

STAZIONE APPALTANTE



DIREZIONE GENERALE CURA DEL TERRITORIO E DELL'AMBIENTE

IDROVIA FERRARESE

2° Lotto 1 str/PARTE. Lavori di realizzazione del ponte provvisorio e dell'annessa viabilità di Via della Pace a Final di Rero.

RUP:

DOTT. CLAUDIO MICCOLI
REGIONE EMILIA-ROMAGNA
AGENZIA REGIONALE PER LA SICUREZZA TERRITORIALE E LA PROTEZIONE CIVILE
SERVIZIO AREA RENO PO DI VOLANO - SEDE DI FERRARA

PROGETTAZIONE:



Via Carlo Cattaneo, 20 - 37121 VERONA (VR)
Tel. +39 045 8053611 - Fax. +39 045 8011558
E-Mail: tecnital@tecnital.it

S.p.A.



DIRETTORE TECNICO:
DOTT. ING. SIMONE VENTURINI

INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
DOTT. ING. ALESSANDRA PARIS

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO ELABORATO:

RELAZIONE GEOTECNICA

ELABORATO N° :

II080P-PE-RT003-C0

		ELABORATO		CONTROLLATO		APPROVATO	
SIGLA		P.SMORGON		A.PARIS		S.VENTURINI	
REVISIONE	N.	DATA	DESCRIZIONE				
	1	20/06/2018	EMISSIONE PER APPROVAZIONE				
	2						
	3						

NOME FILE :

II080P-PE-RT003-C0.doc

DATA:

GIUGNO 2018

SCALA :

Regione Emilia Romagna
Direzione Generale Cura del Territorio e dell'Ambiente

IDROVIA FERRARESE
2° Lotto 1 str/PARTE - Lavori di realizzazione del ponte provvisorio e
dell'annessa viabilità di Via della Pace a Final di Rero

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE GEOTECNICA

INDICE

1. INTRODUZIONE	4
2. OGGETTO E SCOPO	6
3. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	7
4. INDAGINI GEOGNOSTICHE	8
5. ASSETTO STRATIGRAFICO	12
6. ANALISI DEI DATI	13
6.1. Prove in sito	13
6.1.1. Prove penetrometriche dinamiche – SPT	13
6.1.2. Prove penetrometriche statiche – CPTE	15
6.2. Prove di laboratorio	20
6.2.1. Granulometria e plasticità	20
6.2.2. Peso di volume ed indice dei vuoti	22
6.2.3. Resistenza a taglio non consolidata non drenata	24
6.2.4. Resistenza a taglio drenata	26
7. STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE DI PROGETTO	28
7.1. Assetto stratigrafico medio e parametri geotecnici di progetto	28
8. CLASSIFICAZIONE SISMICA	30
8.1. Premessa	30
8.2. Classificazione sismica	31
8.3. Suscettibilità dei terreni alla liquefazione	33
9. CONCLUSIONI	38

ELENCO DELLE FIGURE

Figura 1-1 – Ubicazione del ponte provvisorio sul Po di Volano.....	5
Figura 4-1 – Indagine 2004/2008 – Planimetria ed ubicazione delle indagini	9
Figura 4-2 – Indagini geognostiche 2014 – Ortofoto con ubicazione delle verticali d'indagine nell'area di progetto.....	11
Figura 6-1 – Prove in sito – Interpretazione prove SPT (indagine 2014).....	14
Figura 6-2 - Analisi delle prove in sito – Risultati prova CPTE P1/14 (indagine 2014).....	17
Figura 6-3 – Analisi delle prove in sito – Risultati prove CPTE P4/14 (indagine 2014)	18
Figura 6-4 – Analisi delle prove in sito – Valori di resistenza a taglio non consolidata non drenata sulla base dei risultati di prove penetrometriche CPT P1/14 e P2/14 (indagine 2014).....	19
Figura 6-5 – Analisi delle prove di laboratorio – Granulometria e plasticità	21
Figura 6-6 - Analisi delle prove di laboratorio – Peso di volume e indice dei vuoti	23
Figura 6-7 - Analisi delle prove di laboratorio – Resistenza a taglio non consolidata non drenata	25
Figura 6-8 - Analisi delle prove di laboratorio – Resistenza a taglio drenata.....	27
Figura 8-1- Valori di pericolosità sismica nel territorio nazionale secondo ordinanza n.3519	31
Figura 8-2 – Profilo delle onde S stimato nel sito in esame	32
Figura 8-3 – Verifica a liquefazione con metodo di Seed per la verticale d'indagine CPTE P1/14	34
Figura 8-4 – Verifica a liquefazione con metodo di Robertson & Write per la verticale d'indagine CPTE P1/14	35
Figura 8-5 – Verifica a liquefazione con metodo di Seed per la verticale d'indagine CPTE P2/14	36
Figura 8-6 – Verifica a liquefazione con metodo di Robertson & Write per la verticale d'indagine CPTE P2/14	37

1. INTRODUZIONE

Nell'ambito dei lavori per l'adeguamento dell'Idrovia Ferrarese al traffico dei natanti della V Classe Europea, è prevista la realizzazione di un nuovo tronco stradale provvisorio nella frazione Final di Rero nel comune di Tresigallo per mantenere la funzionalità dell'attuale SP15 durante la fase dei lavori, Figura 1-1.

Il nuovo percorso stradale si rende necessario in quanto i lavori previsti nell'area di intervento per l'adeguamento dell'Idrovia Ferrarese comportano la chiusura di un tratto della SP15, per la demolizione del ponte di Final di Rero e delle rampe di approccio al ponte.

La nuova strada, oltre che funzionale al traffico viario, consentirà anche il transito dei mezzi di cantiere che utilizzeranno la nuova infrastruttura per trasportare il materiale proveniente dagli scavi della nuova idrovia nell'area dell'isolotto che verrà realizzato tra l'attuale percorso del fiume e il futuro canale.

Alla conclusione dei lavori del nuovo ponte di Final di Rero, il tronco stradale di cantiere verrà demolito in modo da ripristinare lo stato ante operam dei luoghi.

Nella presente relazione viene presentata l'interpretazione dei risultati delle campagne di indegni geognostiche eseguite a supporto della progettazione delle opere di adeguamento dell'idrovia ferrarese nel tratto da Final di Rero a Migliarino al traffico idroviario di V classe europea, ed in particolare della progettazione del ponte provvisorio sul Po di Volano in prossimità di Final di Rero.

Si fornisce da prima l'assetto stratigrafico dei terreni di fondazione, quindi i relativi parametri di resistenza e deformabilità in accordo con le NTC 2008.

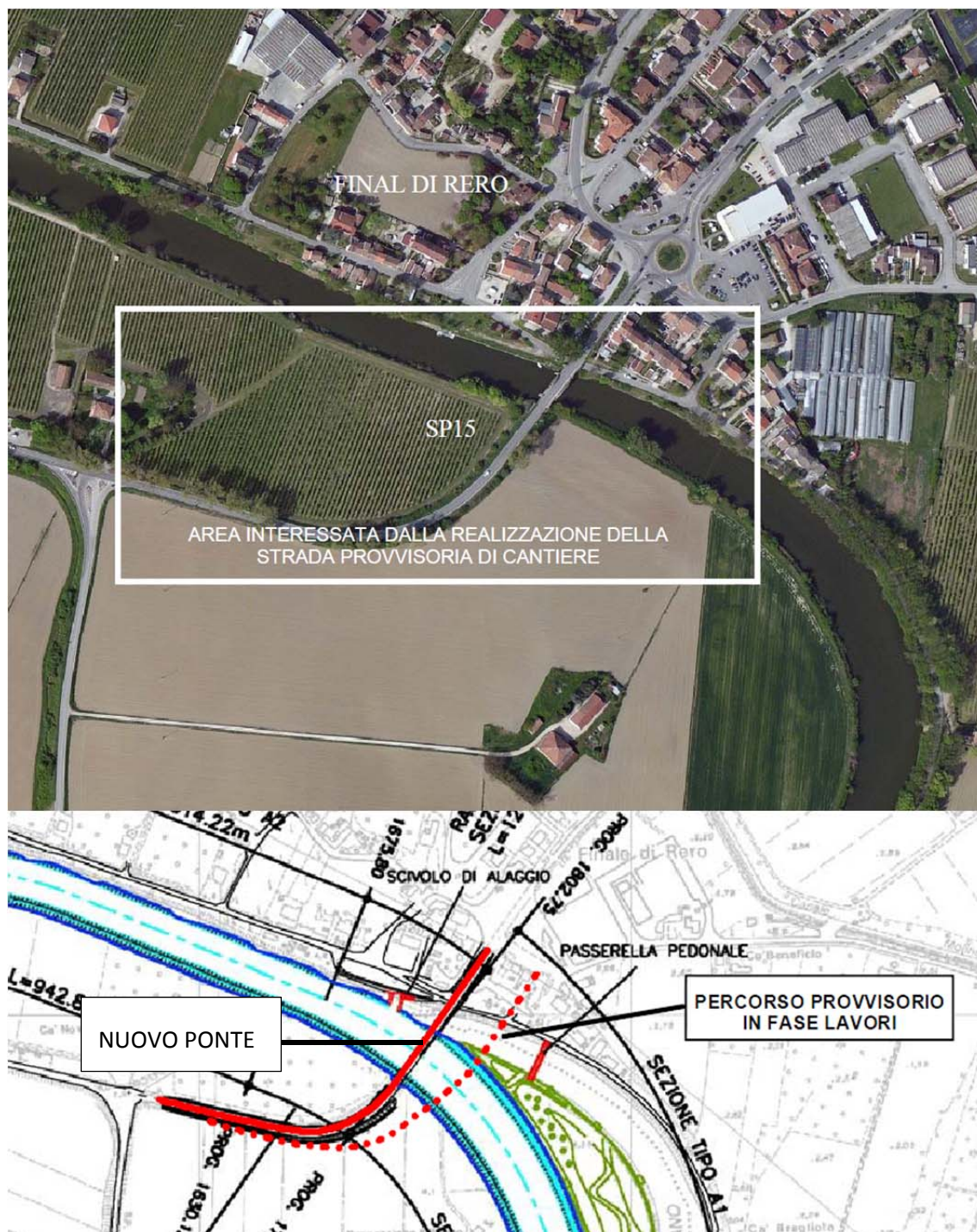


Figura 1-1 – Ubicazione del ponte provvisorio sul Po di Volano

2. OGGETTO E SCOPO

L'oggetto del presente rapporto sono i terreni di fondazione dell'area di progetto del ponte provvisorio sul fiume Po di Volano presso Final di Rero.

