

**COMUNE DI RIMINI
PROVINCIA DI RIMINI**

**INDAGINE GEOLOGICA-TECNICA RELATIVA ALLA
RICOSTRUZIONE E RIQUALIFICAZIONE PREVIA
DEMOLIZIONE, DELLO STABILIMENTO BALNEARE
N.53 " LA BURATELLA " DI RIMINI NORD SITO IN
VIA PORTO PALOS 79 RIMINI**

Committenti:



**Dott. Geol. Eugenio Fiorini
(Firmata Digitalmente)**

LUGLIO 2023

INDICE:

- 1 -	PREMESSA	PAG. 2
- 2 -	METODOLOGIA DI INDAGINE	PAG. 4
- 3 -	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E MORFOLOGICO -----	PAG. 5
- 4 -	CONDIZIONI STRATIGRAFICHE LOCALI -----	PAG. 14
- 5 -	CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE E IDROGRAFICHE LOCALI -----	PAG. 15
- 6 -	VALUTAZIONE SULLA CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO (VS30) -----	PAG. 16
- 7 -	CLASSIFICAZIONE SISMICA -----	PAG. 21
- 8 -	VALUTAZIONI SULL'AZIONE SISMICA LOCALE -----	PAG. 23
- 9 -	INDICAZIONI SUI PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI -----	PAG. 26
- 10 -	VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE -----	PAG. 33
10.1	Valutazione preliminare -----	PAG. 33
10.2	Liquefazione dei terreni -----	PAG. 34
10.3	Metodi di calcolo del rischio di liquefazione - Metodi Semplificati -----	PAG. 35
10.4	Calcolo dello sforzo di taglio indotto dal sisma (CSR) -----	PAG. 36
10.5	Calcolo della resistenza al taglio mobilitata (CRR) da prove penetrometriche statiche - Metodo di Robertson e Wride (1997) -----	PAG. 37
10.6	Calcolo dell'indice di liquefacibilità -----	PAG. 39
10.7	Condizioni assunte per le verifiche -----	PAG. 40
10.8	Risultati delle verifiche e valutazioni e considerazioni ---	PAG. 40
- 11 -	INDICAZIONI SULLE OPERE DI FONDAZIONE -----	PAG. 65
- 12 -	INDICAZIONI SUI COEFFICIENTI DI SOTTOFONDO "K" (TERRENO ALLA WINKLER) -----	PAG. 70
- 13 -	CONCLUSIONI -----	PAG. 72
-	APPENDICE A - PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CON PUNTA ELETTRICA (C.P.T.E.) .	
-	APPENDICE B - METODOLOGIA DI INDAGINE E CARATTERISTICHE DELLA PROVA MASW.	

COMUNE DI RIMINI
PROVINCIA DI RIMINI

INDAGINE GEOLOGICA-TECNICA RELATIVA ALLA RICOSTRUZIONE E RIQUALIFICAZIONE
PREVIA DEMOLIZIONE, DELLO STABILIMENTO BALNEARE N.53 " LA BURATELLA " DI
RIMINI NORD SITO IN VIA PORTO PALOS 79 RIMINI

- 1 - PREMESSA:

Su incarico dei committenti e come prevedono le Norme Tecniche delle Costruzioni (N.T.C.), approvate con D.M. 17-01-2018, è stato eseguito uno studio geologico - tecnico sui terreni di imposta del fabbricato in oggetto.

I dati raccolti sulla natura ed assetto del sottosuolo hanno permesso di:

- verificare le caratteristiche geologiche e geomorfologiche dell'area di interesse e delle aree limitrofe;
- verificare le caratteristiche stratigrafiche locali;
- valutare le condizioni idrogeologiche e idrografiche locali;
- valutare la velocità delle onde di taglio (Vs30) e classificare il terreno presente nei primi 30 m di spessore, come prevede la normativa vigente;
- valutare l'azione sismica locale;
- dare delle indicazioni sui parametri geotecnici dei terreni rinvenuti: angolo di attrito interno, coesione, peso di volume;

STUDIO DI GEOLOGIA APPLICATA

Del Dott. Geol. Eugenio Fiorini

- valutare il potenziale di liquefazione e l'indice di liquefacibilità dei terreni incontrati;
- dare delle indicazioni sulla tipologia fondale da adottare;
- dare delle indicazioni sui moduli di sottofondo "K" (terreni alla Winkler).

- 2 - METODOLOGIA DI INDAGINE:

Nell'area di interesse, in data 07-06-2023, è stata eseguita una campagna geognostica costituita da:

- n.2 prove penetrometriche statiche (1), con punta elettrica (C.P.T.E.), spinte alla profondità di - 15.97 m circa (C.P.T.E.1) e - 14.95 m circa dal piano spiaggia esistente (P.S.)
- n. 1 prova sismica Masw per la valutazione della velocità delle onde di taglio nei primi trenta metri di profondità (Vs30).

In Fig. 1 (Planimetria scala 1:400) sono riportate: l'ubicazione delle prove penetrometriche, la traccia della sezione litostratigrafica A - A' e la traccia dello stendimento geofonico della prova Masw.

In **Appendice A** sono riportati gli elaborati grafici delle prove penetrometriche statiche e i relativi risultati.

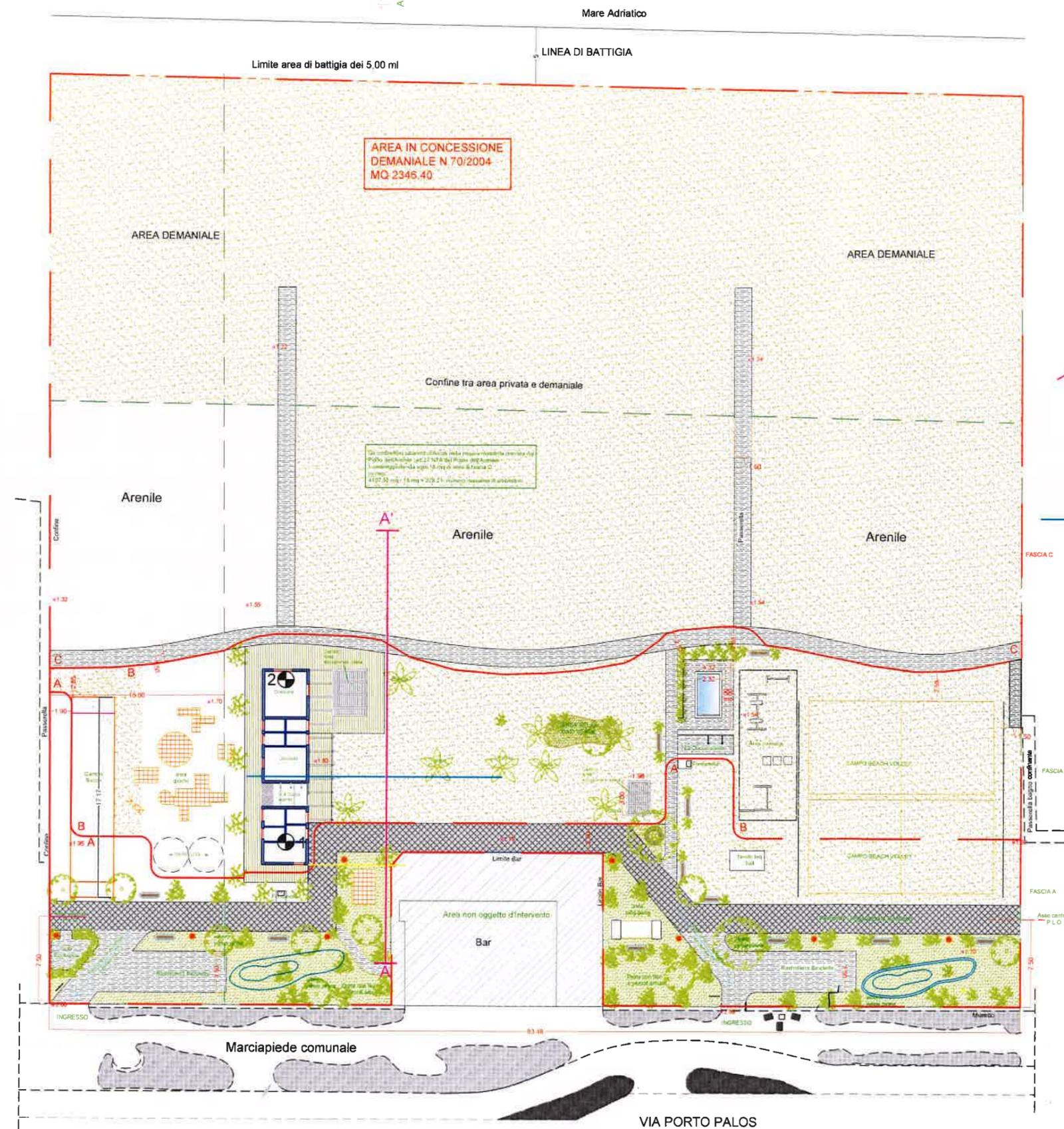
In **Appendice B** è riportata la metodologia di indagine e le caratteristiche della prova Masw.

1) Caratteristiche dello strumento:

Penetrometro statico semovente tipo Pagani, con spinta massima da
200 Kn spinta

PLANIMETRIA SCALA 1:400

FIG.1



LEGENDA:



UBICAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CON PUNTA ELETTRICA (C.P.T.E.)



TRACCIA DELLA SEZIONE



UBICAZIONE STENDIMENTO GEOFONICO

Le caratteristiche della prova Masw sono:

Nome	Stendimento Geofonico (m)	Energizzazione	Geofoni
M1	22	4	12

- 3 - INQUADRAMENTO GEOLOGICO E MORFOLOGICO:

L'area oggetto di studio ricade nell'elemento n. 256114 (Viserbella) delle Carta Tecnica della Regione Emilia Romagna (C.T.R. - scala 1:5.000), ed è posizionata ad una quota altimetrica compresa tra 1.00 m ÷ 1.30 m circa s. l. m. m..

Si tratta di un edificio che dista 60,0 m circa dall'attuale battigia.

Sulla base della Carta Geologica della Regione Emilia Romagna, l'area in oggetto ricade nell'Unità di Modena "AES8a", e risulta costituita da depositi alluvionali eterometrici dati da ciottoli, sabbie e limi (Olocene).

Nel caso specifico l'edificio ricade interamente nelle sabbie del litorale.

La morfologia e la stessa successione stratigrafica individuata con le prove penetrometriche indicano un preesistente ambiente costiero formato da dune sabbiose oggi completamente obliterato dagli insediamenti "recenti".

Nell'area è stato ricostruito che in tempi storici, per un progressivo processo di arretramento, le zone più sommerse venivano ad elevarsi in paludi salmastre divise dal mare da barre sabbiose che ne favorivano l'interramento con i sedimenti trasportati dai corsi d'acqua.

La successione dei terreni alluvionali, intercalati a depositi di origine marina e a depositi ghiaiosi che denunciano un ambiente di sedimentazione continentale, ha degli spessori elevati e molto variabili.

Al di sotto dei terreni alluvionali si rinvencono le argille azzurre "FAA" del Piacenziano-Galaziano.

In sintesi, sulla base della Carta Geologica della R.E.R., in zona, procedendo dai terreni più recenti a quelli più antichi, l'area risulta ricoperta dai seguenti litotipi:

AES8a - Unità di Modena (Olocene):

Depositi alluvionali eterometrici dati da ciottoli, sabbie e limi.

Limite superiore sempre affiorante e coincidente con il piano topografico dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro al tetto.

Limite inferiore dato da una superficie di erosione fluviale nelle aree intravallive.

AES8 - Subsistema di Ravenna (Pleistocene sup. - Olocene):

Depositi alluvionali eterometrici dati da ciottoli, sabbie e limi.

Corrisponde nelle aree intravallive ai depositi terrazzati più bassi.

Rientrano in questa unità anche le alluvioni attualmente in evoluzione in alveo e quelle nel primo terrazzo, talora fissate da arbusti.

Limite superiore coincidente con il piano topografico, dato da suoli variabili da non calcarei a calcarei.

I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno, al letto, colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, spessore dell'orizzonte

decarbonatato da 0.3 ad 1.0 m.

I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a.

Limite inferiore coincidente, in affioramento, con una superficie di erosione fluviale o con il contatto delle tracimazioni fluviali sul suolo non calcareo al tetto di AES7.

IMO - Sabbie di Imola [Pleistocene medio (0.8 - 0.65 MA)]:

Arenarie e sabbie da medie a finissime, generalmente poco cementate, in strati spessi e molto spessi, mal definiti, frequentemente amalgamati fra loro, con livelli di ghiaia contenente abbondanti ciottoli silicei.

Stratificazione incrociata ad alto e basso angolo, piano-parallelata e con strutture tipo hummocky.

Sono presenti rare intercalazioni, centimetriche e decimetriche, di peliti, talora fortemente bioturbate, con locali laminazioni ondulate tipo ripples da onda.

Nella parte alta, solo localmente presenti intercalazioni conglomeratiche a matrice sabbiosa (IMOa) con ciottoli derivanti da unità liguridi e dalla successione epiligure.

Depositi di ambiente litorale.

Limite inferiore discordante su SVG e SVGa.

Limite superiore erosivo discordante con AES.

Potenza massima affiorante circa 60 m, superiore ai 150 m nel sottosuolo.

IMOa - Sabbie di Imola [Pleistocene medio (0.8 - 0.65 MA)]:

Intercalazioni conglomeratiche a matrice sabbiosa, con ciottoli derivanti da unità liguridi e dalla successione epiligure.

Presenti localmente nella parte alta di IMO. Depositi di ambiente litorale.

FAA - Argille Azzurre (Piacenziano - Gelasiano):

Argille di colore grigio-azzurro con rare intercalazioni di arenarie giallastre in letti da sottili a spessi, e argille marnose e siltose grigie in letti sottili e molto sottili.

Sono fossilifere ricche in foraminiferi e macro fossili, spesso bioturbate, a stratificazione poco marcata.

Sono talora diffusi slumps con olistoliti di gesso derivati da unità evaporitiche.

Limite inferiore netto, probabilmente discontinuo, su FAA2; paracordante su FCO.

Limite superiore graduale, per aumento della frazione sabbiosa, con SVG.

Potenza complessiva affiorante di circa 700 m

In merito alla cartografia sovraordinata al P.S.C. del Comune di Rimini, e in particolare nella Tav. D_{1/3} - Rischi Ambientali del P.T.C.P. della Provincia di Rimini e nella Tav. 4.1 del P.A.I. (Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico dell'Ex. Autorità di Bacino Conca e Marecchia

ora confluito nell'Autorità di Bacino del Fiume Po), non sono segnalati Vincoli ambientali ostativi alla realizzazione delle opere in progetto.

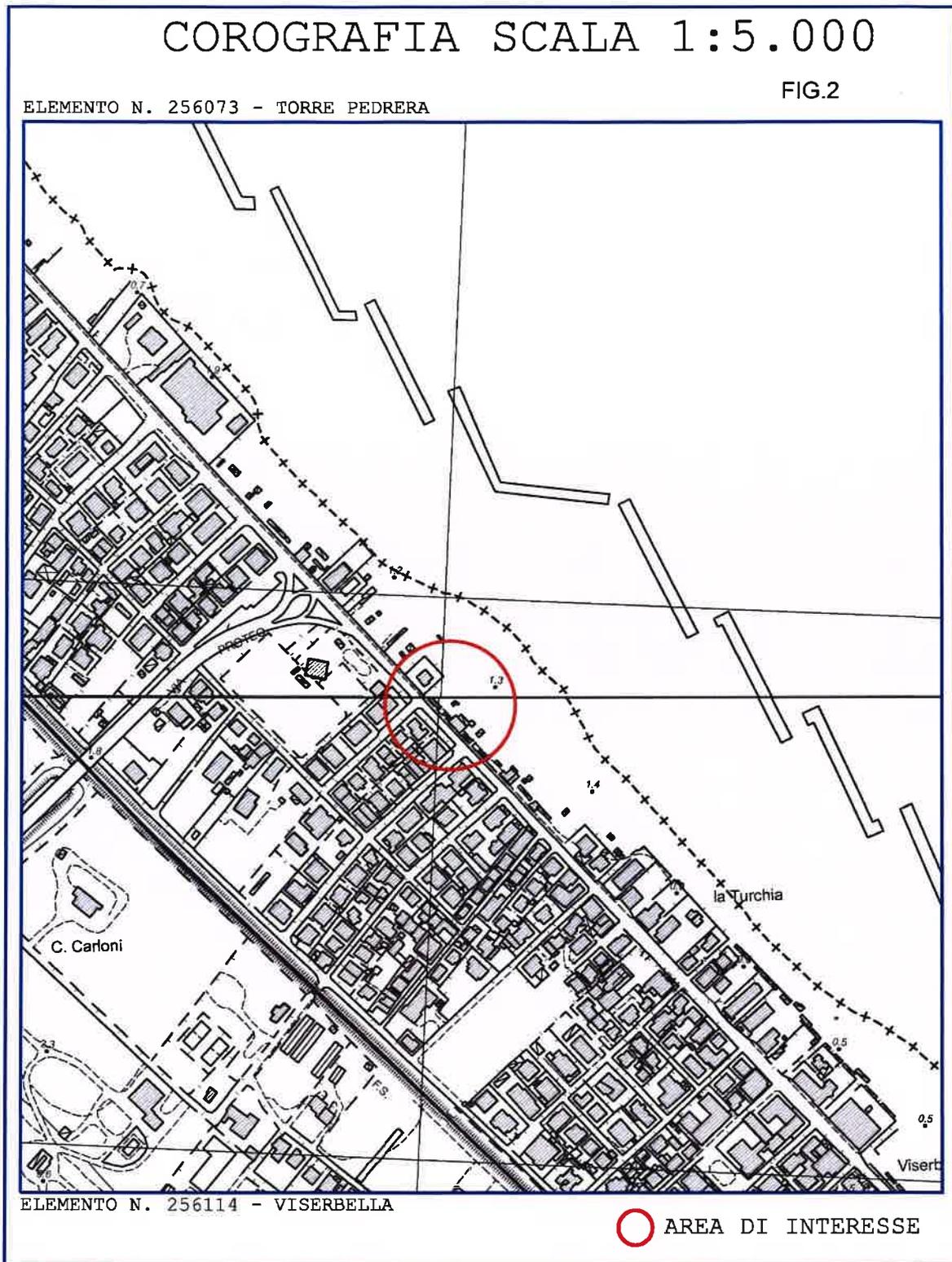
Qui di seguito si elencano e riportano gli stralci delle cartografie sopra citate.

In Fig. 2 è riportata la Corografia dell'area oggetto di indagine (scala 1:5.000).

In Fig. 3 è riportato uno stralcio della Carta Geologica della Regione Emilia Romagna con indicati i terreni affioranti nell'area di Indagine e nelle aree limitrofe (scala 1:20.000).

In Fig.4 è riportato lo stralcio del P.T.C.P. riguardante la zona in cui ricade l'edificio in oggetto (Tav. D_{1/3} - Rischi Ambientali scala 1:25.000).

In Fig.5 è riportato lo stralcio del P.A.I. riguardante la zona in cui ricade l'edificio in oggetto (TAV. 4-1 - scala 1:25.000).



CARTA GEOLOGICA DELLA R.E.R. IN SCALA 1:5.000

FIG.3



Legenda

Province



Comuni



Griglia 10.000



Ambienti deposiz. e litologie (10K)

 Limo Argilloso Sabbioso - Piana alluvionale

 Sabbia - Piana costiera, fronte dell'azia e piana di sabbia

Coperture quaternarie (10K)

 AES8 - Subsistema di Ravenna

 AES8a - Unità di Modena

 AREA DI INTERESSE

PIANO TERRITORIALE DI COORDINAMENTO
 PROVINCIALE P.T.C.P. - SCALA 1:25.000 -
 FIG.4



Legenda

AMBITI A PERICOLOSITA' IDRAULICA

- Invasi ed alvei di laghi, bacini e corsi d'acqua - reticolo idrografico principale (art. 2.2)
- Invasi ed alvei di laghi, bacini e corsi d'acqua - reticolo idrografico minore (art. 2.2)
- Aree esondabili (art. 2.3)

AMBITI A VULNERABILITA' IDROGEOLOGICA

- Bacino Marecchia e Conca (art. 3.8)
- Aree di ricarica della falda idrogeologicamente connesse all'alveo -ARA (art. 3.3)
- Aree di ricarica diretta della falda - ARD (art. 3.4)
- Aree di ricarica indiretta della falda - ARI (art. 3.5)
- Becni imbriferi - BI (art. 3.5)

AMBITI A PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA

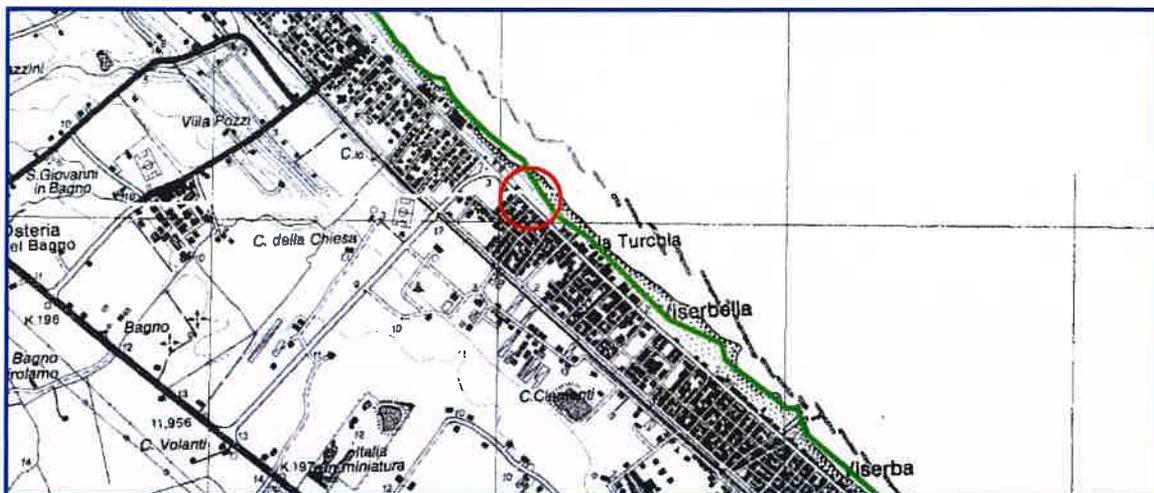
- Zone instabili per fenomeni di dissesto attivi verificati (art. 4.1 commi 3 e 7)
- Zone instabili per fenomeni di dissesto quiescenti verificati (art. 4.1 commi 6 e 7)
- Aree di possibile influenza di frane di crollo (art. 4.1 commi 3 e 7)
- Zone instabili per fenomeni di dissesto attivi da verificare (art. 4.1 commi 3 e 7)
- Zone instabili per fenomeni di dissesto quiescenti da verificare (art. 4.1 commi 5 e 7)
- Depositi di versante da verificare (art. 4.1 comma 10)
- Depositi di versante verificati (art. 4.1 comma 11)
- Depositi eluvio-colluviali e antropici (art. 4.1 comma 12)
- Abitanti da consolidare (art. 4.2)
- Calanchi (art. 4.1 commi 3, 4 e 7)
- Aree potenzialmente instabili (art. 4.1 comma 9)
- Scarpate (art. 4.1 comma 13)
- Aziende a rischio di incidente rilevante (art. 8.6)

