

DIREZIONE TERRITORIALE IDROGRAFICA – EMILIA-ROMAGNA ORIENTALE
UFFICIO OPERATIVO DI FERRARA

OPERE IDRAULICHE DI 2^A CATEGORIA
FIUME PO

PROGETTO ESECUTIVO

FE-E-813/A - Codice Opera N. 1357 - CUP: B77H21002260001

Lavori: di realizzazione della sagoma definitiva dell'arginatura in destra idraulica del fiume Po da Frollo Francolino a Coronella Scutellari, tra gli stanti 54 e 60 - PTI_FE_1 - Comune di Ferrara (FE).

Relazione geotecnica e di calcolo

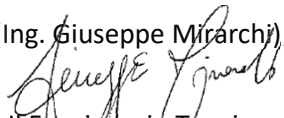
Elaborato

A.2.2

Progettisti:

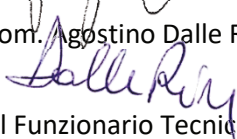
Il Funzionario Tecnico

(Ing. Giuseppe Mirarchi)



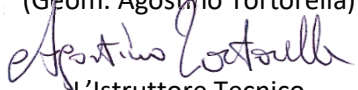
Il Funzionario Tecnico

(Geom. Agostino Dalle Rive)



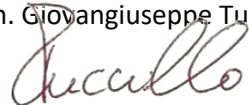
Il Funzionario Tecnico

(Geom. Agostino Tortorella)



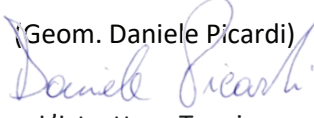
L'Istruttore Tecnico

(Geom. Giovangiuseppe Tuccillo)



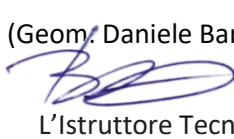
L'Istruttore Tecnico

(Geom. Daniele Picardi)



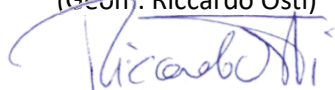
L'Istruttore Tecnico

(Geom. Daniele Barbieri)



L'Istruttore Tecnico

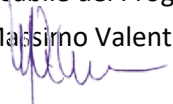
(Geom. Riccardo Osti)



Visto:

Il Responsabile del Progetto

(Ing. Massimo Valente)



Supporto al RUP:

Il Funzionario Tecnico

(Ing. Marco Zorzan)



PERIZIA N. **3**

DATA: 13/06/2025

Rev. AIPO
Sett. 2025

REGIONE EMILIA ROMAGNA
PROVINCIA DI FERRARA
LOCALITÀ FRANCOLINO

Progetto:

FE-E-813 – COD. OPERA 1357

**Lavori di realizzazione della sagoma definitiva dell'arginatura in
destra idraulica del fiume Po da Froldo Francolino a Coronella
Scutellari, tra gli stanti 54 e 60 - PTI_FE_1
Comune di Ferrara (FE)**

CUP: B77H21002260001 – CIG ZF036FB8BF

VERIFICHE GEOTECNICHE

Titolo elaborato:

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

Committente:



Strada Giuseppe Garibaldi 75 - 43121 Parma
Tel. 0521/7971. Posta certificata: protocollo@cert.agenziapo.it
Codice Fiscale: 92116650349 - Partita IVA: 02297750347

Elaborato: E02

Data: Luglio 2025

Revisione: 01

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI E IMPRESA

Consulenza ingegneristica:

Ediltecno Service srl

Il direttore tecnico

Ferraro Ing. Valentino

Sede legale: Via Albere 2/a
36060 Romano d'Ezzelino (VI)
P. IVA 02425190242

Consulenza geologica:

Dott. geol. Andrea Massagrande

via G. Marconi 1/i
36016 Thiene (VI)
P.IVA 02877170247

Sommario

PREMESSA.....	3
CRITERI DI CALCOLO E NORMATIVE	4
PROBLEMATICA AFFRONTATA	5
INDIVIDUAZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO RAPPRESENTATIVE	6
CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO - GEOTECNICA DEL TERRENI	8
Stratigrafia e parametri geotecnici del sottosuolo	8
Aspetti geotecnici del sottosuolo in riferimento al calcolo dei cedimenti.....	14
Aspetti geologici del sottosuolo in riferimento alla liquefazione.....	14
Terreni di costruzione dell'allargamento dei rilevati arginali.	15
AZIONE SISMICA	16
Massima magnitudine.....	18
Altre azioni agenti sui rilevati	19
VERIFICHE DI STABILITÀ RILEVATI DOPO L'ESECUZIONE DEGLI ALLARGAMENTI	20
Combinazioni di carico agli Stati limite Ultimi.....	21
Caratteristiche dei materiali per le verifiche a stabilità globale in combinazione A2+M2+R2.....	22
Combinazioni di carico in condizioni sismiche	25
CENNI DI TEORIA SULLA STABILITÀ DEI RILEVATI IN TERRA.....	26
Generalità sulle verifiche di stabilità con geosintetici	27
Descrizione tecnologia della terra rinforzata realizzata con geogriglie	30
Indicazioni progettuali terre rinforzate.....	33
Geogriglie e geosintetici	36
Caratteristiche geosintetici utilizzati	39
RIFERIMENTI PER I SOFTWARE UTILIZZATI E VERIFICHE SVOLTE	40
Analisi di stabilità.....	40
Modelli di calcolo	43
Verifiche eseguite.....	44
CEDIMENTI ALLARGAMENTO DELL'ARGINE	45
Cenni teorici calcolo dei cedimenti.....	46
Cedimento immediato	46
Cedimento di consolidazione	47
Cedimento viscoso	47
Rigonfiamento	47
Metodo del semispazio elastico	47
Cedimenti in terreni coesivi	48
Cedimenti in terreni granulari	48
Calcolo dei cedimenti	48
LIQUEFAZIONE	53
ANALISI DELLA FILTRAZIONE	57
Ipotesi di calcolo.....	58
Permeabilità dei terreni.....	60
Condizioni verificate	62
SIFONAMENTO	62
RISULTATI VERIFICHE E CALCOLI.....	64
Analisi stabilità allargamento rilevati arginali.....	64
Verifica di stabilità globale combinazione a2+m2+r2 - slu	64
Verifica di stabilità globale combinazione a2+m2+r2 - sismica.....	64
Verifiche di stabilità terre rinforzate sezione 41T	65
Cedimenti	66
Filtrazione.....	71
RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO	

