

**Modifica polo tecnologico recupero e riciclo plastiche.
Nuovo impianto di riciclo materiali plastici produzione film e sacchetti**

Centro impiantistico di Cavaglia. Loc Gerbido, Cavaglia (BI)

FILM-D08_Relazione Geotecnica – Sismica_ Risposta Sismica Locale

CAVA04-V01-F00-GN-00-000-A-E-017-R00

GENNAIO 2023

Titolo progetto <i>Project title</i>	Modifica polo tecnologico recupero e riciclo plastiche. Nuovo impianto di riciclo materiali plastici produzione film e sacchetti Centro impiantistico di Cavaglia. Loc Gerbido, Cavaglia (BI)
Titolo documento <i>Document title</i>	FILM-D08_Relazione Geotecnica – Sismica_ Risposta Sismica Locale
Livello documento	Istanza PAUR art.27-bis D.Lgs. 152/06 e s.m.i.
Codice documento A2A <i>A2A Document code</i>	CAVA04-V01-F00-GN-00-000-A-E-017-R00
Il Progettista <i>Designer</i>	

Redazione

Rev	Fase	Data <i>Date</i>	Descrizione <i>Description</i>	Redatto <i>Edited</i>	Verificato <i>Revised</i>	Approvato <i>Approved</i>	A2A Ambiente S.p.A.
00	AU	Gennaio 2023	Prima emissione	P. Bottani	L. Gamba	P. Bottani	

A2A Ambiente

Data <i>Date</i>	Verificato <i>Revisited</i>	Approvato <i>Approved</i>	A2A Ambiente S.p.A.
Gennaio 2023	PE: G. Lonardini	PM: C. Tepordei	

A2A Ambiente

Data <i>Date</i>	Validato <i>Validated</i>	A2A Ambiente S.p.A.
Gennaio 2023	Cliente: D. Marini	

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI D'IMPOSTA.....	7
4.1	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	9
4.2	STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO	9
4.3	INTERPRETAZIONE DELLE PROVE SPT – CORRELAZIONI DI LETTERATURA	11
4.3.1	Densità relativa.....	13
4.3.2	Angolo di attrito efficace	15
4.3.3	Parametri di deformabilità.....	18
4.4	PROVE PRESSIOMETRICHE	20
4.4.1	Parametri di deformabilità.....	21
4.4.2	Parametri di resistenza al taglio	22
4.5	PARAMETRI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO.....	22
4.6	SCELTA DELLA TIPOLOGIA DI FONDAZIONE	23
4.7	CAPACITÀ PORTANTE – METODO DI CALCOLO	23
4.8	CEDIMENTI – METODO DI CALCOLO	25
4.8.1	Osservazioni	26
4.8.2	Coefficiente di Winkler	26
4.9	CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE	27
4.10	CALCOLO DEL CEDIMENTO ATTESO E DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO.....	29
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI DI IMPOSTA.....	30
5.1	PROVA SISMICA MASW	31
5.1.1	Risultati MASW 1	32
5.1.2	Risultati MASW 2.....	34
6	SISMICITA'	36
6.1	ZONA SISMICA.....	36
6.2	CPTI15-DBMI15 V 2.0.....	41
6.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	43
6.4	CATEGORIA TOPOGRAFICA.....	44

6.5 PERICOLOSITÀ SISMICA.....	45
6.5.1 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento.....	45
6.5.2 Stati limite, probabilità di superamento e periodo di ritorno	46
6.5.3 Definizione della pericolosità sismica di base	48
6.5.4 Pericolosità sismica di sito	52
6.5.5 Coefficienti sismici	52
6.5.6 Stabilità dei pendii e fondazioni.....	53
6.5.7 Pericolosità sismica.....	54
7 LIQUEFAZIONE	61
8 RISPOSTA SISMICA LOCALE DI TERZO LIVELLO	63
8.1 CALCOLO DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	63
8.1.1 Estrazione accelerogrammi di input	63
8.1.2 Procedura di calcolo.....	64
8.1.3 Valutazione della risposta sismica locale.....	70
8.2 MODELLO REALIZZATO CON 7 ACCELEROGRAMMI	73
8.2.1 Accelerogrammi trasportati	73
8.2.2 Pericolosità sismica.....	75
8.2.3 Risultato del modello.....	77
9 CONCLUSIONI	88

ALL.A – Indagine geognostica - Indagine Geognostica – Prove di laboratorio” RCT (Radaelli Castellotti) - Marzo 2001.

1 PREMESSA

La presente relazione Geotecnica – Sismica – Risposta Sismica Locale è redatta a corredo del progetto che si chiede di autorizzare avente per oggetto la realizzazione di un impianto di riciclo di materie plastiche, localizzato sul territorio del comune di Cavaglià (BI), in località Gerbido.

La presente relazione ottempera a quanto richiesto dal D.M. 17.01.2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

Per quanto riguarda l’inquadramento geologico ed idrogeologico e corografico, si rimanda al documento CAVA04V01F00GN00000AE016R00 – Relazione geologica ed Idrogeologica, che unitamente al presente documento, fornisce la caratterizzazione completa del sito.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **D.G.R. 3 febbraio 2012, n. 7-3340:** Modifiche e integrazioni alle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. n. 4-3084 del 12/12/2011.
- **D.G.R. 12 dicembre 2011, n. 4-3084:** D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010. Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese.
- **D.G.R. 18 febbraio 2011, n. 8-1517:** Modifica del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio piemontese come approvata con D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010 e ulteriori disposizioni.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione del territorio nazionale.
- **O.P.C.M. 3519 del 28/04/2006** (G.U. 11.5.2006 n.108) -Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.
- **O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003** (Supplemento ordinario alla G.U. 8.5.2003 n.105). Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- **OPCM n. 3274 del 20 marzo 2003** "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- **Delibera della Giunta Regionale del Piemonte n. 4-3084 del 12.12.2011** ed in seguito modificate con la D.G.R. n. 65-7656 del 21 maggio 2014 e con la D.G.R. n.6-887 del 30 dicembre 2019.
- **D.M.17/01/2018 Contenente le Nuove Norme Tecniche per le costruzioni (NTC 2018)**
- **Deliberazione della Giunta Regionale 30 dicembre 2019, n. 6-887 OPCM 3519/2006.** Presa d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte, di cui alla D.G.R. del 21 maggio 2014, n. 65- 7656.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- “Ecodeco S.p.A. – Comune di Cavaglià – Nuovo impianto trattamento rifiuti – Indagine Geognostica – Prove di laboratorio” RCT (Radaelli Castellotti) - Marzo 2001.
- “Ecodeco- Cavaglià (Biella) – Nuovo impianto di smaltimento rifiuti – Relazione Geotecnica” Ingegneri Consulenti associati – Ing. Pietro Romani – Giugno 2001.
- Progetto di ampliamento discariche ASRAB SpA e A2A Ambiente SpA in loc. Gerbido - Cavaglià (BI) - Relazione geologica idrogeologica e geotecnica – Dott.Geol Paolo Bottani – Febbraio 2016.
- Report tecnico – Indagine sismica – Loc. Via della Mandria, Cavaglià (BI) – S.G.M Geologia e Ambiente s.r.l. – Novembre 2020.
- Impianto per la produzione di energia elettrica e termica mediante combustione di rifiuti speciali non pericolosi sito in Comune di Cavaglià (BI) – Relazione geologica, Relazione geotecnica – sismica, Relazione di risposta sismica locale – 3ba S.r.l. – Dott. Geol. Gabriele Anselmi – Novembre 2022.

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI D'IMPOSTA

La caratterizzazione geotecnica preliminare dei terreni d'imposta è finalizzata alla determinazione delle proprietà fisiche ed idrauliche del terreno ed alla valutazione delle condizioni di stabilità dell'area comprendente il sito. Pertanto sono necessarie specifiche indagini riguardanti:

- esplorazione del sottosuolo con prospezioni dirette;
- prove geotecniche di laboratorio;

L'area in oggetto, essendo sede di diversi impianti appartenenti al centro integrato di trattamento rifiuti del gruppo A2A Ambiente, è stata interessata in passato da indagini conoscitive sul terreno al fine di valutarne le caratteristiche geotecniche ed idrogeologiche.

La campagna geognostica più significativa è stata svolta per conto di ECODECO S.p.A. ora A2A Ambiente S.p.A. nel marzo 2001 dalla società RCT s.r.l. di Liscate (v. ALL A) nell'ambito della realizzazione dell'impianto di trattamento dei Rifiuti Solidi Urbani (Biocubi) ubicato nelle immediate vicinanze dell'area in oggetto.

Durante tale indagine, sono state eseguite le seguenti prove:

- N°4 sondaggi a carotaggio continuo (S1-S2-S3-S4) spinti a 20-30m dal p.c. locale dei quali l'S1 attrezzato con piezometro.
- Prove penetrometriche dinamiche (SPT) ogni 1.5m di avanzamento.
- N°3 prove pressiometriche in foro.
- N°10 granulometrie eseguite su campioni rimaneggiati prelevati dalle cassette.

La perforazione è stata eseguita a secco con rivestimento (30mm) dotato di corona Widia posto in opera con l'ausilio della circolazione di acqua. In corrispondenza delle prove pressiometriche è stata eseguita una "tasca" con carotiere da 66mm per l'alloggio della cella.

Le prove SPT sono state eseguite "a punta chiusa" per evitare il danneggiamento del campionatore Raymond.

Il sondaggio S1 ricade all'interno dell'area del nuovo impianto in progetto.

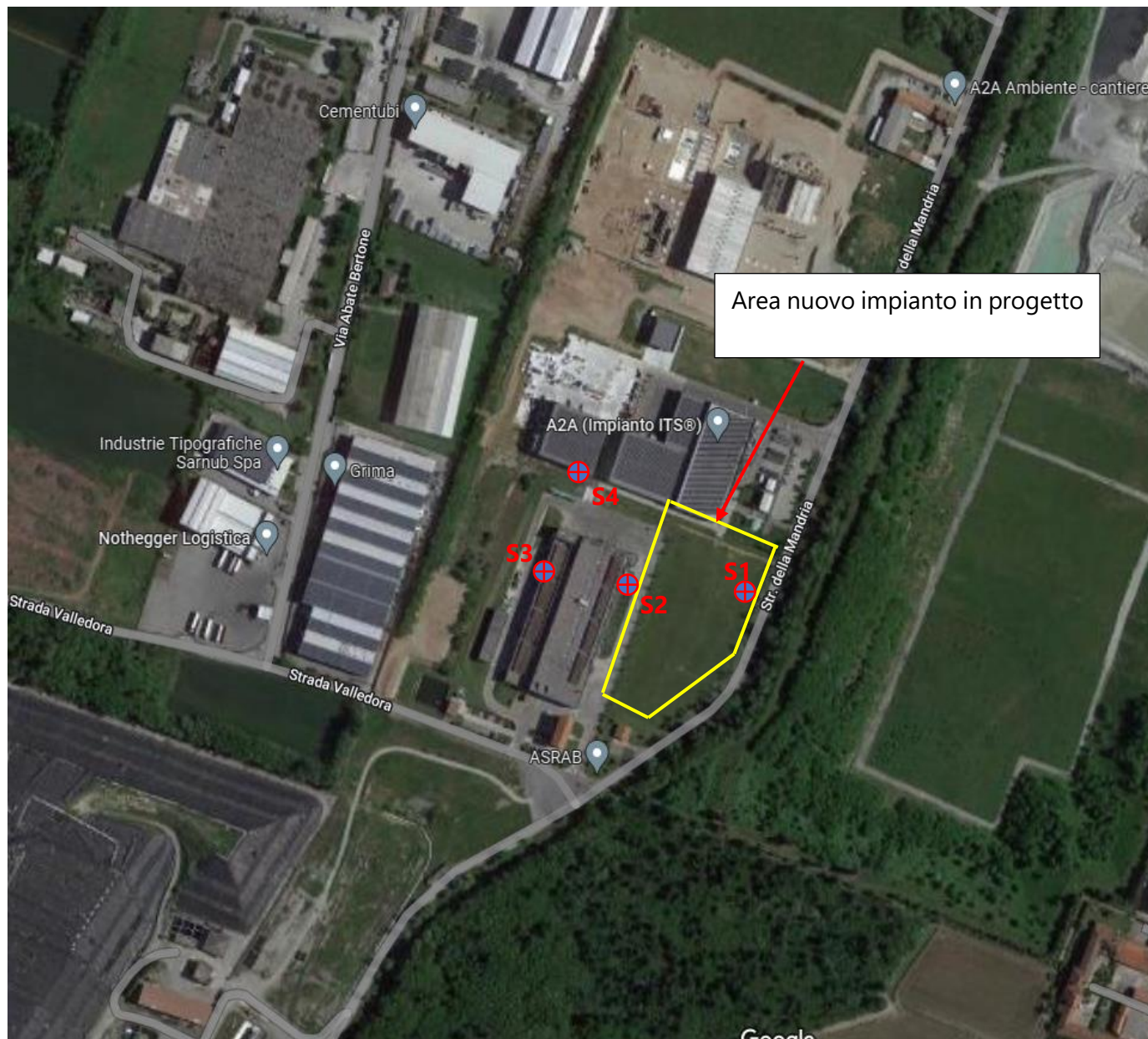


Figura 2.1: Ubicazione dei sondaggi geognostici eseguiti nel marzo 2001 dalla società RCT s.r.l. di Liscate (in giallo l'area del nuovo impianto in progetto)

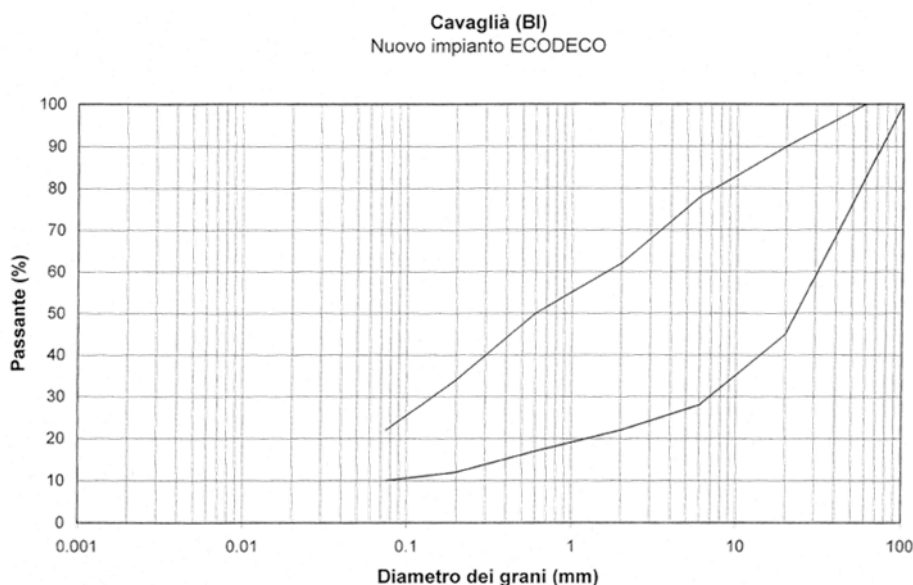
4.1 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- 2.1 RCT (2001) "Indagine geognostica – Prove di laboratorio" Commessa n°2053 – Rapporto del 20/03/2001
- 2.2 Cubrinovski M., Ishihara K. (1999) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils". Soil and Foundations Vol. 39, N°5 – pp. 61-71 – Ottobre 1999
- 2.3 Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Géotechnique n.36(1) – pagg.65• 78
- 2.4 Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test - Its Application and Interpretation - Penetration in U.K." Proc. of Geotechnology Conference organized by ICE, Birmingham
- 2.5 Brinch-Hansen J. (1970) "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity". Bull. n°28 - Danish Geotechnical Institute - Copenhagen.
- 2.6 Poulos H.G., Davis E.H. (1974) "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics". John Wiley & Sons.
- 2.7 Florin V.A. (1959) "Oshovi Mekaniki Gruntov". Mosca.

4.2 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

I sondaggi eseguiti mostrano che il terreno di fondazione è costituito da ghiaia e ghiaietto in matrice sabbiosa a tratti debolmente limosa di colore grigio con ciottoli di grosse dimensioni.

I fusi granulometrici relativi ai vari sondaggi sono riportati nella figura seguente.

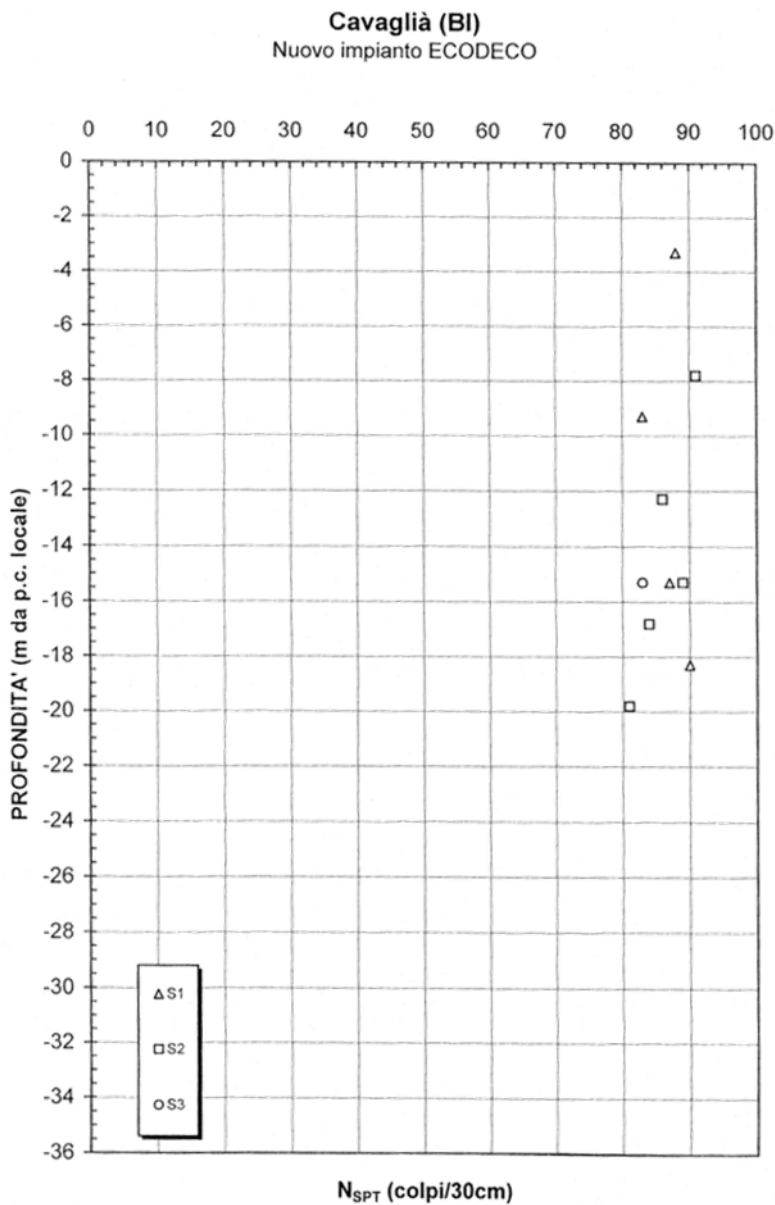


L'addensamento è molto elevato come evidenziato dai risultati delle prove SPT (Fig. seguente) che in molti casi hanno fornito condizioni di rifiuto per la presenza dei frequenti ciottoli.

La coltre di alterazione superficiale è costituita dagli stessi materiali ma appare distinguibile per:

- la colorazione tendente al marrone
- la presenza di un maggiore contenuto di fine

Lo spessore di tale coltre risulta dell'ordine del metro.



4.3 INTERPRETAZIONE DELLE PROVE SPT – CORRELAZIONI DI LETTERATURA

La caratterizzazione geotecnica del terreno in posto è stata condotta sulla base dei risultati delle prove svolte in sito (prove SPT e pressiometriche) ed il laboratorio (prove di caratterizzazione).

Si premette che la presenza dei ciottoli di grosse dimensioni ($f > 15\text{cm}$) ha sicuramente influenzato i risultati delle prove aumentando fittiziamente il numero di colpi.

A tale proposito si è fatto riferimento alle sole prove che non hanno fornito condizioni di “rifiuto” ed in particolare a quelle che hanno evidenziato il minore numero di colpi.

Il dato penetrometrico misurato N^*_{SPT} è stato corretto per tenere conto del fatto che le prove sono state eseguite con campionatore a “punta chiusa” contrariamente a quanto è previsto nella prova “standard”. Per materiali sabbioso/ghiaiosi sopra falda ed a modesta profondità, si può tuttavia considerare quanto segue:

$$N^*_{\text{SPT}} \cong N_{\text{SPT}}$$

Dove:

N^*_{SPT} = valore ottenuto con campionatore a punta chiusa

N_{SPT} = valore ottenuto con campionatore a punta aperta

In assenza di specifici dati e sapendo che il rendimento energetico delle macchine operatrici comunemente impiegate in Italia è prossimo al 65%, si ritiene superfluo correggere il valore N_{SPT} per rapportarlo all’energia convenzionale di riferimento pari al 60%; si potrà direttamente scrivere:

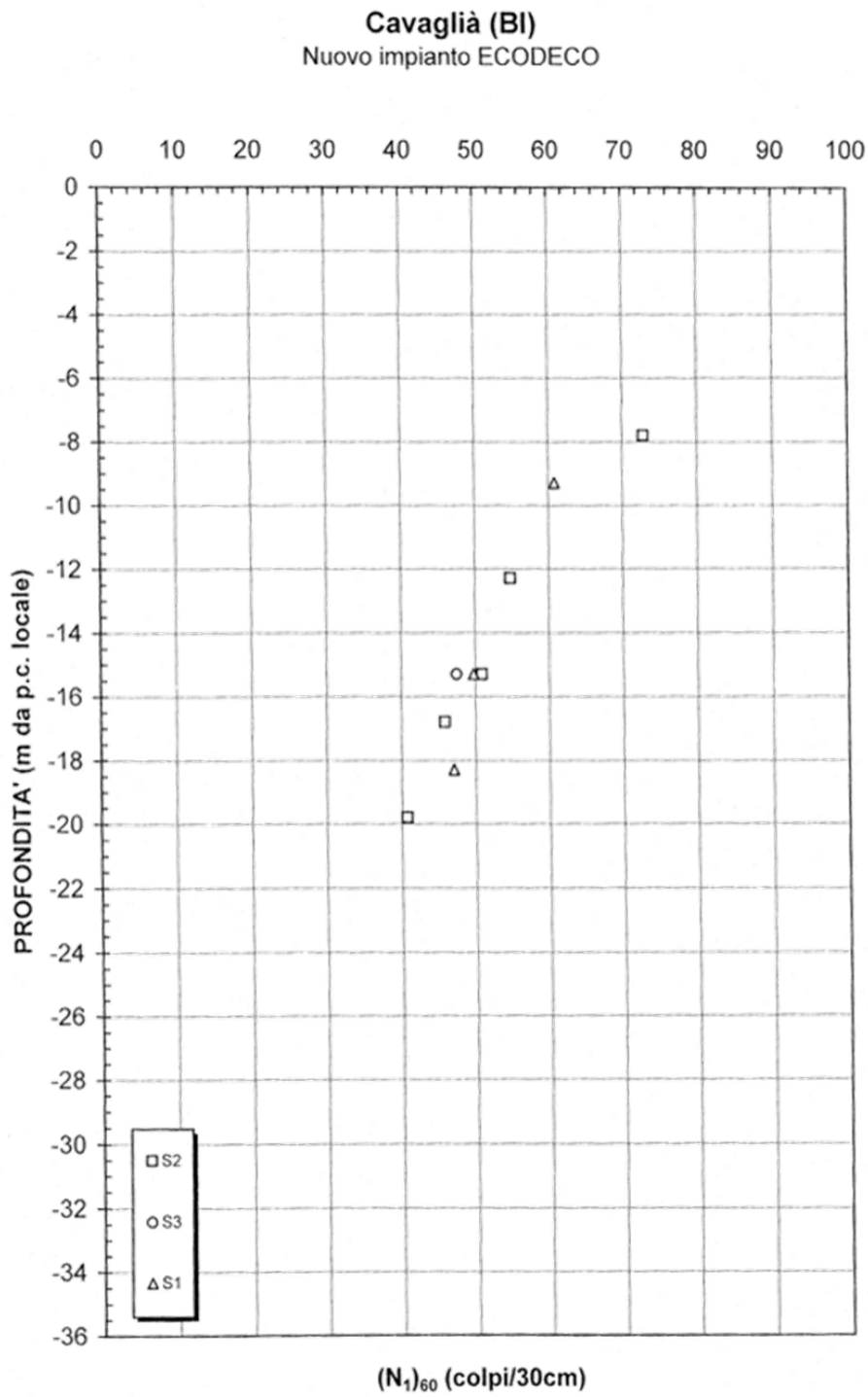
$$(N)_{60} \cong N_{\text{SPT}}$$

Quando alla correzione che consente di valutare gli effetti della pressione geostatica, si potrà ricorrere alla correlazione proposta da Liao & Whitmann (1986):

$$(N1)_{60} = C_N \cdot N_{60}$$

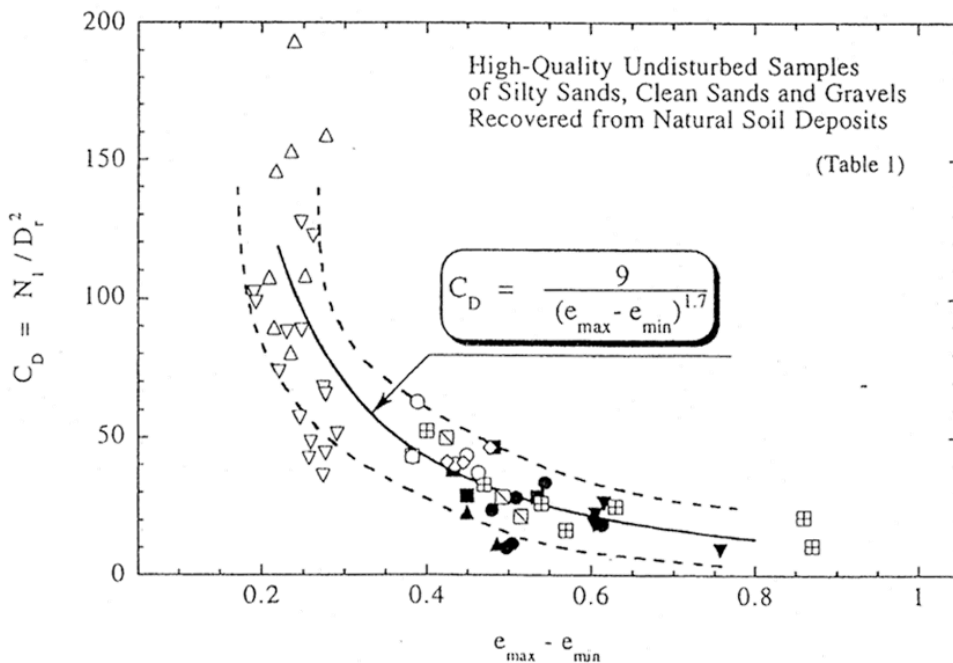
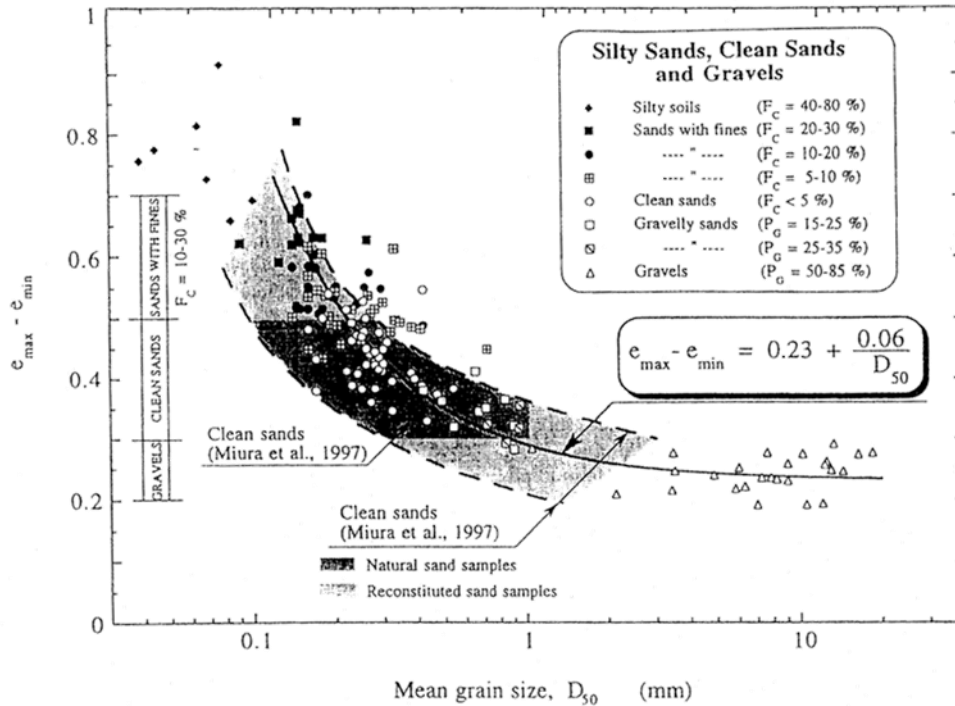
$$C_N = (p_a / \sigma'_{vo})^{0.5}$$

L'andamento del valore di $(N_1)_{60}$ in funzione della profondità è illustrato in figura seguente.



4.3.1 Densità relativa

Si fa riferimento alle indicazioni di Cubrinowski & Ishihara (1999 - rif.2.2) sintetizzato nei grafici delle figure seguenti



Dalle quali si ricava:

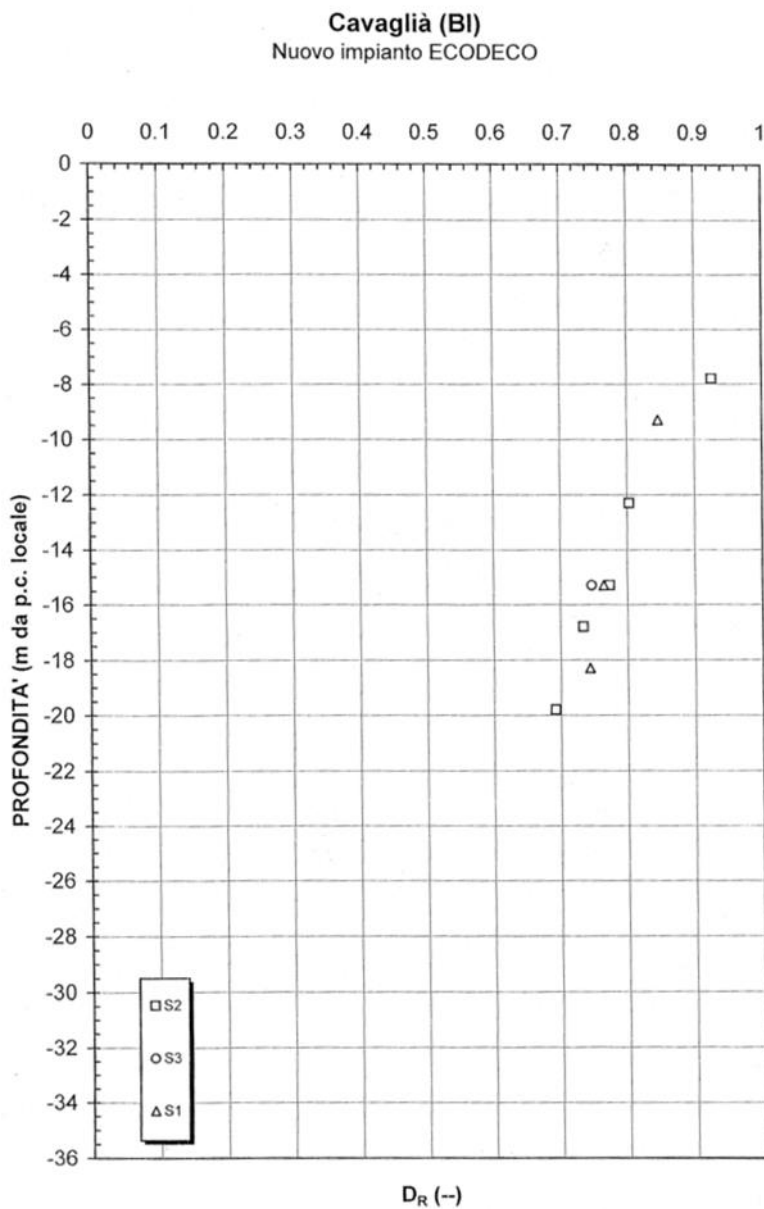
$$D_{50} = 1 \div 10 \text{mm}$$

$$e_{\max} - e_{\min} = 0.23 + (0.06 / D_{50}) = 0.25 \div 0.30$$

$$C_D = (N_1)_{60} / D_R^2 = 9 / (e_{\max} - e_{\min})^{1.7} = 70 \div 100 \cong 85$$

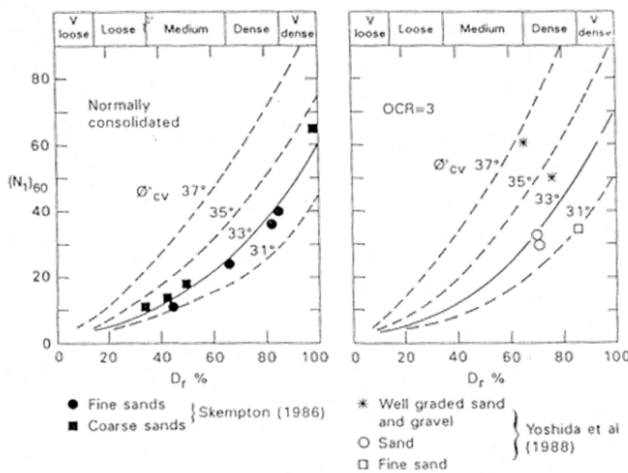
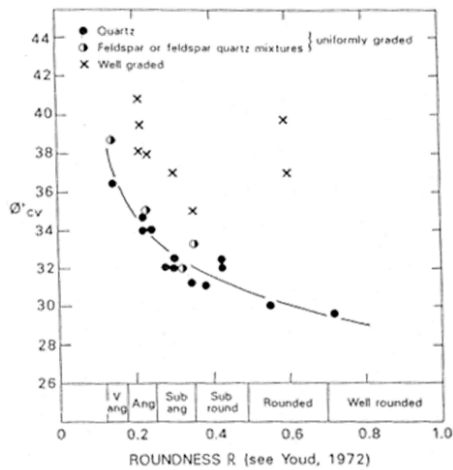
$$D_R = \sqrt{[(N_1)_{60} / 85]}$$

L'andamento della densità relativa in funzione della profondità è illustrato nella figura seguente:



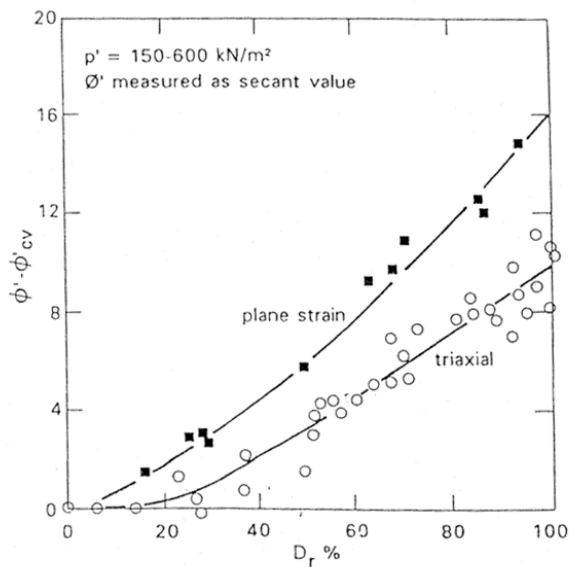
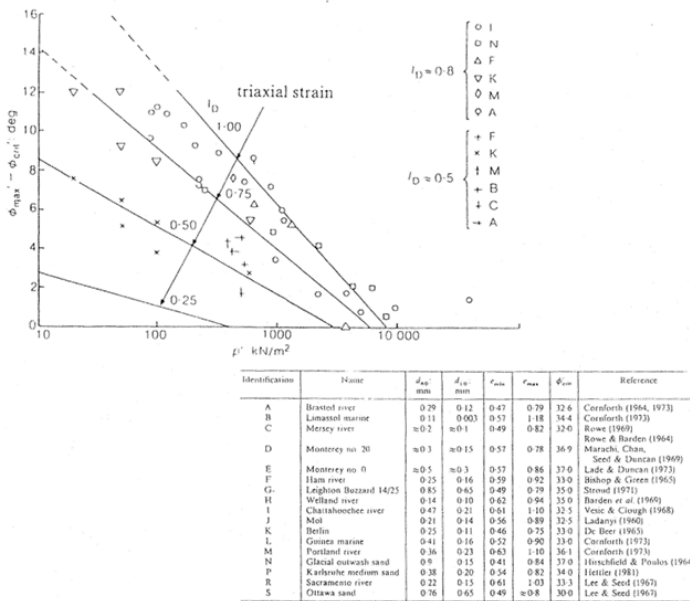
4.3.2 Angolo di attrito efficace

Noto il valore della densità relativa si può risalire al valore dell'angolo di attrito seguendo l'approccio indicato da Bolton (1986 – rif.2.3) che prevede di valutare il valore dell'angolo a "volume costante" (assenza di dilatanza) in base al grado di uniformità ed alla forma dei grani (figure seguenti):



e di risalire successivamente al valore dell'angolo di attrito "di picco" (ϕ'_p) facendo riferimento alla pressione di confinamento ed alla densità relativa del deposito sulla base della nota correlazione

(figure sequenti):



$$\phi'_p = \phi'_{cv} \cdot (A \cdot I_R)$$
$$I_R = D_R [Q - \ln(p')] - 1$$

Con:

A = 3 o 5 rispettivamente per condizioni di taglio triassiale o piano

Q = 10

p' = pressione media.

Si osserva, infine, che, da un punto di vista "operativo" del calcolo è uso fare riferimento ad un valore pari alla media tra l'angolo di attrito "*di picco*" ed il valore "*a volume costante*". Si considera pertanto quanto segue:

ϕ'_{cv} = angolo di attrito a volume costante = 32÷34°

$\Delta\phi = \phi'_p - \phi'_{cv} = 6-8^\circ$ ($D_R=70-90\%$)

ϕ'_p = angolo di attrito di picco $\geq 38\div42^\circ$

ϕ' = angolo "operativo" di calcolo $\geq 35^\circ$

4.3.3 Parametri di deformabilità

E' noto che il terreno non si comporta come un mezzo elastico se non per deformazioni molto contenute ($<10^{-4}\%$). Nell'ambito di analisi di tipo semplificato e' tuttavia prassi comune ricorrere comunque ad un approccio pseudo-elastico pur limitando la validità dei risultati ottenuti ad un predeterminato ambito di deformazioni attese.

Un valido approccio consiste nel ricorrere alle correlazioni proposte da Stroud (1988 - rif.2.4) in base alle quali si può scrivere (per depositi normalmente consolidati):

$$E' / N_{60} = 0.9 \div 2.0$$

dove: E' = modulo elastico drenato secante [MPa]

$FS = q_{NETTA} / q_{LIM} =$ indicatore del livello di mobilitazione

$q_{NETTA} = q - q' =$ pressione netta in fondazione

$q =$ pressione esterna alla quota di imposta

$q' =$ pressione verticale efficace alla quota di imposta

$q_{LIM} =$ capacità portante limite

Si osserva (figura seguente) che tanto più risulta basso il livello di mobilitazione (ovvero tanto più cresce il fattore di sicurezza FS), tanto più aumenta il rapporto E'/N_{60} ; in particolare:

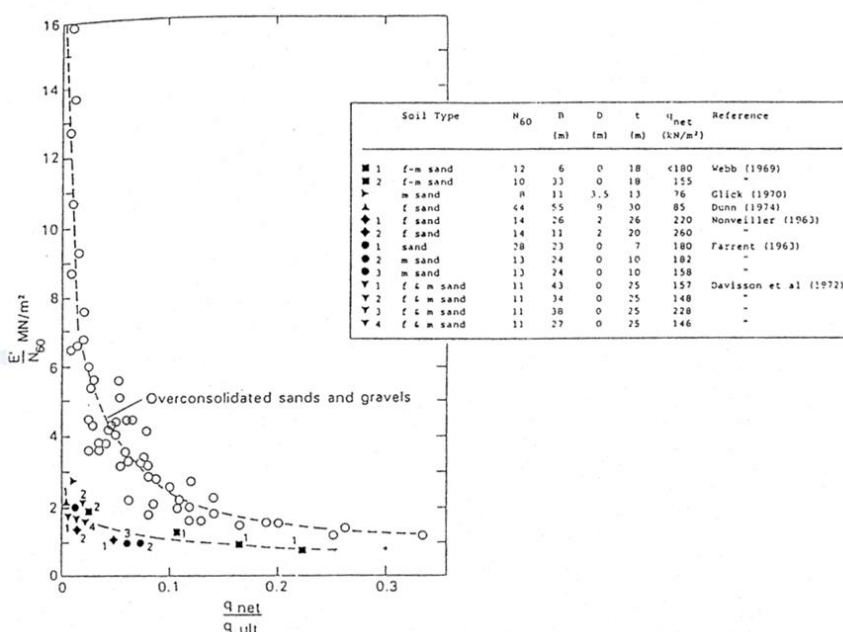
per $FS=3 \rightarrow E'/N_{60} \cong 0.9$

per $FS=5 \div 10 \rightarrow E'/N_{60} \cong 1.1$

per $FS=10 \div 20 \rightarrow E'/N_{60} \cong 1.2 \div 1.5$

per $FS > 20 \rightarrow E'/N_{60} \cong 1.5 \div 2.0$

per $FS > 20 \rightarrow E'/N_{60} \cong 1.5 \div 2.0$



Per deformazioni più contenute $FS \gg 20$ (ovvero per bassi livelli di mobilitazione) i risultati tendono a coincidere con quanto si otterrebbe applicando l'espressione (valida per deformazioni dell'ordine di 0.01%) di cui al seguito:

$$E' = G \cdot 2(1+\nu)$$

$$G \text{ [MPa]} \cong N_{\text{spt}}$$

dove:

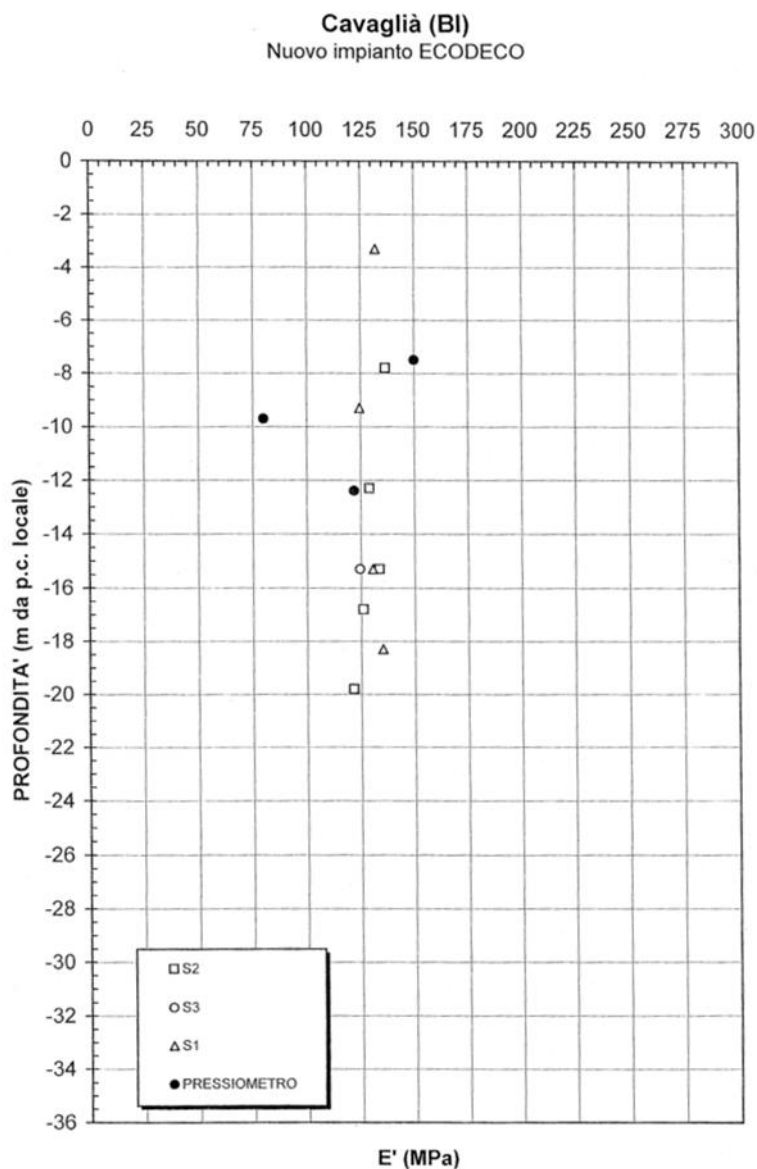
G = modulo di taglio

ν = coefficiente di Poisson = 0.25-0.30

4.4 PROVE PRESSIOMETRICHE

Si fa riferimento ai risultati delle prove eseguite con pressimetro da foro tipo Ménard dotato di sonda standard da 58mm. Il rapporto della campagna di prova è allegato al progetto (cfr. rif. n.2.1).