Lo scopo è quello di definire la caratterizzazione dei terreni di fondazione da utilizzare nelle verifiche geotecniche delle opere in progetto

3. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Normativa e Raccomandazioni

- DM 11/3/1988 Norme tecniche su terreni, stabilità dei pendii....
- Circ. LL.PP 24/9/1988. Istruzioni applicative
- Eurocodice 7. Progettazione geotecnica.
- Eurocodice 8. Sismica. Parte 5: aspetti geotecnici.
- Ordinanza n. 3274 del PdCM del 08/05/2003.
- Ordinanza n. 3519 del PdCM del 28 aprile 2006 “Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”.
- Norme Tecniche per la Costruzioni. D.M. 14/1/2008.
- Circolare Ministeriale 02/02/2009 n.617 “Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche”.
- Raccomandazioni AGI (indagini, laboratorio, pali di fondazione).
- Raccomandazioni AICAP Ancoraggi terreni e rocce.
- Adeguamento dell’Idrovia Ferrarese nel tratto da Final di Rero a Migliarino (FE) al traffico Idroviario di V classe europeo Lotto2, Migliorie proposte in fase di gara, Progetto Esecutivo (settembre 2014), *GEOTECNICA – Relazione geotecnica*.

4. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Le indagini eseguite presso l'area di progetto sono di seguito riportate

- Indagine geognostica del 2004 sull'intera area di adeguamento dell'idrovia, da Final di Rero a Migliarino;
- Indagine geognostica del 2008 sull'intera area di adeguamento dell'idrovia ad integrazione di quella del 2004;
- Indagine geognostica del 2014 ad integrazione delle precedenti a supporto della progettazione del nuovo ponte e del ponte provvisorio di Final di Rero;

Si riporta una sintesi delle prove in sito ed in laboratorio eseguite nelle suddette indagini:

Indagine 2004

Durante tale campagna sono state realizzate le seguenti indagini:

- n° 5 sondaggi a rotazione a carotaggio continuo spinti sino alla profondità di 35 m dal p.c. ed identificati con le sigle SP1; SP2; SP3; SP4; SP5/Pz;
- n° 3 sondaggi a rotazione a carotaggio continuo spinti sino alla profondità di 15 dal p.c. ed identificati con le sigle SC1/Pz, SC2; SC3/Pz;
- n° 3 piezometri a tubo aperto messi in opera in corrispondenza dei sondaggi SP5, SC1 ed SC3;
- n° 4 prove SPT e n° 5 prove scissometriche eseguite nel corso dei sondaggi;
- prove di laboratorio sui campioni prelevati nel corso delle perforazioni;
- n° 6 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) spinte a profondità comprese fra 25 e 30 m. da p.c.

Delle indagini sopraindicate solo alcune rientrano nel lotto in esame e nello specifico i sondaggi SP2, SC1/Pz e la prova penetrometrica statica CPTU2.

Indagine 2008

Un'integrazione geognostica si è resa necessaria nel novembre 2008 in corrispondenza di aree non indagate e/o opere non previste al tempo della precedente campagna geognostica. Tali indagine è consistita in:

- n° 2 sondaggi da 35 m attrezzati con piezometro a tubo aperto (SP1/pz-08; SP2/pz-08) e n° 2 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU1-08; CPTU2-08)
- n° 3 prove penetrometriche dinamiche (DPSH1-2-3) sulla sponda sinistra del Po di Volano;
- prove SPT in foro e prove di laboratorio su campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati nel corso delle perforazioni;
- n° 2 pozzetti esplorativi con prove di carico con piastra in corrispondenza dei rilevati di approccio al ponte di Ca Dondi e Migliarino.

Delle indagini sopraindicate nessuna è stata eseguita in corrispondenza del lotto in progetto.

In Figura 4-1 è riportata una planimetria generale delle indagini del 2004 e del 2008.

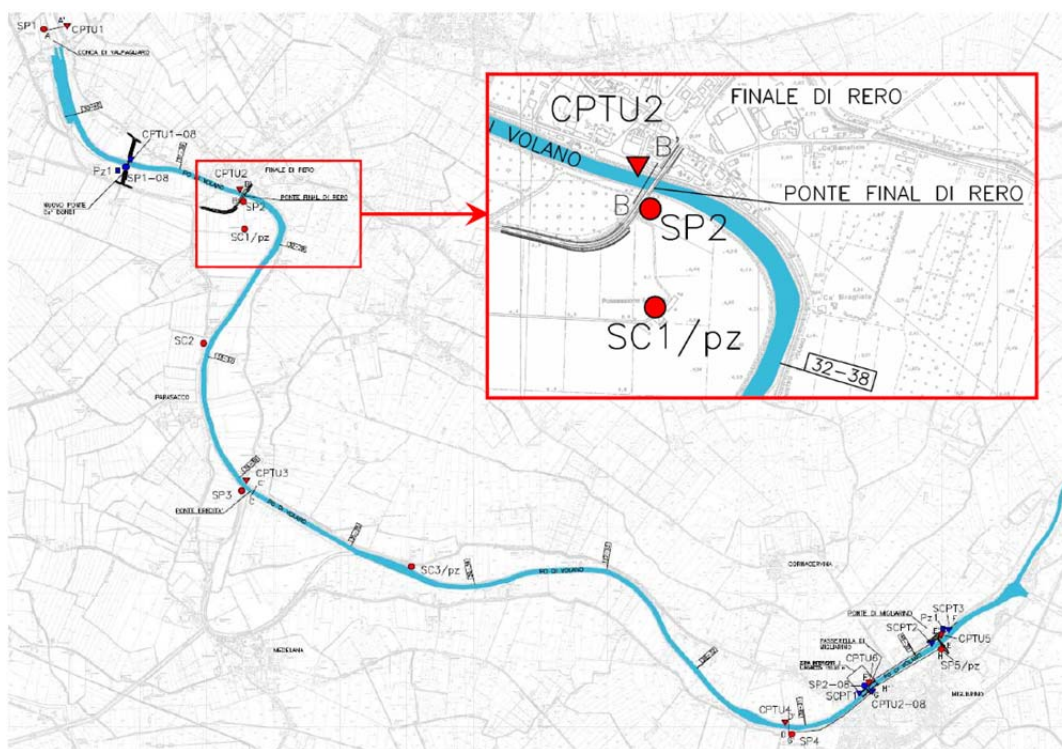


Figura 4-1 – Indagine 2004/2008 – Planimetria ed ubicazione delle indagini

Indagine 2014

Nell'elaborazione del Progetto Esecutivo del nuovo ponte sul fiume Po di Volano presso l'abitato di Final di Rero è apparso necessario eseguire una campagna di indagini integrative per i seguenti motivi:

1. verificare i risultati delle indagini di prima fase;
2. approfondire le indagini in modo da interessare l'effettivo "volume significativo" in accordo con i criteri di programmazione delle indagini previsti nel D.M. 14/01/2008; in particolar modo in corrispondenza delle nuove spalle del ponte;
3. procedere con un approfondimento dei dati geotecnici e sismici.

Con tale impostazione sono state realizzate le seguenti indagini:

- Sondaggio geognostico a carotaggio continuo S1/14 profondo 50m in corrispondenza della spalla A del ponte di Final di Rero in sponda sinistra alla quota della strada esistente;
- Sondaggio geognostico a carotaggio continuo S2/14 profondo 43m in corrispondenza della spalla B ponte di Final di Rero in sponda destra alla quota della strada esistente;
- N.7 Prove SPT in foro di cui 3 nel sondaggio S1/14 e 4 nel sondaggio S2/14;
- N.4 Prove Penetrometriche Statiche con punta elettrica (CPTE) spinte a profondità comprese tra 30.1m e 43.6m; di queste le più profonde (P1/14 e P2/14) in corrispondenza rispettivamente della pila centrale e della spalla B del nuovo ponte; le restanti (P3/14 e P4/14) in corrispondenza degli appoggi del ponte provvisorio.
- N.1 prova sismica di tipo MASW per la determinazione della velocità delle onde sismiche e conseguentemente del valore di $V_{s,30}$; tale indagine si è resa necessaria per confermare la categoria di sottosuolo in base alla quale dimensionare le opere.

Durante la realizzazione dei sondaggi geognostici sono stati prelevati campioni indisturbati per un totale di 15 (9 per il sondaggio S1/14 e 6 per il sondaggio S2/14).

In Figura 4-2 è riportata la planimetria di ubicazione delle indagini.



Figura 4-2 – Indagini geognostiche 2014 – Ortofoto con ubicazione delle verticali d’indagine nell’area di progetto

5. ASSETTO STRATIGRAFICO

L'interpretazione delle prove in sito ha permesso di definire delle unità stratigrafiche sulla base dell'omogeneità dei caratteri stratigrafici, granulometrici, di plasticità e di grado di addensamento/consistenza, che determinano un comportamento geotecnico omogeneo in termini di resistenza e deformabilità.

Sono state individuate le seguenti unità stratigrafiche

- **Unità I:** limo sabbioso a tratti argilloso (sigla LS);
- **Unità II:** sabbia fine e sabbia limosa (sigla SL);
- **Unità III:** limo argilloso e argilla limosa con presenza di lenti sabbiose (LA);
- **Unità IV:** sabbia fine con sottili intercalazioni limose (sigla SL).

Le prove penetrometriche statiche eseguite nel 2014 in prossimità del ponte provvisorio, P3/14 e P4/14, hanno sostanzialmente confermato l'assetto stratigrafico rilevato dalle verticali indagate in prossimità del nuovo ponte di Final di Rero.

Il sondaggio S1/14, spinto ad una profondità di 50 dal piano campagna, ha evidenziato al di sotto dell'unità IV, un alternanza di limi argillosi e sabbie limose a profondità maggiori a 38 m da p.c. (sigla LA/SL). La profondità di tali livelli è comunque maggiore del volume di terreno interessato dalla realizzazione delle opere in progetto.

6. ANALISI DEI DATI

Si riporta di seguito l'interpretazione delle prove in sito ed in laboratorio eseguite nella zona di realizzazione del ponte nuovo e del ponte provvisorio sul Po di Volano.

6.1. Prove in sito

6.1.1. Prove penetrometriche dinamiche – SPT

Nell'ambito della campagna d'indagine del 2014 sono state eseguite prove SPT nei fori di sondaggio S1/14 e S2/14 con l'intento di caratterizzare meccanicamente i banchi di sabbie fini e sabbie limose che formano le unità II e IV.

L'interpretazione delle prove eseguite è riportata in Figura 6-1.

Dai grafici risultano delle caratteristiche meccaniche poco influenzate dalla profondità di prova, quindi dello stato tensionale, eccezion fatta per il modulo di Young E ed il modulo di rigidezza a taglio per piccole deformazioni G_0 , che presentano un leggero aumento con la profondità, del tutto conforme con un andamento classico dei moduli di rigidezza di terreni a grana grossa.

La densità relativa D_r è compresa tra 40 e 60%, con associato un angolo d'attrito ϕ' compreso tra 35° e 40°.

