

COMUNE DI CESENATICO
Provincia di Forlì - Cesena

PROGETTO

**Accordo Operativo nella Città
delle colonie di ponente**

COMMITTENTE

ACCADEMIA ACROBATICA SRL – CABIT SRL

OGGETTO

Relazione geologica e modellazione sismica

DOTT. GEOLOGO BORGHETTI MASSIMO

Via S. Mauro, 2077 47522 Cesena (FC) tel. 0547 / 335501

Iscritto Ordine dei Geologi Emilia Romagna n°305 S ez. A

Cesena Marzo 2025

1-2	PREMESSA-NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3	SOFTWARE UTILIZZATI	3
4	RIFERIMENTI ALTIMETRICI	
5	INQUADRAMENTO TERRITORIALE	4
6	ASPETTI GEO-MORFOLOGICI GENERALI	4
7	GEO-MORFOLOGIA LOCALE	5
8	INDAGINI GEOGNOSTICHE	6
9	CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA	8
10	MODELLAZIONE GEOFISICA	14
11	ESITO MODELLAZIONE GEOFISICA	18
12	ASPETTI IDROLOGI ED IDROGRAFICI	18
13	VULNERABILITA' IDROGEOLOGICA DEL SITO	19
14	VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' GEOLOGICA DEL SITO	22
15	ANALISI DELLA PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	23
16	LIQUEFACIBILITA' DEI TERRENI	35
17	CONSIDERAZIONI SULLA LIQUEFAZIONE	43
18	ORIENTAMENTI GEOTECNICI	46
19	CONSIDERAZIONI FINALI	48
20	PRESCRIZIONI	48
21	PARERE	49

APPENDICE 1	Prove penetrometriche statiche	50
-------------	--------------------------------	----

1. PREMESSA

La presente relazione è redatta nell'ambito di un Accordo operativo per la rigenerazione urbana di aree situate nella città delle colonie di ponente più avanti distinte in Lotto 1-2-3-.

Lo scopo dell'elaborato è quindi l'individuazione delle caratteristiche geologiche, morfologiche, stratigrafiche e sismiche dei terreni, alle quali si è giunti mediante l'esecuzione di tre prove penetrometriche statiche con punta elettrica e due geofisiche di cui: una MASW e una HVSr (microtremori). Inoltre sono state acquisite informazioni utili allo scopo nell'archivio cartografico della regione dell'Emilia Romagna, negli elaborati a corredo del PUG di Cesenatico e nell'archivio dello scrivente.

2. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO

2.1. normativa

- D.M. 17 GENNAIO 2018 aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- D.M. 14 GENNAIO 2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni"
- CIRCOLARE N°617 del 02/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"
- L.R. Emilia Romagna 20 marzo 2000 "Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio" "Indirizzi per gli studi di microzonazione territoriale ed urbanistica"
- Delibera Giunta Regionale Emilia Romagna n°630 del 29 aprile 2019 "Atto di coordinamento tecnico sugli studi di microzonazione sismica per la pianificazione territoriale ed urbanistica (artt. 22 e 49 L.R. 24/2017)"
- Delibera Giunta Regionale Emilia Romagna n° 476 del 2021 aggiornamento dell'atto di coordinamento tecnico sugli studi di microzonazione sismica per la pianificazione territoriale ed urbanistica (art. 22 e 49 L.R. n°24/2017) di cui alla deliberazione della Giunta Regionale 29/aprile n°630 – modifica allegato 4.
- Delibera Giunta Regionale Emilia Romagna n° 564 del 26/04/2021 integrazione della propria deliberazione n° 476 del 12/04/2021 mediante approvazione dell'allegato A "atto di coordinamento tecnico sugli studi di microzonazione sismica per la pianificazione territoriale ed urbanistica (art. 22 e 49 L.R. n°24/2017)"

2.2 documentazione tecnica

- Raccomandazioni AGI giugno 1977 "Programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche"
- AGI, marzo 2005 "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica, Linee Guida"
- Gruppo di Studio Protezione Civile "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica (ICMS)"

3. SOFTWARE UTILIZZATI

Per l'elaborazione delle prove penetrometriche, la definizione dei parametri geotecnici in forma media e caratteristica sono stati utilizzati, oltre ad alcuni fogli di calcolo interni, i programmi seguenti:

Oggetto	Programma	Ditta
Parametri sismici	Geostru PS	Geostru
Prova penetrometrica	Static Probing	Geostru
Prova HVSr	Easy HVSr	Geostru
Prova Masw	Easy MASW	Geostru
Liquefazione	Liquiter	Geostru

4. RIFERIMENTI ALTIMETRICI

La quota di partenza (0.0) delle prove penetrometriche è pari a quella del lotto che è leggermente maggiore a quella carrabile del Via Colombo, per tanto:

$$\text{CPTE1} = \text{CPTE2} = \text{CPTE3} = +0.15 \text{ rispetto Via Colombo}$$

5. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Le aree in oggetto sono poste a nord ovest del centro di Cesenatico in una zona altamente urbanizzata, a breve distanza dal mare.

I riferimenti cartografici sono:

- Catasto:
 - Lotto n°1: foglio 3 particelle 84 e 148
 - Lotto n°2: foglio 3 particella 55
 - Lotto n°3: foglio 7 particelle 116 e 1960
- CTR: 241130 Cesenatico nord

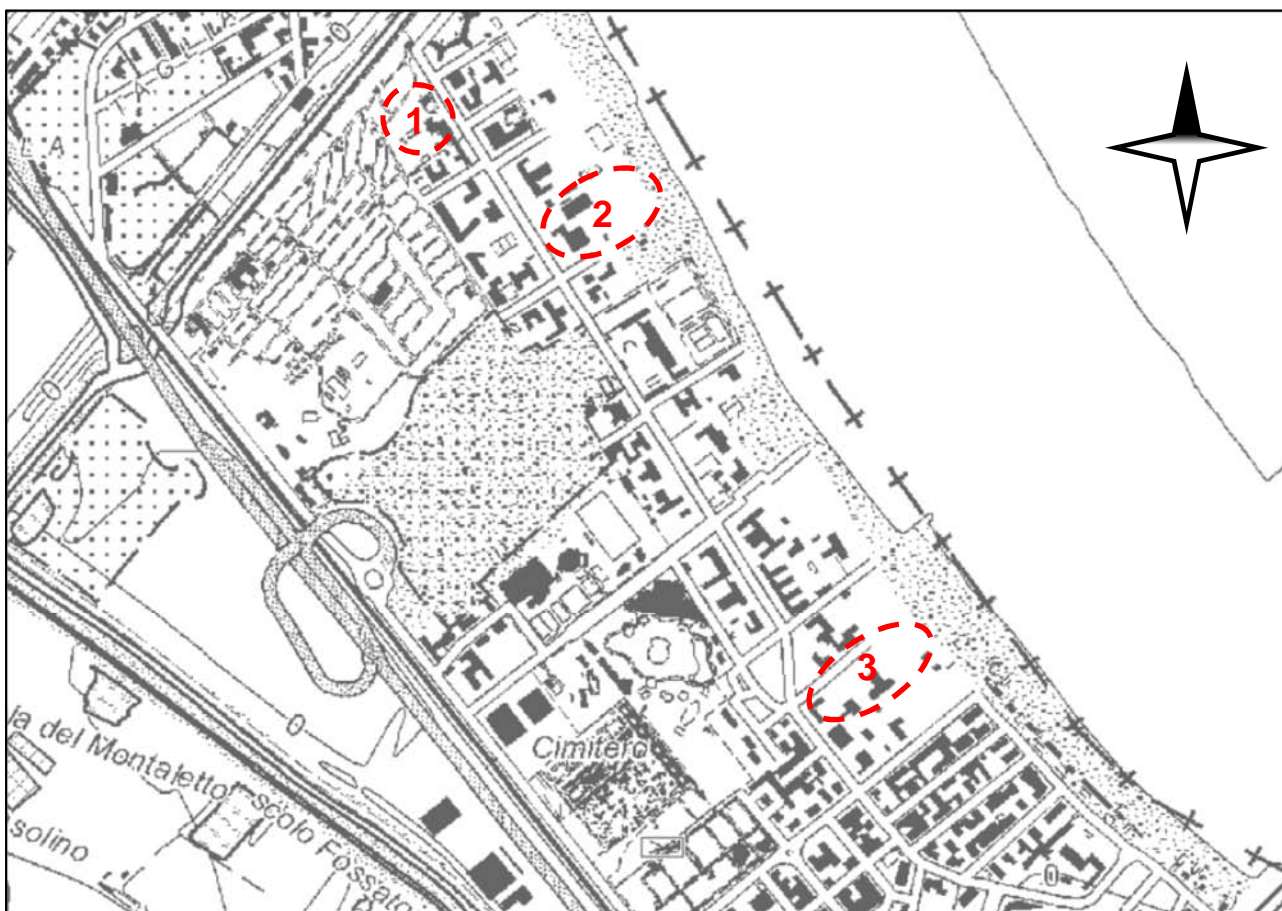


Fig. 5.1 Estratto CTR Regione Emilia – Romagna

6. ASPETTI GEO – MORFOLOGICI GENERALI

Il territorio del comune di Cesenatico appartiene al settore romagnolo del bacino sedimentario padano, costituito da una successione ciclica di depositi marini, deltizi,

alluvionali, lagunari e palustri che poggiano su un substrato con una complessa configurazione a pieghe. Queste hanno una disposizione assiale parallela alle principali linee strutturali appenniniche, ovvero NW – SE ed hanno condizionato la successiva disposizione verticale della coltre sedimentaria che presenta spessori notevoli. In conseguenza della molteplicità degli ambienti deposizionali i sedimenti presentano una elevata variabilità litologica degli strati, con presenza di limi, argille, sabbie, ghiaie e miscele tra di esse.

Nello stralcio riportato in fig. 6.1 sono evidenziati gli aspetti morfologici e strutturali che caratterizzano il territorio in cui è inserita l'area in oggetto. Si notano l'indicazione di sovrascorrimenti profondi, la presenza dell'isobata della base del pliocene, corrispondenti a -2000 m e a nord un cordone dunoso con disposizione parallela alla costa.

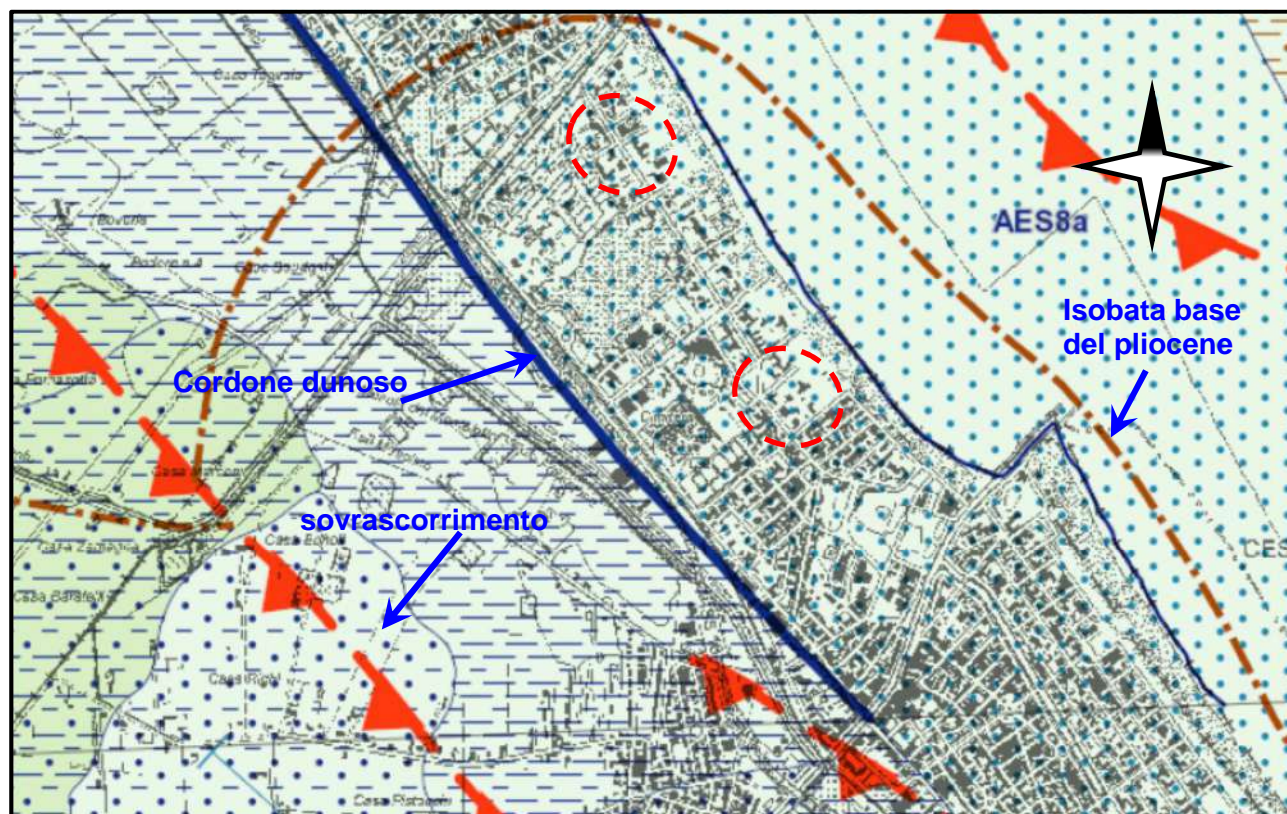


Fig 6.1 Stralcio carta geologica – geomorfologica cartografia da archivio cartografico regione E.R.

7 GEO - MORFOLOGICA LOCALE

I lotti in oggetto sono parte integrante di una porzione di territorio con andamento sub pianeggiante. A livello generale si nota una debole inclinazione verso sud est. Gli aspetti morfologici sono stati alterati, se non completamente cancellati, dall'intensa urbanizzazione a cui è stato sottoposto il territorio. L'ambiente deposizionale è riferibile a piana costiera, fronte deltizia e piana di sabbia.

L'assetto geologico è caratterizzato da un deposito di piana costiera appartenente al Sintema Emiliano Romagnolo superiore – subsintema di Ravenna – Unità di Modena che è indicato con la sigla AES8a. Questi costituisce l'elemento sommitale dell'Alloformazione Emiliano – Romagnola Superiore (AES) ed è formato da sabbie, argille e limi di ambiente litorale organizzati in corpi lenticolari, nastriformi, tubolari e cuneiformi di spessore plurimetrico. La tessitura è sabbioso limosa.



Fig. 7.1 Stralcio carta geologica da archivio cartografico regione E.R.

Legenda: carta geologica Emilia Romagna

“AES8a – Unità di Modena : Ghiaie prevalenti e sabbie, ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua, talora organizzate in corpi a geometrie lenticolari, nastriformi, tabulari e cuneiformi. Depositi alluvionali intravallivi, terrazzati (primo ordine dei terrazzi nelle zone intravallive), deltizi, litorali, di conoide e, localmente, di piana inondabile. Nella costa e nel Mare Adriatico sabbie di cordone litorale e di fronte deltizia passanti ad argille e limi di prodelta e di transizione alla piattaforma. Limite superiore coincidente con il piano topografico dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro. Il profilo di alterazione è di esiguo spessore (meno di 100 cm). Può ricoprire resti archeologici di età romana del VI secolo d.C. Lo spessore massimo dell'unità è generalmente di alcuni metri, talora plurimetrico.

8. INDAGINI GEOGNOSTICHE

In fase di programmazione sono state predisposte e successivamente eseguite le seguenti indagini:

- N°3 prove penetrometriche con punta elettrica
- N°1 prova MASW
- N°1 indagine di sismica passiva a stazione singola (HVSr)

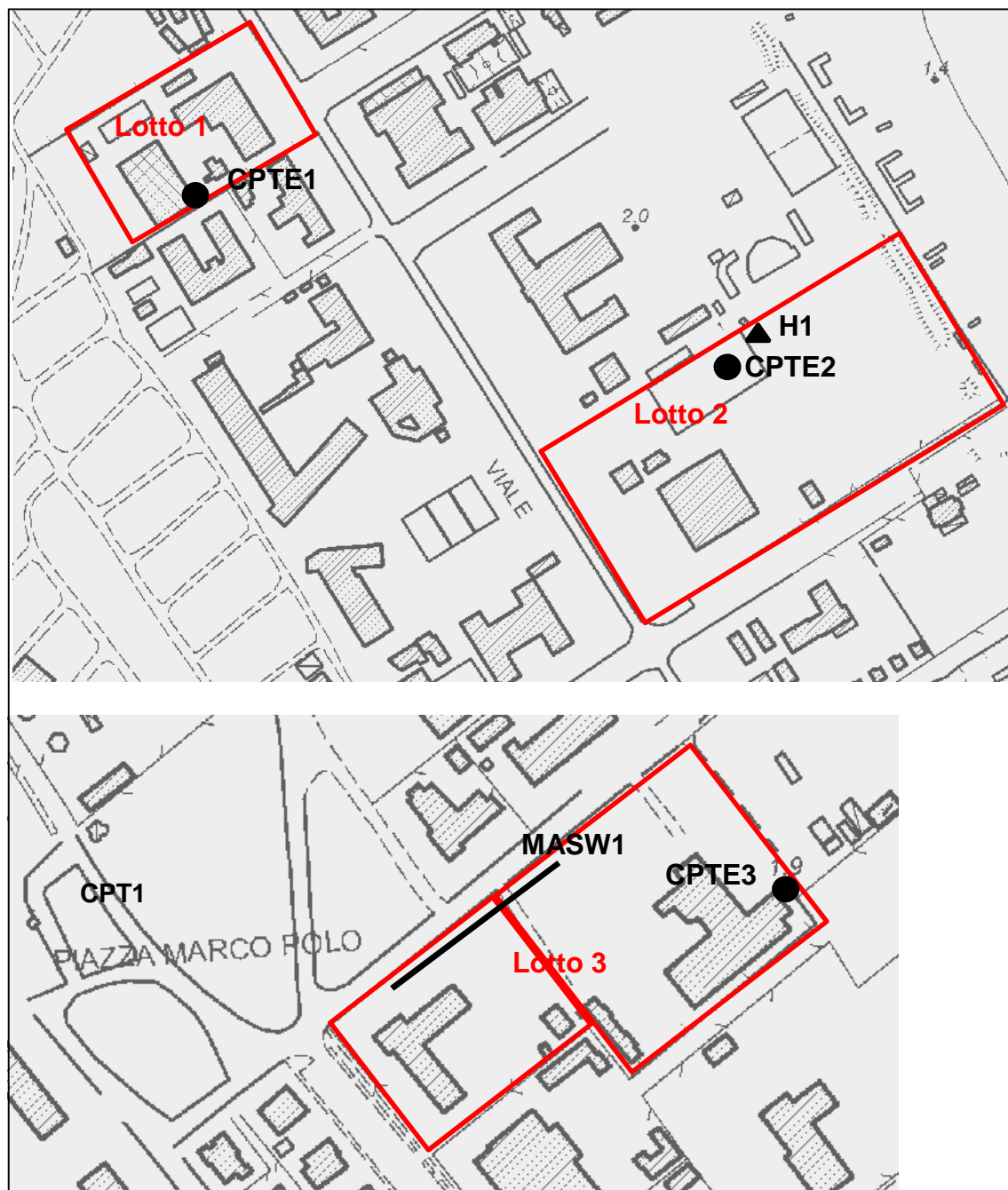


Fig. 8.1 Planimetria con ubicazione indagini

Legenda

CPTE1: prova penetrometrica statica con punta elettrica

MASW1: allineamento geofoni prova Masw

H1: misura microtremori prova HVSR

9. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA

9.1 modellazione geologica superficiale

Con gli esiti della prova penetrometrica statica con punta elettrica è possibile stimare, in riferimento alle indicazioni di Robertson, la granulometria dei terreni attraversati mediante l'identificazione dell'indice di comportamento (Ic). Di seguito si riporta il grafico con il numero identificativo in relazione alla profondità e con i limiti di stima della composizione litologica.