I risultati in termini di modulo di Young (E) in corrispondenza del campo "pseudoelastico" di deformazione (tratto "lineare" della curva pressiometrica corretta) sono illustrati in figura seguente (circoletti neri) sulla quale sono anche indicati (circoletti bianchi) i valori del modulo definiti sulla base della correlazione semiempirica di Stroud per FS=10-20.



Da un punto di vista generale si osserva quanto segue:

- Le prove eseguite sono state spinte ad elevati livelli di pressione (23bar) senza raggiungere la pressione di "scorrimento" (p_f) ovvero quel valore in corrispondenza del quale il materiale comincia a presentare un comportamento non lineare per l'insorgere di fenomeni di plasticizzazione. Ove ciò è accaduto il modulo è stato calcolato comunque con riferimento all'ultimo gradino di misura (valutazione cautelativa).
- Tutte le prove hanno mostrato andamenti simili indipendentemente dalla profondità.
- Il valore della pressione di "scorrimento" si può assumere comunque superiore a 25bar.
- Il valore della pressione "iniziale" (p_o) ovvero la pressione in corrispondenza della quale ha inizio il campo di compressione "pseudoelastica" è risultata mediamente variabile tra 3 e 6.0bar.
- Il valore della pressione "limite" (p_l) può comunque essere (prudenzialmente) stimato sulla base della correlazione proposta da Cassan (1978) secondo la quale

$$(p_l - p_o) / (p_f - p_o) = 1.5$$

da cui (cfr. punto precedente) si ottiene:

$$p_l \geq 35\text{bar.}$$

4.4.1 Parametri di deformabilità

E' noto che il modulo pressiometrico (cfr. paragrafo precedente) rappresenta una stima per difetto del modulo elastico per i seguenti principali motivi:

- Viene calcolato come valore secante in relazione a tutta la fase "pseudoelastica".
- Viene definito a mezzo di uno stress-path assimilabile a condizioni di taglio puro. E' sperimentalmente provato che il modulo calcolato in tali condizioni risulta inferiore di $1.25 \cdot 1.5$ volte rispetto a quello calcolato in condizioni triassiali.

A tale proposito lo stesso Menard ha proposto di definire il modulo di Young relativo al tratto elastico propriamente detto (piccole deformazioni) moltiplicando il modulo pressiometrico per un coefficiente reologico (α) che nel caso di sabbie e ghiaie può variare tra 3 e 4.

Nel seguito dei calcoli si farà comunque cautelativamente riferimento al dato pressiometrico vista l'impossibilità di affinare ulteriormente l'analisi prelevando campioni indisturbati da sottoporre a prove di laboratorio.

4.4.2 Parametri di resistenza al taglio

Per la determinazione dei parametri di resistenza esiste in letteratura un abbondante numero di correlazioni spesso contraddittorie tra loro. Si ritiene tuttavia utile ed indicativo citare la correlazione proposta dallo stesso Menard nel 1963 in base alla quale si può scrivere (con ovvio significato dei simboli):

$$p_l = 0.25 \cdot 2^{(\phi'/4 - 6)} \quad [\text{MPa}]$$

Supponendo che la pressione limite sia comunque superiore a 35 bar si verifica facilmente che l'angolo di attrito di picco vale almeno 39° in buon accordo con quanto ricavato sulla base delle prove SPT.

4.5 PARAMETRI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO

Dall'analisi dei dati a disposizione si possono trarre le seguenti conclusioni:

N_{SPT} (punta chiusa) =	Figura n.3.2
$(N_1)_{60}$ =	Figura n.4.1
D_{10} =	0.01-0.1mm
D_{50} =	1÷10mm
Passante al setaccio n°200 ASTM =	10÷20%
G = modulo di taglio pressiometrico =	31-58MPa
E_M = modulo pressiometrico =	80-133MPa ($\nu=0.3$)
γ = peso di volume =	20÷21kN/m ³
D_R = densità relativa \cong	70-90%
ϕ'_{cv} = angolo stato critico =	32-34°
ϕ'_p = angolo di picco =	38-42°
ϕ' = angolo di calcolo \geq	35°
c' = coesione efficace =	0.0 kPa
E' = modulo elastico secante (FS=10÷20) =	1.5· N_{60} =125Mpa
E'_{ur} = modulo in scarico-ricarico =	1.5 E' = 190MPa
ν' = coefficiente di Poisson =	0.3

4.6 SCELTA DELLA TIPOLOGIA DI FONDAZIONE

Date le caratteristiche geotecniche dei materiali in sito si suggerisce di ricorrere a fondazioni dirette a plinto isolato.

La pressione di progetto in fondazione dovrà essere definita in modo tale da rispettare due vincoli:

- 1) Evitare la rottura per taglio del terreno (coefficiente di sicurezza $FS=3$)
- 2) Evitare l'insorgere di deformazioni non ammissibili per le sovrastrutture.

Non sono previsti vincoli sulla quota di imposta delle fondazioni.

4.7 CAPACITÀ PORTANTE – METODO DI CALCOLO

Per il calcolo della capacità portante limite (q_{lim}) del terreno di fondazione si fa riferimento ai tradizionali metodi dell'equilibrio limite secondo la formulazione proposta da Brinch-Hansen per terreno granulare omogeneo.

In presenza di carichi verticali eccentrici si sono seguiti i criteri indicati da Meyerhof (1953) per la valutazione dell'area "netta" (B', L'):

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$

dove:

L, B = dimensioni "reali" della fondazione;

e_L, e_B = eccentricità del carico nelle direzioni considerate

Si fanno le seguenti ipotesi generali di calcolo:

- Fondazioni rigide ed isolate;
- Si trascura il contributo della coesione efficace ($c'=0 - N_c=0$);
- Piano di posa e di campagna orizzontali ($g_r=g_q=b_r=b_q=1$);
- Si assume che il sovraccarico del terreno posto al di sopra della quota di imposta (q') agisca solo come forza esterna stabilizzante ($d_r=d_q=1$);
- Si considera l'effetto del taglio seguendo le indicazioni riportate in "Det Norske Veritas – Foundations", 1992):

$$i_q = \{ 1 - [0.5 \cdot V / (N + A' \cdot c \cdot \cot \phi')] \}^5$$

$$i_{\square} = \{ 1 - [0.7 \cdot V / (N + A' \cdot c \cdot \cot \phi')] \}^5$$

- Si considera la reale geometria della fondazione seguendo le indicazioni riportate in "Det Norske Veritas – Foundations", 1992):

$$s_q = 1 + (i_q \cdot B' \cdot \sin\phi' / L)$$

$$s_\gamma = 1 - (0.4 \cdot i_\gamma \cdot B' / L)$$

- Si assume che la falda sia ubicata a quota inferiore rispetto alla profondità delle potenziali superfici di rottura (circa pari alla dimensione del lato minore della fondazione);
- Si trascura, a favore di sicurezza, l'effetto di preconsolidazione dovuto allo scavo fino alla quota di imposta.
- Si trascura (prudenzialmente) la presenza del magrone di sottoplinto.

Nel complesso si ottiene:

$$q_{lim} = 1/2 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q$$

I coefficienti N_q ed N_γ dipendono dall'angolo di attrito efficace; come uso nella prassi corrente si fa riferimento ad un valore "di calcolo" pari alla media tra il valore "critico" (ϕ'_{cv}) ed il valore "di picco" (ϕ'_p) pari a 35° da cui:

$$N_q = 33.3$$

$$N_\gamma = 48.03$$

4.8 CEDIMENTI – METODO DI CALCOLO

Si fa ricorso alla teoria elastica facendo riferimento ad una fondazione “perfettamente flessibile”.

Nota il campo di spostamenti, sarà poi possibile calcolare il cedimento della stessa fondazione, considerata come “rigida”, mediante la seguente correlazione (rif. n.2.6):

$$S_{RIGIDA} = 1/3 \cdot [2 \cdot S_{(centro)} + S_{(spigolo)}]_{FLESSIBILE} \quad (\text{fondazione rettangolare})$$

dove: s = cedimento

Il calcolo del cedimento viene svolto sotto le seguenti ipotesi:

- Area di carico rettangolare isolata.
- Calcolo (rif. n.2.7) dello stato tensionale indotto nel terreno supponendo un semispazio elastico-lineare, isotropo ed omogeneo.
- Calcolo del cedimento assumendo un mezzo elastico lineare isotropo ma non omogeneo mediante la seguente espressione (per ogni strato i esimo di terreno):

$$s = \sum_i \{ 1/E_i \cdot [\Delta\sigma'_{zi} - \nu \cdot (\Delta\sigma'_{xi} + \Delta\sigma'_{yi})] \cdot \Delta h_i \}$$

- La “zona di influenza” del carico viene limitata ad una profondità tale per cui vale (cfr. Eurocodice 7.1 – rif. n.1.4):

$$\Delta\sigma_z / \sigma'_{vo} \geq 0.2$$

Con $\Delta\sigma_z$ pari all’incremento di tensione verticale efficace alla quota considerata dovuto ai carichi indotti dalla fondazione. Si osserva che, per una stessa fondazione, si assume la profondità di influenza relativa al cedimento del baricentro nella condizione di carico più gravosa, indipendentemente dal punto di calcolo e dal valore della pressione applicata. Tale ipotesi consente di confrontare in maniera omogenea i risultati relativi a condizioni di carico differenti pur di rimanere in un campo di variabilità della pressione relativamente contenuto ($q_{max} \cong 2 \cdot q_{min}$).

4.8.1 Osservazioni

Occorre sottolineare alcuni aspetti di rilevante importanza:

1. Il calcolo del cedimento viene suddiviso in due fasi per tenere conto dell'effetto di sovraconsolidazione dovuto allo scavo: fino al valore di pressione (q_p) equivalente alla tensione geostatica presente in sito alla quota di imposta (σ'_{vo}) si assegna al modulo elastico il valore relativo ad una fase di "ricarico" (E'_{ur}) mentre per la quota parte di pressione eccedente ($q_n = q - (\sigma'_{vo})$) si fa riferimento al modulo elastico "vergine" (E'). Ovviamente tale approccio prevede che venga considerato il peso della fondazione. Si considera comunque la profondità di influenza relativa alla pressione totale (ipotesi prudentiale).
2. Il metodo di calcolo adottato consente di valutare unicamente il cedimento assoluto; è noto che la teoria elastica comporta, in genere, una sovrastima del valore del cedimento (cfr. Amar et. al, 1987) ciò che consente di non adottare ulteriori fattori di sicurezza sul risultato del calcolo numerico.
3. Si trascurano gli effetti legati ai fenomeni di interferenze tra fondazioni vicine.

4.8.2 Coefficiente di Winkler

Nota il valore del cedimento è possibile calcolare il coefficiente di Winkler mediante la correlazione:

$$k_w = q / s \quad [F/L^3]$$

dove:

q = pressione esterna totale applicata alla quota di imposta

s = cedimento calcolato tenendo conto della sovraconsolidazione dovuta allo scavo

4.9 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE

La capacità portante del terreno di fondazione dipende (cfr. capitolo 3.6) dalla geometria del plinto, dall'eccentricità e dall'inclinazione del carico.

L'analisi è stata condotta per plinti quadrati di dimensioni variabili tra 2.5 e 3.5m trascurando l'effetto di sovraconsolidazione dovuta allo scavo e considerando un sovraccarico distribuito al di sopra della quota di imposta pari al peso di 80cm di terreno (15kPa).

B (m)	L (m)	V/N (%)	e (m)	q_{lim} (kPa)	q_{amm} (kPa)
2.5	2.5	0	0.0	1506	502
			0.2	1410	470
			0.4	1289	430
		10	0.0	1161	387
			0.2	1068	356
			0.4	964	321
		20	0.0	853	284
			0.2	778	259
			0.4	698	233
3.0	3.0	0	0.0	1650	550
			0.2	1564	521
			0.4	1456	485
		10	0.0	1281	427
			0.2	1194	398
			0.4	1097	376
		20	0.0	945	315
			0.2	873	291
			0.4	797	266
3.5	3.5	0	0.0	1795	598
			0.2	1715	572
			0.4	1617	539
			0.0	1403	467

		10	0.2	1319	440
			0.4	1227	401
		20	0.0	1037	346
			0.2	967	322
			0.4	893	298

Tabella n.2.9 – Capacità portante per varie geometrie e condizioni di carico

I risultati sono illustrati in tabella n.7.1. Si osserva che la portata ammissibile del terreno nei confronti della rottura al taglio (capacità portante) risulta variabile tra 250 e 550kPa e decresce al crescere dell'inclinazione del carico e dell'eccentricità.

4.10 CALCOLO DEL CEDIMENTO ATTESO E DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO

Il calcolo del cedimento è stato svolto per le stesse fondazioni per le quali si è calcolata la capacità portante (plinti quadrati di dimensione variabile tra 2.5 e 3.5m).

La pressione di verifica (variabile tra 250 e 450kPa) deve essere riferita all'area totale del plinto e non all'area "effettiva" (criterio di Meyerhof) impiegata nel calcolo della capacità portante.

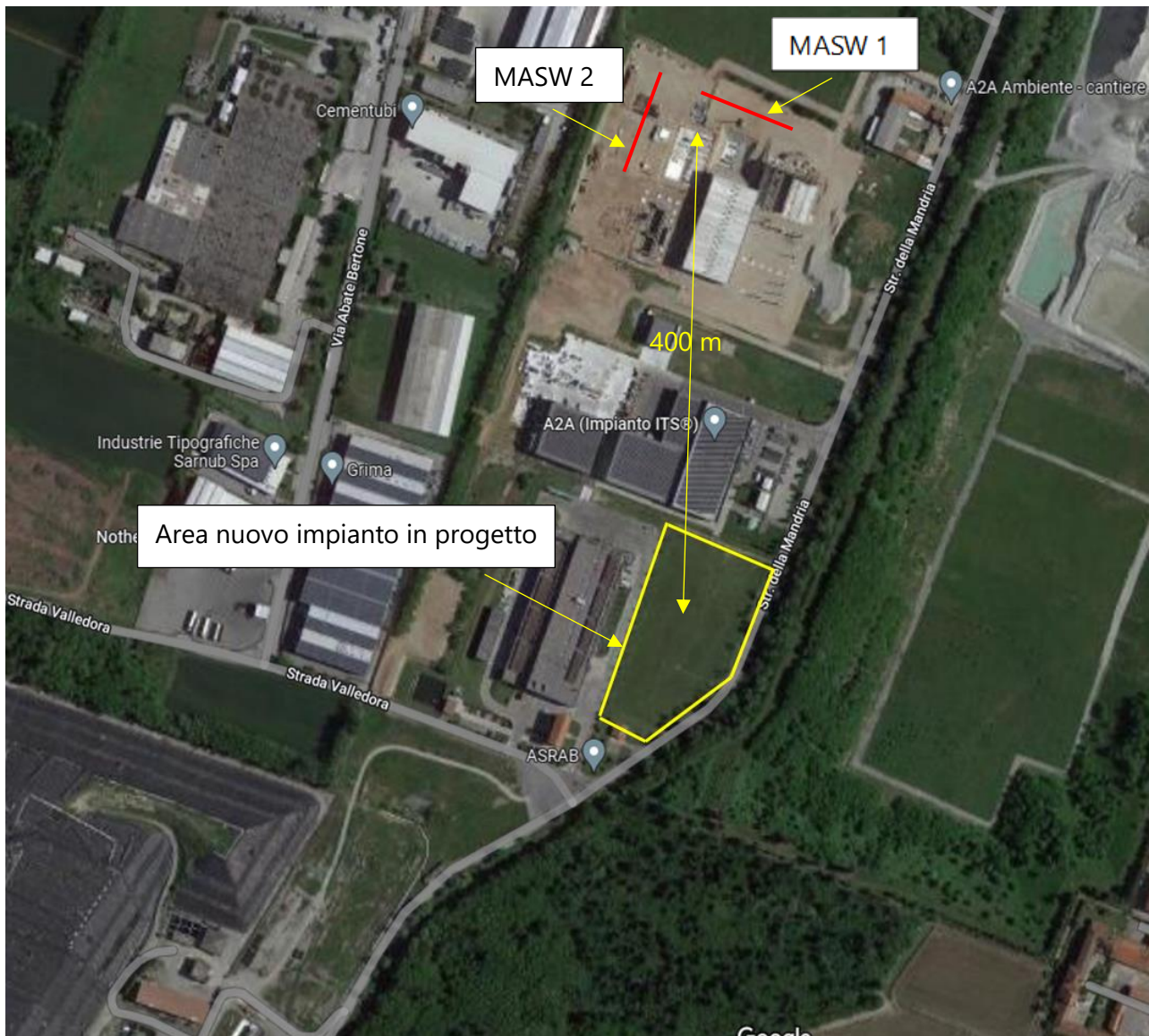
I risultati sono riassunti in tabella seguente.

B (m)	L (m)	q (kPa)	σ'_{vo} (kPa)	Z (m)	S _{ur} (mm)	S _n (mm)	s (mm)	k _w (kg/cm ²)
2.5	2.5	250	100	6.5	0.9	2.0	2.9	8.6
		300				2.7	3.6	8.3
		350				3.4	4.3	8.1
		400				4.0	4.9	8.0
3.0	3.0	250	100	7.5	1.1	2.4	3.5	7.1
		300				3.2	4.3	7.0
		350				4.0	5.1	6.9
		400				4.8	5.9	6.8
3.5	3.5	300	100	8.5	1.3	3.7	5.0	6.0
		350				4.6	5.9	5.9
		400				5.5	6.8	5.9
		450				6.4	7.7	5.8

5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI DI IMPOSTA

Per la definizione dal punto di vista sismico dell'area oggetto di studio, vista l'omogeneità dei depositi presenti sono state prese di riferimento n.2 indagini sismiche MASW eseguite nel 2021 sempre da A2A Ambiente S.p.a. in un'area che dista circa 400 metri dall'area oggetto del presente studio.

Queste indagini erano state condotte in occasione della precedente istanza autorizzativa per la costruzione di un impianto (FORSU), localizzato nei terreni adiacenti quelli degli esistenti impianti di A2A Ambiente.



5.1 PROVA SISMICA MASW

Lo studio è consistito nell'esecuzione di n°2 stendimenti sismici con metodologia MASW, per la determinazione del profilo verticale delle onde di taglio e del valore $V_{s,eq}$, necessario per la classificazione dei terreni di fondazione degli interventi in progetto nelle categorie di suolo descritte al paragrafo 3.2.2 delle N.T.C. 2018 "D.M. 17 del 17/01/2018".

L'acquisizione dei dati sismici è così avvenuta:

- **metodo attivo:** è stata effettuata 2 stese sismiche con passo intergeofonico di 3 metri e 16 geofoni utilizzando la tecnica dell'interlaccio, ottenendo un profilo sismico equivalente ad una stesa di 32 geofoni e passo 1,5 metri ubicata come dalla planimetria riportata di seguito.

Si sono acquisiti vari shot ad entrambi gli estremi del profilo in modo da avere un maggior set di dati e poter scegliere quelli più adatti alla successiva elaborazione. La frequenza propria dei sensori è la classica e raccomandata per tale tipologia di indagini (4,5 Hz).

- **metodo passivo:** sulle stesse stese utilizzate per il metodo attivo si sono realizzate 2 acquisizioni di sismica passiva, di 1 minuto ciascuna, concatenate, in fase di pre-processing, in un unico file di 2 minuti, in modo da colmare il "vuoto" alle basse frequenze della sismica attiva.

L'indagine sismica, considerando la sismostratigrafia fino alla profondità di -30,00 metri da p.c., ha permesso la determinazione della velocità delle V_{seq} , ricavata dalla formula riportata nel D.M. 17 del 17 Gennaio 2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni":

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

dove h_i e $V_{S,i}$ rappresentano rispettivamente lo spessore e la velocità di propagazione delle onde di taglio attraverso lo strato i -esimo entro 30 metri di profondità. H rappresenta la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzato da V_s non inferiore a 800 m/s.

5.1.1 Risultati MASW 1

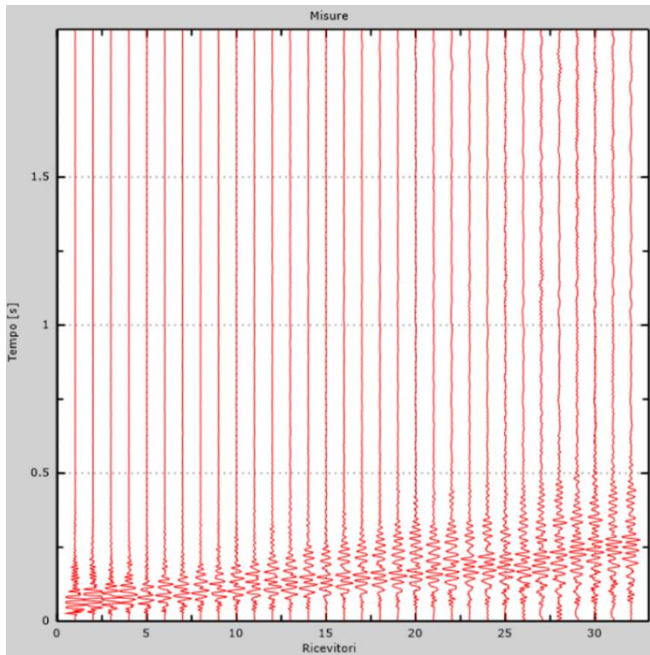


Figura 3.1.1.1 - Tracce sperimentali indagine attiva

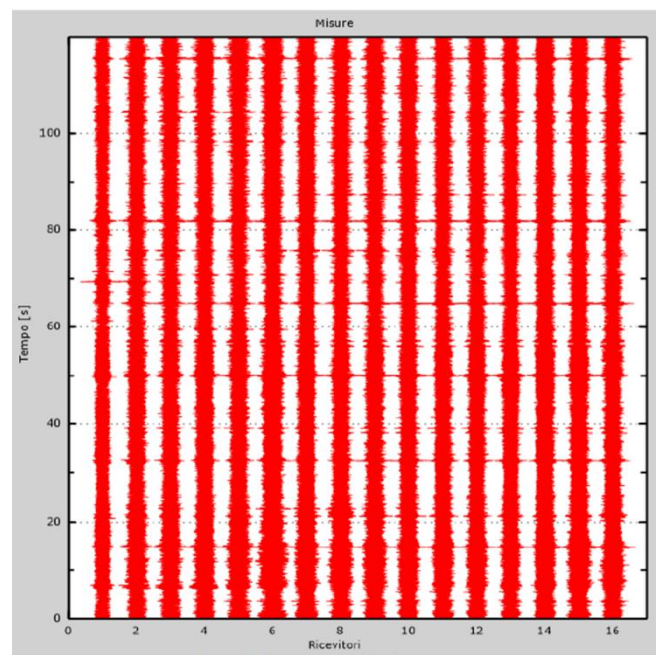


Figura 3.1.1.2 - Tracce sperimentali indagine passiva

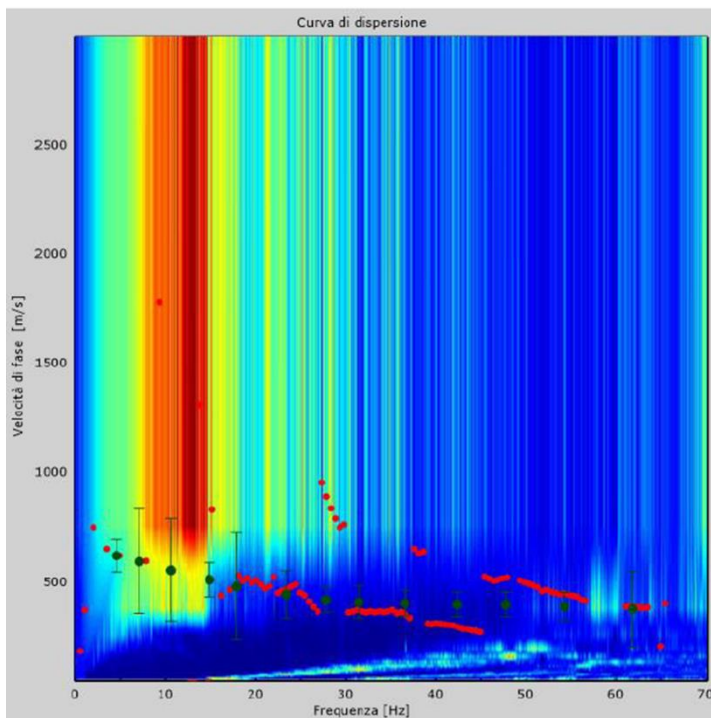


Figura 3.1.1.3 – Curva di dispersione sperimentale

Dall'esecuzione dell'indagine sismica è emersa la seguente successione della velocità delle onde sismiche.

Strato	h [m]	z [m]	Vs fin. [m/s]
Strato 1	2,0	-2,0	425
Strato 2	3,0	-5,0	404
Strato 3	3,0	-8,0	459
Strato 4	4,0	-12,0	536
Strato 5	4,0	-16,0	591
Strato 6	10,0	-26,0	623
Strato 7	6,0	-32,0	665
Strato 8	/	-∞	702

Di seguito si riportano le immagini relative alla curva di dispersione delle onde di Rayleigh e del modello che ne deriva previa inversione dei dati.

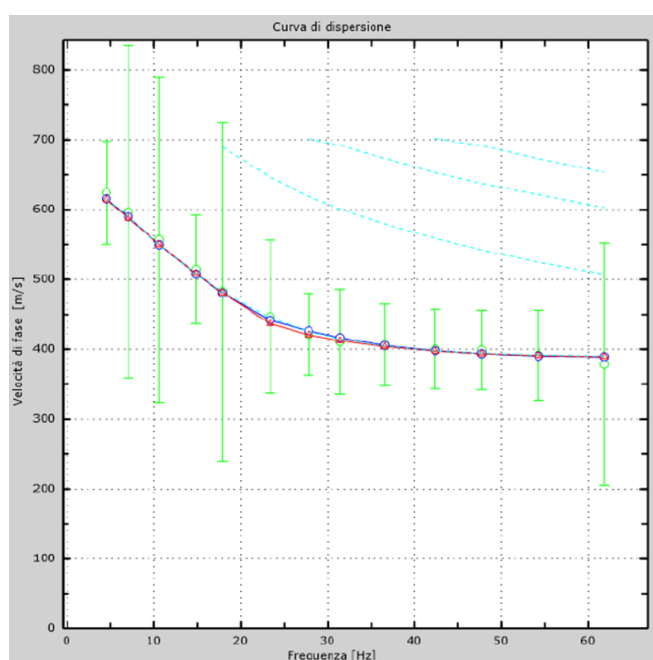


Figura 3.1.1.4 - Velocità numeriche (Punti sperimentali verde, modi di Rayleigh - ciano, curva apparente blu, curva numerica - rosso)

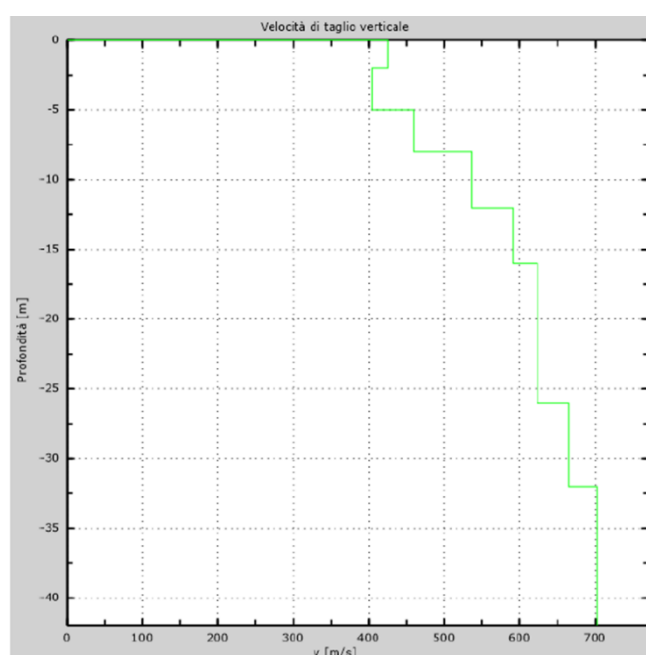


Figura 3.1.1.5 – Profilo verticale delle Vs

Vseq = 545 m/s

I terreni di fondazione interessati dalla progettazione sismica, come prescritto al paragrafo 3.2.2 dal D.M. 17 Gennaio 2018, appartengono a:

Suolo di fondazione di tipo B

ovvero, come definito in Tabella 3.2.II (Categorie di sottosuolo): Tipo B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

5.1.2 Risultati MASW 2

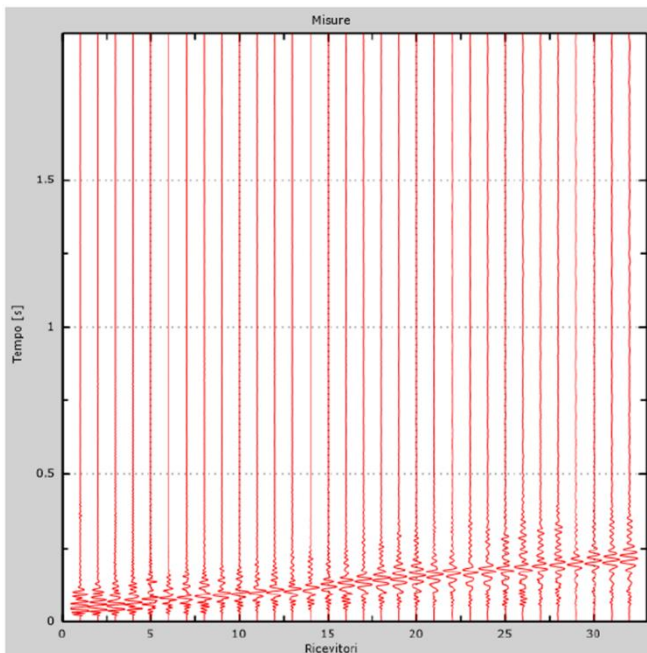


Figura 3.1.2.1 - Tracce sperimentali indagine attiva

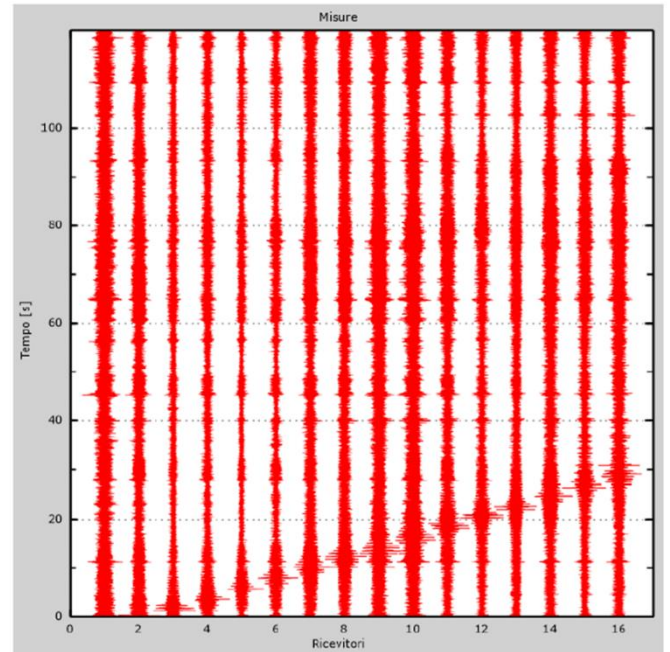


Figura 3.1.2.2 - Tracce sperimentali indagine passiva

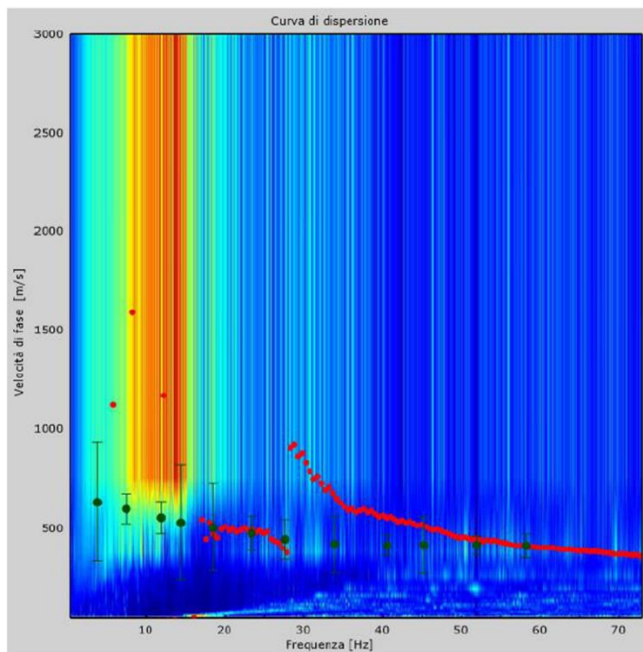


Figura 3.1.2.3 – Curva di dispersione sperimentale

Dall'esecuzione dell'indagine sismica è emersa la seguente successione della velocità delle onde sismiche.

Strato	h [m]	z [m]	Vs fin. [m/s]
Strato 1	2,0	-2,0	470
Strato 2	3,0	-5,0	400
Strato 3	3,0	-8,0	487
Strato 4	4,0	-12,0	561
Strato 5	4,0	-16,0	588
Strato 6	10,0	-26,0	627
Strato 7	6,0	-32,0	679
Strato 8	/	-∞	706

Di seguito si riportano le immagini relative alla curva di dispersione delle onde di Rayleigh e del modello che ne deriva previa inversione dei dati.

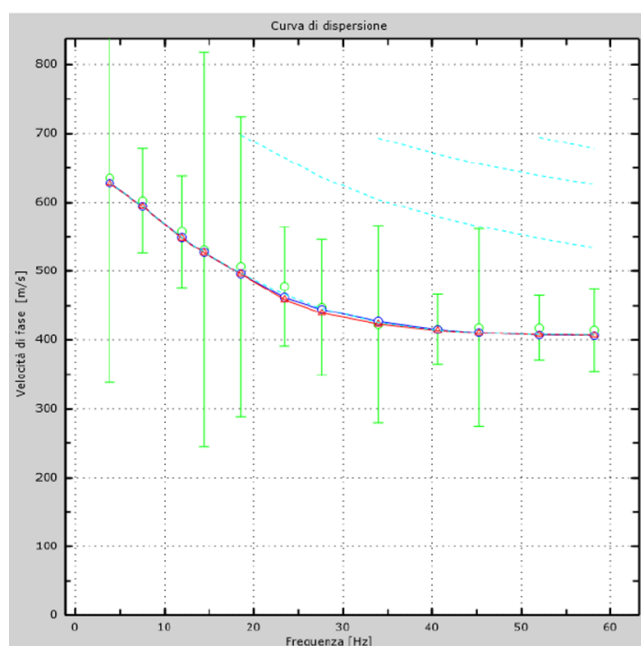


Figura 3.1.2.4 - Velocità numeriche (Punti sperimentali verde, modi di Rayleigh - ciano, curva apparente blu, curva numerica - rosso)

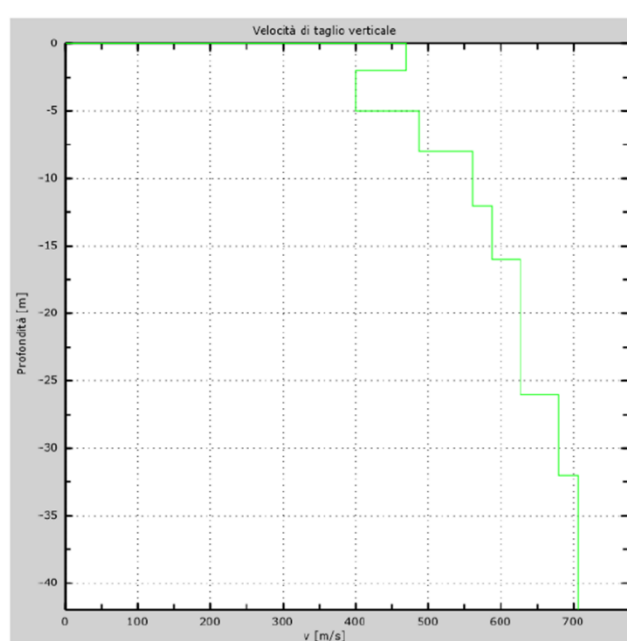


Figura 3.1.2.5 – Profilo verticale delle Vs

Vseq = 558 m/s

I terreni di fondazione interessati dalla progettazione sismica, come prescritto al paragrafo 3.2.2 dal D.M. 17 Gennaio 2018, appartengono a:

Suolo di fondazione di tipo B

ovvero, come definito in Tabella 3.2.II (Categorie di sottosuolo): Tipo B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

6 SISMICITA'

6.1 ZONA SISMICA

Le zone sismiche assegnate al territorio comunale di Cavaglià per le normative edilizie. Zone sismiche. Fenomeni riscontrati. Accelerazione al suolo (a_g max).

La classificazione sismica del territorio nazionale ha introdotto normative tecniche specifiche per le costruzioni di edifici, ponti ed altre opere in aree geografiche caratterizzate dal medesimo rischio sismico.

In basso è riportata la zona sismica per il territorio di Cavaglià, indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale del Piemonte n. 4-3084 del 12.12.2011 ed in seguito modificate con la D.G.R. n. 65-7656 del 21 maggio 2014 e con la D.G.R. n.6-887 del 30 dicembre 2019.

Zona sismica 4	Zona con pericolosità sismica molto bassa. E' la zona meno pericolosa dove le possibilità di danni sismici sono basse.
---------------------------------	---

Il comune di Cavaglià è classificato in sottozona sismica 4

I criteri per l'aggiornamento della mappa di pericolosità sismica sono stati definiti nell'Ordinanza del PCM n. 3519/2006, che ha suddiviso l'intero territorio nazionale in quattro zone sismiche sulla base del valore dell'accelerazione orizzontale massima (a_g) su suolo rigido o pianeggiante, che ha una probabilità del 10% di essere superata in 50 anni.