AREA DI INTERESSE

TAV. D1/3 Rischi Ambientali

PIANO STRALCIO DI BACINO PER L'ASSETTO
 IDROGEOLOGICO (P.A.I.) DEI BACINI
 MARECCHIA E CONCA - SCALA 1:25.000 -

FIG.5



Legenda

- Ambito di competenza PAI Marecchia-Conca
- FASCE FLUVIALI**
- Alveo (art.8)
- Fascia con probabilità di inondazione corrispondente a piene con tempi di ritorno fino a 200 anni nella situazione pre-interventi (art. 9)
- AVI - Fasce ad alta vulnerabilità idrologica
- Delimitazione della fascia di territorio con probabilità di inondazione corrispondente a piene con tempi di ritorno fino a 500 anni (art. 10)
- AREE DI VERSANTE IN CONDIZIONI DI DISSESTO**
- Calanchi (art.14)
- Aree in dissesto per fenomeni in atto (art. 14)
- Aree di possibile influenza del dissesto nelle frane di crollo (art. 15)
- Aree di possibile evoluzione del dissesto e frane quiescenti (art. 16)
- Abitati dichiarati da consolidare ex L. 445/1908 nel territorio della Regione Emilia-Romagna (Art. 14, comma 3 lett. e; Art. 15, comma 3 lett. e; Art. 16, comma 3 lett. d)
- Aree verificate (art. 17)
- AREE IN DISSESTO DA ASSOGETTARE A VERIFICA (ART. 17)**
- Attiva
- Quiescente
- E Area non cartografabile attiva
- E Area non cartografabile quiescente
- NN_R Codice identificativo di area a rischio elevato e/o molto elevato (Perimetrazione di cui all'Allegato 2A)
- NN_P Codice identificativo di area a pericolosità elevata e/o molto elevata (Perimetrazione di cui all'Allegato 2B)



AREA DI INTERESSE

VARIANTE 2016 - TAV. 4 - 1

- 4 - CONDIZIONI STRATIGRAFICHE LOCALI:

Sulla base dei risultati delle indagini penetrometriche statiche con punta elettrica (C.P.T.U.) è stato possibile ricostruire la seguente successione litostratigrafica locale:

SEZIONE A - A' :

- dal p.c. a - 1.86 m ÷ - 2.32 m circa:

sabbie medio fini, debolmente limose, compatte (Strato A);

- da - 1.86 m ÷ - 2.32 m circa a - 5.84 m ÷ - 5.91 m circa:

sabbie medio fini con locali livelli limosi argillosi interdigitati, sciolte (Strato B);

- da - 5.84 m ÷ - 5.91 m circa a - 6.96 m ÷ - 7.18 m circa:

argille limose plastiche, molto molli (Strato C);

- da - 6.96 m ÷ - 7.18 m circa a - 8.42 m ÷ - 8.55 m circa:

alternanze di sabbie medio fini e limi sabbiosi, da molto sciolte a compatte (Strato D);

- da - 8.42 m ÷ - 8.55 m circa a - 14.95 m ÷ 15.97 m circa:

argille limose plastiche, molli (Strato E).

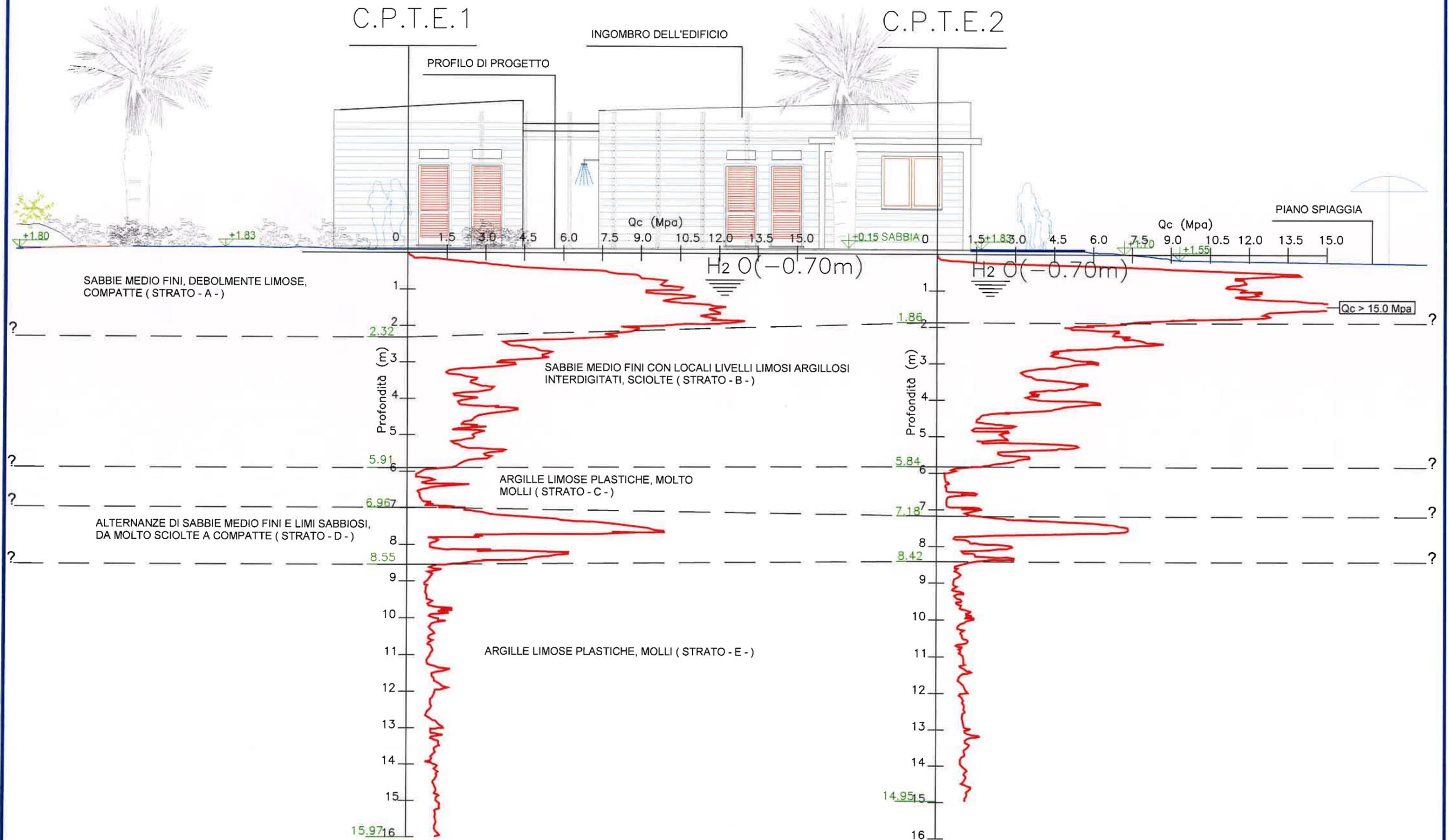
In data 07-06-2023, nei fori delle prove penetrometriche, è stata rinvenuta l'acqua (falda) alla quota di - 0.70 m dal piano di spiaggia (P.S.).

Nella Figura 6 (Sezione A - A' - Correlazione litostratigrafica scala 1:100), sono schematizzati gli spessori verticali dei terreni incontrati.

CORRELAZIONE LITOSTRATIGRAFICA SCALA 1:100

SEZ. A - A'

FIG.6



- 5 - CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE E IDROGRAFICHE LOCALI:

In data 07-06-2023, durante l'esecuzione delle prove penetrometriche, è stata rinvenuta la falda alla profondità di - 0.70 m circa dal piano spiaggia (P.S.).

Nei periodi particolarmente piovosi e/o nevosi o di alta marea e di intense mareggiate, l'acqua raggiunge la quota del piano di spiaggia (P.S.).

Dal punto di vista idrogeologico l'area è contraddistinta, come si evince dalla stratigrafia dei terreni rinvenuti dalle prove penetrometriche, da uno spessore drenante superficiale (strati A e B) costituito da depositi costieri sabbiosi del quaternario; tali spessori sabbiosi drenanti tendenti al sabbioso limoso in profondità, hanno degli spessori compresi tra - 5.84 m e - 5.91 m circa dall'attuale piano spiaggia (P.S.).

Al di sotto di questi strati "superficiali" drenanti si rinviene, fino alle profondità comprese tra - 6.90 m ÷ - 7.10 m circa, uno strato impermeabile costituito da argille limose plastiche (Strato C).

Al di sotto dello Strato C fino alle profondità comprese tra - 8.42 m ÷ - 8.55 m circa, si rinvencono nuovamente dei terreni prevalentemente incoerenti costituiti da sabbie medio fini alternate a dei limi sabbiosi (Strato D), di media permeabilità.

Dalle profondità comprese tra - 8.42 m e - 8.55 m circa e fino alle massime profondità investigate (- 14.95 m e - 15.97 m circa dal p.s.), si rinvencono terreni impermeabili, costituiti da argille limose plastiche (strato E).

Come è ben noto, i terreni argillosi limosi e/o limosi argillosi

(terreni fini) possiedono un discreto potere di ritenzione e limitate capacità drenanti, ovvero modeste permeabilità e porosità efficace.

Al contrario i terreni sabbiosi (terreni granulari) hanno un'alta capacità drenante e sono sedi di falde idriche.

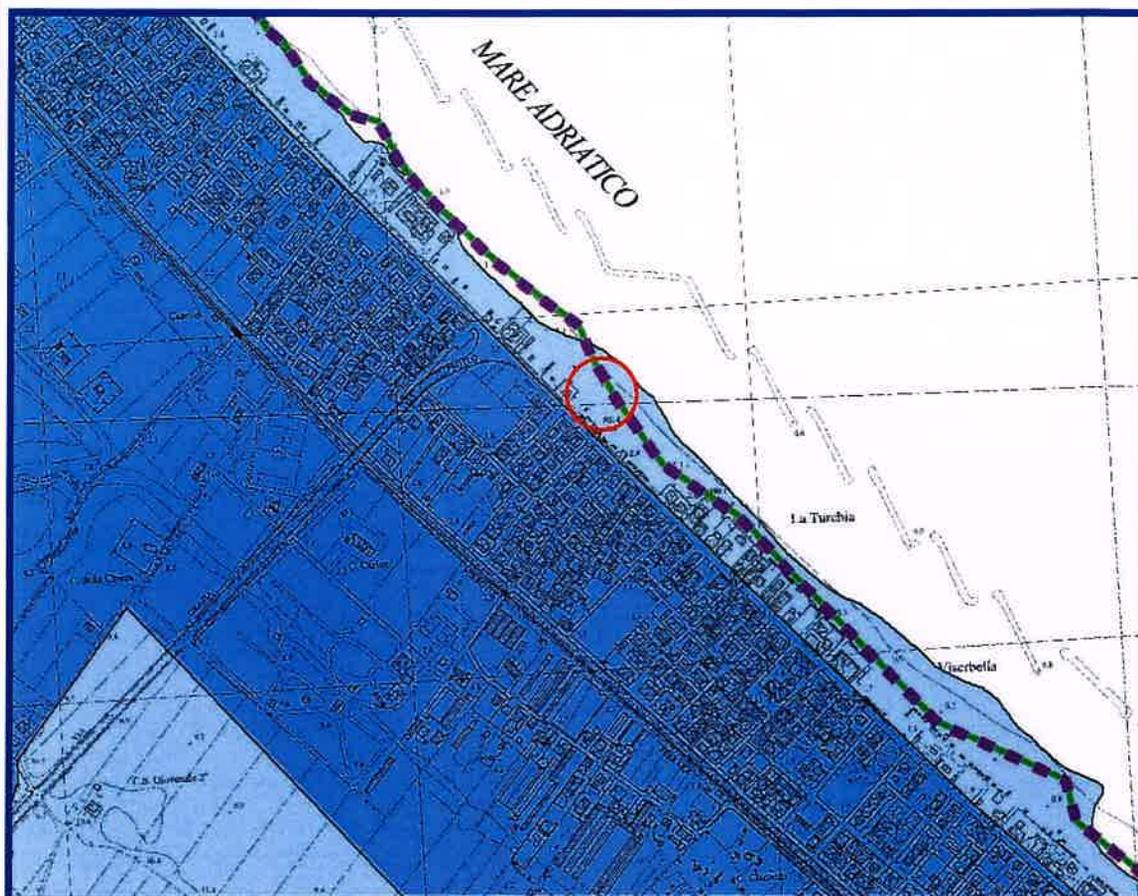
Pertanto, i terreni sabbiosi degli strati A e B hanno delle permeabilità alta e medio alta, i terreni fini dello Strato C hanno delle permeabilità basse, i terreni sabbiosi prevalenti dello Strato D hanno delle permeabilità medio alte, mentre i terreni fini dello strato E hanno delle permeabilità medio basse.

In merito ai rischi di alluvionamento, causa l'intensa urbanizzazione delle aree a monte della spiaggia, l'idrografia superficiale naturale è stata praticamente sostituita dalla regimazione antropica delle acque, costituita da tombinamenti dei corsi d'acqua secondari.

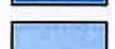
Per quanto riguarda il Rischio Idraulico, derivante dal Reticolo Idrografico Secondario, con Deliberazione n.1 del 27 Aprile 2016 il Comitato Istituzionale dell' Ex. Autorità Interregionale del Bacino Conca-Marecchia, ora confluito nell'Autorità di Bacino del Fiume Po, ha adottato il Progetto di Variante del " Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico del Bacino dei Fiumi Marecchia e Conca (PAI)".

Nella " Mappa di Pericolosità del Reticolo Secondario di Pianura " l'area oggetto di intervento si colloca all'interno di un territorio caratterizzato da " Alluvioni Poco frequenti " (Scarsa Probabilità - P2 si veda la Figura 7, trattata dagli articoli 20 e 21 delle Norme di Piano).

FIG. 7



Legenda

-  Confine comunale
-  Limite dell'Autorità di Bacino
-  Alluvioni frequenti (pericolosità P3)
-  Alluvioni poco frequenti (pericolosità P2)

 AREA DI INTERESSE

- 6 - VALUTAZIONE DELLA CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO (Vs30):

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, è necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale o mediante specifiche analisi in sito o facendo riferimento ad un approccio semplificativo, che si basa sulla individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento, classificate in normativa.

La definizione della categoria di sottosuolo si effettua considerando i valori della velocità di propagazione delle onde di taglio (Vs30) ricavate entro i primi 30 metri di profondità a partire dalla base di imposta delle fondazioni superficiali o, nel caso di fondazioni profonde, dalla testa delle fondazioni, come prevedono le N.T.C. Vigenti.

A tale scopo è stata eseguita una indagine di geofisica masw, ubicata come riportato in Fig. 1 (Planimetria scala 1:400).

Nell'allegato 1, sono riportati i risultati della prova Masw.

In particolare, sono riportati:

- . l'acquisizione delle onde;
- . le curve di dispersione misurate e calcolate;
- . il valore del parametro Vs30 calcolato utilizzando la stratigrafia

Vs e la formula:

$$Vs30 = \frac{30}{\sum_{i=1}^N h_i/V_i}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore in (m) e la velocità delle onde di taglio (m/s) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Con la determinazione delle onde di taglio Vs i terreni indagati

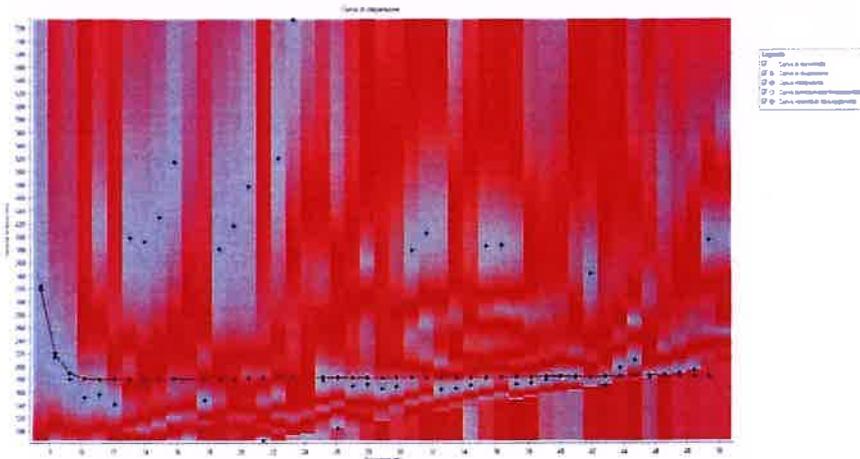
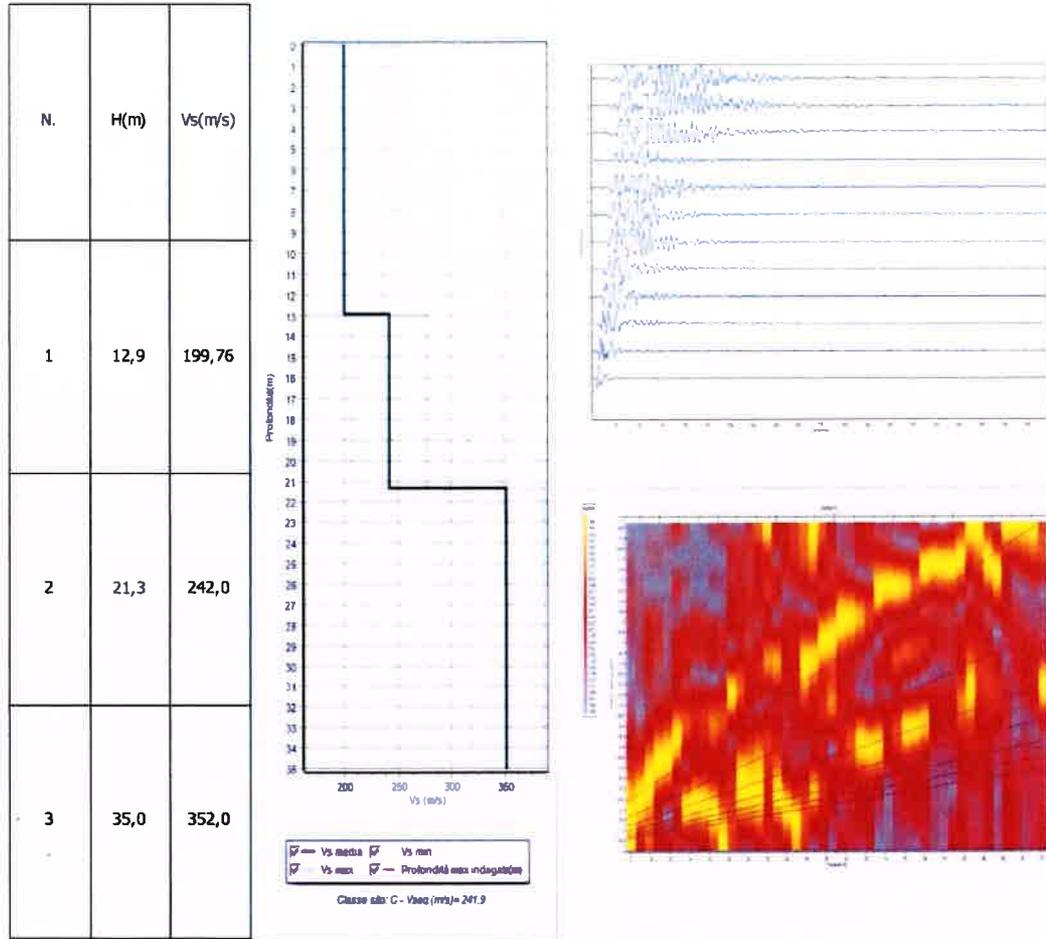
vengono classificati in una delle seguenti categorie:

- . **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 3.0 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** - **Depositi 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** - Depositi 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 m/s e 180 m/s.
- . **E** - Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Dai risultati dell'indagine MASW, il sito risulta caratterizzato da una velocità delle onde di taglio (Vs30) di 241,90 m sec⁻¹, corrispondente ad un terreno di tipo C.

ALL.1

Riassunto interpretazione MASW M1



- 7 - CLASSIFICAZIONE SISMICA:

Sulla base della zonazione sismogenetica del territorio italiano e tenuto conto delle risposte dei differenti tipi di terreno alla propagazione delle onde sismiche è stata realizzata nel 1984 una prima classificazione sismica del territorio italiano basata su criteri scientifici (Tavola B, Decreto Ministero dei LL.PP. del 14/07/1984 e s.m.i.).

Questa prima classificazione ha individuato 3 classi di accelerazione del suolo, in base alle quali i comuni italiani furono ripartiti in 3 categorie: I, II e III categoria; oltre a queste fu introdotta una quarta categoria comprendente i comuni non classificati.

L'area del comune di Rimini, essendo zona sismica, era identificata appartenente alla II° categoria.

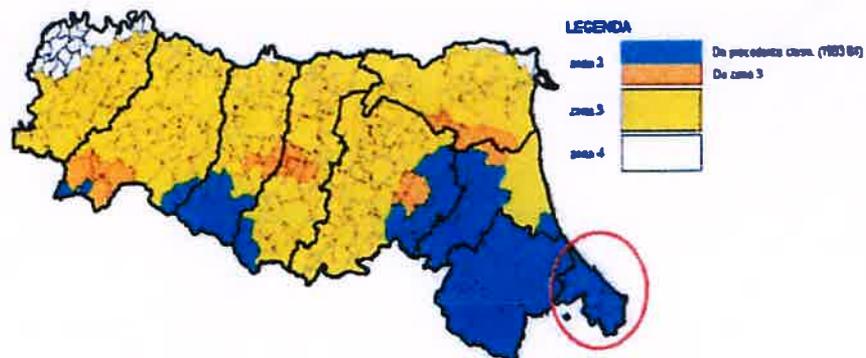
Gli studi e le conoscenze conseguite in merito alle caratteristiche di sismicità del territorio italiano negli ultimi anni hanno portato ad una rivisitazione della classificazione sismica, resa vigente con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 e s.m.i. (DPCM-Dipartimento Protezione Civile del 21/0/2003; O.P.C.M. n. 3431 del 03/05/2005).