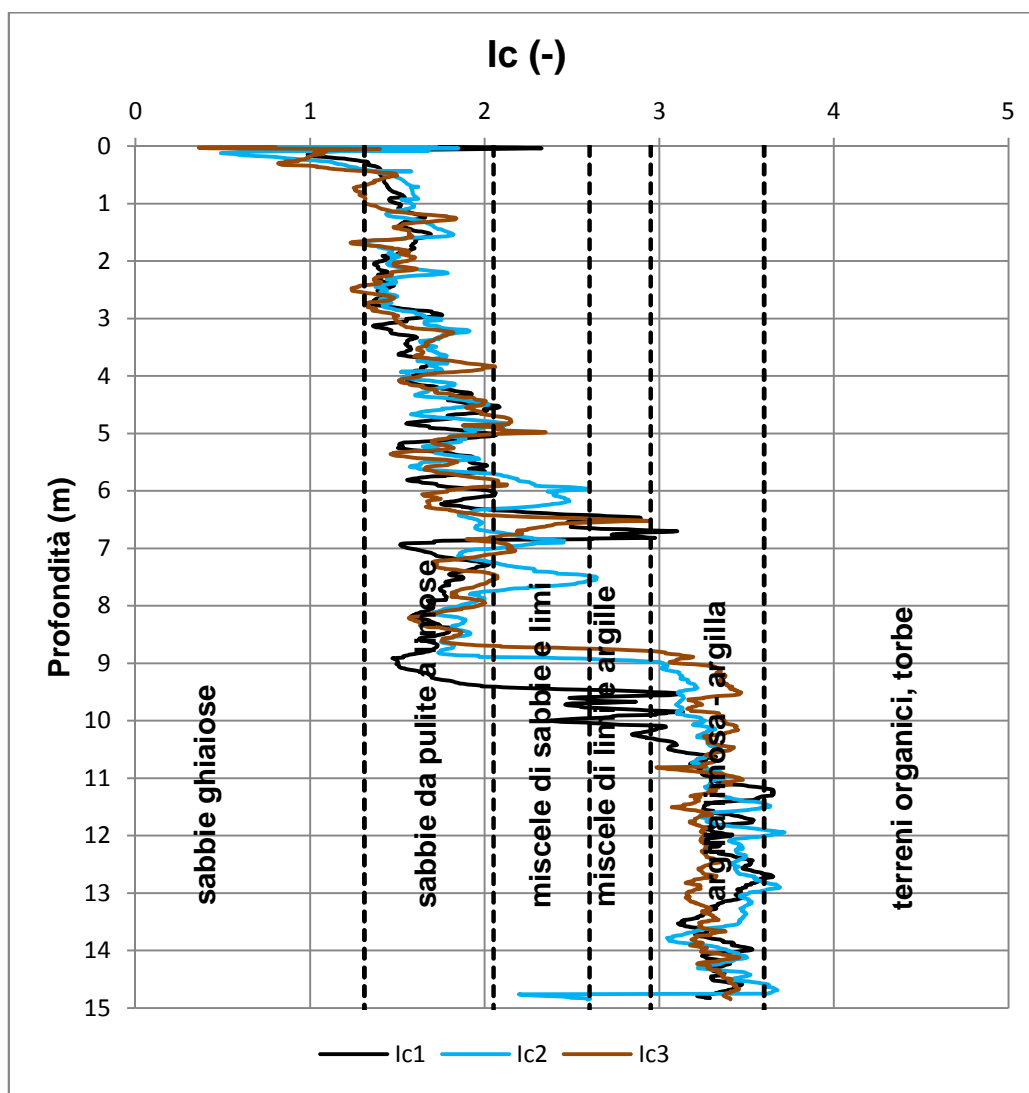


Fig.9.1

Ic	terreno
<1.31	Sabbia ghiaiosa e sabbia addensate
1.31 ÷ 2.05	Sabbia da pulita a limosa
2.05 ÷ 2.60	Sabbia limosa e/o limo sabbioso
2.60 ÷ 2.95	Limo argilloso e/o argilla limosa
2.95 ÷ 3.60	Argilla
>3.60	Suolo organico, torba

Tab.1

Robertson ha predisposto un ulteriore grafico (vedi Figg 9.2, 9.3 e 9.4) suddiviso per settori ai quali corrisponde la descrizione seguente.

settore	classificazione
1	terreno sensitivo a grana fine
2	torba
3	argilla
4	argilla limosa, argilla
5	argilla limosa, limo argilloso
6	limo sabbioso, limo argilloso
7	limo sabbioso, sabbia limosa
8	sabbia, sabbia limosa
9	sabbia
10	sabbia, sabbia ghiaiosa
11	terreno a grana fine molto compatto
12	sabbia, sabbia argillosa

Tab.2

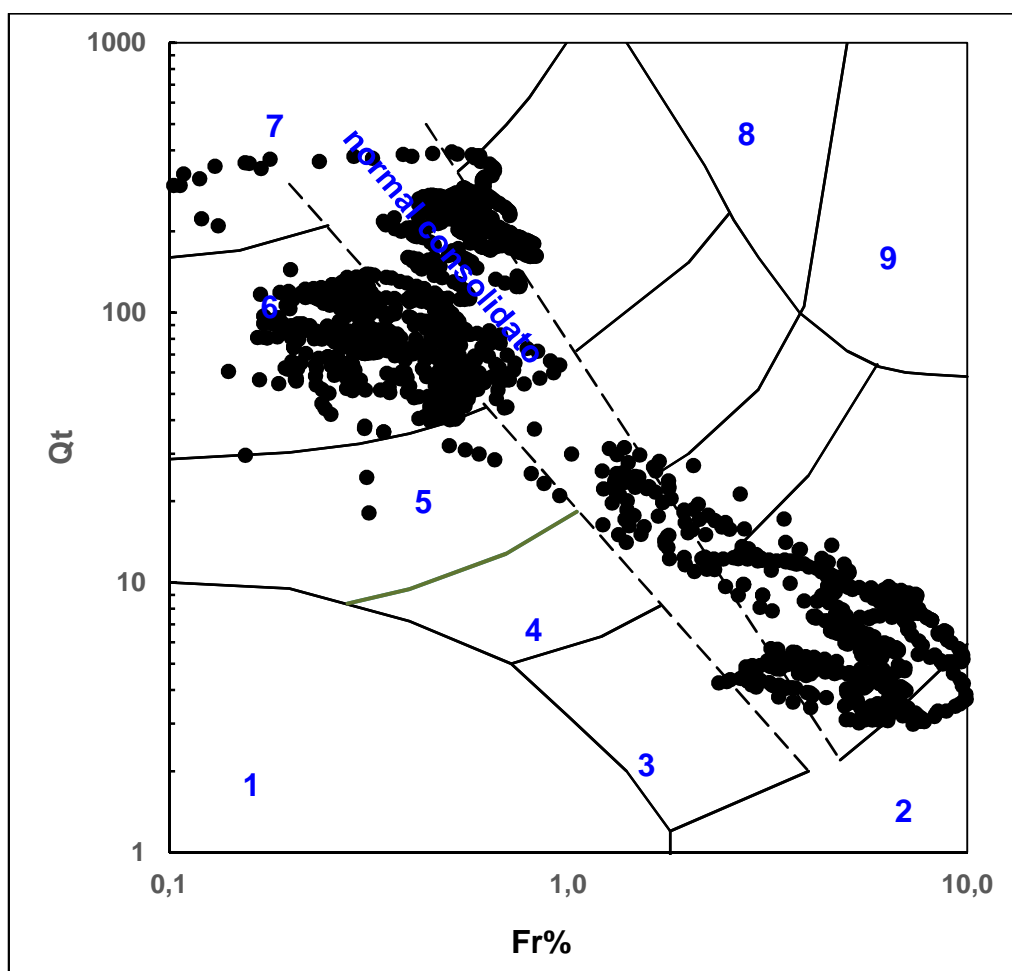


Fig.9.2 CPTE1

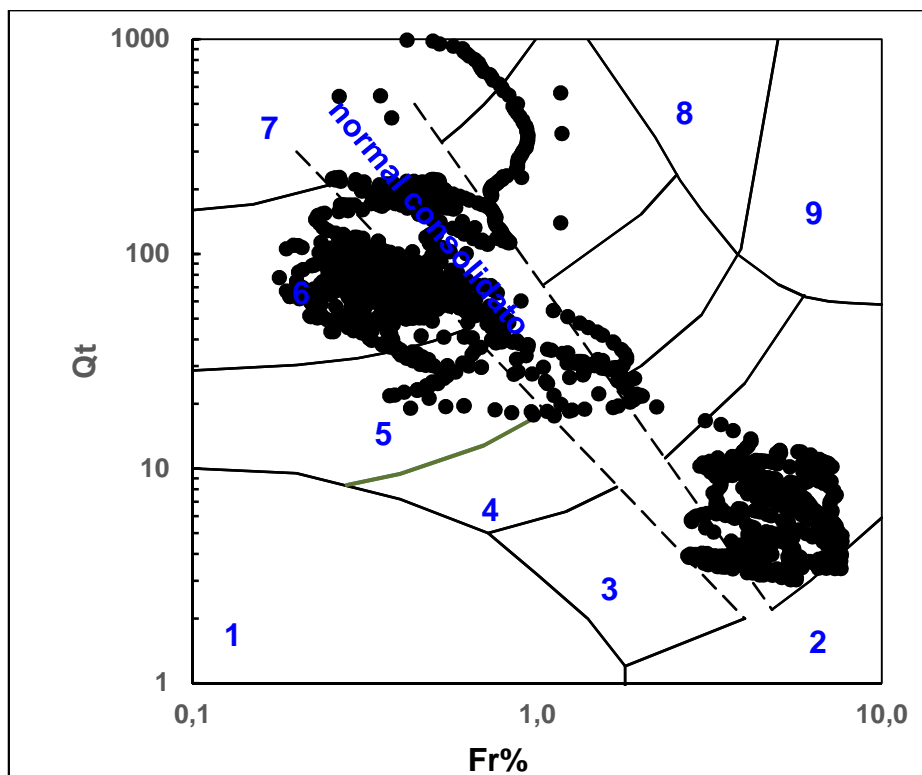


Fig.9.3 CPTE2

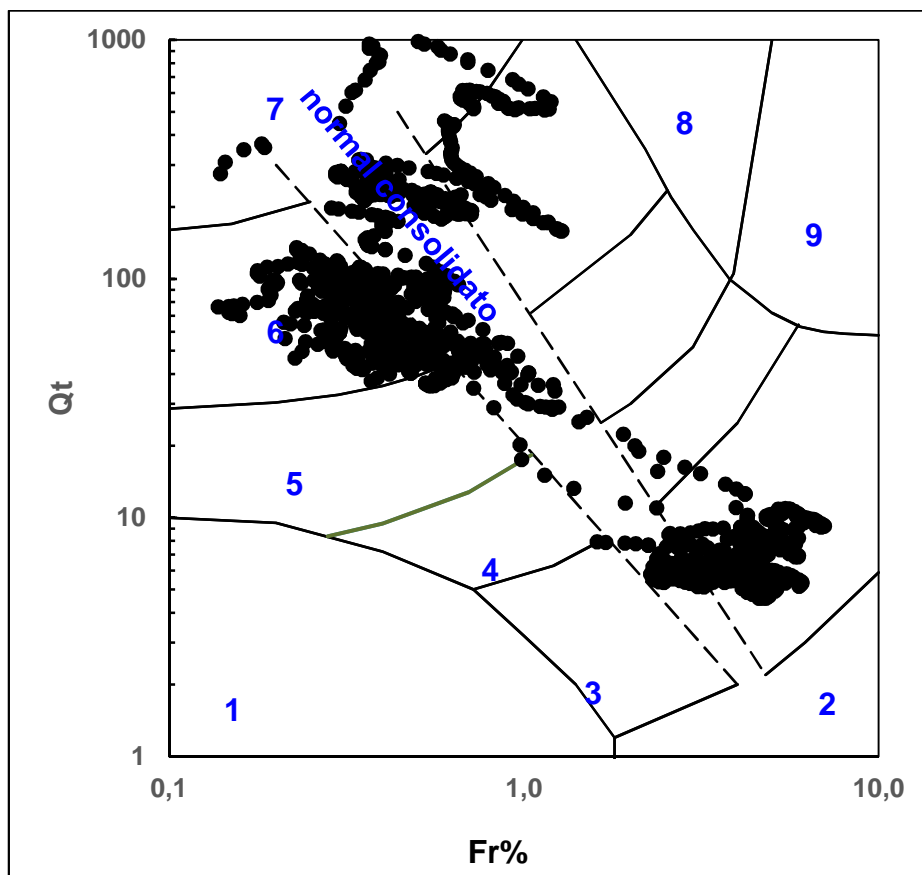


Fig.9.4 CPTE3

Il grafico di Fig. 9.1 mostra la presenza di terreni a matrice sabbioso limosa e/o limoso sabbiosa da piano campagna sino alla profondità di 8.40 m ÷ 9.45 m con a seguire, sino alla profondità di 15,00 m, terreni in cui la matrice prevalente è l'argillosa. I grafici delle Figg. 9.2,9.3 e 9.4 evidenziano una doppia concentrazione dei punti: una nei settori (6 e 7) indicanti la matrice sabbiosa ed una nel 3 rappresentativo della matrice argillosa

In definitiva la disposizione stratigrafica superficiale è così riassumibile:

- **Sabbia limosa:** da piano campagna sino alla profondità di circa 3.00 m.
- **Sabbia più o meno limosa:** dalla profondità di circa 3.00 m alla profondità di circa 8.70 m ÷ 9.45 m.
- **Argilla più o meno limosa:** dalla profondità di circa 8.70 m ÷ 9.45 m sino alla profondità di 15.00 m.

Di seguito si riporta la sezione geologica ottenuta dall'interpolazione tra le prove eseguite (CPTE1,2 e 3) e da altre due (CPTE1R e 2R) reperite nell'archivio cartografico regionale, come mostra la planimetria sottostante:

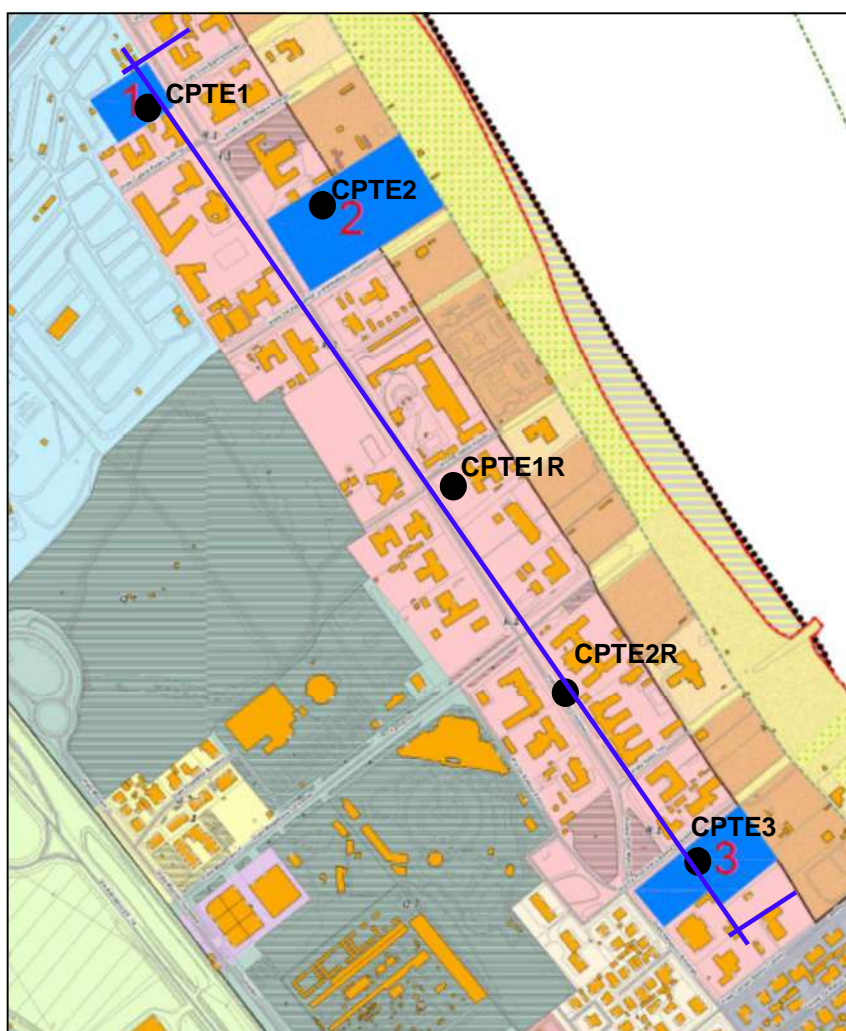


Fig.9.5 Planimetria indagini

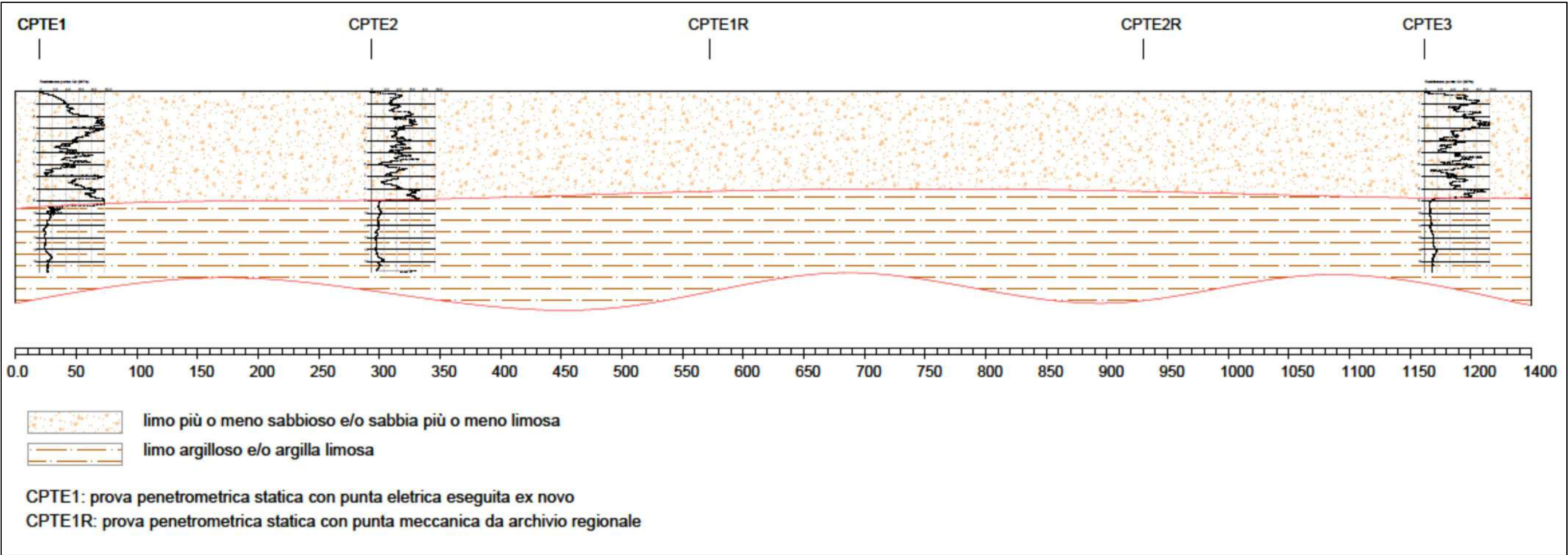


Fig.9.6 Sezione geologica

9.2. Modellazione geotecnica superficiale

I segnali della resistenza statica alla punta (q_c) hanno un andamento alquanto simile in tutte le prove, come mostra la figura sottostante (Fig. 9.7), ed è quindi possibile affermare che i terreni in loco hanno una discreta omogeneità deposizionale.

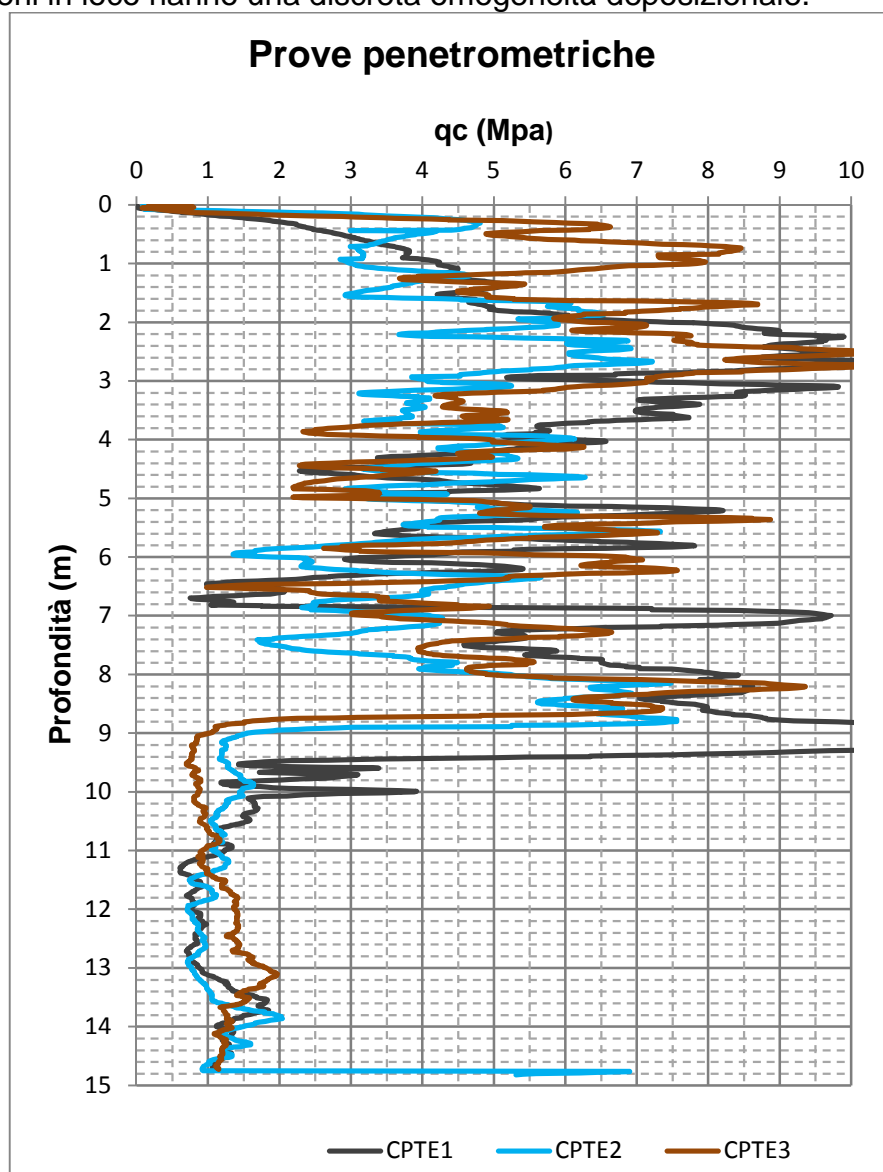


Fig.9.7

Sulla base della disposizione dei segnali dalla resistenza statica alla punta (qc), in prima valutazione, è possibile suddividere la successione stratigrafica in tre UNITA'

UNITA'	INTERVALLO PROFONDITA'	DESCRIZIONE	RESISTENZA STATICA MEDIA ALLA PUNTA (Mpa)
A	Da piano campagna sino a 2.72 m ÷ 4.47 m	Sabbia talora limosa addensata	4.45 ÷ 6.51
B	Da 2.72 m ÷ 4.47 m a 8.74 m ÷ 9.46 m	Sabbia più o meno limosa medio addensata	4.35 ÷ 6.26
C	Da 8.74 ÷ 9.46 m a 15.00 m	Argilla e/o argilla limosa da debolmente a medio compatta, moderatamente sovracconsolidata	1.19 ÷ 1.26

10. MODELLAZIONE GEOFISICA

Per la caratterizzazione geofisica dei terreni è stata approntata una campagna d'indagine specifica ed articolata nell'esecuzione di una MASW e una di sismica passiva a stazione singola (HVSr). La loro ubicazione è indicata nella Fig. 8.1 "ubicazione Indagini"

10.1 PROVA MASW

L'acquisizione dati della prova MASW è stata fatta con un allineamento dei geofoni posti ad inter asse di 2.00 m. E' stata effettuata l'energizzazione alle due estremità ad una distanza di - 5.00 m e 51,00 m dal geofono n° 1 , come mostra la figura seguente:

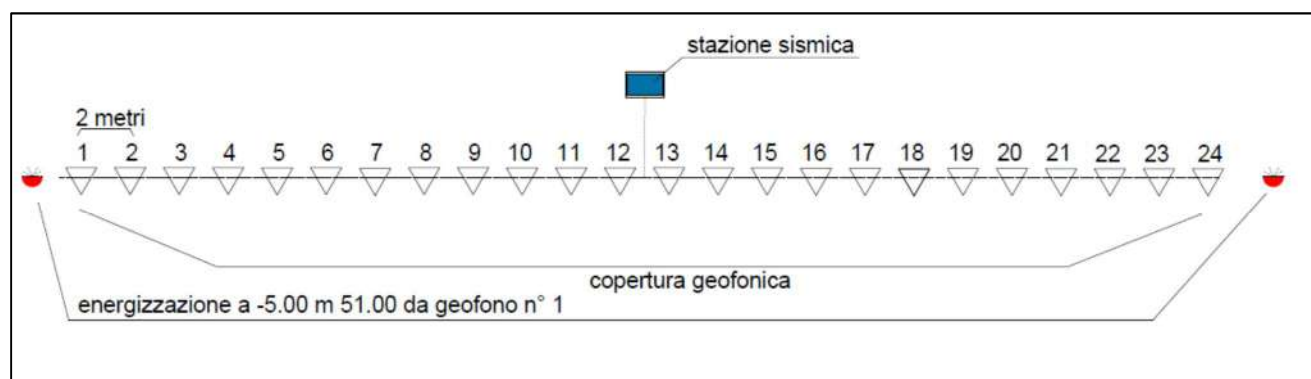


Fig. 10.1 Schema prova MASW

Di seguito si riportano i grafici inerenti all'elaborazione:

