato da ottenere è l'Indice I_C e relativo esponente di sforzo (n), che si ottengono procedendo per steps successivi:

- 1) se I_C>2,6 ed n=1 allora il terreno è classificabile coesivo quindi non liquefacibile ed il calcolo è terminato
- 2) se I_C<2,6 il suolo può essere di natura granulare e si ripete il calcolo con n= 0,5
- 3) se dal ricalcolo del punto 2 I_C< 2,6 il suolo è classificabile come non coesivo ed il valore di I_C sarà utilizzato nel calcolo di q_{c1N}
- 4) se dal ricalcolo del punto 2 I_C> 2,6 il suolo è classificabile come limoso ed eventualmente coesivo e si dovrà ripetere il calcolo con n= 0,7 ed il valore del nuovo I_C sarà utilizzato nel calcolo di q_{c1N}

L'indice I_C è calcolato con le seguenti relazioni:

$$I_C = \left[(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5}$$

ove

$$Q = [(qc - \sigma_{V0} / P_a)] \cdot [(Pa / \sigma'_{V0})^n]$$

$$F = [fs / (qc - \sigma_{V0})] \cdot 100 \%$$

e per il coefficiente K_C da Robertson e Wride 98:

Per	I _C ≤ 1,64	K _C = 1.0
Per	I _C > 1,64	K _C = - 0.403 · I _C ⁴ + 5.581 · I _C ³ - 21.63 · I _C ² + 33.75 · I _C - 17.88

Inoltre il contenuto in fini (FC) può essere calcolato come FC= 1.75 x I_C^{3.25}-3.7

Correzione dei valori di CRR e CSR

Per terremoti di magnitudo minore o maggiore di 7,5 il valore CRR deve essere corretto secondo la equazione CRR_M=CRR_{7,5}·MSF, ove il coefficiente di correzione MSF, (arrotondato a favore di sicurezza) assunto in base alla magnitudo max attesa, è stato inserito nei calcoli assumendo il "range di MSF raccomandato da NCEER" la cui funzione (fascia a tratteggio in figura) media la fascia dei valori ottenuti da varie formulazioni di diversi autori (da Youd & Noble 1997) da utilizzare in questo caso poichè la magnitudo del sito è M<7,5.

Inoltre CSR è corretto (in caso di magnitudo diversa da 7.5) per l'effetto di aumento non-lineare della resistenza di liquefazione con incremento dello stress effettivo iniziale del sovraccarico.

Il valore numerico di questo fattore di correzione è funzione dei valori di densità relativa (Dr) che nel caso di test CPT è determinata dalla relazione di Jamiolkowski et al. (1985).

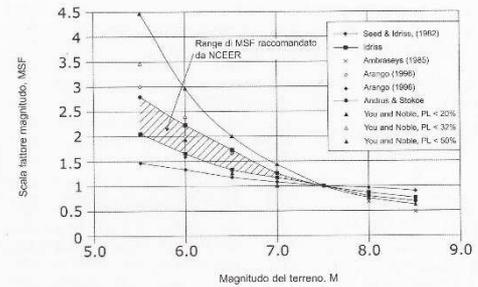
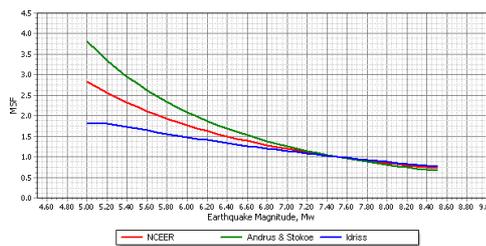
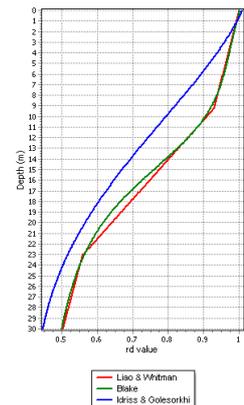


Figura 2.18. Fattore di scala della magnitudo derivato da diversi ricercatori (da Youd e Noble, 1997)



Per il caso in esame pur trattandosi di una zona a medio-basso grado di sismicità, a favore di sicurezza sono state adottate per la verifica a liquefazione le formulazioni di NCEER (Magnitudo scaling factor-MSF) e di Liao&Whitman (Stress reduction factor -rd).



Diversi autori (fra cui Iwasaki e Pianc,2001 vedi Norme AGI 2005), attribuiscono al coefficiente di sicurezza F_{SL} i seguenti significati:

- F_{SL}>1 si possono escludere fenomeni di liquefazione
- F_{SL}<1 è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione.

Ottenuto il parametro F_{SL} è possibile operare una stima del potenziale di liquefazione del sito in esame tramite l'Indice del potenziale di Liquefazione (I_L), che rappresenta una stima degli effetti della liquefazione, in base allo spessore e profondità delle zone eventualmente liquefacibili (cioè che presentano F_{SL}<1).

Il valore di I_L, ottenuto da formulazioni di Iwasaki et Al. (1982), asserendo che la severità dell'evento di liquefazione, è tendenzialmente proporzionale ai fattori:

Spessore dello strato liquefacibile
 Prossimità dello strato liquefacibile alla superficie
 Fattore di sicurezza $F_s < 1$.
 Il valore di I_L è ottenuto dalla relazione:

$$I_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

Dove:
 se $F_s > 1$ $F(z) = 0$
 $F_s \leq 1$ $F(z) = 1 - F_s$
 $w(z) = 10 - 10(z/z_{crit})$ ($z = \text{prof. in m}$)
 dz incremento differenziale profondità

l'equazione integrale sopra esposta fornisce i valori di I_L nel campo 0-100, con le seguenti classi di rischio:

I_L	Rischio Suscettibilità liquefazione
$I_L = 0$	Molto prob. non si ha liquefazione
$0 \leq I_L < 5$	Rischio liquefazione basso
$5 \leq I_L < 15$	Rischio Liquefazione Alto.
$I_L > 15$	Rischio Molto alto

References per la valutazione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione F_s , sopra esposto:

- Andrus D R, Piratheepan P, Ellis S B, Zhang J, Juang C H (2004) Comparing liquefaction evaluation methods using penetration-Vs relationships, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 24
- Li K D, Juang C H, Andrus D R (2007) Index Properties-Based Criteria for Liquefaction Susceptibility of Clayey Soils: A Critical Assessment, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 133.
- Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects.
- Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 1-2: General rules for buildings.
- Gutierrez M, Duncan J M, Woods C, Eddy M (2003), Development of a Simplified Reliability - Based Method for Liquefaction Evaluation, Civil and Environmental Engineering - Virginia Polytechnic Institute & State University.
- Idriss M I, Boulanger R W (2004) Semi-Empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes, Department of Civil & Environmental Engineering - University of California.
- Iwasaki T, Tokida K, Tatsuko F, Yasuda S (1978) A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various site in Japan, Proc. 2nd. Int. Conf. on microzonation, San Francisco, Vol.2.
- Zhang G, Robertson P K, Brachman R W I (2002) Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground, Can. Geotechnical Journal, Vol. 39, pp. 1168-1180.
- Ishihara K, Yoshimine M (1992) Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 1, pp. 173-188
- Yoshimichi T, Ishihara K, Sawada S (2004) Settlement of Silty Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 44, No. 5, pp. 135-148.
- Juang C H, Fang Y S, Khor H E (2006) First-Order Reliability Method for Probabilistic Liquefaction Triggering Analysis Using CPT, Journal of geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132
- Juang C H, Yuan H, Lee D H, Ku C S (2001) Assessing CPT-based methods for liquefaction evaluation with emphasis on the cases from the Chi-Chi, Taiwan, earthquake, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 22, pp. 241-258.
- Lunne T, Robertson P K, Powell M J J (1997) Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice.
- Olsen R S (1997) Cyclic liquefaction based on the cone penetration test², Proceedings of the NCEER Workshop of Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Technical Report NCEER-97-0022, State University of New York as Buffalo, pp. 225-276.
- Olson M S, Stark D T (2003) Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129.
- Robertson P K, Wride C E (1997) Cyclic liquefaction and its evaluation based on SPT and CPT, Proceedings of the NCEER Workshop of Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Technical Report NCEER-97-0022, State University of New York as Buffalo, pp. 41-87.
- Robertson P K, Campanella R G (1985) Liquefaction Potential of Sands Using the CPT, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111
- Seed et al (2003) RECENT ADVANCES IN SOIL LIQUEFACTION ENGINEERING: A UNIFIED AND CONSISTENT FRAMEWORK, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Keynote Presentation, H.M.S. Queen Mary, Long Beach, California, April 30.
- Youd L T, Idriss I M (1996) Proceedings of the NCEER Workshop on the Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Salt Lake City, Utah. Cetin K O, Seed B R, Kiureghian A, Tokimatsu K, Harder L F, Kayen R E, Moss R S (2006) Standard Penetration Test-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 130. Moss R S, Seed B R, Kayen R E, Stewart J P, Kiureghian A, Cetin O K (2006) CPT-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of In Situ Seismic Soil Liquefaction Potential, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132.



Geotechnical Engineering Software
 License in use to Dr. R. Triches
 Via Pascoli 53 - 41012 Carpi MO ITALY

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

Project title : Verifica liquefabilità

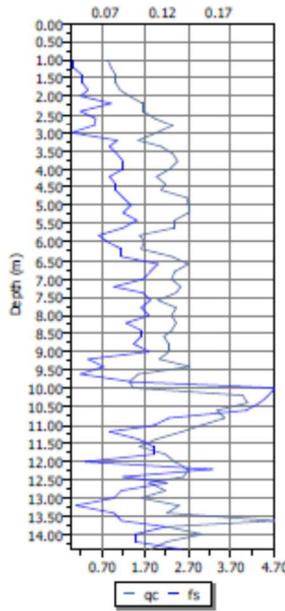
Project subtitle : Cpt1w - Area Sabar Tettoia Metallica

Input parameters and analysis data

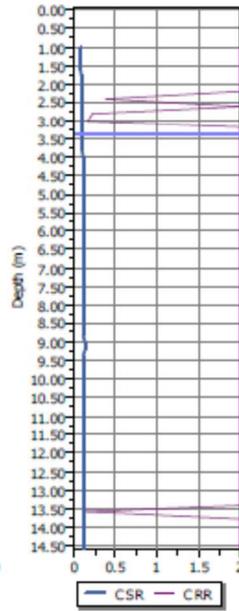
In-situ data type: Cone Penetration Test
 Analysis type: Deterministic
 Analysis method: Robertson (1998)
 Fines correction method: Robertson (1998)

Depth to water table: 3.40 m
 Earthquake magnitude M_w : 5.90
 Peak ground acceleration: 0.19 g
 User defined F.S.: 1.00

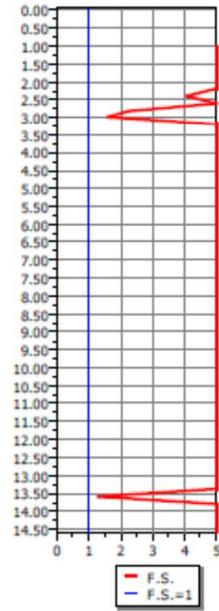
CPT data graph



Shear stress ratio



Factor of safety



This software is licensed to : Riccardo Triches

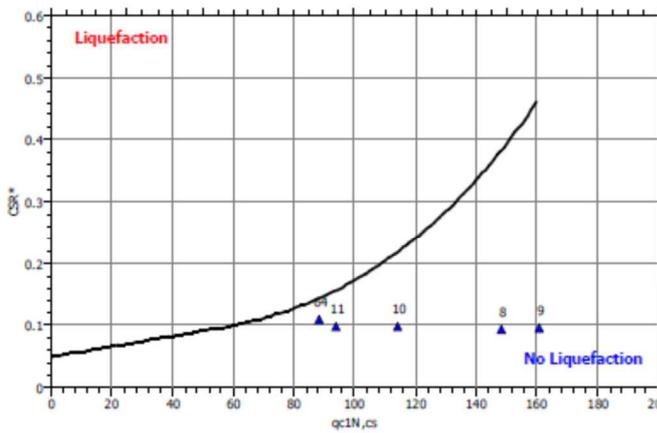
:: Overall liquefaction potential according to Iwasaki ::

Point ID	F	w _w	I _L	Point ID	F	w _w	I _L
1	0.00	9.50	0.00	2	0.00	9.40	0.00
3	0.00	9.30	0.00	4	0.00	9.20	0.00
5	0.00	9.10	0.00	6	0.00	9.00	0.00
7	0.00	8.90	0.00	8	0.00	8.80	0.00
9	0.00	8.70	0.00	10	0.00	8.60	0.00
11	0.00	8.50	0.00	12	0.00	8.40	0.00
13	0.00	8.30	0.00	14	0.00	8.20	0.00
15	0.00	8.10	0.00	16	0.00	8.00	0.00
17	0.00	7.90	0.00	18	0.00	7.80	0.00
19	0.00	7.70	0.00	20	0.00	7.60	0.00
21	0.00	7.50	0.00	22	0.00	7.40	0.00
23	0.00	7.30	0.00	24	0.00	7.20	0.00
25	0.00	7.10	0.00	26	0.00	7.00	0.00
27	0.00	6.90	0.00	28	0.00	6.80	0.00
29	0.00	6.70	0.00	30	0.00	6.60	0.00
31	0.00	6.50	0.00	32	0.00	6.40	0.00
33	0.00	6.30	0.00	34	0.00	6.20	0.00
35	0.00	6.10	0.00	36	0.00	6.00	0.00
37	0.00	5.90	0.00	38	0.00	5.80	0.00
39	0.00	5.70	0.00	40	0.00	5.60	0.00
41	0.00	5.50	0.00	42	0.00	5.40	0.00
43	0.00	5.30	0.00	44	0.00	5.20	0.00
45	0.00	5.10	0.00	46	0.00	5.00	0.00
47	0.00	4.90	0.00	48	0.00	4.80	0.00
49	0.00	4.70	0.00	50	0.00	4.60	0.00
51	0.00	4.50	0.00	52	0.00	4.40	0.00
53	0.00	4.30	0.00	54	0.00	4.20	0.00
55	0.00	4.10	0.00	56	0.00	4.00	0.00
57	0.00	3.90	0.00	58	0.00	3.80	0.00
59	0.00	3.70	0.00	60	0.00	3.60	0.00
61	0.00	3.50	0.00	62	0.00	3.40	0.00
63	0.00	3.30	0.00	64	0.00	3.20	0.00
65	0.00	3.10	0.00	66	0.00	3.00	0.00
67	0.00	2.90	0.00	68	0.00	2.80	0.00
69	0.00	2.70	0.00				