Zona sismica	Descrizione	accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni [a_g]	accelerazione orizzontale massima convenzionale (Norme Tecniche) [a_g]	numero comuni con territori ricadenti nella zona (*)
1	Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi fortissimi terremoti.	$a_g > 0,25$ g	0,35 g	703
2	Zona dove possono verificarsi forti terremoti.	$0,15 < a_g \leq 0,25$ g	0,25 g	2.224
3	Zona che può essere soggetta a forti terremoti ma rari.	$0,05 < a_g \leq 0,15$ g	0,15 g	3.002
4	E' la zona meno pericolosa, dove i terremoti sono rari ed è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica.	$a_g \leq 0,05$ g	0,05 g	1.982

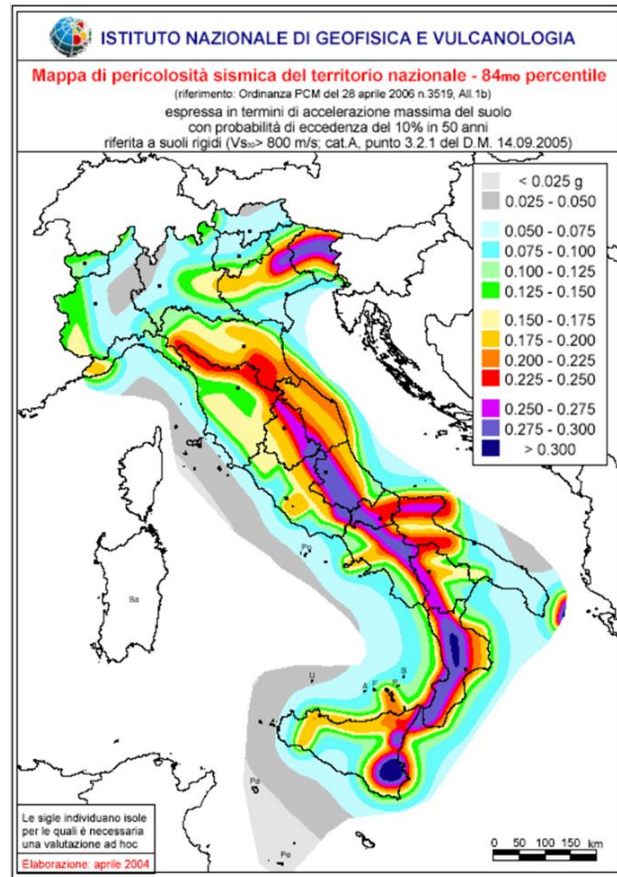


Figura 4.1.1- All.1b dell'Ordinanza PCM 3598 del 28/04/2006 - Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale in cui l'accelerazione massima del suolo viene espressa con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

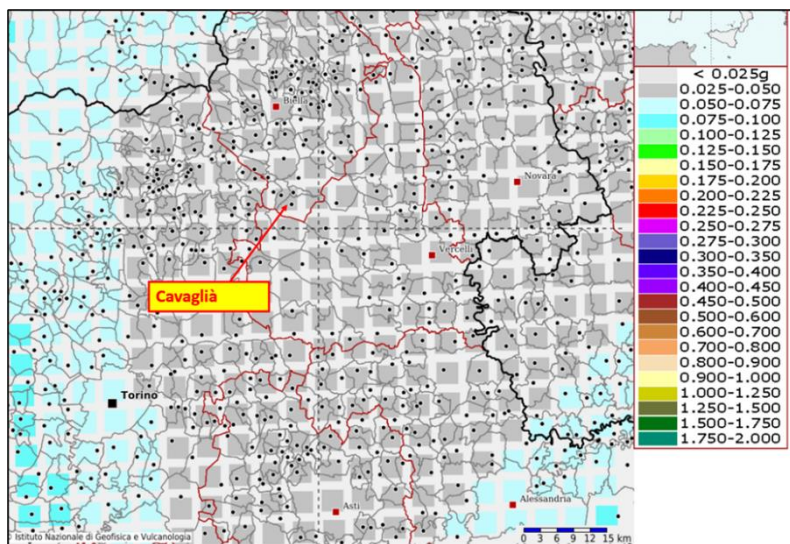


Figura 4.1.2- INGV - Mappa della pericolosità sismica del territorio nazionale – Comune di Cavaglia

In base all'Ordinanza PCM del 28 aprile 2006, sono state definite sulla base di più approfonditi studi, le zone di pericolosità sismica per il territorio nazionale ed è stata definita la mappa di pericolosità sismica MPSO4, espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s e $T_R = 475$ anni).

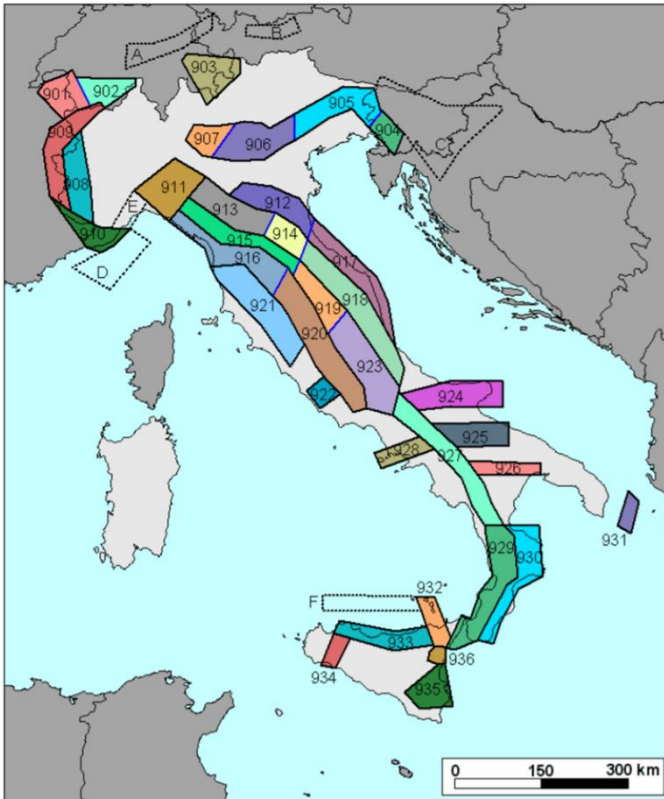


Figura 4.1.3 - sismogenetica ZS9

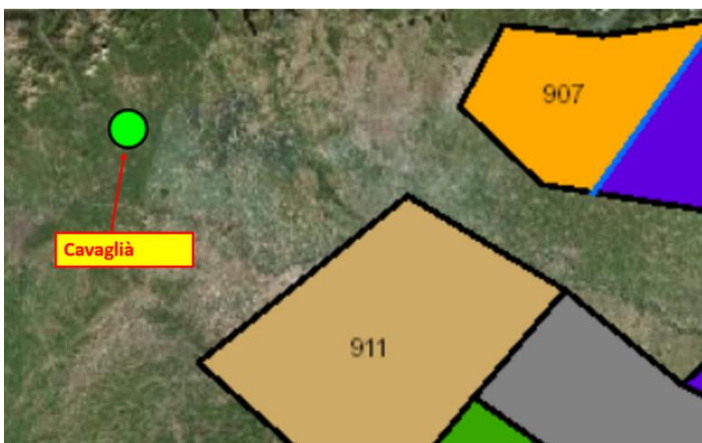


Figura 4.1.4 - zonazione sismogenetica ZS9, dove l'area d'interesse è evidenziata da un cerchio verde.

Come è possibile vedere alla figura precedente, l'area oggetto d'interesse non ricade all'interno di alcuna zona della zonazione sismogenetica ZS9 (Meletti et al. 2008), utilizzata per la compilazione della mappa di pericolosità sismica MPS04.

Le figure seguenti mostrano la disaggregazione per l'area oggetto di studio della stima di PGA (Peak Ground Acceleration) con il 10% di probabilità di eccedenza in 50 anni, corrispondente ad un periodo di ritorno di 475 anni. Il grafico è una elaborazione che mostra il contributo delle sorgenti sismogenetiche alla pericolosità sismica di un certo sito: le sorgenti vengono discretizzate per intervalli di spazio e magnitudo.

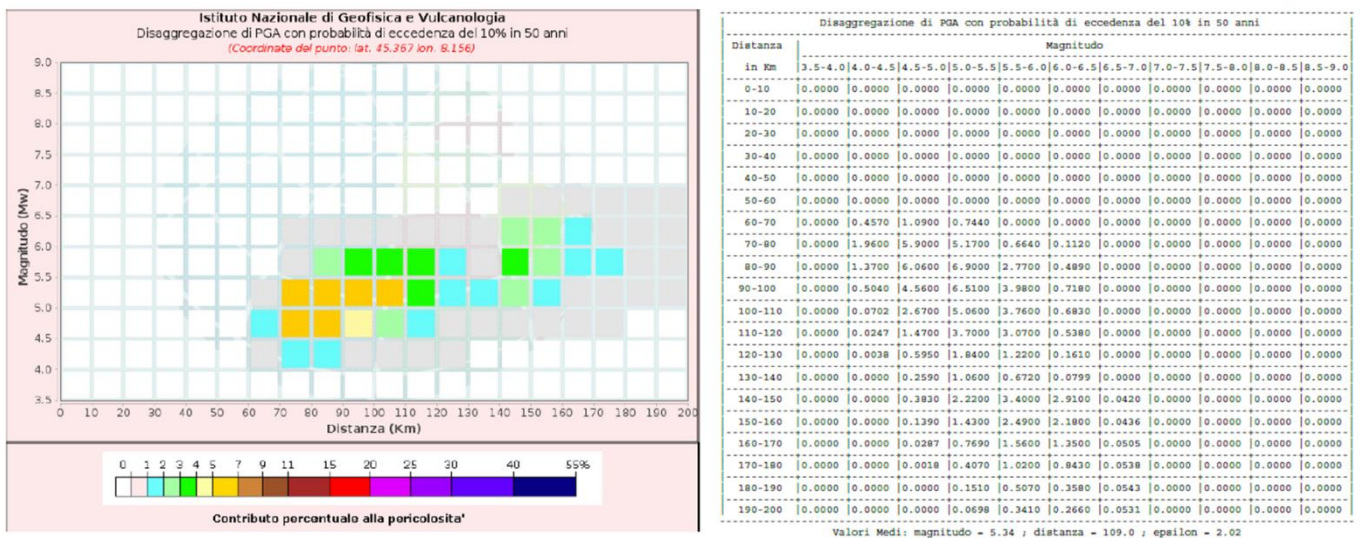


Figura 4.1.5- Disaggregazione del valore a(g) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (INGV).

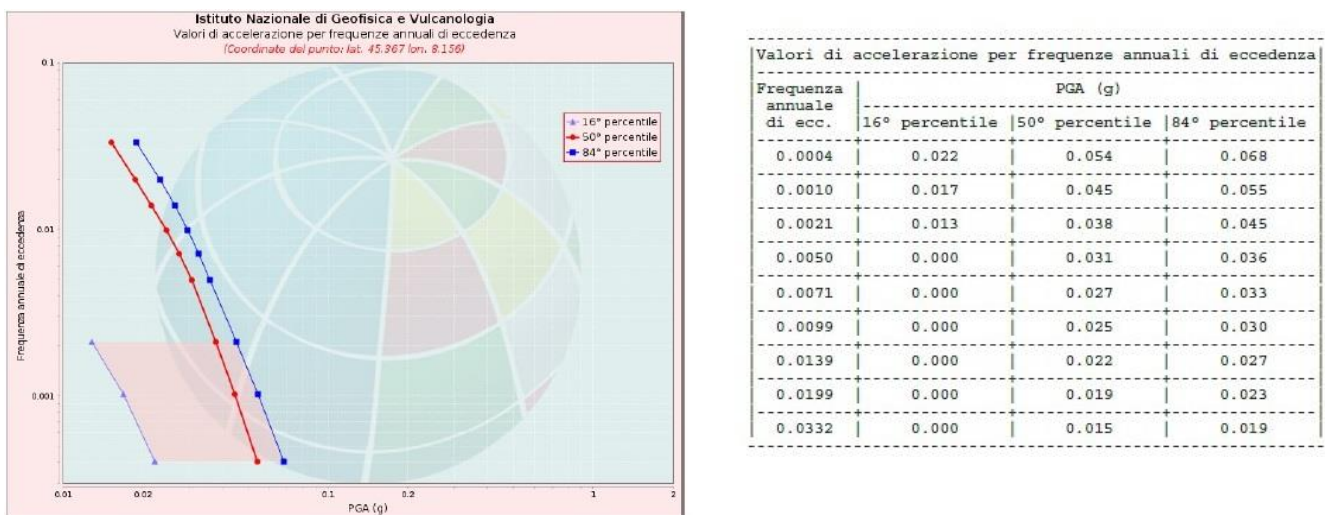
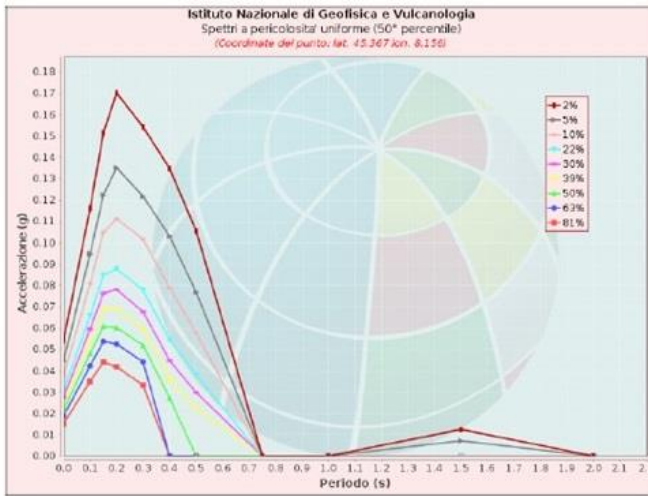


Figura 4.1.6 - Curve di pericolosità



Spettri a pericolosità uniforme (50° percentile)											
PoE in 50 anni	Accelerazione (g)										
	Periodo (s)										
	0.0	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0
2%	0.054	0.116	0.152	0.170	0.154	0.135	0.106	0.000	0.000	0.013	0.000
5%	0.045	0.095	0.122	0.135	0.122	0.103	0.077	0.000	0.000	0.007	0.000
10%	0.038	0.081	0.105	0.111	0.102	0.079	0.058	0.000	0.000	0.000	0.000
22%	0.031	0.066	0.085	0.088	0.078	0.054	0.038	0.000	0.000	0.000	0.000
30%	0.027	0.060	0.076	0.078	0.068	0.045	0.030	0.000	0.000	0.000	0.000
39%	0.025	0.054	0.069	0.069	0.060	0.036	0.022	0.000	0.000	0.000	0.000
50%	0.022	0.048	0.061	0.060	0.052	0.027	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
63%	0.019	0.042	0.054	0.053	0.044	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
81%	0.015	0.035	0.044	0.042	0.033	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Figura 4.1.6 - Spettri a pericolosità uniforme

6.2 CPTI15-DBMI15 V 2.0

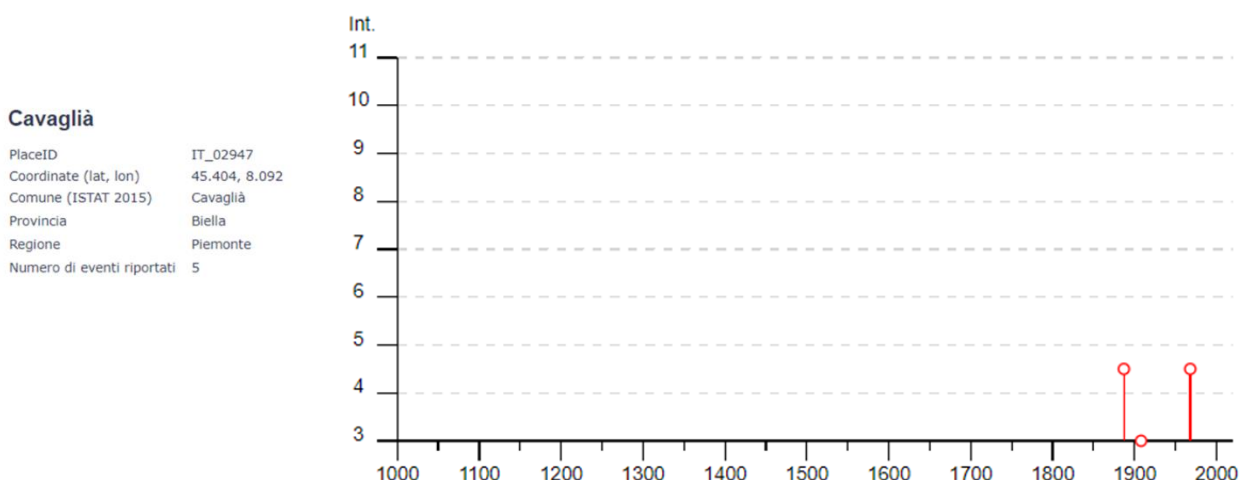
Il Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI15) fornisce dati parametrici omogenei, sia macrosismici, sia strumentali, relativi ai terremoti con intensità massima ≥ 5 o magnitudo ≥ 4.0 d'interesse per l'Italia nella finestra temporale 1000-2017. I dati macrosismici a supporto di CPTI15 costituiscono il Database Macrosismico Italiano 2015 (DBMI15 release 2.0; Locati et al., 2019). CPTI15 è consultabile e all'indirizzo <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15> e attraverso il "web service" dell'Archivio Storico Macrosismico Italiano (ASMI) all'indirizzo <https://emidius.mi.ingv.it/ASMI/services/>. I parametri derivano dall'analisi, dal trattamento e dall'armonizzazione, secondo le più avanzate procedure, di dati provenienti da 189 studi storico-macrosismici pubblicati fino a tutto il 2019 e da 48 cataloghi strumentali, sia italiani, sia internazionali (Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli, B., Gasperini P., 2019. *Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI15), versione 2.0. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV)*).

Il Database Macrosismico Italiano (DBMI15) fornisce un set omogeneo di intensità macrosismiche provenienti da diverse fonti relativo ai terremoti con intensità massima ≥ 5 e d'interesse per l'Italia nella finestra temporale 1000-2017.

Il DBMI v2.0 fornisce un set di dati di intensità macrosismica relativo ai terremoti italiani aggiornato alla finestra temporale 1000-2017. I dati provengono da studi di autori ed enti diversi, sia italiani che di paesi confinanti (Francia, Svizzera, Austria, Slovenia e Croazia).

I dati di intensità macrosismica (MDP, Macroseismic Data Point) sono raccolti e organizzati da DBMI per fornire una base di dati per la determinazione dei parametri epicentrali dei terremoti (localizzazione e stima della magnitudo) per la compilazione del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI).

Dato il loro stretto legame, DBMI e CPTI sono stati pubblicati insieme e usano una stessa numerazione (DBMI04-CPTI04, DBMI11-CPTI11), ma in due diversi siti web. Di seguito viene riportata la mappa del catalogo CPTI15 desunta dal sito https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/query_eq/.



Effetti										In occasione del terremoto del		
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw		
4-5	1887	02	23	05	21	50	Liguria occidentale	1511	9	6.27		
3	1908	05	24	08	37		Piemonte centro-settentrionale	36	4	4.10		
2-3	1960	03	23	23	10		Vallese	178	7	5.00		
4-5	1968	06	18	05	27		Valle d'Aosta	60	6	4.86		
NF	2005	09	08	11	27	0	Massif du Mont-Blanc	281		4.44		

Località vicine (entro 10km)

Località	EQs	Distanza (km)
Dorzano	1	2
Roppolo	1	3
Alice Castello	2	5
Salussola	1	5
Zimone	1	7
Cerrione	2	7
Santhià	2	8
Settimo Rottaro	1	8
Cossano Canavese	2	8
Azeglio	6	8
Fiverone	2	8
Maglione	3	9
Borgomasino	2	9
Magnano	3	9

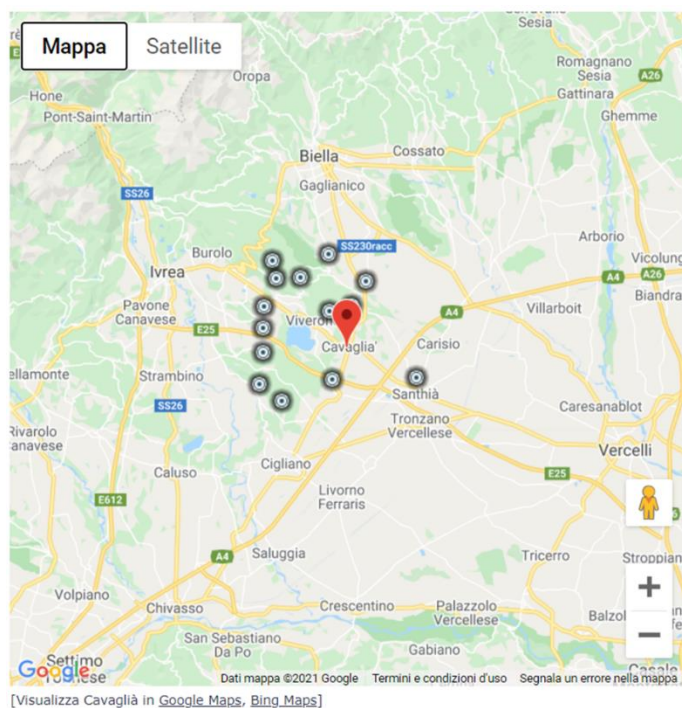


Figura 4.2.1 - Dati desunti dalla consultazione del CPT15 e DBM15 per l'area di Cavaglia

6.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Per quanto riguarda la determinazione della categoria di sottosuolo il D.M. 17.01.2018 prevede una classificazione in cinque categorie principali riportate nella tabella 3.2.11 (fig. definite in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,eq}$ corrispondente alla velocità media di propagazione delle onde sismiche di taglio fino alla profondità del substrato sismico, definito come quella formazione caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s. Per depositi con profondità di tale substrato superiore a 30m la velocità equivalente $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, considerando le proprietà degli strati di terreno fino alla profondità di 30m.

L'espressione per la determinazione della velocità equivalente $V_{s,eq}$ è la seguente:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_i^N \frac{h_i}{V_i}}$$

h_i = Spessore in metri dello strato i-esimo

V_i = Velocità dell'onda di taglio i-esima

Per il sito in esame la sottosuolo è stata determinata tramite i dati ottenuti dagli H = Profondità del substrato sismico con $V_s > 800 \text{ m/s}$ con metodologia M.A.S.W eseguite in corrispondenza dell'area di indagine.

Dall'elaborazione di tali dati il terreno presenta per la linea eseguita, valori delle V_{s30} pari a **545.0 m/s** per la prova MASW 1 e V_{s30} pari a **558.0 m/s** per la prova MASW 1 riferita all'attuale piano campagna per quello che riguarda l'area.

Per la classificazione del suolo si è ritenuto più attendibile adottare le risultanze provenienti dalle prove eseguite in sito per cui il terreno è pertanto classificabile in **categoria B**: "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360m/s e 800m/s".

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

Figura 4.3.1: Tabella 3.2.11 "Categoria di sottosuolo" – D.M. 17.10.2018

6.4 CATEGORIA TOPOGRAFICA

Secondo la più recente revisione delle Norme Tecniche in vigore, per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (categorie topografiche da NTC2018):

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

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

La categoria topografica è T1

6.5 PERICOLOSITÀ SISMICA

6.5.1 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

Nel DM 17 gennaio 2018-Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove:

VR = periodo di riferimento

VN = vita nominale

CU = coefficiente d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale VN, secondo le NTC 2018, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità.

I valori minimi di VN da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella tabella seguente. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di VN (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 4.5.1.1 - Valori minimi della Vita nominale VN di progetto per i diversi tipi di costruzioni

Nel caso specifico VN = 50 anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le NTC 2018 prevedono quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente d'uso:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. CU = 0.7;

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. CU = 1.0;

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso. CU = 1.5;

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica. CU = 2.0;

6.5.2 Stati limite, probabilità di superamento e periodo di ritorno

Le NTC 2018 prendono in considerazione 4 possibili stati limite (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono stati limite di esercizio (SLE) e due sono stati limite ultimi (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU).

Gli stati limite di esercizio sono:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

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

Gli stati limite ultimi sono:

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

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

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

Ad ogni stato limite è associata una probabilità di superamento PVR (Tabella 3), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento VR, si verifichi almeno un evento sismico ($n \geq 1$) di a_g prefissata (a_g = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza $\lambda = 1/TR$ (TR = periodo di ritorno).

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	PVR = 81%
Stato limite di esercizio: danno	SLD	PVR = 63%
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	PVR = 10%
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	PVR = 5%

Tabella 4.5.2.1 Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento VR

Fissati VR e PVR associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica TR, espresso in anni, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})}$$

Tale relazione tra PVR (probabilità) e TR (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana.

Poiché è VR = 50 anni, il tempo di ritorno TR sarà:

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	TR = 30
Stato limite di esercizio: danno	SLD	TR = 50
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	TR = 475
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	TR = 975

Tabella 4.5.2.2 Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento VR

6.5.3 Definizione della pericolosità sismica di base

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC 2018, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima (a_g) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale.

Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC 2018 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica".

Secondo le NTC 2018 le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno TR (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell'Allegato A alle NTC 2018:

a_g = accelerazione orizzontale massima;

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I tre parametri si ricavano per il 50° percentile ed attribuendo a:

a_g , il valore previsto dalla pericolosità sismica S1

F_0 e TC^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC08 scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica S1 (il minimo è ottenuto ai minimi quadrati, su valori normalizzati).

I valori di questi parametri vengono forniti in tabella (Tabella 4.1), contenuta nell'Allegato B delle NTC 2018, per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine.

ID	LON	LAT	TR = 30			TR = 50			TR = 72			TR = 101		
			ag	F0	T*c	ag	F0	T*c	ag	F0	T*c	ag	F0	T*c
13111	6.5448	45.1340	0.263	2.500	0.180	0.340	2.510	0.210	0.394	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13333	6.5506	45.0850	0.264	2.490	0.180	0.341	2.510	0.210	0.395	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13555	6.5564	45.0350	0.264	2.500	0.180	0.340	2.510	0.200	0.393	2.550	0.220	0.466	2.500	0.240
13777	6.5621	44.9850	0.263	2.500	0.180	0.338	2.520	0.200	0.391	2.550	0.220	0.462	2.510	0.240
12890	6.6096	45.1880	0.284	2.460	0.190	0.364	2.510	0.210	0.431	2.500	0.220	0.509	2.480	0.240
13112	6.6153	45.1390	0.286	2.460	0.190	0.366	2.510	0.210	0.433	2.500	0.220	0.511	2.480	0.240
13334	6.6210	45.0890	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.434	2.500	0.220	0.511	2.490	0.240
13556	6.6268	45.0390	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.433	2.510	0.220	0.510	2.490	0.240
13778	6.6325	44.9890	0.288	2.460	0.190	0.366	2.520	0.210	0.430	2.510	0.220	0.507	2.500	0.240
14000	6.6383	44.9390	0.286	2.470	0.190	0.363	2.520	0.210	0.426	2.520	0.220	0.502	2.500	0.240
14222	6.6439	44.8890	0.284	2.470	0.190	0.360	2.530	0.210	0.421	2.530	0.220	0.497	2.500	0.240
12891	6.6803	45.1920	0.306	2.430	0.200	0.389	2.500	0.210	0.467	2.470	0.230	0.544	2.490	0.230
10228	6.6826	45.7940	0.283	2.420	0.200	0.364	2.460	0.220	0.430	2.460	0.240	0.505	2.440	0.250
13113	6.6860	45.1430	0.309	2.430	0.200	0.391	2.510	0.210	0.470	2.470	0.230	0.546	2.490	0.230
10450	6.6885	45.7450	0.278	2.440	0.200	0.356	2.480	0.220	0.415	2.500	0.230	0.485	2.470	0.250
13335	6.6915	45.0930	0.310	2.430	0.200	0.392	2.510	0.210	0.470	2.480	0.230	0.546	2.500	0.230
10672	6.6942	45.6950	0.275	2.450	0.200	0.351	2.490	0.210	0.406	2.520	0.230	0.475	2.490	0.250
13557	6.6973	45.0430	0.311	2.440	0.200	0.392	2.520	0.210	0.469	2.480	0.230	0.545	2.500	0.230
13779	6.7029	44.9930	0.310	2.440	0.200	0.391	2.520	0.210	0.467	2.480	0.230	0.543	2.500	0.230

Tabella 4.5.3.1- Stralcio della tabella contenuta nell'Allegato B delle NTC2018, che fornisce i 3 parametri di pericolosità sismica, per diversi periodi di ritorno e per ogni nodo del reticolo che viene identificato da un ID e dalle coordinate geografiche.

Questi ID e relative coordinate fanno riferimento ad un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine.

Qualora la pericolosità sismica del sito sul reticolo di riferimento non consideri il periodo di ritorno TR corrispondente alla VR e PVR fissate, il valore del generico parametro p ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**4.5.3.2) a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'Allegato A alle NTC08:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)^{-1}$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (ag, Fo, TC*) corrispondente al periodo di ritorno TR desiderato, mentre p1, 2 è il valore di tale parametro corrispondente al periodo di ritorno TR1, 2.

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri p possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando l'espressione dell'Allegato A alle NTC 2018:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 p_i d_i}{\sum_{i=1}^4 d_i}$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (ag, Fo, TC*) corrispondente al punto considerato, pi è il valore di tale parametro nell'i-esimo vertice della maglia elementare contenente il punto in esame e di è la distanza del punto in esame dall'i-esimo vertice della suddetta maglia.

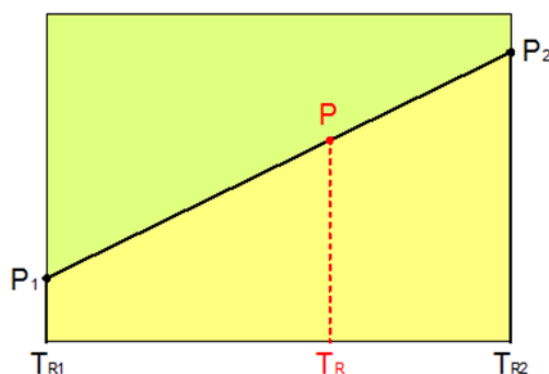


Figura 4.5.3.2- Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC 2018.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella figura seguente

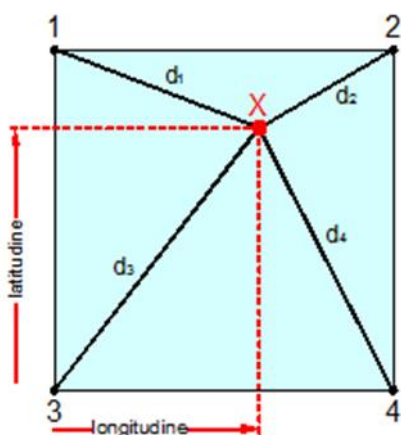


Figura 4.5.3.3- Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC 2018.

Pertanto, per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC08, bisogna calcolare le distanze che intercorrono tra i 4 punti del reticolo e il punto di interesse. Questo calcolo può essere eseguito approssimativamente utilizzando le formule della trigonometria sferica, che danno la distanza geodetica tra due punti, di cui siano note le coordinate geografiche. Utilizzando quindi il teorema di Eulero, la distanza d tra due punti, di cui siano note latitudine e longitudine, espresse però in radianti, si ottiene dall'espressione seguente:

$$d = R \cdot \arccos[\sin(\text{lat}\beta) \cdot \sin(\text{lat}\alpha) + \cos(\text{lat}\beta) \cdot \cos(\text{lat}\alpha) \cdot \cos(\text{lon}\alpha - \text{lon}\beta)]$$

dove $R = 6371$ è il raggio medio terrestre in km, mentre $\text{lat}\alpha$, $\text{lon}\alpha$, $\text{lat}\beta$ e $\text{lon}\beta$ sono la latitudine e la longitudine, espresse in radianti, di due punti A e B di cui si vuole calcolare la distanza.

La formula di interpolazione sopra proposta, semplice da usare, presenta però l'inconveniente di condurre a valori di pericolosità lievemente diversi per punti affacciati ma appartenenti a maglie contigue. La modestia delle differenze (scostamenti in termini di PGA dell'ordine di $\pm 0,01g$ ossia della precisione dei dati) a fronte della semplicità d'uso, rende tale stato di cose assolutamente accettabile.

Qualora si vogliano rappresentazioni continue della funzione interpolata, si dovrà ricorrere a metodi di interpolazione più complessi, ad esempio i polinomi di Lagrange.

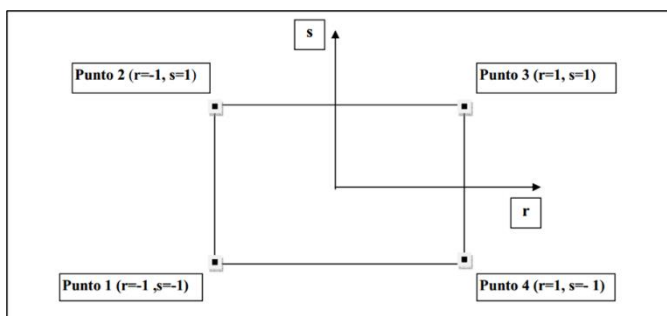


Figura 4.5.3.4- Applicazione dell'interpolazione bilineare.

Definiti i 4 vertici di una generica maglia i polinomi di Lagrange sono così determinati:

$$h_1 = (1-r) \cdot (1-s)/4$$

$$h_2 = (1-r) \cdot (1+s)/4$$

$$h_3 = (1+r) \cdot (1+s)/4$$

$$h_4 = (1+r) \cdot (1-s)/4$$

Tra le coordinate x, y di un punto generico e le coordinate r, s dello stesso punto valgono le seguenti relazioni:

$$4x = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot x_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot x_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot x_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot x_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot x_4]$$

$$4y = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot y_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot y_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot y_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot y_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot y_4]$$

La soluzione del sistema di equazioni non lineari è ottenuta iterativamente e, tramite i valori di r ed s , si determinano i parametri ag, F_0, Tc^* dall'equazione:

$$4p = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot p_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot p_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot p_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot p_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot p_4]$$

Dove p rappresenta il parametro cercato.

6.5.4 Pericolosità sismica di sito

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2 delle NTC 2018).

6.5.5 Coefficienti sismici

I coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v dipendono del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi e del tipo di opera da calcolare. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno (T_R) dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e P_{VR} probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R non può essere inferiore a 35 anni.

6.5.6 Stabilità dei pendii e fondazioni

Nel caso di stabilità dei pendii i coefficienti k_h e k_v sono così determinati:

$$k_h = \beta_s \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Con

- β_s : coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- a_{\max} : accelerazione orizzontale massima attesa al sito
- g : accelerazione di gravità.

I valori di β_s sono riportati nella Tabella 6.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < ag(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < ag(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$ag(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Tabella 4.5.6.1- Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

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

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

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica) ($0.90 \leq S_S \leq 1.80$) è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E), e del rapporto ag/g . S_T (effetto di amplificazione topografica), varia con il variare delle quattro categorie topografiche:

T1: $S_T = 1.0$; T2: $S_T = 1.20$; T3: $S_T = 1.20$; T4: $S_T = 1.40$.

6.5.7 Pericolosità sismica

Vita nominale (Vn): 50 [anni]

Classe d'uso: IV

Coefficiente d'uso (Cu): 2

Periodo di riferimento (Vr): 100 [anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLO: 60 [anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLD: 101 [anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLV: 949 [anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLC: 1950 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto

Latitudine (WGS84): 45,3851547 [°]

Longitudine (WGS84): 8,1202173 [°]

Latitudine (ED50): 45,3861008 [°]

Longitudine (ED50): 8,1212988 [°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame.

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	12467	45,363860	8,085411	3738,09
2	12468	45,367010	8,156366	3465,24
3	12246	45,416910	8,151912	4177,30
4	12245	45,413750	8,080894	4405,11

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0,016	2,595	0,163
	50	0,019	2,567	0,172
SLO	60	0,021	2,592	0,172
	72	0,022	2,618	0,173
SLD	101	0,025	2,614	0,210
	140	0,028	2,611	0,225
	201	0,031	2,609	0,239
	475	0,039	2,616	0,266
SLV	949	0,046	2,632	0,280
	975	0,046	2,633	0,281
SLC	1950	0,053	2,679	0,291
	2475	0,056	2,695	0,294

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0,015	2,591	0,163
	50	0,019	2,557	0,172
SLO	60	0,020	2,580	0,172
	72	0,022	2,603	0,173
SLD	101	0,025	2,598	0,211
	140	0,027	2,594	0,225
	201	0,031	2,591	0,240
	475	0,038	2,619	0,266
SLV	949	0,044	2,633	0,282
	975	0,045	2,633	0,282
SLC	1950	0,052	2,677	0,292
	2475	0,054	2,692	0,296

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0,015	2,589	0,163
	50	0,019	2,558	0,172
SLO	60	0,020	2,582	0,173
	72	0,022	2,607	0,174
SLD	101	0,025	2,605	0,211
	140	0,028	2,603	0,225
	201	0,031	2,601	0,240
	475	0,038	2,605	0,281
SLV	949	0,045	2,640	0,290
	975	0,045	2,642	0,290
SLC	1950	0,053	2,717	0,304
	2475	0,055	2,743	0,309

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0,016	2,594	0,163
	50	0,019	2,569	0,172
SLO	60	0,021	2,595	0,173
	72	0,022	2,622	0,174
SLD	101	0,025	2,621	0,211
	140	0,028	2,620	0,225
	201	0,032	2,619	0,239
	475	0,039	2,617	0,281
SLV	949	0,046	2,620	0,298
	975	0,047	2,620	0,299
SLC	1950	0,054	2,710	0,306
	2475	0,056	2,742	0,308

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	60	0,021	2,587	0,173
SLD	101	0,025	2,609	0,211
SLV	949	0,045	2,632	0,287
SLC	1950	0,053	2,694	0,298

PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1,000

Categoria sottosuolo: B

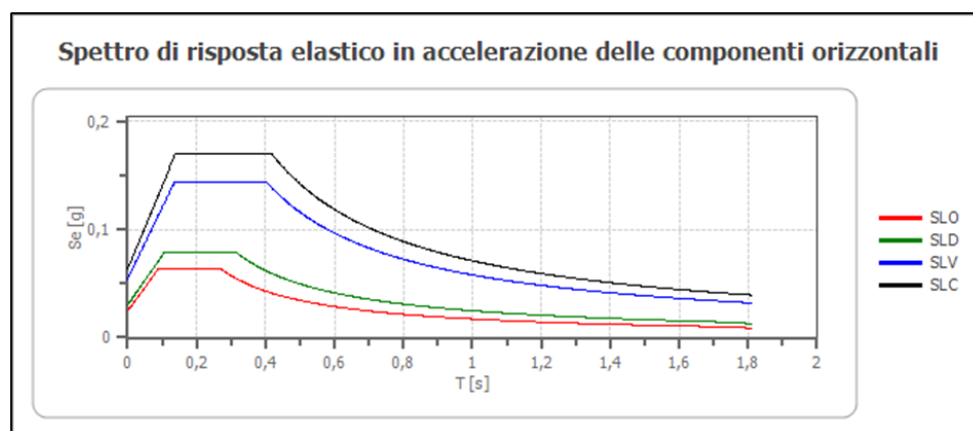
Categoria topografica:

T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

Stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,005	0,006	0,011	0,013
kv	0,002	0,003	0,005	0,006
amax [m/s ²]	0,241	0,294	0,533	0,619
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

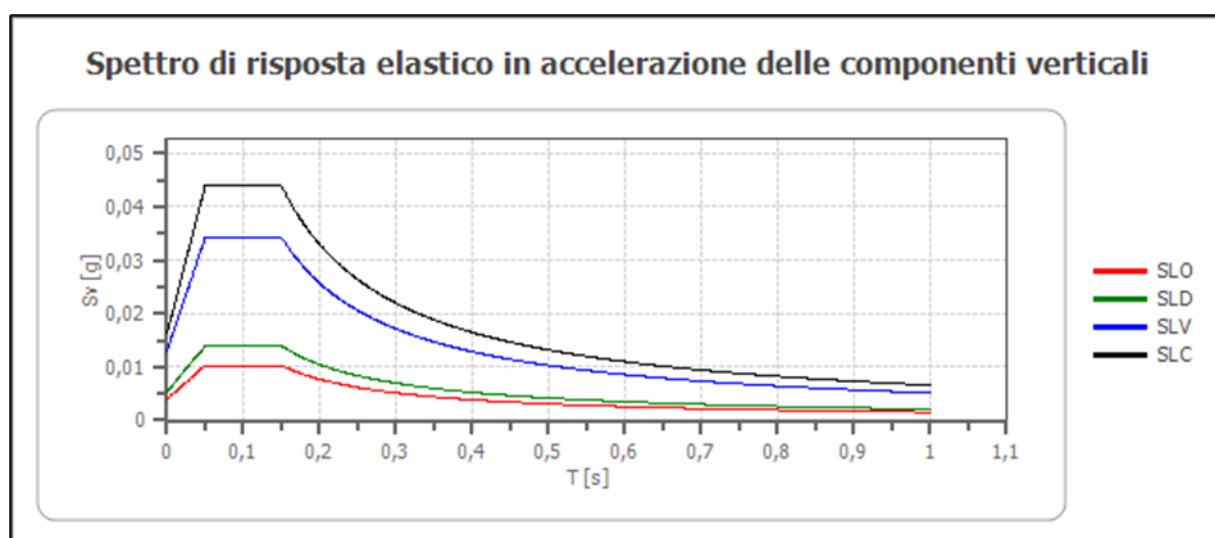


	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	2,0	0,021	2,587	0,173	1,200	1,560	1,000	1,200	1,000	0,090	0,269	1,682	0,025	0,064
SLD	2,0	0,025	2,609	0,211	1,200	1,500	1,000	1,200	1,000	0,105	0,316	1,700	0,030	0,078
SLV	2,0	0,045	2,632	0,287	1,200	1,410	1,000	1,200	1,000	0,135	0,405	1,781	0,054	0,143
SLC	2,0	0,053	2,694	0,298	1,200	1,400	1,000	1,200	1,000	0,139	0,417	1,811	0,063	0,170

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1,000



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	2,0	0,021	2,587	0,173	1	1,560	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,004	0,010
SLD	2,0	0,025	2,609	0,211	1	1,500	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,005	0,014
SLV	2,0	0,045	2,632	0,287	1	1,410	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,013	0,034
SLC	2,0	0,053	2,694	0,298	1	1,400	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,016	0,044

Spettro di progetto

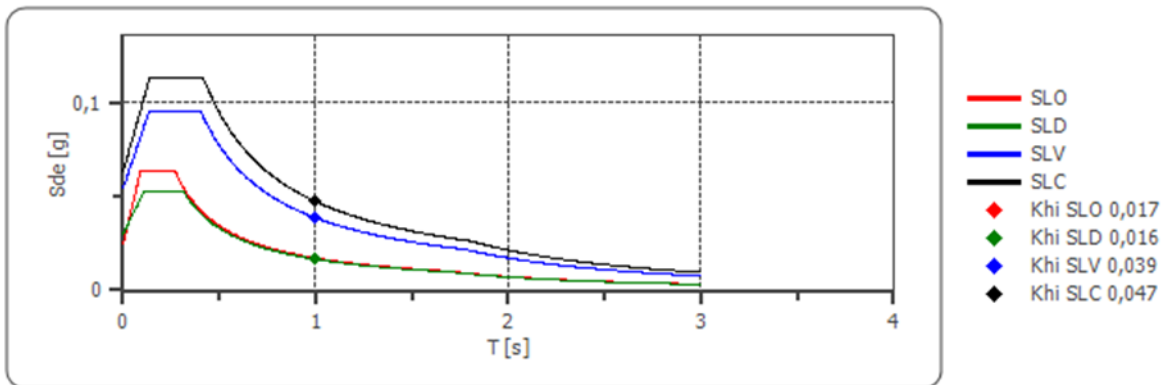
Fattore di struttura spettro orizzontale q: 1,50

Fattore di struttura spettro verticale q: 1,50

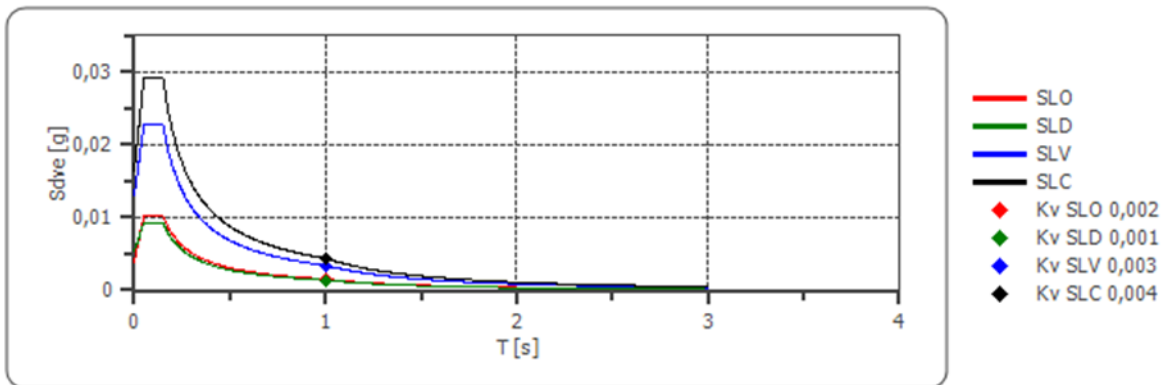
Periodo fondamentale T: 1,00 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0,017	0,016	0,039	0,047
kv = Sdve(T) Verticale [g]	0,002	0,001	0,003	0,004

Spettro di progetto delle componenti orizzontali



Spettro di progetto delle componenti verticali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO orizzontale	2,0	0,021	2,587	0,173	1,200	1,560	1,000	1,200	1,000	0,090	0,269	1,682	0,025	0,064
SLO verticale	2,0	0,021	2,587	0,173	1,200	1,560	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,004	0,010
SLD orizzontale	2,0	0,025	2,609	0,211	1,200	1,500	1,000	1,200	1,500	0,105	0,316	1,700	0,030	0,052
SLD verticale	2,0	0,025	2,609	0,211	1,200	1,500	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000	0,005	0,009
SLV orizzontale	2,0	0,045	2,632	0,287	1,200	1,410	1,000	1,200	1,500	0,135	0,405	1,781	0,054	0,095
SLV verticale	2,0	0,045	2,632	0,287	1,200	1,410	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000	0,013	0,023
SLC orizzontale	2,0	0,053	2,694	0,298	1,200	1,400	1,000	1,200	1,500	0,139	0,417	1,811	0,063	0,113
SLC verticale	2,0	0,053	2,694	0,298	1,200	1,400	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000	0,016	0,029

7 LIQUEFAZIONE

Secondo le norme NTC 2018 la verifica alla liquefazione può essere omessa nel caso si verifichino una delle seguenti condizioni:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 5.1 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 5.2 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

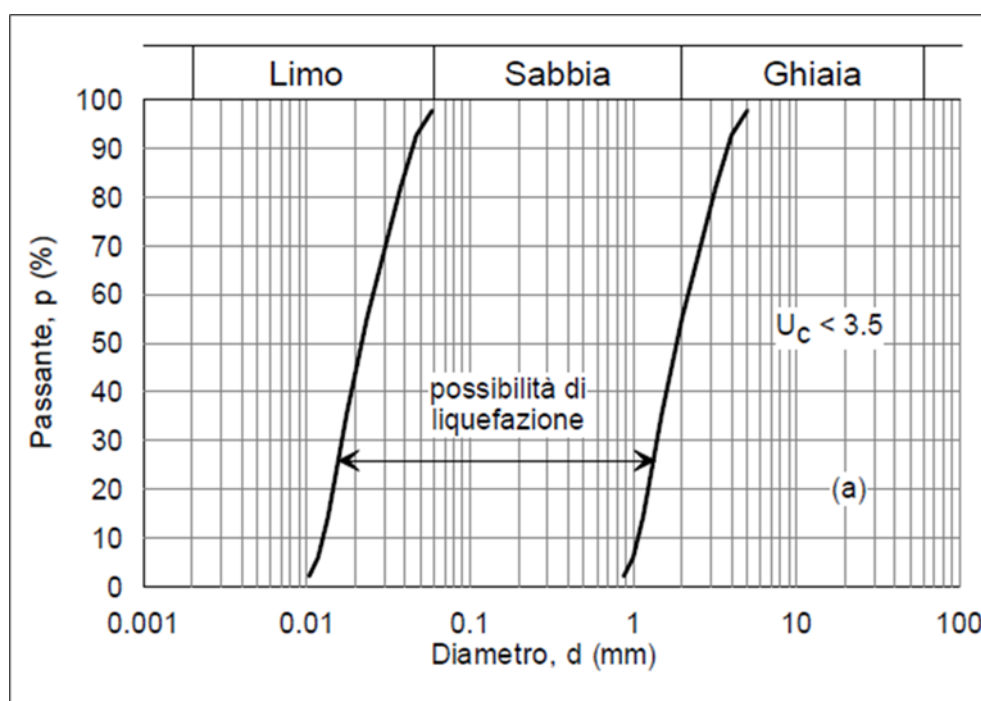


Figura 5.1: Figura 7.11.1 NTC 2018-Fuso granulometrico di terreni suscettibili di liquefazione.