Sezione 8 piena 2014.....	72
Sezione 39 piena 2014.....	73
Sezione 8 piena duecentennale	74
Sezione 39 piena duecentennale	75
Liquefazione.....	76
PRESCRIZIONI PER LA CORRETTA REALIZZAZIONE DELLE OPERE IN TERRA	
RINFORZATA	79
DRENAGGIO ACQUE.....	79
Terreno di fondazione.....	79
Requisiti del materiale di riempimento	80
Compattazione	81
Accorgimenti particolari	81
Realizzazione strutture rigide sopra la terra rinforzata	81
Rinverdimento	81
CONTRODEDUZIONI ALLE OSSERVAZIONI RIPORTATE NEL VERBALE DI	
VERIFICA N° 1 DEL PROGETTO ESECUTIVO – 07/07/2025	82

PREMESSA

Su incarico dell'AIPO - Agenzia interregionale fiume Po mediante affidamento diretto svoltosi l'8 luglio 2022 ai sensi dell'art. 1 comma 2 lettera a) Legge 120/2020 così come sostituito dall'art. 51 della Legge n. 108 del 2021 veniva assegnato allo scrivente studio Ediltecno Service srl in raggruppamento temporaneo di professionisti con lo studio di geologia Dott. Andrea Massagrande, l'esecuzione delle Verifiche Geotecniche nell'ambito del lavoro *"FE-E-813 – COD. OPERA 1357 - Lavori di realizzazione della sagoma definitiva dell'arginatura in destra idraulica del fiume Po da Froldo Francolino a Coronella Scutellari, tra gli stanti 54 e 60 - PTI_FE_1 - Comune di Ferrara (FE)"*

L'incarico richiede, così come si estrapola dalla istanza di offerta, le seguenti prestazioni:

- Supporto in fase esecutiva alla realizzazione delle indagini geognostiche, geotecniche di laboratorio e geofisiche, eseguite in altro affidamento, al fine di individuare i tratti oggetto d'indagine ovvero il concordamento di variazioni locali a seguito di specifiche necessità rilevate in corso d'opera;
- Esecuzione delle indagini sismiche;
- Acquisizione, verifica e controllo dei risultati delle indagini geognostiche, geotecniche di laboratorio e geofisiche eseguite in altro affidamento;
- Verifiche geotecniche (stabilità e filtrazione) dei rilevati in terra;
- Redazione delle relazioni: geologica, geotecnica e sismica, sulla gestione delle materie, di calcolo di stabilità globale e interna dei rilevati in terra;
- Dimensionamento opere strutturali in terra rinforzata ove necessarie;
- Redazione di tavole di progetto definitive degli allargamenti dei rilevati e sezioni esecutive strutturali delle opere in terra rinforzata;
- Redazione del disciplinare descrittivo e prestazionale degli elementi tecnici e del piano di manutenzione per la parte inerenti alle opere in terra rinforzate;
- Partecipazione a riunioni tecniche c/o il committente e sopralluoghi in cantiere.

CRITERI DI CALCOLO E NORMATIVE

Al fine di eseguire le prestazioni di cui all'incarico, si è fatto riferimento alle seguenti normative:

D.M. 16.01.1996

Norme tecniche relative ai "Criteri Generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"

D.M. 11.03.1988

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno e delle opere di fondazione.

Circ. Min. 24.09.1988

Istruzioni relative a "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno e delle opere di fondazione".

ORDINANZA SISMICA PCM n. 3274 aggiornata al 2005.

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

TESTO UNITARIO – Norma tecniche per le costruzioni. DM 14 Settembre 2005.

Nuove norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 Gennaio 2008.

CIRCOLARE 2 Febbraio 2009

Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Revisione norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 Gennaio 2018.

CIRCOLARE APPLICATIVA NTC 2018 - 21 Gennaio 2019

Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

PROBLEMATICA AFFRONTATA

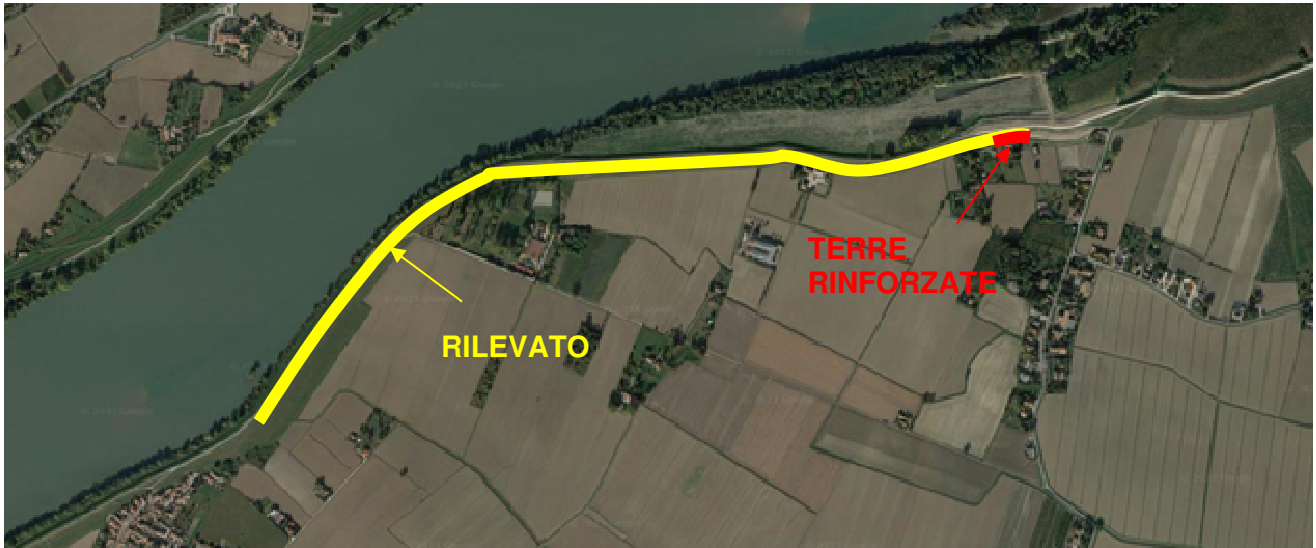
Nell'ambito del progetto di “- *Lavori di realizzazione della sagoma definitiva dell'arginatura in destra idraulica del fiume Po da Frolo Francoino a Coronella Scutellari, tra gli stanti 54 e 60 - PTI_FE_1 - Comune di Ferrara (FE)*”, si prevede l'allargamento dell'argine mediante la sistemazione del terreno in rilevato e la realizzazione, dove gli spazi non sono sufficienti per la pendenza di progetto di un tratto di strutture di sostegno in terra rinforzata rinverdibili.