Come detto i moduli di rigidezza E e G_0 presentano un leggero aumento con la profondità, con:

- $E \div 10-20$ MPa e $G_0 \div 100-150$ MPa per l'unità II,
- $E \div 20-30$ MPa e $G_0 \div 200-250$ MPa per l'unità IV

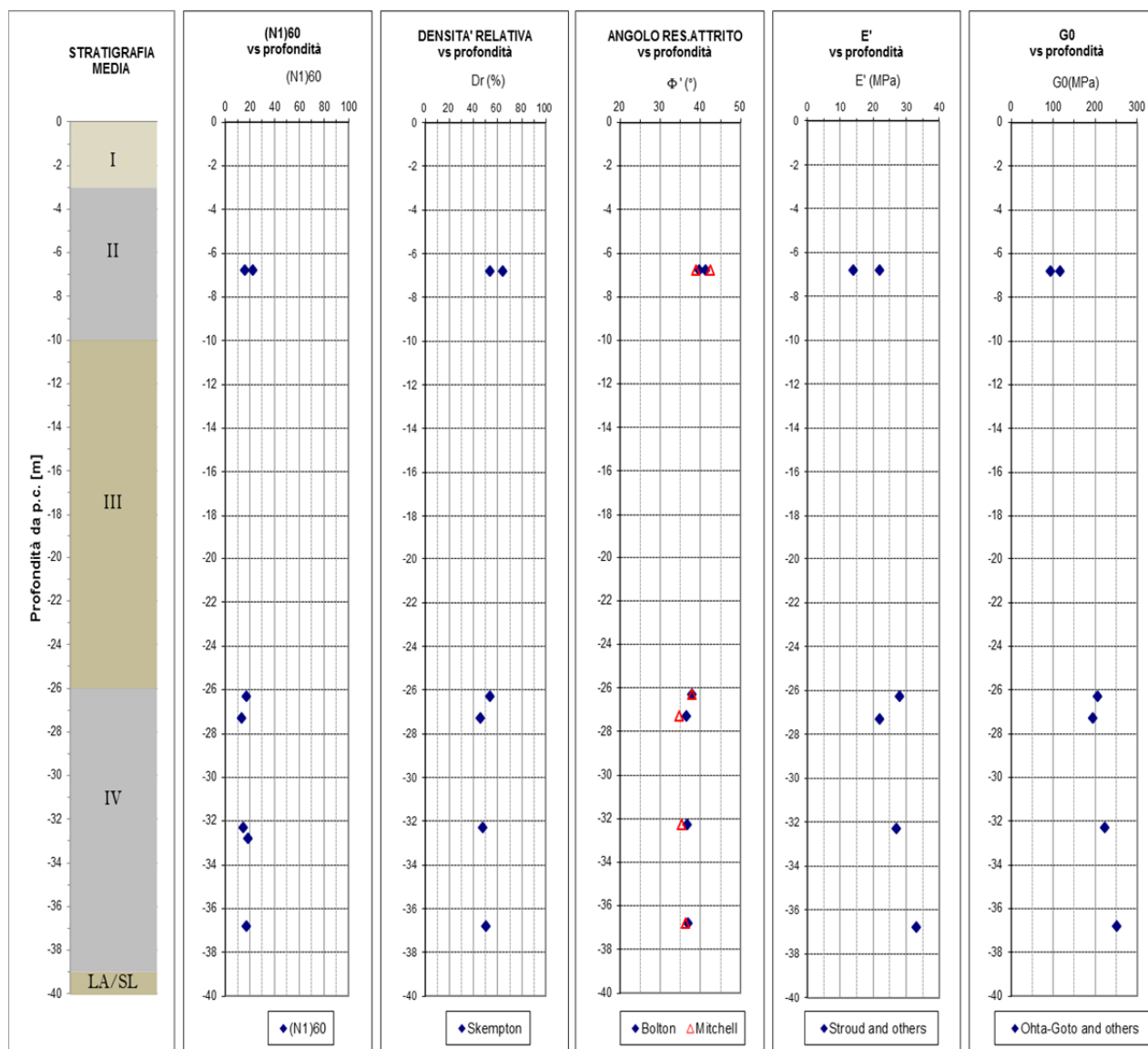


Figura 6-1 – Prove in sito – Interpretazione prove SPT (indagine 2014)

6.1.2. Prove penetrometriche statiche – CPTE

Le prove CPTE eseguite in prossimità del ponte provvisorio, P3/14 e P4/14, hanno evidenziato le medesime unità stratigrafiche individuate con le verticali prossime al nuovo ponte, P1/14 e P2/14. È ben evidente l'alternanza di strati a caratteristiche granulometriche fini con livelli più grossolani.

Nelle figure seguenti, Figura 6-2 e Figura 6-3, sono riportati per confronto rispettivamente i risultati delle prove P1/14 e P4/14 in termini di:

- q_c (MPa) = resistenza unitaria alla punta
- f_s (MPa) = resistenza unitaria laterale
- F_r (%) = q_c/f_s

Per entrambe le verticali indagate l'andamento F_r mostra la presenza di uno strato superficiale, corrispondente all'Unità I, con caratteristiche fini con valori di F_r circa pari a 2.0. Successivamente si rileva l'Unità II con caratteristiche più grossolane individuate da un aumento della q_c ed una riduzione di F_r . Analogamente si individuano le unità stratigrafiche III e IV.

Nel profilo della CPTE P4/14, Figura 6-3, si nota all'interno dell'Unità III, limo argillosa, un livello più grossolano tra le profondità 18–21 m dal p.c. Tale cambio di caratteristiche è concorde con il meccanismo deposizionale alluvionale della zona, caratterizzato dall'alternanza di livelli fini a livelli più grossolani, in funzione dell'energia posseduta dal corso d'acqua nella fase di deposito. Tale andamento si nota, anche se in modo meno evidente, nel profilo della CPTE P1/14 ad una profondità compresa tra 22 e 25 m dal p.c.

In Figura 6-4 è riportato l'andamento della resistenza a taglio non consolidata non drenata ricavata dai risultati delle CPTE P1/14 e P2/14 secondo la relazione:

$$c_u = (q_c - \sigma'_{v0})/N_c$$

con $N_c = 15$

In entrambe le verticali si è determinato per l'Unità III un valore di c_u medio di 48÷50 kPa. Tale valore è confermato anche per le prove CPTE P3/14 e P4/14 per le quali si ottiene un valore di $c_u = 45÷50$ kPa.

Attraverso i risultati delle prove penetrometriche è stato determinato il modulo edometrico M per la suddetta Unità III, attraverso la correlazione di Mitchell & Gradner 1978:

$$M = \alpha q_c$$

È stato considerato un valore di $\alpha = 6$, relativo ad argille e limi di media plasticità si ottiene un valore medio di $M = 4 \text{ MPa}$.

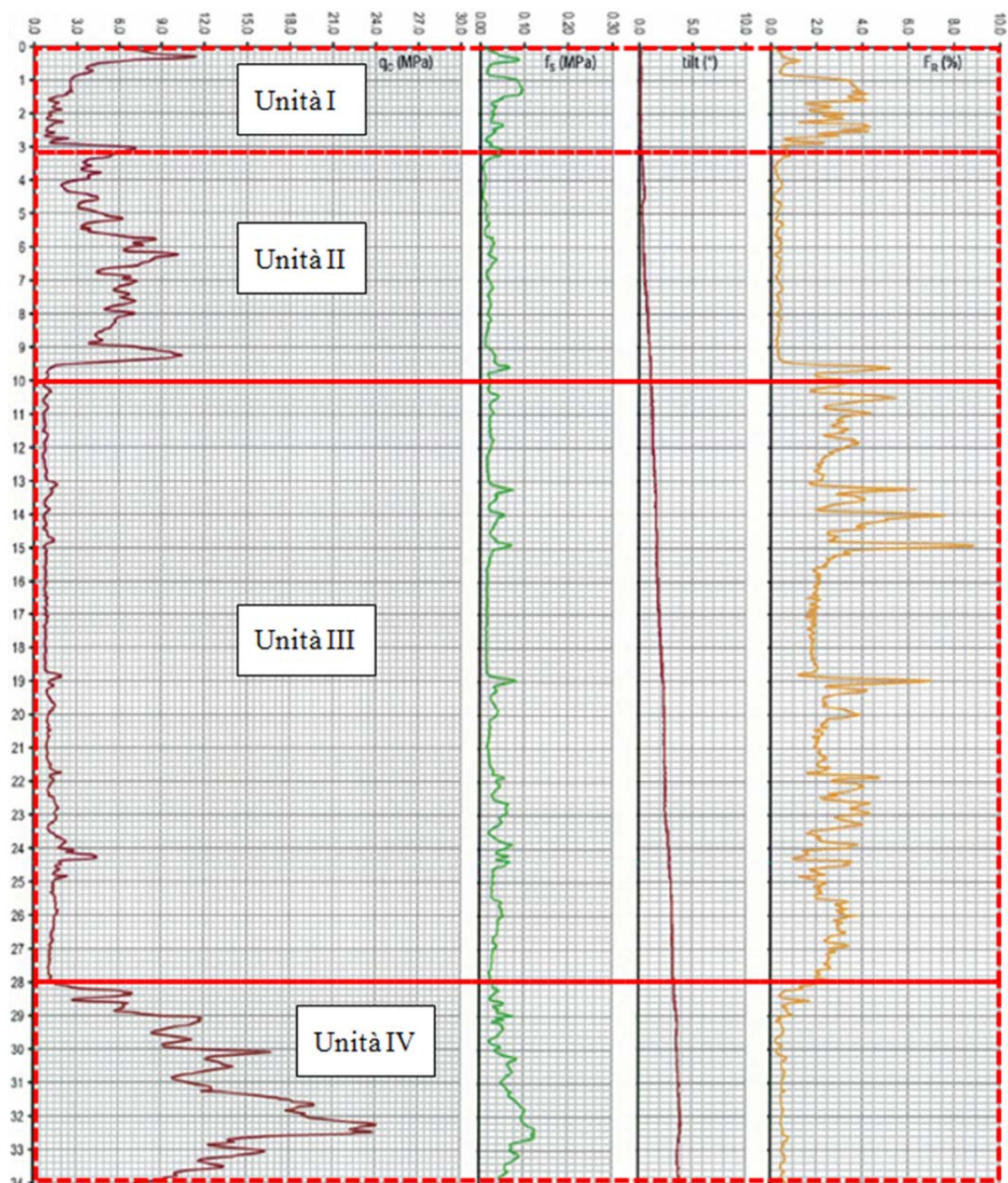


Figura 6-2 - Analisi delle prove in sito – Risultati prova CPT P1/14 (indagine 2014)