In base a tale classificazione l'area del comune di Rimini è stata classificata appartenente alla Zona sismica 2, classificazione confermata anche dagli ultimi aggiornamenti normativi (Ordinanza PCM 3519 del 28 Aprile 2006), definita a partire dalla mappe di pericolosità elaborata all'Istituto nazionale di geofisica e vulcanologia, a livello nazionale e regionale.

Secondo la classificazione di cui sopra, alle ZONE 2 vanno

assegnati i seguenti valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (A_g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari a 10% in 10 anni	Accelerazione orizzontale dello spettro di risposta elastico
0,15 ÷ 0,25	0,25



Classificazione sismica della Provincia di Rimini secondo la normativa vigente

- 8 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA LOCALE:

Al territorio della Provincia di Rimini, che secondo l'OPCM N. 3274 del 20-03-2003 è classificato come " ZONA 2 ", è associata una accelerazione di picco orizzontale al suolo (ag), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni pari a $0,15 \div 0,25$ ag/g con accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico di 0,25 g.

In merito al D.M. 17-01-2018 che prevede un approccio " sito dipendente " e non più " zona dipendente ", si definisce la stima della pericolosità sismica partendo dalla pericolosità di base del sito, elemento essenziale per la determinazione dell'azione sismica attraverso la quale valutare la sicurezza rispetto agli stati limite.

Sulla scorta dell'indagine sismica (MASW) eseguita in sito, e in base al modello geotecnico del sottosuolo assunto, è stata stimata la velocità delle onde di taglio nei primi trenta metri (V_{s30}) per definire la categoria del sottosuolo di fondazione, (A riguardo si veda il paragrafo 6 e l'allegato B).

I risultati delle indagini hanno fornito un modello sismico dell'area corrispondente alla Categoria di sottosuolo C.

Per la classificazione del sito secondo normativa si è fatto ricorso al programma GeoStru - Parametri Sismici, il quale, attraverso l'immissione delle coordinate geografiche, la classe d'uso (costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti - classe II - $C_u = 1,0$), la vita nominale dell'opera ($V_n \geq 50$), la categoria di sottosuolo di riferimento (C in questo caso) e la categoria topografica ($T_1 =$ area pianeggiante), fornisce i parametri e i coefficienti sismici relativi agli stati limite di esercizio (SLO e SLD) e ultimi (SLV e SLC) come di seguito riportato.

Tipo di elaborazione: Stabilità pendii e fondazioni
Muro rigido: 0

Sito in esame.

Latitudine: 44,099933 [°]
Longitudine: 12,524312 [°]
Classe: 2
Vita Nominale: 50
Tipo di interpolazione: Media Ponderata

Siti di riferimento.

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	18745	44,080860	12,515940	2223,7
Sito 2	18746	44,081430	12,585430	5297,1
Sito 3	18524	44,131420	12,584730	5960,0
Sito 4	18523	44,130860	12,515100	3516,7

Parametri Sismici

Categoria sottosuolo: C
Categoria Topografica: T1
Periodo di riferimento: 50 anni
Coefficiente CU: 1

	Prob superamento [%]	Tr [anni]	Ag [g]	Fo [-]	Tc* [S]
Operatività (SLO)	81	30	0,049	2,438	0,272
Danno (SLD)	63	50	0,064	2,534	0,275
Salvaguardia della vita (SLV)	10	475	0,183	2,486	0,295
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	975	0,237	2,521	0,309

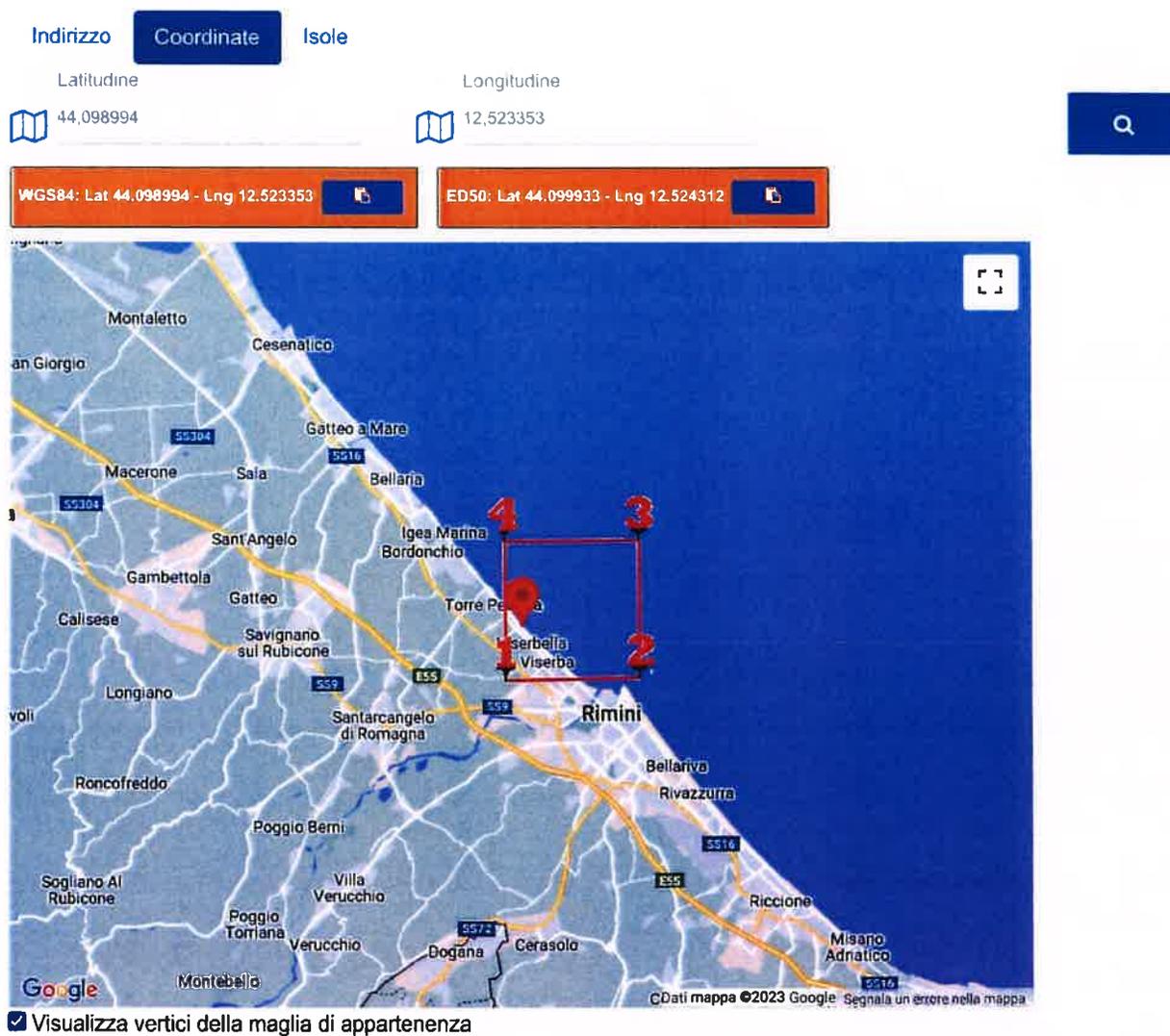
Coefficienti Sismici

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s ²]	Beta [-]
SLO	1,500	1,610	1,000	0,015	0,007	0,720	0,200
SLD	1,500	1,600	1,000	0,019	0,010	0,940	0,200
SLV	1,430	1,570	1,000	0,063	0,031	2,563	0,240
SLC	1,340	1,550	1,000	0,089	0,045	3,118	0,280

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50
Geostru
Coordinate WG584
Latitudine: 44,098994
Longitudine: 12,523353

In Fig. 8 sono riportati i quattro vertici della maglia di appartenenza all'interno del quale si trova il sito in oggetto.

Fig. 8



- 9 - INDICAZIONI SUI PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI:

I parametri geotecnici dei terreni incontrati sono stati desunti attraverso i grafici riportati nelle figure 9, 10 e 11, da tempo diffusi in letteratura, che correlano le resistenze alla penetrazione statica (R_p) e dinamica (N_{spt}) - ($N_{spt} = R_p/4$ - HUIZINGA - MEYERHOF) con l'angolo di attrito, la coesione e il modulo elastico.

Inoltre, si è tenuto conto dei risultati delle numerose prove di laboratorio eseguite dal sottoscritto, su terreni litologicamente analoghi (del litorale) e con valori di resistenza alla penetrazione comparabili.

In sintesi, i risultati delle prove penetrometriche hanno evidenziato le seguenti resistenze **minime e massime** alla penetrazione:

- Strato A - $R_p =$	80.0 ÷ 110.0	$Kgcm^{-2}$
- Strato B - $R_p =$	20.0 ÷ 45.0	$Kgcm^{-2}$
- Strato C - $R_p =$	4.0 ÷ 5.0	$Kgcm^{-2}$
- Strato D - $R_p =$	10.0 ÷ 60.0	$Kgcm^{-2}$
- Strato E - $R_p =$	6.0 ÷ 12.0	$Kgcm^{-2}$

In sintesi ai terreni rinvenuti si consiglia di attribuire i seguenti parametri geotecnici **minimi e massimi**:

- sabbie medio fini, debolmente limose, compatte (Strato A):

. peso di volume naturale	$\gamma_n = 1.90 \div 1.92$	$ton\ m^{-3}$
. peso di volume immerso	$\gamma' = 0.90 \div 0.92$	$ton\ m^{-3}$
parametri in valori efficaci		
. angolo di attrito	$\phi' = 35^\circ \div 38^\circ$	
. coesione	$C' = 0.0$	$ton\ m^{-2}$

. densità relativa	$Dr = 0.5 \div 0.6$	
Parametri elastici		
. Modulo Edometrico	$Ed = 130.0 \div 160$	Kgcm ⁻²

- sabbie medio fini con locali livelli limosi argillosi interdigitati, da molto sciolte a compatte (Strato B):

. peso di volume naturale	$\gamma_n = 1.85 \div 1.87$	ton m ⁻³
. peso di volume immerso	$\gamma' = 0.85 \div 0.87$	ton m ⁻³
parametri in valori efficaci		
. angolo di attrito	$\phi' = 32^\circ \div 34^\circ$	
. coesione	$C' = 0.0$	ton m ⁻²
. densità relativa	$Dr = 0.2 \div 0.4$	
Parametri elastici		
. Modulo Edometrico	$Ed = 70.0 \div 90.0$	Kgcm ⁻²

- argille limose plastiche, molto molli (Strato C):

. peso di volume naturale	$\gamma_n = 1.85 \div 1.90$	ton m ⁻³
. peso di volume saturo	$\gamma_s = 2.05 \div 2.10$	ton m ⁻³
parametri in valori efficaci		
. angolo di attrito	$\phi' = 16^\circ \div 18^\circ$	
. coesione	$C' = 0.1 \div 0.2$	ton m ⁻²
Parametri in valori totali		
. angolo di attrito	$\phi_u = 0.0^\circ$	
. coesione	$C_u = 1.0 \div 1.5$	ton m ⁻²

Parametri elastici

. Modulo Edometrico $E_d = 25.0 \div 30.0$ Kgcm⁻²

- alternanze di sabbie medio fini e limi sabbiosi, da sciolte a compatte (Strato D):

. peso di volume naturale $\gamma_n = 1.80 \div 1.90$ ton m⁻³

. peso di volume immerso $\gamma' = 0.80 \div 0.90$ ton m⁻³

parametri in valori efficaci

. angolo di attrito $\phi' = 28^\circ \div 30^\circ$

. coesione $C' = 0.0$ ton m⁻²

. densità relativa $D_r = 0.1 \div 0.4$

Parametri elastici

. Modulo Edometrico $E_d = 50.0 \div 100.0$ Kgcm⁻²

- argille limose plastiche , molli (Strato E):

. peso di volume naturale $\gamma_n = 1.90 \div 1.92$ ton m⁻³

. peso di volume saturo $\gamma_s = 2.10 \div 2.12$ ton m⁻³

parametri in valori efficaci

. angolo di attrito $\phi' = 18^\circ \div 20^\circ$

. coesione $C' = 0.2 \div 0.5$ ton m⁻²

parametri in valori totali

. angolo di attrito $\phi_u = 0.0^\circ$

. coesione $C_u = 2.0 \div 3.0$ ton m⁻²

Parametri elastici

. Modulo Edometrico $E_d = 30.0 \div 60.0$ Kgcm⁻²

I parametri elastici dei terreni, elaborati sulla base delle prove penetrometriche statiche (C.P.T.E.), sono consultabili in Appendice A.

I parametri geotecnici, sopra riportati, sono delle indicazioni riferite ai valori minimi e massimi delle resistenze alla penetrazione dei terreni incontrati, ai dati bibliografici e ai risultati di prove di laboratorio eseguite su terreni litologicamente analoghi con valori di resistenza alla penetrazione comparabili.

Nella scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici, secondo le istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CSLP), è giustificato riferirsi a valori prossimi ai valori medi, quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno (compensazioni delle eterogeneità, ad esempio fondazioni sup., frane ----) o quando la rigidità della struttura a contatto con il terreno è sufficiente a trasferire le azioni da zone meno resistenti a quelle più resistenti.

Viceversa, per modesti volumi di terreno coinvolti (ad es. scorrimento di un muro, carico di punta di un palo -----) o strutture con insufficiente rigidità, è opportuno riferirsi a valori prossimi a quelli minimi.

La normativa vigente definisce come valore caratteristico quel parametro al quale è associata una fissata probabilità di non superamento pari al 5%.

Secondo le N.T.C. (Cap. 6.2.2.), il valore caratteristico da assoggettare ai parametri geotecnici è estrapolato dal progettista attraverso " una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato ".

Nei problemi connessi al raggiungimento dello stato limite ultimo (SLU) del terreno (GEO) i parametri geotecnici caratteristici vengono ridotti e diventano parametri di progetto attraverso i seguenti coefficienti parziali indicati nella Tab. 6.2 II delle N.T.C., di seguito riportata:

Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_r	1,0	1,0

Fig. 9

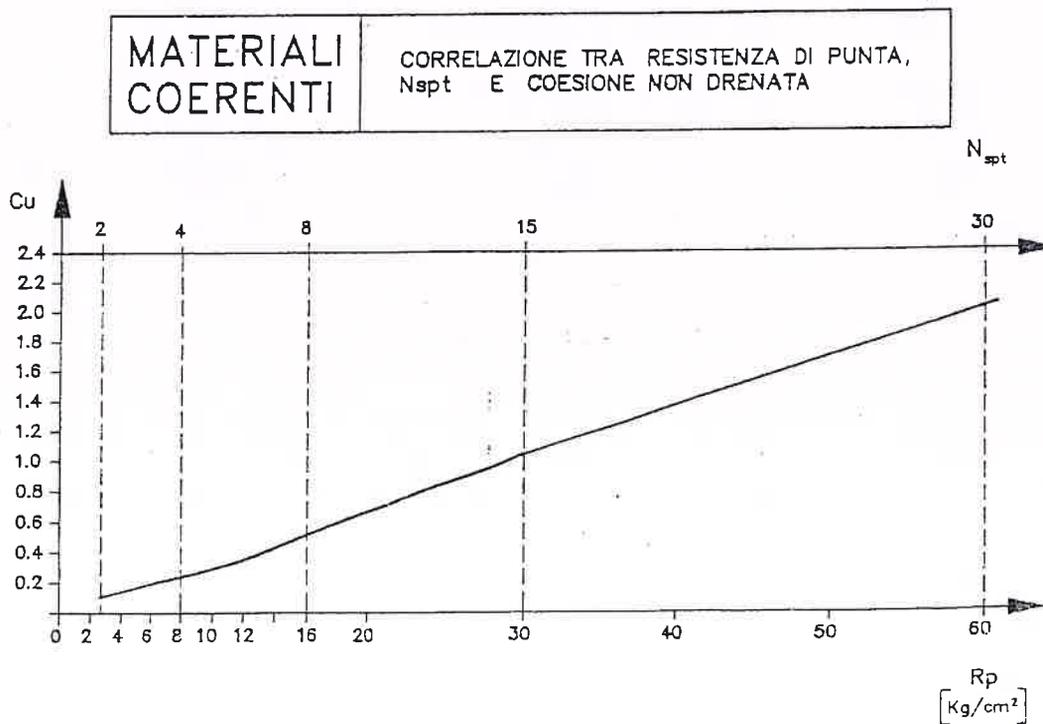
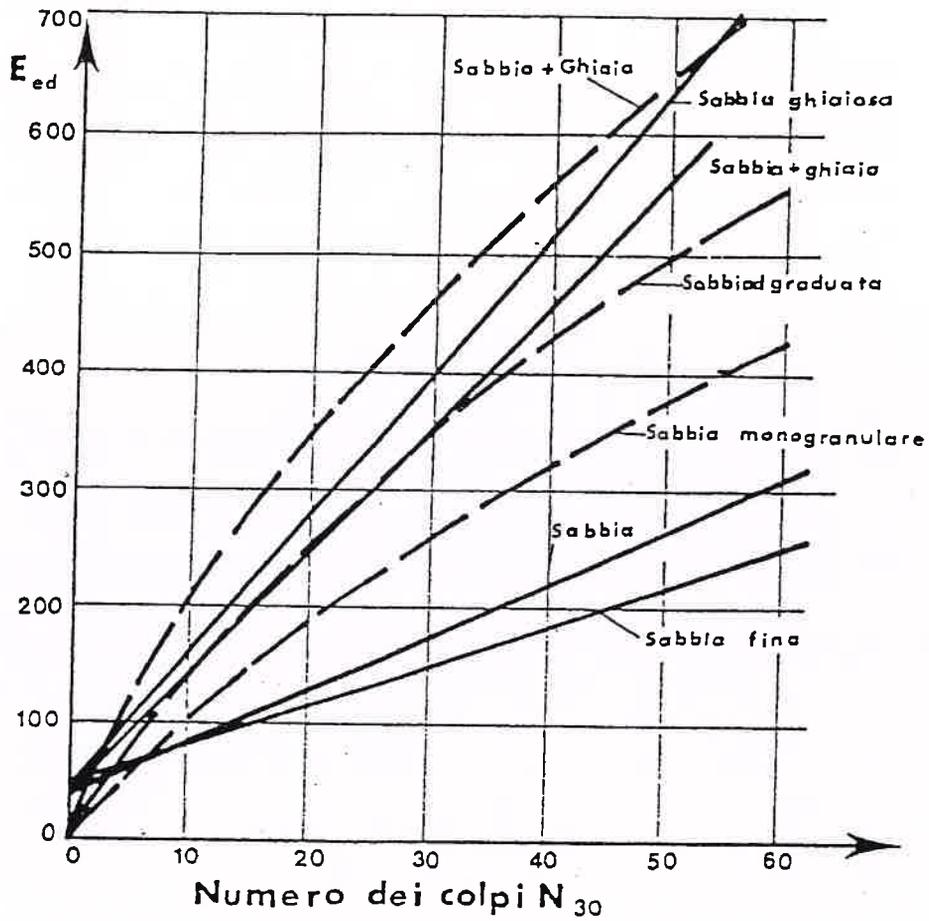


Fig.10 - DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE SPT E DA PENETROMETRIE STATICHE (TERZAGHI).

ARGILLA	q_u Kg/cm ²	PENETROMETRO STANDARD n. COLPI PER PIEDE
MOLTO MOLLE	< 0.25	<2
MOLLE	0.25 - 0.5	2 - 4
MEDIAMENTE COMPATTA	0.5 - 1.0	4 - 8
CONSISTENTE	1.0 - 2.0	8 - 15
MOLTO CONSISTENTE	2.0 - 4.0	15 - 30
DURA	>4	>30

SABBIA	PENETROMETRO STANDARD n. COLPI X PIEDE	PENETROMETRO STATICO Kg/cm ² Rp	ANGOLO D'ATTRITO
MOLTO SCIOLTA	<4	<20	<30°
SCIOLTA	4 - 10	20 - 40	30° - 35°
COMPATTA	10 - 30	40 - 120	35° - 40°
DENSA	30 - 50	120 - 200	40° - 45°
MOLTO DENSA	>50	>200	>45°

**Fig.11 - CORRELAZIONE TRA IL NUMERO DI COLPI N_{spt} DEL PENETROMETRO DINAMICO
ED IL MODULO EDOMETRICO PER FORMAZIONI SABBIOSE (MENZEBACH,
MALCEV).**



- 10 - VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE:

10.1 Valutazione preliminare:

L'attuale Normativa Tecnica per le Costruzioni (N.T.C.) prevede, al paragrafo 7.113.4.2 "Esclusione della verifica a liquefazione", che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti condizioni:

1. eventi sismici attesi di Magnitudo M inferiori a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. 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;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di Uniformità $U_c > 3,5$.

Sulla base del D.B. Macrosismico dell'INGV, relativo alla Provincia di Rimini, la maggior parte degli eventi sismici hanno magnitudo superiori a 5 e pertanto la condizione 1 non è soddisfatta.

Dalla successione stratigrafica, risultante dalle prove penetrometriche (C.P.T.E.), non si manifestano le condizioni previste ai punti 2, 3 e 4.

In merito al punto 5, anche se non sono stati presi campioni sui quali eseguire le analisi granulometriche, sulla base delle numerose esperienze pregresse maturate dal sottoscritto, i fusi delle sabbie del litorale ricadono, a prescindere dal grado di uniformità, nelle fasce ad alta possibilità di liquefazione.

Pertanto si è proceduto al calcolo, sulla verticale di ogni singola prova, del coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione (F_s) e alla valutazione dell'indice di liquefazione (IL) dei terreni incoerenti degli strati A, B e D.

10.2 - Liquefazione dei terreni:

La liquefazione comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o di accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati dalle azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Tali fenomeni sono legati allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che, se positive, causano una riduzione della tensione media efficace del terreno e, quindi una riduzione della resistenza al taglio.

Il rischio di liquefazione deve essere accertato in base alla possibilità di concomitanza di fattori scatenati (caratteristiche dei

terremoti attesi) e predisponenti (suscettibilità dei terreni).

I risultati dello studio valutano, per i terreni incoerenti degli Strati A, B e D, i coefficienti di sicurezza nei confronti della liquefazione nelle verticali esplorate con le prove C.P.T.E. ($F_s > 1.0$ terreno non liquefacibile - $F_s < 1.0$ terreno liquefacibile).

Si calcolerà inoltre, l'indice del potenziale di liquefazione IL, definito come segue:

- . IL = 0.0 non liquefacibile ($F_L = \geq 1,2$)
- . $0 < IL \leq 2$ Potenziale basso
- . $2 < IL \leq 5$ Potenziale moderato
- . $5 < IL \leq 15$ Potenziale alto
- . $15 < IL$ Potenziale molto alto

- 10.3 Metodi di calcolo del rischio di liquefazione - Metodi semplificati:

Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione dei depositi attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la resistenza al taglio mobilitabile in ogni singolo strato (CSR) e lo sforzo tagliante indotto dal sisma (CRR).