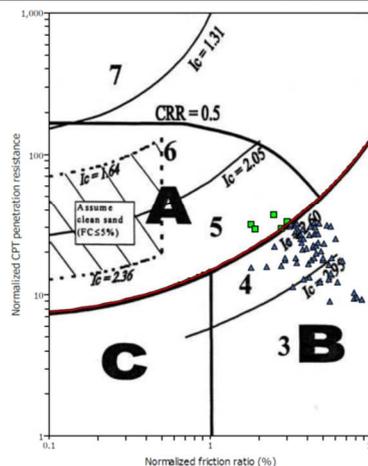
Overall liquefaction I_L : 0.00

I_L = 0.00 - No liquefaction
 I_L between 0.00 and 5.00 - Liquefaction not probable
 I_L between 5.00 and 15.00 - Liquefaction probable
 I_L > 15.00 - Liquefaction certain

$M_w = 7^{1/2}$, $\sigma'_{vm} = 1$ atm base curve



Summary of liquefaction potential



Zone A: Cyclic liquefaction possible - depends on size and duration of cyclic loading.
Zone B: Liquefaction unlikely - check other criteria.
Zone C: Flow/cyclic liquefaction possible - depends on soil plasticity and sensitivity as well as size and duration of cyclic loading.

— I_c cutoff value (2.60)
 ▲ Point does not meet criteria (assumed not susceptible to liquefaction)
 ■ Point meets criteria and will be tested

Total points: 69
 Points accepted for testing: 5
 Points excluded for testing: 64

Soil type index legend

Orange	Gravelly sand to dense sand
Yellow	Sands: clean sand to silty sand
Light Green	Sand mixtures: silty sand to sandy silt
Green	Silt mixtures: clayey silt to silty clay
Dark Green	Clays: silty clay to clay
Brown	Organic soils: peats



Geotechnical Engineering Software
 License in use to Dr. R. Triches
 Via Pascoli 53 - 41012 Carpi MO ITALY

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

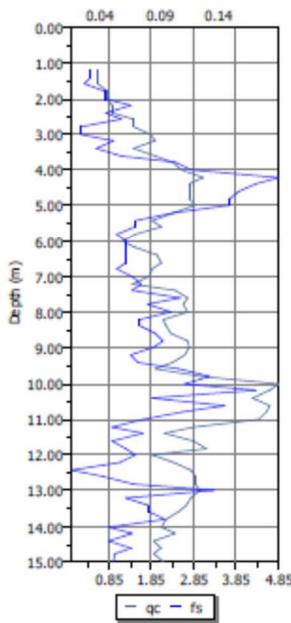
Project title : Verifica liquefabilità
 Project subtitle : Cpt2w - Area Sabar Tettoia Metallica

Input parameters and analysis data

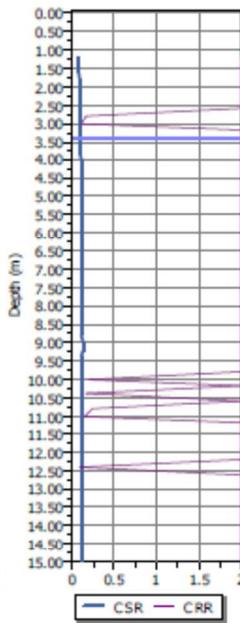
In-situ data type: Cone Penetration Test
 Analysis type: Deterministic
 Analysis method: Robertson (1998)
 Fines correction method: Robertson (1998)

Depth to water table: 3.40 m
 Earthquake magnitude M_w : 5.90
 Peak ground acceleration: 0.19 g
 User defined F.S.: 1.00

CPT data graph



Shear stress ratio



Factor of safety



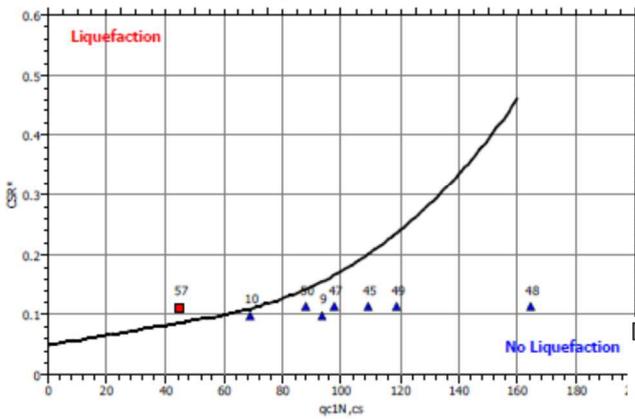
This software is licensed to : Riccardo Triches

Overall liquefaction potential according to Iwasaki :

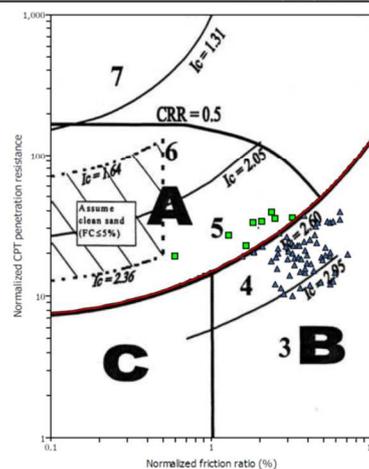
Point ID	F	w_p	I_L	Point ID	F	w_p	I_L
1	0.00	9.40	0.00	2	0.00	9.30	0.00
3	0.00	9.20	0.00	4	0.00	9.10	0.00
5	0.00	9.00	0.00	6	0.00	8.90	0.00
7	0.00	8.80	0.00	8	0.00	8.70	0.00
9	0.00	8.60	0.00	10	0.00	8.50	0.00
11	0.00	8.40	0.00	12	0.00	8.30	0.00
13	0.00	8.20	0.00	14	0.00	8.10	0.00
15	0.00	8.00	0.00	16	0.00	7.90	0.00
17	0.00	7.80	0.00	18	0.00	7.70	0.00
19	0.00	7.60	0.00	20	0.00	7.50	0.00
21	0.00	7.40	0.00	22	0.00	7.30	0.00
23	0.00	7.20	0.00	24	0.00	7.10	0.00
25	0.00	7.00	0.00	26	0.00	6.90	0.00
27	0.00	6.80	0.00	28	0.00	6.70	0.00
29	0.00	6.60	0.00	30	0.00	6.50	0.00
31	0.00	6.40	0.00	32	0.00	6.30	0.00
33	0.00	6.20	0.00	34	0.00	6.10	0.00
35	0.00	6.00	0.00	36	0.00	5.90	0.00
37	0.00	5.80	0.00	38	0.00	5.70	0.00
39	0.00	5.60	0.00	40	0.00	5.50	0.00
41	0.00	5.40	0.00	42	0.00	5.30	0.00
43	0.00	5.20	0.00	44	0.00	5.10	0.00
45	0.00	5.00	0.00	46	0.00	4.90	0.00
47	0.00	4.80	0.00	48	0.00	4.70	0.00
49	0.00	4.60	0.00	50	0.00	4.50	0.00
51	0.00	4.40	0.00	52	0.00	4.30	0.00
53	0.00	4.20	0.00	54	0.00	4.10	0.00
55	0.00	4.00	0.00	56	0.00	3.90	0.00
57	0.22	3.80	0.17	58	0.00	3.70	0.00
59	0.00	3.60	0.00	60	0.00	3.50	0.00
61	0.00	3.40	0.00	62	0.00	3.30	0.00
63	0.00	3.20	0.00	64	0.00	3.10	0.00
65	0.00	3.00	0.00	66	0.00	2.90	0.00
67	0.00	2.80	0.00	68	0.00	2.70	0.00
69	0.00	2.60	0.00	70	0.00	2.50	0.00

Overall potential I_L : 0.17
 $I_L = 0.00$ - No liquefaction
 I_L between 0.00 and 5.00 - Liquefaction not probable
 I_L between 5.00 and 15.00 - Liquefaction probable
 $I_L > 15.00$ - Liquefaction certain

$M_w = 7^{1/2}$, $\sigma'_v = 1$ atm base curve



Summary of liquefaction potential



Zone A: Cyclic liquefaction possible - depends on size and duration of cyclic loading.
Zone B: Liquefaction unlikely - check other criteria.
Zone C: Flow/cyclic liquefaction possible - depends on soil plasticity and sensitivity as well as size and duration of cyclic loading.

— I_c cutoff value (2.60)
 ▲ Points does not meet criteria (assumed not susceptible to liquefaction)
 ■ Points meets criteria and will be tested

Total points: 70
 Points accepted for testing: 8
 Points excluded for testing: 62

Soil type index legend

- Gravelly sand to dense sand
- Sands: clean sand to silty sand
- Sand mixtures: silty sand to sandy silt
- Silt mixtures: clayey silt to silty clay
- Clays: silty clay to clay
- Organic soils: peats



Geotechnical Engineering Software
 License in use to Dr. R. Triches
 Via Pascoli 53 - 41012 Carpi MO ITALY

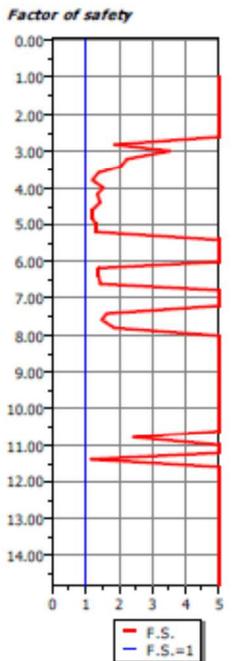
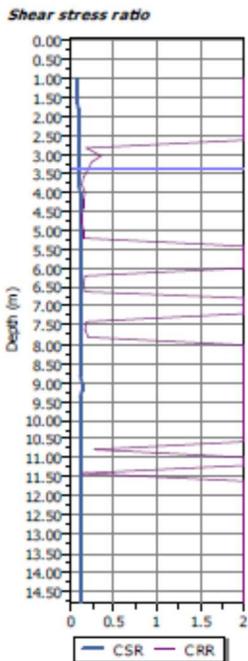
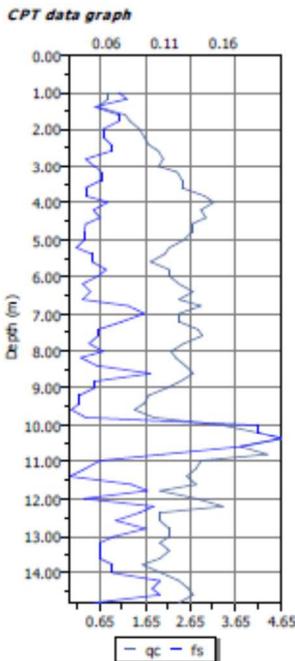
LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

Project title : Verifica liquefacibilità

Project subtitle : Cpt3w - Area Sabar Tettoia Metallica

Input parameters and analysis data

In-situ data type:	Cone Penetration Test	Depth to water table:	3.40 m
Analysis type:	Deterministic	Earthquake magnitude M_w :	5.90
Analysis method:	Robertson (1998)	Peak ground acceleration:	0.19 g
Fines correction method:	Robertson (1998)	User defined F.S.:	1.00



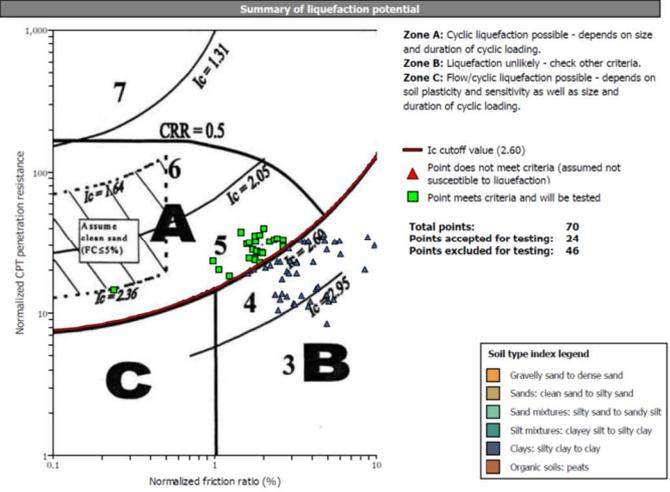
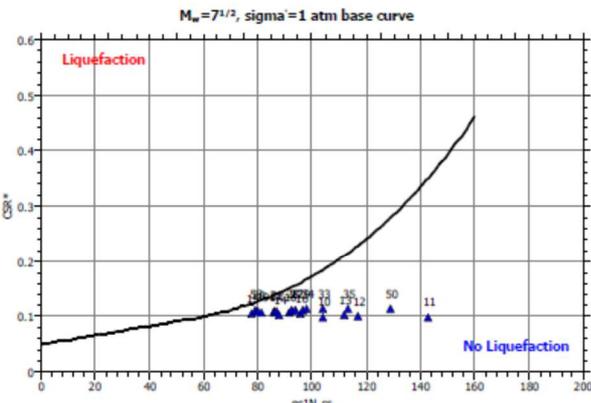
This software is licensed to : Riccardo Triches