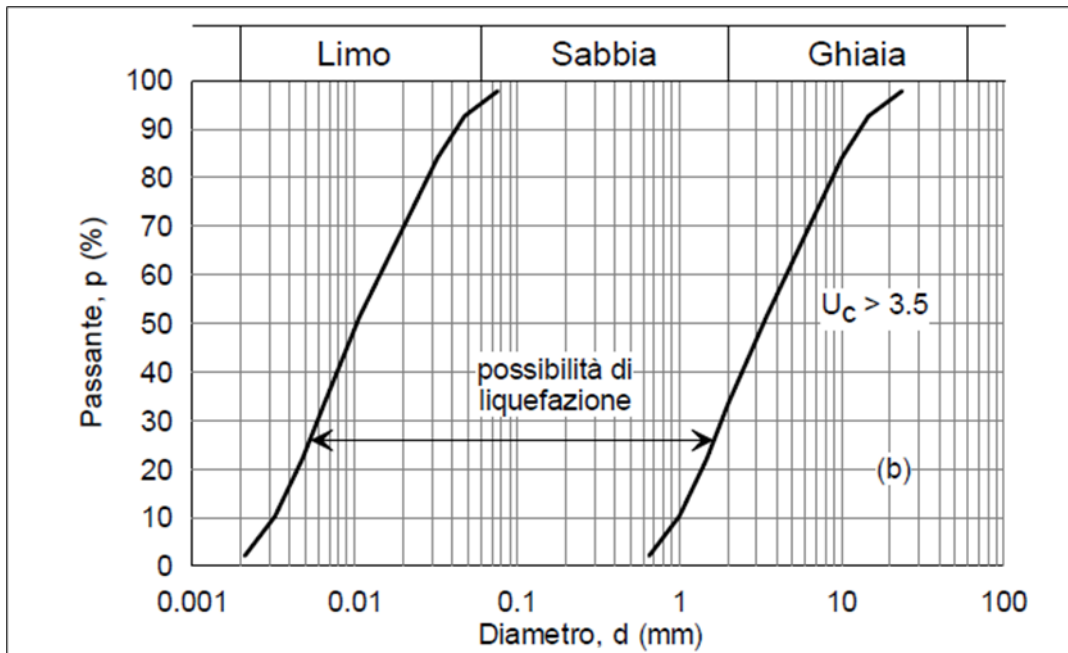


Figura 5.2: Figura 7.11.1 NTC 2018-Fuso granulometrico di terreni suscettibili di liquefazione.

La verifica a liquefazione è stata omessa in quanto rispondente ai punti 1-2 richiesti dalla normativa vigente

8 RISPOSTA SISMICA LOCALE DI TERZO LIVELLO

La Risposta Sismica Locale è la valutazione dell'azione sismica di progetto deve essere svolta in maniera rigorosa in accordo con quanto riportato anche dalle NTC2018 al cap.3.2.2, dove viene esplicitamente detto che: "Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3...".

In assenza di tali analisi, per determinati assetti sismostratigrafici, è possibile stimare l'azione sismica con l'approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Visto il carattere strategico dell'opera in progetto si è proceduto ad effettuare delle specifiche analisi sismiche e alla valutazione della Risposta Sismica Locale.

L'esecuzione di una Risposta Sismica Locale consente di ottenere una valutazione dell'amplificazione locale più rigorosa dell'approccio semplificato.

I punti fondamentali nella stima dell'azione sismica, sulla base di specifiche analisi di RSL, possono essere così schematizzati:

- definizione dell'input sismico rappresentativo dell'azione sismica al tetto del bedrock sismico, da dove si presume che inizi l'amplificazione locale;
- determinazione di un adeguato modello geologico e parametrizzazione degli strati individuati;
- analisi;
- scelta e rappresentazione dei parametri di output.

Nei capitoli seguenti si riportano le risultanze delle analisi eseguite e l'analisi della risposta sismica locale per il sito in oggetto.

8.1 CALCOLO DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

Per la valutazione della risposta sismica locale si è proceduto mediante quanto indicato nelle NTC in modo da determinare l'azione sismica da inserire nell'analisi di stabilità del deposito.

La definizione dell'azione sismica è avvenuta attraverso i passaggi indicati nei paragrafi seguenti.

8.1.1 Estrazione accelerogrammi di input

Partendo dai dati di accelerazione di base e disaggregazione ricavati precedentemente, è stato possibile avviare l'estrazione degli accelerogrammi di input naturali. A tale scopo è stato utilizzato il software di riferimento Rexel V 3.5, messo a punto dalla ReLUI di Napoli. Il software permette l'estrazione di accelerogrammi di input naturali per applicazioni ingegneristiche da più banche dati, tra le quali la banca dati europea ESD (Amvreseys et al., 2004), la banca dati italiana ITACA (Working Group ITACA, 2010) e la banca dati Simbad (Smerzini e Paolucci, 2011). Inseriti i dati di partenza raccolti precedentemente (accelerazione di base e disaggregazione) è stato possibile quindi ricavare

7 accelerogrammi naturali, che sono poi stati utilizzati per l'esecuzione dell'analisi della Risposta Sismica Locale.

La valutazione della risposta sismica locale è stata valutata utilizzando il programma RSLIII (Geostru). Partendo dagli accelerogrammi ricavati da Rexel V 3.5, sono stati valutati gli accelerogrammi di progetto.

Si riporta di seguito la procedura utilizzata, rimandando ai capitoli seguenti la valutazione dei risultati.

8.1.2 Procedura di calcolo

La procedura di calcolo adoperata dal software RSL per la valutazione della funzione di trasferimento presuppone come base di partenza uno o più accelerogrammi e la conoscenza della stratigrafia del sito attraverso i seguenti parametri geotecnici per ogni strato:

- peso per unità di volume;
- velocità di propagazione delle onde di taglio;
- coefficiente di spinta laterale;
- spessore;
- indice di plasticità.

La non linearità del calcolo è introdotta dalla dipendenza del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso dalla deformazione.

Schematicamente la procedura è riassumibile nel seguente modo:

- Valutazione dello spettro di Fourier dell'accelerogramma (omessa nel caso si debba analizzare uno spettro);
- Ricerca di un errore relativo piccolo seguendo la procedura di:
 1. Stima della funzione di trasferimento;
 2. Valutazione della deformazione indotta in ciascuno strato;
 3. Correzione del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso per ogni strato;

Le operazioni 1, 2 e 3 sono ripetute fino a quando la differenza di deformazione tra un'iterazione e la precedente non rimane al di sotto di una soglia ritenuta accettabile;

- Trasformazione inversa di Fourier dello spettro precedentemente calcolato ed opportunamente pesato per mezzo della funzione di trasferimento calcolata.

Attraverso questa procedura è possibile "trasferire" l'accelerogramma dal bedrock in superficie. La deformazione per ciascuno strato viene corretta sulla base del rapporto fra deformazione effettiva e massima come suggerito dalla letteratura scientifica, ovvero

$$\frac{\gamma_{eff}}{\gamma_{max}} = \frac{M - 1}{10}$$

dove M rappresenta la magnitudo del sisma.

Per la valutazione della funzione di trasferimento, RSL considera un suolo variamente stratificato composto da N strati orizzontali di cui l' N -esimo è il letto di roccia (bedrock). Ponendo come ipotesi che ciascuno strato si comporti come un solido di Kelvin-Voigt

$$\left[\tau = G\gamma + \eta \frac{\partial \gamma(z, t)}{\partial z \partial t} \right]$$

la propagazione delle onde di taglio che attraversano gli strati verticalmente può essere definita dall'equazione dell'onda:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (1)$$

dove: u rappresenta lo spostamento; t il tempo; ρ la densità; G il modulo di deformazione al taglio; η la viscosità. Per onde armoniche lo spostamento può essere scritto come:

$$u(z, t) = U(z) e^{i\omega t} \quad (2)$$

che sostituita nella (1) pone

$$(G + i\omega\eta) \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho \omega^2 U \quad (3)$$

dove ω rappresenta la frequenza angolare. La (3) può essere riscritta come

$$G^* \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho \omega^2 U \quad (4)$$

avendo posto $G^* = G + i\omega\eta$, ovvero il modulo di deformazione al taglio complesso. Questo può essere ulteriormente riscritto come

$$G^* = G(1 + 2i\xi) \quad (5)$$

avendo posto

$$\eta = \frac{2G}{\omega} \xi \quad (6)$$

dove ξ rappresenta il coefficiente di smorzamento viscoso. Ciò posto, e fatta convenzione che l'apice * indica la natura complessa delle variabili in gioco, la soluzione dell'equazione generica dell'onda è la seguente:

$$u(z, t) = E e^{i(\omega t + \kappa^* z)} + F e^{i(\omega t - \kappa^* z)} \quad (7)$$

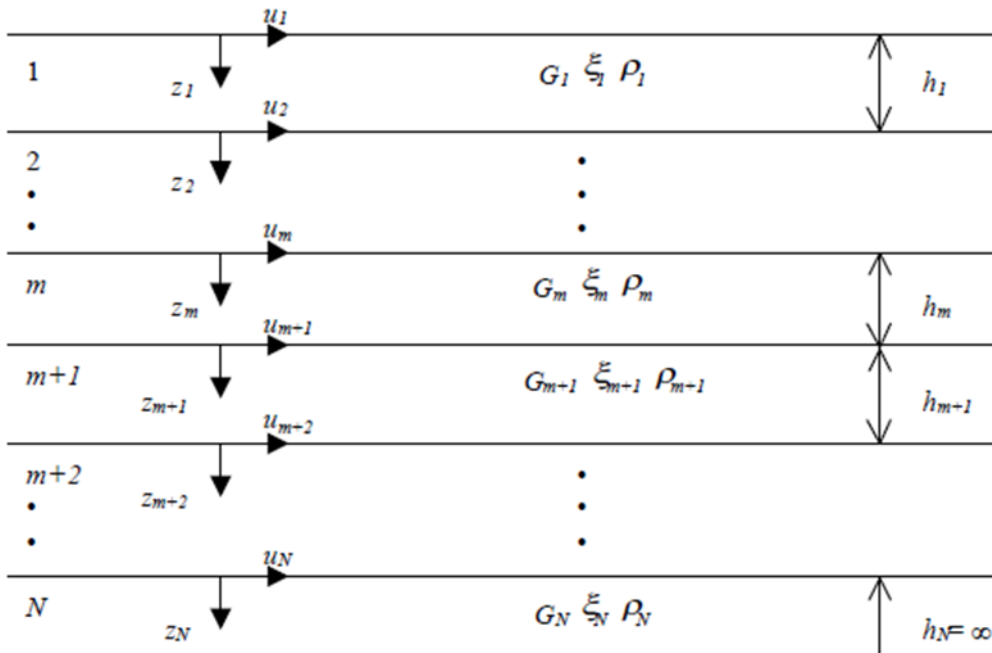


Figura 8.1.2.1 - Esempio di stratigrafia per riferimento.

dove E e F dipendono dalle condizioni al contorno e rappresentano l'ampiezza d'onda che viaggia rispettivamente verso l'alto (-z) e verso il basso (+z), mentre k^* rappresenta il numero d'onda complesso dato dalla seguente espressione:

$$k^* = \omega \sqrt{\frac{\rho}{G^*}} \quad (8)$$

Il taglio invece è dato da:

$$\tau(z, t) = G^* \frac{dU}{dz} e^{i\omega t} = ik^* G^* \left[E e^{i(\omega t + k^* z)} + F e^{i(\omega t - k^* z)} \right] e^{i\omega t} \quad (9)$$

Per il generico strato m di spessore h_m gli spostamenti, rispettivamente in sommità ($z = 0$) ed al fondo ($z = h_m$), sono:

$$u_m(0, t) = (E_m + F_m) e^{i\omega t} \quad (10)$$

$$u_m(h_m, t) = \left(E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m} \right) e^{i\omega t} \quad (11)$$

Poiché deve essere rispettata la congruenza sullo spostamento all'interfaccia tra gli strati, ovvero lo spostamento in sommità ad uno strato deve essere uguale allo spostamento sul fondo di quello immediatamente sopra, se ne deduce che:

$$u_m(z = h_m, t) = u_{m+1}(z = 0, t) \quad (12)$$

Usando la (10), (11) e la (12), ne consegue che

$$E_{m+1} + F_{m+1} = E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m}$$

(13)

Il taglio in sommità ed al fondo dell'm-esimo strato è dato da:

$$\tau_m(0, t) = ik_m^* G_m^* [E_m - F_m] e^{i\omega t} \quad (14)$$

$$\tau_m(h_m, t) = ik_m^* G_m^* [E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}] e^{i\omega t} \quad (15)$$

Poiché fra uno strato e l'altro il taglio deve essere continuo si ha

$$\tau_m(z = h_m, t) = \tau_{m+1}(z = 0, t) \quad (16)$$

ovvero

$$E_{m+1} - F_{m+1} = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} (E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}) \quad (17)$$

Sommando la (13) alla (17) e sottraendo la (17) alla (13) si ottiene

$$E_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 + \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 - \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (18)$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 - \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 + \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (19)$$

dove α_m^* rappresenta il coefficiente di impedenza complesso al contorno tra gli strati m ed m+1, ed è dato dalla seguente espressione:

$$\alpha_m^* = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} \quad (20)$$

Poiché in superficie il taglio è nullo,

$$\tau_1(0, t) = ik_1^* G_1^* [E_1 - F_1] e^{i\omega t} = 0$$

si deduce che $E_1 = F_1$

Le equazioni (18) e (19) possono essere successivamente applicate agli strati successivi da 2 al strato m. La funzione di trasferimento A_{mn} che lega gli spostamenti in sommità degli strati m ed n è definita dalla seguente espressione:

$$A_{mn} = \frac{u_m}{u_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (21)$$

A_{mn} rappresenta la funzione di trasferimento, ovvero la funzione che mette in relazione il modulo della deformazione tra i punti m e n. In pratica lo stato deformativo di una stratigrafia rimane definito

una volta nota la deformazione di un suo qualsiasi punto. Inoltre, poiché la velocità e l'accelerazione sono legati allo spostamento,

$$\dot{u}(z, t) = \frac{\partial u}{\partial t} = i\omega u(z, t) \qquad \ddot{u}(z, t) = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\omega^2 u(z, t) \qquad (22)$$

La funzione di trasferimento A_{mn} può essere espressa anche in funzione delle velocità e dell'accelerazione al tetto degli strati n ed m :

$$A_{mn}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} = \frac{\dot{u}_m}{\dot{u}_n} = \frac{\ddot{u}_m}{\ddot{u}_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \qquad (23)$$

La deformazione tangenziale rimane definita alla profondità z e al tempo t dalla relazione:

$$\gamma(z, t) = \frac{\partial u}{\partial z} = ik^* \left(E e^{ik^*z} - F e^{-ik^*z} \right) e^{i\omega t} \qquad (24)$$

E la corrispondente tensione tangenziale, dalla seguente espressione:

$$\tau(z, t) = G^* \gamma(z, t) \qquad (25)$$

Ai fini di una corretta interpretazione del problema della risposta sismica locale, risulta utile riprodurre la rappresentazione schematica della figura seguente in cui è riportata la terminologia utilizzata per lo studio del moto sismico di un deposito che poggia su un basamento roccioso.

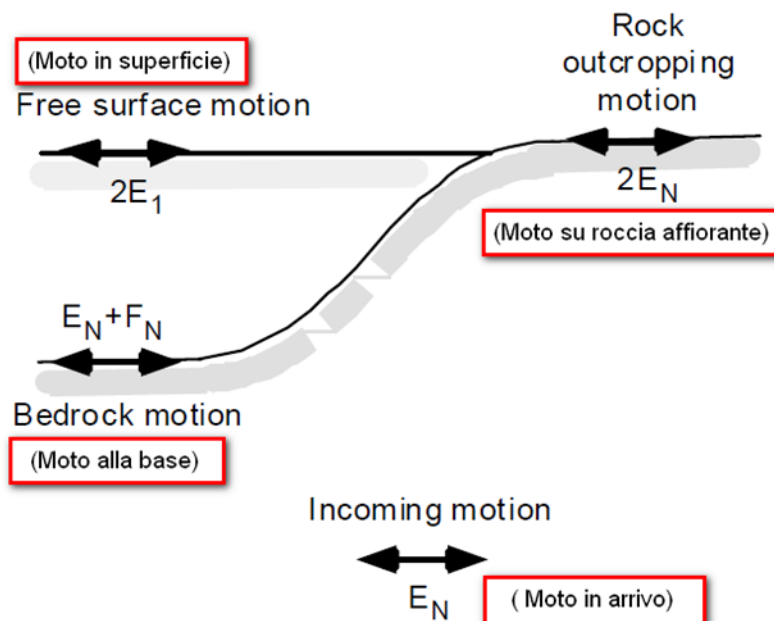


Figura 8.1.2.1 Schema di riferimento e terminologia utilizzata.

Le onde di taglio si propagano verticalmente attraverso il bedrock con ampiezza pari ad EN; al tetto del bedrock, sotto il deposito degli strati di terreno, il moto ha un'ampiezza pari a EN+FN. Sulla roccia affiorante, poiché le tensioni tangenziali sono nulle (EN = FN), il moto avrà ampiezza pari a 2EN. La funzione di trasferimento dal bedrock al bedrock-affiorante è la seguente:

$$A_{NV}(\omega) = \frac{2E_N}{E_N + F_N} \quad (26)$$

A è non lineare poiché G è funzione di γ . Nella procedura di calcolo, infatti, da una stima iniziale del modulo di deformazione al taglio, si ottiene la tensione ipotizzando un legame lineare, per poi ottenere un nuovo valore di γ . Grazie a questo valore aggiornato si valuta un nuovo modulo G così da ripetere la procedura fino a quando la differenza tra la deformazione aggiornata e quella ottenuta dalla precedente iterazione viene ritenuta accettabile. Il modello per G(γ) adoperato è quello suggerito da Ishibashi e Zhang (1993) che tiene conto degli effetti della pressione di confinamento e dell'indice di plasticità:

$$G = G_{max} \cdot K(\gamma, PI) (\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (27)$$

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\} \quad (28)$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = c \cdot \gamma^a \cdot \left[1 - \exp(-0.000556 \gamma^{0.4}) \right] \quad (29)$$

$$n(PI) = \begin{cases} 0.0 & \text{per } PI \cong 0 \\ 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & \text{per } 0 < PI \leq 15 \\ 7.0 \times 10^{-7} PI^{1.976} & \text{per } 15 < PI \leq 70 \\ 2.7 \times 10^{-5} PI^{1.115} & \text{per } PI > 70 \end{cases} \quad (30)$$

dove G_{max} è dato dalla relazione

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (31)$$

dove ρ è la densità del terreno e V_s la velocità di propagazione delle onde di taglio nello stesso. La (28) fornisce il valore iniziale di G per la prima iterazione.

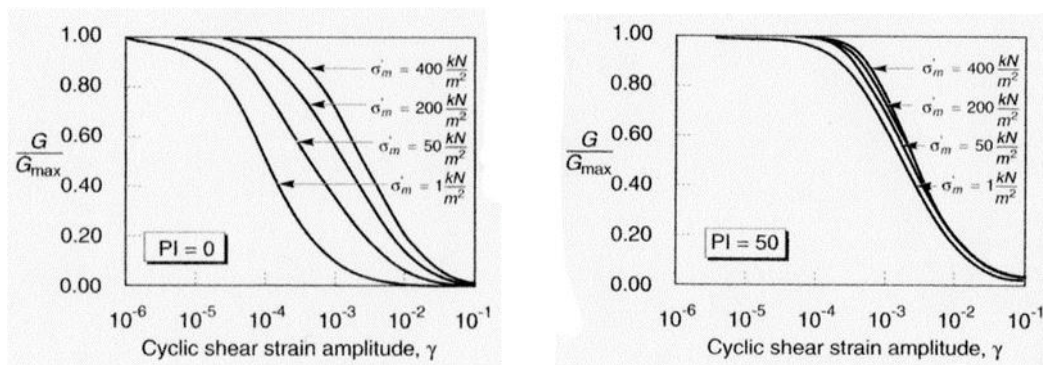


Figura 8.1.2.2 Influenza della pressione di confinamento e della plasticità sul modulo di deformazione al taglio.

Per quanto riguarda invece il coefficiente di smorzamento viscoso , in conseguenza del modello introdotto dalla (24) si ha:

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 PI^{1.5})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (32)$$

da cui si deduce che anche ξ deve essere ricalcolato ad ogni iterazione.

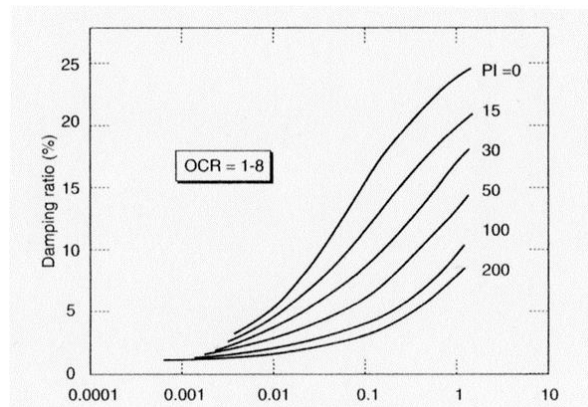


Figura 8.1.2.3 Influenza della plasticità sul coefficiente di smorzamento viscoso.

8.1.3 Valutazione della risposta sismica locale

La risposta sismica locale è stata valutata considerando la configurazione attuale del sito.

Come già anticipato ai precedenti paragrafi, le indagini geofisiche sono state effettuate in un'area precedentemente individuata come sede del futuro impianto. Tale area è adiacente al sito attuale individuato come idoneo e dista circa 450 m, pertanto, le indagini svolte sono da ritenersi attendibili anche per il nuovo sito.

La sismostratigrafia di riferimento per l'analisi della risposta sismica locale tiene conto del terreno di fondazione naturale:

- Spessore degli strati
- Tipo di materiale, selezionato da quelli presenti in archivio del programma che fanno riferimento a materiali di bibliografia
- Peso per unità di volume
- Velocità delle onde medie di taglio Vs

Partendo da questi parametri, il software ricostruisce la profondità media di ogni strato, la Gmax all'interno dello strato e la tensione verticale.

Per l'assegnazione del tipo di materiale di ogni strato si è fatto riferimento alle indagini geognostiche.

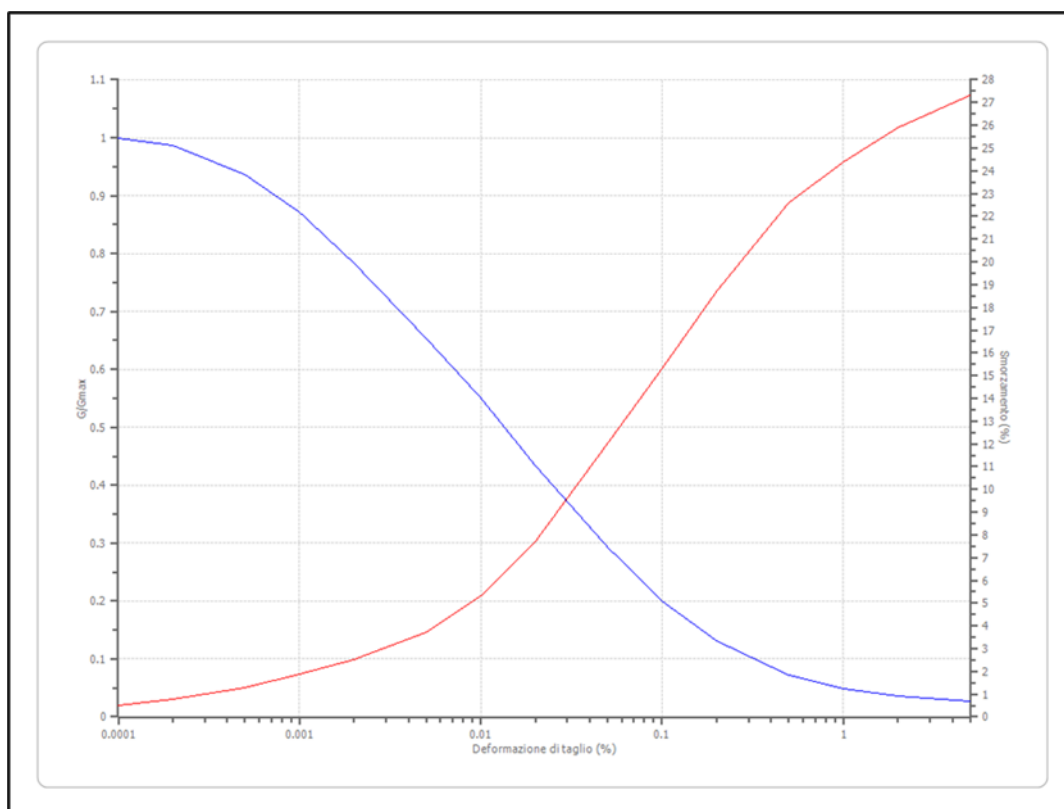
È stato considerato la stratigrafia di riferimento descritta in questa specifica relazione per valutare la risposta sismica locale

Il tipo di materiale per la determinazione delle leggi di variazione del rapporto G/G_{max} e del coefficiente di smorzamento in funzione della deformazione a taglio scelto per gli strati del terreno risulta quello descritto da diversi autori come descritto nei paragrafi seguenti con le diversi leggi riportate nella seguente tabella e immagine:

- **Terreni**

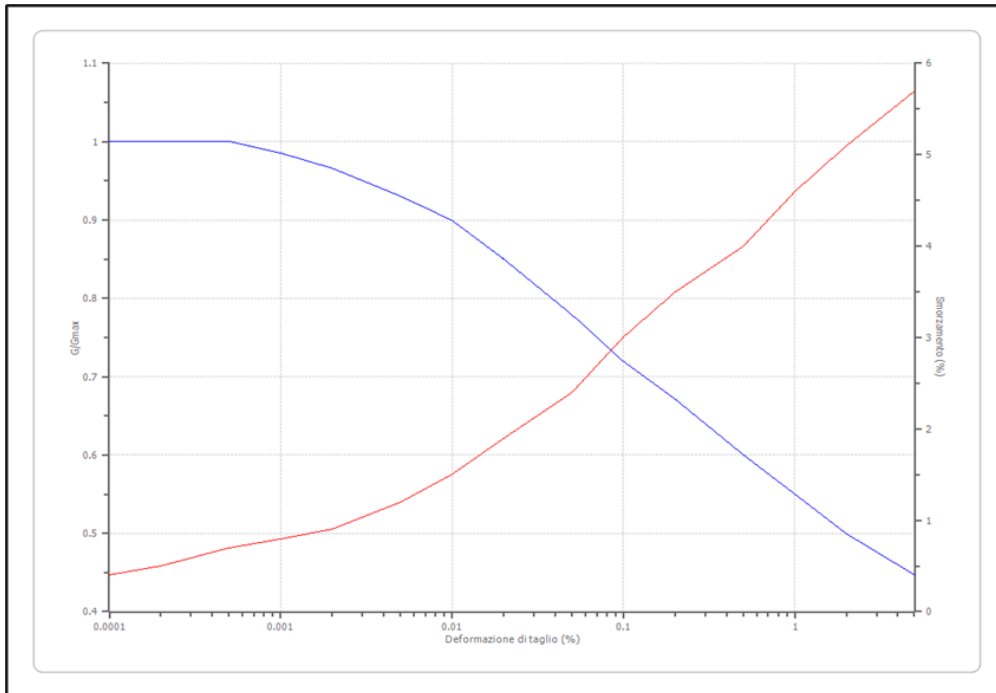
Seed et al. (1986) Gravel

Deformazione %	G/G_{max}	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.500
0.0002	0.987	0.0002	0.800
0.0005	0.937	0.0005	1.300
0.001	0.872	0.001	1.900
0.002	0.783	0.002	2.500
0.005	0.653	0.005	3.700
0.010	0.550	0.010	5.300
0.020	0.434	0.020	7.700
0.050	0.293	0.050	12.000
0.100	0.200	0.100	15.300
0.200	0.132	0.200	18.700
0.500	0.072	0.500	22.600
1.000	0.049	1.000	24.400
2.000	0.036	2.000	25.900
5.000	0.027	5.000	27.300



Idriss (1990) Rock

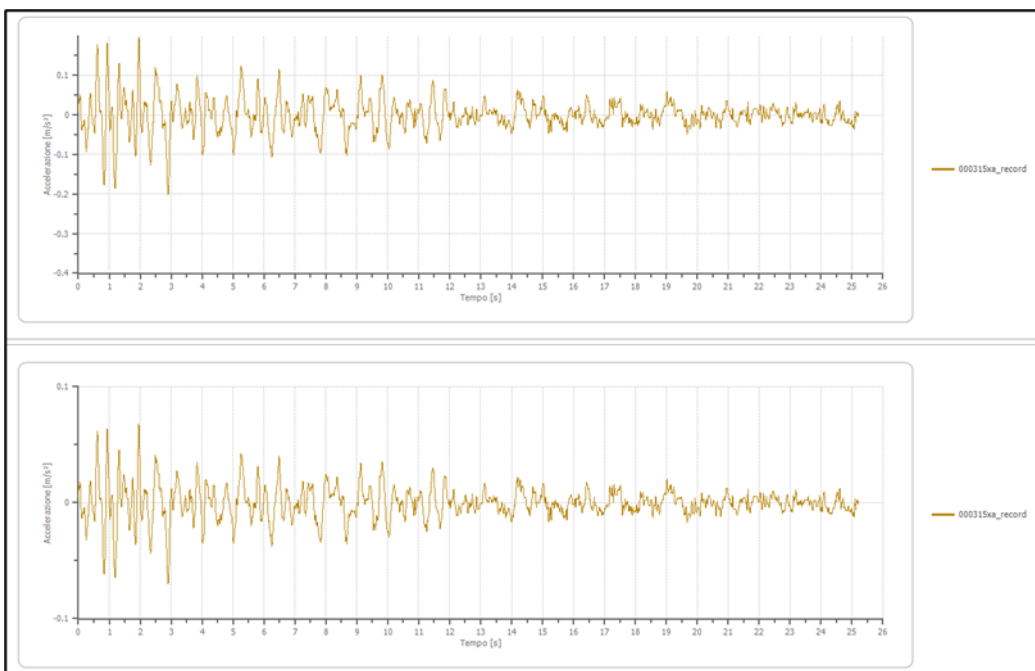
Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.400
0.0002	1.000	0.0002	0.500
0.0005	1.000	0.0005	0.700
0.001	0.986	0.001	0.800
0.002	0.966	0.002	0.900
0.005	0.931	0.005	1.200
0.010	0.900	0.010	1.500
0.020	0.850	0.020	1.900
0.050	0.779	0.050	2.400
0.100	0.720	0.100	3.000
0.200	0.671	0.200	3.500
0.500	0.600	0.500	4.000
1.000	0.550	1.000	4.600
2.000	0.500	2.000	5.100
5.000	0.447	5.000	5.700

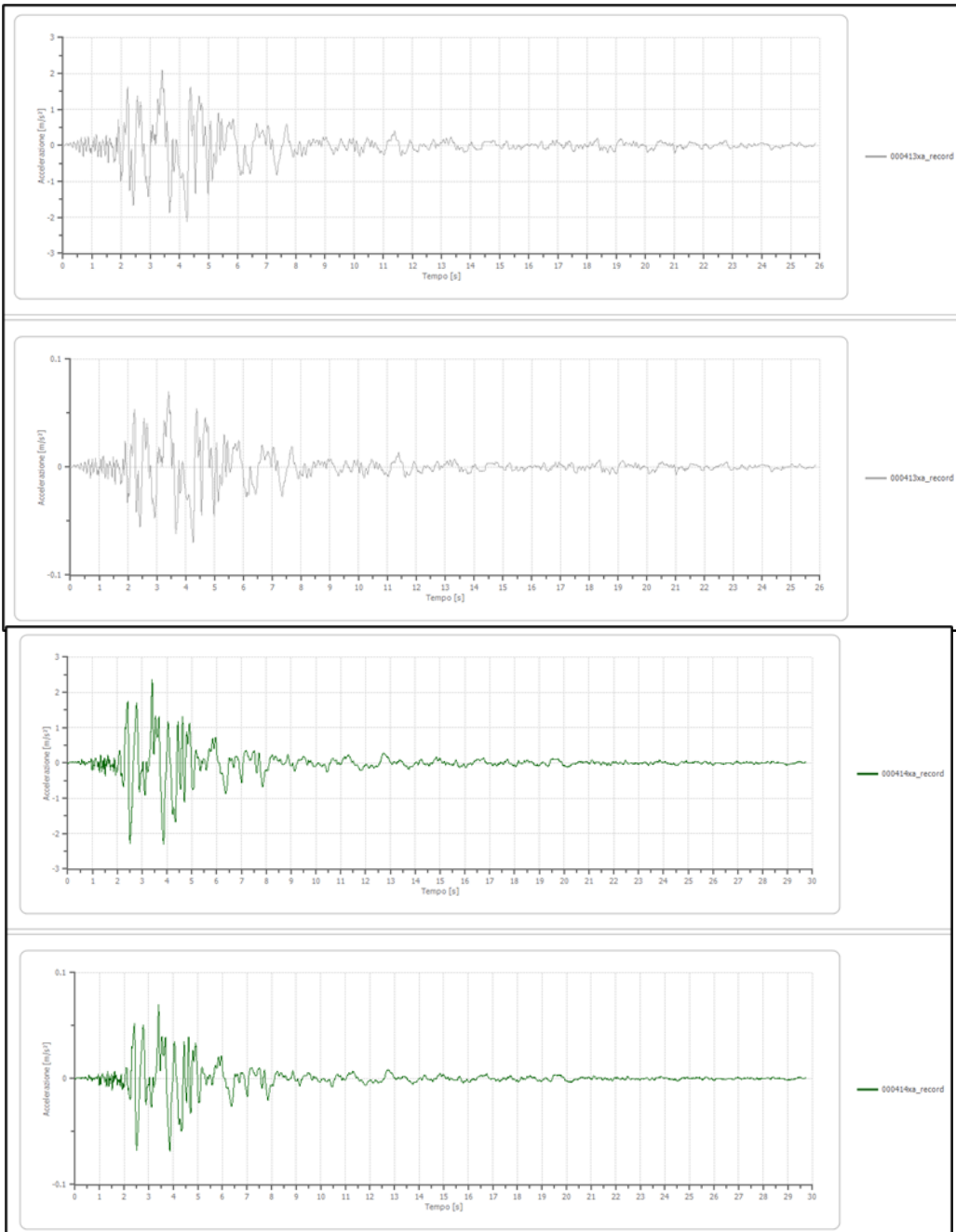


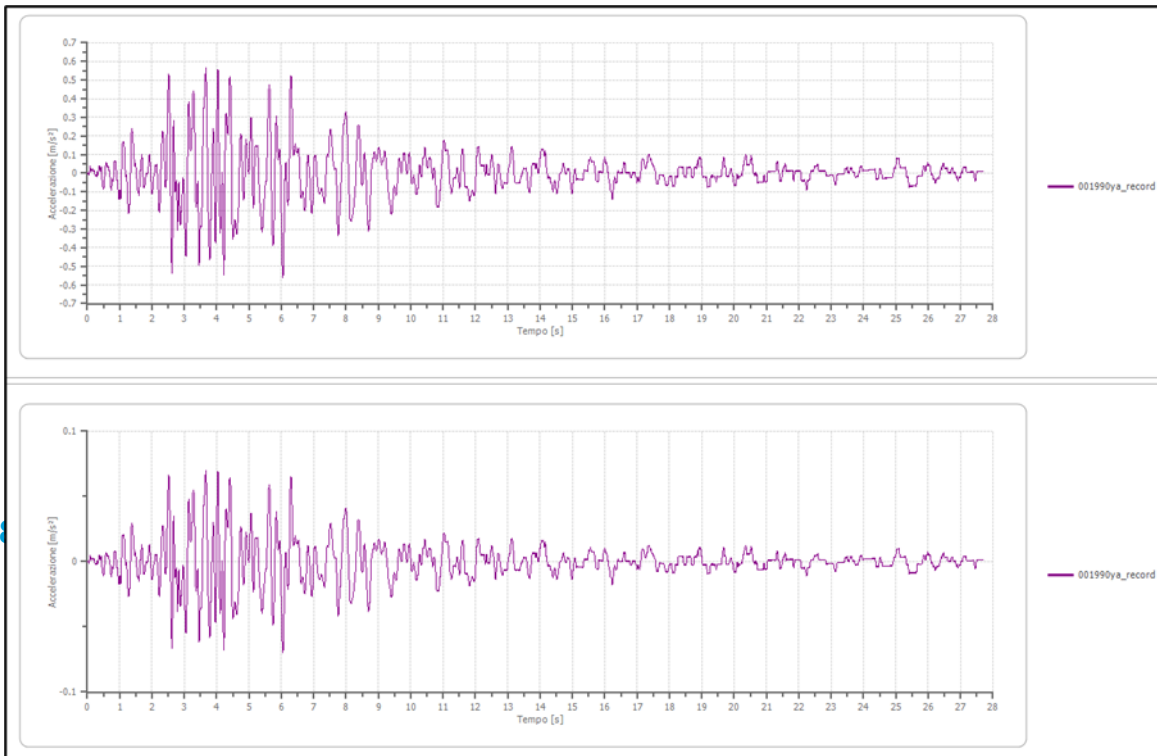
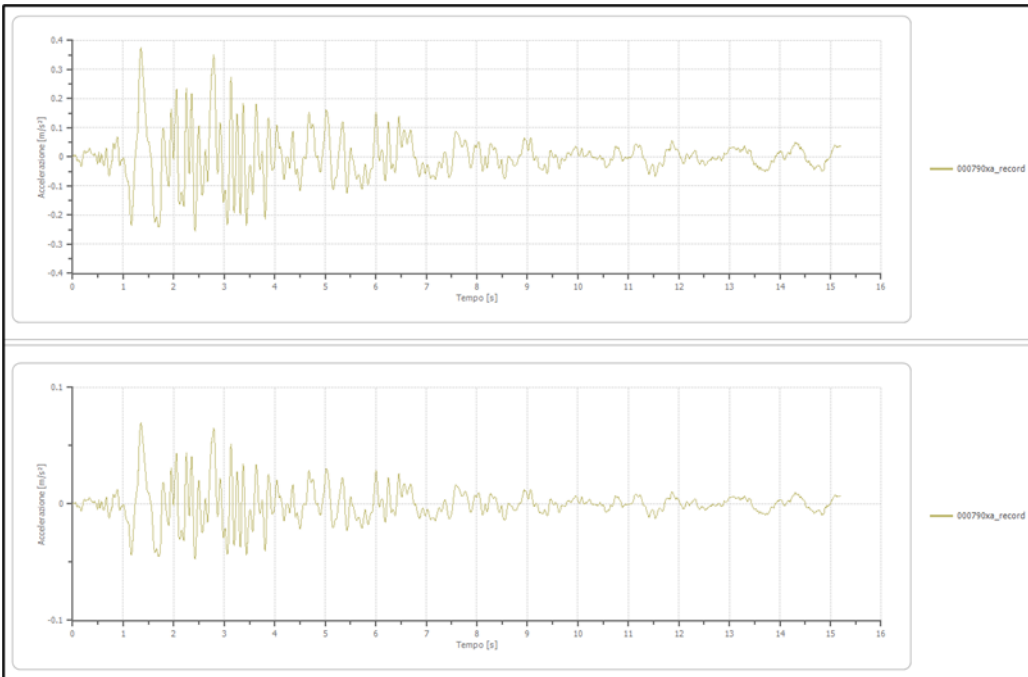
8.2 MODELLO REALIZZATO CON 7 ACCELEROGRAMMI