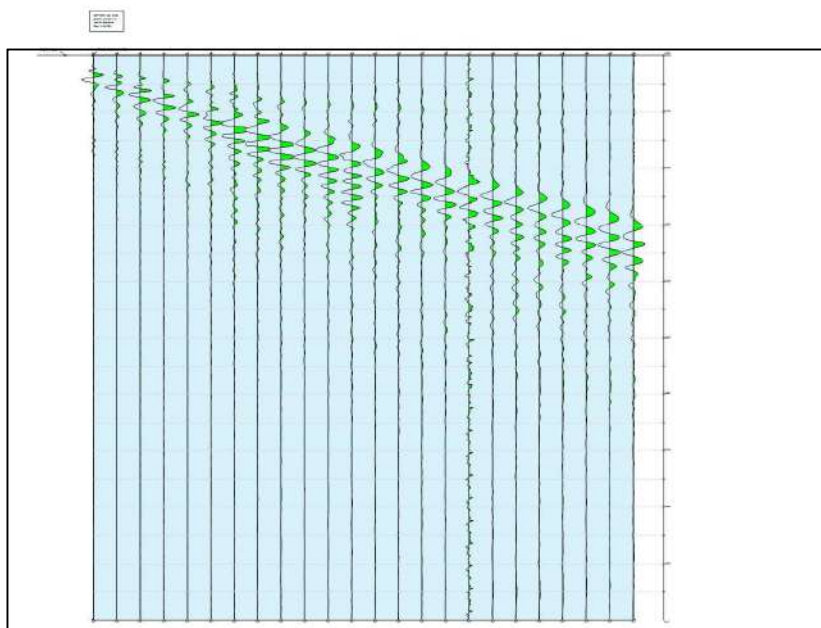


Fig. 10.2 tracce sperimentali

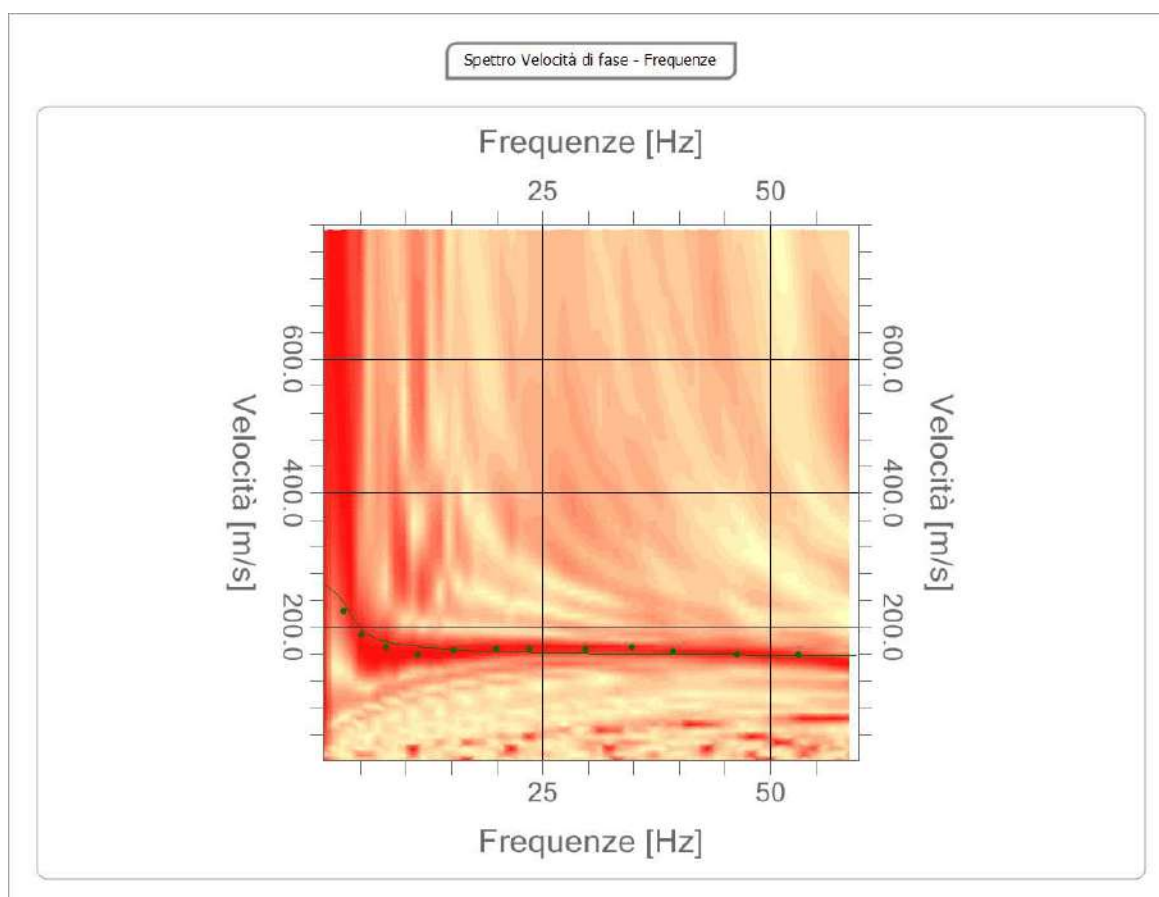


Fig. 10.3 curva di dispersione sperimentale

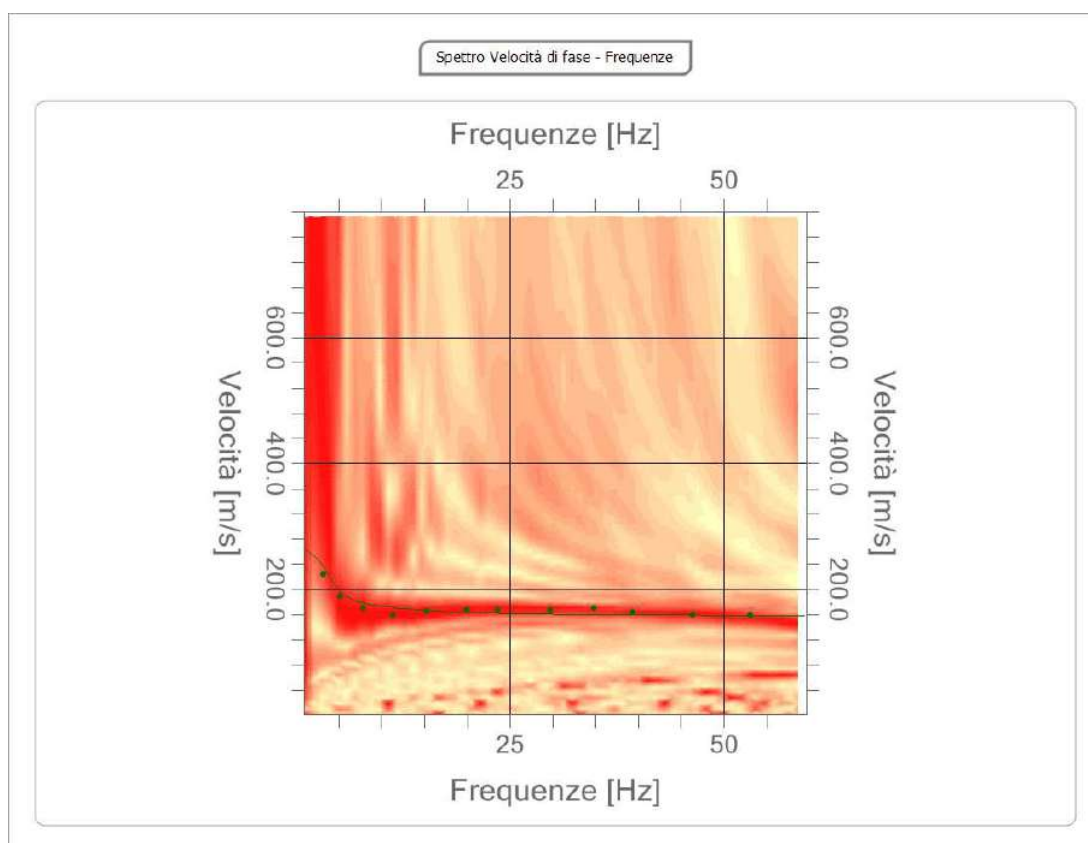


Fig. 10.4 inversione (fattore di disadattamento soluzione = 0.040)

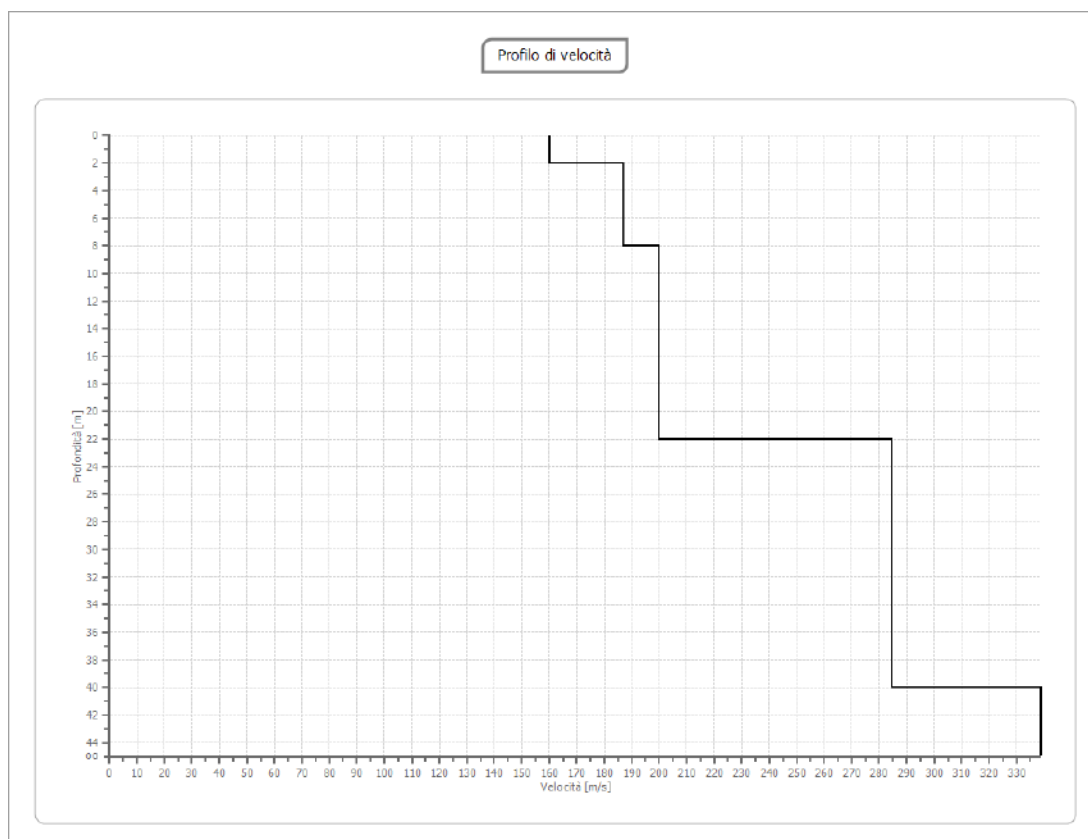


Fig. 10.5 profilo di velocità

strato (m)	Vs,i (m/sec)
0.0 – 2.0	160
2.0 – 8.0	187
8.0 – 22	200
22 – 40	284
40 - ∞	339

Tab.3 Velocita Vs degli strati

10.2 PROVA HVSR

Con questo tipo d'indagine si identificano per i vari livelli stratigrafici, la frequenza di vibrazione.

Dati riepilogativi:

Numero tracce: 3
Durata registrazione: 1200 s
Frequenza di campionamento: 128.00 Hz
Numero campioni: 153600
Direzioni tracce: Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.

Dati analisi:

Numero totale finestre selezionate: 66
Numero finestre incluse nel calcolo: 39
Dimensione temporale finestre: 20 s
Tipo di lisciamento: Konno & Ohmachi
Percentuale di lisciamento: 10.00 %

Grafici degli spettri medi nelle tre direzioni

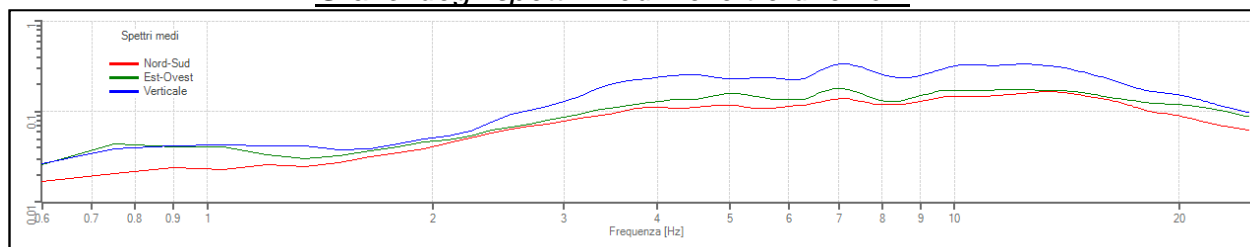
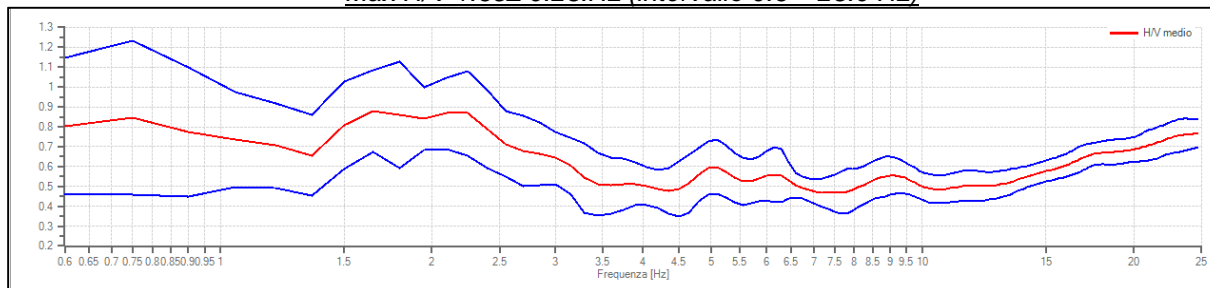


grafico rapporto spettrale orizzontale su verticale e suo intervallo di fiducia

Max H/V 1.65 ± 0.23 Hz (intervallo $0.6 \div 25.0$ Hz)



Criteri per una curva H/V affidabile (tutti e 3 dovrebbero essere soddisfatti)	Esito
$f_0 > 10/l_w$	OK
$n_g(f_0) > 200$	OK
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 > 0.5H$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 > 0.5H$	OK
Criteri per un picco H/V chiaro (almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti)	
Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$	NO
Esiste f^+ in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	NO
$A_0 > 2$	NO
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	NO
$\sigma A(f_0) < \theta(f_0)$	OK

11. ESITO MODELLAZIONE GEOFISICA

11.1 Categoria di Suolo

Il processo d'inversione medio ha un andamento come mostrato in fig. 10.5, dal quale si ricava come media pesata

- Profondità da piano campagna 0,00 m $V_{s(30)} = 210$ m/sec
- Profondità da piano campagna -1.00 m $V_{s(30)} = 214$ m/sec
- Profondità da piano campagna -2.00 m $V_{s(30)} = 218$ m/sec

In base alla classificazione proposta nelle NTC 2018 nella Tab. 3.2. Il essendo la velocità equivalente compresa nell'intervallo $180 \div 360$ m/s i terreni del sito in oggetto sono assimilabili alla categoria di suolo **di tipo C**.

C	<i>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.</i>
---	---

Fig. 11.1 estratto tab.3.2. II NTC 2018

11.2 Frequenza di sito

Il grafico del rapporto spettrale (H/V) mostra una disposizione con picchi scarsamente accentuati a conferma della presenza di un materasso di depositi sciolti di notevole spessore. Nonostante ciò sono identificabili due picchi: uno di frequenza pari a 1.65 Hz. che è associabile ad un contrasto litologico posto a profondità di circa $40 \div 50$ m, ed un altro pari a 0.75 Hz riconducibile ad un'interfaccia più profonda approssimativamente alla profondità di $150 \div 200$ m

12. ASPETTI IDROGEOLOGICI ED IDROGRAFICI

I terreni del lotto sono ascrivibili ad un deposito sabbioso più o meno limoso che si estende sino alla profondità di circa $8.74 \text{ m} \div 9.46 \text{ m}$, passante a questa quota ad argille più o meno limose. Si tratta di un materiale caratterizzato da medio alta permeabilità, che si traduce in una capacità di drenaggio elevata.

Il reticolo idrografico è assente, in quanto modificato dall'antropizzazione di tutta l'area, di conseguenza la rete di deflusso originariamente presente è stata sostituita dalla rete fognaria urbana. Il territorio è caratterizzato dalla presenza di una falda superficiale il cui tetto, al momento dei rilievi, è stato individuato alla profondità **di $1.00 \text{ m} \div 1.20$ da p.c.**

13. VULNERABILITA' IDROGEOLOGICA DEL SITO

13.1 - Acque superficiali.

La composizione granulometrica dello strato di copertura (deposito sabbioso e/o sabbioso limoso sino alla profondità di 8.74 m ÷ 9.46 m) garantisce una buona filtrazione verticale delle acque di precipitazione.

13.2 - Acque sotterranee.

La falda freatica si trova ad un livello medio posto alla profondità di 1.00 m da piano campagna attuale.

13.3 – Inondabilità durante eventi alluvionali.

La fig. 13.1 che è uno stralcio della tav. 240 E "Perimetrazione delle aree a Rischio Idrogeologico" edita dalla Autorità Dei Bacini Romagnoli, nella recente variante (2016), indica che il lotto in esame è soggetto al rischio inondazione in relazione all'assetto della rete idrografica (Titolo II), e all'ingressione marina (Titolo IV Art. 15 P2 alluvioni poco frequenti)

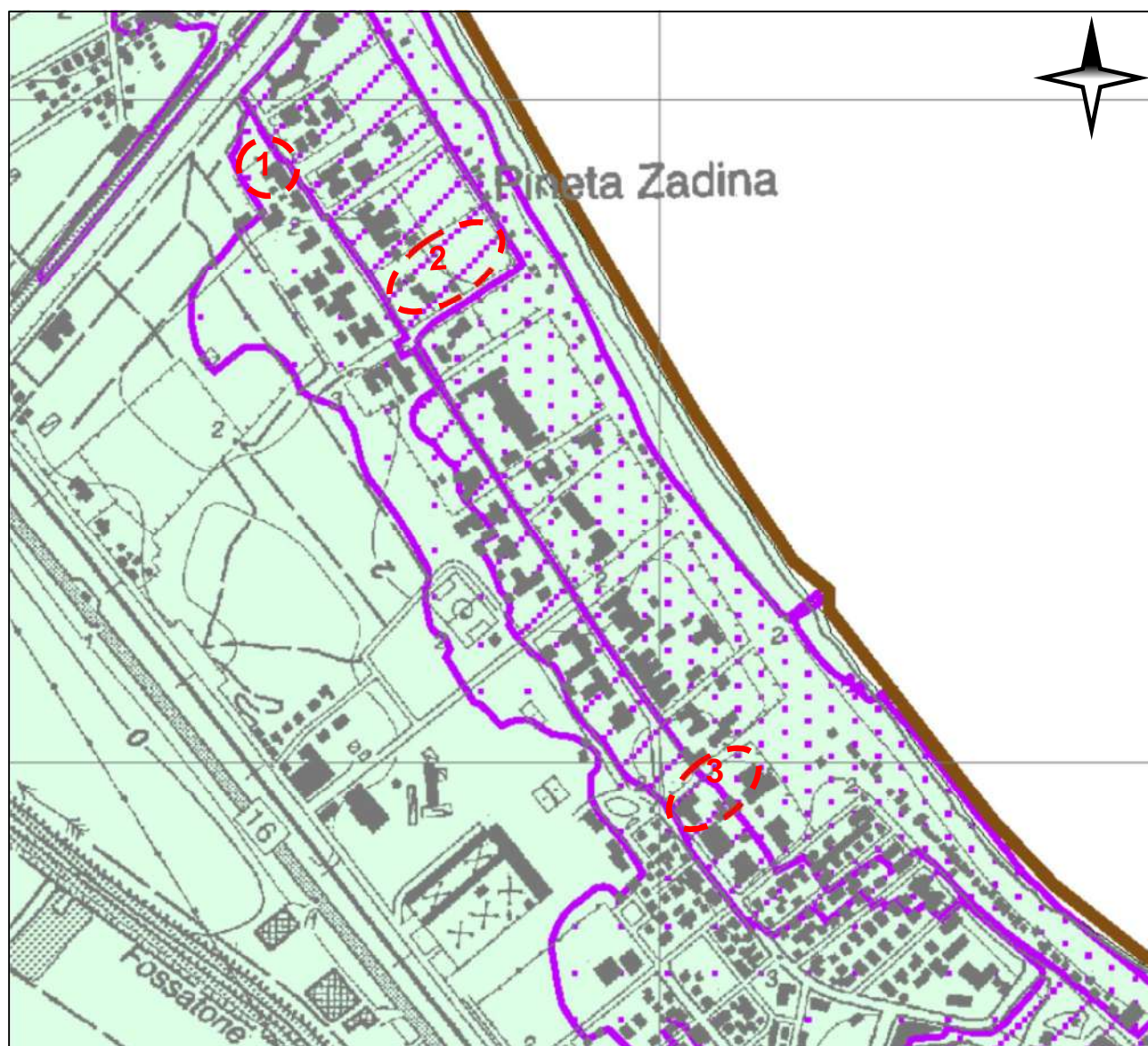


Fig. 13.1 Estratto piano stralcio per il rischio idrogeologico "Autorità dei Bacini Romagnoli" - Tavole PAI perimetrazione aree a rischio idrogeologico -

Titolo II - "Assetto della rete idrografica"

- Art. 2 ter - alveo
- Art. 3 - aree ad elevata probabilità di esondazione
- Art. 4 - aree a moderata probabilità di esondazione
- Art. 6 - aree di potenziale allagamento
- Art. 10 - distanze di rispetto dai corpi arginali

Titolo IV - "Costa"

- Art. 15 - P3 (alluvioni frequenti)
- Art. 15 - P2 (alluvioni poco frequenti)
- Art. 15 - P1 (alluvioni rare)

I tempi di ritorno sono: per P3 10 anni; per P2 100 anni e per P1 >>100 anni

In caso di inondazione da assetto della rete idrografica (titolo II art. 6) l'AUTORITA' DI BACINO ha predisposto un secondo elaborato (2019) in cui sono indicate le altezze, di previsione che l'acqua può raggiungere (Tiranti idrici)

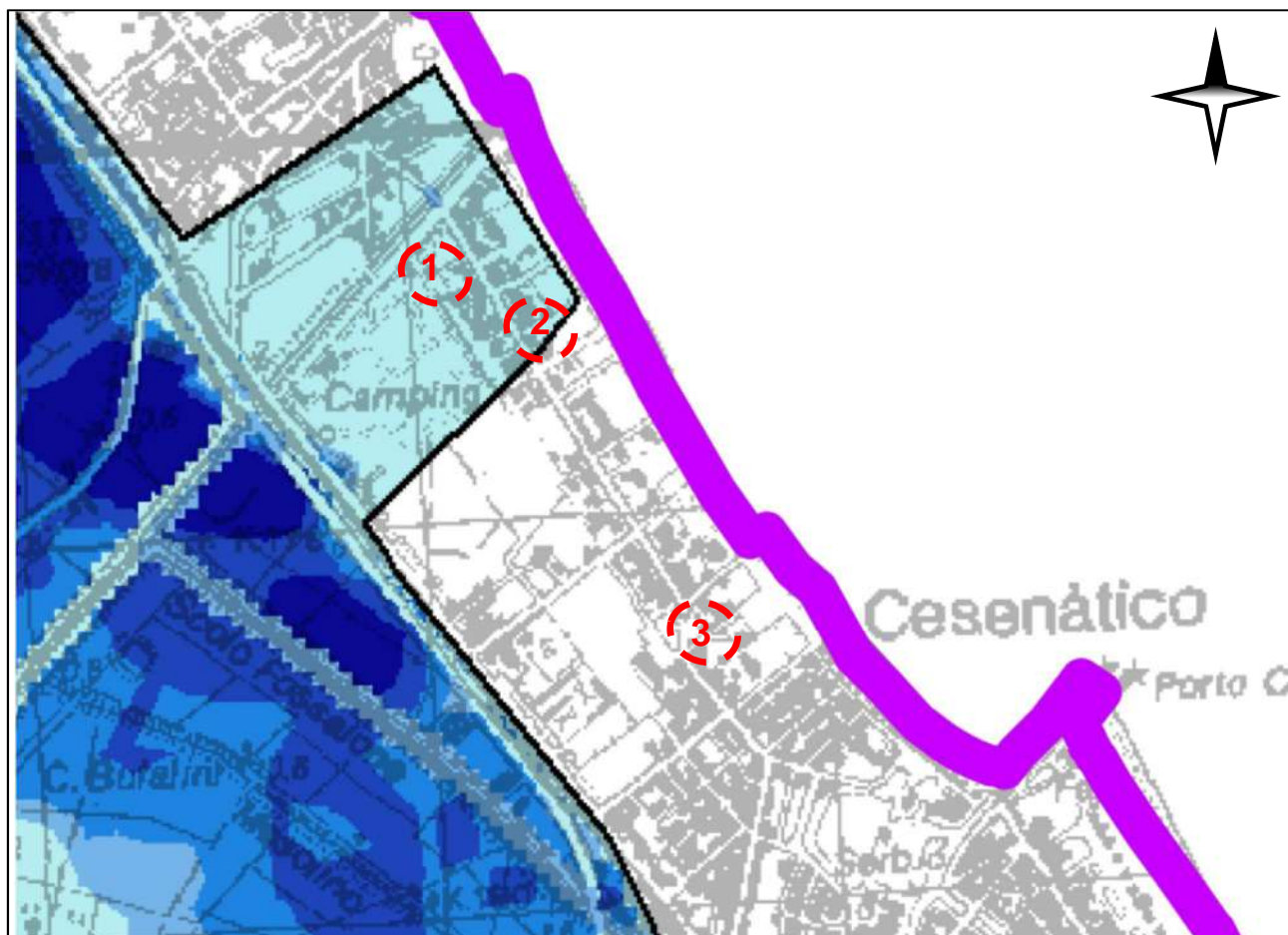


Fig. 13.2 Estratto piano stralcio per il rischio idrogeologico "Autorità dei Bacini Romagnoli" – Tavole delle Direttiva per la sicurezza idraulica -

Tiranti - scenario P3 (elevata probabilità)

- altezza < 0.5 m
- 0.5 m ≤ altezza < 1.0 m
- 1.0 m ≤ altezza < 1.5 m
- 1.5 m ≤ altezza < 2.0 m
- altezza ≥ 2.0 m

Il rischio da innalzamento marino è codificato nel PGRA (piano di gestione del rischio alluvioni) in cui sono riportati i valori di elevazione del mare per i diversi tempi di ritorno riferiti allo zero marino.

