



PROVINCIA DI FORLÌ-CESENA

Servizio Infrastrutture Viarie, Gestione Strade, Patrimonio, Mobilità e Trasporti

SP 27BIS BRALDO AL KM 2+350 INTERVENTO DI DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DEL VIADOTTO SUL TORRENTE MONTONE

CUP

G67H21019760001

B.3

Relazione Geotecnica

Fase Progettuale: **Progetto definitivo**

Il progettista
Ing. Luca Gardelli

Il RUP
Ing. Fabrizio Di Blasio

Con la collaborazione di
Arch. Laura Capizzi
Arch. Silvia Conversano

Progetto strutturale:

ENSER srl



Indice

1	Premessa	3
1.1.	Contenuti della relazione	3
2	Documentazione di riferimento	3
3	Progetto	3
3.1	Inquadramento geografico	3
3.2	Descrizione	4
4	Inquadramento geologico	5
5	Campagna di indagine	5
5.1	Principali risultati	11
5.1.1	Stratigrafia	11
5.1.2	Indagini sismiche	17
5.1.3	Falda	23
6	Caratterizzazione stratigrafica	24
7	Stratigrafie	35
8	Elaborazioni geotecniche	36
8.1	Nuovo ponte	36
8.1.1	Capacità portante fondazioni profonde	36
8.1.2	Stima del modulo di reazione orizzontale	41
8.2	Muro di sostegno	44
8.3	Rilevati	49
8.3.1	Cedimenti	49
8.3.2	Stabilità	53

1 Premessa

1.1. Contenuti della relazione

La qui presente relazione rappresenta la relazione geotecnica a corredo di progetto definitivo "SP27 bis "Braldo" al km 2+350 intervento di demolizione e ricostruzione del viadotto sul torrente Montone" identificato tramite CUP: G67H21019760001.

Nel proseguo del documento dopo una breve descrizione del progetto e un sintetico inquadramento geologico verranno affrontati i temi di natura geotecnica in particolare:

- descrizione campagna di indagini;
- principali risultati;
- caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica;
- determinazione delle curve di capacità portante per le fondazioni profonde del nuovo ponte sul torrente Montone;
- valutazioni inerenti il Muro di sostegno previsto tra le sezioni di progetto stradale A66 e A70;
- valutazioni sui cedimenti e sulla stabilità del rilevato stradale.

2 Documentazione di riferimento

Ai fini della redazione della qui presente si sono considerati quanto contenuto nei seguenti documenti:

- [1] Doc.B2.1: relazione geologica a firma del Dott. Alfredo Ricci;
- [2] Doc.B2.2: relazione sulla modellazione sismica a firma del Dott. Alfredo Ricci;
- [3] Doc.B2.3: planimetria ubicazione indagini a firma del Dott. Alfredo Ricci;
- [4] Doc.B2.9: sezioni geologiche a firma del Dott. Alfredo Ricci;
- [5] Doc.B2.10: verifica potenziale di liquefazione;
- [6] D.M. 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" nel seguito per comodità redazionale indicata nel seguito come NTC2018.

3 Progetto

3.1 Inquadramento geografico

Il nuovo intervento sarà ubicato a Forlì, sulla strada SP27BIS tra via Zignola e via Lughese (Sp1). In corrispondenza della pk 2+350 è ubicata l'opera principale dell'intervento ossia il nuovo ponte sul torrente Montone in sostituzione al Ponte Braldo esistente da demolire.

Di seguito in forma grafica (tramite immagine satellitare non in scala da Google Earth) si identifica la zona oggetto di intervento.

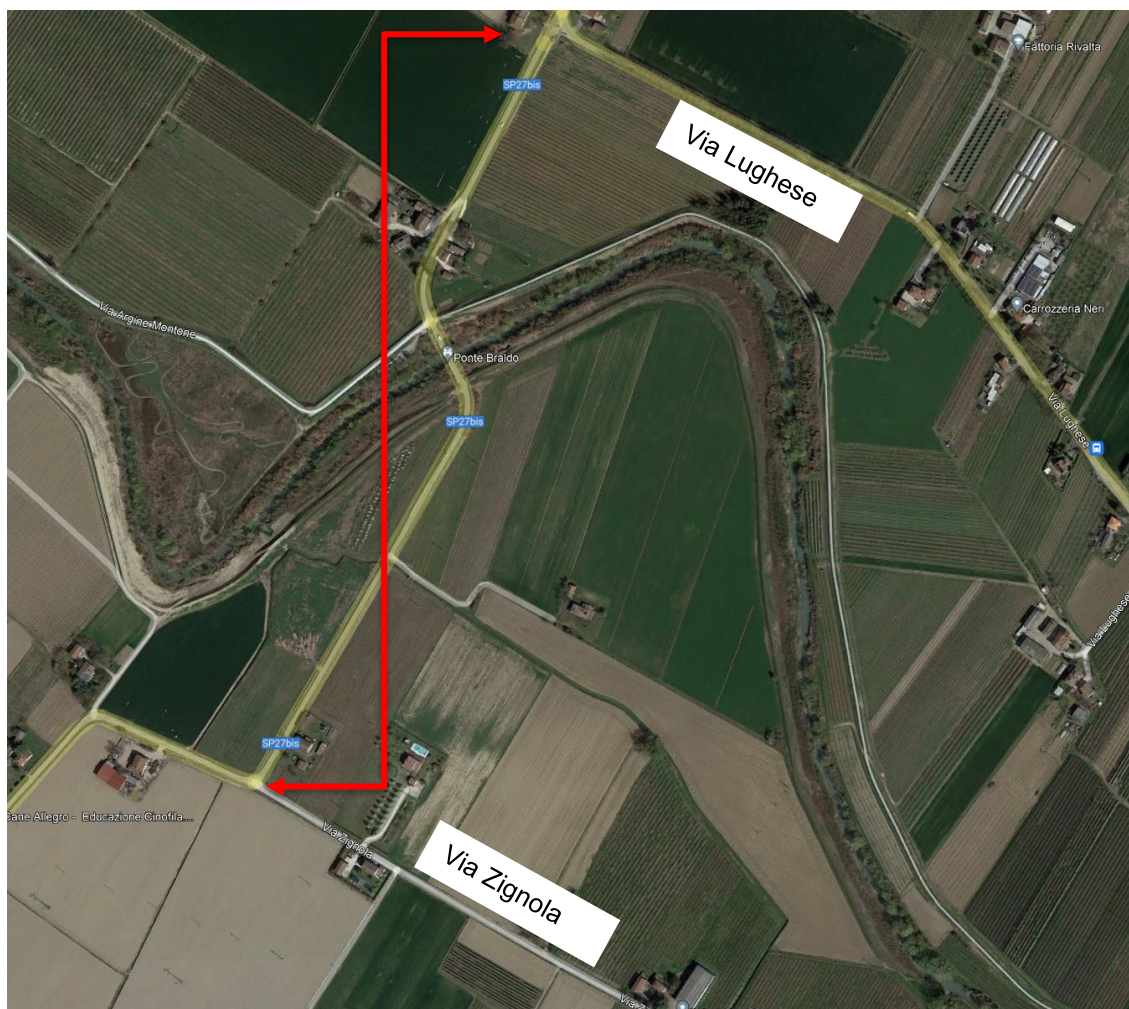


Figure 3-1: zona di intervento

3.2 Descrizione

Il progetto consta principalmente nella rettifica e nella risoluzione di alcune intersezioni della sp27bis nella zona precedentemente evidenziata in Figure 3-1 tramite la costruzione di:

- una nuova rotonda in corrispondenza dell'intersezione tra Sp27bis e via Zignola;
- la demolizione e la ricostruzione del ponte sul torrente Montone;
- una nuova rotonda in corrispondenza dell'intersezione tra SP27bis e via Lugheese.

Nella immagine seguente si riporta uno stralcio planimetrico dell'intero progetto.

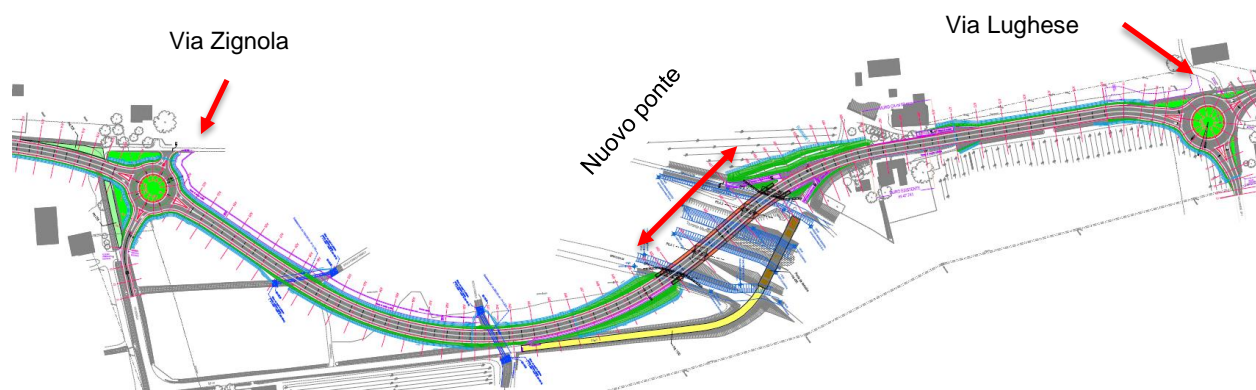


Figure 3-2: planimetria di progetto

Le opere d'arte principali sono di seguito elencate:

- nuovo ponte sul torrente Montone;
- muro di sostegno tra le sezioni di progetto A66-A70;
- n.2 scatolari prefabbricati per la regimazione idraulica delle acque;
- rilevato stradale che presenta altezze comprese tra 0.80 fino ai 7.00m in corrispondenza dell'approccio al nuovo ponte in corrispondenza della sezione A59.

4 Inquadramento geologico

Si rimanda interamente a quanto contenuto al documento [1] a corredo del progetto.

5 Campagna di indagine

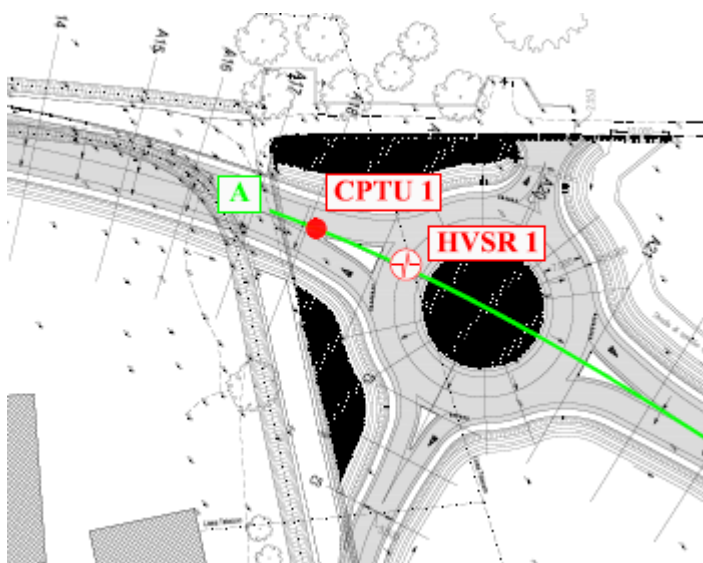
E' stata eseguita una campagna di indagine tra la fine del 2022 (Dicembre) e l'inizio del 2023 (Gennaio), essa è stata eseguita dalla ditta Intergeo SrL di Serravalle (RSM).

L'ubicazione delle medesime è indicata nel documento [2].

Ai fini di una comodità di individuazione delle medesime si suddivide l'intero intervento in:

1. zona Rotonda di Via Zignola;
2. Asta progettuale;
3. Nuovo ponte sul torrente Montone;
4. Muro di sostegno tra le sezioni A66e A70;
5. Zona rotonda Via Lughese.

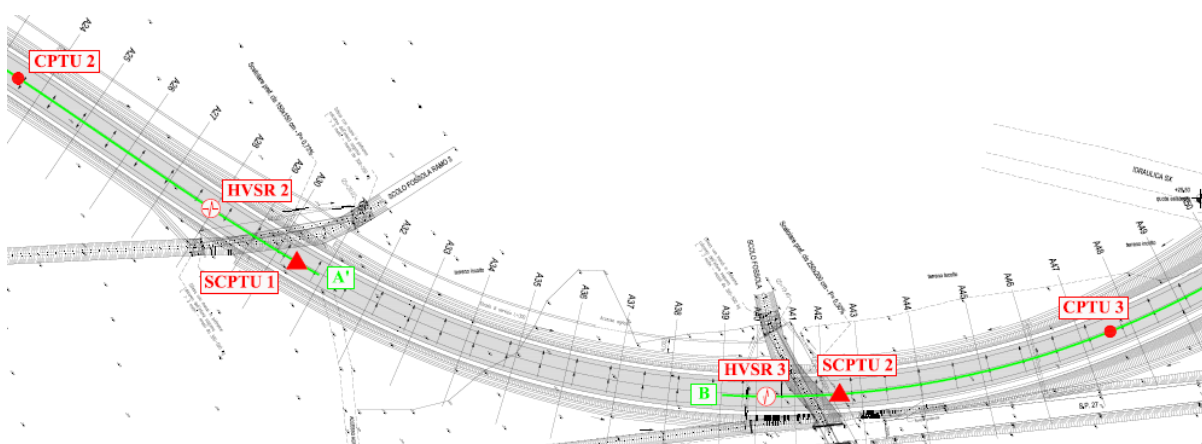
Nelle tabelle seguenti per ogni zona individuata si riporta un piccolo stralcio planimetrico e un elenco delle indagini eseguite.



Cptu1 (prova penetrometrica statica con punta elettrica).

Sismica passiva **HSVR1** (tromino)

Tabella 5-1: zona rotonda Via Zignola

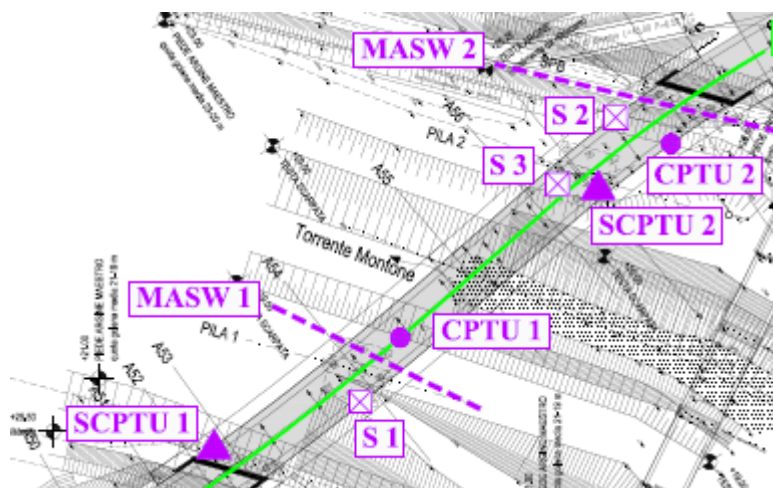


Cptu2,3 (prova penetrometrica statica con punta elettrica).

Scptu1,2 (prova penetrometrica statica con punta elettrica dotata di cono sismico)

Sismica passiva **HSVR2,3** (tromino)

Tabella 5-2: Asta - progettuale



Sondaggi geognostici: **S1, S2, S3**(*)

Cptu1,2 (prova penetrometrica statica con punta elettrica).

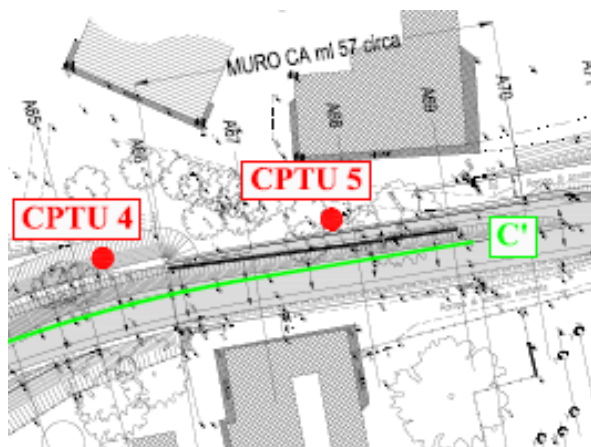
Scptu1,2 (prova penetrometrica statica con punta elettrica dotata di cono sismico)

Stendimento MASW **MASW1,2** (*Multichannel Analysis of Surface Waves*)

Si **evidenzia** che il cono sismico è stato utilizzato solo nella prova SCPTU1 e non anche nella SCPTU2.

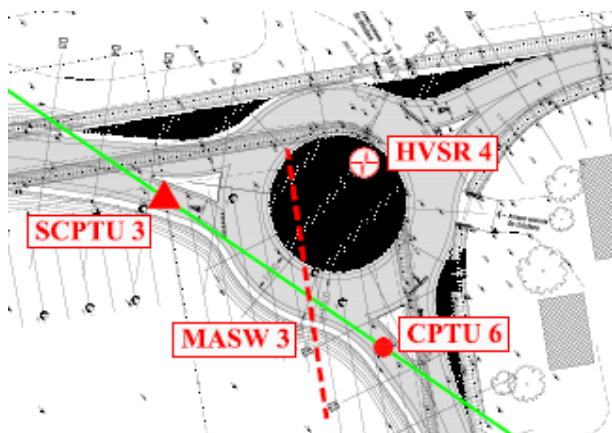
(*) sondaggio S3 eseguito a distruzione per esecuzione prova Down Hole

Tabella 5-3: nuovo ponte



Cptu4,5 (prova penetrometrica statica con punta elettrica).

Tabella 5-4: zona muro di sostegno



Cptu6 (prova penetrometrica statica con punta elettrica).

Scptu3 (prova penetrometrica statica con punta elettrica dotata di cono sismico)

Stendimento MASW **MASW3** (*Multichannel Analysis of Surface Waves*)

Sismica passiva **HVSr1** (tromino)

Tabella 5-5: zona Rotonda Via Lughese

I sondaggi geognostici eseguiti hanno raggiunto la profondità di 40m dal piano di esecuzione di medesimi mentre le prove penetrometriche sia CPTU che SCPTU hanno raggiunto profondità comprese tra i 20m e i 30m dal piano di esecuzione delle indagini.

Durante la terebrazione dei due sondaggi sono stati eseguite delle prove SPT e prelevati campioni indisturbati (campionatore *Ostenberg* e *Shelby*) per l'esecuzione di prove di laboratorio. Di seguito sono riassunti in forma tabellare tali informazioni.

sondaggio	Prof.[m]	SPT	N _{SPT}
S1	3.0	5,4,5	9
	6.0	4,4,6	10
	8.2	6,13,15	28
	12.70	7,12,15	27
	16.2	6,9,12	21
	18.0	7,10,12	22
	23.7	11,14,26	30
	27.0	10,12,40	52
	30.7	12,25,27	52
	34.0	9,13,17	30
	37.0	10,12,16	28
S2	3.0	4,3,4	7
	6.0	3,4,5	9
	9.0	12,18,20	38
	12.0	14,16,18	34
	15.0	11,15,19	34
	18.7	7,7,9	16
	21.0	8,7,10	17
	24.0	14,19,21	40
	25.5	9,11,11	22
	27.0	30,30,20	50
	27.5	14,32,32	64
	30.5	9,9,12	21
	34.7	11,14,15	29
	40.0	9,11,11	22

Tabella 5-6: campagna di indagine 2023 – prove SPT e valori N_{spt}

sondaggio	campione	Prof.[m]	NOTE
S1	C1	4.6 ÷ 5.3	Shelby
	C2	7.5 ÷ 8.2	Osterberg
	C3	12.0 ÷ 12.7	Osterberg
	C4	15.5 ÷ 16.2	Osterberg
	C5	23.0 ÷ 23.7	Osterberg
	C6	30.0 ÷ 30.7	Osterberg
S2	3.0	7.50 ÷ 8.2	Osterberg
	6.0	14.5 ÷ 15.0	Shelby
	9.0	18.0 ÷ 18.7	Osterberg
	12.0	30.0 ÷ 30.5	Shelby
	15.0	34.0 ÷ 34.7	Osterberg
	18.7	38.6 ÷ 39.3	Osterberg

Tabella 5-7: campagna di indagine 2023 – campioni indisturbati

Ai fini del monitoraggio della falda ipogea all'interno dei fori dei due sondaggi sono stati installati due piezometri a tubo aperto con un tratto variabile dai 6 ai 7m cieco e da tale profondità fino alla massima perforazione raggiunta finestrato.

Nelle tabelle seguenti per completezza redazionale si riportano i programmi di laboratorio sia su campioni indisturbati prelevati che sul materiale prelevato dalle prove SPT eseguite

Si specifica che i risultati di tali prove alla redazione della qui presente **non sono disponibili**, pertanto, la caratterizzazione geotecnica eseguita è conseguente ai risultati delle prove in sito e nel caso eventuale fosse necessario l'adozione di parametri per interstrati ove non vi siano dei dati di investigazione diretta si farà riferimento necessariamente all'esperienza degli scriventi su terreni analoghi adottando parametri ritenuti medi cautelativi del fenomeno analizzato.