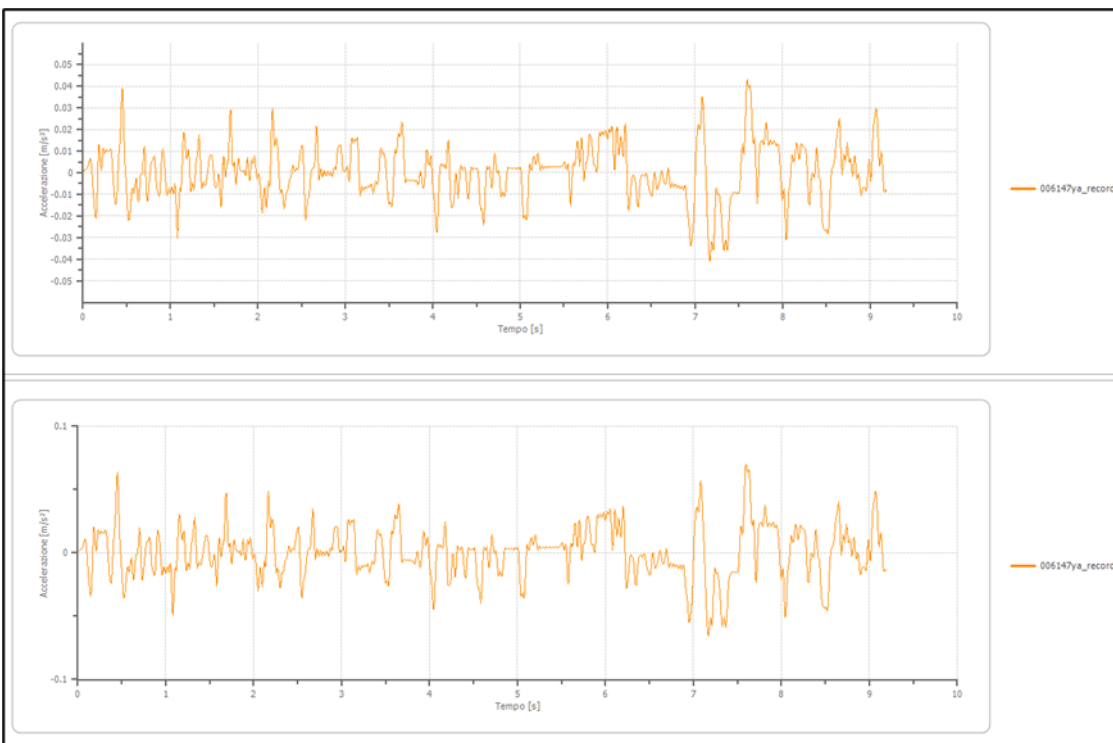
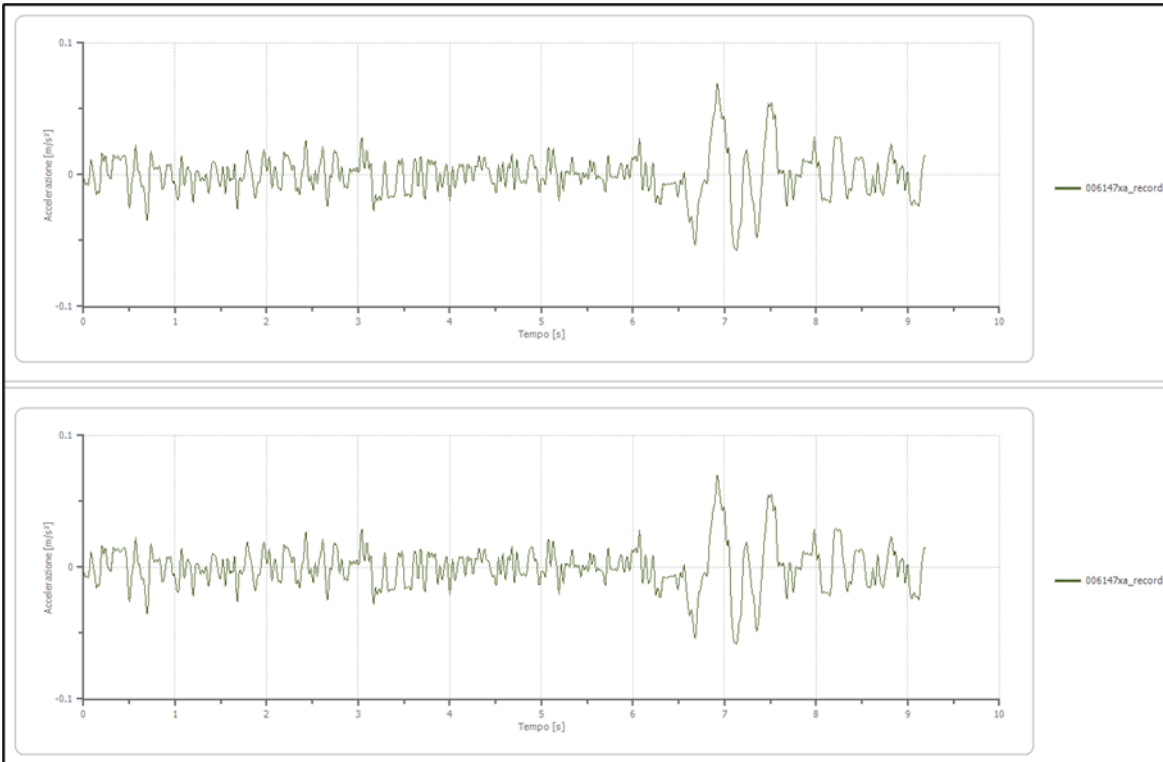
8.2.1 Accelerogrammi trasportati

Nelle immagini seguenti si riportano gli accelerogrammi trasportati.









8.2.3 Risultato del modello

- **Dati generali**

Latitudine 45,3851547[°]

Longitudine 8,120217[°]

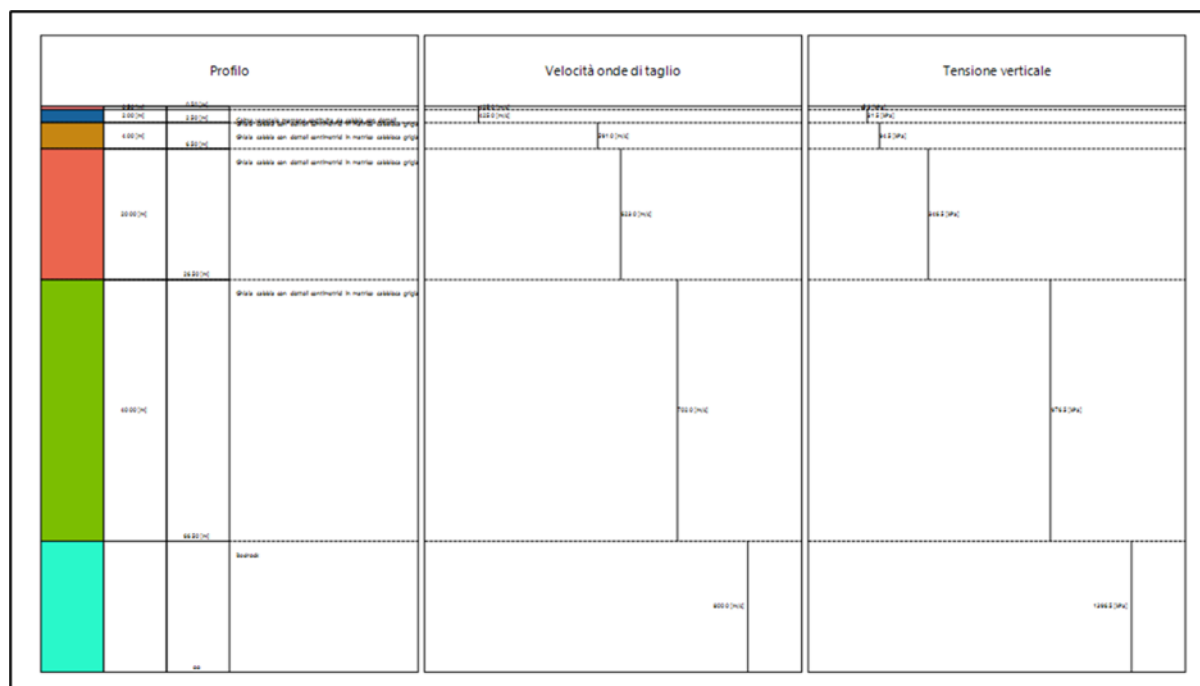
- **Stratigrafia**

n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Terreno	Numero sottostrati	Gmax [MPa]	Smorzamento critico [%]	Peso unità vol. [kN/m ³]	Vs [m/s]	Tensione verticale [kPa]
1	Coltre vegetale marrone costituita da sabbia con ciottoli	--	0.5	Seed et al. (1986) Gravel	0	386.66	--	21.0	425.0	5.3
2	Ghiaia sabbie con ciottoli centimetrici in matrice sabbiosa grigia	0.5	2.0	Seed et al. (1986) Gravel	0	386.66	--	21.0	425.0	31.5
3	Ghiaia sabbie con ciottoli centimetrici in matrice sabbiosa grigia	2.5	4.0	Seed et al. (1986) Gravel	0	747.70	--	21.0	591.0	94.5
4	Ghiaia sabbie con ciottoli centimetrici in matrice sabbiosa grigia	6.5	20.0	Seed et al. (1986) Gravel	0	830.86	--	21.0	623.0	346.5

5	Ghiaia sabbie con ciottoli centimetrici in matrice sabbiosa grigia	26.5	40.0	Seed et al. (1986) Gravel	0	1054.93	--	21.0	702.0	780.3
6	Bedrock	oo	--	Idriss (1990) Rock	0	1435.27	--	22.0	800.0	1004.1

Strato con falda: 5

Strato rilevamento accelerogramma: 6 Interno



- Elaborazione**

Numero di iterazioni 8

Rapporto tra deformazione a taglio effettiva e deformazione massima 0.5

Tipo di modulo elastico Shake

Massimo errore percentuale di convergenza 6.41 E00

- Fattori di amplificazione ICMS 2018**

Numero di iterazioni 8

Rapporto tra deformazione a taglio effettiva e deformazione massima 0.5

Tipo di modulo elastico Shake

Massimo errore percentuale di convergenza 5.95 E00

Tai 0.230 [s]

Tvi 0.660 [s]

Tao 0.420 [s]

Tvo 0.430 [s]

Sami 0.182 [m/s²]

Svmi 0.014 [m/s]

Samo 0.829 [m/s²]

Svmo 0.081 [m/s]

Fa 4.543 [-]

Fv 5.804 [-]

TB 0.264 [s]

TC 0.791 [s]

TD 1.780 [s]

SA(0) 0.644 [m/s²]

SA(TB) 1.695 [m/s²]

•

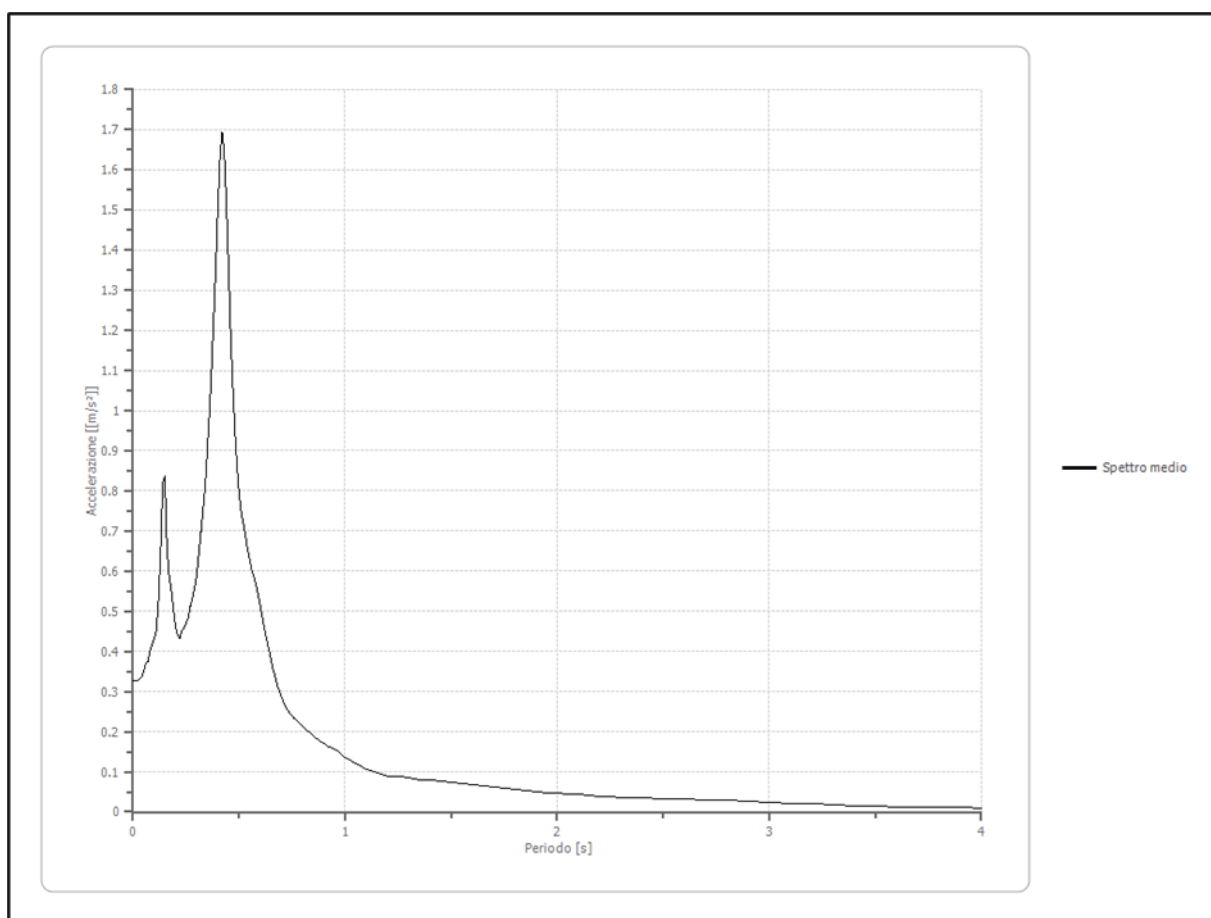
Fattori di amplificazione su intensità spettrale

Periodo minimo [s]	Periodo massimo [s]	Int. Housner input [m]	Int. Housner output [m]	Int. Housner input/output [m]	FA
0.100	0.500	0.003	0.017	0.200	5.334
0.400	0.800	0.005	0.024	0.500	4.536
0.700	1.100	0.005	0.013	0.636	2.491
0.500	1.500	0.013	0.036	0.333	2.725

• Spettro medio di risposta elastico

Periodo [s]	Accelerazione [m/s ²]	Periodo [s]	Accelerazione [m/s ²]	Periodo [s]	Accelerazione [m/s ²]	Periodo [s]	Accelerazione [m/s ²]	Periodo [s]	Accelerazione [m/s ²]
0.00	0.3277	0.26	0.4844	0.52	0.7185	0.98	0.1452	2.25	0.0373
0.01	0.3277	0.27	0.5126	0.53	0.6867	1.00	0.1363	2.30	0.0360
0.02	0.3277	0.28	0.5337	0.54	0.6554	1.05	0.1210	2.35	0.0349
0.03	0.3307	0.29	0.5580	0.55	0.6283	1.10	0.1065	2.40	0.0342
0.04	0.3357	0.30	0.5892	0.56	0.6021	1.15	0.0960	2.50	0.0332
0.05	0.3511	0.31	0.6416	0.57	0.5862	1.20	0.0897	2.60	0.0320
0.06	0.3708	0.32	0.6976	0.58	0.5664	1.25	0.0892	2.70	0.0305
0.07	0.3753	0.33	0.7554	0.60	0.5124	1.30	0.0859	2.80	0.0286
0.08	0.4012	0.34	0.8121	0.62	0.4549	1.35	0.0799	2.90	0.0266
0.09	0.4155	0.35	0.8988	0.64	0.4053	1.40	0.0782	3.00	0.0243
0.10	0.4328	0.36	0.9902	0.66	0.3565	1.45	0.0761	3.10	0.0218
0.11	0.4539	0.37	1.0985	0.68	0.3140	1.50	0.0739	3.20	0.0193
0.12	0.5288	0.38	1.2253	0.70	0.2855	1.55	0.0710	3.30	0.0171
0.13	0.6510	0.39	1.3567	0.72	0.2617	1.60	0.0678	3.40	0.0155
0.14	0.8183	0.40	1.5052	0.74	0.2440	1.65	0.0641	3.50	0.0142
0.15	0.8381	0.41	1.6331	0.76	0.2316	1.70	0.0607	3.60	0.0132
0.16	0.6569	0.42	1.6949	0.78	0.2225	1.75	0.0575	3.70	0.0122
0.17	0.5893	0.43	1.6456	0.80	0.2128	1.80	0.0547	3.80	0.0114
0.18	0.5550	0.44	1.5240	0.82	0.2047	1.85	0.0518	3.90	0.0106
0.19	0.5077	0.45	1.3618	0.84	0.1951	1.90	0.0490	4.00	0.0100
0.20	0.4614	0.46	1.1930	0.86	0.1846	1.95	0.0474		
0.21	0.4407	0.47	1.0625	0.88	0.1755	2.00	0.0462		

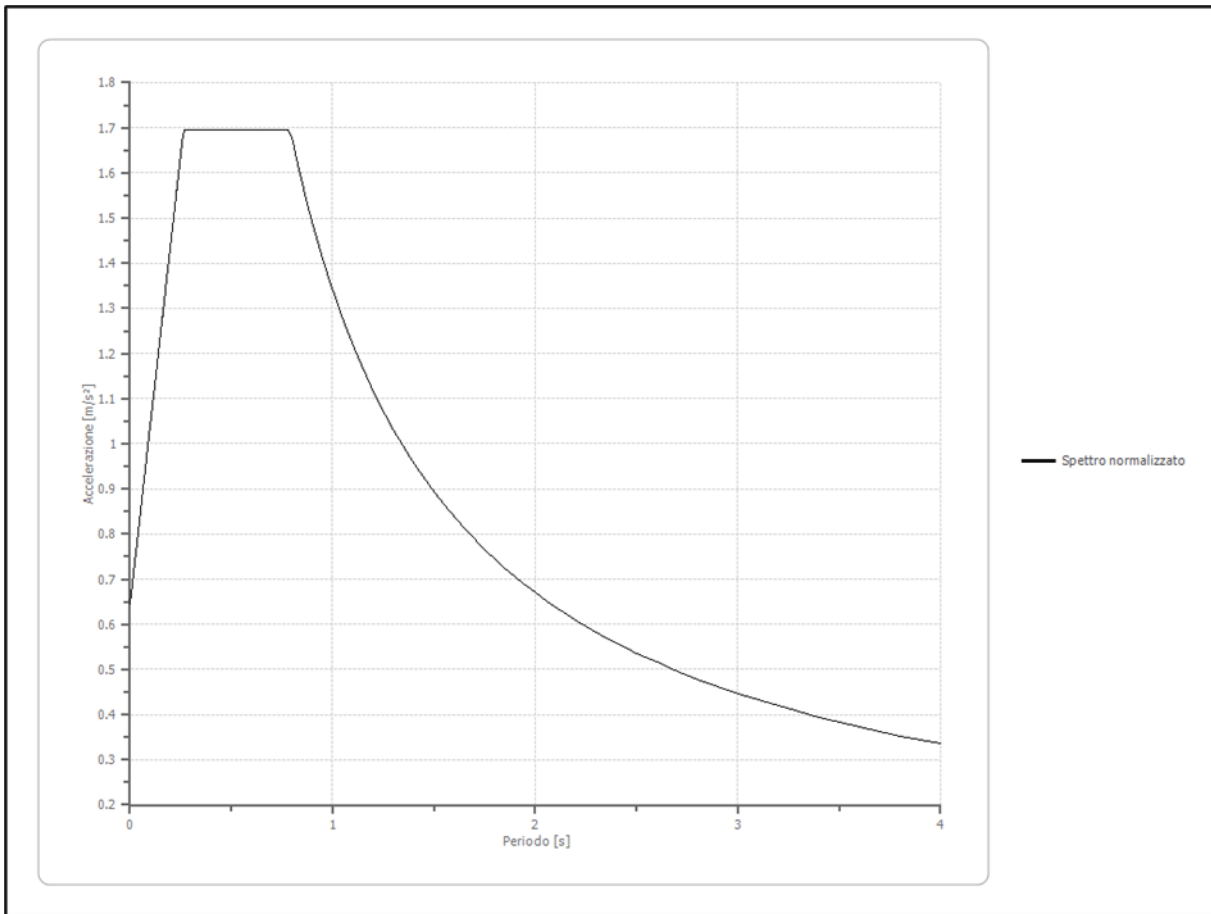
0.22	0.4318	0.48	0.9522	0.90	0.1695	2.05	0.0448		
0.23	0.4494	0.49	0.8632	0.92	0.1634	2.10	0.0428		
0.24	0.4559	0.50	0.7949	0.94	0.1581	2.15	0.0406		
0.25	0.4718	0.51	0.7473	0.96	0.1525	2.20	0.0388		



• **Spettro normalizzato di risposta elastico**

Periodo [s]	Accelerazione [m/s ²]	Periodo [s]	Accelerazione [m/s ²]	Periodo [s]	Accelerazione [m/s ²]	Periodo [s]	Accelerazione [m/s ²]	Periodo [s]	Accelerazione [m/s ²]
0.00	0.6440	0.26	1.6804	0.52	1.6949	0.98	1.3679	2.25	0.5958
0.01	0.6838	0.27	1.6949	0.53	1.6949	1.00	1.3405	2.30	0.5828
0.02	0.7237	0.28	1.6949	0.54	1.6949	1.05	1.2767	2.35	0.5704

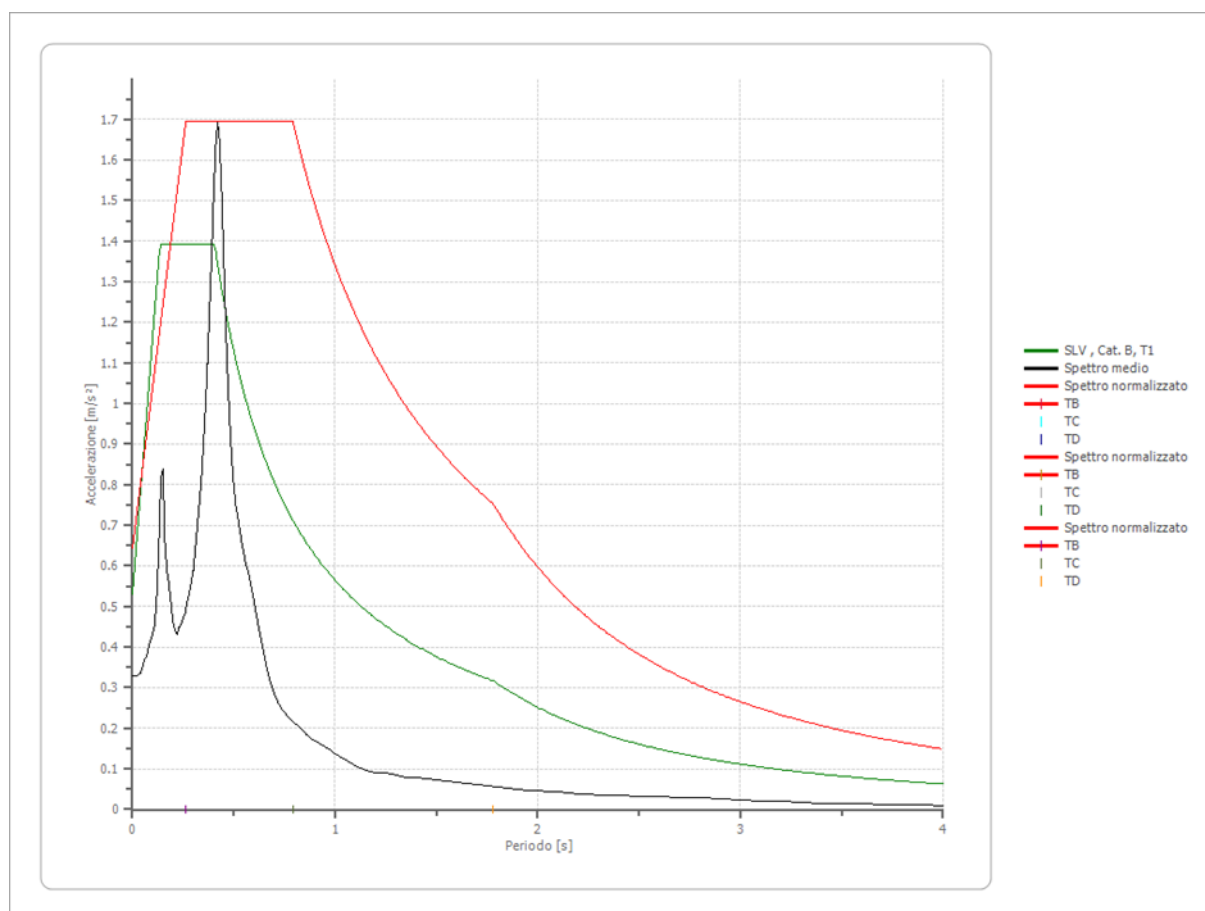
0.03	0.7636	0.29	1.6949	0.55	1.6949	1.10	1.2187	2.40	0.5586
0.04	0.8034	0.30	1.6949	0.56	1.6949	1.15	1.1657	2.50	0.5362
0.05	0.8433	0.31	1.6949	0.57	1.6949	1.20	1.1171	2.60	0.5156
0.06	0.8831	0.32	1.6949	0.58	1.6949	1.25	1.0724	2.70	0.4965
0.07	0.9230	0.33	1.6949	0.60	1.6949	1.30	1.0312	2.80	0.4788
0.08	0.9629	0.34	1.6949	0.62	1.6949	1.35	0.9930	2.90	0.4623
0.09	1.0027	0.35	1.6949	0.64	1.6949	1.40	0.9575	3.00	0.4468
0.10	1.0426	0.36	1.6949	0.66	1.6949	1.45	0.9245	3.10	0.4324
0.11	1.0825	0.37	1.6949	0.68	1.6949	1.50	0.8937	3.20	0.4189
0.12	1.1223	0.38	1.6949	0.70	1.6949	1.55	0.8649	3.30	0.4062
0.13	1.1622	0.39	1.6949	0.72	1.6949	1.60	0.8378	3.40	0.3943
0.14	1.2020	0.40	1.6949	0.74	1.6949	1.65	0.8124	3.50	0.3830
0.15	1.2419	0.41	1.6949	0.76	1.6949	1.70	0.7886	3.60	0.3724
0.16	1.2818	0.42	1.6949	0.78	1.6949	1.75	0.7660	3.70	0.3623
0.17	1.3216	0.43	1.6949	0.80	1.6757	1.80	0.7447	3.80	0.3528
0.18	1.3615	0.44	1.6949	0.82	1.6348	1.85	0.7246	3.90	0.3437
0.19	1.4014	0.45	1.6949	0.84	1.5959	1.90	0.7055	4.00	0.3351
0.20	1.4412	0.46	1.6949	0.86	1.5588	1.95	0.6875		
0.21	1.4811	0.47	1.6949	0.88	1.5233	2.00	0.6703		
0.22	1.5210	0.48	1.6949	0.90	1.4895	2.05	0.6539		
0.23	1.5608	0.49	1.6949	0.92	1.4571	2.10	0.6384		
0.24	1.6007	0.50	1.6949	0.94	1.4261	2.15	0.6235		
0.25	1.6405	0.51	1.6949	0.96	1.3964	2.20	0.6093		



• Parametri spettro normalizzato

Ag [m/s ²]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [m/s ²]	Se(TB) [m/s ²]	S
0.644	2.632	--	0.264	0.791	1.780	0.644	1.695	1.460

Confronto tra gli spettri

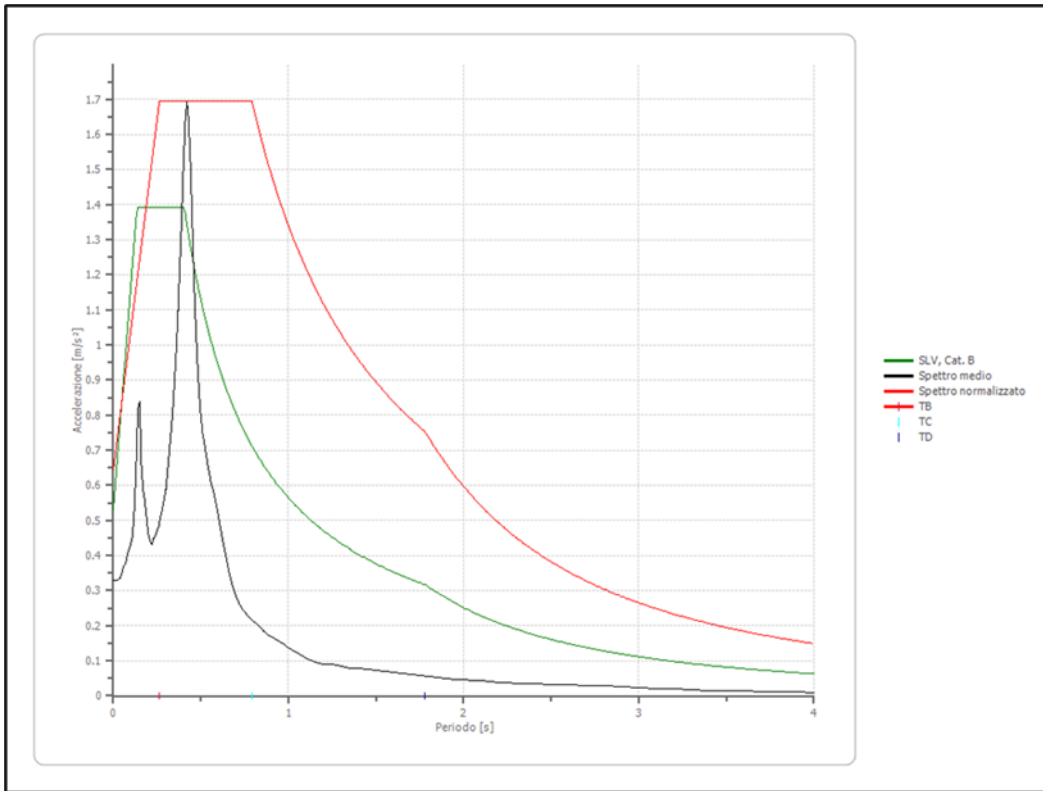


- Confronto spettro normativa**

Tipo di spettro: Spettro di risposta elastico

	Operatività SLO	Danno SLD	Salvaguardia vita SLV	Prev. collasso SLC
Tr [anni]	60	101	949	1950
ag [m/s ²]	0.206	0.245	0.441	0.520
Fo	2.587	2.609	2.632	2.694
Tc* [s]	0.173	0.211	0.287	0.298
Ss	1.20	1.20	1.20	1.20
St	1.00	1.00	1.00	1.00
Cc	1.56	1.50	1.41	1.40
TB [s]	0.090	0.106	0.135	0.139
TC [s]	0.270	0.317	0.405	0.418
TD [s]	1.684	1.700	1.780	1.812

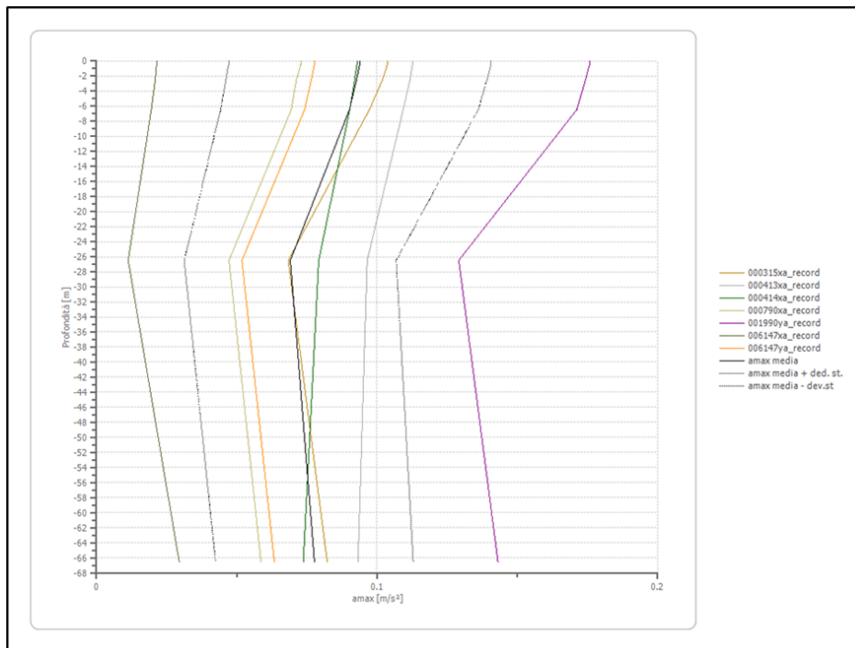
Se(0) [m/s ²]	0.247	0.294	0.529	0.624
Se(TB) [m/s ²]	0.640	0.767	1.393	1.681



• **Profilo a max**

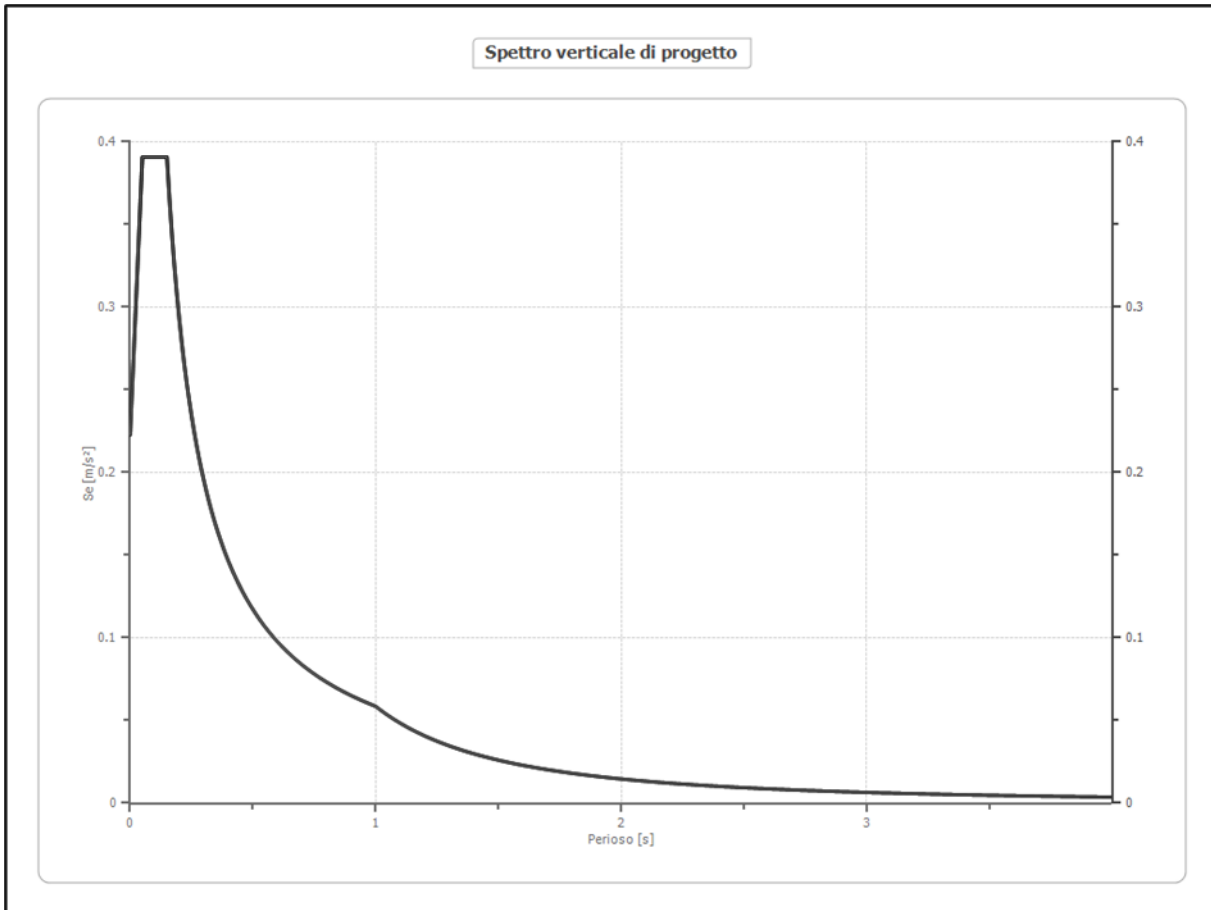
	0.0 [m]	0.5 [m]	2.5 [m]	6.5 [m]	26.5 [m]	66.5 [m]
000315xa_re cord [m/s ²]	0.104	0.104	0.102	0.097	0.068	0.082
000413xa_re cord [m/s ²]	0.113	0.113	0.112	0.109	0.096	0.093
000414xa_re cord [m/s ²]	0.093	0.093	0.092	0.090	0.079	0.074
000790xa_re cord [m/s ²]	0.073	0.073	0.071	0.069	0.047	0.059
001990ya_re cord [m/s ²]	0.176	0.176	0.174	0.171	0.129	0.143
006147xa_re cord [m/s ²]	0.021	0.021	0.021	0.020	0.011	0.029

006147ya_re cord [m/s ²]	0.078	0.078	0.077	0.074	0.052	0.063
media [m/s ²]	0.094	0.094	0.093	0.090	0.069	0.078
Dev. St. [m/s ²]	0.047	0.047	0.046	0.046	0.038	0.035



Spettro verticale di progetto

Ag [m/s ²]	F0	Tc*	Fv	q	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [m/s ²]	Se(TB) [m/s ²]
0.644	2.632	0.150	0.910	1.5	0.050	0.150	1.000	0.223	0.391



9 CONCLUSIONI

La caratterizzazione geotecnica e sismica svolta per l'area di indagine ha rivelato condizioni favorevoli alla realizzazione dell'impianto in progetto.

- La caratterizzazione geotecnica dei terreni in sito è stata svolta sulla base di una campagna geognostica realizzata, per conto di ECODECO S.p.A. ora A2A Ambiente S.p.A. nel marzo 2001, dalla società RCT s.r.l. di Liscate (v. ALL G) nell'ambito della realizzazione dell'impianto di trattamento dei Rifiuti Solidi Urbani (Biocubi) ubicato nelle immediate vicinanze (200 m circa) dell'area di intervento. I dati salienti sono:

N_{SPT} (punta chiusa) =	Figura n.3.2
$(N_1)_{60}$ =	Figura n.4.1
D_{10} =	0.01-0.1mm
D_{50} =	1÷10mm
Passante al setaccio n°200 ASTM =	10÷20%
G = modulo di taglio pressiometrico =	31-58MPa
E_M = modulo pressiometrico =	80-133MPa ($\nu=0.3$)
γ = peso di volume =	20÷21kN/m ³
D_R = densità relativa \cong	70-90%
ϕ'_{cv} = angolo stato critico =	32-34°
ϕ'_p = angolo di picco =	38-42°
ϕ' = angolo di calcolo \geq	35°
c' = coesione efficace =	0.0 kPa
E' = modulo elastico secante ($FS=10\div 20$) =	$1.5 \cdot N_{60} = 125\text{Mpa}$
E'_{ur} = modulo in scarico-ricarico =	$1.5 E' = 190\text{MPa}$
ν' = coefficiente di Poisson =	0.3

- Le verifiche evidenziate nell'analisi geotecnica consentono di concludere che:
 1. L'opera potrà essere impostata su fondazioni dirette a plinto isolato.
 2. Non si evidenziano vincoli sulla quota di imposta.
 3. La capacità portante del terreno (variabile tra 250 e 550kPa) dovrà essere definita in funzione della dimensione del plinto, della verticalità ed eccentricità del carico secondo quanto riassunto nelle tabelle in relazione.
 4. Il valore del cedimento per pressioni medie (calcolate con riferimento al solo carico verticale ed all'area reale della fondazione) comprese tra 250 e 450kPa risulta sempre inferiore a 10mm e può essere definito per i singoli casi sulla base delle tabelle in relazione.