Nel presente progetto vengono riportate le analisi e i calcoli effettuati per lo svolgimento dei seguenti argomenti:

- Analisi risultati delle indagini eseguite
- Caratterizzazione geologica, sismica e geotecnica con individuazione delle sezioni rappresentative.
- Verifica di stabilità locale dell'allargamento degli argini e globale del sistema argine esistente allargamento.
- Dimensionamento e verifica della struttura in terra rinforzata.
- Calcolo cedimenti dei terreni nella zona di allargamento dei rilevati;
- Valutazione dei potenziali fenomeni di liquefazione dei terreni;
- Valutazione linee di filtrazione in caso di piena centenaria e verifica adeguatezza delle opere in progetto;
- Valutazione sifonamento.

INDIVIDUAZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO RAPPRESENTATIVE

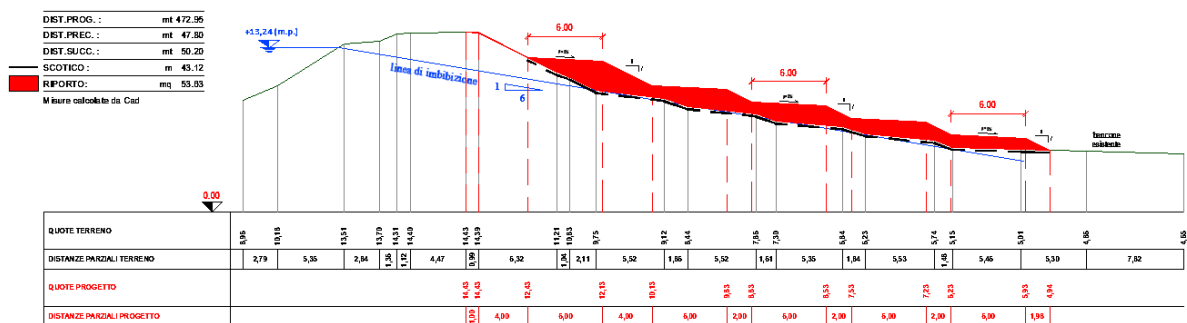
Si riporta di seguito la foto aerea con evidenziato il tratto in cui è previsto l'intervento di allargamento.



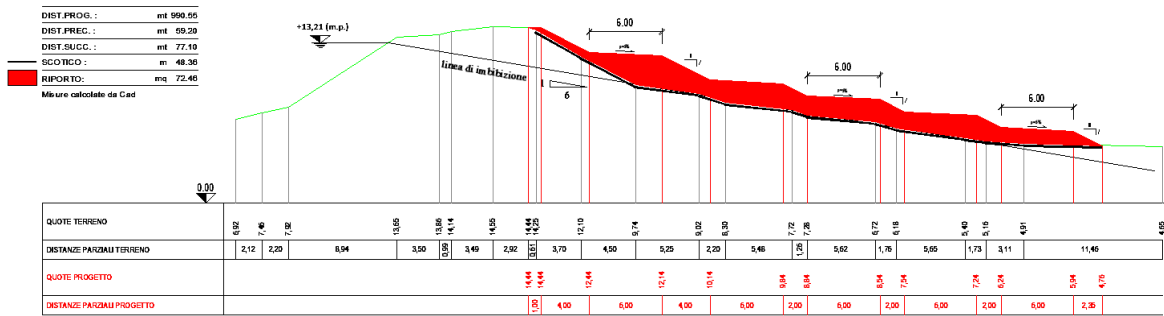
Le dimensioni geometriche delle opere e in particolare l'altezza, sezione e sviluppo lineare dell'intervento da eseguire sono desunte dal progetto definitivo, denominato "FE-E-813 – COD. OPERA 1357 - Lavori di realizzazione della sagoma definitiva dell'arginatura in destra idraulica del fiume Po da Frolto Francolino a Coronella Scutellari, tra gli stanti 54 e 60 - PTI_FE_1 - Comune di Ferrara (FE) fornito da AIPO con mail del 19/01/2023.

Di seguito si riportano alcune sezioni estratte dalle tavole di progetto, sezioni che sono state identificate come rappresentative dell'intervento e sulle quali sono state concentrate le indagini geognostiche. In rosso è possibile vedere l'allargamento previsto a fronte del rilevato esistente.