Scenario	Tr	Elevazione totale superficie del mare in metri
Frequente P3	Tdr = 10	1,49
Poco Frequente P2	Tdr = 100	1,81
Raro P1	Tdr >> 100	2,5 m (Dato Piano costa RER '82)

Tabella 11 – Valori del sovrizzo totale da mareggiata considerati per la perimetrazione delle aree soggette ad ingressione marina

Fig. 12.2 Estratto PGRA

In definitiva, per quanto riguarda il rischio di inondazione, riferito al piano campagna locale attuale dovuto a inondazione da collasso della rete idrografica e per innalzamento marino, si rimanda alla **TAV. D9** (verifica del tirante idrico) delle tavole di Progetto.

14. VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' GEOLOGICA DEL SITO

Modellazione geomorfologica dell'area

L'assetto è costituito da un lotto pianeggiante, inserito in un contesto di debolissima inclinazione.

Stabilità della coltre superficiale

La conformazione topografica sub pianeggiante esclude tendenze evolutive verso quadri di dissesto o di instabilità gravitativa.

15. ANALISI DI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

15.1 PROCEDURA SEMPLIFICATA (NTC 2018) Coefficienti sismici

I parametri generali del lotto e dell'opera sono:

	Lotto n°1	Lotto n°2	Lotto n°3
Latitudine WGS 84	44.218170	44.216855	44.209556
Longitudine WGS 84	12.384134	12.386632	12.392350

Tipo opera: edifici il cui uso prevede normali affollamenti
Classe d'uso: Classe II
Vita nominale: 50.0 [anni]
Vita di riferimento: 50.0 [anni]

In base alle coordinate del sito è possibile determinare i parametri sismici base di riferimento

stato limite	Tr	ag/g	Fo	Tc*
	(anni)	(-)	(-)	(sec)
SLO	30	0.050	2.442	0.269
SLD	50	0.064	2.465	0.280
SLV	475	0.179	2.529	0.291
SLC	975	0.234	2.528	0.302

Tab.4

I terreni del lotto in indagine appartengono ad un suolo di categoria "C". Questa distinzione permette di determinare l'equazione per la definizione del coefficiente stratigrafico (Ss) che è:

$$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot Fo \cdot ag/g \leq 1,50$$

Dove:

Fo = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima

ag = accelerazione orizzontale di base

g = accelerazione di gravità (9,81 m/sec²)

Stato limite	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss	1.50	1.50	1.43	1.34

Tab.5

L'accelerazione massima attesa in superficie a ciascun limite è definita dalla relazione seguente:

$$A_{max} = ag \cdot St \cdot S_s$$

Il lotto in oggetto insiste su di un territorio con disposizione sub pianeggiante, da cui la categoria topografica è la T1 alla quale è assimilato un coefficiente topografico (ST) pari a 1,00.

Coefficienti sismici orizzontali e verticali per fondazioni e stabilità pendii

stato limite	amax/g	beta	Kh	Kv
	(-)	(-)	(-)	(-)
SLO	0.075	0.20	0.015	0.007
SLD	0.096	0.20	0.019	0.009
SLV	0.256	0.24	0.061	0.031
SLC	0.314	0.28	0.088	0.044

Tab. 6

15.2 PERICOLOSITA' SISMICA DI RIFERIMENTO

La sismica di base è stata aggiornata in seguito alla più recente revisione della macrozonazione sismogenetica (3.3.0) del territorio, prodotta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) (2021). Attualmente, essa rappresenta il più aggiornato riferimento per gli studi di pericolosità sismica del territorio italiano: la fig.15.1 mostra l'ubicazione del lotto che è esterna a tre zone sismogenetiche: la ITCS039 Rimini onshore ($M_w = 7.0$), la ITCS 011 Ascensione - Armaia ($M_w = 7.0$) e la ITCS030 Rimini offshore ($M_w = 6.2$).

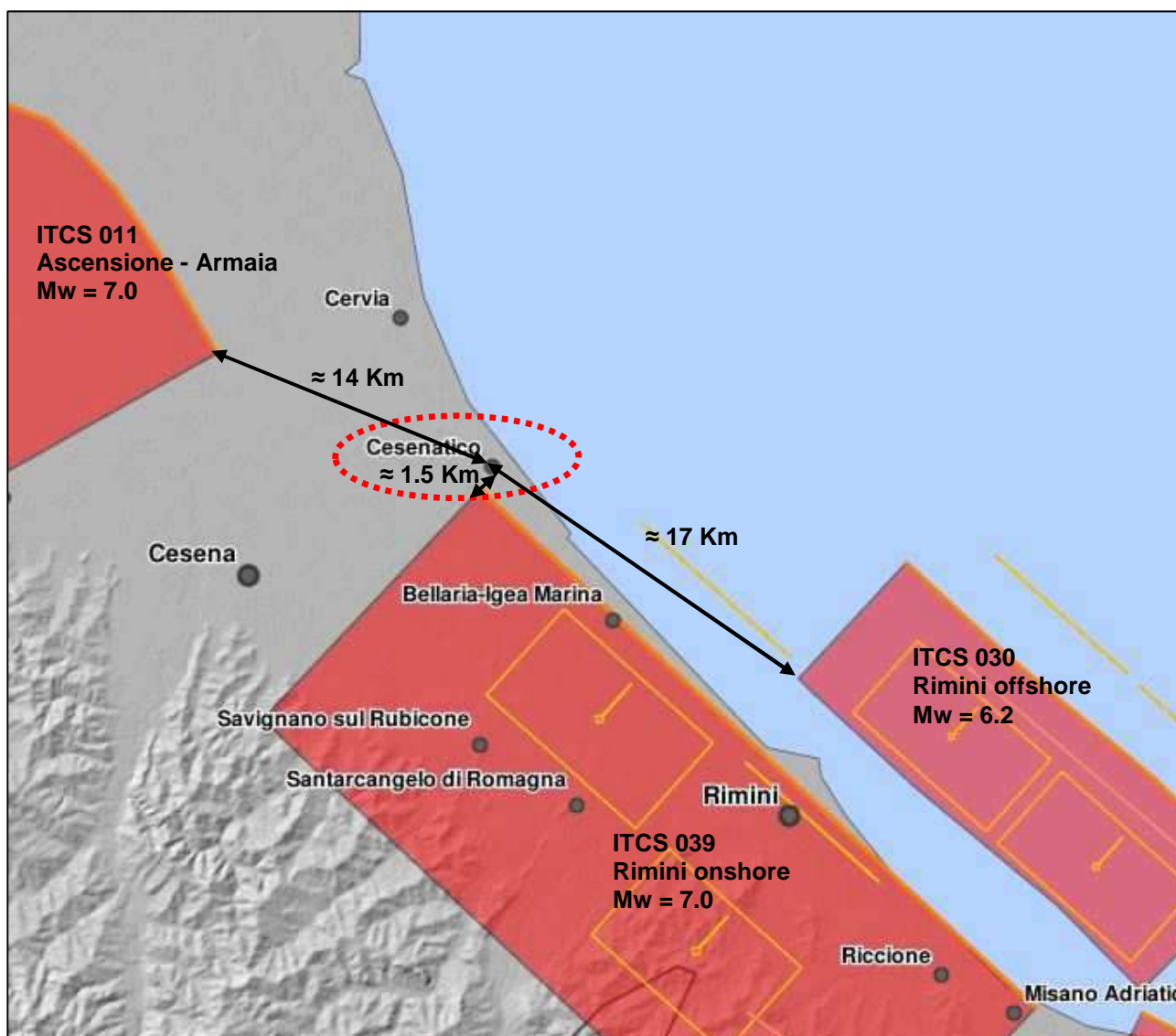


Fig. 15.1 estratto dal data base DISS 3.2 del INGV

15.3 RISPOSTA SISMICA LOCALE (RSL)

Il fine di una risposta sismica locale è la definizione del moto sismico in superficie in corrispondenza di un determinato sito basato su:

- Moto sismico al bedrock (pericolosità sismica di base)
- Cammino di propagazione (modello geologico stratigrafico)

Queste informazioni vengono elaborate da metodi numerici di calcolo i quali simulano la propagazione delle onde sismiche dal basamento all'interno di un deposito superficiale fornendo, in sintesi finale, la storia temporale delle varie grandezze d'interesse (amplificazione dell'accelerazione, tensione di taglio ecc.). Nel caso in esame è stato utilizzato il codice di calcolo RSL, che è un programma per verifiche monodimensionali (1D) che opera mediante un'analisi lineare equivalente.

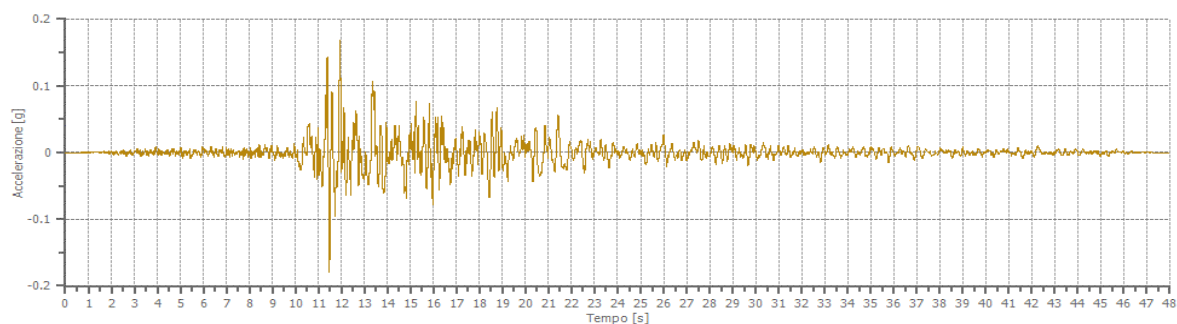
15.3.1 Moto sismico al bedrock (pericolosità sismica di base)

Gli accelerogrammi naturali compatibili con lo spettro in accelerazione sono stati estratti dall'archivio presente nell' allegato 4 del DGR 476/2021 e specificatamente dal nodo contrassegnato con la sigla ID 18077.

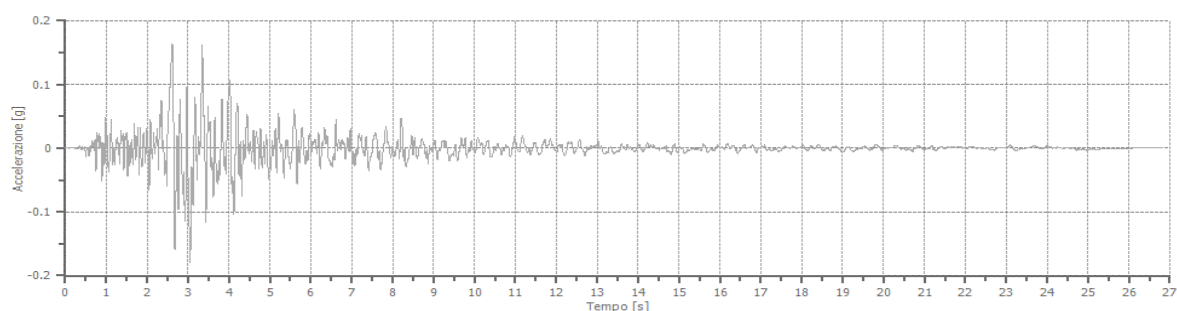


Fig. 15.2 Estratto dall' allegato 4 microzonazione sismica Regione E - R

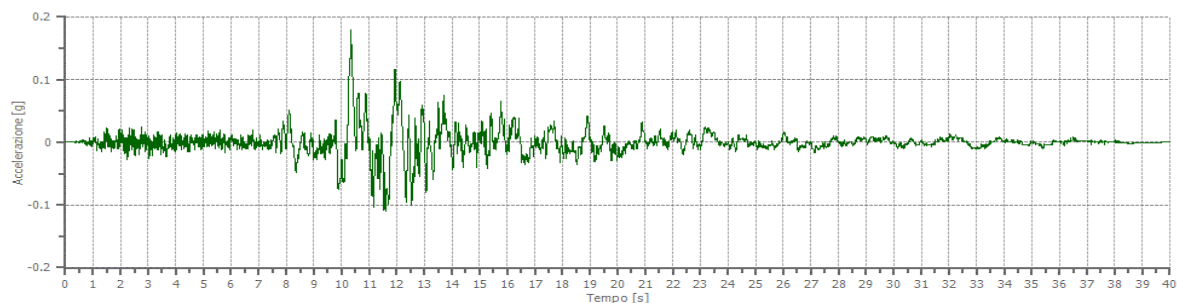
Accelerogrammi di progetto SLV



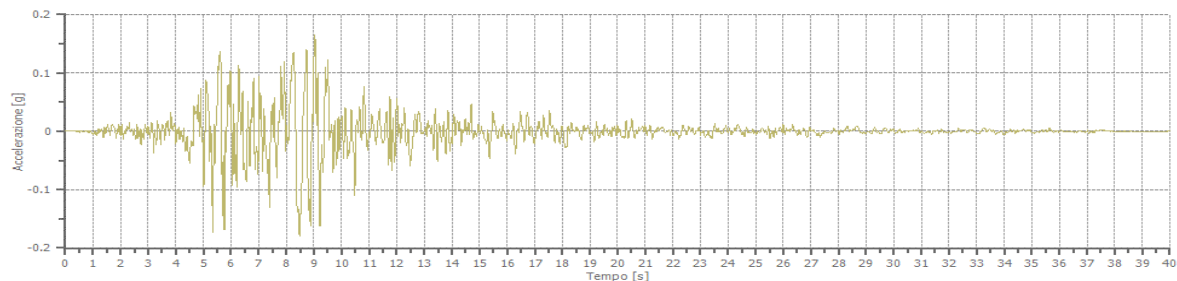
— TR475_ID18077_1



— TR475_ID18077_2



— TR475_ID18077_3



— TR475_ID18077_4

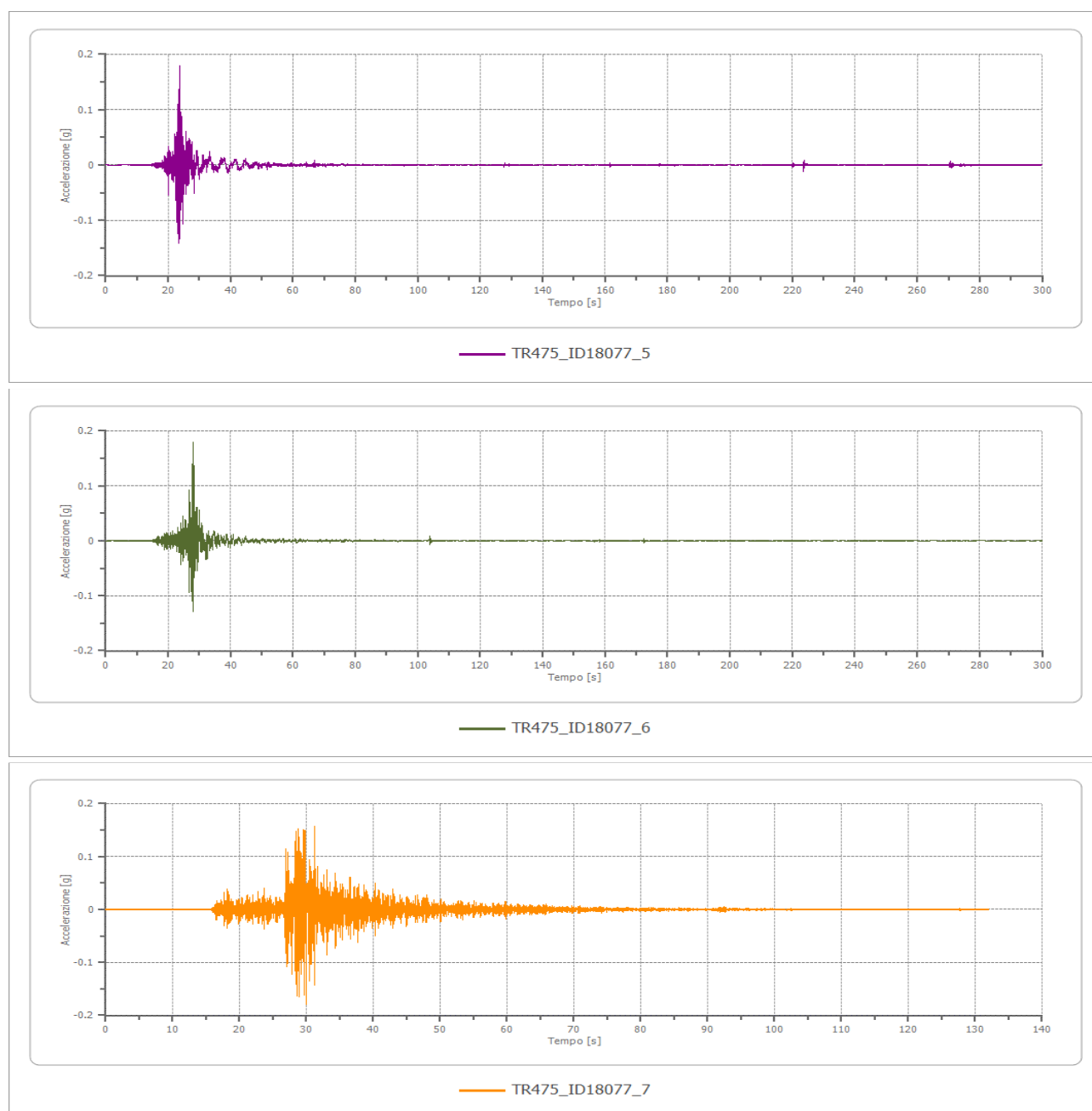


Fig. 15.3

15.3.2 Cammino di propagazione (modello geologico stratigrafico)

Le indagini geofisiche hanno individuato una distribuzione delle Vs che non ha interessato tutta la successione stratigrafica sino al Bedrock sismico. Per la definizione del loro andamento sono state adottate le scelte seguenti:

- Per la disposizione nella profondità compresa tra piano campagna e 40,00 m si è fatto riferimento a quelle individuate dalla prova MASW.
- Dalla profondità di 40,00 m sino alla profondità di 185,0 m (tetto pseudo bed rock) una disposizione relativa a formule empiriche che relazionano la Vs con la profondità, in conformità con la linea di tendenza.

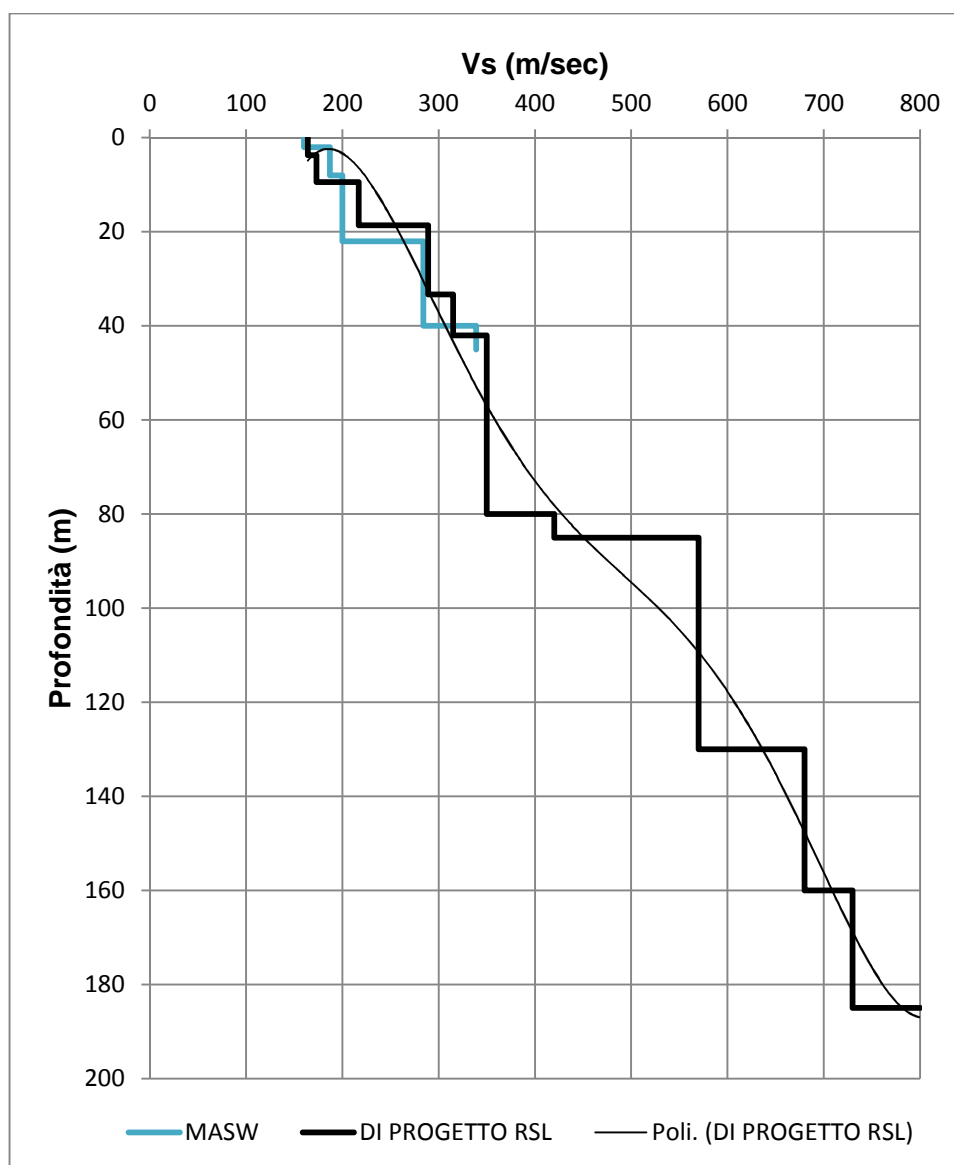


Fig. 15.4

In base alle informazioni stratigrafiche e geofisiche è stato individuato un probabile bedrock sismico prossimo alla profondità di circa 185.0 m dal p.c., in corrispondenza del passaggio tra AES6 e AES il quale è intercalato da importanti depositi sabbiosi e ghiaiosi. La potenza complessiva di quest'ultima unità stratigrafica, passante ad altre a composizione simile, è assimilabile a circa 50,0 m, e possiede fondamentali caratteristiche (geometria, età deposizionale, profondità, grado di cementazione, rigidità ecc) per essere assunto come pseudo-bedrock, per il quale è stata assunta una V_s pari a 800.