Overall liquefaction potential according to Iwasaki ::

Point ID	F	w _e	I _L	Point ID	F	w _e	I _L
1	0.00	9.50	0.00	2	0.00	9.40	0.00
3	0.00	9.20	0.00	4	0.00	9.20	0.00
5	0.00	9.10	0.00	6	0.00	9.00	0.00
7	0.00	8.90	0.00	8	0.00	8.80	0.00
9	0.00	8.70	0.00	10	0.00	8.60	0.00
11	0.00	8.50	0.00	12	0.00	8.40	0.00
13	0.00	8.30	0.00	14	0.00	8.20	0.00
15	0.00	8.10	0.00	16	0.00	8.00	0.00
17	0.00	7.90	0.00	18	0.00	7.80	0.00
19	0.00	7.70	0.00	20	0.00	7.60	0.00
21	0.00	7.50	0.00	22	0.00	7.40	0.00
23	0.00	7.30	0.00	24	0.00	7.20	0.00
25	0.00	7.10	0.00	26	0.00	7.00	0.00
27	0.00	6.90	0.00	28	0.00	6.80	0.00
29	0.00	6.70	0.00	30	0.00	6.60	0.00
31	0.00	6.50	0.00	32	0.00	6.40	0.00
33	0.00	6.30	0.00	34	0.00	6.20	0.00
35	0.00	6.10	0.00	36	0.00	6.00	0.00
37	0.00	5.90	0.00	38	0.00	5.80	0.00
39	0.00	5.70	0.00	40	0.00	5.60	0.00
41	0.00	5.50	0.00	42	0.00	5.40	0.00
43	0.00	5.30	0.00	44	0.00	5.20	0.00
45	0.00	5.10	0.00	46	0.00	5.00	0.00
47	0.00	4.90	0.00	48	0.00	4.80	0.00
49	0.00	4.70	0.00	50	0.00	4.60	0.00
51	0.00	4.50	0.00	52	0.00	4.40	0.00
53	0.00	4.30	0.00	54	0.00	4.20	0.00
55	0.00	4.10	0.00	56	0.00	4.00	0.00
57	0.00	3.90	0.00	58	0.00	3.80	0.00
59	0.00	3.70	0.00	60	0.00	3.60	0.00
61	0.00	3.50	0.00	62	0.00	3.40	0.00
63	0.00	3.30	0.00	64	0.00	3.20	0.00
65	0.00	3.10	0.00	66	0.00	3.00	0.00
67	0.00	2.90	0.00	68	0.00	2.80	0.00
69	0.00	2.70	0.00	70	0.00	2.60	0.00

Overall potential I_L : 0.00

I_L = 0.00 - No liquefaction
 I_L between 0.00 and 5.00 - Liquefaction not probable
 I_L between 5.00 and 15.00 - Liquefaction probable
 I_L > 15.00 - Liquefaction certain



Da quanto sopra sono stati ottenuti i risultati sotto esposti:

verticale n.	Tot punti Analizzati / accettati x calcolo di Fs	Punti con Fs <1	Valore tot. I _L della verticale cpt	Valore Fs	Punto n./prof. (Con Fs<1)	Spessore strato esaminato (m) (con Fs<1)
Cpt01w	69/5	0	0.00	--	--	--
Cpt02w	70/8	1	0.17	0.78	12.40	0.2
Cpt03w	70/24	0	0.00	--	--	--

Da cui si evince che dalle verifiche sopra esposte, solo 1 punto ed spessore esiguo (20 cm) delle verticale esaminate è risultato con Fs ≤1.

Ogni verticale viene discretizzata in straterelli di 20 cm di spessore, numerati progressivamente dall'alto, quindi dai dati delle tabelle sopra esposte, si nota che NON sono presenti spessi livelli con Fs<1, inoltre il valore del rischio di potenziale Liquefazione I_L, è sempre prossimo a =0 (I_{Lmax} verticale Cpt2w =0.17), quindi se ne può dedurre che il Rischio di fenomeni di liquefazione può essere considerato come:

Rischio Suscettibilità liquefazione	
I _L =0	Nulla - Molto prob. non si ha liquefazione

Si segnala inoltre che la verifica a liquefazione suddetta è stata eseguita inserendo, come dati di input l'accelerazione max ipotizzata per **cat. suolo C e classe uso 2 - "affollamenti Normali"**. a_{max}=0.19g, mentre per la magnitudo è stata adottata quella max registrata della crisi sismica 2012, cioè M_W=5.9, quindi sufficientemente cautelativa, in relazione ai tempi di ritorno.

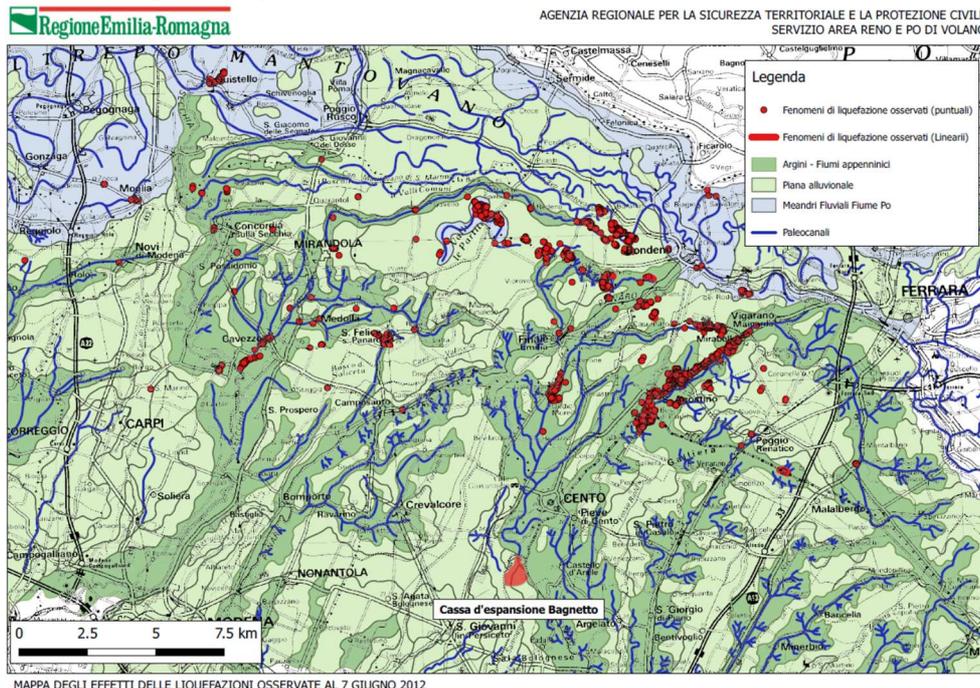
Si ricorda in ogni caso ed a maggior chiarezza che anche, qualora esistesse la possibilità di indicazione di un potenziale fenomeno di liquefazione, non necessariamente questo produce perdita di funzionalità o collasso delle strutture interagenti con il terreno. Infatti quando il fenomeno di liquefazione è avvenuto, possono **eventualmente** verificarsi riduzioni di capacità portante e cedimenti, a seconda di diversi parametri, tra cui:

caratteri peculiari

1. spessore ed estensione (continuità) dello strato liquefatto
2. spessore di materiale non soggetto a liquefazione che ricopre quello liquefatto,
3. pendenza del terreno,
4. eventuale prossimità dello strato liquefatto alla superficie libera

Quindi anche nel caso che alcuni valori di verifica alla liquefazione, non siano ritenuti in sicurezza, è SEMPRE consigliabile valutare la stima degli effetti indotti sull'opera in analisi, prima di prevedere o procedere con costosi ed impegnativi interventi di miglioramento o consolidamento dei terreni.

A scopo informativo, si segnala che durante l'ultima crisi sismica padana del 2012, nelle immediate vicinanze della località in analisi "Novellara" non sono stati segnalati fenomeni di liquefazione e/o fenomeni di fuoriuscita di sabbie dal sottosuolo, come illustrato dalla figura sotto allegata estratta da: Liquefaction effects observed in occasion of the 2012 May 20 earthquake in Emilian Plain (L. Martelli Serv. Geologico RER - 7th Congress Euregeo BO 12/15 June 2012).



Sito in analisi Discarica Via Levata (fuori carta)

CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

In relazione alla valutazione del carico ammissibile sui terreni, si evince che quest'ultimo è funzione del tipo di variabilità verticale e laterale, del grado di compressibilità e delle diverse sollecitazioni nei litotipi sottostanti le fondazioni, funzione delle differenti tipologie fondali e dimensioni delle stesse.

In relazione al piano d'incastro delle opere fondali tradizionali (plinti o travi rovescie), si ricorda che queste ultime devono sempre essere congruenti alle indicazioni sotto riportate:

- Sottostare alla max profondità del gelo del terreno (per le nostre zone, pari almeno a circa 50-60 cm)
- Essere più profonde di zone soggette a considerevoli variazioni di volume per fluttuazioni dell'umidità, in superficie.
- Sottostare l'eventuale strato sovra consolidato e/o di riporto antropico più superficiale

Verifiche allo SLU – parametri geotecnici ipotizzati

In relazione alle verifiche geotecniche, possono essere utilizzabili (sotto completa responsabilità/scelta del progettista), qualora volesse sviluppare calcoli e/o verifiche sul valore per la Resistenza Rd, applicabile per fondazioni di tipo tradizionale (plinti o travi rovesce), con piano di posa come sopra consigliato, ad almeno **-2/-2.2 m dal piano piazzale** al momento delle prove :

parametri desunti da prova Cpt riferibili indicativamente ai primi 5/6 m di sottosuolo (per ipotesi fondazioni superficiali)

Parametro geotecnico	Valori caratteristici (X _k)	Valori di progetto (X _d)
Peso dell'unità di volume	$\gamma_k = 1.90 \text{ ton/mc}$	$\gamma_d = 1.90 \text{ ton/mc}$
Resistenza non drenata	$C_{uk} = 0,4/0,55 \text{ kg/cmq}$	$C_{ud} = 0,4/0,55 \text{ kg/cmq}$
Coesione efficace	$C'_k = 0,17/0,21 \text{ kg/cmq}$	$C'_d = 0,17/0,21 \text{ kg/cmq}$
Angolo resistenza al taglio	$\phi'_k = 19/21^\circ$	$\phi'_d = 19/21^\circ$

Nel caso la progettazione esecutiva necessiti l'utilizzo di altre ipotesi di calcolo, che preveda utilizzo dei coefficienti M2, si dovranno ricalcolare i parametri di progetto e la relativa resistenza del terreno in base alla applicazione del coefficiente M2.

scorrimento sul piano di posa

come accennato nel capitolo 'Carico limite dell'insieme fondazione-terreno, in mancanza dei valori strutturali V_b e N_b tale verifica, dovrà essere effettuata in fase di progetto esecutivo (da progettista), unitamente alla determinazione dei valori di S_d (cedimenti di progetto) e S_c (soglia massima tollerabile dei cedimenti caratteristici) definiti in accordo con la committenza, per soddisfare le caratteristiche prestazionali attribuite alla struttura da verificare.

In relazione alla possibilità di esecuzione od utilizzo di pozzi idrici freatici, **si sconsiglia** l'esecuzione di **nuovi pozzi** od utilizzare opere d'emungimento esistenti, nelle vicinanze dell'edificio in esame, dato che prelevando acqua dal primo sottosuolo (pozzi freatici), si potrebbero innescare fenomeni di consolidazione non controllata dei terreni al di sotto delle fondazioni, causando fenomeni di assetamento non prevedibili, con possibilità di innescare lesioni negli edifici fuori terra.

Si ricorda inoltre che le opere di emungimento di acqua dal sottosuolo devono essere sempre eseguite con la massima attenzione ed opportunamente disciplinate e progettate, in ottemperanza ai dettati del D.M. 11-3-88 comma I: Emungimenti da falde idriche.

In base alla nuova classificazione sismica il comune di **Novellara**, è classificato in zona 3, a medio basso valore di sismicità, con accelerazione orizzontale di ancoraggio [ag/g] come DETTAGLIATAMENTE calcolato in base alle norme NTC 18 pari per ipotesi SLV x una classe d'uso C_U II (normale affollamento) $ag/g = 0.125$.

Nel contesto della definizione dell'azione sismica di progetto (cfr. All2 Ord. 3274/03) in base alle indagini sismiche direttamente eseguite, è possibile attribuire al sito di intervento, una **Categoria del suolo di fondazione di tipo C**, poiché dalle indagini svolte risulta una velocità delle onde di taglio pari a $V_{s30} = 195 \text{ m/sec}$, calcolata fra 2.0-32 m da pc.