Sondaggio (n°)	Campione (n°)	Profondità campione (m)	Tipo campione	Note su dati stratigrafici di campagna	Apertura, descrizione, prove speditive, foto	Analisi granulometrica per setacciatura	Limiti di Atterberg	Classifica USC S	Peso di volume naturale	Umidità Naturale	Espansione Laterale Libera	Prova di Taglio Diretto	Prova Edometrica con determinazione di kv, cv, c _α	Prova Triassiale TxClu	Prova Triassiale TxUU
				Note su dati stratigrafici di campagna											
S1	1	4,60-5,30	Shelby	Limi con umidità naturale passanti a sabbie limi ocra nella parte inferiore	X	X	X	X	X	X		X			
S1	2	7,50-8,20	Osteroe	Argille grigie	X	X	X	X	X	X		X	X ^(s)		
S1	3	12,00-12,70	Osteroe	Argille ocra limose zonate azzurro	X	X	X	X	X	X	X				
S1	4	15,50-16,20	Osteroe	Argille ocra	X	X	X	X	X	X					X
S1	5	23,00-23,70	Osteroe	Argille limose con livelli limosi grigi	X	X	X	X	X	X			X ^(s)	X	
S1	6	30,00-30,70	Osteroe	Limi sabbiosi grigi	X	X	X	X	X	X		X			
S2	1	7,50-8,20	Osteroe	Argille limose grigio scure, plastiche	X	X	X	X	X	X	X				
S2	2	14,50-15,00	Shelby	Argille limose ocra con calcinelli e piccoli livelli limosi zonati azzurro	X	X	X	X	X	X			X ^(s)		
S2	3	18,00-18,70	Osteroe	Limi sabbiosi azzurri con livelli argilloso-limosi	X	X	X	X	X	X		X			
S2	4	30,00-30,50	Shelby	Argille limose ocra/verdastre	X	X	X	X	X	X					X
S2	5	34,00-34,70	Osteroe	Argille limose ocra	X	X	X	X	X	X	X				
S2	6	38,60-39,30	Osteroe	Limi argillosi ocra con calcinelli	X	X	X	X	X	X	X				

Tabella 5-8: campagna indagine 2023 – prove di laboratorio sui campioni indisturbati

Sondaggio (n°)	Campione SPT (n°)	Profondità campione (m)	N. Colpi	Note su dati stratigrafici di campagna	Apertura, descrizione, prove speditive, foto	Analisi granulometrica per setacciatura	Limiti di Atterberg	Classifica USCS
S1	1	3,00-3,45	'5-4-5	Argine superiore sinistro fiume Montone: limi sabbiosi oca essiccati	X	X	X	X
S1	2	6,00-6,45	'4-4-6	Limi con umidità naturale passanti a sabbie fini oca nella parte inferiore	X	X	X	X
S1	3	8,20-8,65	'6-13-15	Argille limose oca con calcinelli	X	X	X	X
S1	4	12,70-13,15	'7-12-15	Argille oca limose zonate azzurro	X	X	X	X
S1	5	16,20-16,65	'6-9-12	Argille oca	X	X	X	X
S1	6	18,00-18,45	'7-10-12	Argille limose grigie	X	X	X	X
S1	7	23,70-24,15	'11-14-26	Argille limose con livelli limosi grigi	X	X	X	X
S1	8	27,00-27,45	'10-12-40	Sabbie prevalenti con qualche ciottolo	X	X	X	X
S1	9	30,70-31,15	'12-25-27	Limi sabbiosi grigi	X	X	X	X
S1	10	34,00-34,45	'9-13-17	Argille brune	X	X	X	X
S1	11	37,00-37,45	'10-12-16	Argille oca marroni con calcinelli	X	X	X	X
S2	1	3,00-3,45	'4-3-4	Limi sabbiosi e sabbie fini limose laminazione piano parallela oca	X	X	X	X
S2	2	6,00-6,45	'3-4-5	Limi sabbiosi oca zonati marroni, saturi in acqua	X	X	X	X
S2	3	9,00-9,45	'12-18-20	Argille limose oca con calcinelli e piccoli livelli limosi zonati azzurro	X	X	X	X
S2	4	12,00-12,45	'14-16-18	Argille limose oca con calcinelli e piccoli livelli limosi zonati azzurro	X	X	X	X
S2	5	15,00-15,45	'11-15-19	Argille limose oca con calcinelli e piccoli livelli limosi zonati azzurro	X	X	X	X
S2	6	18,70-19,15	'7-7-9	Limi sabbiosi azzurri con livelli argilloso-limosi	X	X	X	X
S2	7	21,00-21,45	'8-7-10	Alternanza di argille limose grigie e limi	X	X	X	X
S2	8	24,00-24,45	'14-19-21	Sabbie fini con rari ciottoli	X	X	X	X
S2	9	25,50-25,95	'9-11-11	Sabbie fini con rari ciottoli	X	X	X	X
S2	10	27,00-27,45	'30-30-20	Ciottoli in matrice sabbiosa con livelli limo-argillosi centimetrici	X	X	X	X
S2	11	27,50-27,95	'14-32-32	Ciottoli in matrice sabbiosa con livelli limo-argillosi centimetrici	X	X	X	X
S2	12	30,50-30,95	'9-9-12	Argille limose oca/verdastre	X	X	X	X
S2	13	34,70-35,15	'11-14-15	Argille limose oca	X	X	X	X
S2	14	40,00-40,45	'9-11-11	Limi argillosi oca con calcinelli	X	X	X	X

Tabella 5-9: campagna indagine 2023 – prove di laboratorio su materiale prelevato da prove SPT

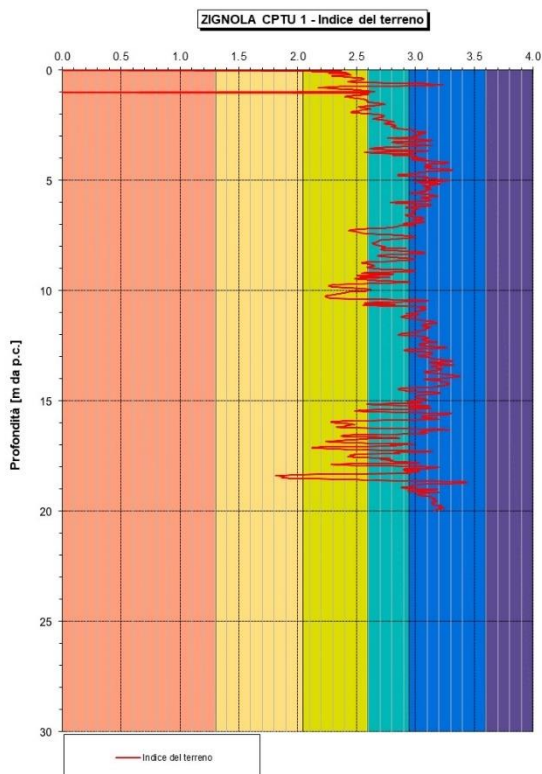
5.1 Principali risultati

5.1.1 Stratigrafia

Dall'analisi dei dati delle indagini disponibili per le singole zone di suddivisione nel seguito si riportano i principali risultati in termine stratigrafici per le medesime.

Per ogni zona si riporta l'indice del terreno; I_c , in funzione della profondità secondo la formulazione di *Robertson* (2009) e una breve descrizione della successione stratigrafica individuata.

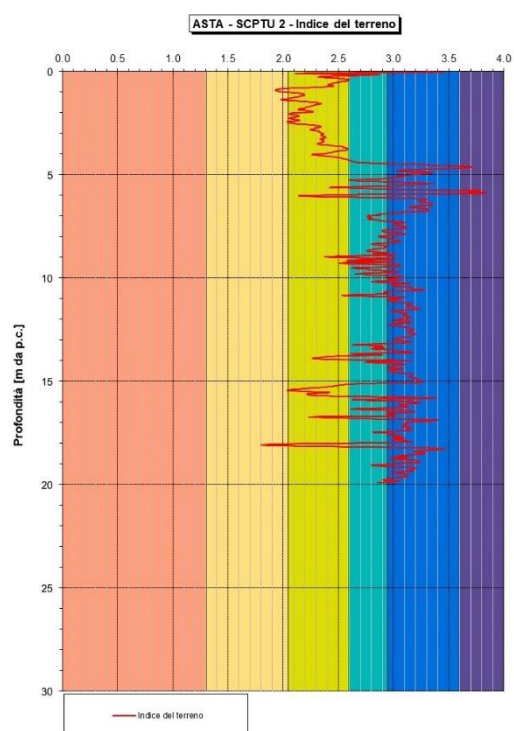
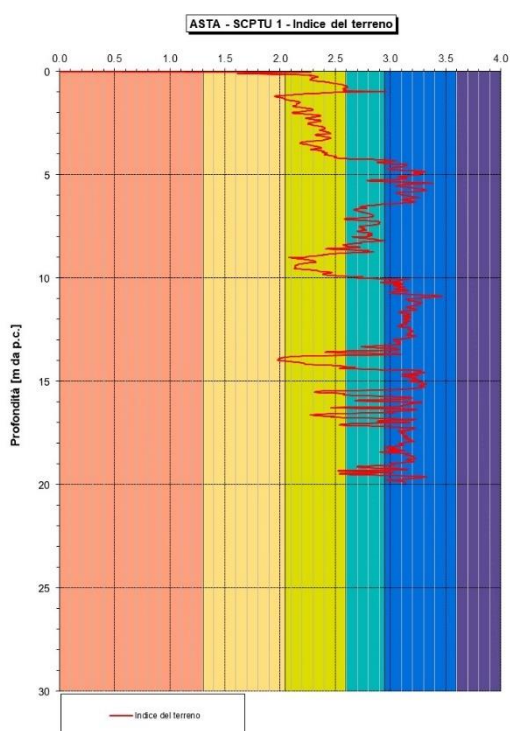
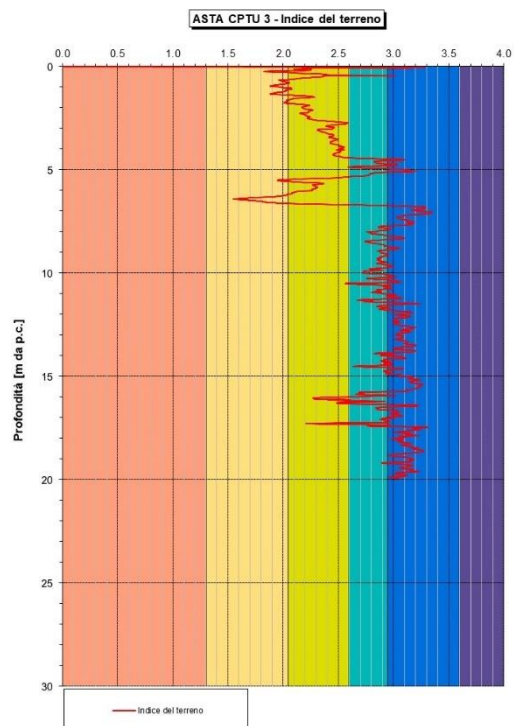
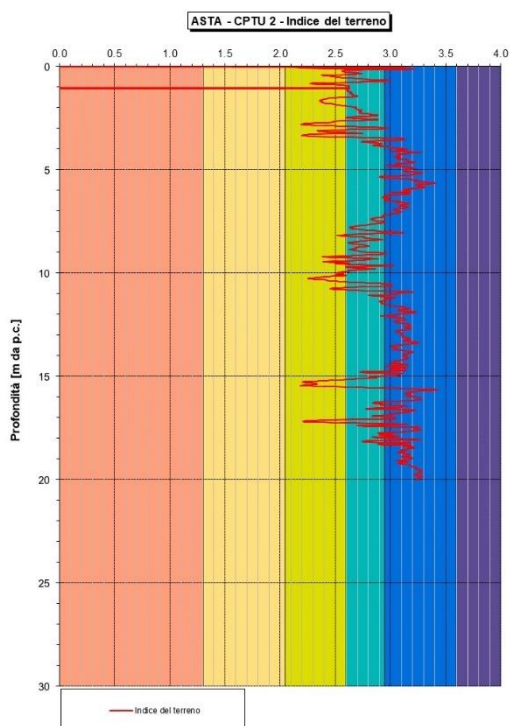
Zona Rotonda di Via Zignola



La stratigrafia è caratterizzata in superficie per i primi due metri da limi sabbiosi e sabbie limose per poi chiudersi fino alla massima profondità raggiunta dall'indagine con strati di natura coesiva con presenza a luoghi soprattutto oltre i 15m di limi sabbiosi e spessori decimetrici di sabbie.

La falda durante l'indagine è stata intercettata ad una profondità di 4.70m.

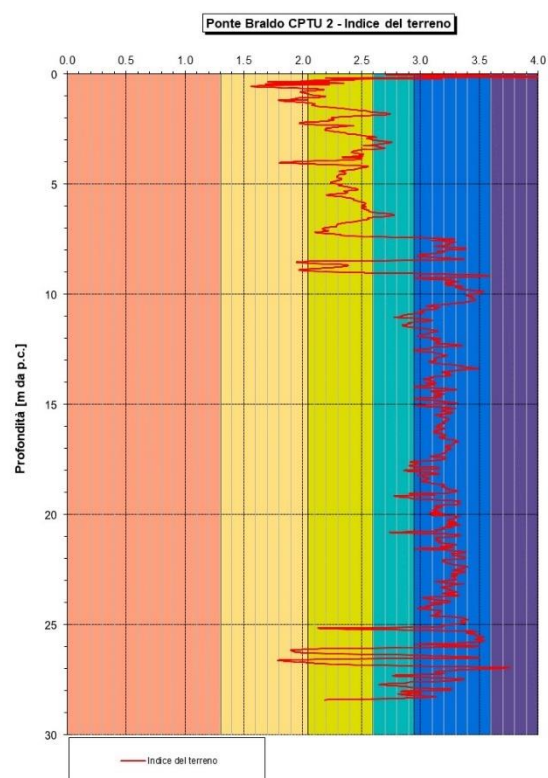
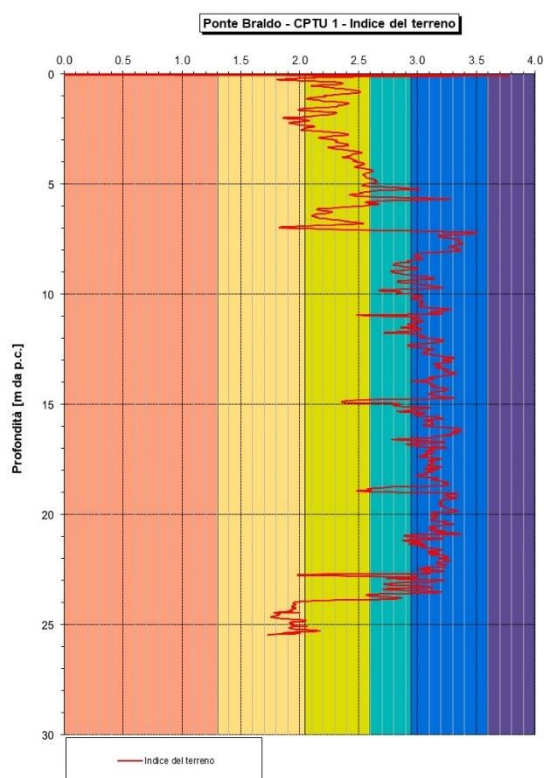
Asta – asse stradale

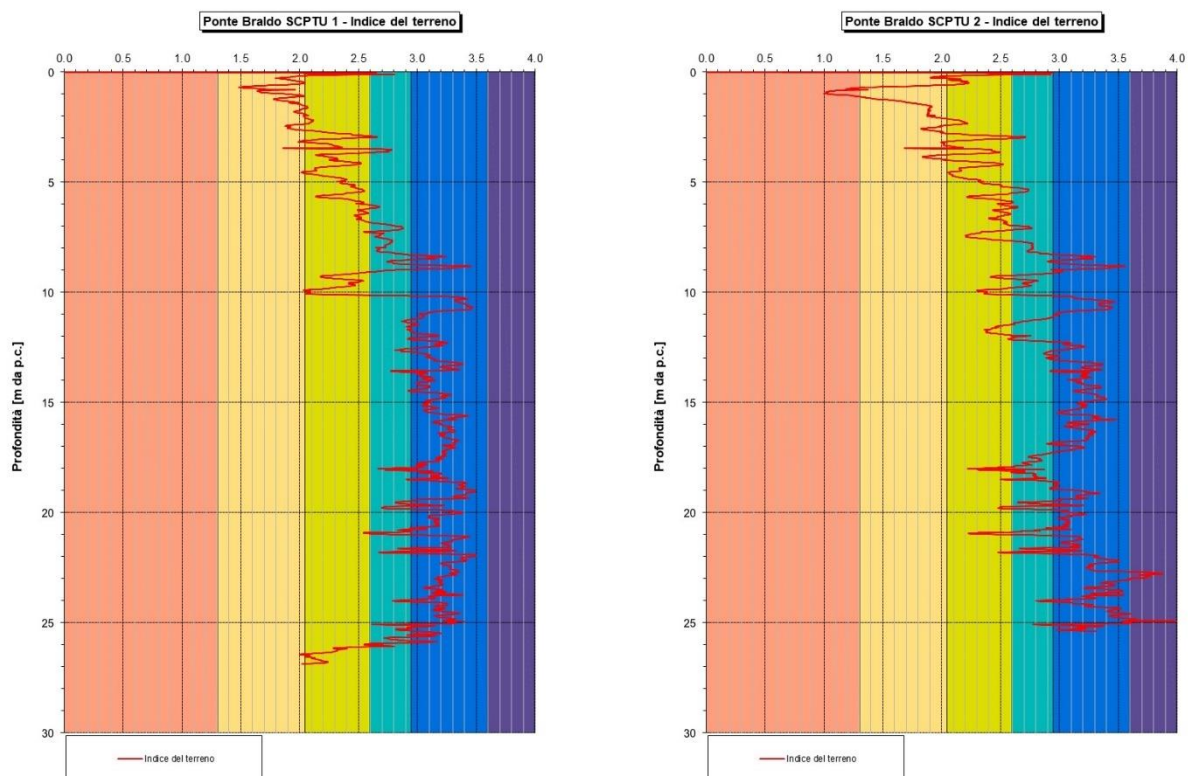


La stratigrafia è caratterizzata in superficie per i primi quattro metri da limi sabbiosi e sabbie limose per poi chiudersi fino alla massima profondità raggiunta dall'indagine con strati di natura coesiva con presenza a luoghi soprattutto oltre i 15m di limi sabbiosi e spessori decimetrici di sabbie.

La falda durante le indagini è stata intercettata ad una profondità variabile tra i 6.10 e i 6.50m.

Nuovo ponte

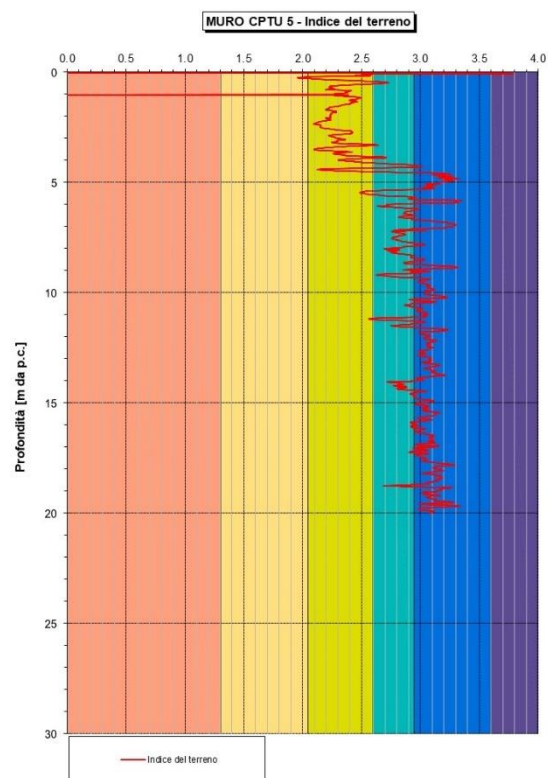
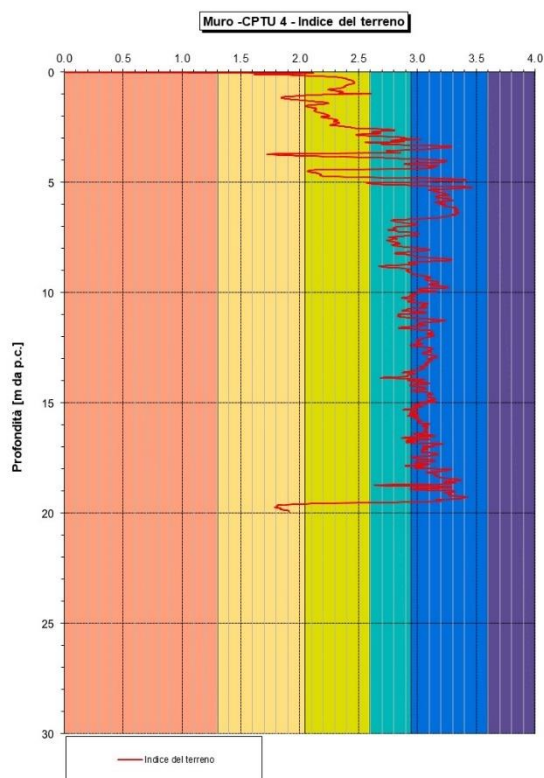




La stratigrafia è caratterizzata in superficie per i primi sette metri da limi sabbiosi e sabbie limose per poi continuare fino a circa venticinque metri di profondità con strati di natura coesiva con presenza a luoghi di interstrati di limi sabbiosi e sabbie limose – oltre tale profondità si riconosce la presenza di strati dalle marcate caratteristiche incoerenti (sabbie e ghiaie in matrice) ove la prova raggiunge il rifiuto strumentale.

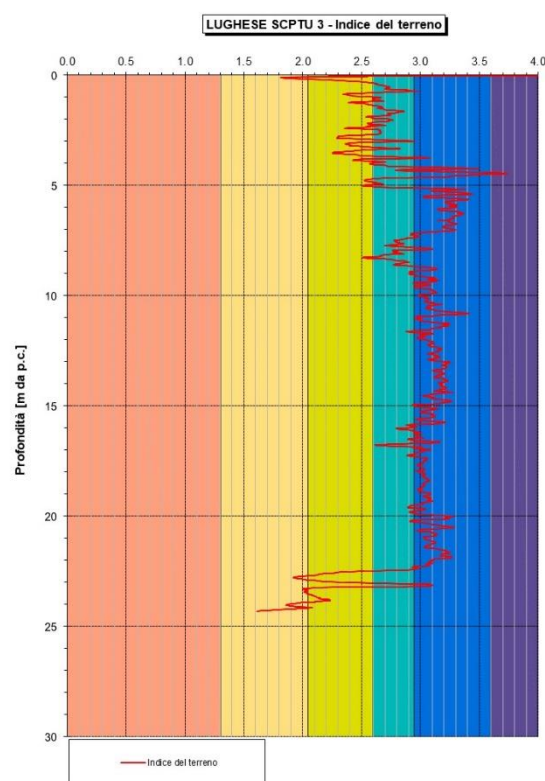
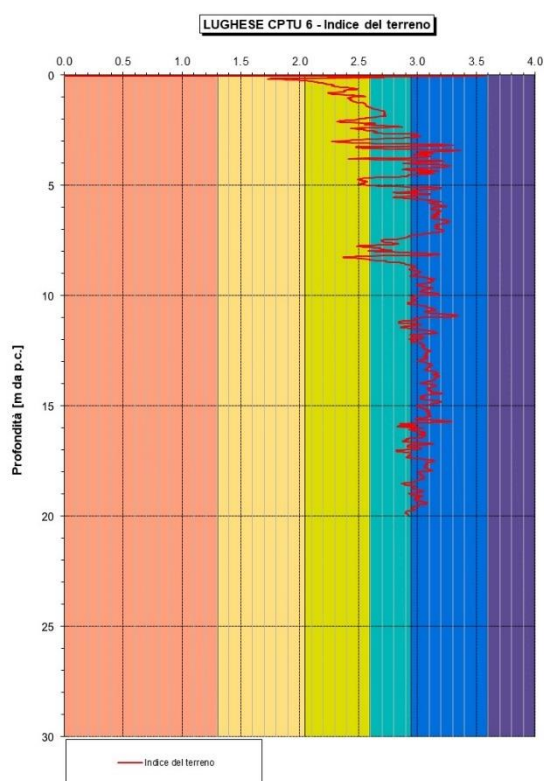
La falda durante le indagini è stata intercettata ad una profondità variabile tra i 6.30 e i 9.60m.

Zona Muro di sostegno



La stratigrafia è caratterizzata in superficie per i primi 5 metri da limi sabbiosi e sabbie limose per poi chiudersi fino alla massima profondità raggiunta dalle prove con strati di natura coesiva. Rispetto alle altre zone si può notare all'interno dello strato coesivo la mancanza di interstrati di limi sabbiosi e sabbie limose che caratterizzavano le zone precedenti.

La falda durante le indagini è stata intercettata ad una profondità variabile tra i 5.10 e i 6.00m.

Zona Rotonda Via Lughese

La stratigrafia è caratterizzata in superficie per i primi 5 metri da limi sabbiosi e sabbie limose per poi chiudersi fino alla massima profondità raggiunta dalle prove con strati di natura coesiva.

Si può notare

Rispetto alle altre zone si può notare all'interno dello strato coesivo la mancanza di interstrati di limi sabbiosi e sabbie limose che caratterizzavano le zone precedenti.

La falda durante le indagini è stata intercettata ad una profondità variabile tra i 4.50 e i 4.70m.