Quanto illustrato in precedenza ha consentito la definizione di un modello sismico (stratigrafia) di riferimento per la modellazione numerica, proposto nella tabella seguente:

n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Terreno	Gmax [MPa]	Peso unità vol. [kN/m³]	Vs [m/s]	Tensione verticale [kPa]
1	Sa/lim	0.0	1.0	Seed et al (1986) sand – lower bound	50.72	18.5	164	4.3
2	Sa/lim	1.0	2.7	Seed et al (1986) sand – average	50.72	18.5	164	33.7
3	Sa/lim	3.7	1.5	Seed et al (1986) sand – average	56.44	18.5	173	65.2
4	Sa/lim	5.2	4.0	Seed et al (1986) sand – average	56.44	18.5	173	89.1
5	Ag/lim	9.2	9.0	Vucetic & Dorby (1991) PI=15	91.20	19.0	217	147.8
6	Ag/lim	18.2	14.5	Vucetic & Dorby (1991) PI=30	161.76	19.0	289	255.8
7	sa	32.7	9.0	Seed et al (1986) sand – average	197.24	19.5	315	366.0
8	ag	41.7	38.0	Vucetic & Dorby (1991) PI=30	243.5	19.5	350	593.7
9	sa	79.7	5.0	Seed et al (1986) sand – average	377.61	21.0	420	805.8
10	ag	84.7	45.0	Vucetic & Dorby (1991) PI=30	712.06	21.5	570	1096.8
11	ag	129.7	30.0	Vucetic & Dorby (1991) PI=30	1036.98	22.0	680	1542.7
12	ag	159.7	25.3	Vucetic & Dorby (1991) PI=30	1195.09	22.0	730	1879.7
13	ag	185	--	Smorzamento costante	1435.27	22.0	800	2033.9

Tab. 7

15.3.3 Esito dell'analisi

L'elaborazione consente di ottenere tre spettri di risposta, ognuno dei quali descrive il diverso comportamento del terreno rispetto all'input sismico utilizzato. Le informazioni che si ottengono sono relative agli spettri di:

- Pseudoaccelerazione: mostra il comportamento dell'accelerazione attraverso gli strati della colonna stratigrafica del modello geologico per diversi valori di periodo, da 0,0 a 4,0 secondi (i principali di interesse geotecnico)
- Pseudovelocità: sempre nel periodo indicato, evidenzia il comportamento della velocità nella colonna stratigrafica. L'esito di questa analisi è utile alla definizione dell'intensità di Housner (SI) la quale indica la pericolosità sismica ed è definita come l'area sottesa dello spettro di risposta di pseudovelocità in un intervallo prefissato di frequenze. Si tratta di una grandezza direttamente correlata all'energia che viene dissipata nelle strutture durante un evento sismico, per tanto è l'espressione del possibile grado di danneggiamento subito dagli edifici.
- Spostamento: in relazione al citato periodo evidenzia il comportamento dello spostamento spettrale. E' un parametro utile alla valutazione del danno strutturale di una costruzione dopo un sisma.

Di seguito si riportano i vari spettri di output per uno smorzamento $\xi = 5,0 \%$

Stato limite SLV

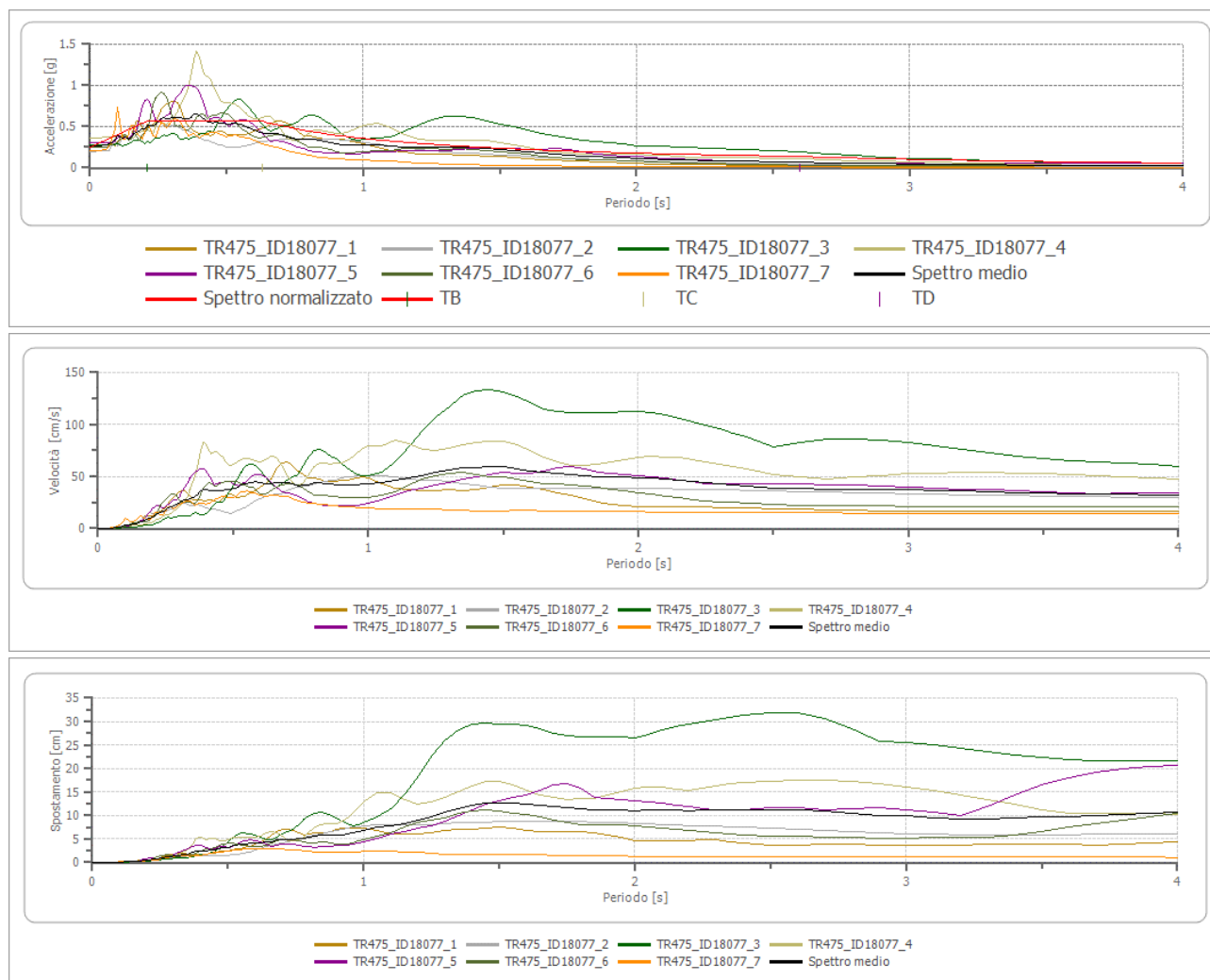


Fig. 15.5 Spettri di output

Dal rapporto tra il fattore di Housner al bedrock e quello a piano campagna si ottiene il fattore d'amplificazione FA(SI) che, per gli intervalli temporali prefissati dalla normativa regionale sono:

stato limite SLV

	accelerogramma						
intervallo	18077_1	18077_2	18077_3	18077_4	18077_5	18077_6	18077_7
0.1÷0.5	1.539	1.277	1.222	1.367	1.459	1.467	1.190
0.5÷1.0	2.093	1.814	1.948	2.001	1.874	2.050	1.979
0.5÷1.5	2.194	1.919	2.173	2.060	2.061	2.167	1.914

intervallo	medio	Dev. St.
0.1÷0.5	1.319	0.14
0.5÷1.0	1.944	0.09
0.5÷1.5	2.049	0.11

Tab. 8

La modellazione consente la valutazione dell'amplificazione intesa come PGA/PGA_0 , ossia come rapporto tra l'accelerazione massima al suolo e quella di riferimento del terremoto al bedrock. Di seguito si riporta la tabella riepilogativa ed il grafico (fig. 15.6) che mostra l'andamento dell'accelerazione in rapporto alla profondità:

	accelerogramma						
	18077_1	18077_2	18077_3	18077_4	18077_5	18077_6	18077_7
PGA	0.264	0.200	0.271	0.358	0.299	0.243	0.207
PGA_0	0.179	0.179	0.179	0.179	0.179	0.179	0.179
PGA/PGA_0	1.47	1.11	1.52	2.00	1.67	1.36	1.16

	medio	Dev. St.
PGA	0.263	0.055
PGA_0	0.179	-
PGA/PGA_0	1.47	0.31

Tab.9

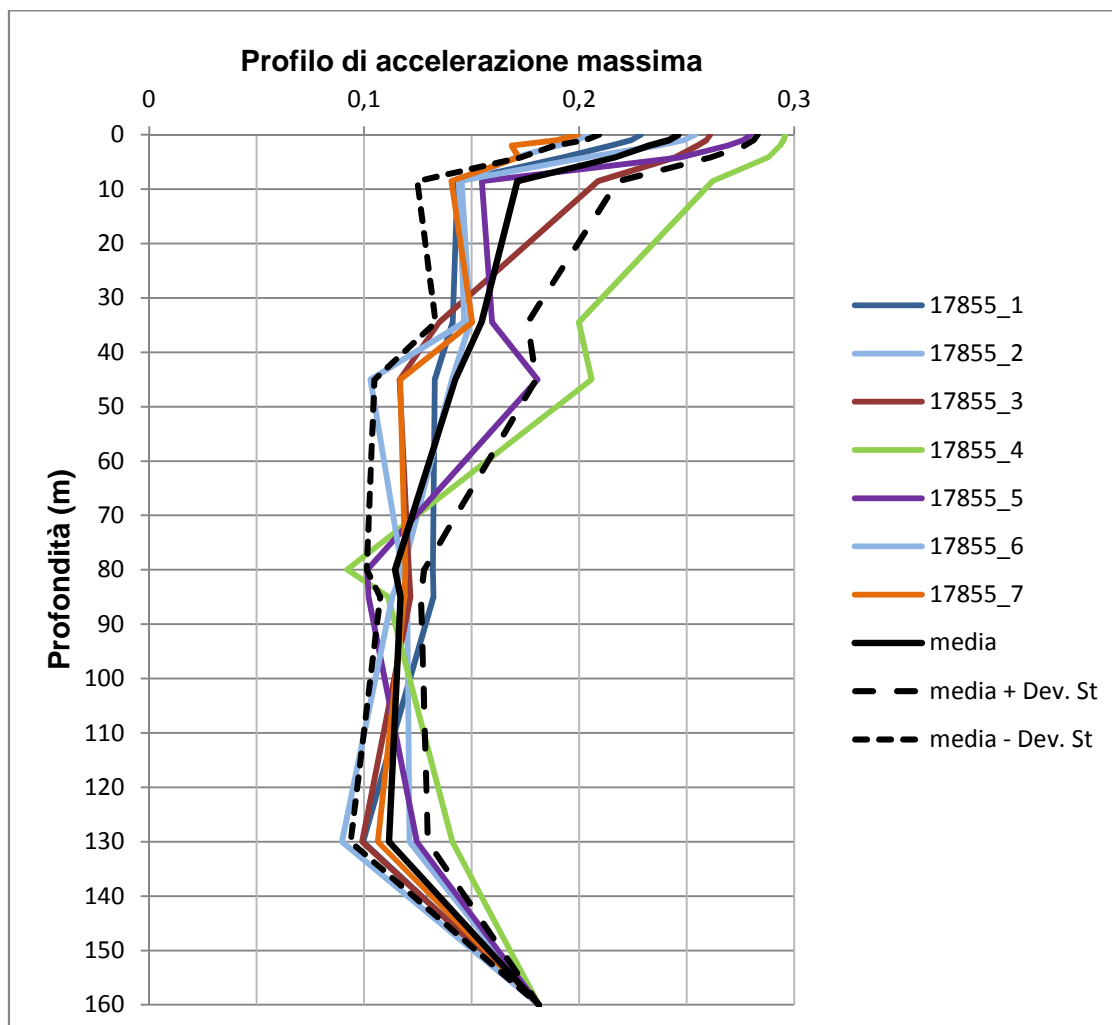


Fig. 15.6

Di seguito si riporta il grafico con l'andamento dell'amplificazione locale in funzione del moto di vibrazione dell'impulso sismico, del fattore di smorzamento D, e del rapporto tra le impedenze sismiche degli strati costituenti il modello geologico di riferimento. Si nota come il valore di massima amplificazione individuato con la RSL ($F1 = 0.8$ Hz) sia prossimo alla frequenza identificate con le prove HVSR (0.75 Hz).

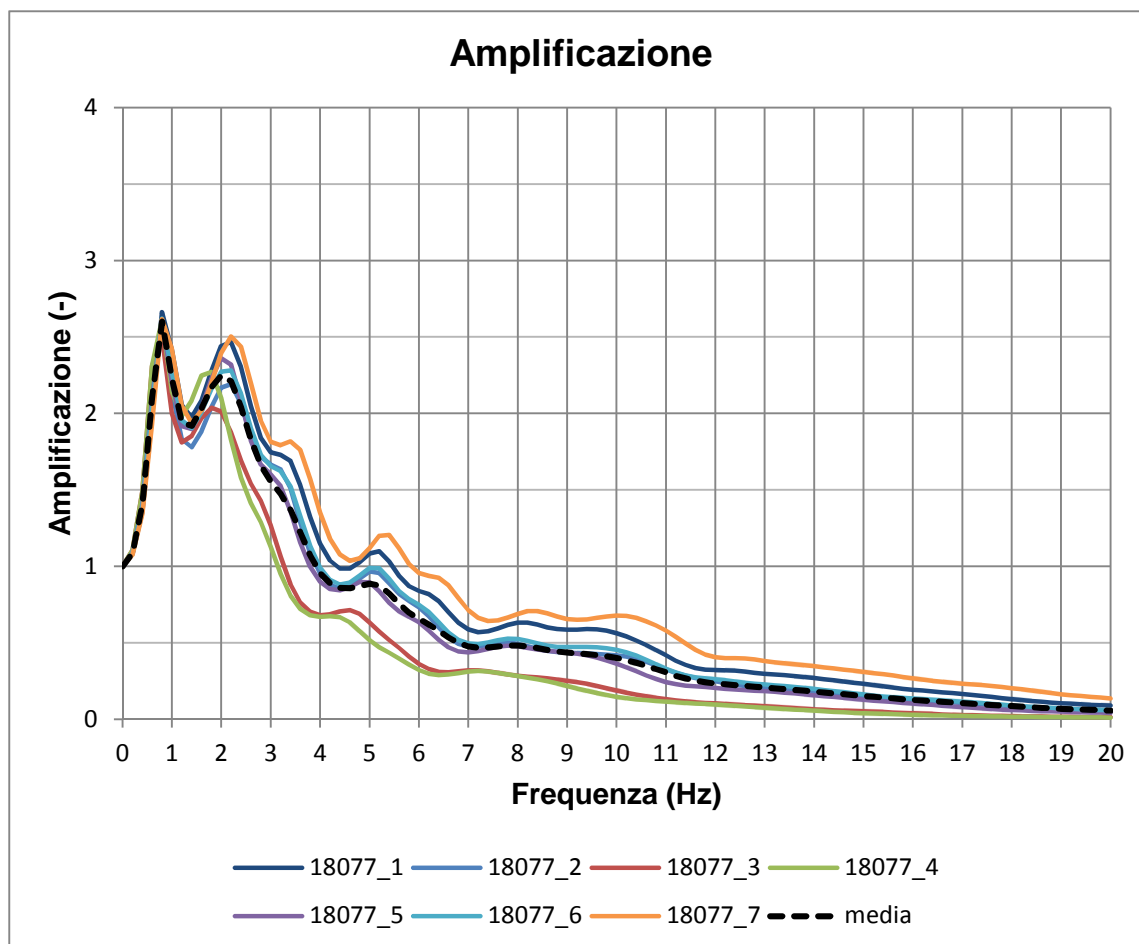


Fig. 15.7

Di interesse è anche il contenuto in frequenza degli accelerogrammi utilizzati per la verifica di RSL e quindi del moto sismico. Il grafico di Fig. 15.7 (trasformata di Fourier) mostra un'amplificazione massima media delle frequenze degli accelerogrammi nell'intervallo $0.75 \div 0.130$ Hz. Si nota come le frequenze medie degli accelerogrammi coincidano con quelle della frequenza ($F1$) di amplificazione del terreno, da cui la probabilità della doppia risonanza.

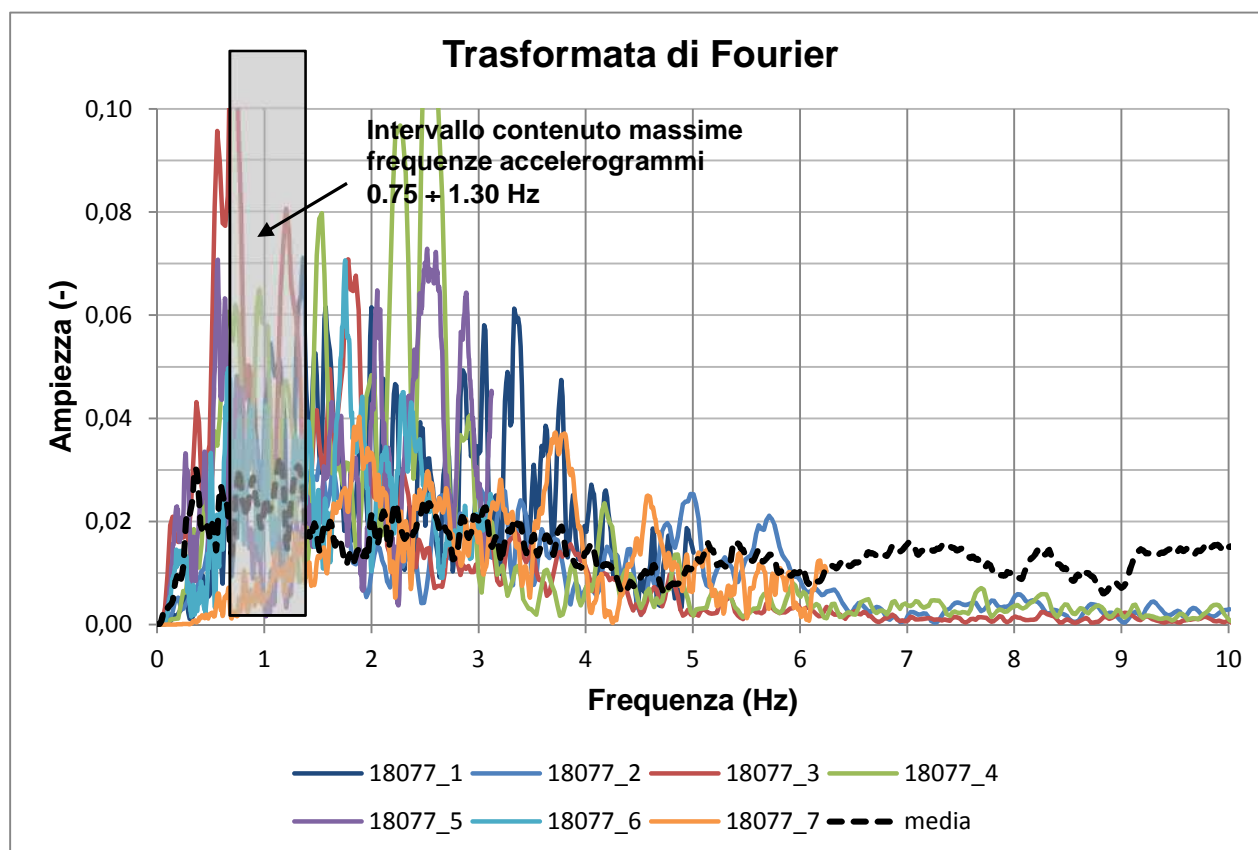


Fig. 15.8

Nella Fig. 15.9 sono rappresentati gli spettri: medio di verifica, normalizzato mediante valutazioni grafiche e normalizzato secondo l'allegato n° 1 dell'ordinanza n° 55, inoltre sono raffigurati quelli di normativa riferiti a suoli di categoria A e C. Dal raffronto tra gli spettri di normativa semplificata per suolo di tipo C e quelli di RSL normalizzati emerge quanto segue:

normalizzato secondo metodo grafico

L'accelerazione al tempo zero è leggermente maggiore (0.257 NTC – 0.259 RSL)
Il tratto in accelerazione costante è caratterizzato da una "SE" maggiore (0.648 NTC – 0.656 RSL), con un tratto di lunghezza inferiore e con spostamento verso periodi maggiori
Per periodi superiori a 0.460 secondi l'accelerazione è sempre maggiore

normalizzato secondo allegato n°1 ordinanza n°55

L'accelerazione al tempo zero è minore (0.257 NTC – 0.249 RSL)
Il tratto in accelerazione costante è caratterizzato da una "SE" minore (0.648 NTC – 0.564 RSL) con un tratto di lunghezza superiore e con spostamento verso periodi maggiori
Per periodi superiori a 0.530 secondi l'accelerazione è sempre maggiore