Cioè in pratica si ha:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR}.$$

Un deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione, se il coefficiente di sicurezza sarà minore di 1 (di 1.25 secondo l'Eurocodice 8).

La grandezza CSR dipende dai parametri del sisma di progetto

(accelerazione sismica e magnitudo di progetto). CRR è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo stato di addensamento, e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con i risultati di prove penetrometriche dinamiche e statiche o con i valori delle velocità delle onde S ricavati da indagine geofisica.

10.4 Calcolo dello sforzo di taglio indotto dal sisma (CSR)

La grandezza CSR viene ricavata attraverso la relazione:

$$T = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} r_d \frac{1}{MSF};$$

dove:

a_{\max}	= accelerazione sismica massima;
g	= accelerazione di gravità = 980.7 cm/s ² ;
σ_{v0}	= pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;
σ_{v0}'	= pressione verticale efficace alla profondità z dal p.c.;
r_d	= coefficiente funzione della profondità dal p.c.;
MSF	=coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma, ricavabile con la relazione $MSF = \left(\frac{M}{7.5}\right)^{-3.3}$ se $M \leq 7.5$ o con la formula $MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}}$ se $M > 7.5$.

La grandezza r_d può essere valutata attraverso la seguente correlazione empirica nota in letteratura.

□ *Liao & Whitman (1986)*

$$rd = 1 - 0.00765 h_{\text{media}} \text{ per } h_{\text{media}} \leq 9.15\text{m}$$

$$rd = 1.174 - 0.0267 h_{\text{media}} \text{ per } 9.15 < h_{\text{media}} \leq 23\text{m}$$

$$rd = 0.774 - 0.008 h_{\text{media}} \text{ per } 23 < h_{\text{media}} \leq 30\text{m}$$

$$rd = 0.5 \text{ per } h_{\text{media}} > 30\text{m}$$

Il parametro correttivo MSF può essere ricavato, nel caso di prove SPT e CPT, usando le relazioni di Boulanger & Idriss (2014):

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \left(8.64 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 1.325 \right)$$

dove:

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{180} \right)^3 \leq 2.2$$

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{31.5} \right)^2 \leq 2.2$$

10.5 Calcolo della resistenza al taglio mobilitata (CRR) da prove

Penetrometriche statiche - Metodo di Robertson e Wride (1997):

Il metodo di Robertson e Wride permette di correlare la resistenza al taglio mobilitata nel terreno con i risultati della prova penetrometrica statica (CPT). La procedura di calcolo si basa sulle due seguenti equazioni:

$$CRR = 0.883 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \text{ per } (q_{c1n})_{cs} < 50 \text{ e}$$

$$CRR = 93 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \text{ per } 50 \leq (q_{c1n})_{cs} < 160.$$

La grandezza $(q_{c1n})_{cs}$ rappresenta la resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente.

Il calcolo di $(q_{c1n})_{cs}$ avviene attraverso i seguenti passaggi.

- Si calcola la resistenza alla punta e l'attrito laterale specifico

normalizzati con le relazioni:

$$Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} \text{ e } F = 100 \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}}$$

dove:

- q_c (kg/cmq) = resistenza alla punta misurata;
- f_s (kg/cmq) = attrito laterale specifico misurato;
- σ_{v0} (kg/cmq) = pressione verticale totale;
- σ_{v0}' (kg/cmq) = pressione verticale efficace.

- Si calcola l'indice di tipo dello strato sabbioso con la formula:

$$I_c = \sqrt{(\text{Log}_{10} F + 1.22)^2 + (\text{Log}_{10} Q - 3.47)^2}$$

- Si applica una correzione che tenga conto dell'approfondimento della prova:

$$q_{c1n} = C_Q q_c \text{ dove } C_Q = \left(\frac{1}{\sigma_{v0}'} \right)^n$$

L'esponente n viene valutato come segue:

- se $I_c > 2.6$ allora $n=1$;
- se $I_c \leq 2.6$ si calcola un primo valore di q_{c1n} , utilizzando $n=0.5$; quindi si ricalcola I_c con la relazione:

$$I_c = \sqrt{(\text{Log}_{10} F + 1.22)^2 + (\text{Log}_{10} q_{c1n} - 3.47)^2}$$

se il nuovo valore di I_c è ancora minore di 2.6 si conferma il valore $n=0.5$, altrimenti si ricalcola q_{c1n} , utilizzando $n=0.75$;

- se $q_{c1n} > 2q_c$ si pone $q_{c1n} = 2q_c$.
-
- Si introduce la correzione dovuta alla presenza di fine nel livello sabbioso:

$$(q_{c1n})_{cs} = K_c q_{c1n},$$

dove K_c è uguale a 1, se $I_c \leq 1.64$, ed è fornito dalla relazione:

$$K_c = -0.403Ic^4 + 5.581Ic^3 - 21.63Ic^2 + 33.75Ic - 17.88$$

in caso contrario.

Viene considerato **non** liquefacibile un deposito in cui sia $F_s > 1$.

Questa procedura è raccomandata dal National Center for Earthquake Research (NCEER) e della Regione Emilia Romagna (Allegato A - Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, C.1, della L.R. 20/2000 per " Indirizzi per gli studi di microzonizzazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica).

10.6 Calcolo dell'indice di liquefacibilità:

Una stima del rischio di liquefazione complessivo lungo una verticale di calcolo viene fornita dal parametro indice di liquefazione (IL).

Tale indice viene definito dalla seguente relazione:

$$IL = \sum_{i=1}^n FW(z)\Delta z$$

dove:

n = numero degli intervalli di calcolo di F_s lungo la verticale;

$F = 1 - F_s$ per $F_s \leq 1$ e $F = 0$ per $F_s > 1$;

Δz = spessore dell'intervallo di calcolo;

$W(z) = 10 - 0,5z$, con z = profondità di calcolo (massimo 20 m).

In base al valore di IL ottenuto è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione attraverso la seguente tabella:

IL	Rischio di liquefazione
IL = 0.0	non liquefacibile ($F_L = \geq 1,2$)
$0 < IL \leq 2$	Potenziale basso
$2 < IL \leq 5$	Potenziale moderato
$5 < IL \leq 15$	Potenziale alto
$15 < IL$	Potenziale molto alto

10.7 - Condizioni assunte per le verifiche:

Le condizioni assunte per il calcolo sono le seguenti:

- . Stratigrafie del terreno rinvenute sulla base delle prove penetrometriche C.P.T.E. riportate in appendice A;
- . resistenza media alla punta (qt) e all'attrito laterale (Ksbt) locali;
- . falda al piano campagna;
- . accelerazione sismica orizzontale massima in superficie $A_{max} = 0,262$, calcolata sulla base delle N.T.C. Vigenti;
- . una magnitudo attesa al sisma pari a $M = 6,14$, come indicato dalla Commissione Tecnica per la microzonazione sismica del Dipartimento della Protezione Civile;
- . Piano di riferimento corrispondente alle condizione "free-field" al piano campagna.

10.8 - Risultati delle verifiche e valutazioni e considerazioni:

I risultati delle verifiche eseguite su ogni singola verticale investigata con le due prove penetrometriche C.P.T.E., come si evince dagli elaborati di calcolo di seguito riportati, hanno evidenziato:

- PROVA C.P.T.E.1 -

- Strato A:

- . Coefficiente di sicurezza alla liquefazione $F_s = 0,866$
(liquefacibile).

- Strato B:

- . Coefficiente di sicurezza alla liquefazione $F_s = 0,376$
(Liquefacibile);

- Strato D:

- . Coefficiente di sicurezza alla liquefazione $F_s = 0,345$
(Liquefacibile);

Il rischio di liquefazione $IL = 27,1$ che corrisponde ad un Rischio
di liquefazione molto alto.

- PROVA C.P.T.E.2 -

- Strato A:

- . Coefficiente di sicurezza alla liquefazione $F_s = 1,468$ (non
liquefacibile);

- Strato B:

- . Coefficiente di sicurezza alla liquefazione $F_s = 0,346$
(Liquefacibile);

- Strato D:

- . Coefficiente di sicurezza alla liquefazione $F_s = 0,343$
(Liquefacibile);

Il rischio di liquefazione $IL = 26,0$ che corrisponde ad un Rischio

di liquefazione molto alto.

Ad eccezione dei terreni dello Strato A della prova C.P.T.E.2, che hanno evidenziato un coefficiente di sicurezza $F_s = 1,468$ ($F_s > 1$ - terreni non liquefacibili), tutte le altre verifiche, eseguite sullo strato A della prova C.P.T.E.1 e gli strati B e D di entrambe le prove, hanno evidenziato dei coefficienti di sicurezza < 1 (terreni liquefacibili).

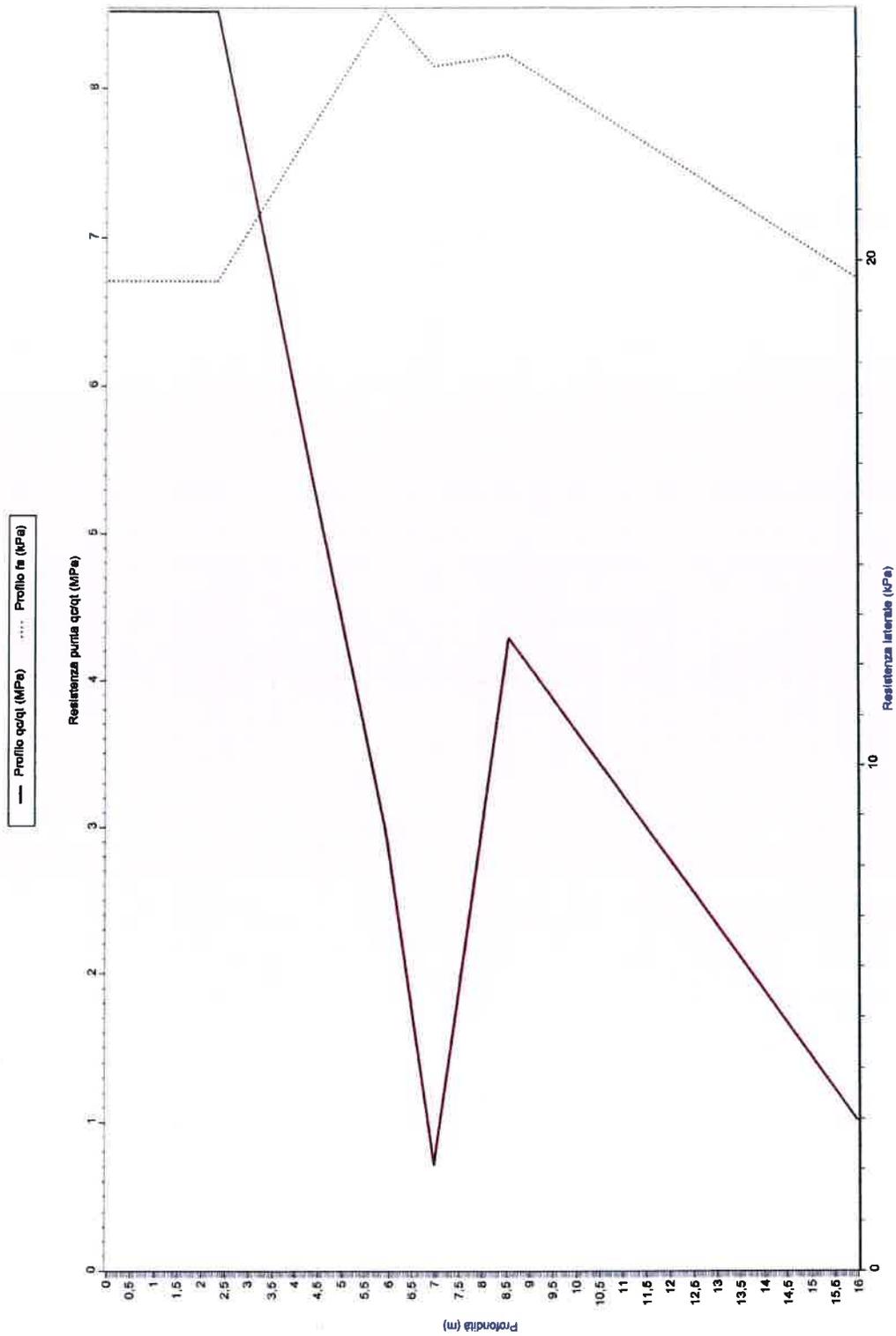
Entrambe le verifiche, eseguite sulle verticali stratigrafiche delle prove C.P.T.E.1 e C.P.T.E.2, hanno evidenziato dei valori dell'indice di liquefazione rispettivamente di 27,1 e 26,0 > 15 , che li colloca nel campo del rischio di liquefazione molto alto.

Di seguito sono riportati gli elaborati di calcolo e i relativi elaborati grafici riguardanti le verifiche.

C.P.T.E.1

Profilo del terreno da CPT/CPTu					
N.	da (m)	a (m)	qc(qt)(MPa)	fs(kPa)	Gamma(kN/mc)
1	0,00	2,32	8,52	19,60	21
2	2,32	5,91	3,00	24,91	20,5
3	5,91	6,96	0,72	23,82	20,5
4	6,96	8,55	4,29	24,05	20,5
5	8,55	15,97	1,02	19,69	21

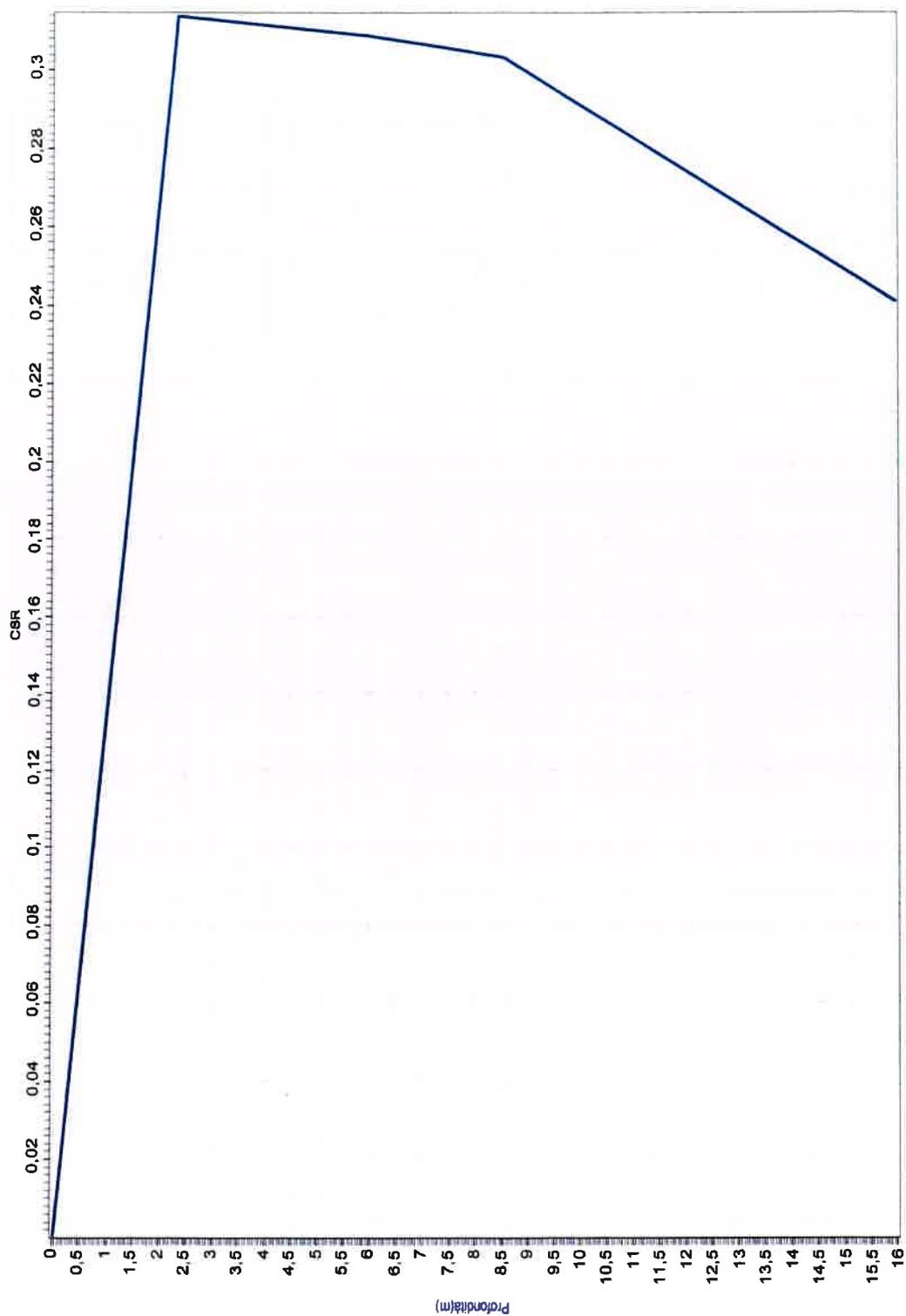
C.P.T.E.1



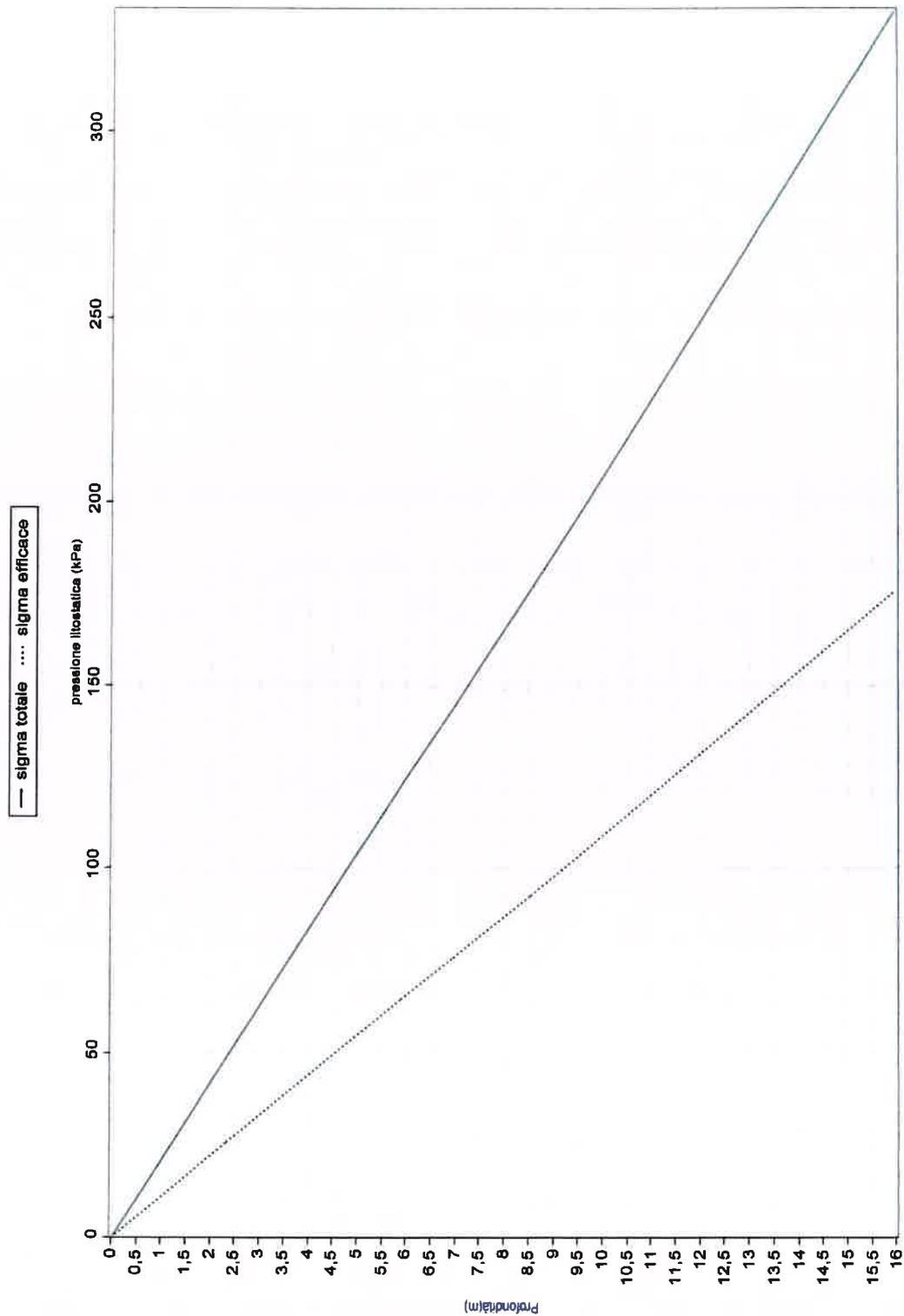
C.P.T.E.1

Profilo CSR							
N.	da (m)	a (m)	Gamma(kN/mc)	sigma(kPa)	sigma(kPa)	rd	CSR
1	0,00	2,32	21	48,72	25,961	0,982	0,314
2	2,32	5,91	20,5	122,315	64,338	0,955	0,309
3	5,91	6,96	20,5	143,84	75,562	0,947	0,307
4	6,96	8,55	20,5	176,435	92,56	0,935	0,303
5	8,55	15,97	21	332,255	175,589	0,748	0,241