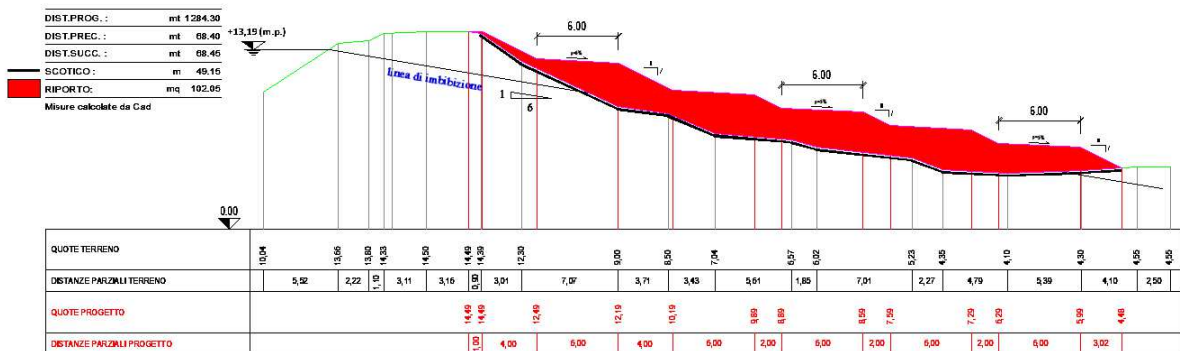
Sezione 8



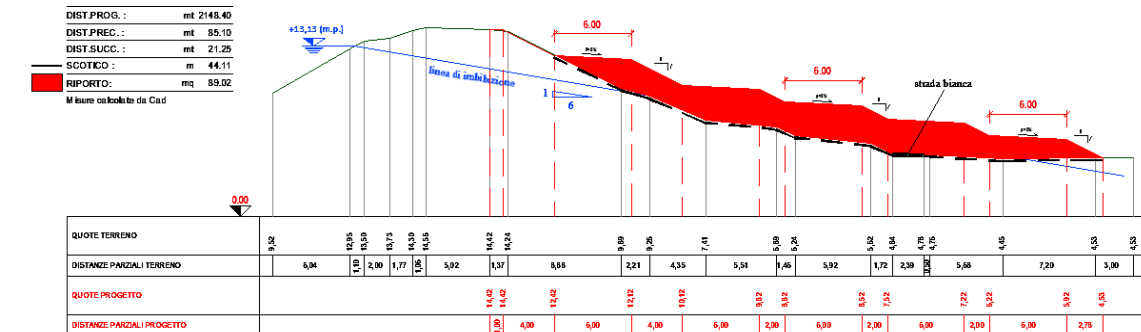
Sezione 16



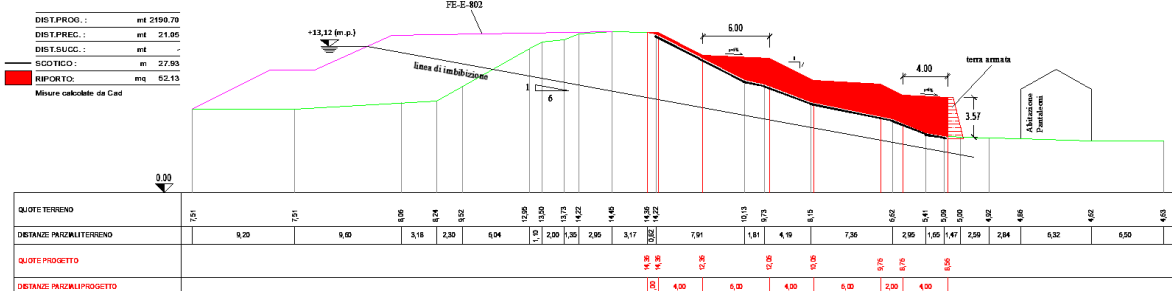
Sezione 20



Sezione 39



Sezione 41



SEZIONI DI PROGETTO – Estratto da elaborati progettuali

CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO - GEOTECNICA DEL TERRENI

Stratigrafia e parametri geotecnici del sottosuolo

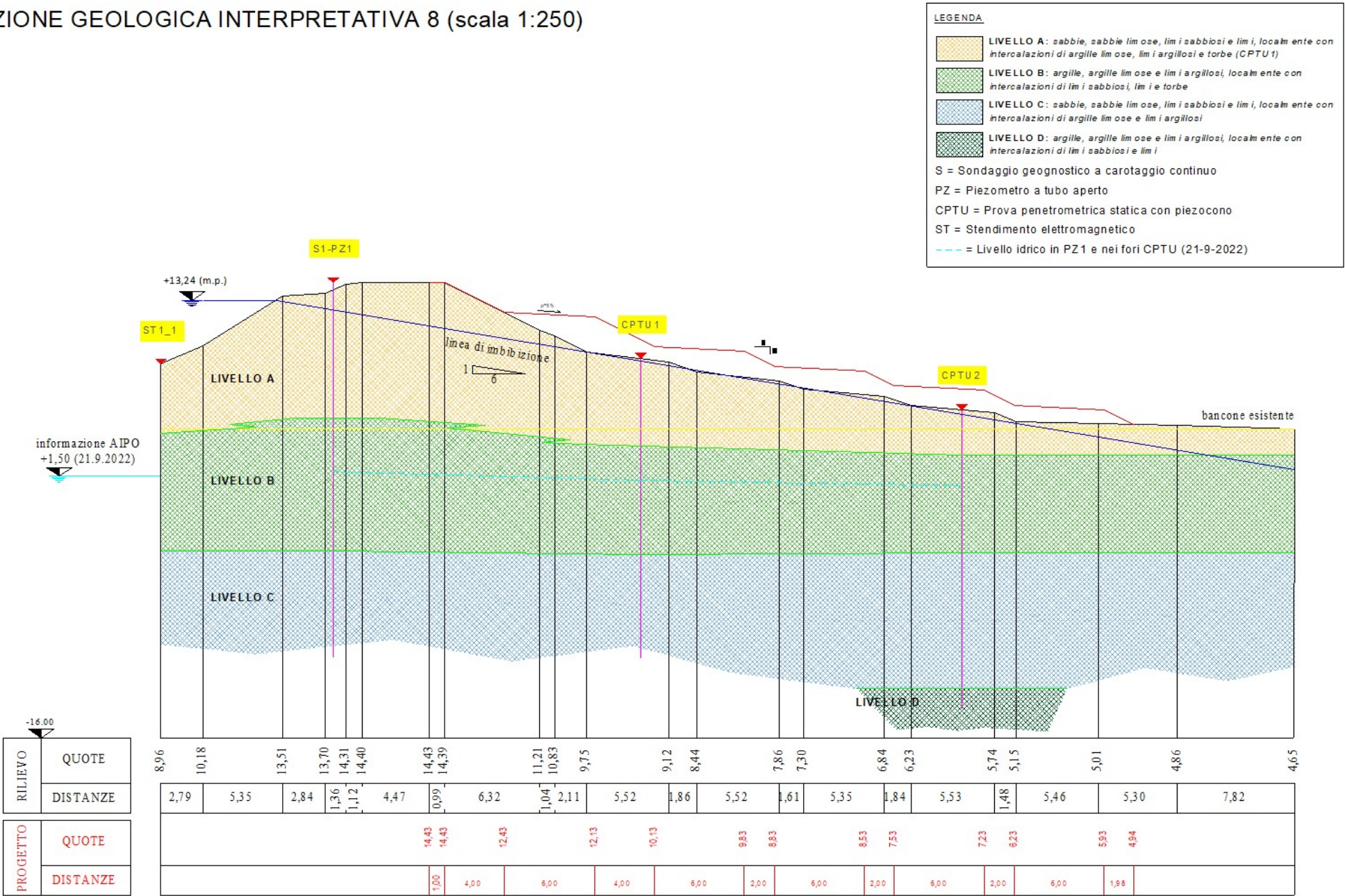
Per ognuna delle sezioni analizzate sono state ricostruite le stratigrafie e definiti i parametri geotecnici caratteristici facendo riferimento all'elaborato E01 relazione di caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica.

