



ANAS S.p.A.

DIREZIONE REGIONALE PER LA SICILIA

PA17/08

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 - Svincolo Manganaro incluso) compresi raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121

Bolognetta S.c.p.a.

Contraente Generale:
Ing. Pierfrancesco Paglini

Il Responsabile Ambientale:
Ing. Claudio Lamberti

- PERIZIA DI VARIANTE N.1 -

BOLOGNETTA S.c.p.a.

Titolo elaborato:

MODIFICA TECNICA N. 110

OPERE DI SOSTEGNO - ASSE PRINCIPALE - Lotto 2a - OS 101- Paratia di pali dx dal km 12+727 al km 12+784

Relazione di calcolo

Codice Unico Progetto (CUP) : F41B03000230001

Codice elaborato:	OPERA	ARGOMENTO	DOC. E PROG.	FASE	REVISIONE
PA17/08	P E	OS101	R C 0 1	5	0

CARTELLA:	FILE NAME:	NOTE:	PROT.	SCALA:
0 7	PEOS101RC01_50_4137.dwg	1=1	4 1 3 7	Relazione
5				
4				
3				
2				
1				
0	PRIMA EMISSIONE		Novembre 2015	M.Mancone S. Fortino D. Tironi
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO VERIFICATO APPROVATO

A.T.I. Progettisti :

Capogruppo:

Mandante:

POLITECNICA

INGEGNERIA E ARCHITETTURA

Viale Amendola, 6 - 50121 Firenze
tel 055/2001660 fax 055/2344856
e-mail polifi@politecnica.it

ACS ingegneri

Via Catani,28/c - 59100 Prato
tel 0574.527864 fax 0574.568066
E-mail acs@acsingegneri.it

Il Progettista Responsabile
Ing. Marcello Mancone



Il Geologo
dott. Pietro Accolti Gil



Il Coordinatore per la Sicurezza
in fase di esecuzione:
Ing. Francesco Cocciante

Il Coordinatore per la sicurezza
in fase di Esecuzione
Ing. Francesco Cocciante

Il Direttore dei Lavori:
Ing. Sandro Favero

Il Direttore dei Lavori
Ing. Sandro Favero

ANAS S.p.A.

DATA: _____ PROTOCOLLO: _____

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

CODICE PROGETTO **LO410C E 1101**

Dott. Ing. Ettore de Cesbron de la Grennelais

INDICE

INDICE	1
1 PREMessa	3
2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3 ELABORATI PROGETTUALI DI RIFERIMENTO (PEA)	8
4 MATERIALI	9
4.1 Acciaio.....	9
4.1.1 Acciaio per armatura strutture in c.a.....	9
4.2 Calcestruzzo.....	9
4.2.1 Calcestruzzo per pali.....	9
4.2.2 Calcestruzzo per trave di coronamento.....	9
5 CAMPAGNA GEOGNOSTICA INTEGRATIVA	10
5.1 LETTURE PIEZOMETRICHE.....	20
6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	21
6.1 Criteri di valutazione dei parametri geotecnici.....	21
6.1.1 Depositi coesivi [Ril. esistente e LSA].....	21
6.1.1.1 Classificazione.....	22
6.1.1.2 Caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci.....	22
6.1.1.3 Caratteristiche di resistenza in termini di tensioni totali.....	22
6.1.1.4 Caratteristiche di deformabilità.....	23
7 POZZETTI ESPLORATIVI	51
8 PARAMETRI GEOTECNICI	63
9 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA	66
9.1 Periodo di riferimento per l'azione sismica.....	66
9.2 Azione sismica di riferimento.....	66
9.3 Azioni sismiche per analisi di stabilità rilevati.....	67
10 ANALISI E VERIFICA INTERVENTO DI PRESIDIO AL PIEDE	69
10.1 Metodologie di calcolo.....	70
10.1.1 Plaxis VIP 2012: metodologia di calcolo, legami costitutivi e parametri.....	71
10.1.1.1 Metodologia e legami costitutivi dei materiali.....	71
10.1.1.2 Stabilità globale.....	74
10.1.1.3 Falda, carichi, sovraccarichi e combinazioni.....	76
10.2 Descrizione DELL'OPERA DI SOSTEGNO.....	78
10.3 Descrizione delle fasi di calcolo.....	78
10.3.1 Sezione di calcolo.....	78

10.4	Risultati e verifiche	85
10.4.1	Spostamenti.....	85
10.4.2	Sollecitazioni sugli elementi strutturali.....	87
10.4.2.1	Sollecitazioni SLE Q.P.....	87
10.4.2.2	Sollecitazioni SLE RARE.....	89
10.4.2.3	Sollecitazioni SLU Statiche.....	91
10.4.2.4	Sollecitazioni Simiche - SLV	91
10.4.3	Verifiche di resistenza.....	93
10.4.3.1	Verifica di resistenza pali compressi.....	94
10.4.3.2	Verifica di resistenza pali tesi	97
10.4.3.3	Verifica di resistenza soletta collegamento pali.....	100
10.4.4	Stabilità globale	104
11	ANALISI E VERIFICA DI STABILITA' RILEVATO IN ALLARGAMENTO.....	107
10.1	sez. n°25	110
10.2	sez. n°37	112
12	allegato-Report indagini geognostiche integrative Svincolo Mezzojuso	116

1 **PREMESSA**

La presente relazione prende in esame il tratto di asse principale del lotto 2a a cavallo del nuovo svincolo di Mezzojuso ove il Progetto Esecutivo Approvato (PEA) prevede l'allargamento della piattaforma stradale dell'attuale S.S. n°121, al fine di realizzare le corsie di accelerazione e decelerazione in entrata ed uscita dallo svincolo stesso.

Tale tratto di strada compreso tra la Progr.12+379.80 e la Progr.12+897.80, l'attuale S.S. n°121 si sviluppa in rilevato di altezza massima pari a 10.50 m. In particolare dovendo adeguare il raggio di curvatura esistente e realizzare la rampa di decelerazione, il PEA prevede un allargamento verso esterno curva del rilevato esistente, avvicinandosi ed in parte interessando una fascia di esondazione del corso d'acqua del torrente Frattina.

A seguito delle intense piogge avvenute tra il mese di Dicembre 2014 ed i primi tre mesi del corrente anno 2015, durante l'esecuzione dei lavori il corso d'acqua in esame ha esondato più volte allagando i terreni circostanti.

Pertanto dovendo realizzare i nuovi rilevati in allargamento in stretta vicinanza al suddetto corso d'acqua, ed essendo i terreni superficiali fortemente suscettibili all'imbibizione, al fine di evitare fenomeni di instabilità sia del piede che delle scarpate dei rilevati stessi in progetto, si è ritenuto opportuno effettuare i dovuti approfondimenti progettuali, ed essendo fortemente mutate le condizioni al contorno rispetto a quelle a base del PEA, si è ritenuto altresì indispensabile porre in atto una idonea campagna d'indagini geognostiche integrative in modo da approfondire il livello di conoscenza e definire puntualmente andamento stratigrafico, livelli di falda e caratterizzazione geomeccanica delle unità presenti.

I risultati ottenuti dalla campagna di indagini integrative, come meglio specificato nei paragrafi successivi del presente documento, hanno permesso di approfondire il livello di conoscenza geologico-geotecnico allo stato attuale per la zona in esame, sulla base del quale sono stati effettuati gli approfondimenti progettuali e di calcolo riportati ai paragrafi seguenti che hanno portato in estrema sintesi alla definizione dei seguenti interventi integrativi:

1. Nel tratto compreso da Progr.12+417.80 (sez.622) a Progr.12+727.80 (sez.637-638) si prevede di realizzare l'allargamento del rilevato esistente con al di sotto una bonifica di spessore 1.0 m con contestuale realizzazione di una banca, di larghezza 3.0 m, con effetto stabilizzante del piede rilevato di altezza massima pari a circa 10.5 m. L'intervento si completa con il posizionamento al piede della banca di una gabbionata di protezione con soprastante geostuoia tridimensionale armata avente funzione di protezione antiersiva nei confronti delle esondazioni del torrente Frattina.

Di seguito si riporta la sezione tipologica dell'intervento

Sezione tipo 2 tra Sz. 637 e Sz.640

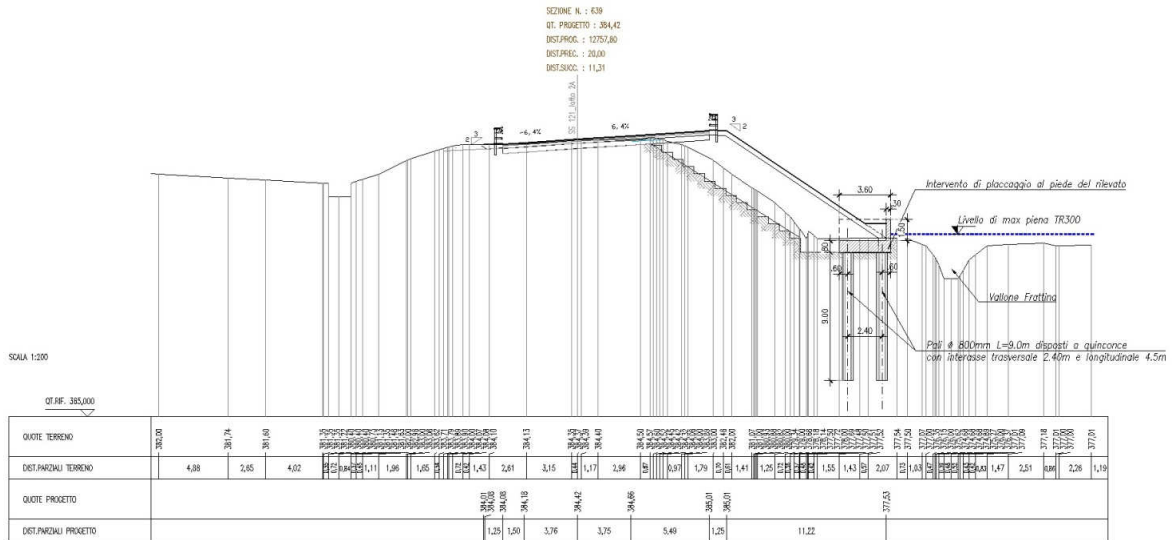


Figura 2 – Sezione tipo 2

3. Nel tratto compreso da Progr.12+787.80 (sez.640-641) a Progr.12+837.80 (sez.643) si prevede di realizzare l'allargamento del rilevato esistente con al di sotto una bonifica di spessore 1.5 m con contestuale realizzazione di una banca, di larghezza 3.0 m, con effetto stabilizzante del piede rilevato di altezza massima pari a circa 9.0 m. L'intervento si completa con il posizionamento al piede della banca di una gabbionata di protezione con soprastante geostuoia tridimensionale armata aventi funzione di protezione antiersiva nei confronti delle esondazioni del torrente Frattina.

Di seguito si riporta la sezione tipologica dell'intervento

Sezione tipo 1 tra Sz. 622 e Sz.629 - tra Sz. 632a e Sz.638 - tra Sz. 640 a Sz.643

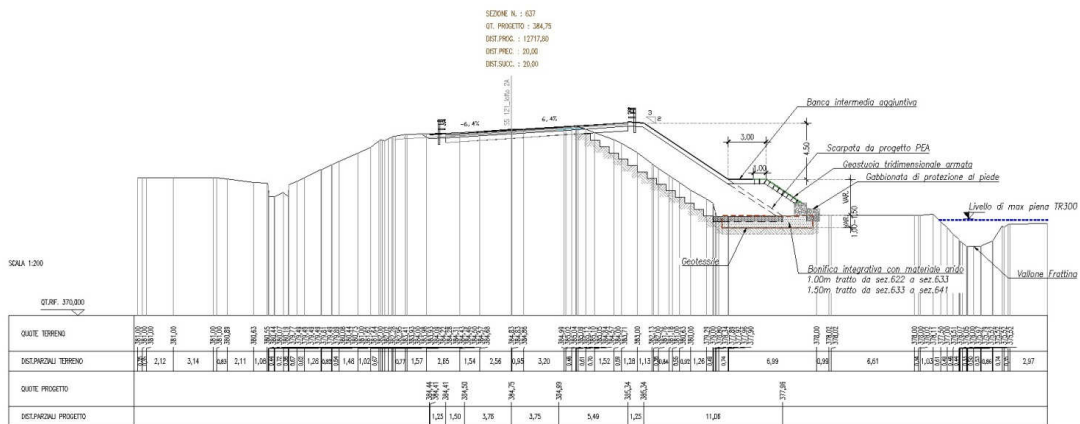


Figura 3 – Sezione tipo 1

Lo sviluppo complessivo dell'intervento risulta essere di circa 420.0 m.

Sono stati predisposti i seguenti elaborati grafici di progetto, a cui si rimanda per maggiori dettagli:

Relazione tecnica e di calcolo OS101 (il presente documento)			PEOS101RC01	-	40	-	4137
Os 101-Paratia di pali –planimetria, sezioni , carpenteria ed armature	var		PEOS101N001	-	40	-	4137
Sezioni tipo intervento tratto Mezzojuso	varie		PEVPW021	-	40	-	4137

2

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] L. 5.11.1971, n° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- [2] D.M. 14.01.2008 – “Norme tecniche per le costruzioni”.
- [3] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008”
- [4] Eurocodice 8 “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”, febbraio 1998.

3

ELABORATI PROGETTUALI DI RIFERIMENTO (PEA)

[1] Relazione geologica geomorfologica idrogeologica	PE_GE_RT01
[2] Relazione geotecnica	PE_GT_RT01
[3] Relazione sismica	PE_SI_RT01
[4] Relazione geotecnica corpo stradale	PE_GT_RT02
[5] Profilo geotecnico	PE_GT_L001-L038

4 MATERIALI

Il progetto strutturale prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti.

4.1 ACCIAIO

4.1.1 Acciaio per armatura strutture in c.a.

Barre ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540$ MPa
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450$ MPa
allungamento caratteristico	≥ 7.5 %
rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento:	$1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

4.2 CALCESTRUZZO

4.2.1 Calcestruzzo per pali

Classe di resistenza	C30/37
dimensione massima dell'inerte	$D_{max} = 32$ mm
classe di esposizione	XA1
classe di consistenza	S4
copriferro minimo	$c_{f,min} \geq 60$ mm

4.2.2 Calcestruzzo per trave di coronamento

Classe di resistenza	C25/30
dimensione massima dell'inerte	$D_{max} = 32$ mm
classe di esposizione	XC2
classe di consistenza	S4
copriferro minimo	$c_{f,min} \geq 40$ mm

5 CAMPAGNA GEOGNOSTICA INTEGRATIVA

Le indagini geognostiche integrative sono state eseguite , nel periodo aprile-maggio 2015 dalla ditta L&R laboratori e Ricerche srl, , mentre le prove di laboratorio sono state eseguite dal laboratorio autorizzato “Settore Terre” ai sensi della Circ. 7618/STC Decreto n°7154 del 28/10/2014, Meccanica Terre e Rocce del geologo Filippo Furia – Troina (EN), il cui rapporto tecnico di prova (Rdp 557/CT15 26/05/2015) è riportato in allegato alla presente relazione.

Nella planimetria di seguito (Figura 5) è riportata l'ubicazione delle indagini integrative eseguite. Sono inoltre riportate le indagini eseguite a corredo del Progetto Esecutivo Approvato (PEA).

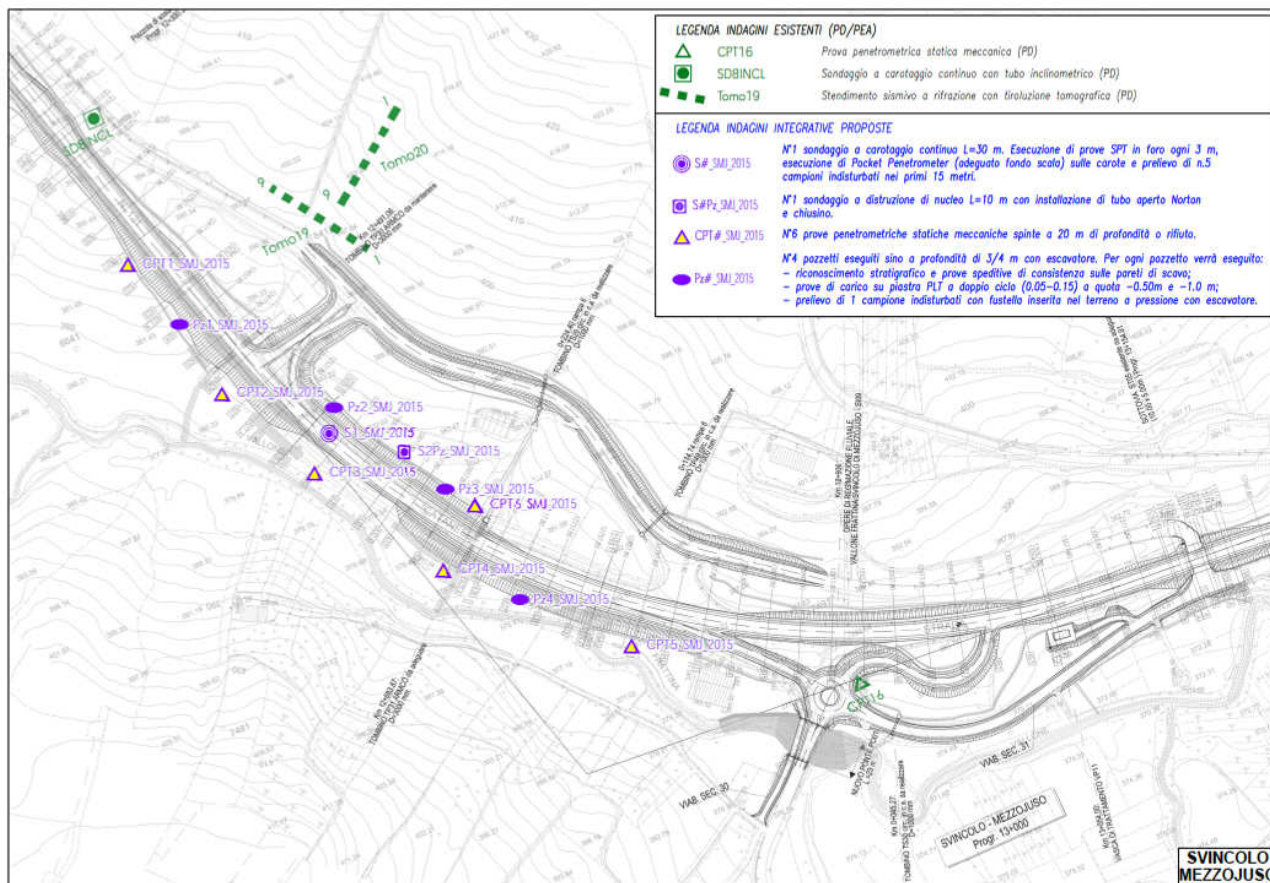


Figura 4 – Planimetria con ubicazione indagini

La campagna d'indagine a base di PEA è stata eseguita tra il 2009 e 2010 ed è consistita in :

- n°1 sondaggio a carotaggio continuo denominato SD8I NCL di lunghezza 30.0 m attrezzato con tubo inclinometrico
- n°1 prova penetrometrica statica CPT denominata CPT 16;

Durante la perforazione del sondaggio sono state eseguite le seguenti attività:

- catalogazione e ripresa fotografica del materiale recuperato;

- riconoscimento stratigrafico dei materiali;
- esecuzione di determinazioni speditive sulle caratteristiche di consistenza (Pocket Penetrometer);
- prelievo di n°3 campioni indisturbati (negli strati coesivi) per l'esecuzione di prove di laboratorio;
- prelievo di n°2 campioni rimaneggiati per l'esecuzione di prove di laboratorio.
- n°4 prove Standard Penetration Test (SPT).

Nella tabella seguente sono riassunte le prove eseguite all'interno del sondaggio.

Sondaggio	Profondità [m]	Prove SPT [n.]	N. campioni indisturbati [n.]	N. campioni rimaneggiati [n.]	Piezometro [m]	Prova Down-Hole [m]	Inclinometro [m]
SD8INCL	30.0	4	3	2	-	-	30.0

Invece la nuova campagna di indagini integrative, eseguita nel marzo-maggio 2015 è consistita nelle seguenti indagini:

- n°1 sondaggio a carotaggio continuo L=30 m denominato S1_SMJ_2015 eseguito sulla sommità del rilevato esistente a quota intradosso sovrastruttura stradale.
- n°1 sondaggio a distruzione di nucleo L=10 m, denominato S2Pz_SMJ_2015, con installazione di piezometro a tubo aperto Norton, eseguito a piano campagna, lato monte.
- n°6 prove penetrometriche statiche CPT di lunghezza compresa tra 2.40 m e 9.20 m di cui CPT1 – CPT5 eseguite lato fosso, mentre la CPT6 eseguita lato monte.
- n°4 pozzetti esplorativi spinti sino a 3.0 – 4.0 m di profondità eseguiti n°2 lato monte e n°2 lato fosso.

Durante la perforazione del sondaggio S1_SMJ_2015 sono state eseguite le seguenti attività:

- catalogazione e ripresa fotografica del materiale recuperato;
- riconoscimento stratigrafico dei materiali;
- esecuzione di determinazioni speditive sulle caratteristiche di consistenza (Pocket Penetrometer);
- prelievo di n°4 campioni indisturbati (negli strati coesivi) per l'esecuzione di prove di laboratorio;
- n°10 prove Standard Penetration Test (SPT).

Nella tabella seguente sono riassunte le prove eseguite all'interno dei sondaggi.

Sondaggio	Profondità [m]	Prove SPT [n.]	N. campioni indisturbati [n.]	Piezometro [m]	Quota [m s.l.m.]
S1_SMJ_2015	30.0	10	4	-	386.78
S2Pz_SMJ_2015	10.0	-	-	10.0	379.12

Nella tabella seguente sono invece riassunte le prove penetrometriche CPT eseguite.

Sondaggio	Profondità [m]	Quota [m s.l.m.]
CPT1	5.0	382.54
CPT2	4.8	379.84
CPT3	2.4	378.86
CPT4BIS	4.0	378.12
CPT5	9.2	377.74
CPT6	5.4	381.66

Sui campioni indisturbati, prelevati dal sondaggio S1_SMJ_2015, sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- Apertura campione, caratterizzazione geotecnica e prove speditive di consistenza
- Determinazione del contenuto naturale d'acqua
- Peso specifico dell'unità di volume e dei grani
- Analisi granulometrica completa meccanica + sedimentazione
- Limiti di Atterberg
- Prova triassiale TxCIU
- Prova di taglio diretto con misura del picco e del residuo

Di seguito si riporta la stratigrafia del sondaggio a carotaggio continuo, realizzato a quota 386.78 m s.l.m., a circa -1.25 m dal piano viabile dell'attuale S.S. n°121, la cui ubicazione è riportata nella foto seguente.



Foto sondaggio S1_Mj_2015

Nelle foto seguenti si riporta la stratigrafia del sondaggio S1_Mj_2015 e le foto delle cassette.



Comitente: Bolognetta S.C.P.A.		Profondità raggiunta 30m	Quota Ass. P.C.	Certificato n°	Pagina 1					
Operatore ANTONIO FERRANTE		Località Mezzojuso			Inizio/Fine Esecuzione 16-03-2015/17-03-2015					
Responsabile ROBERTO TORRE		Sondaggio S1_Mj_2015	Tipo Carotaggio CAROTAGGIO CONTINUO	Tipo Sonda EGT	Coordinate X Y					
Profondità (m)	Utiligia	Descrizione litologica	Spessore dello strato	% carotaggio	S.P.T.	Resistività (kN/m ²)	Caricamento	Metodo Penetrazione	Metodo Sialitico	Scala
1		Sabbie fini e limi di colore giallo-bruno, addensate con sottili livelli argillosi di colore verdastro.	3.40	%C=100		3.8				
2					4-6-6	4.8	2.00			
3					3.00 PA	4.5	2.50			
4		Lim e sabbie fini di colore giallo - bruno ben addensate con inclusi elementi litici di dimensioni da millimetrici a centimetrici. Da 6.20m a 7.60m sature d'acqua	4.20	%C=91	22-17-9		4.00			
5					6.00 PA	6.4	4.50			
6		Lim argilloso sabbioso di colore nerastro, con inclusi litici a spigoli vivi	1.80		6-6-15		8.20			8.00
7					8.70 PA	4	8.70			
8		Lim e sabbie fini di colore giallo bruno con inclusi litici	0.80	%C=76			10.00			
9		Lim argilloso-sabbiosi di colore variabile dal grigio al giallo bruno, con inclusi litici di diametro centimetrico.	0.85	%C=100			10.50			
10		Lim e sabbie fini di colore giallo bruno con ghiaie a spigoli vivi; argillosi da 12.90.	2.15		30-23-21					
11					12.00 PC	6				
12		Lim argilloso debolmente sabbioso, a buona consistenza di colore grigiastro	1.80	%C=100	R	9	14.40			(RM)
13		Sabbie grigiastre addensate con intercalazioni di argille limose finemente scagliettate di colore grigio.	1.80	%C=100	15.00 PA	9.8	14.70			
14		Arenarie di colore grigio chiaro fratturate	1.20	%C=100	33-40-38					15.90
15		Argille limose a tratti sabbiose consistenti di colore nocciola, con livelli centimetrici di sabbie grigio giallastre, alternate ad argille a struttura scagliosa/diventano molto sabbiose di colore grigio scuro come tra 23.60m e 25.10m. Livello di sabbie fini limose poco cementate tra 27.7m e 28.10.		%C=100	18.00 PC	7.4				
16					27-39-47	5.6				
17					21.00 PA					
18					34-45-R	>10				
19					24.00 PA	7				
20					32-42-R	>10				
21					27.00 PA					
22					27-38-49					
23					30.00 PA					

Responsabile: Dott. Geol. Roberto Torre

Stratigrafia del sondaggio S1_Mj_2015



da p.c. a -5.0 m

da -5.0 a -10.0 m



da -10.0 a -15.0 m

da -15.0 a -20.0 m



da -20.0 a -25.0 m

da -25.0 a -30.0 m

Foto cassette sondaggio S1_Mj_2015

Il sondaggio in esame è stato realizzato dalla sommità del rilevato esistente in corrispondenza all'incirca della sezione di progetto n. sez 629, di cui nella figura seguente si riporta la relativa

ricostruzione stratigrafica. Come si può riscontrare il corpo del rilevato esistente è presente sino a circa -7.40 m rispetto a quota testa sondaggio.

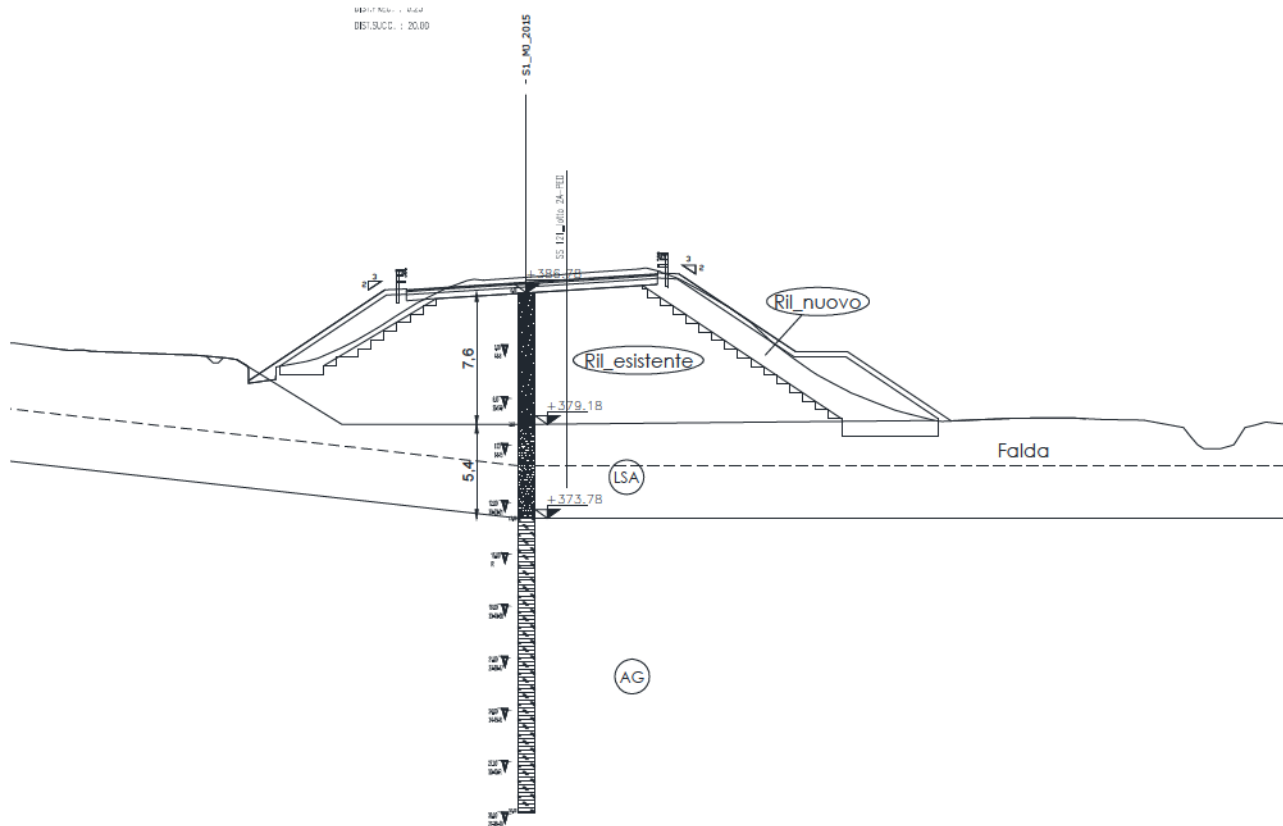


Figura 5 – ricostruzione stratigrafica nella sezione di esecuzione dl sondaggio S1_2015

Dalle prove di laboratorio effettuate sui 2 campioni indisturbati prelevati all'interno del corpo del rilevato esistente, è stato riscontrato che lo stesso è stato realizzato con materiale limo-argilloso classificabile secondo la UNI 10006 come A6, con una percentuale di sabbie+ghiaie pari a circa il 50%. Le prove di taglio diretto effettuate in laboratorio nei due suddetti campioni indisturbati costituenti il rilevato esistente, hanno registrato valori della coesione pari a $c' = 22 - 30$ kPa e valori dell'angolo d'attrito $\phi' = 18^\circ - 28^\circ$.

Il sondaggio a distruzione di nucleo con installazione del tubo piezometrico sino a 10.0 m è stato realizzato a quota 379.12 m s.l.m., al piede del rilevato stradale. La quota della falda registrata sino ad oggi riporta ad una quota di circa -4.20 m da quota piano campagna, pari a 374.92 m s.l.m..

Di seguito si riportano alcune foto rappresentative delle n°6 prove penetrometriche statiche eseguite.



CPT n1



CPT n2



CPT n3



CPT n4



CPT n°5



CPT n°6

Sono stati inoltre eseguiti n°4 pozzetti esplorativi con scavo sino a 3.0 – 4.0 m di profondità, allo scopo di:

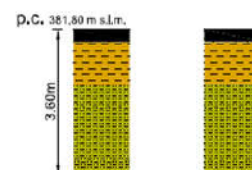
- eseguire un riconoscimento stratigrafico sulle pareti di scavo
- eseguire prove di carico su piastra a varie profondità
- prelievo di un campione indisturbato.

Nelle schede seguenti si riporta la descrizione stratigrafica rilevata, la foto di ciascun pozzetto scavato e la quota di prelievo del campione indisturbato.



Pz1_SMJ_2015

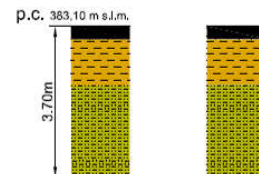
Spessori	Litologia
0,00-0,30	Terreno vegetale
0,30-1,40	Lm. sabbiosi con argille e ciottoli quarzamentati
1,40-3,60	Sabbie argillose e limi argillosi con inclusioni di varie natura centimetriche e decimetriche. Verso il basso si passa ad argille grigie con ciottoli di varia natura e dimensioni.





Pz2_SMJ_2015

Spessori	Litologia
0,00-0,30	Terreno vegetale
0,30-1,40	Limi sabbiosi con argille e ciottoli arrotondati, a struttura caotica poco consistenti.
1,40-3,70	Limi sabbiosi con Inclusi ciottoli

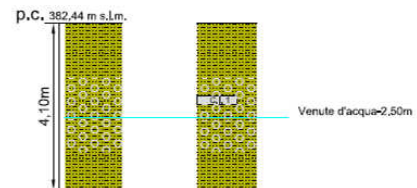


Preso campione rimaneggiato a m. 3.40



Pz3_SMJ_2015

Spessori	Litologia
0,00-1,20	Argille sabbiose limose con ciottoli
1,20-3,70	Depositi alluvionali costituiti da ciottoli in matrice limo-sabbiosa
3,70-4,10	Limi sabbiosi con ciottoli

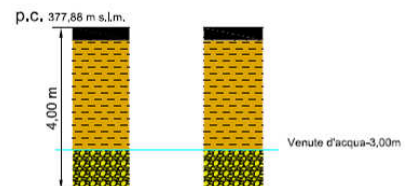


Preso campione indisturbato su parete a m. 2.20



Pz4_SMJ_2015

Spessori	Litologia
0,00-0,30	Terreno vegetale
0,30-3,00	Limi argillosi di colore marrone con inclusi elementi litici da centimetri a decimetri e con noduli di selce
3,00-4,00	Depositi alluvionali costituiti da ciottoli in matrice limo-sabbiosa



5.1 LETTURE PIEZOMETRICHE

Dopo l'installazione del piezometro all'interno sondaggio S2Pz_SMJ_2015 sono state eseguite due letture che hanno registrato la quota della falda a:

- -4.20 m (374.92 m s.l.m.) in data 15/04/2015
- -4.13 m (374.99 m s.l.m.) in data 26/05/2015

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel tratto in esame le indagini disponibili di PEA ed integrative hanno permesso di individuare le seguenti unità geotecniche:

UNITA' R – Corpo del rilevato esistente

Si tratta di limi sabbiosi classificabili A6 di color avana che costituiscono il corpo del rilevato esistente che dovrà essere allargato. Tali materiali sono stati riscontrati nel sondaggio S1_SMJ_2015.

UNITA' LSA – Limi sabbiosi argillosi

Si tratta di limi sabbiosi argillosi color avana da poco a moderatamente consistenti. Sono presenti fino a profondità massime di 8.5 m circa rilevate nella CPT5.

UNITA' AG – Argille limose grigie

Si tratta di argille limose grigie a struttura scagliettata con inclusi elementi lapidei, da consistenti a molto consistenti, strati di argilliti a consistenza pseudo-litoide. Questa unità costituisce il substrato di base lungo tutto il tracciato in esame. Si è riscontrata solo nel sondaggio S1_SMJ_2015 in quanto le prove penetrometriche sono andate a rifiuto.

6.1 CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Nel presente paragrafo si prende in esame la caratterizzazione meccanica dell'unità R (rilevato esistente) e dell'unità LSA costituente il piano di posa dei rilevati. Le suddette unità sono prevalentemente di tipo coesivo.

Per quanto riguarda invece il substrato argilloso costituito da argille consistenti denominato AG, si fa riferimento alla caratterizzazione geomeccanica di PEA. Pertanto i parametri di seguito riportati per tale unità, sono ripresi dalla relazione geotecnica di PEA.

6.1.1 Depositi coesivi [Ril. esistente e LSA]

La caratterizzazione geotecnica è stata fatta oltre che dall'interpretazione delle prove in sito anche dai risultati delle prove di laboratorio sui vari campioni indisturbati.

6.1.1.1 *Classificazione*

La classificazione dei terreni è valutata mediante i risultati delle seguenti prove di laboratorio:

- Pesi di volume naturale – Figura 7;
- Analisi granulometriche – Figura 8;
- Limiti di Atterberg e Carta di Plasticità – Figura 9, 10 e 11.

6.1.1.2 *Caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci*

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci, ci si è basati sui risultati delle prove di laboratorio integrative che sono:

- Taglio diretto per la resistenza in tensioni efficaci – Figura 12;
- Triassiale consolidata e non drenata per determinare la resistenza sia in condizioni drenate che non drenate – Figura 12.

6.1.1.3 *Caratteristiche di resistenza in termini di tensioni totali*

Per determinare invece le caratteristiche di resistenza in termini di tensioni totali, ci si è basati sui risultati delle prove in sito integrative che sono:

- prove penetrometriche statiche CPT – Figure 13, 16, 19, 22, 25 e 28;
- misure con Pocket Penetrometer, eseguite in sito sulle carote del sondaggio – Figura 31;
- prove penetrometriche dinamiche SPT– Figura 32;

Dalle prove CPT è possibile determinare la c_u (Figure 14, 17, 20, 23, 26 e 29) con la seguente correlazione:

$$c_u = \frac{q}{N_K} = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_K}$$

essendo:

$N_K = f(B_q) = 15$ coefficiente di capacità portante

σ_{vo} = pressione verticale totale

q_c = resistenza alla punta rilevata

La pressione verticale totale geostatica è stata valutata ipotizzando un peso di volume naturale costante con la profondità pari a 20.0 kN/m^3 .

La resistenza a taglio non drenata è stata desunta anche dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT all'interno delle unità coesive, in base alla correlazione di Stroud (1974):

$$c_u = (5.0 - 5.5) \cdot N_{SPT} \quad \text{kPa}$$

Tale valore di coesione così ottenuto, ha solo la funzione di fornire un range di valori della coesione, ma è importante per mettere in evidenza i passaggi stratigrafici fra unità LSA e AG - Figura 33.

Inoltre i valori della resistenza al taglio non drenata (c_u) sono stati ottenuti da misure dirette in sito quali Pocket Penetrometer (indicato con PP), mediante la seguente correlazione (Figura 31):

$$c_u = (PP) / 2 \quad \text{kPa}$$

6.1.1.4 Caratteristiche di deformabilità

I parametri di deformabilità dei depositi coesivi sono stati stimati tramite:

- prove penetrometriche statiche CPT
- misure dirette con pocket penetrometer e SPT all'interno del sondaggio integrativo.