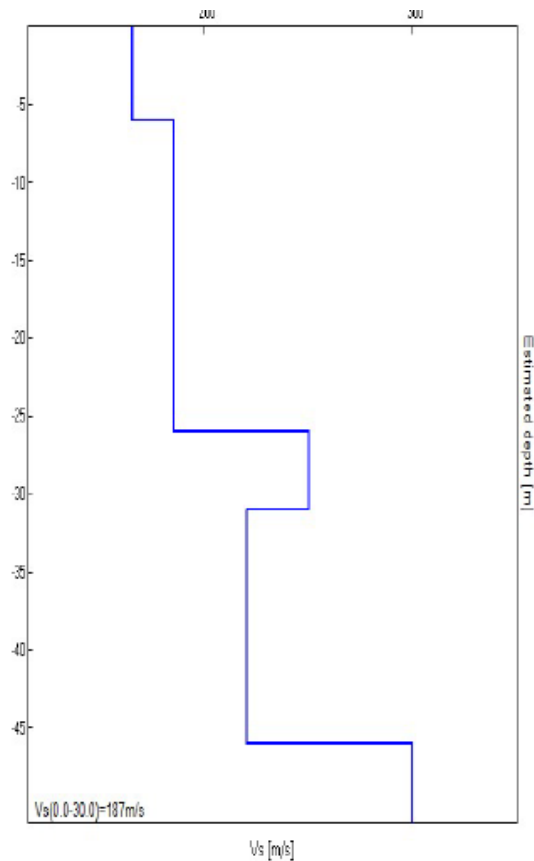
In **estrema sintesi** in termini stratigrafici si può evidenziare quanto segue:

1. La stratigrafia sull'intero sviluppo del progetto è caratterizzata dalla presenza in superficie di limi sabbiosi e sabbie limose seguiti da orizzonti di natura coesiva all'interno dei quali vi è la presenza di interstrati da centimetrici a decimetrici di materiale più incoerente che favoriscono nei confronti di eventuali sovrappressioni indotte da carichi esterni la favorevole dissipazione. A circa 25m di profondità esiste uno strato incoerente caratterizzato da sabbie e ghiaie in matrice limoso sabbiosa. Si nota che da circa la sezione A66 (inizio muro di sostegno) e fino alla rotonda di Via Lughese le intercalazioni di materiale più incoerente all'interno dello strato coesivo profondo diminuiscono con conseguenze prevalenza di caratteristiche non drenate su quelle drenate nei confronti della dissipazione di eventuali sovrappressioni.

5.1.2 Indagini sismiche

In analogia a quanto precedentemente riportato per le indagini tradizionali nel seguito per le singole zone di discretizzazione del progetto si riportano i risultati delle indagini sismiche e i principali risultati conseguenti ad esse.

Zona Rotonda di Via Zignola

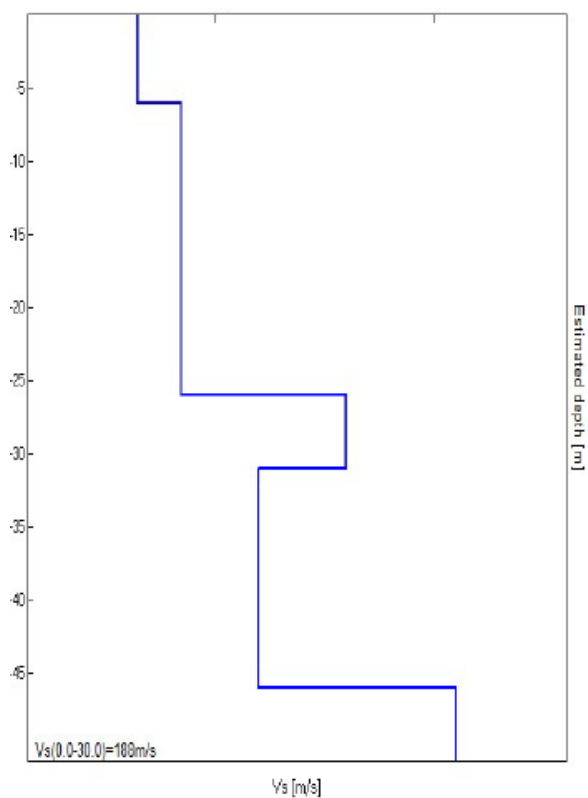


HVSR1:

$V_{s,30} = 187 \text{ m/sec}$

Terreno tipo C

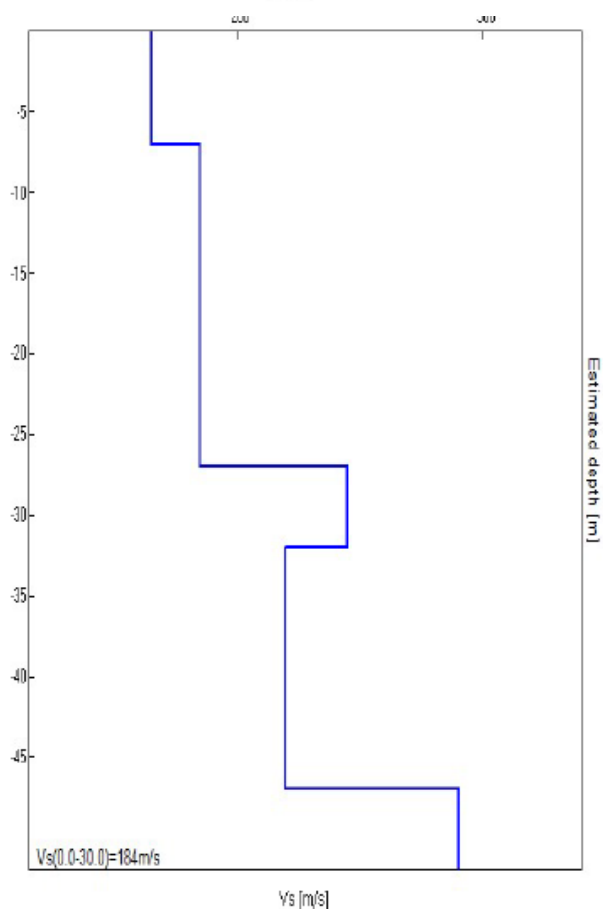
Asta – asse stradale



HVSR2:

$V_{s,30} = 185 \text{ m/sec}$

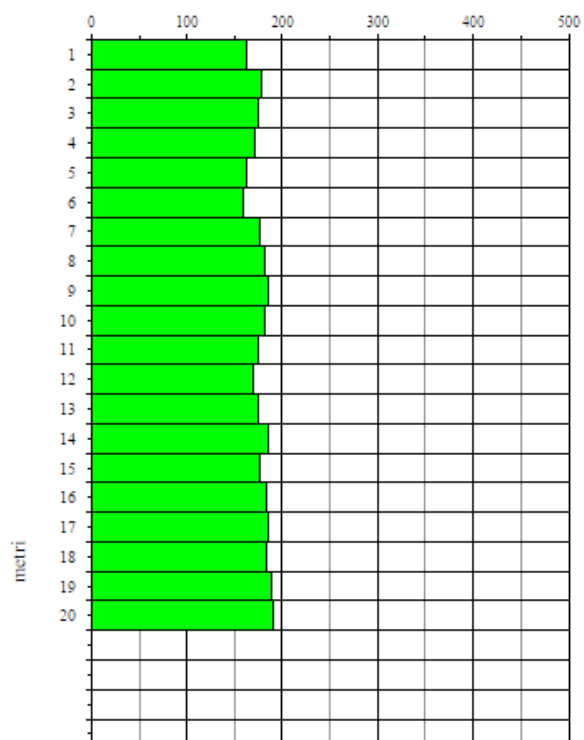
Terreno tipo C



HVSR3:

$V_{s,30} = 184 \text{ m/sec}$

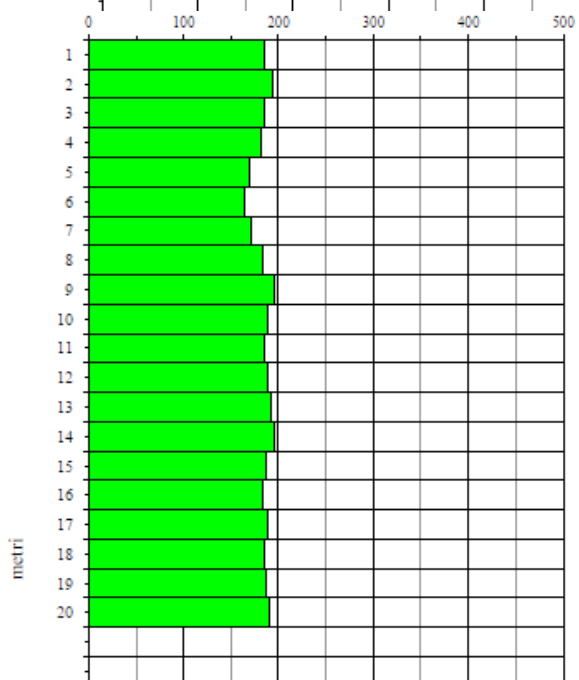
Terreno tipo C



SCPTU1:

$V_{s,20} = 177$ m/sec

Terreno tipo C

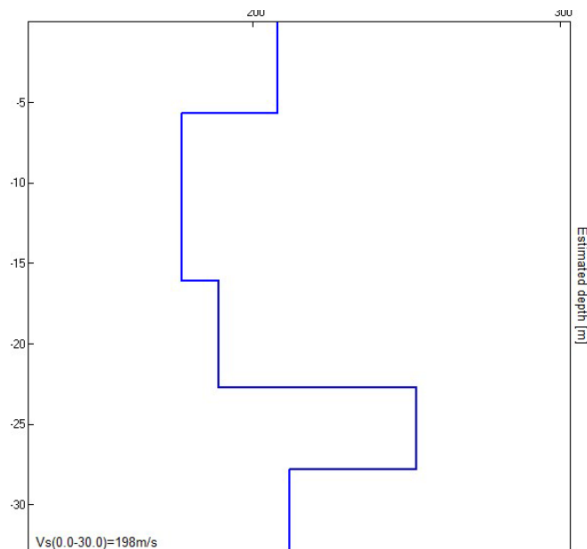


SCPTU2:

$V_{s,20} = 184$ m/sec

Terreno tipo C

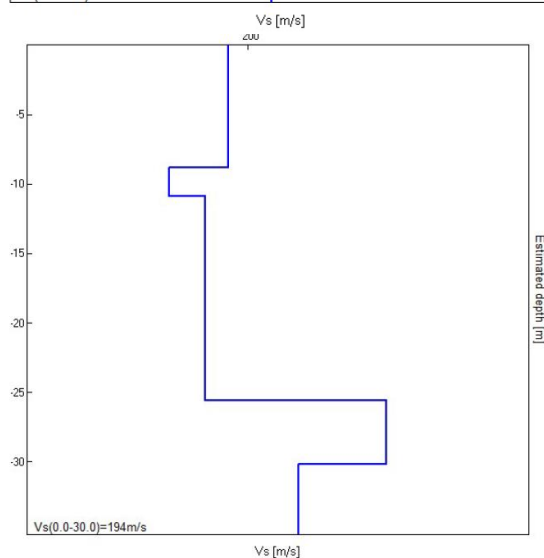
Nuovo ponte



MASW1:

$V_{s,30} = 198 \text{ m/sec}$

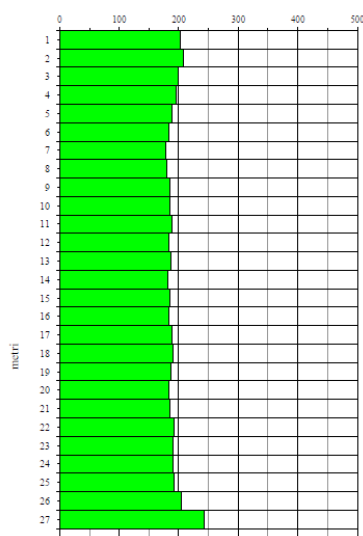
Terreno tipo C



MASW2:

$V_{s,30} = 194 \text{ m/sec}$

Terreno tipo C

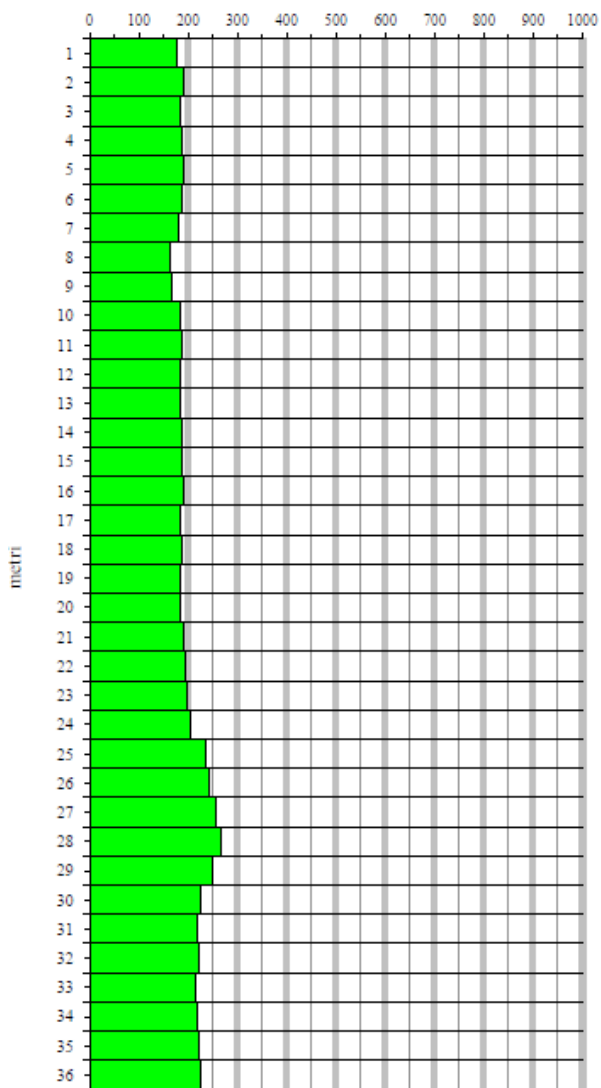


SCPTU1:

$V_{s,27} = 191 \text{ m/sec}$

Terreno tipo C

La prova **SCPTU 2** non è stata eseguita con cono sismico pertanto gli andamenti delle Vs e delle Vp non sono stati determinati - si sono eseguite solo determinazione delle grandezze tramite punta elettrica tradizionale.

**S3 – down hole**

$V_{s,30} = 195 \text{ m/sec}$

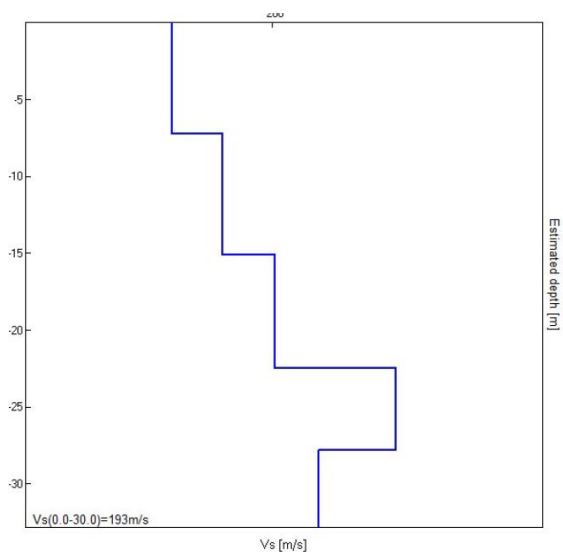
Terreno tipo C

Il sondaggio S3 previsto in corrispondenza del ponte è stato eseguito a distruzione ed è stato eseguito all'interno del foro di perforazione la prova Down Hole.

Zona Muro di sostegno

Nella zona ove è previsto il muro di sostegno non è stata eseguita alcuna indagine di tipo geofisico.

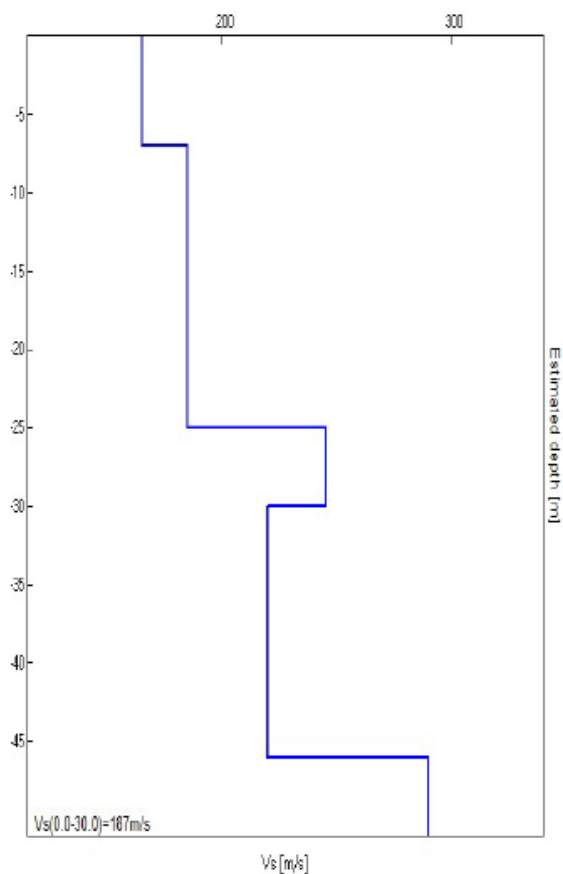
Zona Rotonda Via Lughese



MASW3:

$V_{s,30} = 193 \text{ m/sec}$

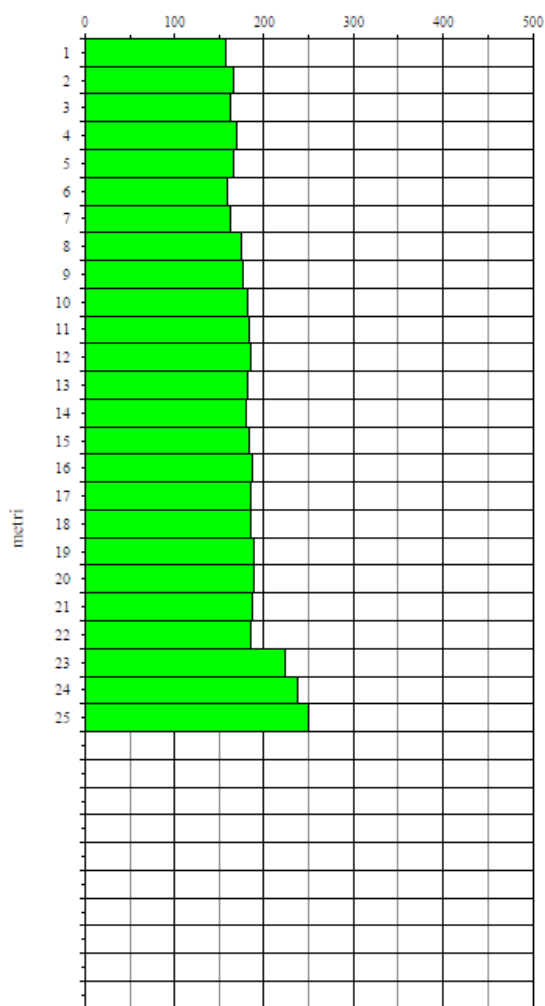
Terreno tipo C



HVSR4:

$V_{s,30} = 187 \text{ m/sec}$

Terreno tipo C

**SCPTU3:** $V_{s,25} = 182 \text{ m/sec}$

Terreno tipo C

A commento di quanto riportato in precedenza si può specificare come tutte le indagini individuino per la totalità dei terreni oggetto dell'intervento in riferimento alla classificazione contenuta nelle NTC2018 un terreno tipo **C**.

5.1.3 Falda

Durante l'esecuzione delle prove in situ sono stati installati nei fori dei due sondaggi S1 ed S2 eseguiti in corrispondenza del nuovo ponte due piezometri a tubo aperto.

La campagna di lettura eseguita fornisce un livello della falda ipogea presente alla profondità massima di circa 6.00m da piano campagna.

Nella zona di C. Sintoni sono presenti n.2 pozzi che forniscono un valore di profondità della falda ipogea di circa 5.00m perfettamente in linea con quello evidenziato dai due piezometri installati durante la campagna di indagine.

6 Caratterizzazione stratigrafica

La caratterizzazione stratigrafica ha tenuto in considerazione i risultati disponibili alla data di redazione della qui presente.

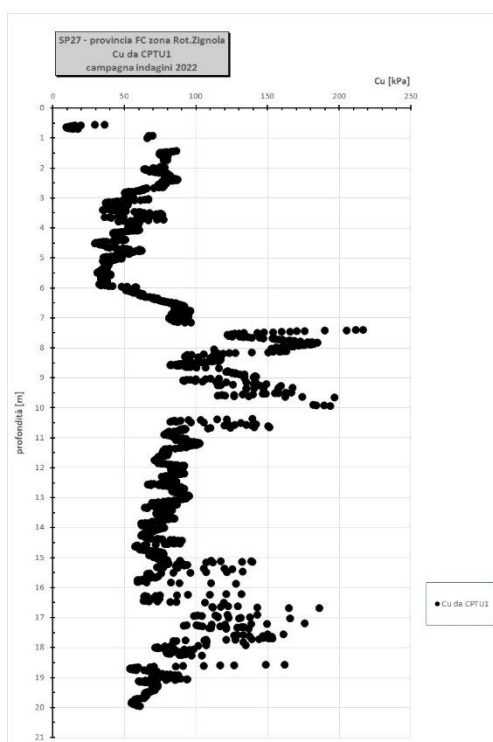
Si specifica che i risultati delle prove di laboratorio alla data di redazione della qui presente **non sono disponibili**, pertanto, la caratterizzazione geotecnica eseguita è conseguente ai risultati delle prove in sito e nel caso eventuale fosse necessario l'adozione di parametri per interstrati ove non vi siano dei dati di investigazione diretta si è fatto riferimento necessariamente all'esperienza degli scriventi su terreni analoghi adottando parametri ritenuti medi cautelativi del fenomeno analizzato.

Nel seguito per le zone di discretizzazione dell'intervento si riportano in funzione della profondità gli andamenti delle principali grandezze geotecniche utilizzate nelle elaborazioni.

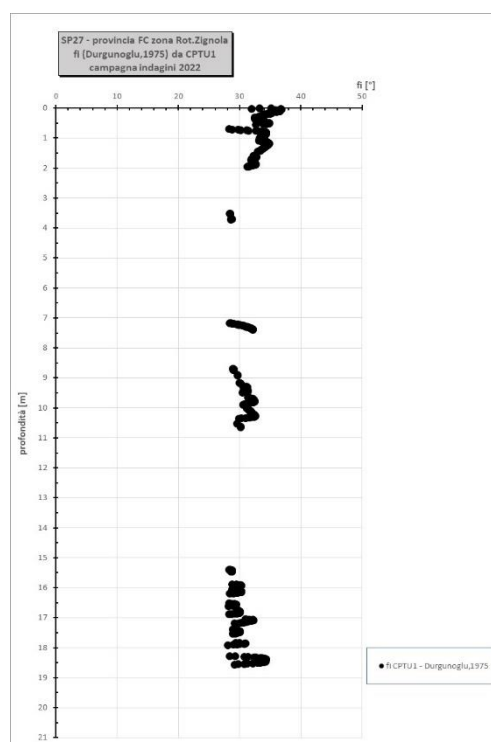
In particolare:

- Coesione non drenata;
- Angolo di attrito per unità incoerenti;
- M (*constrained modulus*) per unità coesive;
- E_{Young} per unità a carattere incoerente.