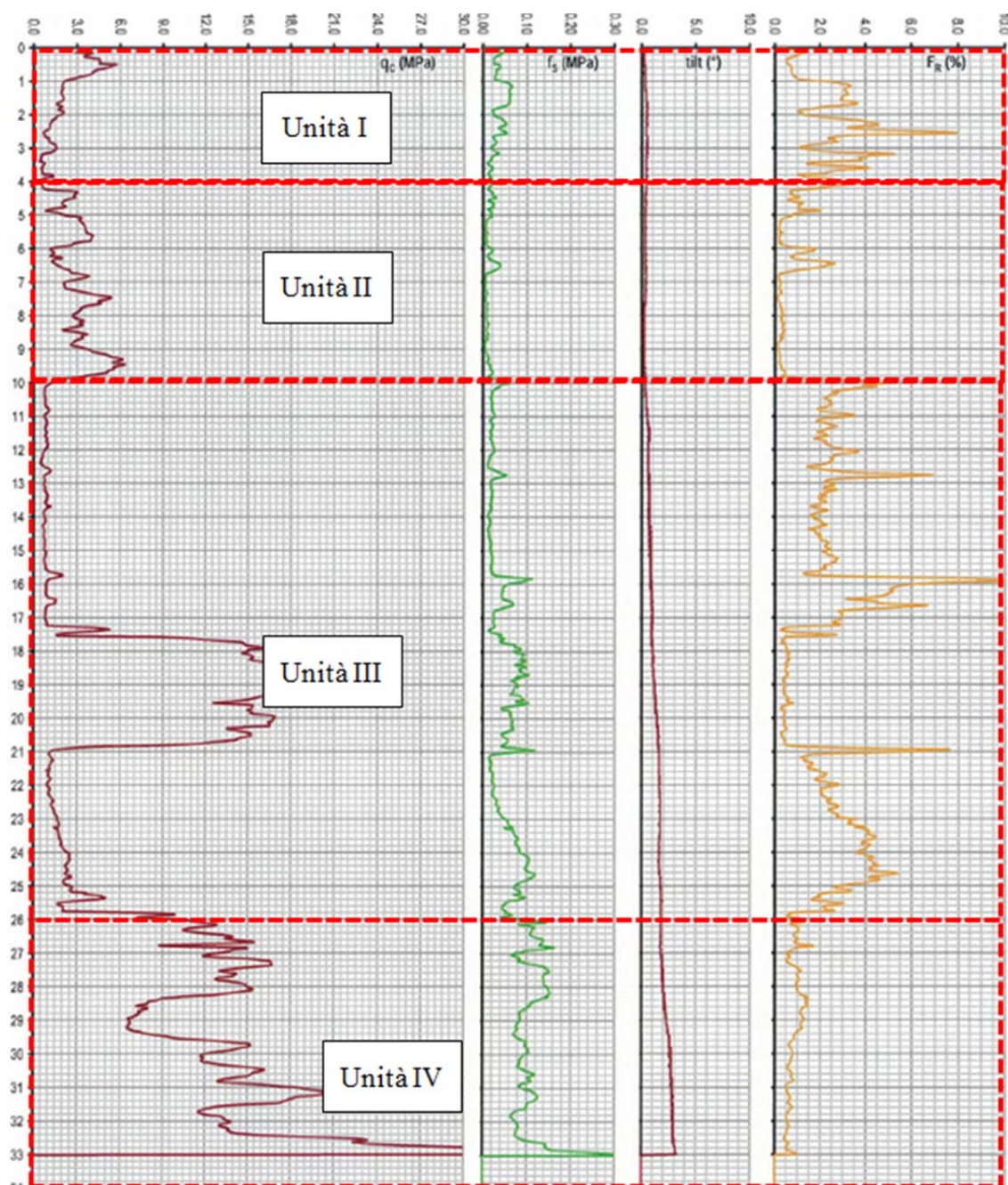


Figura 6-3 – Analisi delle prove in sito – Risultati prove CPTE P4/14 (indagine 2014)

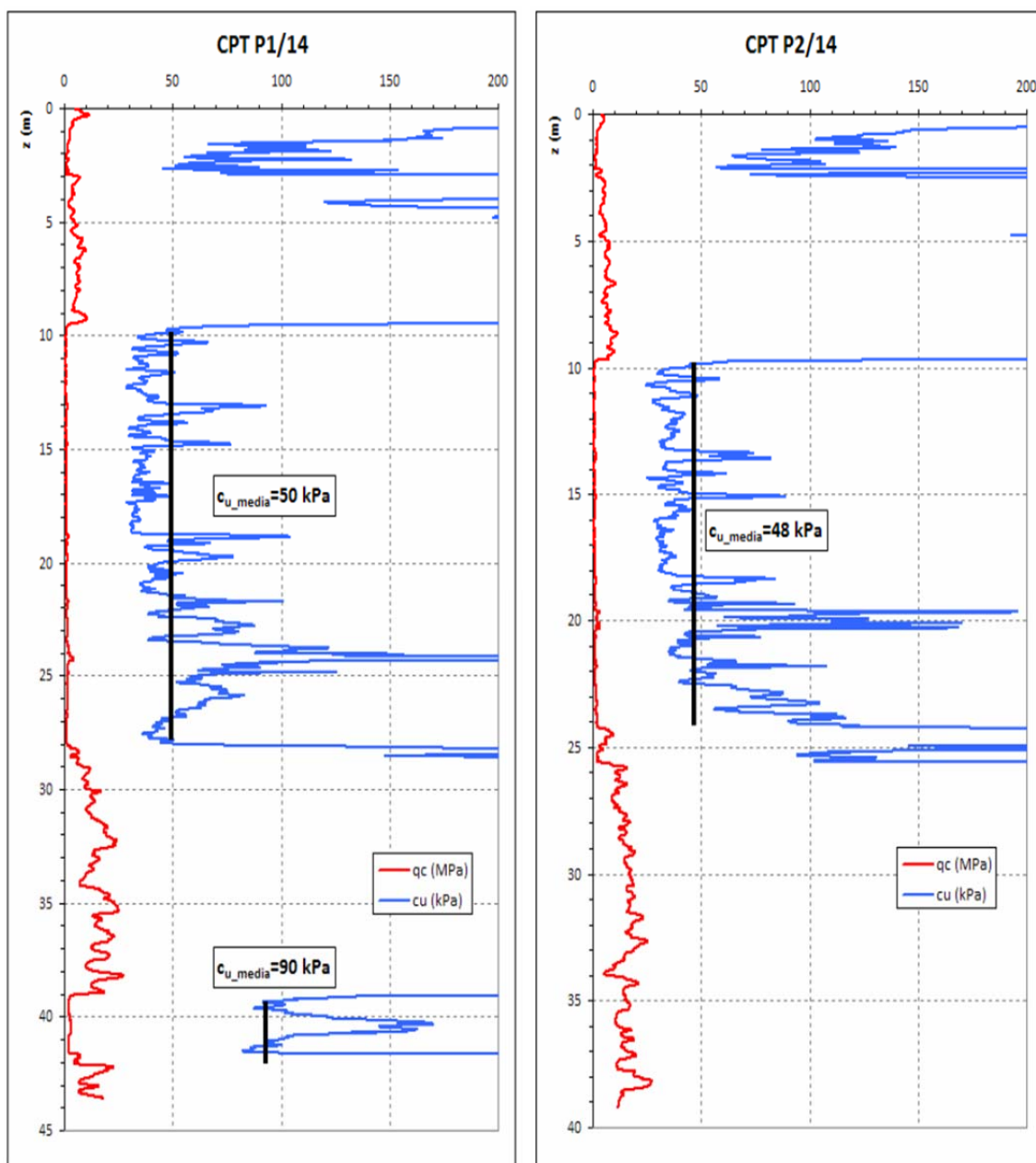


Figura 6-4 – Analisi delle prove in sito – Valori di resistenza a taglio non consolidata non drenata sulla base dei risultati di prove penetrometriche CPT P1/14 e P2/14 (indagine 2014)

6.2. Prove di laboratorio

6.2.1. Granulometria e plasticità

La Figura 6-5 riporta l'andamento delle caratteristiche granulometriche e di plasticità dei campioni prelevati nella zona di progetto. La composizione granulometrica delle unità stratigrafiche è la seguente:

- Unità II: sabbia 50-60%, limo 30-45%, argilla <10%;
- Unità III: sabbia <10%, limo 60-80%, argilla 20-40%;
- Unità IV: sabbia 50-80%, limo 20-30%, argilla <15%;

successivamente si evidenzia l'alternarsi di limi argillosi e sabbie limose. L'unità I non è stata interessata dal prelievo di campioni. La caratterizzazione presentata per tale unità è stata determinata attraverso i risultati delle prove penetrometriche.

La frazione limosa è sempre presente in tutte le unità. La frazione sabbiosa è maggiormente presente nelle unità II e IV, contrariamente alla frazione argillosa che caratterizza maggiormente l'unità III.

I limiti di Atterberg, LL limite liquido e LP limite plastico, e il contenuto d'acqua naturale W_n sono riportati per l'unità III e per i livelli limo-argillosi più profondi. Per le unità II e IV, non sono stati determinati i limiti di Atterberg, ma solo in contenuto d'acqua naturale:

- Unità II: W_n 10-25%;
- Unità III: W_n = 20-40%, LL = 40-60%, LP = 20-30%, IP = 11-36%;
- Unità IV: W_n 12-18%;

i suddetti valori indicano una condizione di normalconsolidazione per l'unità II e di lieve sovraconsolidazione per le unità III e IV.