Dalle prove penetrometriche statiche il modulo di deformazione E (Figure 15, 18, 21, 24, 27 e 30) è correlazioni con la resistenza alla punta q_c , in accordo con le correlazioni di Mitchell e Gardner [1975]:

$$E = \alpha \times q_c \quad \text{kPa}$$

con

$\alpha = 6$	valore assunto
q_c	resistenza alla punta penetrometrica [kPa]

Un ulteriore criterio per la stima del modulo M è quello che utilizza le correlazioni con la coesione non drenata:

$$E = \alpha \times c_u \quad \text{kPa}$$

con

$\alpha = 120$	valore assunto nei calcoli
c_u	coesione non drenata

Andamento del peso di volume naturale

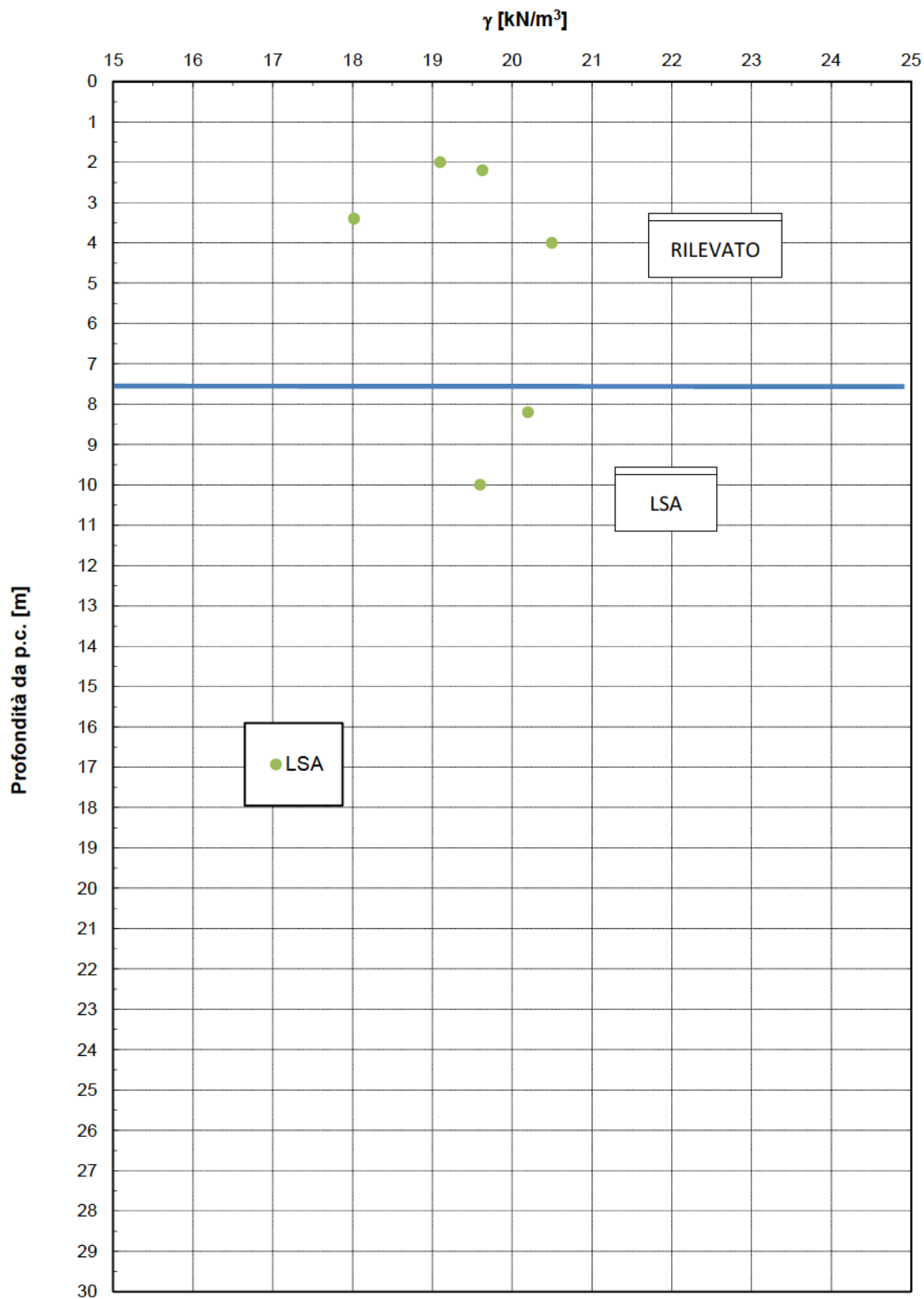


Figura 6 – Peso di volume naturale

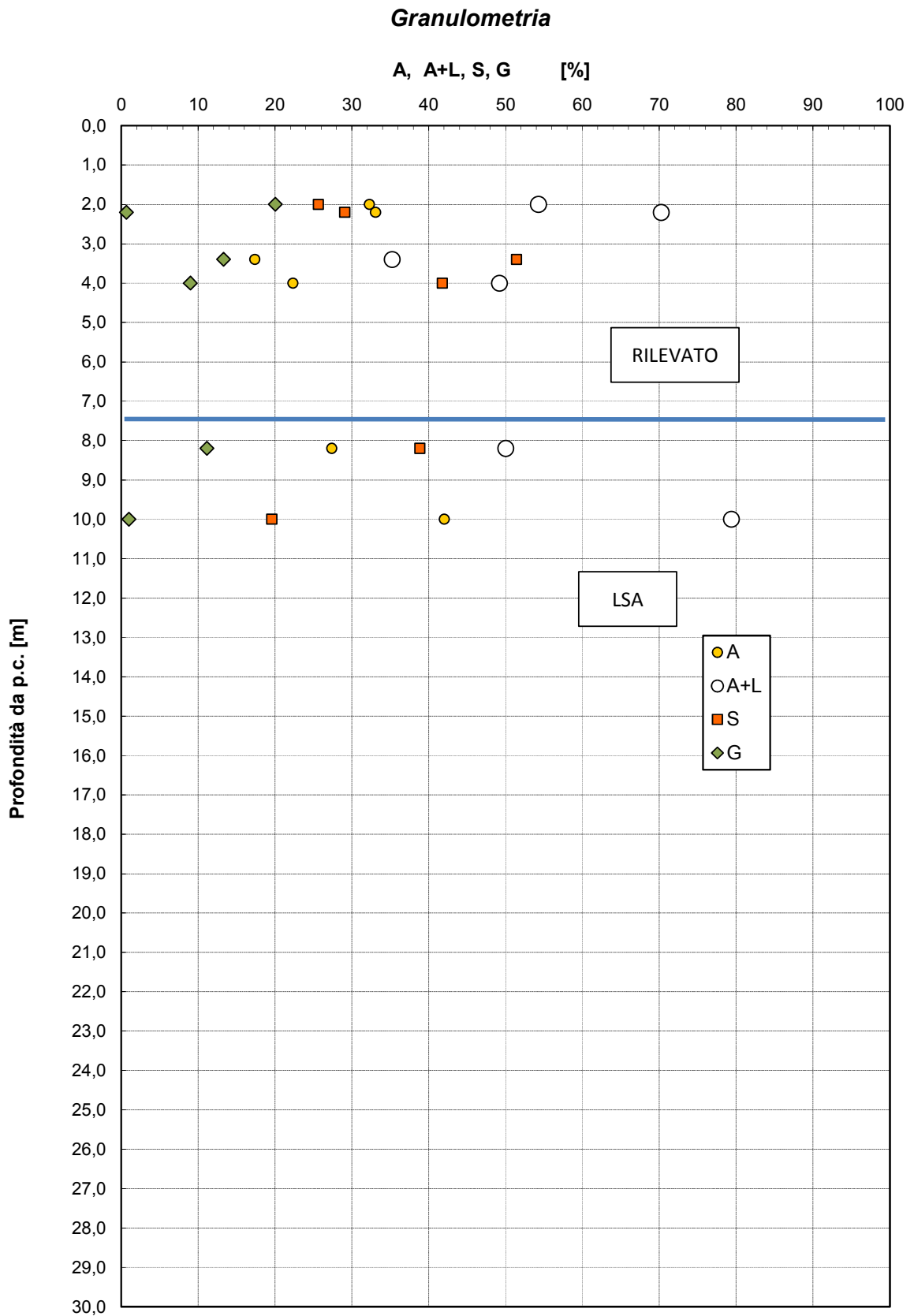


Figura 7 – Granulometria unità LSA

Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua naturale

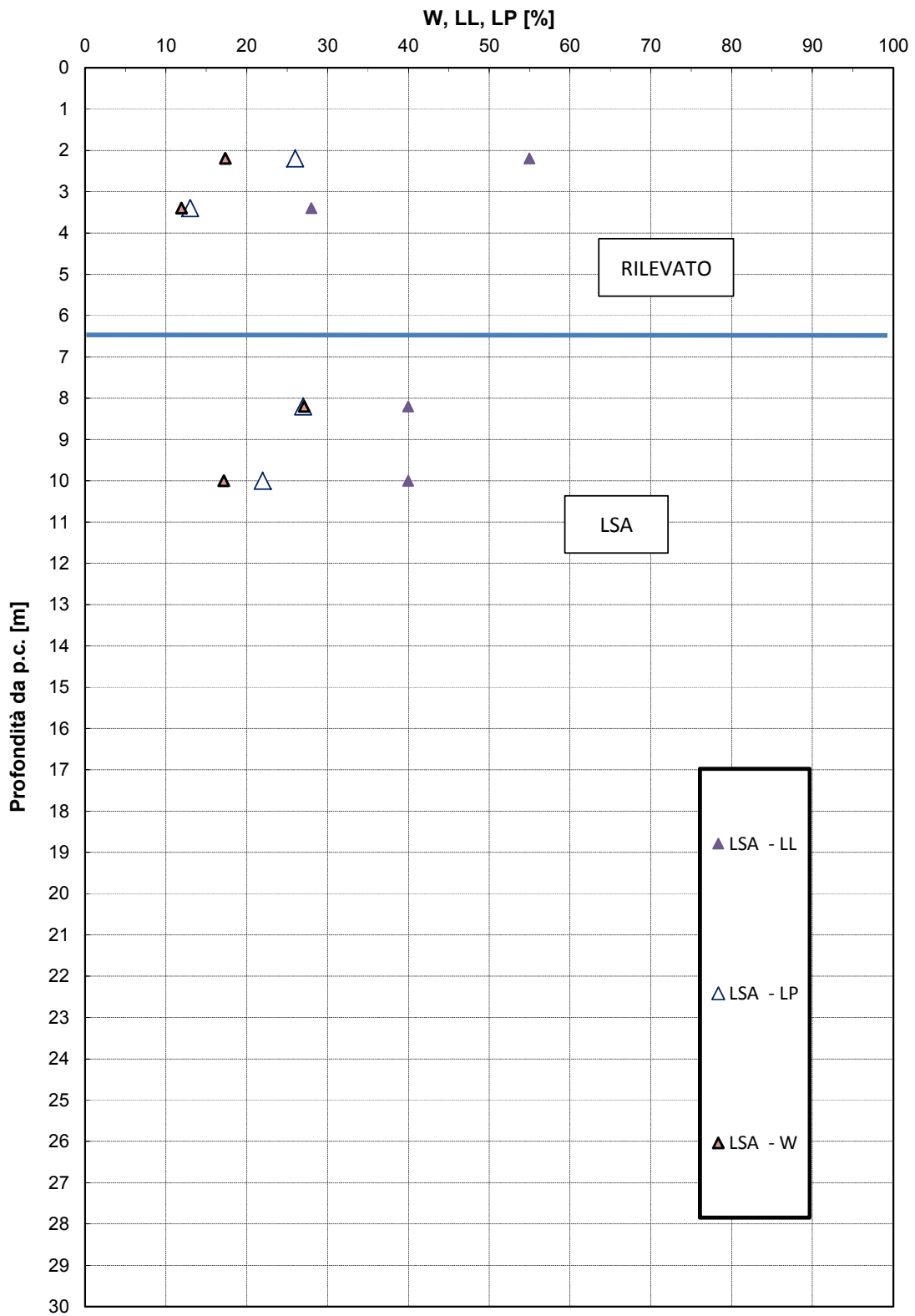


Figura 8 – Contenuto naturale d'acqua e limiti di Atterberg

Carta di Plasticità di Casagrande

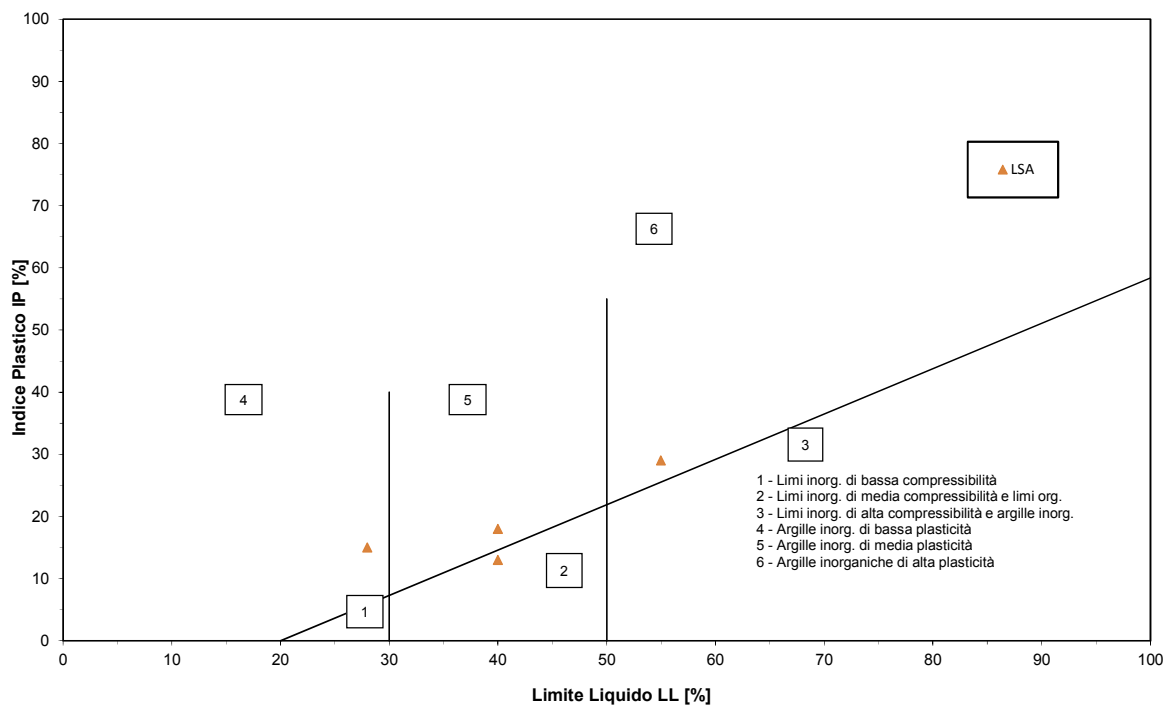


Figura 9 – Carta di plasticità di Casagrande

Andamento dell'indice plastico

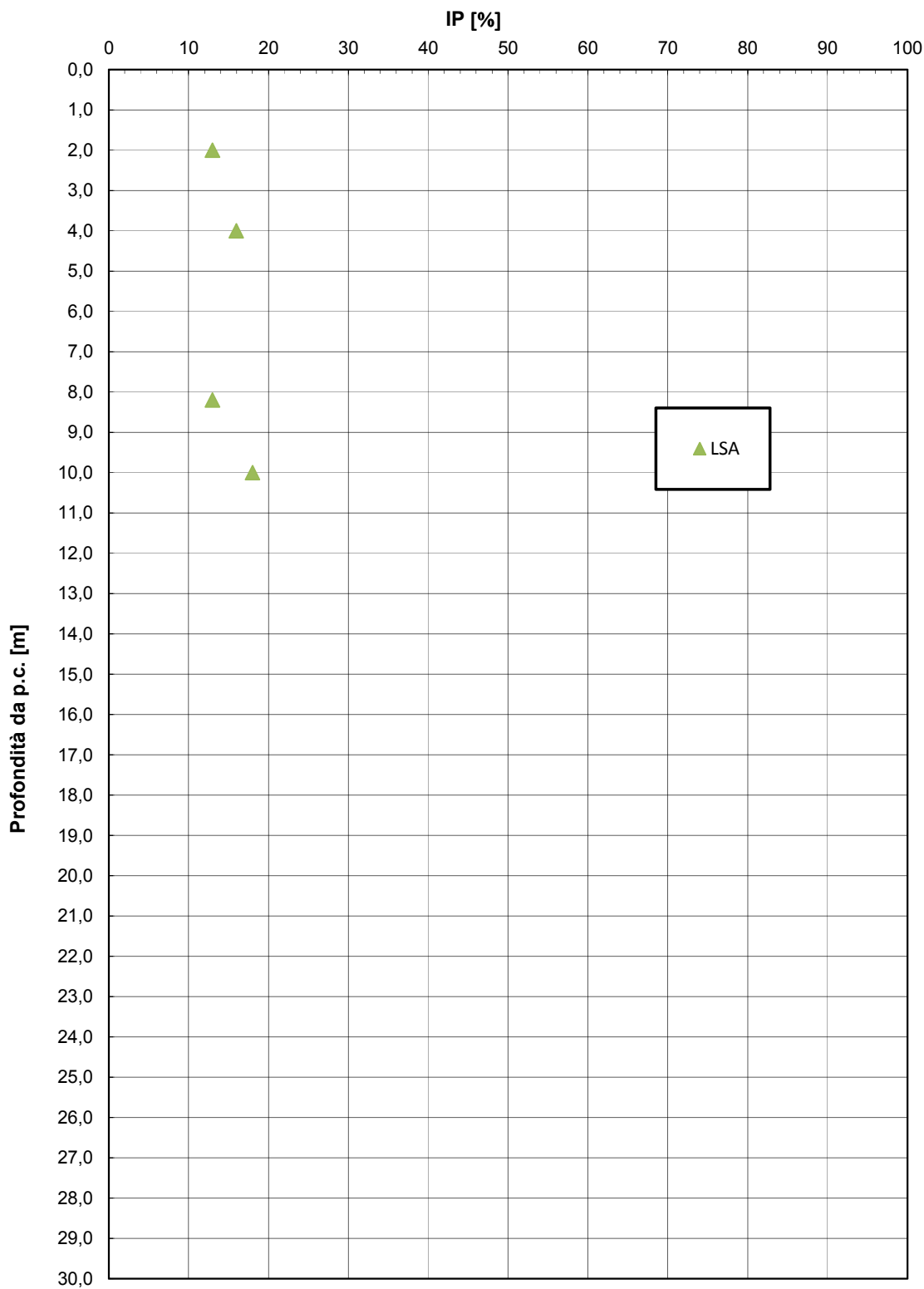


Figura 10 – Indice plastico

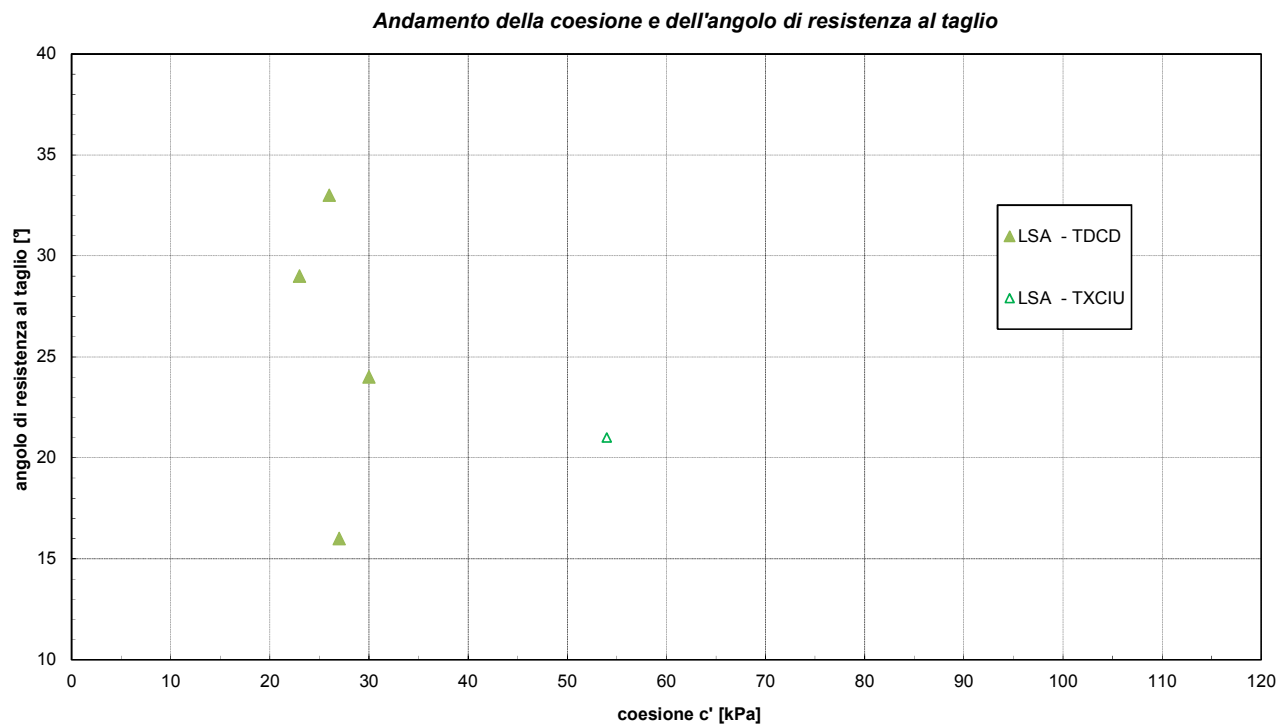


Figura 11 – Angolo di resistenza al taglio e coesione drenata di picco

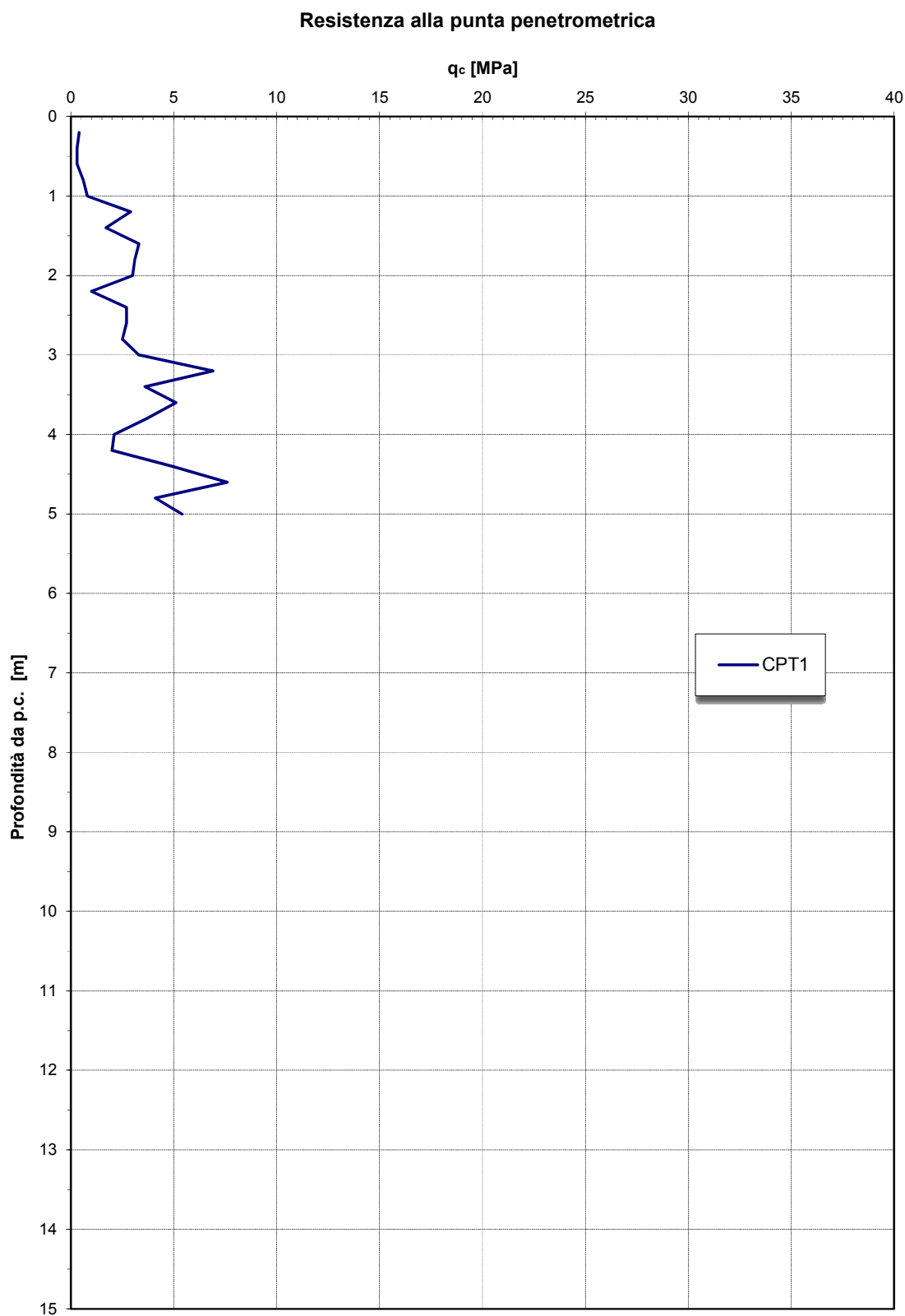


Figura 12 – Resistenza alla punta penetrometrica da prova CPT1

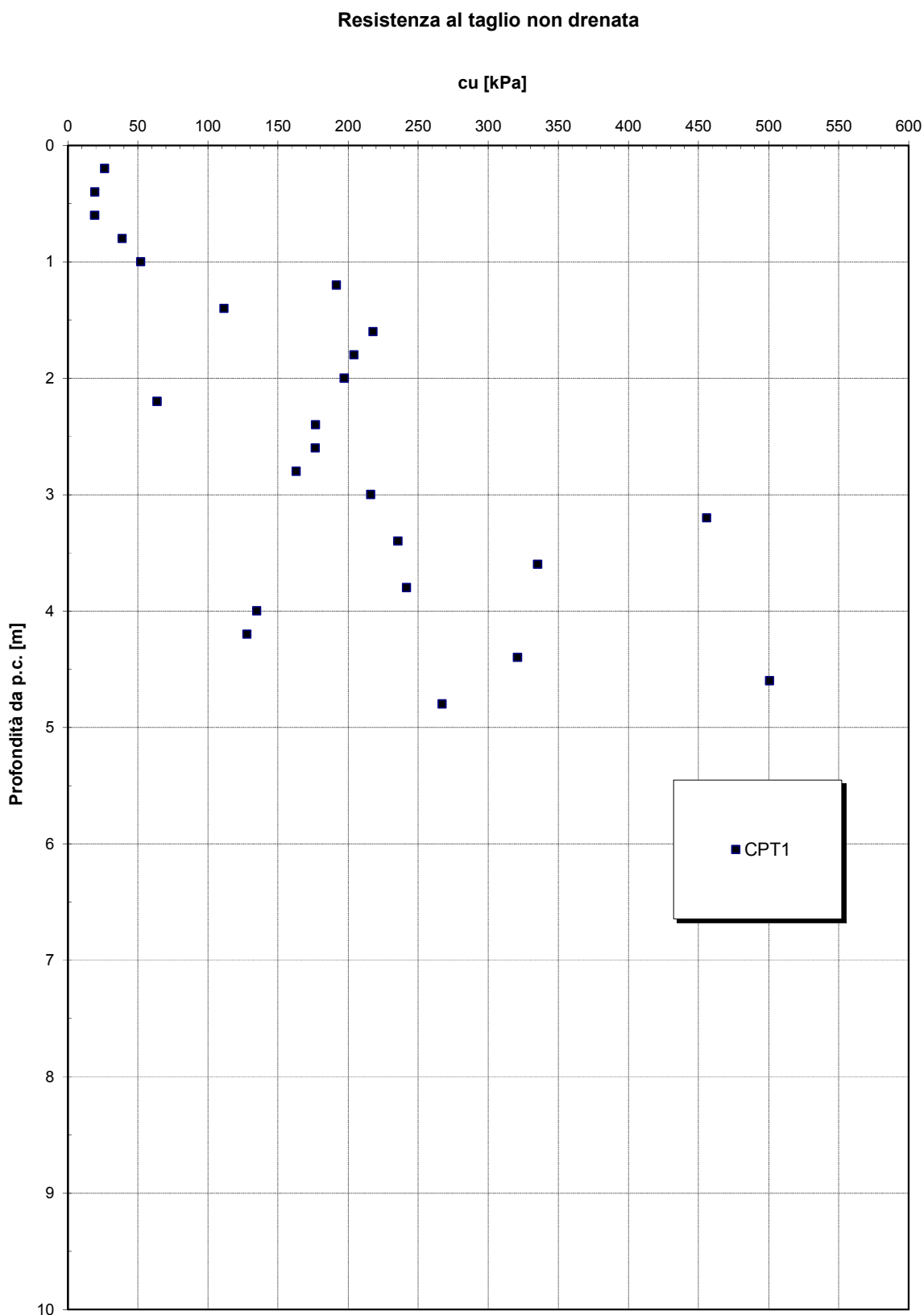


Figura 13 – Resistenza al taglio non drenata Cu da prova CPT1

Modulo di deformazione confinato per terreni coesivi

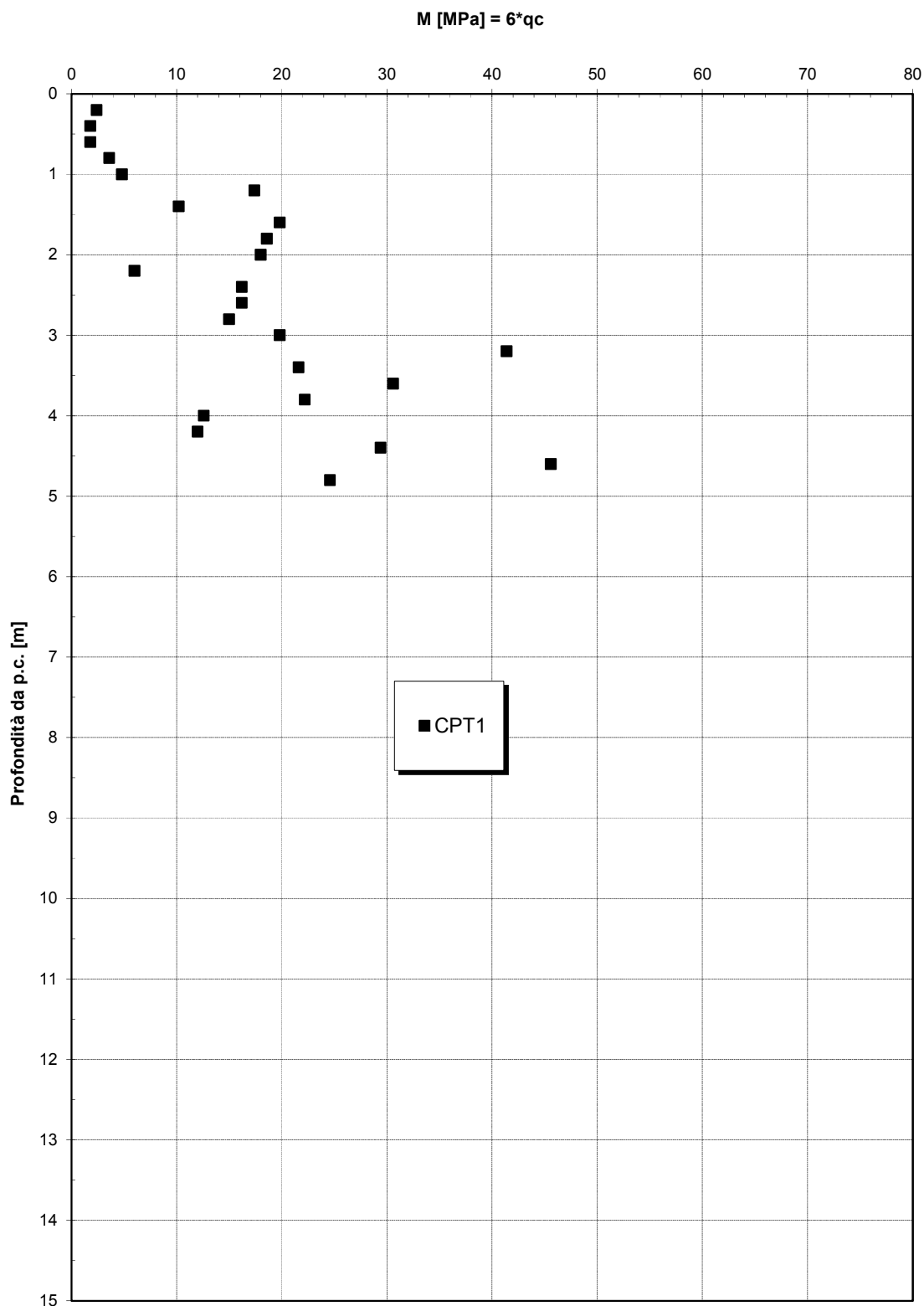


Figura 14 – Modulo di deformazione da prova CPT1

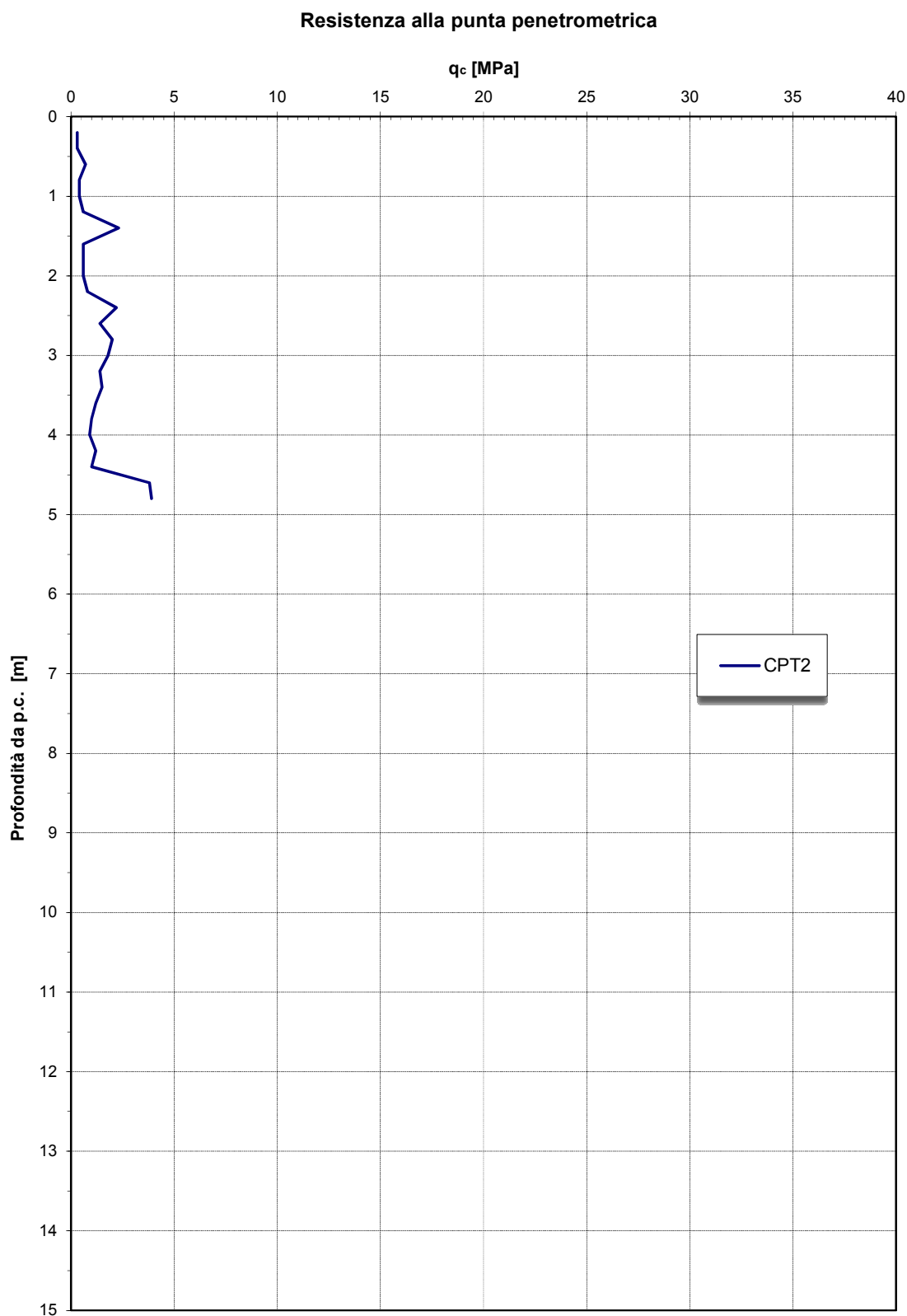


Figura 15 – Resistenza alla punta penetrometrica da prova CPT2

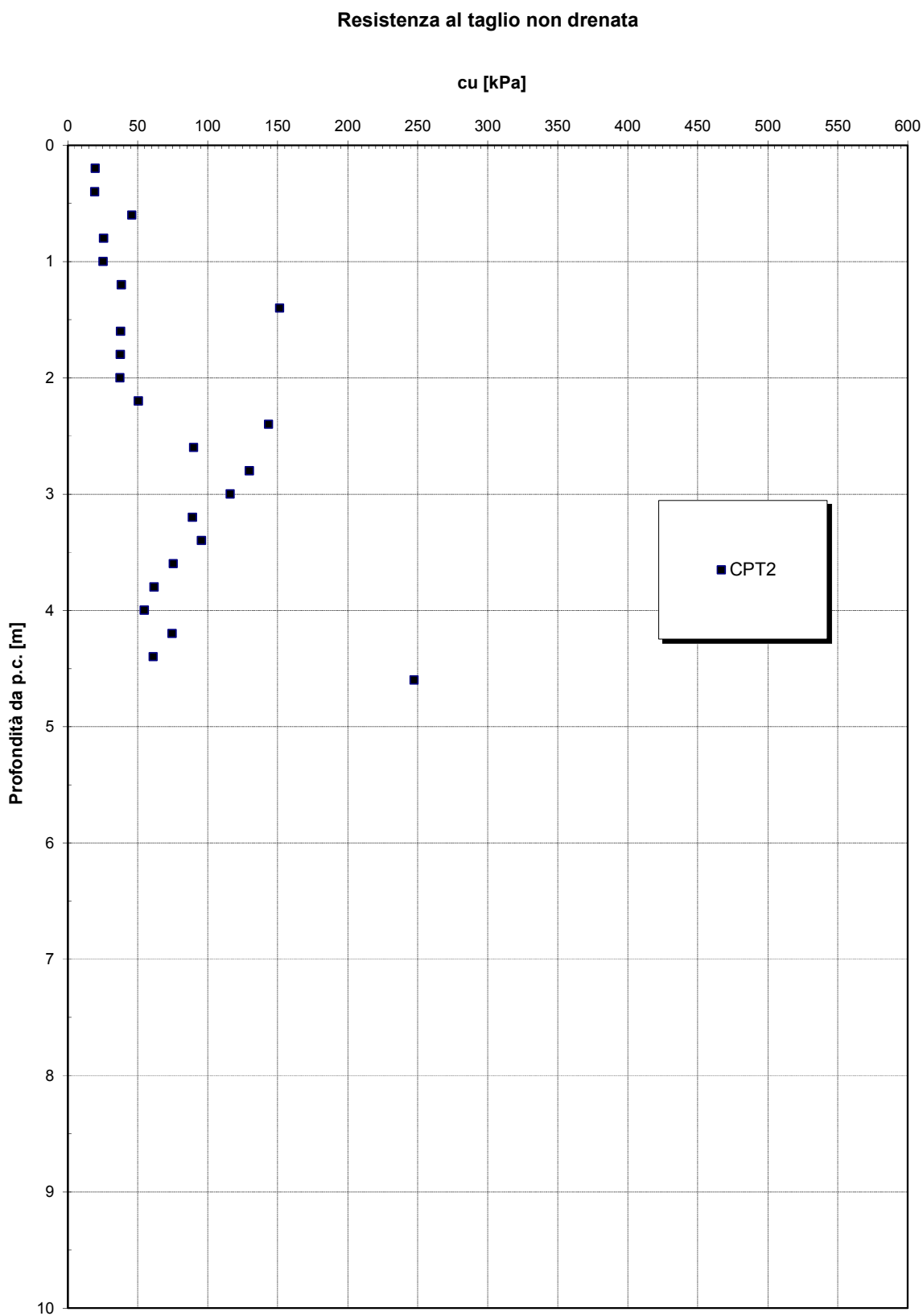


Figura 16 – Resistenza al taglio non drenata Cu da prova CPT2

Modulo di deformazione confinato per terreni coesivi

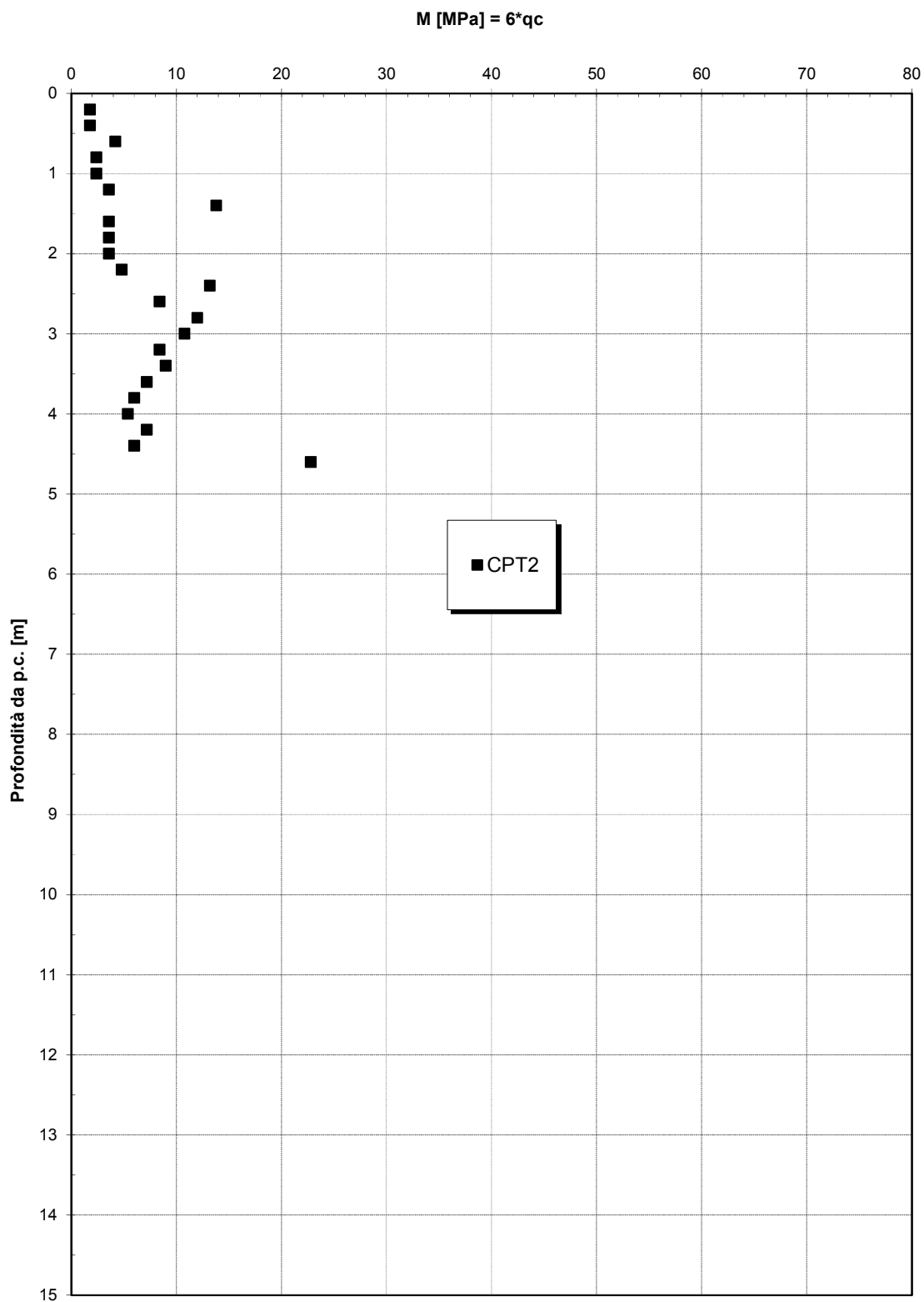


Figura 17 – Modulo di deformazione da prova CPT2

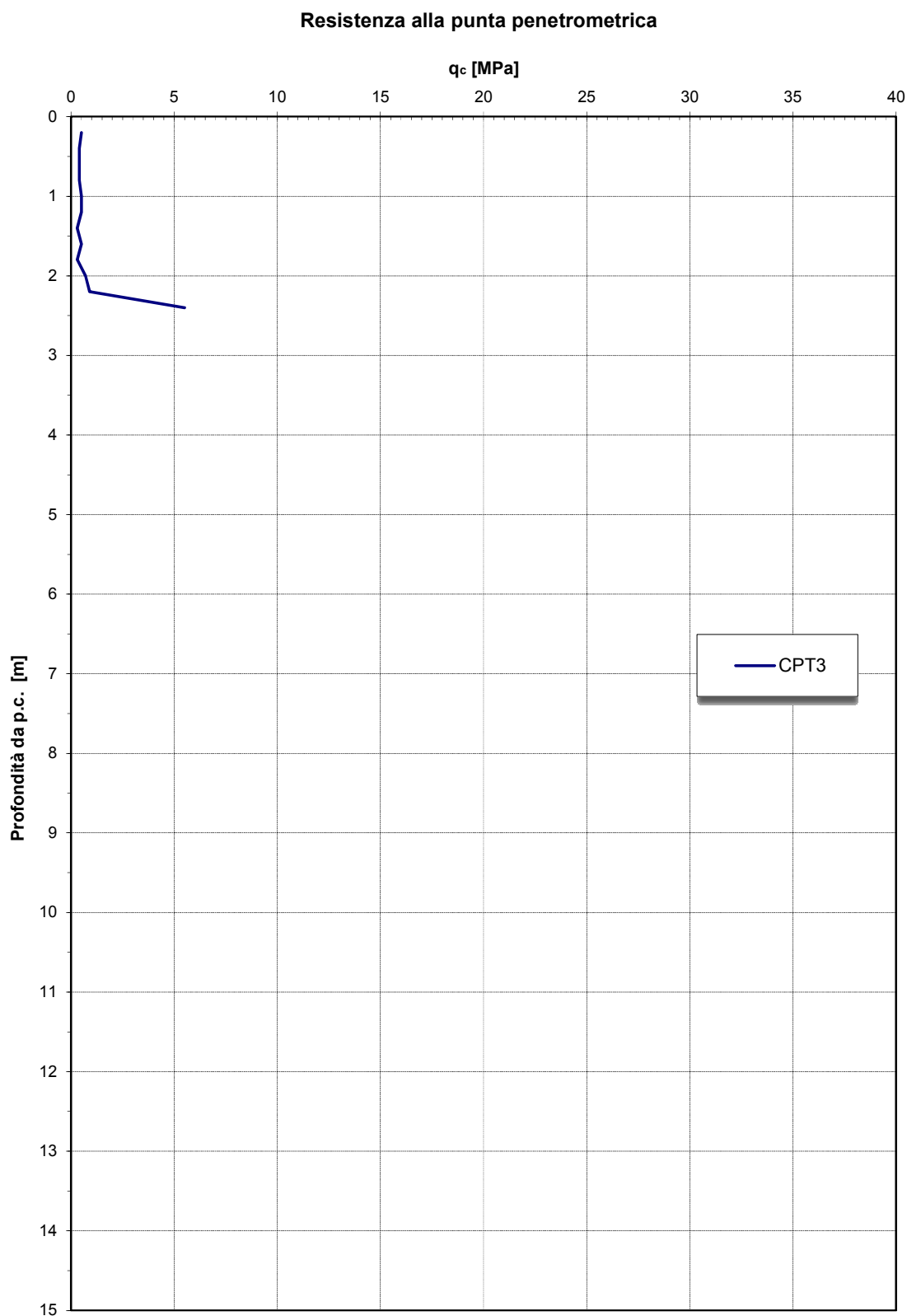


Figura 18 – Resistenza alla punta penetrometrica da prova CPT3

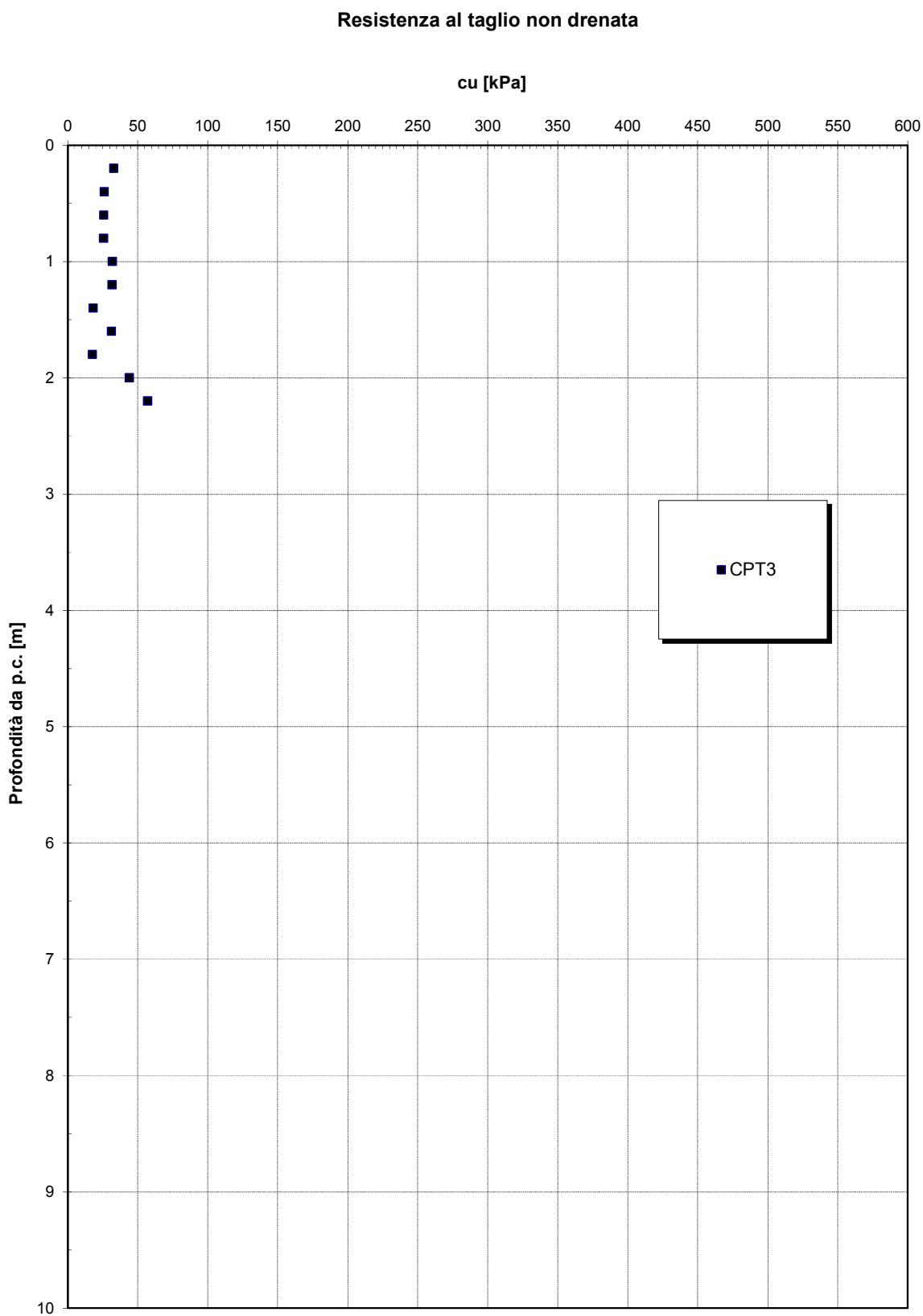


Figura 19 – Resistenza al taglio non drenata Cu da prova CPT3

Modulo di deformazione confinato per terreni coesivi

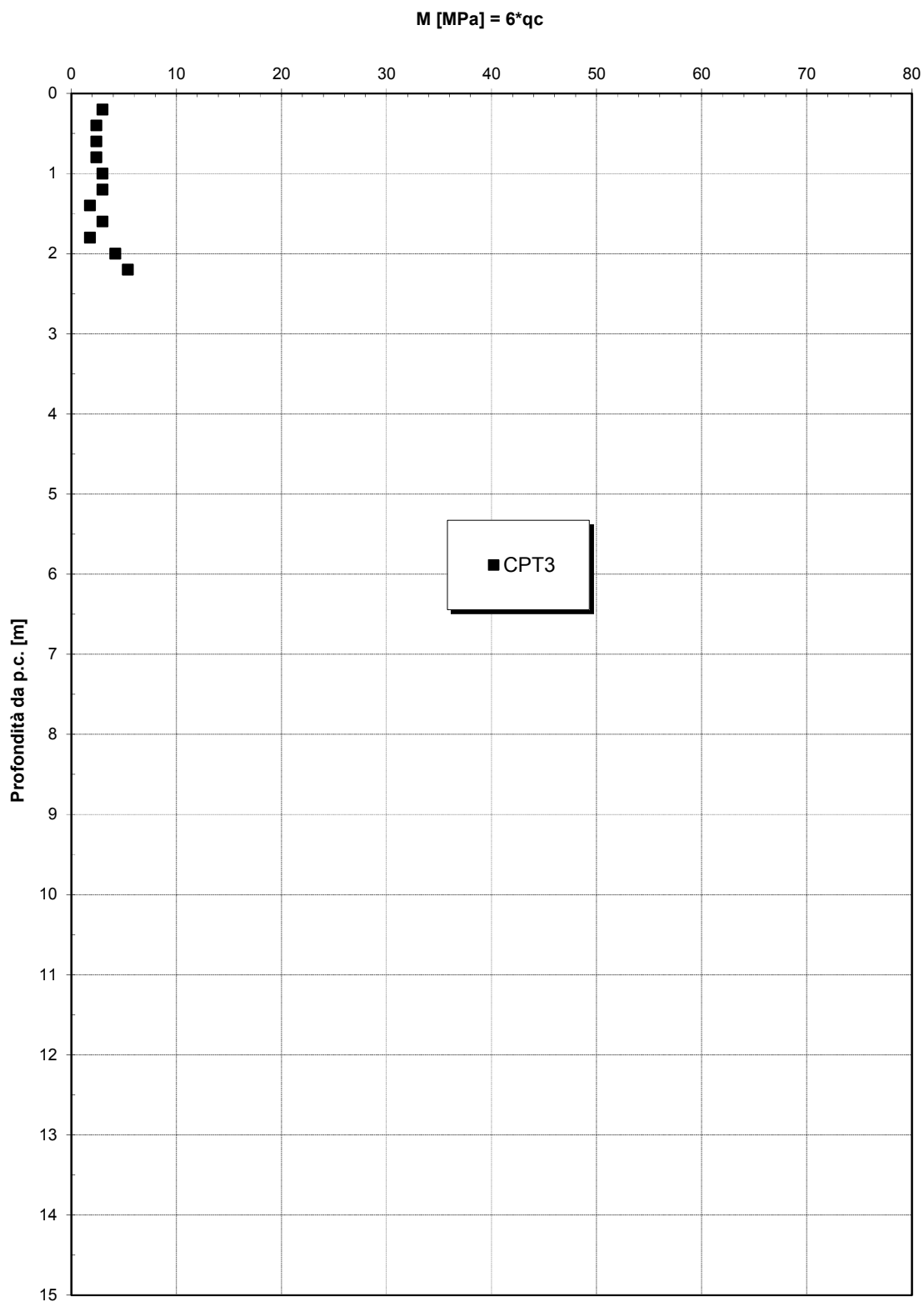