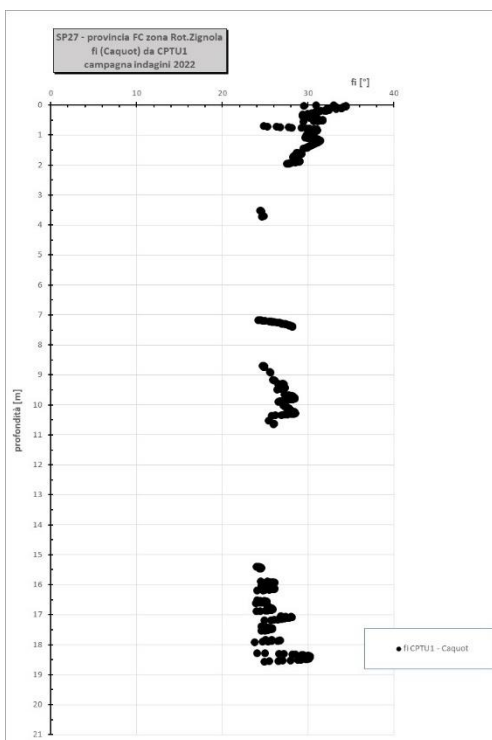
Zona Rotonda di Via Zignola



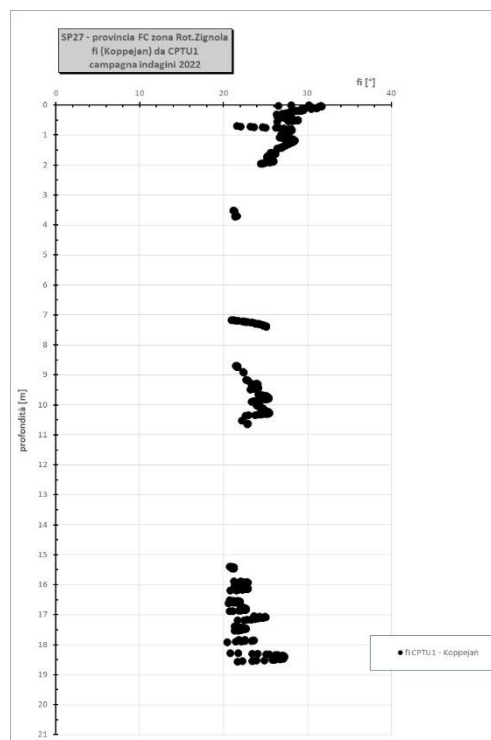
Coesione non drenata



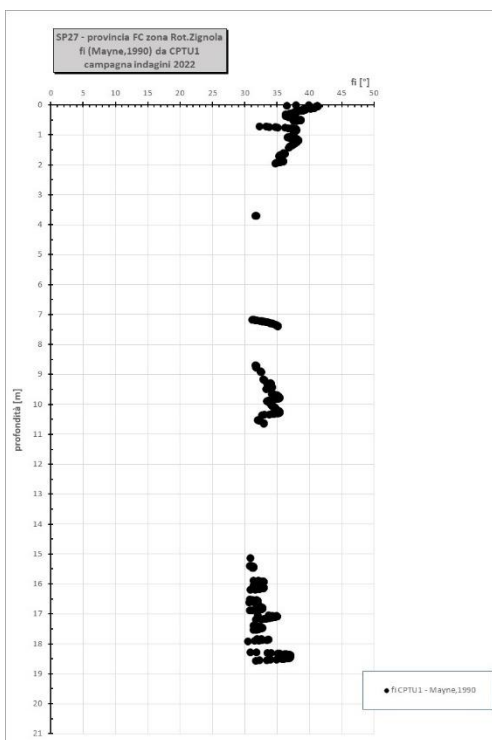
Ang. di attrito incoerenti da Durgunoglu



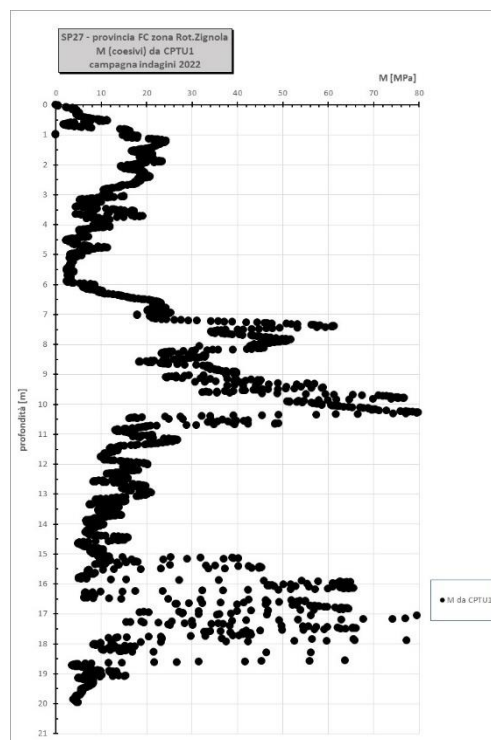
Ang. di attrito incoerenti da Caquot



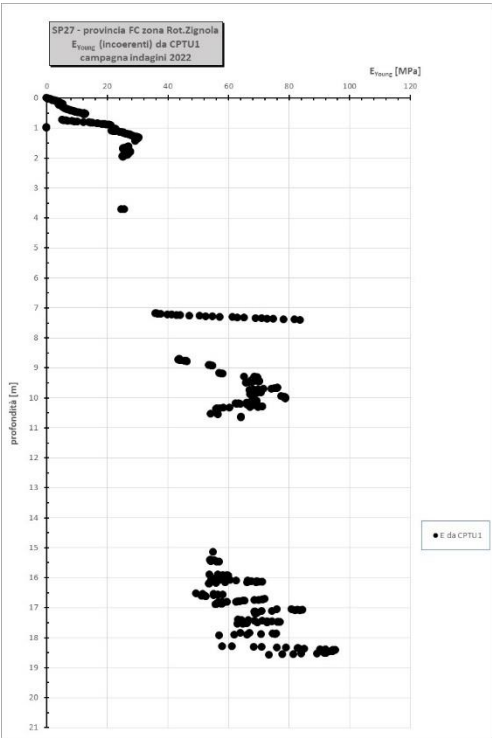
Ang. di attrito incoerenti da Koppejan



Ang. di attrito incoerenti da Mayne



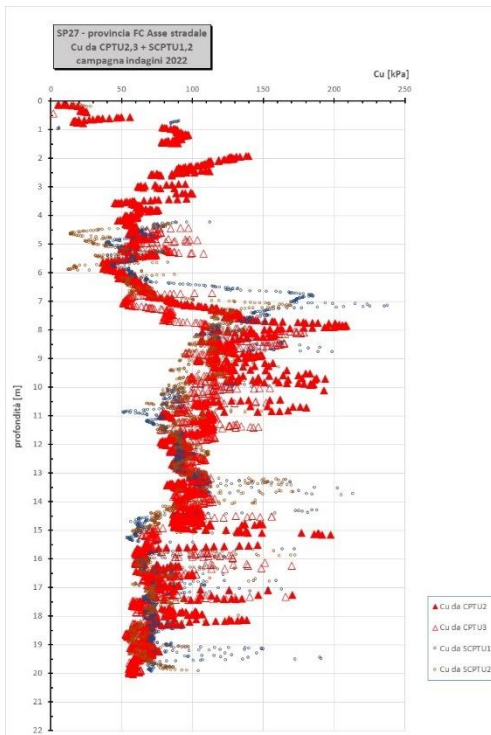
M (coesivi) da Mitchell e Gardner



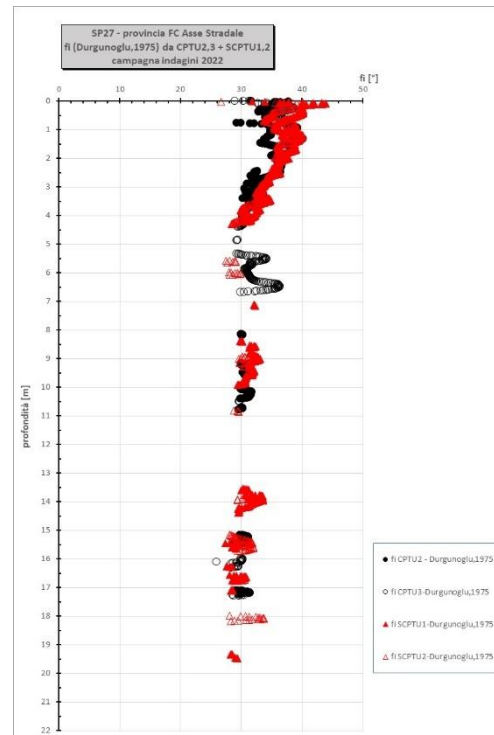
E_{Young} (incoer) da Robertson

Figure 6-1: Zona rotonda di via Zignola – andamento principali grandezze geotecniche

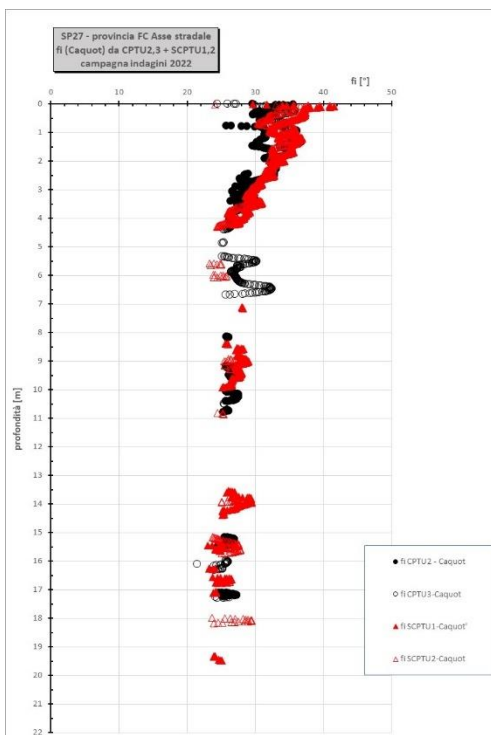
Asta – asse stradale



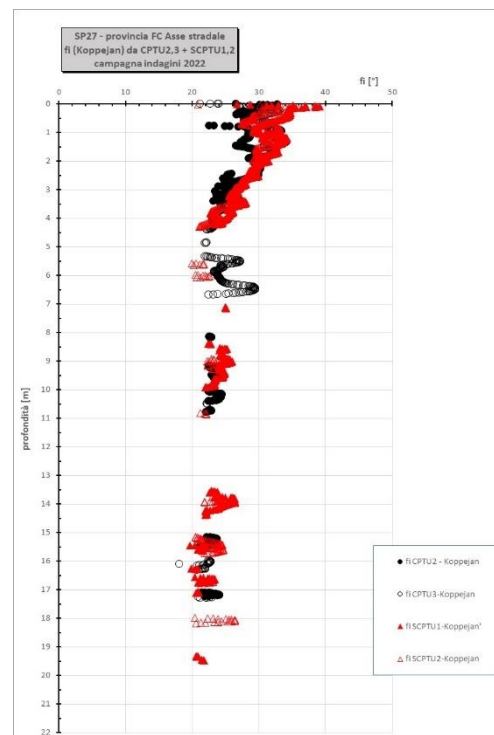
Coesione non drenata



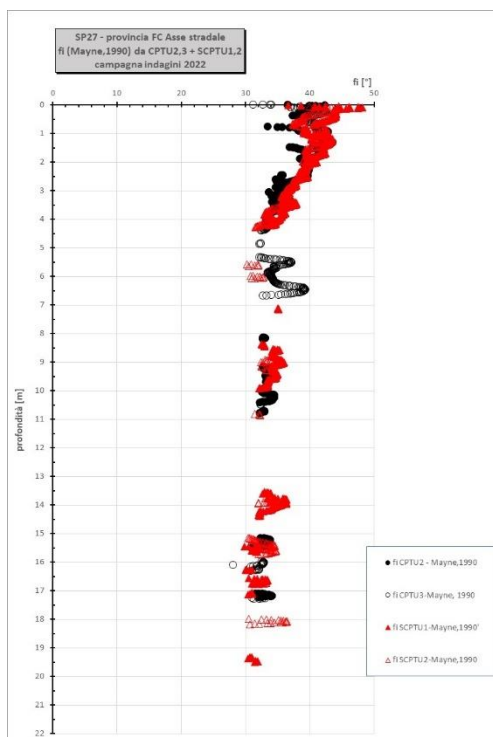
Ang. di attrito incoerenti da Durgunoglu



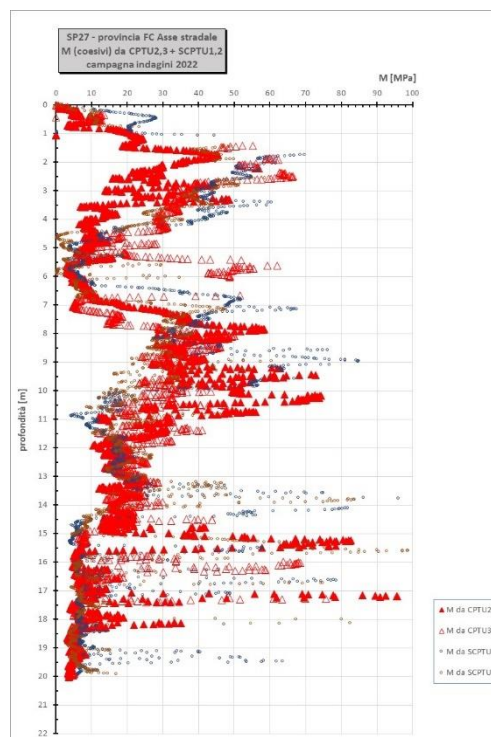
Ang. di attrito incoerenti da Caquot



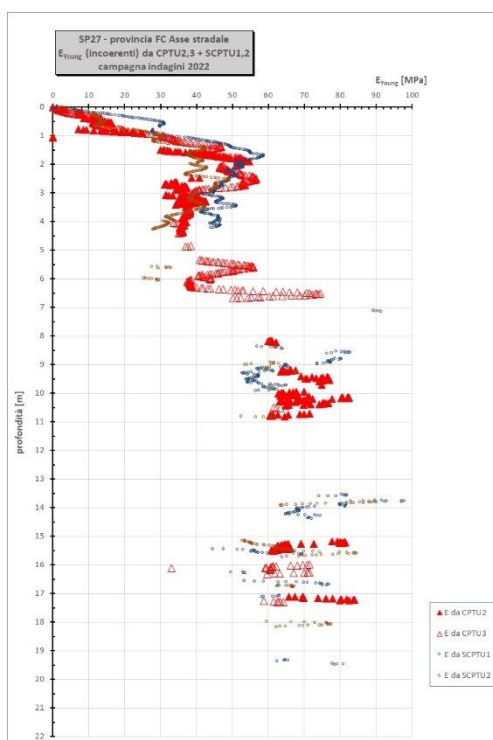
Ang. di attrito incoerenti da Koppejan



Ang. di attrito incoerenti da Mayne



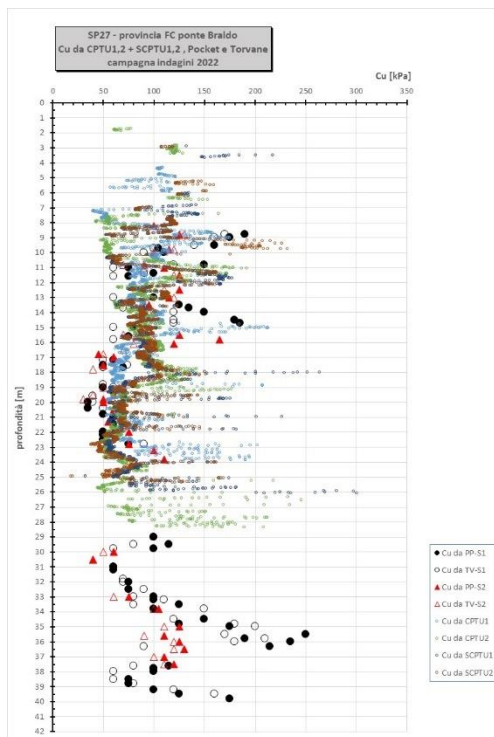
M (coesivi) da Mitchell e Gardner



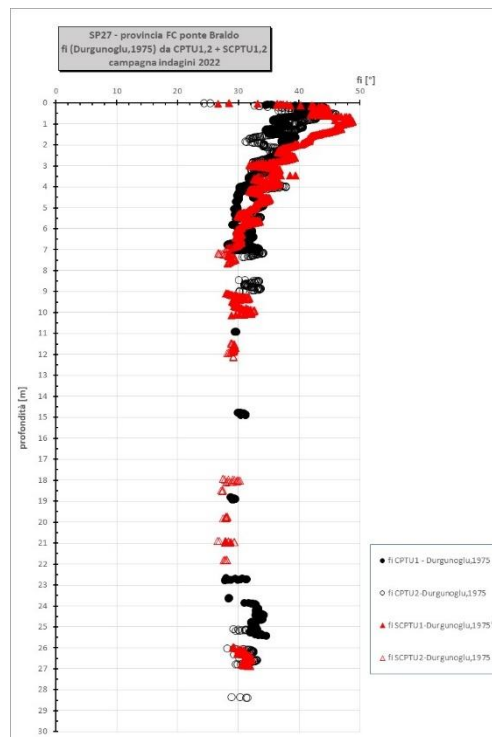
E_{Young} (incoer) da Robertson

Figure 6-2: Zona asse stradale di progetto – andamento principali grandezze geotecniche

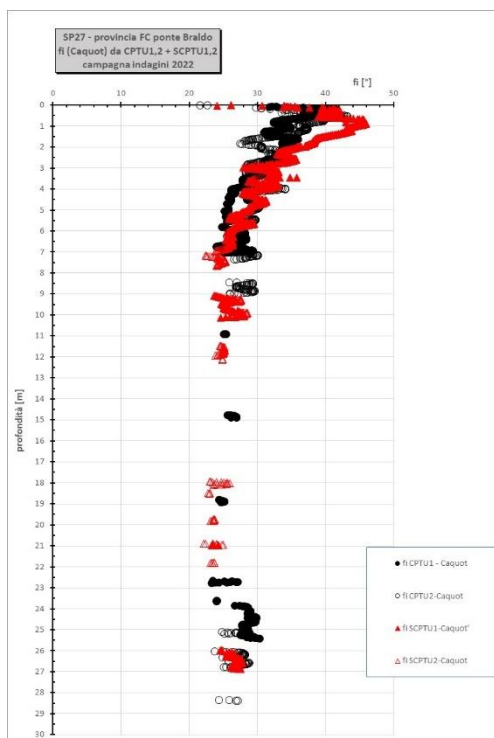
Nuovo ponte



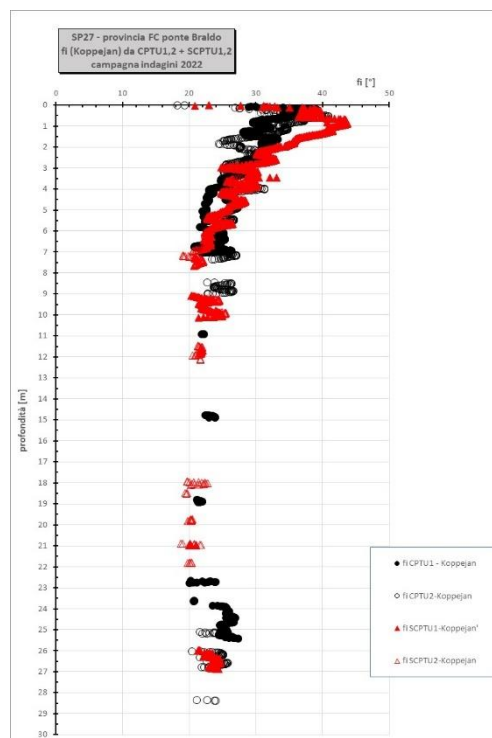
Coesione non drenata



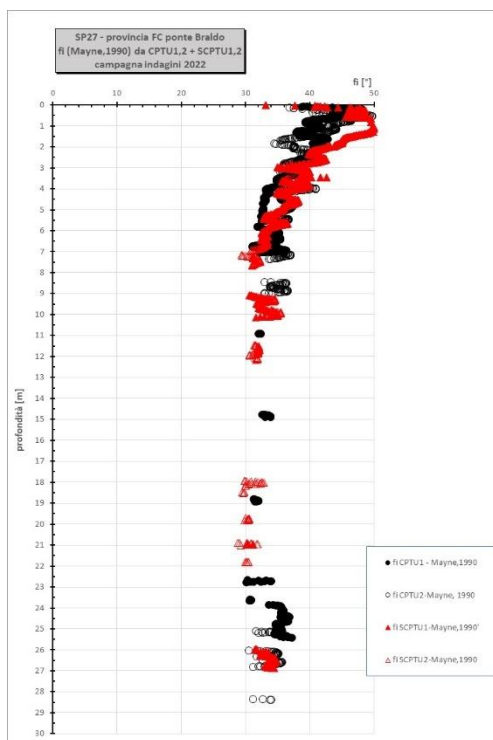
Ang. di attrito incoerenti da Durgunoglu



