

**ITINERARIO INTERNAZIONALE E78
S.G.C. GROSSETO - FANO
ADEGUAMENTO A 4 CORSIE
NEL TRATTO GROSSETO - SIENA (S.S. 223 "DI PAGANICO")
DAL KM 41+600 AL KM 53+400 - LOTTO 9**

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **FI15**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Federico Durastanti
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A844

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

Il R.U.P.

Dott. Ing.
Raffaele Franco Carso

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott. Ing. N. Granieri	Dott. Ing. D. Carlaccini	Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Arch. N. Kamenicky	Dott. Ing. S. Sacconi	Dott. Ing. F. Macchioni
Dott. Ing. V. Truffini	Dott. Ing. G. Cordua	Geom. C. Vischini
Dott. Arch. A. Bracchini	Dott. Ing. V. De Gori	Dott. Ing. V. Piunno
Dott. Ing. F. Durastanti	Dott. Ing. C. Consorti	Dott. Ing. G. Pulli
Dott. Ing. E. Bartolucci	Dott. Ing. F. Dominici	Geom. C. Sugaroni
Dott. Geol. G. Cerquiglini		
Geom. S. Scopetta		
Dott. Ing. L. Sbrenna		
Dott. Ing. E. Sellari		
Dott. Ing. L. Dinelli		
Dott. Ing. L. Nani		
Dott. Ing. F. Pambianco		
Dott. Agr. F. Berti Nulli		



GEOTECNICA

Relazione geotecnica

CODICE PROGETTO		NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.		
L O F I 1 5	E	1 9 0 1		
		T 0 0 G E 0 0 G E T R E 0 1	C	-
C	Revisione a seguito rapporto intermedio DGSV 156/2 del 02/03/2021	Mar 2021	C. Consorti	D. Carlaccini
B	Revisione a seguito rapporto intermedio DGSV 156/1 del 27/05/2020	Gen 2021	A. Rea	D. Carlaccini
A	Emissione	Feb 2020	A. Rea	D. Carlaccini
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO
				APPROVATO

INDICE	
1	PREMESSA3
2	INDAGINI ESEGUITE.....5
2.1	CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2000.....5
2.2	CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2019.....8
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....11
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA13
4.1	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....13
4.2	UNITÀ GEOTECNICA A.....13
4.3	UNITÀ GEOTECNICA B17
4.4	UNITÀ GEOTECNICA C28
4.5	UNITÀ GEOTECNICA D.....32
4.6	UNITÀ GEOTECNICA E34
5	MODELLO GEOTECNICO.....43
6	REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI.....44
7	VERIFICHE DI STABILITA’45
7.1	CRITERIO DI VERIFICA45
7.2	MODELLO GEOTECNICO DI CALCOLO47
7.3	RISULTATI DELLE VERIFICHE DI STABILITÀ48
8	ANALISI DEI CEDIMENTI.....73
9	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE79
9.1	CRITERI DI ESCLUSIONE DELLA VERIFICA79
9.2	METODI DI VERIFICA79
9.3	RISULTATI DELLE VERIFICHE82

10	RISULTATI DELLE PROVE DI CARICO SU PIASTRA	98
10.1	DEFINIZIONE DEGLI INTERVENTI SUL PIANO DI POSA DEI RILEVATI	98

1 PREMESSA

In riferimento alla progettazione esecutiva della “E78 S.G.C. Grosseto-Fano. Adeguamento a 4 corsie del tratto Grosseto-Siena (S.S. 223 “di Paganico”) dal km 41+600 al km 53+400 – Lotto 9”, nel presente rapporto vengono illustrate le informazioni di carattere geotecnico ricavate dalle indagini eseguite.

L’intervento in progetto si estende per circa 11,8 km all’interno dei Comuni Monticiano, Murlo e Sovicille in provincia di Siena, regione Toscana, ed andrà a completare l’opera di ampliamento della viabilità S.S. 223 esistente, già realizzato nei tratti confinanti a sud e a nord.

Riacciandosi al lotto precedente, il tracciato ha inizio in corrispondenza dell’attraversamento del fiume Ornate, che avviene mediante un viadotto di lunghezza complessiva di 185 m.

Superato il fiume, l’asse si sviluppa lungo il corridoio già individuato dalla viabilità esistente. Dalla progr. 43+200 alla progr. 43+400 circa, il tracciato si avvicina ad una delle anse del fiume Merse, e la pendenza elevata del terreno rende necessaria la realizzazione di una lunga opera di sostegno lato destro per contenere il rilevato ed evitare ogni possibile interferenza con il fiume.

Al km 43+985 circa è presente il primo di quattro cavalcavia di progetto, ideato allo scopo di permettere l’attraversamento di una viabilità secondaria esistente, la quale proseguendo si assesta poi sul lato destro del tracciato.

Dopo un nuovo progressivo affiancamento dell’asse al fiume Merse, alla progressiva 44+540 circa si sviluppa lo svincolo del Picchetto, caratterizzato da una rotatoria lato est ed un lato ovest del tracciato, le quali fungono da elemento di raccordo fra le rampe provenienti dell’asse principale e la rete locale di viabilità. La connettività fra i due versanti del tracciato viene garantita mediante un sottovia che collega le due rotatorie.

Alla progr. 45+180 il tracciato interseca il percorso del fiume Merse, il quale attraversamento viene gestito attraverso la realizzazione di un viadotto di lunghezza complessiva pari a 175 m.

Subito dopo l’opera ha inizio la tratta del progetto caratterizzata dalla presenza di risaie ambo i lati (dalla progr. 45+800 alla progr. 47+240), la cui suddivisione ed organizzazione idraulica viene mantenuta grazie al rilevato stradale stesso ed all’introduzione di alcuni argini.

Al km 48+480, dopo avere garantito l’accesso all’area di servizio esistente situata sul versante est del tracciato, sullo stesso lato si sviluppa una delle viabilità complanari di progetto, che segue il tracciato per quasi un 1,5 km.

All’interno della zona delle risaie, alla progr. 47+010, si sviluppa quindi lo svincolo Fontazzi, caratterizzato da un’unica rotatoria lato est e da un sottovia attraverso il quale le rampe del lato ovest sono connesse alle viabilità sul lato opposto. Dalla suddetta rotatoria sfiocca una viabilità secondaria che dal lato destro, si porta poi sul sinistro mediante un sottovia situato alla progr. 48+510.

Il tracciato inizia quindi a innalzarsi, seguendo il terreno esistente ed attraversando un’ampia zona boschiva, fino a raggiungere la sua massima quota in prossimità della progr. 49+026; esso poi discende nella piana situata più a nord, nella quale è prevista la realizzazione di due nuovi cavalcavia, il primo alla progr. 50+863, e l’altro alla progr. 52+111. Il secondo in particolare permette la connessione della località Bagnaia con la rete stradale esistente situata sul lato ovest del tracciato.

A partire da questo punto, su entrambi i lati dell’asse principale si attestano due complanari, che rimangono in affiancamento fino alla progr. 53+280 circa, ove è situato lo Svincolo Ponticini. Esso, come quello del Picchetto, è caratterizzato da due rotatorie collocate su ambi i versanti del tracciato, che fungono da elemento di raccordo fra le rampe provenienti dell’asse principale e la rete locale di viabilità. La connettività fra i due versanti del tracciato viene garantita mediante l’ultimo cavalcavia alla progr. 53+126.

RELAZIONE GEOTECNICA

L'intervento termina alla progr. 53+400, fatta eccezione per un breve tratto di ricucitura che lo ricollega al lotto successivo.

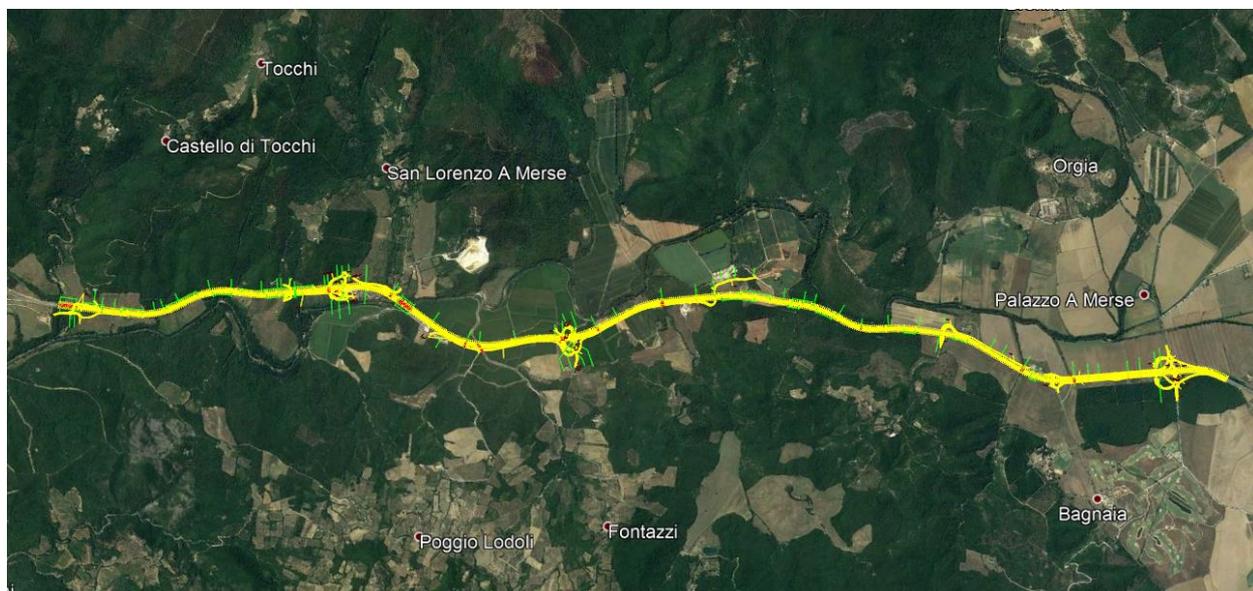


Figura 1: Immagine satellitare dell'area di intervento con individuazione del tracciato.

2 INDAGINI ESEGUITE

Ai fini della redazione del progetto esecutivo sono state considerate tutte le indagini eseguite nell'area in esame nel corso degli anni. Le varie campagne realizzate sono le seguenti:

- campagna indagine del 2000 a sostegno del progetto definitivo;
- campagna indagine del 2019 a sostegno del progetto esecutivo.

L'ubicazione delle suddette indagini è illustrata negli elaborati “Planimetria ubicazione indagini - Tav. 1÷7” (T00-GE00-GEO-PU01÷07).

Le indagini geotecniche sono consistite nell'esecuzione di prove in sito e in laboratorio; nel seguito si riporta una sintesi della tipologia e del numero di indagini eseguite per ciascuna campagna.

2.1 CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2000

Nell'ambito della progettazione definitiva, nel mese di febbraio 2000 sono state eseguite delle indagini geognostiche consistite in:

- n. 56 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (S1÷S56) all'interno dei quali sono state eseguite n. 236 prove penetrometriche dinamiche SPT; sono stati prelevati n.118 campioni da analizzare in laboratorio, di cui n. 92 rimaneggiati e n. 26 indisturbati. In 7 verticali è stato installato un piezometro a tubo aperto.

Di seguito è riportata la tabella riepilogativa dei sondaggi effettuati con indicazione della profondità di investigazione raggiunta, $L_{sondaggio}$, delle prove in sito eseguite, del numero di campioni prelevati e delle eventuali strumentazioni installate nel foro stesso.

Tabella 1: Campagna di indagine del 2000 - Scheda sintetica dei sondaggi.

Denominazione	$L_{sondaggio}$ (m)	SPT	Campioni indisturbati (n°)	Campioni rimaneggiati (n°)	Attrezzato con
S1	30	5	-	5	-
S2	25	4	-	4	-
S3	25	-	-	4	-
S4	25	5	1	4	-
S5	36	6	1	5	-
S6	20	3	-	3	Piezometro T.A.
S7	20	3	-	3	-
S8	20	3	1	3	-
S9	15	2	1	1	-
S10	15	3	-	-	-

RELAZIONE GEOTECNICA

S11	15	3	-	-	-
S12	15	3	-	-	-
S13	10	2	-	-	-
S14	10	2	-	-	-
S15	10	2	-	-	-
S16	20	3	1	3	-
S17	20	3	-	2	-
S18	15	3	-	-	-
S19	25	3	-	2	-
S20	25	3	-	2	-
S21	20	2	-	1	-
S22	35	5	2	5	-
S23	35	5	1	5	-
S24	35	5	-	4	-
S25	25	7	-	-	-
S26	20	6	-	-	-
S27	20	6	-	-	-
S28	15	5	-	-	-
S29	15	7	-	2	-
S30	15	7	-	2	-
S31	15	4	-	2	-
S32	15	5	-	-	Piezometro T.A.
S33	15	5	-	-	Piezometro T.A.
S34	25	8	1	3	Piezometro T.A.
S35	25	6	2	3	-
S36	15	5	-	2	-
S37	15	5	-	2	-
S38	11,5	2	-	1	-

RELAZIONE GEOTECNICA

S39	13,7	2	-	-	-
S40	15	10	-	-	-
S41	15	2	-	-	-
S42	10	4	-	-	-
S43	10	4	-	-	-
S44	10	2	-	-	-
S45	20	5	-	-	Piezometro T.A.
S46	20	5	-	-	Piezometro T.A.
S47	20	5	-	-	Piezometro T.A.
S48	20	5	-	-	Inclinometro
S49	15	5	-	-	Inclinometro
S50	30	6	-	1	-
S51	30	10	1	5	-
S52	30	3	2	3	-
S53	30	3	2	3	-
S54	30	3	2	3	-
S55	40	3	4	2	-
S56	40	3	4	2	-

I campioni indisturbati, prelevati durante la campagna di indagine del 2000, sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- **prove di classificazione:**
 - analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
 - limiti di Atterberg (*limite liquido e limite plastico*);
 - contenuto naturale d’acqua;
 - peso di volume naturale;
 - peso specifico dei grani;
- **prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:**
 - prove di compressione monoassiale (*ELL*);
 - prove di taglio diretto (*TD*);
 - prove triassiali consolidate isotropicamente non drenate (*TX-CIU*);
 - prove edometriche ad incrementi di carico (*ED-IL*).

Sui campioni rimaneggiati, prelevati all’interno dei pozzetti, sono state eseguite le seguenti prove:

- analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
- limiti di Atterberg (*limite liquido e limite plastico*).

2.2 CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2019

La campagna di indagine realizzata per la redazione del progetto esecutivo è consistita nella realizzazione di:

- n. 29 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo all’interno dei quali sono state eseguite n. 121 prove penetrometriche dinamiche SPT; sulle carote estratte sono state eseguite misure speditive della resistenza alla penetrazione con penetrometro tascabile *pocket-penetrometer (P.P.)*; sono stati, inoltre, prelevati n. 170 campioni da sottoporre a prove di laboratorio, di cui n. 110 rimaneggiati e n. 60 indisturbati. Sono stati installati piezometri in n. 17 sondaggi, tutti con cella di Casagrande e n. 5 con l’aggiunta di un piezometro a tubo aperto; all’interno di n. 6 sondaggi è stato installato un tubo per l’esecuzione di prove geofisiche “Down-Hole”.
- n. 8 prove pressiometriche.
- n. 4 prove di permeabilità in foro *Lefranc*.
- n. 8 indagini geofisiche di sismica a rifrazione in onde P e S.
- n. 9 prospezioni sismiche MASW.
- n. 23 pozzetti esplorativi spinti fino alla profondità massima di 2.0 m da p.c., all’interno dei quali sono state condotte n. 18 prove di carico su piastra circolare (*PLT*) alla profondità di 0.20÷0.30 m da p.c.; sono stati inoltre prelevati n. 23 campioni rimaneggiati, n. 1 da ciascun pozzetto.

Di seguito è riportata la tabella riepilogativa dei sondaggi effettuati con indicazione della profondità di investigazione raggiunta, $L_{sondaggio}$, delle prove in sito eseguite, del numero di campioni prelevati e delle eventuali strumentazioni installate nel foro stesso.

Tabella 2: Campagna di indagine del 2019 - Scheda sintetica dei sondaggi.

Denominazione	$L_{sondaggio}$ (m)	SPT	P.P.	Campioni indisturbati (n°)	Campioni rimaneggiati (n°)	Attrezzato con
SG01-DH	50	3		3	2	Down-Hole
SG02-PZ	30	7		2	7	Piezometro Casagrande
SG03	30	5		3	4	-
SG03bis	30	5		3	5	-
SG04-PZ	30	5		-	3	Piezometro Casagrande
SG05-DH	45	2	X	4	3	Down-Hole
SG06-PZ	30	3		3	3	Piezometro Casagrande
SG07	15	4	X	2	4	-
SG08-DH	45	5	X	4	5	Down-Hole
SG09bis	30	6	X	1	6	-

RELAZIONE GEOTECNICA

SG09-DH	45	2	X	1	5	Down-Hole
SG10-DH	45	4	X	2	9	Down-Hole
SG11-DH	45	7		4	2	Down-Hole
SG12-PZ	30	5	X	3	2	Piezometro Casagrande
SG13	37.5	4		4	4	-
SG14-PZ	15	3	X	1	2	Piezometro T.A. + Casagrande
SG15-PZ	20	3		2	3	Piezometro T.A. + Casagrande
SG19-PZ	20	5		2	5	Piezometro Casagrande
SG21-PZ	30	5		1	5	Piezometro Casagrande
SG24-PZ	25	4		2	4	Piezometro Casagrande
SG27-PZ	40	5		2	5	Piezometro T.A. + Casagrande
SG30-PZ	20	4	X	1	4	Piezometro Casagrande
SG33-PZ	25	3	X	2	1	Piezometro T.A. + Casagrande
SG35	20	4		1	4	-
SG37-PZ	25	4		-	4	Piezometro Casagrande
SG38-PZ	20	2		-	2	Piezometro Casagrande
SG39-PZ	23.3	5	X	1	4	Piezometro Casagrande
SG40-PZ	25	4	X	3	1	Piezometro T.A. + Casagrande
SG41-PZ	25	3	X	3	2	Piezometro Casagrande

La tabella seguente riepiloga le profondità di esecuzione delle prove pressiometriche.

Tabella 3: Campagna di indagine del 2019 - Scheda sintetica delle prove pressiometriche.

Denominazione	Sigla prova	Profondità (m)
SG13	P1	21.2
SG21-PZ	P1	24.5
SG27-PZ	P1	29.5
SG33-PZ	P1	10.5
SG33-PZ	P2	20.5
SG40-PZ	P1	15.5
SG41-PZ	P1	10.5

RELAZIONE GEOTECNICA

SG41-PZ	P2	20.5
---------	----	------

La Tabella 4 riepiloga la profondità di esecuzione delle prove di permeabilità *Lefranc*.

Tabella 4: Campagna di indagine del 2019 - Scheda sintetica delle prove di permeabilità *Lefranc*.

Denominazione	Profondità (m)
SG02-PZ	19.7
SG04-PZ	11.3
SG06-PZ	16.9
SG12-PZ	6.5

I campioni indisturbati, prelevati durante la campagna di indagine del 2019, sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- **prove di classificazione:**
 - analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
 - limiti di Atterberg (*limite liquido e limite plastico*);
 - contenuto naturale d’acqua;
 - peso di volume naturale;
 - peso specifico dei grani;
- **prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:**
 - prove di taglio diretto (*TD*);
 - prove triassiali consolidate drenate (*TX-CID*);
 - prove triassiali consolidate non drenate (*TX-CIU*);
 - prove triassiali non consolidate non drenate (*TX-UU*);
 - prove edometriche ad incrementi di carico (*ED-IL*).

Sui campioni rimaneggiati, compresi quelli prelevati all’interno dei pozzetti, sono state eseguite le seguenti prove:

- analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
- limiti di Atterberg (*limite liquido e limite plastico*).

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area in esame è situata nella Toscana sud-occidentale ed è caratterizzata da rilievi pedeappenninici costituiti dalle formazioni del Basamento Metamorfico della Serie Toscana e dalle Unità Liguridi di copertura.

Dal punto di vista stratigrafico, le Formazioni affioranti nell'area interessata dal progetto sono situate al di sopra del basamento paleozoico e appartengono ai seguenti complessi, in ordine di sovrapposizione:

- Unità di Monticiano-Roccastrada;
- Unità della “Falda toscana”;
- Unità Liguri alloctone s.l.;
- Complesso Neoautoctono;
- Alluvioni recenti ed attuali.

I rapporti geometrici tra le unità tettoniche presenti nell'area in esame sono la risultante di movimenti verificatisi in regimi tettonici diversi, che hanno portato, in fasi successive, all'attuale assetto strutturale.

Le formazioni geologiche presenti nell'area in esame, partendo dal basso, sono le seguenti:

DOMINIO TOSCANO – UNITA' TOSCANE METAMORFICHE (TRASSICO)

Verrucano (V) - Fa parte del Basamento Metamorfico e costituisce l'unità basale della sequenza. Nell'area è prevalente la facies argilloscistosa più o meno siltitica o arenacea, di colore grigio o rosso-violaceo; vi sono intercalati frequentemente strati o banchi arenacei, quarzarenitici e conglomeratici quarzosi (anageniti). I litotipi in esame si presentano generalmente molto alterati in affioramento a causa della fitta rete di discontinuità presente e dello stress tettonico subito.

Formazione di Tocchi (FT) – È costituita da metasiltiti e filladi grigio-verdi a cui si intercalano livelli carbonatici gialli e grigi dello spessore di una decina di centimetri.

DOMINIO TOSCANO – FALDA TOSCANA (TRASSICO SUP.)

Calcere cavernoso (CV) - Si sovrappone al Verrucano e si presenta in frattura fresca con il tipico aspetto sbrecciato. È costituito da un accumulo di brecciami calcarei con elementi derivanti in gran parte della formazione anidritica del Trias superiore (calcari, calcari dolomitici grigio scuro o chiaro, sbrecciati, vacuolari o compatti, talora con gessi, e sacche anche estese e spesse di sabbie silicee giallastre e biancastre).

DOMINIO LIGURE INTERNO (CRETACICO SUP.-PALEOCENE)

Formazione di Sillano (SIL) – È costituita prevalentemente da argilliti e argilliti siltose, grigio scure e marroni, spesso manganesifere.

DOMINIO LIGURE ESTERNO (GIURASSICO SUP. – CRETACICO INF.)

Argille a Palombini (Pb) - Questa formazione è costituita da una alternanza di strati di argilloscisti, di colore grigio scuro, con patine varicolori e strati generalmente di medio spessore, di calcari silicei di colore grigio scuro, a grana finissima noti nella letteratura geologica con il nome di “Palombini”. Subordinatamente si possono ritrovare sottili intercalazioni di arenarie quarzose di colore grigio scuro.

CICLO STRATIGRAFICO DEL MIOCENE

Formazione di Cerreto a Merse, breccie di Grotti (CM) - La Breccia di Grotti è costituita da breccie e conglomerati ad elementi di dimensioni variabili da 2 a 30 centimetri. Intercalati alla breccia sono individuabili blocchi di calcare cavernoso di dimensioni metriche. La matrice è costituita da sabbie e sabbie limose calcaree di colore giallo-arancio o rosso ruggine per processi pedogenetici.

CICLO STRATIGRAFICO DEL PLIOCENE

Argille azzurre (Pa) - Si tratta essenzialmente di argille più o meno marnose e argille siltose, di aspetto in genere massiccio e di colore grigio-turchino al taglio fresco, grigio chiaro-giallo pallido in superficie alterata.

Sabbie e sabbie argillose (Ps) - Si tratta di sabbie gialle, generalmente grossolane, talvolta classate, ma più spesso con abbondante frazione limosa o argillosa. Generalmente sono molto compatte, tanto che possono presentare anche scarpate verticali.

DEPOSITI QUATERNARI

Depositi fluvio-lacustri (dl) - La natura dei depositi è fortemente condizionata dai litotipi affioranti sulle sponde del lago antico e si tratta essenzialmente di sedimenti limoso-argillosi che contengono rari ciottoli calcarei.

Alluvioni fluviali antiche terrazzate (at1 at2 at3) - I sedimenti dei depositi alluvionali terrazzati antichi si possono ritrovare a varie altezze rispetto ai corsi d'acqua attuali, si va da un minimo di 5-20 m ad un massimo che supera i 100 m. Nel complesso, si tratta di depositi formati da sabbie con intercalazioni di ghiaietto, ghiaie e ciottoli con elementi eterometrici (fino a 30-40 cm di diametro) ed eterogenei (di natura prevalentemente anagenitica e quarzitica, subordinatamente calcarea), frutto del disfacimento dei litotipi. Sono inoltre presenti livelli pelitici, sia argillosi che limosi.

Alluvioni fluviali recenti terrazzate (at) - Sono generalmente costituite da sabbie e ciottoli eterometrici di natura eterogenea, con subordinati limi. I caratteri litologici sono controllati fortemente dalle caratteristiche dei terreni costituenti il proprio bacino imbrifero

Cumuli di frana (F) - I cumuli di frana sono formati da depositi grossolani, con la locale presenza di massi frammisti a ciottoli e ghiaia in matrice sabbioso limosa.

Alluvioni fluviali attuali (a) - Sono presenti, con estensioni variabili, lungo i principali corsi d'acqua, ossia lungo il F. Merse e lungo il T. Farma. Sono costituiti da percentuali variabili di argilla, limo, sabbia e ciottoli, con prevalenza dei livelli psammitici. Lo spessore della copertura alluvionale è solitamente maggiore vicino al corso d'acqua e si assottiglia, annullandosi alle estremità.

Detrito di falda (DT) - Sono presenti coperture detritiche (talvolta estese) costituite da materiale incoerente di varia natura, derivante dall'alterazione e dall'erosione dei terreni affioranti o dall'accumulo di masse rocciose movimentate per frana. I Detriti vanno pertanto a sovrapporsi indifferentemente a tutte le Formazioni precedentemente descritte, con l'eccezione dei Depositi alluvionali attuali (a) e talvolta dei Depositi alluvionali terrazzati recenti ed antichi (at). I detriti comprendono, quindi, gli accumuli di frana, le falde detritiche vere e proprie e le zone in cui è presente comunque una copertura incoerente, forse di origine colluviale o eluviale.

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per la definizione delle caratteristiche fisico-meccaniche delle unità geotecniche interessate dalla realizzazione dell’opera sono stati interpretati ed utilizzati i dati provenienti dalle due campagne di indagine eseguite nel 2000 e nel 2019 (cfr. paragrafi 2.1-2.2).

4.1 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Come descritto nel paragrafo relativo all’inquadramento geologico, l’area oggetto dell’intervento, in superficie, è caratterizzata per la gran parte dalla presenza di depositi alluvionali terrazzati, costituiti prevalentemente da terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie). Al di sotto delle alluvioni e localmente affioranti nei tratti meno pianeggianti, sono presenti le formazioni del calcare cavernoso (CV) e delle Argille a Palombini (Pb), fino a circa la progressiva al km 46+400; nel tratto tra le progressive ai km 46+400 e 51+250 circa, il substrato è costituito dalle formazioni delle brecce di Grotti (CM) e di Sillano (SIL); infine, dalla progressiva al km 52+250 circa fino a fine tracciato il substrato è costituito dalla formazione delle argille azzurre plioceniche (Pa).

Nel dettaglio, le unità geotecniche intercettate dal tracciato sono le seguenti:

- **Unità geotecnica A:** depositi alluvionali, all’interno dei quali sono comprese le formazioni geologiche delle alluvioni fluviali terrazzate, recenti e antiche, e di quelle fluviali attuali; esso sono costituiti da sabbie e ghiaie, talvolta limose (*unità geologiche at, at2, at3, a*).
- **Unità geotecnica B:** argilliti appartenenti alla formazione geologica delle Argille con calcari Palombini, il cui comportamento meccanico è a grana fine (*unità geologica Pb*).
- **Unità geotecnica C:** formazione del Calcare Cavernoso, che si presenta sotto forma di una breccia di calcare dolomitico (*unità geologica CV*).
- **Unità geotecnica D:** conglomerati costituiti da brecce e materiale sabbioso-limoso, appartenenti alla formazione geologica di Cerreto a Merse o Brecce di Grotti (*unità geologica CM*).
- **Unità geotecnica E:** argille e limi argillosi, di colore grigio, da consistenti a molto consistenti (*unità geologiche dl, Pa, Ps, Sil*).

4.2 UNITÀ GEOTECNICA A

Tale unità geotecnica è rappresentata dai depositi alluvionali appartenenti alle formazioni geologiche delle alluvioni fluviali terrazzate, recenti ed antiche, e di quelle fluviali attuali (*unità geologiche at, at2, at3, a*); si tratta fondamentalmente di strati di ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa, che talora si presentano cementati.

Occorre evidenziare che nel tratto che va approssimativamente dalla pk 45+940 alla pk 48+000, situato all’interno della zona adibita a risaie, la granulometria delle alluvioni appare più eterogenea e in diversi campioni analizzati sembra prevalere la presenza di materiale a grana fine. Ciononostante, globalmente le alluvioni presentano lo stesso comportamento lungo tutto il tracciato.

Quanto detto è di facile comprensione se si osservano i grafici che riportano l’andamento dei parametri geotecnici con la profondità, nei quali si è scelto di indicare con **A1** i depositi prevalentemente a grana grossa e con **A2** la porzione di tale unità in cui risulta presente una maggiore componente a grana fine, con il solo obiettivo di dimostrare che è lecito considerarli come un’unica unità geotecnica.

Le caratteristiche meccaniche dell’unità A, oltre ad essere valutate mediante l’interpretazione delle prove *SPT* disponibili in corrispondenza di tali materiali, sono state ricavate anche dall’elaborazione di alcune prove di laboratorio.

Come si può notare si tratta di sabbie e ghiaie con una componente argilloso-limosa che in alcuni campioni raggiunge l'80%; il peso dell'unità di volume, γ , si può assumere mediamente pari a 19.5 kN/m³. Il numero di colpi N_{SPT} ottenuto è estremamente variabile, risultando generalmente compreso tra 5 e 60, con diverse prove andate a rifiuto (nel diagramma associate al valore 100). La densità relativa D_r , valutata con la formula di Skempton (1986), varia tra il 30% e il 90%.

La Figura 2 riporta graficamente la granulometria, il peso dell'unità di volume, il numero di colpi misurato e la densità relativa determinata.

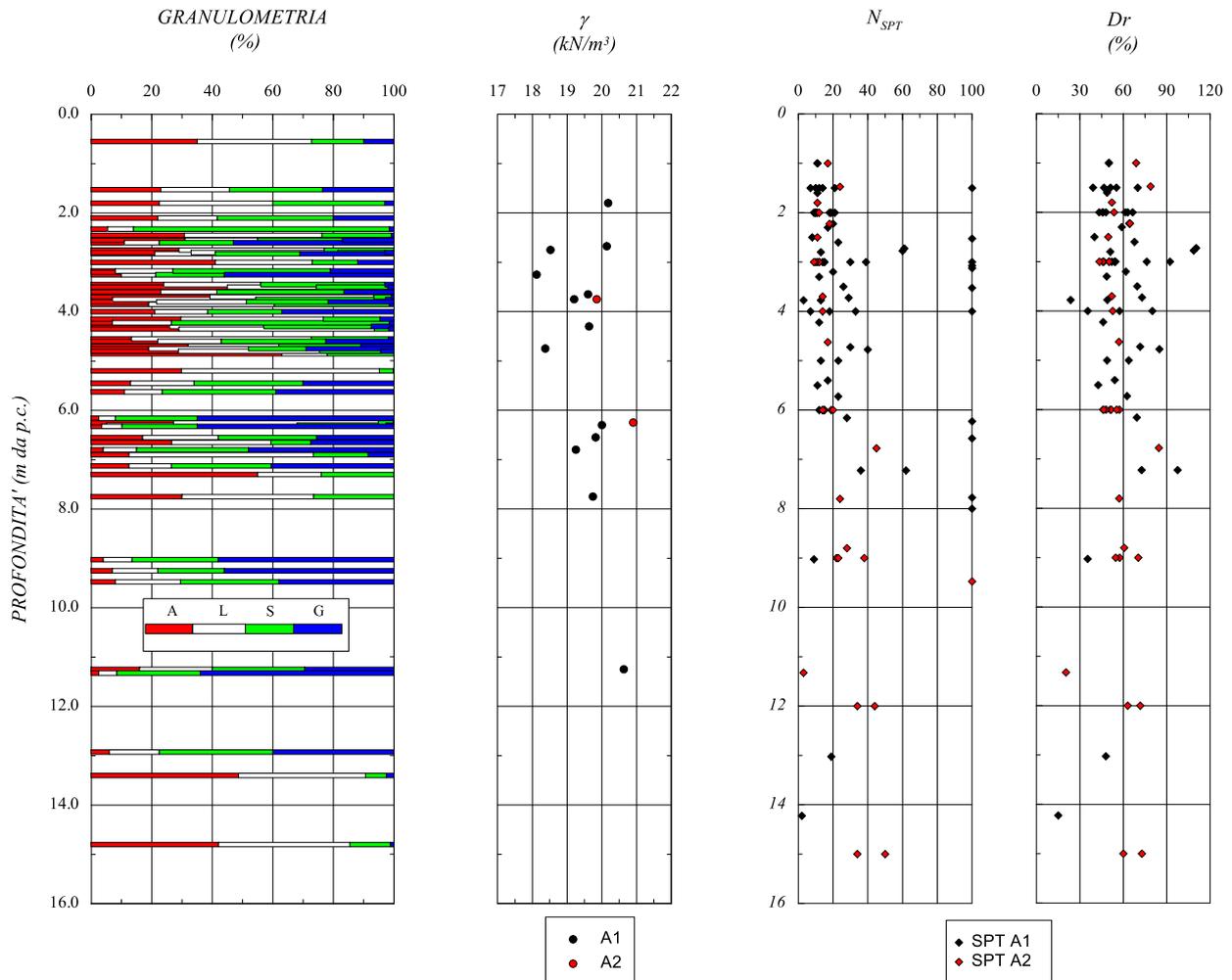


Figura 2: Unità geotecnica A - Caratteristiche fisiche da prove SPT.

Per l'angolo d'attrito ϕ' , determinato a partire dai valori N_{SPT} mediante la formula di Schmertmann (1978), si ottengono valori compresi all'incirca tra 36° e 42°.

Il modulo di Young E' , determinato sulla base dei risultati sia delle prove SPT che delle prove sismiche *Down-Hole* e *MASW*, risulta all'incirca variabile tra 5 e 20÷25 MPa, nei primi 2 m di profondità, e tra 25 e 50 MPa a profondità maggiori.

I valori di ϕ' ed E' ottenuti sono riportati graficamente in Figura 3.

RELAZIONE GEOTECNICA

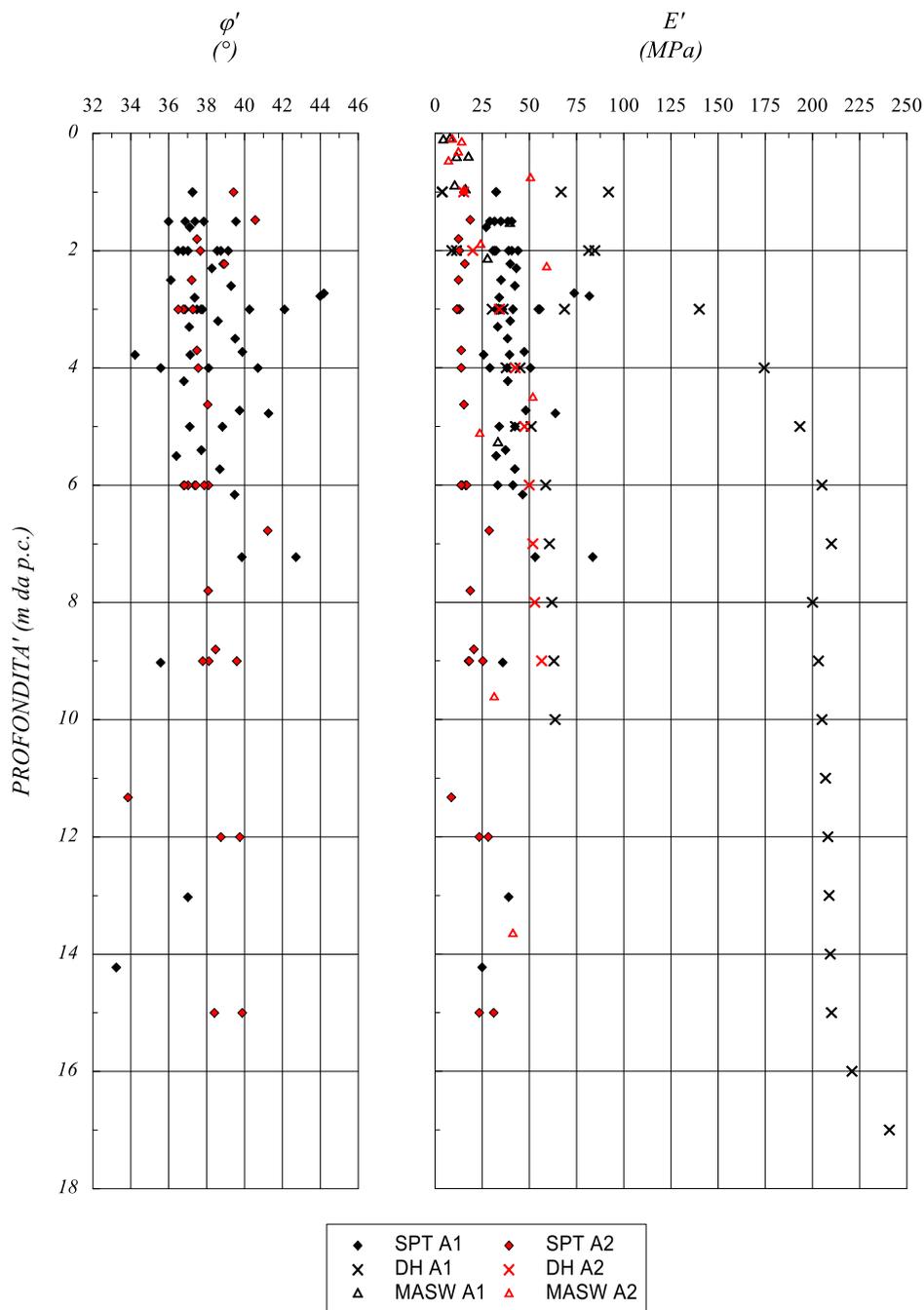


Figura 3: Unità geotecnica A – Angolo d’attrito da SPT e modulo E' .

Su n. 12 campioni indisturbati prelevati dal litotipo in esame, sono state condotte prove di laboratorio di taglio diretto (TD) e prove triassiali consolidate non drenate (CIU) che hanno consentito di valutare le caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci.

Da tali prove di laboratorio, i cui risultati sono riepilogati nella tabella seguente, sono stati ottenuti valori generalmente compresi, per l’angolo di attrito ϕ' tra circa 24 e 32°, e per la coesione efficace c' tra circa 5 e 30 kPa. La Figura 4 riporta graficamente i risultati delle prove eseguite.

RELAZIONE GEOTECNICA

Tabella 5: Unità geotecnica A, riepilogo risultati prove di laboratorio.

Sondaggio	Campione	Anno	Profondità da p.c.		TD		CIU	
			da (m)	a (m)	c'_p (kPa)	φ'_p (°)	c' (kPa)	φ' (°)
S4	CI1	1999-2000	6.10	6.50	7.7	24.2	-	-
S5	CI1	1999-2000	3.50	4.00	-	-	7.6	27.7
S22	CI1	1999-2000	3.30	4.00	3.7	24.7	-	-
S34	CI1	1999-2000	6.00	6.50	24.4	31.9	-	-
SG02-PZ	CI01	2019	4.10	4.50	19.9	32.3	-	-
SG03	CI01	2019	6.30	6.80	20.8	28.4	-	-
SG10-DH	CI01	2019	3.00	3.50	30.0	26.8	-	-
SG15-PZ	CI01	2019	2.45	2.90	13.9	33.5	-	-
SG24-PZ	CI01	2019	6.60	7.00	17.1	33.3	-	-
SG27-PZ	CI01	2019	11.00	11.50	28.8	27.1	-	-
SG40-PZ	CI01	2019	2.50	3.00	28.0	28.2	-	-
SG41-PZ	CI01	2019	7.50	8.00	7.7	24.2	-	-

La differenza di risultati tra le prove *SPT* e quelle di laboratorio sta nel fatto che i primi non tengono conto della componente coesiva del materiale, che è stata invece riscontrata nelle porzioni affioranti di tale formazione. Riportando su un piano di Mohr i due criteri di rottura (uno con $c'=0$ e $\varphi'=36^\circ \div 42^\circ$, l'altro con $c'=15$ kPa e $\varphi'=24^\circ \div 32^\circ$) si evince che per le profondità di interesse risulta più cautelativo assegnare a tale unità le caratteristiche di resistenza ottenute dalle prove di laboratorio.