Figura 20 – Modulo di deformazione da prova CPT3

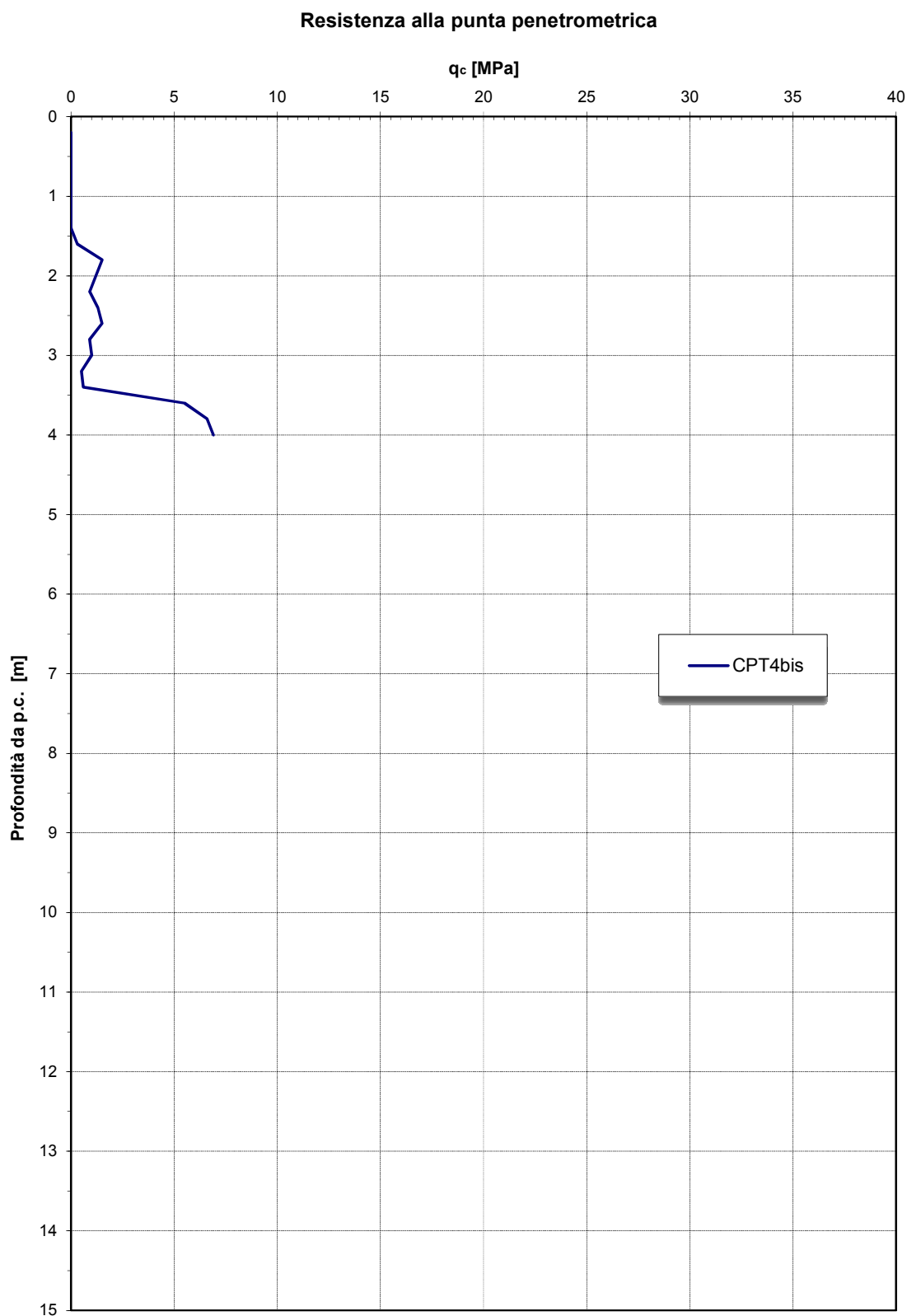


Figura 21 – Resistenza alla punta penetrometrica da prova CPT4bis

Resistenza al taglio non drenata

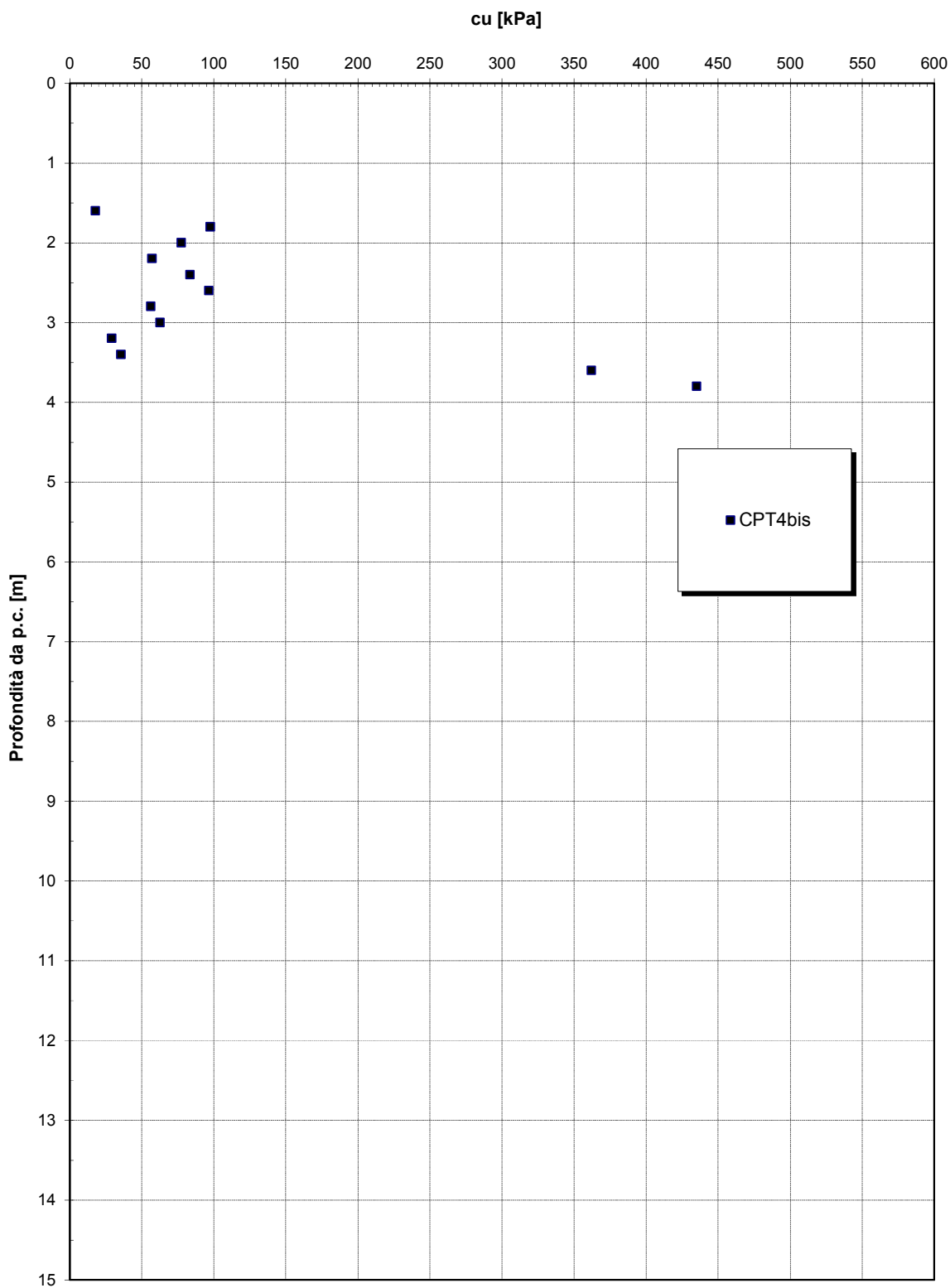


Figura 22 – Resistenza al taglio non drenata Cu da prova CPT4bis

Modulo di deformazione confinato per terreni coesivi

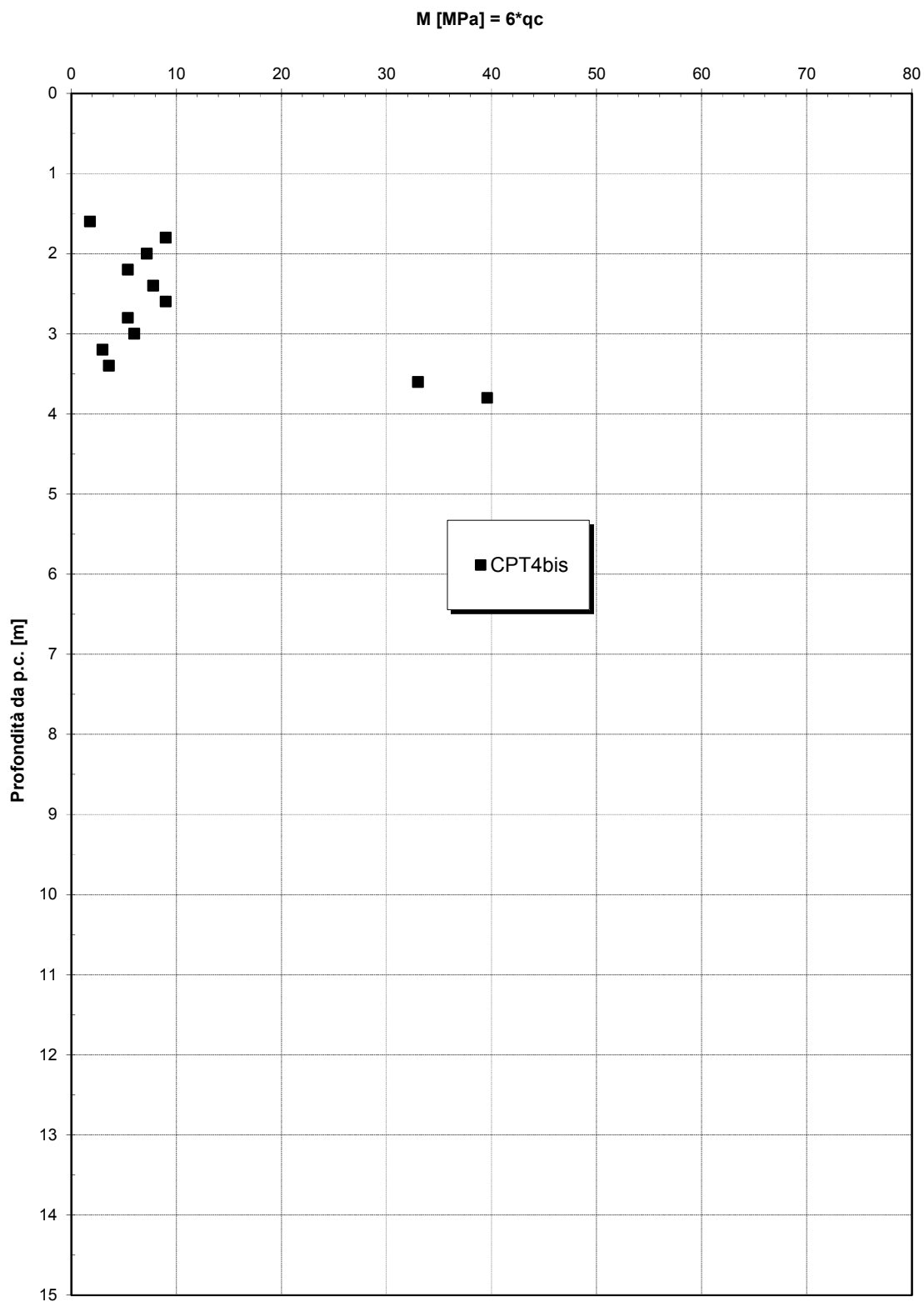


Figura 23 – Modulo di deformazione da prova CPT4bis

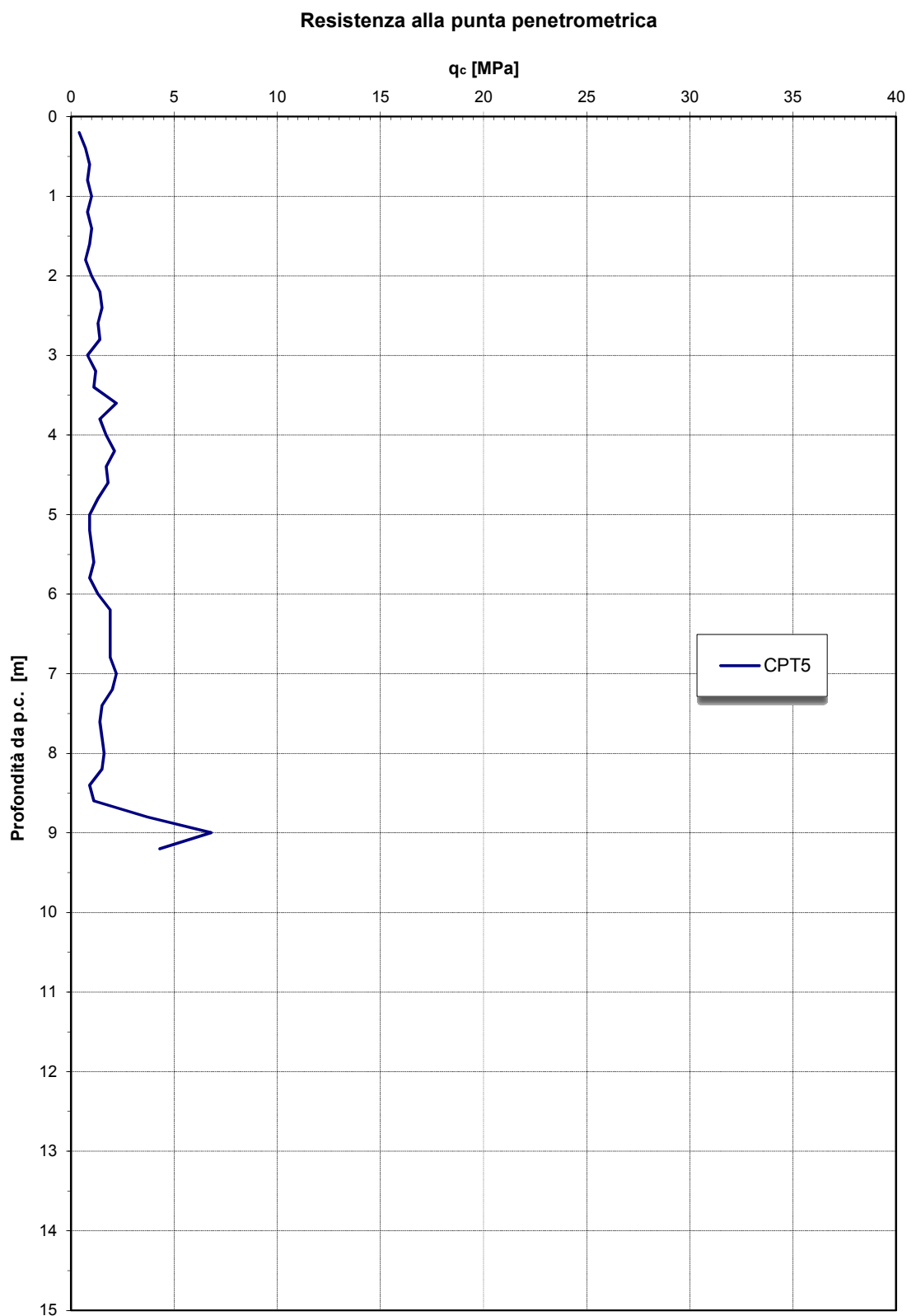


Figura 24 – Resistenza alla punta penetrometrica da prova CPT5

Resistenza al taglio non drenata

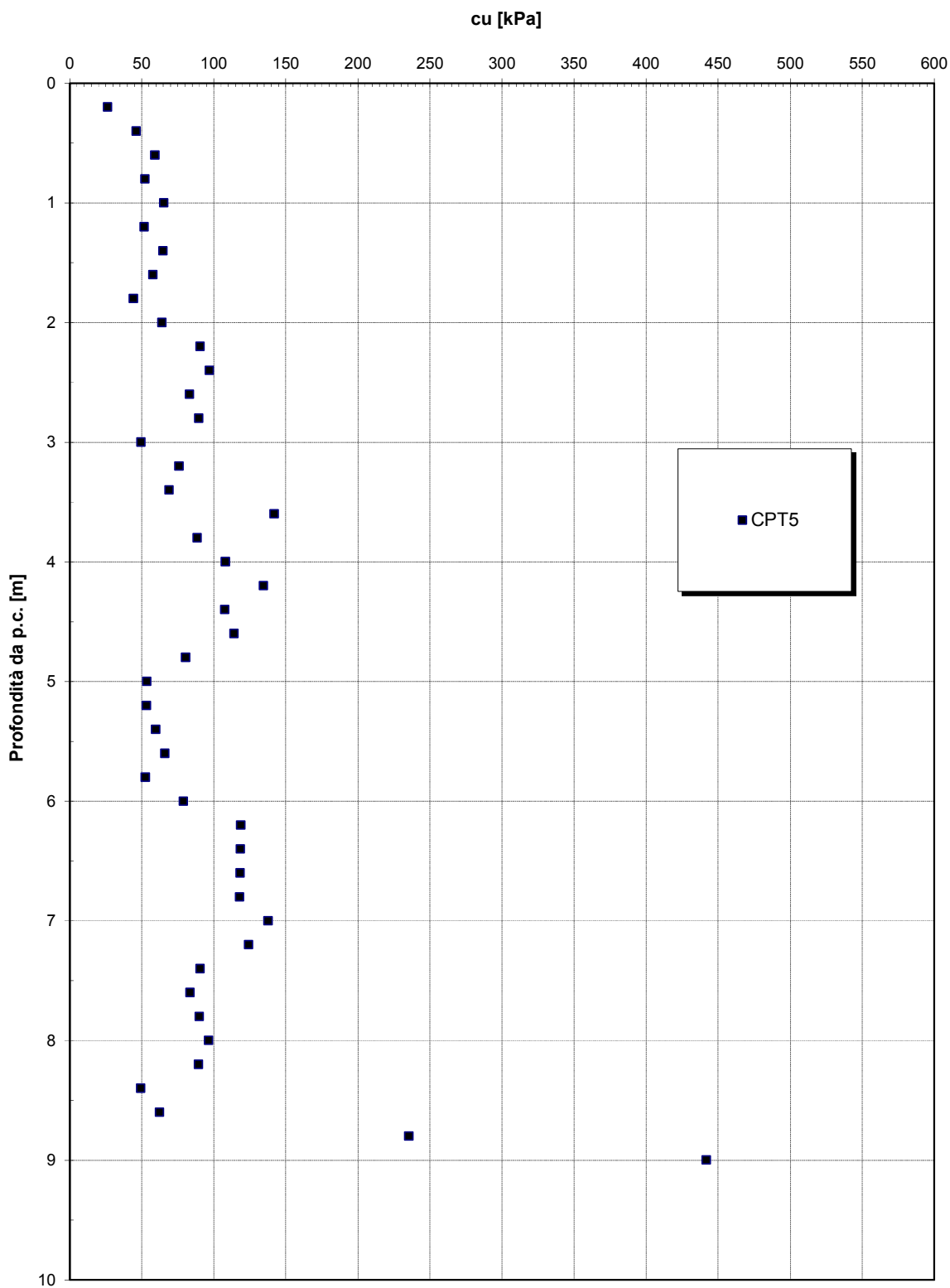


Figura 25 – Resistenza al taglio non drenata c_u da prova CPT5

Modulo di deformazione confinato per terreni coesivi

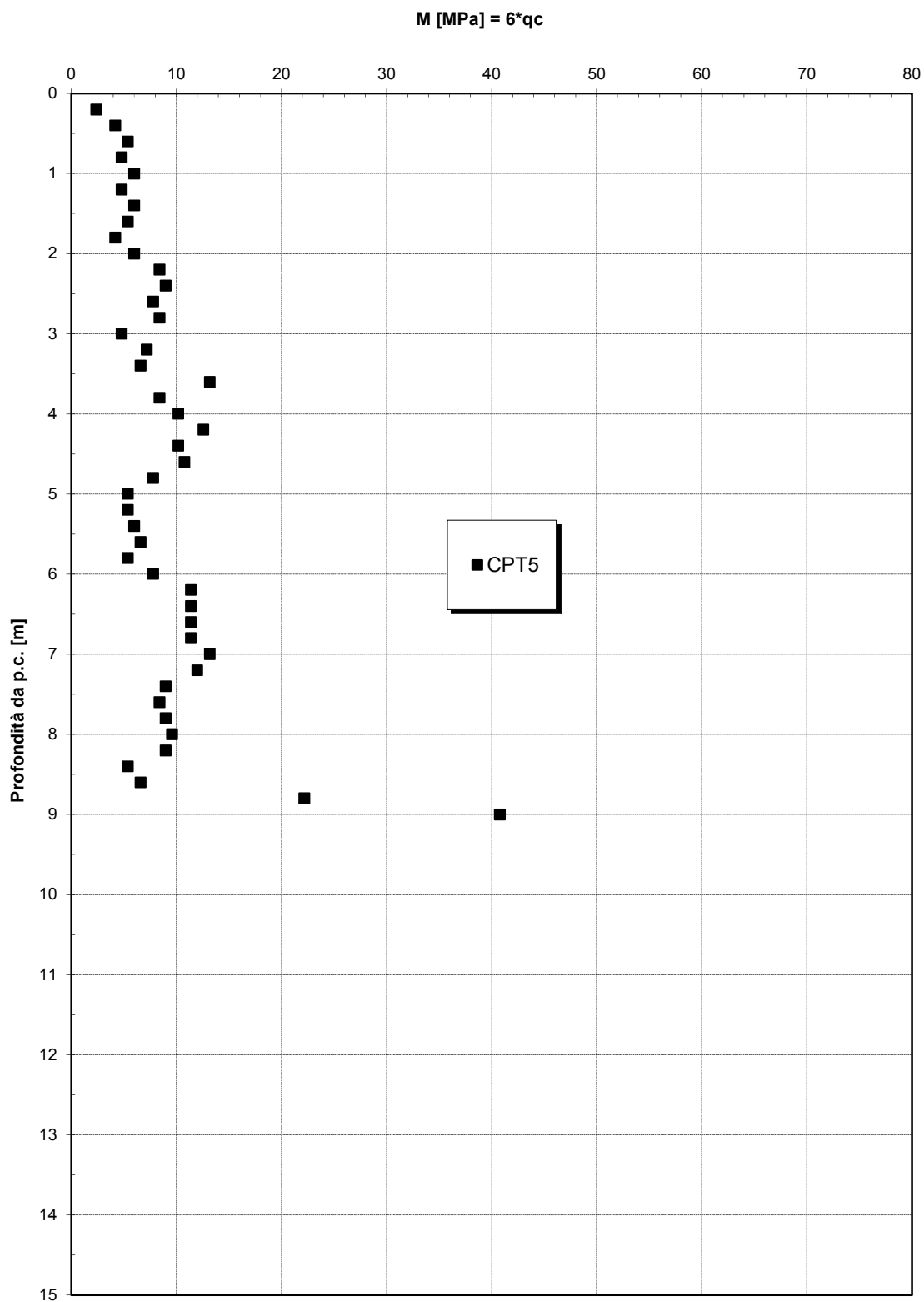


Figura 26 – Modulo di deformazione da prova CPT5

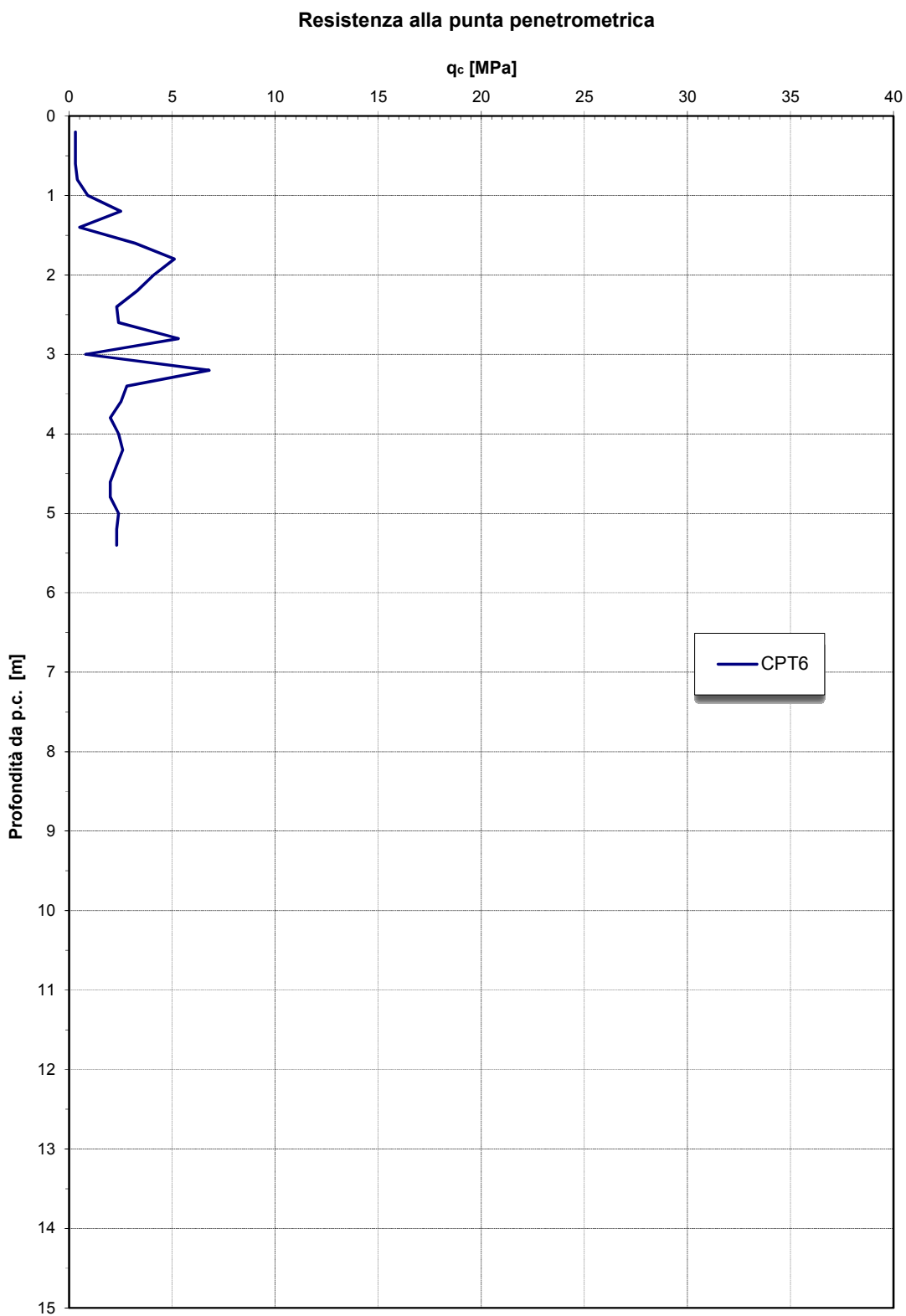


Figura 27 – Resistenza alla punta penetrometrica da prova CPT6

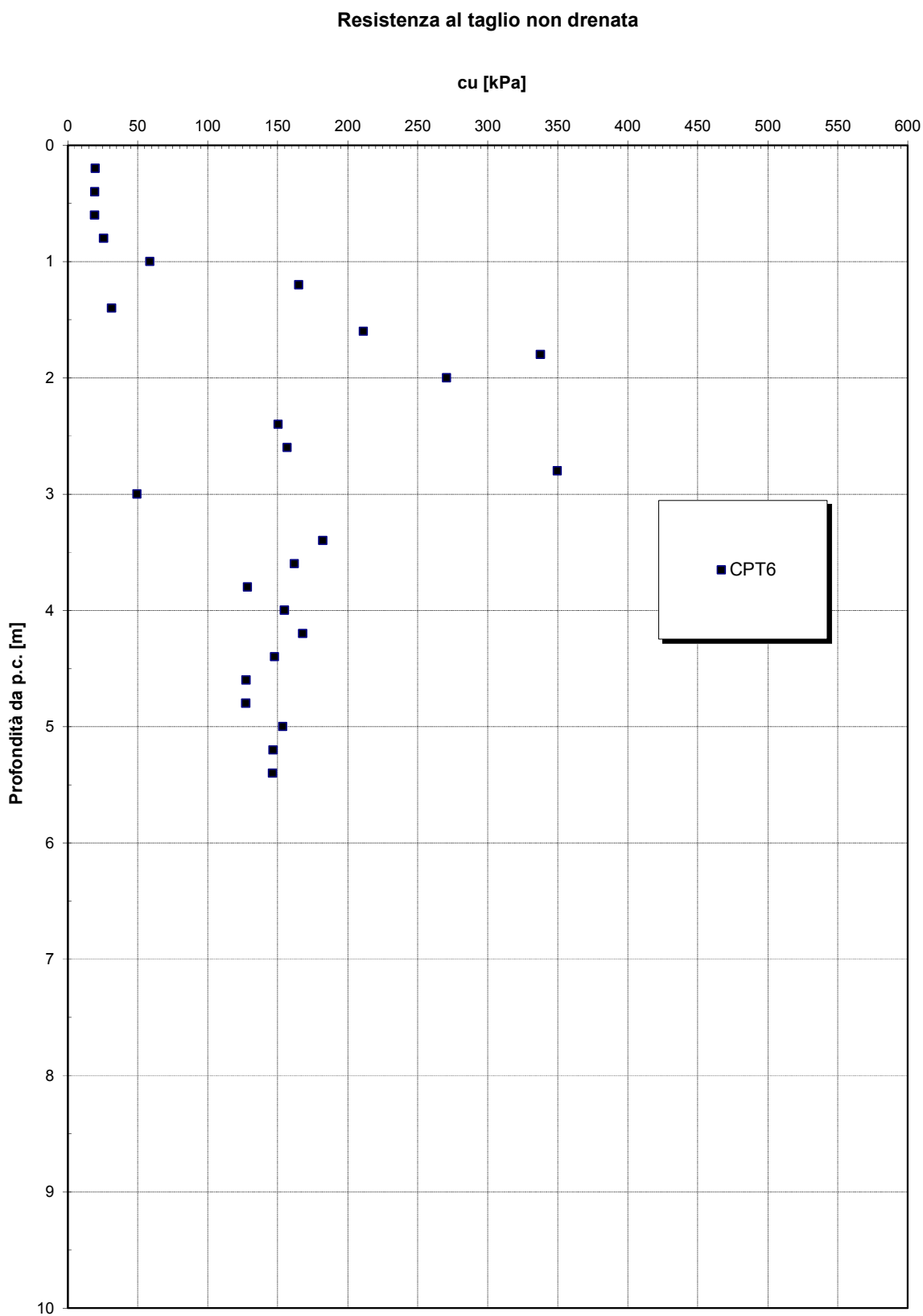


Figura 28 – Resistenza al taglio non drenata Cu da prova CPT6

Modulo di deformazione confinato per terreni coesivi

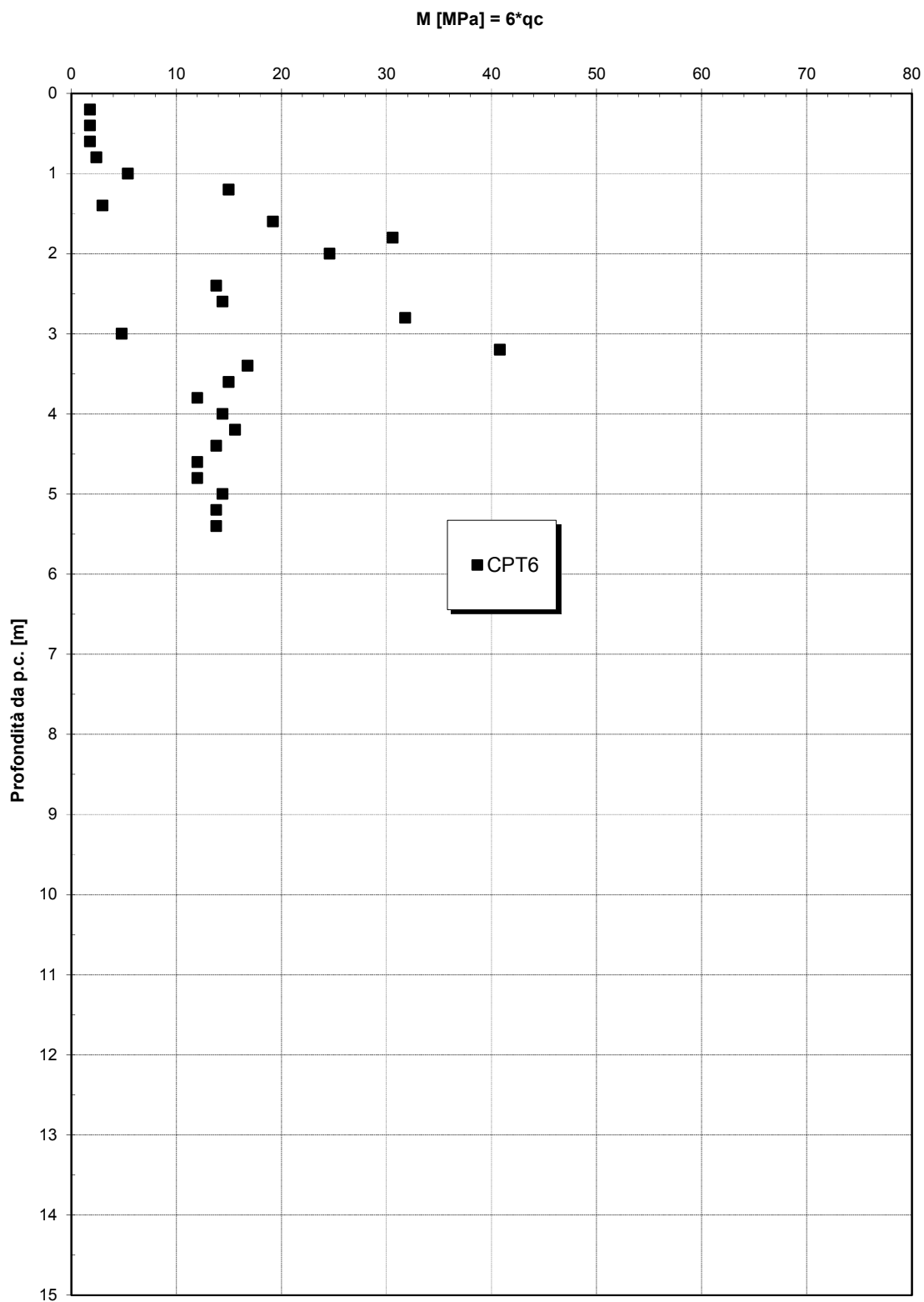


Figura 29 – Modulo di deformazione da prova CPT6

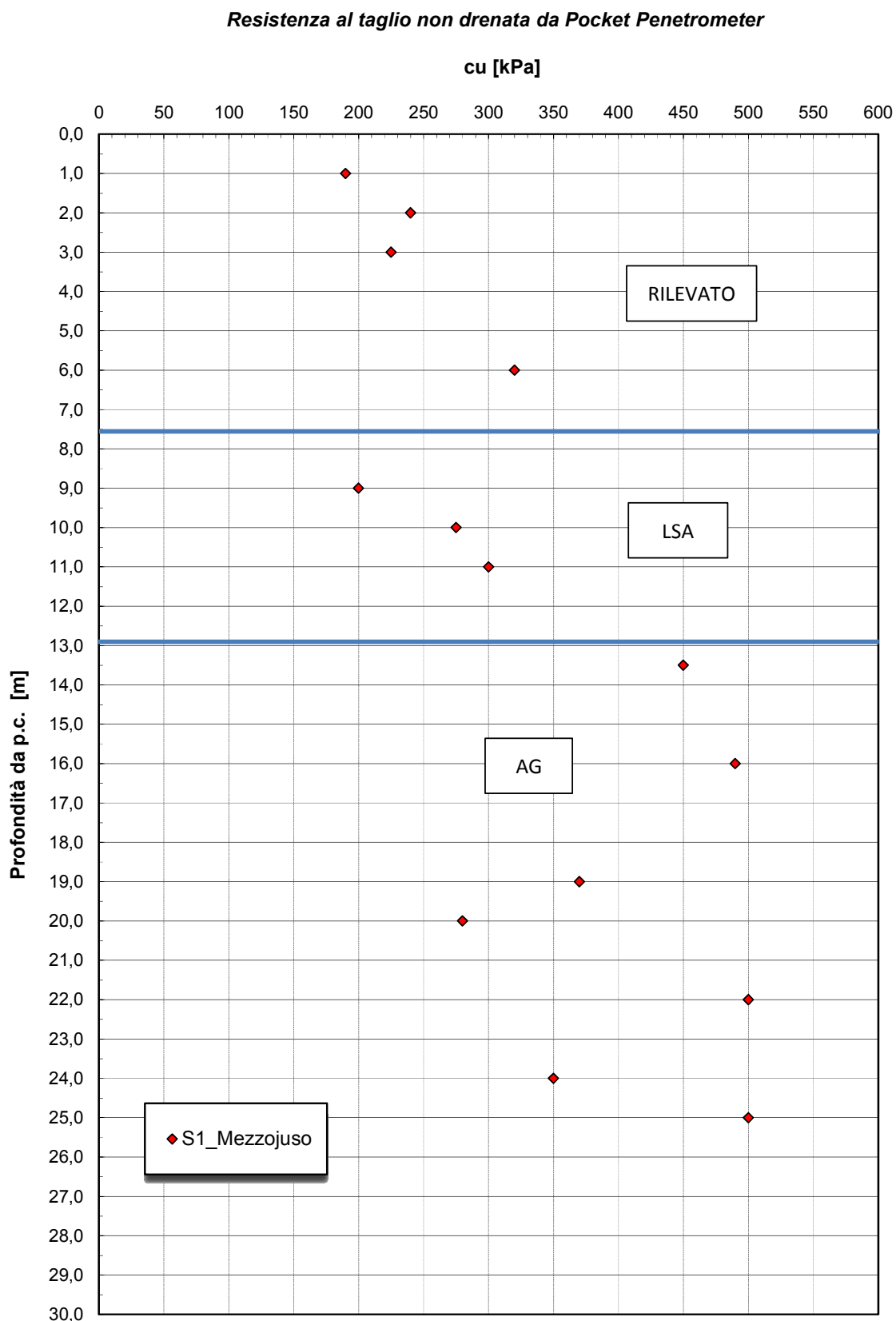


Figura 30 – Resistenza al taglio non drenata da Pocket Penetrometer - S1_SMJ_2015

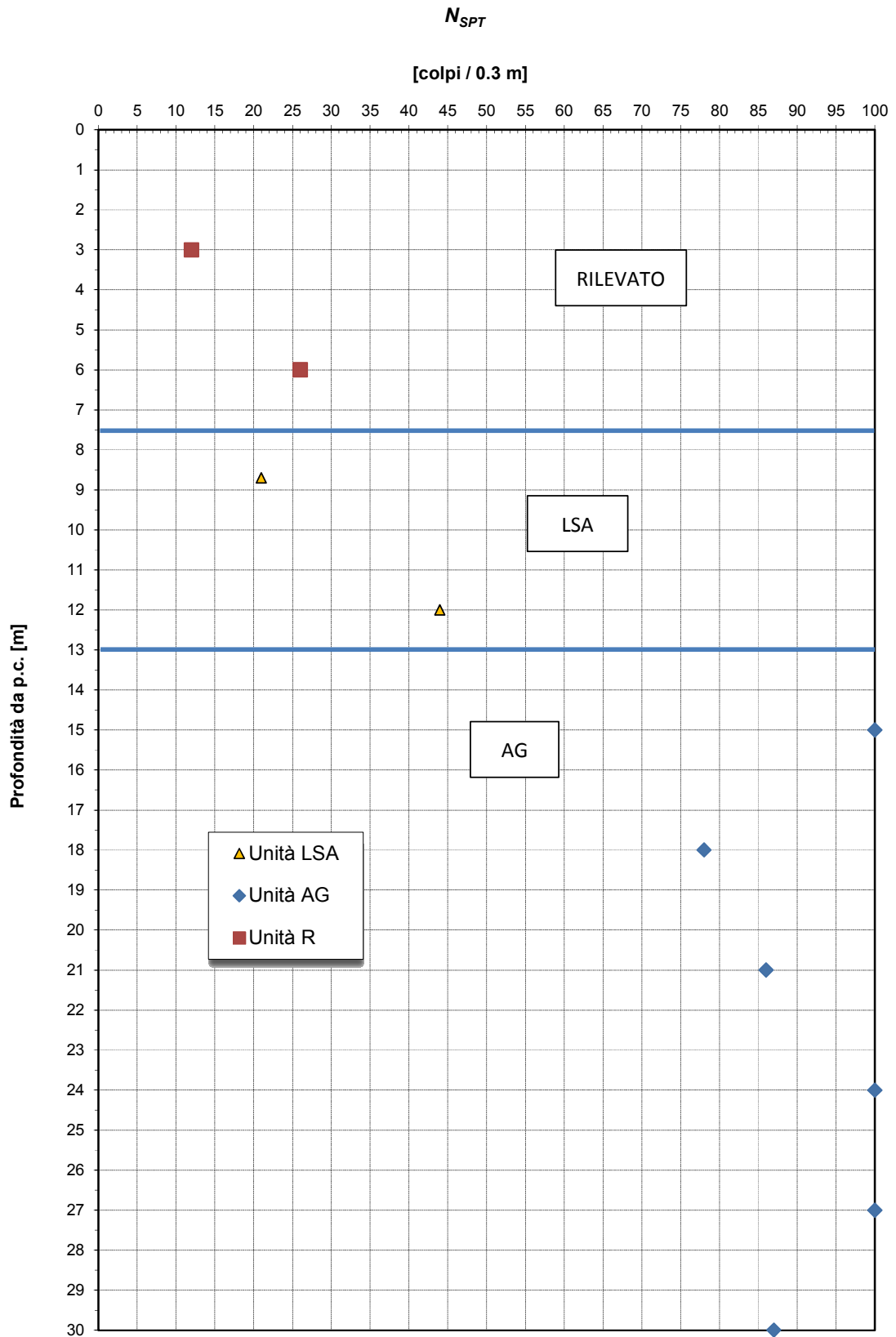


Figura 31 – Valori N_{SPT} sondaggio S1_SMJ_2015

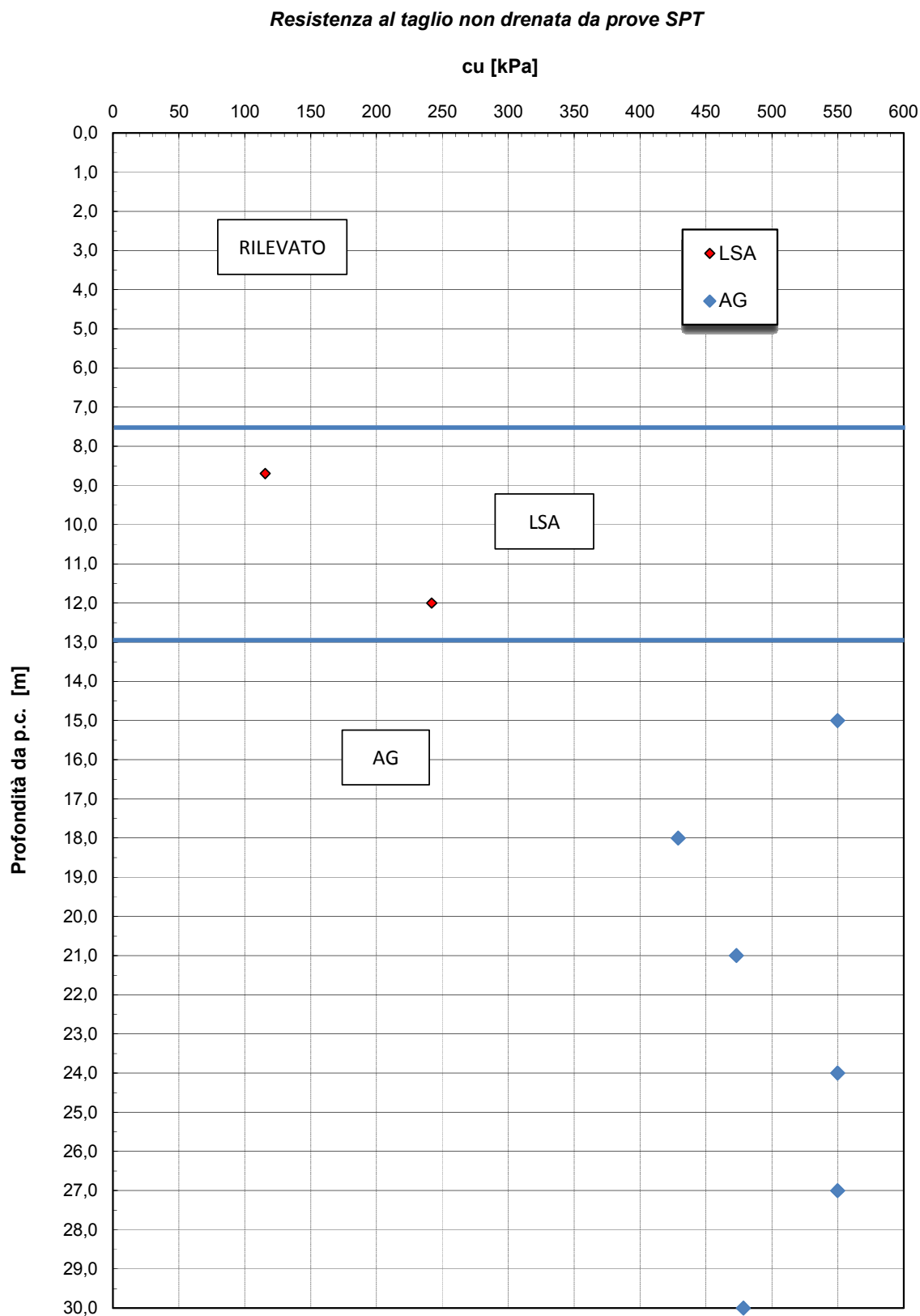


Figura 32 – Resistenza al taglio non drenata da NSPT - S1_SMJ_2015

7 POZZETTI ESPLORATIVI

Per verificare direttamente i piani di posa dei futuri rilevati, sono stati realizzati n°4 pozzetti esplorativi di profondità da 3.70 m a 4.10 m eseguiti con escavatore. All'interno di tali pozzetti oltre al riconoscimento stratigrafico sono state eseguite a varie profondità prove di carico su piastra a doppio ciclo per determinare il modulo di deformazione M_d e su n°2 pozzetti sono stati prelevati campioni indisturbati da sottoporre a prove di laboratorio.

Di seguito si riportano i risultati delle prove eseguite.

Pozzetto n°1

Di seguito si riporta la foto e la stratigrafia di riferimento relativa al pozzetto n°1.

PZ1 -0,50m

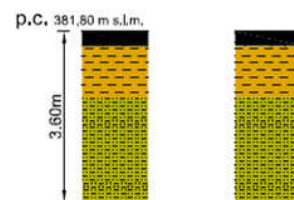