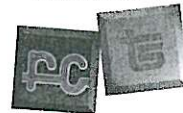
5. Il valore della costante di sottofondo risulta elevato e compreso tra 5.8 e 8.6kg/cm² (decescente al crescere delle dimensioni in pianta del plinto).
- Fondazioni soggette a carichi orizzontali particolarmente importanti e fortemente eccentriche dovranno essere trattate separatamente come casi particolari e ri-verificate seguendo i criteri indicati nei capitoli della relazione
 - Visto il carattere strategico dell'opera in oggetto si è proceduto all'analisi della risposta sismica locale (RSL)
 - L'esecuzione di una Risposta Sismica Locale consente di ottenere una valutazione dell'amplificazione locale più rigorosa dell'approccio semplificato.
 - I punti fondamentali nella stima dell'azione sismica, sulla base di specifiche analisi di RSL, possono essere così schematizzati:
 - ✓ definizione dell'input sismico rappresentativo dell'azione sismica al tetto del bedrock sismico, da dove si presume che inizi l'amplificazione locale;
 - ✓ determinazione di un adeguato modello geologico e parametrizzazione degli strati individuati;
 - ✓ analisi;
 - ✓ scelta e rappresentazione dei parametri di output
 - L'area oggetto di studio si trova nel comune di Cavaglià che ha $ag_{max} \leq 0,05g$ cioè $ag_{max} = 0,5 \text{ m/s}^2$ considerando g pari a $9,81 \text{ m/s}^2$. La definizione della pericolosità sismica del sito ha portato per lo stato limite di salvaguardia per la stabilità dei pendii e fondazioni un valore massimo di accelerazione pari a $0,533 \text{ m/s}^2$. Considerando gli effetti di amplificazione locali determinati dalla stratigrafia del sito e tenendo conto dei 7 accelerogrammi di riferimento utilizzati per l'analisi della risposta locale del terzo livello, si trova un'accelerazione massima pari a $0,644 \text{ m/s}^2$ quindi si ritiene per tanto corretto dalla parte del progettista l'adozione di un valore di ag_{max} compreso tra $0,500 \text{ m/s}^2$ – $0,533 \text{ m/s}^2$.

ALLEGATO A

“Ecodeco S.p.A. – Comune di Cavaglià – Nuovo impianto trattamento rifiuti – Indagine Geognostica – Prove di laboratorio” RCT (Radaelli Castellotti) - Marzo 2001



RADAELLI
CASTELLOTTI



TECNOSOL

ECODECO S.p.A.
Giussago

Comune di Cavaglià
Nuovo impianto trattamento rifiuti

INDAGINE GEOGNOSTICA
PROVE DI LABORATORIO

Commessa n. 2053

Liscate 20/03/2001

redatto: 	controllato: 	verificato: 
---	---	--

Committente: ECODECO S.p.A.

Cantiere: Cavaglia' (VC)

Perforazione n° 1

Coordinate X=

Y=

Quota ass. p.c. =

Data inizio: 01/03/2001

Data ultimazione: 03/03/2001

Tipo di attrezzatura: Gelma 2

Operatore: F.Di Giulio

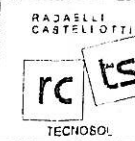
Responsabile: Dott. Geol. G.Cesana

LEGENDA: 1,2,3 ... = camp. indisturbati
A,B,C ... = camp. rimaneggiati

s = Shelby
m = Mazier
p = percussione

d = Denison
o = Osterberg

DM: CORONA DIAMANTATA
W: CORONA WIDIA



SEDE:
2, Via G. Di Vittorio
20080 Liscate (MI)
Tel. 02/95350100 - Fax 02/95350318
E-Mail: rcl@mi.nettuno.it

RILIEVO H2O DURANTE LA PERFORAZIONE					
PROF. FORO	PROF. RIVEST.	SERA		MATTINA	
		GG	H	GG	H
piezometro				08/03	-14.20

Data	Metodo di perforazione	Attrezzatura di perforazione	Tipo di corona	Rivestimento	Campioni	Profondita'	Scala 1:100	Stratigrafia	Descrizione	Carotaggio %				RQD				Manovra di carotaggio	Pocket Penetrometer	N° colpi SPT	Prof. SPT	Vane Test	Strumentazione installata	Filtri	Falda	Note
										20	40	60	80	20	40	60	80									
	ROTAZIONE	CAROTIERE SEMPLICE Ø 130	W	Ø 152		0.70	1	ciottoli (Ø max > 15 cm) ghiaia e ghiaietto poligenici subarrotondati in matrice limoso sabbiosa grigia																		
							2	blocchi ciottoli (Ø max > 15 cm) ghiaia e ghiaietto poligenici subarrotondati in matrice sabbiosa grigia																		
							3																			
							4																			
							5																			
						6.00 A 6.30	6																			
							7																			
							8																			
							9																			
						10.00 B 10.30	10																			
							11																			
							12																			
						12.00	12		idem c.s. in abb. matrice sabbiosa deb. limosa grigia																	
							13																			
							14																			
						15.00 C 15.30	15																			
							16																			
							17																			
						18.00	18																			
							19		blocchi ciottoli (Ø max > 15 cm) ghiaia e ghiaietto poligenici subarrotondati in matrice sabbiosa grigia																	
							20																			

piezometro a tubo aperto Ø 1.5" a -30.00 m da p.c.

Committente: ECODECO S.p.A.

Coordinate X=

Data inizio: 23/02/2001

Operatore: F.Di Giulio

LEGENDA: 1,2,3 ... = camp. indisturbati
A,B,C ... = camp. rimaneggiati

Cantiere: Cavaglia' (VC)

Y=

Data ultimazione: 27/02/2001

Responsabile: Dott. Geol. G.Cesana

s = Shelby
m = Mazier
o = Osterberg
p = percussione

Perforazione n° 2

Quota ass. p.c. =

Tipo di attrezzatura: Gelma 2

DM: CORONA DIAMANTATA
W: CORONA WIDIA



SEDE:
2, Via G. Di Vittorio
20080 Lisiate (MI)
Tel. 02/95350100 - Fax 02/95350316
E-Mail: rct@mi.nettuno.it

RILIEVO H2O DURANTE LA PERFORAZIONE

PROF. FORO	PROF. RIVEST.	SERA		MATTINA	
		GG	H	GG	H
Q					

Qualità certificata ISO 9002

Data	Metodo di perforazione	Attrezzo di perforazione	Tipo di corona	Rivestimento	Campioni	Profondita'	Scala 1:100	Stratigrafia	Descrizione	Carotaggio %				RQD				Manovra di carotaggio	Pocket Penetrometer	N° colpi SPT	Prof. SPT	Vane Test	Strumentazione installata	Filtri	Falda	Note
										20	40	60	80	20	40	60	80									
	ROTAZIONE	CAROTIERE SEMPLICE Ø 130	W	Ø 152		0.40			ghiaia ghiaietto e ciottoli (Ø max 9 cm) poligenici subarrotondati in matrice sabbioso limosa marrone																	
						6.00 A 6.30			ghiaia ghiaietto e ciottoli (Ø max > 13 cm) poligenici subarrotondati in matrice sabbiosa loc. deb. limosa grigia addensata							46 32 R7	1.50									
																R12 38	3.00									
																48 37 R4	4.50									
																R3	6.00									
						10.00 B 10.30										44 31 47	7.50									
																R7 43	9.00									
																R9 37	10.50									
																41 28 45	12.00									
																R8 39	13.50									
						15.00 C 15.30										42 34 47	15.00									
																36 29 48	16.50									
																R8 31	18.00									
						20.00										38 28 43	19.50									

Committente: ECODECO S.p.A.

Cantiere: Cabaglia' (VC)

Perforazione n° 4

Coordinate X=

Y=

Quota ass. p.c. =

Data inizio: 21/02/2001

Data ultimazione: 22/02/2001

Tipo di attrezzatura: Gelma 2

Operatore: F.Di Giulio

Responsabile: Dott. Geol. G.Cesana



SEDE
2, Via G. Di Vittorio
20080 Liscate (MI)
Tel. 02/95350100 - Fax 02/95350316
E-Mail: rct@ml.nettuno.it

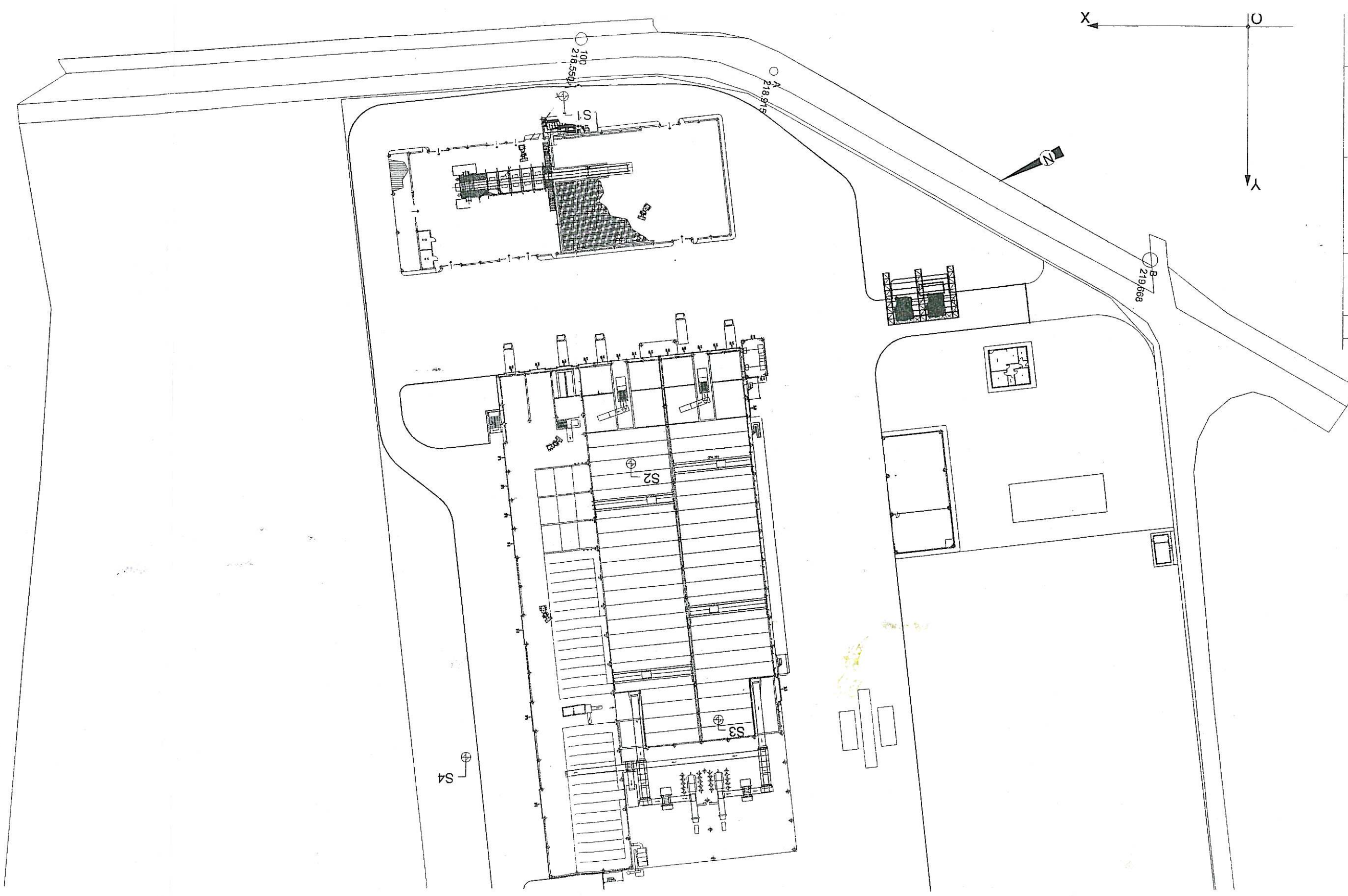
RILIEVO H2O DURANTE LA PERFORAZIONE					
PROF. FORO	PROF. RIVEST.	SERA		MATTINA	
		GG	H	GG	H
Q Qualità certificata ISO 9002					

LEGENDA: 1, 2, 3 ... = camp. indisturbati
A, B, C ... = camp. rimaneggiati

s = Shelby
m = Mazier
p = percussione

d = Denison
o = Osterberg
DM: CORONA DIAMANTATA
W: CORONA WIDIA

Data	Metodo di perforazione	Attrezzatura di perforazione	Tipo di corona	Rivestimento	Campioni	Profondità'	Scala 1:100	Stratigrafia	Descrizione	Carotaggio %				RQD				Manovra di carotaggio	Pocket Penetrometer	N° colpi SPT	Prof. SPT	Vane Test	Strumentazione installata	Filtri	Falda	Note
										20	40	60	80	20	40	60	80									
	ROTAZIONE	CAROTIERE SEMPLICE Ø 130	W	Ø 152		0.20			ghiaia ghiaietto e ciottoli (Ø max > 13 cm) poligenici in matrice sabbiosa marrone nocciola ciottoli (Ø max > 13 cm) ghiaia e ghiaietto poligenici subarrotondati in matrice sabbiosa grigia																	
						7.00 A 7.30	1										R7	35	1.50							
							2										44	34 R13	3.00							
							3											R8	4.50							
							4																			
							5																			
							6																			
							7										32	31 R4	6.00							
							8										46	35 R6	7.50							
							9																			
							10										41	32 R11	9.00							
							11											R3	10.50							
							12																			
							13										R8	37	12.00							
							14											R7	13.50							
							15																			
						15.00 B 15.30	16										R3	42	15.00							
							17										43	39 R2	16.50							
							18																			
							19										47	41 R7	18.00							
						20.00	20											R2	19.50							





PROVE PRESSIOMETRICHE

1	INTRODUZIONE.....	pag. 3
2	PRESSIOMETRO MENARD.....	pag. 4
2.1	CARATTERISTICHE TECNICHE DELLA STRUMENTAZIONE UTILIZZATA	pag. 4
2.1.1	SONDA STANDARD.....	pag. 4
2.1.2	DISPOSITIVO DI PRESSURIZZAZIONE.....	pag. 5
2.1.3	UNITÀ DI CONTROLLO DELLE MISURE.....	pag. 5
2.2	METODOLOGIA DI ESECUZIONE DELLE PROVE.....	pag. 6
2.2.1	PREPARAZIONE.....	pag. 6
2.2.2	ACQUISIZIONE DEI DATI.....	pag. 6
2.3	ELABORAZIONE DEI DATI.....	pag. 7
2.3.1	TARATURE	pag. 7
2.3.2	ELABORAZIONE DEI DATI E RESTIT. DEI RISULTATI....	pag. 7
2.3.3	COMPENDIO DEI RISULTATI.....	pag. 9
3	ALLEGATI	pag.10

1 - INTRODUZIONE

Per conto di Ecodeco sono state eseguite a Cavaglià (VC), in data 01/03/2001, 3 prove pressiometriche in un foro di sondaggio.

Lo strumento utilizzato per l'esecuzione di tali prove è stato il pressimetro da foro *Apageo* tipo *Menard* dotato di sonda standard da 58 mm. La strumentazione utilizzata è idonea sia per terreni che per materiale lapideo intensamente fratturato.

La presente relazione è così articolata:

- Descrizione particolareggiata della strumentazione utilizzata e della metodologia di esecuzione delle prove (preparazione, acquisizione dei dati e restituzione dei risultati).
- Elaborazione dei dati. Per ciascuna prova pressiometrica sono state calcolate analiticamente le seguenti grandezze caratteristiche: la pressione e il volume iniziale, la pressione e volume finale o di scorrimento, il modulo pressiometrico ed il modulo di taglio riportando i grafici relativi alle deformazioni indotte.

2 - PRESSIOMETRO MENARD

2.1 - CARATTERISTICHE TECNICHE DELLA STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

Il pressiometro di tipo *Menard* ha un campo d'applicazione particolarmente ampio essendo impiegabile in argille, sabbie da sciolte a cementate, terreni contenenti ghiaia da sciolti a parzialmente cementati ed in rocce fortemente alterate e/o intensamente fratturate (residuali, ecc.).

I valori dei parametri di deformazione del terreno vengono ricavati indirettamente tramite il controllo e la misura del fluido iniettato all'interno della membrana della sonda.



2.1.1 - SONDA STANDARD

E' di forma cilindrica con un diametro di 58 mm e lunghezza 60 cm; è costituita da un'anima d'acciaio rivestita da una sottile membrana di gomma, assicurata ad entrambe le estremità tramite manicotti in modo da garantire la tenuta dello strumento. Questa membrana è a sua volta rivestita da una guaina in gomma; tale guaina è scelta in funzione del tipo di

terreno oggetto delle indagini e può essere: "a grande inerzia", "a media inerzia" ed "a media inerzia lanternata".

La sonda comprende una cella centrale, posta tra due celle laterali (*di guardia*) non in comunicazione con esse.

La **cella centrale** è riempita di acqua distillata e collegata ad un serbatoio in superficie che funge da separatore aria-acqua. La pressione è fornita da gas neutro (azoto). Tramite la misurazione della variazione del volume dell'acqua iniettata nella cella si risale, indirettamente, al valore della variazione del raggio del foro.

Le **celle di guardia** sono anch'esse dotate di membrana elastica e possono essere espanse tramite l'iniezione di azoto attraverso un circuito indipendente da quello della cella centrale di misura. Esse hanno la funzione di impedire che la cella centrale si espanda in direzioni diverse da quelle radiali.

La pressione cui sono sottoposte le celle di guardia deve essere sempre di un bar inferiore a quella presente all'interno della cella centrale, per cui grande cura deve essere posta nella valutazione del carico idrostatico presente nella cella centrale.

2.1.2 - DISPOSITIVO DI PRESSURIZZAZIONE

La pressurizzazione della sonda pressiometrica viene eseguita tramite azoto; i massimi valori di pressione raggiungibili dallo strumento sono prossimi a 6 MPa.

Una bombola di azoto compresso viene collegata alla centralina posta in superficie che ne permette la regolazione in entrata tramite un manometro analogico; altri due manometri regolano la pressione in uscita (all'interno della sonda): uno è relativo al gas immesso nelle celle di guardia, l'altro all'acqua che alimenta la cella centrale.

Tubicini flessibili della lunghezza di 45 m costituiscono la connessione tra la centralina posta in superficie e la sonda pressiometrica.

2.1.3 - UNITA' DI CONTROLLO DELLE MISURE

Oltre ai manometri prima descritti, comprende il dispositivo di misura per variazioni di volume del foro costituito da un tubo capillare trasparente graduato, posto in parallelo con il serbatoio dell'acqua, sul quale vengono effettuate le letture.

Sono inoltre presenti valvole che permettono di cambiare il manometro di lettura (a seconda delle pressioni) una valvola di spurgo aria-acqua, una valvola per la regolazione della pressione differenziale all'interno della sonda, raccordi rapidi per i tubicini di

collegamento con la sonda e con la bombola ed infine una valvola per pressurizzare la sonda.

2.2 - METODOLOGIA DI ESECUZIONE DELLA PROVA

2.2.1 - PREPARAZIONE

Sia in fase di esecuzione della prova che in fase di elaborazione risultano di fondamentale importanza le modalità con le quali viene eseguita la tasca di prova in modo da garantire il minor disturbo possibile al materiale evitando scavarnamenti, franamenti, instabilità di qualsiasi tipo.

Questo implica notevole cura affinché la prova sia eseguita in un foro con un diametro che sia il più vicino possibile a quello nominale dello strumento, utilizzando l'attrezzatura di perforazione più appropriata; il foro deve essere mantenuto pulito per prevenire l'accumulo di sedimenti che possano inficiare la prova alterando le caratteristiche di elasticità misurate o costituire un rischio per la sonda stessa.

Per tutte le prove la tasca è stata effettuata con un carotiere semplice (diam. 66 mm) mantenendo una velocità di rotazione e di avanzamento lenta e costante.

2.2.2 - ACQUISIZIONE DEI DATI

Immediatamente dopo la perforazione della tasca di prova viene inserita nel foro la sonda pressiométrica e, prima di collegarla tramite tubicini alla centralina di misura, si calibra il dispositivo di pressurizzazione in modo da fornire una pressione differenziale alle celle di guardia in modo che venga contrastata la pressione idrostatica della cella centrale in relazione alla profondità del test.

Le prove vengono eseguite, in accordo con la Committenza con modalità *stress-controlled* incrementando il carico per gradi facendo le misure per ogni gradino di deformazione corrispondente ai tempi di 30 e 60 sec. dall'avvenuta imposizione del carico.

I punti di misura per tracciare con sufficiente approssimazione una curva pressiométrica devono essere in numero tale da evidenziare i tratti più importanti di tale curva:

- la pressione corrispondente alla fine del tratto iniziale di ricompressione del terreno disturbato dalla perforazione
- la pressione corrispondente alla fine del tratto a comportamento elastico ed all'inizio del tratto di snervamento del terreno.

Nel corso della prova è necessario valutare correttamente i dati in acquisizione sia per identificare il volume V_0 corrispondente alla dimensione originale del foro sia per stimare se e quando si è raggiunta la pressione di scorrimento

2.3 - ELABORAZIONE DEI DATI

2.3.1 – TARATURE

La taratura è un'operazione essenziale per ottenere coppie di valori pressione-volume che tengano conto dei diversi fattori che possono influenzare i dati misurati rispetto a quelli effettivamente applicati al terreno.

Essa serve per prendere in giusta considerazione (in fase di elaborazione dei dati) l'influenza dei seguenti fattori:

- variazioni di volume o di raggio
- perdite di pressione

La taratura per l'elasticità dei tubi e del serbatoio aria-acqua si realizza inserendo la sonda pressiométrica in un tubo d'acciaio rigido e di grosso spessore; la membrana deve essere dilatata contro il tubo metallico indeformabile, aumentando la pressione per gradi fino ai valori presumibili delle successive prove in sito. Per i valori ottenuti si rimanda all'allegato T1.

La taratura della pressione viene eseguita facendo dilatare progressivamente la sonda pressiométrica senza contenimento (in aria libera) e misurando la pressione necessaria alle diverse deformazioni o volumi. Per i valori ottenuti si rimanda agli allegato TGI n° 1.

2.3.2 - ELABORAZIONE DEI DATI E RESTITUZIONE DEI RISULTATI

L'elaborazione dei dati viene condotta tramite software dedicato.

La prima operazione da effettuarsi in fase di elaborazione è rappresentata dalla correzione dei valori di pressione e di volume misurati in sito (V_{60} e P_1) tenendo conto di quanto detto nel precedente paragrafo.

Il volume corretto (V) si ottiene sottraendo (per ogni gradino di carico) la correzione di volume V_c (vedi T1) al corrispondente valore V_{60} (volume di lettura a 60 sec. dall'imposizione del carico).

La pressione corretta (P) si ottiene sommando alla pressione di lettura P_1 la pressione idrostatica esercitata dalla colonna d'acqua sulla cella di misura P_w e sottraendo il valore di correzione di pressione P_c (cfr. la taratura TGI n° 1).

Dalla serie di valori corretti si determinano le seguenti grandezze caratteristiche:

VOLUME e PRESSIONE INIZIALI $[V_0 \text{ e } P_0]$

Sono il volume e la pressione necessari per portare la sonda a contatto con la parete originale del foro recuperando anche l'eventuale volume dovuto al rigonfiamento del terreno; il punto avente per coordinate i valori V_0 e P_0 indica l'inizio del tratto a comportamento pseudo-elastico della curva pressiométrica.

VOLUME e PRESSIONE DI FLUAGE [V_f e P_f]

Pressione e volume corretti corrispondenti al termine del tratto a comportamento pseudo-elastico della curva sforzi-deformazioni; viene letta sul grafico della curva pressiometrica in corrispondenza della fine del tratto rettilineo: una conferma di tali valori può essere ottenuta comparando sullo stesso diagramma i volumi di scorrimento viscoso (*creep*) calcolati per ogni gradino di carico come differenza tra il volume a 60 secondi e quello a 30 secondi dall'imposizione del carico. Nel prove in esame, interamente svolte nel campo pseudo-elastico, vengono indicati come VOLUME e PRESSIONE FINALI.

MODULO DI TAGLIO [G]

Il modulo di taglio viene determinato nel tratto a comportamento elastico (rettilineo) della curva pressiometrica; la relazione è la seguente:

$$G = V_0 (\Delta P / \Delta V)$$

Con V_0 ricavato in funzione del volume iniziale della cavità, del volume iniziale di liquido immesso nella sonda, e del volume finale.

MODULO DI ELASTICITÀ [E]

Se si vuole esprimere il valore di deformazione attraverso il modulo di *Young* (di elasticità, o, meglio, *Modulo Pressiometrico*) si deve presupporre la conoscenza del coefficiente di *Poisson* (ν) in quanto:

$$E = 2G (1+\nu)$$

Per le prove eseguite è stato utilizzato un *coefficiente di Poisson* pari a 0,4.

2.3.3 - COMPENDIO DEI RISULTATI

Con l'esecuzione delle prove pressiometriche effettuate nel foro S1 si sono ottenuti i seguenti risultati:

SONDAGGIO [n. prova]	Prof. Prova m	LITOLOGIA	E (pressiom.) bar	G (taglio) bar
1	7.50	Ghiaie e sabbie con trovanti	1617	577.5
2	9.70	Ghiaie e sabbie con trovanti	873	311.8
3	12.40	Ghiaie e sabbie con trovanti	1312	468.6

I valori del modulo pressiometrico **E** e del modulo di taglio **G** sono stati calcolati utilizzando il valore di pressione corretta e di volume corretto corrispondenti all'ultimo gradino di misura di ogni prova, non potendo utilizzare i valori di pressione e di volume di scorrimento a causa dell'impossibilità di portare a rottura il terreno investigato.

Per tale motivo i valori calcolati devono essere considerati conservativi rispetto ai corrispettivi valori ottenibili portando a effettiva rottura il materiale, ma comunque indicativi delle caratteristiche meccaniche del materiale investigato.

La mancata rottura del terreno non ha consentito la determinazione della pressione limite i cui valori devono essere ritenuti, comunque, superiori ai valori di pressione massima raggiunti durante l'esecuzione delle corrispondenti prove.

3 - ALLEGATI

Per le prove pressiometriche sono riportati i seguenti allegati:

CERTIFICATO DI TARATURA DEI TUBICINI (T1)
CERTIFICATO DI TARATURA DELLE GUAINA (TGI n° 1)

Per ogni singola prova sono inoltre riportati i seguenti allegati:

- Descrizione dell'attrezzatura e delle modalità di prova
- Tabella e grafico dei valori di lettura
- Tabella e grafico dei valori corretti
- Grafico *Volume vs Creep*
- Parametri caratteristici

CAVAGLIA' (VC)

PROVE PRESSIOMETRICHE MENARD

ALLEGATI

prove pressiometriche
PRESSIOMETRO MENARD

elaborazioni

Procedura Tecnica di riferimento : **PT001 - 04**

DATI IDENTIFICATIVI DELLA PROVA

Committente **ECODECO**
Località **Cavaglià**
Operatore **Dr. Ruggero Passaro**
Sondaggio **S1**
Data **01/03/01**

Sigla prova **1**

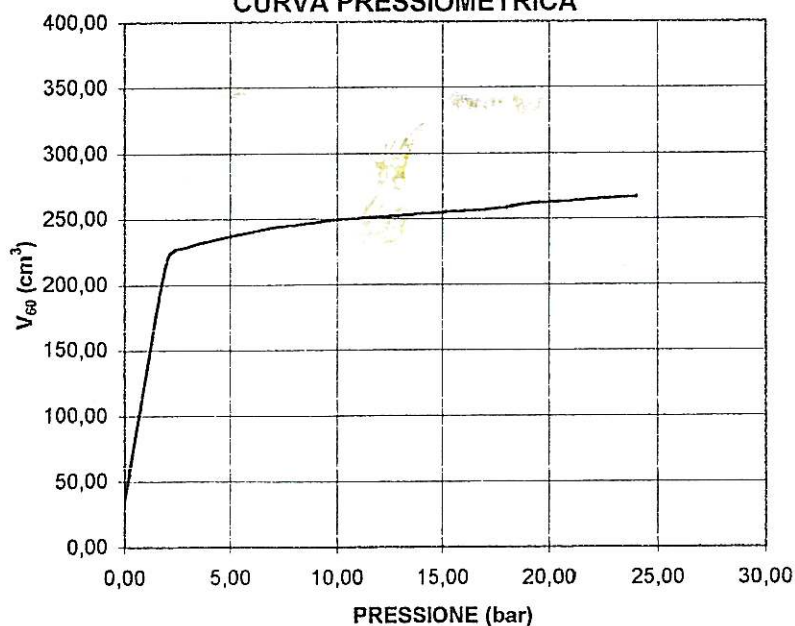
CARATTERISTICHE DEL SONDAGGIO

Profondità fluidi dal p.c. [m] **/**
Profondità del sondaggio [m] **7,8**
Metodo di perforazione tasca di prova **carotiere semplice**
Diam. della tasca di prova [mm] **66**

CARATTERISTICHE DEL SISTEMA PRESSIOMETRICO

GUAINA					
n.	1	tipo	GRANDE INERZIA	taratura di pressione	TGI n°1
TUBICINI					
n.	1	lungh.	45 (m)	taratura di volume	T1
H manometro da p.c.	[m]	1		H tasca	[m] 0,8
Densità del liquido	[KN/m ³]	9,81		Volume sonda	[cm ³] 492

CURVA PRESSIOMETRICA



QUOTA DI PROVA

[m]
7,50

MODULO PRESSIOMETRICO

[E]
[bar]
1617

LITOLOGIA

**Ghiaie e sabbie con
trovanti**

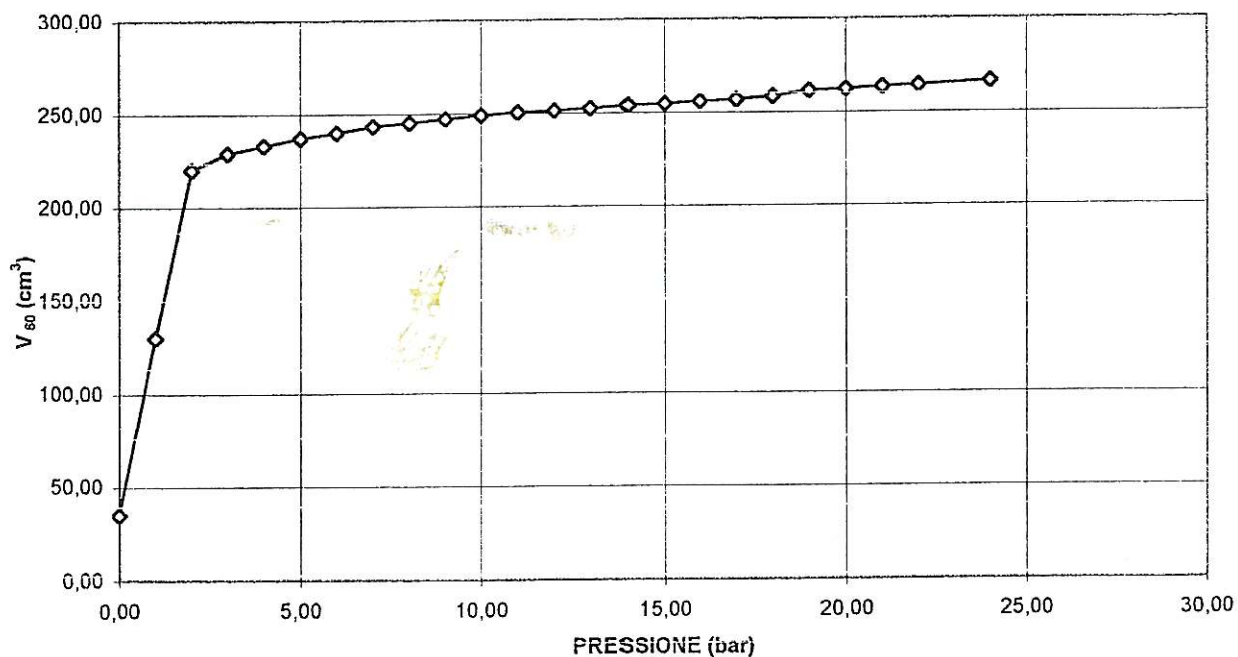
 Prova pressiométrica con pressiometro *MENARD*

PROVA PRESSIOMETRICA

I

PI (bar)	t (sec)	V (cm ³)	PI (bar)	t (sec)	V (cm ³)	PI (bar)	t (sec)	V (cm ³)
0,00	---	35,0	8,00	15	---	16,00	15	---
	---			30	245,0		30	256,0
	---			60	245,0		60	256,0
1,00	15	---	9,00	15	---	17,00	15	---
	30	96,0		30	247,0		30	257,0
	60	130,0		60	247,0		60	257,0
2,00	15	---	10,00	15	---	18,00	15	---
	30	197,0		30	249,0		30	258,0
	60	220,0		60	249,0		60	258,5
3,00	15	---	11,00	15	---	19,00	15	---
	30	227,0		30	250,5		30	260,0
	60	229,0		60	250,5		60	261,5
4,00	15	---	12,00	15	---	20,00	15	---
	30	231,0		30	251,5		30	262,5
	60	233,0		60	251,5		60	262,5
5,00	15	---	13,00	15	---	21,00	15	---
	30	236,0		30	252,5		30	263,5
	60	237,0		60	252,5		60	263,5
6,00	15	---	14,00	15	---	22,00	15	---
	30	239,0		30	254,0		30	264,5
	60	240,0		60	254,0		60	264,5
7,00	15	---	15,00	15	---	24,00	15	---
	30	243,0		30	255,0		30	266,0
	60	243,5		60	255,0		60	266,5

PRESSIONE vs DEFORMAZIONE (valori di lettura)



 Prova pressiométrica con pressiometro *MENARD*

PROVA PRESSIOMETRICA

I

ELABORAZIONE DEI DATI

	P_1	V_{60}	$P_1 + P_w$	P_c	P	V_c	V	creep
	(bar)	(cm ³)	(bar)	(bar)	(bar)	(cm ³)	(cm ³)	(cm ³)
1	0,00	35,00	0,83	0,15	0,69	0,00	35,00	0,0
2	1,00	130,00	1,83	0,55	1,28	0,53	129,47	34,00
3	2,00	220,00	2,83	0,93	1,90	1,05	218,95	23,00
4	3,00	229,00	3,83	0,97	2,86	1,58	227,42	2,00
5	4,00	233,00	4,83	0,99	3,85	2,11	230,89	2,00
6	5,00	237,00	5,83	1,01	4,83	2,63	234,37	1,00
7	6,00	240,00	6,83	1,02	5,82	3,16	236,84	1,00
8	7,00	243,50	7,83	1,03	6,80	3,69	239,81	0,50
9	8,00	245,00	8,83	1,04	7,79	4,21	240,79	0,00
10	9,00	247,00	9,83	1,05	8,79	4,74	242,26	0,00
11	10,00	249,00	10,83	1,06	9,78	5,27	243,73	0,00
12	11,00	250,50	11,83	1,06	10,77	5,79	244,71	0,00
13	12,00	251,50	12,83	1,07	11,77	6,32	245,18	0,00
14	13,00	252,50	13,83	1,07	12,76	6,85	245,65	0,00
15	14,00	254,00	14,83	1,08	13,76	7,37	246,63	0,00
16	15,00	255,00	15,83	1,08	14,75	7,90	247,10	0,00
17	16,00	256,00	16,83	1,09	15,75	8,43	247,57	0,00
18	17,00	257,00	17,83	1,09	16,74	8,95	248,05	0,00
19	18,00	258,50	18,83	1,10	17,74	9,48	249,02	0,50
20	19,00	261,50	19,83	1,11	18,72	10,01	251,49	1,50
21	20,00	262,50	20,83	1,11	19,72	10,53	251,97	0,00
22	21,00	263,50	21,83	1,12	20,72	11,06	252,44	0,00
23	22,00	264,50	22,83	1,12	21,71	11,59	252,91	0,00
24	24,00	266,50	24,83	1,13	23,70	12,64	253,86	0,50

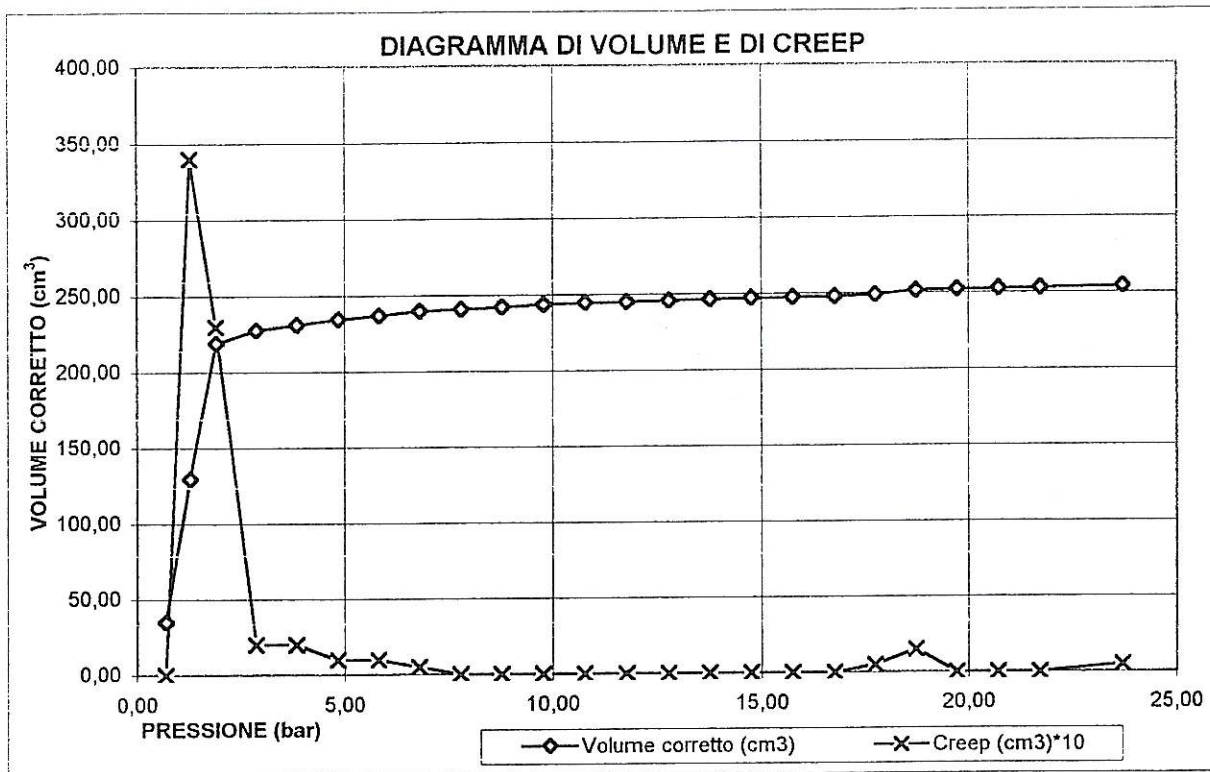
LEGENDA

 P_1 = Pressione di lettura al manometro V_{60} = Volume di lettura a 60 secondi P_w = Pressione del battente idraulico = $0,0981 H - h$ $(H = \text{distanza centro sonda-manometro, } h = \text{prof. fluidi in foro})$ P_c = Correzione di press. = V_{60}/a con a ricavato dal certif. TGI n°1 P = Pressione corretta ($P_1 + P_w - P_c$) V_c = Correzione di volume = $P_1 * A$ con A ricavato dal certif. T1 V = Volume corretto ($V = V_{60} - V_c$)Creep = $V_{60} - V_{30}$

Prova pressiometrica con pressimetro *MENARD*

PROVA PRESSIOMETRICA

1



 Prova pressiométrica con pressimetro *MENARD*

PROVA PRESSIOMETRICA

I

PARAMETRI CARATTERISTICI

P_0	=	Pressione iniziale (bar)	=	3,01
V_0	=	Volume iniziale (cm^3)	=	227,4
P_f	=	Pressione finale (bar)	=	23,85
V_f	=	Volume finale (cm^3)	=	253,9
V_i	=	Volume sonda ad altezza p.c. (cm^3)	=	492
P_{lim}	=	Pressione limite (bar)	=	...*
G	=	Modulo di taglio (bar)	=	577,5
		Vale: $G = [V_i + (V_f + V_0)/2](P_f - P_0)/(V_f - V_0)$		
E	=	Modulo pressiométrico (bar)	=	1617
		Vale: $E = 2G(1 + \nu)$ con $\nu = 0,4$		

* Il valore di pressione limite non è stato calcolato perché il materiale non è arrivato a rottura

prove pressiometriche
PRESSIOMETRO MENARD

elaborazioni

Procedura Tecnica di riferimento : **PT001 - 04**

DATI IDENTIFICATIVI DELLA PROVA

Committente **ECODECO**
Località **Cavaglià**
Operatore **Dr. Ruggero Passaro**
Sondaggio **S1**
Data **01/03/01**

Sigla prova **2**

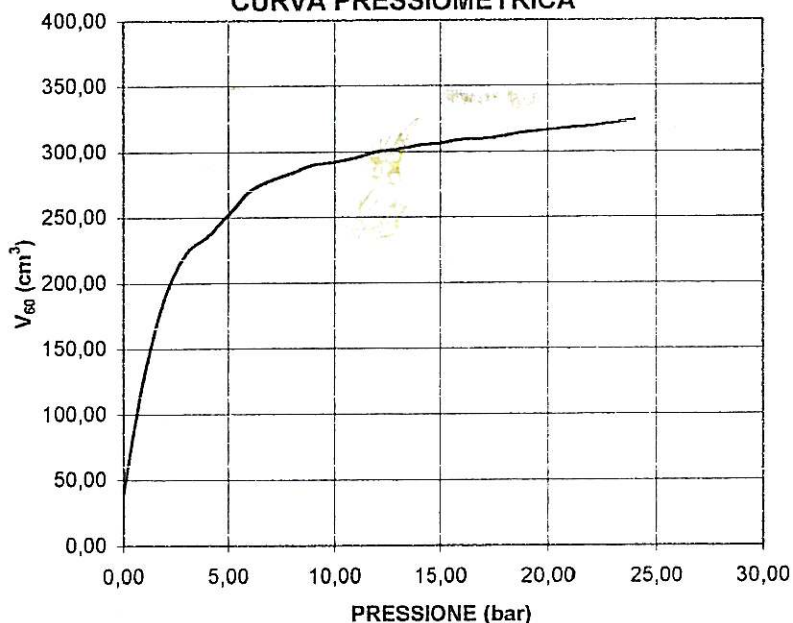
CARATTERISTICHE DEL SONDAGGIO

Profondità fluidi dal p.c. [m] /
Profondità del sondaggio [m] **10,0**
Metodo di perforazione tasca di prova **carotiere semplice**
Diam. della tasca di prova [mm] **66**