RELAZIONE GEOTECNICA

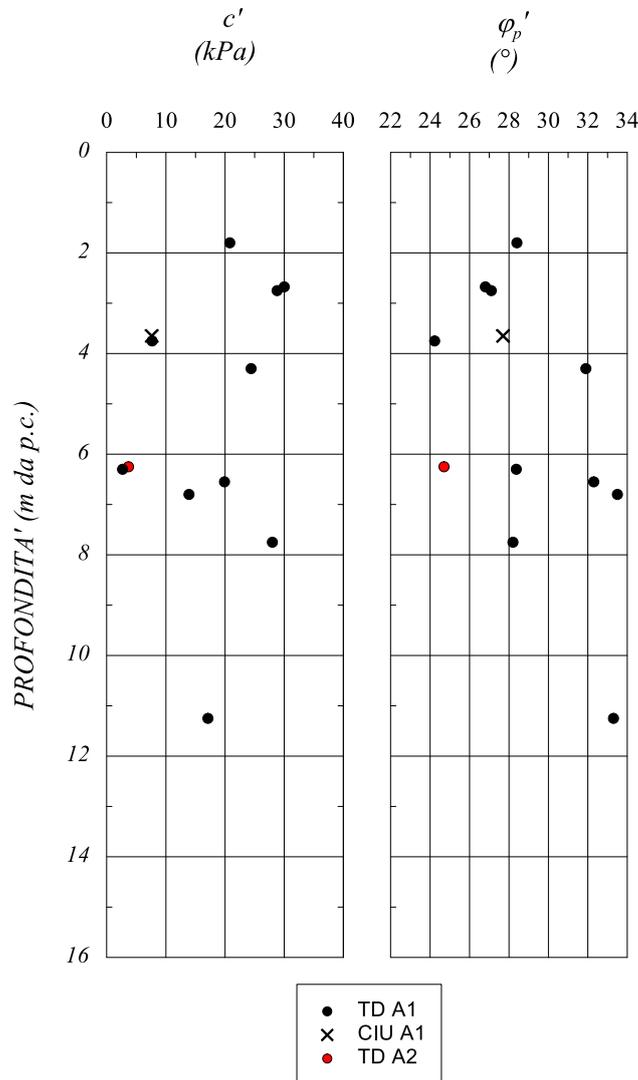


Figura 4: Unità geotecnica A – Caratteristiche di resistenza da prove di laboratorio.

4.3 UNITÀ GEOTECNICA B

Tale litotipo è rappresentato dalle argilliti e argille marnose appartenenti alla formazione geologica delle Argille con calcari Palombini (*unità geologica Pb*).

Al contatto con la sottostante formazione del Calcere Cavernoso si riscontra la presenza di materiale cataclasato, che nei grafici riportati nel seguito è indicato con **B2** per distinguerlo dalla porzione non alterata di tale unità, indicata come **B1**; come per l'unità geotecnica A, tale distinzione è stata fatta esclusivamente sui grafici per dimostrare che è lecito considerarli come un'unica unità geotecnica.

Per l'individuazione del comportamento meccanico dell'unità geotecnica B sono stati elaborati i risultati delle analisi e delle prove di laboratorio effettuate nelle due campagne di indagine. In Tabella 6 sono riepilogati i campioni estratti in questo litotipo e le principali caratteristiche fisiche e proprietà indice ottenute dalle prove di laboratorio eseguite.

RELAZIONE GEOTECNICA

Tabella 6: Unità geotecnica B, riepilogo campioni sottoposti a prove di laboratorio e principali caratteristiche fisiche.

Sondaggio	Campione	Anno	Profondità da p.c.		γ (kN/m ³)	e (-)	w (%)	w _i (%)	w _p (%)	I _p (%)	I _c (%)
			da (m)	a (m)							
S1	CR1	2000	2.65	3.00	-	-	20.56	41.30	20.65	20.65	1.00
S1	CR2	2000	9.55	9.90	-	-	19.65	42.35	20.82	21.53	1.05
S1	CR3	2000	15.65	16.00	-	-	21.54	40.49	18.90	21.59	0.88
S1	CR4	2000	20.55	20.90	-	-	18.99	43.62	20.31	23.31	1.06
S1	CR5	2000	27.35	27.70	-	-	19.80	22.45	12.99	9.46	0.28
S2	CR1	2000	4.25	4.50	-	-	17.65	36.22	16.66	19.56	0.95
S2	CR2	2000	11.00	11.35	-	-	15.80	41.94	17.70	24.24	1.08
S2	CR3	2000	18.00	18.35	-	-	18.36	39.08	15.00	24.08	0.86
S2	CR4	2000	24.30	24.65	-	-	19.22	38.55	15.03	23.52	0.82
S3	CR1	2000	9.50	9.90	-	-	18.65	38.50	18.40	20.10	0.99
S3	CR2	2000	11.00	11.30	-	-	17.55	39.10	18.58	20.52	1.05
S3	CR3	2000	13.2	13.5	-	-	19.32	40.10	18.75	21.35	0.97
S3	CR4	2000	14.8	15.0	-	-	15.86	38.26	18.29	19.97	1.12
S4	CR2	2000	9.90	10.20	-	-	22.30	33.51	14.86	18.65	0.60
S4	CR3	2000	12.10	12.40	-	-	24.30	23.79	18.26	5.53	-0.09
S4	CR4	2000	24.70	25.00	-	-	21.30	41.78	20.65	21.13	0.97
S5	CR1	2000	6.40	7.00	-	-	26.45	43.25	21.11	22.14	0.76
S5	CR2	2000	10.60	11.00	-	-	27.8	42.05	18.83	23.22	0.61
S5	CR3	2000	17.40	17.70	-	-	28.4	44.32	20.36	23.96	0.66
S5	CR4	2000	20.10	20.40	-	-	23.52	22.18	16.28	5.90	-0.23
S5	CR5	2000	35.30	35.60	-	-	22.63	25.65	15.40	10.25	0.29
S6	CR1	2000	7.50	7.80	-	-	23.40	41.97	19.72	22.25	0.83
S6	CR2	2000	8.80	9.20	-	-	22.80	41.21	19.20	22.01	0.84
S6	CR3	2000	10.20	10.60	-	-	23.65	43.25	19.40	23.85	0.82
S7	CR1	2000	9.80	10.15	-	-	16.30	41.05	20.90	20.15	1.23
S7	CR2	2000	14.25	14.60	-	-	15.80	43.10	21.40	21.70	1.26
S7	CR3	2000	18.50	18.80	-	-	17.60	44.39	21.03	23.36	1.15
S8	CR1	2000	9.90	10.20	-	-	20.30	48.99	22.43	26.56	1.08
S8	CR2	2000	15.00	15.35	-	-	19.50	44.65	19.50	25.15	1.00
S8	CR3	2000	19.65	20.00	-	-	21.40	47.45	21.70	25.75	1.01
S9	CR1	2000	8.30	8.60	-	-	20.80	43.22	20.54	22.68	0.99
S16	CR1	2000	2.20	2.60	-	-	17.90	45.40	20.10	25.30	1.09
S16	CR2	2000	13.00	13.45	-	-	18.30	50.52	21.58	28.94	1.11
S16	CR3	2000	19.00	19.40	-	-	20.50	49.35	22.00	27.35	1.05
S17	CR1	2000	13.10	13.45	-	-	15.65	38.75	17.85	20.90	1.11
S17	CR2	2000	16.35	16.75	-	-	16.32	45.99	20.95	25.04	1.18
S21	CR1	2000	13.45	13.80	-	-	17.06	35.65	16.40	19.25	0.97
S22	CR1	2000	9.00	9.35	-	-	20.50	50.66	17.89	32.77	0.92
S22	CR2	2000	16.60	17.00	-	-	21.50	46.60	18.50	28.10	0.89

RELAZIONE GEOTECNICA

S22	CR3	2000	21.60	22.00	-	-	20.64	44.90	16.74	28.16	0.86
S23	CR1	2000	9.10	9.50	-	-	19.65	50.11	18.40	31.71	0.96
S23	CR2	2000	14.45	14.80	-	-	20.35	49.65	19.40	30.25	0.97
S23	CR3	2000	20.00	20.35	-	-	19.05	48.54	17.52	31.02	0.95
S23	CR4	2000	22.00	22.35	-	-	20.65	49.55	18.95	30.60	0.94
S24	CR1	2000	9.00	9.35	-	-	21.30	54.75	22.25	32.50	1.03
S24	CR2	2000	19.00	19.30	-	-	18.65	45.77	17.42	28.35	0.96
S24	CR3	2000	23.70	24.00	-	-	15.63	39.95	19.59	20.36	1.19
S8	CI1	2000	3.00	3.50	20.1	0.61	20.47	44.20	23.90	20.30	1.17
S9	CI1	2000	3.80	4.10	20.5	0.50	15.02	41.03	22.23	18.80	1.38
S16	CI1	2000	4.20	4.50	20.8	0.37	17.43	53.29	16.91	36.38	0.99
S22	CI2	2000	10.00	10.40	21.0	0.52	20.09	44.92	18.05	26.87	0.92
S23	CI1	2000	13.20	13.50	21.0	0.52	17.57	49.60	22.40	27.20	1.18
SG01-DH	CR01	2019	3.00	3.65	-	-	-	-	-	-	-
SG01-DH	CR02	2019	5.80	6.40	-	-	-	-	-	-	-
SG01-DH	CI01	2019	8.20	8.80	19.27	-	22.1	37.50	25.97	11.53	1.34
SG01-DH	CI02	2019	16.00	16.50	19.74	-	24.13	41.25	26.87	14.38	1.19
SG01-DH	CI03	2019	27.00	27.50	20.87	-	12.63	35.60	23.87	11.73	1.96
SG02-PZ	CR02	2019	9.20	9.85	-	-	-	-	-	-	-
SG02-PZ	CI02	2019	10.80	11.30	20.77	-	13.79	26.60	17.97	8.63	1.48
SG02-PZ	CR03	2019	13.20	13.85	-	-	-	-	-	-	-
SG02-PZ	CR04	2019	16.00	16.65	-	-	-	-	-	-	-
SG02-PZ	CR05	2019	19.00	19.65	-	-	-	-	-	-	-
SG02-PZ	CR06	2019	22.00	22.65	-	-	-	-	-	-	-
SG02-PZ	CR07	2019	24.00	24.65	-	-	-	-	-	-	-
SG03	CR02	2019	10.00	10.65	-	-	-	-	-	-	-
SG03	CI02	2019	15.00	15.60	19.83	-	24.87	44.50	16.17	28.33	0.69
SG03	CR03	2019	18.00	18.65	-	-	-	-	-	-	-
SG03	CI03	2019	20.50	21.00	17.87	-	22.19	32.25	19.62	12.63	0.80
SG03	CR04	2019	22.00	22.50	-	-	-	-	-	-	-
SG03bis	CR01	2019	2.30	2.95	-	-	-	-	-	-	-
SG03bis	CI01	2019	5.00	5.50	20.31	-	10.03	-	-	-	-
SG03bis	CR02	2019	10.00	10.65	-	-	-	-	-	-	-
SG03bis	CI02	2019	13.00	13.50	21.44	0.31	10.68	37.70	19.52	18.18	1.49
SG03bis	CR03	2019	16.80	17.45	-	-	-	-	-	-	-
SG03bis	CI03	2019	19.50	20.00	20.09	0.55	14.83	31.60	16.14	15.46	1.08
SG03bis	CR04	2019	20.80	21.45	-	-	-	-	-	-	-
SG03bis	CR05	2019	24.50	25.15	-	-	-	-	-	-	-
SG04-PZ	CR03	2019	29.00	29.50	-	-	-	-	-	-	-
SG05-DH	CI01	2019	20.50	21.00	21.11	0.34	12.69	38.50	20.88	17.62	1.46
SG05-DH	CI02	2019	27.00	27.50	20.13	0.46	17.5	43.00	21.33	21.67	1.18
SG05-DH	CI03	2019	33.00	33.50	21.48	0.44	15.81	46.00	19.26	26.74	1.13
SG05-DH	CI04	2019	37.40	38.00	21.07	0.50	18.25	36.00	21.03	14.97	1.19

RELAZIONE GEOTECNICA

SG05-DH	CR05	2019	43.50	43.80	-	-	-	-	-	-	-
SG06-PZ	CI02	2019	12.30	12.80	21.90		12.29	40.50	23.06	17.44	1.62
SG06-PZ	CR03	2019	14.00	14.55	-	-	-	-	-	-	-
SG06-PZ	CI03	2019	19.00	19.40	21.15		16.48	44.10	27.78	16.32	1.69
SG13	CR01	2019	3.50	4.20	-	-	-	-	-	-	-
SG13	CI01	2019	7.70	8.20	20.59	0.47	16.02	32.10	19.76	12.34	1.30
SG13	CR02	2019	12.20	12.85	-	-	-	-	-	-	-
SG13	CI02	2019	14.20	14.70	20.18	0.64	22.18	43.00	18.08	24.92	0.84
SG13	CR03	2019	17.70	18.25	-	-	-	-	-	-	-
SG13	CR04	2019	23.00	23.65	-	-	-	-	-	-	-
SG13	CI03	2019	26.50	27.00	21	0.37	14.28	33.00	21.86	11.14	1.68
SG13	CI04	2019	33.00	33.60	18.42	0.93	34.14	35.50	20.18	15.32	0.09
SG14-PZ	CI01	2019	6.30	6.85	21.19	0.45	14.59	29.40	17.78	11.62	1.27
SG14-PZ	CR02	2019	9.00	9.70	-	-	-	-	-	-	-
SG15-PZ	CI02	2019	9.45	10.00	21.16	0.31	11.88	28.20	12.33	15.87	1.03
SG15-PZ	CR03	2019	11.75	12.30	-	-	-	-	-	-	-
SG15-PZ	CR04	2019	16.60	17.00	-	-	-	-	-	-	-
SG19-PZ	CI01	2019	7.00	7.50	21.23		13.95	28.00	16.69	11.31	1.24
SG19-PZ	CR02	2019	7.50	8.20	-	-	-	-	-	-	-
SG19-PZ	CR03	2019	10.50	11.20	-	-	-	-	-	-	-
SG19-PZ	CI02	2019	14.50	15.00	20.17	0.57	20.17	48.50	14.38	34.12	0.83
SG19-PZ	CR04	2019	16.30	16.90	-	-	-	-	-	-	-
SG19-PZ	CR05	2019	19.30	20.00	-	-	-	-	-	-	-
SG21-PZ	CR01	2019	2.50	3.25	-	-	-	-	-	-	-
SG21-PZ	CI01	2019	5.00	5.60	19.74	0.51	15.12	31.00	18.40	12.60	1.26
SG21-PZ	CR02	2019	8.30	8.95	-	-	-	-	-	-	-
SG21-PZ	CR03	2019	11.80	12.45	-	-	-	-	-	-	-
SG21-PZ	CR04	2019	17.85	18.55	-	-	-	-	-	-	-
SG21-PZ	CR05	2019	21.30	21.95	-	-	-	-	-	-	-
SG27-PZ	CR04	2019	16.00	16.65	-	-	-	-	-	-	-
SG27-PZ	CR05	2019	22.00	22.65	-	-	-	-	-	-	-
SG27-PZ	CI02	2019	26.40	27.00	19.41	0.69	24.55	-	-	-	-

La Figura 5 riporta le principali caratteristiche fisiche del litotipo in questione stimate dalle prove di laboratorio. Come si può notare si tratta di argille limose e sabbiose in cui si rileva spesso una significativa componente ghiaiosa, che raggiunge anche valori del 60%. Il peso dell'unità di volume, γ , può essere assunto mediamente pari a 20 kN/m³; l'indice di plasticità IP è variabile tra 10 e 30, l'indice di consistenza I_c risulta mediamente pari a 1 ed il limite liquido w_l ha valori compresi all'incirca tra 30% e 50%.

RELAZIONE GEOTECNICA

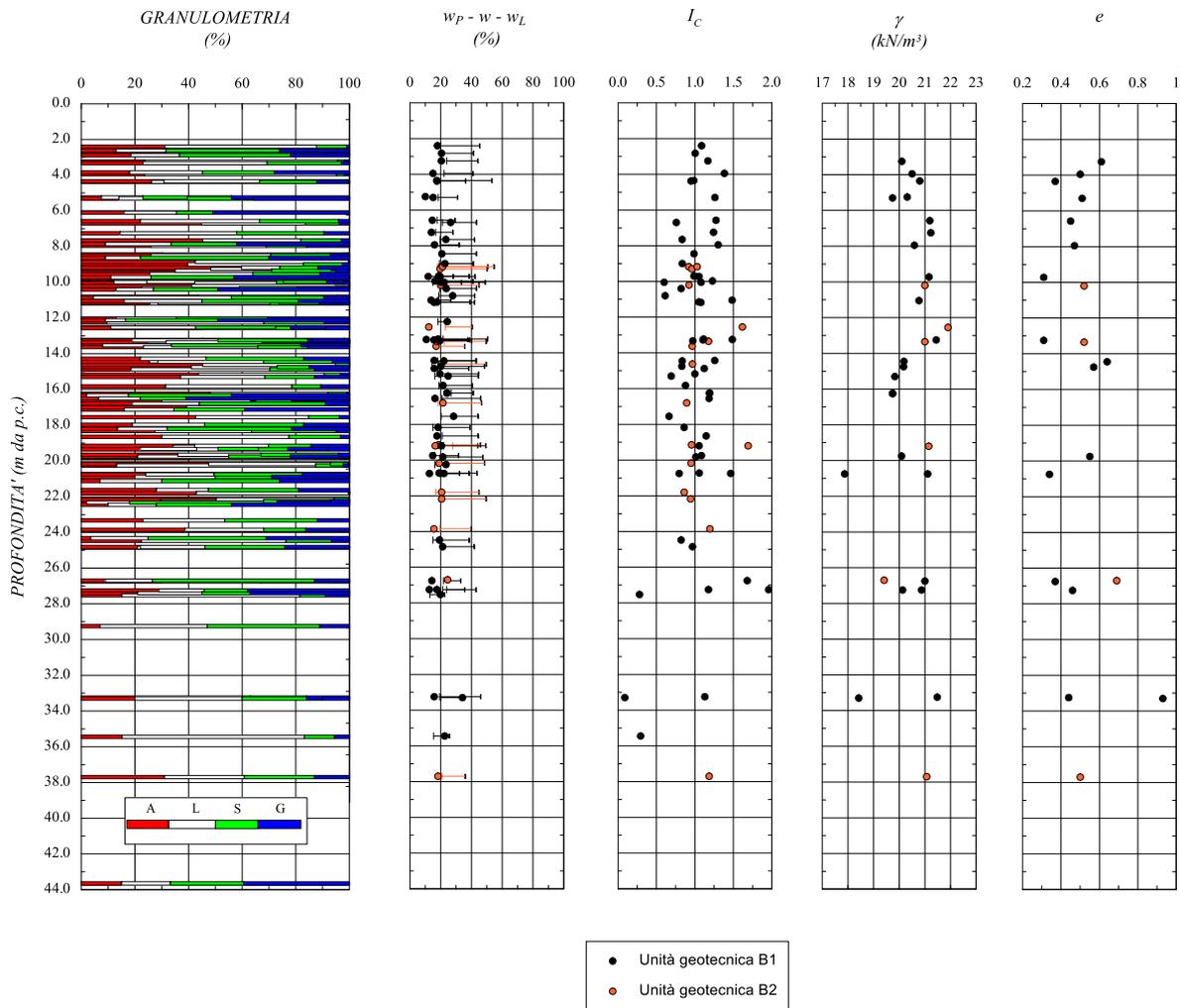


Figura 5: Unità geotecnica B - Caratteristiche fisiche.

Riportando i valori relativi ai campioni prelevati dai sondaggi sulla carta di plasticità di Casagrande, i campioni analizzati risultano classificabili come “argille inorganiche di media plasticità” (Figura 6).

RELAZIONE GEOTECNICA

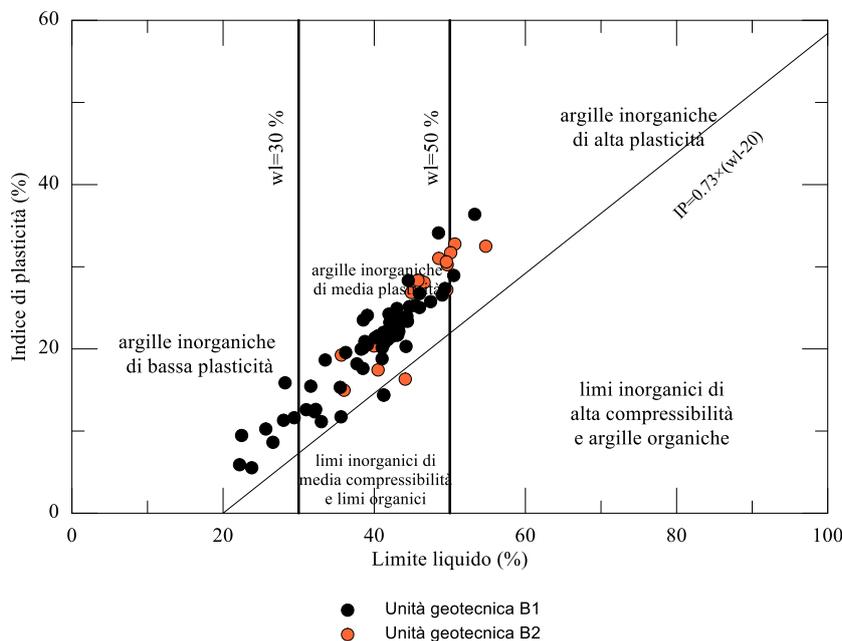


Figura 6: Unità geotecnica B - Carta di plasticità di Casagrande.

Per la valutazione delle caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci si è fatto riferimento alle prove di laboratorio di taglio diretto (*TD*), prove triassiali consolidate non drenate (*CIU*) e consolidate drenate (*CID*) i cui risultati sono riepilogati in Tabella 7.

Tabella 7: Unità geotecnica B, riepilogo risultati prove di laboratorio.

Sondaggio	Campione	Anno	Profondità da p.c.		TD		CIU		CID	
			da (m)	a (m)	c'_p (kPa)	φ'_p (°)	c' (kPa)	φ' (°)	c' (kPa)	φ' (°)
S8	CI1	2000	3.00	3.50	9.0	23.3	-	-	-	-
S9	CI1	2000	3.80	4.10	-	-	8.9	25.2	-	-
S16	CI1	2000	4.20	4.50	-	-	23.7	26.9	-	-
S22	CI2	2000	10.00	10.40	-	-	20.4	23.1	-	-
S23	CI1	2000	13.20	13.50	10.5	24.9	-	-	-	-
SG01-DH	CI01	2019	8.20	8.80	-	-	30.9	27.9	-	-
SG01-DH	CI03	2019	27.00	27.50	24.4	33.2	-	-	-	-
SG02-PZ	CI02	2019	10.80	11.30	-	-	-	-	20.4	31.6
SG03	CI02	2019	15.00	15.60	-	-	32.0	25.4	-	-
SG03	CI03	2019	20.50	21.00	-	-	-	-	27.0	31.4
SG03bis	CI01	2019	5.00	5.50	-	-	-	-	13.4	34.6
SG03bis	CI03	2019	19.50	20.00	-	-	-	-	22.1	32.2
SG05-DH	CI01	2019	20.50	21.00	-	-	-	-	22.7	33.6
SG05-DH	CI02	2019	27.00	27.50	-	-	-	-	25.4	33.6
SG05-DH	CI04	2019	37.40	38.00	25.6	30.3	-	-	-	-
SG13	CI01	2019	7.70	8.20	27.8	30.0	-	-	-	-

RELAZIONE GEOTECNICA

SG13	CI03	2019	26.50	27.00	-	-	30.7	28.8	-	-
SG14-PZ	CI01	2019	6.30	6.85	23.4	27.7	26.8	28.5		
SG15-PZ	CI02	2019	9.45	10.00	-	-	-	-	12.6	35.5
SG19-PZ	CI01	2019	7.00	7.50	16.1	32.2	-	-	-	-
SG19-PZ	CI02	2019	14.50	15.00	-	-	36.8	25.2	-	-
SG21-PZ	CI01	2019	5.00	5.60	-	-	-	-	18.4	33.1
SG27-PZ	CI02	2019	26.40	27.00	15.1	35.3	-	-	-	-

Con riferimento ai risultati ottenuti dalle prove di laboratorio elencate in tabella, l'angolo d'attrito ϕ' risulta compreso all'incirca tra 22° e 35°, mentre la coesione efficace c' risulta compresa nell'intervallo 10÷30 kPa. La Figura 7 riporta graficamente i risultati delle prove eseguite.

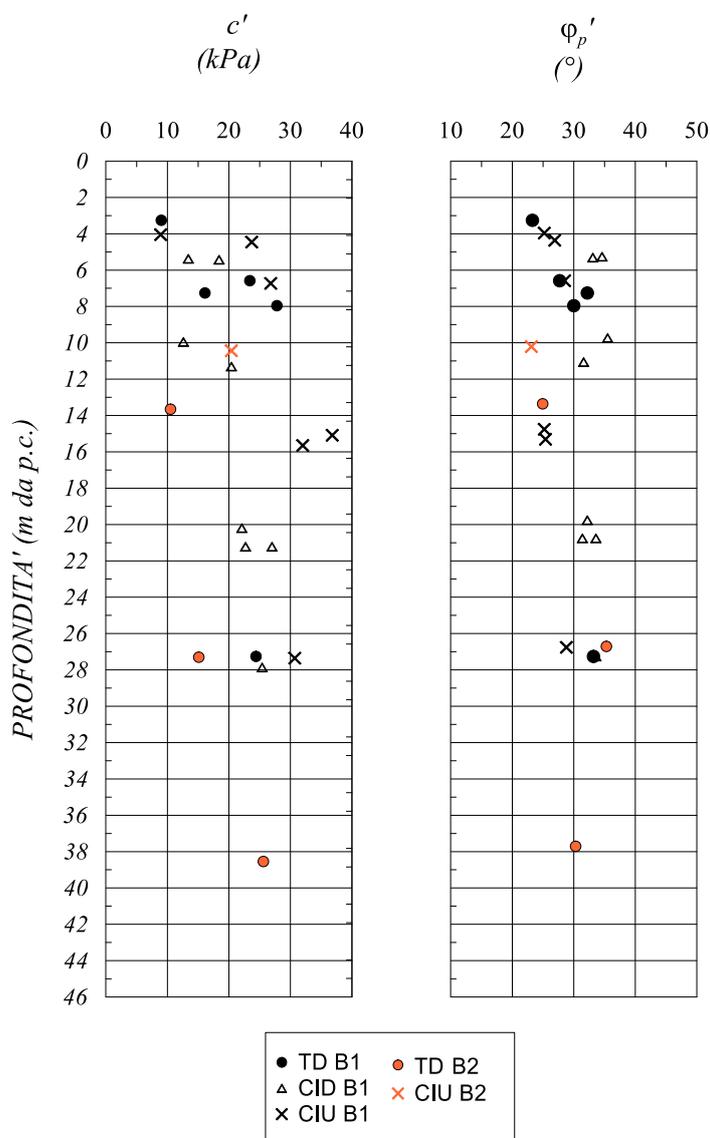


Figura 7: Unità geotecnica B - Caratteristiche di resistenza da prove di laboratorio.

RELAZIONE GEOTECNICA

In Figura 8 sono riportati i valori della resistenza a taglio non drenata, c_u , ricavati a partire dalla resistenza alla penetrazione misurata con il *pocket penetrometer* e dalle prove di laboratorio triassiali non consolidate non drenate. Con riferimento a tale grafico, si osserva come i risultati ottenuti dalle prove triassiali non consolidate non drenate (UU) siano confrontabili con i valori di c_u determinati mediante l’elaborazione dei *pocket*: nello specifico, la resistenza a taglio non drenata risulta compresa all’incirca tra 150 e 250 kPa entro i primi 20 m di profondità e tra 100 e 250 kPa a profondità maggiori.

In Figura 8, inoltre, l’andamento della resistenza non drenata è posto a confronto con l’andamento della retta di equazione $c_u = 0.24 \sigma'_v$, che rappresenta una stima attendibile del valore della resistenza non drenata di un materiale coesivo normalmente consolidato: a meno di alcuni punti, i valori di c_u ottenuti dalla prove sono generalmente lontani da tale retta.

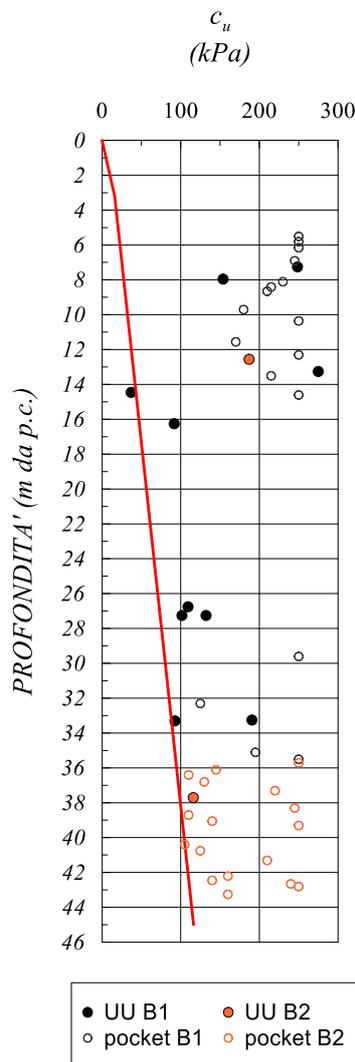


Figura 8: Unità geotecnica B - Caratteristiche di resistenza non drenata da prove di laboratorio e da *pocket*.

RELAZIONE GEOTECNICA

Ulteriori considerazioni in merito possono essere fatte osservando il grafico riportato in Figura 9, in cui vengono riportati i valori di *OCR* determinati partendo dai valori della resistenza non drenata ottenuti dai *pocket*, attraverso la seguente relazione (Koutsoftas e Ladd, 1985):

$$c_u / \sigma'_{v0} = (0.22 \pm 0.03) \cdot OCR^{0.8}$$

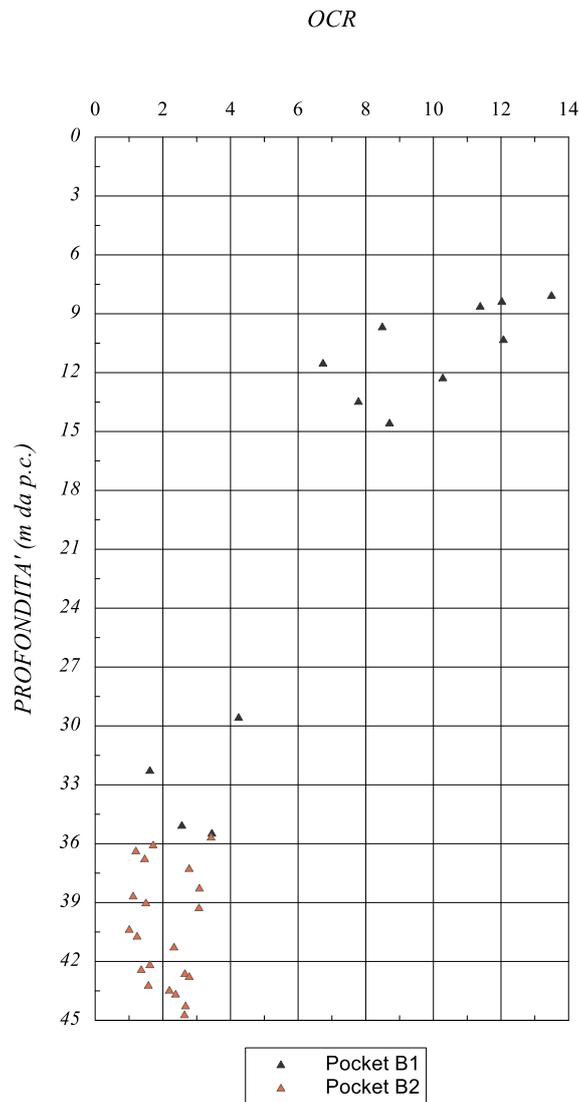


Figura 9: Unità geotecnica B - OCR da pocket.

Come si può osservare dalla figura, i valori di *OCR* ottenuti dall'elaborazione dei *pocket* risultano compresi tra 6 e 12 per profondità fino a 15 m, mentre a partire dai 30 m di profondità ricadono nell'intervallo 1.5÷3. Per profondità comprese tra i 15 e i 30 m non si dispone di misure di *pocket* ma, immaginando la riduzione di tale indice con la profondità, si può ipotizzare che nei primi 20 m esso sia variabile da 3 a 5.

La stima del modulo di rigidità è stata eseguita interpretando le prove pressiometriche, le prove *Down-Hole* e le *MASW* (Figura 10); osservando i punti riportati sul grafico risulta evidente come nei primi 20 m di

RELAZIONE GEOTECNICA

profondità il modulo E' assume valori compresi tra 50 e 120 MPa, mentre a profondità maggiori esso appare variabile tra un minimo di 100 fino a valori superiori a 300 MPa.

E'

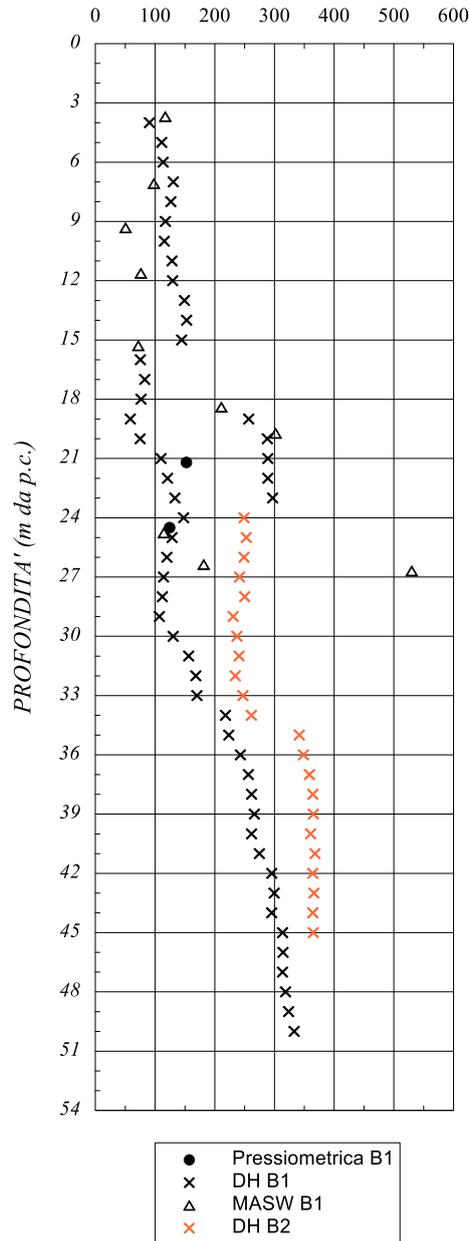


Figura 10: Unità geotecnica B – Stima del modulo E' .

Dalle prove edometriche eseguite durante le due campagne d'indagine sono stati stimati i valori del coefficiente di compressibilità C_c , di rigonfiamento C_s e del coefficiente di consolidazione verticale c_v (cfr. Figura 11).

RELAZIONE GEOTECNICA

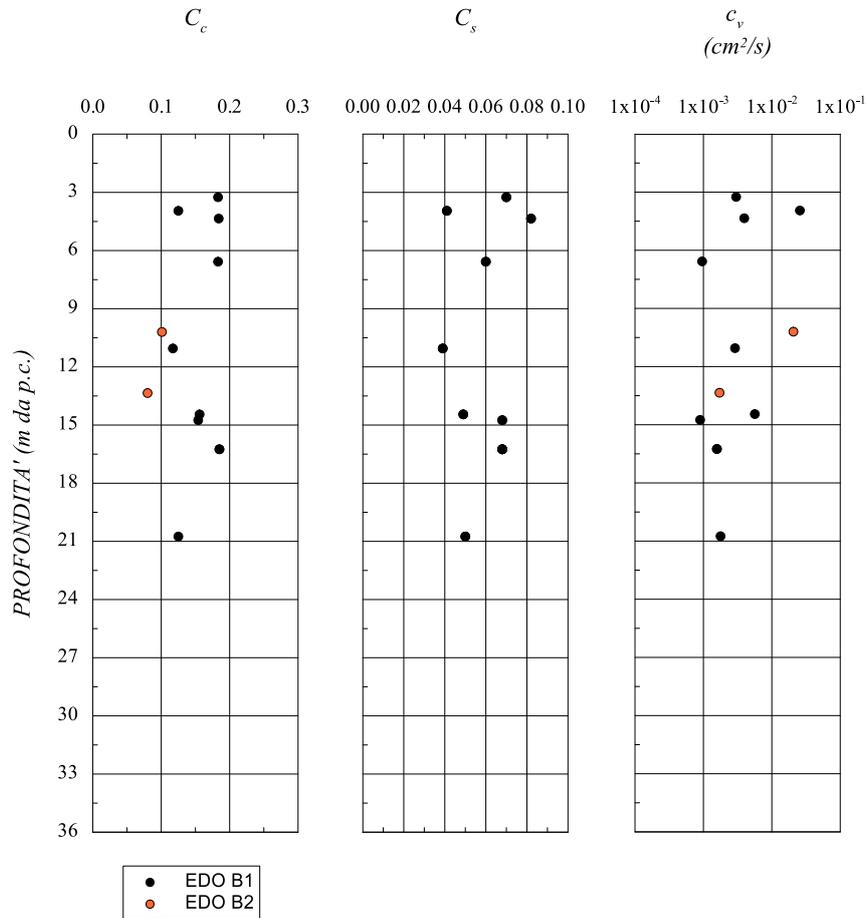


Figura 11: Unità B - Coefficienti di compressibilità, rigonfiamento e consolidazione verticale ottenuti dalle prove edometriche.

I coefficienti C_c e C_s risultano rispettivamente compresi tra 0.1 e 0.2 e tra 0.04 e 0.08.

Relativamente al coefficiente di consolidazione c_v , dall'interpretazione delle prove edometriche sono stati ottenuti valori mediamente compresi tra 1×10^{-3} e $1 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$, ovvero $c_v = 1 \times 10^{-7} \div 1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (cfr. Figura 11).

Sull'unità geotecnica in esame sono state eseguite n. 2 prove di permeabilità *Lefranc*, che hanno restituito valori di k compresi nell'intervallo $4 \times 10^{-6} \div 7 \times 10^{-6} \text{ m/s}$.

4.4 UNITÀ GEOTECNICA C

L'unità geotecnica C corrisponde alla formazione del Calcere Cavernoso (*unità geologica CV*).

All'interno del litotipo in esame si identificano alcuni metri di fascia cataclasata al contatto con la formazione sovrastante delle Argille a Palombini; come già fatto nel paragrafo 4.3 per l'unità geotecnica B, nei grafici che seguono sono stati indicati con **C2** i risultati ricadenti all'interno della cataclasite, per differenziarli dalla parte non alterata di tale materiale, **C1**. Come per le unità geotecniche A e B, tale distinzione è stata fatta esclusivamente sui grafici per dimostrare che è lecito considerarli come un'unica unità geotecnica.

Non avendo a disposizione campioni lapidei, le caratteristiche meccaniche del litotipo C sono state valutate innanzitutto mediante l'interpretazione delle prove *SPT* effettuate in corrispondenza di tale materiale.

Come si può notare si tratta di sabbie e ghiaie limose, che alle profondità in cui il materiale si presenta in forma cataclasata, assume l'aspetto di argilla limosa in cui la componente sabbioso-ghiaiosa si riduce notevolmente. Il peso dell'unità di volume, γ , si può assumere pari a 21.0 kN/m³. Il numero di colpi N_{SPT} ottenuto risulta compreso tra 20 e 90, con molte prove andate a rifiuto. La densità relativa D_r , valutata con la formula di *Skempton* (1986), varia tra il 60% e il 100%.

La Figura 12 riporta graficamente la granulometria, il peso dell'unità di volume, il numero di colpi misurato e la densità relativa determinata.

Per l'angolo d'attrito φ' , determinato a partire dai valori N_{SPT} mediante la formula di *Schmertmann* (1978), si ottengono valori compresi all'incirca tra 39° e 46° (cfr. Figura 13).

Il modulo di Young E' , determinato sulla base dei risultati sia delle prove *SPT* che delle prove sismiche *Down-Hole* e *MASW*, risulta all'incirca variabile tra 40 e 80 MPa nei primi 10 m di profondità, mentre a profondità maggiori assume valori che vanno da 60 fino ad oltre 300 MPa (cfr. Figura 13).