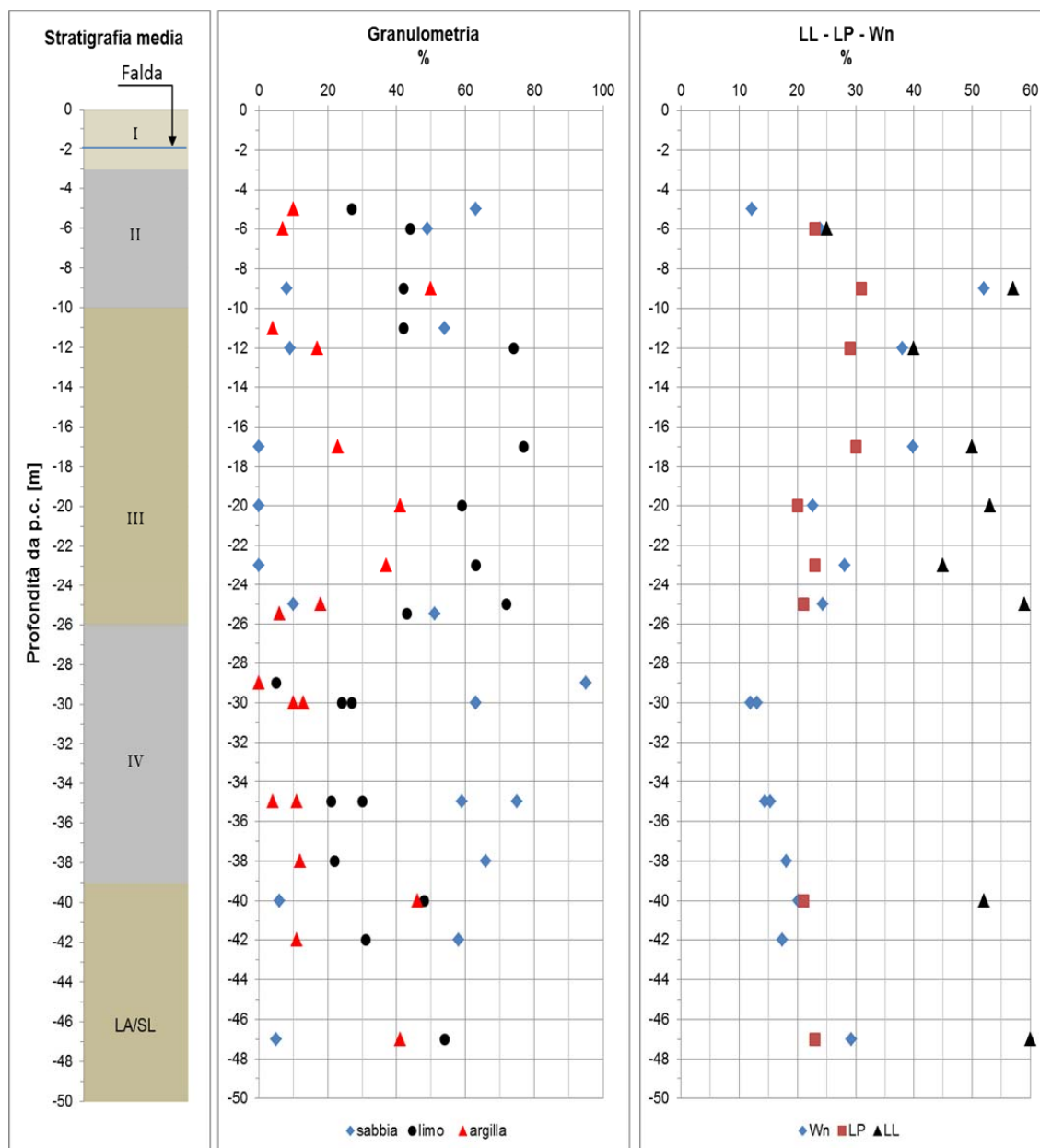


Figura 6-5 – Analisi delle prove di laboratorio – Granulometria e plasticità

6.2.2. Peso di volume ed indice dei vuoti

La Figura 6-6 riporta l'andamento del peso di volume e dell'indice dei vuoti in funzione della profondità di prelievo dei campioni nella zona di progetto.

In generale si ha un incremento del peso di volume con la profondità con conseguente riduzione dell'indice dei vuoti.

Le unità stratigrafiche sono caratterizzate dai seguenti valori medi:

- Unità II: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $e_0 = 0.5-0.6$ (-);
- Unità III: $\gamma = 18-20 \text{ kN/m}^3$, $e_0 = 0.6-1.3$ (-);
- Unità IV: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $e_0 = 0.4-0.6$ (-);

Nell'unità stratigrafica III, in accordo con quanto evidenziato dai valori di limiti di Atterberg e contenuto d'acqua, l'andamento di e_0 indica una fascia sovra consolidata a profondità comprese tra 22-26 m dal p.c.

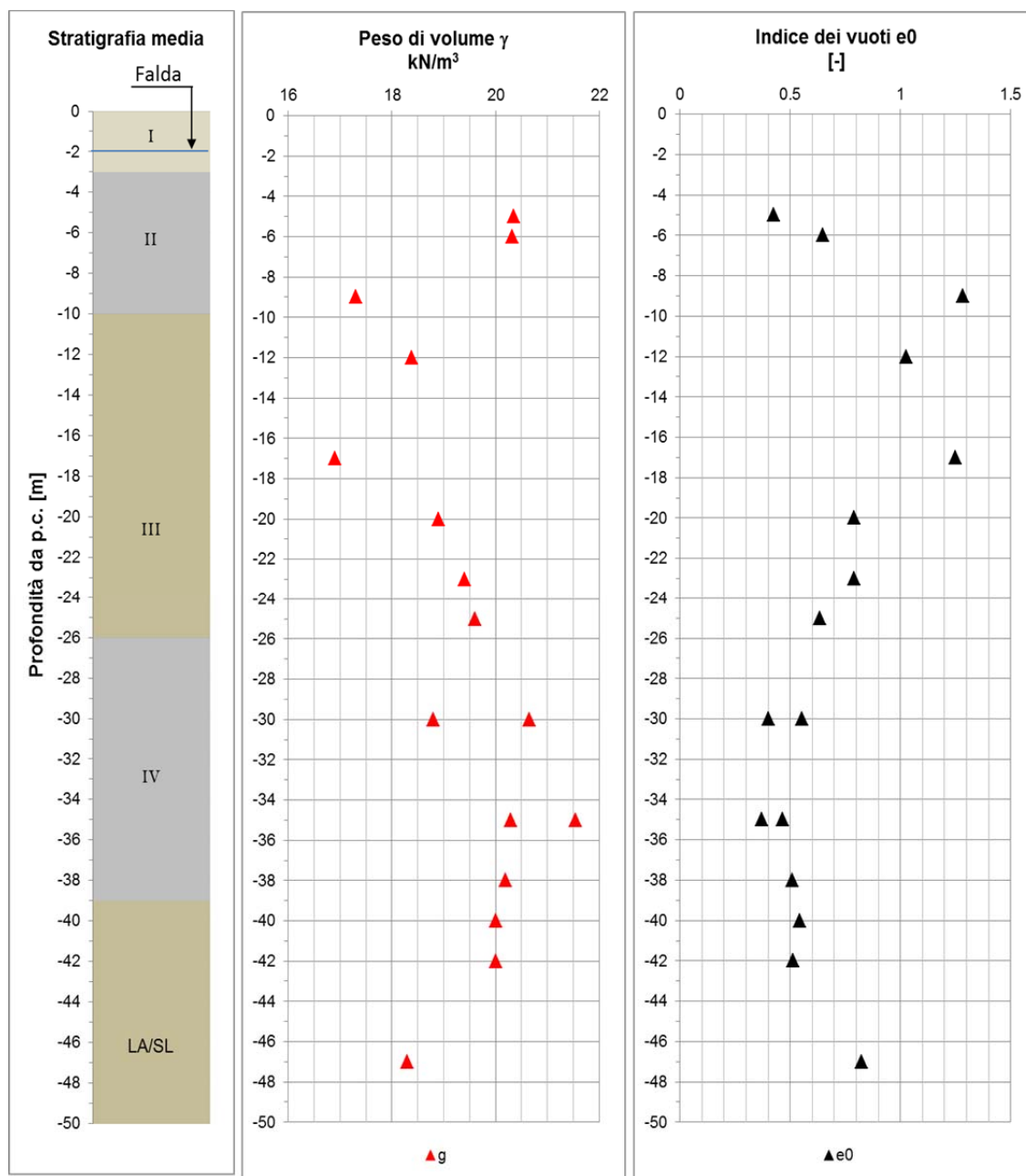


Figura 6-6 - Analisi delle prove di laboratorio – Peso di volume e indice dei vuoti

6.2.3. Resistenza a taglio non consolidata non drenata

La resistenza a taglio non consolidata non drenata è stata determinata da prove in cella triassiale non consolidate non drenate eseguite su campioni indisturbati prelevati nei livelli più fini dei terreni di fondazione.

L'andamento di c_u è riportato in Figura 6-7, dove è indicato il profilo normal consolidato delle c_u è stato definito tramite la correlazione

$$c_u = \alpha \sigma'_v$$

Il parametro α è determinato attraverso la relazione sperimentale di Skempton:

$$c_u / \sigma'_v = \alpha = 0.11 + 0.0037 IP$$

Il valore IP medio per l'unità II è 20% a cui corrisponde un valore di $\alpha = 0.18$

Oltre tale valore è indicato l'andamento normal consolidato di c_u con $\alpha = 0.24$.

Come si può notare dall'andamento con la profondità riportato in Figura 6-7, la curva $\alpha = 0.24$ rappresenta un involucro medio dei valori di c_u determinati in laboratorio, mentre la curva $\alpha = 0.18$ può rappresentare un involucro inferiore.

I valori di c_u sono stati definiti anche da correlazioni con i valori di resistenza alla punta nelle prove CPTE, Figura 6-4, che confermano l'aumento di c_u con la profondità ed un valore medio per l'unità II di 48-50 MPa.

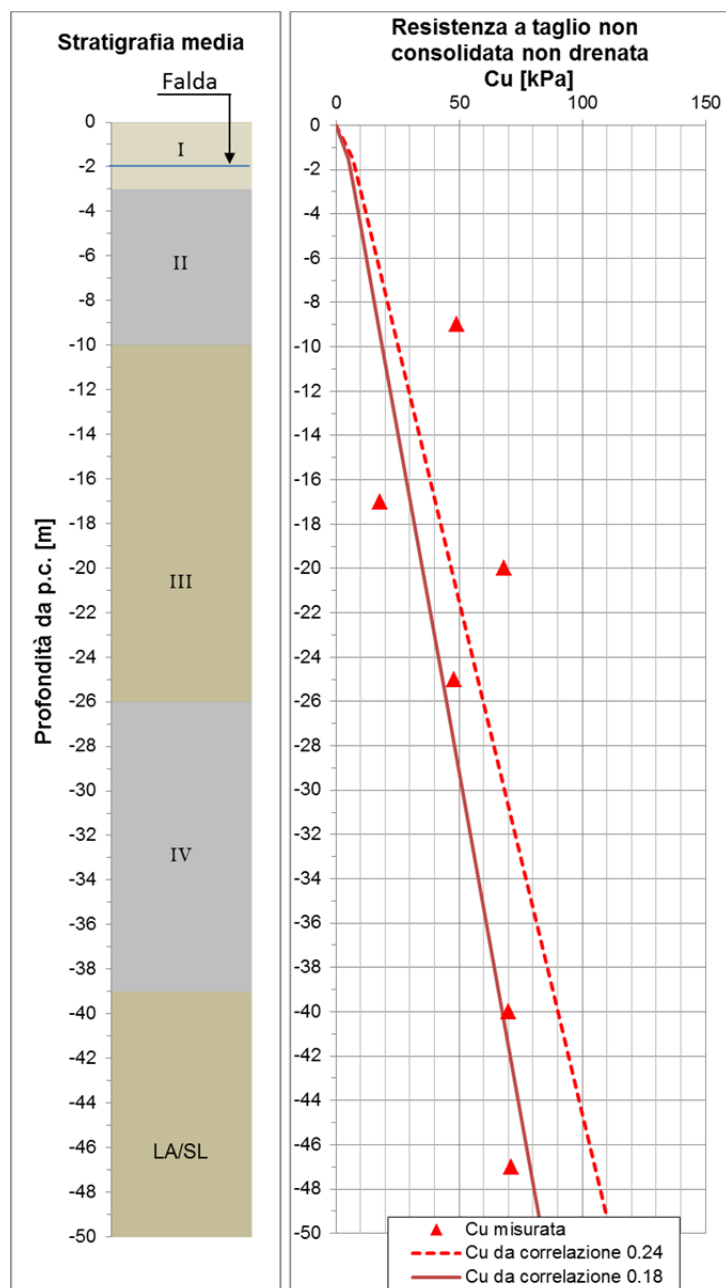


Figura 6-7 - Analisi delle prove di laboratorio – Resistenza a taglio non consolidata non drenata

6.2.4. Resistenza a taglio drenata

La resistenza a taglio drenata è stata determinata attraverso l'esecuzione di prove di taglio diretto con cella di Casagrande TD, eseguite prettamente nelle sabbie limose dell'Unità II.