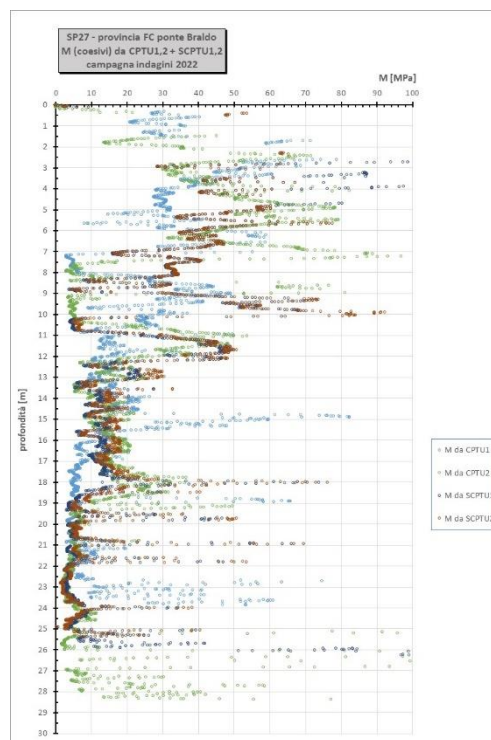
Ang. di attrito incoerenti da Caquot



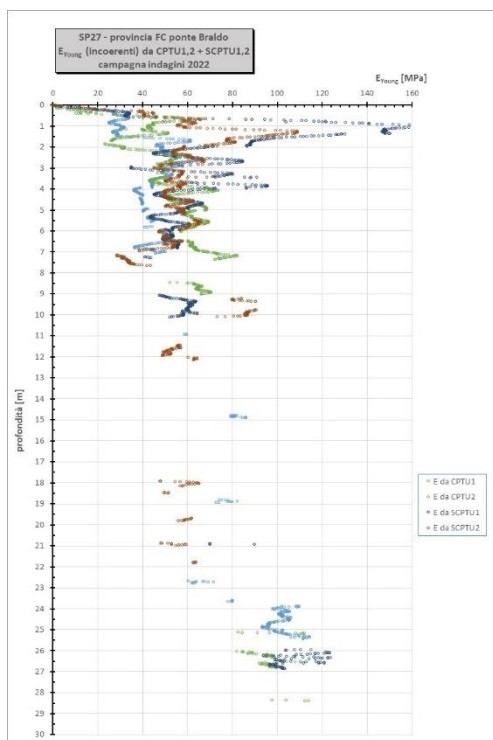
Ang. di attrito incoerenti da Koppejan



Ang. di attrito incoerenti da Mayne



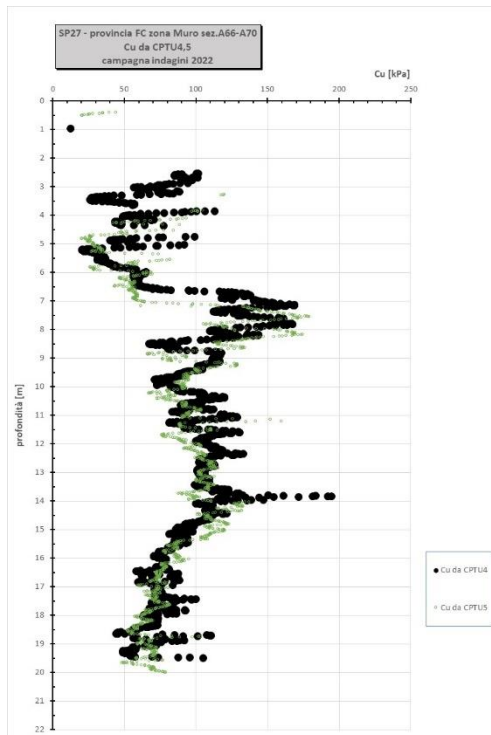
M (coesivi) da Mitchell e Gardner



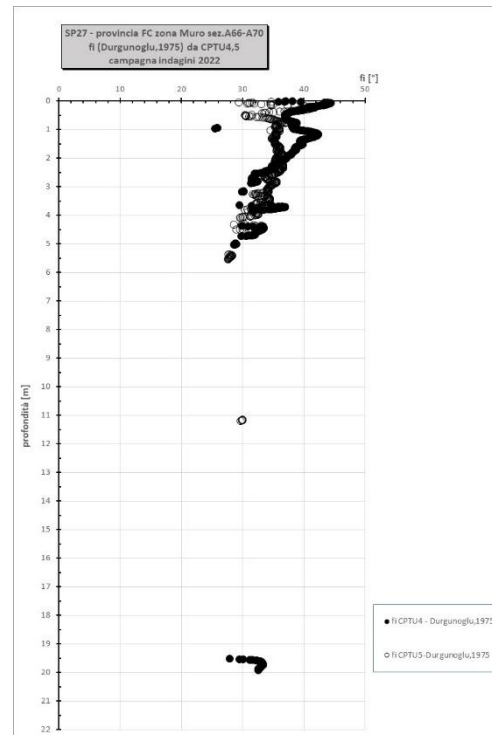
E_{Young} (incoer) da Robertson

Figure 6-3: Zona Nuovo Ponte – andamento principali grandezze geotecniche

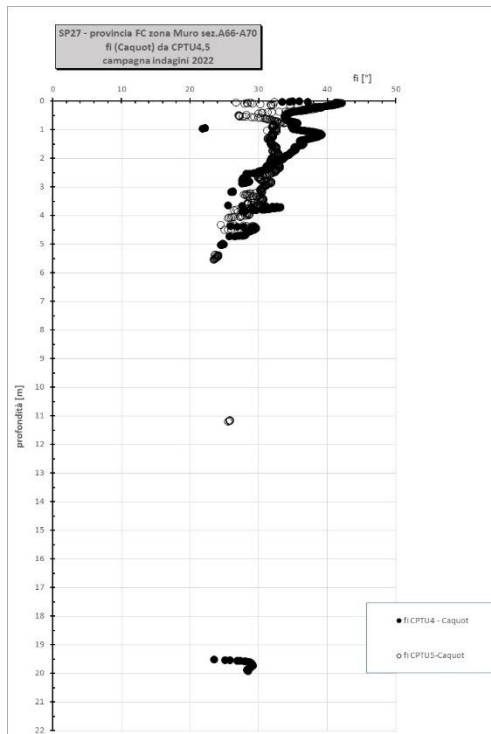
Zona Muro di sostegno



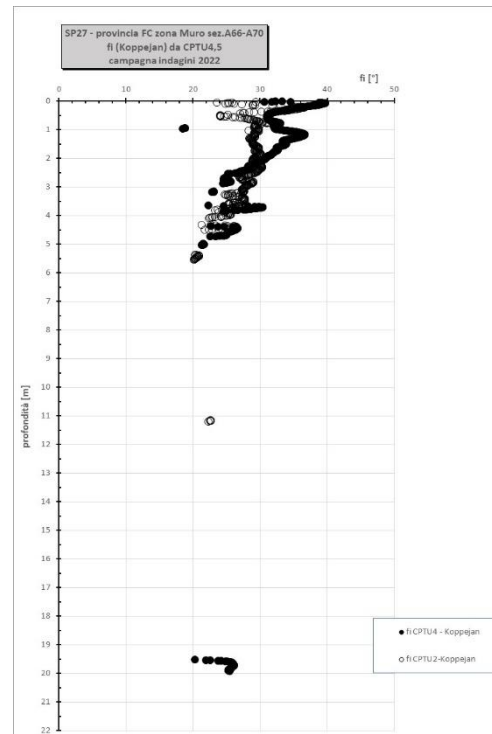
Coesione non drenata



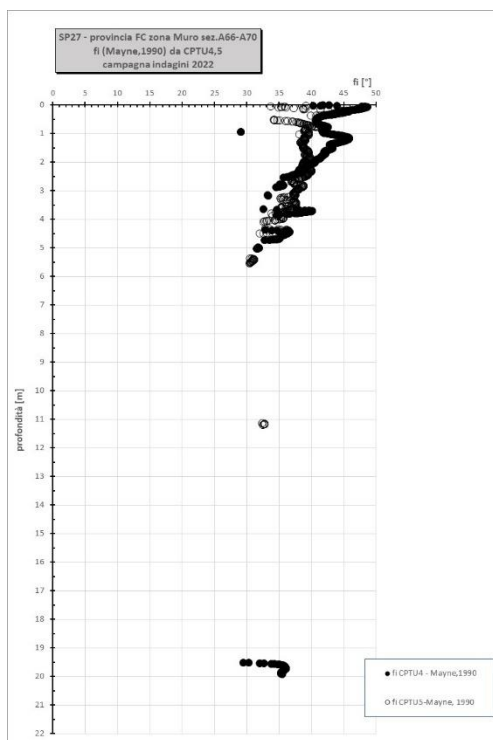
Ang. di attrito incoerenti da Durgunoglu



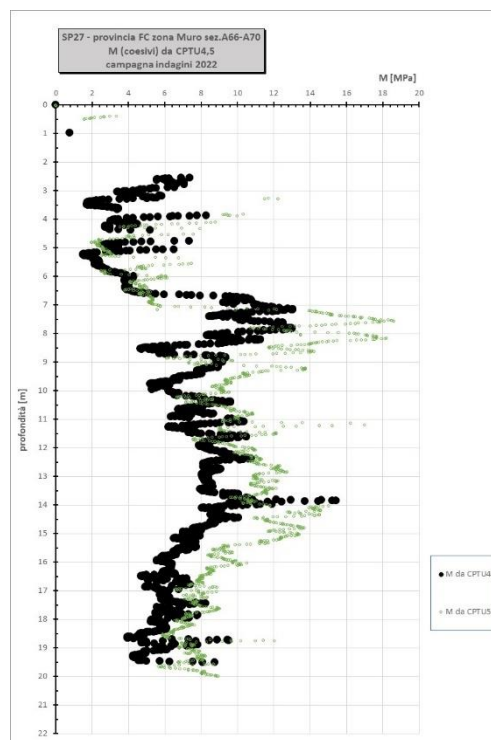
Ang. di attrito incoerenti da Caquot



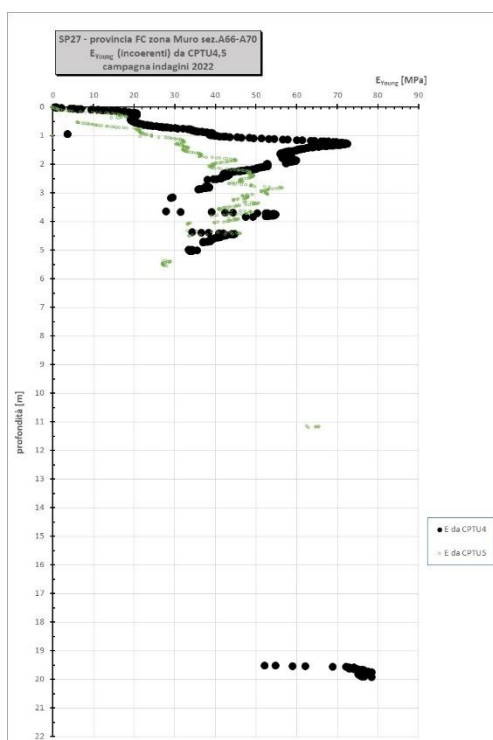
Ang. di attrito incoerenti da Koppejan



Ang. di attrito incoerenti da Mayne



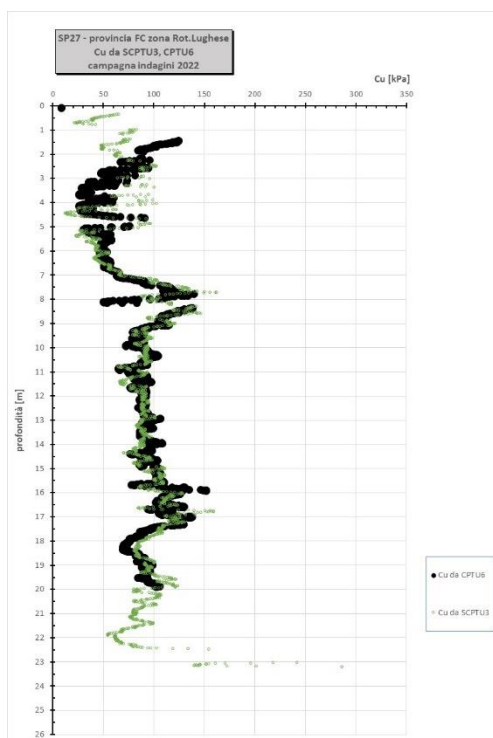
M (coesivi) da Mitchell e Gardner



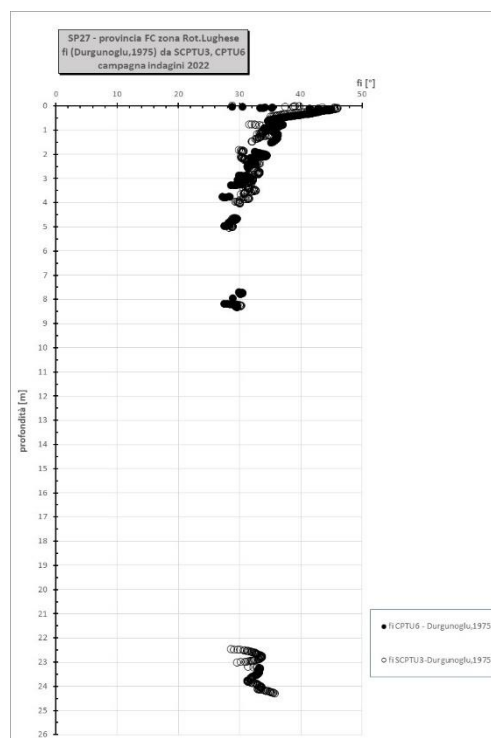
E_{Young} (incoer) da Robertson

Figure 6-4: Zona Muro di sostegno sez.A66-A70 – andamento principali grandezze geotecniche

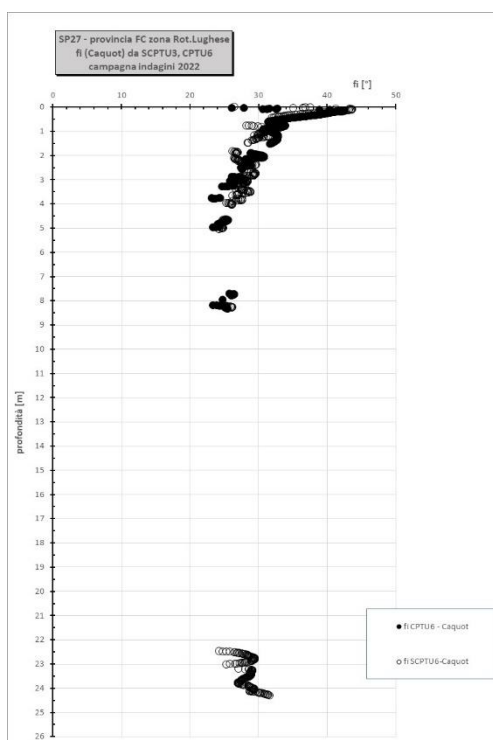
Zona Rotonda Via Lughese



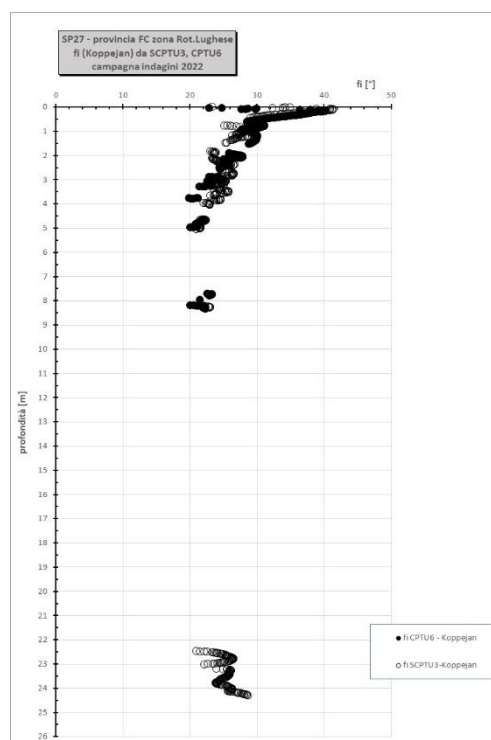
Coesione non drenata



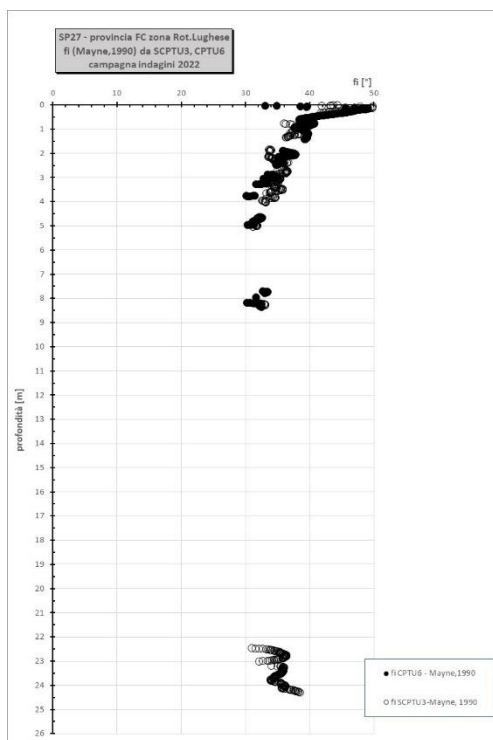
Ang. di attrito incoerenti da Durgunoglu



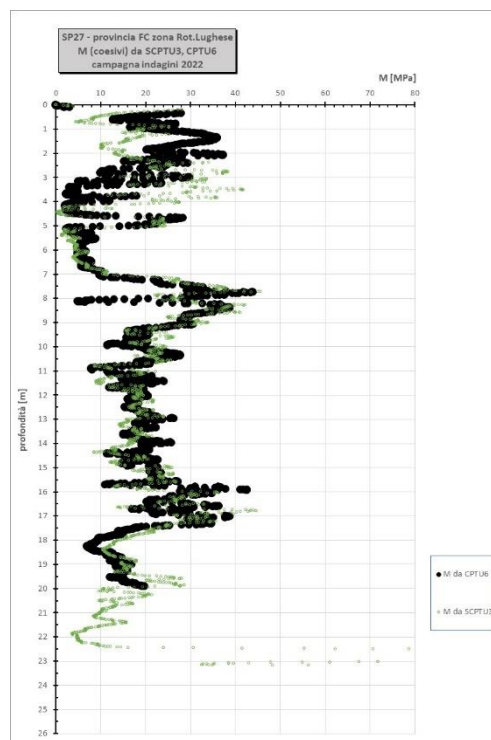
Ang. di attrito incoerenti da Caquot



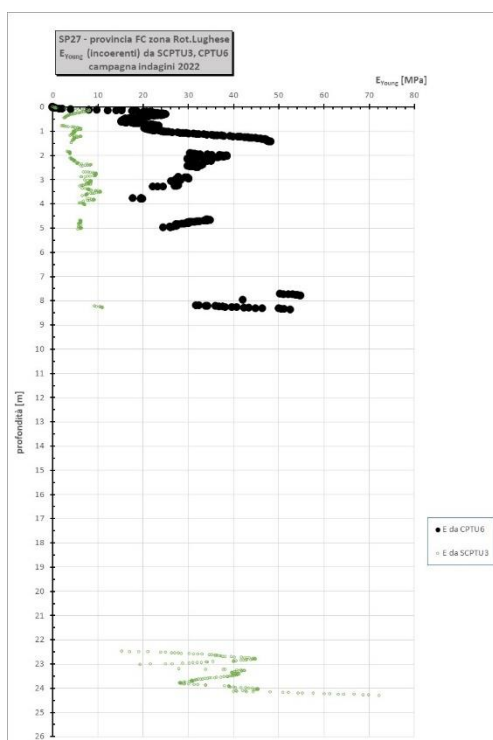
Ang. di attrito incoerenti da Koppejan



Ang. di attrito incoerenti da Mayne



M (coesivi) da Mitchell e Gardner



E_{Young} (incoer) da Robertson

Figure 6-5: Zona Rotonda Via Lughese – andamento principali grandezze geotecniche

7 Stratigrafie

Di seguito per ogni zona di suddivisione del progetto si riportano in forma tabellare le stratigrafie in termini di suddivisione stratigrafica di profondità e di parametri geotecnici ritenuti medi cautelativi derivanti dalla caratterizzazione geotecnica riportata in precedenza e ove non disponibile una determinazione diretta del parametro da esperienze precedenti su situazioni analoghe.

Zona Rotonda di Via Zignola

Unità	Profondità [m]	γ [kN/mc]	Cu [kPa]	ϕ [°]	c' [kPa]	descrizione
	Da 0.00 a 2.00	18.50	50÷100	28÷32	2÷5	Limi sabbiosi a luoghi sabbia (drenato)
	Oltre i 5.00	18.50	50÷130	24÷26	4÷8	Argilla (non drenato)

La profondità della falda ipogea è pari a 4.70m da piano di campagna quindi non in grado di interagire con e opere in progetto.

Asta – asse stradale

Unità	Profondità [m]	γ [kN/mc]	Cu [kPa]	ϕ [°]	c' [kPa]	descrizione
	Da 0.00 a 2.00	18.50	50÷100	28÷32	2÷5	Limi sabbiosi a luoghi sabbia (drenato)
	Oltre i 5.00	18.50	50÷130	24÷26	4÷8	Argilla (non drenato)

La profondità della falda ipogea è pari a 6.00m da piano di campagna

Nuovo ponte

Considerando il fatto che da un punto di vista geologico sia in sponda Sx che in sponda Dx si trova la medesima successione stratigrafica si è **considerata la stratigrafia più cautelativa afferente alla Spalla B.**

Unità	Profondità [m]	γ [kN/mc]	Cu [kPa]	ϕ [°]	c' [kPa]	descrizione
	Da 0.00 a 2.00	19.00	----	32	5÷8	argine
	Da 2.00 a 9.30	18.50	70÷120	28÷32	2÷5	Limi sabbiosi a luoghi sabbia (drenato)
	Da 9.30 a 19.00	18.50	50÷100	---	---	Argilla (non drenato)
	Da 19.00 a 25.50	18.50	50÷80	20÷30	---	Alternanze limi e limi sabbiosi (drenato)
	Da 25.50 a 30.00	19.00	---	28÷35	---	Sabbie e ghiaie in matrice (drenato)
	Oltre i 30.00	19.00	80÷130	---	---	Argille (non drenato)

La profondità della falda ipogea è pari a 6.00m da piano di campagna

Zona Muro di sostegno

Unità	Profondità [m]	γ [kN/mc]	Cu [kPa]	ϕ [°]	c' [kPa]	descrizione
	Da 0.00 a 5.00	18.50	50÷100	28÷32	2÷5	Limi sabbiosi a luoghi sabbia (drenato)
	Oltre i 5.00	18.50	50÷130	24÷26	4÷8	Argilla (non drenato)

La profondità della falda ipogea è pari a 5.00m da piano di campagna quindi non in grado di interagire con e opere in progetto.

Zona Rotonda Via Lugheze

Unità	Profondità [m]	γ [kN/mc]	Cu [kPa]	ϕ [°]	c' [kPa]	descrizione
	Da 0.00 a 5.00	18.50	50÷100	28÷32	2÷5	Limi sabbiosi a luoghi sabbia (drenato)
	Oltre i 5.00	18.50	50÷130	24÷26	4÷8	Argilla (non drenato)

La profondità della falda ipogea è pari a 5.00m da piano di campagna.

8 Elaborazioni geotecniche

Di seguito si riportano i risultati delle elaborazioni condotte.

8.1 Nuovo ponte

È stato eseguito un calcolo di capacità portante per le fondazioni profonde dell'opera.

A tal proposito si ricorda che per quanto riguarda il nuovo ponte le pile verranno fondate su pali trivellati di grande diametro ($\varnothing = 1200$) mentre le spalle su diaframmi aventi spessore $D = 1000$.

Si rimanda agli elaborati grafici a corredo del progetto per ulteriori approfondimenti.

8.1.1 Capacità portante fondazioni profonde

Considerando la stratigrafia di calcolo riportata in precedenza e i documenti [1] e [5] a firma del Dott. Ricci si è eseguito un calcolo di capacità portante sia dei pali di grande diametro che dei diaframmi.