RELAZIONE GEOTECNICA

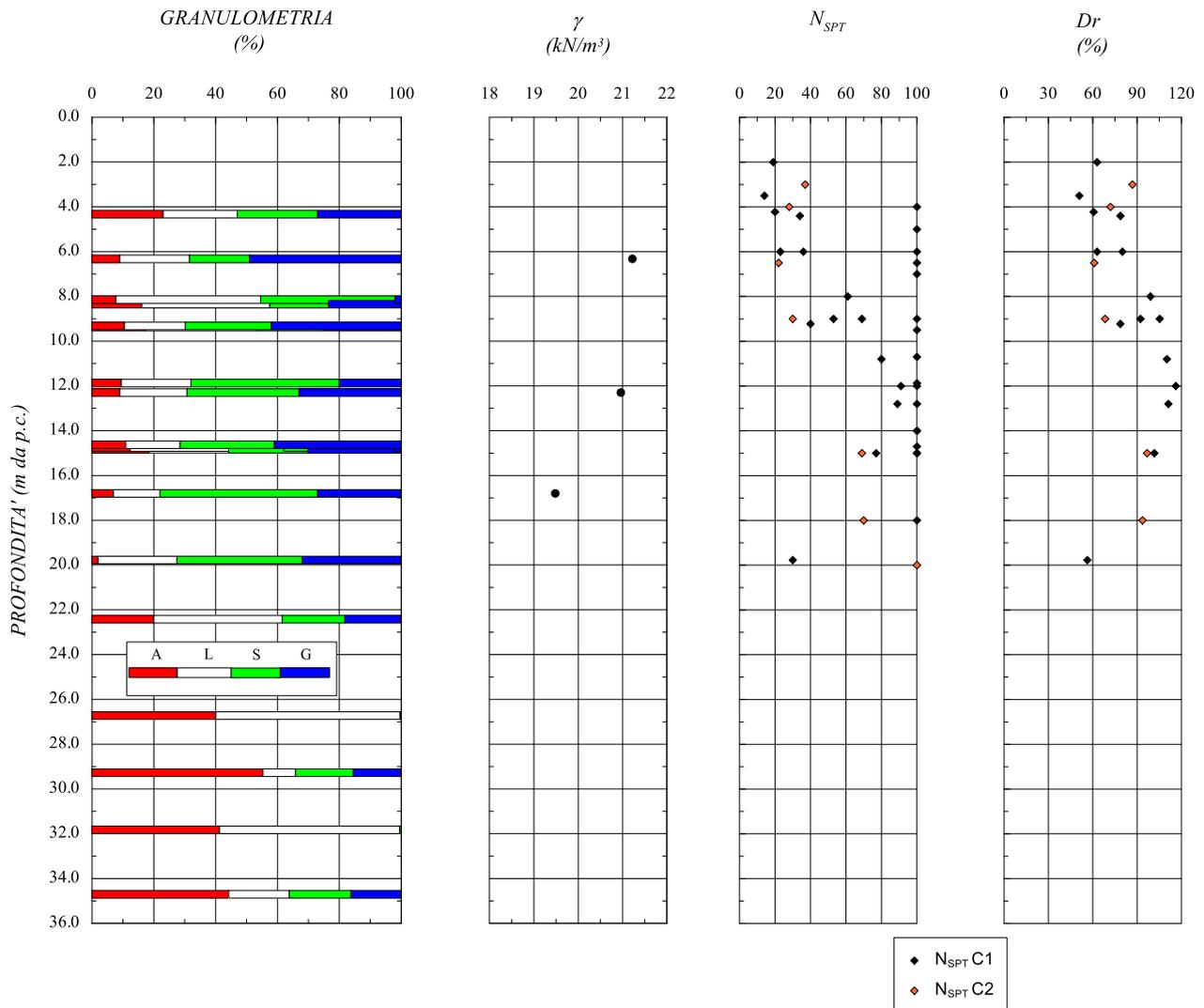


Figura 12: Unità geotecnica C - Caratteristiche fisiche da prove SPT.

RELAZIONE GEOTECNICA

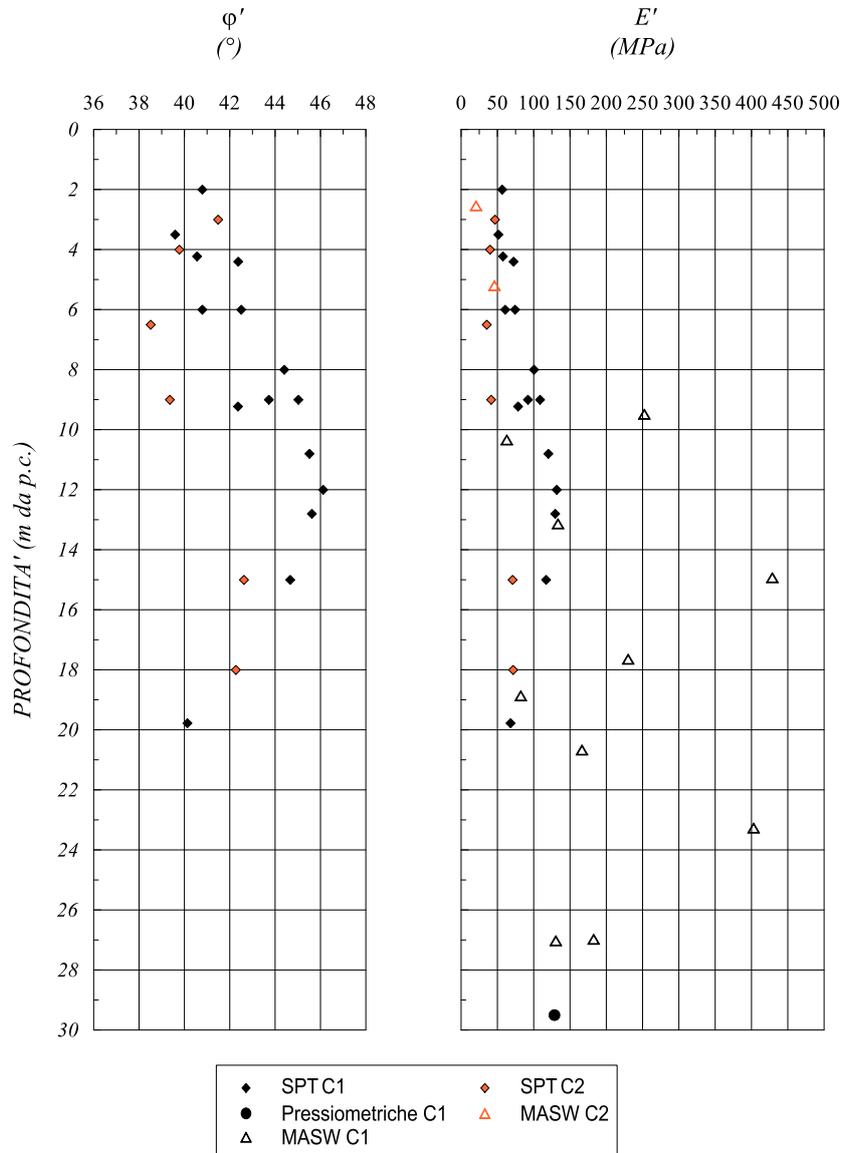


Figura 13: Unità geotecnica C – Angolo d’attrito da SPT e modulo E' .

Si dispone, inoltre, di n. 2 prove di laboratorio (n. 1 prova di taglio diretto e n. 1 prova triassiale consolidata drenata) condotte su altrettanti campioni indisturbati prelevati dal litotipo in esame.

Dall’elaborazione di tali prove sono state valutate le caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci, come riepilogato in

Tabella 8: in particolare, sono stati ottenuti valori dell’angolo di attrito φ' pari a 34° - 35° e della coesione efficace pari a circa 13 - 14 kPa. La Figura 14 riporta graficamente i risultati delle prove eseguite.

Tabella 8: Unità geotecnica C, riepilogo risultati prove di laboratorio.

RELAZIONE GEOTECNICA

Sondaggio	Campione	Anno	Profondità da p.c.		TD		CID	
			da (m)	a (m)	c'_p (kPa)	φ'_p (°)	c' (kPa)	φ' (°)
SG07	CI01	2019	6.00	6.65			13.2	34.1
SG24-PZ	CI02	2019	16.60	17.00	13.8	35.1		

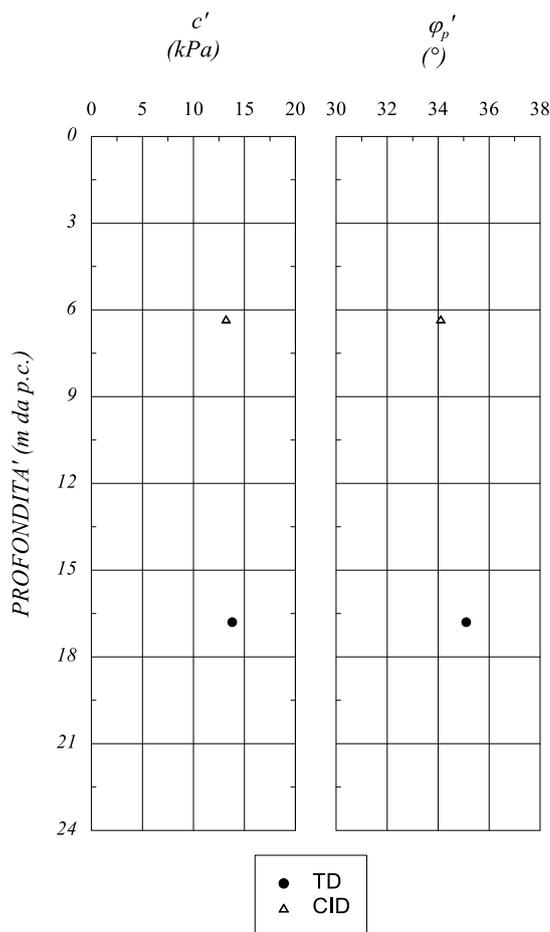


Figura 14: Unità geotecnica C - Caratteristiche di resistenza da prove di laboratorio.

Anche per l'unità geotecnica C (così come descritto per l'unità A) la differenza dei valori dei parametri di resistenza meccanica ottenuti dall'elaborazione delle prove in sito *SPT* e da quelle di laboratorio è anche legata al fatto che con le prime si assume un comportamento puramente attritivo (non potendo definire un valore per la coesione). Riportando sul piano di Mohr i due criteri di rottura (uno con $c'=0$ e $\varphi'=39^\circ \div 46^\circ$, l'altro con $c'=13 \div 14$ kPa e $\varphi'=34^\circ \div 35^\circ$) si evince che per le profondità di interesse risulta più cautelativo assegnare a tale unità le caratteristiche di resistenza ottenute dalle prove di laboratorio.

4.5 UNITÀ GEOTECNICA D

Tale unità, che nasce da un processo d'alterazione e rielaborazione della Formazione del Calcere Cavernoso, è costituito da una breccia debolmente cementata in matrice di natura sabbioso-limosa (*unità geologica CM*). Si tratta, dunque, di un materiale a grana prevalentemente grossa.

Come si può notare osservando i grafici di Figura 15, si tratta di ghiaie sabbiose con una componente limoso-argillosa dell'ordine del 20-30%, che talvolta raggiunge percentuali più elevate. Il peso dell'unità di volume, γ , si può assumere pari a 19.0 kN/m^3 . Il numero di colpi N_{SPT} ottenuto, che è estremamente variabile, risulta compreso tra 10 e 80, con molte prove andate a rifiuto. La densità relativa Dr , valutata con la formula di Skempton (1986), varia tra il 60% e il 90%.

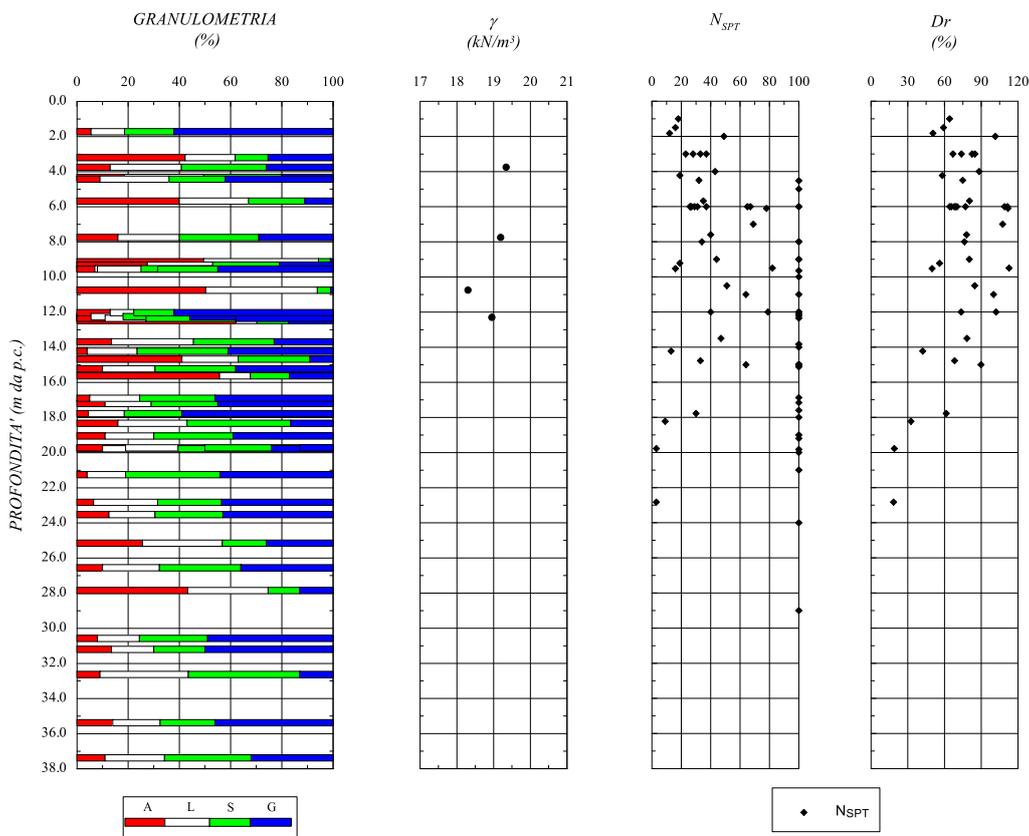


Figura 15: Unità geotecnica D - Caratteristiche fisiche da prove SPT.

Dall'elaborazione delle prove *SPT* eseguite nel corso delle due campagne d'indagine, si ottengono valori dell'angolo di attrito φ' compresi all'incirca tra 35° e 44° , determinati mediante la formula di *Schmertmann* (1978) (cfr. Figura 16); tali valori φ' di sono associati a valori nulli della coesione efficace, non determinabile dalle prove *SPT*.

Il modulo di Young E' , valutato a partire sia dal numero di colpi N_{SPT} attraverso la formula di *Denver* (1982) sia dall'elaborazione delle prove sismiche *Down-Hole* e *MASW*, risulta compreso tra 50 e 100 MPa nei primi 12 m di profondità, mentre a profondità maggiori assume valori che vanno da 100 a 250 MPa. I valori di φ' ed E' ottenuti sono riportati graficamente in Figura 16.

RELAZIONE GEOTECNICA

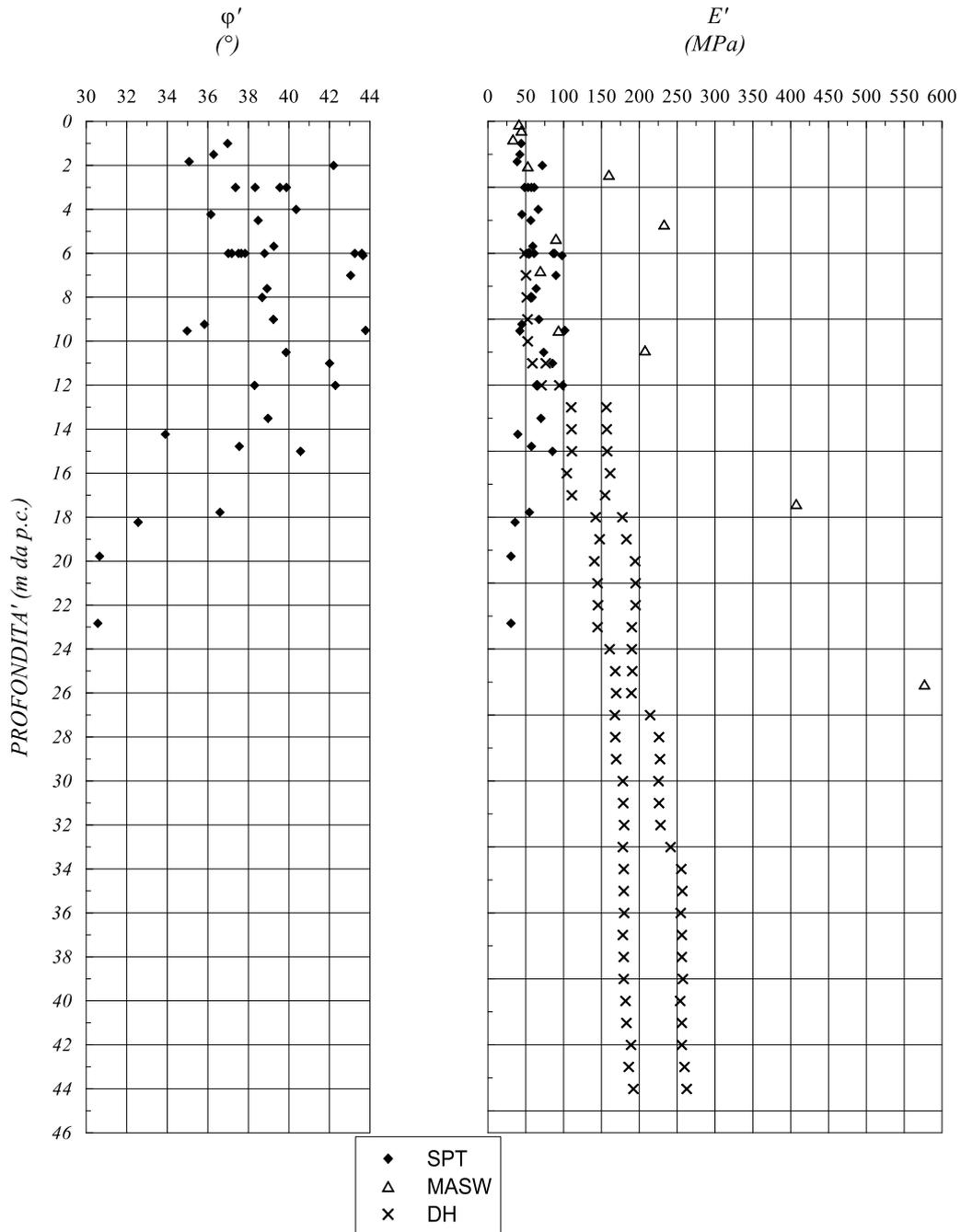


Figura 16: Unità geotecnica D – Angolo d’attrito da SPT e modulo E' .

4.6 UNITÀ GEOTECNICA E

L'unità in esame è costituita da argille e limi argillosi, da consistenti a molto consistenti. All'interno di tale litotipo ricadono i materiali appartenenti a quattro diverse formazioni geologiche (depositi fluvio-lacustri, Argille e Sabbie Plioceniche, formazione di Sillano), che evidenziano lo stesso comportamento dal punto di vista geotecnico (*unità geologiche dl, Pa, Ps e Sil*).

Per l'individuazione del comportamento meccanico dell'unità geotecnica E sono stati elaborati i risultati delle analisi e delle prove di laboratorio effettuate nelle due campagne di indagine. In Tabella 9 sono riepilogati i campioni estratti in questo litotipo e le principali caratteristiche fisiche e proprietà indice ottenute dalle prove di laboratorio eseguite.

Tabella 9: Unità geotecnica E - Riepilogo campioni sottoposti a prove di laboratorio e principali caratteristiche fisiche.

Sondaggio	Campione	Anno	Profondità da p.c.		γ (kN/m ³)	e (-)	w (%)	w _l (%)	w _p (%)	I _p (%)	I _c (%)
			da (m)	a (m)							
S34	CR2	2000	16.00	16.50	-	-	20.10	47.85	21.53	26.32	1.05
S34	CR3	2000	24.00	24.50	-	-	20.96	57.13	29.97	27.16	1.33
S35	CR2	2000	7.00	7.40	-	-	17.95	48.25	21.45	26.80	1.13
S35	CR3	2000	12.00	12.50	-	-	19.32	51.58	21.43	30.15	1.07
S52	CR1	2000	9.60	9.90	-	-	25.65	59.47	24.16	35.31	0.96
S52	CR2	2000	18.10	18.45	-	-	24.33	54.28	21.62	32.66	0.92
S52	CR3	2000	25.70	26.00	-	-	22.6	52.19	18.35	33.84	0.87
S53	CR1	2000	9.10	9.50	-	-	23.98	49.50	22.40	27.10	0.94
S53	CR2	2000	14.60	15.00	-	-	21.66	48.10	21.30	26.80	0.99
S53	CR3	2000	19.10	19.45	-	-	22.45	49.80	22.00	27.80	0.98
S54	CR1	2000	9.70	10.00	-	-	23.85	55.30	21.50	33.80	0.93
S54	CR2	2000	15.00	15.40	-	-	24.95	54.30	21.60	32.70	0.90
S54	CR3	2000	28.10	28.45	-	-	21.35	48.30	22.20	26.10	1.03
S55	CR1	2000	7.00	7.40	-	-	25.96	53.50	22.70	30.80	0.89
S55	CR2	2000	21.10	21.50	-	-	26.33	50.60	20.90	29.70	0.82
S56	CR1	2000	15.50	16.00	-	-	22.35	52.20	24.10	28.10	1.06
S56	CR2	2000	29.35	29.80	-	-	23.77	51.10	23.90	27.20	1.00
S35	CI1	2000	6.50	7.00	19.2	0.72	24.62	48.50	21.20	27.30	0.87
S35	CI2	2000	12.90	13.40	19.4	0.71	22.78	53.35	23.14	30.21	1.01
S52	CI1	2000	11.50	12.00	19.3	0.76	30.92	55.85	23.20	32.65	0.76
S52	CI2	2000	26.50	27.00	18.4	0.88	30.53	56.04	22.40	33.64	0.76
S53	CI1	2000	11.80	12.30	20.2	0.58	20.98	48.35	20.69	27.66	0.99
S53	CI2	2000	23.00	23.50	19.5	0.7	25.8	50.54	22.42	28.12	0.88
S54	CI1	2000	4.80	5.30	19.8	0.67	26.35	55.11	21.56	33.55	0.86
S54	CI2	2000	20.00	20.50	19.5	0.7	24.22	49.21	21.83	27.38	0.91

RELAZIONE GEOTECNICA

S55	CI1	2000	9.00	9.50	19.1	0.85	32.7	55.90	23.91	31.99	0.73
S55	CI2	2000	18.00	18.50	19.7	0.76	30.35	55.44	22.39	33.05	0.76
S55	CI3	2000	26.00	26.50	18.5	0.81	27.88	50.20	22.25	27.95	0.80
S55	CI4	2000	34.50	35.00	18.8	-	38.86	53.21	23.34	29.87	0.48
S56	CI1	2000	5.00	5.40	19.9	-	25.96	51.05	22.84	28.21	0.89
S56	CI2	2000	11.50	12.00	19.7	-	26.28	52.32	23.96	28.36	0.92
S56	CI3	2000	22.00	22.50	19.7	-	25.57	50.21	22.90	27.31	0.90
S56	CI4	2000	33.00	33.50	19.8	-	22.22	50.85	23.87	26.98	1.06
SG08-DH	CR03	2019	9.55	10.25	-	-	-	-	-	-	-
SG08-DH	CR04	2019	12.50	13.15	-	-	-	-	-	-	-
SG08-DH	CI02	2019	14.55	15.00	21.30	0.31	11.71	38.30	19.96	18.34	1.45
SG08-DH	CI03	2019	18.60	19.10	21.06	0.44	15.8	54.25	22.66	31.59	1.22
SG08-DH	CR05	2019	22.35	23.00	-	-	-	-	-	-	-
SG08-DH	CI04	2019	25.30	25.80	21.21	0.45	16.26	50.00	30.57	19.43	1.74
SG11-DH	CR01	2019	3.00	3.65	-	-	-	-	-	-	-
SG11-DH	CI01	2019	4.60	5.00	19.69	0.56	18.53	51.25	30.21	21.04	1.56
SG11-DH	CR02	2019	6.50	7.15	-	-	-	-	-	-	-
SG11-DH	CI02	2019	9.50	10.00	19.21	0.62	21.93	44.00	25.32	18.68	1.18
SG11-DH	CI03	2019	12.00	12.50	20.01	-	20.43	42.00	25.24	16.76	1.29
SG11-DH	CI04	2019	21.00	21.50	20.63	0.59	20.36	27.40	17.81	9.59	0.73
SG12-PZ	CI01	2019	2.10	2.70	19.74	0.62	20.23	47.50	30.29	17.21	1.58
SG12-PZ	CR01	2019	3.50	4.20	-	-	-	-	-	-	-
SG12-PZ	CI02	2019	5.00	5.50	20.02	0.53	18.48	36.50	21.24	15.26	1.18
SG12-PZ	CR02	2019	7.00	7.45	-	-	-	-	-	-	-
SG12-PZ	CI03	2019	18.00	18.50	19.69	0.61	22.17	34.30	22.01	12.29	0.99
SG30-PZ	CI01	2019	14.00	14.50	18.82	-	21.66	50.00	32.09	17.91	1.58
SG30-PZ	CR04	2019	17.00	17.45	-	-	-	-	-	-	-
SG33-PZ	CR01	2019	2.35	3.00	-	-	-	-	-	-	-
SG33-PZ	CI01	2019	5.30	5.80	19.25	0.63	20.47	52.00	33.00	19.00	1.66
SG33-PZ	CI02	2019	16.30	16.80	19.51	0.65	20.55	43.20	27.63	15.57	1.45
SG39-PZ	CR01	2019	2.20	2.75	-	-	-	-	-	-	-
SG39-PZ	CI01	2019	6.50	7.00	16.94	1.04	38.19	88.00	33.00	55.00	0.91
SG40-PZ	CI02	2019	11.20	11.70	19.98	0.67	23.2	34.32	20.00	14.32	0.78
SG40-PZ	CI03	2019	18.70	19.30	19.21	0.82	28.41	54.70	29.36	25.34	1.04
SG41-PZ	CI02	2019	18.00	18.50	19.25	0.53	18.49	42.50	22.95	19.55	1.23
SG41-PZ	CI03	2019	22.50	23.00	20.47	0.47	17.41	52.50	30.74	21.76	1.61

La Figura 17 riporta le principali caratteristiche fisiche del litotipo in questione stimate dalle prove di laboratorio. Come si può notare si tratta di argille limose e limi argillosi in cui si rileva talvolta una componente sabbiosa. Il peso dell'unità di volume γ , può essere assunto mediamente pari a 19.5 kN/m³; l'indice di plasticità IP è all'incirca variabile tra 20 e 30, l'indice di consistenza I_c risulta mediamente pari a 1 ed il limite liquido w_L ha valori compresi all'incirca tra 40% e 60%.

RELAZIONE GEOTECNICA

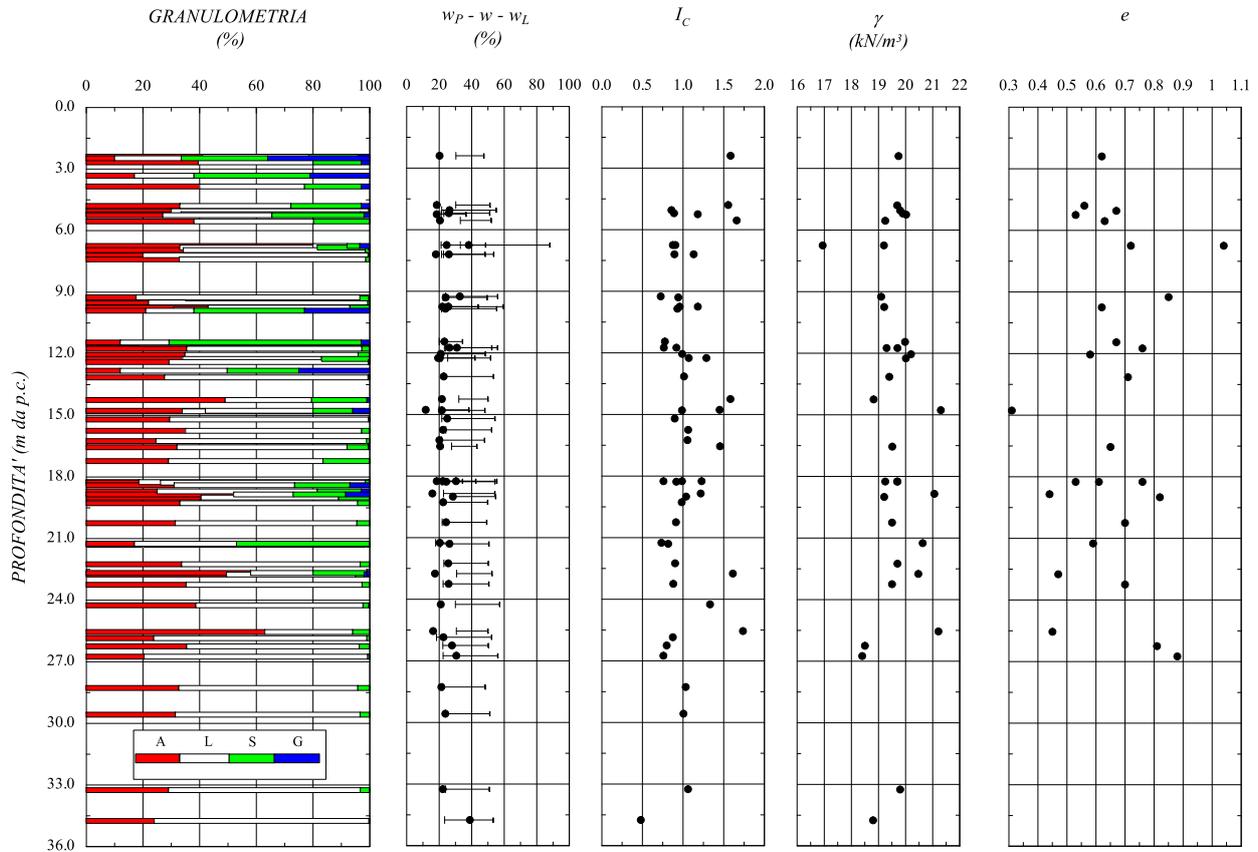


Figura 17: Unità geotecnica E - Caratteristiche fisiche.

Riportando i valori relativi ai campioni prelevati dai sondaggi sulla carta di plasticità di Casagrande si evince che i campioni analizzati sono classificabili come “argille inorganiche da media ad alta plasticità” (cfr. Figura 18).

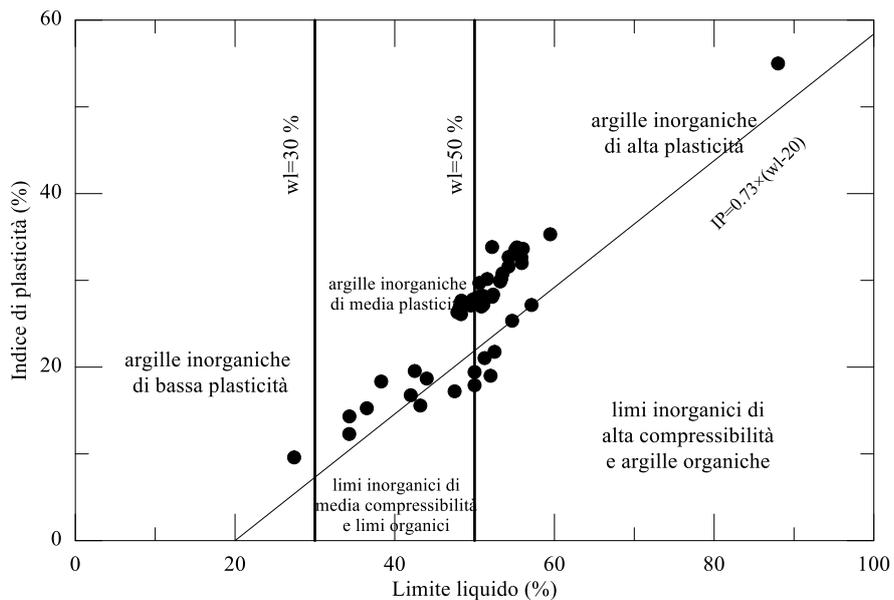


Figura 18: Unità geotecnica E - Carta di plasticità di Casagrande.

RELAZIONE GEOTECNICA

Per la valutazione delle caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci si è fatto riferimento alle prove di laboratorio di taglio diretto (*TD*) e prove triassiali consolidate non drenate (*CIU*), i cui risultati sono riepilogati in Tabella 10.

Tabella 10: Unità geotecnica E - Riepilogo risultati prove di laboratorio.

Sondaggio	Campione	Anno	Profondità da p.c.		TD		CIU	
			da (m)	a (m)	c'_p (kPa)	φ'_p (°)	c' (kPa)	φ' (°)
S35	CI1	2000	6.50	7.00	-	-	15.5	23.5
S52	CI1	2000	11.50	12.00	14.7	27.0	-	-
S52	CI2	2000	26.50	27.00	-	-	22.5	27.5
S53	CI1	2000	11.80	12.30	-	-	12.6	22.0
S53	CI2	2000	23.00	23.50	-	-	26.1	21.5
S54	CI1	2000	4.80	5.30	-	-	20.8	20.9
S55	CI2	2000	18.00	18.50	13.6	26.8	-	-
S55	CI3	2000	26.00	26.50	-	-	41.5	24.9
S56	CI1	2000	5.00	5.40	6.3	22.8	-	-
S56	CI2	2000	11.50	12.00	-	-	10.3	24.3
S56	CI3	2000	22.00	22.50	-	-	-	-
S56	CI4	2000	33.00	33.50	-	-	5.9	23.8
SG08-DH	CI02	2000	14.55	15.00	-	-	37.6	26.1
SG08-DH	CI03	2000	18.60	19.10	-	-	40.5	24.5
SG08-DH	CI04	2000	25.30	25.80	38.8	24.7	-	-
SG11-DH	CI01	2019	4.60	5.00	31.1	24.7	-	-
SG11-DH	CI03	2019	12.00	12.50	30.2	28.1	-	-
SG12-PZ	CI03	2019	18.00	18.50	33.4	26.2	-	-
SG33-PZ	CI01	2019	5.30	5.80	35.4	26.0	-	-
SG39-PZ	CI01	2019	6.50	7.00	36.2	22.7	-	-
SG40-PZ	CI02	2019	11.20	11.70	11.0	27.4	-	-
SG40-PZ	CI03	2019	18.70	19.30	31.4	27.2	-	-
S41-PZ	CI02	2019	18.00	18.50	33.1	29.0	-	-
S41-PZ	CI03	2019	22.50	23.00	34.3	26.6	-	-

Dai risultati delle prove di laboratorio, in particolare, sono stati ottenuti valori dell'angolo d'attrito φ' compresi all'incirca tra 22° e 28° e della coesione efficace c' compresi tra circa 10 e 40 kPa. La Figura 19 riporta graficamente i risultati delle prove eseguite.

RELAZIONE GEOTECNICA

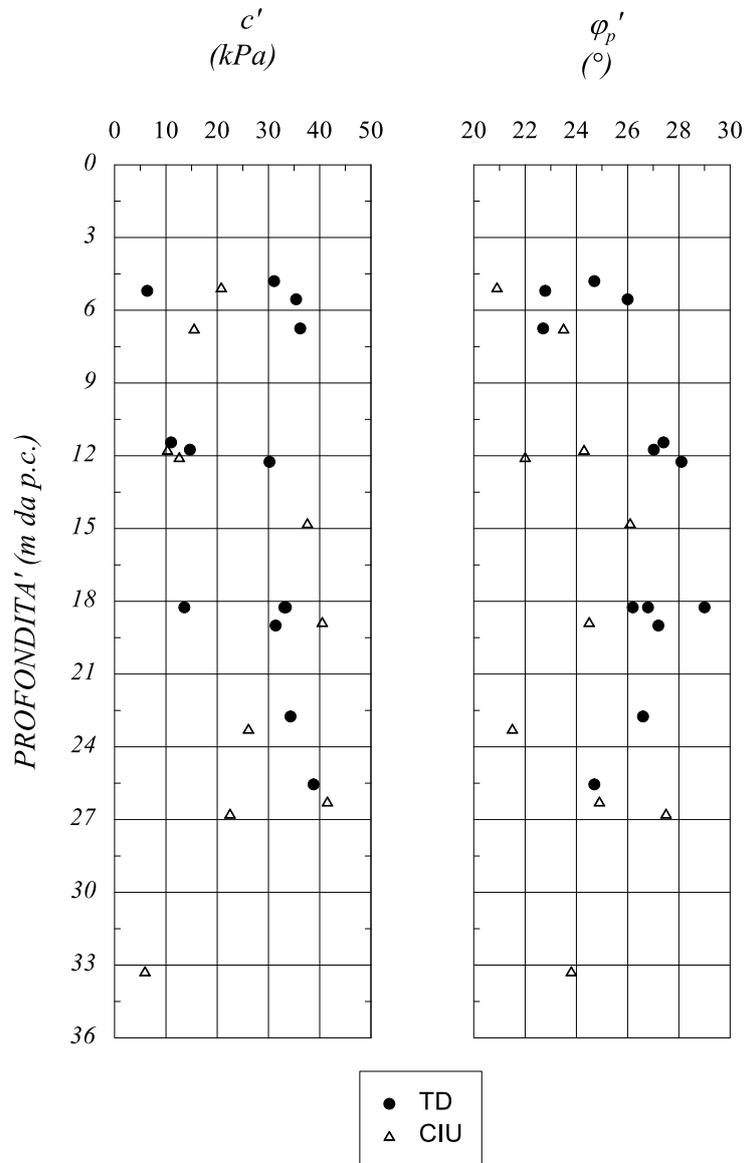


Figura 19: Unità geotecnica E - Caratteristiche di resistenza da prove di laboratorio.

In Figura 20 sono riportati i valori della resistenza a taglio non drenata, c_u , ricavati a partire dalla resistenza alla penetrazione misurata con il *pocket penetrometer* e dalle prove di laboratorio triassiali non consolidate non drenate.

RELAZIONE GEOTECNICA

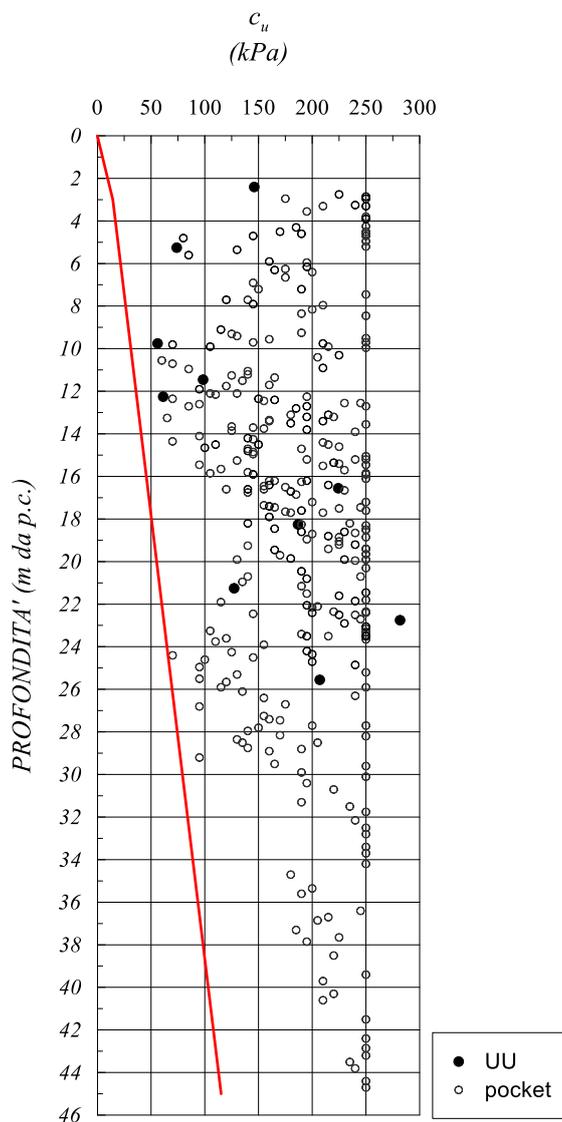


Figura 20: Unità geotecnica E - Caratteristiche di resistenza non drenata da prove di laboratorio e da pocket.