I risultati di laboratorio delle suddette prove forniscono valori di c' non nulli compresi tra 15 e 36 kPa e valori di angolo d'attrito tra i 32° e 35° .

Valori non nulli di coesione efficace non sono conformi alla natura normal consolidata delle sabbie limose dell'Unità II. Possono quindi essere dovuti a velocità di esecuzione delle prove di taglio diretto superiori a quella consentita dalla permeabilità delle frazioni più fini dei campioni.

Tali prove sono state quindi interpretate interpolando i risultati con valori di coesione nulla. I risultati vengono riportati in Figura 6-8 ed evidenziano un andamento regolare con la profondità, con valori di ϕ' compresi tra 34° e 38° .

Tali risultati sono in accordo con quanto determinato attraverso le prove SPT.

Per quanto riguarda l'Unità III limo argillosa, le caratteristiche di resistenza a taglio drenata sono state determinate attraverso una prova di taglio diretto eseguita su campione indisturbato durante la campagna d'indagine del 2004.

La prova ha evidenziato un valore di $c' = 18$ kPa e un angolo d'attrito $\phi' = 23^\circ$.

Questi valori sono confermati anche dai risultati di prove di taglio diretto eseguite nelle campagne d'indagine del 2004 e del 2008 su campioni della stessa Unità III, prelevati in zone diverse da quella di progetto.

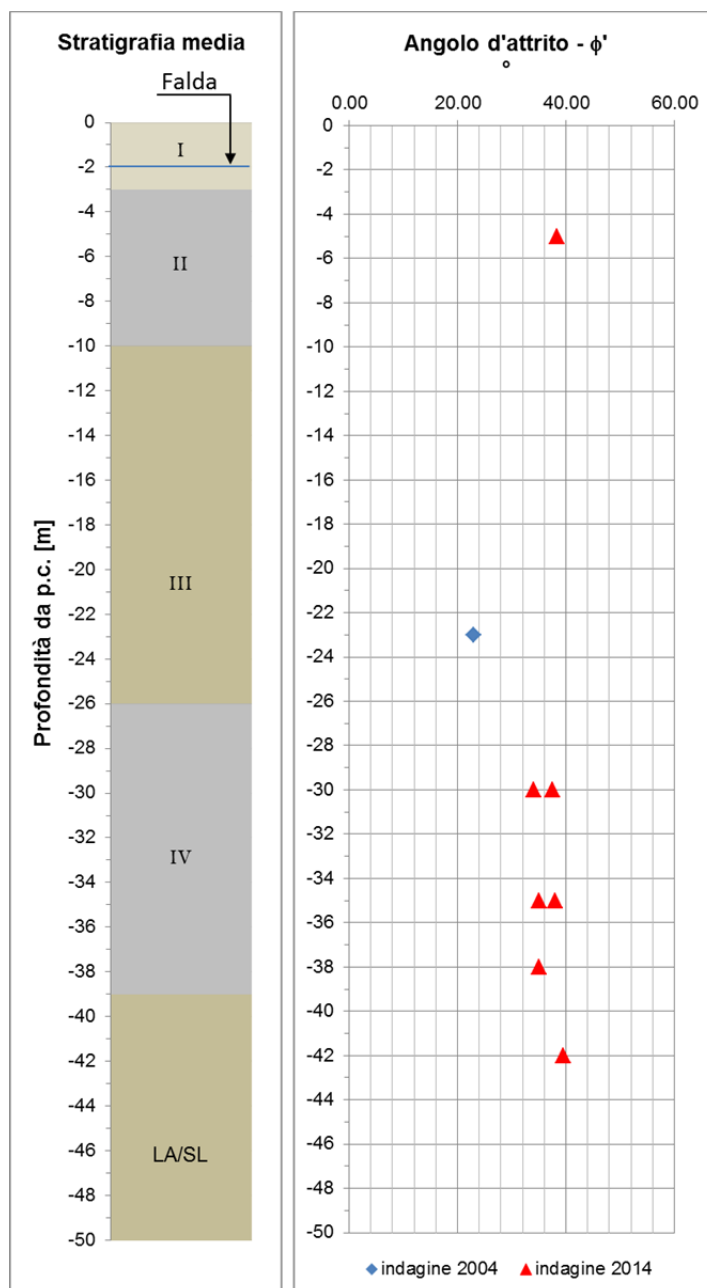


Figura 6-8 - Analisi delle prove di laboratorio – Resistenza a taglio drenata

7. STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE DI PROGETTO

Le indagini eseguite in sito ed in laboratorio in anni diversi evidenziano un sostanziale accordo tra i risultati ottenuti.

I risultati delle prove penetrometriche statiche CPTE P3/14 e P4/14 confermano sostanzialmente le caratteristiche stratigrafiche e meccaniche dei terreni di fondazione del nuovo ponte limitrofo a quello in progetto.

7.1. Assetto stratigrafico medio e parametri geotecnici di progetto

Si fornisce un assetto stratigrafico unico per entrambe le spalle del ponte in progetto.

Il livello idrico della falda è posto a 1.5 m da piano campagna.

Final di Rero – Ponte provvisorio sul Po di Volano – Stratigrafia di progetto		
Profondità (m da p.c.)	Unità geotecnica (n°)	Descrizione
0 / 3	I	limo sabbioso a tratti argilloso
3 / 10	II	sabbia fine e sabbia limosa
10 / 26	III	limo argilloso e argilla limosa con presenza di lenti sabbiose
26 / 40	IV	sabbia fine con sottili intercalazioni limose

In base ai risultati delle prove eseguite nella campagna d'indagini del 2014 si conferma la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione del limitrofo ponte nuovo su fiume Po di Volano.

Si riportano di seguito i valori sopraindicati:

Livello	Sigla	γ (kN/m ³)	IP (-)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C_v (m ² /s)	C_u (kPa)	C' kPa	ϕ' (°)
PRIMO	LS	18.50			40					28
SECONDO	SL	18.50			40					34
TERZO	LA	19.00	20÷30	1.0		1 E-6	4.00E-06	45	10	25
QUARTO	SL	18.50			50					34

Livello	Sigla	E_{01} (MPa)	G_{max} (Mpa)	CR (-)	RR (-)	C_{cr} (%)	M (Mpa)	ν (-)	k_o (-)
PRIMO	LS	2	10					0.30	0.50
SECONDO	SL	10	40					0.30	0.45
TERZO	LA	3	15	0.11	0.02	0.0015	4	0.35	0.50
QUARTO	SL	20	80					0.30	0.45

8. CLASSIFICAZIONE SISMICA

8.1. Premessa

Dalla trattazione svolta nei paragrafi precedenti si è dimostrata la sostanziale coincidenza dell'assetto stratigrafico e delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni di fondazione del ponte provvisorio con quelli di fondazione del ponte nuovo.

Unitamente all'oggettiva vicinanza dei due ponti si considerano valide le considerazioni e la classificazione sismica presentata in fase di progetto esecutivo del ponte nuovo, che vengono qui di seguito riportate.

8.2. Classificazione sismica

Il sito di progetto è classificato in Zona 3 ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del C.d.M. n.3274 del 20/03/2003 e successive integrazioni (Ordinanza n.3519 del 11/05/2006).

Dalla mappa riportata nel seguito si ricava che alla zona in esame è assegnato un valore di sottozona 0.125 - 0.15g.

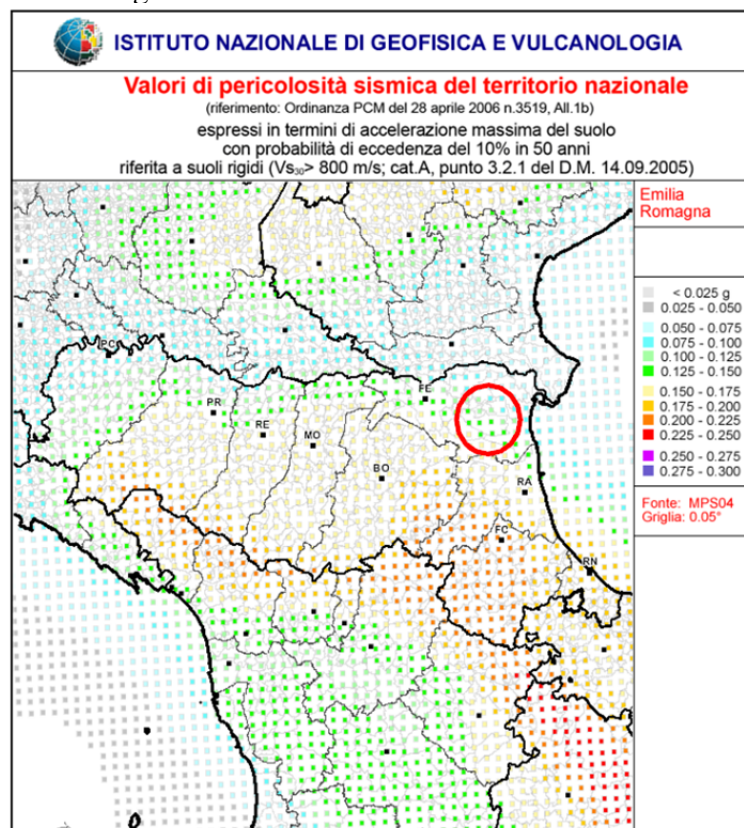


Figura 8-1- Valori di pericolosità sismica nel territorio nazionale secondo ordinanza n.3519

Per Final di Rero, il valore dell'accelerazione orizzontale massima attesa su suolo di categoria A con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni risulta pari a 0.117g. Nella campagna d'indagine del 2014 è stato effettuato un profilo geofisico tipo MASW (Multichannel Spectral Analysis of Waves) per la classificazione sismica del tipo di suolo.

Il profilo di velocità delle onde S stimato nel sito in esame è mostrato nella figura che segue.