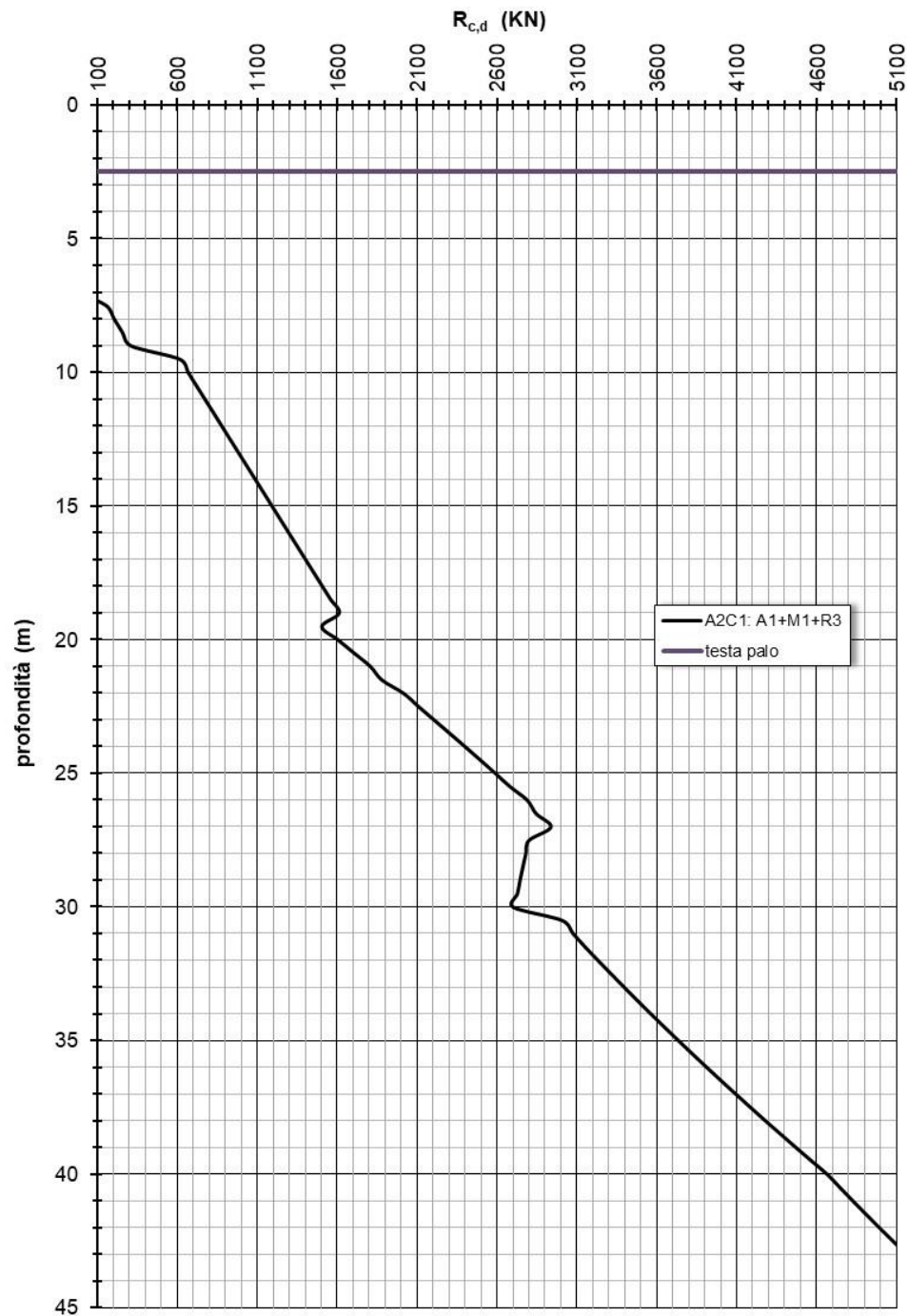
E' stato eseguito un calcolo considerando la seguente combinazione normativa: **A1+M1+R3**.

In riferimento alle pile considerando le quote di imposta dei plinti (sia delle spalle che delle pile) si può notare che dal piano campagna in fase finale esse siano poco diverse tra loro e comprese praticamente tra 2.00 e 2.90m. Il calcolo, di conseguenza, è stato eseguito per **una quota di imposta palo pari a 2.50m**.

In riferimento ai **diaframmi** il calcolo è stato eseguito per una quota di scavo pari a 4.50m (spalla A).

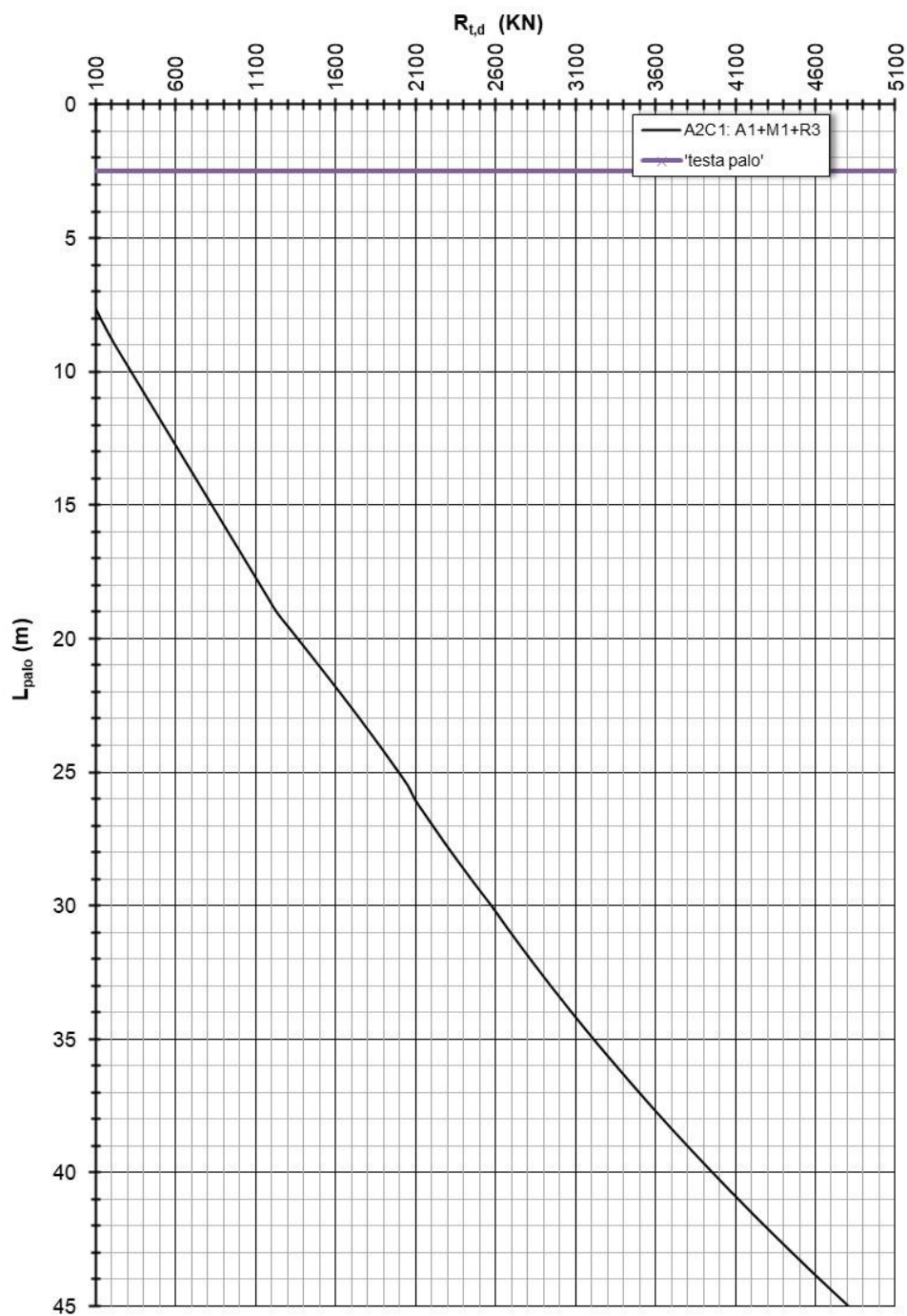
Si sono ottenute le curve di capacità portante sia a compressione che a trazione che sono riportate nelle figure seguenti.

Sp27 provincia Forlì Cesena - ponte Braldo - NTC del 14/01/2008 -
Capacità portante a compressione (caso sismico) - Pali trivellati Ø
1200mm



Compressione

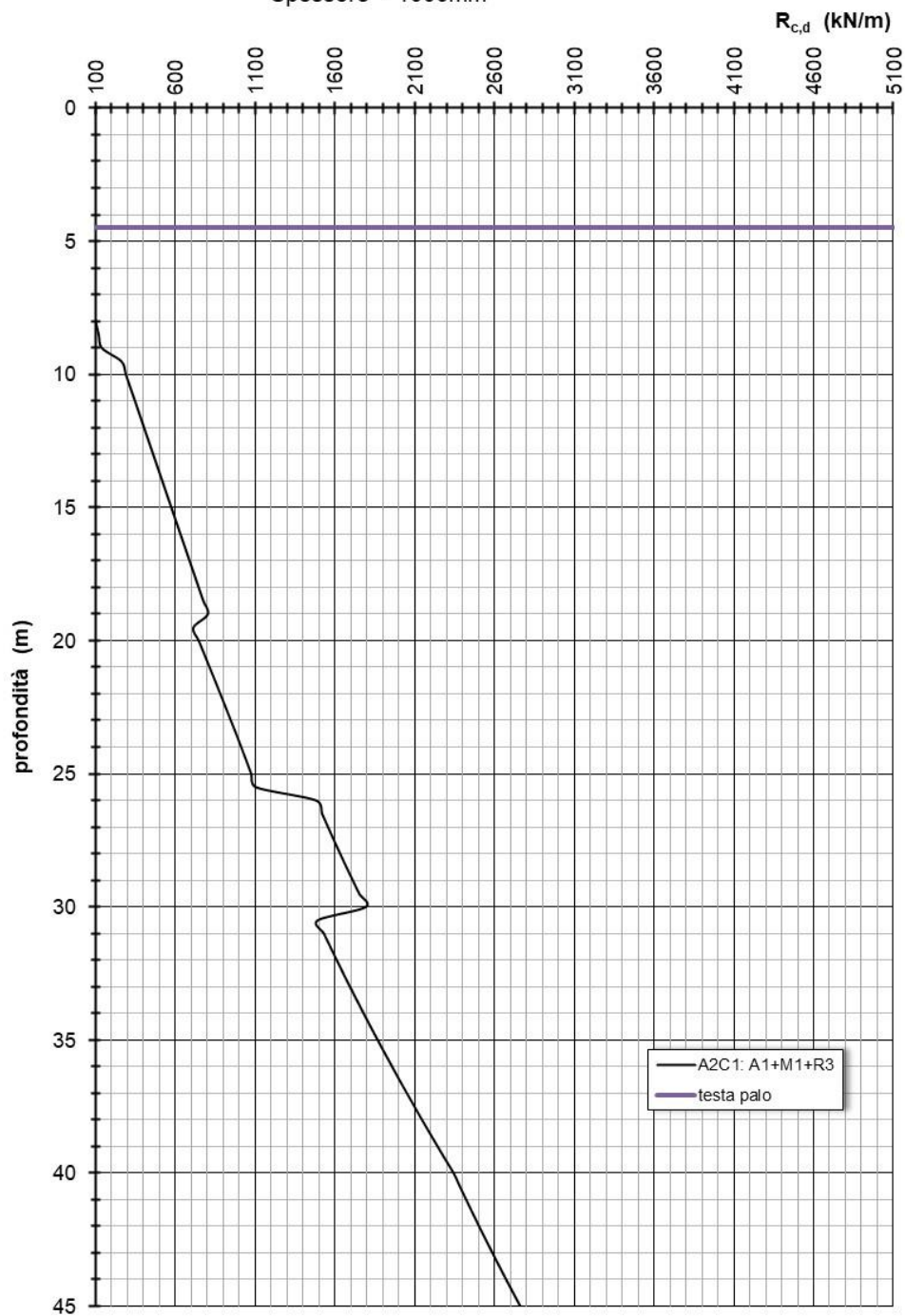
Sp27 provincia Forlì Cesena - ponte Braldo - NTC del 14/01/2008 -
Capacità portante a trazione (caso sismico) - Pali trivellati Ø 1200mm



trazione

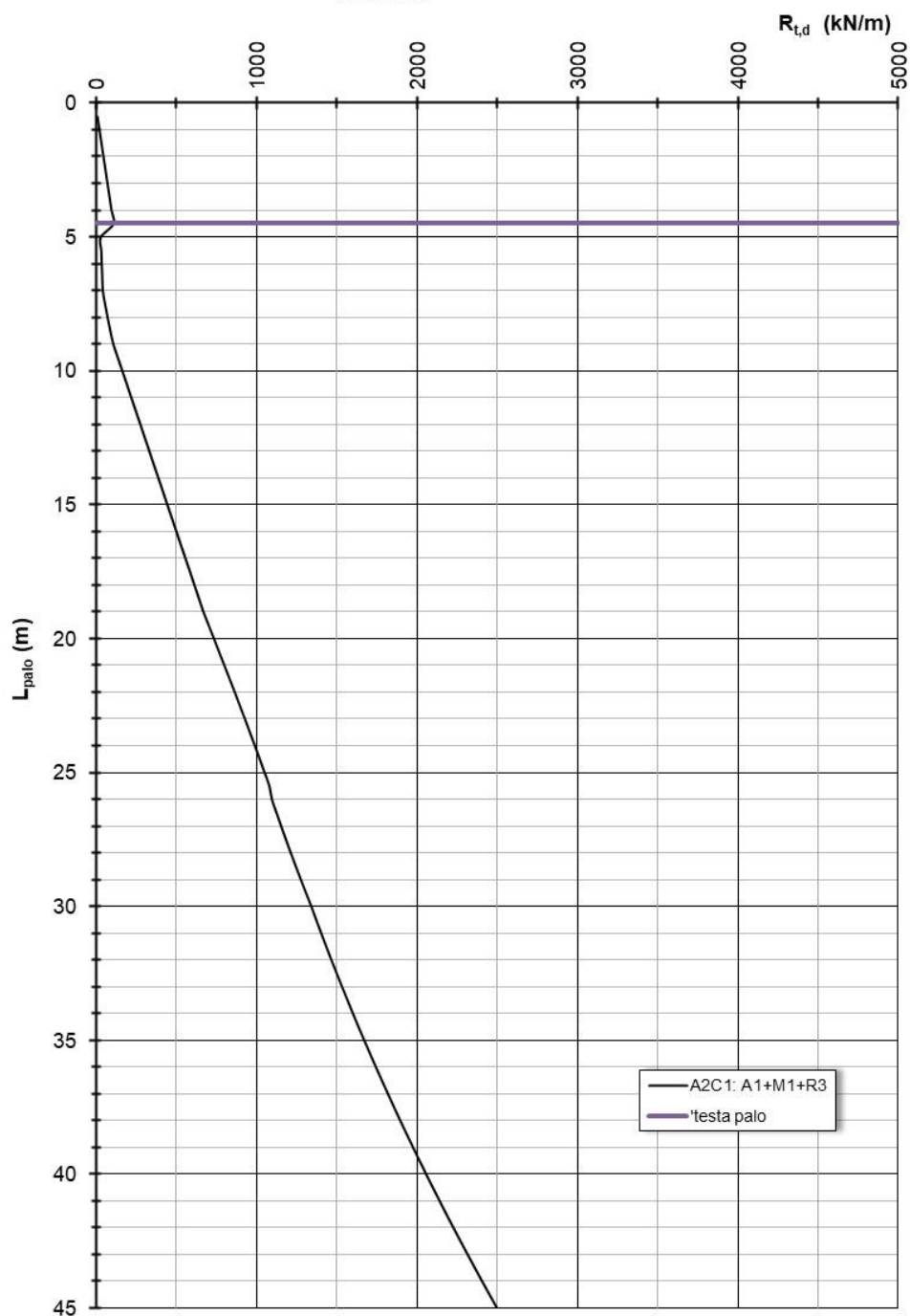
Figure 8-1: nuovo ponte sul torrente Montone - curve di capacità portante pali $d=1200$ mm

Sp27 provincia Forlì Cesena - ponte Braldo - NTC del 14/01/2008 -
Capacità portante a compressione (caso sismico) - Diaframmi
Spessore= 1000mm



Compressione

Sp27 provincia Forlì Cesena - ponte Braldo - NTC del 14/01/2008 -
Capacità portante a trazione (caso sismico) - Diaframmi Spessore=
1000mm



trazione

Figure 8-2: nuovo ponte sul torrente Montone - curve di capacità portante diaframmi $d=1000\text{mm}$

8.1.2 Stima del modulo di reazione orizzontale

La valutazione del modulo di reazione orizzontale E_s viene effettuata secondo il metodo del modulo tangente proposto da *Janbu*; la relazione tra tensioni e deformazioni è funzione di due parametri adimensionali α e m

$$E_s = m \cdot p_r \cdot (p_0/p_r)^\alpha$$

in cui:

- m è il parametro adimensionale che determina il modulo e dipende dal tipo di terreno (si vedano Figure 8-3 e Figure 8-4);
- p_r è il valore della pressione di riferimento fissato a 100kPa;
- p_0 è il valore della pressione a riposo, il valore di k_0 è calcolato con la formulazione di *Jaki*;
- α è il valore dell'esponente della parte 'tensionale' della formulazione e può assumere tre valori:
 - $\alpha=0.50$ se il terreno è puramente granulare;
 - $\alpha=0.75$ se il terreno è limoso;
 - $\alpha=1.00$ se il terreno è argilloso.

Il modulo di reazione orizzontale del terreno E_s è calcolato per mezzo metro di profondità di elemento strutturale di fondazione.

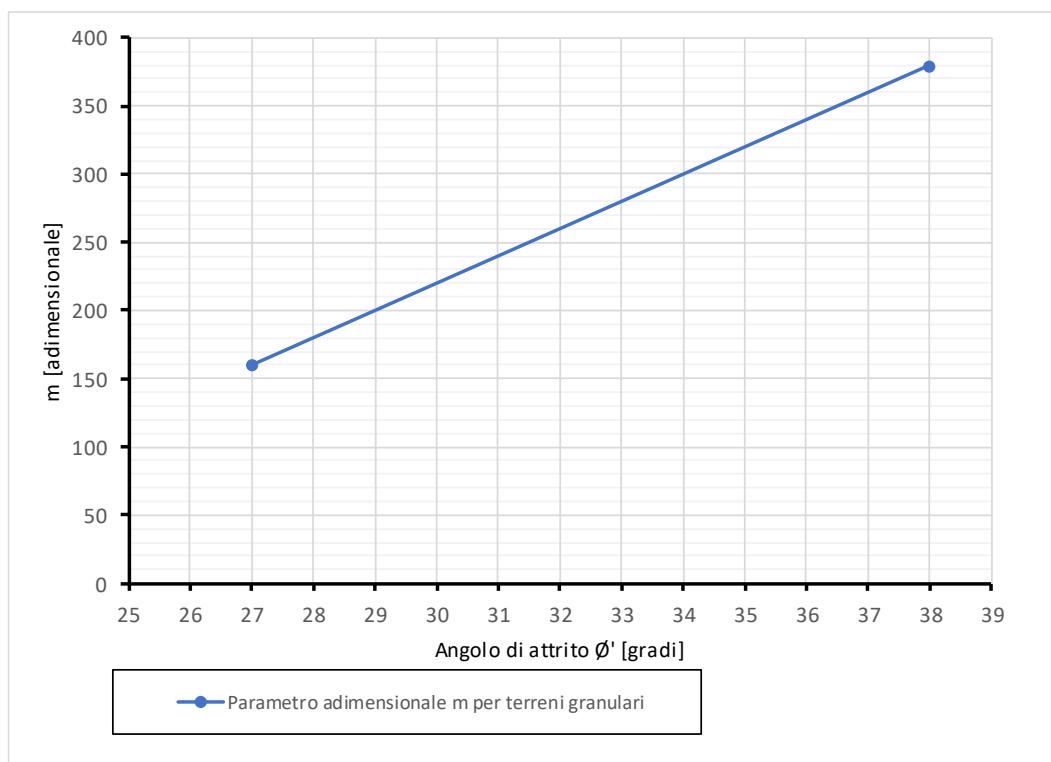


Figure 8-3: andamento del parametro adimensionale m per terreni granulari

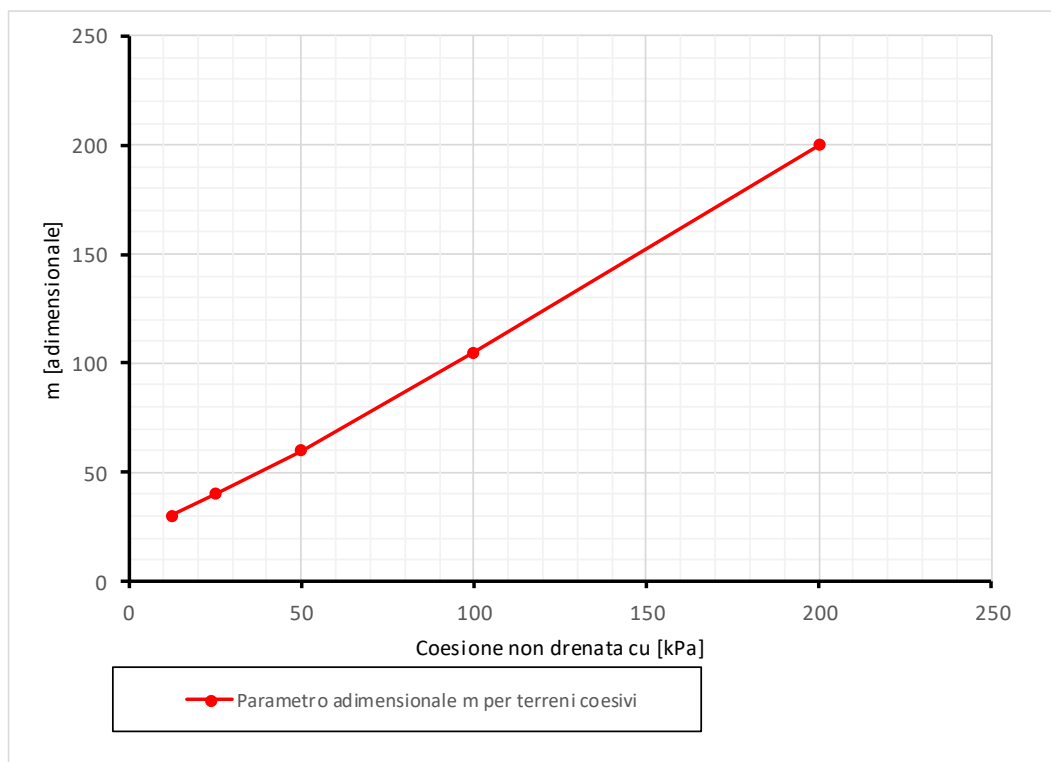


Figure 8-4: andamento del parametro adimensionale m per terreni coesivi

Nel caso specifico i risultati fino ad una profondità di 27.50m da piano di campagna sono riassunti di seguito.

	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]		modulo di reazione	
prof	sv	s'v	p0	pr		[kN/mq]	Es
0	0	0	0	100			0.00
0.5	9.5	9.5	4.46595	100			24.30
1	19	19	8.9319	100			34.37
1.5	28.5	28.5	13.39785	100			42.09
2	38	38	17.8638	100			48.61
2.5	47.5	47.5	22.32975	100			54.34
3	57	57	26.7957	100			59.53
3.5	66.5	66.5	31.26165	100			64.30
4	76	76	35.7276	100			68.74
4.5	85.5	85.5	40.19355	100			72.91
5	94.75	94.75	44.75	100			111.94
5.5	104	104	104	100			117.28
6	113.25	113.25	113.25	100			122.38
6.5	122.5	122.5	122.5	100			127.28
7	131.75	131.75	131.75	100		✓	209.44
7.5	141	141	141	100			136.55
8	150.25	150.25	150.25	100			140.96
8.5	159.5	159.5	159.5	100		✓	228.25
9	168.75	168.75	168.75	100			149.39
9.5	178	178	102.706	100		✓	187.24
10	187.25	183.25	105.7353	100			118.25
10.5	196.5	187.5	108.1875	100			119.62
11	205.75	191.75	191.75	100			159.24
11.5	215.25	196.25	196.25	100			161.10
12	224.75	200.75	200.75	100			162.94
12.5	234.25	205.25	205.25	100			164.76
13	243.75	209.75	209.75	100			166.55
13.5	253.25	214.25	214.25	100			168.33
14	262.75	218.75	218.75	100		✓	341.92
14.5	272.25	223.25	223.25	100			171.83
15	281.75	227.75	227.75	100			173.55
15.5	291.25	232.25	232.25	100			175.26
16	300.75	236.75	236.75	100			176.95
16.5	310.25	241.25	241.25	100			178.62
17	319.75	245.75	245.75	100		✓	358.21
17.5	329.25	250.25	250.25	100			181.92
18	338.75	254.75	254.75	100			183.55
18.5	348.25	259.25	259.25	100			185.16
19	357.75	263.75	263.75	100			186.76
19.5	367.25	268.25	268.25	100			370.98
20	376.75	272.75	272.75	100			373.46
20.5	386.25	277.25	277.25	100			375.91
21	395.75	281.75	281.75	100			167.85
21.5	405.25	286.25	286.25	100			169.19
22	414.75	290.75	290.75	100		✓	383.13
22.5	424.25	295.25	295.25	100			171.83
23	433.75	299.75	299.75	100			173.13
23.5	443.25	304.25	304.25	100			174.43
24	452.75	308.75	308.75	100		✓	392.45
24.5	462.25	313.25	313.25	100			176.99
25	471.75	317.75	317.75	100			178.26
25.5	481.25	322.25	322.25	100			179.51
26	490.75	326.75	326.75	100			180.76
26.5	500.25	331.25	331.25	100			403.65
27	509.75	335.75	335.75	100			405.83
27.5	519.25	340.25	340.25	100			408.00

Tali valori saranno utilizzati per lo studio alle azioni orizzontali degli elementi di fondazione tramite una modellazione che preveda la discretizzazione del terreno tramite molle tra di loro indipendenti.