Dal grafico di Figura 20 si osserva che i risultati ottenuti dalle prove triassiali non consolidate non drenate (UU) confermano i valori di c_u determinati mediante l'elaborazione dei *pocket penetrometer*: nello specifico, i valori della resistenza a taglio non drenata ottenuti da tali prove risultano mediamente compresi nell'intervallo 80÷250 kPa. Si osserva che nel caso delle prove eseguite con il pocket, il valore di 250 kPa corrisponde al fondoscala dello strumento, e quindi per tali punti di misure il valore della coesione non drenata potrebbe risultare superiore.

Nello stesso grafico, inoltre, l'andamento della resistenza non drenata è posto a confronto con l'andamento della retta di equazione $c_u = 0.24 \sigma'_v$, che rappresenta una stima attendibile del valore della resistenza non drenata di un materiale coesivo normalmente consolidato: eccetto alcuni punti che dalla profondità di circa 24 m si avvicinano alla retta di normalconsolidazione, i valori di c_u ottenuti dalle prove appaiono generalmente lontani da tale retta.

Ulteriori considerazioni in merito possono essere fatte osservando il grafico riportato in Figura 21, in cui vengono riportati i valori di *OCR* determinati partendo dai valori della resistenza non drenata ottenuti dai *pocket*, attraverso la relazione definita nel paragrafo 4.3.

OCR

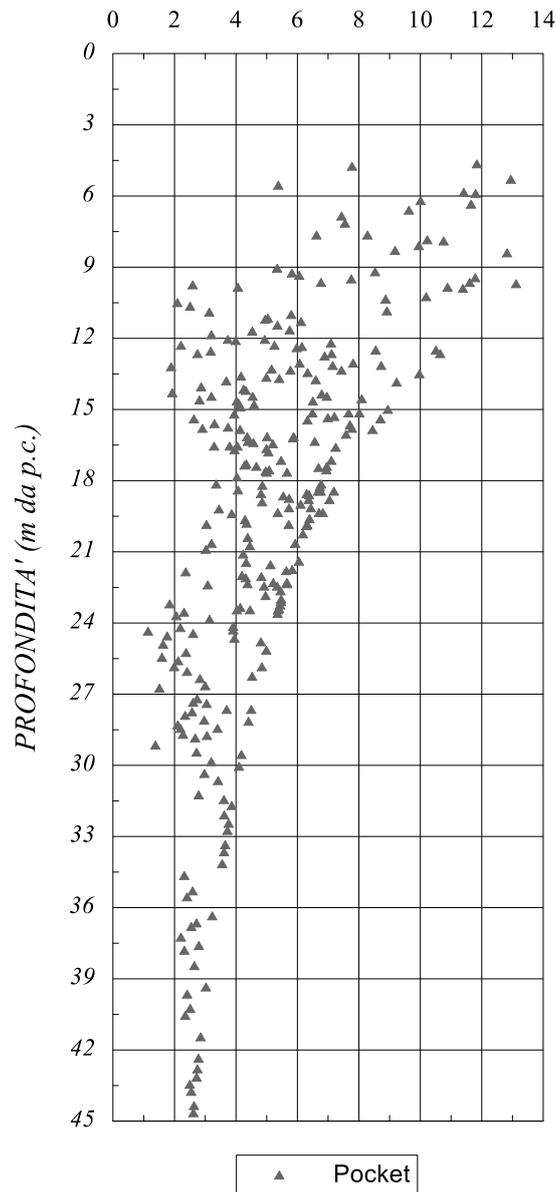


Figura 21: Unità geotecnica E - OCR da *pocket*.

Come si può osservare dalla figura, i valori di *OCR* ottenuti dall’elaborazione dei *pocket* risultano compresi tra 3 e 5 per profondità fino a 20 m, mentre a partire dai 20 m di profondità ricadono nell’intervallo 1.5 ÷ 3.

La stima del modulo di rigidezza è stata eseguita interpretando le prove pressiometriche e le MASW (cfr. Figura 22).

RELAZIONE GEOTECNICA

Osservando i punti riportati sul grafico, emerge che nei primi 18 m di profondità il modulo E' assume valori compresi tra 40 e 80 MPa, mentre a profondità maggiori esso è contenuto negli intervalli $80 \div 140$ MPa, fino a circa 32 m, e $125 \div 250$ MPa, per profondità maggiori di 32 m; i valori più alti che si osservano a partire dalla profondità di 32 m sono riferiti alle argille appartenenti alla formazione di Sillano.

E'

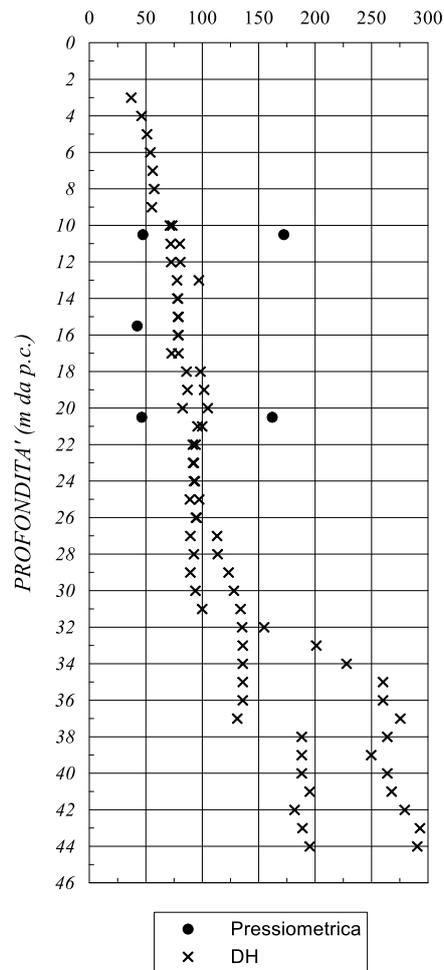


Figura 22: Unità geotecnica E – Stima del modulo E' .

Dalle prove edometriche eseguite durante le due campagne d'indagine sono stati stimati i valori del coefficiente di compressibilità C_c , di rigonfiamento C_s e del coefficiente di consolidazione verticale c_v (cfr. Figura 23).

RELAZIONE GEOTECNICA

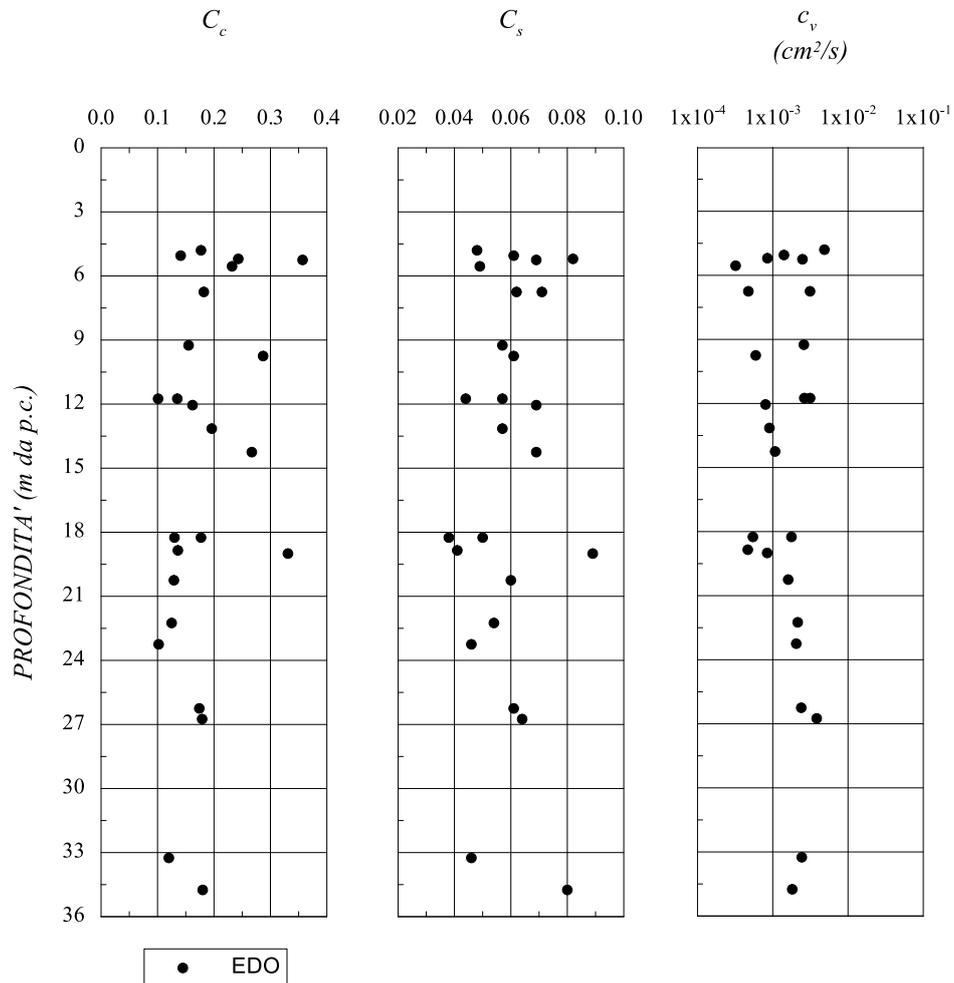


Figura 23: Unità E - Coefficienti di compressibilità, rigonfiamento e consolidazione verticale ottenuti dalle prove edometriche.

I coefficienti C_c e C_s risultano rispettivamente compresi tra 0.1 e 0.3 e tra 0.05 e 0.07.

Relativamente al coefficiente di consolidazione c_v , dall'interpretazione delle prove edometriche sono stati ottenuti valori compresi nell'intervallo $5 \times 10^{-4} \div 5 \times 10^{-3} cm^2/s$, ovvero $c_v = 5 \times 10^{-8} \div 5 \times 10^{-7} m^2/s$.

Sul litotipo in esame si dispone, infine, di una prova *Lefranc* che restituisce un valore di permeabilità k pari a $9.90 \times 10^{-7} m/s$.

5 MODELLO GEOTECNICO

Sulla base di quanto esposto nei paragrafi da 4.2 a 4.6, in Tabella 11 si riepilogano gli intervalli di variabilità dei parametri geotecnici dei litotipi A, B, C, D, E. In particolare, per le grandezze caratterizzate da intervalli di variabilità piuttosto ampi (secondo quanto osservato nei grafici illustrati nei paragrafi precedenti), si riporta tra parentesi un range più ristretto di valori [caratteristici] che è possibile assumere in fase di progetto delle opere che interessano il tracciato.

Tabella 11: Caratterizzazione unità geotecniche.

Unità geotecnica	Unità geologica	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	z (m da p.c.)	c_u (kPa)	E' (MPa)	OCR (-)	Cc (-)	Cs (-)	c_v (m ² /s)
A Sabbia e ghiaia	a, at, at2, at3	19.5	5÷30 [10÷20]	24÷32 [25÷27]	0÷2 >2	-	5÷25 25÷50	-	-	-	-
B Argilliti	Pb	20	10÷30	22÷35 [28÷30]	0÷20 >20	150÷250 100÷250	50÷120 100÷300	3÷5 1.5÷3	0.1÷0.2	0.04÷0.08	1x10 ⁻⁷ ÷ 1x10 ⁻⁶
C Calcare/Ghiaia	CV	21	13÷14	34÷35	0÷10 >10	-	40÷80 60÷250	-	-	-	-
D Breccia/Ghiaia	CM	19	0	35÷44 [35÷37]	0÷12 >12	-	50÷100 100÷250	-	-	-	-
E Argille/Limi	dl, Pa, Ps, Sil	19.5	10÷35	22÷28 [23÷25]	0÷9 9÷18 >18	80÷250	40÷60 60÷80 80÷120	5÷12 3÷5 1.5÷3	0.1÷0.3	0.04÷0.07	5x10 ⁻⁸ ÷ 5x10 ⁻⁷

6 REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI

La campagna di indagine del 2019 ha previsto la realizzazione di un monitoraggio piezometrico mediante l'installazione di tubi aperti e celle di Casagrande, di cui, alla data attuale, si dispone di una sola lettura eseguita all'inizio del mese di settembre 2019. Nella campagna di indagine del 2000 erano previsti piezometri a tubo aperto in n. 7 sondaggi, ma dalla documentazione in possesso della scrivente, relativa al Progetto Definitivo, sembra che non siano mai state effettuate letture. Per la ricostruzione del livello della falda, dunque, si è fatto riferimento esclusivamente alle letture eseguite sui piezometri installati nell'ultima campagna di indagine, che sono riepilogate in Tabella 12.

Tabella 12: Tabella riassuntiva delle misure piezometriche relative alla campagna d'indagine 2019 – Letture del 4-5/09/2019.

Sondaggio	Quota p.c.	Profondità sondaggio (m da p.c.)	Quota falda Tubo Aperto		Quota falda Casagrande		NOTE
	(m s.l.m.)		(m da p.c.)	(m s.l.m.)	(m da p.c.)	(m s.l.m.)	
SG02-PZ	154.99	30	-	-	2.45	152.54	-
SG04-PZ	171.62	30	-	-	10.35	161.27	-
SG06-PZ	159.73	30	-	-	3.22	156.51	-
SG12-PZ	182.88	30	-	-	3.89	178.99	-
SG14-PZ	159.76	15	3.90	155.86	3.85	155.91	-
SG15-PZ	167.27	20	3.15	164.12	3.15	164.12	-
SG19-PZ	175.14	20	-	-	6.15	168.99	-
SG21-PZ	193.83	30	-	-	3.58	190.25	-
SG24-PZ	163.34	25	-	-	7.25	156.09	-
SG27-PZ	166.81	40	8.89	157.92	8.90	157.91	-
SG30-PZ	173.26	20	-	-	-	-	Sommerso nelle risaie
SG33-PZ	204.58	25	5.73	198.85	5.70	198.88	-
SG37-PZ	190.81	25	-	-	23.16	167.65	-
SG38-PZ	177.06	20	-	-	-	-	Inaccessibile
SG39-PZ	178.14	23,3	-	-	1.88	176.26	-
SG40-PZ	184.03	25	4.85	179.18	-	-	-
SG41-PZ	185.90	25	-	-	-	-	Inaccessibile

Il livello di progetto della falda lungo l'intero tracciato stradale è riportato nell'elaborato “Profilo geotecnico longitudinale - Tav. 1÷7” (T00-GE00-GET-FG01÷07).

7 VERIFICHE DI STABILITA'

7.1 CRITERIO DI VERIFICA

In aderenza alle prescrizioni della normativa vigente (“Norme Tecniche delle costruzioni” del 17/01/2018 [NTC2018]), le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) consistono, in generale, nel verificare il rispetto della condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove con E_d si indica il valore di progetto delle azioni, o degli effetti delle azioni, e con R_d il valore di progetto delle resistenze. La verifica di tale condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti rispettivamente per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Le azioni di progetto, o gli effetti delle azioni, E_d sono valutabili a partire dalle azioni caratteristiche adottando per i coefficienti parziali γ_F i valori specificati nella seguente tabella (Tabella 6.2.I delle NTC20018).

Tabella 13: Coefficienti parziali per le azioni o gli effetti delle azioni (NTC2018).

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

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

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{qs} .

Le resistenze di progetto R_d si determinano a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza, divisi per i coefficienti parziali γ_M specificati nella seguente tabella (Tabella 6.2.II delle NTC2018) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R , specifici per ciascun tipo di opera.

Tabella 14: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (NTC2018).

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

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

Le verifiche di sicurezza dei rilevati fanno riferimento, come prescritto dalla normativa, alle opere di materiali sciolti (rilevati, argini di difesa per fiumi, canali e litorali, rinfianchi, rinterrati, terrapieni e colmate); in particolare, deve risultare rispettata la condizione $E_d \leq R_d$ verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici secondo l'Approccio 1 Combinazione 2: A2+M2+R2, tenendo conto di quanto riportato nella seguente tabella (Tabella 6.8.I delle NTC2018).

Tabella 15: Coefficiente parziale per la verifica di stabilità globale per opere di materiali sciolti (NTC2018).

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Si osserva che, in condizioni statiche, i coefficienti parziali di sicurezza del gruppo M2 sono stati cautelativamente applicati anche per le caratteristiche geotecniche del rilevato, eseguendo di fatto le analisi con un valore di progetto dell'angolo di attrito ($\varphi_d'=29.3^\circ$) inferiore al valore caratteristico ($\varphi_k'=35^\circ$) pur risultando quest'ultimo una prescrizione di progetto e non una stima ragionata e cautelativa del parametro.

Le analisi in presenza di sisma sono state effettuate adottando il metodo pseudo-statico, in cui l'azione sismica è rappresentata da una azione statica equivalente proporzionale al peso W del volume di terreno instabile; le componenti orizzontali e verticali di tale forza possono esprimersi come $F_h=k_h W$ e $F_v=k_v W$, dove il coefficiente k_h è legato all'accelerazione di picco dalla relazione:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = \beta_m \cdot \frac{S_S \cdot S_T \cdot a_g}{g}, \quad k_v = \pm 0.5 k_h, \quad \text{con}$$

- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento;
- β = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- S_S = coefficiente che tiene conto della amplificazione stratigrafica;
- S_T = coefficiente di amplificazione topografica;

Per le verifiche allo stato limite ultimo (SLV) è stato assunto $\beta = 0.38$.

Nella tabella seguente si riportano i valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica, definite per il sito di riferimento e per la specifica tipologia di opera:

Tabella 16: Riepilogo grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica.

Stato limite	Vita Nominale V_N	Classe d'uso	CU	ag/g	Cat. terreno	S_T	F_0	S_S	a_{\max}/g	β	k_h	k_v
	[anni]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
SLV	50	IV	2	0.174	B	1.0	2.526	1.200	0.209	0.38	0.079	± 0.040
SLV	50	IV	2	0.174	C	1.0	2.526	1.436	0.250	0.38	0.095	± 0.047
SLV	50	IV	2	0.174	E	1.0	2.526	1.517	0.264	0.38	0.100	± 0.050

In condizioni sismiche, le verifiche SLU vengono effettuate assumendo valori unitari per i coefficienti parziali da applicare alle azioni (A_i) ed ai parametri geotecnici (M_i). Per le verifiche di stabilità, inoltre, è definito un coefficiente parziale da applicare alle resistenze $\gamma_R = 1.2$ (cfr. par. 7.11.4 delle NTC2018).

Tutte le analisi di stabilità sono state eseguite nell'ipotesi di problema piano con i tradizionali metodi dell'equilibrio limite globale, schematizzando il terreno come un mezzo rigido-plastico e adottando il criterio di rottura di *Mohr-Coulomb*. In particolare, è stato utilizzato il metodo delle strisce, nel quale la porzione di terreno delimitato dalla generica superficie S e dalla superficie topografica è suddivisa in settori verticali in modo da valutare, seppur in modo approssimato e discreto, la distribuzione della tensione efficace normale

e della corrispondente resistenza a taglio lungo la superficie di scorrimento; in dettaglio, si è utilizzato il metodo di *Bishop* (1955). Tutte le analisi sono state effettuate con il codice di calcolo numerico RocScience Slide.

Per i terreni a grana fine, le analisi sono state eseguite considerando, per i terreni a grana fine, sia le condizioni drenate (parametri di resistenza definiti in tensioni efficaci) che le condizioni non drenate (parametri di resistenza definiti in tensioni totali); in presenza di sisma, è stato considerato solo il comportamento in condizioni non drenate.

Per le condizioni di esercizio, in condizioni statiche è stato considerato un valore caratteristico del sovraccarico stradale $q_k = 20$ kPa uniformemente ripartito sulla sede stradale, cui corrisponde un valore di progetto $q_d = 26$ kPa ($\gamma_F = 1.3$); in condizioni sismiche, applicando un fattore di combinazione $\psi = 0.2$, si ottiene un valore caratteristico del sovraccarico stradale $q'_k = 4$ kPa pari al valore di progetto q'_d ($\gamma_F = 1.0$).

Nel paragrafo seguente sono descritte le analisi eseguite per le sezioni più significative, individuate tenendo conto delle condizioni geometriche e stratigrafiche.

Tra le sezioni studiate sono state incluse anche le sezioni tracciate in corrispondenza delle 4 aree (aree PFE) segnalate dal PAI-Ombrone come interessate da erosione diffusa e definite a pericolosità G3 (cfr. relazione geologica T00-GE00-GEO-RE01-B), per le quali lo studio geologico non ha rilevato condizioni di instabilità che possa interessare il tracciato stradale. Per le aree n.1 (tra le progr. 41+700 e 41+940 circa) e n.2 (tra le progr. 43+180 e 43+280 circa) che si trovano a ridosso dell'asse principale, è stata prevista la messa in opera di vimate vive aventi la funzione di protezione nei confronti dell'erosione superficiale.

7.2 MODELLO GEOTECNICO DI CALCOLO

Nella tabella seguente sono riportati i valori dei parametri geotecnici, interi e parzializzati, adottati per le diverse unità geotecniche nelle verifiche di stabilità.

Tabella 17: Modello geotecnico impiegato nelle verifiche di stabilità (valori caratteristici e di progetto).

Unità geotecnica	Descrizione	γ (kN/m ³)	c_{uk} (kPa)	c'_k (kPa)	ϕ'_k (°)	c_{ud} (kPa)	c'_d (kPa)	ϕ'_d (°)
Ril e R	Rilevati e coperture antropiche	18	-	0	35	-	0	29.3
UgA	Sabbia e ghiaia	19.5	-	15	26	-	12	21.3
UgB	Argilliti	20	150	15	29	107	12	23.9
UgC	Calcere/Ghiaia	21	-	12.5	34	-	10	28.4
UgD	Breccia/Ghiaia	19	-	0	36	-	0	30.2
UgE	Argille/Limi	19.5	150	20	24	107	16	19.6

7.3 RISULTATI DELLE VERIFICHE DI STABILITÀ

Le tabelle seguenti riepilogano i coefficienti di sicurezza, FS (rapporto R_d/F_d), ottenuti nelle verifiche di stabilità, mentre nelle figure successive sono riportati i risultati delle analisi di stabilità in forma grafica. Per le analisi in condizioni sismiche si riporta solo l'output della condizione più gravosa tra k_{v+} [sisma verso il basso] e k_{v-} [sisma verso l'alto].

Tabella 18: Riepilogo dei coefficienti di sicurezza ($FS = R_d/F_d$) ottenuti dalle verifiche di stabilità in corrispondenza delle aree PFE.

Sezione	Progressiva	Opera	Categoria suolo	FS_{min}	FS_{min}
				statico Hw = 0 m	sismico Hw = 0m
SG02 – ante operam	41780 ÷ 41940	trincea	B	3.162	-
SG02 – post operam				2.893	2.197
SG03 – ante operam	43+180 ÷ 43+280	rilevato in terra armata	B	1.753	-
SG03 – post operam				1.672	1.371
SG04 – ante operam	43+440 ÷ 43+540	strada a raso	B	4.026	-
SG04 – post operam				6.450	3.733
SG05 – ante operam	44+280 ÷ 44+350	rilevato	B	2.761	-
SG05 – post operam				2.656	1.460

Tabella 19: Riepilogo dei coefficienti di sicurezza ($FS = R_d/F_d$) ottenuti dalle verifiche di stabilità dei rilevati e dei fronti di scavo.

Sezione	Progressiva	Opera	Categoria suolo	FS_{min}	FS_{min}	FS_{min}
				statico Hw = 0m	statico Hw > 0m	sismico Hw = 0m
45 in AP	42+560	rilevato	C	1.337	-	1.499
144 in AP	44+380	rilevato	B	1.208	-	1.306
184 in AP	45+300	rilevato	B	1.249	1.148	1.331
225 in AP	46+000	rilevato	B	1.316	-	1.494
262 in AP	46+740	rilevato	C	1.226	-	1.328
453 in AP	50+260	rilevato	B	1.285	1.590	1.356
576 in AP	52+560	rilevato	C	1.457	-	1.630
13 in VS (R5_s.v. Ponticini)	0+160	rilevato	C	1.180	-	1.323
22 in VS3	0+189	rilevato	B	1.117	-	1.265
6 in VS5bis	0+193	rilevato	C	1.188	-	1.235
18 in VS (Campestre 1bis)	0+172	fronte di scavo	C	1.492	-	1.495
21 in VS (Sv. Fontazzi R5)	0+173	fronte di scavo	C	1.375	-	1.386

Nota: AP = asse principale; VS = viabilità secondaria.

Hw = tirante idraulico (quota dell'acqua sopra il p.c.)

Le verifiche sono in ogni caso soddisfatte, risultando i valori dei coefficienti di sicurezza FS_{min} , sempre maggiori del valore minimo richiesto dalla normativa ($\gamma_R = 1.1$ in condizioni statiche e $\gamma_R = 1.2$ in condizioni sismiche).

Sez. geologica SG02 in corrispondenza dell’area ad erosione diffusa tra prg. 41+780 e 41+940 circa
Configurazione ante-operam _ Condizioni statiche, di breve termine (analisi in tensioni totali)
falda a piano campagna

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 3.162 > 1.1$.

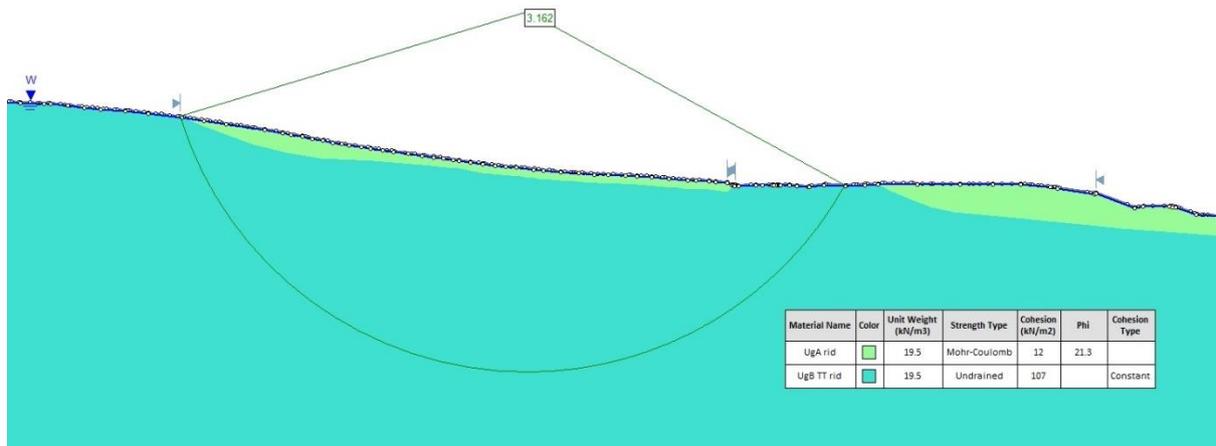


Figura 24 – Sez. SG02 ante operam _Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di breve termine [$F_{S_{min}} > 1.1$].

Sez. geologica SG02 in corrispondenza dell’area ad erosione diffusa tra prg. 41+780 e 41+940 circa
Configurazione ante-operam _ Condizioni statiche, di lungo termine (analisi in tensioni efficaci)
falda a piano campagna

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 4.596 > 1.1$.

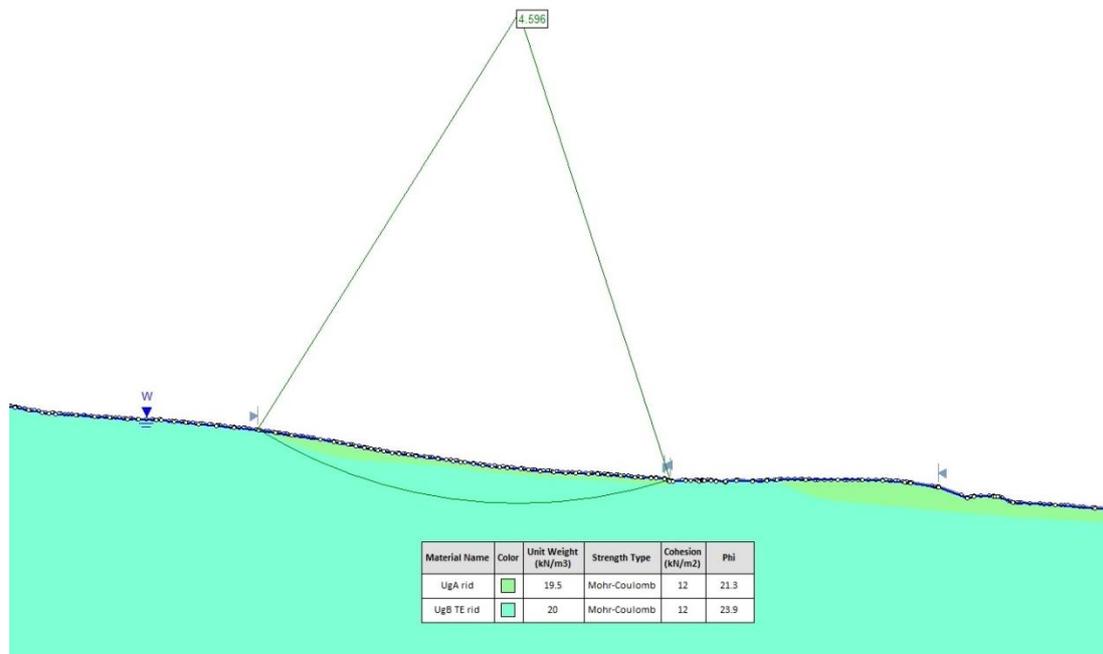


Figura 25 – Sez. SG02 ante operam _Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di lungo termine [$F_{S_{min}} > 1.1$].

Sez. geologica SG02 in corrispondenza dell’area ad erosione diffusa tra prg. 41+780 e 41+940 circa

Configurazione post-operam _ Condizioni statiche, di breve termine (analisi in tensioni totali)

falda a piano campagna

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 2.893 > 1.1$.

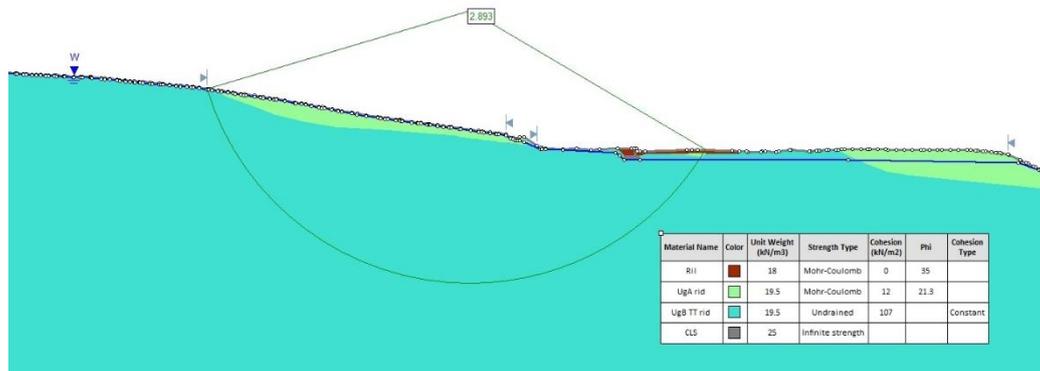


Figura 26 – Sez. SG02 post operam _Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di breve termine [$FS_{min} > 1.1$].

Sez. geologica SG02 in corrispondenza dell’area ad erosione diffusa tra prg. 41+780 e 41+940 circa

Configurazione post-operam _ Condizioni statiche, di lungo termine (analisi in tensioni efficaci)

falda a piano campagna

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 3.527 > 1.1$.

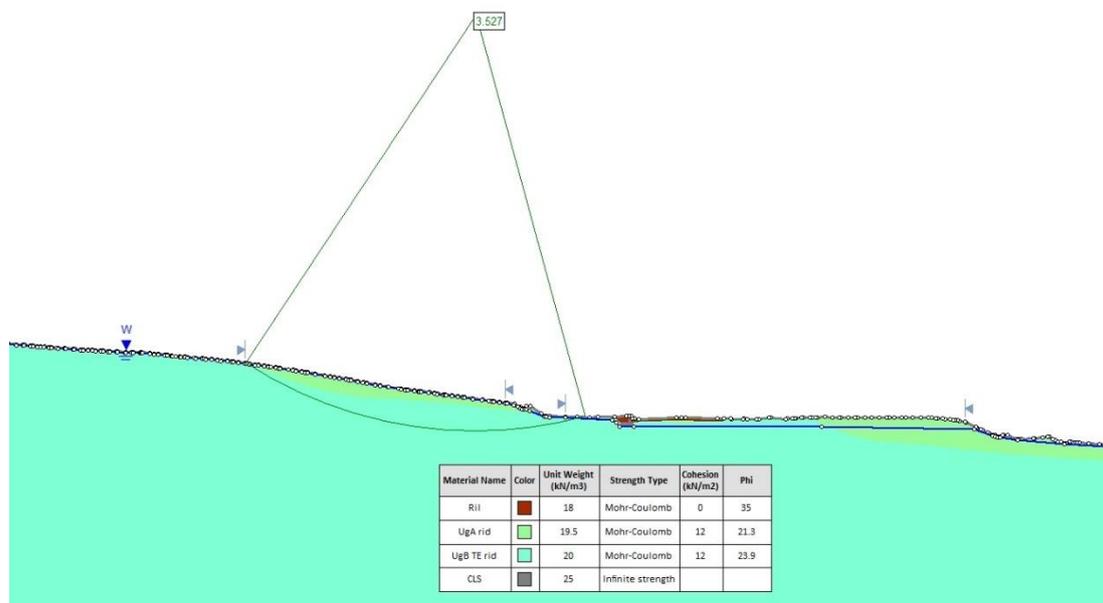


Figura 27 – Sez. SG02 post operam _Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di lungo termine [$FS_{min} > 1.1$].

Sez. geologica SG02 in corrispondenza dell’area ad erosione diffusa tra prg. 41+780 e 41+940 circa

Configurazione post-operam _ Condizioni sismiche (analisi in tensioni totali)

falda a piano campagna

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 2.197 > 1.2$.

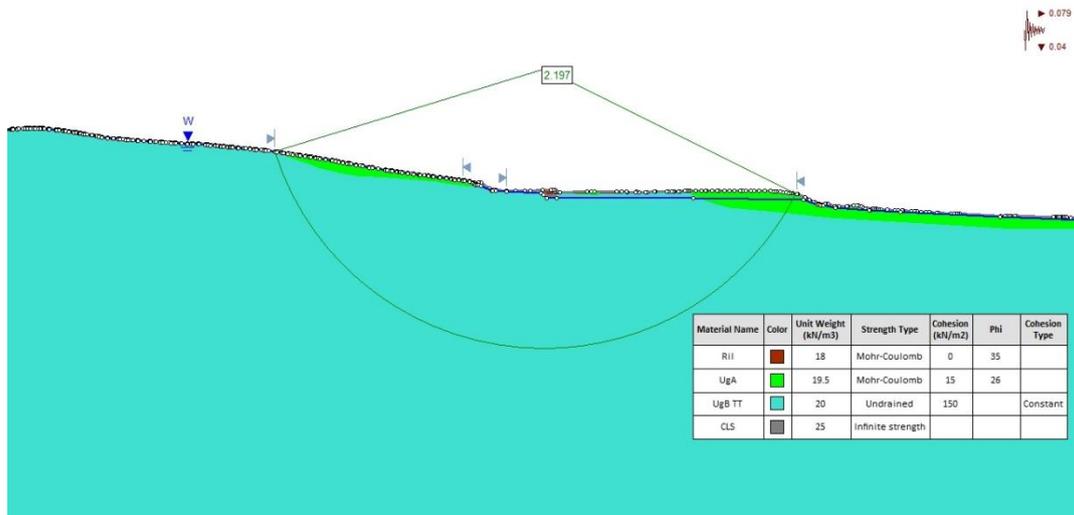


Figura 28 – Sez. SG02 post operam _Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni sismiche [$F_{Smin} > 1.2$].

Sez. geologica SG03 in corrispondenza dell’area ad erosione diffusa tra prg. 43+180 e 43+280 circa

Configurazione ante-operam _ Condizioni statiche, di lungo termine (analisi in tensioni efficaci)

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.753 > 1.1$.

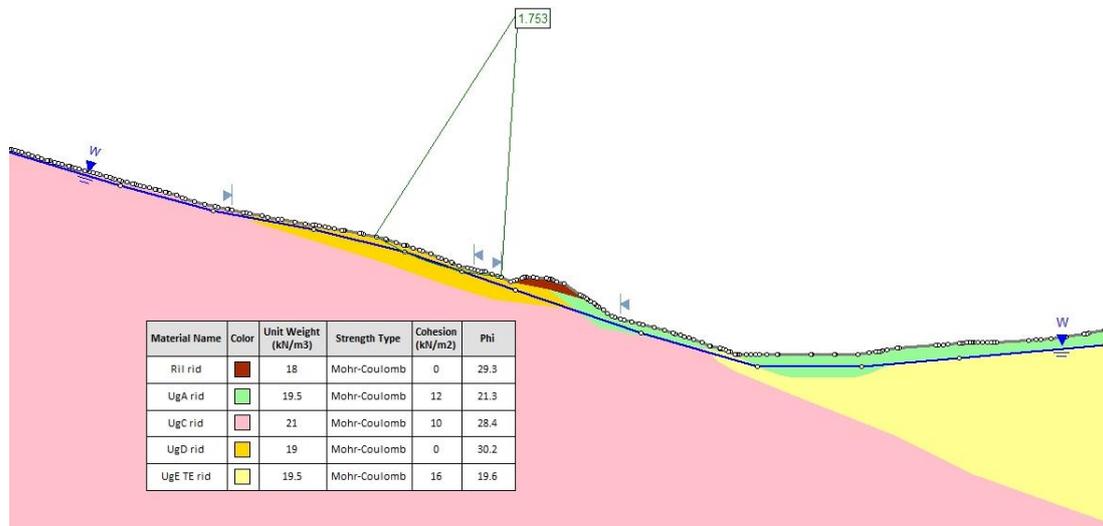


Figura 29 – Sez. SG03 ante operam _Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di lungo termine [$F_{Smin} > 1.1$].

Sez. geologica SG03 in corrispondenza dell'area ad erosione diffusa tra prg. 43+180 e 43+280 circa
Configurazione post-operam _ Condizioni statiche, di lungo termine (analisi in tensioni efficaci)

L'analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.672 > 1.1$.

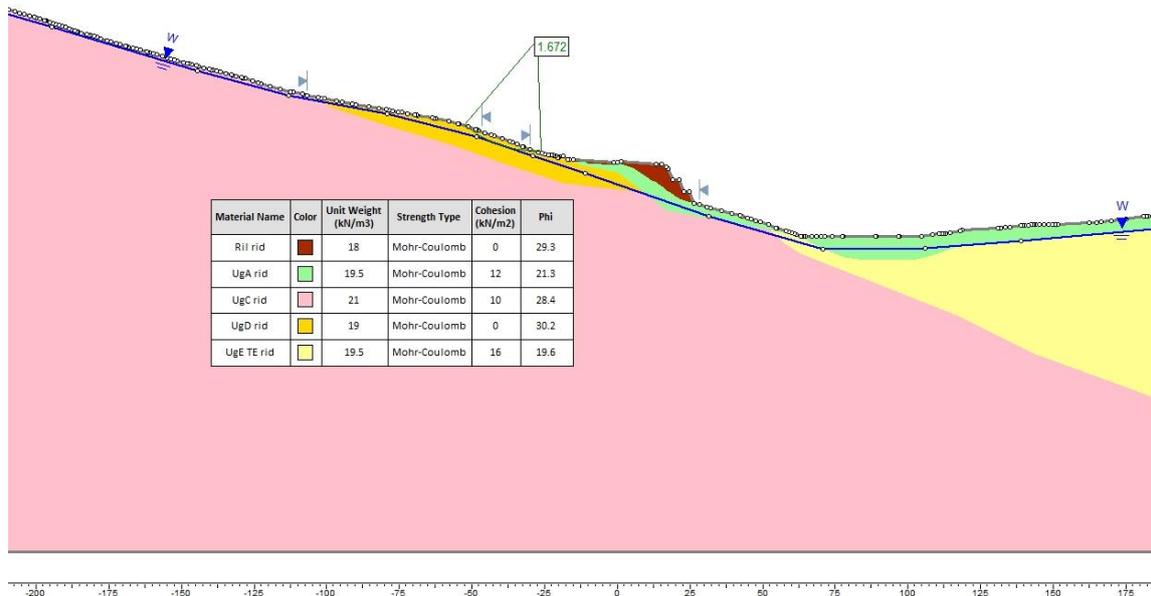


Figura 30 – Sez. SG03 post operam _Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di lungo termine [$FS_{min} > 1.1$].

Sez. geologica SG03 in corrispondenza dell'area ad erosione diffusa tra prg. 43+180 e 43+280 circa
Configurazione post-operam _ Condizioni sismiche, di lungo termine (analisi in tensioni efficaci)

L'analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.371 > 1.2$.