In base a quanto previsto da DM 17-01-18 Norme Tecniche per le Costruzioni, si evince che i terreni del sottosuolo dell'area:

- **non sono soggetti a fenomeni di liquefazione;**
- **In relazione a fenomeni locali di amplificazione stratigrafica**, dalle analisi sopra esposte in dettaglio, per un sottosuolo di tipo C, considerando il coefficiente d'amplificazione stratigrafico, l'accelerazione di picco max superficiale, può essere assunta pari a:

$$a_{max} = 0.189 \text{ g}$$

In riferimento ai parametri utilizzati nelle verifiche geotecniche e sismiche in base al DM 17-1-18, sono stati considerati i seguenti valori:

Vita Nominale (V_N):	$\geq 50 \text{ anni}$
Classe d'uso (C_U):	II coeff. 1.0
Periodo riferimento azione sismica (V_R):	$V_N * C_U = \geq 50 \text{ anni}$

Verifiche allo Stato limite ultimo di resistenza del terreno	GEO
Design Approach: DA 2 combinazione "UNICA"	coeff. parziali A1, M1, R3
Stato limite di esercizio previsto	SLV (salvaguardia della Vita)
Probabilità di superamento evento sismico (P_{VR})	10%
Limite periodo di ritorno (TR) per SLV	475 anni

accorgimenti ed attenzioni:

- (a) non prevedere per eventuali nuovi corpi o porzioni edilizie, da realizzare in aderenza a quelle esistenti, l'utilizzo di elementi strutturali/fondali di quelle esistenti, in modo che l'evoluzione della consolidazione nei terreni di fondazione, possa svilupparsi indipendentemente dal coinvolgimento delle strutture preesistenti.
- (b) In ogni caso per porzioni e/o edifici contigui dovrà essere prevista un'adeguata distanza dalle strutture adiacenti, in modo da garantire adeguati giunti sismici anti martellamento.
- (c) Qualora durante scavi fondazionali, siano presenti strati torbosi e/o a scadenti caratteristiche, alla profondità prevista per la posa delle fondazioni, asportare il materiale scadente e:
 - mantenere la quota di posa prevista e sostituire il materiale asportato, con conglomerato "magro";
 - approfondire il piano di posa delle fondazioni ed allungare i pilastri o i cordoli di fondazione;
 - in relazione alla presenza al di sopra del terreno naturale di uno strato antropico costituito da materiali ghiaiosi, quindi permeabili rispetto alle argille sottostanti impermeabili, durante lo scavo delle fondazioni con ipotesi di scavo sino a -2.2 m da p.piazzale, si dovrà avere cura di eseguire i getti di fondazione nel più breve tempo possibile fra lo scavo ed il getto stesso, in modo da evitare il rammollimento del fondo scavo, poiché le acque piovane drenate dal massetto antropico ghiaioso si riverseranno nello scavo delle fondazioni e la permanenza di acqua sul piano di posa fondale causa il rammollimento dei terreni naturali, con decadimento delle caratteristiche meccaniche.

Carpi li 12-06-19

Dr. Geol. RICCARDO TRICHES

Documentazione fotografica

Punto esecuzione prova CPT01w



Punto esecuzione prova CPT01W (particolare scavo mat riporto)



Punto esecuzione prova Cpt02w



Punto esecuzione prova Cpt02w (partic. Materiali riporto)



Punto esecuzione prova Cpt03w

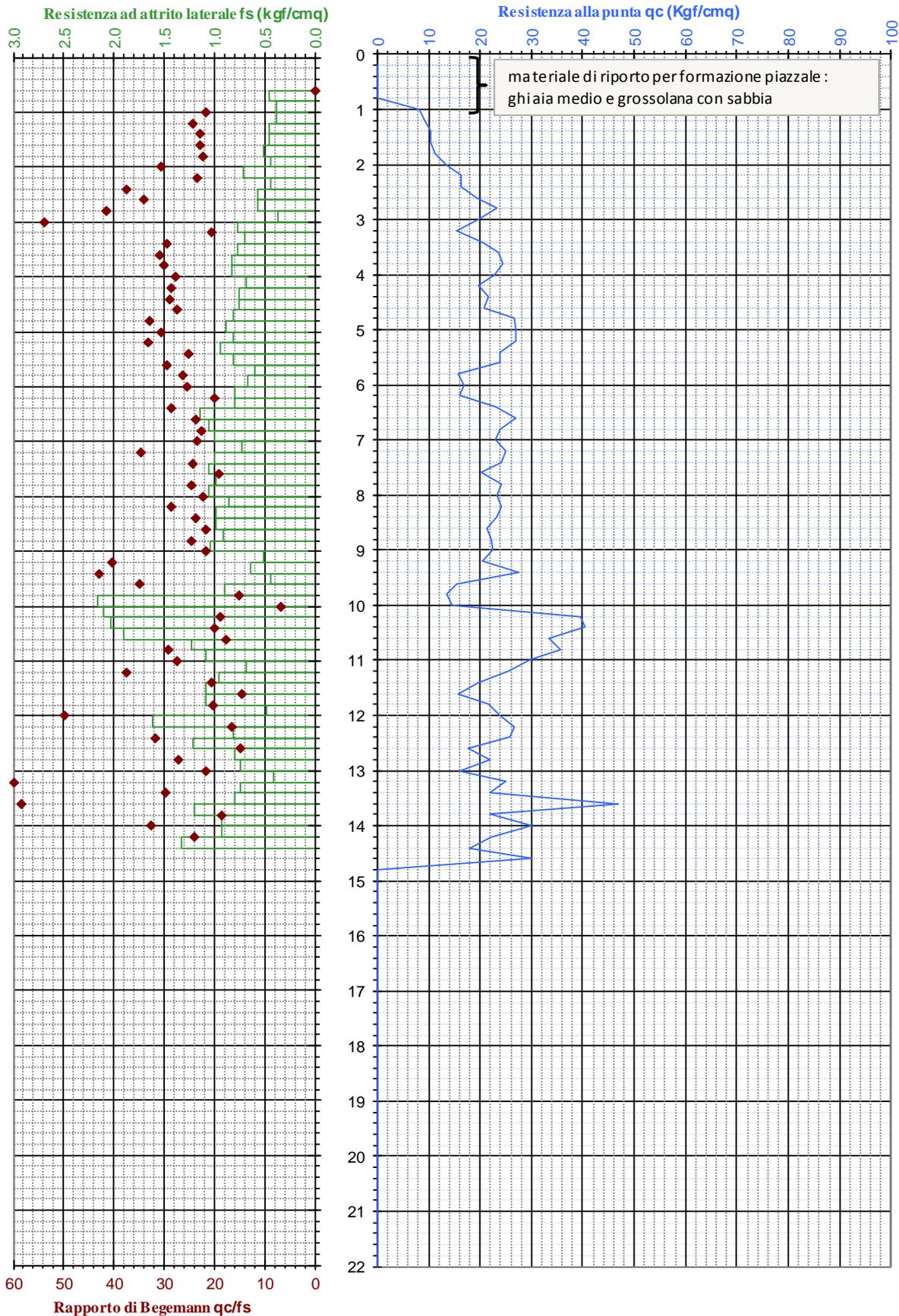


Punto esecuzione prova Cpt03w (partic. Materiali riporto)