C.P.T.E.1



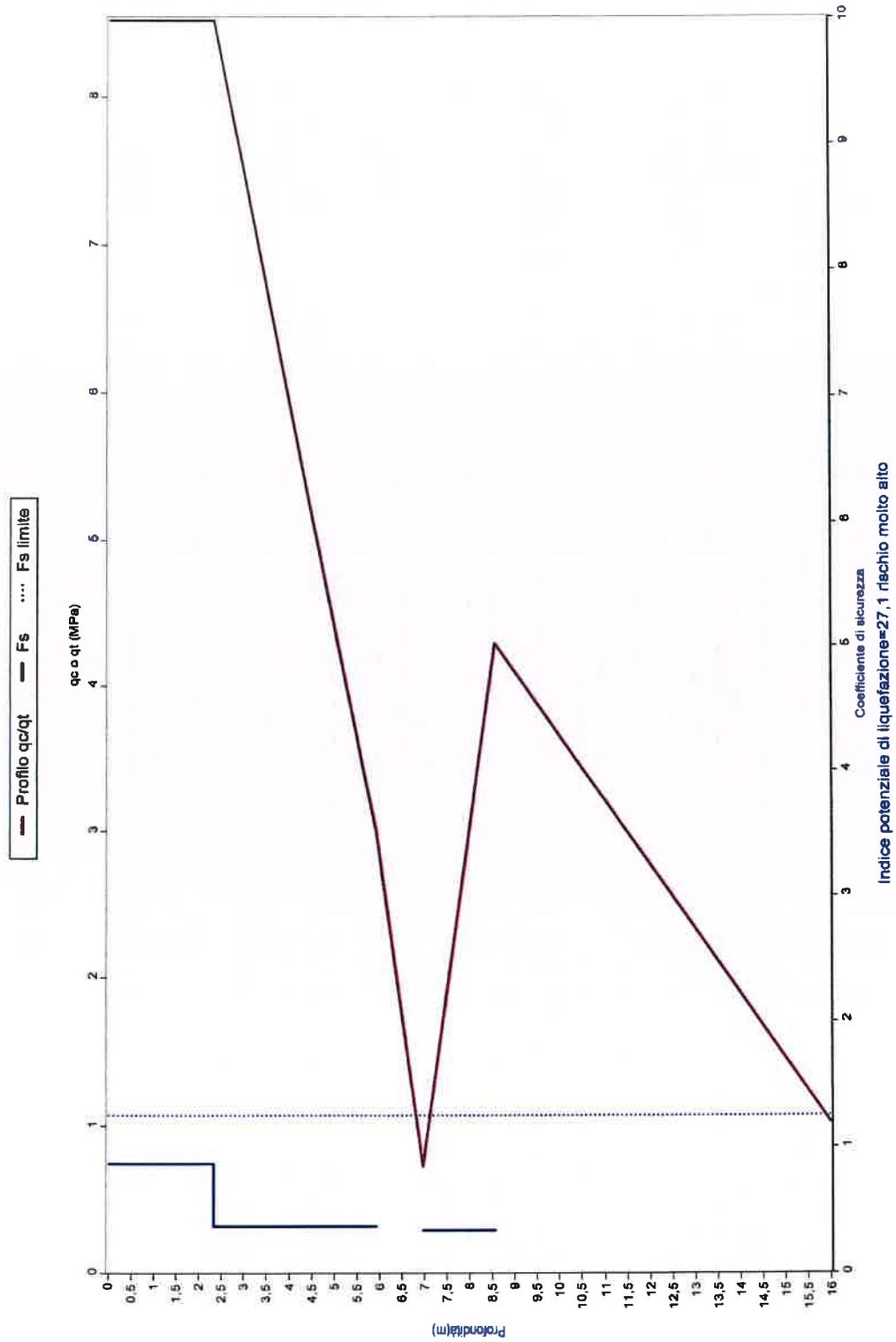
C.P.T.E.1



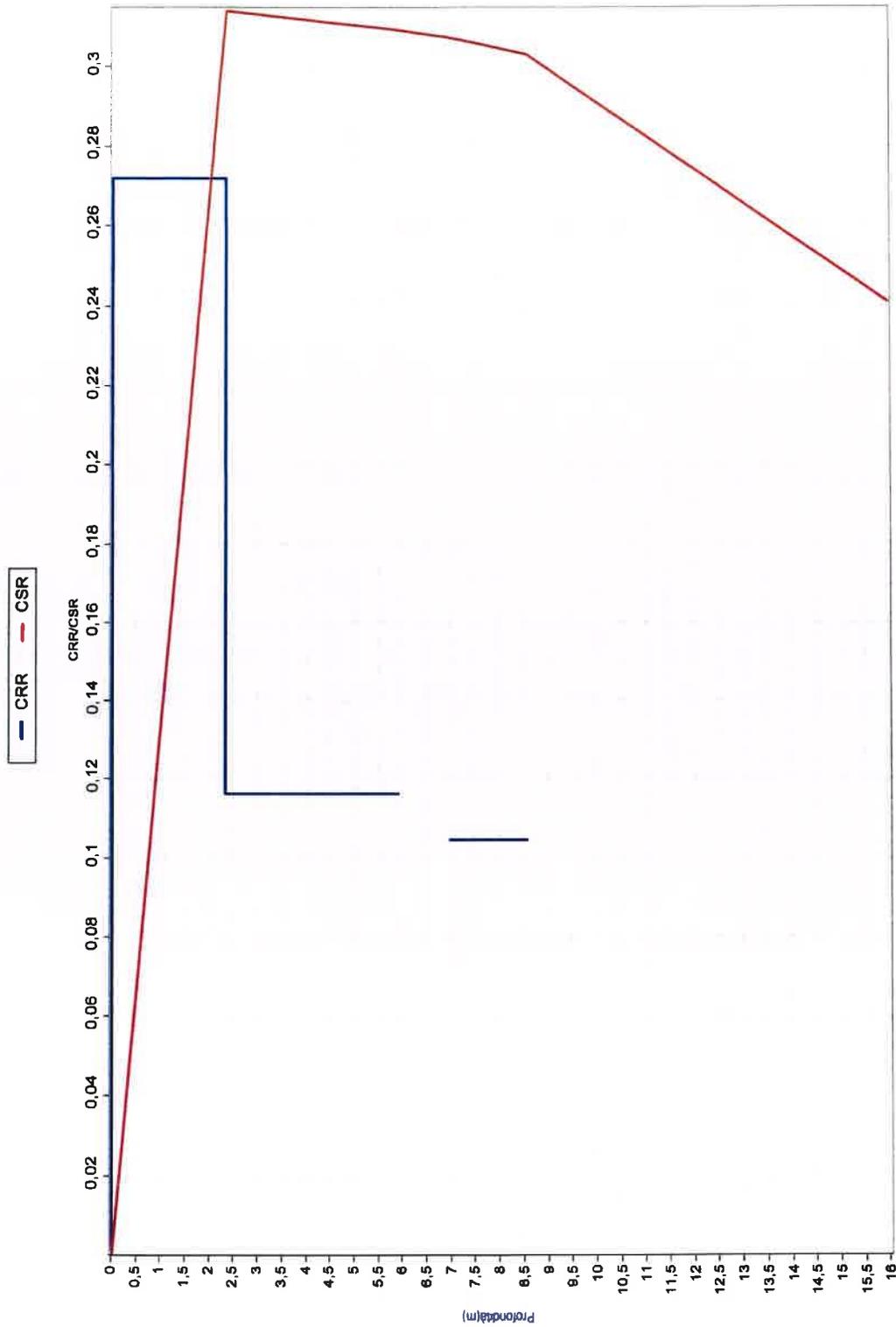
C.P.T.E.1

Profilo CRR da CPT/CPTu											
N.	da (m)	a (m)	qc(qt)(MPa)	fs(kPa)	Gamma(kN/	CSR	CRR	Fs	Ic	PL%	ced(mm)
1	0,00	2,32	8,52	19,60	21	0,314	0,272	0,866	1,48	65,72	0,0
2	2,32	5,91	3,00	24,91	20,5	0,309	0,116	0,376	2,12	98,72	0,0
3	5,91	6,96	0,72	23,82	20,5	0,307					
4	6,96	8,55	4,29	24,05	20,5	0,303	0,105	0,345	2,05	98,98	0,0
5	8,55	15,97	1,02	19,69	21	0,241					

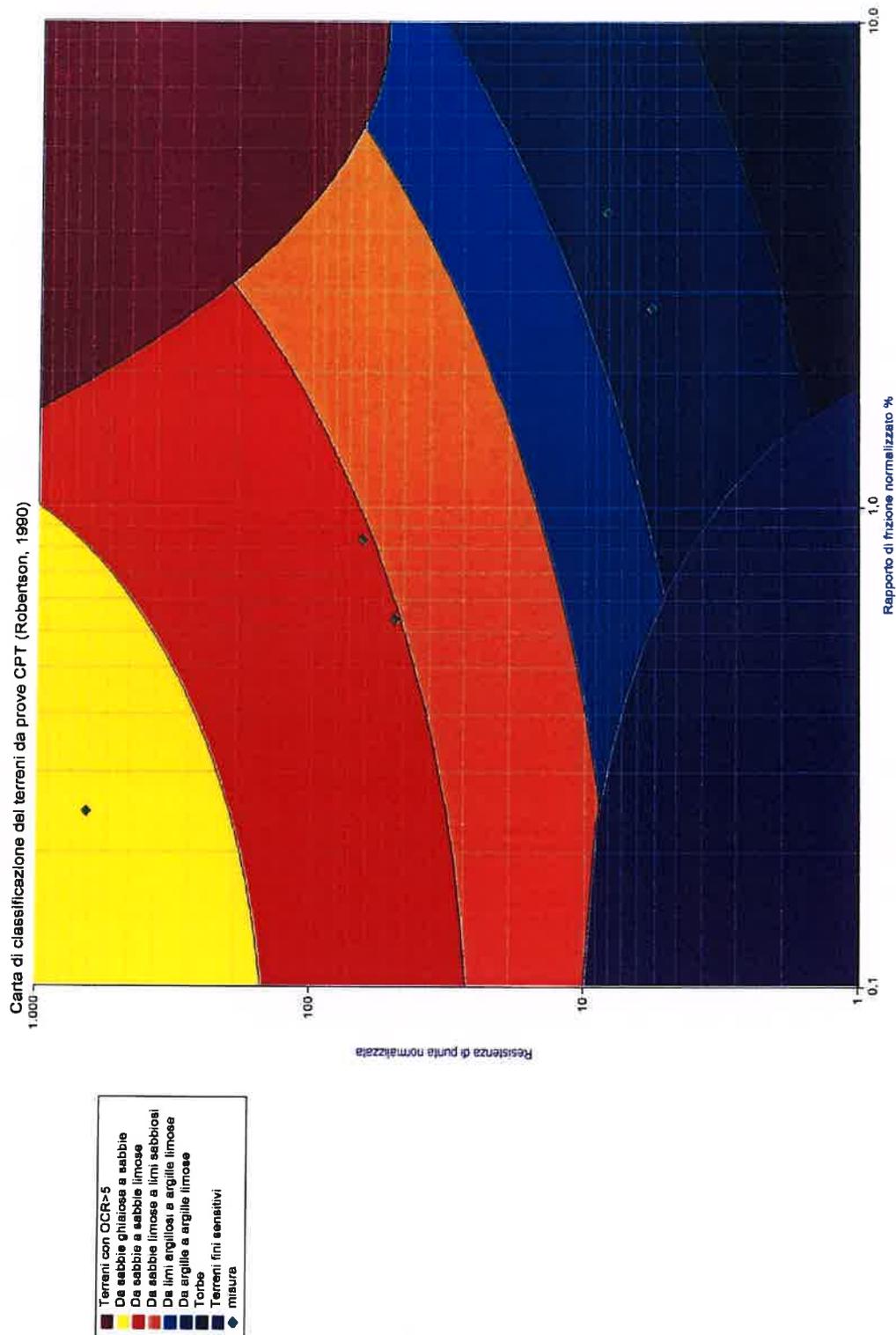
C.P.T.E.1



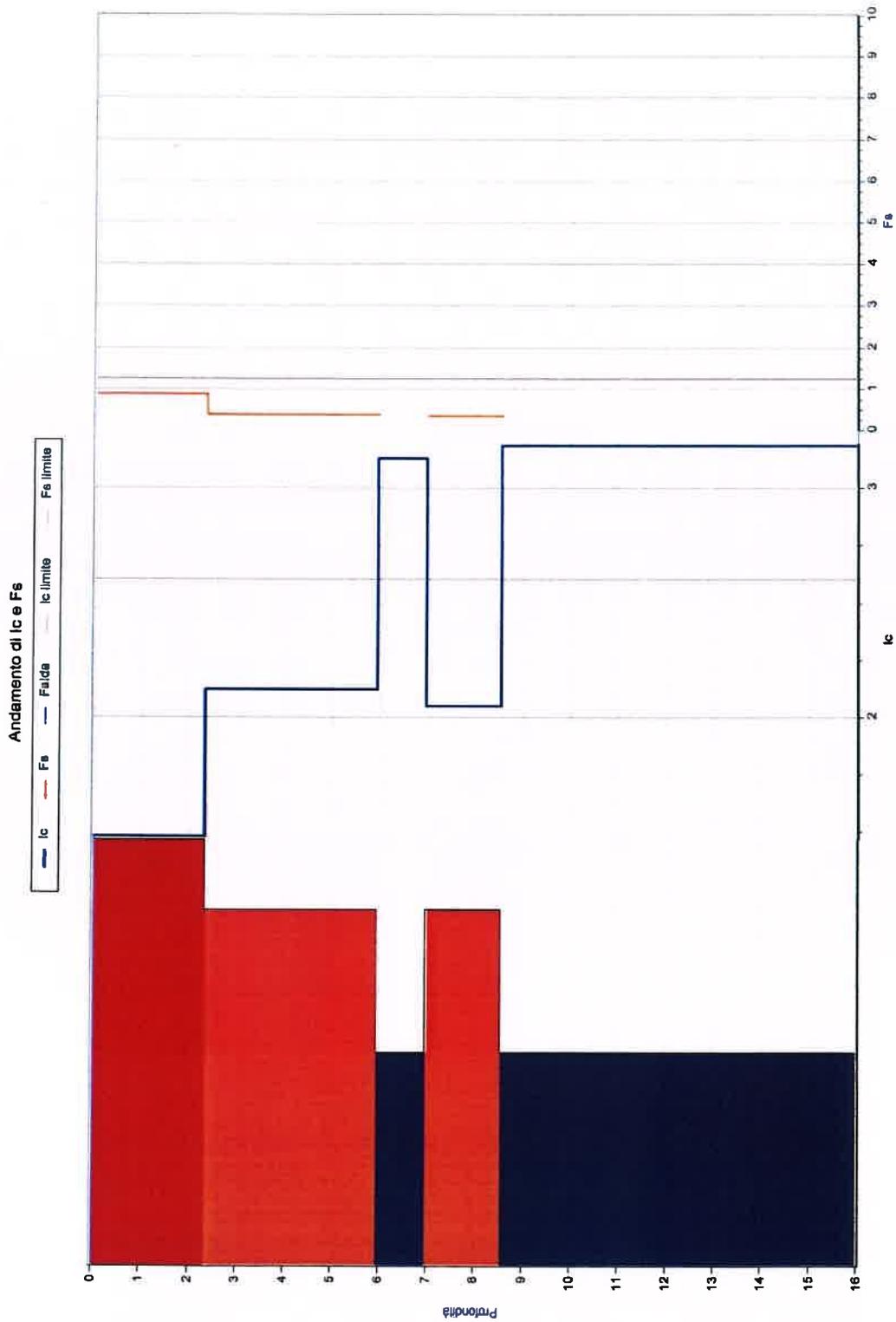
C.P.T.E.1



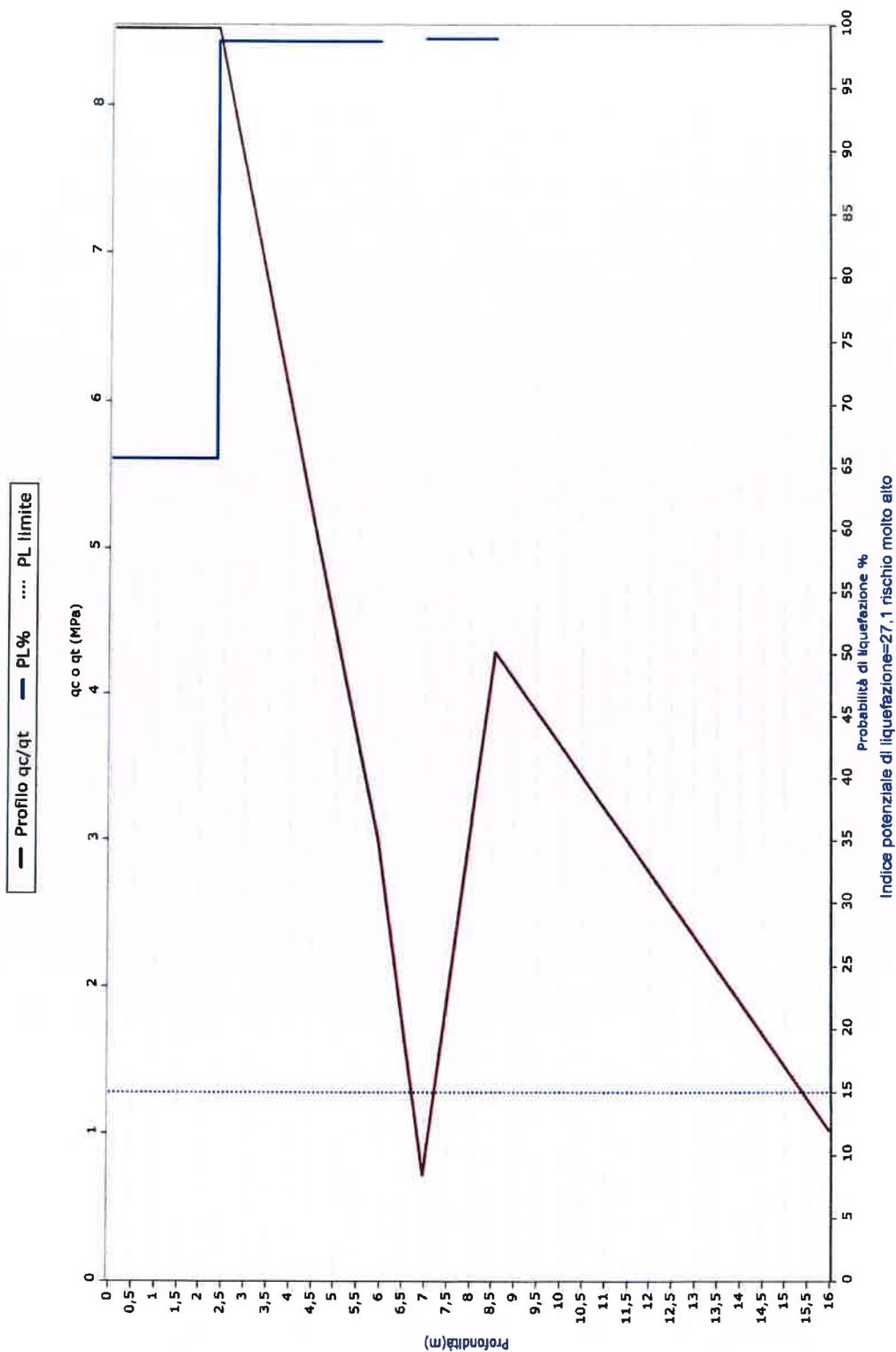
C.P.T.E.1



C.P.T.E.1



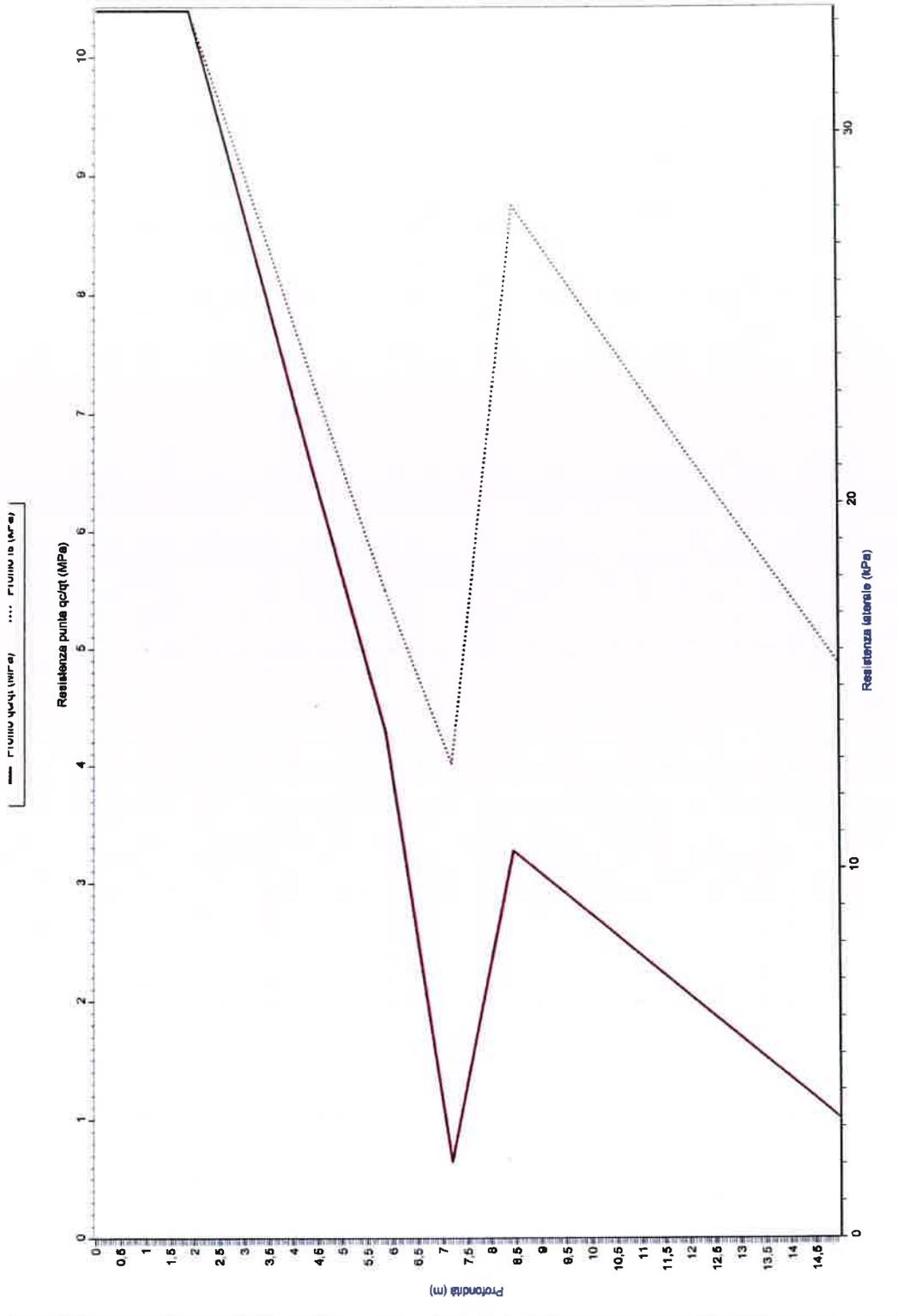
C.P.T.E.1



C.P.T.E.2

Profilo del terreno da CPT/CPTu					
N.	da (m)	a (m)	qc(qt)(MPa)	fs(kPa)	Gamma(kN/mc)
1	0,00	1,86	10,39	33,29	21
2	1,86	5,84	4,29	17,59	20,5
3	5,84	7,18	0,65	12,87	20,5
4	7,18	8,42	3,27	28,03	20,5
5	8,42	14,95	1,02	15,66	21