pressione MPa	lettura mm	cedimento mm	diff. cedimento mm	Modulo MPa
------------------	---------------	-----------------	--------------------------	---------------

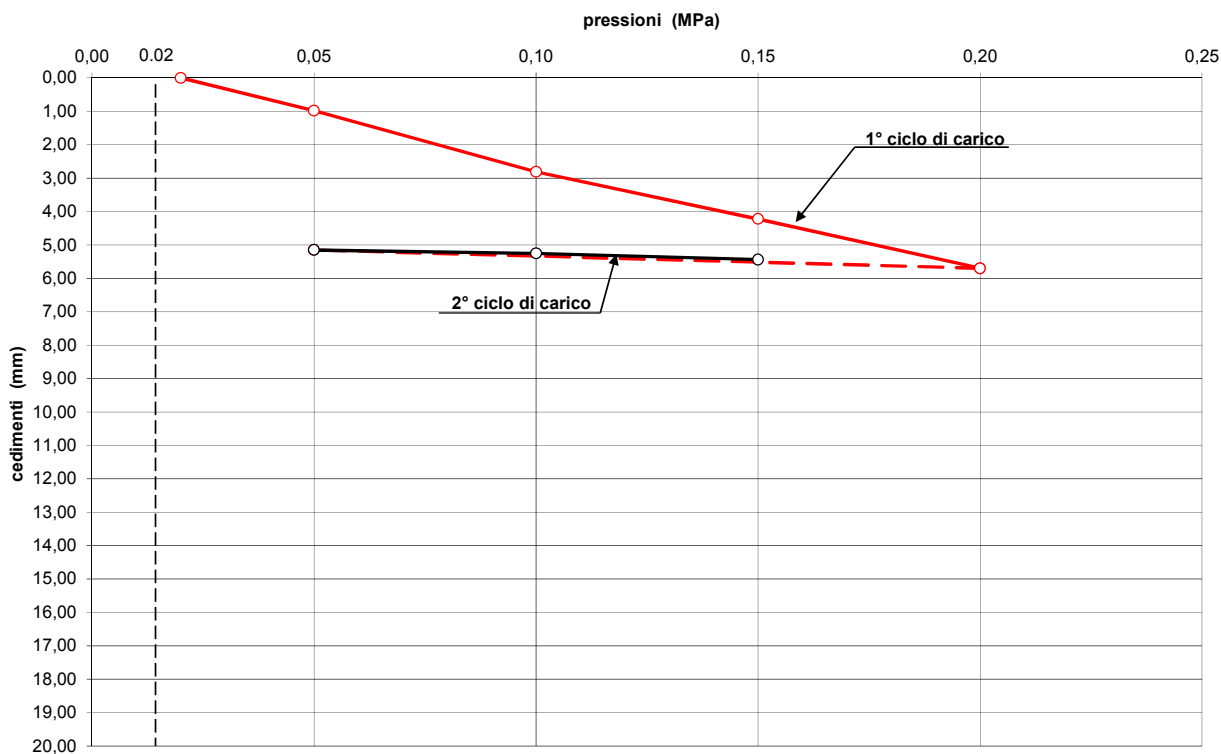
primo ciclo	0,02	22,60	0,00		
	0,05	21,62	0,98		
	0,10	19,79	2,81	3,24	9,3
	0,15	18,38	4,22		
	0,20	16,90	5,70		
secondo ciclo	0,05	17,45	5,15		
	0,10	17,35	5,25	0,29	103,4
	0,15	17,16	5,44		



Pz1_SMJ_2015

Spessori	Litologia
0,00-0,30	Terreno vegetale
0,30-1,40	Limi sabbiosi con argille e ciottoli quarzarenitici
1,40-3,60	Sabbie argillose e limi argillosi con inclusi di varia natura centimetrici e decimetrici. Verso il basso si passa ad argille griglastre con ciottoli di varia natura e dimensioni.

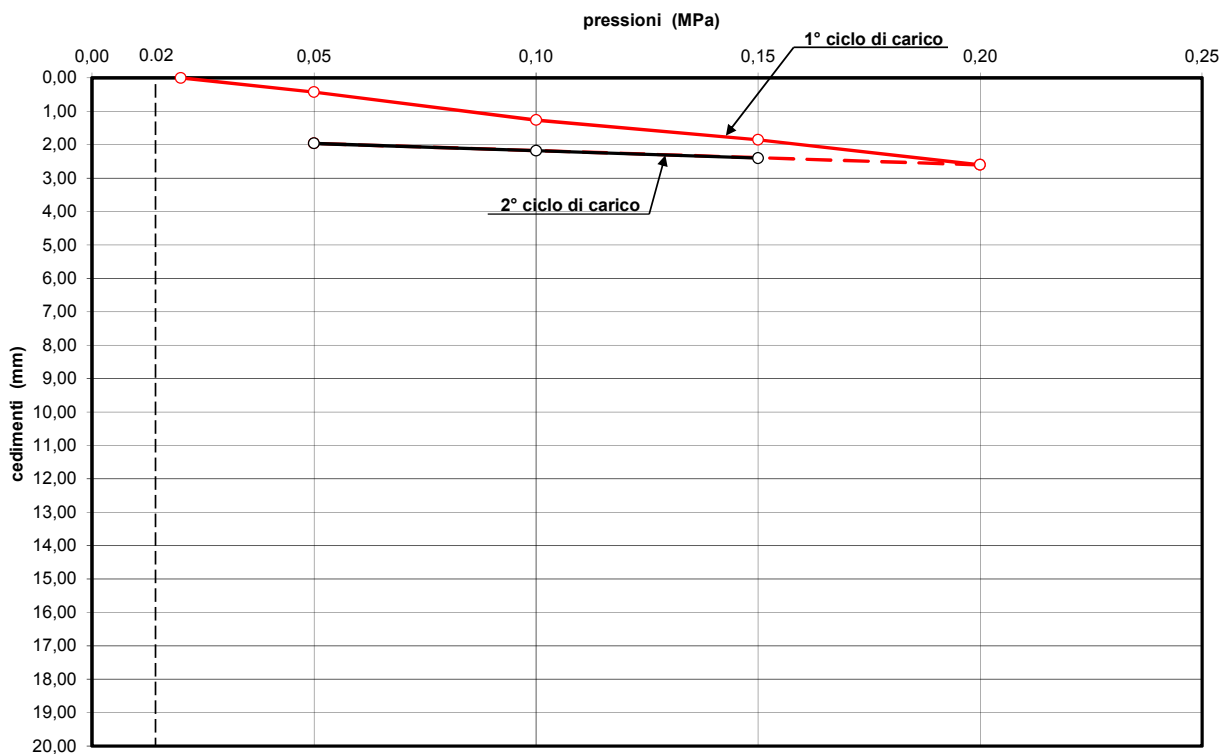




PZ1 -1,0 m

pressione	lettura	cedimento	diff. cedimento	Modulo
MPa	mm	mm	mm	MPa

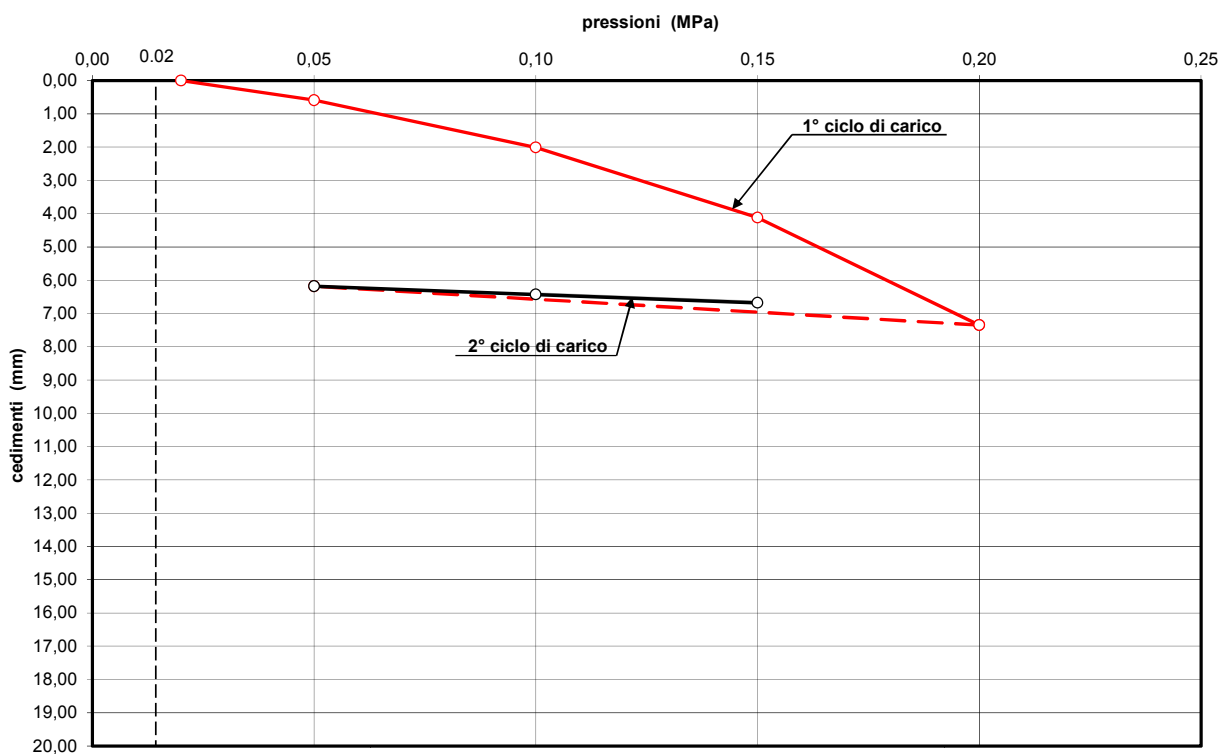
primo ciclo	0,02	21,49	0,00		
	0,05	21,07	0,42		
	0,10	20,23	1,26	1,43	21,0
	0,15	19,64	1,85		
0,20	18,89	2,60			
secondo ciclo	0,05	19,53	1,96		
	0,10	19,31	2,18	0,44	68,2
	0,15	19,09	2,40		



PZ1 -1,4 m

pressione	lettura	cedimento	diff. cedimento	Modulo
MPa	mm	mm	mm	MPa

primo ciclo	0,02	19,60	0,00		
	0,05	19,01	0,59		
	0,10	17,59	2,01	3,53	8,5
	0,15	15,48	4,12		
0,20	12,25	7,35			
secondo ciclo	0,05	13,42	6,18		
	0,10	13,17	6,43	0,50	60,0
	0,15	12,92	6,68		



Pozzetto n°2

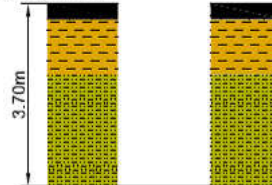
Di seguito si riporta la foto e la stratigrafia di riferimento relativa al pozzetto n°2.



Pz2_SMJ_2015

Spessori	Litologia
0,00-0,30	Terreno vegetale
0,30-1,40	Liml sabbiosi con argille e ciottoli arrotondati, a struttura caotica poco consistenti.
1,40-3,70	Liml sabbiosi con inclusi ciottoli

p.c. 383,10 m s.l.m.

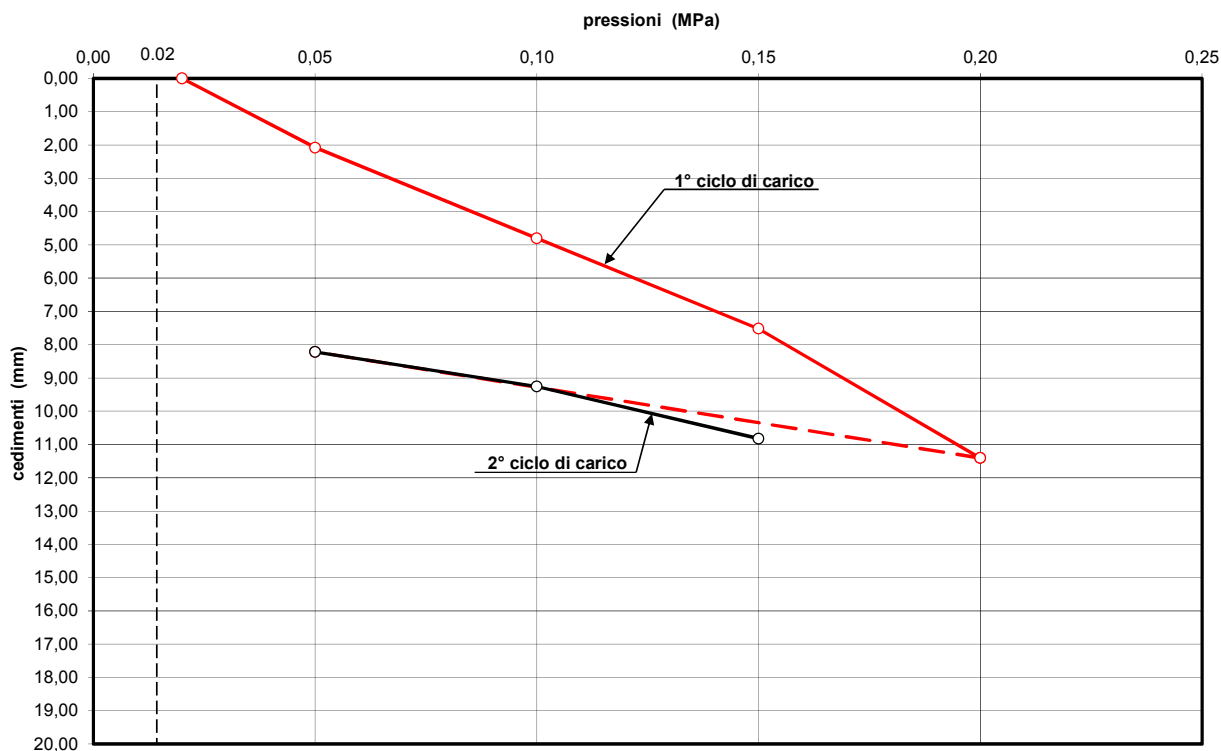


Preso campione rimaneggiato a m. 3,40

PZ2 -0,50m

pressione MPa	lettura mm	cedimento mm	diff. cedimento mm	Modulo MPa
------------------	---------------	-----------------	--------------------------	---------------

primo ciclo	0,02	1,03	0,00		
	0,05	3,11	2,08		
	0,10	5,84	4,80	5,44	5,5
	0,15	8,55	7,52		
	0,20	12,44	11,41		
secondo ciclo	0,05	9,25	8,22		
	0,10	10,29	9,26	2,61	11,5
	0,15	11,86	10,82		



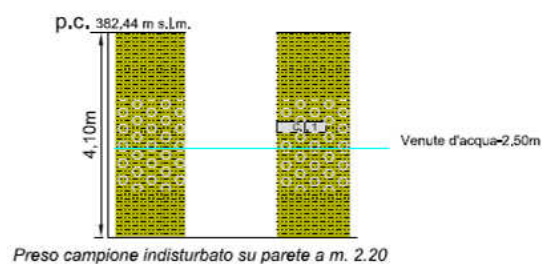
Pozzetto n°3

Di seguito si riporta la foto e la stratigrafia di riferimento relativa al pozzetto n°3.