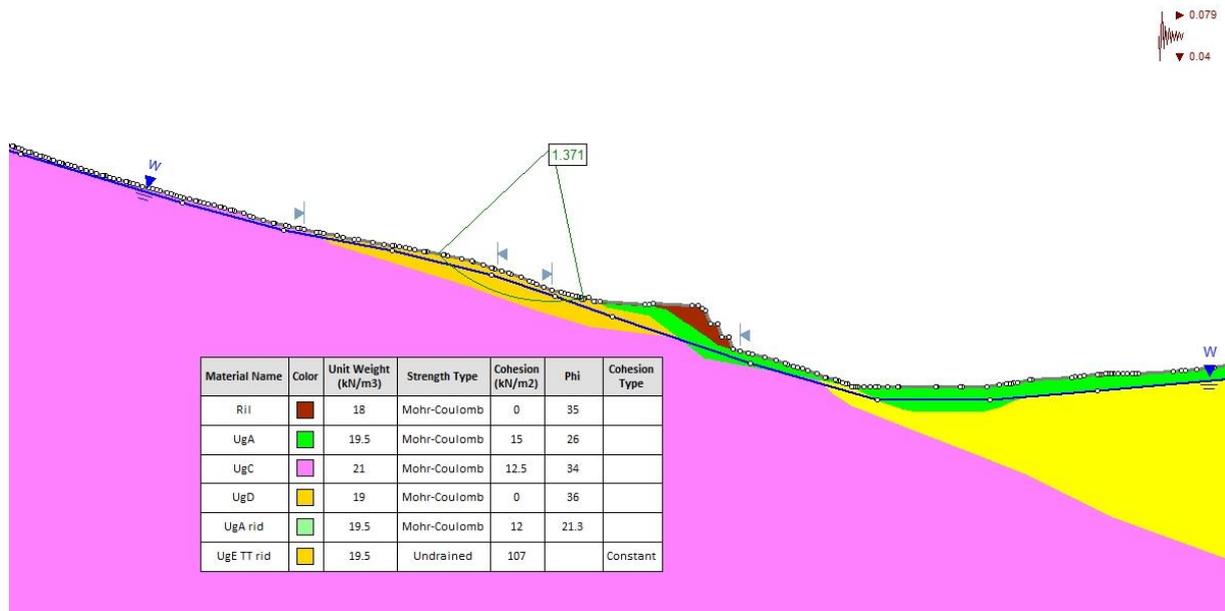


Figura 31 – Sez. SG03 post operam _Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni sismiche [$FS_{min} > 1.2$].

**Sez. geologica SG04 in corrispondenza dell’area ad erosione diffusa tra prg. 43+440 e 43+520 circa
Configurazione ante-operam _ Condizioni statiche, di lungo termine (analisi in tensioni efficaci)**

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 4.026 > 1.1$.

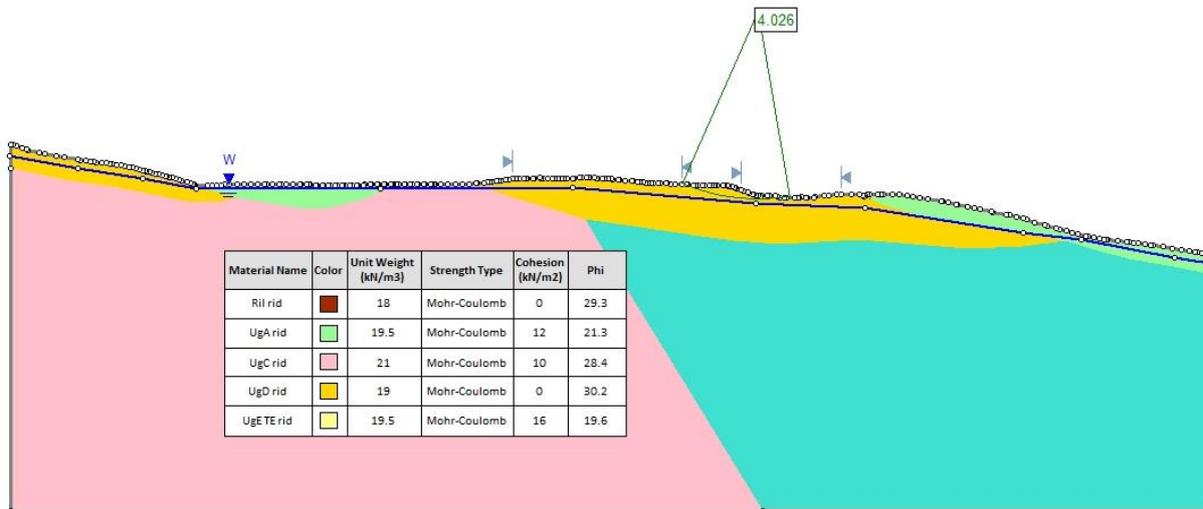


Figura 32 – Sez. SG04 ante operam _Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di lungo termine [$FS_{min} > 1.1$].

**Sez. geologica SG04 in corrispondenza dell’area ad erosione diffusa tra prg. 43+440 e 43+520 circa
Configurazione post-operam _ Condizioni statiche, di lungo termine (analisi in tensioni efficaci)**

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 6.450 > 1.1$.

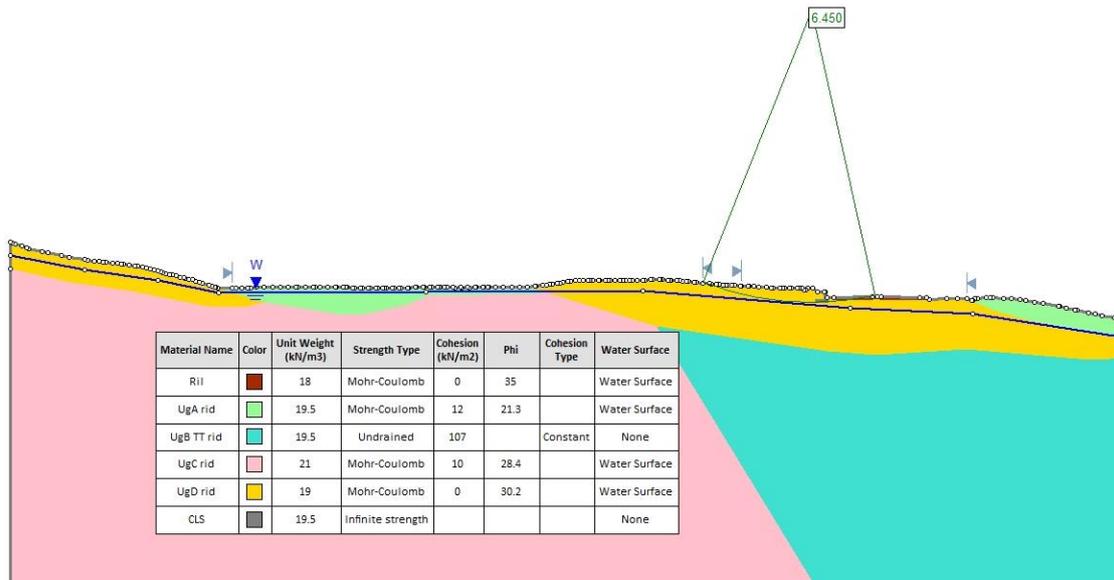


Figura 33 – Sez. SG04 post operam _Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di lungo termine [$FS_{min} > 1.1$].

Sez. geologica SG04 in corrispondenza dell’area ad erosione diffusa tra prg. 43+440 e 43+520 circa
Configurazione post-operam _ Condizioni sismiche, di lungo termine (analisi in tensioni efficaci)
L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 3.733 > 1.2$.

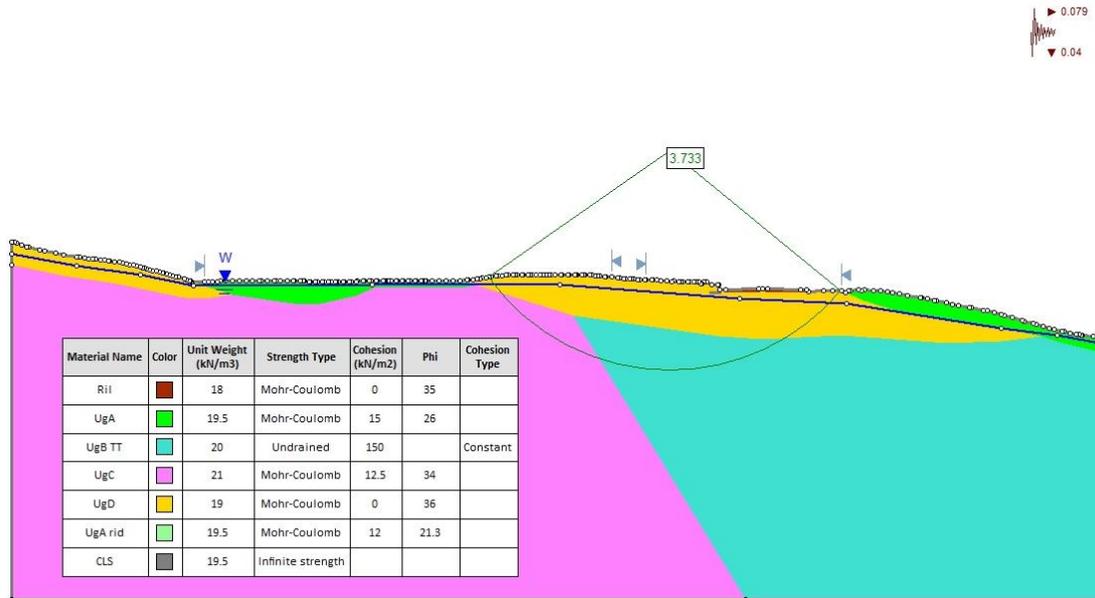


Figura 34 – Sez. SG04 post operam _Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni sismiche [$FS_{min} > 1.2$].

Sez. geologica SG05 in corrispondenza dell’area ad erosione diffusa tra prg. 44+280 e 44+350 circa
Configurazione ante-operam _ Condizioni statiche, di lungo termine (analisi in tensioni efficaci)
L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 2.761 > 1.1$.

RELAZIONE GEOTECNICA

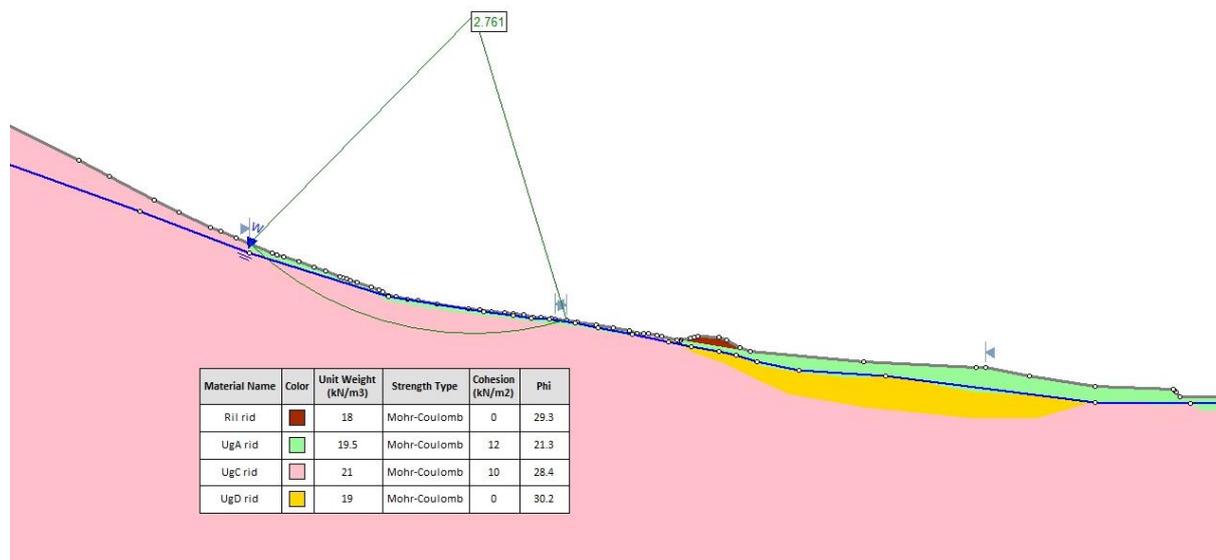


Figura 35 – Sez. SG05 ante operam _Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di lungo termine [$FS_{min} > 1.1$].

Sez. geologica SG05 in corrispondenza dell'area ad erosione diffusa tra prg. 44+280 e 44+350 circa
Configurazione post-operam _ Condizioni statiche, di lungo termine (analisi in tensioni efficaci)

L'analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 2.656 > 1.1$.

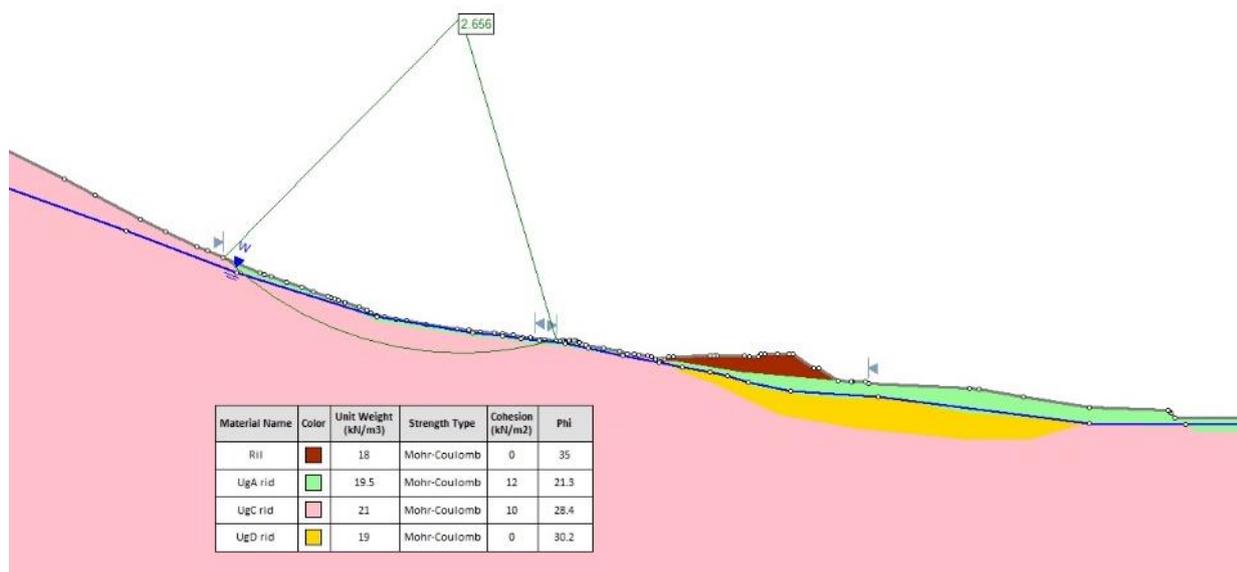


Figura 36 – Sez. SG05 post operam _Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di lungo termine [$FS_{min} > 1.1$].

Sez. geologica SG05 in corrispondenza dell'area ad erosione diffusa tra prg. 44+280 e 44+350 circa
Configurazione post-operam _ Condizioni sismiche, di lungo termine (analisi in tensioni efficaci)

L'analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.460 > 1.2$.

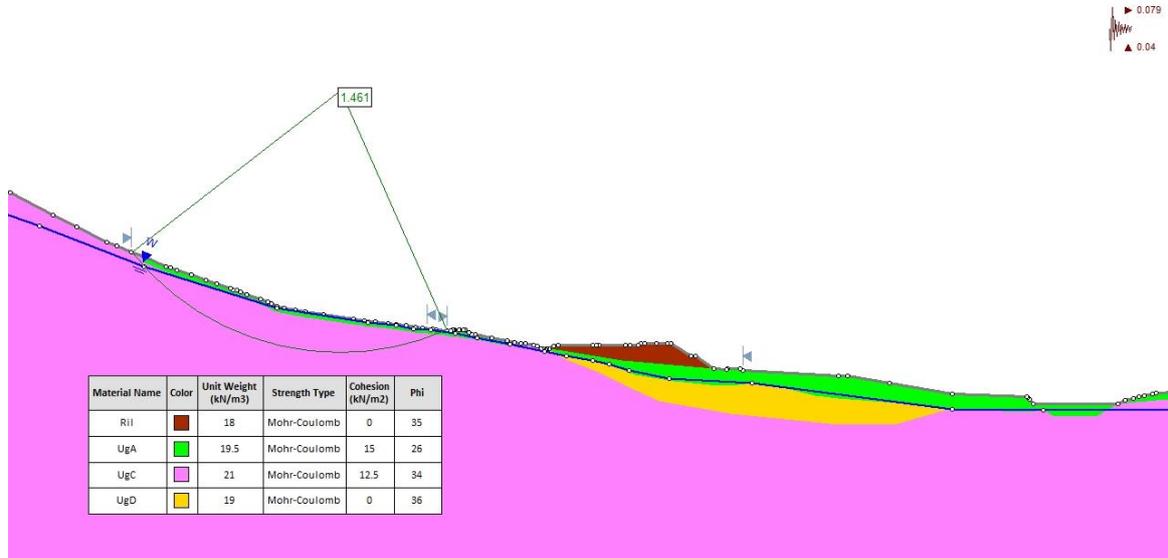


Figura 37 – Sez. SG05 post operam _Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni sismiche [$FS_{min} > 1.2$].

Sez.45 Asse princ. _ Condizioni statiche, di breve termine (analisi in tensioni totali)

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.337 > 1.1$.

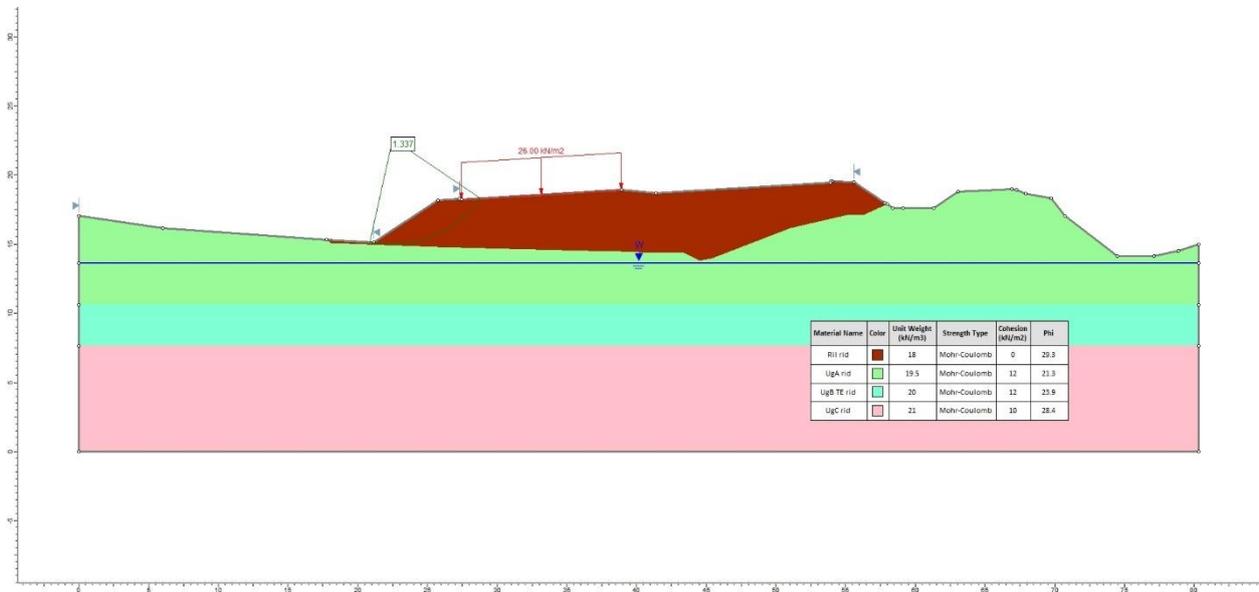


Figura 38 – Sez. 45_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di breve termine [$FS_{min} > 1.1$].

Sez.45 Asse princ. _ Condizioni statiche, di lungo termine (analisi in tensioni efficaci)

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.337 > 1.1$.

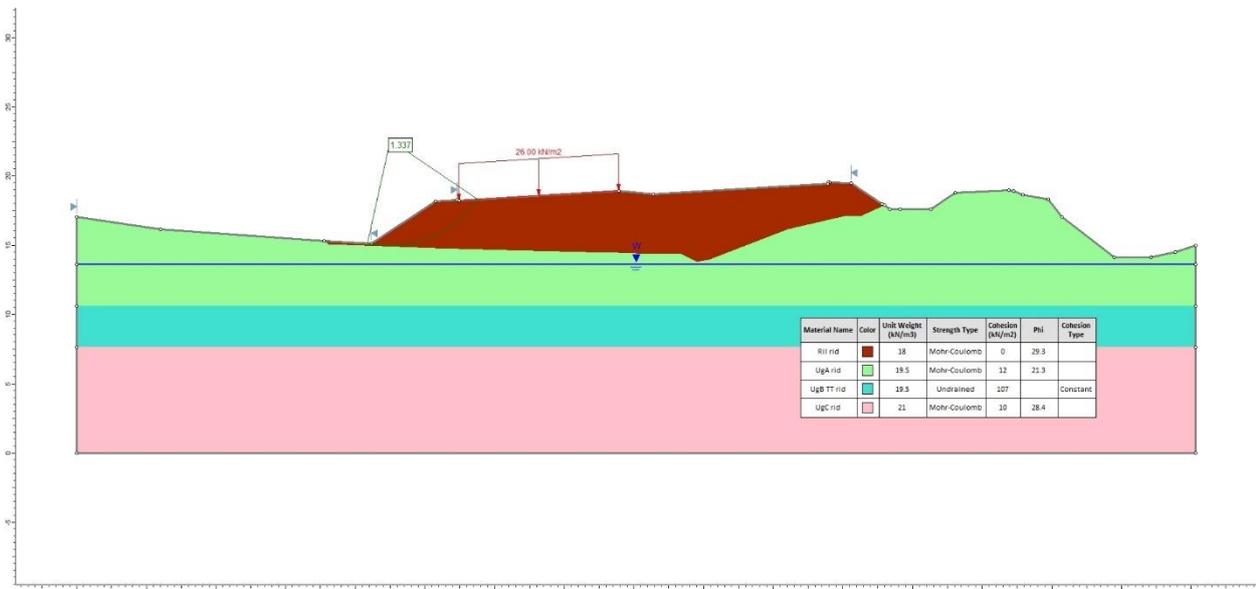


Figura 39 – Sez. 45_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di lungo termine [$FS_{min} > 1.1$].

Sez.45 Asse princ. _ Condizioni sismiche (analisi in tensioni totali)

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.499 > 1.2$.

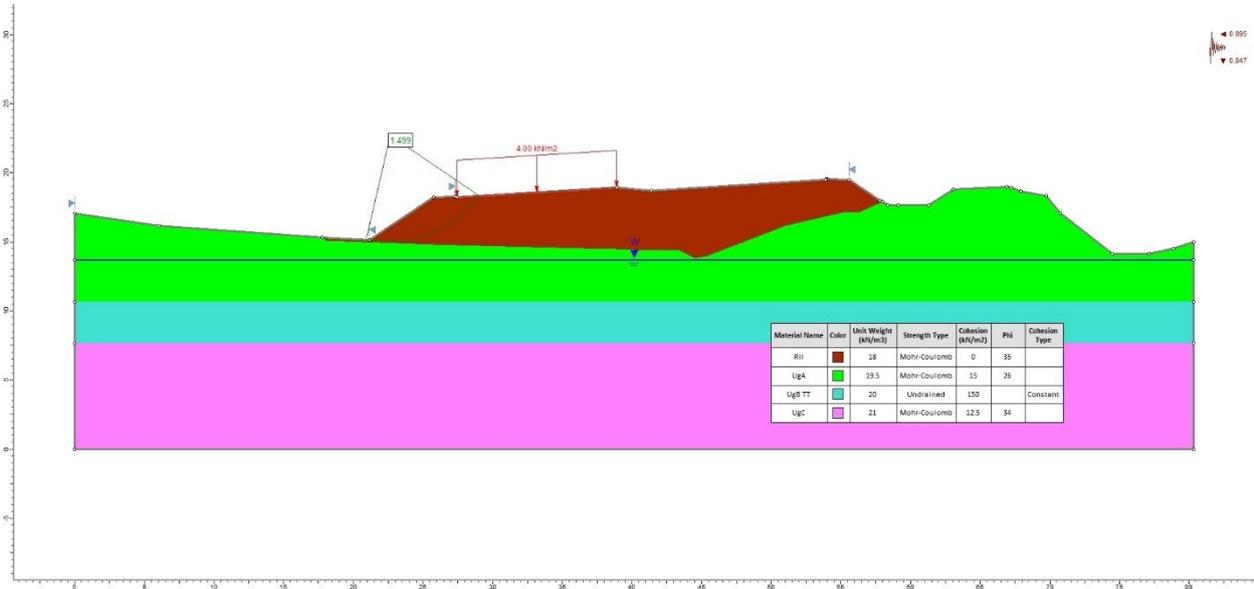


Figura 40 – Sez. 45_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni sismiche [$F_{S_{min}} > 1.2$].

Sez.144 Asse princ. _ Condizioni statiche, di lungo termine (analisi in tensioni efficaci)

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.208 > 1.1$.

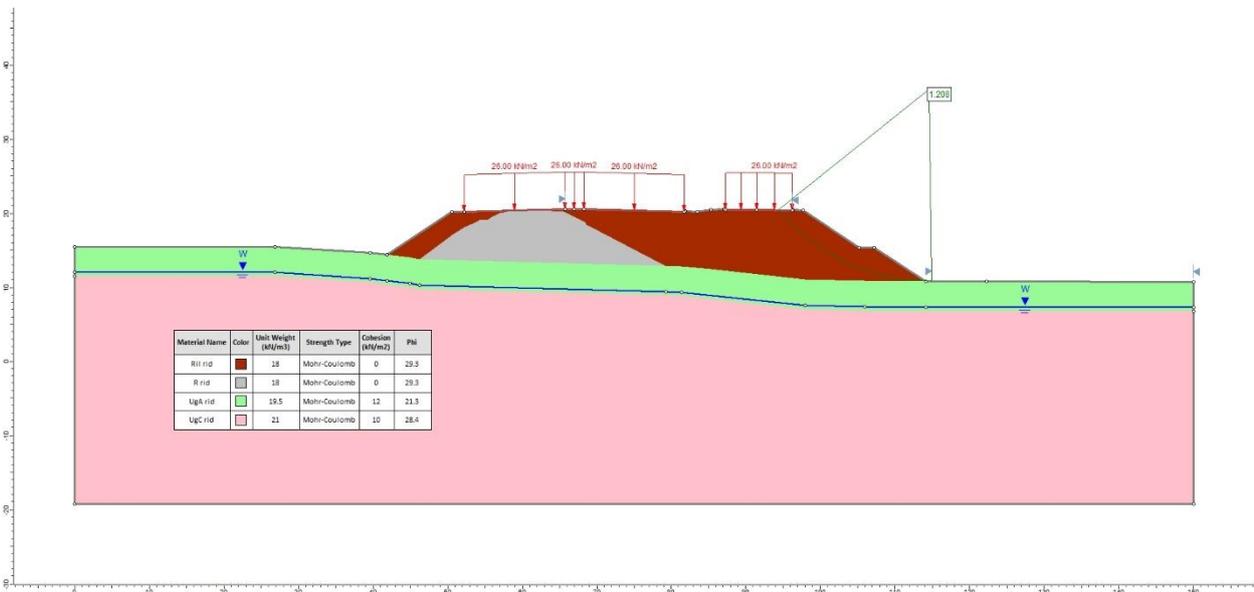


Figura 41 – Sez. 144_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di lungo termine [$F_{S_{min}} > 1.1$].

Sez.144 Asse princ. _ Condizioni sismiche (analisi in tensioni efficaci)

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.306 > 1.2$.

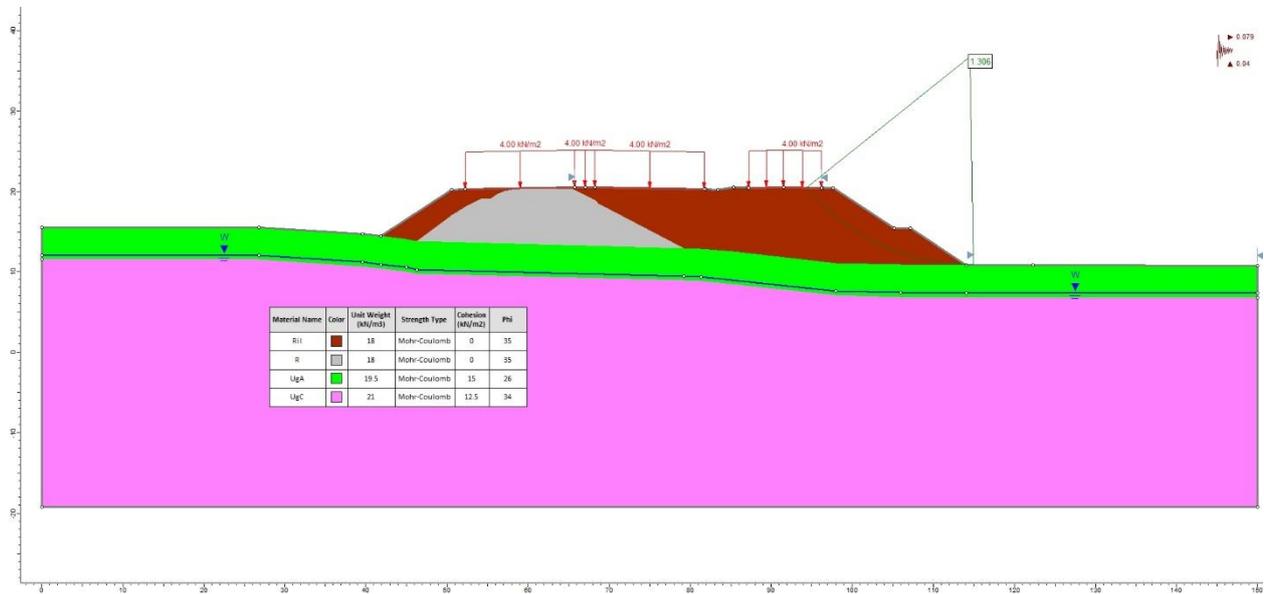


Figura 42 – Sez. 144_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni sismiche [$FS_{min} > 1.2$].

Sez.184 Asse princ. _ Condizioni statiche, di breve termine (analisi in tensioni totali)

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.249 > 1.1$.

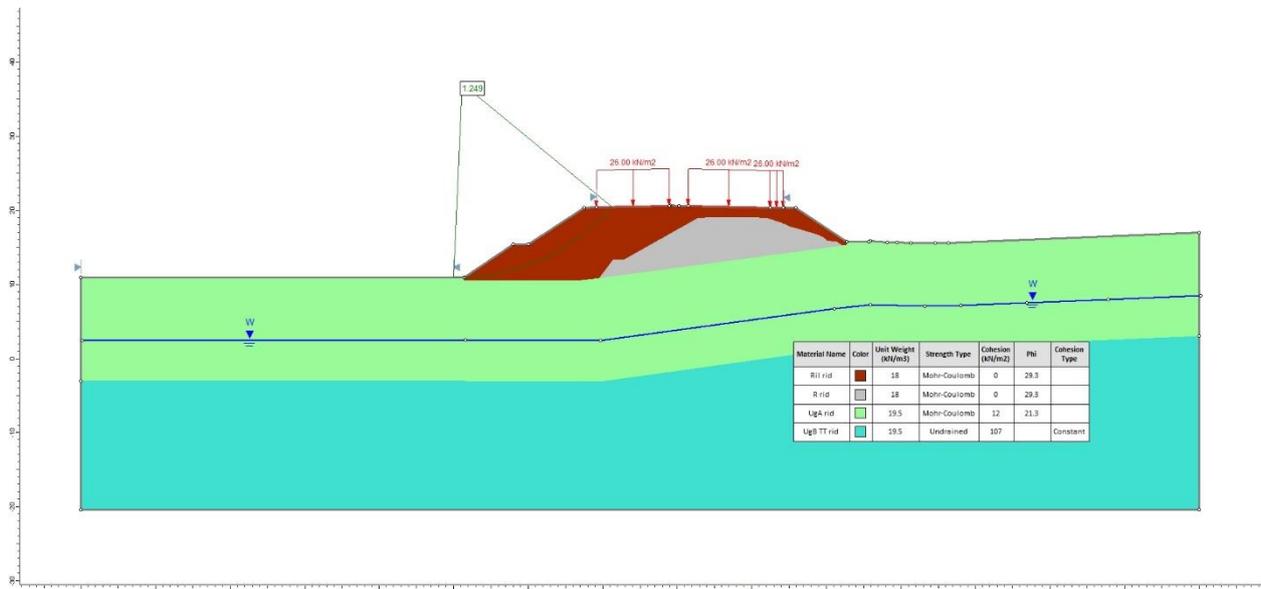


Figura 43 – Sez. 184_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di breve termine [$FS_{min} > 1.1$].

Sez. 184 Asse princ. _ Condizioni statiche, di lungo termine con tirante idraulico Hw = 0 m (analisi in tensioni efficaci)

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.249 > 1.1$.

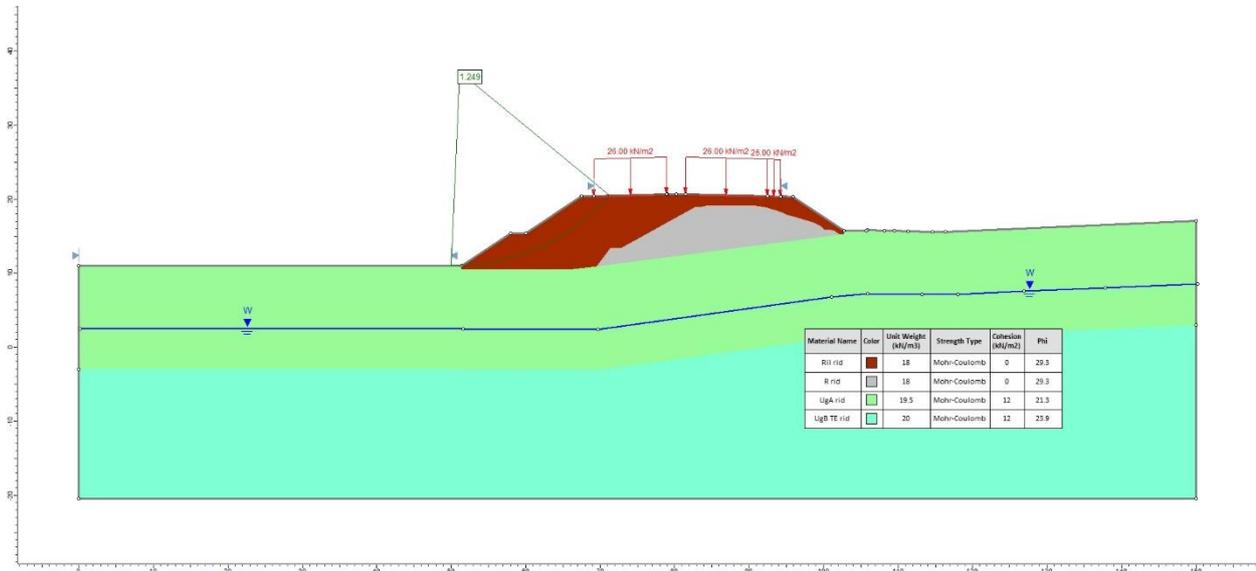


Figura 44 – Sez. 184_ Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di lungo termine [$FS_{min} > 1.1$].

Sez.184 Asse princ. _ Condizioni statiche con tirante idraulico Hw = 2.0 m (analisi in tensioni efficaci)

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.148 > 1.2$.

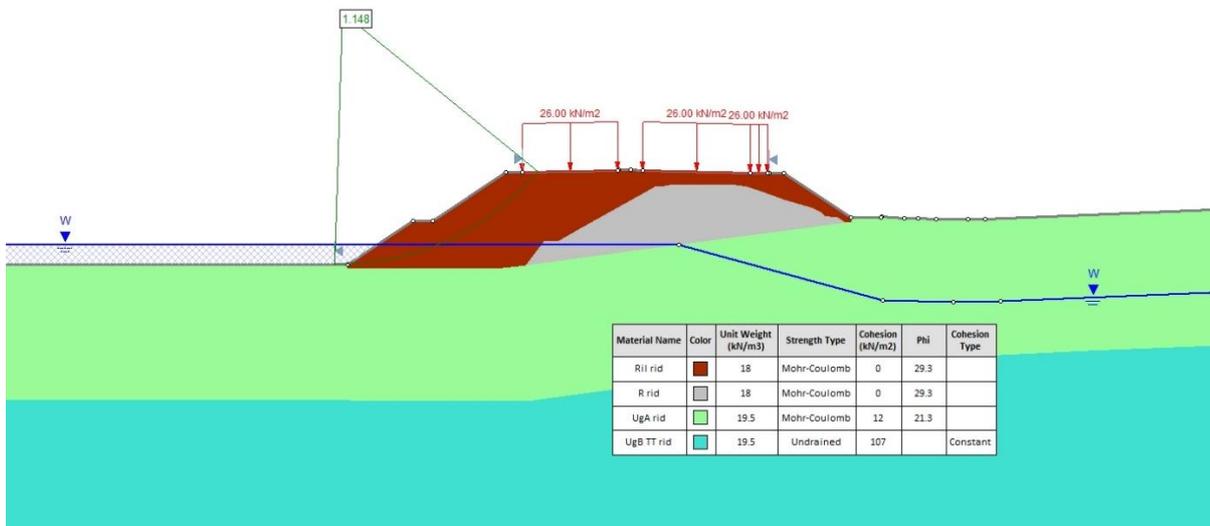


Figura 45 – Sez. 184_ Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche con tirante idraulico Hw = 2.0 m [$FS_{min} > 1.1$].

Sez.184 Asse princ. _ Condizioni sismiche, con tirante idraulico Hw = 0.0 m (analisi in tensioni totali)

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.331 > 1.2$.

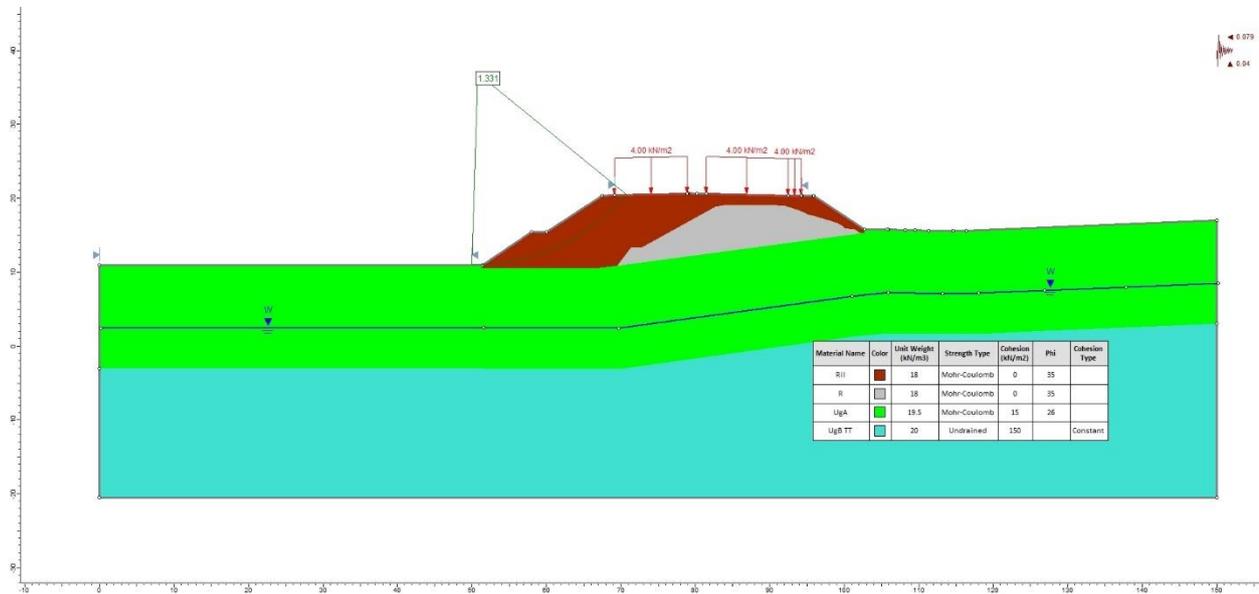


Figura 46 – Sez. 184_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni sismiche [$F_{Smin} > 1.2$].

Sez.225 Asse princ. _ Condizioni statiche, di lungo termine (analisi in tensioni efficaci)

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.316 > 1.1$.