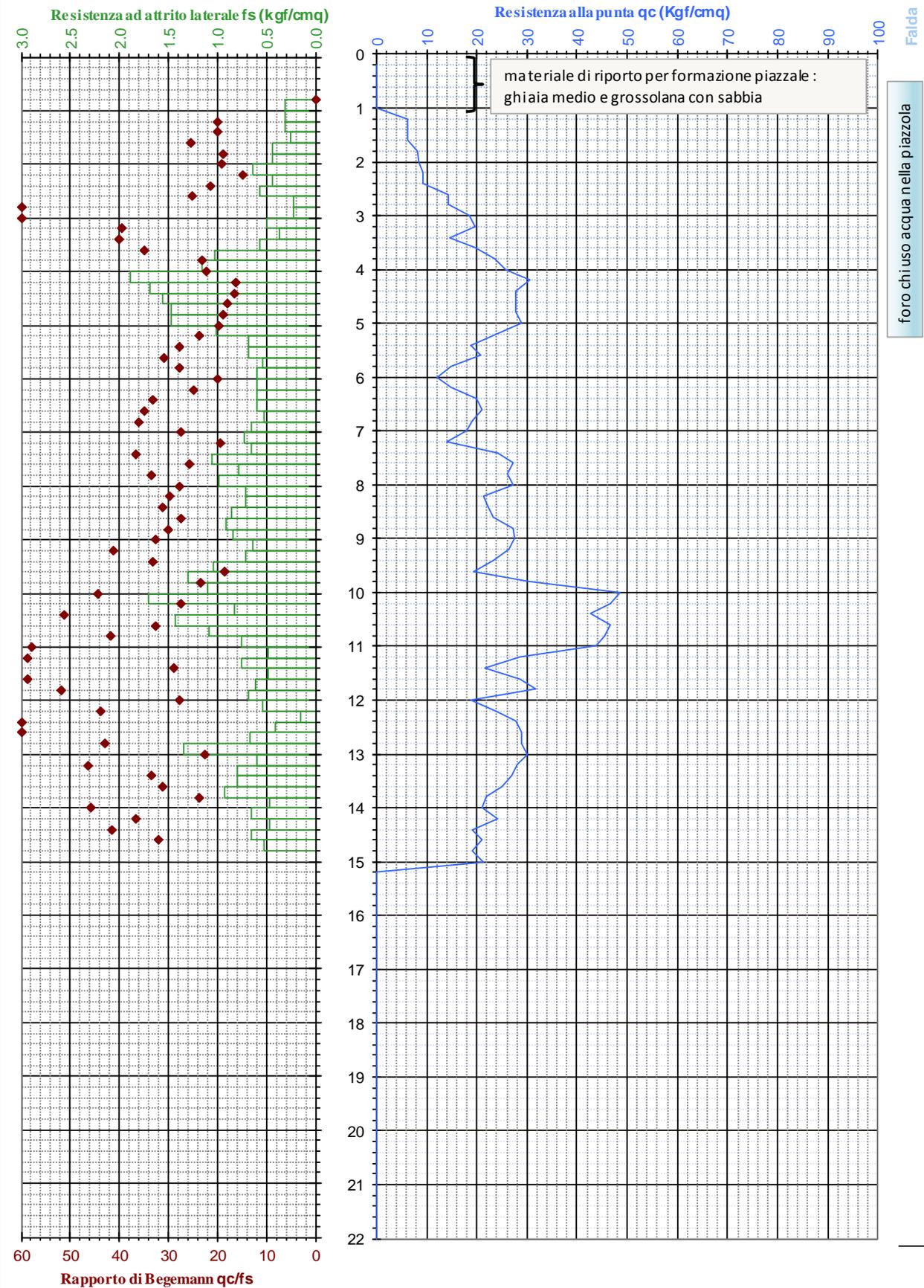


Punto esecuzione prova sismica Masw

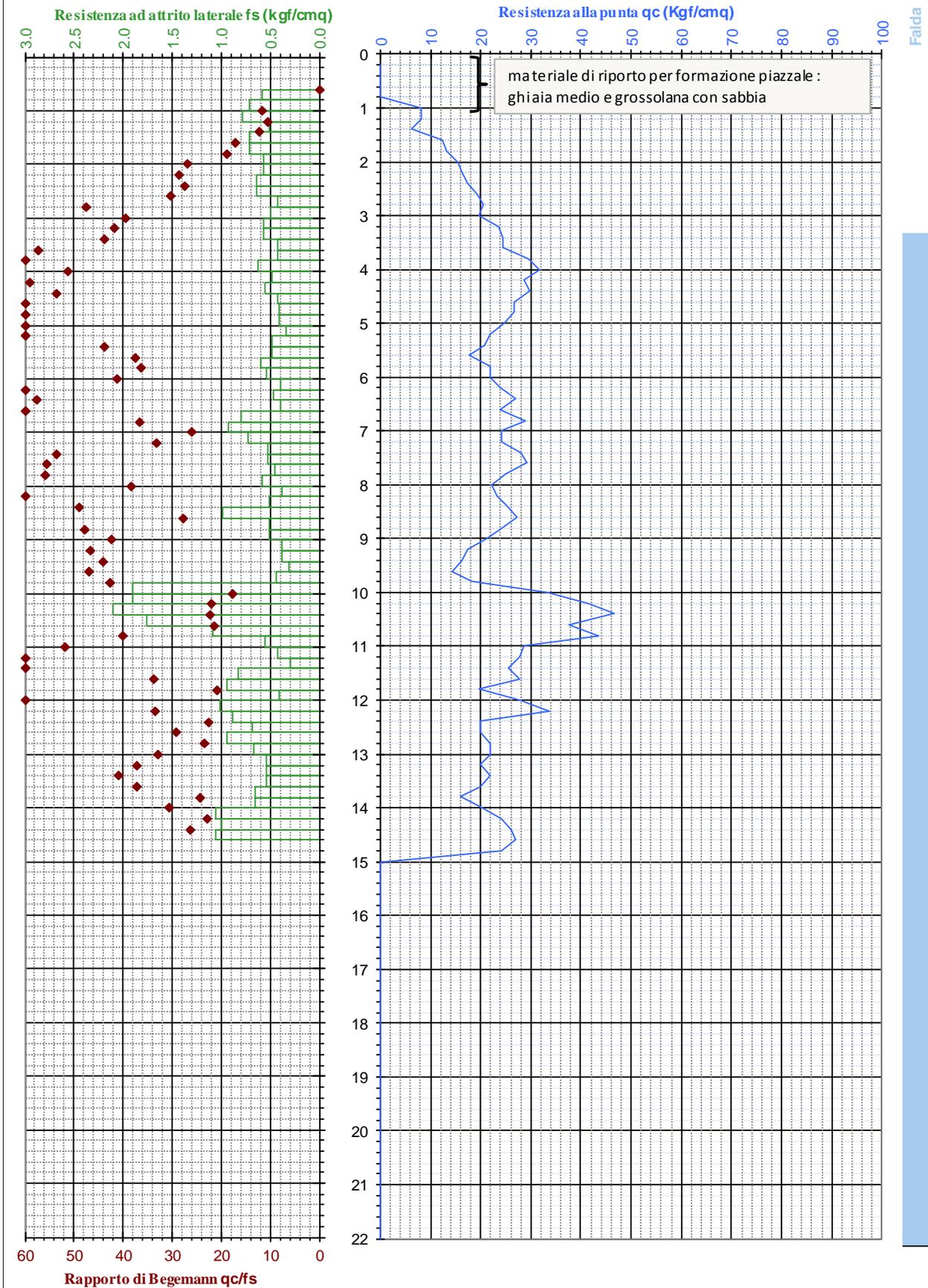


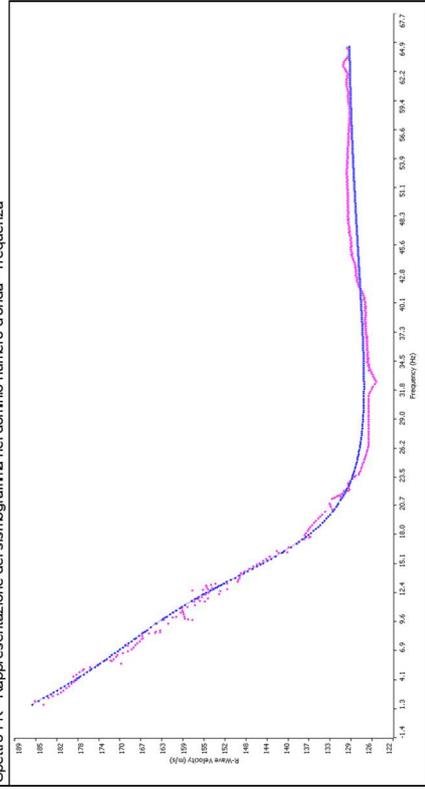
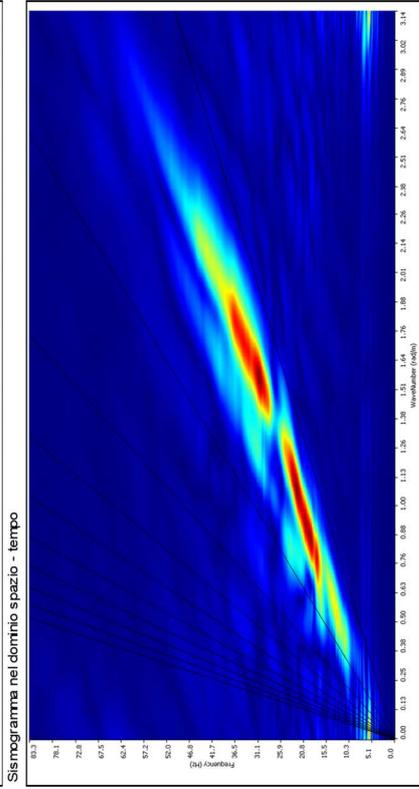
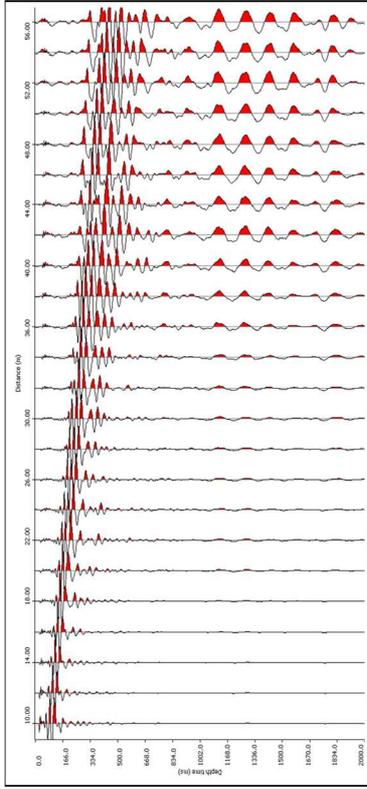


Falda
foro chiuso acqua nella piazzola

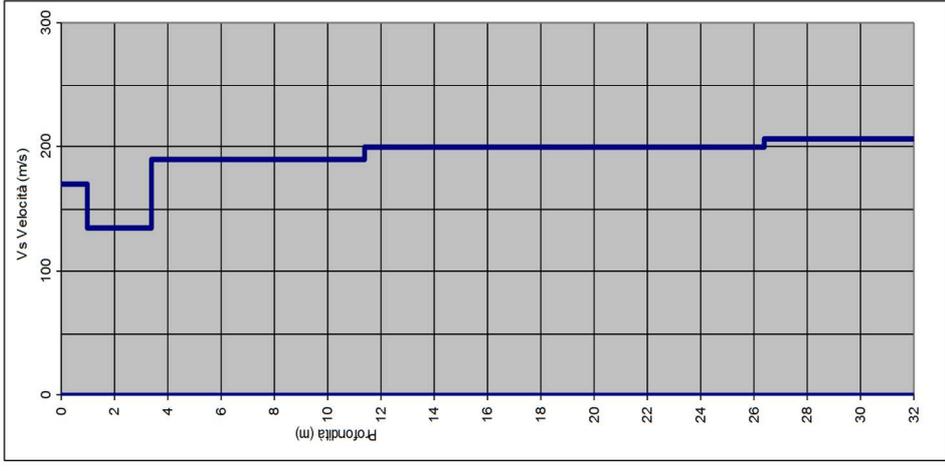


QUOTA: deposito temporaneo inerti
 DATA: 11-giu-19
 CANTIERE: area in comune - Cadelbosco (RE)





V_{s30} calcolata in base al art. 3.2.2. de I NTC08
Prof. posa fondazione in m da pc= 2.2
V_s 2.2 / 32.2 = 195 m/sec
PROFONDITA' FONDAZIONE COMUNICATA DAL PROGETTISTA/COMMITTENTE



Risultati elaborazione			
Strato	Profondità da	Spessore a	Vel m/sec
Strato1	0.00	1.00	170
Strato2	1.00	3.40	135
Strato3	3.40	11.40	190
Strato4	11.40	26.40	200
Strato5	26.40	30.00	207

$$V_{s-30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N} \frac{h_i}{V_{s_i}}}$$

V_{s30} = 190 m/sec
velocità calcolata dal p.c. naturale

Si ricorda che in base all'art 3.2.2 del DIM 14 gennaio 2008 la V_s 30 di progetto è riferita al piano di imposta delle fondazioni superficiali o alla testa dei pali in caso di fondazioni profonde od opere di sostegno di terreni naturali.

Caratteristiche Indagine

Ubicazione indagine	
Sismografo	PASI SG24
Geofoni	Geospace
N° geofoni a 4.5Hz	24
Spaziatura geofoni	2.0 m
Lunghezza stendimento geofonico	46 m
Energizzazione	10 m
Lunghezza totale stendimento	56 m

PROSPERONE SISMICA DI SUPERFICIE	
METODOLOGIA MASW	
COMMITTENTE:	
SABAR	
LOCALITA':	
Via Levata	
Novellara (RE)	
CANTIERE:	
Costruzione tettoia	
DATA: giugno 2019	TECNOGEOFISICA snc
FILE Sabar	Via Cattania, 1/a - 41012 Carpi (MO)
Dir. Lavori:	info@tecnogeo fisica.com
Dr. Geol. Riccardo Triches	www.tecnogeo fisica.com
Rif. 047_19	

COMMITTENTE:

s.a.b.a.r. s.p.a. 
Servizi Ambientali Bassa Reggiana

Via Levata n° 64
Novellata

COMMESSA:
Prove di Carico su Piastra

LOCALITA':
Area realizzazione Tettoia metallica e opere complementari
(area Cadelbosco)
Discarica Sabar Via Levata - Novellara

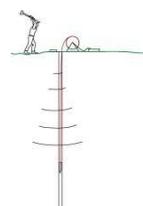
TITOLO:
Relazione Prove di carico

DATA:
Ottobre 2020



Via S. Cattania, 1/a
41012 Carpi (MO)

info@tecnogefisica.com
www.tecnogefisica.com



Prove di carico su Piastra
 Area realizzazione Tettoia metallica e opere complementari - comune Cadelbosco

INDICE

PREMESSA	3
PROVE DI CARICO SU PIASTRA	4
Ubicazione indagini	5
Calcolo del coefficiente di sottofondo Metodo NafVac (DM7_1)	5

ALLEGATI

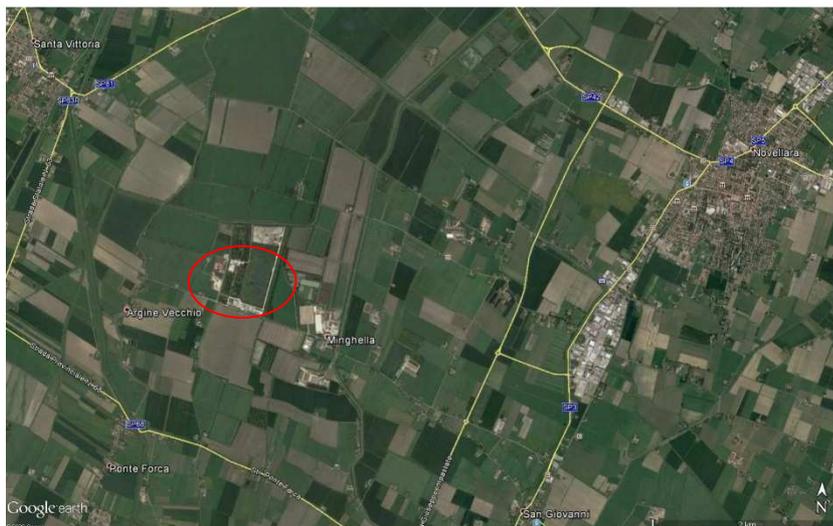
Schede prove di carico	al interno del testo
Documentazione fotografica	a fine testo

PREMESSA

In relazione alla definizione del coefficiente di sottofondo o di Winkler (K) dei materiali costituenti il sottofondo del massetto esistente nell'area di prevista realizzazione della tettoia in metallo e relative opere complementari, all'interno dell'area in proprietà Discarica di via Levata 64 a Novellara (RE), (Tav1), sono state eseguite prove di carico su piastra, in 10 punti indicati, predisposti ed in accordo con committenza e con il progettista.

Committente:

S.A.Ba.R. Spa
Via Levata n° 64
42017 Novellara (RE)



Tav1 ubicazione area di indagine

In particolare le prove di carico sono state eseguite come richiesto dal progettista/direttore lavori, in 10 punti in un'area esistente costituita da sottofondo con massetto ghiaioso, preesistente (Tav2).



Tav2 particolare zona esecuzione p. carico eseguite in sito all'interno dell'area Discarica Sabar comune di Cadelbosco.

PROVE DI CARICO SU PIASTRA

Per la verifica della consistenza dei materiali costituenti l'attuale piazzale (esistente al momento di esecuzione delle indagini), sono state eseguite 10 prove di carico con piastra con piastra monocomparatore (riferimenti normativi: CNR NTs n° 146; SNV 670317a).

Tali norme sono attualmente, quelle maggiormente utilizzate in Italia nelle applicazioni geotecniche, per le verifiche dei rilevati costruiti in materiale minerale compattato (specifiche SGI, Capitolato Soc. Autostrade).

Attrezzature di prova

- 1)- Piastra circolare di area 706.858 cmq, corrispondente ad un diametro di 30 cm, spessore 2,5 cm.
- 2)- Martinetto idraulico di spinta da 5 tonf.
- 3)- Pompa idraulica manuale
- 4)- Manometro di misura ad innesto rapido, classe 0,5 modello TB637, $\phi = 200$ mm, suddivisione graduazione 0,01 N/mm²(=0,1 Kg/cm²), fondo scala 0,7 N/mm²(=7 Kg/cm²)
- 5)- Comparatore centesimale con incudine registrabile
- 6)- Barra di fede da 2,5 m in alluminio con piedi regolabili e supporto per il comparatore,
- 7)- Prolunghe per lo stelo del martinetto, dotate di piatto con snodo sferico, per contrasto su superfici non orizzontali
- 8)- Contrasto ottenuto con sollevatore Manitou >200 q.li circa.

Posizionamento dell'attrezzatura

Per un'uniforme ripartizione del carico, è stato steso un sottile straterello di sabbia (max 2 cm di spessore).

La cronologia delle successive operazioni di approntamento è di seguito descritta:

- Posa della piastra circolare rigida di base,
- Sovrapposizione della contropiastra che consente le letture al comparatore centrale;
- Collegamento del martinetto di spinta con verifica della centratura e verticalità.
- Posizionamento del telaio metallico di riferimento, con incastrati di appoggio esterni all'area di influenza della piastra.
- Fissaggio delle prolunghe per raggiungere la superficie di contrasto.
- Montaggio del comparatore centrale, fissato al telaio metallico di riferimento.
- Azzeramento del sistema e dei comparatori, con scarico del circuito idraulico della pompa.
- Esecuzione dei gradini di carico come indicato nelle norme NAVFAC (Design Manual- Soil Mechanics 7-1 - 1986), per quanto riguarda i terreni di sottofondo e/o di rilevato per la valutazione del coefficiente di sottofondo del terreno (K_s).
- In particolare per il caso in esame sono stati eseguiti incrementi di carico ogni 0,5 kgf/cm², sino a 3,5 Kg/cm² e successivamente i gradini a 4,5 Kg/cm², 5 Kg/cm² e 5,5 Kg/cm², qualora il sottofondo da testare, consente di raggiungere tali intervalli di carico, senza che la piastra si affossi completamente (cedimento>scala micrometro).