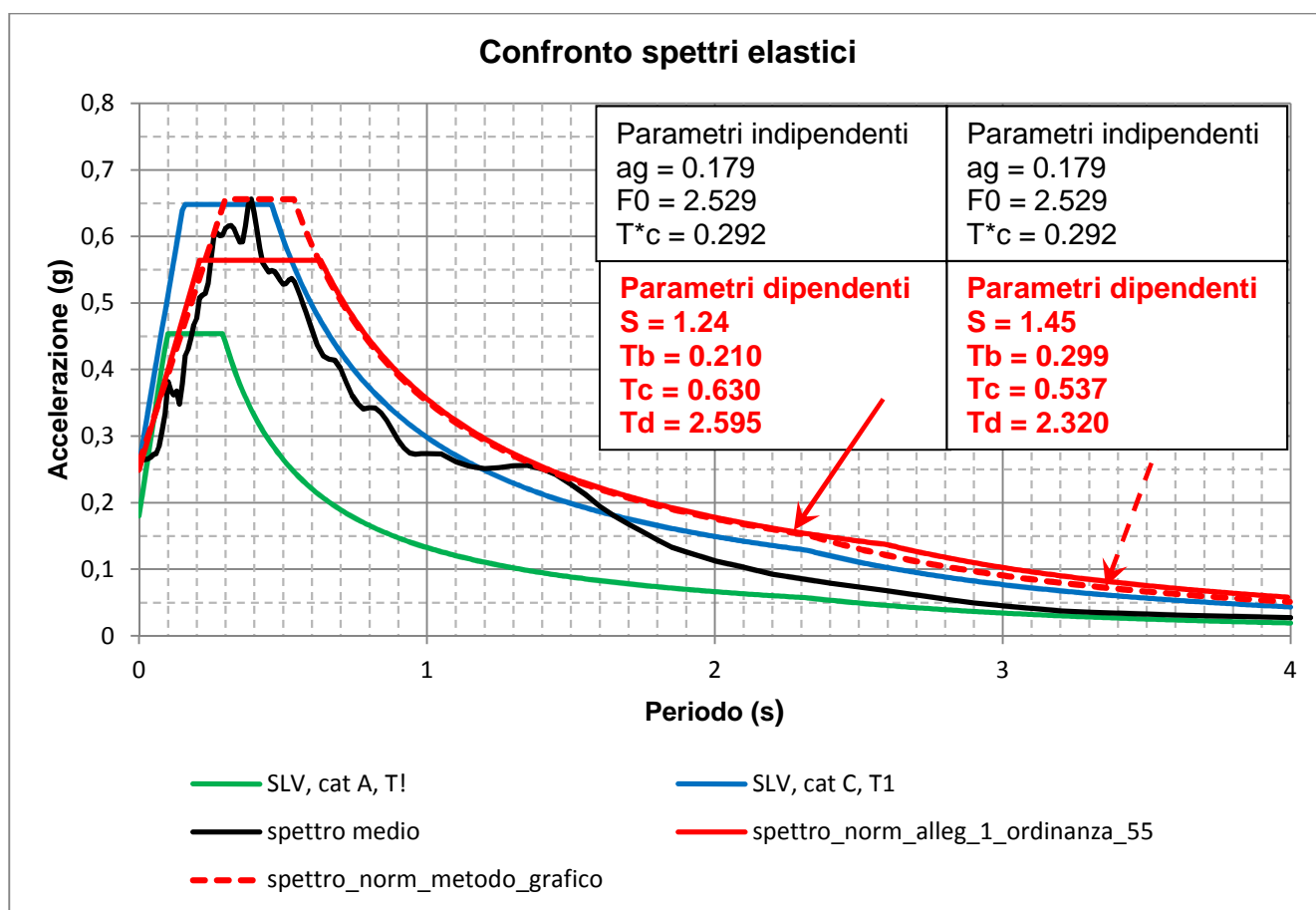


Fig. 15.9

Una ulteriore informazione fornita dalla risposta sismica è il rapporto tra il massimo sforzo di taglio ed il massimo sforzo efficace (τ_{\max}/σ'_{vo}), da cui si ottiene la CSR da applicare nelle verifiche di liquefazione mediante la relazione seguente:

$$CSR = 0.65 \cdot \tau_{\max}/\sigma'_{vo}$$

L'andamento di τ_{\max}/σ'_{vo} è riportato nel grafico sottostante:

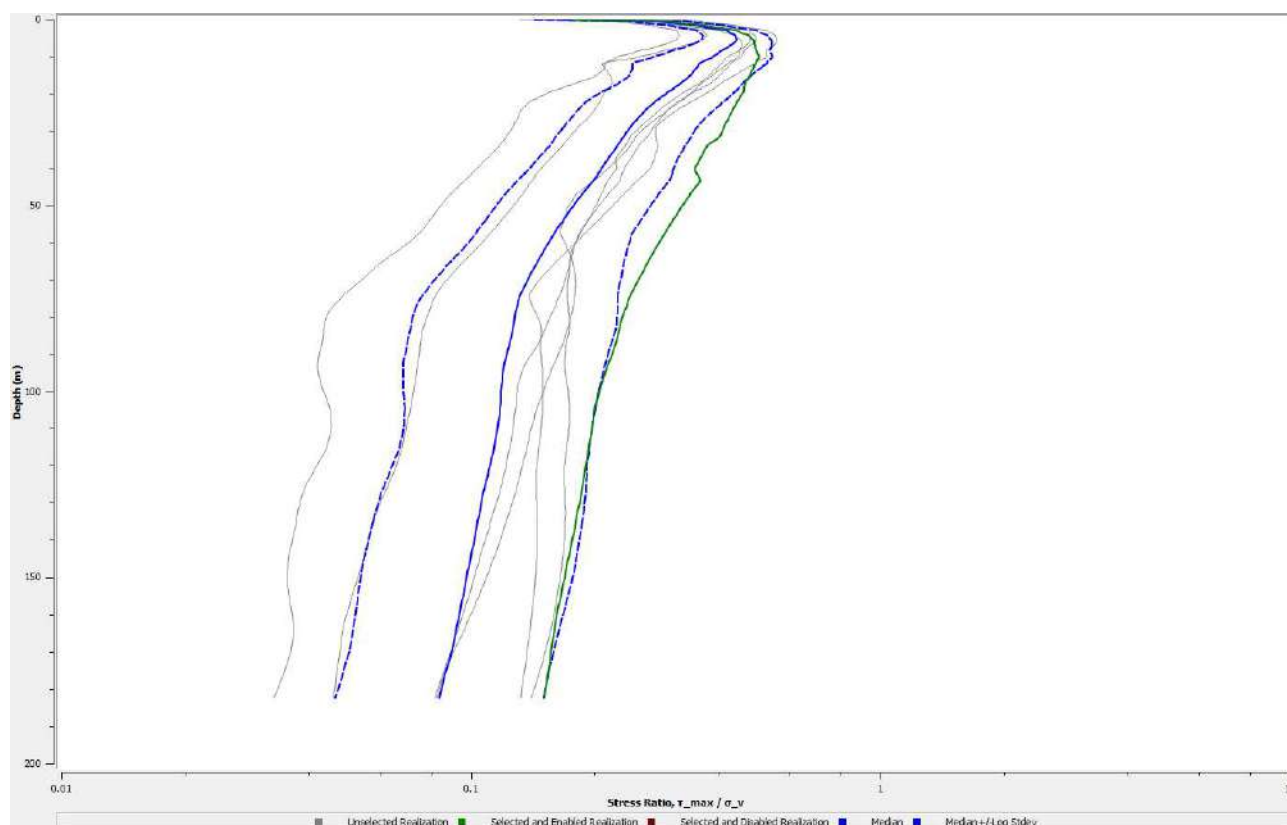


Fig. 15.10 τ_{max}/σ'_{vo} da elaborazione codice Strata

16. LIQUEFACIBILITA' DEI TERRENI

La liquefazione è quel processo che in caso di sisma può interessare un deposito sabbioso saturo, in pratica l'aumento delle pressioni interstiziali, prodotto da un evento ciclico (sisma) riduce la resistenza di taglio causando la perdita di stabilità della massa di terreno. Di conseguenza s'instaurano delle deformazioni permanenti con assestamenti più o meno corposi in funzione della nuova resistenza di taglio.

Per la valutazione del potenziale di liquefazione si procede mediante la procedura semplificata secondo il metodo deterministico, con il quale si definisce un coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione (FSL) e quello probabilistico

16.1. Quota falda di verifica

La circolazione idrica rilevata al momento delle indagini era attestata alla profondità di 1.00 m da p.c. Si ritiene che questa quota sia quella media stagionale, per cui è adottata nelle verifiche seguenti.

16.2. CSR

Il paragrafo 15.3.2 riporta la relazione che definisce la CSR, che è pari allo sforzo massimo di taglio τ_{max}/σ'_{vo} (dedotto dalla procedura RSL) moltiplicato per il coefficiente di 0.65, per tanto si fa riferimento ad essa, ovvero:

$$CSR = 0.65 \cdot \tau_{max}/\sigma'_{vo}$$

16.3. Scelta magnitudo

Il lotto in indagine è intermedio a tre zone sismogenetiche composite (vedi Fig. 15.1) per la quale è indicata una magnitudo pari a 6,2 e 7,0. Dal processo di disaggregazione deriva una probabilità di eventi sismici con magnitudo media pari a 5.09 con una distanza epicentrale pari a 9.04 Km.

Distanza (Km)	Magnitudo (Mw)										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0	11.5	24.7	17.3	10.3	1.4	0	0	0	0	0
ott-20	0	2.18	7.62	8.97	7.9	1.52	0	0	0	0	0
20-30	0	0.0134	0.563	1.84	2.43	0.654	0	0	0	0	0
30-40	0	0	0.0007	0.155	0.57	0.233	0	0	0	0	0
40-50	0	0	0	0.0018	0.1	0.0892	0.0006	0	0	0	0
50-60	0	0	0	0	0.0083	0.0284	0.0025	0	0	0	0
60-70	0	0	0	0	0.0001	0.0026	0.0008	0	0	0	0
70-80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
80-90	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
90-100	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tab. 10

	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0
somma	0.00	13.693	32.884	28.267	21.308	3.927	0.004	0.000	0.000
somma cumulativa	0.00	13.693	46.577	74.844	96.152	100.080	100.083	100.083	100.083

Tab. 11

Questi valori sono stati riportati nel grafico della distribuzione cumulata dal quale si rileva che adottando un livello di confidenza dell'98% si perviene ad una **magnitudo di 6.2**. Questo valore è stato ritenuto (per questo caso) idoneo ed utilizzato nelle verifiche di liquefazione.

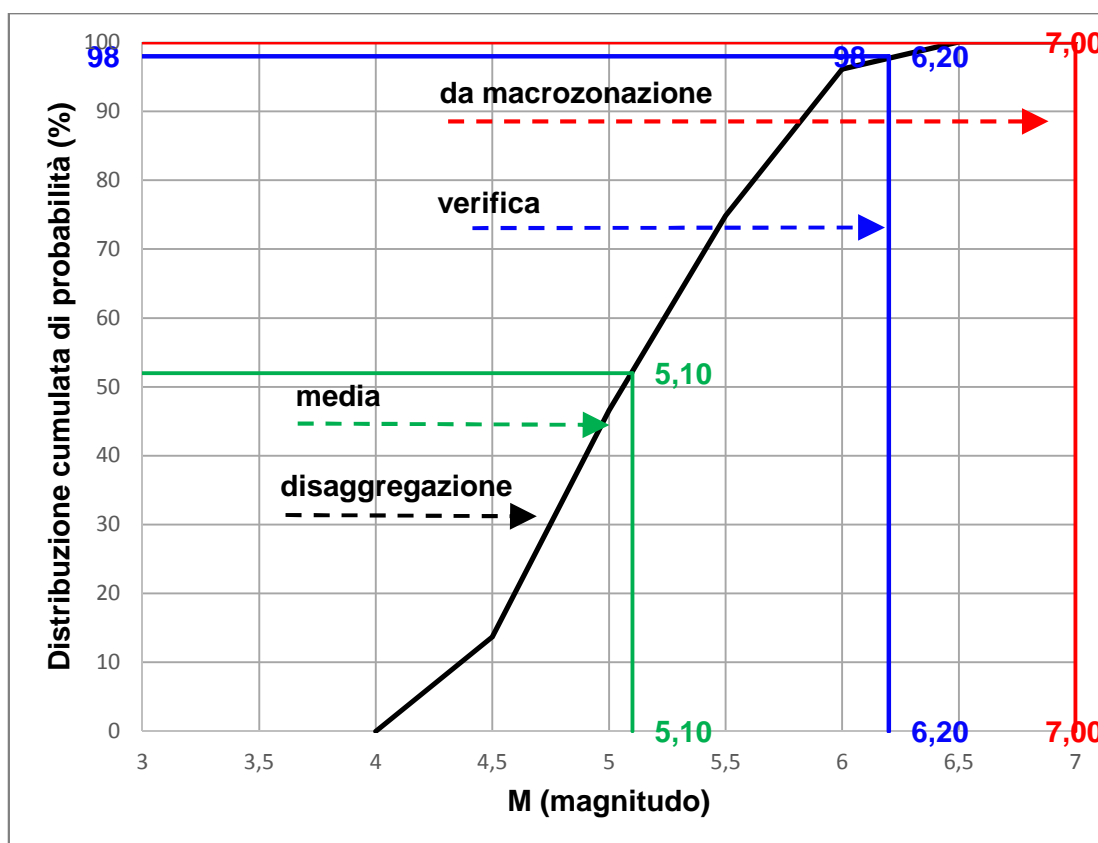


Fig. 16.1

16.4. Approccio deterministico

Il potenziale di liquefazione, di ogni strato in cui è suddiviso il sottosuolo, viene stimato mediante la definizione della capacità di resistenza (CRR) del terreno e della tensione indotta dal terremoto (CSR). Il metodo utilizzato è quello di Robertson (2009), il quale individua la CRR dalla prove penetrometriche statiche.

Costituisce il fattore di sicurezza alla liquefazione (FSL) il rapporto tra la CRR e la CSR, al quale si applicano due fattori correttivi: di scala per la magnitudo (MSF) ed uno per tener conto delle pressioni litostatiche ($K\sigma$), per tanto:

$$FSL = (CRR_{7.5}/CSR) \cdot (MSF \cdot K\sigma)$$

La CSR è legata alla sismicità ed è stata definita con la RSL, mentre la $CRR_{7.5}$ è stata determinata attraverso i risultati della prova penetrometrica statica. L'analisi è stata articolata con calcolo riferito alla resistenza statica alla punta (q_c) secondo intervalli di misura par ad 1,0 cm e con la correzione che tiene conto della quantità della frazione fine. Il fattore di scala magnitudo (MSF) è stato determinato secondo le raccomandazioni dell'autore stesso (Robertson), il quale propone l'espressione consigliata dalle NCEER.

Di seguito si propone un grafico in cui è riportato il coefficiente di sicurezza con indicati (linee tratteggiate) i limiti corrispondenti a $FSL = 1$ e $FSL = 1,25$.

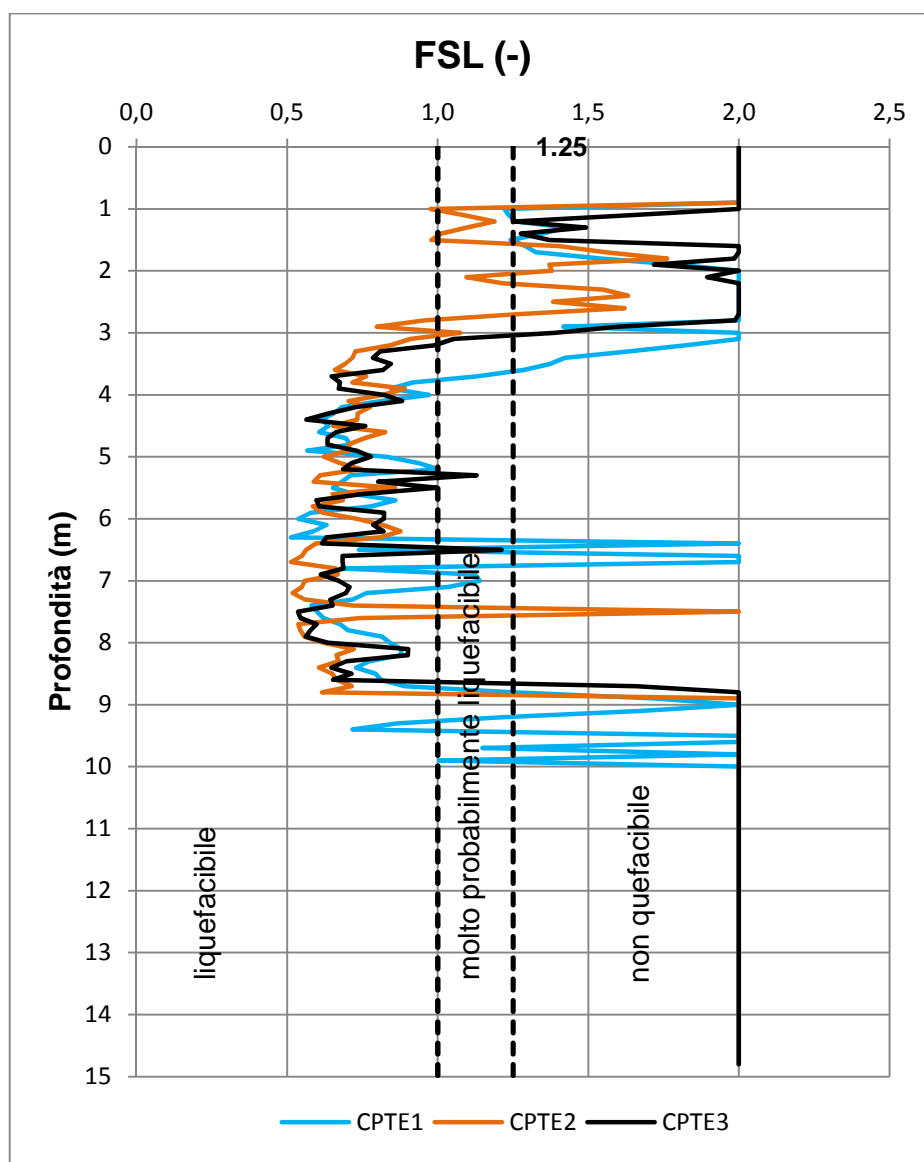


Fig. 16.2 coefficienti liquefazione

Una misura integrale degli effetti della liquefazione per ogni singola verticale è possibile facendo riferimento agli studi di Iwasaki et al, il quale ha introdotto l'indice del potenziale di liquefazione (LPI) definito dall'equazione seguente:

$$LPI(z) = F(z) \times W(z) \times dz \quad \text{ovvero} \quad LPI = \sum LPI(z) \quad (1)$$

Dove:

$F(z)$ = fattore funzione di FSL riferito ad un $FSL < 1,4$ Sonmez (2003)

$W(z) = 10 - 0,5 \times z$

z = profondità dal piano campagna

dz = spessore dello strato considerato

Il valore dell'indice del potenziale di liquefazione è associato ad una classe di pericolosità come da tabella sottostante:

Indice del potenziale di liquefazione LPI	Rischio di liquefazione
LPI = 0	nulla
$0 < \text{LPI} < 2$	bassa
$2 < \text{LPI} < 5$	moderata
$5 < \text{LPI} < 15$	alta
$\text{LPI} > 15$	molto alta

Tab.12

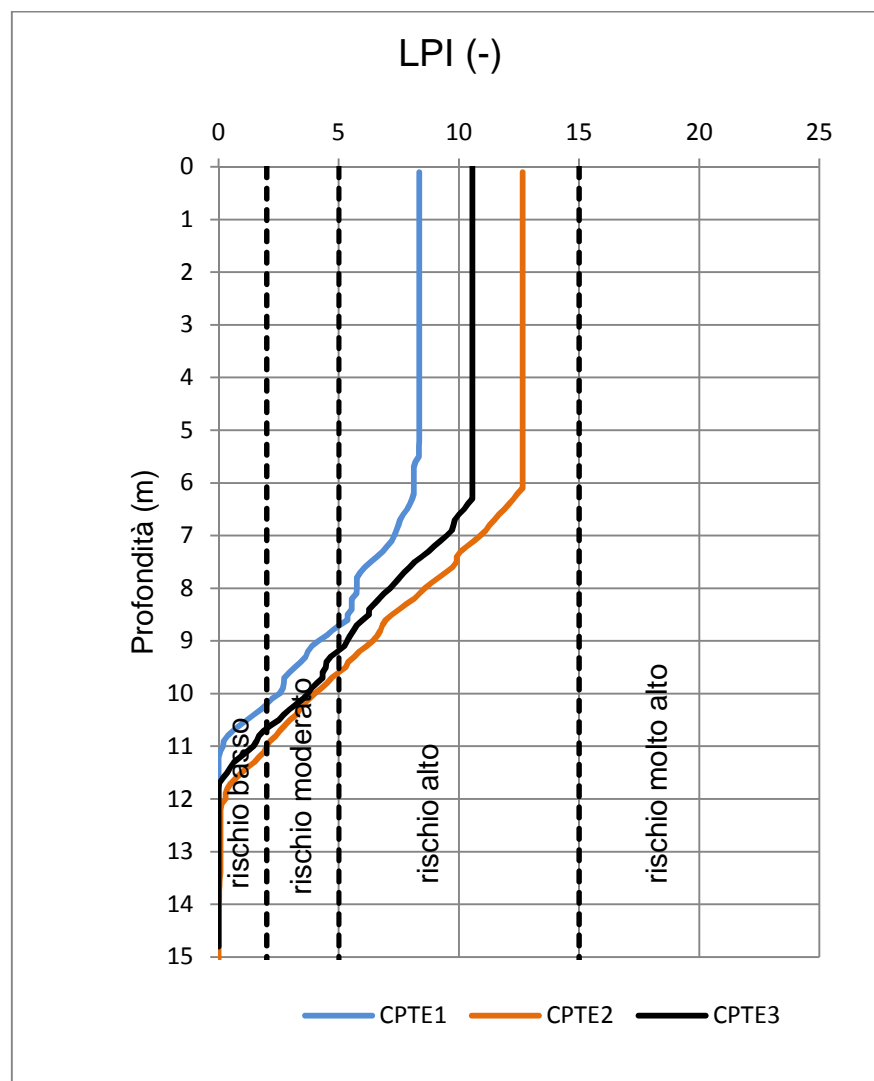


Fig. 16.3

Nel caso in esame gli esiti sono:

Prova	Indice del potenziale di liquefazione LPI	Rischio di liquefazione
CPTE1	8.3	Alto
CPTE2	12.7	Alto
CPTE3	10.6	Alto

Tab.13

16.5. Approccio probabilistico

Questa procedura prevede la definizione dell'indice di probabilità di liquefazione (LPbl) quale misura globale e cumulativa della probabilità di inizio di liquefazione corrispondente alla totalità della verticale esaminata. L'espressione a cui si fa riferimento è la seguente:

$$LPbl = \sum P_L(z) \cdot W(z) \cdot d(z) \quad (2)$$

Dove:

$P_L(z)$ = fattore indicante la probabilità d'inizio liquefazione (Juang et al 2002)

$W(z) = 10 - 0,5 \times z$

dz = spessore dello strato considerato

La relazione (2) è simile alla (1) con la differenza che, l'indice che si ottiene rappresenta la probabilità di liquefazione mediata e pesata sull'intera verticale. Il valore dell'indice è quindi associato ad una classe di probabilità, come da tabella seguente:

Classi di probabilità di liquefazione secondo CHEN e Juang (2000)