CARATTERISTICHE DEL SISTEMA PRESSIOMETRICO

GUAINA					
n.	1	tipo	GRANDE INERZIA	taratura di pressione	TGI n°1
TUBICINI					
n.	1	lungh.	45 (m)	taratura di volume	T1
H manometro da p.c.	[m]	1		H tasca	[m] 0,8
Densità del liquido	[KN/m ³]	9,81		Volume sonda	[cm ³] 492

CURVA PRESSIOMETRICA



QUOTA DI PROVA

[m]

9,70

MODULO PRESSIOMETRICO

[E]

[bar]

873

LITOLOGIA

Ghiaie e sabbie con trovanti

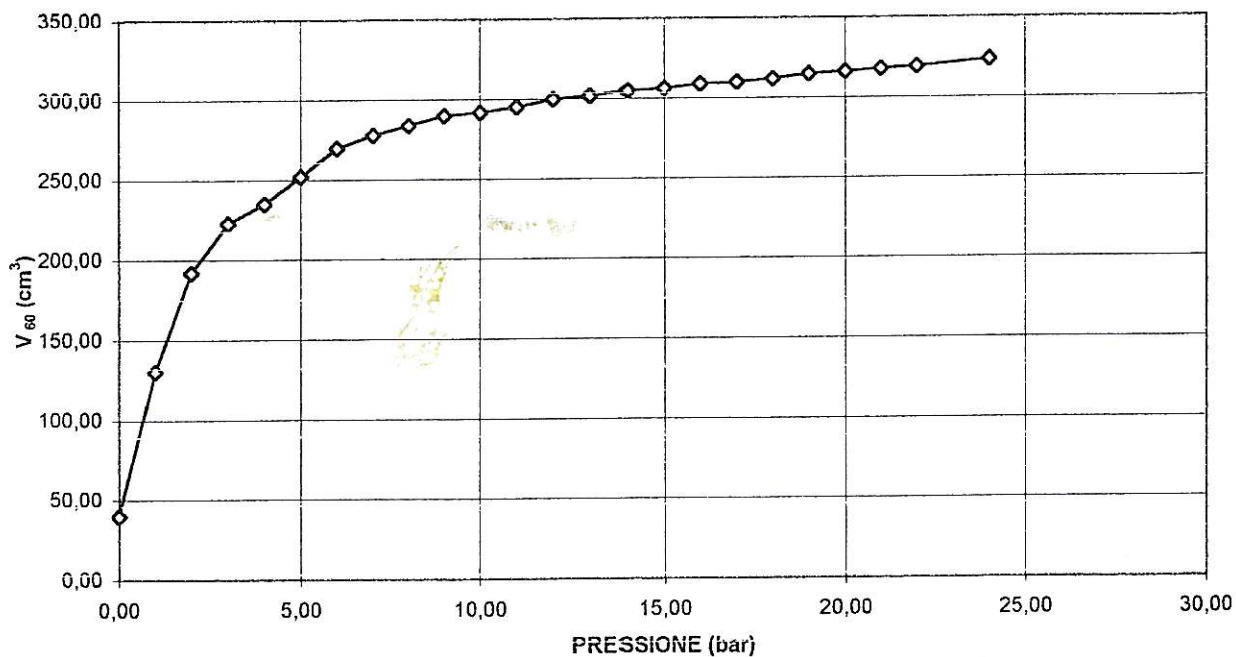
 Prova pressiométrica con pressiometro *MENARD*

PROVA PRESSIOMETRICA

2

PI (bar)	t (sec)	V (cm ³)	PI (bar)	t (sec)	V (cm ³)	PI (bar)	t (sec)	V (cm ³)
0,00	---	41,0	8,00	15	---	16,00	15	---
	---			30	283,0		30	308,5
	---			60	284,0		60	309,0
1,00	15	---	9,00	15	---	17,00	15	---
	30	125,0		30	289,0		30	310,0
	60	130,0		60	290,0		60	310,0
2,00	15	---	10,00	15	---	18,00	15	---
	30	180,0		30	291,5		30	312,0
	60	192,0		60	292,0		60	312,0
3,00	15	---	11,00	15	---	19,00	15	---
	30	218,0		30	295,0		30	315,0
	60	223,0		60	295,5		60	315,0
4,00	15	---	12,00	15	---	20,00	15	---
	30	232,0		30	299,5		30	316,5
	60	235,0		60	300,0		60	316,5
5,00	15	---	13,00	15	---	21,00	15	---
	30	249,0		30	301,5		30	318,0
	60	252,0		60	302,0		60	318,0
6,00	15	---	14,00	15	---	22,00	15	---
	30	269,0		30	304,5		30	319,5
	60	270,0		60	305,0		60	319,5
7,00	15	---	15,00	15	---	24,00	15	---
	30	277,0		30	306,0		30	323,5
	60	278,0		60	306,5		60	324,0

PRESSIONE vs DEFORMAZIONE (valori di lettura)



 Prova pressiométrica con pressiometro *MENARD*

PROVA PRESSIOMETRICA

2

ELABORAZIONE DEI DATI

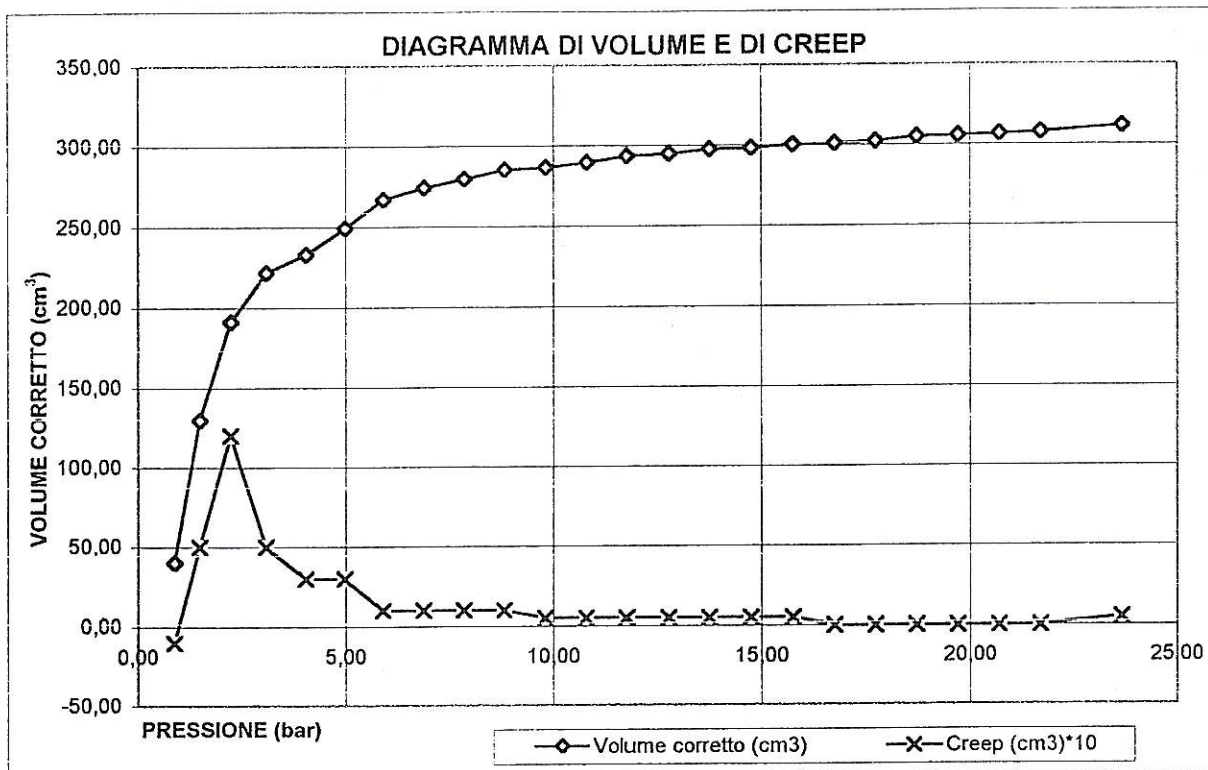
	P_1	V_{60}	$P_1 + P_w$	P_c	P	V_c	V	creep
	(bar)	(cm ³)	(bar)	(bar)	(bar)	(cm ³)	(cm ³)	(cm ³)
1	0,00	40,00	1,05	0,17	0,88	0,00	40,00	-1,0
2	1,00	130,00	2,05	0,55	1,50	0,53	129,47	5,00
3	2,00	192,00	3,05	0,81	2,23	1,05	190,95	12,00
4	3,00	223,00	4,05	0,95	3,10	1,58	221,42	5,00
5	4,00	235,00	5,05	1,00	4,05	2,11	232,89	3,00
6	5,00	252,00	6,05	1,07	4,98	2,63	249,37	3,00
7	6,00	270,00	7,05	1,15	5,90	3,16	266,84	1,00
8	7,00	278,00	8,05	1,18	6,87	3,69	274,31	1,00
9	8,00	284,00	9,05	1,21	7,84	4,21	279,79	1,00
10	9,00	290,00	10,05	1,23	8,82	4,74	285,26	1,00
11	10,00	292,00	11,05	1,24	9,81	5,27	286,73	0,50
12	11,00	295,50	12,05	1,25	10,80	5,79	289,71	0,50
13	12,00	300,00	13,05	1,27	11,78	6,32	293,68	0,50
14	13,00	302,00	14,05	1,28	12,77	6,85	295,15	0,50
15	14,00	305,00	15,05	1,29	13,76	7,37	297,63	0,50
16	15,00	306,50	16,05	1,30	14,75	7,90	298,60	0,50
17	16,00	309,00	17,05	1,31	15,74	8,43	300,57	0,50
18	17,00	310,00	18,05	1,32	16,73	8,95	301,05	0,00
19	18,00	312,00	19,05	1,32	17,73	9,48	302,52	0,00
20	19,00	315,00	20,05	1,34	18,71	10,01	304,99	0,00
21	20,00	316,50	21,05	1,34	19,71	10,53	305,97	0,00
22	21,00	318,00	22,05	1,35	20,70	11,06	306,94	0,00
23	22,00	319,50	23,05	1,36	21,69	11,59	307,91	0,00
24	24,00	324,00	25,05	1,37	23,67	12,64	311,36	0,50

LEGENDA P_1 = Pressione di lettura al manometro V_{60} = Volume di lettura a 60 secondi P_w = Pressione del battente idraulico = $0,0981 H - h$ *(H = distanza centro sonda-manometro, h = prof. fluidi in foro)* P_c = Correzione di press. = V_{60}/a con a ricavato dal certif. TGI n°1 P = Pressione corretta ($P_1 + P_w - P_c$) V_c = Correzione di volume = $P_1 * A$ con A ricavato dal certif. T1 V = Volume corretto ($V = V_{60} - V_c$)Creep = $V_{60} - V_{30}$

Prova pressiometrica con pressiometro *MENARD*

PROVA PRESSIOMETRICA

2



 Prova pressiometrica con pressimetro *MENARD*

PROVA PRESSIOMETRICA

2

PARAMETRI CARATTERISTICI

P_0	=	<i>Pressione iniziale (bar)</i>	=	6,01
V_0	=	<i>Volume iniziale (cm³)</i>	=	266,8
P_f	=	<i>Pressione finale (bar)</i>	=	23,78
V_f	=	<i>Volume finale (cm³)</i>	=	311,4
V_i	=	<i>Volume sonda ad altezza p.c. (cm³)</i>	=	492
P_{lim}	=	<i>Pressione limite (bar)</i>	=	...*
G	=	<i>Modulo di taglio (bar)</i>	=	311,8
		<i>Vale: $G = [V_i + (V_f + V_0)/2](P_f - P_0)/(V_f - V_0)$</i>		
E	=	<i>Modulo pressiometrico (bar)</i>	=	873
		<i>Vale: $E = 2G(1 + \nu)$ con $\nu = 0,4$</i>		

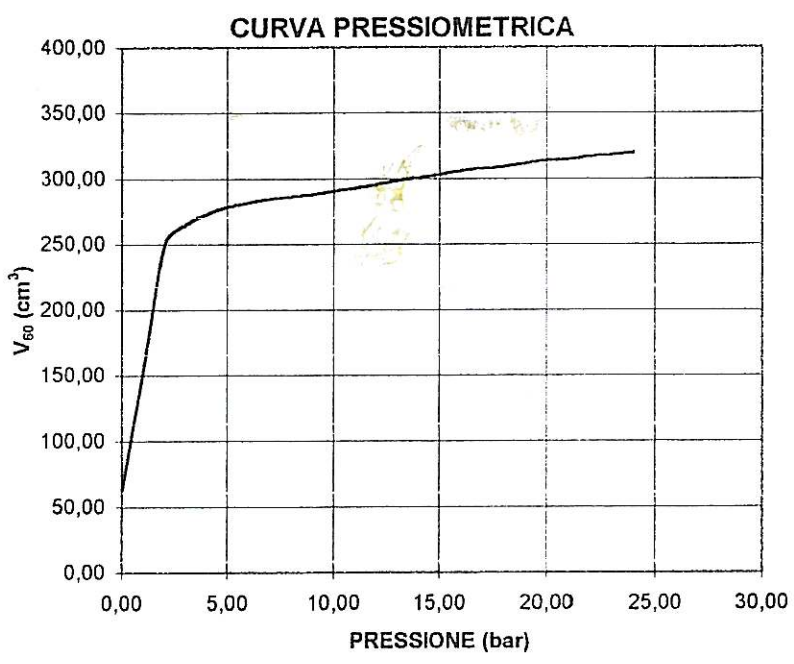
* Il valore di pressione limite non è stato calcolato perché il materiale non è arrivato a rottura

prove pressiometriche PRESSIOMETRO MENARD	
<i>elaborazioni</i>	
Procedura Tecnica di riferimento : PT001 - 04	

DATI IDENTIFICATIVI DELLA PROVA	
Committente	ECODECO
Località	Cavaglià
Operatore	Dr. Ruggero Passaro
Sondaggio	S1
Data	01/03/01
Sigla prova	3

CARATTERISTICHE DEL SONDAGGIO	
Profondità fluidi dal p.c.	[m] /
Profondità del sondaggio	[m] 12,7
Metodo di perforazione tasca di prova	carotiere semplice
Diam. della tasca di prova	[mm] 66

CARATTERISTICHE DEL SISTEMA PRESSIOMETRICO					
GUAINA					
n.	1	tipo	GRANDE INERZIA	taratura di pressione	TGI n°1
TUBICINI					
n.	1	lungh.	45 (m)	taratura di volume	T1
H manometro da p.c.	[m]	1	H tasca	[m]	0,8
Densità del liquido	[KN/m³]	9,81	Volume sonda	[cm³]	492



QUOTA DI PROVA
 [m]
12,40

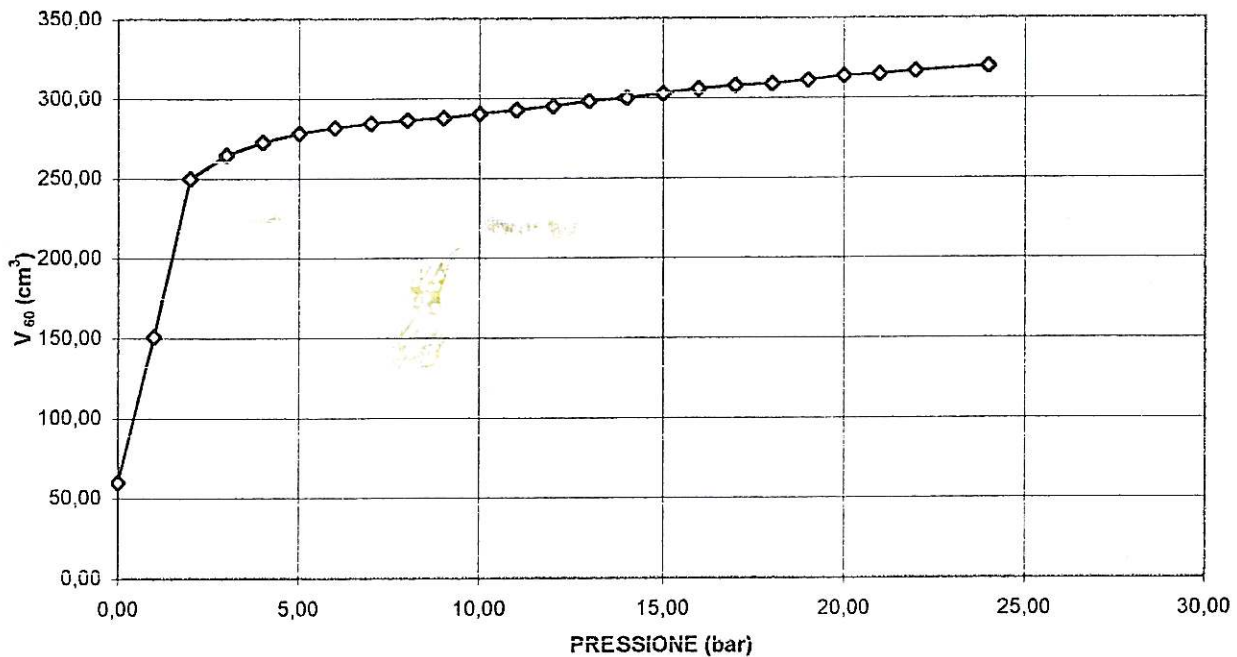
MODULO PRESSIOMETRICO
 [E]
 [bar]
1312

LITOLOGIA
Ghiaie e sabbie con trovanti

Prova pressiometrica con pressimetro MENARD

PROVA PRESSIOMETRICA**3**

PI (bar)	t (sec)	V (cm ³)	PI (bar)	t (sec)	V (cm ³)	PI (bar)	t (sec)	V (cm ³)
0,00	---	60,0	8,00	15	---	16,00	15	---
	---			30	286,0		30	305,5
	---			60	286,5		60	306,0
1,00	15	---	9,00	15	---	17,00	15	---
	30	120,0		30	288,0		30	307,5
	60	151,0		60	288,0		60	308,0
2,00	15	---	10,00	15	---	18,00	15	---
	30	221,0		30	290,0		30	309,0
	60	250,0		60	290,5		60	309,0
3,00	15	---	11,00	15	---	19,00	15	---
	30	258,0		30	292,5		30	311,0
	60	265,0		60	293,0		60	311,5
4,00	15	---	12,00	15	---	20,00	15	---
	30	269,0		30	295,0		30	313,5
	60	273,0		60	295,5		60	314,0
5,00	15	---	13,00	15	---	21,00	15	---
	30	277,0		30	298,0		30	315,0
	60	278,5		60	298,5		60	315,0
6,00	15	---	14,00	15	---	22,00	15	---
	30	281,0		30	300,5		30	317,0
	60	282,0		60	300,5		60	317,0
7,00	15	---	15,00	15	---	24,00	15	---
	30	284,0		30	303,0		30	319,5
	60	284,5		60	303,0		60	320,0

PRESSIONE vs DEFORMAZIONE (valori di lettura)

 Prova pressiométrica con pressiometro *MENARD*

PROVA PRESSIOMETRICA

3

ELABORAZIONE DEI DATI

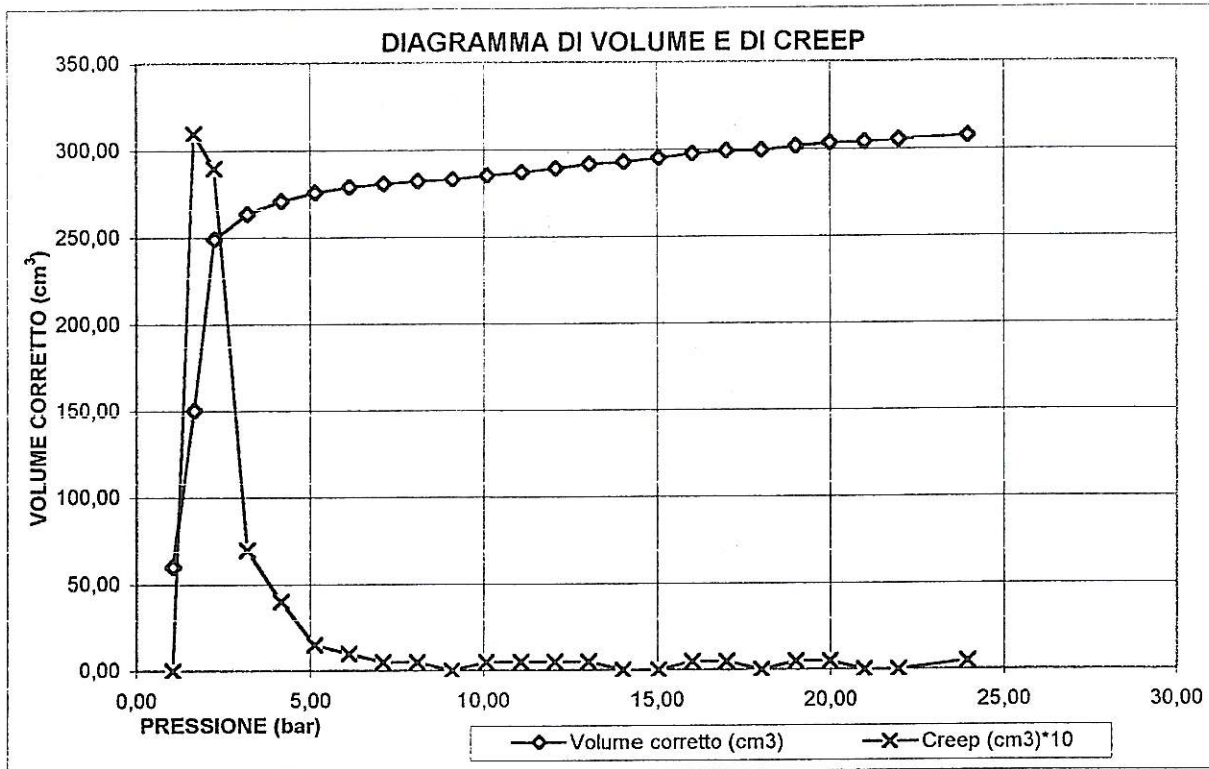
	P_1	V_{60}	$P_1 + P_w$	P_c	P	V_c	V	creep
	(bar)	(cm ³)	(bar)	(bar)	(bar)	(cm ³)	(cm ³)	(cm ³)
1	0,00	60,00	1,31	0,25	1,06	0,00	60,00	0,0
2	1,00	151,00	2,31	0,64	1,67	0,53	150,47	31,00
3	2,00	250,00	3,31	1,06	2,25	1,05	248,95	29,00
4	3,00	265,00	4,31	1,12	3,19	1,58	263,42	7,00
5	4,00	273,00	5,31	1,16	4,16	2,11	270,89	4,00
6	5,00	278,50	6,31	1,18	5,13	2,63	275,87	1,50
7	6,00	282,00	7,31	1,20	6,12	3,16	278,84	1,00
8	7,00	284,50	8,31	1,21	7,11	3,69	280,81	0,50
9	8,00	286,50	9,31	1,22	8,10	4,21	282,29	0,50
10	9,00	288,00	10,31	1,22	9,09	4,74	283,26	0,00
11	10,00	290,50	11,31	1,23	10,08	5,27	285,23	0,50
12	11,00	293,00	12,31	1,24	11,07	5,79	287,21	0,50
13	12,00	295,50	13,31	1,25	12,06	6,32	289,18	0,50
14	13,00	298,50	14,31	1,27	13,05	6,85	291,65	0,50
15	14,00	300,50	15,31	1,28	14,04	7,37	293,13	0,00
16	15,00	303,00	16,31	1,29	15,03	7,90	295,10	0,00
17	16,00	306,00	17,31	1,30	16,02	8,43	297,57	0,50
18	17,00	308,00	18,31	1,31	17,01	8,95	299,05	0,50
19	18,00	309,00	19,31	1,31	18,00	9,48	299,52	0,00
20	19,00	311,50	20,31	1,32	18,99	10,01	301,49	0,50
21	20,00	314,00	21,31	1,33	19,98	10,53	303,47	0,50
22	21,00	315,00	22,31	1,34	20,98	11,06	303,94	0,00
23	22,00	317,00	23,31	1,35	21,97	11,59	305,41	0,00
24	24,00	320,00	25,31	1,36	23,96	12,64	307,36	0,50

LEGENDA P_1 = Pressione di lettura al manometro V_{60} = Volume di lettura a 60 secondi P_w = Pressione del battente idraulico = $0,0981 H - h$ $(H = \text{distanza centro sonda-manometro}, h = \text{prof. fluidi in foro})$ P_c = Correzione di press. = V_{60}/a con a ricavato dal certif. TGI n°1 P = Pressione corretta ($P_1 + P_w - P_c$) V_c = Correzione di volume = $P_1 * A$ con A ricavato dal certif. T1 V = Volume corretto ($V = V_{60} - V_c$)Creep = $V_{60} - V_{30}$

Prova pressiometrica con pressimetro *MENARD*

PROVA PRESSIOMETRICA

3



 Prova pressiométrica con pressiometro *MENARD*

PROVA PRESSIOMETRICA

3

PARAMETRI CARATTERISTICI

P_0	=	Pressione iniziale (bar)	=	5,13
V_0	=	Volume iniziale (cm^3)	=	275,9
P_f	=	Pressione finale (bar)	=	23,96
V_f	=	Volume finale (cm^3)	=	307,4
V_i	=	Volume sonda ad altezza p.c. (cm^3)	=	492
P_{lim}	=	Pressione limite (bar)	=	...*
G	=	Modulo di taglio (bar)	=	468,6
		Vale: $G = [V_i + (V_f + V_0)/2](P_f - P_0)/(V_f - V_0)$		
E	=	Modulo pressiométrico (bar)	=	1312
		Vale: $E = 2G(1+v)$ con $v = 0,4$		

* Il valore di pressione limite non è stato calcolato perché il materiale non è arrivato a rottura

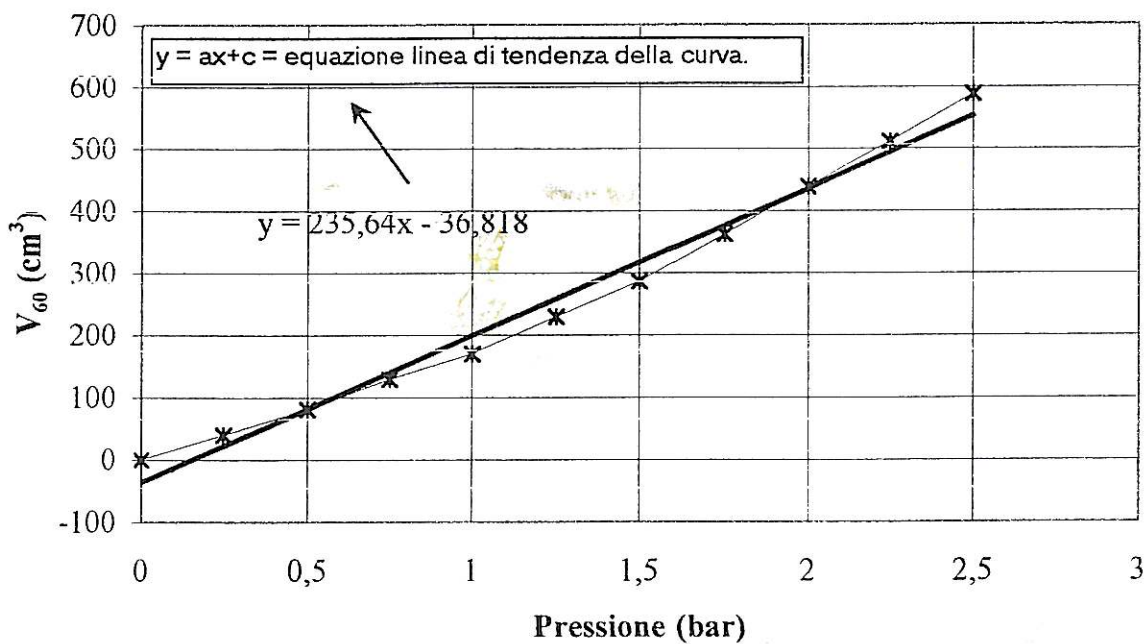
Prova pressiometrica con pressimetro *MENARD*

Certificato di TARATURA DELLE GUAINE: TGI n°1

DATA: 27/02/01
 LOCALITA': Calcinata BG
 OPERATORE: Dr. Luca Piazza

PI	t	V	PI	t	V	PI	t	V
(bar)	(sec)	(cm3)	(bar)	(sec)	(cm3)	(bar)	(sec)	(cm3)
0	15	---	1,5	15	---		15	---
	30	---		30	---		30	---
	60	0,0		60	286,0		60	---
0,25	15	---	1,75	15	---		15	---
	30	---		30	---		30	---
	60	40,0		60	362,0		60	---
0,5	15	---	2	15	---		15	---
	30	---		30	---		30	---
	60	81,0		60	439,0		60	---
0,75	15	---	2,25	15	---		15	---
	30	---		30	---		30	---
	60	129,0		60	511,0		60	---
1	15	---	2,5	15	---		15	---
	30	---		30	---		30	---
	60	170,0		60	588,0		60	---
1,25	15	---		15	---		15	---
	30	---		30	---		30	---
	60	229,0		60	---		60	---

Deformazione del sistema guaine con sonda in aria libera



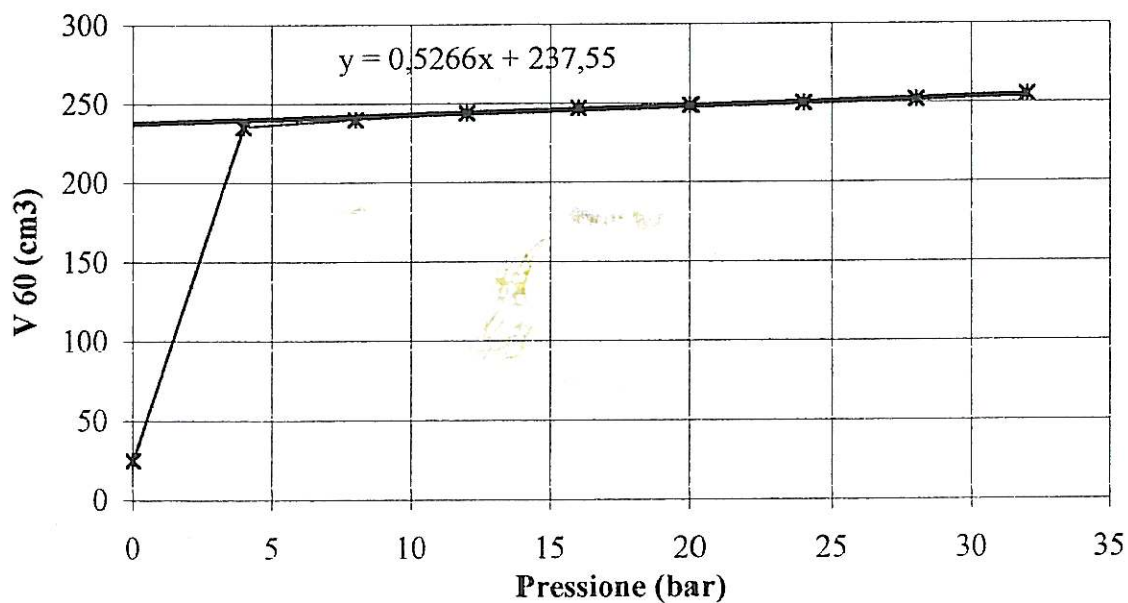
Prova pressiometrica con pressimetro *MENARD*

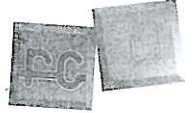
Certificato di taratura dei tubicini: T 1

DATA: 09/01/01
 LOCALITA': Calciate
 OPERATORE: dr. Andrea Zagato

PI (bar)	t (sec)	V (cm3)	PI (bar)	t (sec)	V (cm3)	PI (bar)	t (sec)	V (cm3)
0	15	---	24	15	---		15	---
	30	---		30	---		30	---
	60	250,0		60	250,0		60	---
4	15	---	28	15	---		15	---
	30	---		30	---		30	---
	60	235,0		60	252,0		60	---
8	15	---	32	15	---		15	---
	30	---		30	---		30	---
	60	240,0		60	255,0		60	---
12	15	---		15	---		15	---
	30	---		30	---		30	---
	60	244,0		60	---		60	---
16	15	---		15	---		15	---
	30	---		30	---		30	---
	60	247,0		60	---		60	---
20	15	---		15	---		15	---
	30	---		30	---		30	---
	60	248,5		60	---		60	---

Deformazione del sistema sonda + tubicini in tubo calibratore





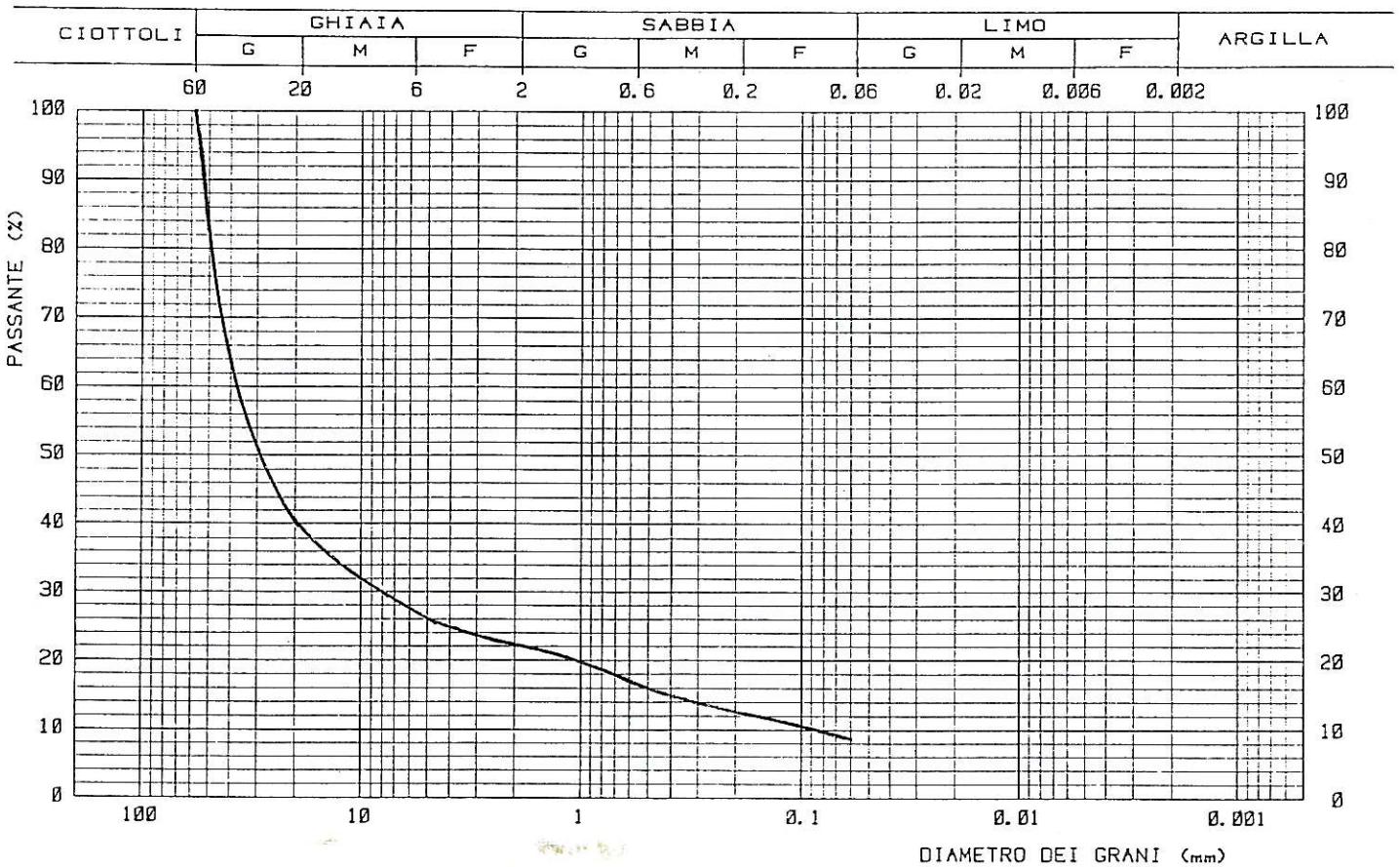
PROVE DI LABORATORIO



ANALISI GRANULOMETRICA

COMMITTENTE : ECODECO
 CANTIERE : CAVAGLIA
 SONDAGGIO : 1 CAMPIONE : B
 PROVA/E : PROF. : m 10,0±11,0
 DATA FINE PROVA/E : Marzo 01

Operatore: G. Magni



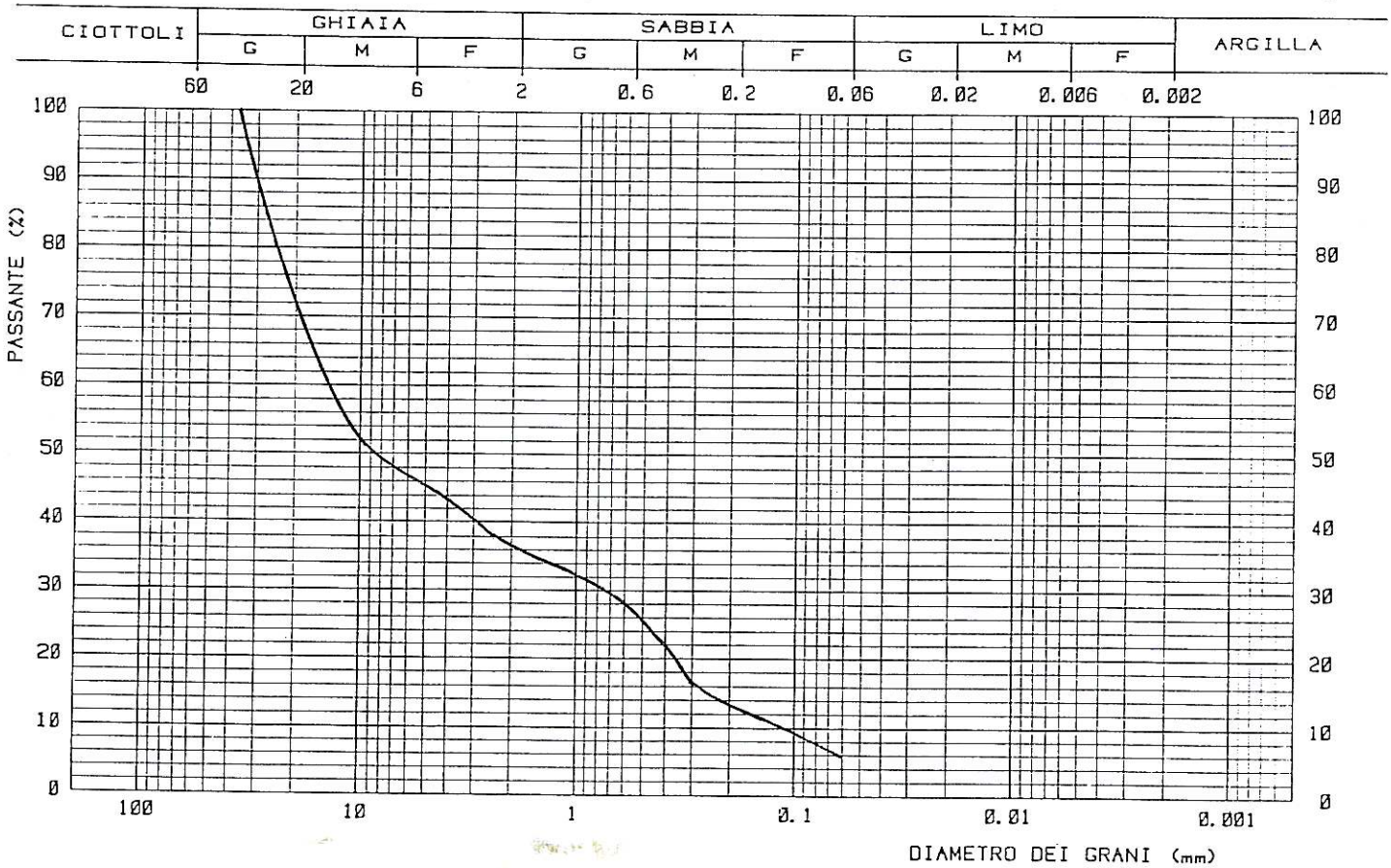
PROVA	SIMBOLO	PROFONDITA'		DESCRIZIONE	% CIOTT.	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA	D ₆₀	D ₁₀	U
		da m	a m									
		10.0	11.0	Ghiaia sabbiosa, debolmente limosa.		78	13	9		38.0	0.084	452.4

NOTE

ANALISI GRANULOMETRICA

COMMITTENTE : . ECODECO
 CANTIERE : CAVAGLIA
 SONDAGGIO : . . . 1 CAMPIONE : . . C
 PROVA/E : PROF. : m. 15.0±16.0
 DATA FINE PROVA/E : . Marzo 01