Pz3_SMJ_2015

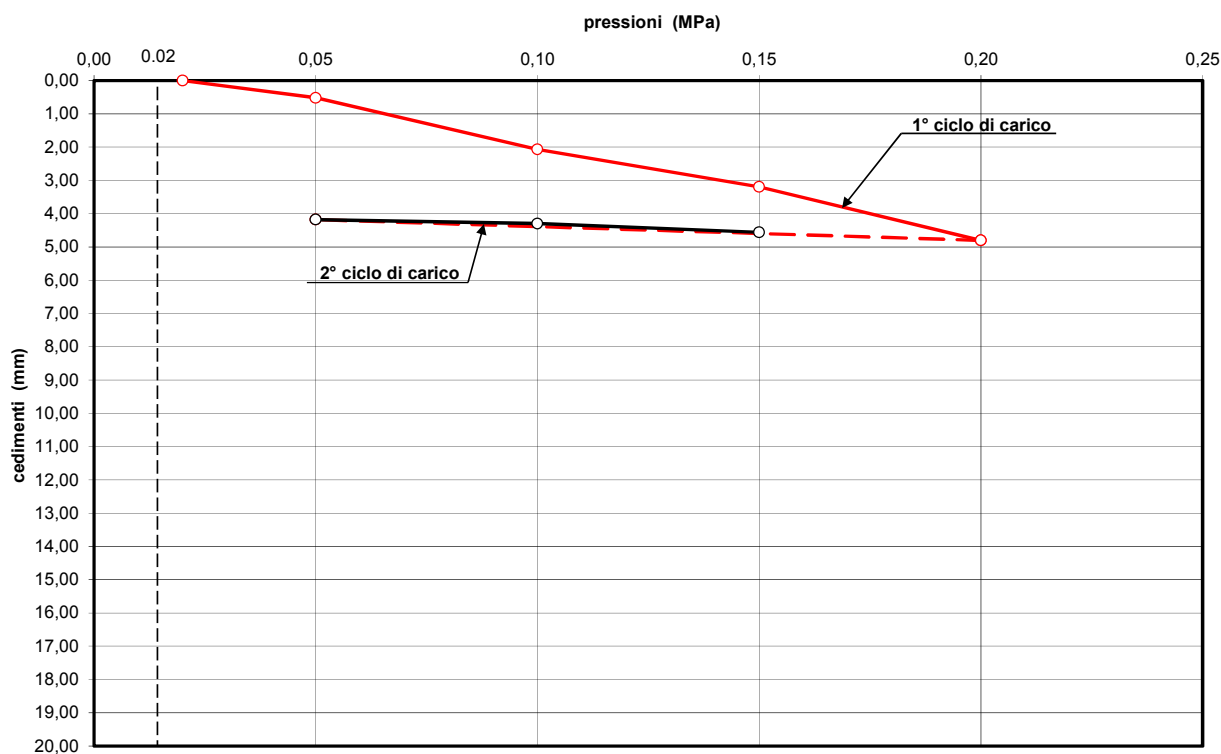
Spessori	Litologia
0,00-1,20	Argille sabbiose limose con ciottoli
1,20-3,70	Depositi alluvionali costituiti da ciottoli in matrice limo-sabbiosa
3,70-4,10	Limi sabbiosi con ciottoli



PZ3 -0,50m

pressione MPa	lettura mm	cedimento mm	diff. cedimento mm	Modulo MPa
------------------	---------------	-----------------	--------------------------	---------------

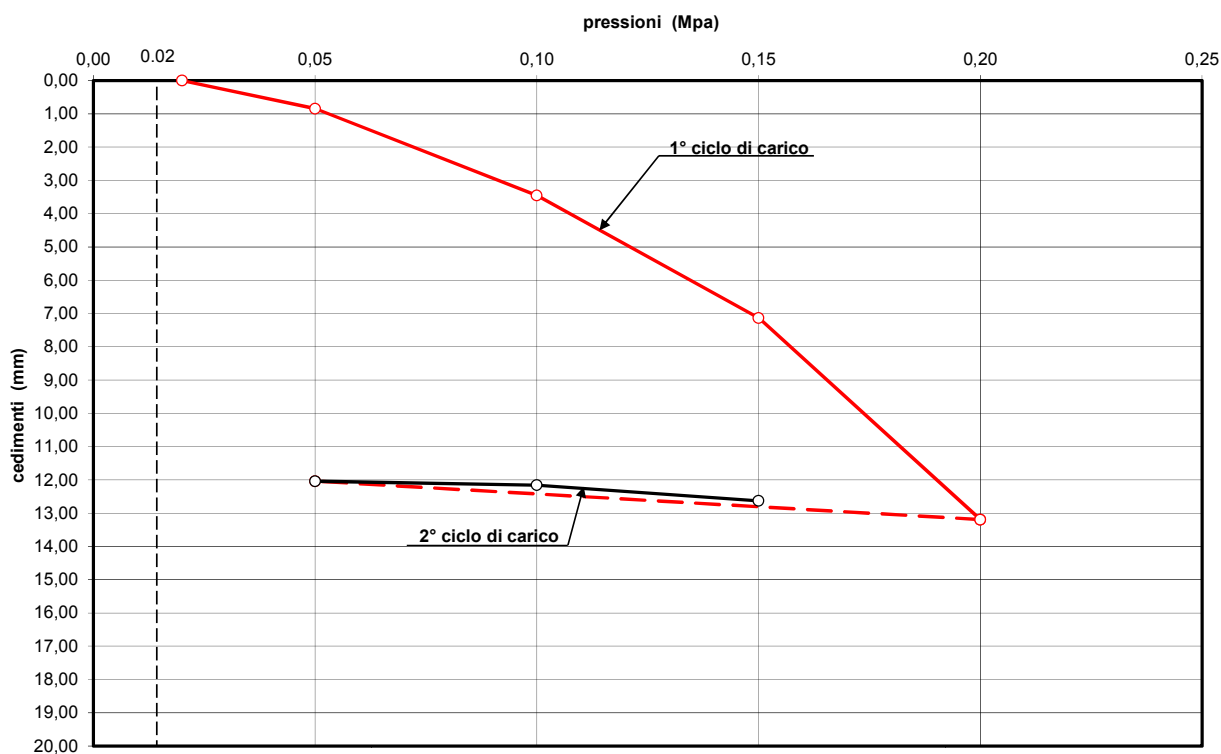
primo ciclo	0,02	35,23	0,00		
	0,05	34,71	0,52		
	0,10	33,17	2,07	2,68	11,2
	0,15	32,04	3,20		
0,20	30,43	4,80			
secondo ciclo	0,05	31,06	4,18		
	0,10	30,94	4,30	0,38	78,3
	0,15	30,67	4,56		



PZ3 -1,20m

pressione	lettura	cedimento	diff. cedimento	Modulo
MPa	mm	mm	mm	MPa

primo ciclo	0,02	24,61	0,00		
	0,05	23,76	0,84		
	0,10	21,15	3,45	6,29	4,8
	0,15	17,47	7,13		
0,20	11,41	13,20			
secondo ciclo	0,05	12,57	12,04		
	0,10	12,45	12,16	0,59	50,8
	0,15	11,98	12,63		



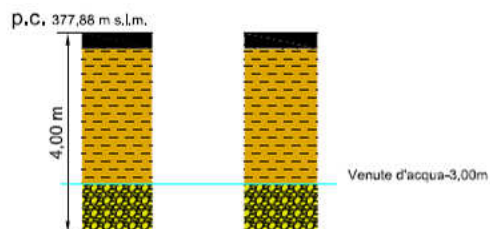
Pozzetto n°4

Di seguito si riporta la foto e la stratigrafia di riferimento relativa al pozzetto n°4.



Pz4_SMJ_2015

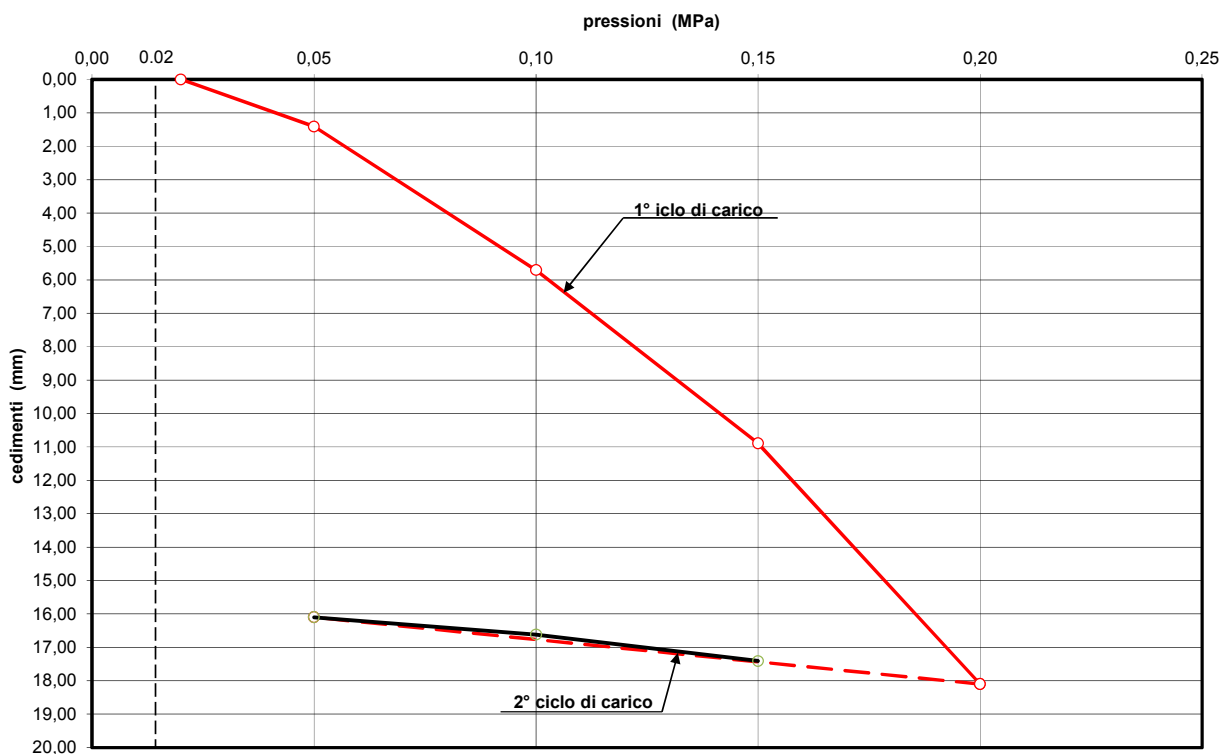
Spessori	Litologia
0,00-0,30	Terreno vegetale
0,30-3,00	1,1m argillosi di colore marrone con inclusi elementi litici da centimetriche a decimetriche e con noduli di selce
3,00-4,00	Depositi alluvionali costituiti da ciottoli in matrice limo-sabbiosa



PZ4 -0,50m

pressione MPa	lettura mm	cedimento mm	diff. cedimento mm	Modulo MPa
------------------	---------------	-----------------	--------------------------	---------------

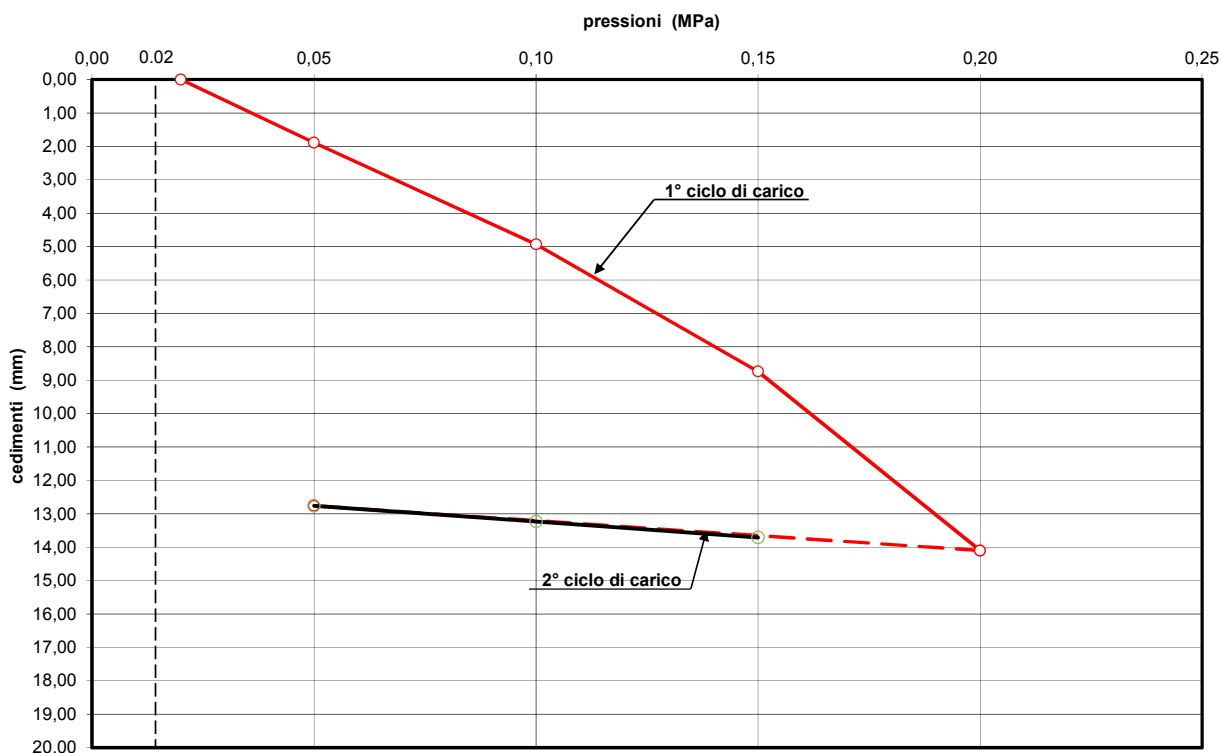
primo ciclo	0,02	24,55	0,00		
	0,05	23,14	1,41		
	0,10	18,84	5,71	9,48	3,2
	0,15	13,66	10,89		
secondo ciclo	0,20	6,45	18,10		
	0,05	8,45	16,10		
	0,10	7,93	16,62	1,31	22,9
0,15	7,14	17,41			



PZ4 -1,0m

pressione	lettura	cedimento	diff. cedimento	Modulo
MPa	mm	mm	mm	MPa

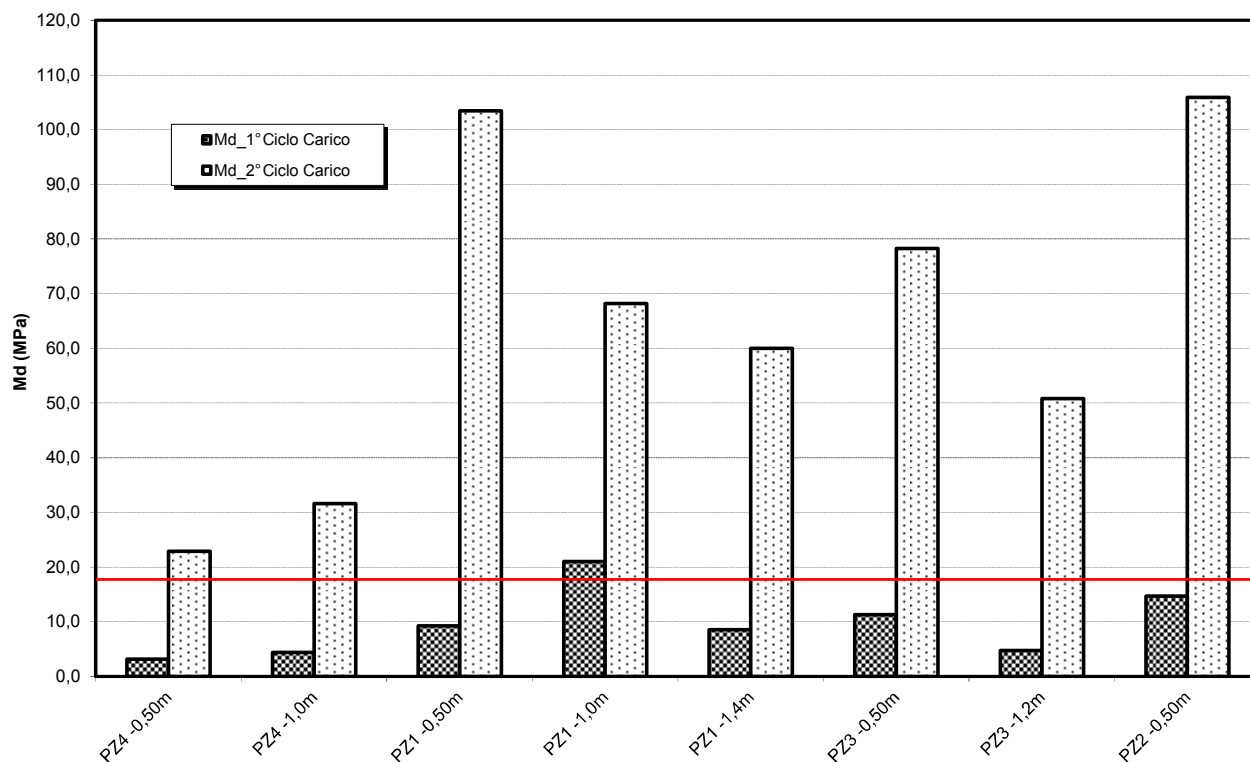
primo ciclo	0,02	22,01	0,00		
	0,05	20,12	1,89		
	0,10	17,08	4,93	6,85	4,4
	0,15	13,27	8,74		
0,20	7,91	14,10			
secondo ciclo	0,05	9,25	12,76		
	0,10	8,78	13,23	0,95	31,6
	0,15	8,30	13,71		

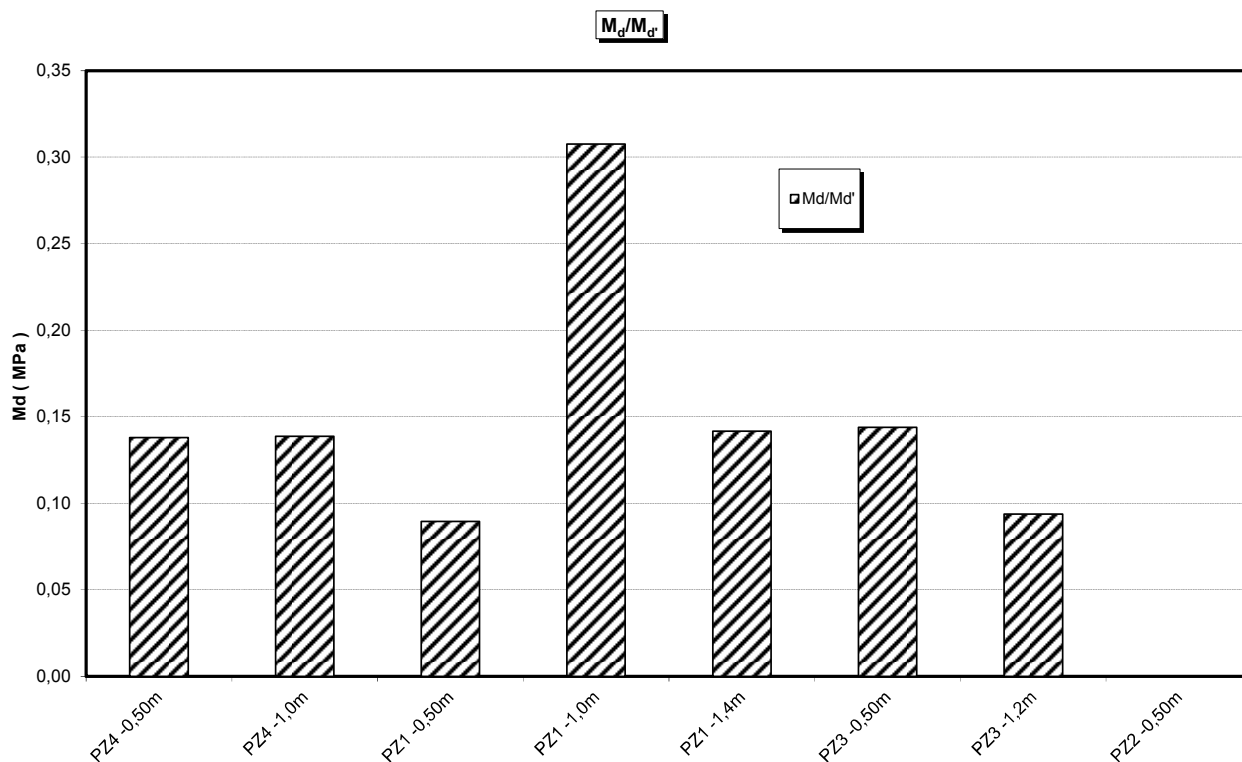


Nella tabella seguente si riporta un prospetto riassuntivo con tutti i valori di Modulo di deformazione ottenuti nei vari pozzetti ed a varie profondità, sia al 1° ciclo che al 2° ciclo.

Prova di carico su piastra n°	1° CICLO	Prova di carico su piastra n°	2° CICLO
	Modulo di deformazione M_d N / mm ²		Modulo di deformazione M_d N / mm ²
PZ4 -0,50m	3,2	PZ4 -0,50m	22,9
PZ4 -1,0m	4,4	PZ4 -1,0m	31,6
PZ1 -0,50m	9,3	PZ1 -0,50m	103,5
PZ1 -1,0m	21,0	PZ1 -1,0m	68,2
PZ1 -1,4m	8,5	PZ1 -1,4m	60,0
PZ3 -0,50m	11,3	PZ3 -0,50m	78,3
PZ3 -1,2m	4,8	PZ3 -1,2m	50,9
PZ2 -0,50m	14,7	PZ2 -0,50m	105,9

Come è facile constatare, tutte le prove di carico su piastra al 1° ciclo ed alle differenti profondità, hanno registrato valori di M_d inferiori rispetto a quelli previsti da C.S.A. a meno che nel pozzetto 1 a -1.0 m. Si riscontra che anche al variare della profondità non si ha un incremento lineare del Modulo ma questo dipende dalla natura dei terreni presenti.





Il 2° ciclo di carico mette in evidenza come questi terreni se compattati con idonea energia, raggiungano valori di M_d elevati da 3 a 4 volte maggiori rispetto a quelli di C.S.A. pari a 15 MPa. Certamente la pressione massima fornita dalla piastra pari a 0,2 MPa non è la stessa che è possibile fornire con un mezzo meccanico che compatta. Questo porta a dire che il grado di compattazione fornito da un rullo è inferiore rispetto a quello ottenibile con una piastra al 2° ciclo di carico.

Pertanto anche a fronte dei detensionamenti della parte più superficiale della coltre affiorante dovuti alle lavorazioni in corso e/o alla soggezione della stessa alle recenti esondazioni del torrente frattina, si ritiene indispensabile prevedere preventivamente una bonifica dei piani di posa di spessore maggiori rispetto alle ipotesi minime di PEA, differenziata a seconda dei tratti analizzati secondo quanto desunto dalle verifiche analitiche riportate nei paragrafi seguenti.

8 PARAMETRI GEOTECNICI

Di seguito si riporta il range dei parametri geotecnici stimati per ogni unità geotecnica, sulla base dell'elaborazione statistica dei risultati delle prove geotecniche in sito e in laboratorio relative alla campagna integrativa sopra descritta (per Rilevato esistente (R) e coltre superficiale LSA) e con riferimento ai valori caratteristici di PEA (cfr. Relazione geotecnica di PEA [4]) per le altre formazioni non oggetto di nuove prove di caratterizzazione geotecnica . . .

Unità R – Rilevato esistente

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 18 - 28^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 22 - 30 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E' = 30 \div 50 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

Unità LSA – Limi sabbiosi argillosi

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 20 \div 24^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 20 \div 30 \text{ kPa}$	coesione drenata
$c_u = 30 \div 100 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$E' = 2 \div 20 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

Unità AG – Argille limose grigie

$\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 24 \div 28^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 15 \div 35 \text{ kPa}$	coesione drenata
$c_u = 400 \div 600 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$E' = 50 \div 150 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

Ai fini delle verifiche di seguito condotte, in particolare di quelle in condizioni statiche, si individuano i seguenti valori ritenuti caratteristici per le formazioni riscontrate e ripresi dalla Relazione sul Corpo Stradale PEGTRT02_31.

Unità Ril esist. – Rilevato esistente

$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E' = 50 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

I valori assegnati sono più cautelativi dei valori minimi ottenuti, in quanto adottare una coesione c' pari a 22 – 30 kPa con angolo d'attrito dell'ordine dei $18^\circ - 28^\circ$, si ottengono dei valori di resistenza molto maggiori di $\varphi' = 35$ e $c' = 0$.

Unità LSA – Limi sabbiosi argillosi

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 24^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E' = 30 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

Per l'Unità LSA, più superficiale si è adottato a vantaggio di sicurezza, per le verifiche in condizioni statiche, un valore della coesione $c'=5 \text{ kPa}$, molto inferiore al valore minimo ottenuto dalle prove di laboratorio. Questo perché i parametri desunti dalle prove di laboratorio sui campioni indisturbati, sono valori locali a determinate quote. Pertanto per definire l'intero strato e tenere in conto di disomogeneità, si è previsto di adottare tale valore ridotto.

Unità AG – Argille limose grigie

$\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 26^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 10 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E' = 70 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

Cautelativamente viene adottata una coesione pari a $c'=10 \text{ kPa}$ che rappresenta un valore minimo tra quelli registrati durante le varie prove effettuate in PEA associata ad un angolo d'attrito di 26° .

Per quanto riguarda il rilevato di nuova realizzazione, si riprende quanto riportato nella Relazione sul Corpo Stradale PEGTRT02_31 di PEA, adottando:

UNITA' Ril_new - Rilevato nuovo

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 38^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E' = 50 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

Per le sole verifiche in condizioni sismiche, vista l'eccezionalità dell'evento e l'applicazione impulsiva delle azioni, sono stati assegnati all'unità R-rilevato esistente i seguenti parametri medi ottenuti dalle prove di laboratorio,

Unità R – Rilevati esistenti (condizioni simiche)

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 20^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 20 \text{ kPa}$	coesione drenata

Mentre sempre nelle sole condizioni sismiche, si è ipotizzato per la formazione LSA, un valore di $c'=10 \text{ Kpa}$, leggermente superiore a quello assegnato in condizioni statiche (5 kpa) ma pur sempre inferiore ai minimi del range ottenuto dalle prove (22-30 Kpa).

Pertanto le verifiche in condizioni simiche la formazione Lsa viene caratterizzata con i seguenti parametri:

Unità LSA – Limi sabbiosi argillosi (condizioni sismiche)

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 24^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 10 \text{ kPa}$	coesione drenata

Mentre per tutte le altre unità interessate, sono stati adottati gli stessi parametri sia per le condizioni statiche che sismiche.

La falda rilevata nel sondaggio S2Pz è stata rilevata a circa -4.20 m da p.c., pari a 374.92 m s.l.m..

Mentre durante l'esecuzione del pozzetto Pz4, è stata rinvenuta acqua a -1.50 m da p.c.

9

CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

9.1 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Come stabilito nel C.S.A. la progettazione delle strutture farà riferimento a:

- vita nominale $V_N = 50$ anni
- classe d'uso IV

in base a ciò risulta:

- coefficiente d'uso $C_U = 2.0$
- periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni

9.2 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Ai fini della caratterizzazione sismica per la progettazione delle opere minori distribuite lungo il tracciato questo è stato suddiviso in tratti di 5 km caratterizzati da superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$. Ciascun tratto di 5 km è stato contraddistinto in base alle coordinate del punto baricentrico del tratto stesso.



Figura 33 Localizzazione tracciato

Le seguenti tabelle indicano l'identificazione della zona in cui ricade l'opera in esame in relazione alle coordinate grafiche corrispondenti alle medesime progressive.

Progressive km 5+000 - km 10+000



Si riportano, nella tabella seguente, i valori di accelerazione di picco e gli altri parametri significativi degli spettri di progetto, relativamente al tratto in cui ricade l'opera in oggetto.

Progressiva	a_g [g]	F_0 [-]	T_{c^*} [s]
5+000 – 10+000	0.183	2.485	0.319

Per quanto riguarda il profilo di terreno (Classe A, B, C, ...) si fa riferimento alla seguente tabella:

Progressiva	Categoria
4+020 – 10+000	B

9.3 AZIONI SISMICHE PER ANALISI DI STABILITÀ RILEVATI

In generale, il metodo pseudo-statico modella l'azione sismica considerando in luogo delle azioni dinamiche azioni statiche equivalenti ovvero forze statiche orizzontali f_h e verticali f_v per unità di volume, d'intensità pari al prodotto fra il peso specifico del corpo γ sottoposto all'azione dinamica ed un coefficiente sismico:

$$f_h = \gamma \cdot k_h \quad \text{forza orizzontale per unità di volume}$$

$$f_v = \gamma \cdot k_v \quad \text{forza verticale per unità di volume}$$

dove:

$$\gamma = \text{peso specifico del volume considerato.}$$

In accordo alla normativa vigente per le analisi in esame, la componente orizzontale (a_h) dell'accelerazione può essere legata all'accelerazione massima attraverso la seguente relazione:

$$k_h = \beta_s \times a_{\max} / g = \beta_s \times S_T \cdot S_S \cdot a_g / g$$

$$k_v = k_h / 2$$

dove:

k_h = coefficiente sismico in direzione orizzontale

k_v = coefficiente sismico in direzione verticale

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

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

g = accelerazione di gravità;

S_S, S_T = coefficienti che comprendono l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T). Nel caso in esame $S_T = 1.0$, S_S è in funzione di F_0 e di a_g e vale 1.2

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, dipende dall'accelerazione massima (a_g) e dalla categoria di suolo, vedi Tabella 7.11.I

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) < 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Pertanto nel caso in esame risulta:

$$k_h = 0.24 \times 1 \times 1.2 \times 0.183 = 0.0527$$

$$k_v = k_h / 2 = 0.0263$$

10

ANALISI E VERIFICA INTERVENTO DI PRESIDIO AL PIEDE

Nel tratto di rilevato in allargamento tra la Progr.12+717.80 (sez.637) e la Progr.12+777.80 (sez.640), in stretta adiacenza al corso d'acqua per uno sviluppo complessivo di circa 60.0 m, si prevede di realizzare un'opera con funzione anti scalzamento. Vista infatti la forte incisione del fosso e la progressiva erosione causata dal corso d'acqua nel tempo, si prevede di realizzare un'opera a sostegno su pali.

L'analisi è stata condotta con modello FEM 2D, con la geometria della sezione 639 e la stratigrafia della prova penetrometrica CPT5 che presenta lo spessore massimo di LSA pari a circa 8.5 m. Per i parametri drenati utilizzati nel modello di calcolo, si fa riferimento ai valori caratteristici definiti in precedenza.

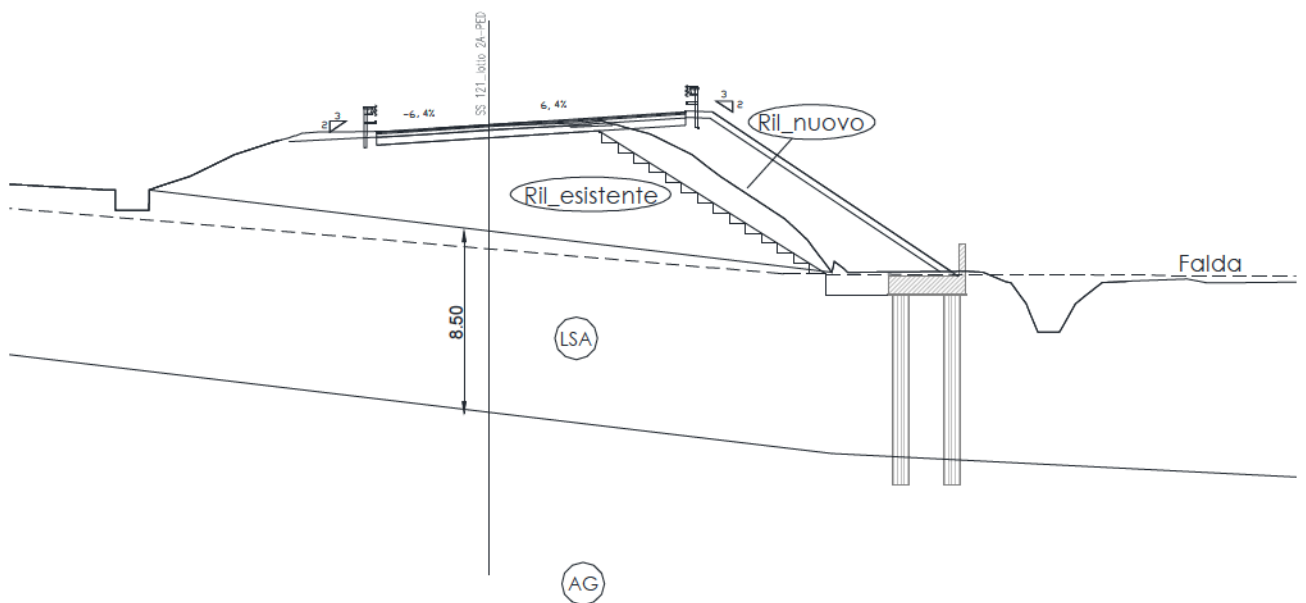


Figura 34 – Sezione geotecnica di progetto n°639

I parametri di calcolo adottati nel modello di calcolo sono:

Unità Ril esist. – Rilevato esistente

$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E' = 50 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

UNITA' Ril_new - Rilevato nuovo

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 38^\circ$	angolo di resistenza al taglio

$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E' = 50 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

Unità LSA – Limi sabbiosi argillosi

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 24^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E' = 30 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

Unità AG – Argille limose grige

$\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 26^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 10 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E' = 70 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

Per la quota della falda si considera dapprima quella riscontrata nel pozzetto Pz4, che risulta a - 1.50 m da p.c., poi in fase di scalzamento si considera a piano campagna.

10.1 METODOLOGIE DI CALCOLO

La modellazione eseguita mira ad analizzare i principali aspetti tenso-deformativi connessi con la realizzazione dell'opera di sostegno prevista in progetto:

- determinazione delle massime sollecitazioni sugli elementi strutturali per il loro dimensionamento e verifica;
- analisi e verifica della stabilità geotecnica delle opera.

In relazione agli obiettivi sopra esposti si è scelto di operare con il programma di calcolo Plaxis 2D 2012 - analisi FEM bidimensionale.

La finalità delle analisi FEM 2D, eseguite mediante il programma Plaxis VIP 2012, è quella di esaminare gli aspetti tenso-deformativi del sistema geotecnico terreno-struttura nel suo insieme per le successive verifiche strutturali e geotecniche di progetto. La modellazione è quindi idonea anche ad indagare la stabilità globale del sistema geotecnica struttura-terreno e all'analisi dei fenomeni deformativi indotti nell'intorno dalle operazioni di scavo; consente di ottenere campi di spostamento che tengano correttamente conto dei fenomeni di interazione terreno struttura.

Tale modellazione, utilizzata per la sezione di calcolo 1, ha consentito di cogliere il comportamento del sistema geotecnico strutturale. In particolare ha consentito di modellare correttamente, senza semplificazioni di calcolo, l'effetto di contrasto offerto dai pali a cavalletto.

Il codice Plaxis VIP 2012 utilizzato a tale scopo è stato appositamente sviluppato per lo studio di problematiche geotecniche e di interazione terreno-struttura. Presentano una vasta libreria di legami costitutivi attribuibili ai terreni; sono disponibili inoltre elementi strutturali di vario tipo che consentono di simulare elementi strutturali che interagiscono con il terreno circostante mediante elementi interfaccia.

In ogni caso tutte le analisi sono state condotte mediante modellazioni volte a rappresentare il sistema geotecnico struttura-terreno con la simulazione sequenziale delle principali fasi costruttive previste. La descrizione ha carattere generale (soluzione numerica, legami costitutivi e significato dei parametri di input); nei successivi capitoli, esplicitamente dedicati alle modellazioni, verranno esposte le caratteristiche di dettaglio delle analisi svolte ed i parametri di input considerati.

10.1.1 Plaxis VIP 2012: metodologia di calcolo, legami costitutivi e parametri

10.1.1.1 *Metodologia e legami costitutivi dei materiali*

PLAXIS è un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche e di interazione terreno-struttura. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (plain strain).

Presenta una vasta libreria di legami costitutivi attribuibili ai terreni. Sono disponibili inoltre elementi strutturali di vario tipo che consentono di simulare diaframmi, pali, ancoraggi ecc.

PLAXIS generalmente viene utilizzato per analisi in tensioni efficaci. Quindi nei problemi che coinvolgono la determinazione delle pressioni neutre le stesse possono essere generate attraverso l'analisi del moto di filtrazione in regime stazionario; quest'ultimo richiede l'introduzione delle condizioni al contorno per la quota piezometrica e per le condizioni di flusso (superfici impermeabili, punti di emungimento, sorgenti etc.)

La versione 2012 del programma Plaxis, rende disponibile un modello costitutivo denominato Hardening Soil Small Strain Model, che permette di descrivere in maniera soddisfacente i principali aspetti del comportamento meccanico dei terreni da considerare nelle analisi dei problemi di scavo.

In generale nel modello costitutivo in esame, il terreno è assimilato ad un mezzo poroso continuo, caratterizzato da un legame costitutivo elastico-plastico con superficie di snervamento chiusa (vedasi Figura 36) e incrudimento isotropo regolato dalle deformazioni volumetriche plastiche (con legge flusso associato) e distorsionali plastiche (con legge di flusso non associato).

Le principali caratteristiche del modello costitutivo sono le seguenti:

- una differente rigidità per percorsi tensionali di primo carico e di scarico-ricarico;
- sviluppo di deformazioni plastiche per stati tensionali deviatorici (con legge di flusso non associata) e sferici (con legge di flusso associata);
- criterio di rottura di tipo Mohr-Coulomb;
- il modulo di rigidità secante E_{50} per percorsi tensionali di primo carico è funzione della tensione di confinamento applicata (Figura 36):

$$E_{50} = E_{50ref} \left[\frac{(c' \cos \varphi' - \sigma'_{min} \sin \varphi')}{(c' \cos \varphi' + p_{ref} \sin \varphi')} \right]^m$$

dove: $p_{ref} = 100$ kPa è la pressione di riferimento,

σ'_{min} è la tensione efficace principale minore,

E_{50ref} è il modulo di rigidità secante alla pressione di riferimento ($\sigma'_{min} = p_{ref}$),

m è un coefficiente esponenziale che regola la dipendenza della rigidità dallo stato tensionale,

E_{50} è il modulo di rigidità secante (al 50% della rottura) riferito alla tensione σ'_{min} ;

- il modulo di rigidità E_{ur} per percorsi tensionali di scarico-ricarico funzione della tensione di confinamento applicata (Figura 36):

$$E_{ur} = E_{urref} \left[\frac{(c' \cos \varphi' - \sigma'_{min} \sin \varphi')}{(c' \cos \varphi' + p_{ref} \sin \varphi')} \right]^m ; \quad E_{ur} = E_{urref} \times k_1$$

dove: $p_{ref} = 100$ kPa è la pressione di riferimento,

σ'_{min} è la tensione efficace principale minore,

E_{urref} è il modulo di rigidità secante alla pressione di riferimento ($\sigma'_{min} = p_{ref}$),

m è un coefficiente esponenziale che regola la dipendenza della rigidità dallo stato tensionale,

E_{ur} è il modulo di rigidità secante alla tensione σ'_{min} ;

la rigidità secante a taglio G funzione dell'ampiezza della deformazione a taglio γ (Figura 36) e della tensione di confinamento applicata:

$$G = \frac{G_0}{\left(1 + a \frac{|\gamma|}{|\gamma_{0.7}|}\right)}$$

dove: G_0 è la rigidezza a taglio in campo dinamico, $a = 3/7$,
 $\gamma_{0.7}$ è la deformazione a taglio in corrispondenza della quale G_0 si riduce al 70% del suo valore iniziale.

- Il legame funzionale fra G_0 e lo stato tensionale è espresso dalla seguente relazione:

$$G_0 = G_{0ref} \left[\frac{(c' \cos \varphi' - \sigma'_{min} \sin \varphi')}{(c' \cos \varphi' + p_{ref} \sin \varphi')} \right]^m$$

$$\gamma_{0.7} = 1/(9 \times G_{0ref}) \times [(2c'(1 + \cos(2 \varphi')) - \sigma'_1 (1 + Ko) \sin(2 \varphi'))]$$

dove $p_{ref} = 100$ kPa è la pressione di riferimento,
 σ'_{min} è la tensione efficace principale minore,
 G_{0ref} è il modulo di rigidezza secante alla pressione di riferimento ($\sigma'_{min} = p_{ref}$),
 m è un coefficiente esponenziale che regola la dipendenza della rigidezza dallo stato tensionale,
 G_0 è il modulo di rigidezza a taglio alla tensione σ'_{min} .

Nel seguente paragrafo verranno compiutamente definiti tutti i parametri di modello utilizzati per le varie unità geotecniche, determinati alla luce della caratterizzazione geotecnica di dettaglio sopra esposta.