Nel seguito sono riportate le sezioni stratigrafiche relative alle sezioni rappresentative identificate. In ognuna sono state trascritte le caratteristiche geotecniche dei terreni di nostro interesse.

SEZIONE STRATIGRAFICA NR. 8

Litologia	Peso di volume γ (kN/m ³)	Coesione efficace C' (kPa)	Angolo d'attrito interno ϕ (°)
LIVELLO A	19	4	30
LIVELLO B	19	3	24
LIVELLO C	19	3	31

SEZIONE GEOLOGICA INTERPRETATIVA 8 (scala 1:250)

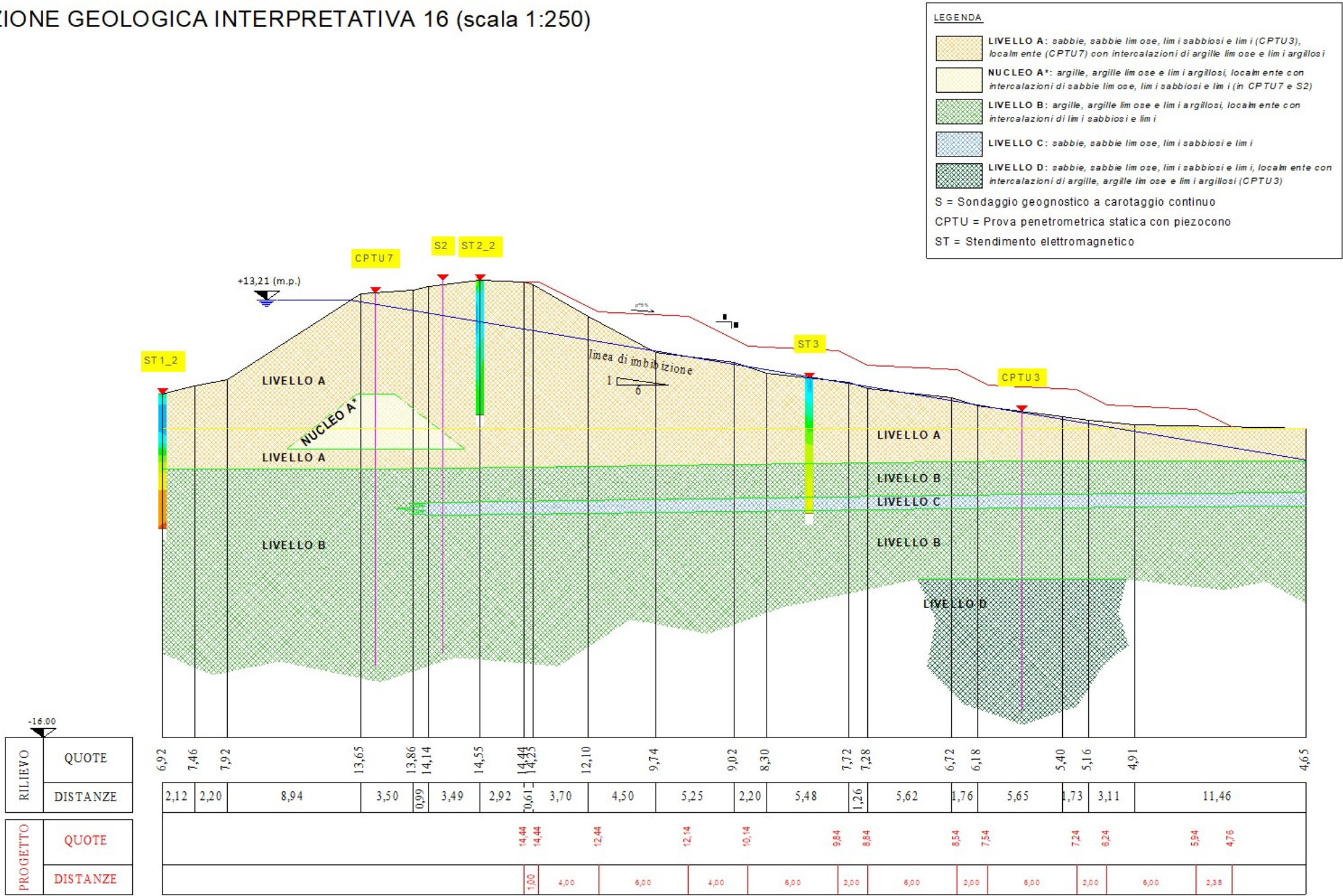


F.DO FRANCOLINO / C.LLA SCUTELLARI - STANTI 54/60

SEZIONE STRATIGRAFICA NR. 16

Litologia	Peso di volume γ (kN/m ³)	Coesione efficace C' (kPa)	Angolo d'attrito interno ϕ (°)
LIVELLO A	19	4	30
NUCLEO A*	19	3	24
LIVELLO B	19	3	25
LIVELLO C	19	3	29
LIVELLO D	19	3	29

SEZIONE GEOLOGICA INTERPRETATIVA 16 (scala 1:250)