In ciascun gradino di carico, la lettura del cedimento al comparatore, (secondo le norme citate) è ripetuta dopo 2 minuti dall'imposizione del carico.

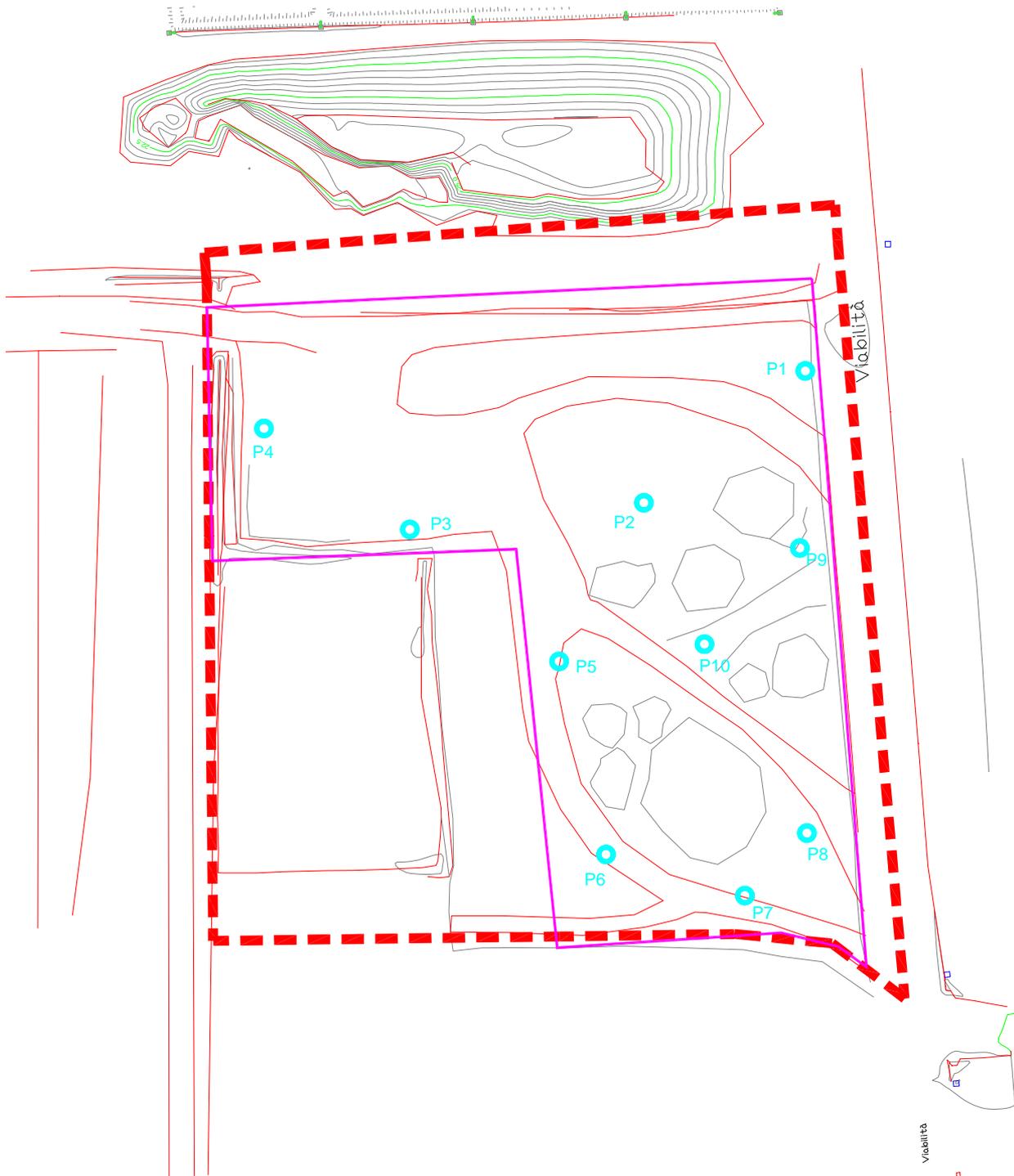
I risultati delle prove di carico sono riportati nelle allegate schede (cfr. schede prove di carico PLT1/ PLT10), che visualizzano il carico unitario sullo strato verificato, le letture al comparatore centrale ed il cedimento relativo ad ogni gradino di carico.

Nei grafici sono indicati gli abbassamenti in mm ed i valori di carico (pressione) in kg/cm².

Tale procedura ha consentito di ottemperare alla richiesta del committente per, la valutazione del coefficiente di sottofondo o di Winkler.

Dall'esecuzione delle 10 prove, si riscontra che, sino alla pressione di 3,5 Kg/cm², in linea generale, un andamento lineare del grafico pressione-cedimento (log aritmetico), con al successivo gradino di carico (4,5 kg/cm²) un discreto incremento nel rilievo del cedimento. Tale andamento potrebbe essere dovuto alla presenza negli strati sottostanti all'inghiaiato superficiale (su cui si sono eseguite le prove), di terreni naturali o di riporto ma a compattazione inferiore rispetto quelli presenti a pc.

Nelle prove prove eseguite il cedimento o deformazione totale a fine prova è risultato < 3 mm, ad eccezione di Plt 3 e 6, ove la deformazione totale a fine prova ha raggiunto valori di 4-5 mm.

Ubicazione indagini**Calcolo del coefficiente di sottofondo Metodo NafVac (DM7_1)**

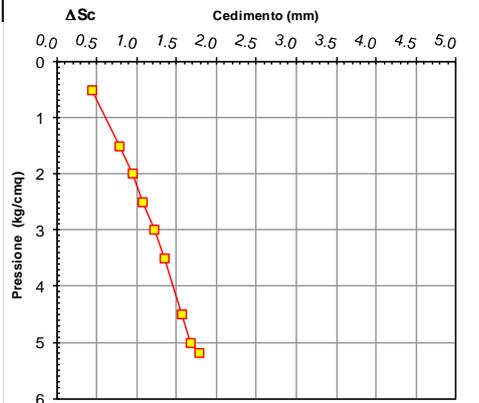
In base ai dati ottenuti dalle prove di carico su piastra, si è proceduto alla determinazione del coefficiente di sottofondo del terreno (K_s) secondo le metodiche suggerite dal metodo NAFVAC (Design Manual Soil Mechanics), in seguito descritte:

- Diagramma della curva dei risultati dalla prova di carico ai vari gradini di carico in scala aritmetica (Grafico Pressione - cedimento a sx nella scheda).
- Su tale grafico viene determinato il valore del cedimento dovuto alle imperfezioni del piano di appoggio (ΔSc), che si ottiene ridisegnando-prolungando la parte iniziale della curva e determinando il valore del ΔSc in corrispondenza del valore di pressione 0.
- Diagramma della curva cedimento-pressione in scala semilogartimica (grafico a dx della scheda) che consente di determinare il valore del carico corrispondente al ginocchio o carico di snervamento (q_y), ove cioè si intersecano le rette interpolatrici dei due tratti di curva.

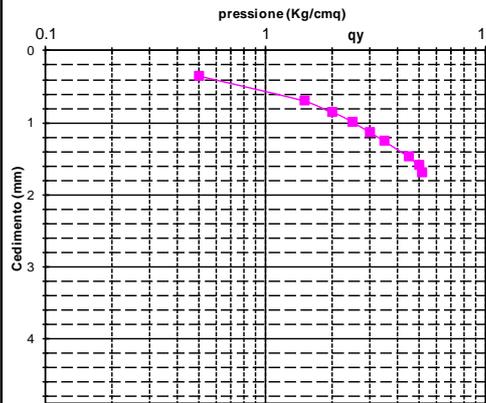
- Individuare sulla curva del grafico carico-cedimento aritmetico, il cedimento ($S_{0.5qy}$) in corrispondenza della metà del carico di snervamento ($q_{0.5y}$).
- Ottenere il valore del cosiddetto cedimento corretto (Sc) da: $Sc = S_{0.5qy} - \Delta Sc$
- Ricavare un primo coefficiente di sottofondo del terreno (K_s) dalla formula: $K_s = q_{0.5y} / Sc$
- Tenere in conto delle dimensioni della piastra utilizzata, dato che è usuale e più agevole usare piastre di dimensioni inferiori a quella da 750 mm (nel caso in esame piastra $\phi=300$ mm). In questo caso il valore del modulo di Winkler (da Colosimo V. 3 Problemi di Geologia tecnica Geoprint 91), andrà calcolato come: $K = K_s (D/750)$ con D = diametro piastra utilizzata, quindi nel nostro caso **$K = K_s \times (300/750)$** .

A seguire le schede delle singole prove effettuate:

 Via S. Cattania n° 1/a Carpi (MO) fax 059/8672203 E-mail: info@tecnogEOFISICA.com		Prova PLT n° 1 QUOTA: Piano piazzale DATA: 13/10/2020 CANTIERE: Piazzale Discarica area Cadelbosco		COMMITTENTE: S.A.Ba.R. Spa Via Levata 64 Novellara RE		
Piastra monocomparatore con incudine registrabile, prolunghe del martinetto dotate di piatto con snodo sferico, adatto al contrasto per superfici non orizzontali; conforme alle norme CNR n° 146 - SNV 670317a						
Tempo	tempo perm. carico (min)	Pressione piastra		Lecture comparatore		Coefficiente di sottofondo (o di Winkler) $K = \frac{q}{e}$ q=carico applicato e= cedimento relativo K Winkler in base a DIMENSIONE PIASTRA UTILIZZATA piastra di portanza $\phi = 300$ mm $K = k_s \cdot \frac{300}{750}$ ottenendo $K=5/10$ Kg/cm²
ORA, minuti		Kgf/cm ² N/mm ² ×10	KNm ² KPa	Comparatore	Cedimento mm	
9.00	2'	0	0.00	23.410	0.000	METODO NAVVAC (DM7_1) $K_s = \frac{0.5 \cdot q_y}{Sc}$ $K_s=26$ $Sc = \text{cedimento corretto } (S_{0.5qy} - \Delta Sc)$ METODO WESTERGAARD (confronto) $K_s = \frac{0.7}{e}$ $K_s = 13$ $K_s = \frac{q}{0.125}$ $K_s \approx 24.8$
9.02	2'	0.5	49.04	22.967	0.443	
9.04	2'	1.5	147.11	22.620	0.790	
9.06	2'	2	196.14	22.463	0.947	
9.08	2'	2.5	245.18	22.326	1.084	
9.10	2'	3	294.21	22.187	1.223	
9.12	2'	3.5	343.25	22.061	1.349	
9.14	2'	4.5	441.32	21.845	1.565	
9.16	2'	5	490.35	21.729	1.681	
9.18	2'	5.2	509.96	21.633	1.777	



ΔSc Cedimento (mm)



pressione (Kg/cmq) q_y

TECNOGEOFISICA Via S. Catania n° 1/a Carpi (MO) fax 059/8672203 E-mail: info@tecnogefisica.com	Prova PLT n° 2		COMMITTENTE: S.A.Ba.R. Spa Via Levata 64 Novellara RE
	QUOTA:	Piano piazzale	
	DATA:	13/10/2020	
	CANTIERE:	Piazzale Discarica area Cadelbosco	

Piastra monocomparatore con incudine registrabile, prolunghe del martinetto dotate di piatto con snodo sferico, adatto al contrasto per superfici non orizzontali; conforme alle norme CNR n° 146 - SNV 670317a

Tempo ORA, minuti	tempo perm. carico (min)	Pressione piastra		Letture comparatore		Coefficiente di sottofondo (o di Winkler) $K = \frac{q}{e}$ q=carico applicato e= cedimento relativo
		Kgf/cm ² N/mm ² ×10	KN/m ² KPa	Comparatore	Cedimento mm	
9.20	2'	0	0.00	25.592	0.000	K Winkler in base a DIMENSIONE PIASTRA UTILIZZATA piastra di portanza Ø = 300 mm $K = k_s \cdot \frac{300}{750}$ ottenendo K=6/8.8 Kg/cmc
9.22	2'	0.5	49.04	25.228	0.364	
9.24	2'	1.5	147.11	24.762	0.830	
9.26	2'	2	196.14	24.587	1.005	
9.28	2'	2.5	245.18	24.431	1.161	
9.30	2'	3	294.21	24.279	1.313	
9.32	2'	3.5	343.25	24.138	1.454	
9.34	2'	4.5	441.32	23.866	1.726	
9.36	2'	4.7	460.93	23.723	1.869	
9.38	2'	5.3	519.77	23.624	1.968	

METODO NAVVAC (DM7_1) $K_s = \frac{0.5 \cdot q_s}{S_c}$ $K_s=22$ $S_c = \text{cedimento corretto } (S0,5qy - \Delta Sc)$	
METODO WESTERGAARD (confronto) $K_s = \frac{0.7}{e}$ $K_s \approx 14.5$ $K_s = \frac{q}{0.125}$ $K_s \approx 22.4$	

ΔSc Cedimento (mm)

pressione (Kg/cmq) qy

TECNOGEOFISICA Via S. Catania n° 1/a Carpi (MO) fax 059/8672203 E-mail: info@tecnogefisica.com	Prova PLT n° 3		COMMITTENTE: S.A.Ba.R. Spa Via Levata 64 Novellara RE
	QUOTA:	Piano piazzale	
	DATA:	13/10/2020	
	CANTIERE:	Piazzale Discarica area Cadelbosco	