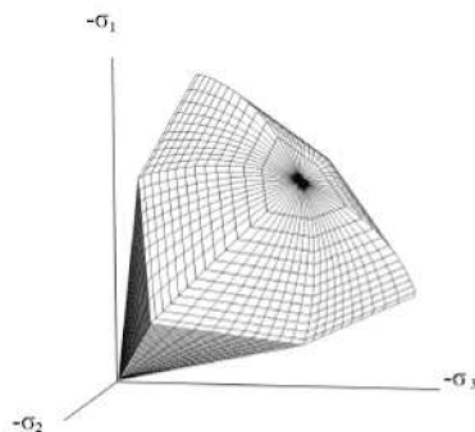


Figura 35 – Superficie di snervamento chiusa (Hardening Soil model)

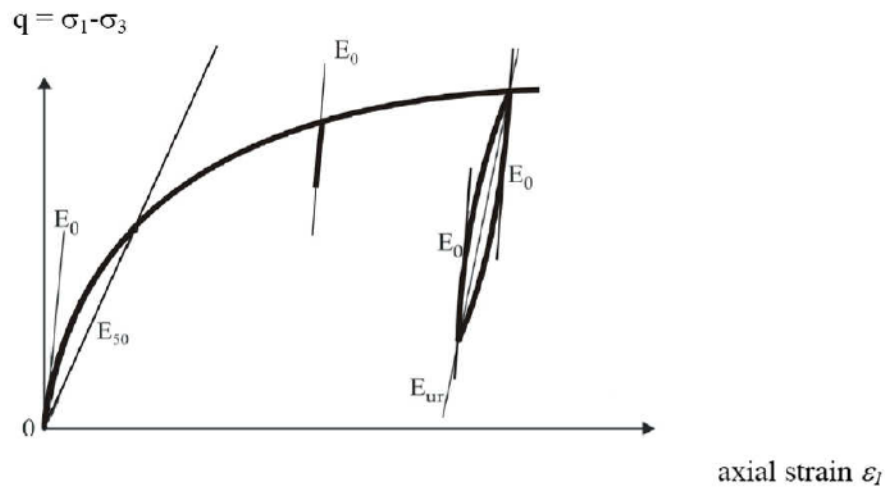


Figura 36 – Definizione di E_0 , E_{50} e E_{ur} nel modello costitutivo "HSSmall"

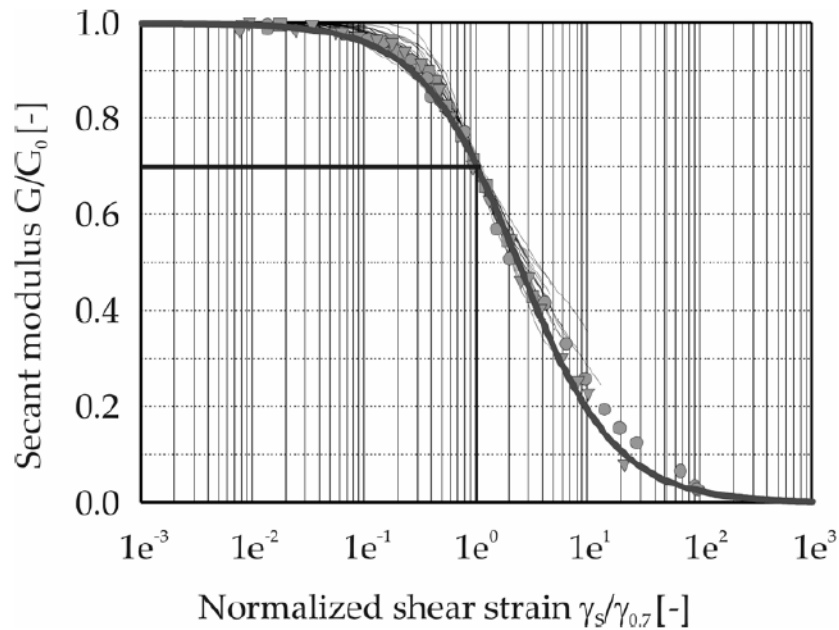


Figura 37 – Riduzione del modulo G_0 in funzione di γ

10.1.1.2 Stabilità globale

La determinazione del coefficiente di sicurezza avviene mediante un algoritmo iterativo (φ' – c' reduction method, Dawson, Roth and Drescher, 1999) che, sulla base dei dati di partenza (c' e $\tan \varphi'$), determina successive condizioni di equilibrio del sistema eseguendo, ad ogni ciclo, una progressiva riduzione delle resistenze fino al raggiungimento del collasso (condizione di non equilibrio del sistema):

$$c'_{\text{prova}} = c' / FS_{\text{prova}}$$

$$\varphi'_{\text{prova}} = \arctan (\tan \varphi' / FS_{\text{prova}})$$

In Figura 36 la progressiva riduzione delle resistenze è rappresentata nel piano di Mohr-Coulomb per il singolo elemento di terreno. Si osserva che i parametri di deformabilità non influenzano in maniera apprezzabile i risultati del calcolo e, pertanto, possono essere considerati senza particolari affinamenti.

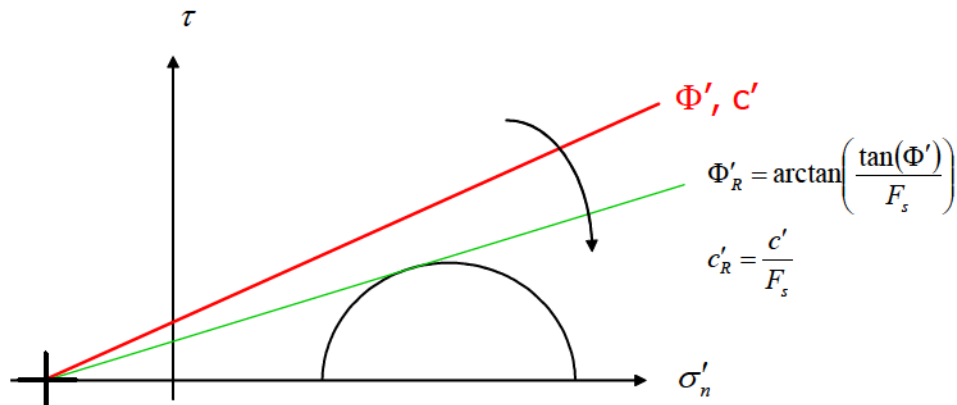


Figura 38 – Phi-c reduction method

Rispetto ai classici metodi dell'equilibrio limite presenta numerosi vantaggi (e.g. Dawson and Roth, 1999, and Cala and Flisiak, 2001):

- le superfici di rottura si propagano in maniera "naturale"; quindi non occorre specificare preventivamente i cinematismi e le potenziali superfici di rottura su cui ricercare il coefficiente di sicurezza minimo;
- non richiede al definizione di ipotesi di calcolo "artificiali" (es. ipotesi sulle forze di interfaccia);
- la metodologia non implica limitazioni sulla forma e la modalità di propagazione delle potenziali superfici di rottura (anche multiple e/o con propagazioni complesse delle zone di snervamento) in funzione delle esigenze del sistema;
- l'interazione con eventuali elementi strutturali vengono modellate in maniera realistica con una mobilitazione delle resistenze in funzione della deformazione relativa rispetto al terreno circostante e non semplicemente mediante forze equivalenti.
- la soluzione converge in un meccanismo che è cinematicamente ammissibile (si noti che i metodi classici dell'equilibrio limite prescindono dalla valutazione degli spostamenti e non richiedono pertanto la conoscenza dei legami tensioni-deformazioni ma del solo criterio di resistenza dei terreni interessati).

Tale analisi di stabilità viene generalmente svolta a partire dalla configurazione di progetto maggiormente cautelativa che risulta essere la fase di raggiungimento della massima profondità di scavo.

Tale analisi equivalgono alla verifica SLU (GEO) prevista dalla normativa vigente: combinazione 2 (A2+M2+R2), in base alla quale la stabilità geotecnica deve essere verificata con i parametri di resistenza del terreno ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2 ($\gamma_M = 1.25$ sia per la coesione sia per la resistenza al taglio) ed il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.1$.

Pertanto, per verificare le verifiche di stabilità geotecnica richieste dalla normativa occorre avere $FS > 1.25 \times 1.1 = 1.375$.

10.1.1.3 Falda, carichi, sovraccarichi e combinazioni

Le analisi sono state effettuate in conformità alla al DM 14 gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni). In particolare la norma prevede due condizioni di verifica distinte. La prima combinazione, indicata con la sigla **STRU**, è quella di riferimento per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali. La terza, indicata con la sigla **GEO**, è di riferimento per le verifiche di stabilità geotecnica.

Per le verifiche di resistenza allo stato limite ultimo si adotta l'approccio 1 previsto dalla normativa. Nelle seguenti Tabella 10.a e Tabella 10.b si riportano i coefficienti parziali indicati dalla normativa (moltiplicativi per le azioni e riduttivi per i parametri di resistenza del terreno).

Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
Permanenti		Variabili		tan φ'	c'	cu
sfavorevoli	favorevoli	sfavorevoli	favorevoli			
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 10.a – Combinazioni per analisi statiche in esercizio (SLE)

	Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
	Permanenti		Variabili		tan φ'	c'	cu
	sfavorevoli	favorevoli	sfavorevoli	favorevoli			
EQU	1.1	0.90	1.50	0.00	/	/	/
STRU (A1 + M1)	1.30	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00
GEO (A2 + M2)	1.00	1.00	1.30	0.00	1.25	1.25	1.40

Tabella 10.b – Combinazioni per analisi statiche SLU

Verifiche di esercizio (SLE)

I valori delle proprietà meccaniche da adoperare nell'analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari. Tale combinazione è di riferimento per le verifiche tensionali sui materiali e le verifiche di fessurazione. E' inoltre rappresentativa delle condizioni di deformazione dell'opera e del terreno circostante.

Verifiche di resistenza degli elementi strutturali (SLU STR)

Si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali. L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze. Quindi i risultati dell'analisi STRU (A1+M1), possono essere cautelativamente ottenuti moltiplicando quelli dell'analisi SLE x 1.35. Si è verificato che tale modo di procedere, oltre che essere ingegneristicamente più corretto, porta a risultati in linea al metodo che prevede l'amplificazione delle azioni (peso di volume del terreno x 1.3 e azioni accidentali x 1.5), ed in ogni caso cautelativi ai fini delle verifiche di resistenza.

Verifiche stabilità geotecnica (SLU GEO)

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle paratie (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e, specificamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia. L'analisi può essere condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti γ_R sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza il valore di progetto della spinta attiva è maggiore, e quello della resistenza passiva è minore, dei corrispondenti valori caratteristici.

In definitiva le analisi contemplan le seguenti combinazioni di carico.

- **SLE** indicativa per le analisi di deformabilità.
- **SLU STRU Statico e Sismico** per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali.

- **SLU GEO Statico e Sismico** per le verifiche di stabilità geotecnica del sistema opera-terreno.

10.2 DESCRIZIONE DELL'OPERA DI SOSTEGNO

La struttura è costituita da pali disposti su 2 file, di diametro Ø800 mm disposti con interasse longitudinale 4.50 m ed interasse trasversale 2.40 m e lunghezza 9.0 m, per uno sviluppo complessivo di 60.0 m. I pali sono stati modellati con elementi beam lineari, con caratteristiche equivalenti fattorizzando le rigidezza ed i pesi in funzione dell'interasse medio fra gli elementi strutturali contigui. La trave di collegamento in c.a., a testa pali, è stata modellata come elemento di volume assegnando al cluster corrispondente le proprietà elastiche del calcestruzzo.

Nel modello, le proprietà degli elementi interfaccia struttura-terreno sono state applicate definendo dei materiali con legame costitutivo analogo a quello dei terreni circostanti ma con parametri di resistenza ridotti. In particolare è stata adottata una resistenza attritiva con resistenza al taglio ridotta a 2/3 rispetto a quella del terreno circostante.

10.3 DESCRIZIONE DELLE FASI DI CALCOLO

Le analisi eseguite sono di tipo sequenziale, riproducendo in successione tutte le principali fasi operative previste per la realizzazione dell'opera. Quindi, il termine di ciascuna analisi rappresenta la condizione iniziale per la fase successiva. Le fasi di scavo vengono simulate mediante la disattivazione dei cluster di terreno corrispondenti, mentre la messa in opera degli elementi strutturali (pali) viene simulata attivando gli elementi strutturali corrispondenti.

10.3.1 Sezione di calcolo

Di seguito si riportano le fasi di calcolo che sono state analizzate in successione. Lo schema di riferimento è quello di Figura 40.

Nella sezione di calcolo è stato considerato, a vantaggio della sicurezza, una geometria del precedente piano campagna, al di sotto del rilevato realizzato, ricostruito geometricamente e tale da massimizzare lo spessore del terreno in posto. Pertanto cautelativamente non si tiene in considerazione della geometria del rilevato esistente ricostruita dall'unico sondaggio disponibile.

Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.

Figura 39 – sezione di progetto

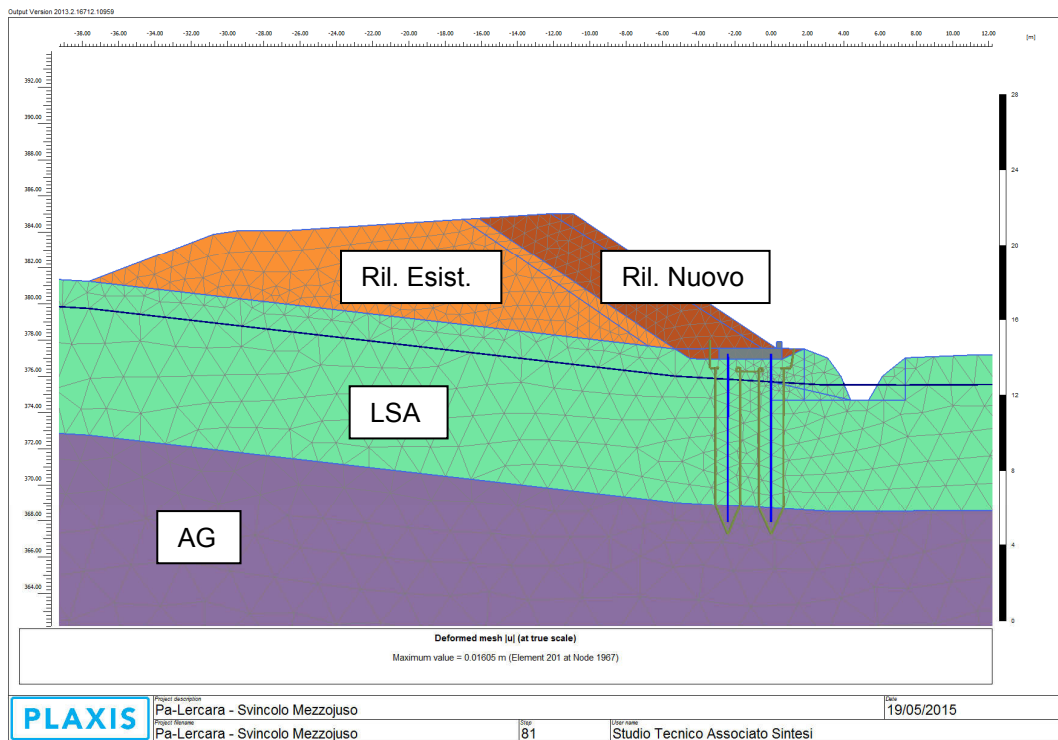
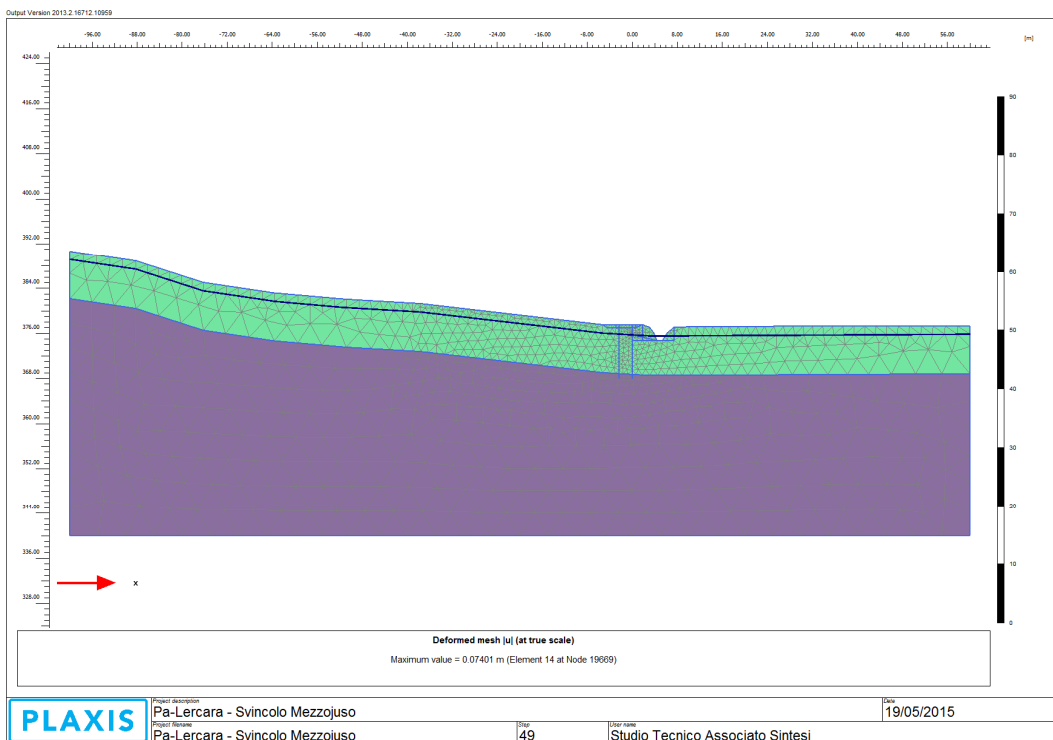
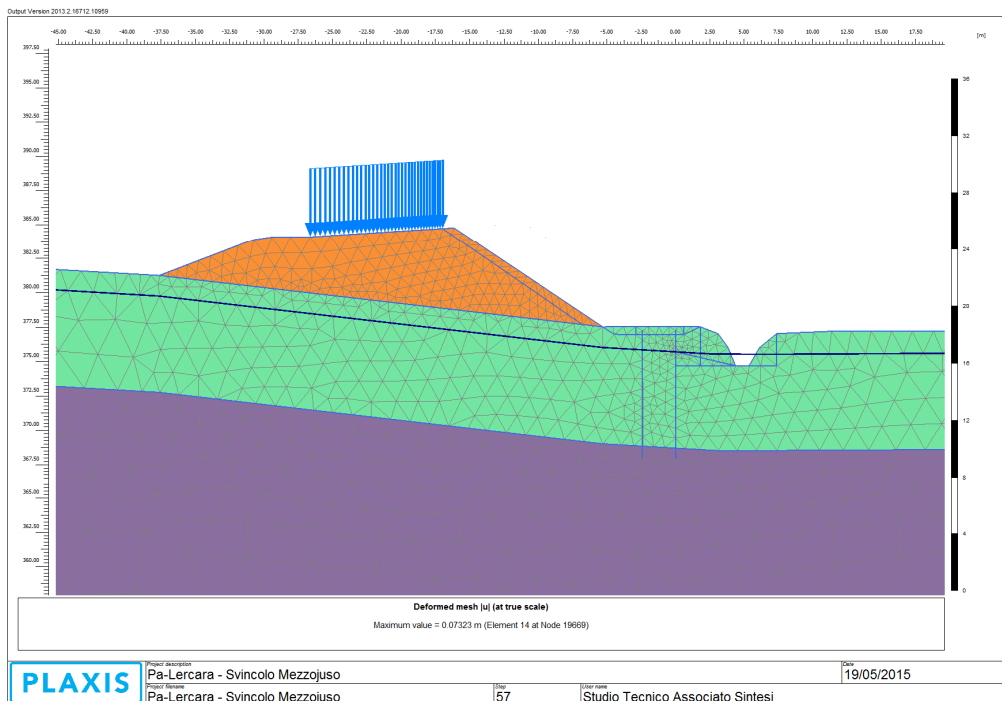


Figura 40 – *Legenda terreni*

Fase 0: inizializzazione:



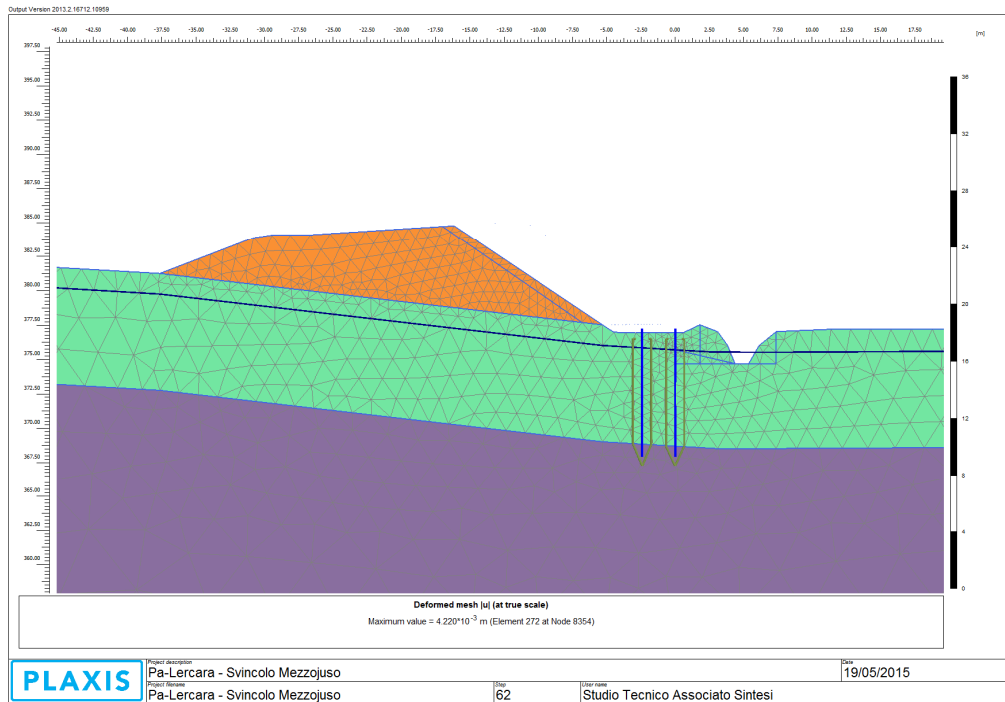
Fase 1: strada esistente con traffico veicolare



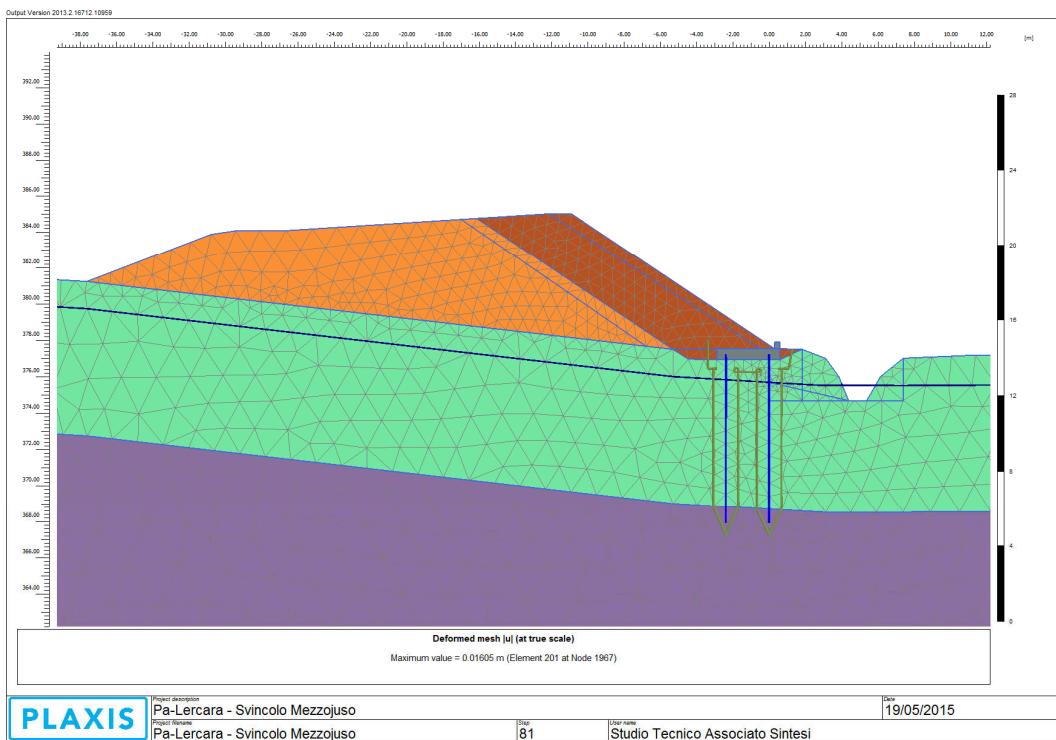
Fase 2: Scavo e realizzazione della doppia fila di pali a cavalletto con le seguenti caratteristiche:

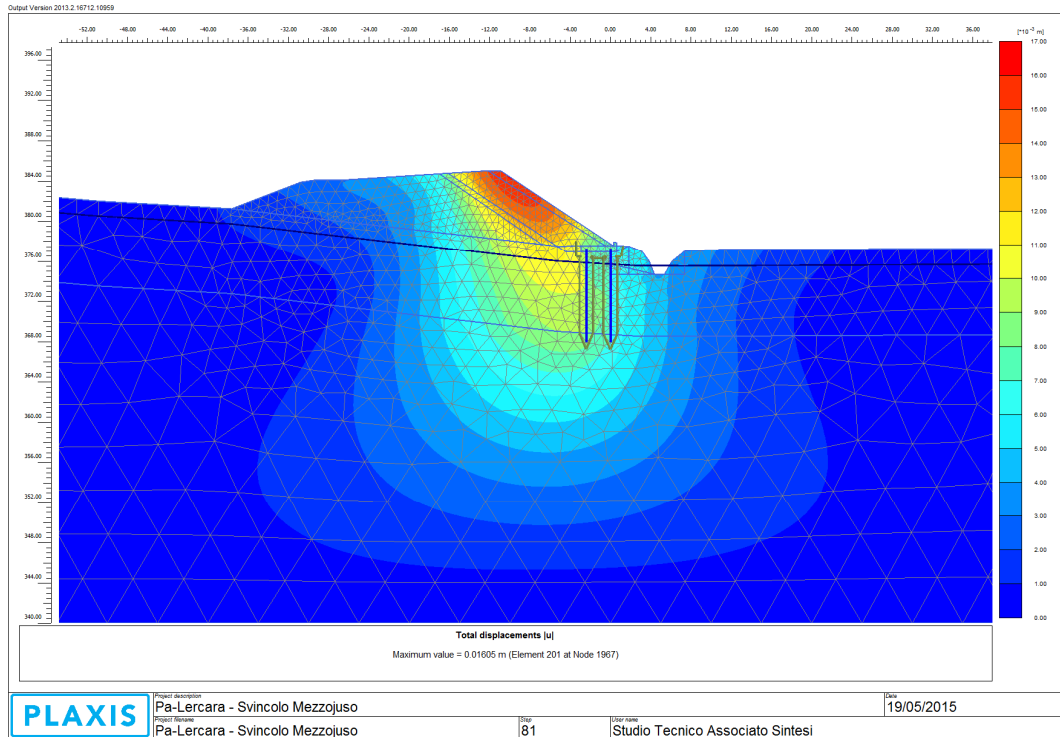
- $D_p = 800 \text{ mm}$ diametro di perforazione;
- $i = 4.5 \text{ m}$ interasse longitudinale fra i pali della stessa fila;
- $i = 2.4 \text{ m}$ interasse trasversale fra i pali della stessa fila;

L = 9.0 m lunghezza dei pali

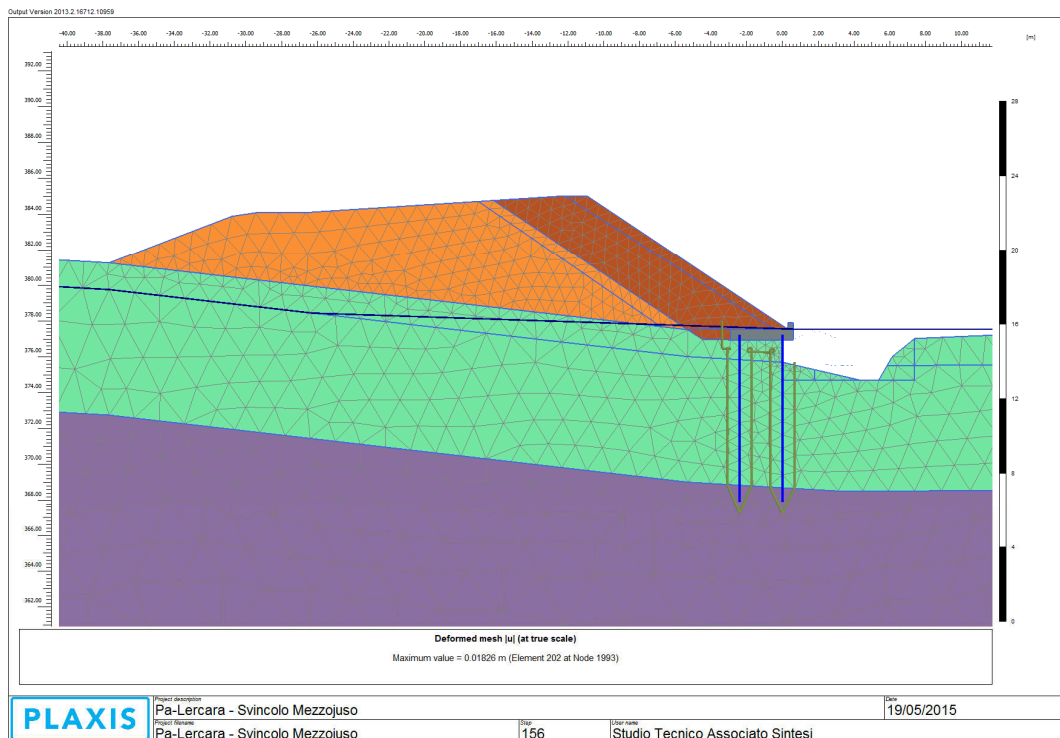


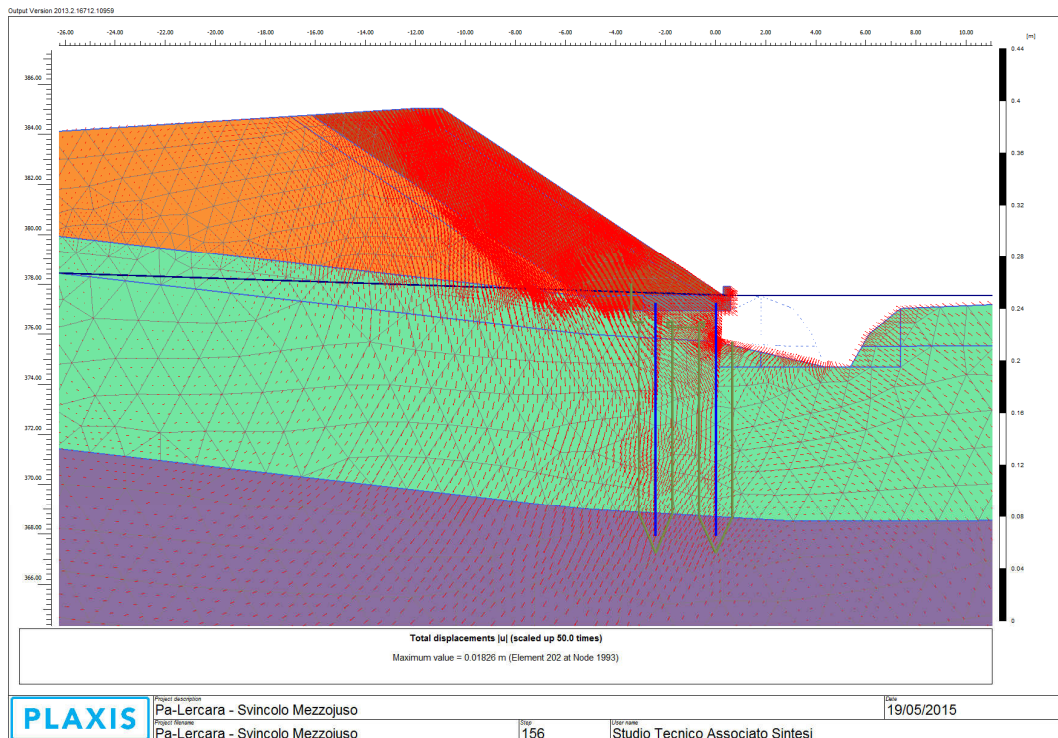
Fase 3: Realizzazione nuovo rilevato in allargamento



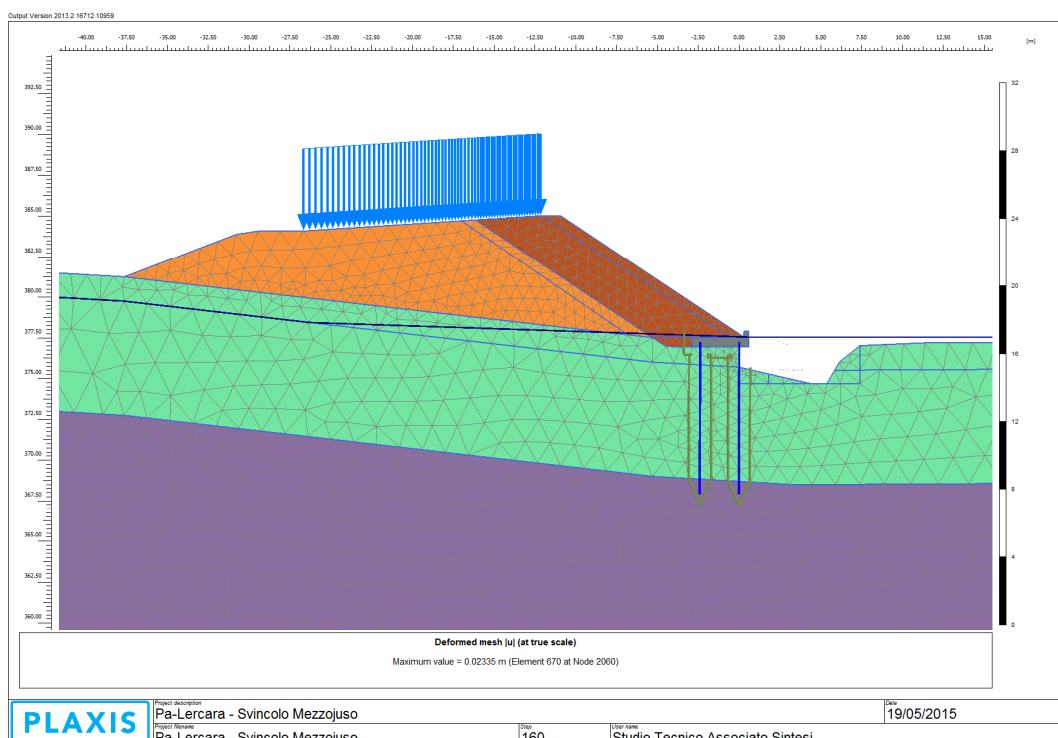


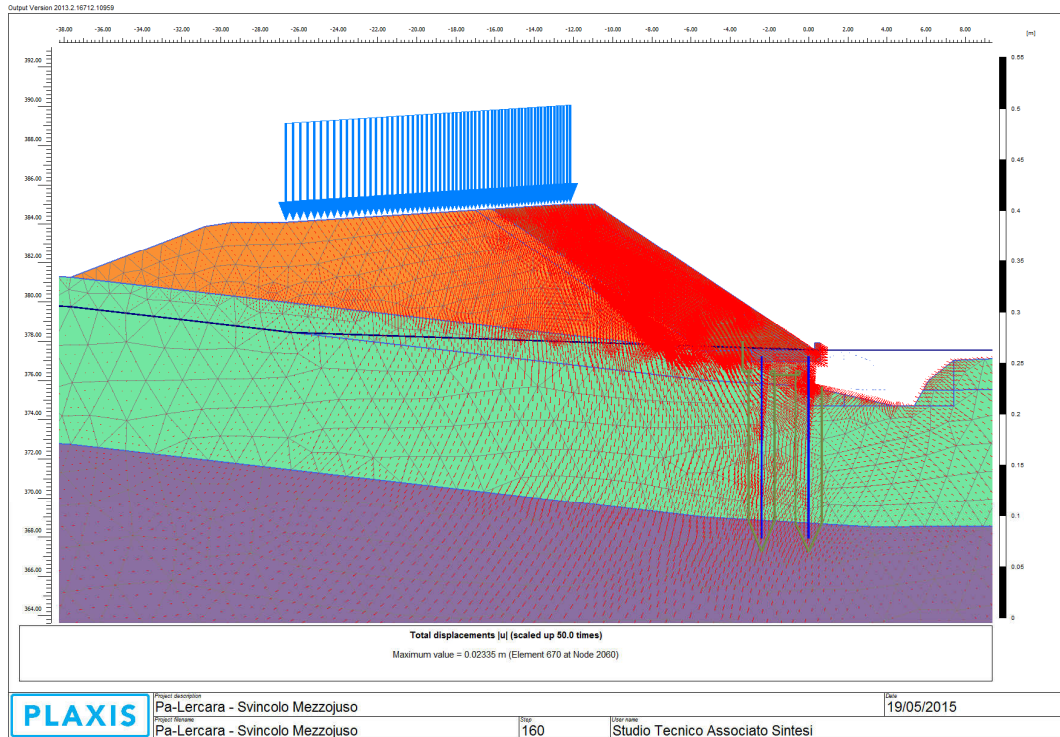
Fase 4a: Scalzamento al piede della paratia per effetto del corso d'acqua. Tale configurazione corrisponde alla combinazione **SLE Q.P.**



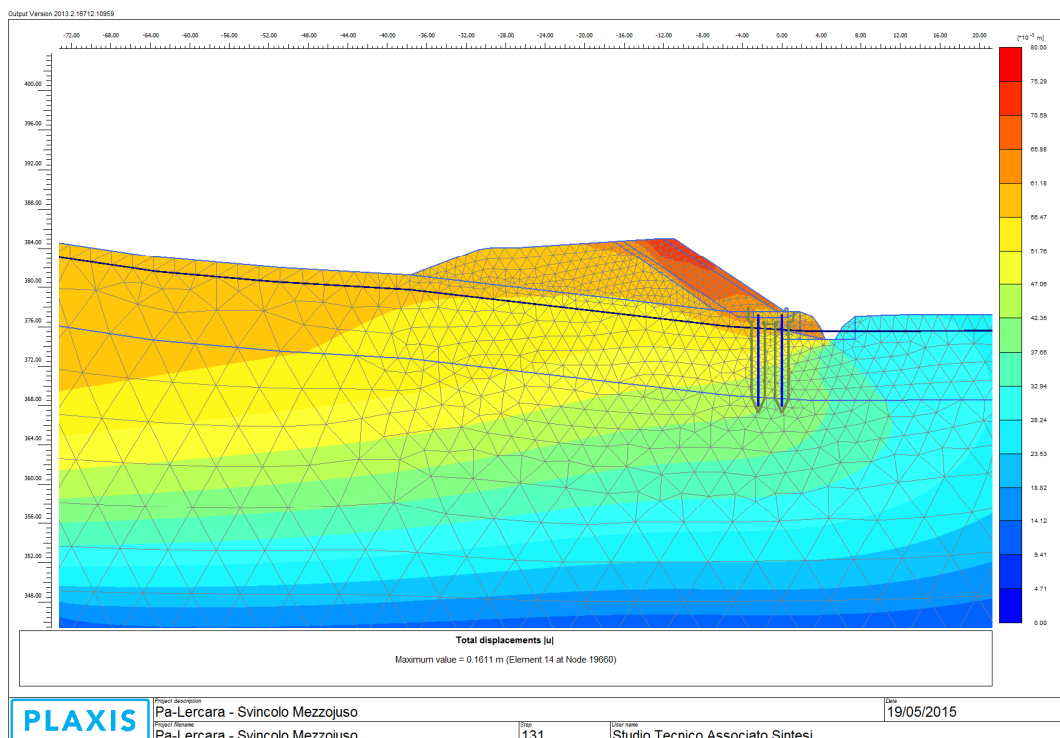


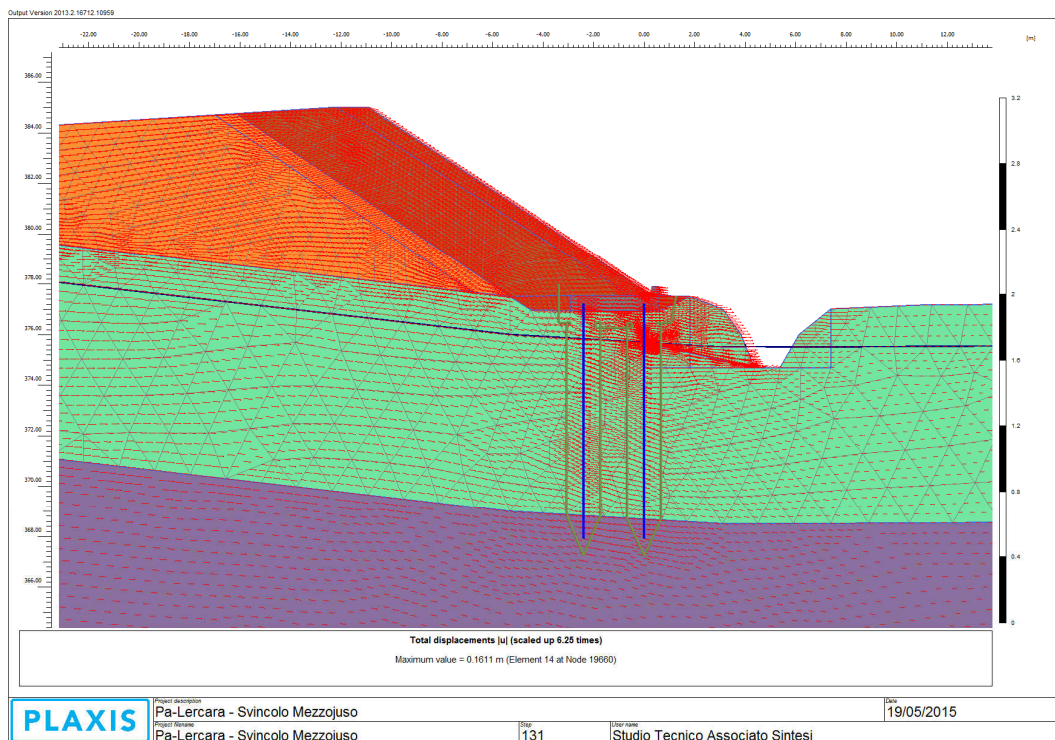
Fase 5a: A scalzamento avvenuto viene attivato il sovraccarico accidentale pari a 20 kN/m² agente sul piano viabile, a simulare il traffico veicolare. Tale configurazione corrisponde alla combinazione **SLE Rara**. Da tale configurazione si ottengono anche le sollecitazioni di progetto per le verifiche **SLU STR** degli elementi strutturali, amplificando le sollecitazioni SLE x 1.35.