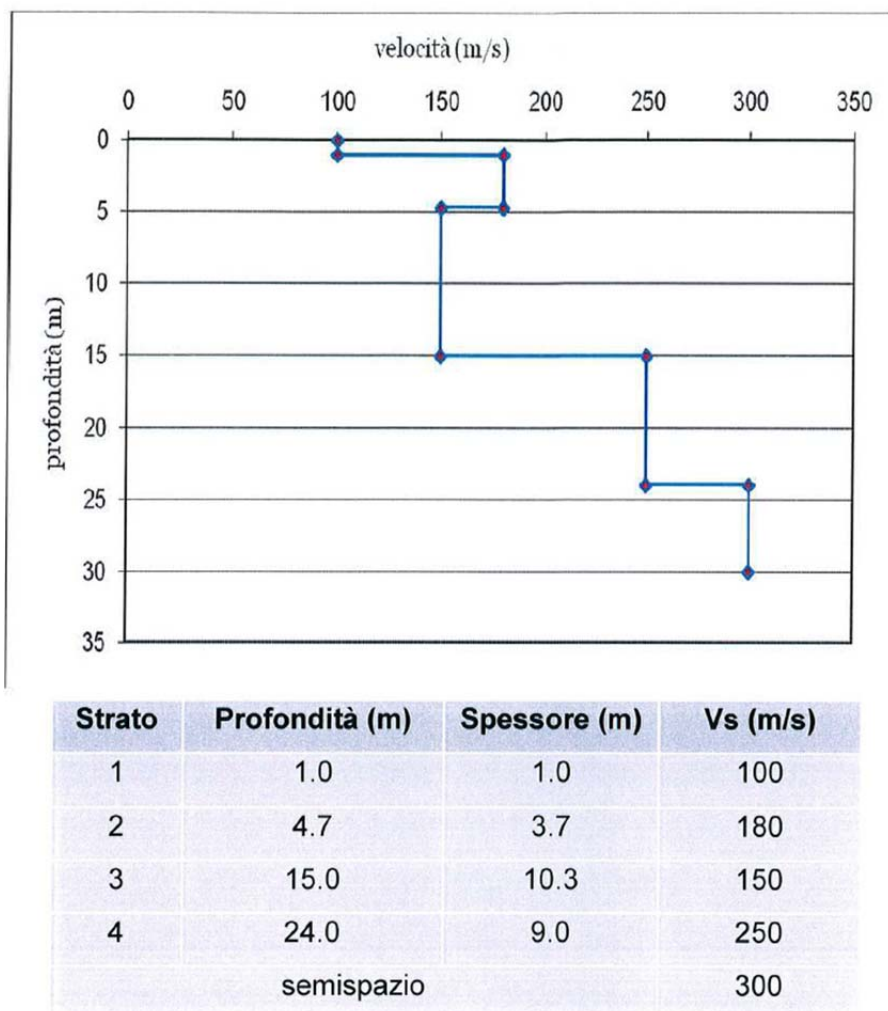


Figura 8-2 – Profilo delle onde S stimato nel sito in esame

Dal profilo riportato si evince che il valore ottenuto di V_{S30} conferma una categoria sismica del suolo di tipo C: Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{S30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

8.3. Suscettibilità dei terreni alla liquefazione

Si esegue la verifica della suscettibilità alla liquefazione dei terreni di fondazione. I terreni da sottoporre a verifica sono le sabbie limose presenti nell'area oggetto dell'interventi.

Sono stati analizzati i due profili CPTE (P1/14 e P2/14) realizzati nella campagna d'indagine del 2014.

La suscettibilità nei confronti della liquefazione è stata valutata attraverso metodologie di carattere semi-empirico, le quali permettono di eseguire una verifica di tipo puntuale lungo la verticale indagata dall'indagine.

Il coefficiente di sicurezza alla liquefazione è calcolato localmente, a diverse profondità, attraverso il rapporto tra la resistenza ciclica alla liquefazione (Cyclic Resistance Ratio) $CRR = \tau_i / \sigma'_{v0}$, e la sollecitazione ciclica indotta dall'azione sismica (Cyclic Stress Ratio) $CSR = \tau_{media} / \sigma'_{v0}$.

$$F_s = CRR / CSR$$

Sono state considerate 2 diverse metodologie specifiche che correlano i risultati delle prove CPT alla resistenza ciclica alla liquefazione CRR, utilizzando un valore di magnitudo pari a 6.14.

- Seed's Method (Seed and De Alba, 1986, Seed and Idriss, 1982);
- Robertson & Wride's Method (Robertson and Wride, 1997).

I risultati delle verifiche sono mostrati in forma grafica di seguito; sono state analizzate le intere verticali delle prove CPTE eseguite. I valori di F_s ottenuti per lo strato sabbioso superficiale risultano sempre > 1 , ad eccezione di tratti localizzati, dello spessore di qualche decina di centimetri, in cui il coefficiente di sicurezza risulta minore di 1 (per altro evidenziato solo con uno dei due metodi d'analisi utilizzati).

Lo strato sabbioso più profondo non presenta problemi in quanto i coefficienti di sicurezza risultano sempre superiore a 1.2.

Con riferimento ai criteri usualmente utilizzati per la definizione del rischio da liquefazione, tale circostanza è accettabile in quanto sono da ritenere potenzialmente pericolosi gli strati di una certa potenza con una predisposizione a fenomeni di

liquefazione. In particolare, con riferimento alle fondazioni del ponte, tale situazione non si ritiene critica. Infatti anche considerando una perdita di resistenza al taglio e quindi un annullamento della resistenza laterale dei palancolati lungo tali brevi tratti, la riduzione della capacità portante totale risulterebbe trascurabile in relazione ai carichi agenti in fase sismica, i quali, tra l'altro, risultano inferiori a quelli agenti in condizioni statiche e utilizzati nelle verifiche.

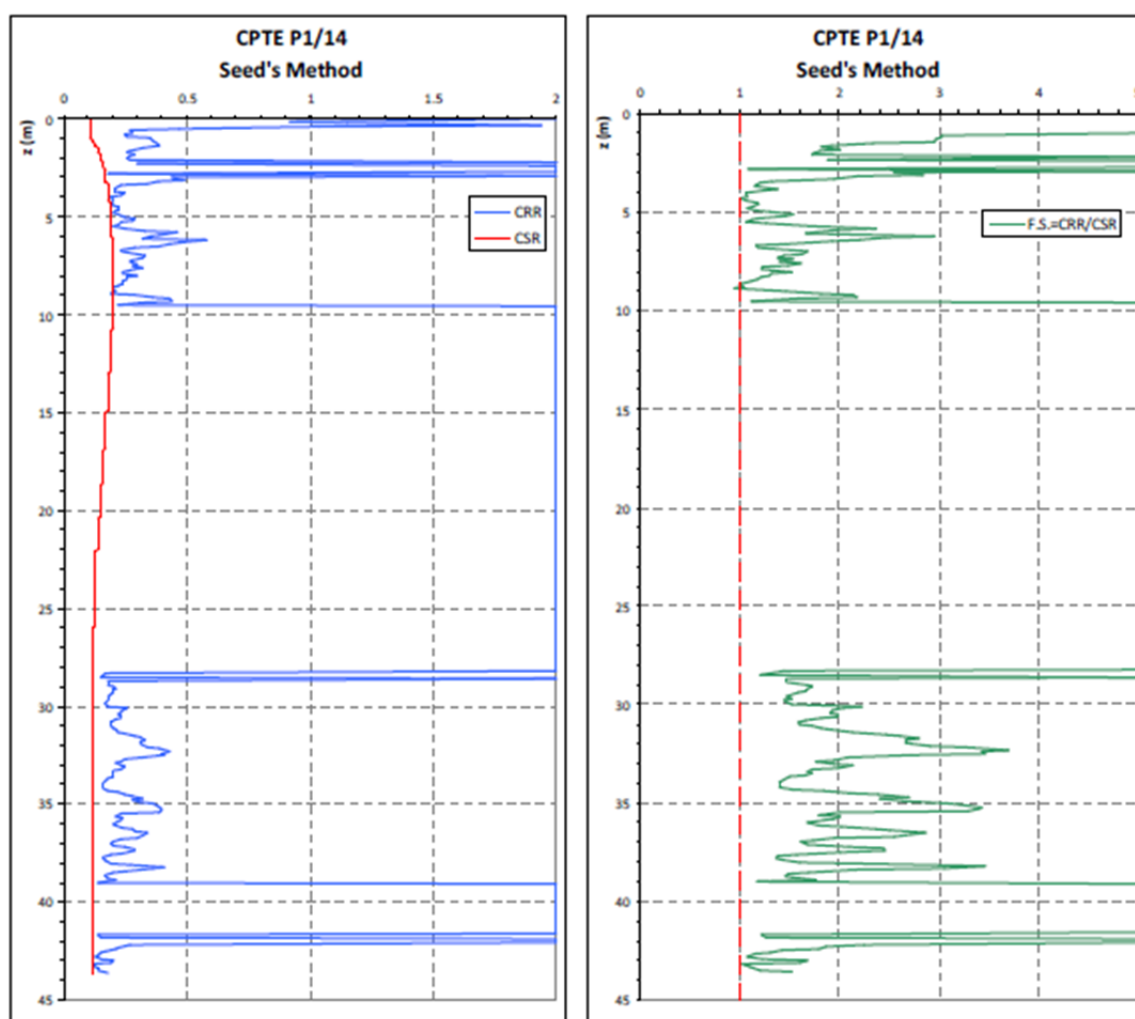


Figura 8-3 – Verifica a liquefazione con metodo di Seed per la verticale d'indagine CPTE P1/14

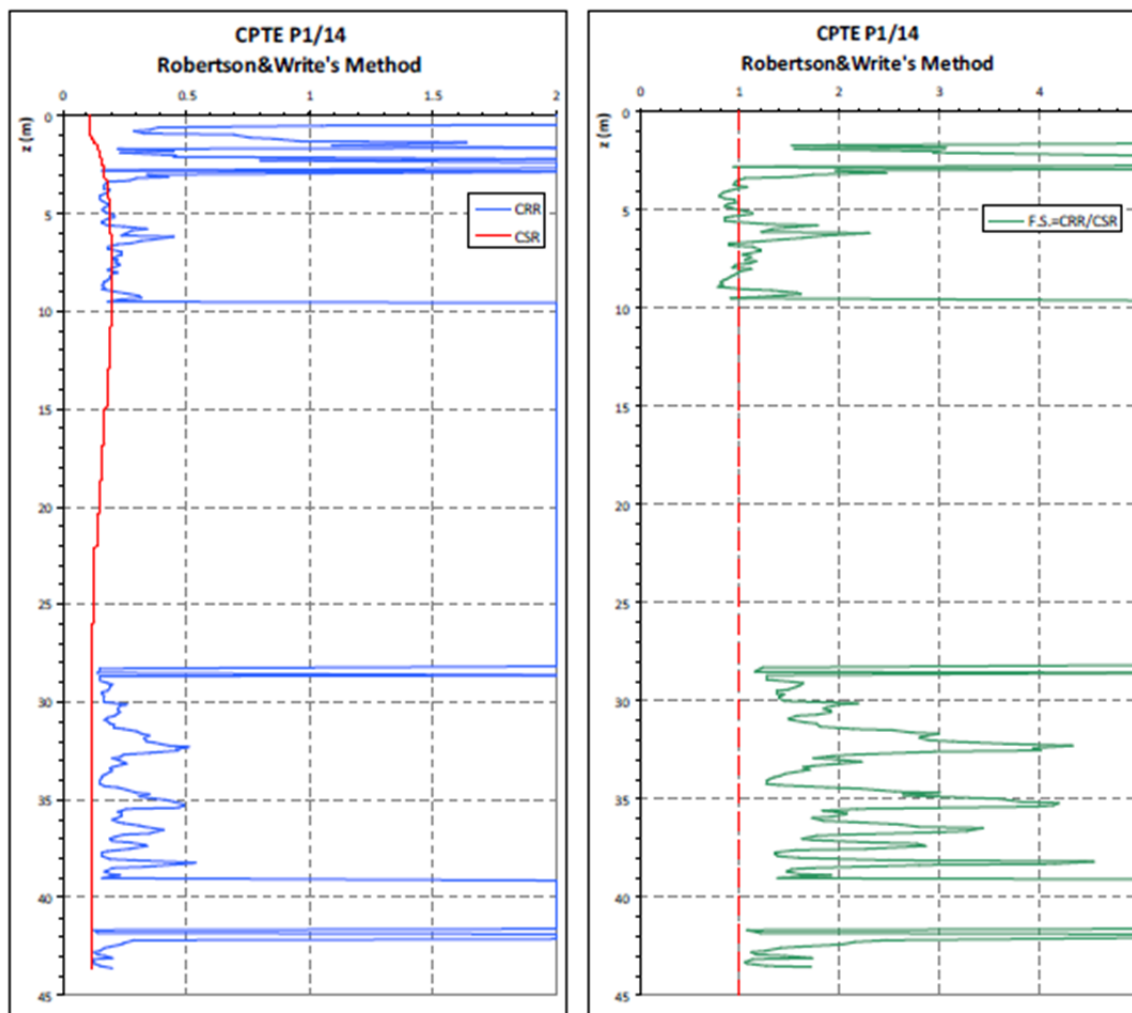


Figura 8-4 – Verifica a liquefazione con metodo di Robertson & Write per la verticale d'indagine CPTE P1/14