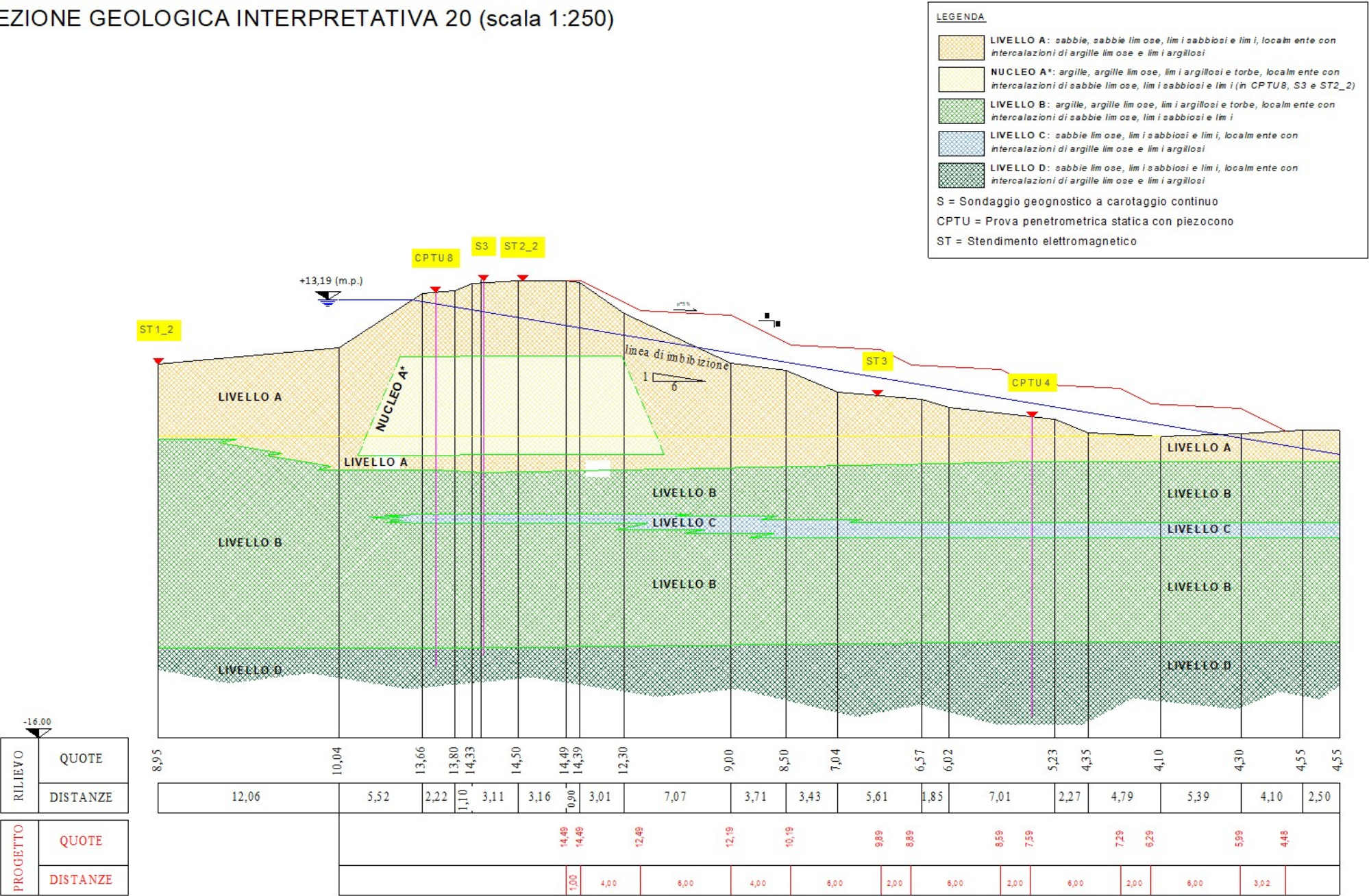


F.DO FRANCOLINO / C.LLA SCUTELLARI - STANTI 54/60

SEZIONE STRATIGRAFICA NR. 20

Litologia	Peso di volume γ (kN/m ³)	Coesione efficace C' (kPa)	Angolo d'attrito interno ϕ (°)
LIVELLO A	19	4	30
NUCLEO A*	19	3	24
LIVELLO B	19	3	25
LIVELLO C	19	3	29
LIVELLO D	19	3	29

SEZIONE GEOLOGICA INTERPRETATIVA 20 (scala 1:250)