8.2 Muro di sostegno

L'opera si sviluppa tra le sezioni A66-A70.

Il calcolo è stato eseguito per la sezione che presenta altezza massima in corrispondenza della sezione A66.

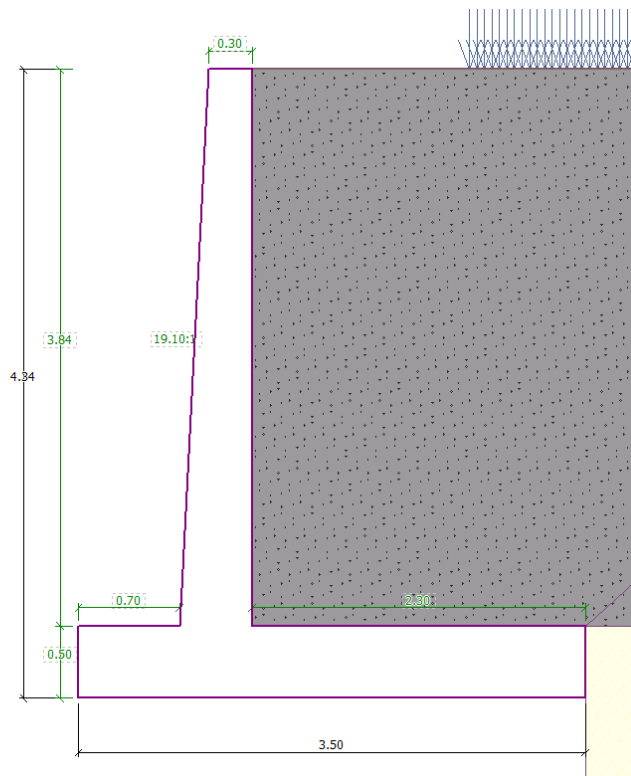


Figure 8-5: sezione A66 – muro di sostegno: sketch di carpenteria

Il muro è stato impostato ad una quota tale che non vi sia possibilità di interazione con i cicli di gelo e disgelo stagionali come suggerito dalle NTC2018.

L'analisi in condizioni sismiche è stata eseguita mediante il metodo pseudo-statico.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

$$a_{max} = 0.314g$$

$$\beta_m = 0.38$$

Da cui si ottiene:

$$k_h = 0.119$$

$$k_v = 0.0597.$$

A tergo del muro è stato considerato un carico uniformemente distribuito pari a 20kPa.

In condizione sismica (EQK) è stato considerato un valore pari al 20% del medesimo.

calcestruzzo: C28/35;

Acciaio da CA: B450C

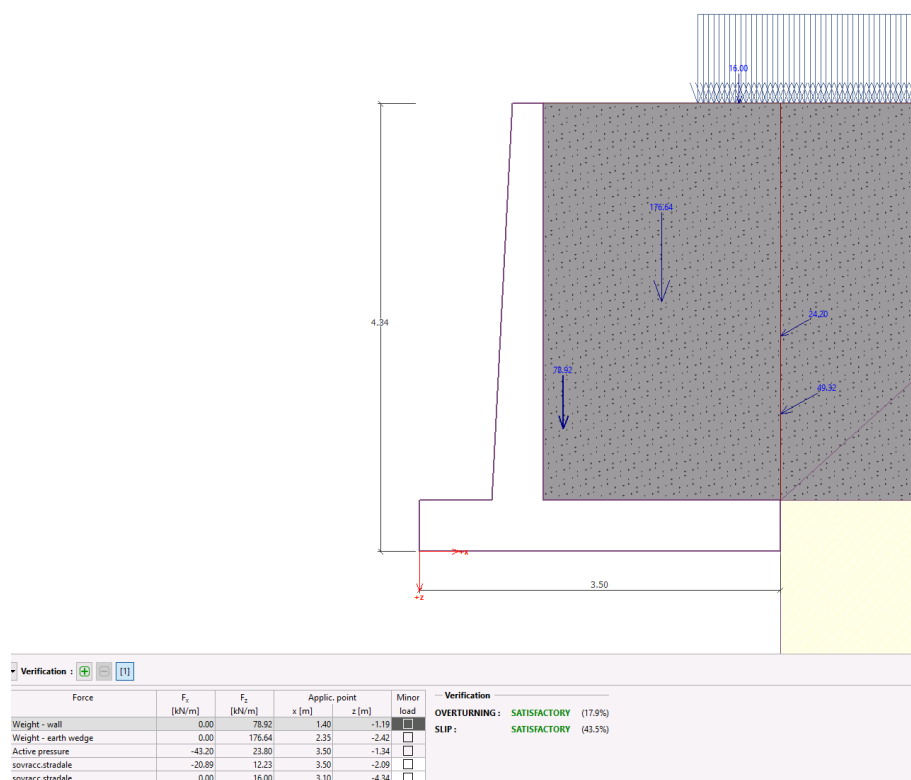
Ai fini delle verifiche in questa fase è stato considerato un copriferro pari a 5cm.

Ai fini delle verifiche è stato utilizzato il software **Cantilever** della software House Fine.

Di seguito per la condizione statica e quella sismica peggiore ai fini strutturali (k_{vdown}) si riporta l'esito delle verifiche geotecniche.

Condizione Statica

Ribaltamento e scorrimento



2D

Verification of spread footing bearing capacity

Vertical bearing capacity check

Shape of contact stress : rectangle

Most unfavorable load case No. 1. (LC 1)

Design bearing capacity of found.soil $R_d = 192.39 \text{ kPa}$

Extreme contact stress $\sigma = 87.86 \text{ kPa}$

Bearing capacity in the vertical direction is **SATISFACTORY**

Verification of load eccentricity

Max. eccentricity in direction of base length $e_x = 0.000 < 0.333$

Max. eccentricity in direction of base width $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. overall eccentricity $e_t = 0.000 < 0.333$

Eccentricity of load is **SATISFACTORY**

Horizontal bearing capacity check

Most unfavorable load case No. 2. (LC 2)

Horizontal bearing capacity $R_{dh} = 147.31 \text{ kN}$

Extreme horizontal force $H = 64.98 \text{ kN}$

Bearing capacity in the horizontal direction is **SATISFACTORY**

Bearing capacity of foundation is **SATISFACTORY**

Analysis : + - [1]

Find max. values automatically ▼

— Vertical bearing capacity — Horizontal bearing capacity

Shape of contact stress : rectangle

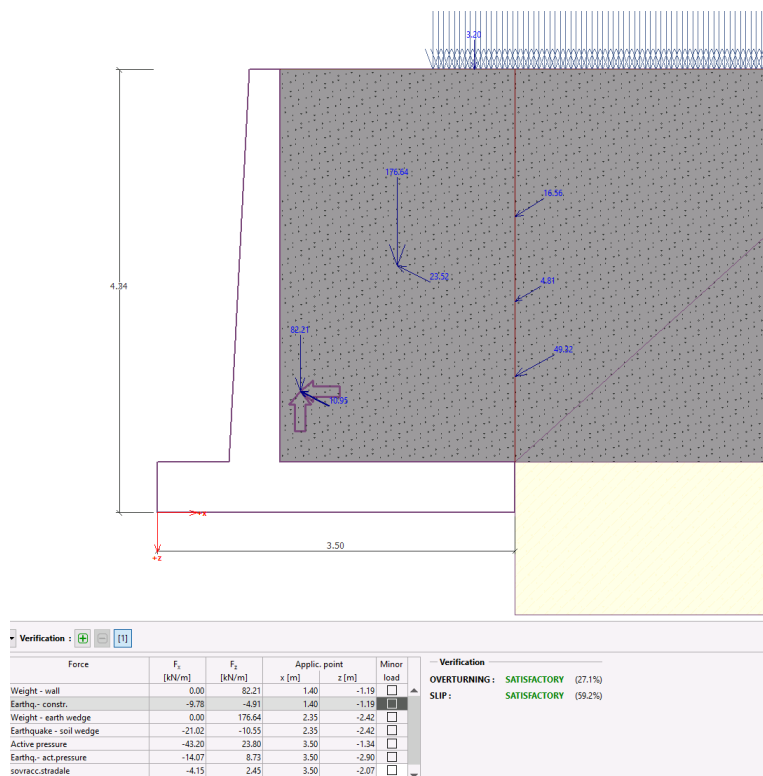
Earth resistance : not considered

— **Verification**

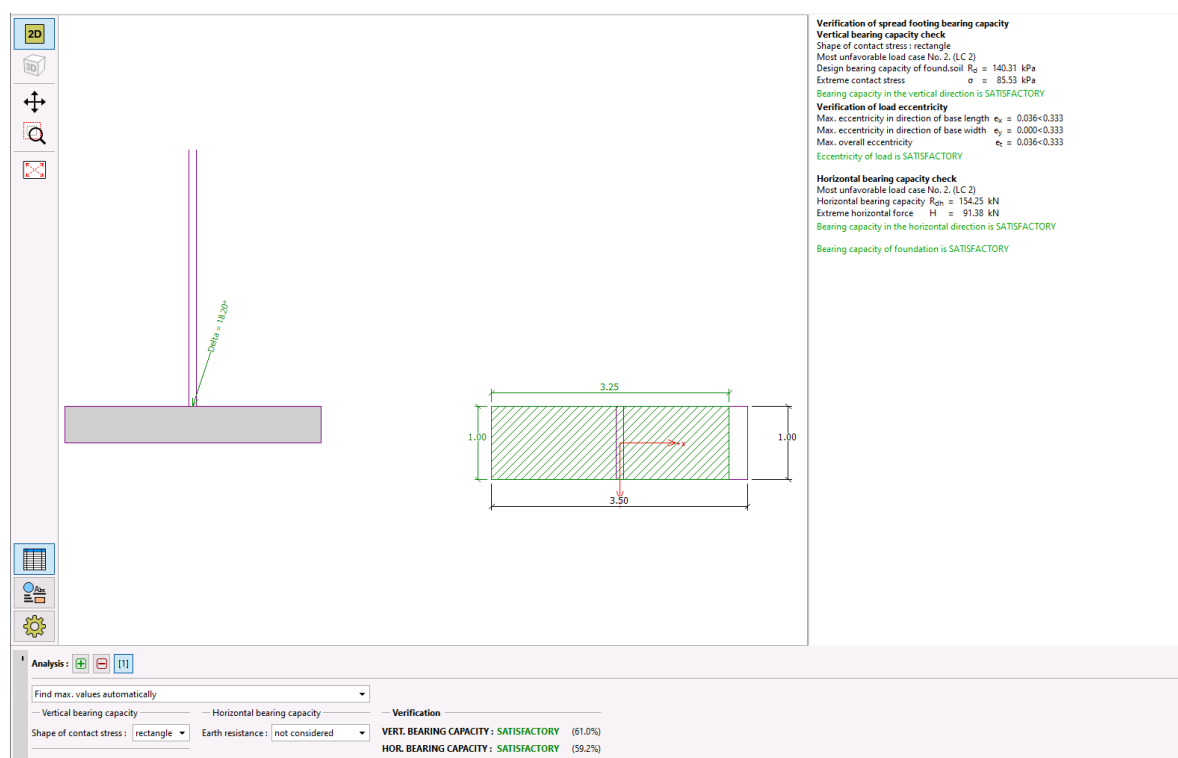
VERT. BEARING CAPACITY : SATISFACTORY (45.7%)

HOR. BEARING CAPACITY : SATISFACTORY (43.5%)

Ribaltamento e scorrimento



Capacità portante



Si è considerato per gli elementi strutturali componenti il muro di sostegno la seguente armatura:

SUOLA DI FONDAZIONE

Estradosso: 10fi18/m

Intradosso: 5fi16/m

MENSOLA

Lato contro "aria": 5fi16/m

Lato contro terra: 10fi20/m

Di seguito si riporta il dettaglio delle verifiche strutturali per quanto riguarda la condizione sismica k_{vDown} che è quella più penalizzante per le strutture.

Wall stem check - front reinf.

Front reinforcement is not required.

Wall stem check - back reinf.

Wall check at the construction joint 3.84 m from the wall crest

Reinforcement and dimensions of the cross-section

10 prof. 20.0 mm, cover 50.0 mm

Inputted reinforcement area = 3141.6 mm²

Required reinforcement area = 994.2 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.50 m

Reinforcement ratio $\rho = 0.71 \% > 0.16 \% = \rho_{min}$

Position of neutral axis $x = 0.07 \text{ m} < 0.28 \text{ m} = x_{max}$

Ultimate shear force $V_{Rd} = 240.17 \text{ kN} > 112.07 \text{ kN} = V_{Ed}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 502.20 \text{ kNm} > 167.50 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Wall stem check - back reinf. - Crack width

Wall check at the construction joint 3.84 m from the wall crest

Reinforcement and dimensions of the cross-section

10 prof. 20.0 mm, cover 50.0 mm

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.50 m

$M = 158.32 \text{ kNm}$, $A_s = 3141.6 \text{ mm}^2$

Crack width = 0.125 mm < Allowable crack width = 0.200 mm

Crack width is SATISFACTORY

Wall jump check

Reinforcement and dimensions of the cross-section

5 prof. 18.0 mm, cover 50.0 mm

Inputted reinforcement area = 1272.3 mm²

Required reinforcement area = 713.4 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.50 m

Reinforcement ratio $\rho = 0.29 \% > 0.16 \% = \rho_{min}$

Position of neutral axis $x = 0.03 \text{ m} < 0.28 \text{ m} = x_{max}$

Ultimate shear force $V_{Rd} = 177.69 \text{ kN} > 55.97 \text{ kN} = V_{Ed}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 212.92 \text{ kNm} > 25.32 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Wall jump check - Crack width

Reinforcement and dimensions of the cross-section

Required reinforcement area = 713.4 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.50 m

Reinforcement ratio $\rho = 0.29 \% > 0.16 \% = \rho_{min}$

Position of neutral axis $x = 0.03 \text{ m} < 0.28 \text{ m} = x_{max}$

Ultimate shear force $V_{Rd} = 177.69 \text{ kN} > 55.97 \text{ kN} = V_{Ed}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 212.92 \text{ kNm} > 25.32 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Wall jump check - Crack width

Reinforcement and dimensions of the cross-section

5 prof. 18.0 mm, cover 50.0 mm

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.50 m

$M = 24.74 \text{ kNm}$, $A_s = 1272.3 \text{ mm}^2$

Maximum tensile stress in concrete = 0.57 MPa

Tensile strength $f_{ctm} = 2.80 \text{ MPa}$

No cracks will appear. The strength of concrete in tension f_{ctm} was not exceed.

Wall heel check

Reinforcement and dimensions of the cross-section

10 prof. 18.0 mm, cover 50.0 mm

Inputted reinforcement area = 2544.7 mm²

Required reinforcement area = 840.7 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.50 m

Reinforcement ratio $\rho = 0.58 \% > 0.16 \% = \rho_{min}$

Position of neutral axis $x = 0.07 \text{ m} < 0.28 \text{ m} = x_{max}$

Ultimate shear force $V_{Rd} = 223.88 \text{ kN} > 61.66 \text{ kN} = V_{Ed}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 412.57 \text{ kNm} > 142.18 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Wall heel check - Crack width

Reinforcement and dimensions of the cross-section

10 prof. 18.0 mm, cover 50.0 mm

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 0.50 m

$M = 133.58 \text{ kNm}$, $A_s = 2544.7 \text{ mm}^2$

Crack width = 0.135 mm < Allowable crack width = 0.200 mm

Crack width is SATISFACTORY

8.3 Rilevati

Di seguito i principali risultati per il calcolo dei cedimenti e le verifiche di stabilità condotti in corrispondenza di opportune sezioni progettuali considerate le maggiormente significative per i due fenomeni precedentemente citati.

8.3.1 Cedimenti

La variazione dello stato tensionale indotto nel terreno dai carichi applicati viene condotta con riferimento a soluzioni basate sulle seguenti ipotesi:

- il terreno è schematizzato come un semispazio elastico lineare, omogeneo ed isotropo (modello di *Boussinesq*);
- l'area di carico è posta sulla superficie del semispazio ed è supposta di rigidità nulla.

In tale approccio di calcolo il legame fra la componente di deformazione verticale (ε_z) e gli incrementi di tensione ($\delta\sigma_z$, $\delta\sigma_y$, $\delta\sigma_x$) è ricavato utilizzando la legge di Hooke:

$$\varepsilon_z = [\delta\sigma_z - \nu (\delta\sigma_y + \delta\sigma_x)] / E,$$

dove:

- E = modulo di compressibilità;
- ν = coefficiente di Poisson.

La generica condizione di carico viene simulata mediante un numero finito di superfici rettangolari sulle quali è applicata una pressione uniforme.

Per ogni direttrice di calcolo del cedimento vengono valutati gli incrementi di tensione indotti da ogni singola superficie di carico componendo poi gli effetti.

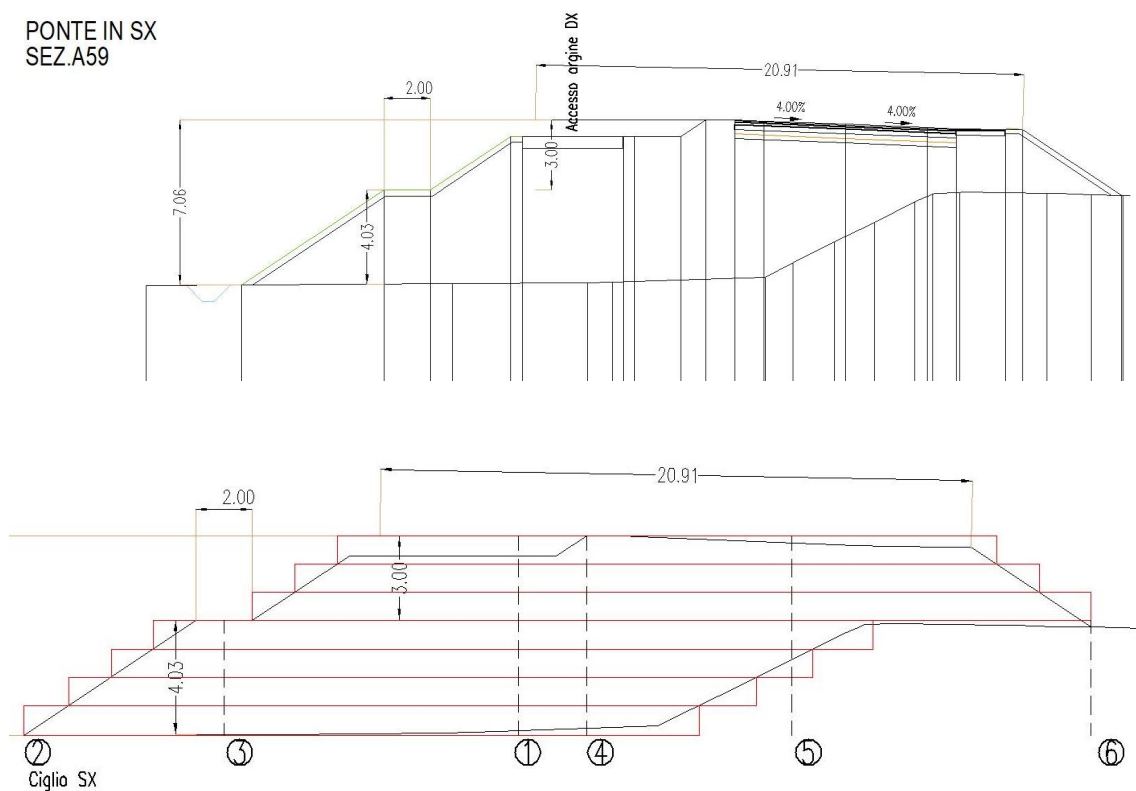
E' stato condotto un calcolo considerando la **sezione A59** in corrispondenza della spalla B di dx idraulica.

Considerando la fase progettuale, i terreni presenti e i dati a disposizione è stato determinato il cedimento totale quello al termine della consolidazione primaria al termine della fase caratterizzata da deformazioni per carico, le sovrappressioni dovute al rilevato sono esaurite.

Di seguito sono indicati in forma grafica:

- la sezione A59;
- lo schema di discretizzazione utilizzato per le elaborazioni condotte.