Piastra monocomparatore con incudine registrabile, prolunghe del martinetto dotate di piatto con snodo sferico, adatto al contrasto per superfici non orizzontali; conforme alle norme CNR n° 146 - SNV 670317a

Tempo ORA, minuti	tempo perm. carico (min)	Pressione piastra		Letture comparatore		Coefficiente di sottofondo (o di Winkler) $K = \frac{q}{e}$ q=carico applicato e= cedimento relativo
		Kgf/cm ² N/mm ² ×10	KN/m ² KPa	Comparatore	Cedimento mm	
10.00	2'	0	0.00	26.732	0.000	K Winkler in base a DIMENSIONE PIASTRA UTILIZZATA piastra di portanza Ø = 300 mm $K = k_s \cdot \frac{300}{750}$ ottenendo K=2.5/4.7 Kg/cmc
10.02	2'	0.5	49.04	26.443	0.289	
10.04	2'	1.5	147.11	25.292	1.440	
10.06	2'	2	196.14	24.932	1.800	
10.08	2'	2.5	245.18	24.553	2.179	
10.10	2'	3	294.21	24.127	2.605	
10.12	2'	3.5	343.25	23.756	2.976	
10.14	2'	4.5	441.32	23.016	3.716	
10.16	2'	5	490.35	22.640	4.092	
10.18	2'	5.5	539.39	22.342	4.390	

METODO NAVVAC (DM7_1) $K_s = \frac{0.5 \cdot q_s}{S_c}$ $K_s=11.86$ $S_c = \text{cedimento corretto } (S0,5qy - \Delta Sc)$	
METODO WESTERGAARD (confronto) $K_s = \frac{0.7}{e}$ $K_s \approx 5.6$ $K_s = \frac{q}{0.125}$ $K_s \approx 11.2$	

ΔSc Cedimento (mm)

pressione (Kg/cmq) qy

<p>TECNOGEOFISICA Via S. Cattania n° 1/a Carpi (MO) fax 059/8672203 E-mail: info@tecnogeo fisica.com</p>	Prova PLT n° 4		COMMITTENTE:
	QUOTA:	Piano piazzale	S.A.Ba.R. Spa
	DATA:	13/10/2020	Via Levata 64
	CANTIERE:	Piazzale Discarica area Cadelbosco	Novellara RE

Piastra monocomparatore con incudine registrabile, prolunghe del martinetto dotate di piatto con snodo sferico, adatto al contrasto per superfici non orizzontali; conforme alle norme CNR n° 146 - SNV 670317a

Tempo ORA, minuti	tempo perm. carico (min)	Pressione piastra		Letture comparatore		Coefficiente di sottofondo (o di Winkler) $K = \frac{q}{e}$ q=carico applicato e= cedimento relativo
		Kgf/cm ² N/mm ² ×10	KN/m ² KPa	Comparatore	Cedimento mm	
10.20	2'	0	0.00	23.920	0.000	<p>K Winkler in base a DIMENSIONE PIASTRA UTILIZZATA piastra di portanza Ø = 300 mm $K = k_s \cdot \frac{300}{750}$ ottenendo K=11/14 Kg/cm^c</p> <p>METODO NAFVAC (DM7_1) $K_s = \frac{0.5 \cdot q_s}{S_c}$ Sc=cedimento corretto (S0,5qy-ΔSc) Ks=37</p> <p>METODO WESTERGAARD (confronto) $K_s = \frac{0.7}{e}$ Ks = 35 $K_s = \frac{q}{0.125}$ Ks = 29</p>
10.22	2'	0.5	49.04	23.810	0.110	
10.24	2'	1.5	147.11	23.535	0.385	
10.26	2'	2	196.14	23.378	0.542	
10.28	2'	2.5	245.18	23.233	0.687	
10.30	2'	3	294.21	23.061	0.859	
10.32	2'	3.5	343.25	22.858	1.062	
10.34	2'	4.5	441.32	22.449	1.471	
10.36	2'	5	490.35	22.260	1.660	
10.38	2'	5.5	539.39	22.079	1.841	

<p>TECNOGEOFISICA Via S. Cattania n° 1/a Carpi (MO) fax 059/8672203 E-mail: info@tecnogeo fisica.com</p>	Prova PLT n° 5		COMMITTENTE:
	QUOTA:	Piano piazzale	S.A.Ba.R. Spa
	DATA:	13/10/2020	Via Levata 64
	CANTIERE:	Piazzale Discarica area Cadelbosco	Novellara RE

Piastra monocomparatore con incudine registrabile, prolunghe del martinetto dotate di piatto con snodo sferico, adatto al contrasto per superfici non orizzontali; conforme alle norme CNR n° 146 - SNV 670317a

Tempo ORA, minuti	tempo perm. carico (min)	Pressione piastra		Letture comparatore		Coefficiente di sottofondo (o di Winkler) $K = \frac{q}{e}$ q=carico applicato e= cedimento relativo
		Kgf/cm ² N/mm ² ×10	KN/m ² KPa	Comparatore	Cedimento mm	
10.42	2'	0	0.00	24.540	0.000	<p>K Winkler in base a DIMENSIONE PIASTRA UTILIZZATA piastra di portanza Ø = 300 mm $K = k_s \cdot \frac{300}{750}$ ottenendo K=10/13 Kg/cm^c</p> <p>METODO NAFVAC (DM7_1) $K_s = \frac{0.5 \cdot q_s}{S_c}$ Sc=cedimento corretto (S0,5qy-ΔSc) Ks=34</p> <p>METODO WESTERGAARD (confronto) $K_s = \frac{0.7}{e}$ Ks = 25 $K_s = \frac{q}{0.125}$ Ks = 30</p>
10.44	2'	0.5	49.04	24.358	0.182	
10.46	2'	1.5	147.11	24.007	0.533	
10.48	2'	2	196.14	23.836	0.704	
10.50	2'	2.5	245.18	23.691	0.849	
10.52	2'	3	294.21	23.534	1.006	
10.54	2'	3.5	343.25	23.398	1.142	
10.56	2'	4.5	441.32	23.131	1.409	
10.58	2'	5	490.35	23.006	1.534	
11.00	2'	5.5	539.39	22.873	1.667	

TECNOGEOFISICA Via S. Cattania n° 1/a Carpi (MO) fax 059/8672203 E-mail: info@tecnogeofisica.com	Prova PLT n° 6		COMMITTENTE:
	QUOTA:	Piano piazzale	S.A.Ba.R. Spa
	DATA:	13/10/2020	Via Levata 64
	CANTIERE:	Piazzale Discarica area Cadelbosco	Novellara RE

Piastra monocomparatore con incudine registrabile, prolunghe del martinetto dotate di piatto con snodo sferico, adatto al contrasto per superfici non orizzontali; conforme alle norme CNR n° 146 - SNV 670317a

Tempo ORA, minuti	tempo perm. carico (min)	Pressione piastra		Letture comparatore		Coefficiente di sottofondo (o di Winkler) $K = \frac{q}{e}$ q=carico applicato e= cedimento relativo
		Kgf/cm ² N/mm ² ×10	KN/m ² KPa	Comparatore	Cedimento mm	
11.10	2'	0	0.00	21.194	0.000	K Winkler in base a DIMENSIONE PIASTRA UTILIZZATA piastra di portanza Ø = 300 mm $K = k_s \cdot \frac{300}{750}$ ottenendo K=3.7/5 Kg/cm^c
11.12	2'	0.5	49.04	20.624	0.570	
11.14	2'	1.5	147.11	19.613	1.581	
11.16	2'	2	196.14	19.157	2.037	
11.18	2'	2.5	245.18	18.771	2.423	
11.20	2'	3	294.21	18.353	2.841	
11.22	2'	3.5	343.25	17.946	3.248	
11.24	2'	4.4	431.51	17.156	4.038	
11.26	2'	4.8	470.74	16.798	4.396	
11.28	2'	5.3	519.77	16.406	4.788	

ΔSc Cedimento (mm)

pressione (Kg/cm²) qy

TECNOGEOFISICA Via S. Cattania n° 1/a Carpi (MO) fax 059/8672203 E-mail: info@tecnogeofisica.com	Prova PLT n° 7		COMMITTENTE:
	QUOTA:	Piano piazzale	S.A.Ba.R. Spa
	DATA:	13/10/2020	Via Levata 64
	CANTIERE:	Piazzale Discarica area Cadelbosco	Novellara RE

Piastra monocomparatore con incudine registrabile, prolunghe del martinetto dotate di piatto con snodo sferico, adatto al contrasto per superfici non orizzontali; conforme alle norme CNR n° 146 - SNV 670317a

Tempo ORA, minuti	tempo perm. carico (min)	Pressione piastra		Letture comparatore		Coefficiente di sottofondo (o di Winkler) $K = \frac{q}{e}$ q=carico applicato e= cedimento relativo
		Kgf/cm ² N/mm ² ×10	KN/m ² KPa	Comparatore	Cedimento mm	
11.30	2'	0	0.00	26.299	0.000	K Winkler in base a DIMENSIONE PIASTRA UTILIZZATA piastra di portanza Ø = 300 mm $K = k_s \cdot \frac{300}{750}$ ottenendo K=4.8/8.5 Kg/cm^c
11.32	2'	0.5	49.04	25.843	0.456	
11.34	2'	1.5	147.11	25.206	1.093	
11.36	2'	2	196.14	24.972	1.327	
11.38	2'	2.5	245.18	24.755	1.544	
11.40	2'	3	294.21	24.538	1.761	
11.42	2'	3.5	343.25	24.350	1.949	
11.44	2'	4.5	441.32	23.965	2.334	
11.46	2'	5	490.35	23.752	2.547	
11.48	2'	5.5	539.39	23.562	2.737	

ΔSc Cedimento (mm)

pressione (Kg/cm²) qy

TECNOGEOFISICA Via S. Cattania n° 1/a Carpi (MO) fax 059/8672203 E-mail: info@tecnogeo fisica.com	Prova PLT n° 8		COMMITTENTE:
	QUOTA:	Piano piazzale	S.A.Ba.R. Spa
	DATA:	13/10/2020	Via Levata 64
	CANTIERE:	Piazzale Discarica area Cadelbosco	Novellara RE

Piastra monocomparatore con incudine registrabile, prolunghe del martinetto dotate di piatto con snodo sferico, adatto al contrasto per superfici non orizzontali; conforme alle norme CNR n° 146 - SNV 670317a

Tempo ORA, minuti	tempo perm. carico (min)	Pressione piastra		Lecture comparatore		Coefficiente di sottofondo (o di Winkler) $K = \frac{q}{e}$ q=carico applicato e= cedimento relativo	
		Kgf/cm ² N/mm ² ×10	KN/m ² KPa	Comparatore	Cedimento mm		
14.00	2'	0	0.00	22.849	0.000	K Winkler in base a DIMENSIONE PIASTRA UTILIZZATA piastra di portanza Ø = 300 mm $K = k_s \cdot \frac{300}{750}$ ottenendo K=4/5.8 Kg/cm^c	
14.02	2'	0.5	49.04	22.290	0.559		
14.04	2'	1.5	147.11	21.606	1.243		
14.06	2'	2	196.14	21.355	1.494		
14.08	2'	2.5	245.18	21.111	1.738		
14.10	2'	3	294.21	20.897	1.952		
14.12	2'	3.5	343.25	20.702	2.147		
14.14	2'	4.5	441.32	20.310	2.539		
14.16	2'	4.8	470.74	20.144	2.705		
14.18	2'	5.3	519.77	19.973	2.876		
METODO NAFVAC (DM7_1) $K_s = \frac{0.5 \cdot q_s}{S_c}$ Sc=cedimento corretto (S0,5qy-ΔSc) Ks=14.7							METODO WESTERGAARD (confronto) $K_s = \frac{0.7}{e}$ Ks ≈ 10 $K_s = \frac{q}{0.125}$ Ks ≈ 12

TECNOGEOFISICA Via S. Cattania n° 1/a Carpi (MO) fax 059/8672203 E-mail: info@tecnogeo fisica.com	Prova PLT n° 9		COMMITTENTE:
	QUOTA:	Piano piazzale	S.A.Ba.R. Spa
	DATA:	13/10/2020	Via Levata 64
	CANTIERE:	Piazzale Discarica area Cadelbosco	Novellara RE

Piastra monocomparatore con incudine registrabile, prolunghe del martinetto dotate di piatto con snodo sferico, adatto al contrasto per superfici non orizzontali; conforme alle norme CNR n° 146 - SNV 670317a

Tempo ORA, minuti	tempo perm. carico (min)	Pressione piastra		Lecture comparatore		Coefficiente di sottofondo (o di Winkler) $K = \frac{q}{e}$ q=carico applicato e= cedimento relativo	
		Kgf/cm ² N/mm ² ×10	KN/m ² KPa	Comparatore	Cedimento mm		
15.30	2'	0	0.00	24.508	0.000	K Winkler in base a DIMENSIONE PIASTRA UTILIZZATA piastra di portanza Ø = 300 mm $K = k_s \cdot \frac{300}{750}$ ottenendo K=6.8/11 Kg/cm^c	
15.32	2'	0.5	49.04	24.219	0.289		
15.34	2'	1.5	147.11	23.717	0.791		
15.36	2'	2	196.14	23.526	0.982		
15.38	2'	2.5	245.18	23.340	1.168		
15.40	2'	3	294.21	23.169	1.339		
15.42	2'	3.5	343.25	23.006	1.502		
15.44	2'	4.5	441.32	22.667	1.841		
15.46	2'	4.8	470.74	22.494	2.014		
15.48	2'	5.3	519.77	22.343	2.165		
METODO NAFVAC (DM7_1) $K_s = \frac{0.5 \cdot q_s}{S_c}$ Sc=cedimento corretto (S0,5qy-ΔSc) Ks=28							METODO WESTERGAARD (confronto) $K_s = \frac{0.7}{e}$ Ks ≈ 17 $K_s = \frac{q}{0.125}$ Ks ≈ 21