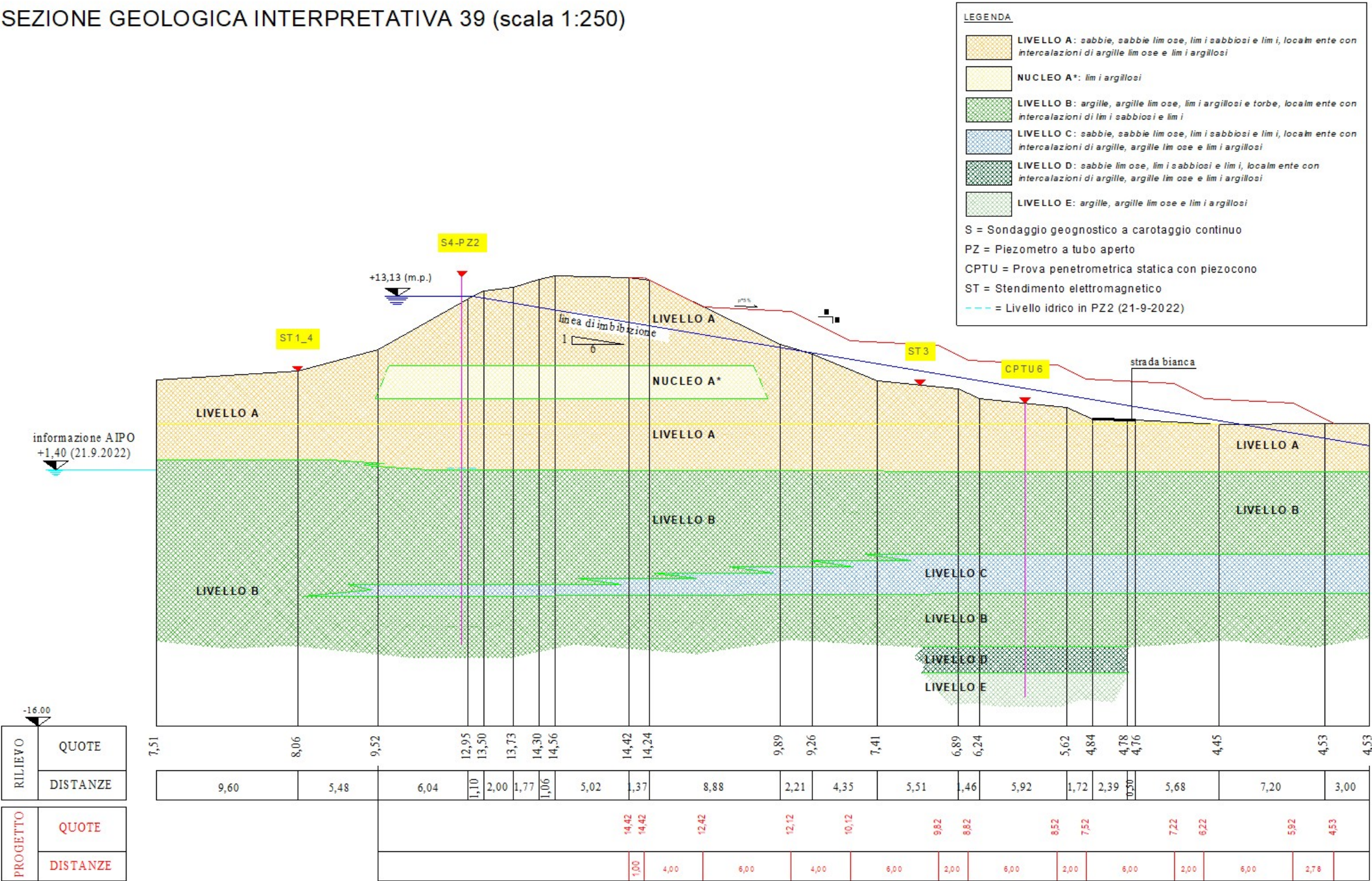


F.DO FRANCOLINO / CLLA SCUTELLARI - STANTI 54/60

SEZIONE STRATIGRAFICA NR. 39

Litologia	Peso di volume γ (kN/m ³)	Coesione efficace C' (kPa)	Coesione non drenata Cu (KPa)	Angolo d'attrito interno φ (°)
LIVELLO A	19	3		30
NUCLEO A*	19	3		24
LIVELLO B	19	3	30	25
LIVELLO C	19	3		29

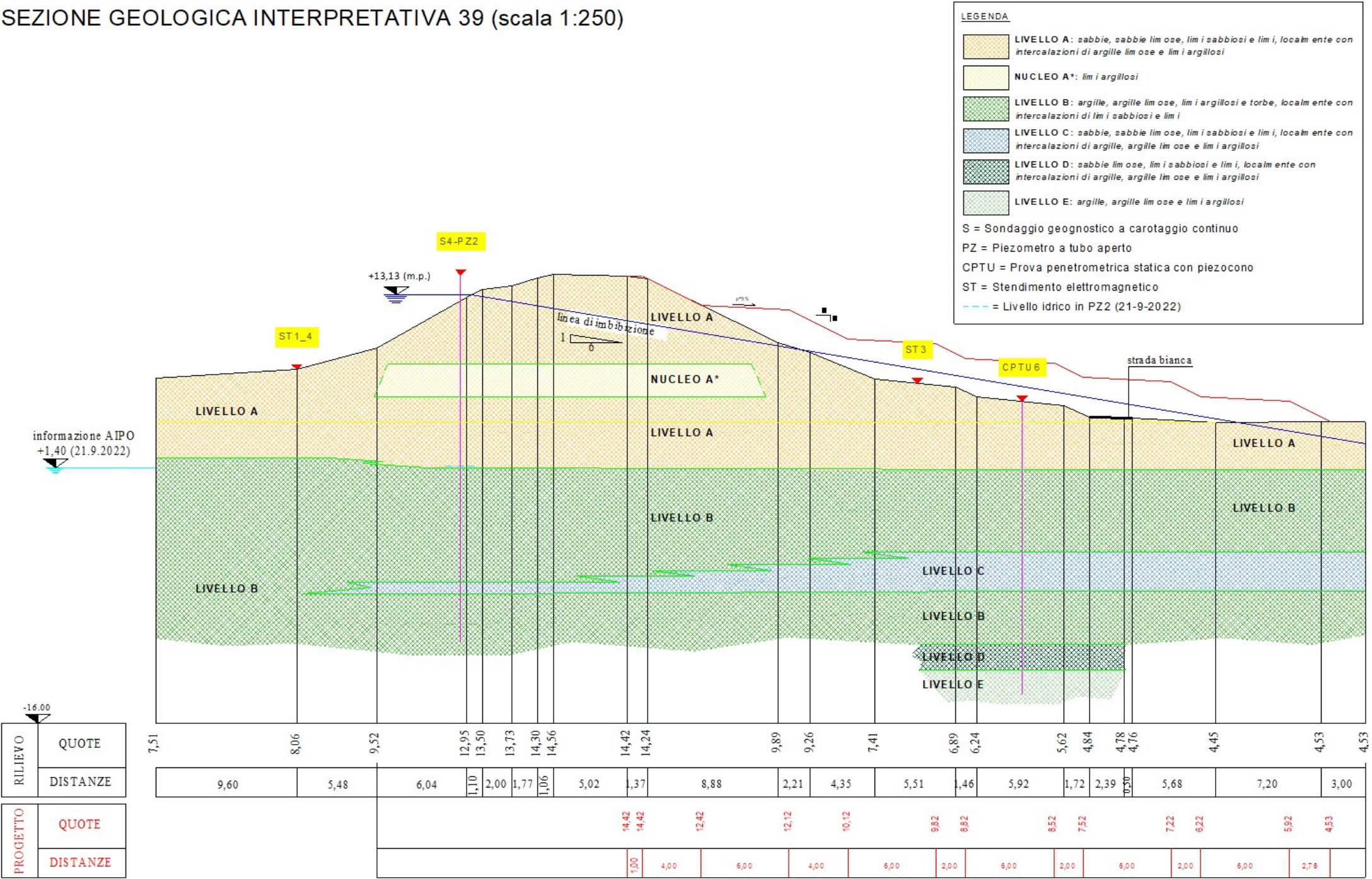
SEZIONE GEOLOGICA INTERPRETATIVA 39 (scala 1:250)



SEZIONE STRATIGRAFICA NR. 41T

Litologia	Peso di volume γ (kN/m ³)	Coesione efficace C' (kPa)	Angolo d'attrito interno ϕ (°)
LIVELLO A	19	4	30
NUCLEO A*	19	3	24
LIVELLO B	19	3	25
LIVELLO C	19	3	29

SEZIONE GEOLOGICA INTERPRETATIVA 39 (scala 1:250)



Aspetti geotecnici del sottosuolo in riferimento al calcolo dei cedimenti.