Fase 4b: Sisma $a_h=0.09\text{-}g$. L'analisi sismica è stata effettuata senza scalzamento, prevedendo quindi un ripristino dell'argine dopo un eventuale scalzamento nel piano di manutenzione dell'opera. Da tale configurazione si ottengono le sollecitazioni di progetto per le verifiche **SLV** degli elementi strutturali





Step 6. A partire dalla fase **SLE Rara**, viene eseguita la verifica di stabilità globale. Tale analisi viene eseguita riducendo progressivamente i parametri di resistenza al taglio dei terreni fino ad ottenere il collasso del sistema geotecnico struttura-terreno (ϕ' - c' reduction method). Si determina quindi il coefficiente di sicurezza disponibile, in osservanza alla normativa per la verifica **SLU GEO**.

10.4 RISULTATI E VERIFICHE

10.4.1 Spostamenti

Nella Figura 42 si mostra la distribuzione degli spostamenti sulla mesh mediante rappresentazione a mappe di colore: è ben visibile il cuneo di spinta che determina il risentimento deformativo sul piano campagna. Tali spostamenti sono riferiti sia al solo scalzamento che anche con applicazione del sovraccarico stradale. Nella Figura 43 si mostra la distribuzione degli spostamenti sulla mesh in condizioni sismiche.

In Figura 44 si riportano gli spostamenti ottenuti sulla paratia a scalzamento avvenuto e risulta uno spostamento massimo della paratia pari a 9 mm, misurata in sommità alla paratia stessa.

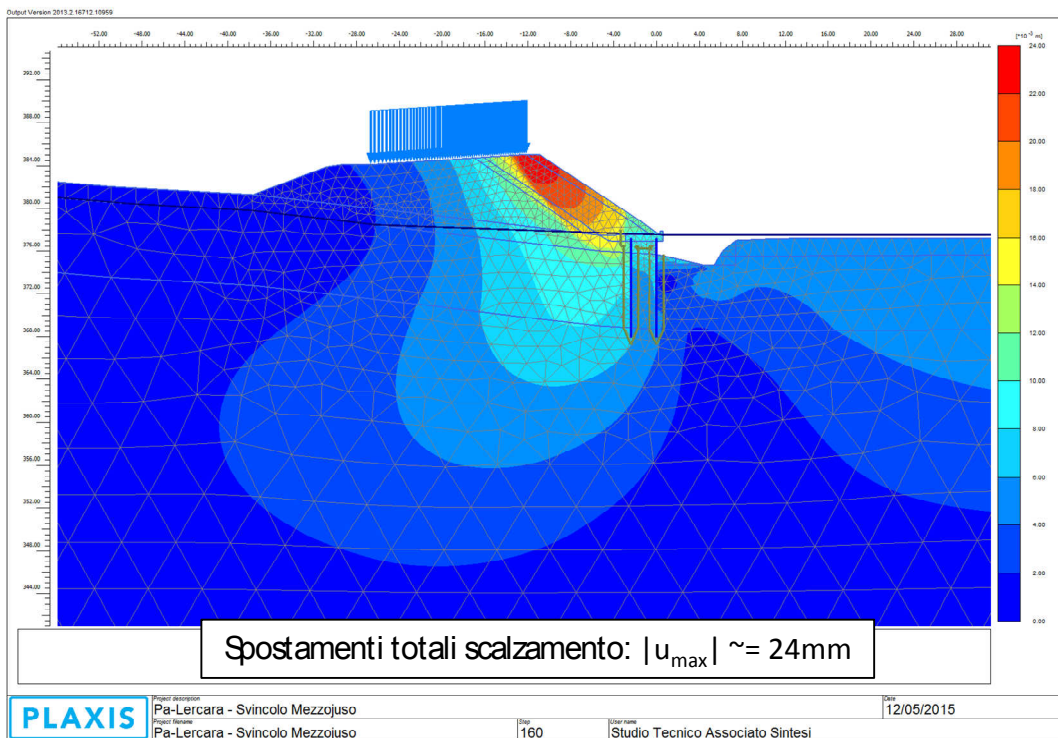


Figura 41 – SLE: spostamenti a scalzamento totale

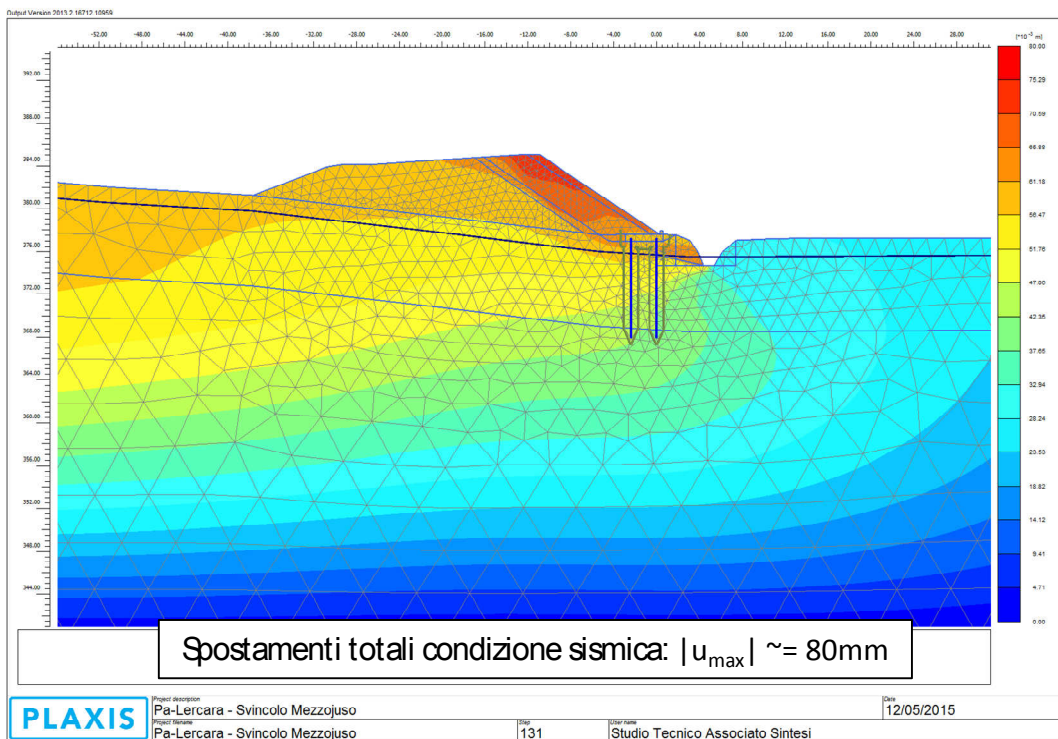


Figura 42 – SLE: spostamenti totali in condizione sismica

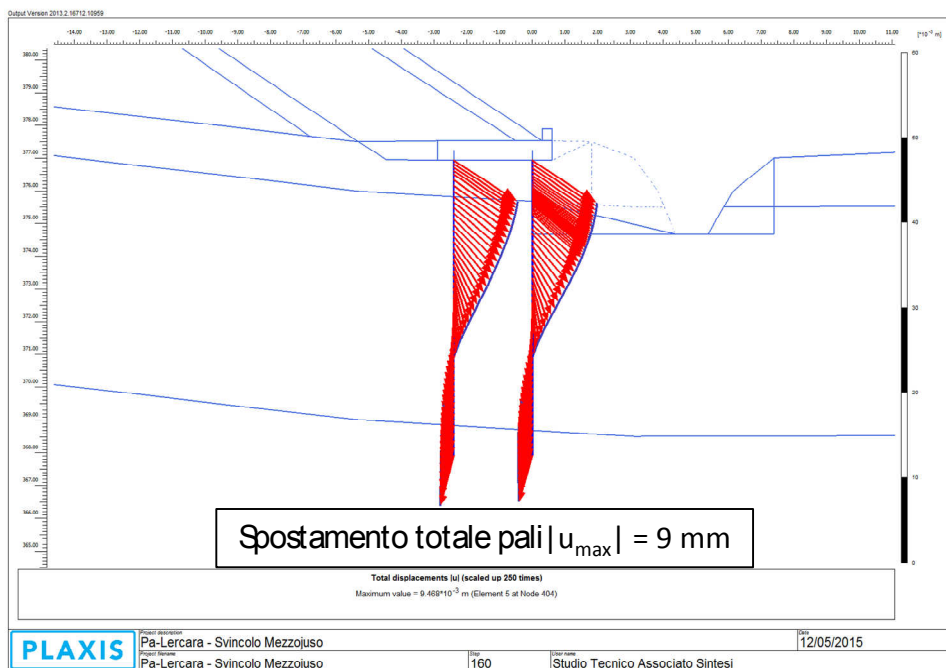


Figura 43 – SLE: spostamenti sulla paratia a scalzamento totale

10.4.2 Sollecitazioni sugli elementi strutturali

10.4.2.1 Sollecitazioni SLE Q.P.

Nelle successive figure si riporta l'involuppo della distribuzione delle sollecitazioni SLE Q.P. (solo scalzamento) sugli elementi beam che rappresentano i pali: forza assiale (Figura 45), momento (Figura 46), taglio (Figura 47) e Le massime sollecitazioni risultano:

$N = 62.95 \text{ kN / m}$	forza assiale (compressione)
$N = 0 \text{ kN / m}$	forza assiale (trazione)
$T = 33.4 \text{ kN / m}$	taglio massimo
$M = 41.63 \text{ kN m / m}$	momento massimo palo compresso
$M = 15.43 \text{ kN m / m}$	momento massimo palo teso

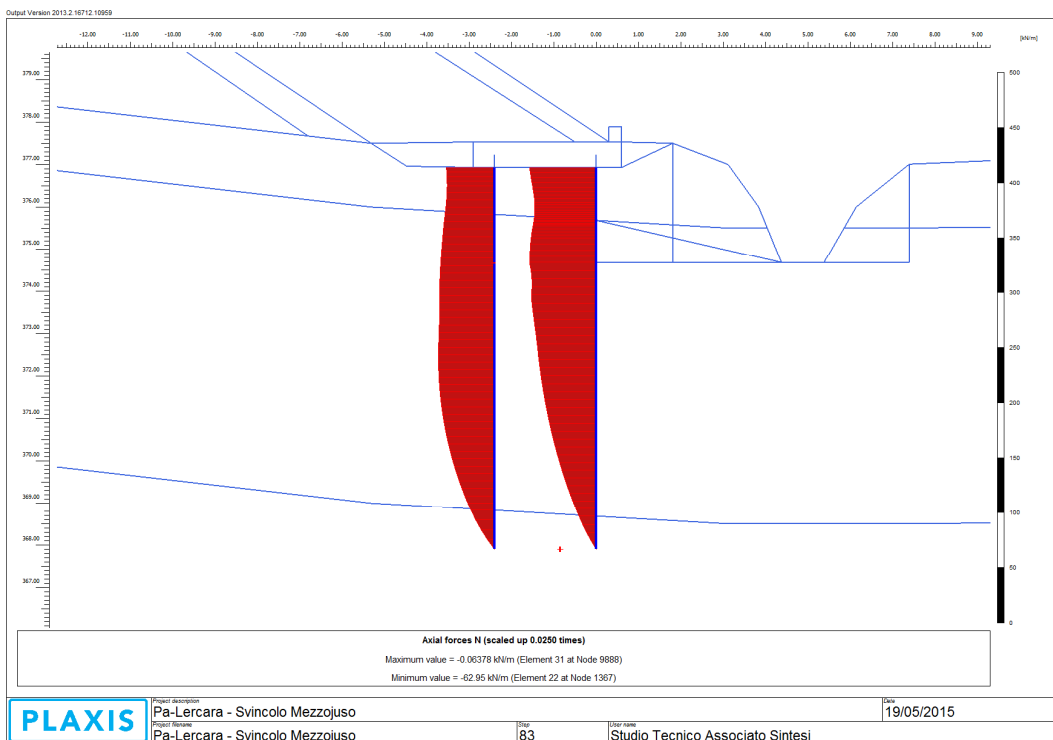


Figura 44 – SLE Q.P.: sforzo normale (-) compressione, (+) trazione

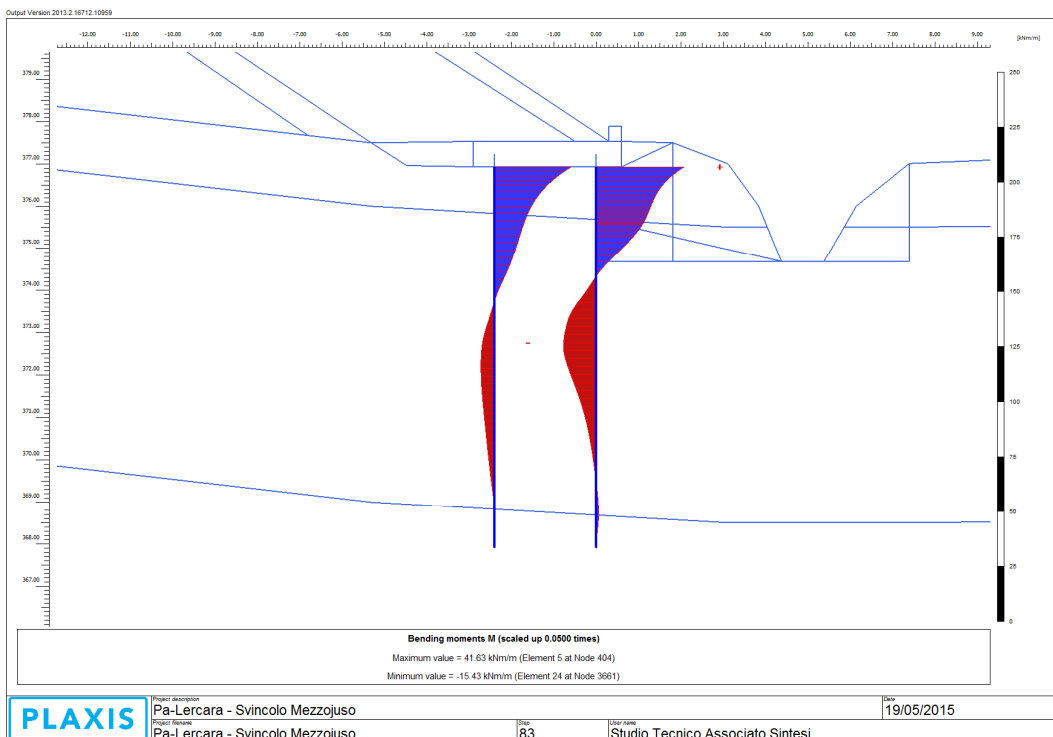


Figura 45 – SLE Q.P.: involucro momento sui pali

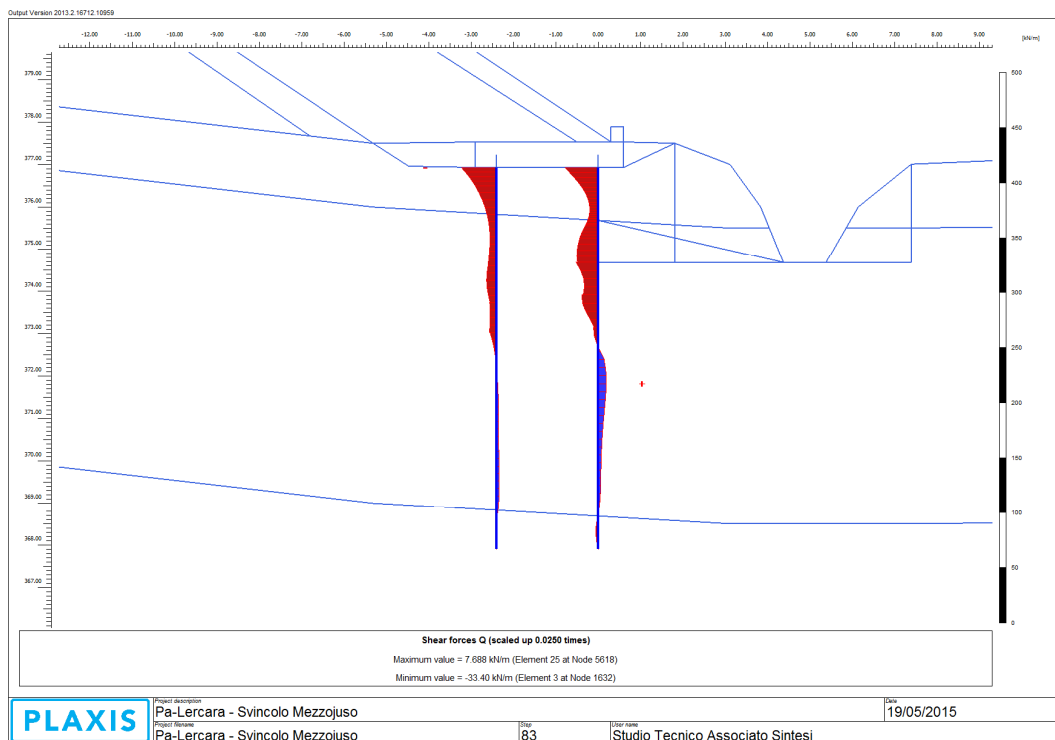


Figura 46 – SLE Q.P.: involucro taglio sui pali

10.4.2.2 Sollecitazioni SLE RARE.

Nelle successive figure si riporta l'involucro della distribuzione delle sollecitazioni SLE RARE (scalzamento + sovraccarico stradale) sugli elementi beam che rappresentano i pali: forza assiale (Figura 48), momento (Figura 49) e taglio (Figura 50). Le massime sollecitazioni risultano:

$N = 121.3 \text{ kN / m}$	forza assiale (compressione)
$N = 27.64 \text{ kN / m}$	forza assiale (trazione)
$T = 43.69 \text{ kN / m}$	taglio massimo
$M = 80.5 \text{ kN m / m}$	momento massimo palo compresso
$M = 41.84 \text{ kN m / m}$	momento massimo palo teso

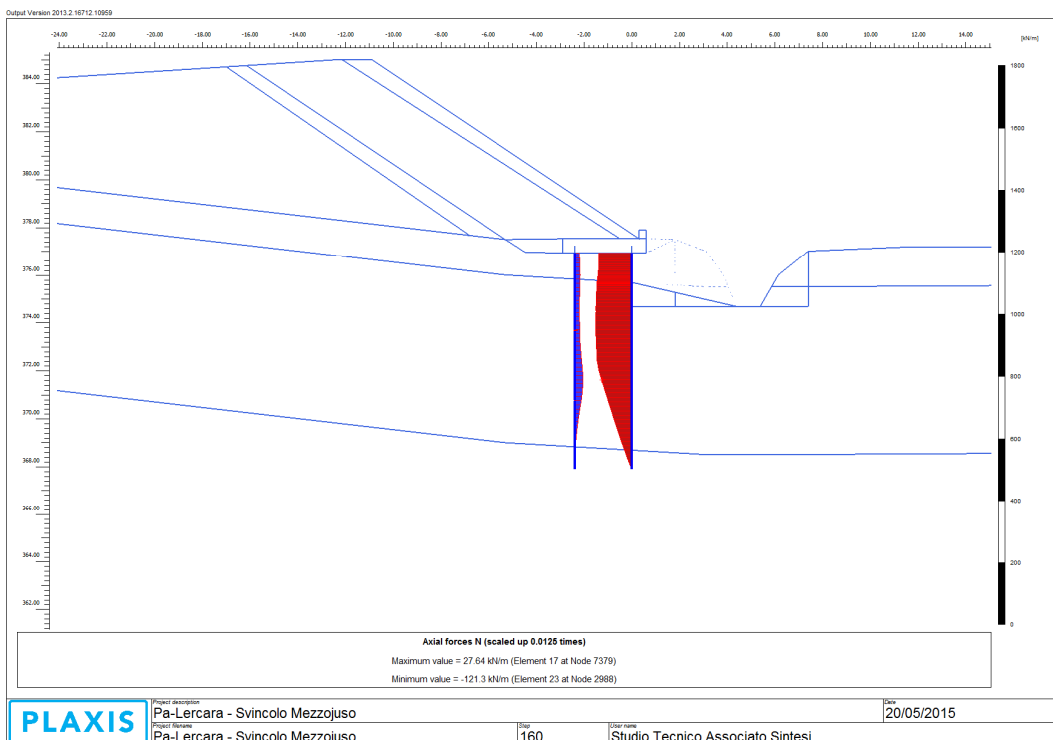


Figura 47 – SLE RARE: sforzo normale (-) compressione, (+) trazione

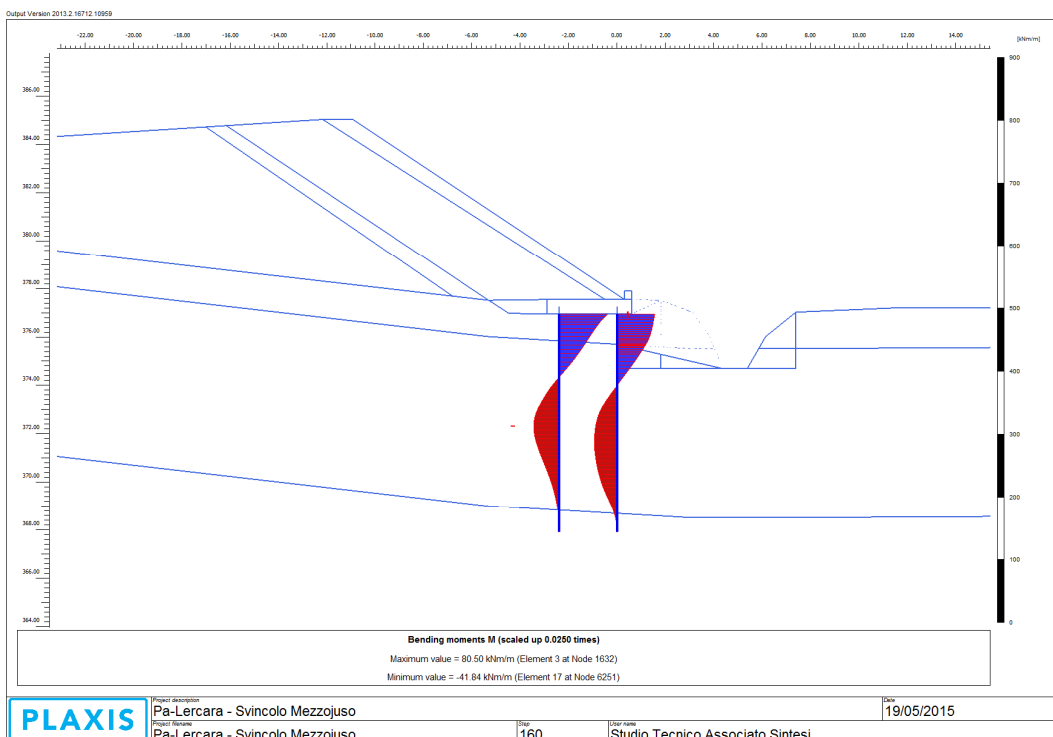


Figura 48 – SLE RARE: involucro momento sui pali

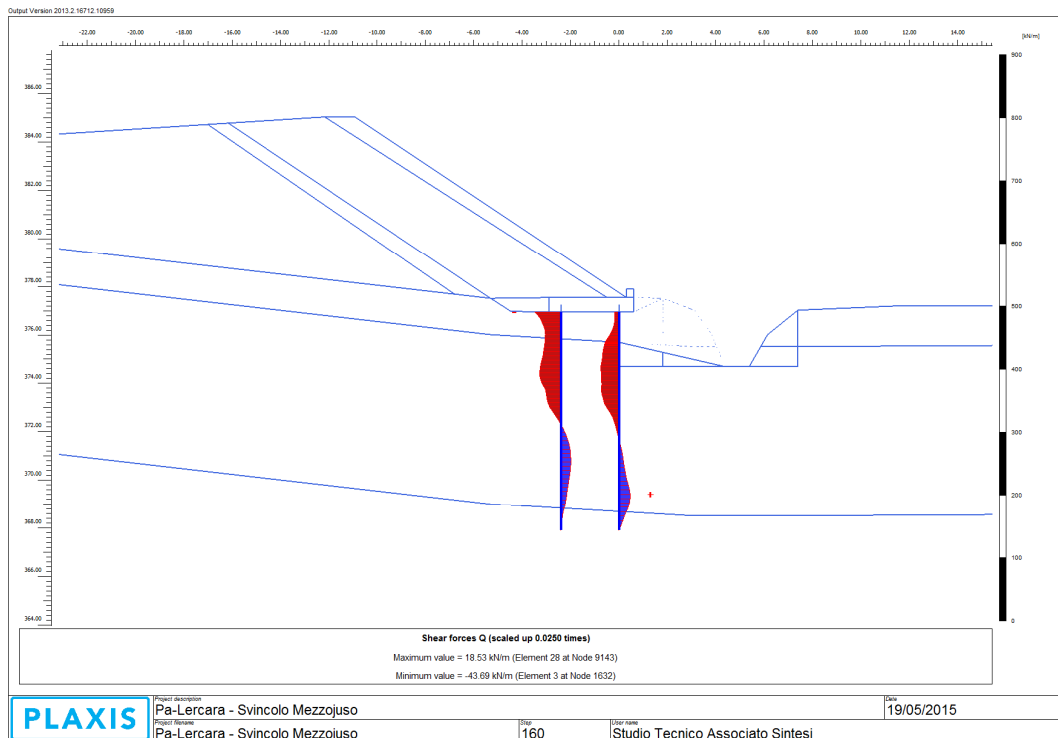


Figura 49 – SLE RARE: inviluppo taglio sui pali

10.4.2.3 Sollecitazioni SLU Statiche

Le massime sollecitazioni nella combinazione SLU statica risulta pari a SLE Rare x 1.35. Pertanto le sollecitazioni risultano:

$N = 121.3 \text{ kN / m}$	forza assiale (compressione)
$N = 35.93 \text{ kN / m}$	forza assiale (trazione)
$T = 58.98 \text{ kN / m}$	taglio massimo
$M = 108.68 \text{ kN m / m}$	momento massimo palo compresso
$M = 56.48 \text{ kN m / m}$	momento massimo palo teso

10.4.2.4 Sollecitazioni Simiche - SLV

Nelle successive figure si riporta la distribuzione delle sollecitazioni SLU sismiche sugli elementi beam che rappresentano i pali: forza assiale (Figura 51), momento (Figura 52) e taglio (Figura 53). Le massime sollecitazioni risultano:

$N = 113 \text{ kN / m}$	forza assiale (compressione)
$N = 59 \text{ kN / m}$	forza assiale (trazione)
$T = 57.28 \text{ kN / m}$	taglio massimo

$M = 103 \text{ kN m / m}$ momento massimo palo compresso
 $M = 47.96 \text{ kN m / m}$ momento massimo palo teso

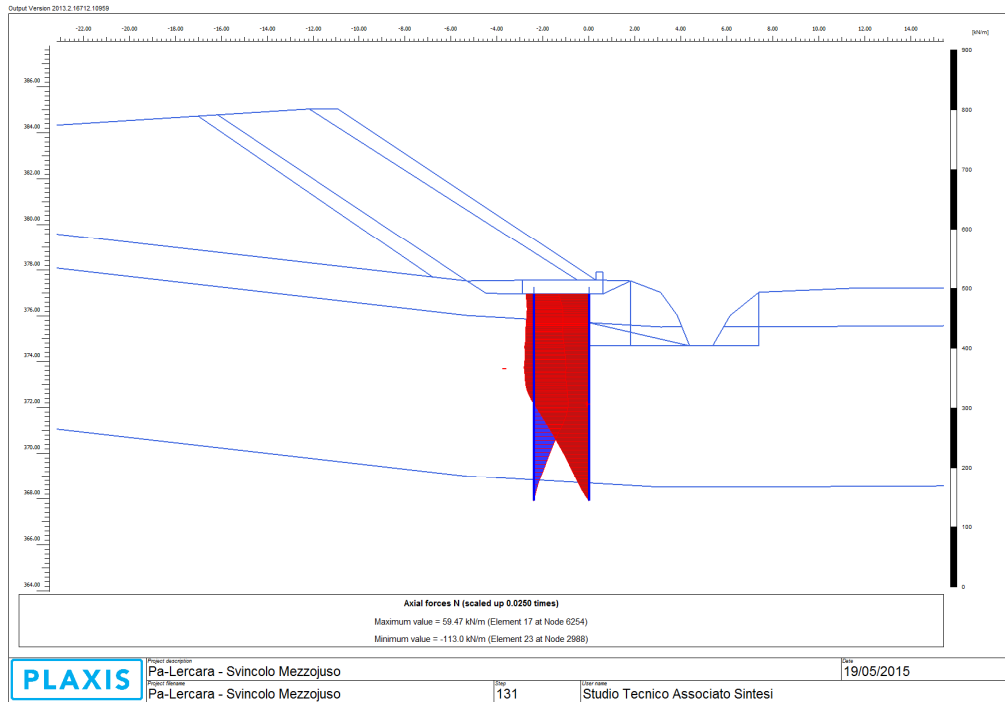


Figura 50 – SLU: sforzo normale (-) compressione, (+) trazione

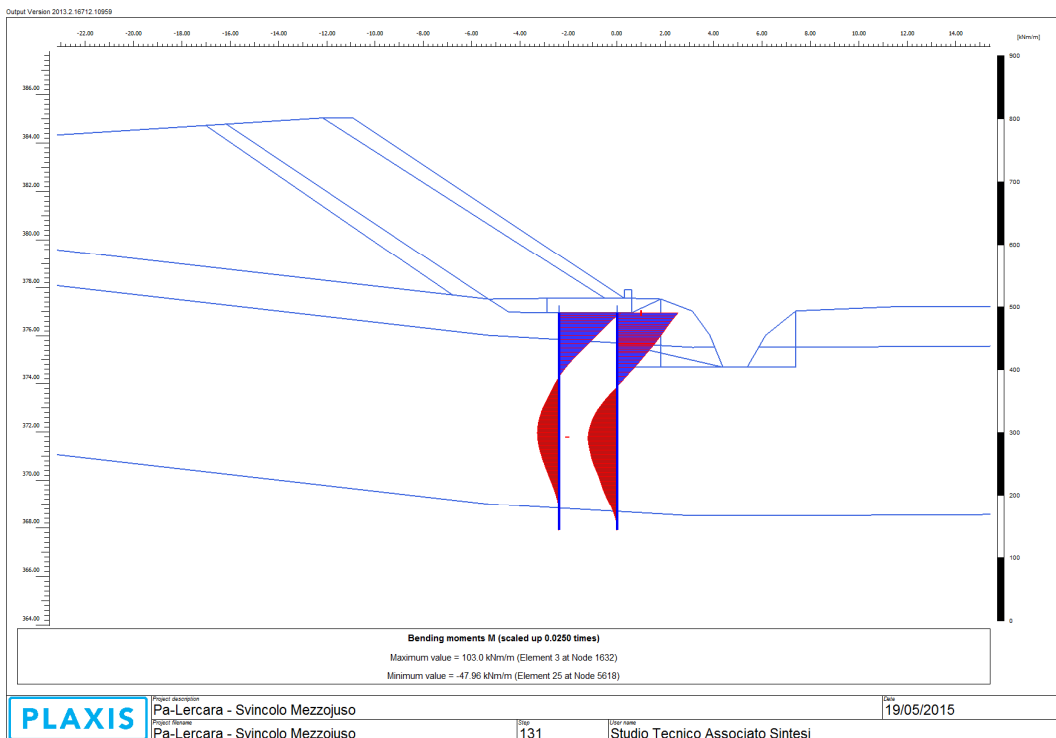


Figura 51 – SLU: involuppo momento sui pali

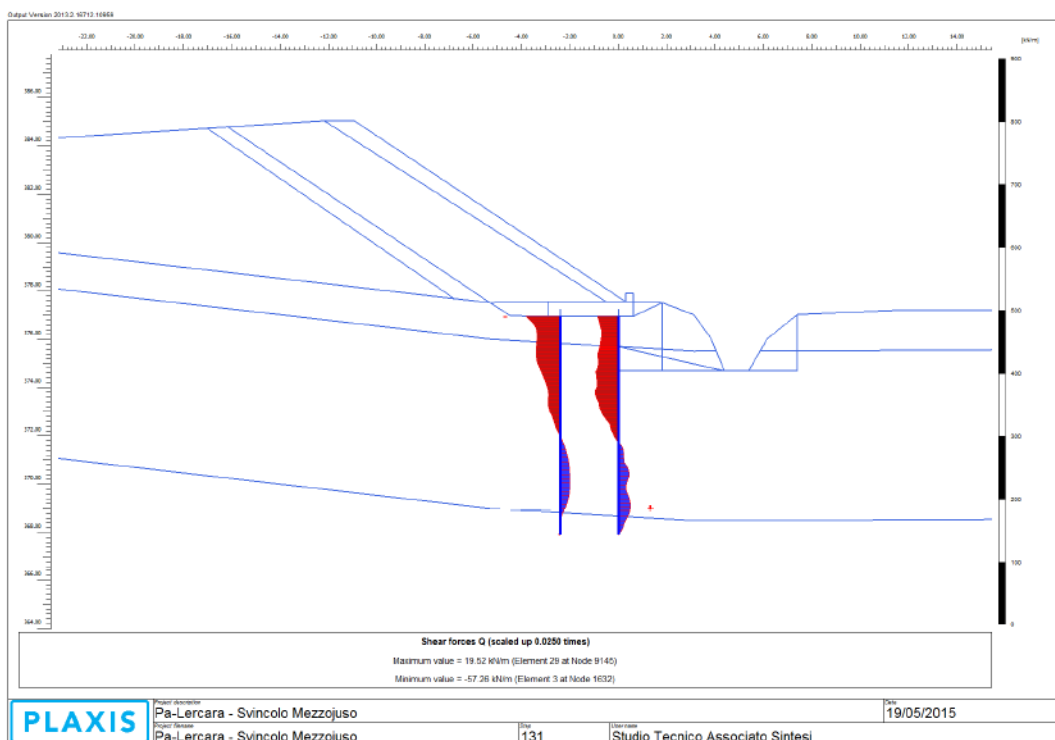


Figura 52 – SLU: involucro taglio sui pali

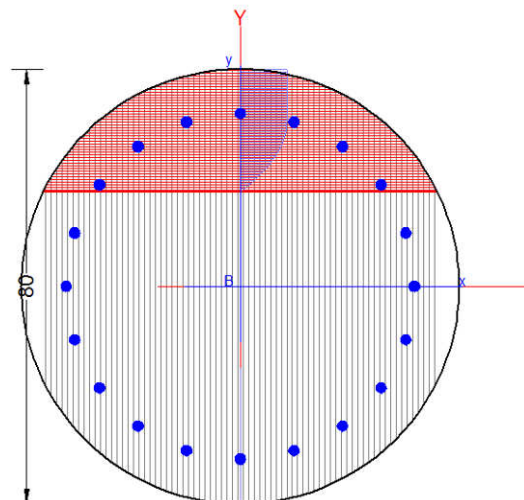
10.4.3 Verifiche di resistenza

Di seguito si riportano le verifiche delle varie sezioni di calcolo sia agli SLE che SLU alla luce delle sollecitazioni suddette. L'armatura longitudinale è costituita da n°20 ϕ 20 e staffe ϕ 12/20. Le sollecitazioni più gravose a palo sono:

interasse =	4.5	m		N	M	T			N	M	T		
				kN/m	kNm/m	kN/m			kN	kNm	kN		
Hsol =	0.8	m											
			SLE Rare	121.3	80.5	43.69	compressione		545.85	362.25	196.61	compressione	
				-27.64	80.5	43.69	trazione		-124.38	362.25	196.61	trazione	
			SLE Q.P.	62.95	41.63	33.4	compressione		283.28	187.34	150.30	compressione	
				0	41.63	33.4	trazione		0.00	187.34	150.30	trazione	
			SLU	121.3	108.68	58.98	Compressione		545.85	489.04	265.42	compressione	
				-35.93	108.68	58.98			-161.69	489.04	265.42	trazione	
			SLV	113	103	57.28	compressione		508.50	463.50	257.76	compressione	
				-59	103	57.28	trazione		-265.50	463.50	257.76	trazione	

Da cui nei paragrafi successivi vengono riportate le verifiche sui pali.