<p>TECNOGEOFISICA Via S. Cattania n° 1/a Carpi (MO) fax 059/8672203 E-mail: info@tecnogeo fisica.com</p>	Prova PLT n° 10		COMMITTENTE:
	QUOTA:	Piano piazzale	S.A.Ba.R. Spa
	DATA:	13/10/2020	Via Levata 64
	CANTIERE:	Piazzale Discarica area Cadelbosco	Novellara RE

Piastra monocomparatore con incudine registrabile, prolunghe del martinetto dotate di piatto con snodo sferico, adatto al contrasto per superfici non orizzontali; conforme alle norme CNR n° 146 - SNV 670317a

Tempo ORA, minuti	tempo perm. carico (min)	Pressione piastra		Letture comparatore		Coefficiente di sottofondo (o di Winkler) $K = \frac{q}{e}$ q=carico applicato e= cedimento relativo
		Kgf/cm ² N/mm ² ×10	KN/m ² KPa	Comparatore	Cedimento mm	
16.30	2'	0	0.00	23.937	0.000	<p>K Winkler in base a DIMENSIONE PIASTRA UTILIZZATA piastra di portanza Ø = 300 mm $K = k_s \cdot \frac{300}{750}$ ottenendo K=5.6/9 Kg/cm^c</p> <p>METODO NAVVAC (DM7_1) $K_s = \frac{0.5 \cdot q}{S_c}$ Sc=cedimento corretto (S0,5qy-ΔSc) Ks=23</p> <p>METODO WESTERGAARD (confronto) $K_s = \frac{0.7}{e}$ Ks ≈ 14 $K_s = \frac{q}{0.125}$ Ks ≈ 20</p>
16.32	2'	0.5	49.04	23.530	0.407	
16.34	2'	1.5	147.11	23.038	0.899	
16.36	2'	2	196.14	22.869	1.068	
16.38	2'	2.5	245.18	22.689	1.248	
16.40	2'	3	294.21	22.501	1.436	
16.42	2'	3.5	343.25	22.339	1.598	
16.44	2'	4.5	441.32	21.999	1.938	
16.46	2'	4.8	470.74	21.839	2.098	
16.48	2'	5.5	539.39	21.687	2.250	

Nelle schede sopra riportate sono stati anche indicati i valori del modulo Ks ricavabile dalle formulazioni di Westergaard:

$K_s = 0,7/e$ oppure $K_s = q/0,125$

- Ove q= carico-p pressione corrispondente al cedimento e
- e= cedimento corrispondente al carico q applicato

Tali valori da considerare “indicativi” e di paragone, sono stati inseriti al fine di valutare un confronto qualitativo rispetto al valore ottenuto dal metodo di Navvac.

Infine nel riquadro in Rosso grassetto è indicato il range del più probabile valore del coefficiente di sottofondo o Winkler che è possibile attribuire al terreno testato.

Dai valori dei gradini di carico riportati nelle schede “Prova PLT”, si è anche calcolato indicativamente, il parametro del Modulo di deformazione (Md Kg/cmq) ottenibile tramite la norma SNV 670317, dalla formulazione:

$Md = \Delta p / \Delta s \times D$

- Δp= differenza di carico tra due successivi incrementi di carico
- Δs= differenza di cedimento in mm, relativa al incremento di pressione Δp
- D= diametro della piastra

Il valore del modulo Md, che rispetto al modulo di Winkler, non viene generalmente utilizzato direttamente per il dimensionamento di una sovrastruttura, corrisponde ad un valore convenzionalmente riconosciuto per la valutazione della qualità del sottofondo degli strati di una sovrastruttura. Per il caso in esame il valore Md riportato in tabella, è stato calcolato all’incremento di carico, di riferimento per terreni naturali o sottofondi, cioè intervallo tra 0.5/1,5 kg/cmq.

PROVA N°	Coefficiente sottofondo/Modulo Winkler K kg/cmc	Deformazione Totale mm	Modulo di deformazione Md (intervallo 0,5/1,5 kgf/cmq) (Kg/cmq)
1	5/10	1.77	865
2	6/8.8	1.97	644
3	4.5/5	4.40	261
4	11/14	1.84	1091
5	10/13	1.67	855
6	3.7/5	4.79	297
7	4.8/8.5	2.73	471
8	4/5.8	2.87	439
9	6.8/11	2.16	598
10	5.6/9	2.25	610

Le prove eseguite mostrano per il calcolo del coefficiente di sottofondo o di Winkler, contenuta variabilità, con i valori più bassi in corrispondenza delle zone di esecuzione delle prove 3 e 6, ove il valore di K è tendenzialmente inferiore rispetto alla media degli altri settori.

In entrambi i casi questi valori "anomali" indicando probabilmente una scarsa compattazione o spessore inferiore del massetto ghiaioso superficiale, od una condizione di umidità ed una selezione del materiale non "ottimale". Tale osservazione trova anche riscontro nella non completa "confrontabilità" dei valori minimi o dei range ottenuti per il K di Winkler, che potrebbe essere dovuta, ove si rilevano i valori minimi più alti, alla presenza al di sotto del punto di posizionamento della piastra di materiali grossolani ($\phi > 3-4$ cm) oppure zone dove si è verificata una "iper compattazione" dovuta al continuo passaggio dei mezzi d'opera in tali settori.

Per le future operazioni di finitura del piazzale, si consiglia, di determinare preliminarmente al utilizzo ed alla posa dei materiali che saranno scelti ed utilizzati, i valori di compattazione e umidità ottimali del prodotto da utilizzare (mediante prove di laboratorio AASHTO), con relative prove di carico e densità sul materiale posato e compattato.

Qualora i valori delle prove di carico in "corso d'opera" siano ritenuti non soddisfacenti, è possibile ricompattare il materiale posato, additivandolo con cemento (o miscele calce-cemento), in modo da stabilizzare e consolidare lo strato del massetto da verificare, che in questo modo rimarrà anche protetto dal deterioramento superficiale legato alla variazione delle condizioni atmosferiche (pioggia, gelo, cicli di essiccazione ecc.).

TECNOGEOFISICA S.N.C.
Dr. Geol Riccardo Triches

Atlante fotografico



Punto esecuzione PLt 1



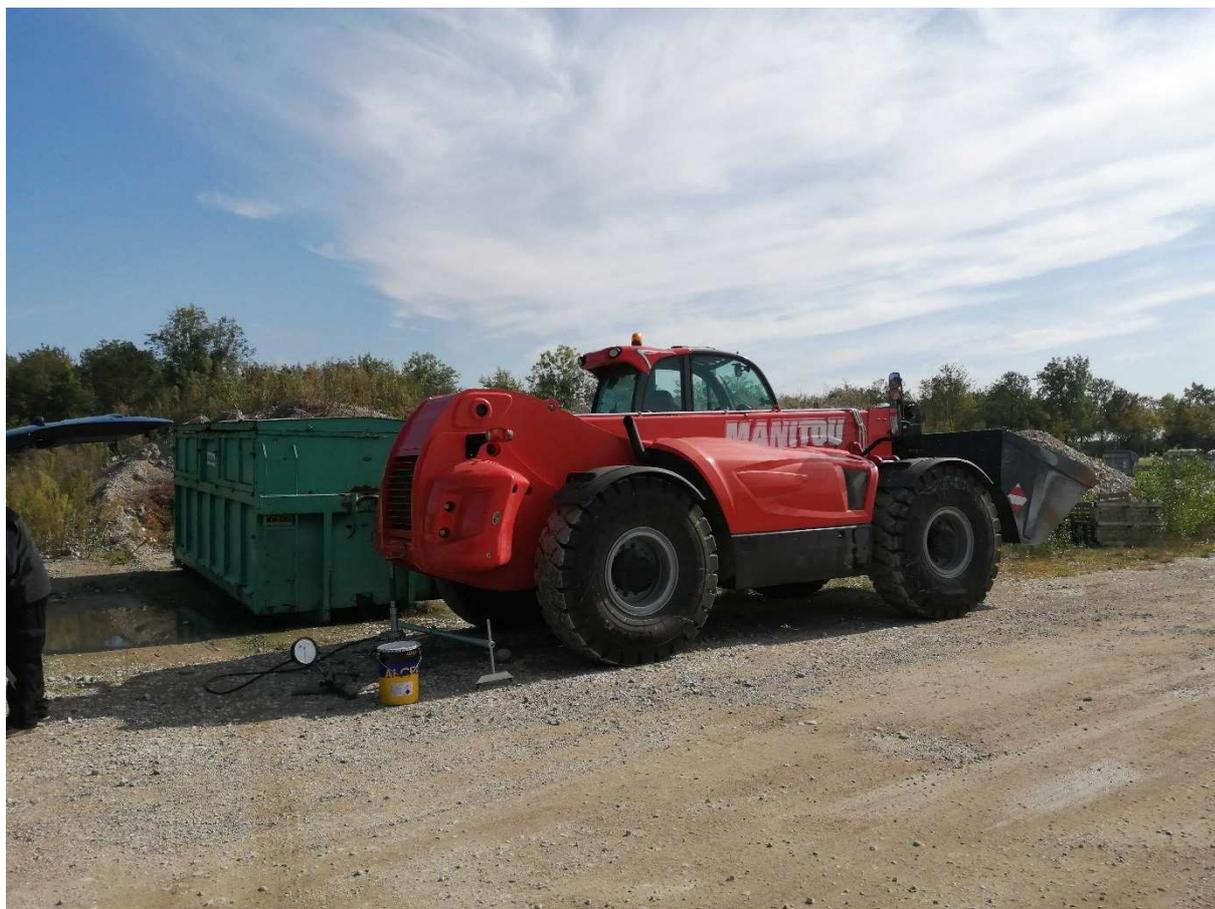
Punto esecuzione PLt 2



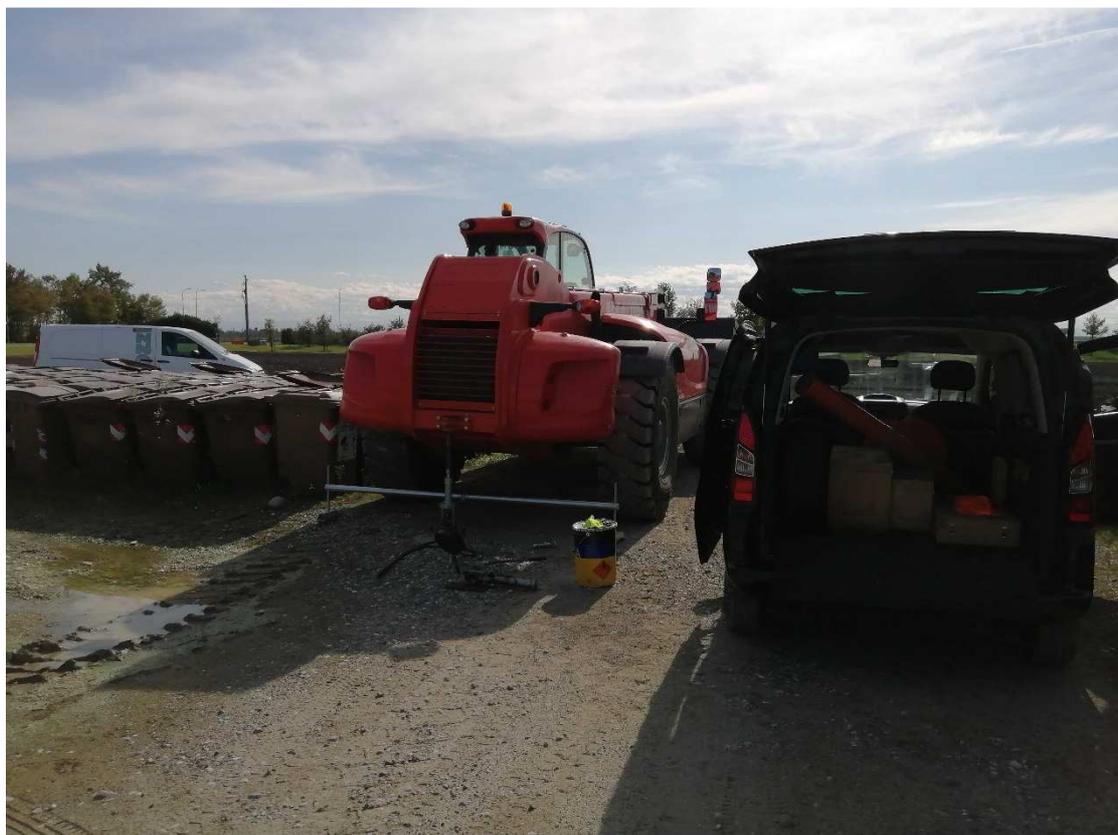
Punto esecuzione PLt 3



Punto esecuzione PLt 4



Punto esecuzione PLt 5



Punto esecuzione PLt 6



Punto esecuzione PLt 7



Punto esecuzione PLt 8



Punto esecuzione PLt 9



Punto esecuzione PLt 10