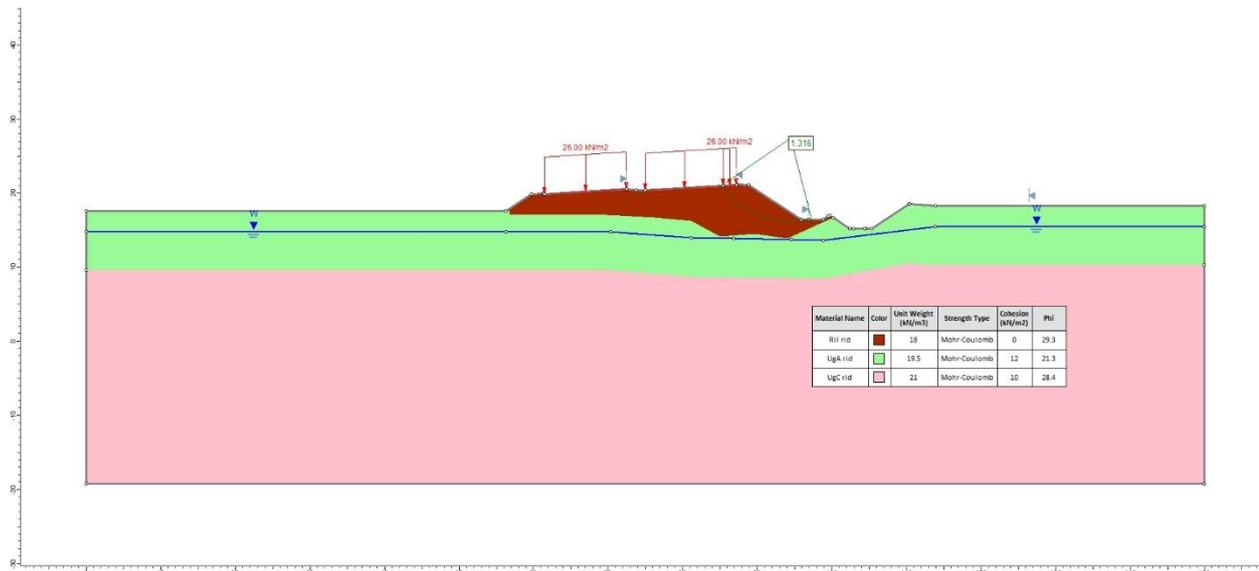


Figura 47 – Sez. 225_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di lungo termine [$F_{Smin} > 1.1$].

Sez. 225 Asse princ. _ Condizioni sismiche (analisi in tensioni efficaci)

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.494 > 1.2$.

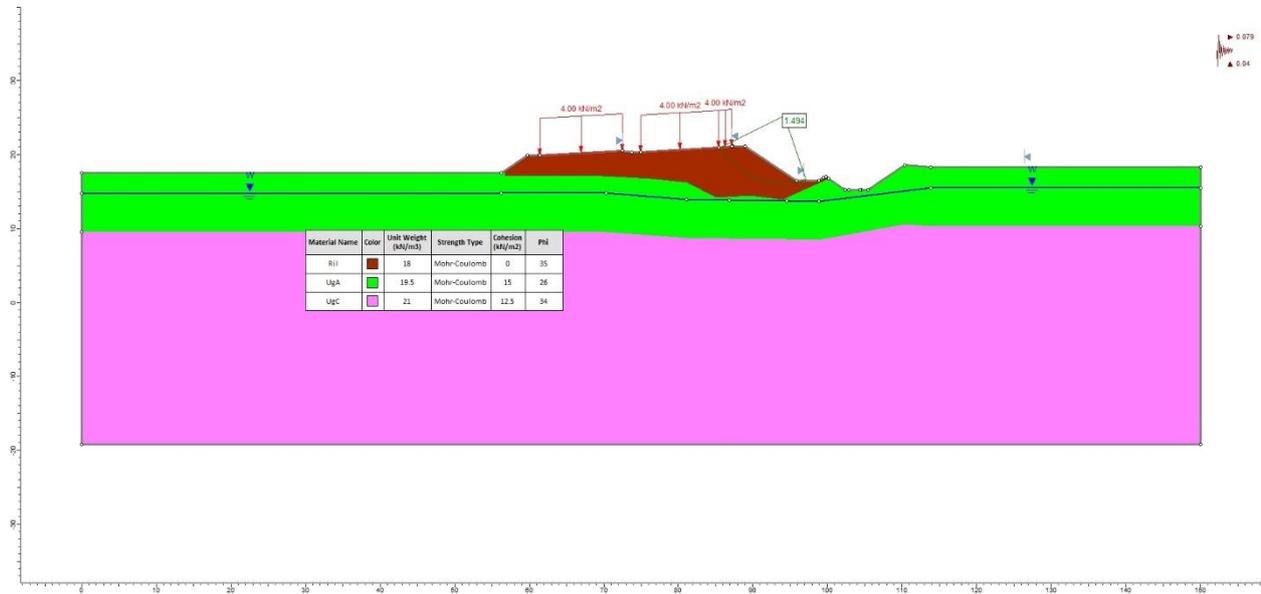


Figura 48 – Sez. 225_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni sismiche [$FS_{min} > 1.2$].

Sez.262 Asse princ. _ Condizioni statiche, di breve termine (analisi in tensioni totali)

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.226 > 1.1$.

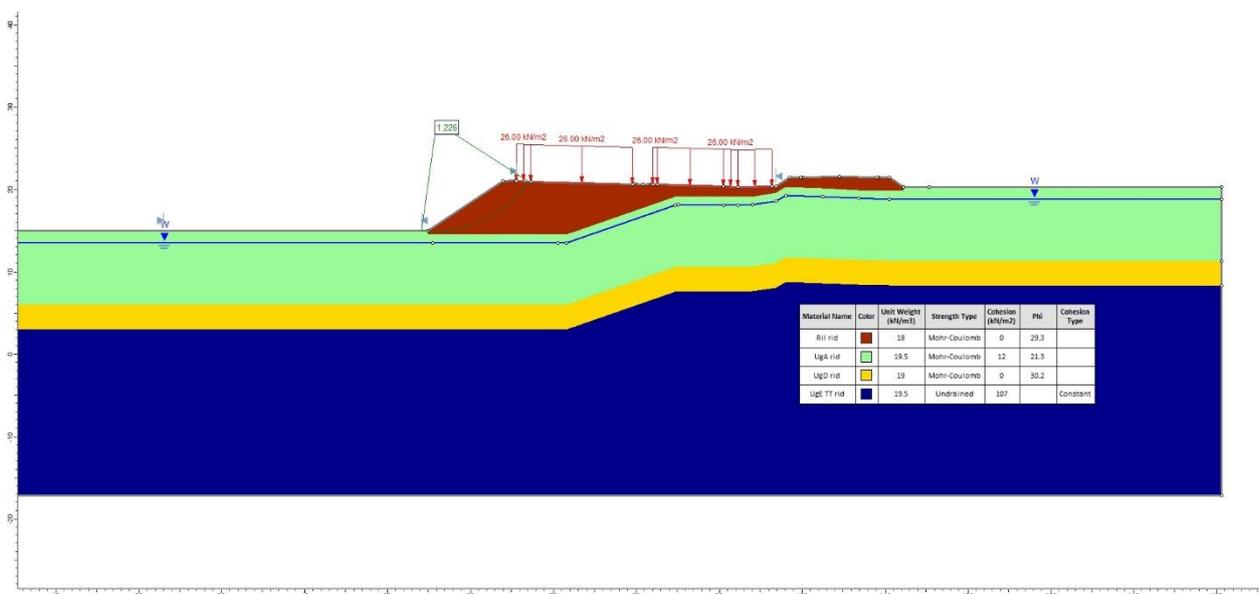


Figura 49 – Sez. 262_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di breve termine [$FS_{min} > 1.1$].

Sez. 262 Asse princ. _ Condizioni statiche, di lungo termine (analisi in tensioni efficaci)

L'analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.226 > 1.1$.

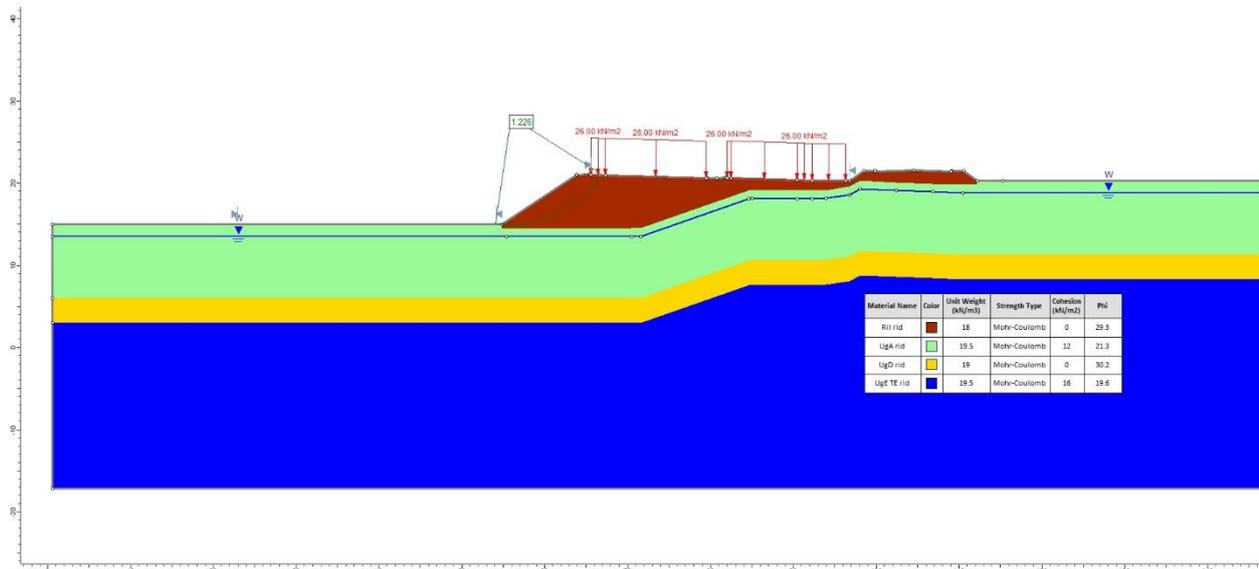


Figura 50 – Sez. 262_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di lungo termine [$F_{Smin} > 1.1$].

Sez. 262 Asse princ. _ Condizioni sismiche (analisi in tensioni totali)

L'analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.328 > 1.2$.

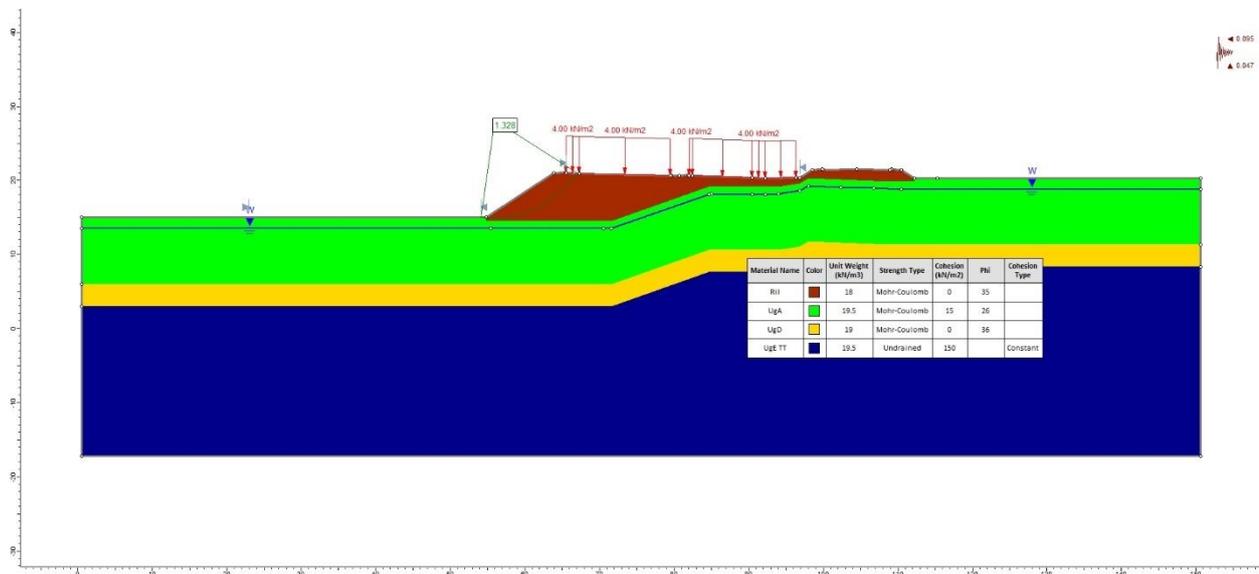


Figura 51 – Sez. 262_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni sismiche [$F_{Smin} > 1.2$].

Sez.453 Asse princ. _ Condizioni statiche con tirante idraulico Hw = 0 m (analisi in tensioni efficaci)

L'analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.285 > 1.2$.

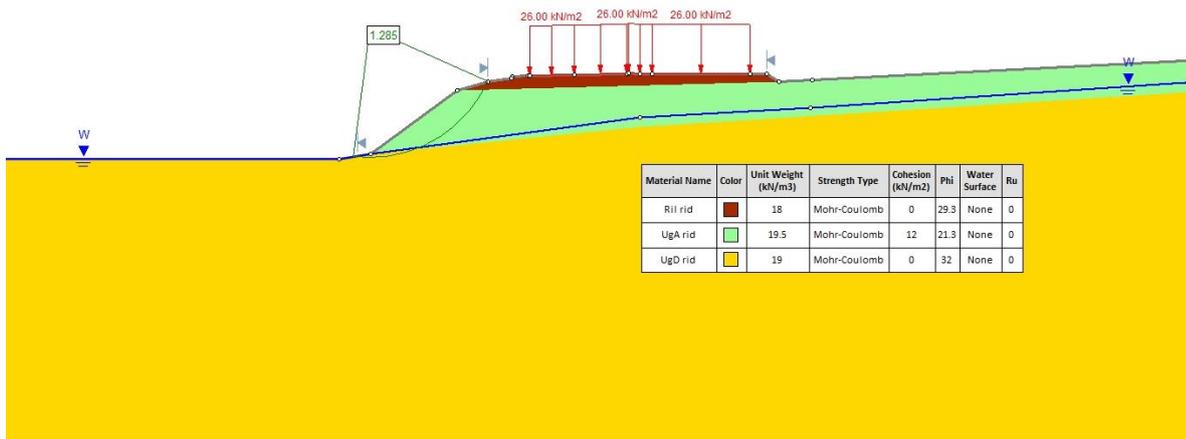


Figura 52 – Sez. 453_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche con tirante idraulico Hw = 0 m [$FS_{min} > 1.1$].

Sez.453 Asse princ. _ Condizioni statiche con tirante idraulico Hw = 2.4 m (analisi in tensioni efficaci)

L'analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.590 > 1.2$.

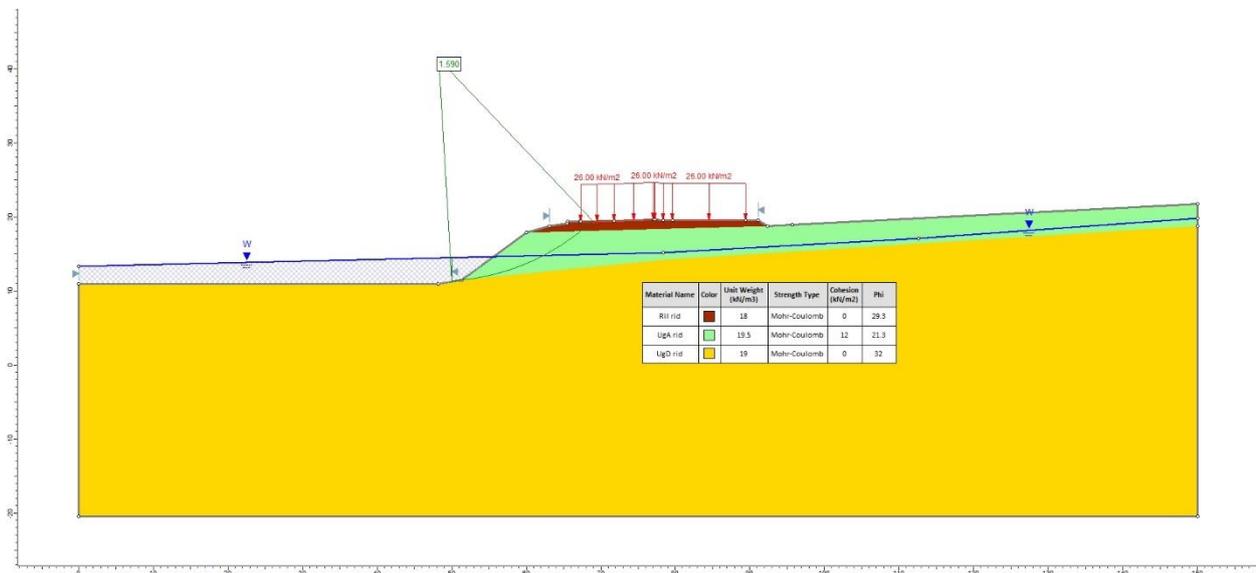


Figura 53 – Sez. 453_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche con tirante idraulico Hw = 2.4 m [$FS_{min} > 1.1$].

Sez.453 Asse princ. _ Condizioni sismiche con tirante idraulico Hw = 0 m (analisi in tensioni efficaci)

L'analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.356 > 1.2$.

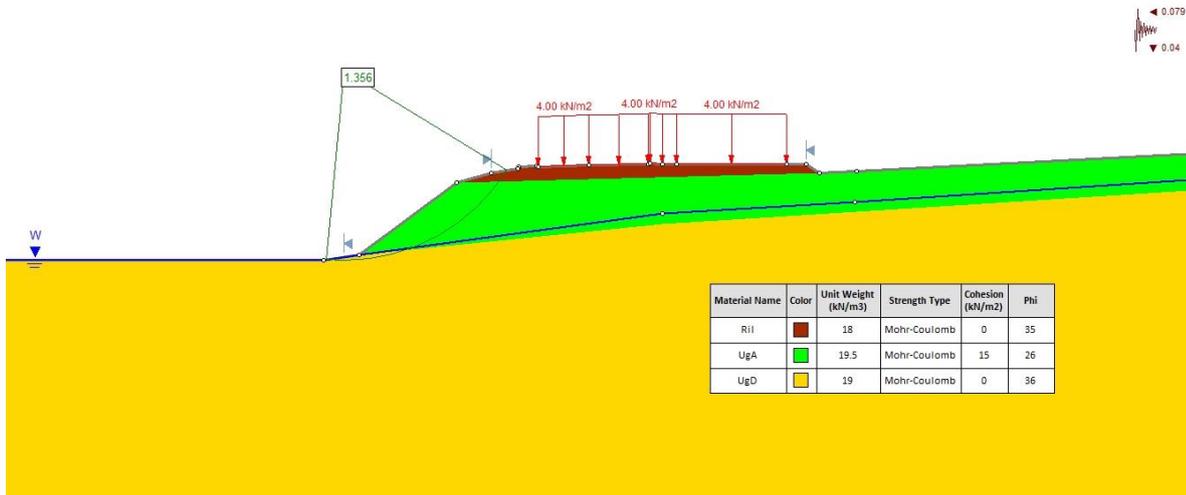


Figura 54 – Sez. 453_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni sismiche con tirante idraulico Hw = 0 m [$F_{Smin} > 1.2$].

Sez. 576 Asse princ. _ Condizioni statiche, di breve termine (analisi in tensioni totali)

L'analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.457 > 1.1$.

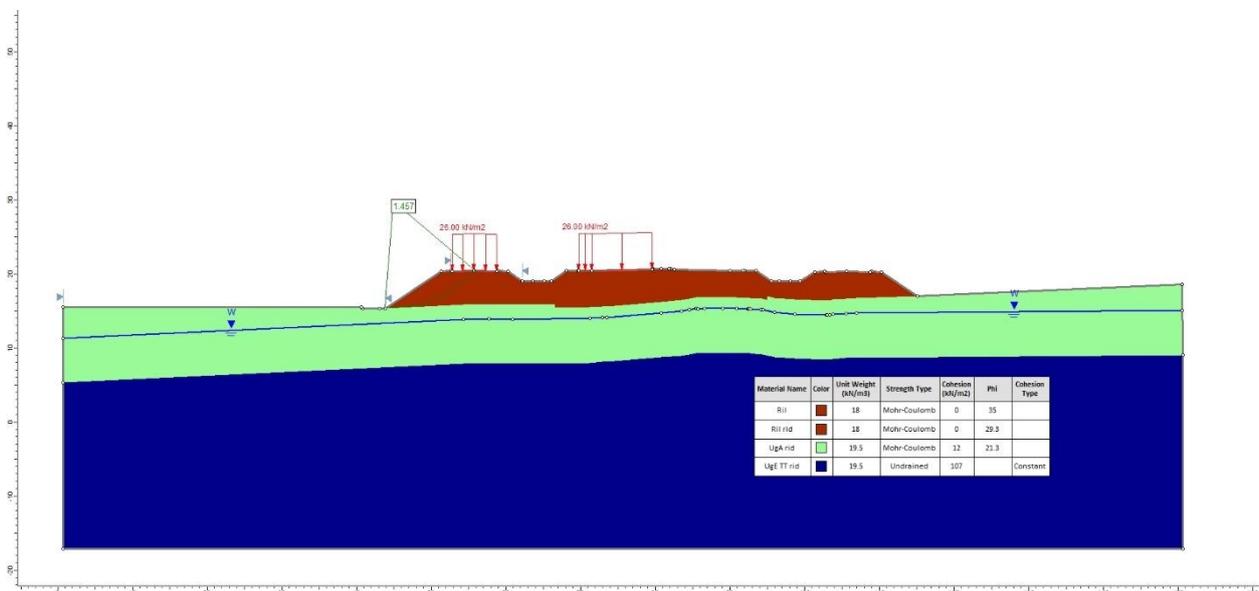


Figura 55 – Sez. 576_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di breve termine [$F_{Smin} > 1.1$].

Sez. 576 Asse princ. _ Condizioni statiche, di lungo termine (analisi in tensioni efficaci)

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.457 > 1.1$.

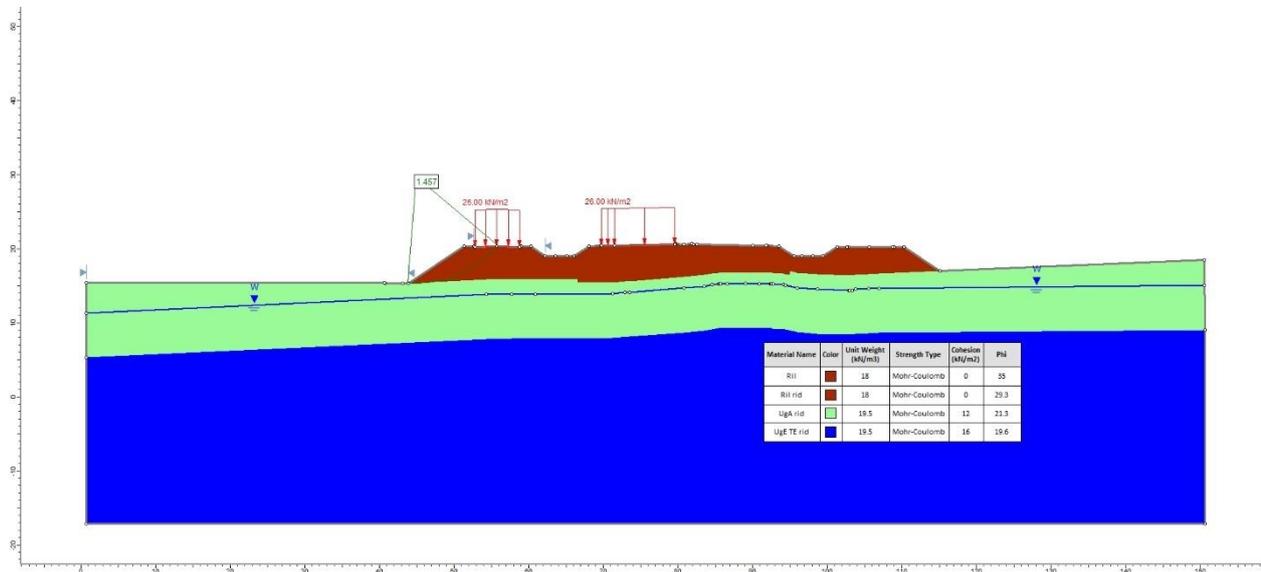


Figura 56 – Sez. 576_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di lungo termine [$F_{Smin} > 1.1$].

Sez. 576 Asse princ. _ Condizioni sismiche (analisi in tensioni totali)

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.625 > 1.2$.

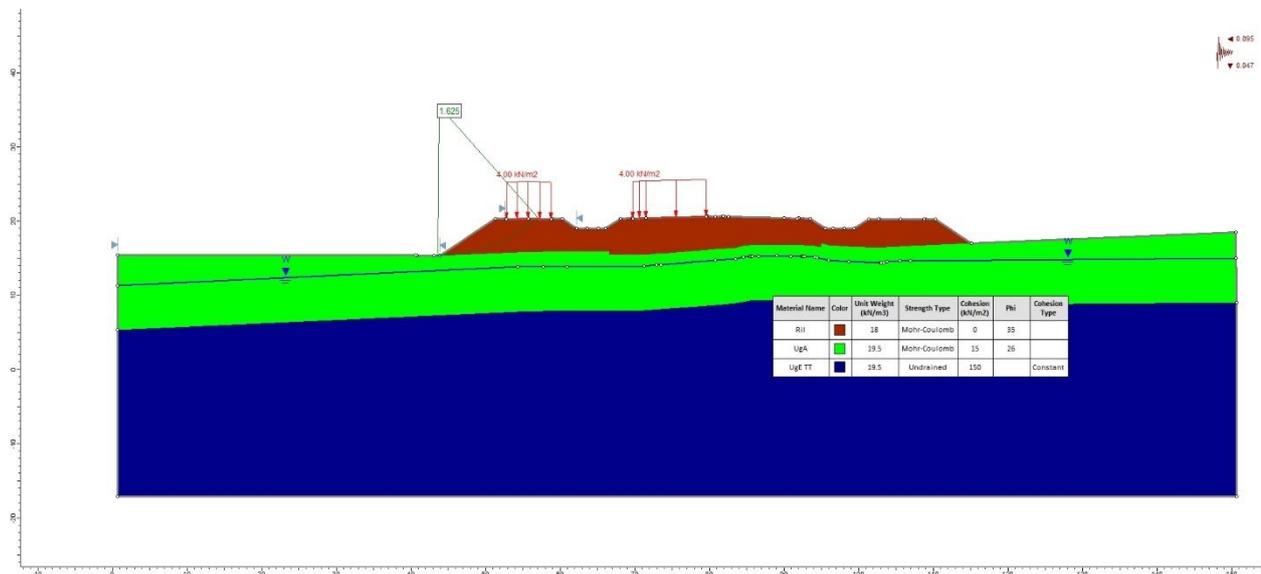


Figura 57 – Sez. 576_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni sismiche [$F_{Smin} > 1.2$].

Sez. 13 Asse R5 (Sv. Ponticini) _ Cond. statiche, di lungo termine (analisi in tensioni efficaci)

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.180 > 1.1$.

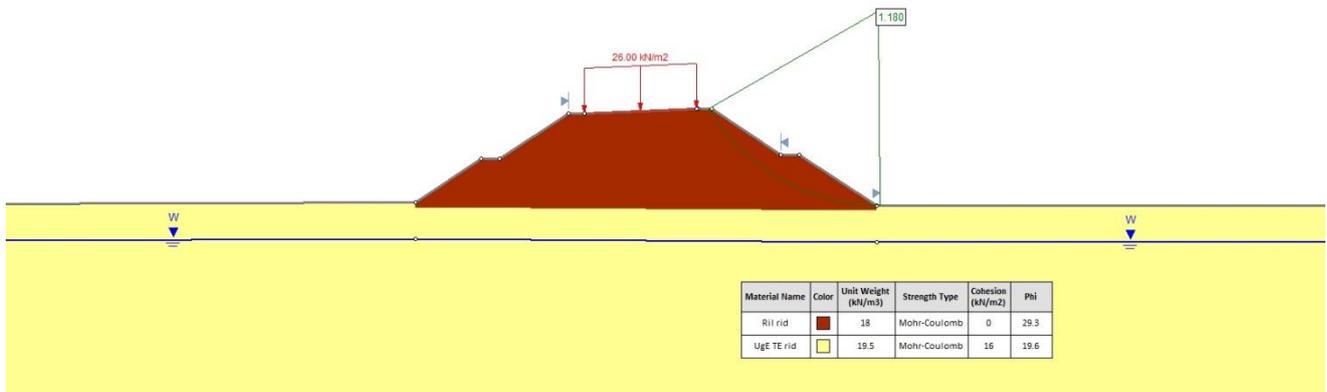


Figura 58 – Sez. 13 Asse R5_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di lungo termine [$FS_{min} > 1.1$].

Sez. 13 Asse R5 (Sv. Ponticini) _ Condizioni sismiche (analisi in tensioni totali)

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.323 > 1.2$.

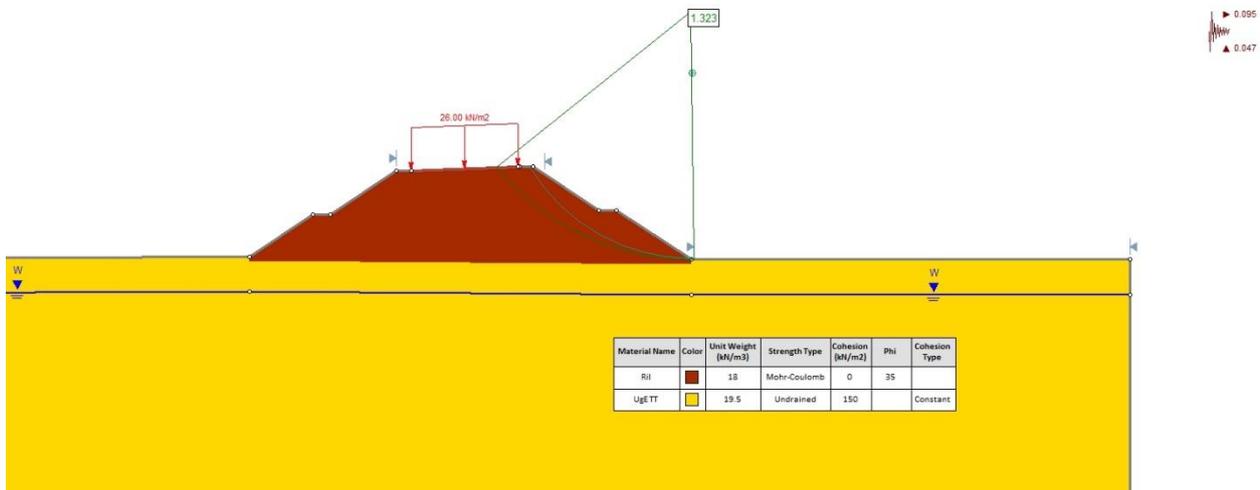


Figura 59 – Sez. 13 Asse R5_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni sismiche [$FS_{min} > 1.2$].

Sez. 22 Viab. Secondaria 3 _ Cond. statiche, di lungo termine (analisi in tensioni efficaci)

L'analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.117 > 1.1$.

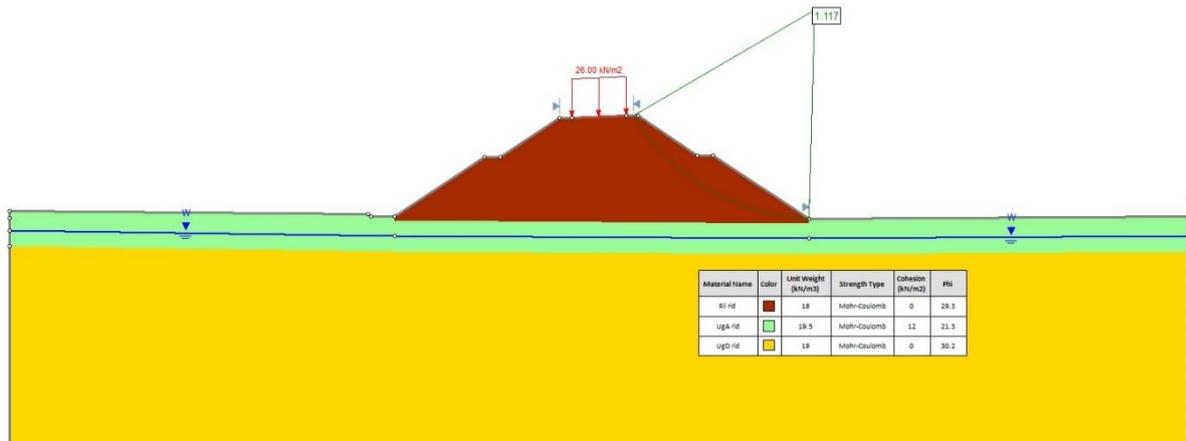


Figura 60 – Sez. 22 Viab. Secondaria 3_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di lungo termine [$FS_{min} > 1.1$].

Sez. 22 Viab. Secondaria 3 _ Condizioni sismiche (analisi in tensioni totali)

L'analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.265 > 1.2$.

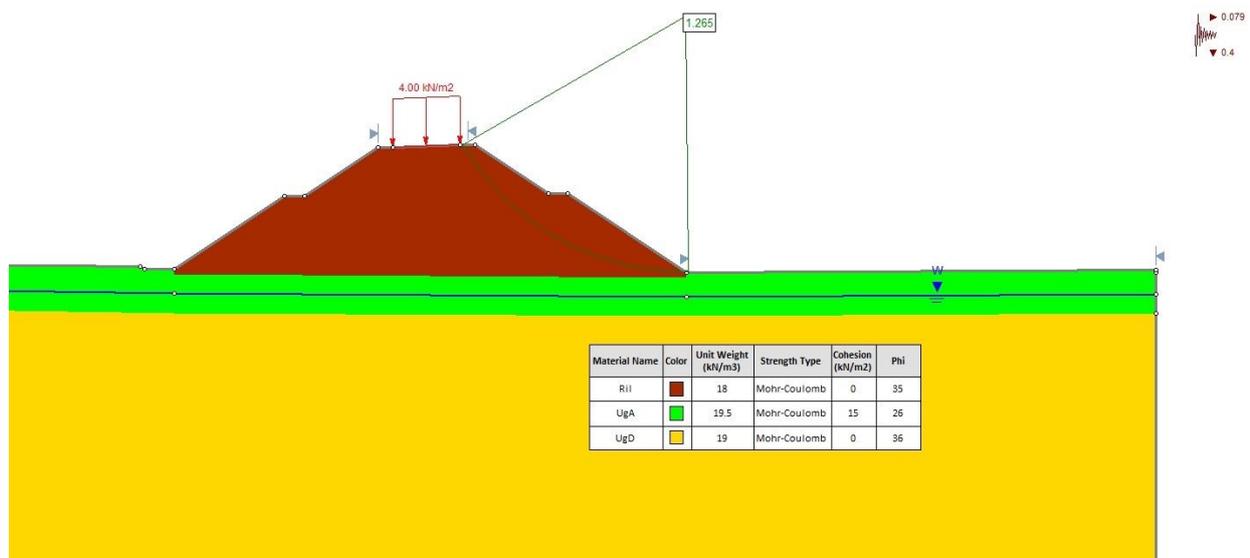


Figura 61 – Sez. 22 Viab. Secondaria 3_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni sismiche [$FS_{min} > 1.2$].

Sez. 6 Viab. Secondaria 5bis _ Cond. statiche, di lungo termine (analisi in tensioni efficaci)

L'analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.188 > 1.1$.

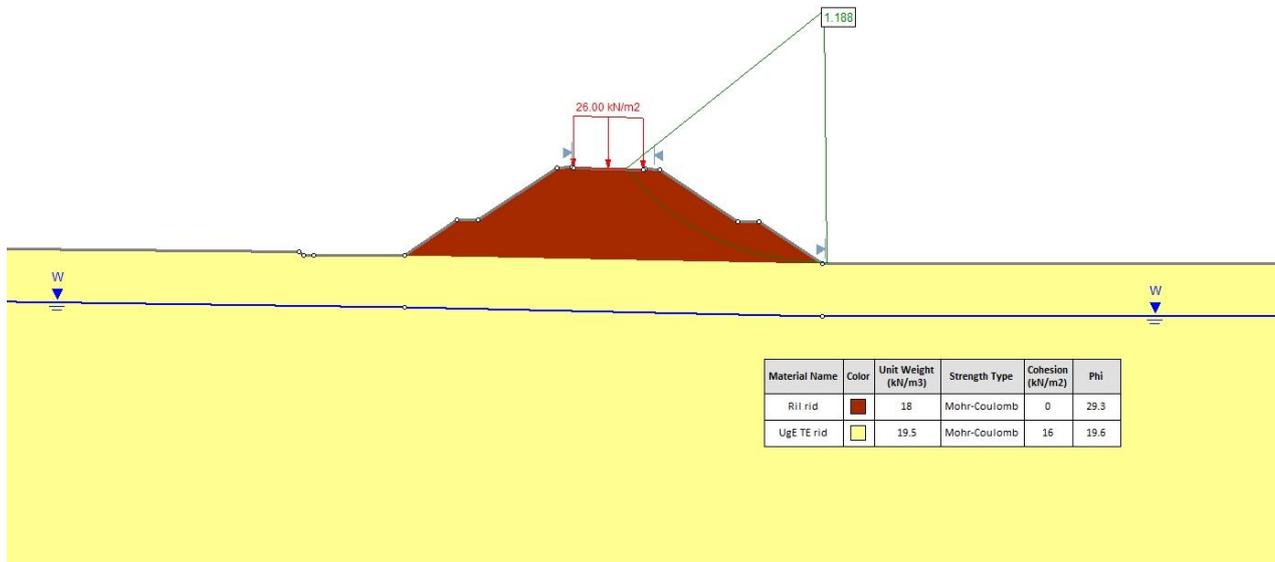


Figura 62 – Sez. 6 Viab. Secondaria 5bis_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di lungo termine [$FS_{min} > 1.1$].

Sez. 6 Viab. Secondaria 5bis _ Condizioni sismiche (analisi in tensioni totali)

L'analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1. > 1.2$.

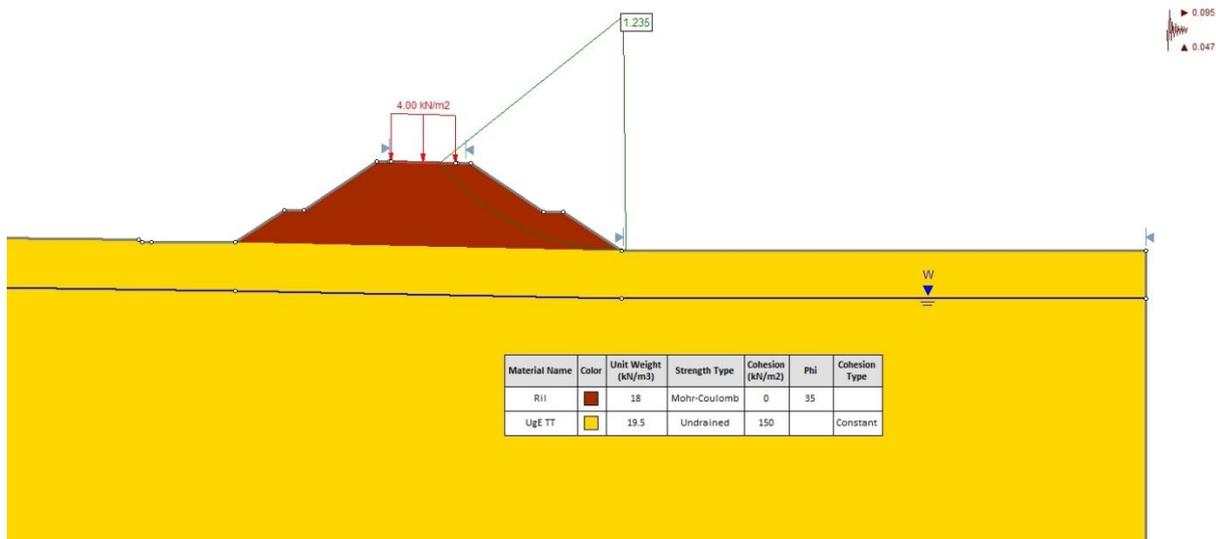


Figura 63 – Sez. 66 Viab. Secondaria 5bis_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni sismiche [$FS_{min} > 1.2$].

Sez. 18 Viab. Second. Campestre 1bis _ Cond. statiche, di lungo termine (analisi in tensioni efficaci)

L'analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.492 > 1.1$.