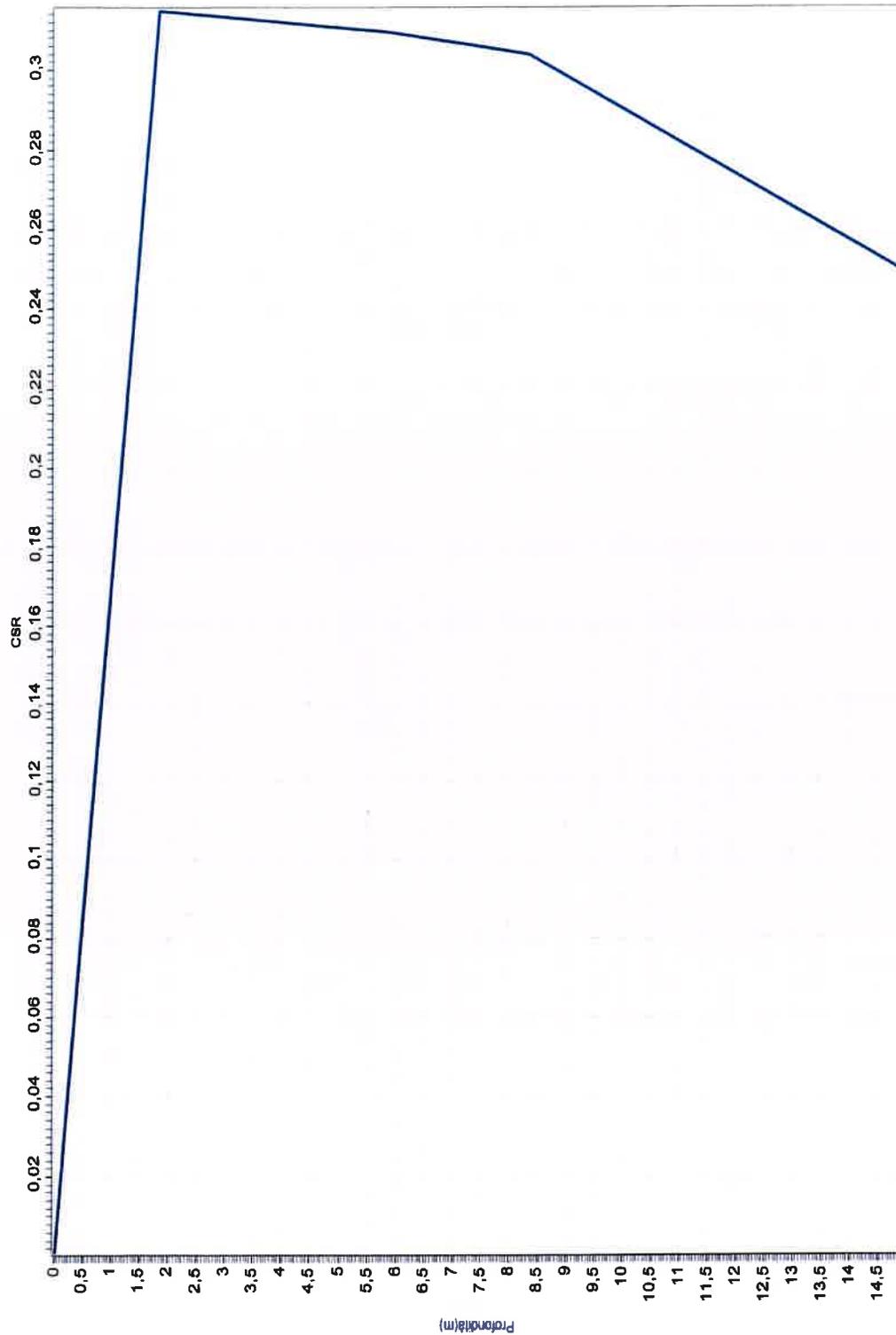
C.P.T.E.2



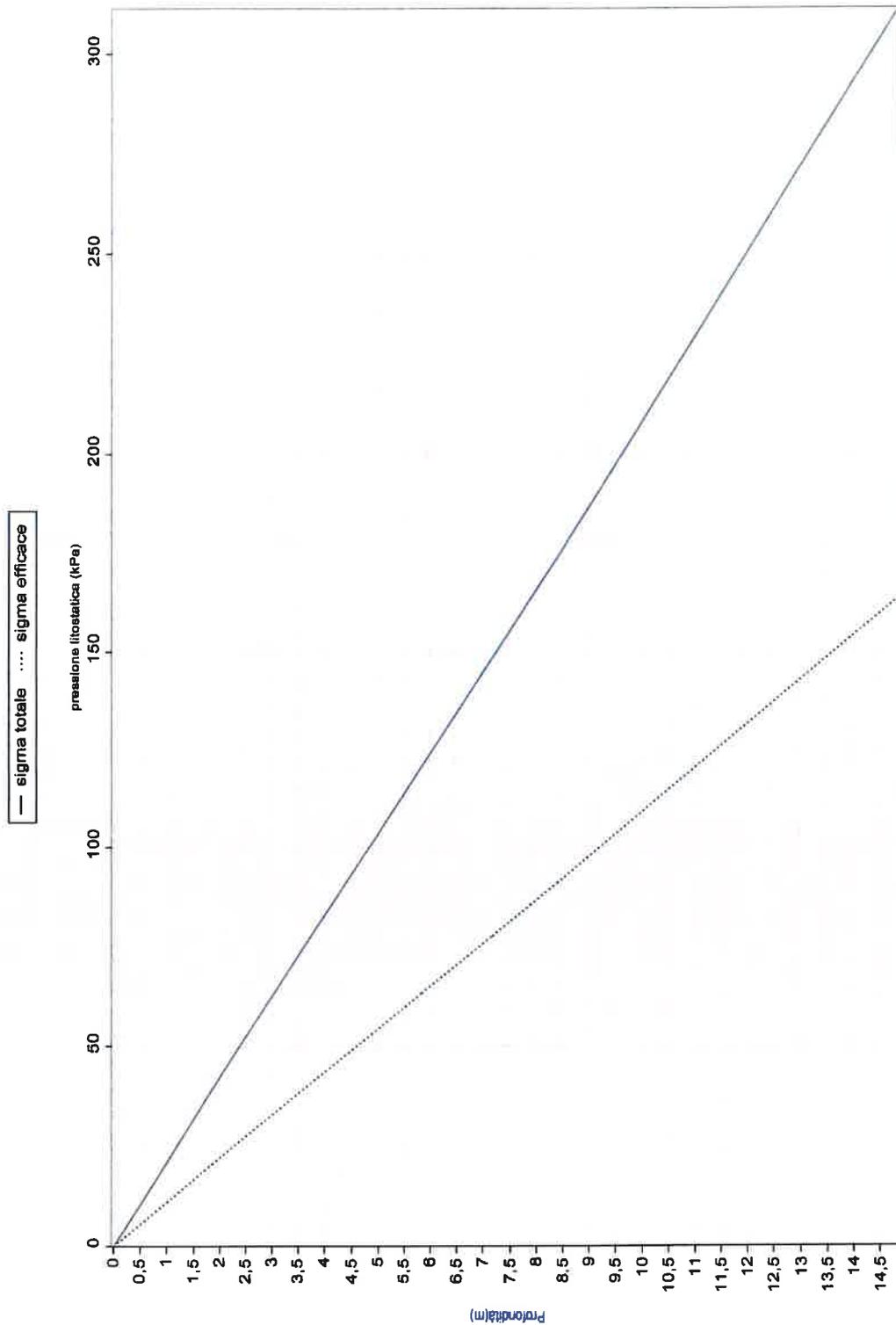
C.P.T.E.2

Profilo CSR							
N.	da (m)	a (m)	Gamma(kN/mc)	sigma(kPa)	sigma(kPa)	rd	CSR
1	0,00	1,86	21	39,06	20,813	0,986	0,315
2	1,86	5,84	20,5	120,65	63,36	0,955	0,31
3	5,84	7,18	20,5	148,12	77,684	0,945	0,307
4	7,18	8,42	20,5	173,54	90,94	0,936	0,304
5	8,42	14,95	21	310,67	164,01	0,775	0,25

C.P.T.E.2



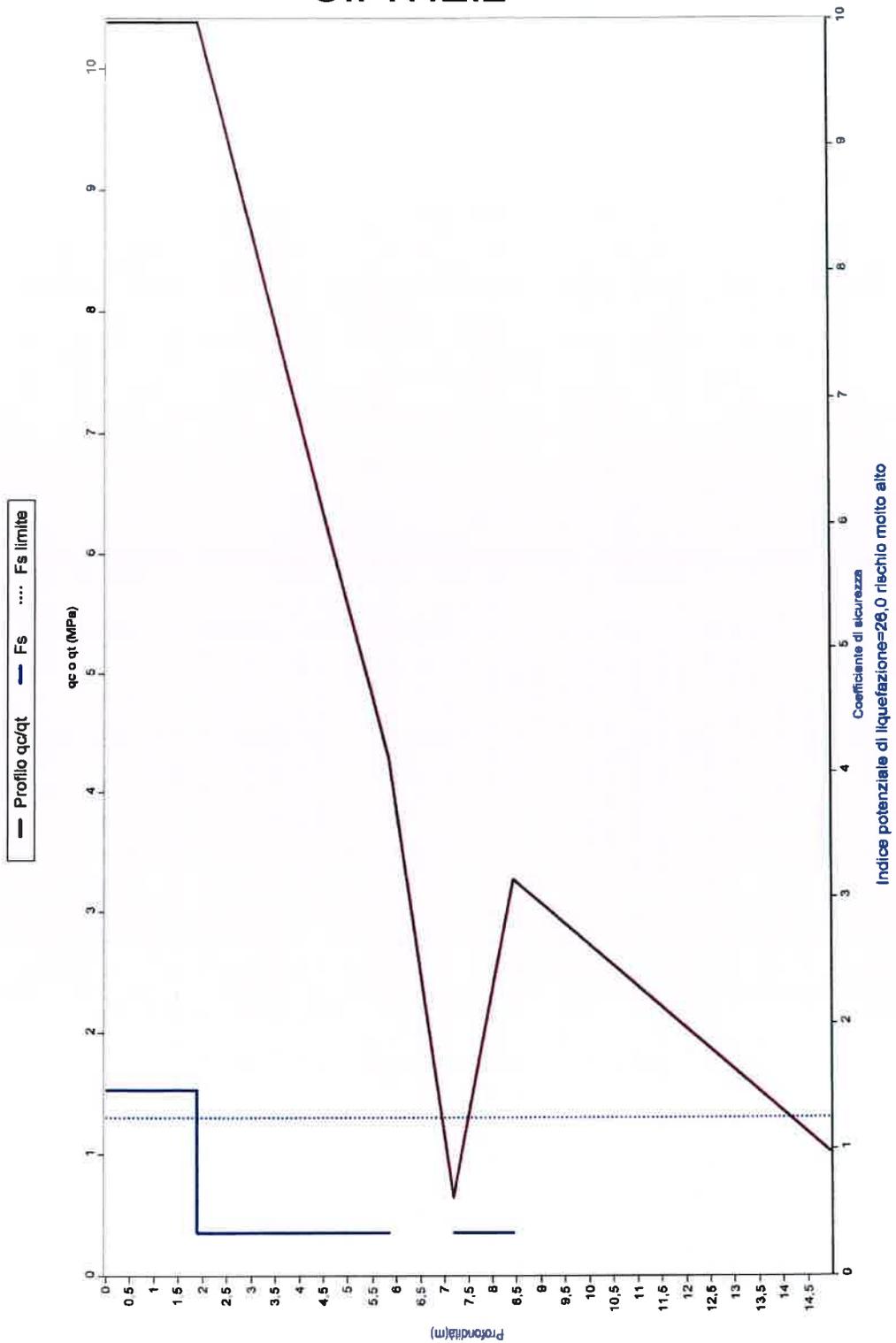
C.P.T.2.



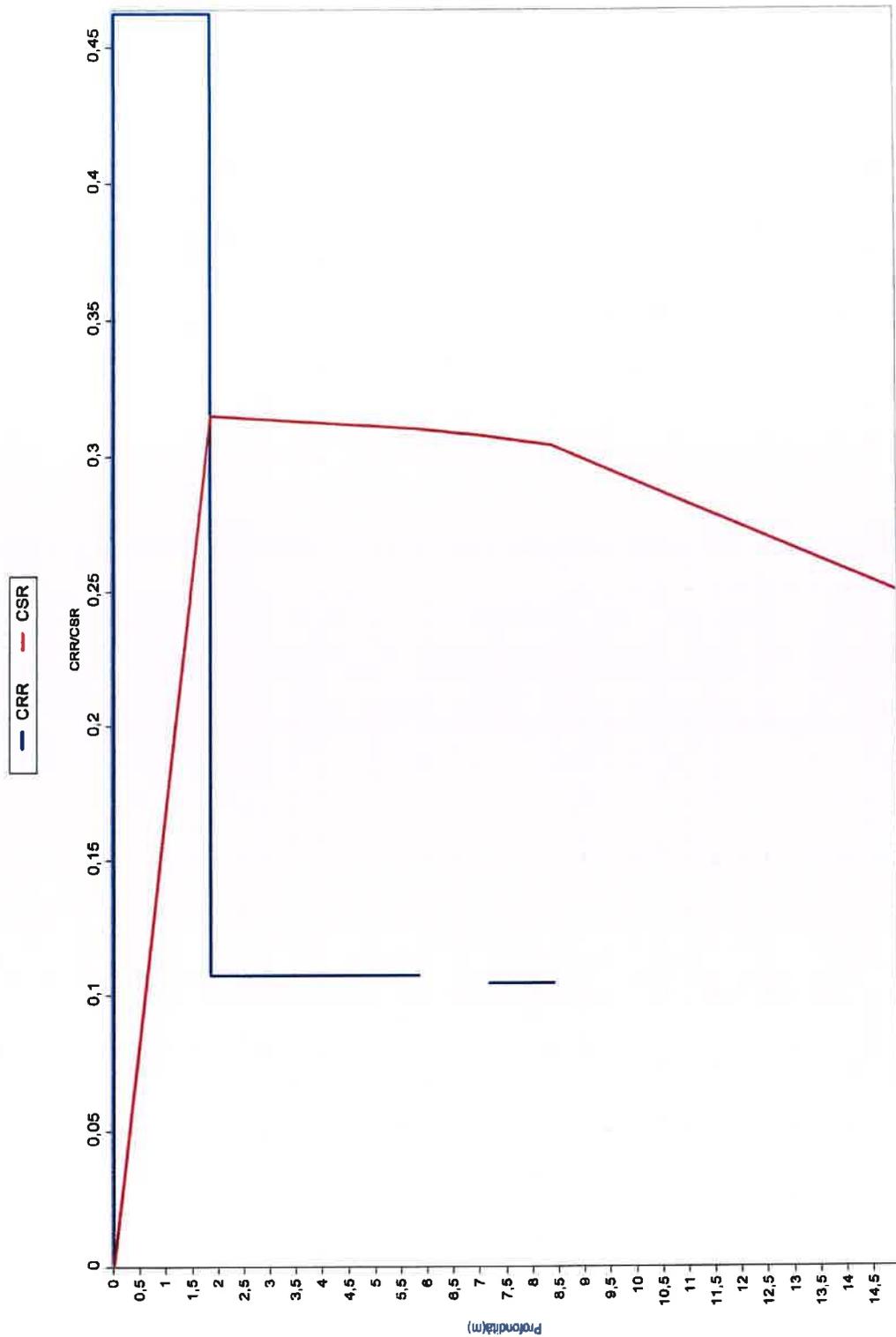
C.P.T.E.2

Profilo CRR da CPT/CPTu											
N.	da (m)	a (m)	qc(qt)(MPa)	fs(kPa)	Gamma(kN/	CSR	CRR	Fs	Ic	PL%	ced(mm)
1	0,00	1,86	10,39	33,29	21	0,315	0,462	1,468	1,46	2,0	0,0
2	1,86	5,84	4,29	17,59	20,5	0,31	0,107	0,346	1,85	98,98	0,0
3	5,84	7,18	0,65	12,87	20,5	0,307					
4	7,18	8,42	3,27	28,03	20,5	0,304	0,104	0,343	2,25	99,0	0,0
5	8,42	14,95	1,02	15,66	21	0,25					