Probabilità di liquefazione LPbl	classe di probabilità
$LPbl > 85$	liquefazione quasi certa
$65 \leq LPbl < 85$	liquefazione molto probabile
$35 \leq LPbl < 65$	liquefazione e non liquefazione ugualmente probabili
$15 \leq LPbl < 35$	liquefazione improbabile
$LPbl < 15$	non liquefazione quasi certa

Tab.14

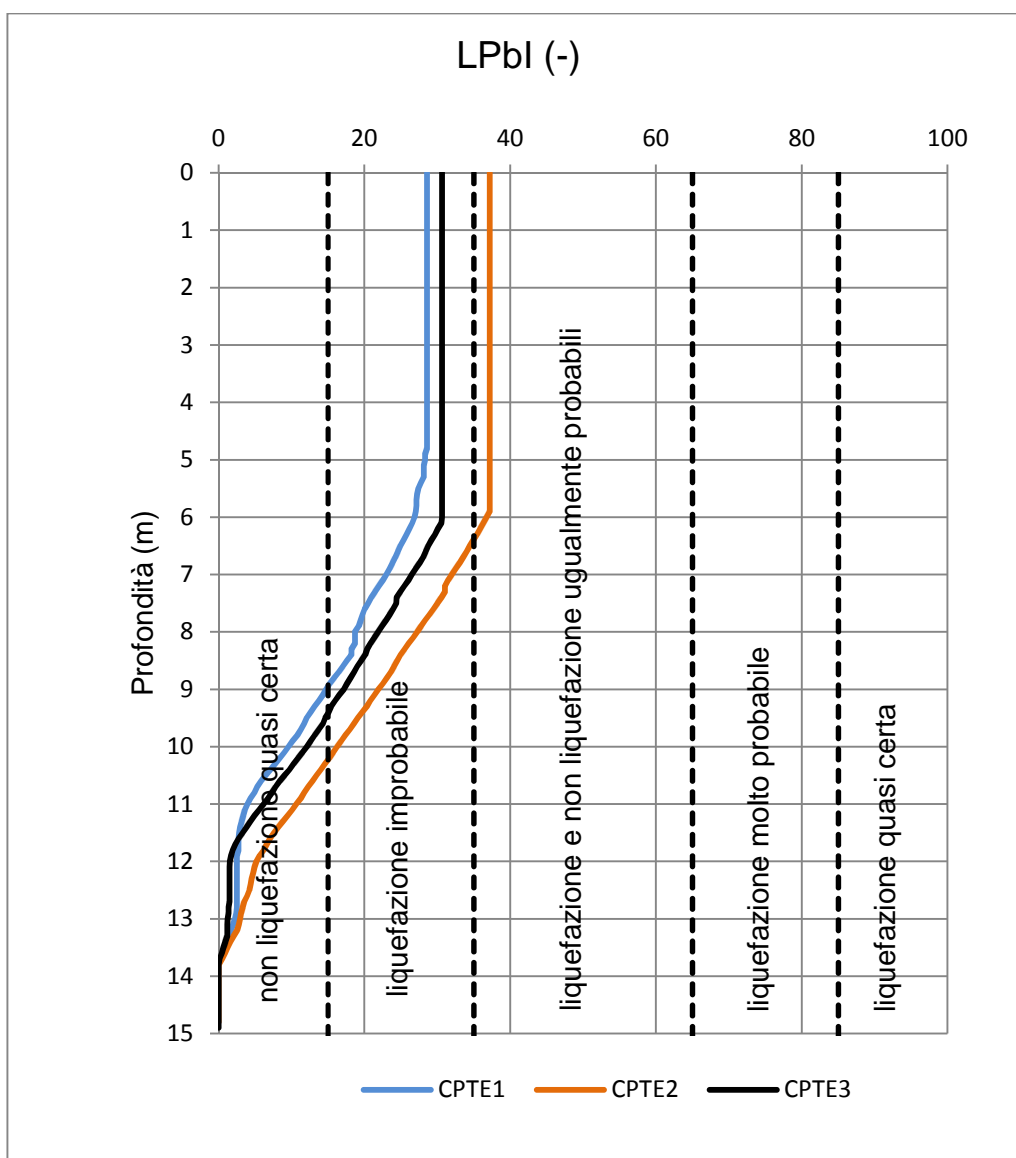


Fig. 16.4

Nel caso in esame gli esiti sono:

Prova	Indice di probabilità di liquefazione LPbl	Probabilità di liquefazione
CPTe1	28.6	Liquefazione improbabile
CPTe2	37.2	Liquefazione e non liquefazione ugualmente probabili
CPTe3	30.6	Liquefazione improbabile

Tab.15

16.6 Cedimenti Post-sismici

La stima dei cedimenti post-sismici si basa sulla valutazione della deformazione volumetrica [ϵ_v (%)] indotta a seguito dell'addensamento nei terreni granulari ed alla riconsolidazione per dissipazione delle pressioni interstiziali nei terreni fini. Di seguito si procede a questa verifica facendo riferimento ai suggerimenti di Yoshimine et al (2006) il quale propone l'identificazione della deformazione volumetrica (ϵ_v) in funzione della deformazione massima di taglio indotta dal sisma (γ_{max}), a sua volta funzione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione (FSL) e di un fattore (fa) in relazione alla densità relativa del terreno.

Il cedimento di ogni singolo livello è definito dall'espressione seguente

$$s = \varepsilon_v \cdot dz \quad (3)$$

dove:

ε_v = deformazione volumetrica post-sismica

dz = spessore dello strato considerato

Per la stima del cedimento verticale dovuto alla liquefazione si utilizza l'indice del cedimento di liquefazione (LSI) ottenuto integrando, entro la profondità critica, la (3) ossia:

$$LSI = \sum \varepsilon_v \cdot dz$$

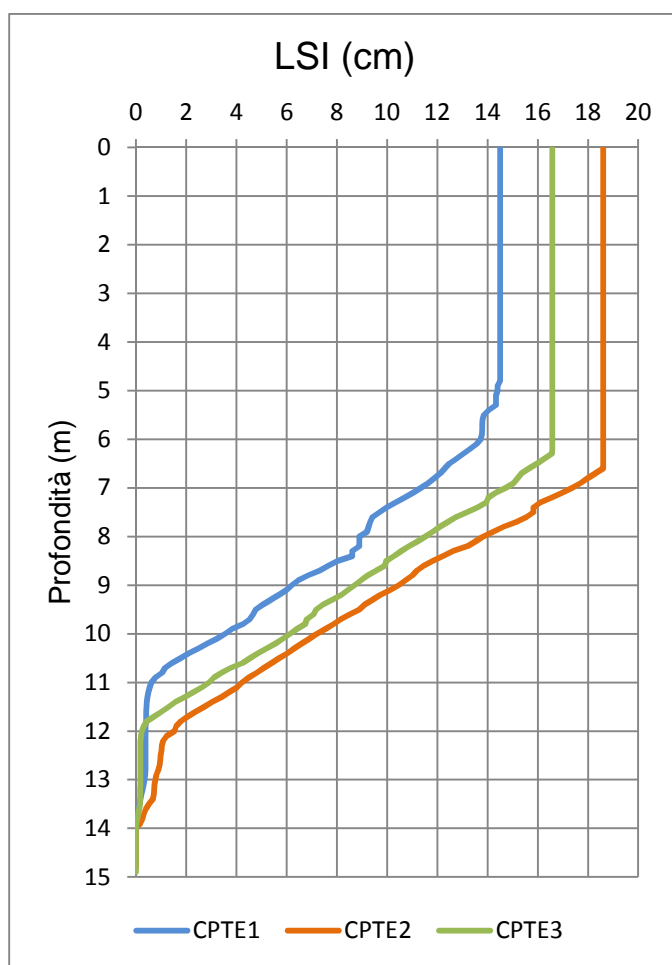


Fig. 16.5

Nel caso in esame gli esiti sono:

Prova	cedimento LSI
CPTe1	14.5
CPTe2	18.5
CPTe3	16.6

Tab.13

17. CONSIDERAZIONI SULLA LIQUEFAZIONE

La valutazione della predisposizione alla liquefazione dei terreni di un sito deve prendere in considerazione sia le informazioni di carattere puntuale, come l'identificazione del coefficiente alla liquefazione (FSL) e sia quelle inerenti tutta la colonna stratigrafica tramite i coefficienti LPI, LPbl e LSN.

E' noto che non è sempre verificato che un coefficiente alla liquefazione (FSL) minore di uno sia, in assoluto, indice di liquefazione, in quanto il suo accadimento è legato ad un insieme di fattori a volte non concomitanti tra loro.

Il coefficiente alla liquefazione (FSL) è rapportato al suo effettivo o meno avverarsi secondo lo schema seguente:

- $FSL \leq 1$ liquefacibile
- $1 < FSL \leq 1,25$ probabilmente liquefacibile
- $FSL > 1,25$ non liquefacibile

Dall'analisi del grafico cumulativo di Fig. 16.2 sono possibili le considerazioni seguenti:

- Sino alla profondità di circa 3.00 m i terreni non sono liquefacibili
- Dalla profondità di circa 3.00 m sino alla profondità di circa 9.00 m i terreni sono liquefacibili e non liquefacibili.
- Dalla profondità di circa 9.00 m sino a 15.00 m il coefficiente FSL escluso alcuni livelli centimetrici è sempre maggiore di 1,25, quindi i terreni non sono liquefacibili.

In definitiva dall'analisi della distribuzione del coefficiente alla liquefazione (FSL) emerge l'esistenza di livelli liquefacibili e/o potenzialmente liquefacibili a partire dalla profondità di circa 3.00 m sino alla profondità di circa 9.00 m. Oltre questa quota i terreni possono essere considerati non liquefacibili.

La misura integrale sull'intera verticale del parametro LPI mostra valori tali da indurre una classificazione di rischio alto, mentre quella del parametro LPbl identifica un valore a cui è associata una condizione di liquefazione improbabile con un caso (CPTE2) liquefazione e non liquefazione ugualmente probabili. Queste valutazioni, di carattere puntuale, sono in linea con quelle dello studio di microzonazione sismica di terzo livello del comune di Cesenatico, di cui si riporta copia della Fig. 43 estratta dalla relazione illustrativa, in cui l'area in esame è inserita in una porzione di territorio con una classificazione dell'indice di liquefazione maggiore di 5.

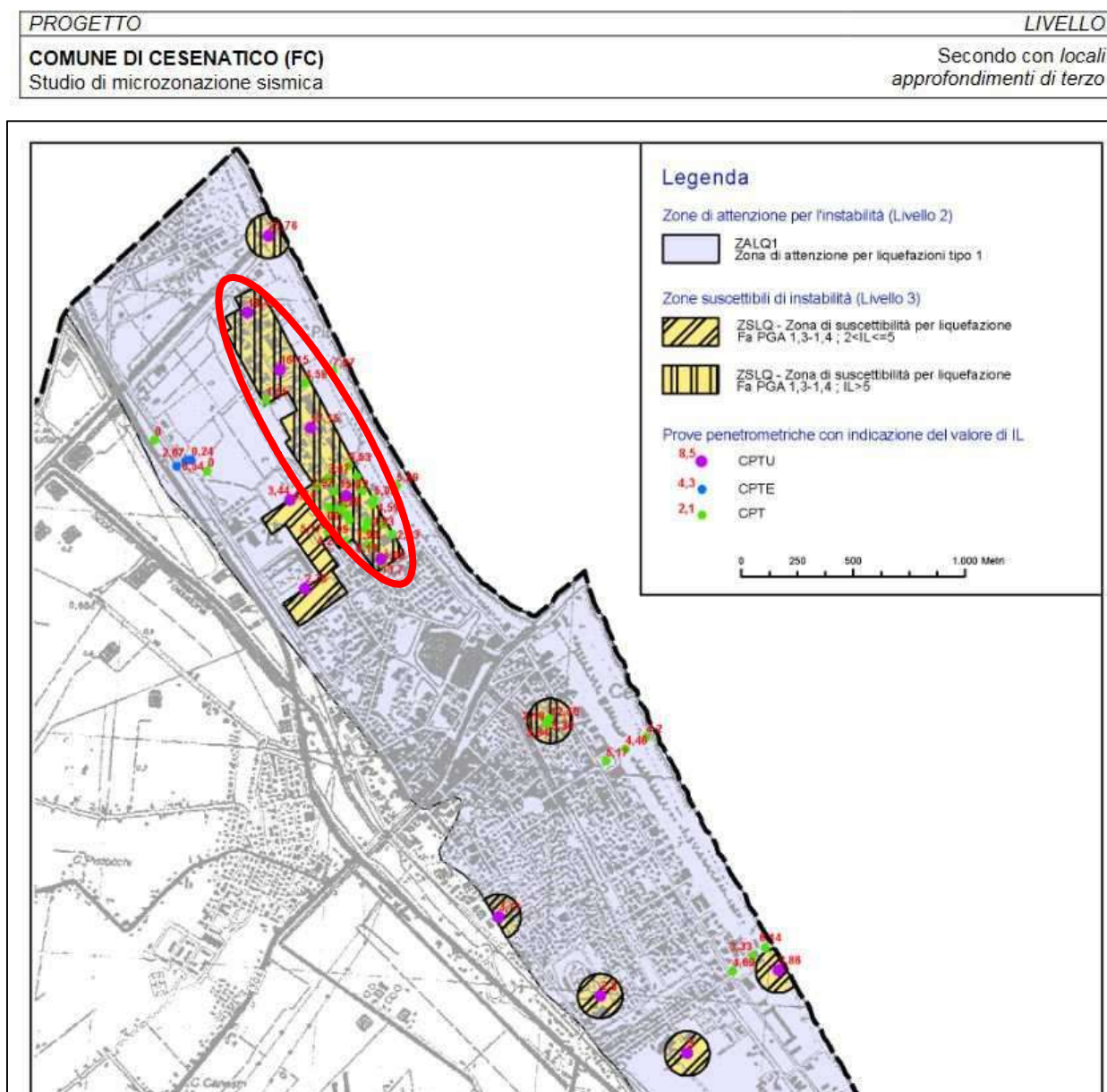


Fig. 17.1 Estratto Relazione illustrativa microzonazione comune di Cesenatico

Una valutazione del livello di danno in relazione all'entità del cedimento è stata proposta da Ishihara e Yoshimine (1992) secondo lo schema seguente

Cedimento (cm)	Livello di danno
$LSI < 10$	Basso
$10 < LSI < 30$	Medio
$LSI > 30$	alto

Tab. 14

Nel caso in esame l'esito è il seguente:

prova n°	LSI (cm)	Livello di danno
CPTE1	14.5	Medio
CPTE2	18.5	Medio
CPTE3	16.6	Medio

Tab. 15

Un ulteriore indicatore per la stima degli effetti in conseguenza dell'innescio di liquefazione è il coefficiente LSN (liquefaction severity number – H. Cowan e tonkin & taylor limited 2012/2013) definito dalla relazione seguente:

$$LSN = 1000 \cdot \sum \varepsilon_v \cdot dz / z$$

dove:

ε_v = deformazione volumetrica post-sismica definita con il metodo di Zhang et al.

dz = spessore dello strato considerato

z = profondità dello strato

Il valore di LNS è associato agli effetti dominanti come da tabella seguente:

LNS	Effetti dominanti
0 - 10	pochi o nessun effetto di liquefazione
10 - 20	lievi effetti di liquefazione, alcuni vulcanelli di sabbia
20 - 30	effetti moderati di liquefazione, con vulcanelli di sabbia ed alcuni danni strutturali
30 - 40	da moderata a marcata liquefazione con possibilità di danni strutturali
40 - 50	liquefazione molto accentuata, con ondulazione e danni alla superficie del suolo, gravi danni alle strutture per cedimenti totali e differenziali
>50	Liquefazione conclamata con evidenti effetti in superficie, gravi danni alle strutture ed ai sotto servizi per cedimenti totali e differenziali

Nel caso in esame:

prova n°	LSN	Effetti dominanti
CPTE1	26.5	effetti moderati di liquefazione, con vulcanelli di sabbia ed alcuni danni strutturali
CPTE2	45.4	da moderata a marcata liquefazione con possibilità di danni strutturali
CPTE3	31.8	effetti moderati di liquefazione, con vulcanelli di sabbia ed alcuni danni strutturali tendente a da moderata a marcata liquefazione con possibilità di danni strutturali

In ultima analisi l'insieme delle indicazioni fornite dalla valutazione sull'intera verticale con l'identificazione dell'indice del potenziale di liquefazione (LPI), della probabilità di liquefazione (LPbl), dell'indice di severità alla liquefazione (LSN), dei cedimenti post sismici sono tali da indurre una classificazione globale alla liquefazione di effetti al suolo da moderata a marcata entità.

Nota: si tiene a precisare che la stima dei cedimenti post sismici è per l'appunto una stima e che questi non vanno considerati come assoluti, ma indicativi di un livello di danno più o meno marcato.

18. ORIENTAMENTI GEOTECNICI

Fermo restando che, in sede progettuale, per gli apparati fondali dovranno essere effettuate tutte le verifiche agli SLU e SLE richieste dalle NTC, si procede di seguito ad una valutazione di massima del carico limite ultimo (qult) e ad una stima dei cedimenti mediante le metodologie che prendono in riferimento gli esiti delle prove penetrometriche statiche.

18.1 Tipologia fondazione

Al momento non sono stati predisposti elaborati architettonici e strutturali definitivi, ma solo alcune tipologie d'intervento. Si presume che verranno adottate fondazioni a platea con nervature. Per una prima analisi, utile all'idoneità o meno dei terreni ad essere sede di fondazioni superficiali, si assimila le nervature a fondazioni nastriformi isolate.

18.2 Carico limite ultimo

Per fondazioni superficiali nastriformi interagenti con terreni granulari l'espressione è la seguente:

$$Q_{ult} = 200 + 0.28 \cdot q_{cm}$$

dove:

q_{cm} = resistenza statica caratteristica prossima al minimo e alla media in Kpa, nello strato immediatamente sotto le fondazioni, per uno spessore pari a $1.5 \cdot B$ (Schmertmann)

Si prende in considerazione una fondazione con la geometria seguente:

- larghezza (B) = 0.50 m
- Intradosso (D) = 0.50 m da piano campagna

Esito:

Prova	Resistenza statica caratteristica (q_{cm})	Carico limite ultimo (Qult)	Valutazione
	(Kpa)	(Kpa)	
CPTE1	3220 - 3593	1102 - 1206	Terreni con qualità geotecniche alte, idonei per fondazioni superficiali
CPTE2	2733 - 3350	965 - 1138	Terreni con qualità geotecniche alte, idonei per fondazioni superficiali
CPTE3	4494 - 6323	1458 - 1970	Terreni con qualità geotecniche alte, idonei per fondazioni superficiali

Tab.16

18.2 Stima cedimenti

Con un intradosso pari a 0.50 m i terreni sottostanti la fondazione sono in prevalenza sabbiosi e/o sabbioso limosi, per cui per la stima del cedimento si procede mediante la metodologia proposta da Schemmtrmann. Questa procedura prevede l'identificazione del modulo elastico in relazione alla resistenza statica (q_c) e dell'andamento del fattore di deformazione (I_z) in funzione della larghezza della fondazione.

Si procede con le assunzioni seguenti:

- geometria della fondazione: come descritta al paragrafo 18.2
- carico uniforme agente alla base della fondazione pari a 75 Kpa

Di seguito si riportano i grafici che illustrano la relazione tra il fattore di deformazione (I_z) e la resistenza statica alla punta (q_c).

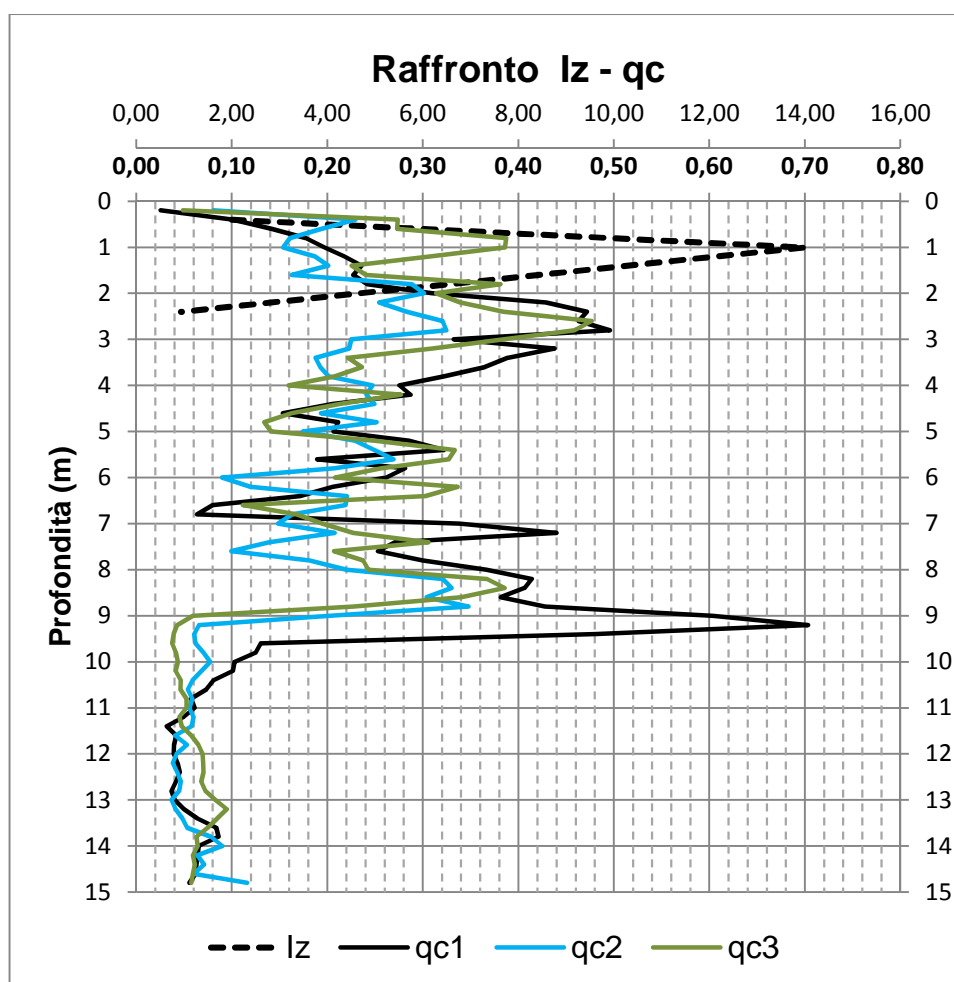


Fig. 18.1

Prova	cedimento (mm)
CPTE1	8.6
CPTE2	9.5
CPTE3	8.2

Tab.17

Si tratta di cedimenti modesti e del tutto compatibili e tollerabili da edifici con fondazioni superficiali.

19 CONSIDERAZIONI FINALI

Nei paragrafi precedenti sono state indicate le indagini geognostiche e geofisiche eseguite ex novo, e sono state messe in evidenza le caratteristiche geologiche, morfologiche, idrogeologiche, sismiche del sito in oggetto.

In ultima analisi si riassumono di seguito i risultati dello studio, descritti nei rispettivi capitoli, ai quali si rimanda per un maggior dettaglio.