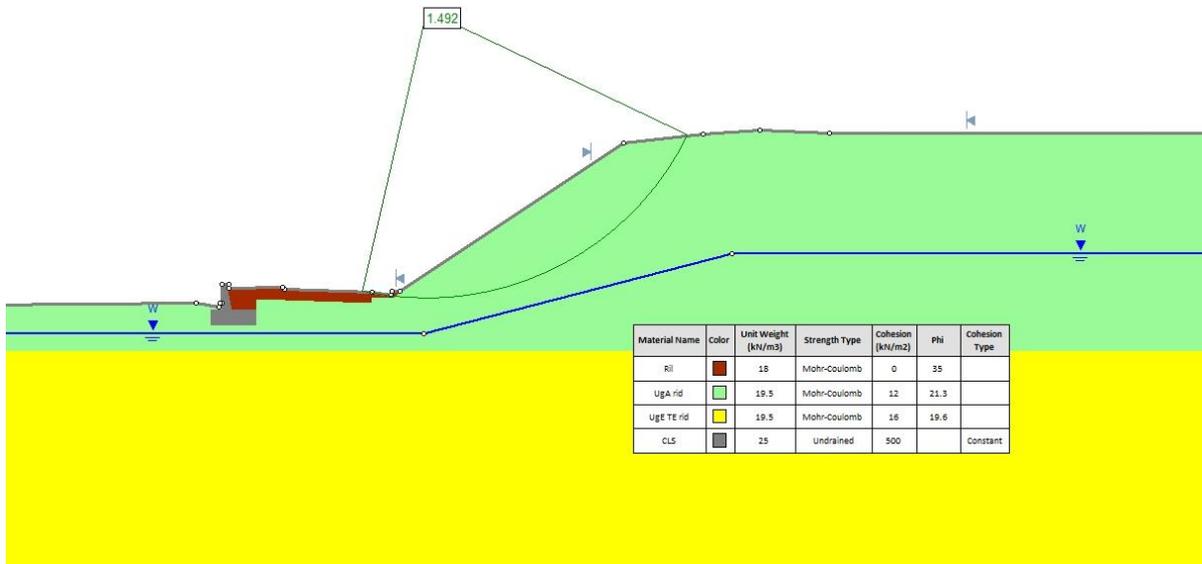


Figura 64 – Sez. 18 Viab. Second. Campestre 1bis _Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di lungo termine [$FS_{min} > 1.1$].

Sez. 18 Viab. Second. Campestre 1bis _ Condizioni sismiche (analisi in tensioni totali)

L'analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.546 > 1.2$.

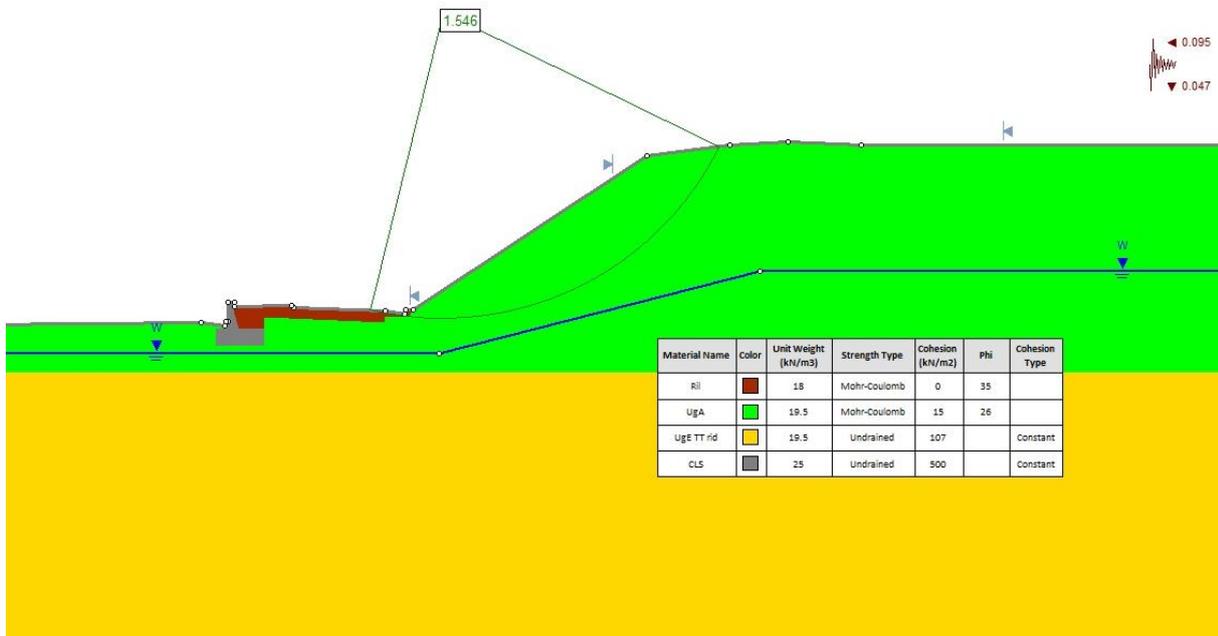


Figura 65 – Sez. 18 Viab. Second. Campestre 1bis _Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni sismiche [$FS_{min} > 1.2$].

Sez. 21 Viab.Sec. Svinc. Fontazzi R5 _ Cond. statiche, di lungo termine (analisi in tensioni efficaci)

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.375 > 1.1$.

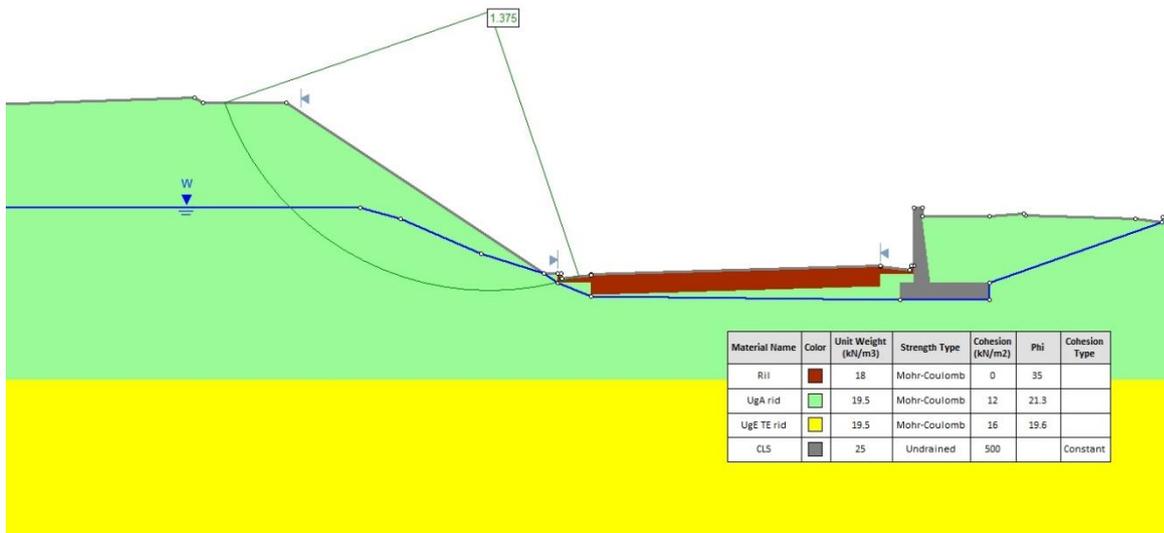


Figura 66 – Sez. 21 Viab. Second. Svinc. Fontazzi R5_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni statiche di lungo termine [$FS_{min} > 1.1$].

Sez. 21 Viab.Sec. Svinc. Fontazzi R5 _ Condizioni sismiche (analisi in tensioni totali)

L’analisi di stabilità restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.432 > 1.2$.

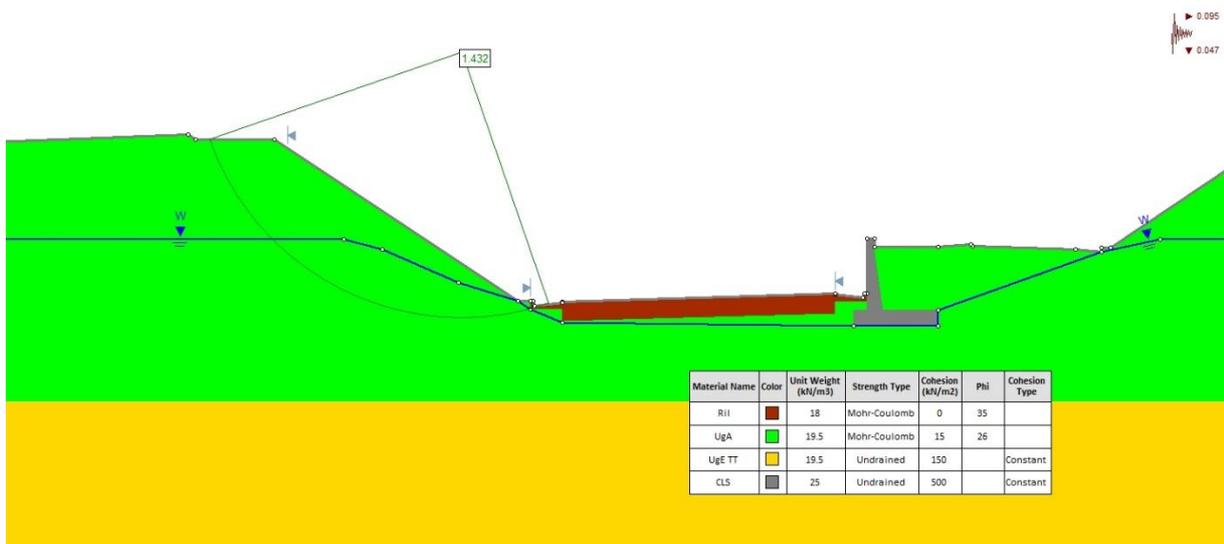


Figura 67 – Sez. 21 Viab. Second. Svinc. Fontazzi R5_Stabilità globale: analisi di stabilità in condizioni sismiche [$FS_{min} > 1.2$].

8 ANALISI DEI CEDIMENTI

Vengono di seguito riportati i calcoli dei cedimenti dei rilevati effettuati in corrispondenza delle sezioni più rappresentative, con riferimento alle condizioni di esercizio.

Per ogni sezione il cedimento totale previsto è stato determinato applicando il metodo elastico.

Nello specifico, lo spessore di terreno deformabile H al di sotto dei rilevati è stato suddiviso in strati di spessore Δz_i per ognuno dei quali è stata determinata la deformazione verticale ε_z indotta dalla variazione dello stato tensionale verticale efficace $\Delta\sigma'_v$ e quindi i corrispondenti cedimenti Δw_i , del singolo strato, e w , dell'intero spessore deformabile, secondo le seguenti espressioni:

$$\Delta w_i = \varepsilon_z \times \Delta z_i$$

$$w = \sum_i \Delta w_i$$

La deformazione ε_z verticale viene determinata in funzione degli incrementi di tensione efficace nello spazio ($\Delta\sigma'_z$, $\Delta\sigma'_y$, $\Delta\sigma'_x$) e del modulo elastico operativo E'_{op} , mediante la seguente equazione:

$$\varepsilon_z = (1 / E'_{op}) \times (\Delta\sigma'_z - \nu(\Delta\sigma'_y + \Delta\sigma'_x))$$

Nel caso dei terreni a *grana grossa*, il modulo elastico operativo coincide con il modulo di Young assegnato all'unità geotecnica ($E'_{op} = E'$); per i terreni a *grana fine* il modulo elastico operativo è stato assunto uguale al modulo di Young assegnato all'unità geotecnica (tale assunzione risulta maggiormente rappresentativa nel caso dei terreni con un grado di sovraconsolidazione elevato) sia a partire dai valori delle caratteristiche di deformabilità ottenute dalle prove edometriche:

$$E'_{op} = E' \quad (\text{terreni a grana grossa; terreni a grana fine con } OCR > 5)$$

$$E'_{op} = E'_{ed} (1 + \nu) (1 - 2\nu) / (1 - \nu) \quad (\text{terreni a grana fine NC o leggermente OC})$$

Nel secondo caso (terreni a grana fine NC o leggermente OC) la valutazione del modulo edometrico E'_{ed} è stata effettuata a partire dalle seguenti caratteristiche del materiale e della variazione dello stato tensionale:

e_0 = indice dei vuoti iniziale; e_f = indice dei vuoti finale;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace iniziale;

σ'_{vp} = tensione verticale efficace di preconsolidazione;

σ'_{vf} = tensione verticale efficace finale;

C_s = indice di rigonfiamento; C_c = indice di compressione.

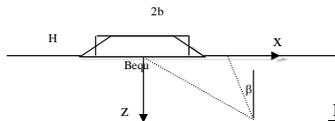
Per ogni sezione il calcolo è stato eseguito integrando il campo degli spostamenti fino a una profondità a cui corrisponde un incremento di tensioni verticali efficaci pari al 10% rispetto a quelle iniziali ($\Delta\sigma'_v / \sigma'_v = 0.1$).

Sempre con riferimento ai terreni a grana fine, è stata effettuata una valutazione relativamente ai tempi di esaurimento dei cedimenti legati al processo di consolidazione; in particolare, trattandosi di terreni sovraconsolidati, si è assunto che il 50% del cedimento totale (w) determinato per tali unità si sviluppi immediatamente (w_0) ed il restante 50% si sviluppi nel tempo (w_{cons}), ovvero:

$$w_{cons} = \beta w, \text{ con } \beta = 0.5 \text{ per argille sovraconsolidate (Padfield e Sharrock, 1983).}$$

Sez. 45 (prg. 42+500)

Stratigrafia di calcolo	
Profondità da piano campagna z (m)	Unità geotecnica
0 ÷ 2.5	UgA
2.5 ÷ 6.5	UgB
> 6.5	UgC



DATI RILEVATO

H(m) 3.90	Altezza rilevato
Binf(m) 36.00	Larghezza base
Bsup(m) 30.00	
Bequ(m) 33.00	
γ (kN/m ³) 18.00	
q (kPa) 0.00	Sovraccarico
p (kPa) 70.20	
Z _w (m) 0.50	

X(m) 0.00 ASCISSA DI CALCOLO CEDIMENTO

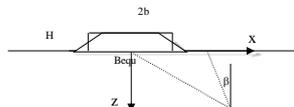
DATI TERRENI

Terreno 1		Terreno 2		Terreno 4	
UGB	UGA	UGB	UGA	UGC	UGC
Cc	0.15	E'	15000.00	E'	60000.00
Cs	0.06	E'ed	20192.31	E'ed	80769.23
OCR	4.00	v'	0.30	v'	0.30
γ (kN/m ³)	20.00	γ (kN/m ³)	19.50	γ (kN/m ³)	21.00
v'	0.35				
E _u	50000				
e ₀	0.50				

Il cedimento elastico totale risulta $w = 8.3$ cm. Il cedimento determinato per la sola unità UgB, a grana fine, è $w_{UgB} = 5.6$ cm, dei quali l'aliquota di cedimento di consolidazione $w_{UgB-cons} = 2.8$ cm risulta quindi compatibile con la funzionalità dell'opera.

Sez. 144 (prg. 44+380)

Stratigrafia di calcolo	
Profondità da piano campagna z (m)	Unità geotecnica
0 ÷ 4.5	UgA
> 4.5	UgC



DATI RILEVATO

H(m) 9.40	Altezza rilevato
Binf(m) 36.00	Larghezza base
Bsup(m) 36.00	
Bequ(m) 36.00	
γ (kN/m ³) 18.00	
q (kPa) 0.00	Sovraccarico
p (kPa) 169.20	
Z _w (m) 3.00	

X(m) 0.00 ASCISSA DI CALCOLO CEDIMENTO

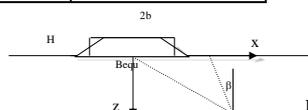
DATI TERRENI

Terreno 2		Terreno 4	
UGA	UGC	UGA	UGC
E'	15000.00	E'	60000.00
E'ed	20192.31	E'ed	80769.23
v'	0.30	v'	0.30
γ (kN/m ³)	19.50	γ (kN/m ³)	21.00

Il cedimento elastico totale risulta $w = 10.8$ cm; tale valore verrà sviluppato tutto nel breve termine (cedimento immediato).

Sez. 186 (prg. 45+300)

Stratigrafia di calcolo	
Profondità da piano campagna z (m)	Unità geotecnica
0 ÷ 14.0	UgA
14.0 ÷ 26.0	UgB
> 26.0	UgC



DATI RILEVATO

H(m) 6.70	Altezza rilevato
Binf(m) 16.50	Larghezza base
Bsup(m) 16.50	
Bequ(m) 16.50	
γ (kN/m ³) 18.00	
q (kPa) 0.00	Sovraccarico
p (kPa) 120.60	
Z _w (m) 8.40	

X(m) 0.00 ASCISSA DI CALCOLO CEDIMENTO

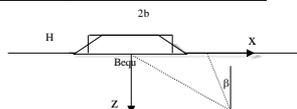
DATI TERRENI

Terreno 1	UGB	Terreno 2	UGA	Terreno 4	UGC
Cc	0.15	E'	15000.00	E'	60000.00
Cs	0.06	E'ed	20192.31	E'ed	80769.23
OCR	4.00	v'	0.30	v'	0.30
γ (kN/m ³)	20.00	γ (kN/m ³)	19.50	γ (kN/m ³)	21.00
v'	0.35				
E _u	50000				
e ₀	0.50				

Il cedimento elastico totale risulta $w = 13.1$ cm. Il cedimento determinato per la sola unità UgB, a grana fine, è $w_{UgB} = 5.5$ cm, dei quali l'aliquota di cedimento di consolidazione $w_{UgB-cons} = 2.8$ cm risulta quindi compatibile con la funzionalità dell'opera.

Sez. 222 (prg. 46+000)

Stratigrafia di calcolo	
Profondità da piano campagna z (m)	Unità geotecnica
0 ÷ 8.5	UgA
> 8.5	UgC



DATI RILEVATO

H(m) 3.80	Altezza rilevato
Binf(m) 29.00	Larghezza base
Bsup(m) 42.50	
Bequ(m) 35.75	
γ (kN/m ³) 18.00	
q (kPa) 0.00	Sovraccarico
p (kPa) 68.40	
Z _w (m) 2.30	

X(m) 0.00 ASCISSA DI CALCOLO CEDIMENTO

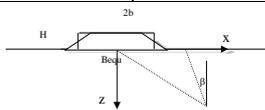
DATI TERRENI

Terreno 2	UGA	Terreno 4	UGC
E'	15000.00	E'	60000.00
E'ed	20192.31	E'ed	80769.23
v'	0.30	v'	0.30
γ (kN/m ³)	19.50	γ (kN/m ³)	21.00

Il cedimento elastico totale risulta $w = 4.3$ cm; tale valore verrà sviluppato tutto nel breve termine (cedimento immediato).

Sez. 262 (prg. 46+740)

Stratigrafia di calcolo	
Profondità da piano campagna z (m)	Unità geotecnica
0 ÷ 8.5	UgA
8.5 ÷ 10.0	UgD
10.0 ÷ 32.0	UgE
> 32.0	UgC



DATI RILEVATO

H(m) 6.00	Altezza rilevato
Binf(m) 12.00	Larghezza base
Bsup(m) 12.00	
Bequ(m) 12.00	
γ (kN/m ³) 18.00	
q (kPa) 0.00	Sovraccarico
p (kPa) 108.00	
Z _{sc} (m) 2.00	

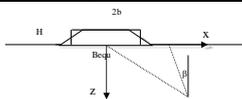
X(m) 0.00 ASCISSA DI CALCOLO CEDIMENTO

terreno 2: UGA		Terreno 3 UGE		terreno 4: UGD		terreno 5: UGE		terreno 6: UGC	
E' (kPa)	15000.00	Cc	0.20	E' (kPa)	75000.00	Cc (-)	0.20	E' (kPa)	100000.00
E'ed (kPa)	20192.31	Cs	0.05	E'ed (kPa)	100961.54	Cs (-)	0.06	E'ed (kPa)	134615.38
v' (-)	0.30	OCR	4.00	v' (-)	0.30	OCR (-)	4.00	v' (-)	0.30
γ (kN/m ³)	19.50	γ (kN/m ³)	19.50	γ (kN/m ³)	19.00	γ (kN/m ³)	19.50	γ (kN/m ³)	21.00
		v'	0.35			v' (-)	0.35		
		E _u	60000				60000		
		e ₀	0.60			e ₀ (-)	0.60		

Il cedimento elastico totale risulta $w \cong 11.5$ cm. Il cedimento determinato per la sola unità UgE, a grana fine, è $w_{UgE} \cong 7.5$ cm, dei quali l'aliquota di cedimento di consolidazione $w_{UgE-cons} \cong 4.0$ cm risulta quindi compatibile con la funzionalità dell'opera.

Sez. 576 (prg. 52+560)

Stratigrafia di calcolo	
Profondità da piano campagna z (m)	Unità geotecnica
0 ÷ 10.0	UgA
> 10.0	UgE



DATI RILEVATO

H(m) 3.90	Altezza rilevato
Binf(m) 59.00	Larghezza base
Bsup(m) 7.10	
Bequ(m) 33.05	
γ (kN/m ³) 18.00	
q (kPa) 0.00	Sovraccarico
p (kPa) 70.20	
Z _{sc} (m) 2.00	

X(m) 0.00 ASCISSA DI CALCOLO CEDIMENTO

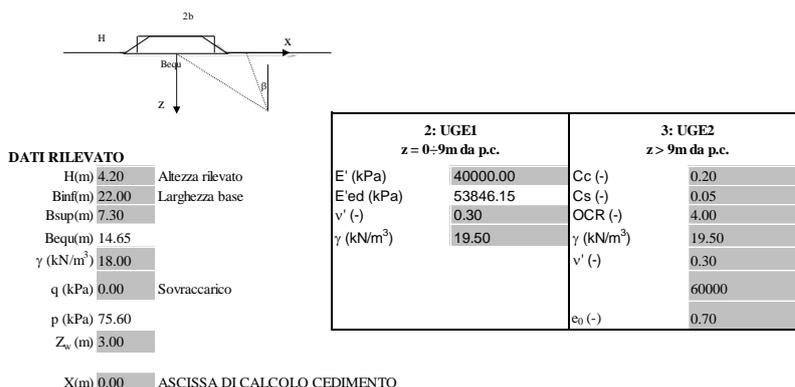
terreno 2: UGA		terreno 3: UGE	
E' (kPa)	15000.00	Cc (-)	0.20
E'ed (kPa)	20192.31	Cs (-)	0.05
v' (-)	0.30	OCR (-)	4.00
γ (kN/m ³)	19.50	γ (kN/m ³)	19.50
		v' (-)	0.35
			60000
		e ₀ (-)	0.60

Il cedimento elastico totale risulta $w \cong 12$ cm. Il cedimento determinato per la sola unità UgE, a grana fine, è $w_{UgE} \cong 9.0$ cm, dei quali l'aliquota di cedimento di consolidazione $w_{UgE-cons} = 4.5$ cm risulta quindi trascurabile ed compatibile con la funzionalità dell'opera.

Rilevati di approccio al Cavalcavia CV03 – CAV. Svincolo Ponticini (progr. 53+127)

Il calcolo del cedimento è stato effettuato in corrispondenza del rilevato di approccio alla Spalla 2, per il tratto tra le sez. 20 e 21 della Viabilità Secondaria R5.

Stratigrafia di calcolo	
Profondità da piano campagna z (m)	Unità geotecnica
0 ÷ 9.0	UgE-1 (OCR _{med} = 8.0)
> 9.0	UgE-2 (OCR _{med} = 4.0)

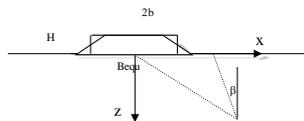


Il cedimento elastico totale risulta $w \cong 6.0$ cm; di tale cedimento circa 1.1 cm sono relativi ai primi 9 m di materiale maggiormente sovraconsolidato (UgE-1), mentre i restanti 4.9 cm circa sono relativi al terreno sottostante (UE-2). Nel complesso, l'aliquota di cedimenti immediati risulta pari a circa 3.0 cm, mentre i restanti 3.0 cm si svilupperanno nel tempo mediante il processo di normalconsolidazione, compatibilmente con la funzionalità dell'opera e senza determinare effetti apprezzabili sulle opere di fondazione delle spalle e dei muri d'ala del cavalcavia.

Rilevati di approccio al Cavalcavia CV04 – CAV. Agricola Merse (progr. 52+110)

Il calcolo del cedimento è stato effettuato in corrispondenza del rilevato di approccio alla Spalla 1, per il tratto tra le sez. 5 e 6 della Viabilità Secondaria.

Stratigrafia di calcolo	
Profondità da piano campagna z (m)	Unità geotecnica
0 ÷ 9.0	UgE-1 (OCR _{med} = 8.0)
> 9.0	UgE-2 (OCR _{med} = 4.0)



DATI RILEVATO

H(m) 3.80	Altezza rilevato
Binf(m) 18.00	Larghezza base
Bsup(m) 4.80	
Bequ(m) 11.40	
γ (kN/m ³) 18.00	
q (kPa) 0.00	Sovraccarico
p (kPa) 68.40	
Z _w (m) 6.50	
X(m) 0.00	ASCISSA DI CALCOLO CEDIMENTO

2: UGE1 z = 0÷9m da p.c.		3: UGE2 z > 9m da p.c.	
E' (kPa)	20000.00	Cc (-)	0.20
E'ed (kPa)	26923.08	Cs (-)	0.05
ν' (-)	0.30	OCR (-)	5.00
γ (kN/m ³)	19.50	γ (kN/m ³)	19.50
		ν' (-)	0.30
			60000
		e ₀ (-)	0.70

Il cedimento elastico totale risulta $w \cong 5.0$ cm; di tale cedimento circa 2.0 cm sono relativi ai primi 9 m di materiale maggiormente sovraconsolidato (UgE-1), mentre i restanti 3.0 cm circa sono relativi al terreno sottostante (UE-2). Nel complesso, l'aliquota di cedimenti immediati risulta pari a circa 2.5 cm, mentre i restanti 2.5 cm si svilupperanno nel tempo mediante il processo di normalconsolidazione, compatibilmente con la funzionalità dell'opera e senza determinare effetti apprezzabili sulle opere di fondazione delle spalle e dei muri d'ala del cavalcavia.

9 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Con il termine “liquefazione” si indicano dei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche (condizioni sismiche). Tali fenomeni sono legati allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che possono causare una riduzione della tensione efficace media presente nel terreno, da cui consegue una riduzione della resistenza a taglio. La riduzione della resistenza può indurre nel terreno una condizione di collasso.

9.1 CRITERI DI ESCLUSIONE DELLA VERIFICA

In accordo a quanto previsto dalla normativa vigente (cfr. NTC2018, par. 7.11.3.4) la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna (a_{max}) in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$, oppure $q_{c1N} > 180$ essendo q_{c1N} la resistenza determinata da prove penetrometriche statiche CPT normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa.
4. distribuzione granulometrica esterna ai fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione indicati dalla Normativa (NTC 2018, paragrafo 7.11.3.4.2).

In buona parte dell’area interessata dal tracciato stradale in progetto, e da tutte le opere ad esso annesse, i terreni di fondazione sono costituiti da sabbie sature con una forte componente limoso-argillosa (**UGA**).

Si osserva che:

- l’accelerazione massima attesa al piano campagna è ovunque maggiore del valore 0.1g (a_{max} risulta pari a 0.209 g, 0.250 g e 0.264 g nei tratti caratterizzati rispettivamente da categoria di suolo B, C ed E);
- la profondità della falda è variabile all’incirca tra 2 e 10 m dal piano campagna;
- le prove SPT eseguite all’interno dell’unità in esame restituiscono valori di $(N_1)_{60}$ non sempre maggiori di 30.
- le curve granulometriche ottenute in laboratorio da campioni prelevati nelle aree in oggetto, anche se non ricadono completamente all’interno dei fusi di normativa, hanno restituito una non trascurabile sovrapposizione con i fusi stessi.

Per quanto detto, si è ritenuto opportuno non escludere a priori la possibilità di liquefazione ed eseguire ulteriori valutazioni in merito.

9.2 METODI DI VERIFICA

La verifica a liquefazione del deposito è effettuata, mediante un’analisi semplificata, in condizioni di *free-field*. La sicurezza nei confronti della liquefazione, ad una generica profondità, è valutata in termini di

coefficiente di sicurezza, F_L , definito come rapporto fra la resistenza disponibile alla liquefazione, CRR , (stato di sforzo critico associato alla condizione di liquefazione o al manifestarsi di grandi deformazioni plastiche) e la sollecitazione indotta dall'azione sismica, CSR . Entrambi i parametri tensionali sono correttamente normalizzati rispetto alla tensione verticale efficace agente alla profondità esaminata, in modo da definire un rapporto di resistenza ciclica, CRR , e un rapporto di tensione ciclica, CSR .

$$F_L = \frac{CRR}{CSR}$$

Il termine CSR è stimato a partire dal valore dell'accelerazione massima attesa in superficie a_{max} , per lo specifico stato limite considerato; il termine CRR , nel caso in esame, è stimato a partire dai risultati di prove SPT e da misure di velocità di propagazione delle onde di taglio V_s .

Oltre alla verifica puntuale, corrispondente alla valutazione dei valori di F_L a differenti profondità, è possibile introdurre un indice degli effetti della liquefazione, detto *indice del potenziale di liquefazione*, I_L , definito mediante la seguente relazione:

$$I_L = \int_0^{20\text{ m}} F(z) \cdot W(z) \cdot dz$$

in cui, indicata con z la profondità dal piano campagna, si ha:

$$F = 1 - F_L \quad \text{se } F_L \leq 1.0$$

$$F = 0 \quad \text{se } F_L > 1.0$$

$$W(z) = 10 - 0.50 \cdot z$$

In base al valore di I_L è possibile considerare (*Iwasaki et al., 1982*):

- $I_L \leq 5$ il potenziale di rottura è basso;
- $5 < I_L \leq 15$ il potenziale di rottura è elevato;
- $I_L > 15$ il potenziale di rottura è estremamente elevato.

9.2.1 Valutazione del rapporto di tensione ciclica CSR

Il termine CSR , ad una specifica profondità, può essere determinato attraverso la seguente espressione (*Seed e Idriss, 1971*):

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

dove:

a_{max} è l'accelerazione di picco al piano campagna (determinabile attraverso le prescrizioni delle NTC2018);

r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che porta in conto la deformabilità del sottosuolo.

Quest'ultimo può essere stimato mediante la seguente espressione (*Liao e Whitmann, 1986*):

$$r_d = 1.000 - 0.0775 \cdot z \text{ per } z \leq 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z \text{ per } 9.15 < z \leq 23 \text{ m}$$

essendo z la profondità dal piano campagna espressa in metri.

9.2.2 Valutazione del rapporto di resistenza ciclica **CRR**

CRR dai risultati delle prove SPT

Il numero di colpi N_{SPT} è ricondotto ad un valore normalizzato e corretto $(N_1)_{60}$ mediante la seguente espressione:

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{SPT}$$

Il coefficiente C_N è un fattore correttivo per l'influenza della pressione verticale efficace ed è ricavabile per via iterativa dalla seguente relazione (*Boulanger & Idriss, 2004*):

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.784 - 0.0768 \sqrt{(N_1)_{60}}} \leq 1.7$$

In cui $p_a \approx 100$ kPa rappresenta la pressione di atmosferica.

Il valore della resistenza penetrometrica normalizzata è riportato, poi, ad un valore equivalente per sabbie pulite $(N_1)_{60cs}$ attraverso la relazione (*Idriss e Boulanger, 2004*):

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \exp \left(1.63 + \frac{9.7}{FC} - \left(\frac{15.7}{FC} \right)^2 \right)$$

dove FC rappresenta la percentuale di grana fine presente nella sabbia.

A partire dal valore di $(N_1)_{60cs}$ può essere infine ricavata la resistenza alla liquefazione per eventi sismici di magnitudo 7.5, mediante la seguente espressione (*Idriss e Boulanger, 2004*), ottenuta dall'osservazione di casi storici:

$$(CRR)_{M=7.5} = \exp \left[\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} \right) + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]$$

CRR dalla misura della velocità delle onde di taglio

La velocità di propagazione delle onde V_S ottenuto dalle prove *Down-Hole* e *MASW* è ricondotto ad un valore normalizzato V_{S1} mediante la seguente espressione:

$$V_{S1} = C_V \cdot V_S$$

Il coefficiente C_V è un fattore di normalizzazione dato dall'equazione:

$$C_V = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^n \leq 1.4$$

In cui p_a rappresenta la pressione di atmosferica ed $n=0.25$.

Un altro parametro necessario al calcolo della resistenza a liquefazione è V_{S1c} , il valore di soglia della velocità V_{S1} oltre il quale la liquefazione non avviene; esso può essere stimato, in funzione della frazione di fine FC , attraverso le seguenti relazioni:

per $FC \leq 5\%$ $V_{S1c} = 215$ m/s

per $5\% \leq FC \leq 35\%$ $V_{S1c} = 215 - 0.5 (FC - 5)$ m/s

per $FC > 35\%$ $V_{S1c} = 200$ m/s

La resistenza alla liquefazione per eventi sismici di magnitudo 7.5 è ricavata mediante la seguente espressione (*Idriss e Boulanger, 2004*) ottenuta dall'osservazione di casi storici:

$$(CRR)_{M=7.5} = 0.022 \cdot \left(\frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + 2.8 \cdot \left(\frac{1}{V_{S1c} - V_{S1}} - \frac{1}{V_{S1c}} \right)$$

Poiché entrambe le procedure descritte (da *SPT* e da V_s) sono state elaborate sulla base di osservazioni sul comportamento dei depositi durante eventi sismici con magnitudo momento pari a 7.5, per eventi di magnitudo diversa è necessario ricondurre il carico sismico a quello equivalente di un terremoto di magnitudo 7.5, mediante la seguente relazione:

$$(CSR)_{M=7.5} = \frac{CSR}{MSF}$$

in cui MSF è un coefficiente correttivo per la magnitudo che può essere ricavato da (*Idriss e Boulanger, 2004*):

$$MSF = 6.9 \cdot \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.05815 \leq 1.8$$

9.3 RISULTATI DELLE VERIFICHE

Le verifiche a liquefazione riportate nel seguito, sono state condotte nei vari tratti del tracciato dove i terreni, in ragione della loro natura granulometrica, risulterebbero potenzialmente suscettibili a tale fenomeno. In particolare, sono state eseguite sui 7 tratti indicati in Tabella 20:

Tabella 20: Verifica a Liquefazione - Tratti studiati.

Tratto	da km	a km
1	41+580	41+820
2	42+140	42+680

RELAZIONE GEOTECNICA

3	44+220	46+380
4	46+380	47+520
5	47+520	48+570
6	49+740	50+920
7	50+920	53+120

Le verifiche sono state eseguite utilizzando le correlazioni descritte al paragrafo 9.2, tramite l'interpretazione dei risultati delle prove *SPT* e mediante la velocità di propagazione delle onde di taglio misurate per mezzo delle indagini geofisiche disponibili nelle aree in esame. In particolare, le curve limite mostrate nei paragrafi seguenti, che sono costruite per mezzo dell'espressione di *Idriss e Boulanger* menzionata nel paragrafo 9.2.2, sono state ottenute considerando una frazione di fine, *FC*, pari al 35%.

Come riportato dettagliatamente nella Relazione sismica (elaborato T00-GE00-GET-RE02), l'accelerazione massima su affioramento rigido in condizioni SLV risulta pari a

$$a_g = 0.174 \text{ g}$$

Le accelerazioni massime attese al piano campagna per le categorie di suolo individuate lungo il tracciato sono le seguenti:

categoria B $a_{max} = 0.209 \text{ g}$

categoria C $a_{max} = 0.250 \text{ g}$

categoria E $a_{max} = 0.264 \text{ g}$

Per il sito in esame la magnitudo di riferimento è compresa tra 4.0 e 6.0; nelle analisi si è assunto, cautelativamente, il valore massimo di $M_w = 6.0$.

9.3.1 Tratto 1 (da pk 41+580 a pk 41+820)

La Tabella 21 riporta, alla profondità di esecuzione di ciascuna prova *SPT*, il rapporto di tensione ciclica $(CSR)_{M=7.5}$ ed il corrispondente rapporto di resistenza ciclica *CRR*; le prove nelle quali non è riportato alcun valore di *CRR* sono quelle in cui, risultando un $(N_1)_{60} > 30$, la verifica è automaticamente soddisfatta.

Tabella 21: Tratto 1 - Rapporti di tensione e resistenza ciclica ottenuti dalle prove *SPT*.

Sondaggio	Prova	z (m)	N _{SPT}	(N ₁) ₆₀	Categoria suolo	a _{max} /g	(CSR) _{M=7.5} (-)	CRR (-)
S2	1	1.50	14	23.3	B	0.209	0.0906	0.4182
S4	1	1.60	11	18.6	B	0.209	0.0906	0.2710
S4	2	3.30	12	15.8	B	0.209	0.1027	0.2234
S5	1	1.50	12	20.5	B	0.209	0.0906	0.3163
S5	2	3.00	15	19.8	B	0.209	0.0987	0.2985

RELAZIONE GEOTECNICA

S6	1	1.50	10	17.6	B	0.209	0.0906	0.2519
S6	2	2.80	13	17.2	B	0.209	0.0897	0.2448
SG02-PZ	1	2.73	61	67.7	B	0.209	0.0946	-

La curva limite illustrata in Figura 68 separa le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione; si può osservare che per ogni prova *SPT* eseguita la verifica risulta soddisfatta. Si precisa che non si è tenuto conto delle prove *SPT* che sono andate a rifiuto, per le quali la verifica a liquefazione può essere considerata soddisfatta.

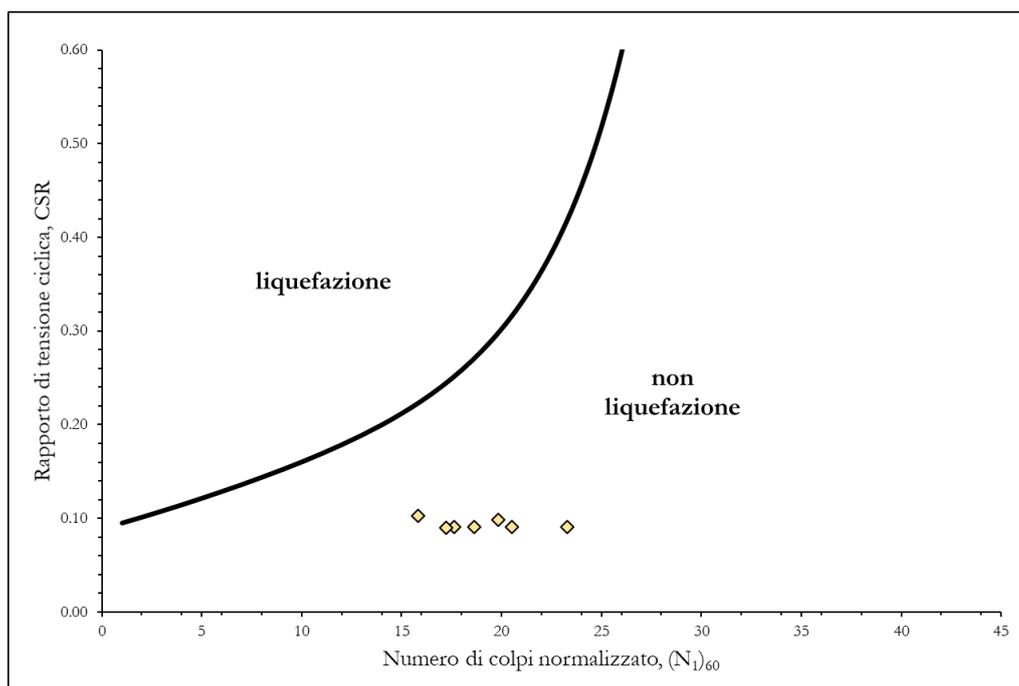


Figura 68 : Tratto 1 - Verifica a liquefazione mediante i risultati delle prove *SPT*.