Operatore: G. Magni



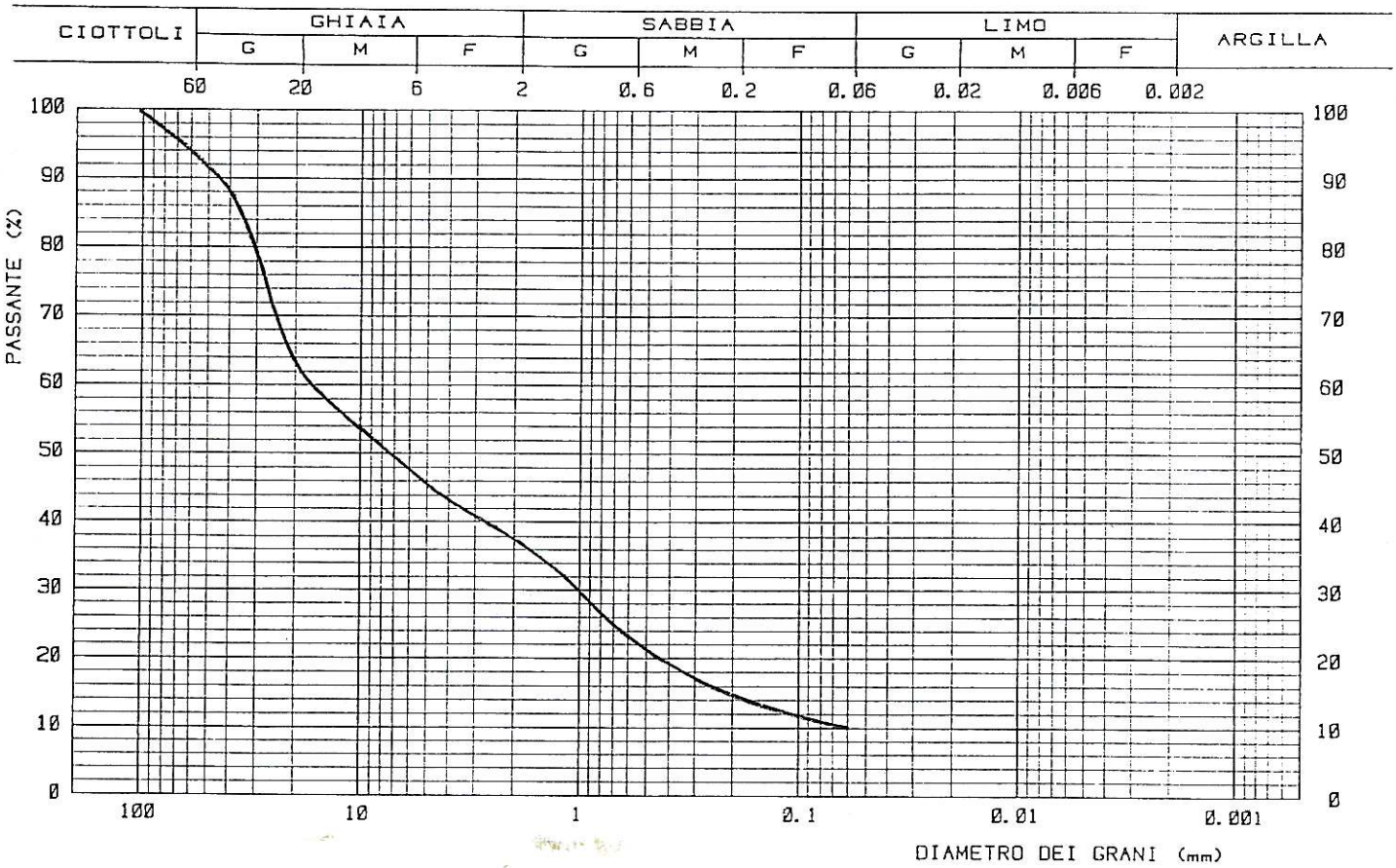
PROVA	SIMBOLO	PROFONDITA'		DESCRIZIONE	% CIOTT.	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA	D ₅₀	D ₁₀	U
		da m	a m									
		15.0	16.0	Ghiaia con sabbia, debolmente limosa.		63	31	6		15.0	0.12	125.0

NOTE

ANALISI GRANULOMETRICA

COMMITTENTE : ECODECO
 CANTIERE : ... CAVAGLIA
 SONDAGGIO : ... 2 ... CAMPIONE : ... A ...
 PROVA/E : ... PROF. : m. 6.0±7.0
 DATA FINE PROVA/E : Marzo 01

Operatore: G. Magni



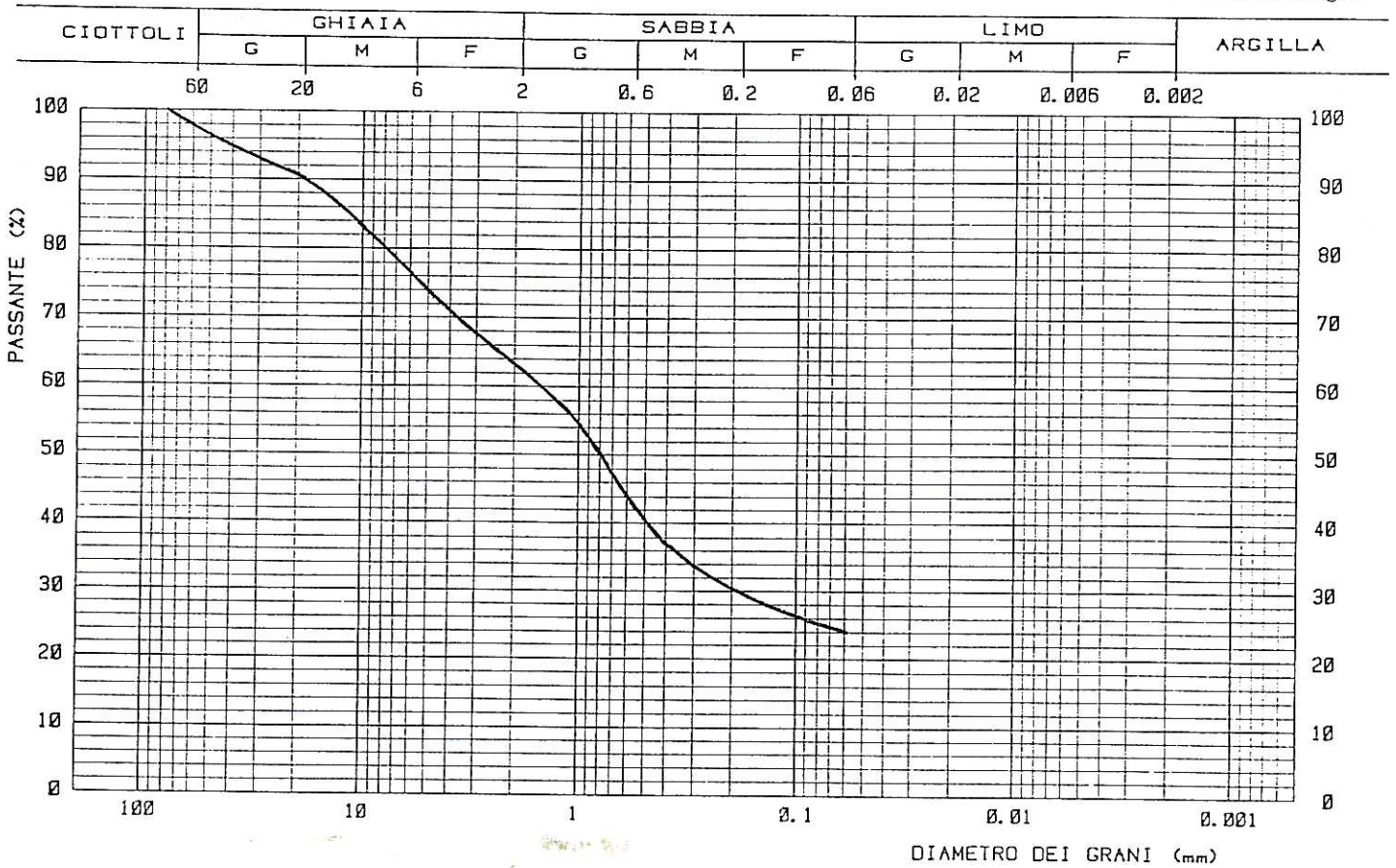
PROVA	SIMBOLO	PROFONDITA'		DESCRIZIONE	% CIOTT.	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA	D ₆₀	D ₁₀	U
		da m	a m									
		6.0	7.0	Ghiaia con sabbia, debolmente limosa-debolmente ciottolosa.	6	56	28	10		17.0	0.06	283.3

NOTE

ANALISI GRANULOMETRICA

COMMITTENTE : ECODECO
 CANTIERE : CAVAGLIA
 SONDAGGIO : 2 CAMPIONE : B
 PROVA/E : PROF. : m. 10.0±11.0
 DATA FINE PROVA/E : Marzo 01

Operatore: G. Magni



PROVA	SIMBOLO	PROFONDITA'		DESCRIZIONE	% CIOTT.	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA	D ₆₀	D ₁₀	U
		da m	a m									
		10.0	11.0	Sabbia con ghiaia, limosa con tracce di ciottoli.	2	34	40	24*		1.6		

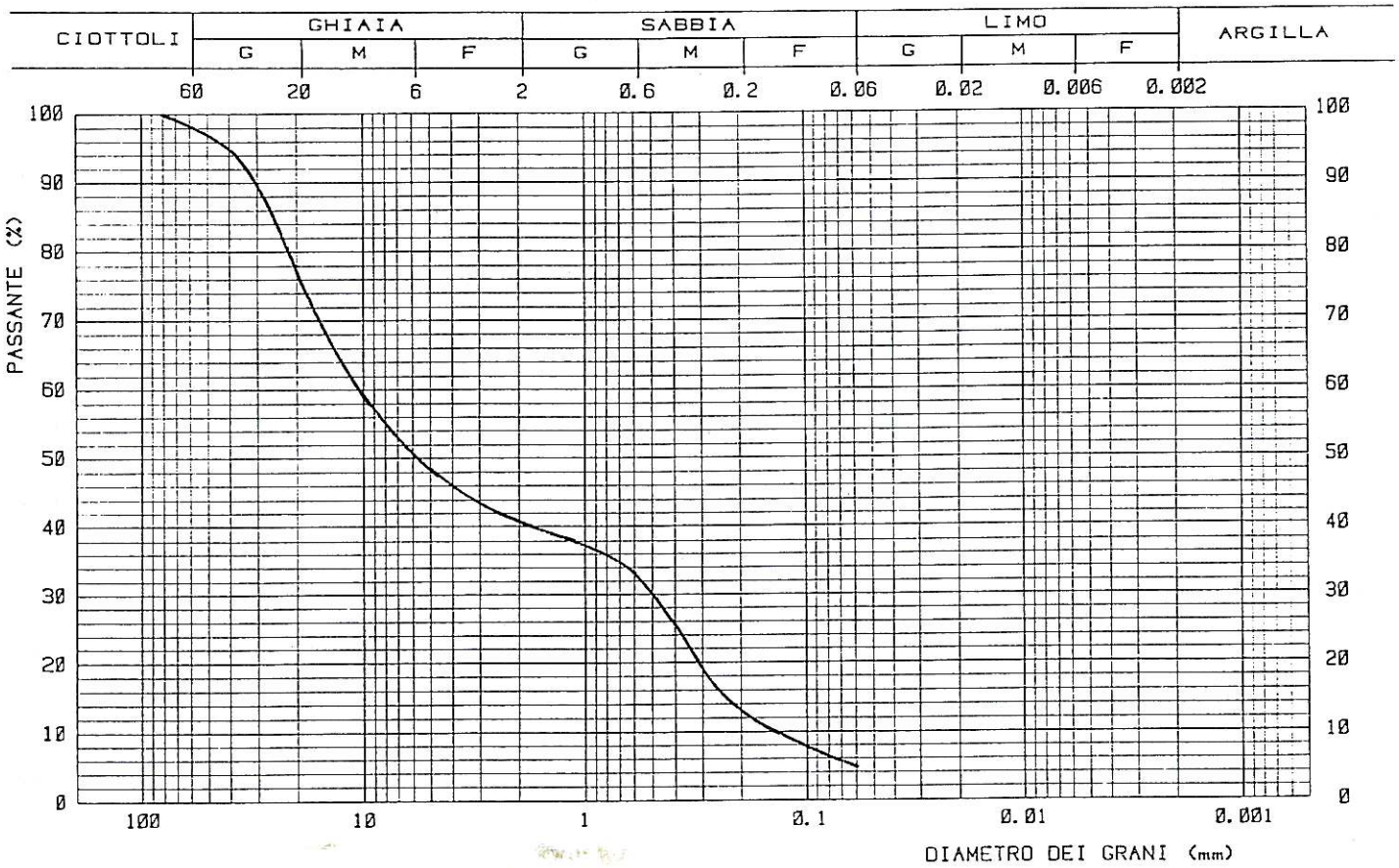
NOTE

* Compresa la % di argilla.

ANALISI GRANULOMETRICA

COMMITTENTE : . ECODECO
 CANTIERE : CAVAGLIA
 SONDAGGIO : . . . 2 CAMPIONE : . . C
 PROVA/E : PROF. : m 15.0±16.0
 DATA FINE PROVA/E : . Marzo 01

Operatore:G.Magni



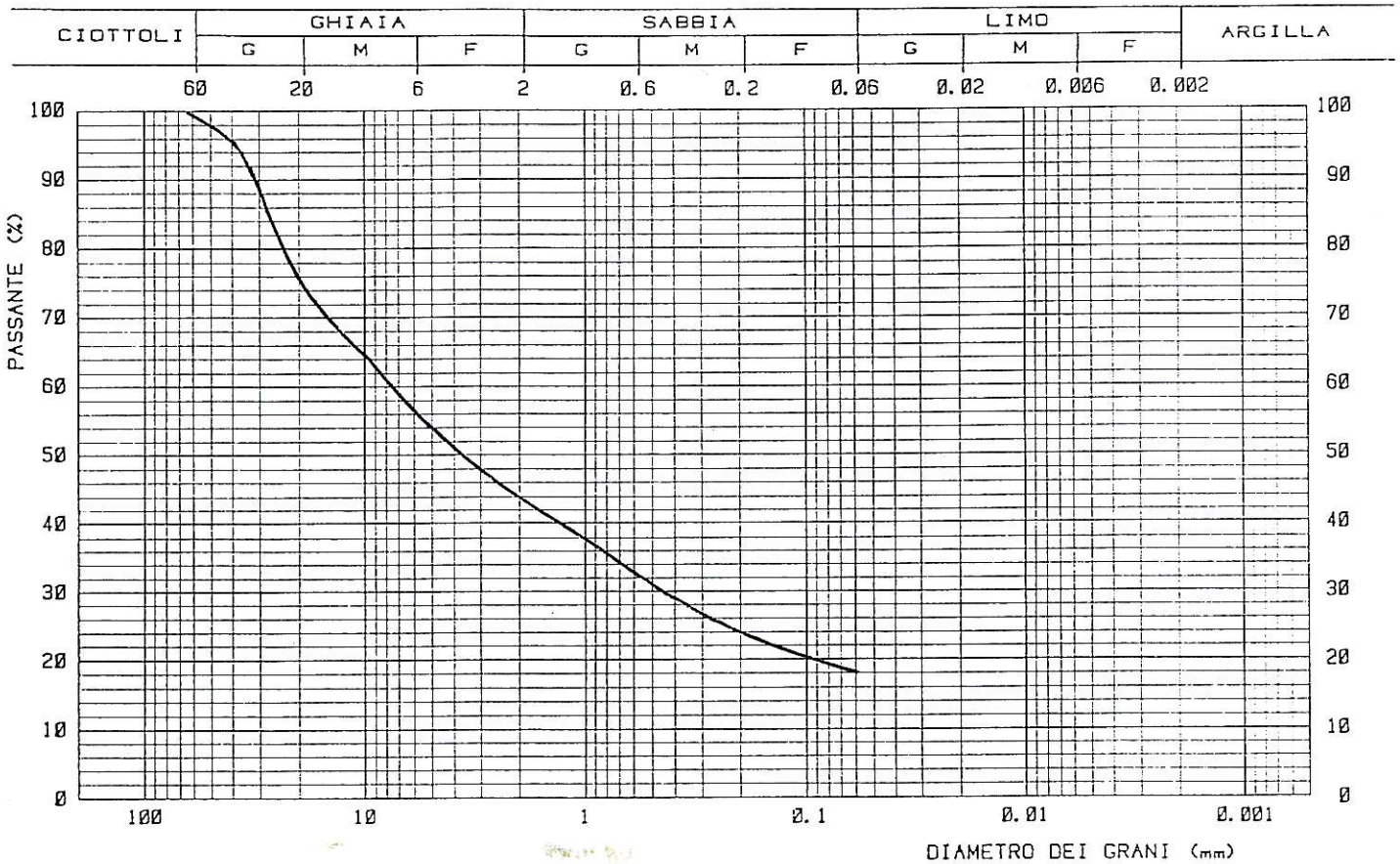
PROVA	SIMBOLO	PROFONDITA'		DESCRIZIONE	% CIOTT.	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA	D ₆₀	D ₁₀	U
		da m	a m									
		15.0	16.0	Ghiaia con sabbia,debolmen- te limosa con tracce di ciottoli.	2	57	36	5		12.0	0.15	80.0

NOTE

ANALISI GRANULOMETRICA

COMMITTENTE : ECODECO
 CANTIERE : CAVAGLIA
 SONDAGGIO : 3 CAMPIONE : A
 PROVA/E : PROF. : m 6.0±7.0
 DATA FINE PROVA/E : Marzo 01

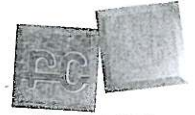
Operatore:G.Magni



PROVA	SIMBOLO	PROFONDITA'		DESCRIZIONE	% CIOTT.	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA	D ₆₀	D ₁₀	U
		da m	a m									
		6.0	7.0	Ghiaia con sabbia, limosa.		56	26	18*		7.4		

NOTE

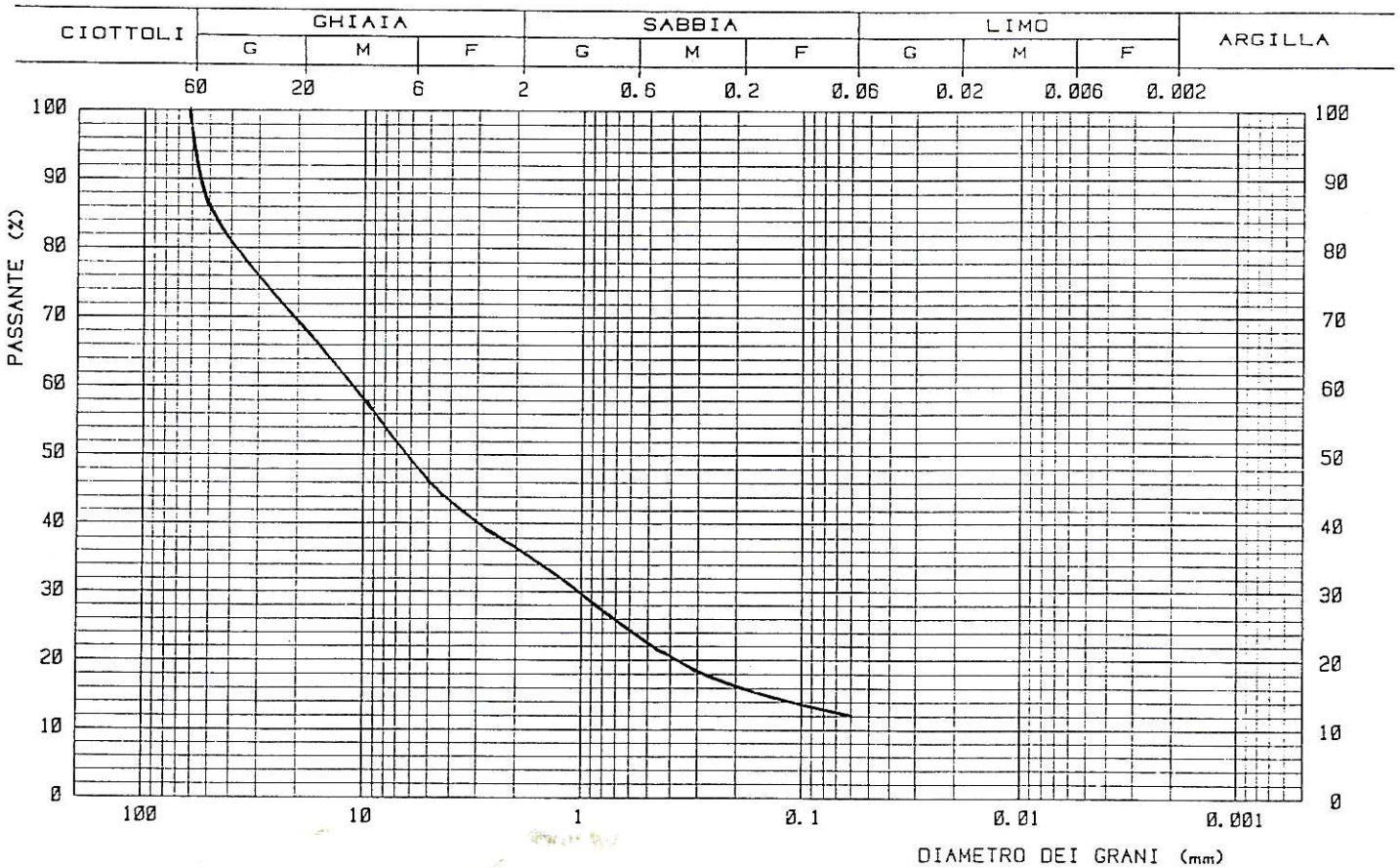
* Compresa la % di argilla.



ANALISI GRANULOMETRICA

COMMITTENTE : ECODECO
 CANTIERE : CAVAGLIA
 SONDAGGIO : 3 CAMPIONE : B
 PROVA/E : PROF. : m 11.0÷12.0
 DATA FINE PROVA/E : Marzo 01

Operatore: G. Magni



PROVA	SIMBOLO	PROFONDITA'		DESCRIZIONE	% CIOTT.	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA	D ₆₀	D ₁₀	U
		da m	a m									
		11.0	12.0	Ghiaia sabbiosa-limosa.		63	25	12*		12.0		

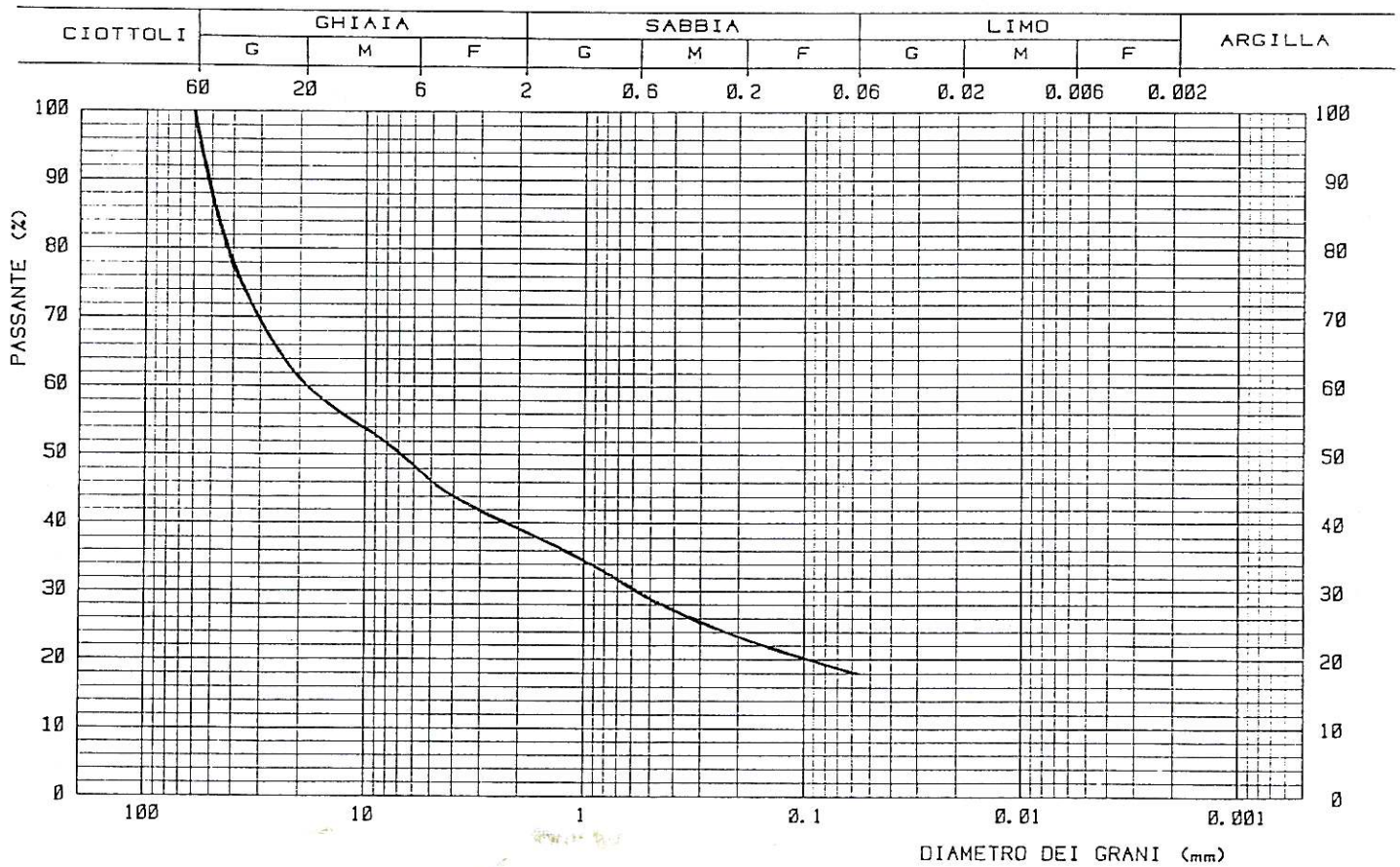
NOTE

* Compresa la % di argilla.

ANALISI GRANULOMETRICA

COMMITTENTE : ECODECO
 CANTIERE : CAVAGLIA
 SONDAGGIO : 4 CAMPIONE : A
 PROVA/E : PROF. : m. 7.0±8.0
 DATA FINE PROVA/E : Marzo.01

Operatore:G.Magni



PROVA	SIMBOLO	PROFONDITA'		DESCRIZIONE	% CIOTT.	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA	D ₆₀	D ₁₀	U
		da m	a m									
		7.0	8.0	Ghiaia sabbiosa-limosa.		61	21	18*		18.0		

NOTE
* Compresa la % di argilla.

ANALISI GRANULOMETRICA

COMMITTENTE : ECODECO

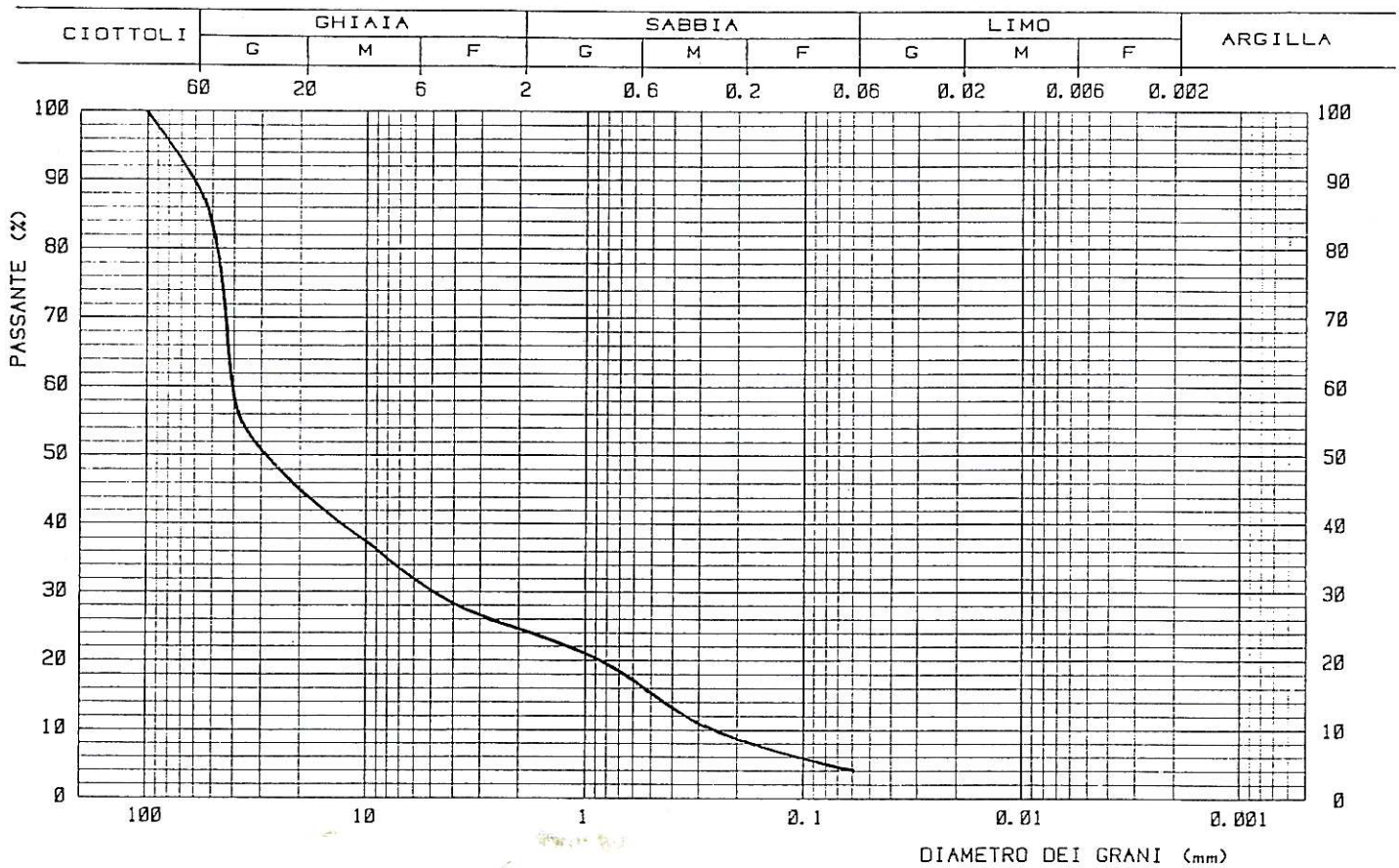
CANTIERE : CAVAGLIA

SONDAGGIO : 4 CAMPIONE : B

PROVA/E : PROF. : m. 15.0±16.0

DATA FINE PROVA/E : Marzo 01

Operatore:G.Magni



PROVA	SIMBOLO	PROFONDITA'		DESCRIZIONE	% CIOTT.	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA	D ₆₀	D ₁₀	U
		da m	a m									
		15.0	16.0	Ghiaia sabbiosa, debolmente ciottolosa con tracce di limo.	10	65	21	4		41.0	0.26	157.7

NOTE

ECODECO S.p.A.
Giussago

Comune di Cavaglià
Nuovo impianto trattamento rifiuti

INDAGINE GEOGNOSTICA
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

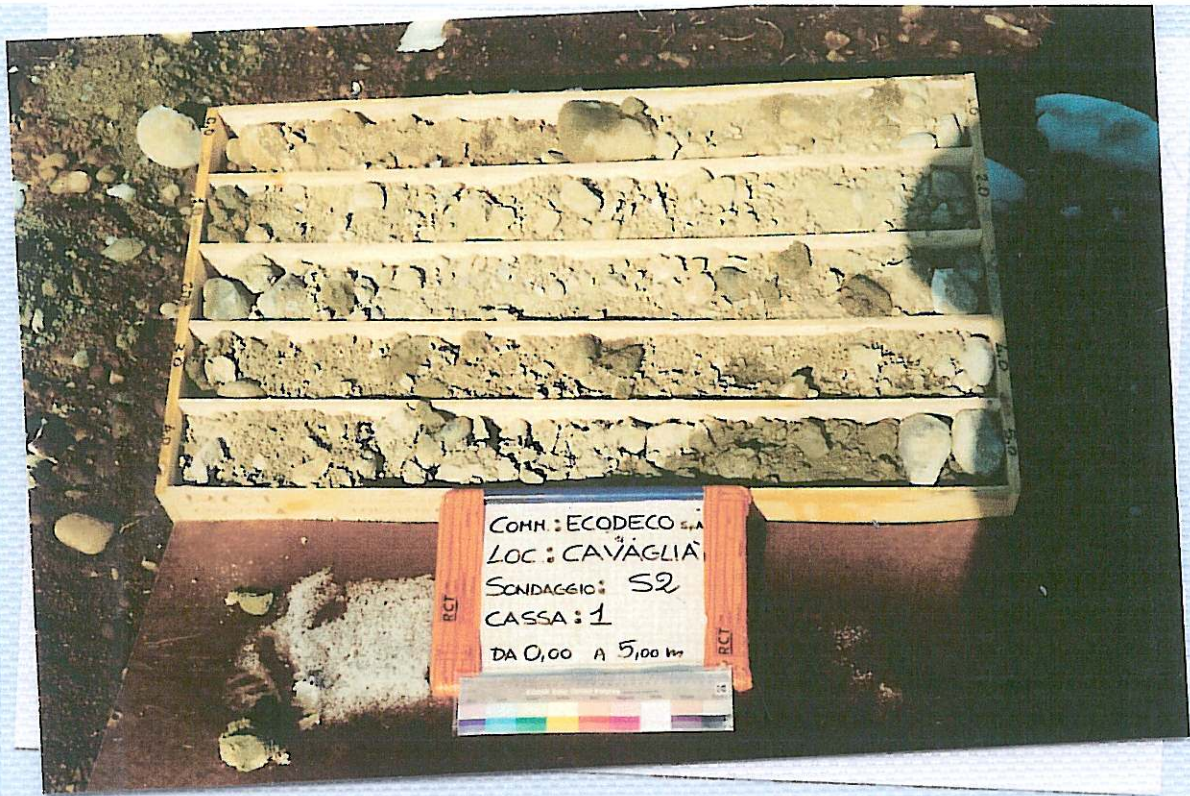
Commessa n. 2053

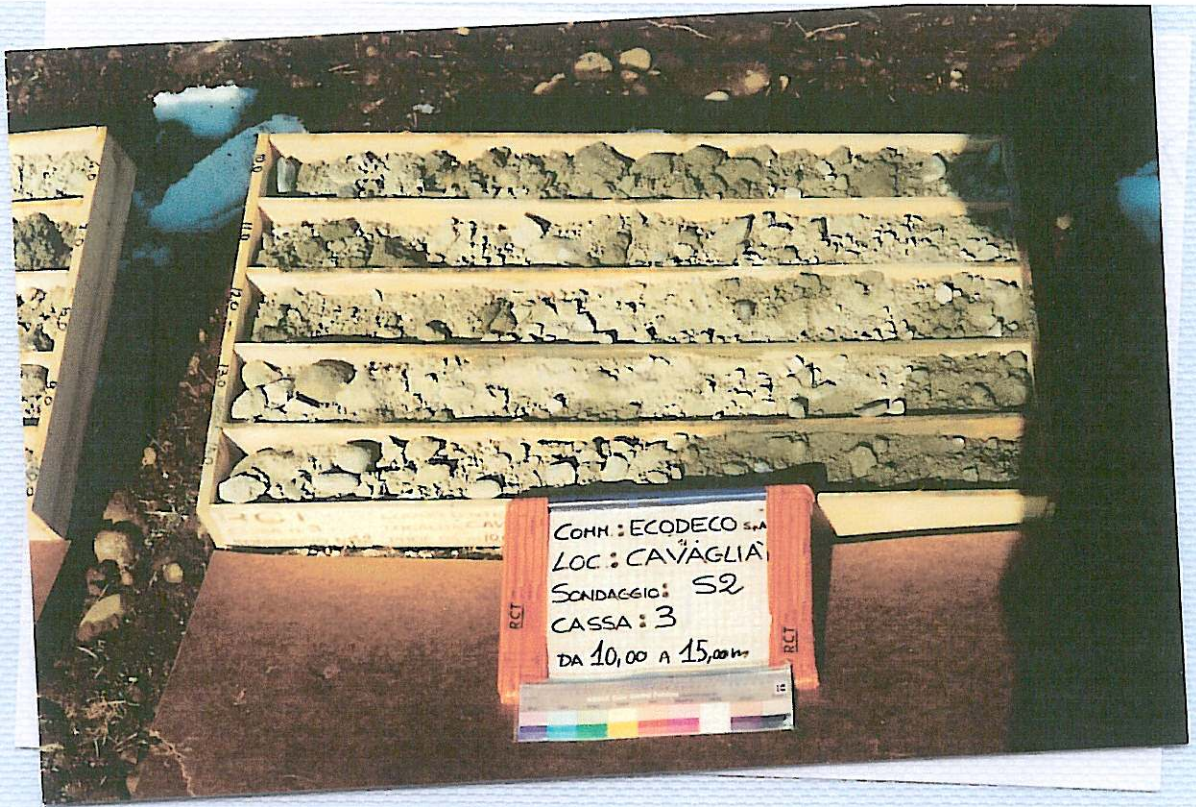
Liscate 20/03/2001

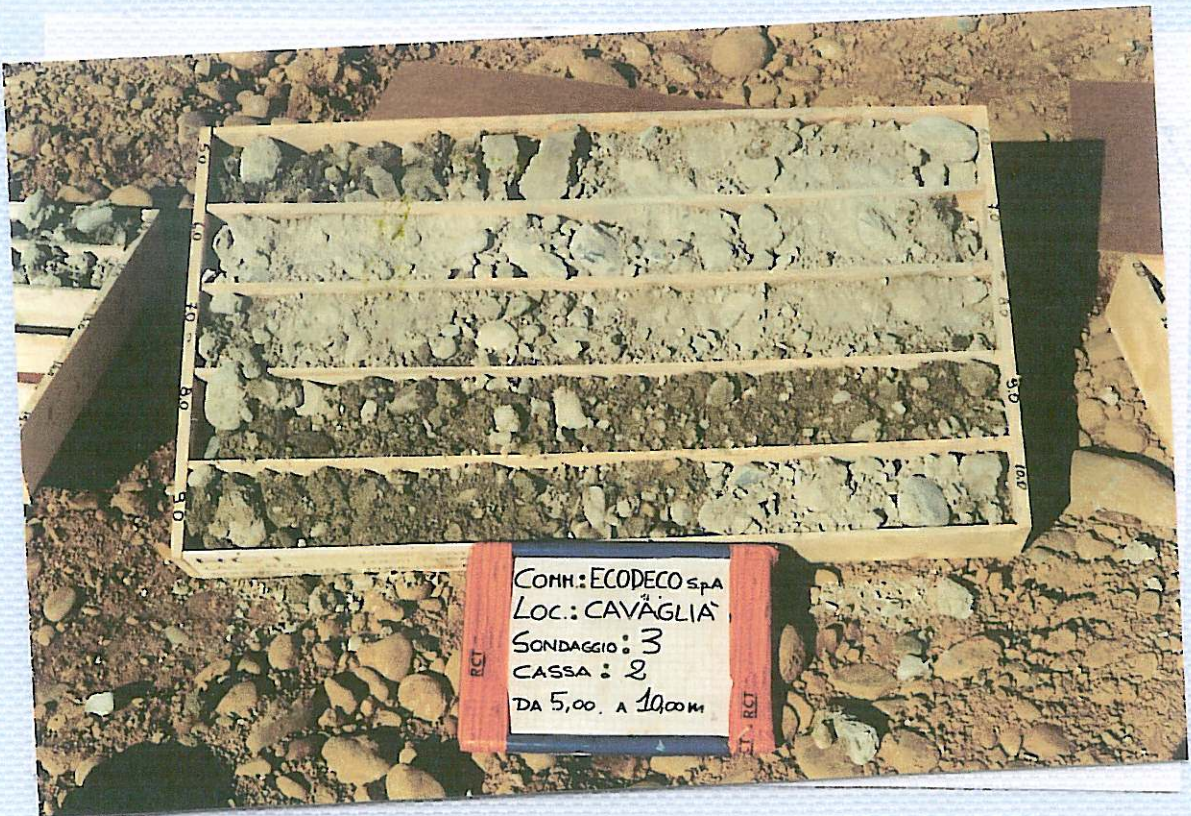
redatto:	controllato:	verificato:
		











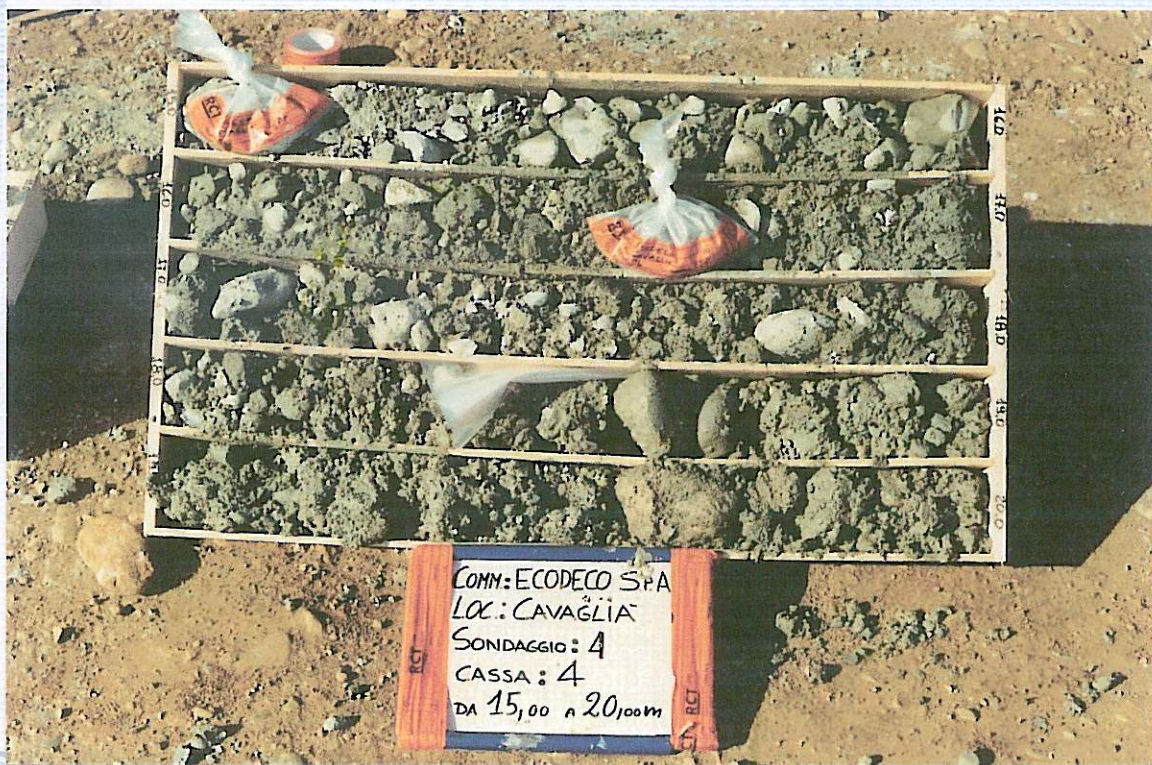




COM: ECODECO SPA
LOC: CAVAGLIA
SONDAGGIO: 4
CASSA: 1
DA m 0,00 A 5,00 m



COM: ECODECO SPA
LOC: CAVAGLIA
SONDAGGIO: 4
CASSA: 2
DA m 5,00 A 10,00 m



NOV 2004 28

BRUNO