- **CONTESTO GEOLOGICO:** le indagini geognostiche e geofisiche eseguite in questo contesto confermano l'assetto proposto dalle carte regionali. Al paragrafo 9 è descritta la modellazione geologica locale. In sintesi la situazione stratigrafica locale è caratterizzata dalla presenza di un deposito costiero – alluvionale costituito da sabbia più o meno limosa sino alla profondità di 8.40/9.45 m poi di argilla e/o argilla limosa sino alla profondità di 15.0 m.
- **CONTESTO IDROGEOLOGICO:** il deposito è sede di una falda freatica stabile attestata alla profondità di 1.00 m. La recente perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico edita dalla "Autorità Dei Bacini Romagnoli" inserisce il lotto in oggetto in un contesto di rischio di esondazione da collasso della rete idrografica e da ingressione marina (vedi Tav.D9 di progetto).
- **PERICOLOSITA' SISMICA:** La propagazione delle onde di taglio è stata valutata da una prova MASW. In base ad essa è stata determinata la classe di suolo "C" e sono stati individuati i coefficienti sismici locali secondo le indicazioni delle NTC 2018 "analisi semplificata", inoltre è stata implementata l'elaborazione numerica dell'analisi sismica locale (RSL) e tramite di essa sono stati identificati i vari coefficienti di amplificazione e gli spettri di risposta. La frequenza di sito individuata con la prova HVSr è risultata essere pari a $0.75 \div 1.65$ Hz.
- **LIQUEFACIBILITA' DEI TERRENI:** la verifica analitica della suscettibilità alla liquefazione mostra esiti tali da ritenere che, nel sito in oggetto, gli effetti al suolo di questo fenomeno siano da considerarsi da moderata/marcata entità.
- **ORIENTAMENTI GEOTECNICI:** In linea generale si tratta di terreni con alte caratteristiche geomeccaniche, le quali gli conferiscono quegli aspetti da renderli idonei ad essere sede di fondazioni di edifici con fondazioni superficiali. Per una fondazione nastriforme isolata la stima di massima della pressione ultima in termini di rottura è compresa nell'intervallo $975 \div 1970$ KN/m², mentre considerando un carico distribuito pari a 75 KN/m² si è stimato un cedimento di circa 1.00 cm

20. PRESCRIZIONI

- ❖ **Sugli orientamenti geotecnici:** lo strato superficiale, è dotato di ottime caratteristiche geotecniche. Non vi sono particolari prescrizioni da menzionare se non, come d'obbligo, quelle derivanti dalla normativa in essere con relative verifiche di carattere geotecnico (NTC 2018).
- ❖ **Sulla idrogeologia:** si rimanda alla Tav. D9 di progetto.

21. PARERE

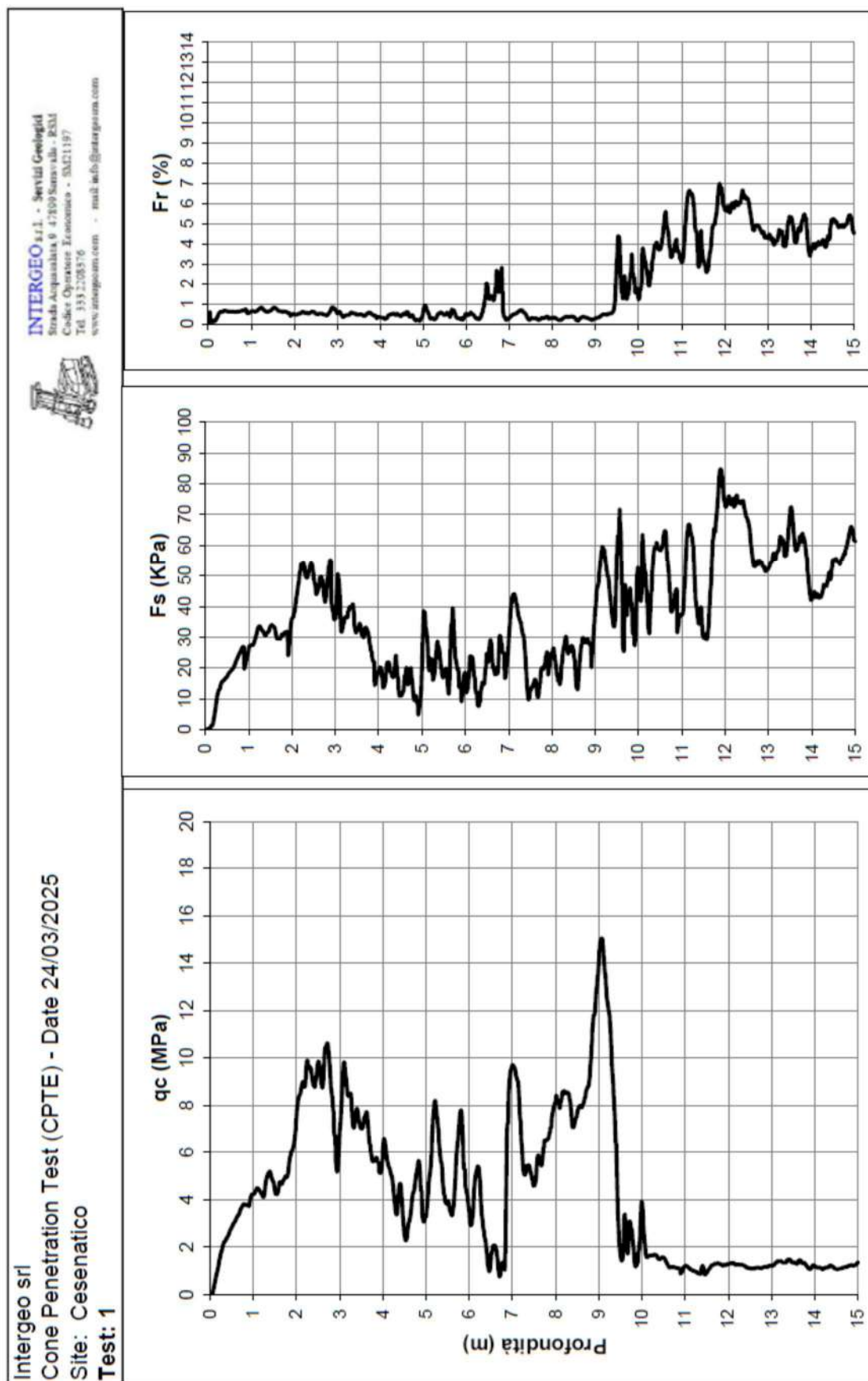
In conclusione, sulla base delle indagini eseguite e su quanto sopra esposto e possibile affermare, dal punto di vista geologico, morfologico, idrogeologico e geotecnico, che l'area oggetto di studio risulta idonea agli scopi di progetto per cui si esprime parere favorevole, fermo restando le prescrizioni sopra citate.

Cesena marzo 2025

Dott. Geologo Massimo Borghetti
Iscritto Ordine dei Geologi Emilia Romagna n°305 Sez. A

APPENDICE 1

PROVE PENETROMETRICHE (CPTE)



Intergeo srl

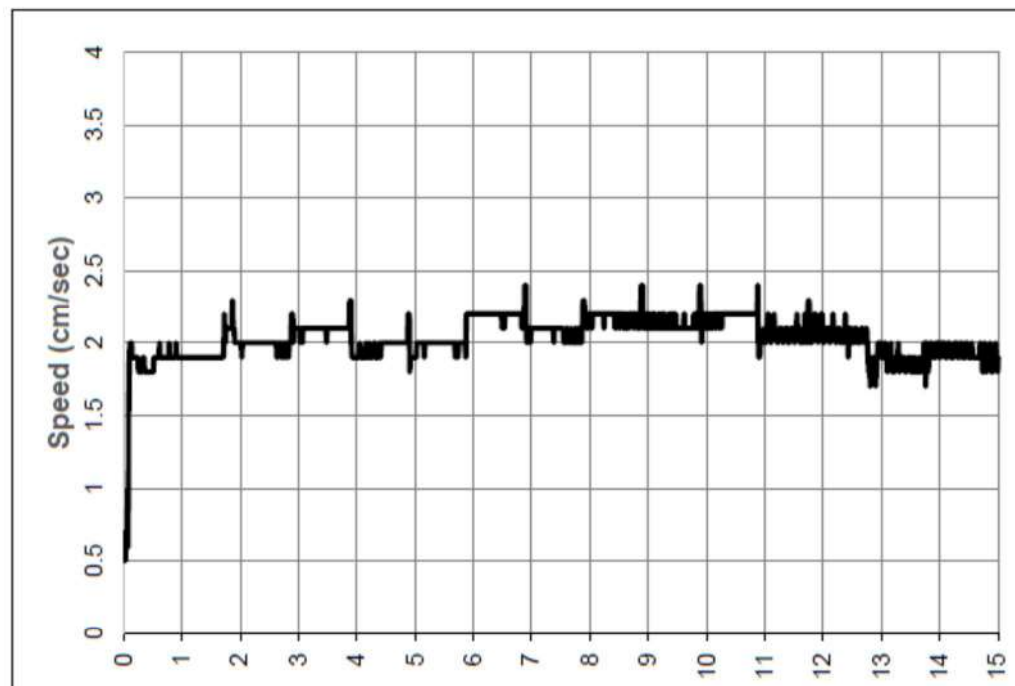
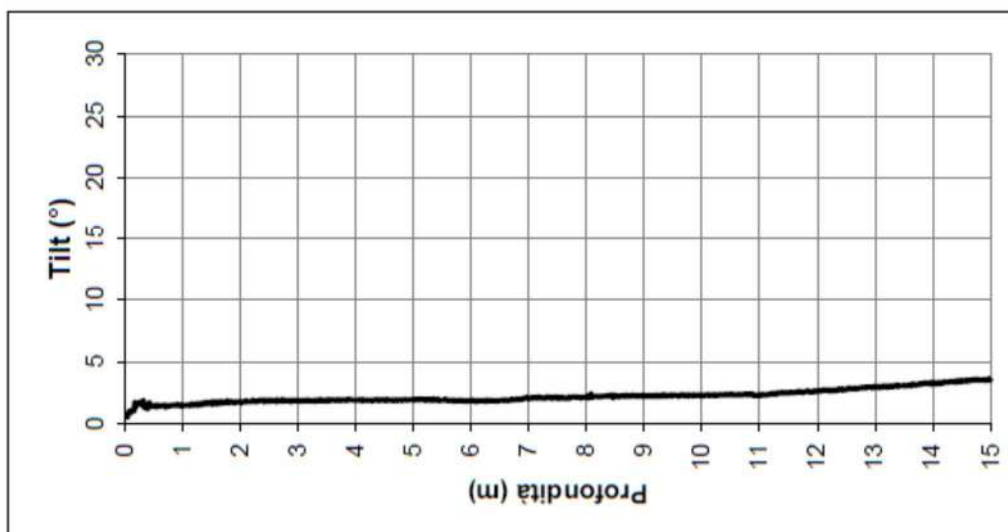
Cone Penetration Test (CPT) - Date 24/03/2025

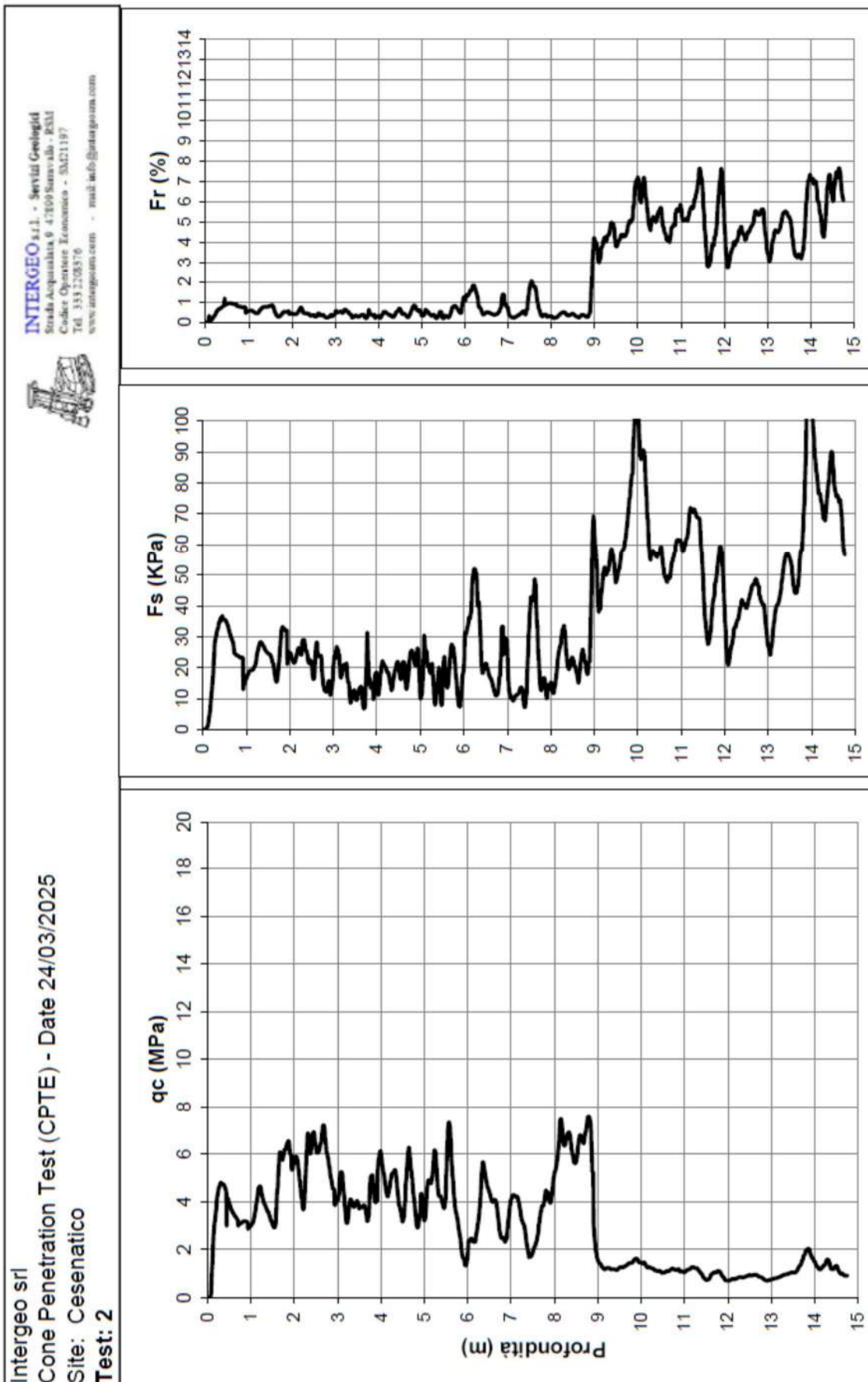
Site: Cesenatico

Test: 1



INTERGEO s.r.l. - Servizi Geologici
Strada Acquasanta 6 47809 Sanpavolo - RSM
Codice Operatore Economico - SM21197
Tel. 335.2208376
www.intergeo-srl.com - mail: info@intergeo-srl.com





Intergeo srl

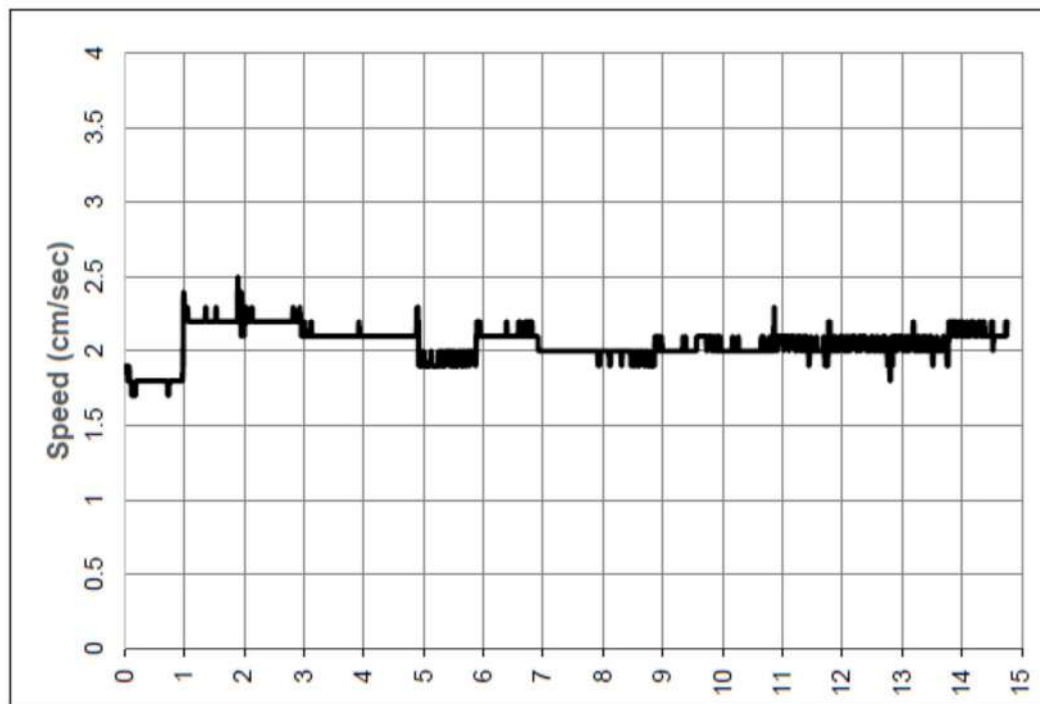
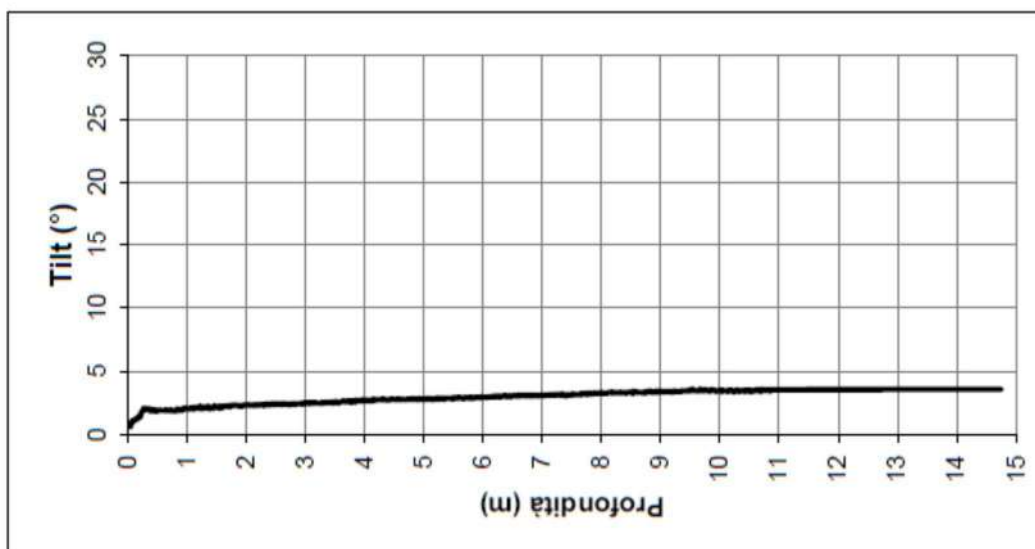
Cone Penetration Test (CPT) - Date 24/03/2025

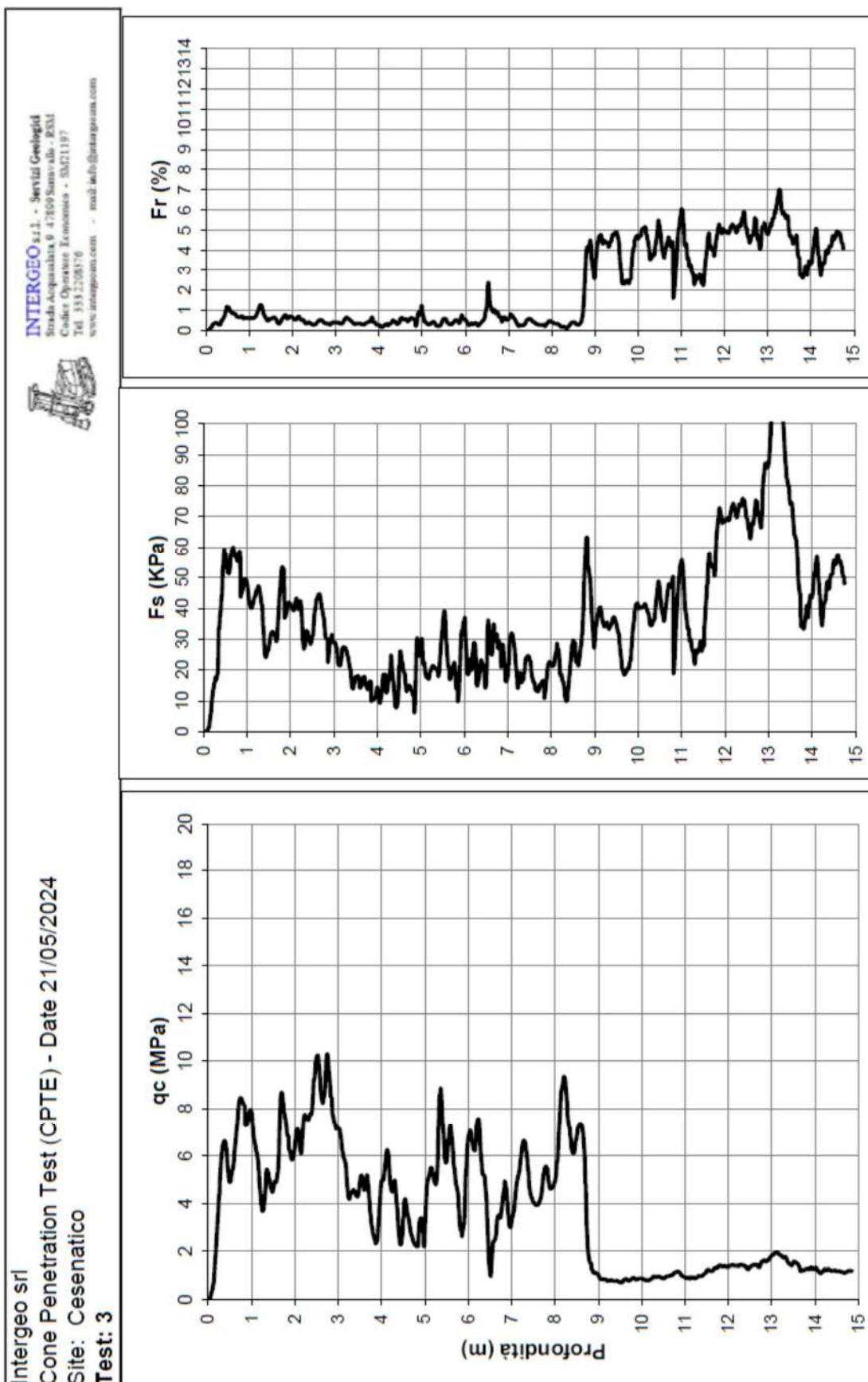
Site: Cesenatico

Test: 2



INTERGEO s.r.l. - Servizi Geologici
Strada Acquedotto, 9 47809 Sanrobbio - RC3d
Codice Operatore Economico - 03421197
Tel. 333 2705376
www.intergeo.com - mail: info@intergeo.com





Intergeo srl
Cone Penetration Test (CPTe) - Date 21/05/2024
Site: Cesenatico
Test: 3



Intergeo srl - Servizi Geologici
Strada Acquasanta 9 47899 San Cesario (FC) - 63044
Codice Operatore Economico - 03421197
Tel. 335.2208376
www.intergeo.com - mail: info@intergeo.com