In Figura 69 si riporta, invece, la curva limite costruita determinando il rapporto di resistenza ciclica *CRR* a partire dai valori di velocità di propagazione delle onde di taglio. I valori della V_{S1} risultano maggiori del valore soglia $V_{S1c} = 200$ m/s (cfr. Tabella 22) corrispondente alla frazione di fine del 35%, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

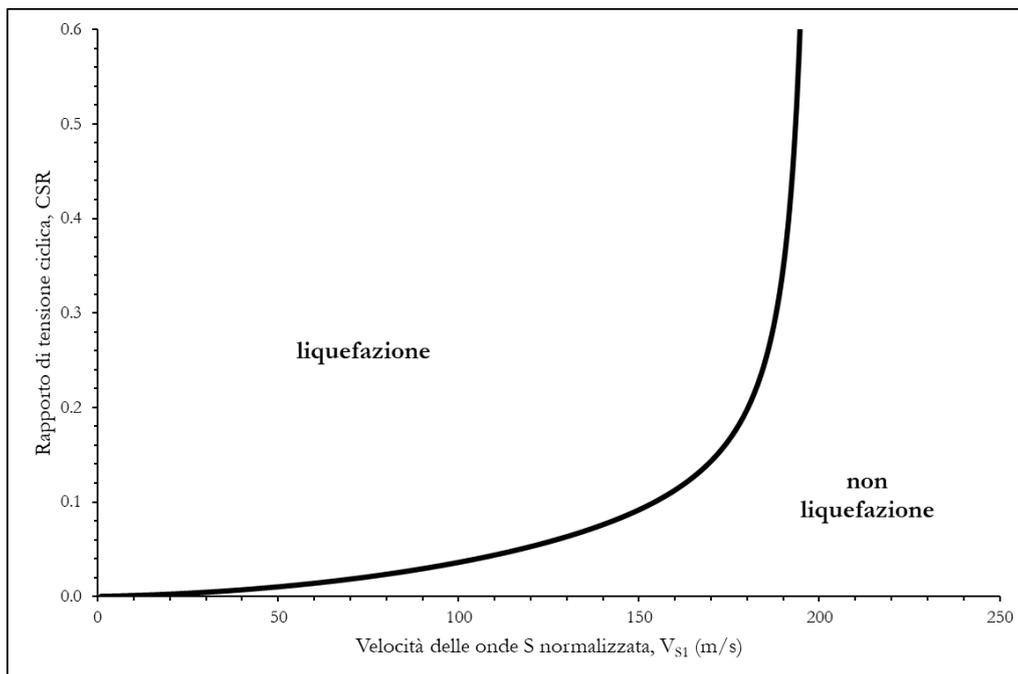


Figura 69 : Tratto 1 - Verifica a liquefazione mediante la velocità delle onde di taglio normalizzata.

Tabella 22: Tratto 1 – Velocità di propagazione delle onde di taglio.

Sondaggio	z (m)	Categoria suolo	V _s (m/s)	V _{S1} (m/s)	V _{S1c} (m/s)
SG01-DH	1	B	452	633	200
	2	B	419	549	200
	3	B	377	464	200

9.3.2 Tratto 2 (da pk 42+140 a pk 42+680)

La Tabella 23 riporta, alla profondità di esecuzione di ciascuna prova *SPT*, il rapporto di tensione ciclica $(CSR)_{M=7.5}$ ed il corrispondente rapporto di resistenza ciclica *CRR*:

Tabella 23: Tratto 2 - Rapporti di tensione e resistenza ciclica ottenuti dalle prove *SPT*.

Sondaggio	Prova	z (m)	N _{SPT}	(N ₁) ₆₀	Categoria suolo	a _{max} /g	(CSR) _{M=7.5} (-)	CRR (-)
S11	1	2.50	8	11.6	C	0.250	0.1076	0.1753
S11	2	6.00	15	16.0	C	0.250	0.1398	0.2255

La curva limite in Figura 70 separa le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione; si può osservare che per ogni prova *SPT* eseguita la verifica risulta soddisfatta.

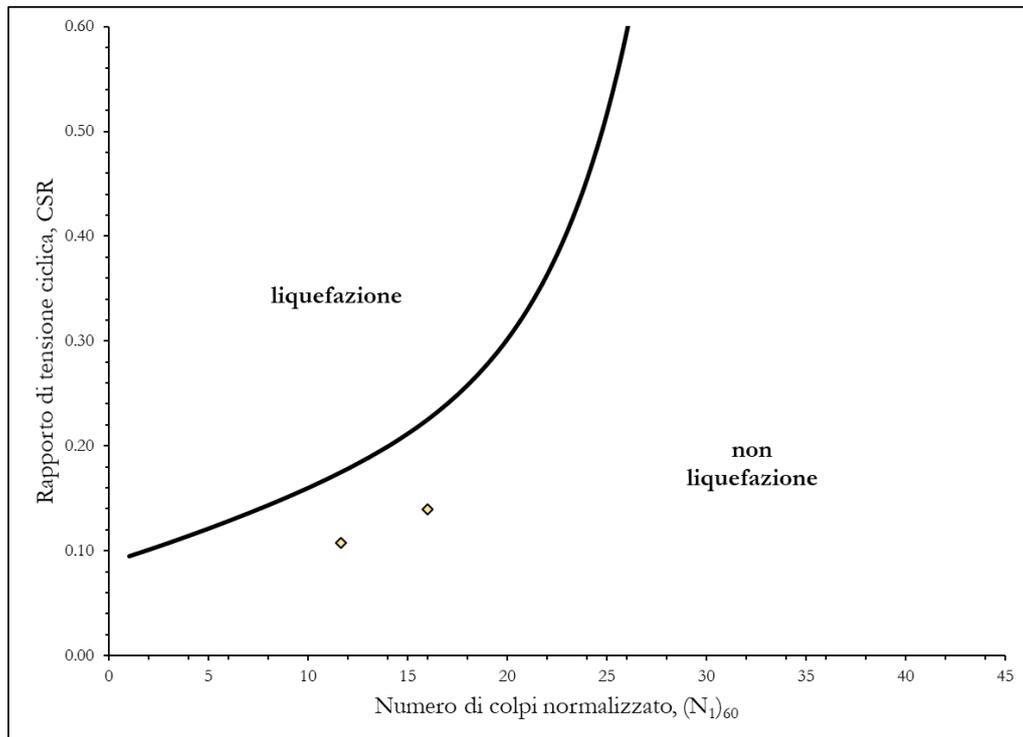


Figura 70 : Tratto 2 - Verifica a liquefazione mediante i risultati delle prove SPT.

La curva limite costruita determinando il rapporto di resistenza ciclica CRR a partire dai valori di velocità di propagazione delle onde di taglio è la stessa mostrata per il tratto precedente (cfr. Figura 69). I valori della V_{S1} risultano maggiori del valore soglia $V_{S1c} = 200$ m/s (cfr. Tabella 22), pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Tabella 24: Tratto 2 – Velocità di propagazione delle onde di taglio.

Sondaggio	z (m)	Categoria suolo	V_s (m/s)	V_{S1} (m/s)	V_{S1c} (m/s)
MASW 1	0.6	C	155	217	200
	1.33	C	184	258	200
	2.97	C	242	283	200

9.3.3 Tratto 3 (da pk 44+220 a pk 46+380)

La Tabella 25 riporta, alla profondità di esecuzione di ciascuna prova SPT, il rapporto di tensione ciclica $(CSR)_{M=7.5}$ ed il corrispondente rapporto di resistenza ciclica CRR :

Tabella 25: Tratto 3 - Rapporti di tensione e resistenza ciclica ottenuti dalle prove SPT.

RELAZIONE GEOTECNICA

Sondaggio	Prova	z (m)	N _{SPT}	(N ₁) ₆₀	Categoria suolo	a _{max} /g	(CSR) _{M=7.5} (-)	CRR (-)
SG04-PZ	3	14.23	2	1.1	B	0.209	0.0844	0.0956
SG05-DH	1	2.23	20	27.5	B	0.209	0.0901	0.7595
SG06-PZ	1	3.78	3	3.8	B	0.209	0.0964	0.1135
SG06-PZ	2	6.16	28	29.0	B	0.209	0.1152	0.9998
SG07	1	1.48	24	35.9	B	0.209	0.0907	-
SG27-PZ	1	3.73	29	32.4	B	0.209	0.0891	-
SG27-PZ	2	7.23	36	31.9	B	0.209	0.0866	-
SG27-PZ	3	13.03	19	12.9	B	0.209	0.0901	0.1882
S20	1	2.30	17	23.6	B	0.209	0.0901	0.4358
S22	1	4.00	7	8.1	B	0.209	0.0889	0.1444
S22	2	5.50	11	10.6	B	0.209	0.0878	0.1657
S23	1	1.50	7	13.0	B	0.209	0.0906	0.1895
S23	2	3.00	15	19.1	B	0.209	0.0896	0.2805
S24	1	1.50	21	32.2	B	0.209	0.0906	-
S24	2	3.00	39	46.0	B	0.209	0.0978	-
S25	1	2.00	10	15.7	B	0.209	0.0903	0.2216
S25	2	5.00	13	15.1	B	0.209	0.1178	0.2141
S26	1	3.00	11	14.9	B	0.209	0.0978	0.2110
S26	2	6.00	12	13.2	B	0.209	0.1238	0.1912
S28	1	3.00	14	17.9	B	0.209	0.0896	0.2568
S29	1	2.00	12	18.4	B	0.209	0.0903	0.2665
S29	2	4.00	14	16.8	B	0.209	0.1017	0.2372
S30	1	1.00	17	30.6	B	0.209	0.0910	-
S30	2	6.00	15	16.0	B	0.209	0.1169	0.2255
S31	1	2.50	11	15.5	B	0.209	0.0899	0.2193

La curva limite in Figura 71 separa le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione. Si può osservare che per ogni prova *SPT* eseguita la verifica risulta soddisfatta.

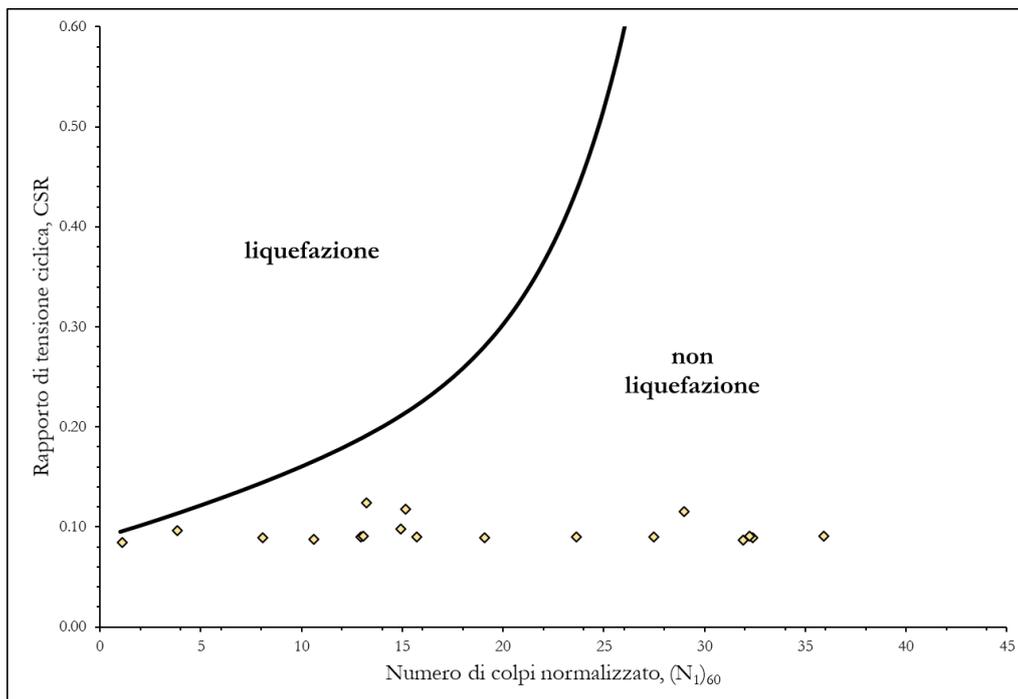


Figura 71 : Tratto 3 - Verifica a liquefazione mediante i risultati delle prove SPT.

Per quanto concerne la curva limite definita facendo riferimento alla velocità di propagazione delle onde di taglio, anche nel tratto in esame i valori della V_{S1} risultano maggiori del valore soglia $V_{S1c} = 200$ m/s (cfr. Tabella 26), pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Tabella 26: Tratto 3 – Velocità di propagazione delle onde di taglio.

Sondaggio	z (m)	Categoria suolo	V_s (m/s)	V_{S1} (m/s)	V_{S1c} (m/s)
	1	B	375	525	200
	2	B	414	524	200
	3	B	543	621	200
	4	B	606	645	200
SG05-DH	5	B	638	642	200
	6	B	657	632	200
	7	B	665	621	200
	8	B	649	596	200
	9	B	654	590	200

RELAZIONE GEOTECNICA

	10	B	657	584	200
	11	B	660	578	200
	12	B	662	572	200
	13	B	663	566	200
	14	B	664	560	200
	0.63	B	193	270	200
MASW 05	1.17	B	148	207	200
	1.91	B	289	370	200
	0.24	B	157	220	200
	0.95	B	193	270	200
	1.72	B	384	505	200
MASW 06	3.76	B	390	421	200
	6.07	B	220	211	200
	8.49	B	617	562	200
	16.07	B	487	401	200

9.3.4 Tratto 4 (da pk 46+380 a pk 47+520)

La Tabella 27 riporta, alla profondità di esecuzione di ciascuna prova *SPT*, il rapporto di tensione ciclica $(CSR)_{M=7.5}$ ed il corrispondente rapporto di resistenza ciclica *CRR*:

Tabella 27: Tratto 4 - Rapporti di tensione e resistenza ciclica ottenuti dalle prove *SPT*.

Sondaggio	Prova	z (m)	N _{SPT}	(N ₁) ₆₀	Categoria suolo	a _{max} /g	(CSR) _{M=7.5} (-)	CRR (-)
S33	1	3.00	12	15.5	C	0.250	0.1072	0.2192
S33	2	6.00	19	19.7	C	0.250	0.1324	0.2943
S33	3	9.00	22	20.2	C	0.250	0.1475	0.3076
S34	1	1.80	11	17.8	C	0.250	0.1082	0.2549
S34	2	3.70	14	16.3	C	0.250	0.1066	0.2307
S34	3	7.80	24	20.5	C	0.250	0.1087	0.3146
S34	4	8.80	28	23.4	C	0.250	0.1140	0.4262
S35	1	3.00	12	15.5	C	0.250	0.1072	0.2192
S35	2	6.00	14	13.8	C	0.250	0.1197	0.1982
SG08-DH	1	2.23	18	25.1	C	0.250	0.1078	0.5269
SG08-DH	2	6.78	45	43.9	C	0.250	0.1251	-
SG30-PZ	1	4.63	17	19.4	C	0.250	0.1285	0.2881
S36	1	3.00	10	13.1	E	0.264	0.1132	0.1902
S36	2	6.00	20	18.6	E	0.264	0.1105	0.2709
S36	3	9.00	38	32.6	E	0.264	0.1214	-
S36	4	12.00	44	36.1	E	0.264	0.1251	-
S36	5	15.00	50	39.8	E	0.264	0.1224	-
S37	1	3.00	9	11.9	E	0.264	0.1132	0.1777
S37	2	6.00	14	12.9	E	0.264	0.1105	0.1882
S37	3	9.00	23	18.8	E	0.264	0.1214	0.2751
S37	4	12.00	34	26.8	E	0.264	0.1251	0.6774
S37	5	15.00	34	25.1	E	0.264	0.1224	0.5249

La curva limite in Figura 72 separa le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione. Si può osservare che per ogni prova *SPT* eseguita la verifica risulta soddisfatta.

RELAZIONE GEOTECNICA



Figura 72 : Tratto 4 - Verifica a liquefazione mediante i risultati delle prove SPT.

Per quanto concerne la curva limite definita facendo riferimento alla velocità di propagazione delle onde di taglio, nel tratto in esame tutti i valori della V_{S1} eccetto uno risultano maggiori del valore soglia $V_{S1c} = 200$ m/s (cfr. Tabella 28).

Tabella 28: Tratto 4 – Velocità di propagazione delle onde di taglio.

Sondaggio	z (m)	Categoria suolo	V_s (m/s)	V_{S1} (m/s)	V_{S1c} (m/s)
SG08-DH	1	C	180	252	200
	2	C	198	251	200
	3	C	259	303	200
	4	C	289	324	200
	5	C	305	331	200
	6	C	313	329	200
	7	C	319	326	200
	8	C	322	321	200
	9	C	333	325	200
MASW 07	0.31	E	169	237	200
	0.65	E	120	168	200
	1.3	E	176	246	200

RELAZIONE GEOTECNICA

2.5	E	221	264	200
7.75	E	219	202	200
11.49	E	252	219	200
15.82	E	289	239	200

Nel punto a cui corrisponde una V_{S1} pari a 168 m/s sono stati dunque calcolati il rapporto di tensione ciclica $(CSR)_{M=7.5}$ ed il rapporto di resistenza ciclica CRR . I risultati sono riportati sia in forma tabellare (cfr. Tabella 29) sia graficamente in Figura 73.

Tabella 29: Tratto 4 – Rapporti di tensione e resistenza ciclica ottenuti dalle V_S .

Sondaggio	z (m)	Categoria suolo	a_{max}/g	$(CSR)_{M=7.5}$ (-)	CRR (-)
MASW 07	0.65	E	0.264	0.1152	0.1356

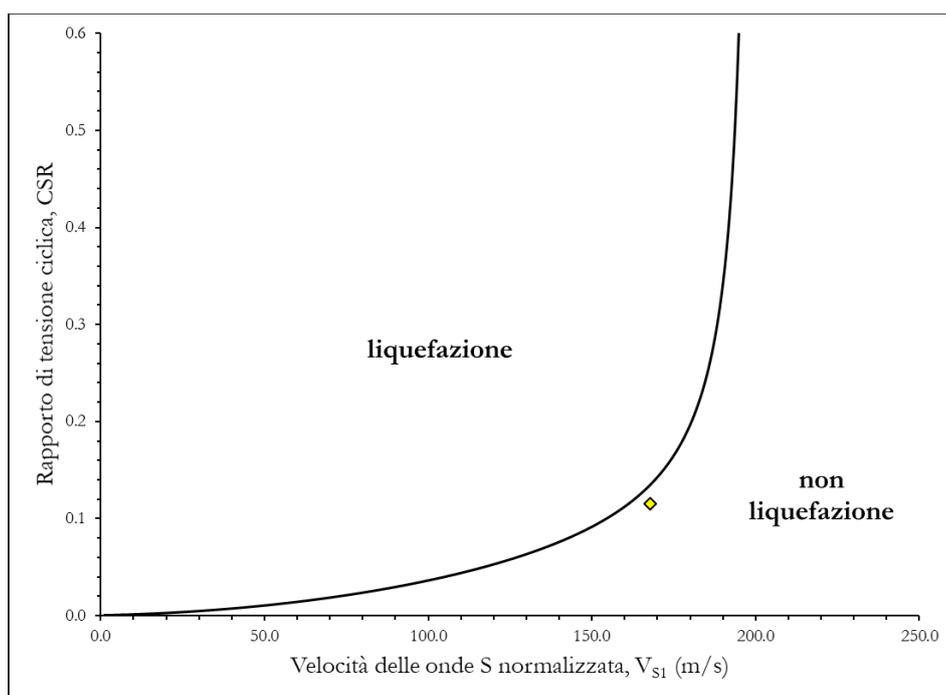


Figura 73 : Tratto 4 - Verifica a liquefazione mediante la velocità delle onde di taglio normalizzata.

La verifica risulta soddisfatta.

9.3.5 Tratto 5 (da pk 47+520 a pk 48+570)

La Tabella 30 riporta, alla profondità di esecuzione di ciascuna prova *SPT*, il rapporto di tensione ciclica $(CSR)_{M=7.5}$ ed il corrispondente rapporto di resistenza ciclica *CRR*:

Tabella 30: Tratto 5 - Rapporti di tensione e resistenza ciclica ottenuti dalle prove *SPT*.

Sondaggio	Prova	z (m)	N _{SPT}	(N ₁) ₆₀	Categoria suolo	a _{max} /g	(CSR) _{M=7.5} (-)	CRR (-)
S38	1	2.60	23	29.5	B	0.209	0.0899	1.1116
S41	1	2.00	18	26.0	B	0.209	0.0903	0.6010
SG09-DH	1	2.78	60	66.2	B	0.209	0.0897	-
SG09-DH	2	7.23	62	59.3	B	0.209	0.0969	-

La curva limite in Figura 74 separa le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione. Si può osservare che per ogni prova *SPT* eseguita la verifica risulta soddisfatta.

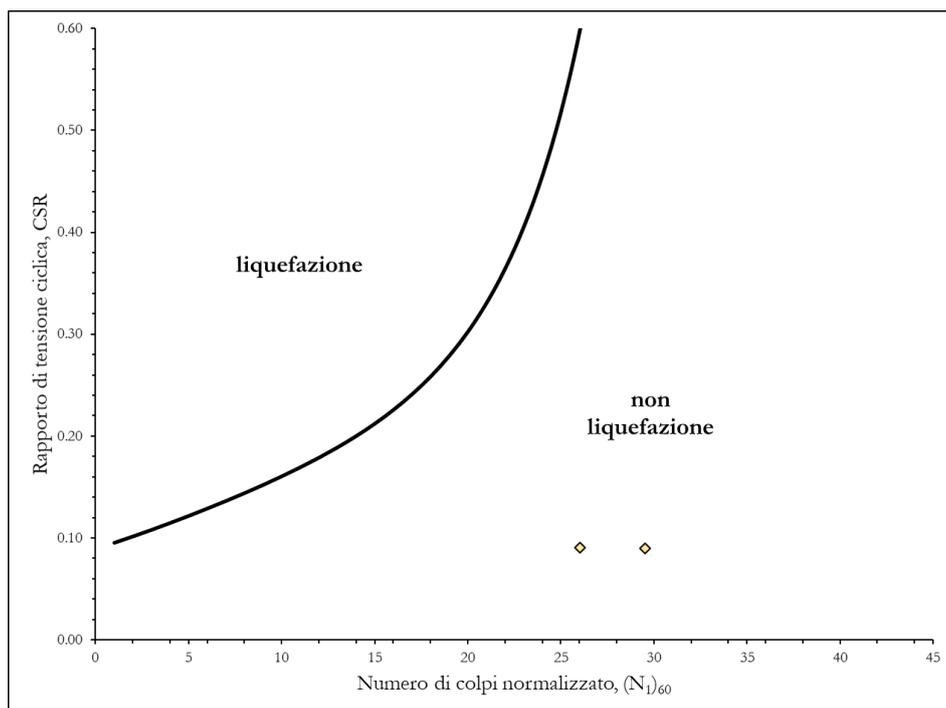


Figura 74 : Tratto 5 - Verifica a liquefazione mediante i risultati delle prove *SPT*.

Per quanto concerne la curva limite definita facendo riferimento alla velocità di propagazione delle onde di taglio, nel tratto in esame tutti i valori della V_{S1} risultano maggiori del valore soglia $V_{S1c} = 200$ m/s (cfr. Tabella 31).

RELAZIONE GEOTECNICA

Tabella 31: Tratto 5 – Velocità di propagazione delle onde di taglio.

Sondaggio	z (m)	Categoria suolo	V _s (m/s)	V _{s1} (m/s)	V _{s1c} (m/s)
SG09-DH	2	B	157	200	200
	3	B	280	327	200
	4	B	313	351	200
	5	B	333	361	200
	6	B	357	375	200
	7	B	363	371	200
	8	B	367	366	200
	9	B	370	361	200
	10	B	372	355	200

9.3.6 Tratto 6 (da pk 49+740 a pk 50+920)

La Tabella 32 riporta, alla profondità di esecuzione di ciascuna prova *SPT*, il rapporto di tensione ciclica $(CSR)_{M=7.5}$ ed il corrispondente rapporto di resistenza ciclica *CRR*:

Tabella 32: Tratto 6 - Rapporti di tensione e resistenza ciclica ottenuti dalle prove SPT.

Sondaggio	Prova	z (m)	N _{SPT}	(N ₁) ₆₀	Categoria suolo	a _{max} /g	$(CSR)_{M=7.5}$ (-)	CRR (-)
S46	1	1.00	11	22.0	B	0.209	0.0910	0.3642
S47	1	2.00	19	27.3	B	0.209	0.0903	0.7285
S47	2	4.00	18	20.6	B	0.209	0.0949	0.3197
S48	1	2.00	11	17.1	B	0.209	0.0903	0.2422
S48	2	5.00	23	24.8	B	0.209	0.1039	0.5056
S49	1	1.00	11	22.0	B	0.209	0.0910	0.3642
S50	1	2.00	10	16.4	B	0.209	0.1004	0.2318
SG09 bis	1	3.78	13	15.3	B	0.209	0.0924	0.2167

La curva limite in Figura 75 separa le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione. Si può osservare che per ogni prova *SPT* eseguita la verifica risulta soddisfatta.

RELAZIONE GEOTECNICA

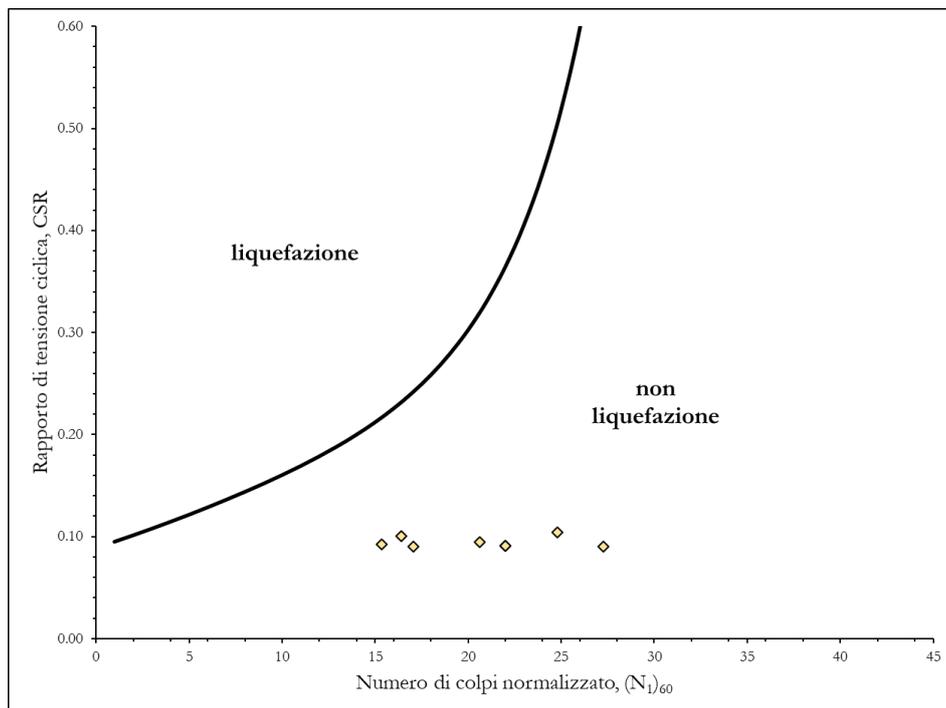


Figura 75 : Tratto 6 - Verifica a liquefazione mediante i risultati delle prove SPT.

Per quanto concerne la curva limite definita facendo riferimento alla velocità di propagazione delle onde di taglio, nel tratto in esame tutti i valori della V_{S1} eccetto uno risultano maggiori del valore soglia $V_{S1c} = 200$ m/s (cfr. Tabella 33).

Tabella 33: Tratto 6 – Velocità di propagazione delle onde di taglio.

Sondaggio	z (m)	Categoria suolo	V_s (m/s)	V_{S1} (m/s)	V_{S1c} (m/s)
SG10-DH	2	B	137	173	200
	3	B	252	288	200
	4	B	281	299	200
	5	B	299	301	200

Nel punto a cui corrisponde una V_{S1} pari a 173 m/s sono stati dunque calcolati il rapporto di tensione ciclica $(CSR)_{M=7.5}$ ed il rapporto di resistenza ciclica CRR . I risultati sono riportati sia in forma tabellare (cfr. Tabella 34) sia graficamente in Figura 76.

Tabella 34: Tratto 6 – Rapporti di tensione e resistenza ciclica ottenuti dalle V_s .

Sondaggio	z (m)	Categoria suolo	a_{max}/g	$(CSR)_{M=7.5}$ (-)	CRR (-)
SG10-DH	2	B	0.209	0.0903	0.1572

RELAZIONE GEOTECNICA

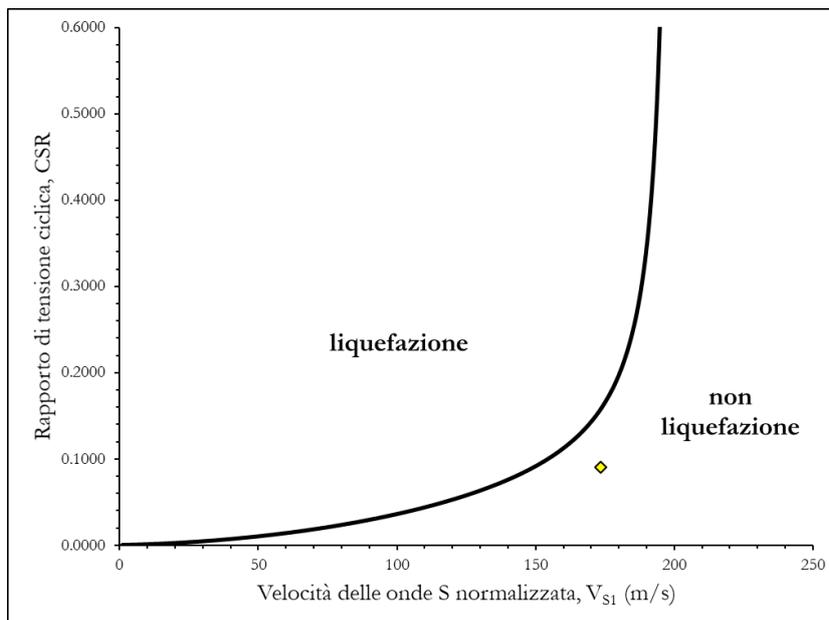


Figura 76 : Tratto 6 - Verifica a liquefazione mediante la velocità delle onde di taglio normalizzata.

La verifica risulta soddisfatta.

9.3.7 Tratto 7 (da pk 50+920 a pk 53+120)

Nel tratto in esame non si dispone di prove sismiche, pertanto ai fini della valutazione del rischio di liquefazione sono state considerate le sole prove *SPT*; in Tabella 35 sono riportati, alla profondità di esecuzione di ciascuna prova, il rapporto di tensione ciclica $(CSR)_{M=7.5}$ ed il rapporto di resistenza ciclica *CRR*.

Tabella 35: Tratto 7 - Rapporti di tensione e resistenza ciclica ottenuti dalle prove *SPT*.

Sondaggio	Prova	z (m)	N _{SPT}	(N ₁) ₆₀	Categoria suolo	a _{max} /g	(CSR) _{M=7.5} (-)	CRR (-)
S53	1	3.20	20	24.2	C	0.250	0.1070	0.4684
SG41-PZ	2	5.73	23	23.6	C	0.250	0.1249	0.4353

La curva limite in Figura 77 separa le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione. Si può osservare che per ogni prova *SPT* eseguita la verifica risulta soddisfatta.

RELAZIONE GEOTECNICA

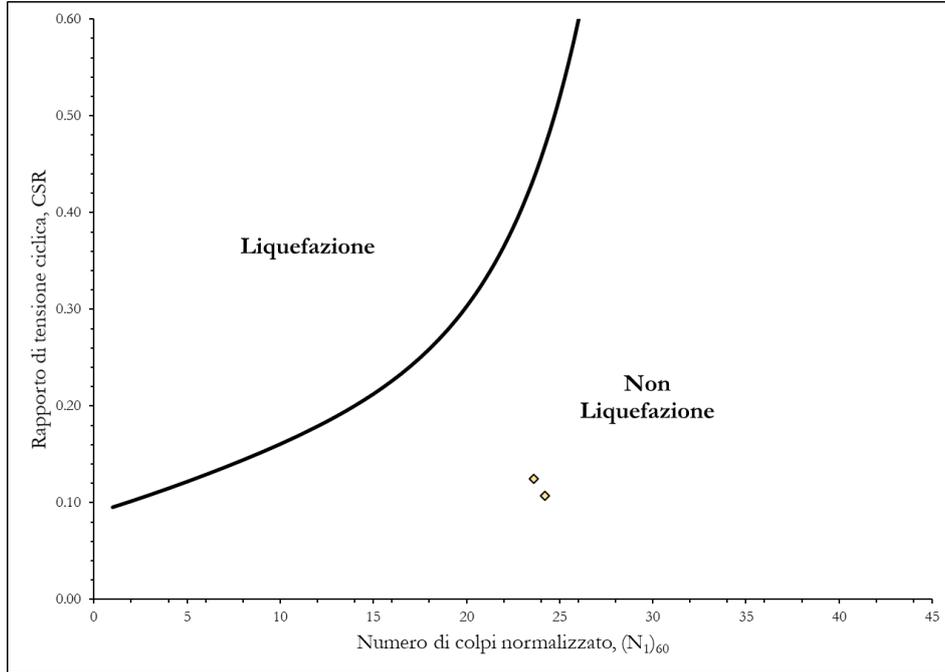


Figura 77 : Tratto 7 - Verifica a liquefazione mediante i risultati delle prove SPT.

10 RISULTATI DELLE PROVE DI CARICO SU PIASTRA

Nella tabella seguente sono elencati tutti i pozzetti esplorativi realizzati nel corso della campagna indagini integrativa del 2019. Per alcuni pozzetti sono riportati anche i risultati delle prove di carico su piastra (PLT), laddove eseguite, e la classificazione granulometrica CNR UNI 10006 dei campioni rimaneggiati prelevati. Nello specifico, per le prove di carico su piastra, è riportata la profondità di esecuzione dal piano campagna ed i valori dei moduli di deformabilità Md_1 e Md_2 valutati rispettivamente nel I e nel II ciclo di carico, nell'intervallo di carico $50 \div 150$ kPa.

POZZETTO	progressiva [m]	Classificazione CNR UNI 10006	prof. da p.c. [m]	I Ciclo		Md1 / Md2 [-]
				Md1 [MPa]	Md2 [MPa]	
PZ1	41860	A2-4	0.2	7.36	272.73	0.03
PZ2	42430	A1-b	0.2	7.16	236.84	0.03
PZ4	43350	A4	-	-	-	-
PZ5	43810	A1-b	0.3	32.03	187.5	0.17
PZ6	44380	A2-4	-	-	-	-
PZ8	45060	A1-a	-	-	-	-
PZ9	45400	A2-4	0.3	28.3	236.84	0.12
PZ10	45680	A1-b	-	-	-	-
PZ11	46060	A2-4	0.2	95.74	375	0.26
PZ13	47020	A2-4	0.2	36	225	0.16
PZ15	47460	A6	0.2	6.95	219.51	0.03
PZ16	47970	A4	0.2	25.79	230.77	0.11
PZ18	48350	A2-6	0.2	13.94	310.34	0.04
PZ17	48990	A1-b	0.2	16.95	290.32	0.06
PZ21	49330	A1-b	-	-	-	-
PZ24	50620	A6	0.2	12.89	166.67	0.08
PZ25	51050	A2-4	0.2	21.95	225	0.10
PZ26	51510	A2-4	0.2	14.75	310.34	0.05
PZ27	52210	A2-4	0.2	15.44	333.33	0.05
PZ28	52430	A6	0.2	15.23	360	0.04
PZ29	52830	A2-4	0.2	14.8	473.68	0.03
PZ30	53180	A4	0.2	18.56	160.71	0.12
PZ31	53180	A2-4	0.2	16.67	152.54	0.11

Figura 78 : Risultati pozzetti esplorativi campagna 2019 – classificazione granulometrica e prove di carico su piastra (PLT).

10.1 DEFINIZIONE DEGLI INTERVENTI SUL PIANO DI POSA DEI RILEVATI

Tenendo conto delle caratteristiche litologiche e geotecniche dei terreni di fondazione, con riferimento anche ai risultati delle prove di carico su piastra, sono stati definiti lungo il tracciato, sia in asse principale che nei tratti di viabilità secondaria, gli spessori di scotico e bonifica da prevedere sotto il piano di posa dei rilevati. In particolare, è stato previsto sempre uno spessore di scotico di 20 cm, al di sotto del quale localmente è stato indicato uno spessore di bonifica di 30 cm. Nel tratto nel quale il tracciato si sviluppa nell'area delle risaie, indipendentemente dai valori delle prove di carico, è stata sempre prevista la bonifica. La bonifica del terreno dovrà essere effettuata sostituendo il terreno in sito, al di sotto del piano di scotico, con idoneo materiale arido, utilizzando in particolare terre dei gruppi A1, A3 (con coefficiente di uniformità $D_{60}/D_{10} \geq 7$), A2-4 e A2-5 (se provenienti dagli scavi).

Localmente, in funzione delle caratteristiche del terreno e della quota della falda, è stata prevista la disposizione di un geocomposito drenante da stendere alla base del rilevato; laddove prevista, il geocomposito drenante dovrà essere disposto sopra lo spessore di bonifica.

Per maggiori dettagli riguardo la disposizione degli strati si rimanda alle sezioni tipo (elaborato T00-GE00-GET-ST01-A).

Nelle tabelle seguenti sono indicati, tratto per tratto, gli spessori di scotico e bonifica previsti.

Asse principale				
da prg	a prg	Spessore di scotico (cm)	Spessore di bonifica (cm)	Geocomposito drenante
41580	42100	20	-	-
42100	42180	20	30	-
42180	42500	20	-	-
42500	42760	20	30	-
42760	43120	20	-	-
43120	43180	20	30	-
43180	43320	20	-	-
43320	43480	20	30	-
43480	43560	20	-	-
43560	43660	20	30	-
43660	44060	20	-	-
44060	44200	20	30	-
44200	44520	20	-	-
44520	44880	20	30	-
44880	45300	20	-	✓
45300	47880	20	30	✓
47880	48500	20	-	✓
48500	48620	20	30	✓
48620	48920	20	-	-
48920	49260	20	30	-
49260	49760	20	-	-
49760	50320	20	30	-
50320	52400	20	30	✓
52400	53000	20	-	✓
53000	53660	20	30	✓
53660	53859	20	-	✓

Figura 79 : Spessori bonifica – scotico ed anticapillare lungo il tracciato (asse principale).

RELAZIONE GEOTECNICA

Viabilità Vicinale 1				
da prg	a prg	Spessore di scotico (cm)	Spessore di bonifica (cm)	Geocomposito drenante
0	fine	20	-	-
Viabilità Vicinale 2				
da prg	a prg	Spessore di scotico (cm)	Spessore di bonifica (cm)	Geocomposito drenante
0	200	20	0	-
200	400	20	-	-
400	fine	20	-	-
Viabilità Secondaria 1 (ex Vicinale 3)				
da prg	a prg	Spessore di scotico (cm)	Spessore di bonifica (cm)	Geocomposito drenante
0	fine	20	-	-
Viabilità Vicinale 3 (ex vicinale4)				
da prg	a prg	Spessore di scotico (cm)	Spessore di bonifica (cm)	Geocomposito drenante
0	310	20	-	-
310	664.283 (fine)	20	30	-
Rampe Svincolo I - "Picchetto"				
da prg	a prg	Spessore di scotico (cm)	Spessore di bonifica (cm)	Geocomposito drenante
inizio	fine	20	30	-
Rampe Svincolo II - "Fontazzi"				
da prg	a prg	Spessore di scotico (cm)	Spessore di bonifica (cm)	Geocomposito drenante
inizio	fine	20	30	✓

RELAZIONE GEOTECNICA

Rampe Svincolo III - "Ponticini"				
da prg	a prg	Spessore di scotico (cm)	Spessore di bonifica (cm)	Geocomposito drenante
inizio	fine	20	30	✓
Viabilità Comunale 1 (ex Comunale 6)				
da prg	a prg	Spessore di scotico (cm)	Spessore di bonifica (cm)	Geocomposito drenante
0	270	20	-	-
270	fine	20	-	✓
Viabilità Comunale 2 (ex Comunale 1)				
da prg	a prg	Spessore di scotico (cm)	Spessore di bonifica (cm)	Geocomposito drenante
0	160	20	-	✓
160	fine	20	30	✓
Viabilità Secondaria 2				
da prg	a prg	Spessore di scotico (cm)	Spessore di bonifica (cm)	Geocomposito drenante
0	fine	20	-	✓
Viabilità Secondaria 3				
da prg	a prg	Spessore di scotico (cm)	Spessore di bonifica (cm)	Geocomposito drenante
0	fine	20	30	✓
Viabilità Secondaria 4				
da prg	a prg	Spessore di scotico (cm)	Spessore di bonifica (cm)	Geocomposito drenante
0	fine	20	-	✓
Viabilità Secondaria 5 (ex comunale 5)				
da prg	a prg	Spessore di scotico (cm)	Spessore di bonifica (cm)	Geocomposito drenante
0	fine	20	-	✓
Viabilità Secondaria 5 bis (ex Comunale 5 bis)				
da prg	a prg	Spessore di scotico (cm)	Spessore di bonifica (cm)	Geocomposito drenante
0	fine	20	-	✓

Figura 80 : Spessori bonifica – scotico ed anticapillare lungo il tracciato (viabilità secondaria)