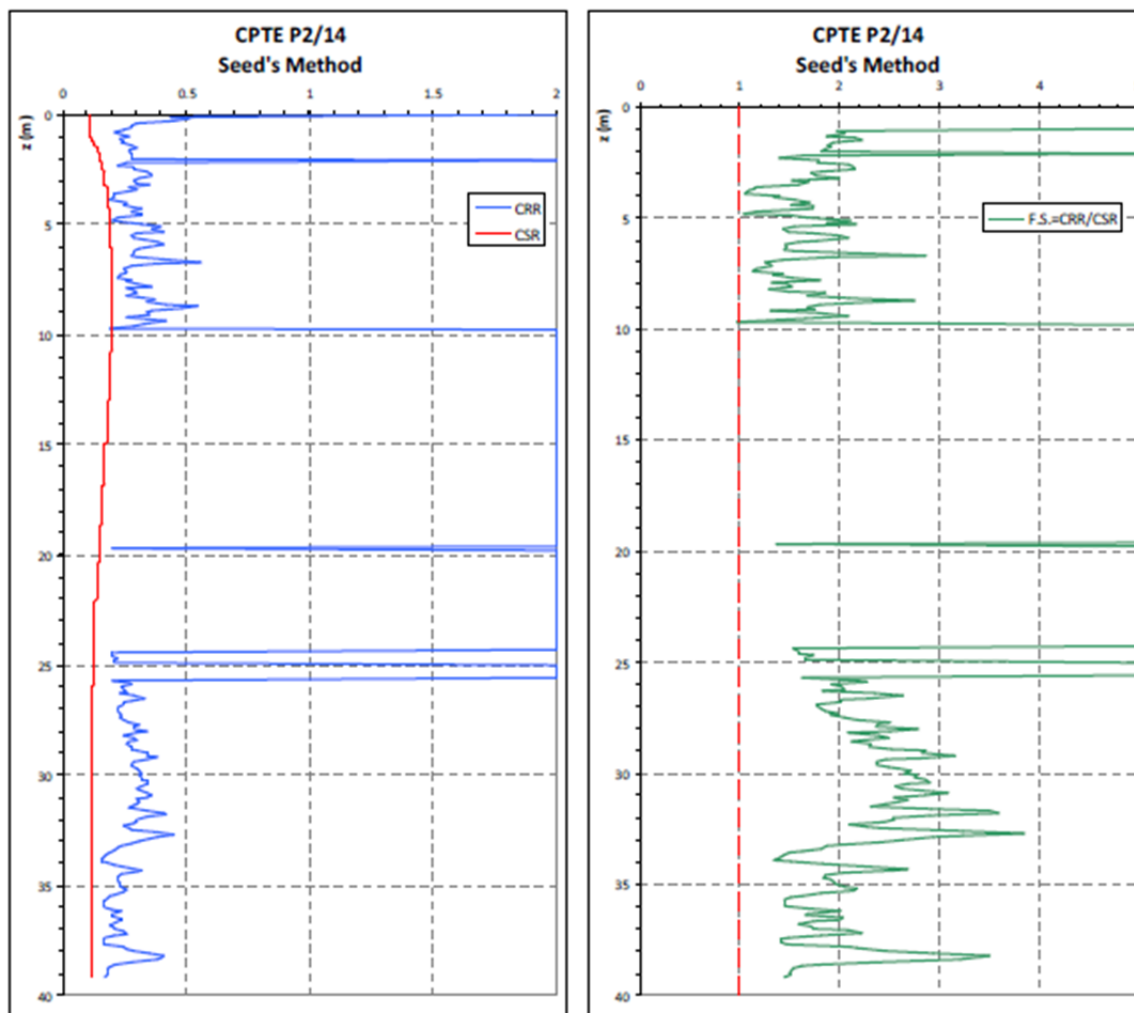


Figura 8-5 – Verifica a liquefazione con metodo di Seed per la verticale d’indagine CPTE P2/14

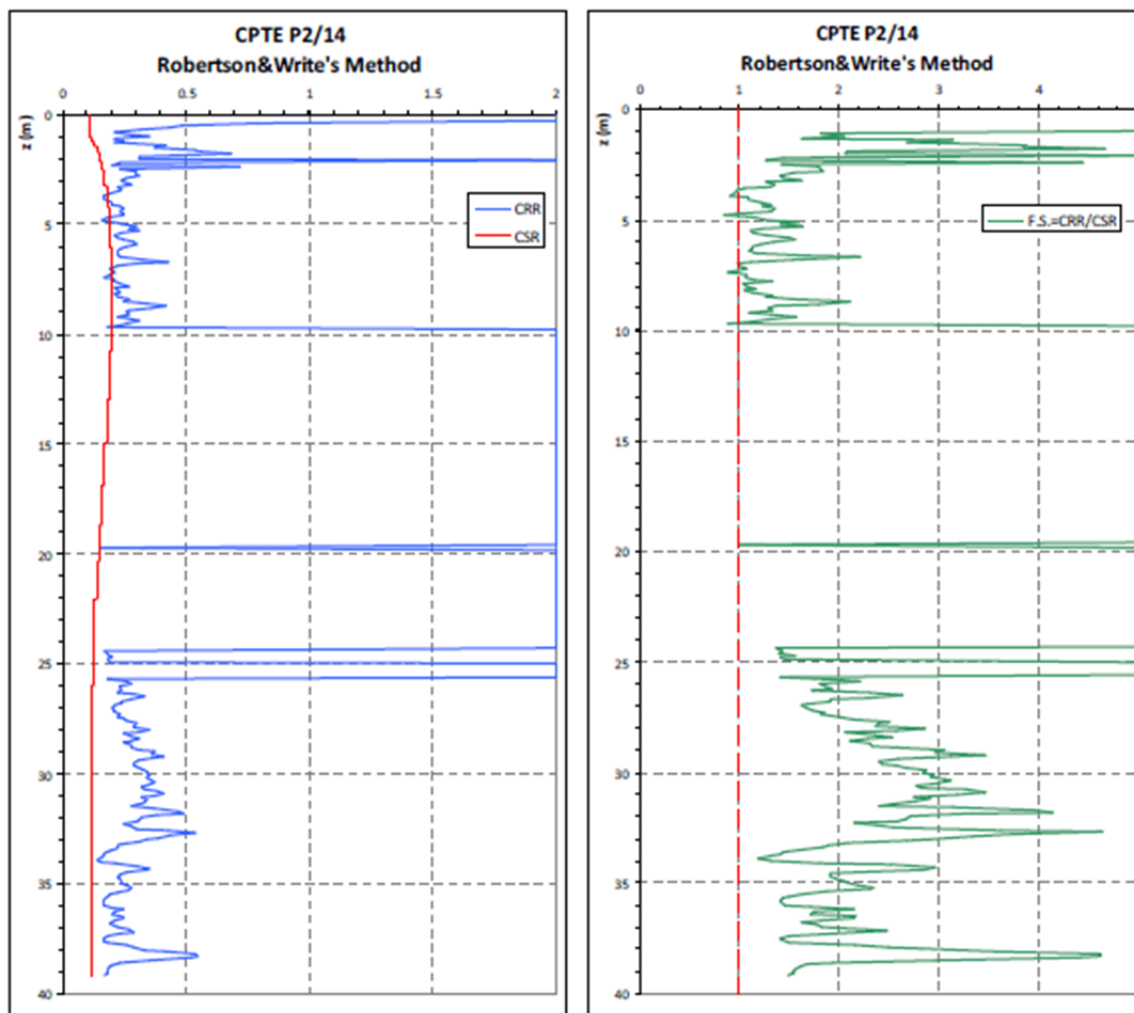


Figura 8-6 – Verifica a liquefazione con metodo di Robertson & Write per la verticale d'indagine CPTE P2/14

9. CONCLUSIONI

L'interpretazione delle indagini in sito ha permesso la caratterizzazione dei terreni di fondazione dell'opera in progetto, in funzione dei rispettivi caratteri di granulometria, plasticità, grado di addensamento/consistenza.

Le indagini eseguite in sito ed in laboratorio nel 2004 e nel 2014 hanno evidenziato un sostanziale accordo tra i risultati ottenuti.

L'assetto stratigrafico, per il volume di terreno interessato dalla realizzazione dell'opera in progetto, è composto da 4 unità stratigrafiche:

- **Unità I:** limo sabbioso a tratti argilloso, spessore medio 3m;
- **Unità II:** sabbia fine e sabbia limosa, spessore medio 10m;
- **Unità III:** limo argilloso e argilla limosa con presenza di lenti sabbiose, spessore medio 16m;
- **Unità IV:** sabbia fine con sottili intercalazioni limose, spessore medio 13m.

Nel complesso i terreni sono normal consolidati con un leggero grado di sovra consolidazione che interessa le unità III e IV. I livelli granulometricamente fini, Unità I e III, risultano essere più deformabili e con caratteristiche di resistenza inferiori rispetto ai livelli sabbiosi più competenti, Unità II e IV.

La presenza di banchi di una certa potenza di terreni a grana fine deformabili comporta l'adozione di fondazioni profonde per la realizzazione dell'opera in progetto.

I terreni di fondazione sulla base delle indagini in sito, sono stati classificati di categoria C dal un punto di vista sismico, ovvero $180 < V_{s,30} < 360$ (m/s).

È stata eseguita la verifica a liquefazione dei terreni di fondazione che ha escluso fenomeni di liquefazione.