PONTE IN SX
SEZ.A59



Sez.A59 – schema di discretizzazione per calcolo cedimenti ed indicazioni direttrici di calcolo (1÷6)
Figure 8-6: sezione A59

L'indagine più prossima alla sezione A59 e la CPTU2 ponte Braldo come è visibile dal seguente stralcio planimetrico dell'elaborato **[3]**

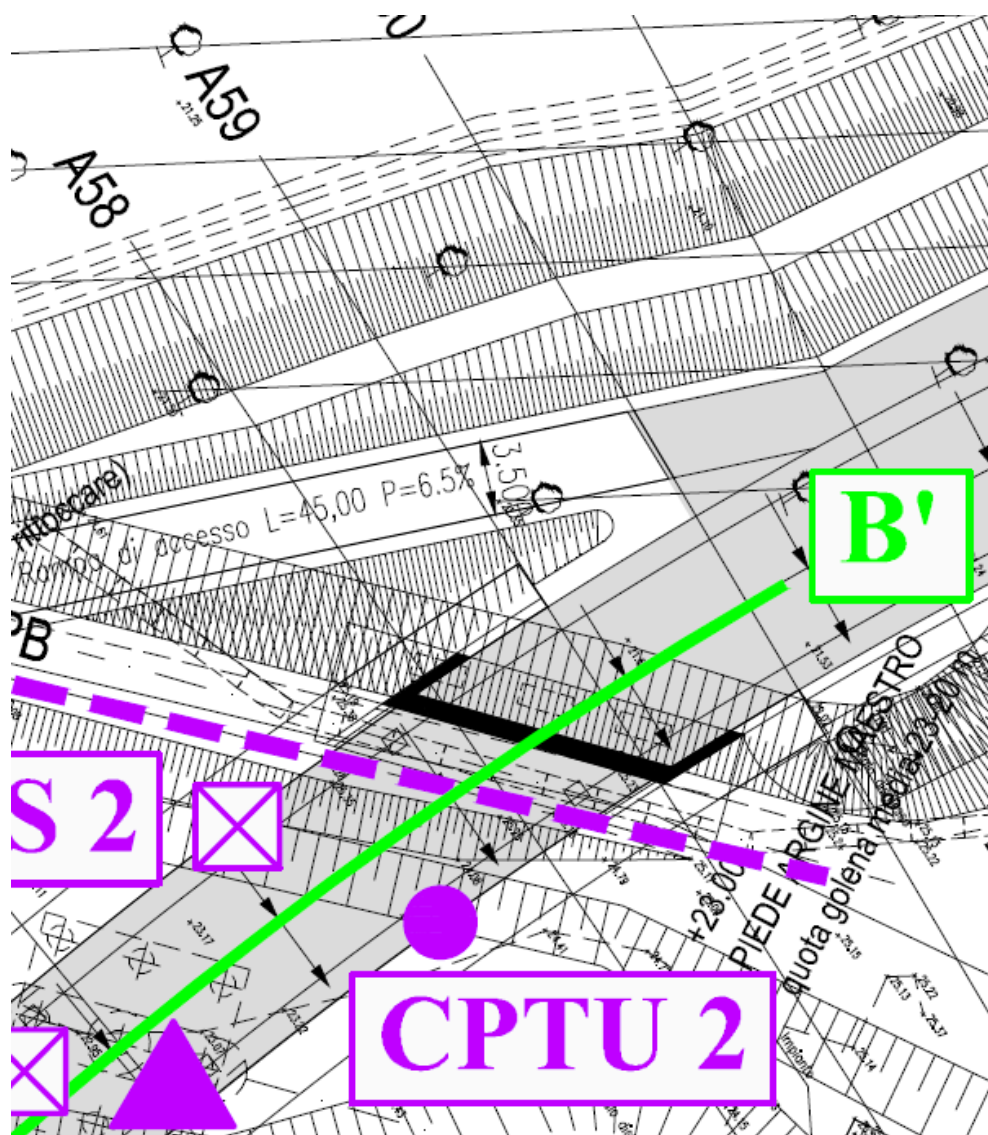


Figure 8-7: stralcio planimetria indagini – sezione A59

Principalmente come in tutta la zona interessata dal progetto i terreni sono caratterizzati in superficie da uno spessore di limi sabbiosi a luoghi sabbie seguito fino alla massima profondità investigata da uno spessore coesivo da debolmente OC a NC.

La falda è stata intercettata a circa 7.0m, di profondità dalla quota di esecuzione della prova.

Nella tabella seguente si riporta la successione stratigrafica utilizzata e i parametri necessari all'elaborazione:

Unità	Profondità [m]	γ [kN/mc]	C_u [kPa]	ϕ [°]	c' [kPa]	E [Mpa]	descrizione
	Da 0.00 a 7.00	18.50	70÷120	28÷32	2÷5	13	Limi sabbiosi a luoghi sabbia
	Oltre i 7.00	19.00	50÷130	---	---	11÷15	Argille

Tabella 8-1: Sez.A59 – stratigrafia di calcolo cedimenti

La profondità della falda ipogea è pari a 7.00m da piano di campagna.

Di seguito dapprima in forma tabellare e poi in forma grafica si riportano i risultati dell'elaborazione eseguita.

direttrice [-]	η [cm]	note
1	27.15	
2	8.50	Ciglio SX
3	19.20	Mezzeria banca
4	26.80	Ciglio sx carreggiata
5	19.70	
6	6.14	Ciglio Dx

Tabella 8-2: Sez.A59 – risultati cedimenti

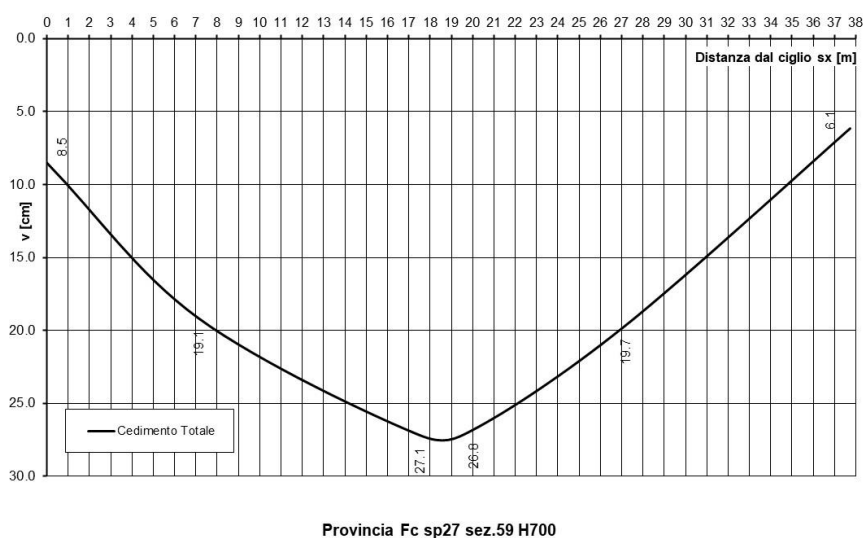


Figure 8-8: sezione A59 – cedimenti totali sulla sezione trasversale

Da quanto riportato in precedenza i cedimenti teorici totali al termine della consolidazione primaria sono nell'ordine dei **27cm**.

Tali cedimenti data la natura dei terreni presenti è corretto pensare che si possano esplicitare in tempi rapidi compatibili con la costruzione dell'opera e che rimanga una minima aliquota dovuta ai cedimenti viscosi degli strati più coesivi profondi.

Il valore determinato è del tutto compatibile per una tipologia di rilevato siffatta e per una stratigrafia come quella considerata.

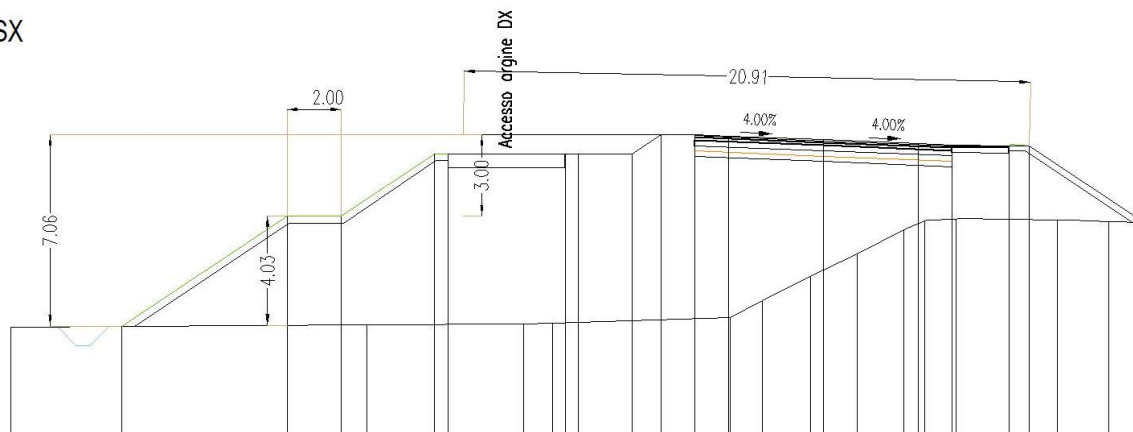
Il fasaggio esecutivo dell'opera dovrà necessariamente prevedere la realizzazione dei rilevati con tempistica antecedente alle strutture di modo che una certa aliquota di cedimenti si possa esplicitare in tempi rapidi prima della realizzazione, ad esempio, delle spalle e la messa in opera dell'impalcato.

Considerando quanto contenuto in [5] i cedimenti teoricamente generati dalla liquefazione sarebbero nell'ordine di circa **7.0cm** del **tutto compatibili** sia con l'entità dei cedimenti "statici" e sia con i normali interventi di manutenzione della rete viaria.

8.3.2 Stabilità

E' stata condotta una verifica di stabilità per quanto riguarda le sezioni **A52** (in corrispondenza spalla A in Sx idraulica del nuovo ponte) e **A59** (spalla B in dx idraulica del nuovo ponte).

PONTE IN SX
SEZ.A59



A52



Figure 8-9: sezione A59, A52

Principalmente come in tutta la zona interessata dal progetto i terreni sono caratterizzati in superficie da uno spessore di limi sabbiosi a luoghi sabbie seguito fino alla massima profondità investigata da uno spessore coesivo da debolmente OC a NC.

Nella tabella seguente si riporta la successione stratigrafica utilizzata e i parametri necessari all'elaborazione:

Unità	Profondità [m]	γ [kN/mc]	C_u [kPa]	ϕ [°]	c' [kPa]	E [Mpa]	descrizione
	Da 0.00 a 7.00	18.50	70÷120	28÷32	2÷5	13	Limi sabbiosi a luoghi sabbia
	Oltre i 7.00	19.00	50÷130	28÷32	2÷3	11÷15	Argille

Tabella 8-3: Sez.A59,52 – stratigrafia di calcolo cedimenti

Per quanto riguarda il nuovo rilevato in progetto esso **è stato considerato stabilizzato a calce**.

Di seguito i parametri considerati per le elaborazioni. Essi sono da ritenersi medi cautelativi e derivanti da esperienze precedenti su terreni simili.

Unità	γ [kN/mc]	C_u [kPa]	ϕ [°]	c' [kPa]	C_u [kPa]
Rilevato Calce	19.00	---	28	15	150

Tabella 8-4: rilevato stabilizzato a calce – parametri utilizzati nelle verifiche

L'analisi in **campo statico** è stata condotta in riferimento all'approccio: **A2+M2+R2** (FS>1.1)

L'analisi in **condizioni sismiche** è stata eseguita mediante il metodo pseudo-statico e ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

$$a_{max} = 0.314g$$

$$\beta_m = 0.38$$

Da cui si ottiene:

$$k_h = 0.119$$

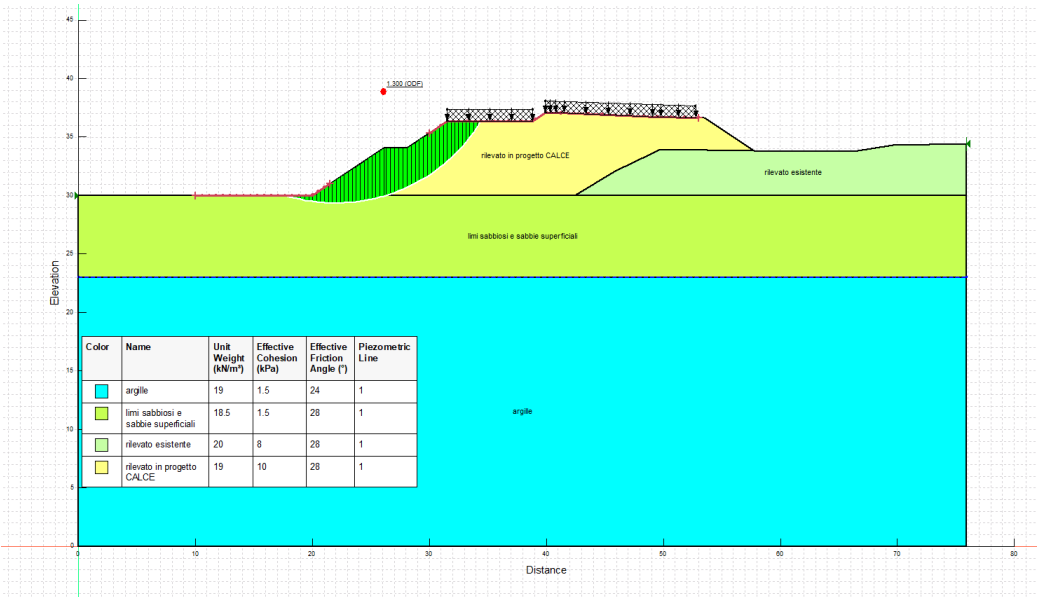
$$k_v = \pm 0.0597.$$

Cautelativamente sia in sommità al rilevato che in corrispondenza della pista di accesso è stato considerato un carico uniformemente distribuito pari a 20kPa in condizione statica.

In condizione sismica è stato considerato un valore pari al 20% del medesimo.

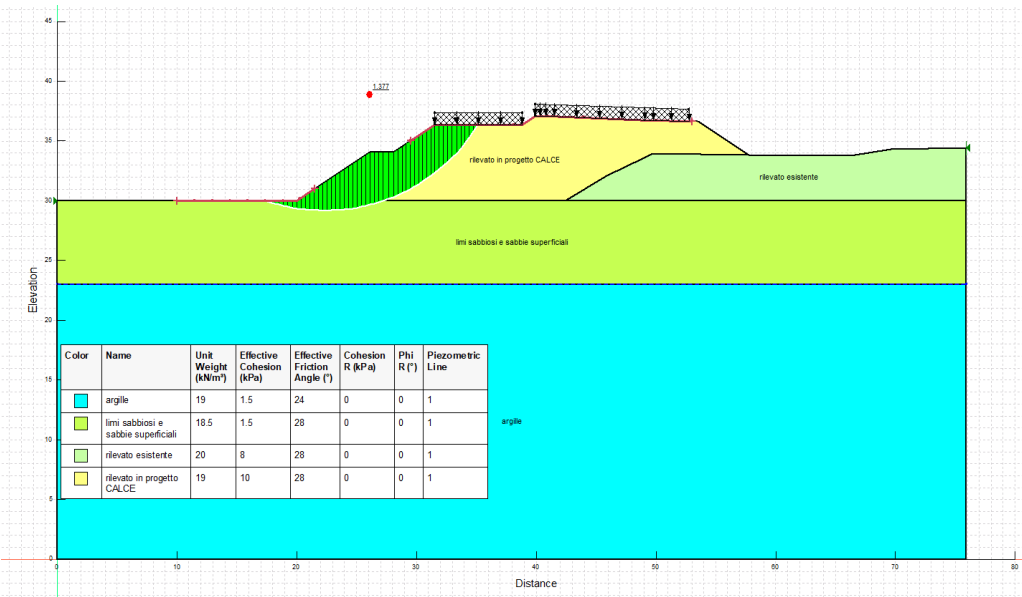
Si è utilizzata la metodologia di *Morgestern & Price* (nel seguito per comodità redazionale M-P).

Di seguito si riportano per ogni sezione analizzata i risultati delle elaborazioni condotte.

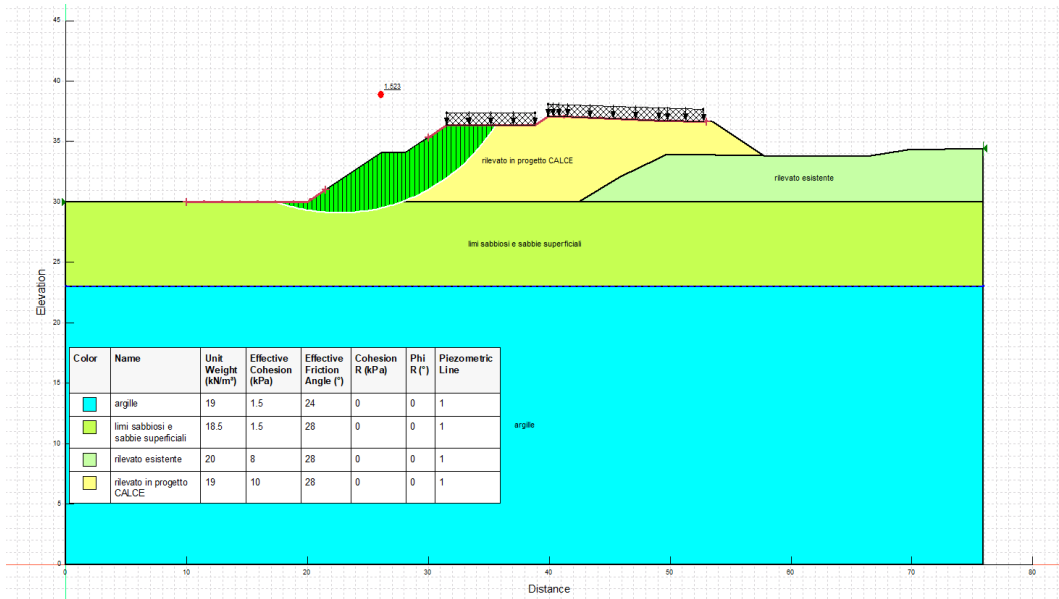


RILEVATO STABILIZZATO Analisi statica – metodo M-P – superfici circolari – FS = 1.300

> 1.1

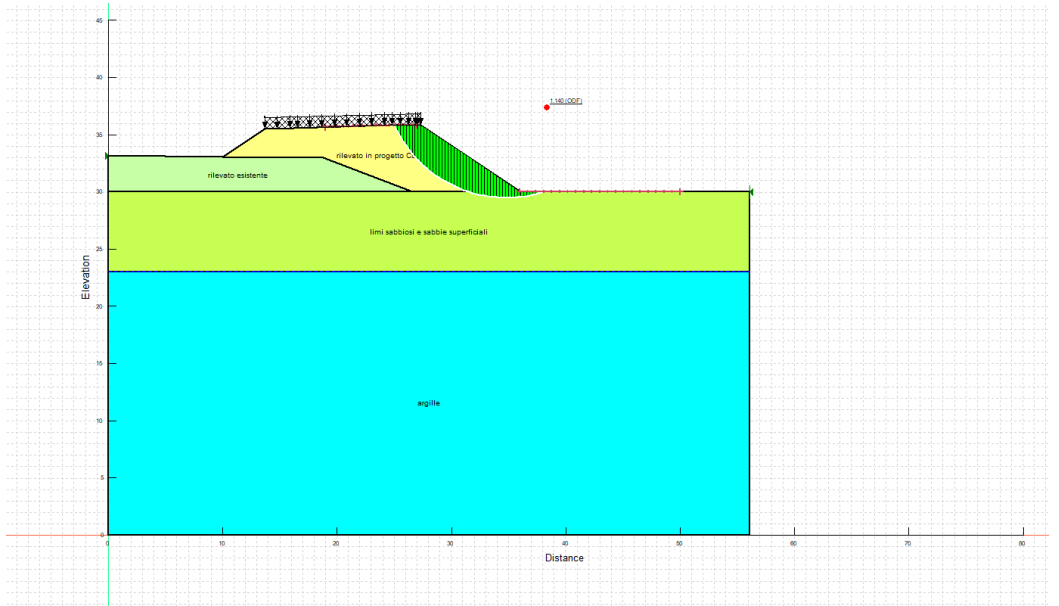


RILEVATO STABILIZZATO Analisi EQK (kvDown) – metodo M-P – superfici circolari – FS = 1.377 > 1.2

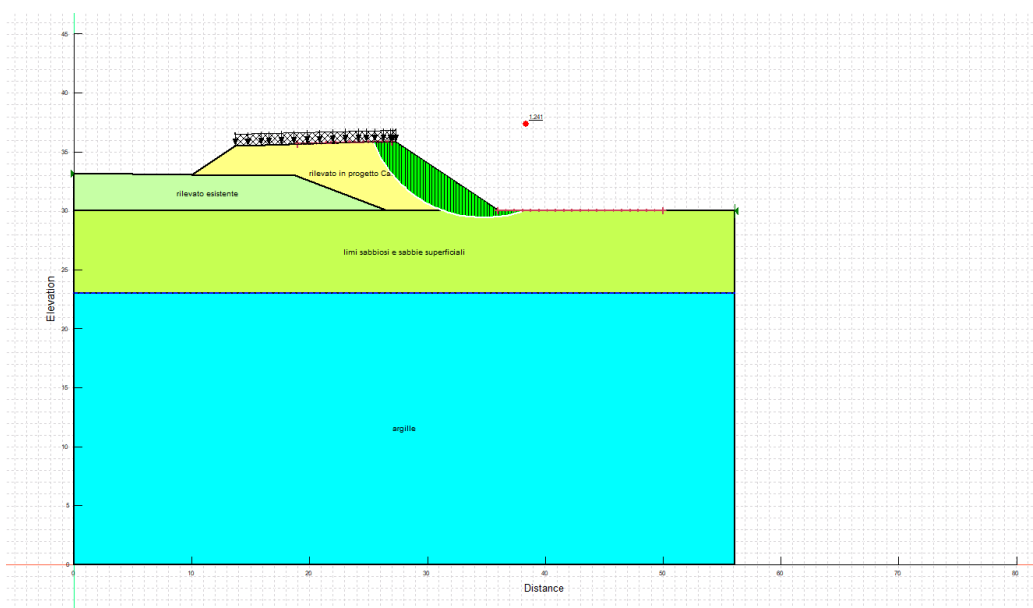


RILEVATO STABILIZZATO Analisi EQK (kvUP) – metodo M-P – superfici circolari – FS = 1.523 > 1.2

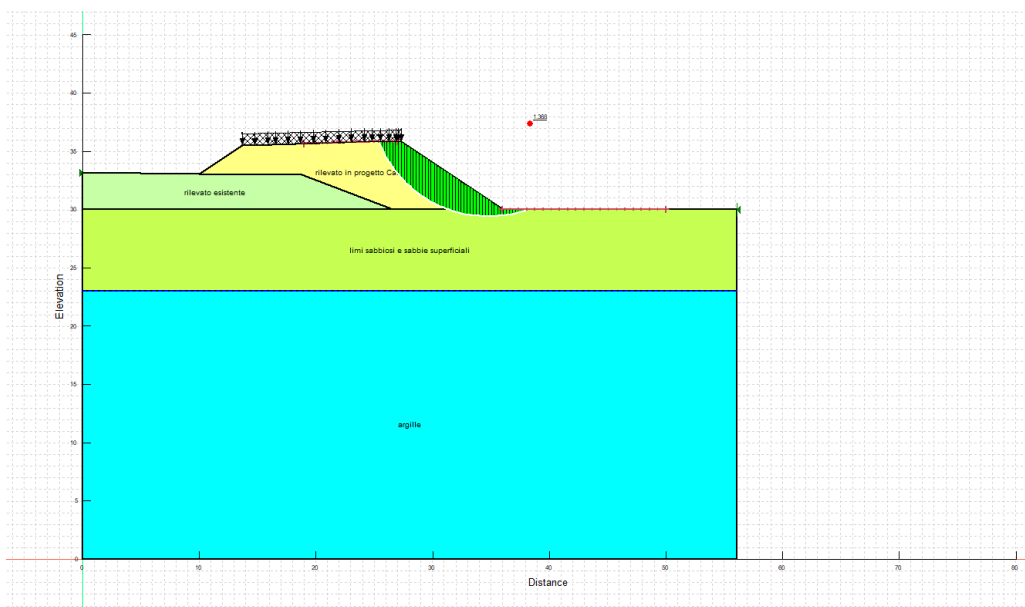
Figure 8-10: sezione A59 – verifiche di stabilità



RILEVATO STABILIZZATO Analisi statica – metodo M-P – superfici circolari – FS = 1.140 > 1.1



RILEVATO STABILIZZATO Analisi EQK (kvDown) – metodo M-P – superfici circolari –
 $FS = 1.241 > 1.2$



RILEVATO STABILIZZATO Analisi EQK (kvUP) – metodo M-P – superfici circolari – FS
 $= 1.368 > 1.2$

Figure 8-11: sezione A52 – verifiche di stabilità

Da quanto riportato in precedenza si può asserire che l'adozione di un corpo di rilevato con terreni stabilizzati a calce (la percentuale di Cao da utilizzarsi per la stabilizzazione dovrà essere necessariamente definita a valle di uno studio) porta al **soddisfacimento** delle verifiche normative e al **conseguente mantenimento** della sagoma di ingombro del medesimo come pensato dal progetto (scarpate 2v:3h).