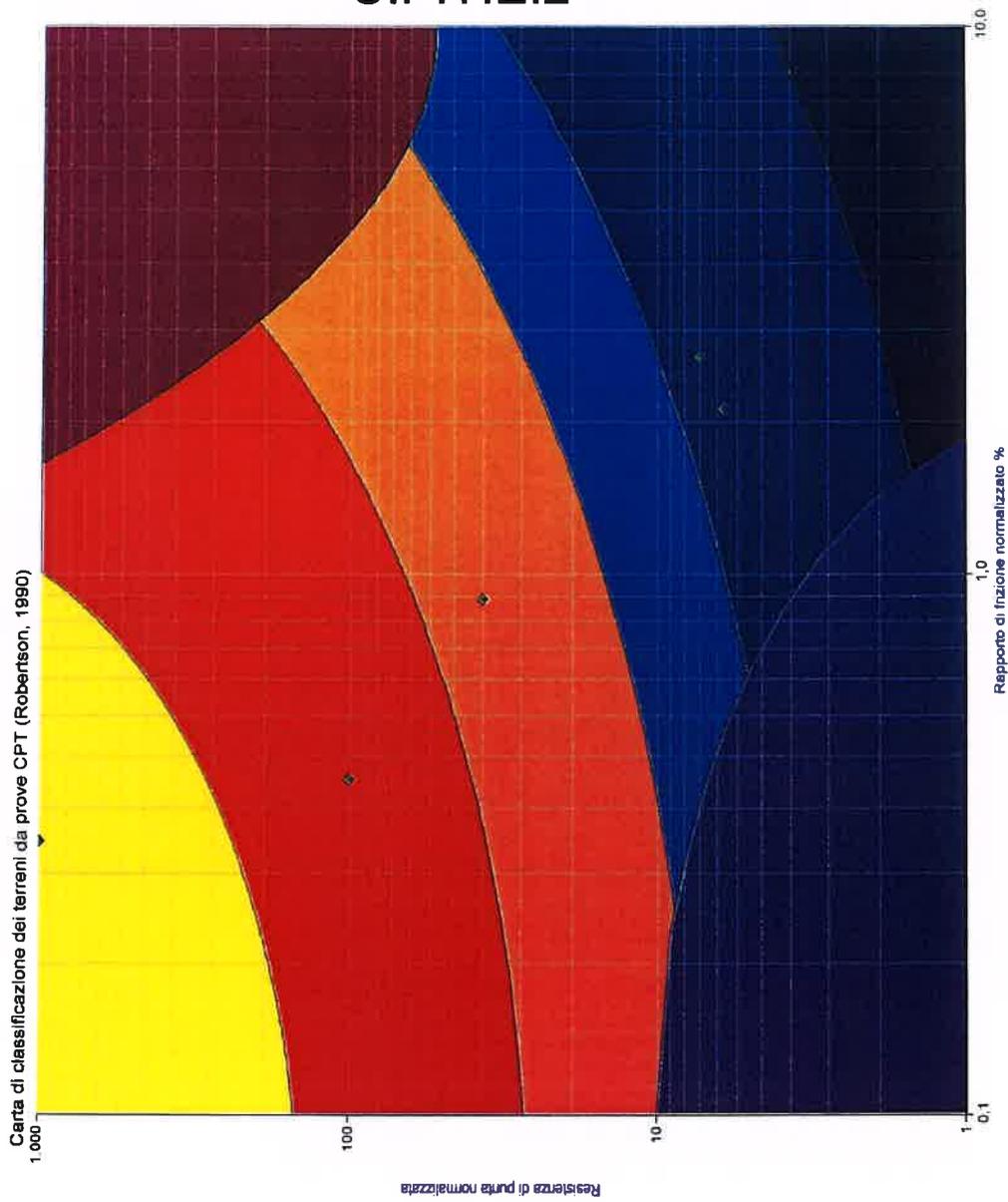
C.P.T.E.2



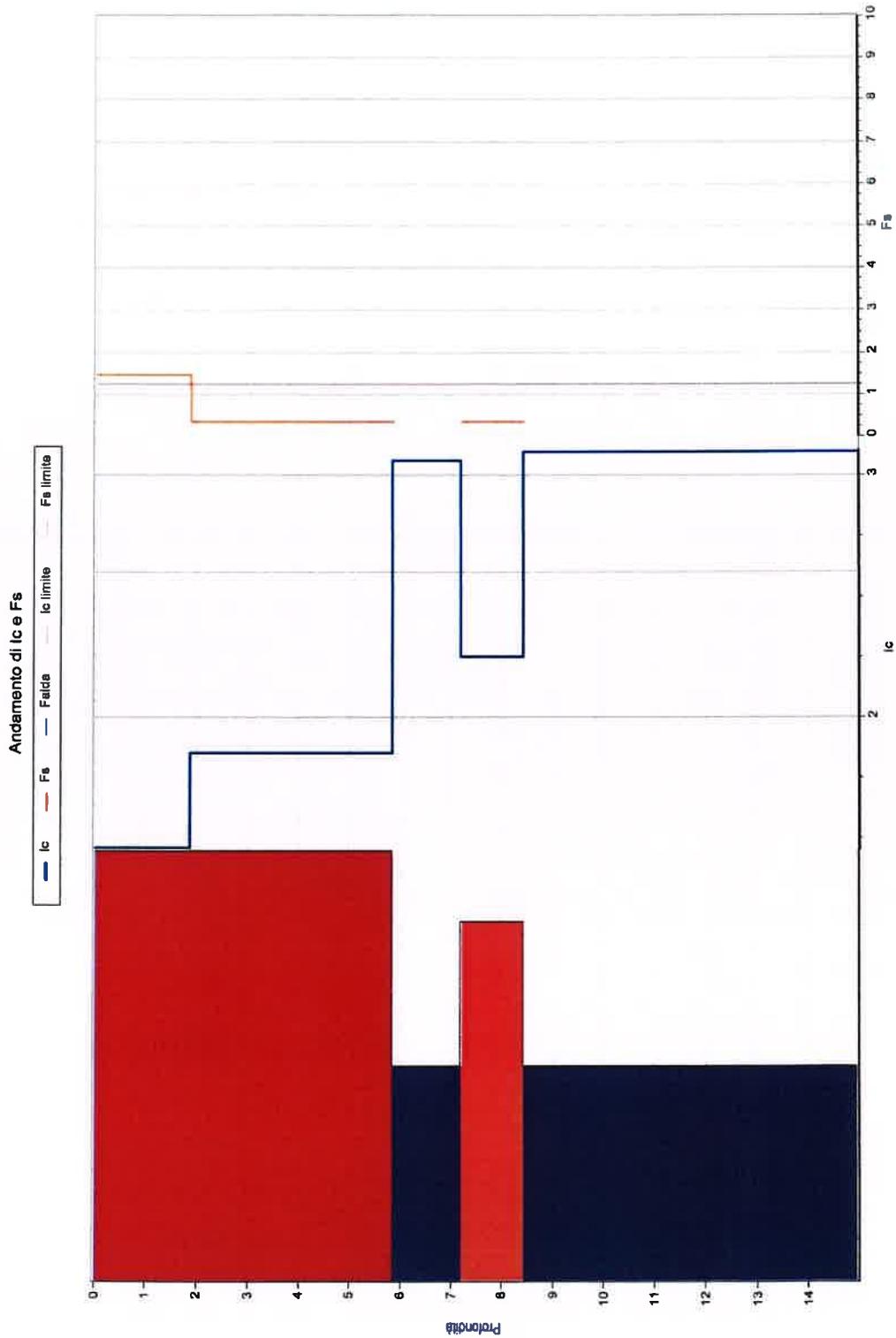
C.P.T.E.2



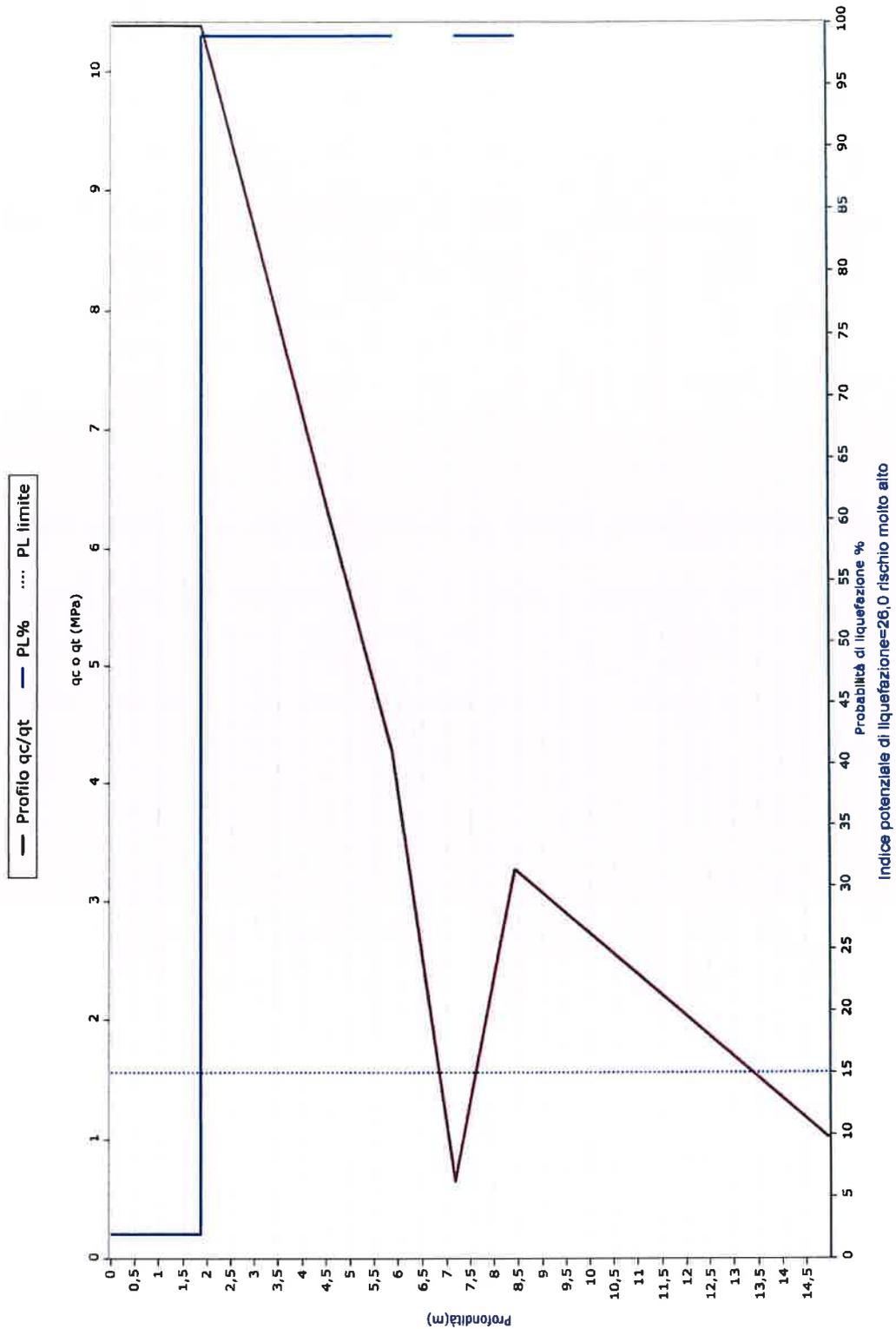
C.P.T.E.2



C.P.T.E.2



C.P.T.E.2



- 11 - INDICAZIONI SULLE OPERE DI FONDAZIONE:

Il progetto prevede la costruzione di un edificio di modeste dimensioni, costituito dal solo piano terra.

Nelle prove penetrometriche è stata rinvenuta la falda a quote prossime al piano di spiaggia che, nei periodi particolarmente piovosi e/o di alta marea e/o di intense mareggiate, raggiunge il piano spiaggia.

Le verifiche alla liquefazione hanno evidenziato, ad eccezione dello Strato A della prova C.P.T.E.2 da cui risulta un coefficiente di sicurezza $F_s = 1,468$ ($F_s > 1$ - terreno non liquefacibile), l'esistenza di terreni che hanno dei coefficienti di sicurezza alla liquefazione $F_s \ll 1.0$ ($F_s < 1$ - terreni liquefacibili), con indici di liquefazione $IL > 15$ ($IL > 15$ - Rischio di liquefazione molto alto).

Sulla base delle condizioni idrogeologiche locali (falda potenzialmente al p.s.) e stratigrafiche dei terreni esistenti (terreni degli strati A, B e D con rischio di liquefazione molto alto), come opere fondali si consigliano delle fondazioni profonde costituite da pali (battuti/a vite/trivellati), di adeguate dimensioni e adeguatamente intestati nelle argille limose plastiche dello strato E.

I pali dovranno essere collegati tra loro in senso longitudinale e trasversale da dei cordoli, o da una platea, adeguatamente dimensionati/a.

La profondità dei pali dovrà risultare sufficiente a soddisfare le verifiche previste dalle N.T.C./V..

Nel caso di pali trivellati, le condizioni stratigrafiche e idrogeologiche locali, indicano la necessità di gettare i pali con l'ausilio di polimeri o delle bentoniti.

Per il dimensionamento delle opere di fondazione, al progettista

delle opere strutturali si consiglia di utilizzare i parametri geotecnici minimi, riportati nel paragrafo 9, secondo quanto indicato dalle istruzioni del C.S.L.P. (modesti volumi di terreni coinvolti).

In sintesi la stratigrafia critica risultante dalle due prove penetrometriche, da utilizzare per il dimensionamento dei pali, risulta:

- dal piano spiaggia (P.S.) a - 1.90 m circa (Strato A);
- da - 1.90 m circa a - 5.90 m circa (Strato B);
- da - 5.90 m circa a - 7.20 m circa (Strato C);
- da - 7.20 m circa a - 8.60 m circa (Strato D);
- da - 8.60 m circa alla massima profondità investigata (- 16.0 m circa).

La stratigrafia critica sopra riportata dovrà essere verificata e confermata dal progettista e D.L. delle opere strutturali durante l'esecuzione dei pali.

Se richiesto, il sottoscritto si rende disponibile ad effettuare le verifiche stratigrafiche durante la realizzazione dei pali.

Le verifiche di tipo geotecnico (GEO) dovranno essere effettuate utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II e i fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica nella Tabella 6.4.IV delle N.T.C., seguendo almeno uno dei seguenti approcci:

Approccio 1 Combinazione 1 (A1+ M1+R1)

Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) O (A2 + **M1** + R2)

Approccio 2 (A1 + M1 + R3)

Nel calcolo dei pali in condizioni statiche che dinamiche i parametri

del terreno M non vanno ridotti (parametri di progetto = parametri caratteristici).

Solo la verifica di stabilità globale deve essere effettuata con (A2 + M2 + R2).

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G: si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.1. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{sp} .

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_v	γ_v	1,0	1,0

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R			
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ⁽¹⁾	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

⁽¹⁾ da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{max}}{\xi_4} \right\}$$

Nella Tav. 6.4 IV, il numero delle verticali indagate da considerare è 2.

Nel caso in cui il progettista delle opere strutturali ritenga di adottare delle fondazioni superficiali dovrà eseguire degli interventi al fine di ridurre il rischio di liquefazione dei terreni degli strati A, B e D.

I più comuni tipi di intervento che generalmente vengono presi in considerazione, per abbassare il rischio di liquefazione del terreno, sono:

- . dreni in ghiaia;
- . metodi dinamici (vibrocompattazione e heavy ramping).

Nel nostro caso i metodi dinamici sono sconsigliati a causa dell'esistenza di edifici presenti nelle immediate vicinanze e dal fatto che le sabbie in oggetto hanno dei contenuti in fine > 10, che rendono i metodi dinamici scarsamente efficaci.

Nel caso si decida di utilizzare dei dreni in ghiaia, si tratta di dimensionare delle colonne verticali di ghiaia, con diametro e interasse da progettare, approfondite almeno 1.0 m oltre la base dell'ultimo strato liquefacibile (Strato D).

Questo tipo di intervento migliora sensibilmente le caratteristiche geomeccaniche dei terreni e favorisce la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali che si possono generare nel caso di eventi sismici.

Si puntualizza comunque che, sulla base delle normative vigenti

(D.M. 17-01-2018, ecc.), l'attribuzione dei parametri geotecnici ai terreni rinvenuti, la scelta e le dimensioni delle tipologie fondali e le relative verifiche geotecniche sono di esclusiva competenza e responsabilità dell'ingegnere progettista delle opere strutturali.

- 12 - INDICAZIONI SUL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO "K" (TERRENO ALLA

WINKLER) :

I metodi, per la determinazione di "K", sono basati su estrapolazioni che traggono origine dall'effettuazione di prove di carico su piastra.

Dovendo necessariamente operare con piastre di piccole dimensioni, vale la pena di osservare che, l'influenza del carico si rende sensibile solo in corrispondenza dei livelli più superficiali di terreno.

In realtà, le fondazioni, di dimensioni naturalmente maggiori, finiscono con l'interessare strati posti a notevole profondità.

Pertanto si è ritenuto opportuno, al fine di contenere entro limiti accettabili i costi delle indagini, di effettuare una valutazione approssimata di "K" sulla base della capacità portante del terreno (q_a), attraverso la seguente formula:

$$K = 40 \times (F_s) \times q_a \quad (\text{da Joseph E. Bowles})$$

dove:

q_a = carico ammissibile, dove la resistenza interna del terreno corrisponde ad un cedimento $\leq 2,53$ cm;

F_s = coefficient di sicurezza = 3;

40 = valore del coefficient scelto a favour di sicurezza.

Nel nostro caso il carico ammissibile sul terreno è stato valutato con l'espressione $q_a = R_p/10$ (da L'HERMENIER).

Risolvendo, per i terreni dello Strato A, si ottiene:

$$K_v = 9.0 \div 11.0 \quad \text{Kgcm}^{-3}$$

Risolvendo per i terreni dello Strato B, si ottiene:

$$K_v = 2.40 \div 3.60 \text{ Kgcm}^{-3}$$

Risolvendo per i terreni dello Strato C, si ottiene:

$$K_v = 0.50 \div 0.60 \text{ Kgcm}^{-3}$$

Risolvendo per i terreni dello Strato D, si ottiene:

$$K_v = 1.20 \div 1.42 \text{ Kgcm}^{-3}$$

Risolvendo per i terreni dello Strato E, si ottiene:

$$K_v = 0.70 \div 1.40 \text{ Kgcm}^{-3}$$

Per quanto riguarda il Modulo di Winkler orizzontale in condizione statica $K_o = 0,5 K_v$ (da J. Bowles).

Il modulo di Winkler vertical dinamico $K_{vd} = 0,7 \times K_v$, in presenza di carichi ciclici il Bowles consiglia una riduzione compresa tra il 10% e 50%.

I valori dei moduli di sottofondo sopra riportati sono delle indicazioni che il progettista delle opere strutturali, se ritiene, li può assumere come sopra riportati o rivedere a sua esclusiva discrezione.

Per entrambi i casi, l'assunzione di tali coefficienti e di esclusiva competenza e responsabilità dell'ingegnere progettista delle opere strutturali.

- 13 - CONCLUSIONI:

Nell'area di interesse è stata eseguita una campagna geognostica costituita da n. 2 prove penetrometriche statiche (C.P.T.E.) e da n.1 indagine sismica Masw, quest'ultima per la valutazione della Vs30.

Nel paragrafo 3 (da pagina 5 a pagina 13) è riportato l'inquadramento geologico e morfologico dell'area di interesse e delle aree limitrofe.

La stratigrafia dei terreni, risultante sulla base delle prove penetrometriche, è riportata nel paragrafo 4 (pagina 14) ed è schematizzata in Figura 6 (Correlazione litostratigrafica scala 1:100).

Le condizioni idrogeologiche e idrografiche locali sono riportate nel paragrafo 5 (da pagina 15 a pagina 17).

L'area di imposta dell'edificio è pianeggiante (Categoria Topografica T.1).

Il territorio della Provincia di Rimini è considerato zona sismica 2.

Dai risultati dell'indagine geofisica Masw, è stato valutato che l'area di interesse è caratterizzata da delle velocità delle onde di taglio (Vs30) di 241,90 m sec⁻¹, corrispondente ad un terreno di tipo C. (a riguardo si veda il paragrafo 6 - pagine 18, 19 e il relativo All.1).

L'azione sismica locale è riportata nel paragrafo 8 (pagine 23, 24 e 25).

Le indicazioni sui parametri geotecnici sono riportati nel paragrafo 9 (da pagina 26 a pagina 32).

Le verifiche alla liquefazione dei terreni incoerenti degli strati A, B e D sono riportate nel paragrafo 10 (da pag. 26 a pag. 64).

Le indicazioni sulle opere di fondazione consigliate sono riportate nel paragrafo 11 (da pagina 65 a pagina 69).

Le indicazioni sui valori dei coefficienti di sottofondo K (terreno alla Winkler) sono riportati nel paragrafo 12 (pagine 70 e 71).

Si puntualizza che tutti i dati, riportati nella presente relazione, riferiti alla caratterizzazione geotecnica dei terreni sono indicativi e che sulla base delle normative vigenti (D.M. 17/01/2018, ecc.), tali dati sono e restano di esclusiva competenza e responsabilità del progettista delle opere strutturali.

Dott. Geol. Eugenio Fiorini
(Firmata Digitalmente)

Coriano lì, Luglio 2023

APPENDICE – A –

**PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CON PUNTA ELETTRICA
(C.P.T.E.)**

Intergeo srl

Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 07/06/2023 08:52:00

Site: Viserbella (RN)-Bagno 53 - Test: cpte1



INTERGEO s.r.l. - Servizi Geologici
Strada Acquasalata, 9 - 47899 Serravalle - RN
Codice Operatore Economico - SMC21197
Tel. 3332208376
www.intergeosm.com - mail: info@intergeosm.com

Company information

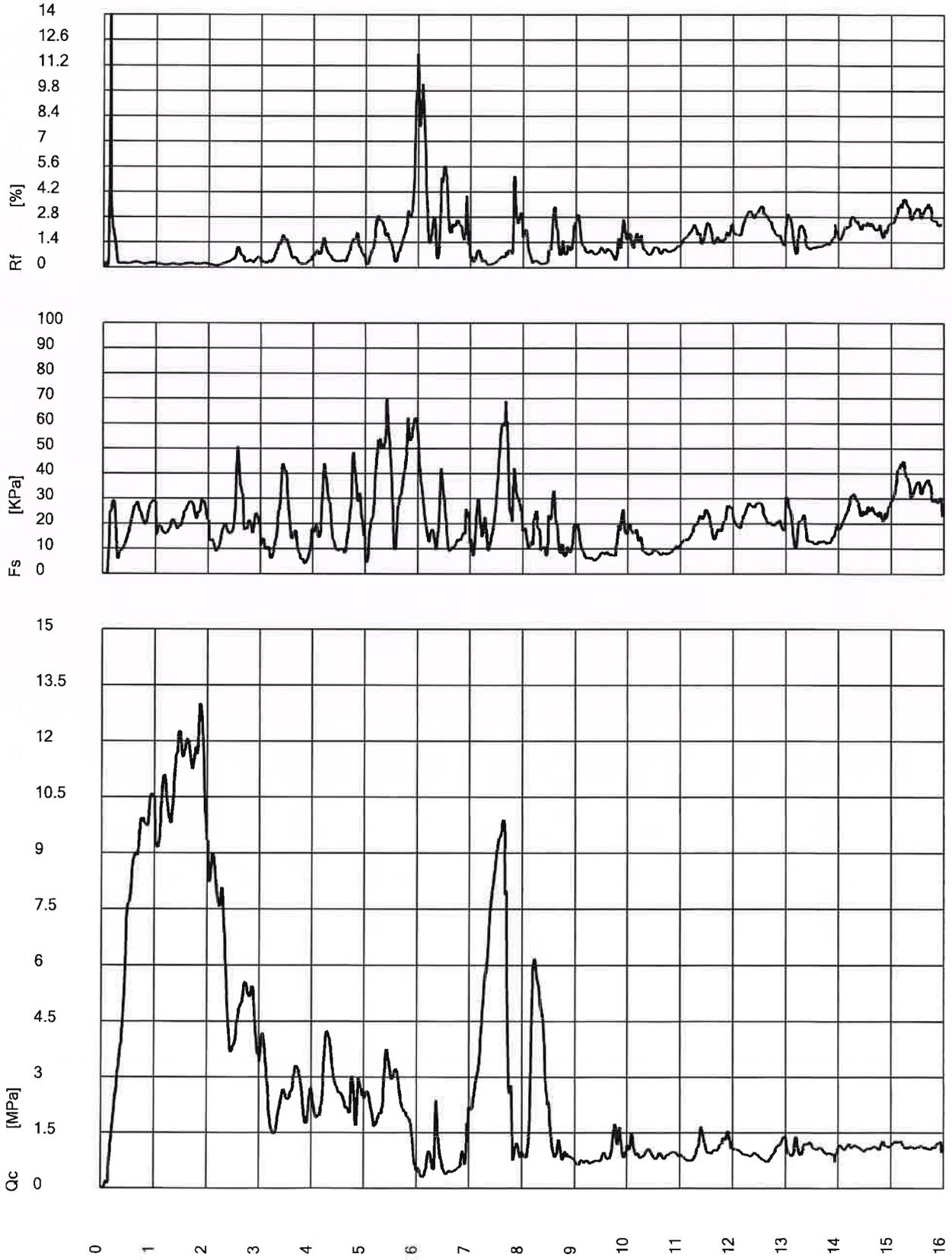
Name: Intergeo srl
Address: Strada Acquasalata, 9
Zip code:
City: Serravalle
P.IVA: C.O.E: SM 21197
E-Mail: info@intergeosm.com
Phone number:
Fax number:

Site information

Name: Viserbella (RN)-Bagno 53
Date: 07/06/2023
Commissioner: Fiorini Eugenio
Locality:

Test information

Name: cpte1
Location:
Date: 07/06/2023 08:52:00
Prehole mode:
Prehole depth [cm]: 0
Hydrostatic line [cm]: 70
Ground level [cm]: 0
Latitude: 44.098958
Longitude: 12.523357
Operator:
Comments:
Probe code: 001005



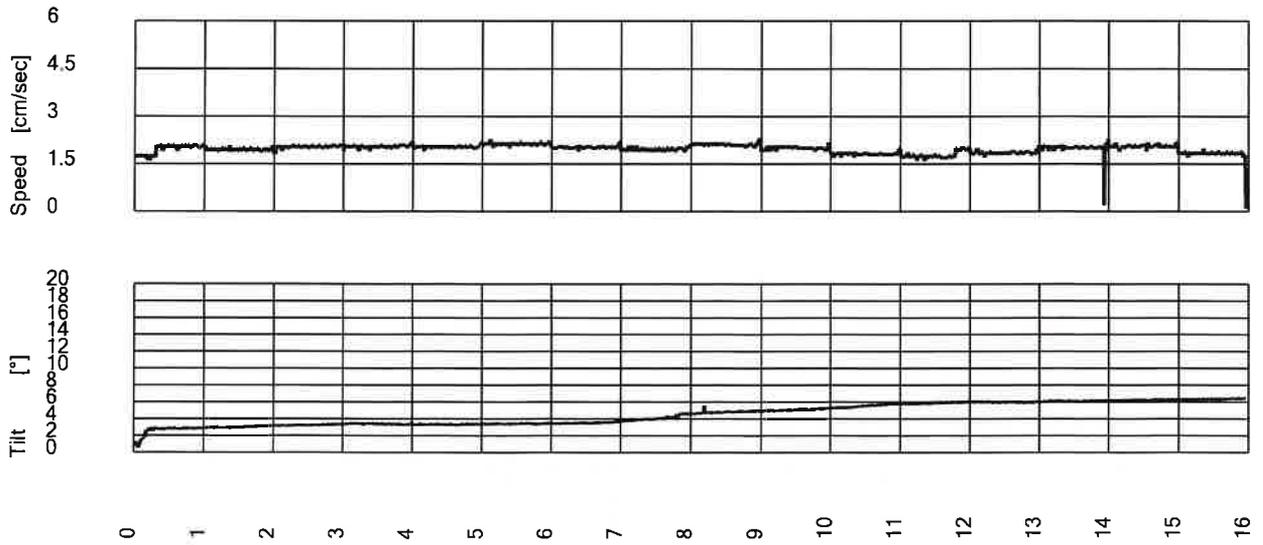
Intergeo srl

Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 07/06/2023 08:52:00

Site: Viserbella (RN)-Bagno 53 - Test: cpte1



INTERGEO s.r.l. - Servizi Geologici
Strada Acquasalva, 9 47899 Serravalle - RN
Codice Operatore Economico - 0221197
Tel. 333.2.08376
www.intergeoem.com - mail: info@intergeoem.com



Intergeo srl

Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 07/06/2023 09:44:00

Site: Viserbella (RN)-Bagno 53 - Test: cpte2



INTERGEO s.r.l. - Servizi Geologici
Strada Acquasalata, 9 47189 Serravalle - RN
Codice Operatore Economico - SM21197
Tel. 3332208376 - mail: info@intergeosm.com
www.intergeosm.com

Company information

Name: Intergeo srl
Address: Strada Acquasalata, 9
Zip code:
City: Serravalle
P.IVA: C.O.E: SM 21197
E-Mail: info@intergeosm.com
Phone number:
Fax number:

Site information

Name: Viserbella (RN)-Bagno 53
Date: 07/06/2023
Commissioner: Fiorini Eugenio
Locality:

Test information

Name: cpte2
Location:
Date: 07/06/2023 09:44:00
Prehole mode:
Prehole depth [cm]: 0
Hydrostatic line [cm]: 70
Ground level [cm]: 0
Latitude: 44.099094
Longitude: 12.523476
Operator:
Comments:
Probe code: 001005

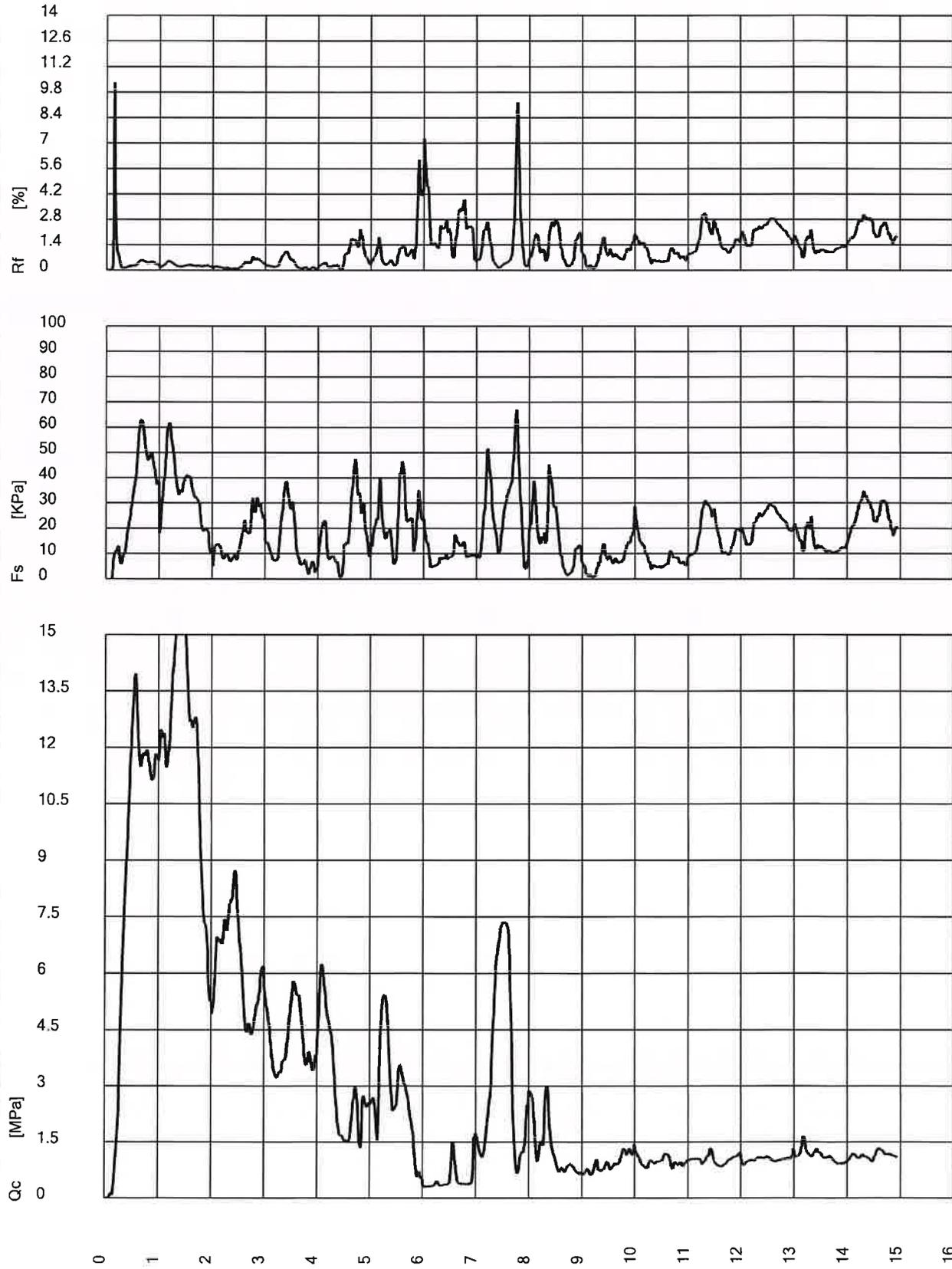
Intergeo srl

Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 07/06/2023 09:44:00

Site: Viserbella (RN)-Bagno 53 - Test: cpte2



INTERGEO s.r.l. - Servizi Geologici
Strada Acquasola, 9 - 47899 Serravalle - RSM
Codice Operatore Economico - SMD1197
Tel. 333.2208376
www.intergeo.com - mail: info@intergeo.com



Intergeo srl

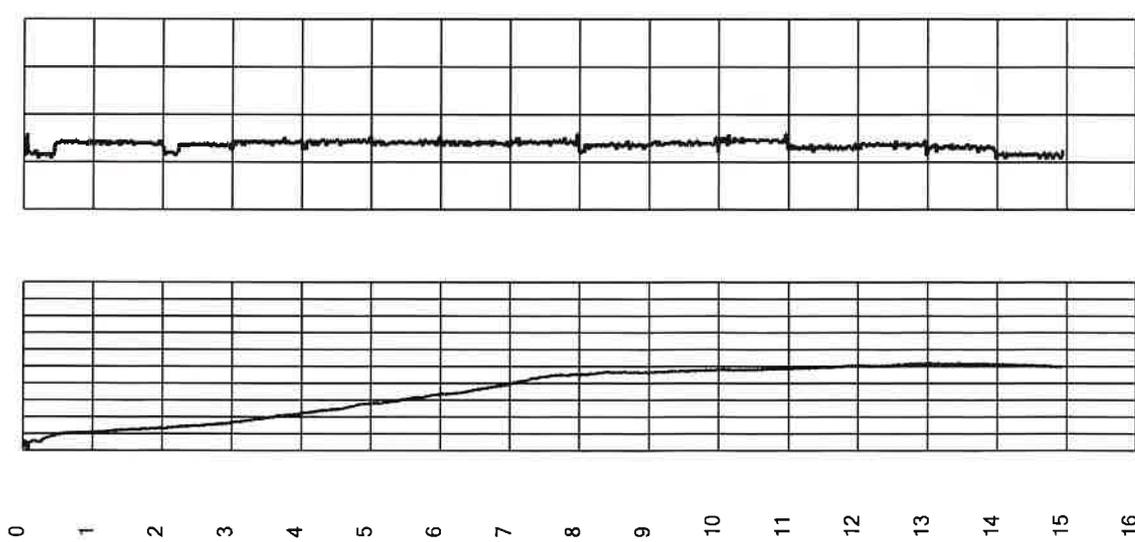
Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 07/06/2023 09:44:00

Site: Viserbella (RN)-Bagno 53 - Test: cpte2



INTERGEO s.r.l. - Servizi Geologici
Strada Acquasolaia, 9 47899 Serravalle - RN
Codice Operatore Economico - SM21197
Tel. 3332208376
www.intergeoem.com - mail: info@intergeoem.com

Tilt [°]
Speed [cm/sec]



APPENDICE – B –

METODOLOGIA E CARATTERISTICHE DELLA PROVA – MASW -

- METODOLOGIA DI INDAGINE:

Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali. Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga. Questa proprietà si chiama dispersione.

Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali.

La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio (V_s), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali. Questo tipo di analisi fornisce i parametri fondamentali comunemente utilizzati per valutare la rigidità superficiale, una proprietà critica per molti studi geotecnici

Per ottenere un profilo Vs bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore.

Una molteplicità di tecniche diverse sono state utilizzate nel tempo per ricavare la curva di dispersione, ciascuna con i suoi vantaggi e svantaggi.

L'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellizzazione diretta che per la procedura ai minimi quadrati.

Dei valori approssimati per il rapporto di Poisson e per la densità sono necessari per ottenere il profilo verticale Vs dalla curva di dispersione e vengono solitamente stimati utilizzando misure prese in loco o valutando le tipologie dei materiali.

Quando si generano le onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh, vengono generate anche una molteplicità di tipi diversi di onde.

Fra queste le onde di corpo, le onde superficiali non piane, le onde riverberate (back scattered) dalle disomogeneità superficiali, il rumore ambientale e quello imputabile alle attività umane.

Le onde di corpo sono in vario modo riconoscibili in un sismogramma multicanale. Quelle rifratte e riflesse sono il risultato dell'interazione fra le onde e l'impedenza acustica (il contrasto di velocità) fra le superfici di discontinuità, mentre le onde di corpo dirette viaggiano, come è implicito nel nome, direttamente dalla sorgente ai ricevitori (geofoni).

Le onde che si propagano a breve distanza dalla sorgente sono sempre onde superficiali.

Queste onde, in prossimità della sorgente, seguono un complicato comportamento non lineare e non possono essere trattate come onde piane.

Le onde superficiali riverberate (back scattered) possono essere prevalenti in un sismogramma multicanale se in prossimità delle misure sono presenti discontinuità orizzontali quali fondazioni e muri di contenimento.

Le ampiezze relative di ciascuna tipologia di rumore generalmente cambiano con la frequenza e la distanza dalla sorgente.

Ciascun rumore, inoltre, ha diverse velocità e proprietà di attenuazione che possono essere identificate sulla registrazione multicanale grazie all'utilizzo di modelli di coerenza e in base ai tempi di arrivo e all'ampiezza di ciascuno.

La scomposizione di un campo di onde registrate in un formato a frequenza Variabile consente l'identificazione della maggior parte del rumore, analizzando la fase e la frequenza dipendentemente dalla distanza dalla sorgente.

La scomposizione può essere quindi utilizzata in associazione con la registrazione multicanale per minimizzare il rumore durante l'acquisizione.

La scelta dei parametri di elaborazione così come del miglior intervallo di frequenza per il calcolo della velocità di fase, può essere fatto con maggior accuratezza utilizzando dei sismogrammi multicanale.

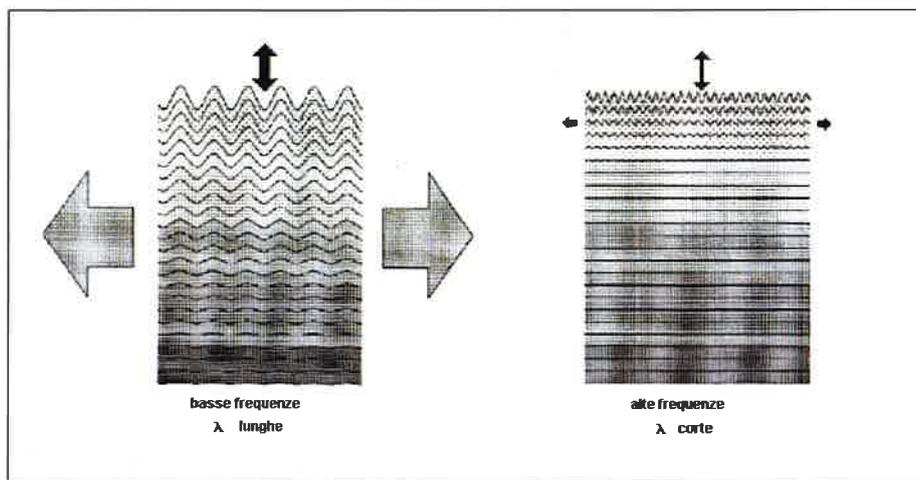
Una volta scomposto il sismogramma, una opportuna misura di coerenza applicata nel tempo e nel dominio della frequenza può essere utilizzata per calcolare la velocità di fase rispetto alla frequenza.

La velocità di fase e la frequenza sono le due variabili (x ; y), il cui legame costituisce la curva di dispersione.

E' anche possibile determinare l'accuratezza del calcolo della curva di dispersione analizzando la pendenza lineare di ciascuna componente di frequenza delle onde superficiali in un singolo sismogramma.

In questo caso MASW permette la miglior registrazione e separazione ad ampia banda ed elevati rapporti S/N.

Un buon rapporto S/N assicura accuratezza nel calcolo della curva di dispersione, mentre l'ampiezza di banda migliora la risoluzione e la possibile profondità di indagine del profilo Vs di inversione.



L'illustrazione mostra le proprietà di dispersione delle onde di superficie.

Le componenti a bassa frequenza (lunghezze d'onda maggiori), sono caratterizzate da forte energia e grande capacità di penetrazione, mentre le componenti ad alta frequenza (lunghezze d'onda corte), hanno meno energia e una penetrazione superficiale.

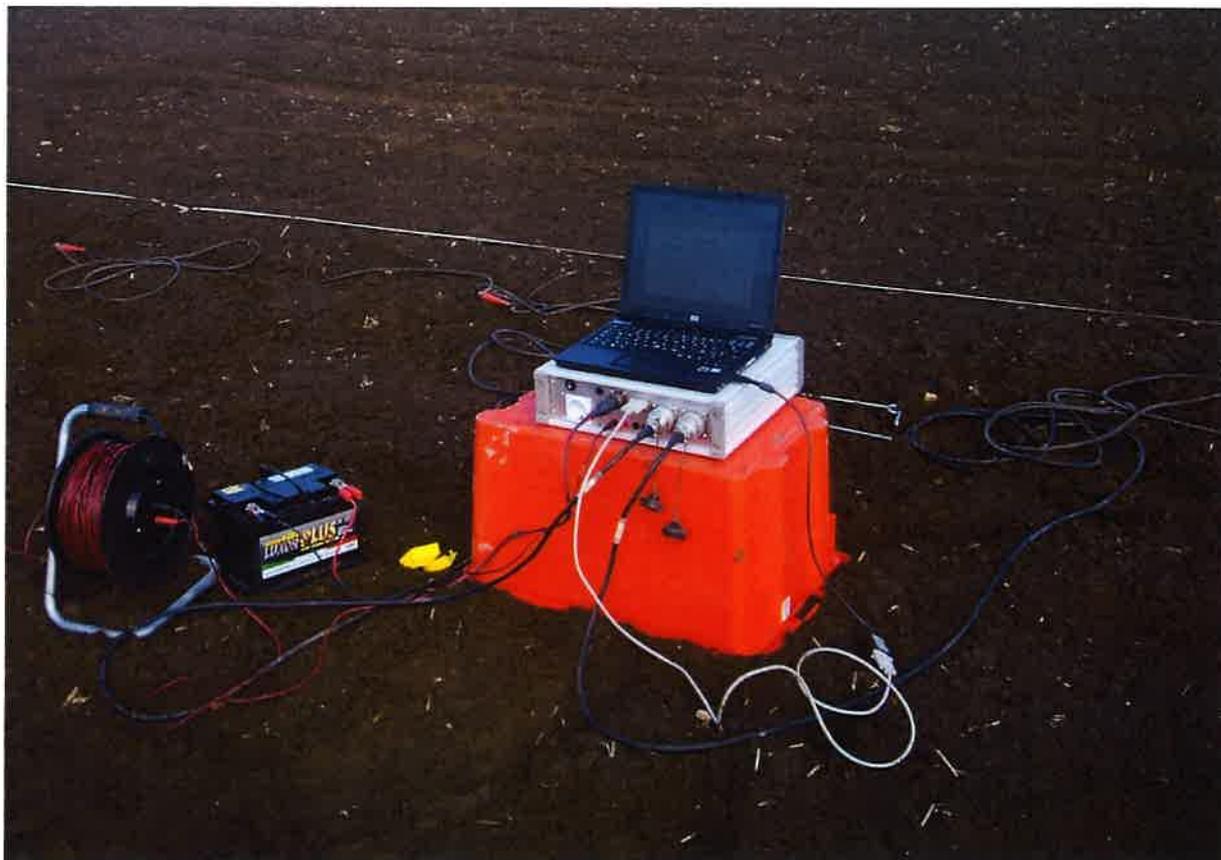
Grazie a queste proprietà, una metodologia che utilizzi le onde superficiali può fornire informazioni sulle variazioni delle proprietà elastiche dei materiali prossimi alla superficie al variare della profondità.

La velocità delle onde S (V_s) è il fattore dominante che governa le caratteristiche della dispersione.

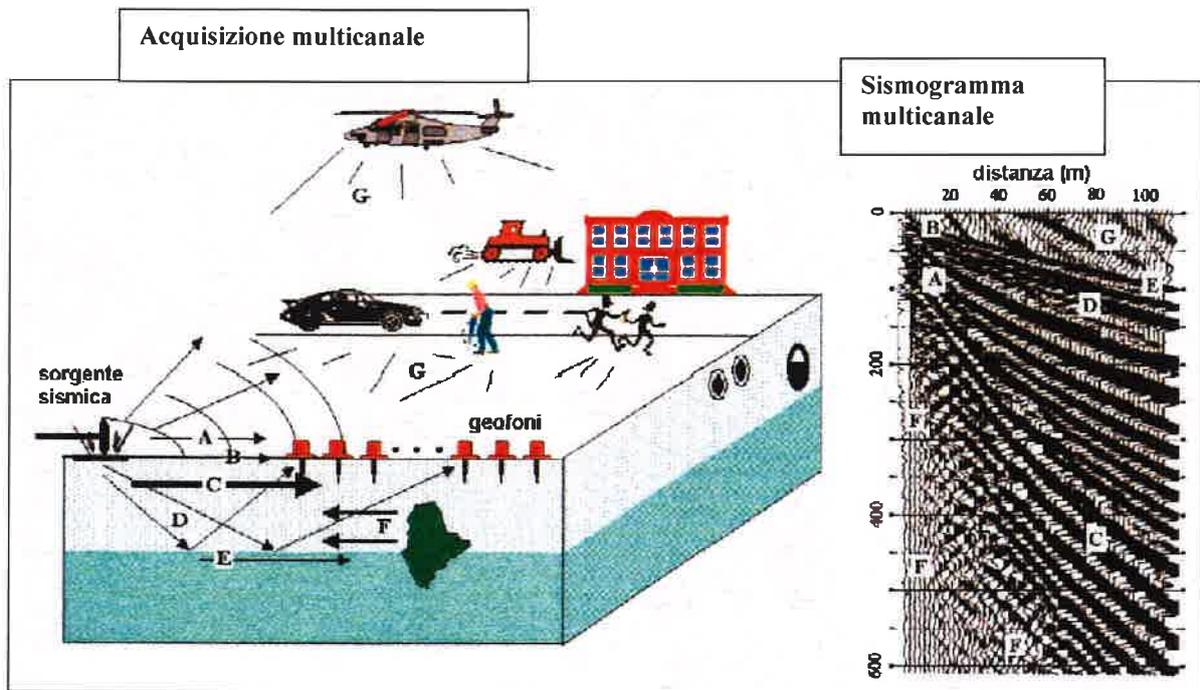
- STRUMENTAZIONE:

La strumentazione utilizzata è costituita da:

- un sismografo " ECHO 24/2002 SEISMIC UNIT " a 24 canali;
- software di acquisizione dati " ECHO 2002 " installato su processore Intel (R) Pentium (R) M Processor 2,00 GHz;
- n.2 cavi sismici a 12 take-outs ciascuno spazati a 5 metri con connettore " Cannon " montati su rullo;
- n.24 Geofoni verticali a 4,5 Hz;
- n.1 mazza di battuta 8 Kg con interruttore starter;
- n.1 batteria 12 volts 60 amp;
- n.1 cavo trigger 200 metri montato su rullo;
- n.1 piastra di battuta.



- VANTAGGI DELLA REGISTRAZIONE MULTICANALE:



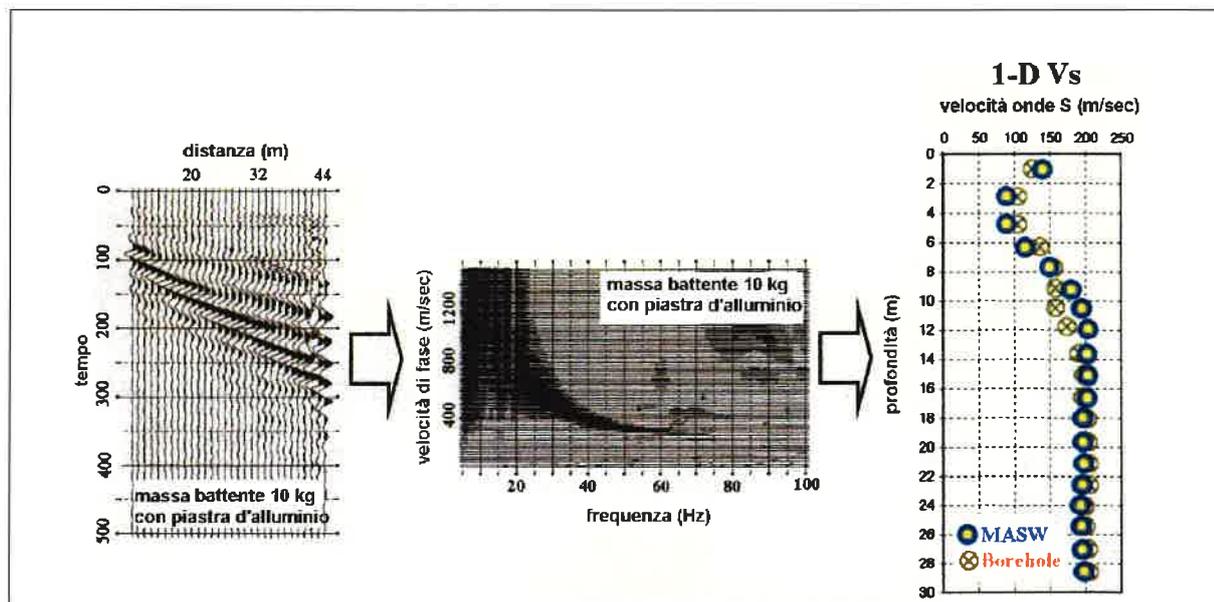
A: onde in aria	E: onde rifratte
B: onde dirette	F: onde riverberate
C: onde di superficie	G: rumore ambientale
D: onde riflesse	

Il principale vantaggio di un metodo di registrazione multicanale è la capacità di riconoscimento dei diversi comportamenti, che consente di identificare ed estrarre il segnale utile dall'insieme di varie e differenti tipi di onde sismiche.

Quando un impatto è applicato sulla superficie del terreno, tutte queste onde vengono simultaneamente generate con differenti proprietà di attenuazione, velocità e contenuti spettrali.

Queste proprietà sono individualmente identificabili in una registrazione multicanale e lo stadio successivo del processo fornisce grande versatilità nell'estrazione delle informazioni utili.

- DESCRIZIONE GENERALE DELLA PROCEDURA MASW



La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

- 1- acquisizione dei dati di campo;
- 2- estrazione della curva di dispersione;
- 3- inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs (profilo 1-D) che descrive la variazione di Vs con la profondità.