10.4.3.1 Verifica di resistenza pali compressi



DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: Dissesto_Palo compresso

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita
Forma della sezione:	Circolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resistenza compress. di calcolo fcd:	170.00	daN/cm ²
	Resistenza compress. ridotta fcd':	85.00	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	328360	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	29.00	daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	180.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	135.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. a snervamento fyk:		4500.0	daN/cm ²
Resist. caratt. a rottura ftk:		4500.0	daN/cm ²
Resist. a snerv. di calcolo fyd:		3913.0	daN/cm ²
Resist. ultima di calcolo ftd:		3913.0	daN/cm ²
Deform. ultima di calcolo Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef:		2000000	daN/cm ²
Diagramma tensioni-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. β1*β2:		1.00	
Coeff. Aderenza differito β1*β2:		0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:		3600.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	80.0	cm
Barre circonferenza:	20Ø20	(62.8 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	8.2	cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione			
MT	Momento torcente [daN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	54585	48904	26542	0
2	50850	46350	25776	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	54585	36225

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	28328	18734 (21403)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.9	cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.0	cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata										
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)										
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico										
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)										
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico										
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000										
Yneuro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.										
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]										
x/d	Rapp. di duttilità a rottura per sole travi (N = 0)										
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]										
As Tesa	Area armature long. [cm ²] in zona tesa per sole travi (l'area minima ex (4.1.43)NTC è indicata tra parentesi)										
N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	54585	48904	54582	82052	1.678	17.4	61615	---	---	---
2	S	50850	46350	50834	81331	1.755	17.6	60840	---	---	---

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	-0.00180	40.0	0.00223	31.8	-0.00760	-31.8
2	0.00350	-0.00186	40.0	0.00222	31.8	-0.00773	-31.8

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	12	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	11.3	cm ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm ² /m]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.19)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.18)NTC]
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Ast
1	S	26542	26997	119786	61059	69.6	21.80	1.064	4.9
2	S	25776	26522	119294	61059	69.6	21.80	1.060	4.8

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	101.1	-40.0	0.0	40.0	-1900	31.8	22.2	1546	22.0	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sclmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
K3	=0,125 per flessione; = 0,25 (Sclmin + Sclmax)/(2 Sclmin) per trazione eccentrica
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Psi	= 1-Beta12*(Ssr/Ss) ² = 1-Beta12*(fctm/Sclmin) ² = 1-Beta12*(Mfess/M) ² [B.6.6 DM96]

N°Comb	Ver	ScI _{max}	ScI _{min}	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	67.4	-49.1	---	0.125	1.00	0.651	0.000619 (0.000380)	234	0.246	21389

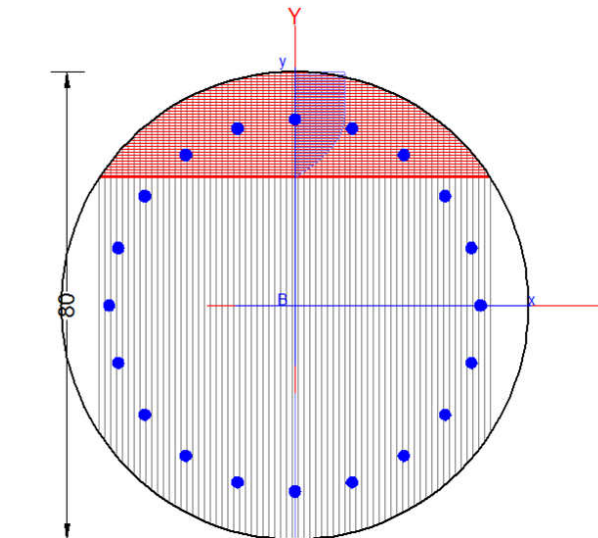
COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	52.3	-40.0	0.0	40.0	-981	31.8	22.2	1546	22.0	---

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	ScI _{max}	ScI _{min}	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	34.9	-25.4	---	0.125	0.50	0.400	0.000196 (0.000196)	234	0.078 (0.20)	21403

10.4.3.2 *Verifica di resistenza pali tesi*



DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: Dissesto_Palo teso

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita
Forma della sezione:	Circolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resistenza compress. di calcolo fcd:	170.00 daN/cm²

	Resistenza compress. ridotta fcd':	85.00	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	328360	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	29.00	daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	180.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	135.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. a snerv. di calcolo fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	3600.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	80.0	cm
Barre circonferenza:	20Ø20	(62.8 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	8.2	cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione			
MT	Momento torcente [daN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	-16169	48904	26542	0
2	-26550	46350	25776	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	-12438	36225

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0	18734 (18032)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.9	cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.0	cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yneuro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura per sole travi (N = 0)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. [cm ²] in zona tesa per sole travi (l'area minima ex (4.1.43)NTC è indicata tra parentesi)

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	-16169	48904	-16156	67090	1.372	21.8	46157	---	---	---
2	S	-26550	46350	-26557	64531	1.392	22.5	43749	---	---	---

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	-0.00309	40.0	0.00192	31.8	-0.01030	-31.8
2	0.00350	-0.00334	40.0	0.00186	31.8	-0.01083	-31.8

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	12	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	11.3	cm ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm ² /m]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.19)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.18)NTC]
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	ASt
1	S	26542	0	109204	62071	66.4	21.80	1.000	4.8
2	S	25776	0	107267	62579	64.7	21.80	1.000	4.7

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [(daN/cm ²]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	101.9	-40.0	0.0	40.0	-3079	31.8	22.2	1546	22.0	---

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sclmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
K3	=0,125 per flessione; = 0,25 (Sclmin + Sclmax)/(2 Sclmin) per trazione eccentrica
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Psi	= 1-Beta12*(Ssr/Ss) ² = 1-Beta12*(fctm/Sclmin) ² = 1-Beta12*(Mfess/M) ² [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure . Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es
srm	Distanza media in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	56.2	-60.3	---	0.125	1.00	0.769	0.001184 (0.000616)	234	0.471	17409

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	52.9	-40.0	0.0	40.0	-1474	31.8	22.2	1546	22.0	---

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	30.1	-30.1	---	0.125	0.50	0.537	0.000396 (0.000295)	234	0.157 (0.20)	18032

10.4.3.3 Verifica di resistenza soletta collegamento pali

Ai fini del progetto delle armature è stata considerata una porzione di soletta. E' stato calcolato il momento flettente agente sulla sezione di mezzeria tra due pali a partire dalle sollecitazioni più gravose ai fini di tale calcolo, ossia dalle massime azioni in testa ai pali compressi e tesi.

N	M	T	
kN	kNm	kN	
545.85	362.25	196.61	compressione
-124.38	362.25	196.61	trazione
283.28	187.34	150.30	compressione
0.00	187.34	150.30	trazione
545.85	489.04	265.42	compressione
-161.69	489.04	265.42	trazione
508.50	463.50	257.76	compressione
-265.50	463.50	257.76	trazione

Il momento sollecitante considerato è il massimo tra il Momento a testa pali ed il Momento fra i vari pali, che vale:

$$M_{Ed} = M_c + V_c H/2 + N_c i/2 + M_t + V_t H/2 + N_t i/2$$

M SLE Rare	-381.09	kNm	362.25
M SLE Q.P.	-382.94	kNm	187.34
M SLU	-98.61	kNm	489.04
M SLV	174.04	kNm	463.50

L'armatura longitudinale corrente della soletta è costituita da n°20 ϕ 18 superiormente ed inferiormente.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: Soletta

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resistenza compress. di calcolo fcd:	158.60	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	168.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	126.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. a snerv. di calcolo fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	3600.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	360.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	20Ø18	(50.9 cm ²)
Barre superiori:	20Ø18	(50.9 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione			
MT	Momento torcente [daN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	48904	0	0
2	0	46350	0	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0	38109

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx

1 0 38294 (118162)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.1 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 16.5 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yneutro Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn. Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d Rapp. di duttilità a rottura per sole travi (N = 0)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa Area armature long. [cm²] in zona tesa per sole travi (l'area minima ex (4.1.43)NTC è indicata tra parentesi)

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0	48904	-28	144708	2.959	74.7	137456	0.07	0.70	50.9 (42.5)
2	S	0	46350	-28	144708	3.122	74.7	137456	0.07	0.70	50.9 (42.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	-0.01909	80.0	-0.00045	74.0	-0.04526	6.0
2	0.00350	-0.01909	80.0	-0.00045	74.0	-0.04526	6.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²)
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci utilizzata nel calcolo di fessurazione (se Dbarre >14Ø viene posto Dbarre=14Ø nel calcolo di fess. [B.6.6.3 Circ. 252/96])

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	17.9	80.0	0.0	65.3	-1086	74.0	18.6	6696	50.9	18.3

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc _{lmax}	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sc _{lmin}	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
K3	=0,125 per flessione; = 0,25 (Sc _{lmin} + Sc _{lmax})/(2 Sc _{lmin}) per trazione eccentrica
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Psi	= 1-Beta12*(Ssr/Ss) ² = 1-Beta12*(fctm/Sc _{lmin}) ² = 1-Beta12*(Mfess/M) ² [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure . Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es
srm	Distanza media in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	Sc _{lmax}	Sc _{lmin}	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	8.9	-8.9	---	0.125	1.00	0.400	0.000217 (0.000217)	257	0.095	118162

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	18.0	80.0	0.0	65.3	-1091	74.0	18.6	6696	50.9	18.3

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc _{lmax}	Sc _{lmin}	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	8.9	-8.9	---	0.125	0.50	0.400	0.000218 (0.000218)	257	0.095 (0.30)	118162

In direzione trasversale, si dispone armatura di ripartizione costituita da $\phi 12/20$ ".

10.4.4 Stabilità globale

La fase maggiormente critica per la stabilità del sistema geotecnico struttura-terreno risulta essere quella in cui si ha lo scalzamento.

La determinazione del coefficiente di sicurezza avviene mediante un algoritmo iterativo (φ' – c' reduction method, Dawson, Roth and Drescher, 1999) che, sulla base dei dati di partenza (c' e $\tan \varphi'$), determina successive condizioni di equilibrio del sistema eseguendo, ad ogni ciclo, una progressiva riduzione delle resistenze fino al collasso. Le seguenti Figura 53 e Figura 54 riportano il meccanismo di collasso evidenziato dalla riduzione dei parametri di resistenza al taglio del terreno, relativamente alla fase nella quale si ha lo scalzamento. E' ben distinguibile il classico cinematismo di collasso di Terzaghi con il tipico meccanismo del cuneo di spinta a monte e di resistenza passiva a valle. Il fattore di sicurezza complessivo, valutato attraverso la progressiva riduzione dei parametri di resistenza al taglio, è pari a 1.4, maggiore del valore minimo richiesto dalla normativa ($\gamma_M \times \gamma_R = 1.25 \times 1.1$).

La verifica è soddisfatta. Il sistema geotecnico struttura-terreno e fondo scavo risultano stabili.

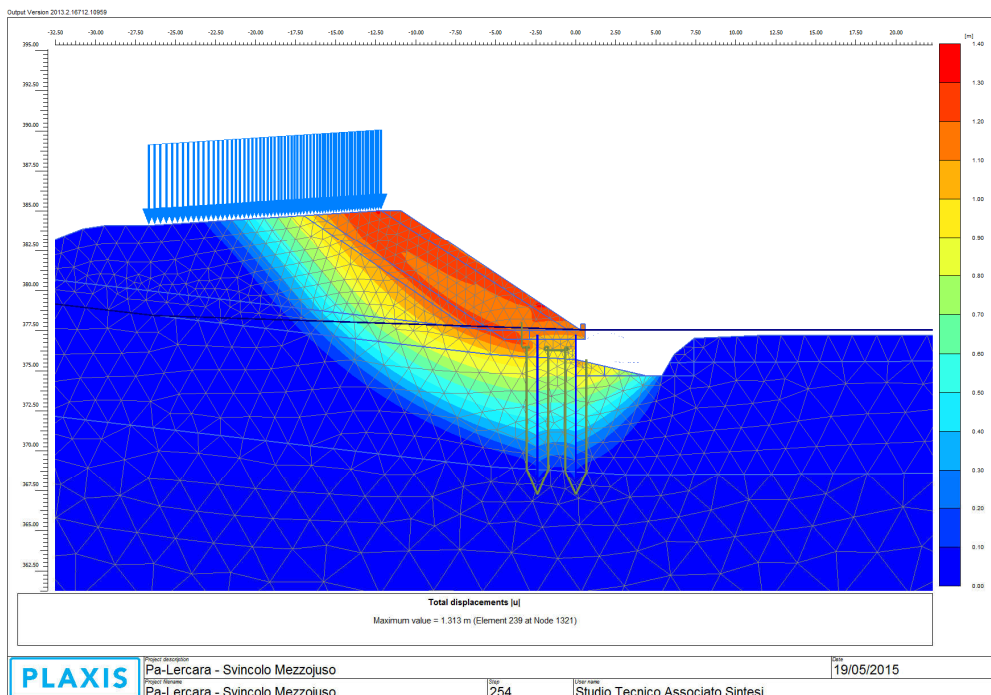


Figura 53 – Analisi stabilità statica (c-phi reduction method, FS > 1.4)

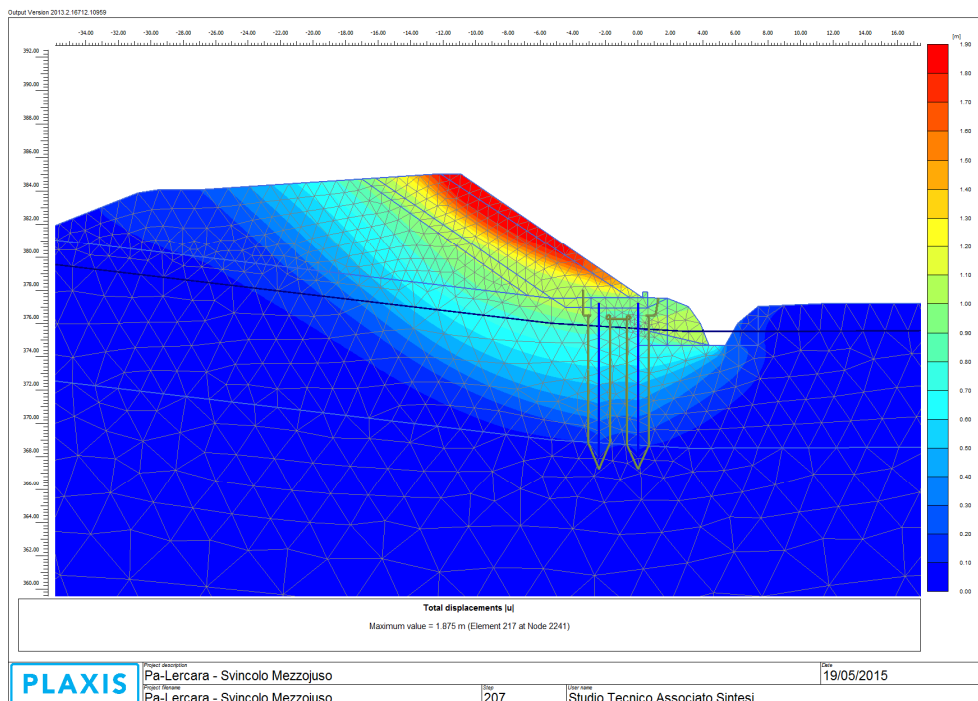
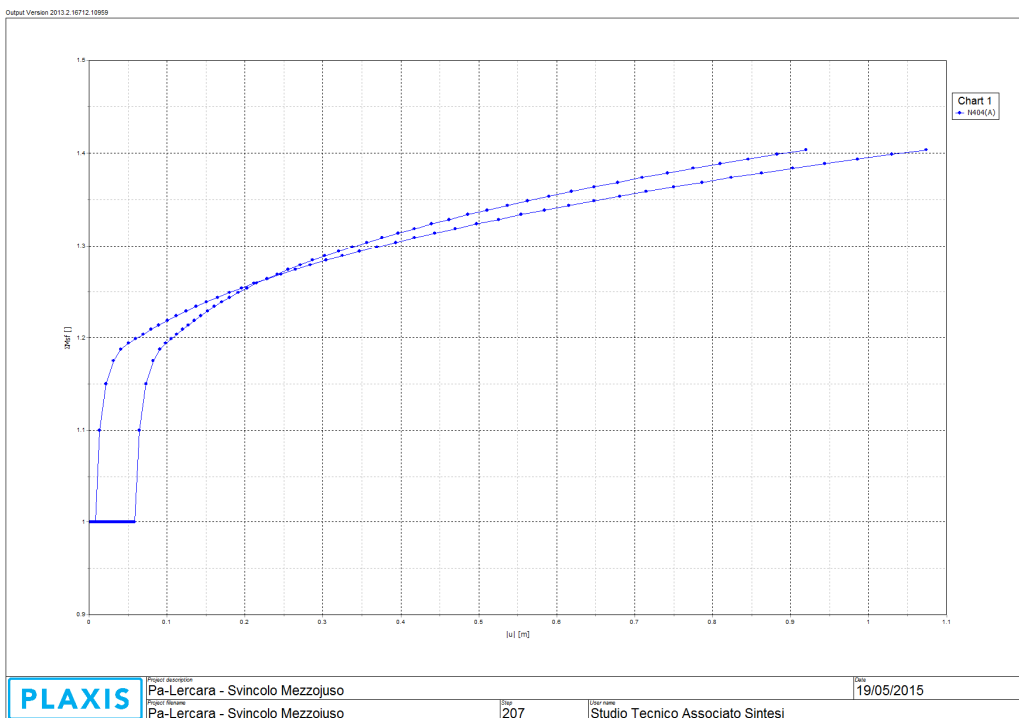


Figura 54 – Analisi stabilità sismica (c-phi reduction method, FS > 1.4)



11 ANALISI E VERIFICA DI STABILITA' RILEVATO IN ALLARGAMENTO

Nei tratti di rilevato in cui il corso d'acqua risulta non in stretta adiacenza, si prevede di realizzare l'allargamento spezzando l'altezza del rilevato con una banca intermedia di larghezza 3.0 m posta a 4.5 m dalla sommità del rilevato.

In particolare si prevedono due sezioni tipo che si differenziano per la profondità della bonifica. La Sez. 1 da Progr.12+417.80 (sez.622) e la Progr.12+727.80 (sez.637-638) prevede una bonifica di spessore 1.0m mentre la Sez. 2 da Progr.12+787.80 (sez.640-641) e la Progr.12+837.80 (sez.643) prevede una bonifica di spessore 1.5 m.

L'analisi di stabilità di rilevati è stata condotta utilizzando il metodo dell'equilibrio limite, facendo riferimento alle condizioni di deformazione piana (ipotesi di calcolo cautelativa) e ricorrendo all'ausilio del codice di calcolo Macstars 4.0 della Maccaferri.

Sono state prese in considerazione forme circolari delle superfici di scivolamento e verificando il fattore di sicurezza, definito come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile e quella effettivamente mobilitata, ottenuto lungo la superficie di scivolamento critica, secondo la seguente relazione:

$$FS = \frac{\tau_{disp}}{\tau_{mob}}$$

In accordo alla normativa vigente, le analisi di stabilità sono condotte secondo l'Approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2). Il coefficiente di sicurezza derivante dalle verifiche devono essere maggiori di 1 in quanto il programma fattorizza già le azioni per il coefficiente di sicurezza di normativa.

Nelle verifiche di tipo statico, è stato considerato agente sul rilevato, il seguente carico accidentale uniformemente distribuito: $q = 20 \text{ kPa}$

L'analisi di stabilità è stata condotta per due sezioni maggiormente rappresentative:

- n°625 – sezione in rilevato di massima altezza
- n°637 – sezione in rilevato più vicina al corso d' acqua

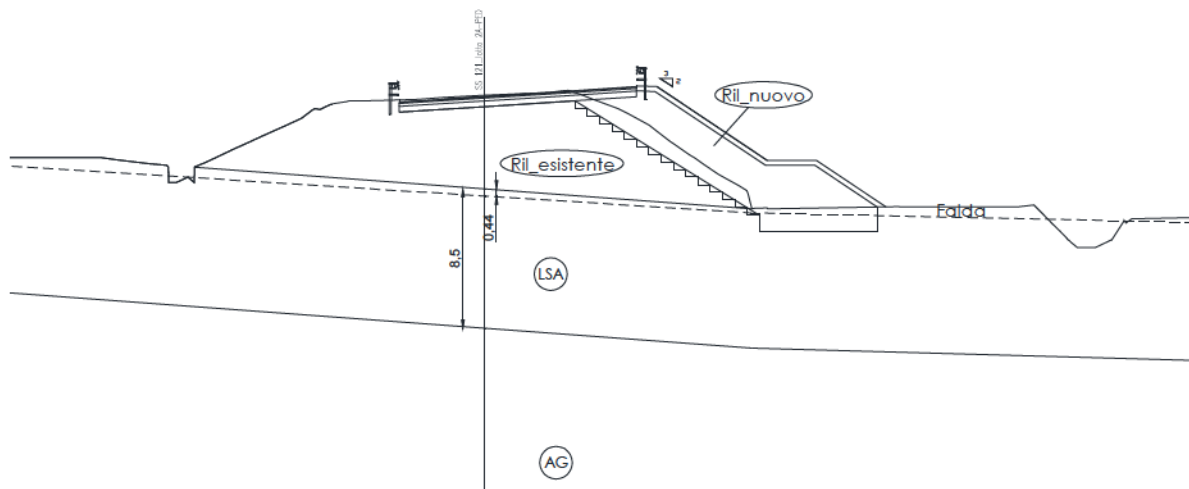


Figura 57 – Sezione geotecnica – Sez. 637

Per le verifiche di stabilità sono stati adottati i seguenti parametri geotecnici del terreno. In particolare per l'unità LSA sono stati presi parametri cautelativi della coesione.

Condizioni Statiche

Unità R – Rilevati esistenti

- $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
- $\varphi' = 35^\circ$ angolo di resistenza al taglio
- $c' = 0 \text{ kPa}$ coesione drenata

Unità LSA – Limi sabbiosi argillosi

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
- $\varphi' = 24^\circ$ angolo di resistenza al taglio
- $c' = 5 \text{ kPa}$ coesione drenata

UNITA' R - Rilevato nuova realizzazione

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
- $\varphi' = 38^\circ$ angolo di resistenza al taglio
- $c' = 0 \text{ kPa}$ coesione drenata

La falda è stata considerata cautelativamente a quota -0.5 m da piano campagna.

Condizioni Sismiche

Unità R – Rilevati esistenti

- $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
- $\varphi' = 20^\circ$ angolo di resistenza al taglio

$c' = 20 \text{ kPa}$ coesione drenata

Unità LSA – Limi sabbiosi argillosi

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale

$\varphi' = 24^\circ$ angolo di resistenza al taglio

$c' = 10 \text{ kPa}$ coesione drenata

UNITA' R - Rilevato nuova realizzazione

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale

$\varphi' = 38^\circ$ angolo di resistenza al taglio

$c' = 0 \text{ kPa}$ coesione drenata

La falda è stata considerata cautelativamente a quota -1.5 m, come rilevato nel pozzetto Pz4.

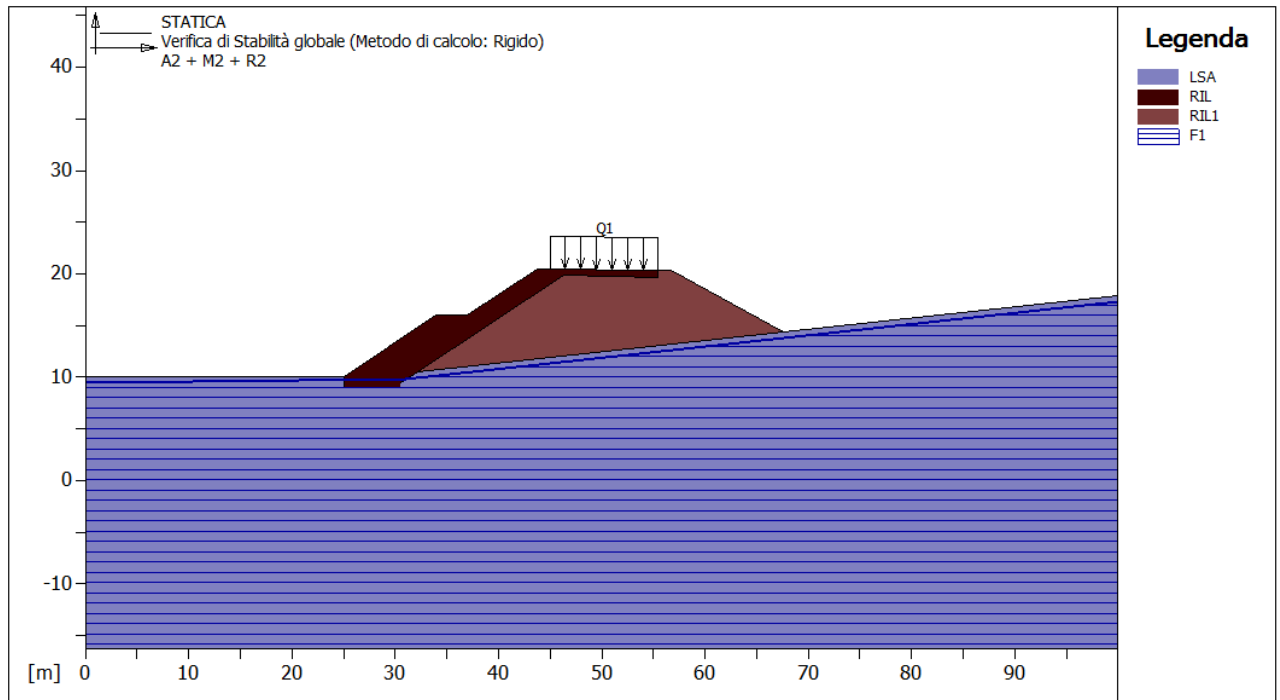
10.1 SEZ. N°25

I coefficienti di sicurezza ottenuti sono riportati nella tabella seguente.

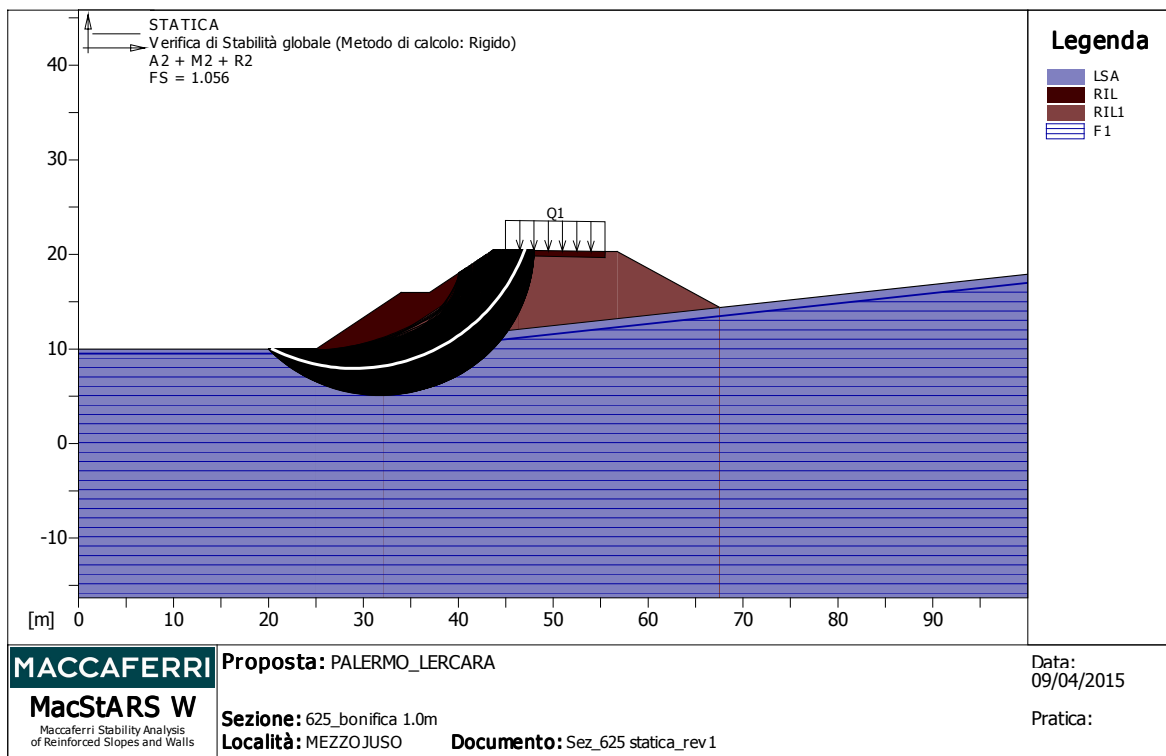
Tipo di verifica	Fs
Statica	1.06 > 1.00
Sismica	1.10 > 1.00

N.B. il coefficiente di sicurezza Fs fornito dal programma Macstars 4.0 risulta già fattorizzato per il coefficiente di normativa $\gamma=1,1$ pertanto ai fini del rispetto normativo è sufficiente che lo stesso risulti maggiore di 1.

Nella figura seguente è rappresentata la sezione di calcolo presa in considerazione.



Nella figura seguente sono invece rappresentati i risultati ottenuti in termini di superfici di rottura della suddetta sezione di calcolo.



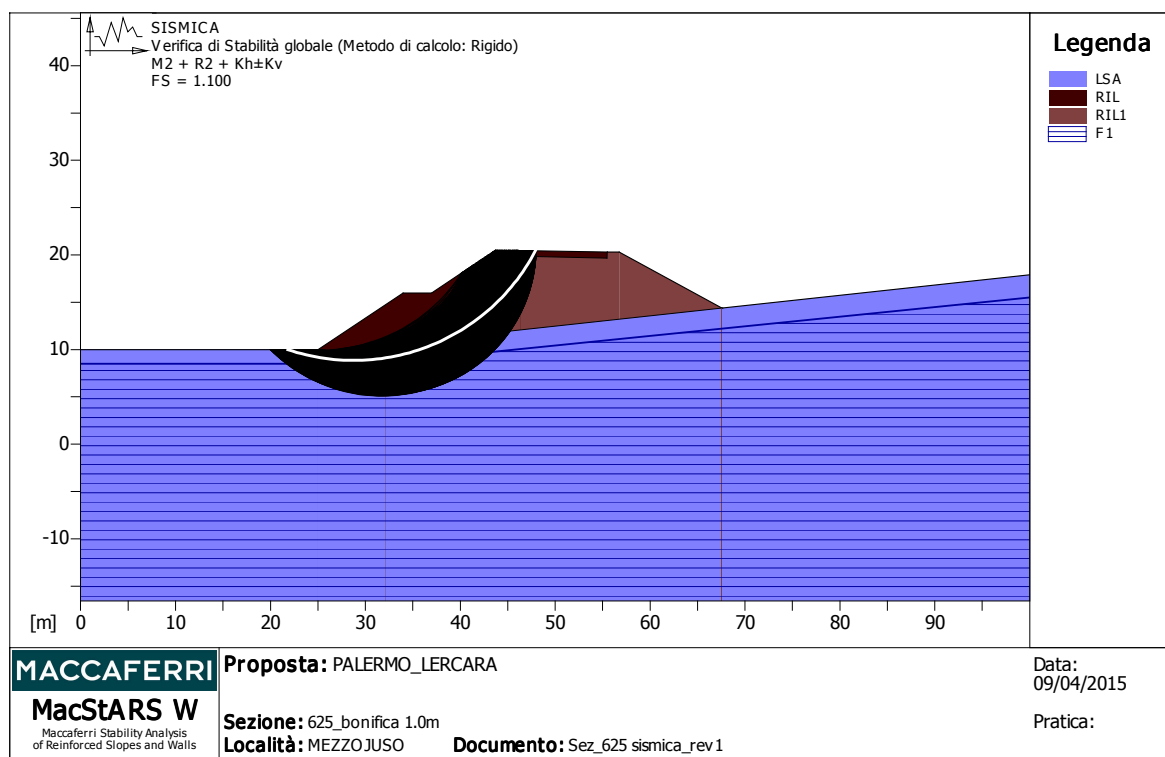
Verifica di stabilità globale : STATICA

Combinazione di carico : A2 + M2 + R2

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 1.056



Verifica di stabilità globale : SISMICA

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 1.10

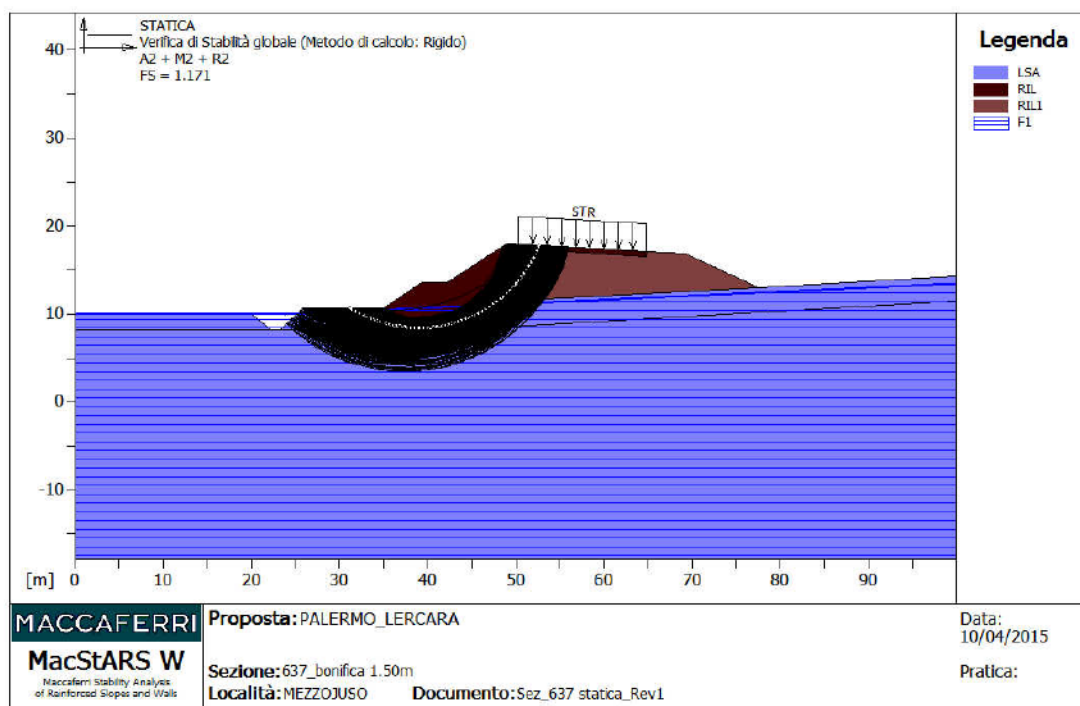
10.2 SEZ. N°637

I coefficienti di sicurezza ottenuti sono riportati nella tabella seguente.

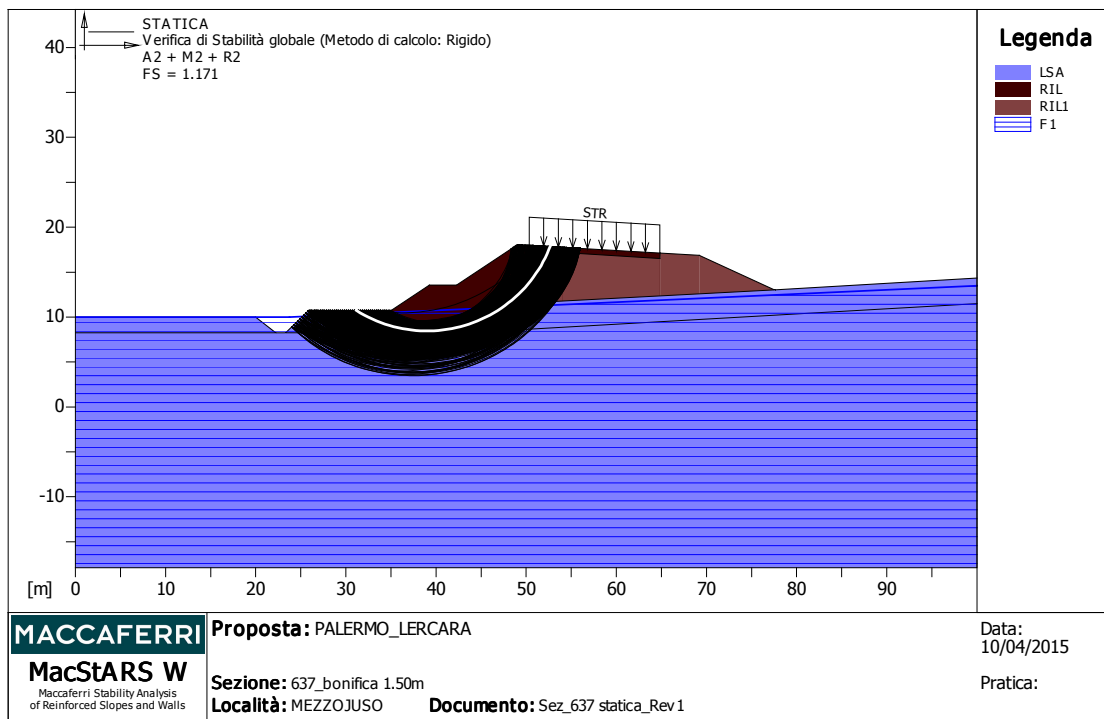
Tipo di verifica	Fs
Statica	1.171 > 1.00
Sismica	1.260 > 1.00

N.B. il coefficiente di sicurezza Fs fornito dal programma Macstars 4.0 risulta già fattorizzato per il coefficiente di normativa $\gamma=1,1$ pertanto ai fini del rispetto normativo è sufficiente che lo stesso risulti maggiore di 1.

Nella figura seguente è rappresentata la sezione di calcolo presa in considerazione.



Nella figura seguente sono invece rappresentati i risultati ottenuti in termini di superfici di rottura della suddetta sezione di calcolo.



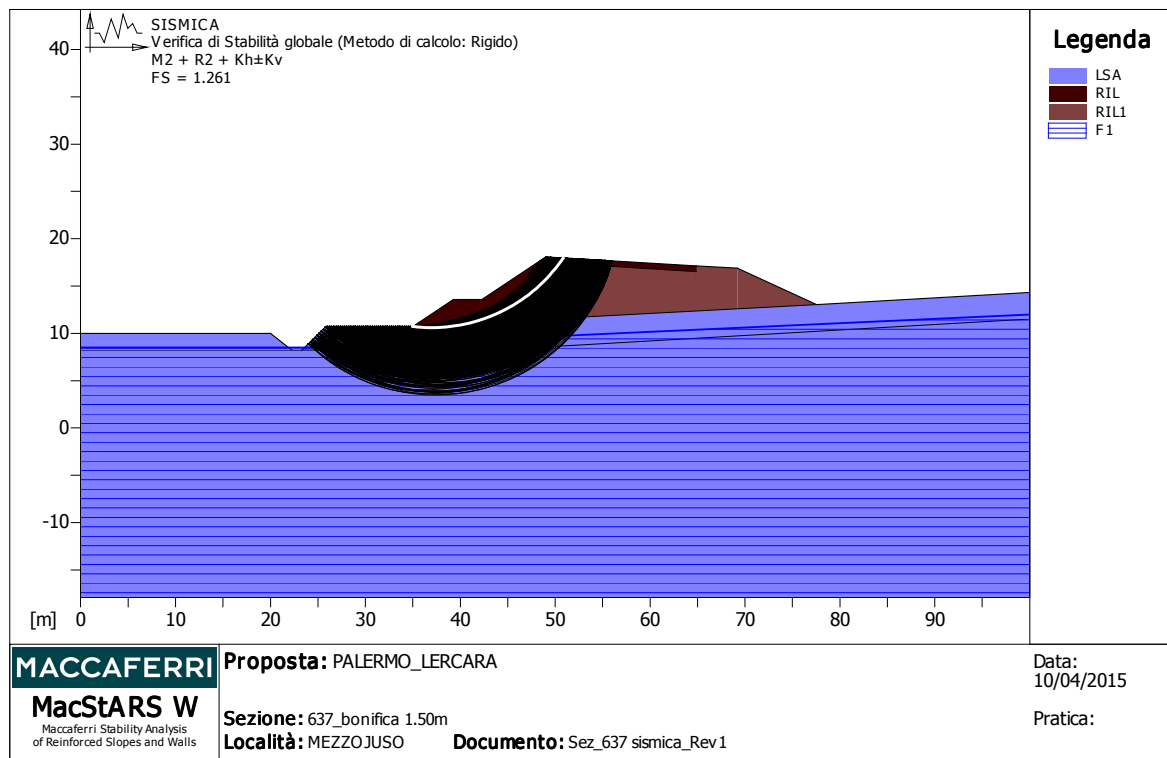
Verifica di stabilità globale : STATICA

Combinazione di carico : A2 + M2 + R2

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 1.171



Verifica di stabilità globale : SISMICA

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 1.261