Per il calcolo dei cedimenti si considera la porzione di argine in cui l'allargamento previsto è più importante. Nel progetto in oggetto il tratto va dalla sezione 16 alla 20 e ha lunghezza di circa 440 m. Dall'analisi dei risultati delle prove edometriche di laboratorio si ricavano i parametri di deformabilità dei terreni utilizzati per l'implementazione dei calcoli (vedi dati riportati nella tabella seguente). Nel software è possibile inserire nei punti specifici le stratigrafie ricavate dalle prove in sito che saranno formate dai livelli in tabella. Nel nostro caso verranno inserite le stratigrafie ricavate da 2 prove CPT (la CPT 3 e CPT4) e 2 sondaggi (S2 e S3). In questo modo il software è in grado di dare una interpretazione tridimensionale del sottosuolo e quindi una restituzione dei cedimenti anch'essa tridimensionale.

Litologia	Modulo edometrico Ed (kPa)	Indice di compressione Cc	Indice di ricomprensione Cr	Indice dei vuoti iniziale e₀	Grado di sovraconsolidazione OCR
NUCLEO A*		0.192	0.011	0.77	0.988
LIVELLO A	20000				
LIVELLO B		0.85	0.192	1.66	0.686
LIVELLO B2		0.246	0.042	0.79	0.285
LIVELLO C	5000				
LIVELLO D	4000				

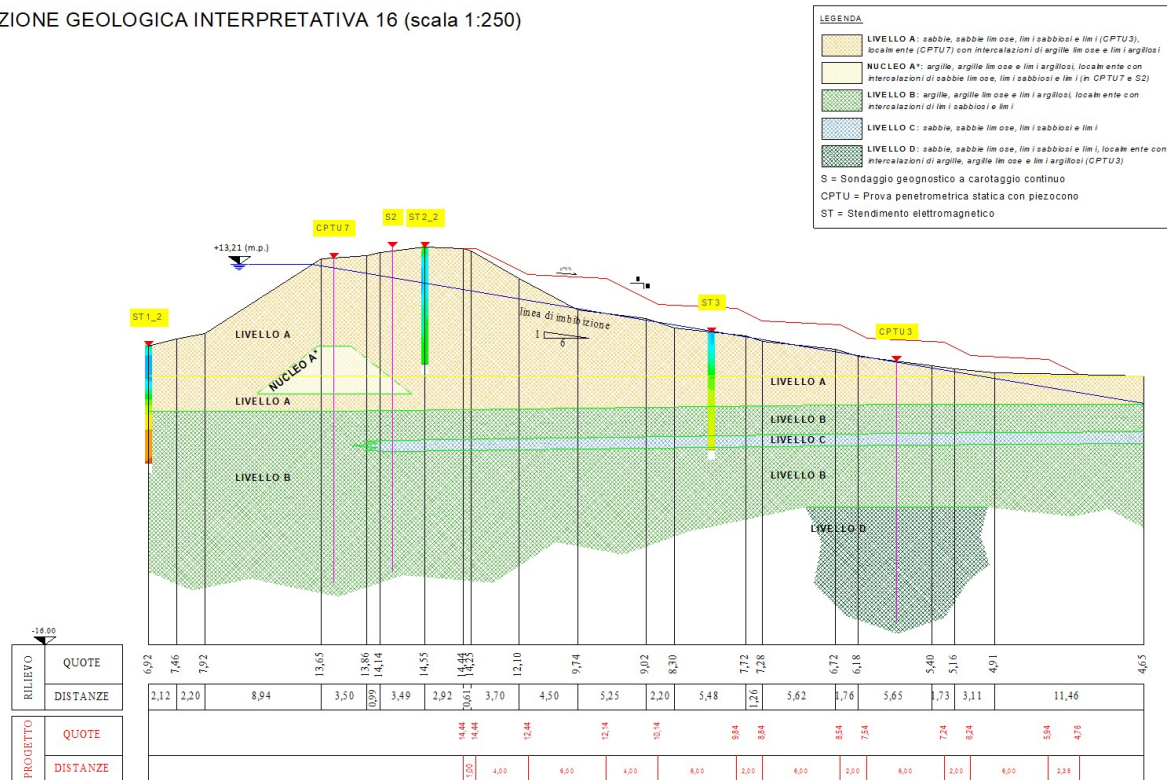
Tab. 1 Parametri edometrici dei terreni

Aspetti geologici del sottosuolo in riferimento alla liquefazione

Per valutare la possibilità del manifestarsi del fenomeno della liquefazione è necessario conoscere la tipologia e la stratigrafia del terreno, valutando la presenza di strati di tipo sabbioso/granulare immerso in falda.

Nel caso in esame si considera la zona in prossimità della sezione 16 in quanto caratterizzata dalla presenza di uno strato consistente di materiale granulare in superficie. La falda è stata considerata a 3 quote differenti: -2.0m, -1.0 m rispetto a piano campagna e a piano campagna.

SEZIONE GEOLOGICA INTERPRETATIVA 16 (scala 1:250)



Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e stratificazione del terreno nella sezione investigata, si considerano i dati forniti dalla Prova penetrometrica statica **CPT3**. Dalle analisi granulometriche si ricavano i contenuti percentuali minimi di fino ($d < 0.063$ mm) e il D50 (diametro del vaglio a cui corrisponde il 50% di passante) per gli strati di terreno significativi in base ai quali viene in tabella sotto valutata la propensione alla liquefazione.

Litologia	Contenuto di fino (%)	D50 (mm)	Propenso alla liquefazione
NUCLEO A*	>50	0.05	NO
LIVELLO A	<50	0.11	Sì
LIVELLO B	>50	0.05	NO
LIVELLO B2	>50	0.05	NO
LIVELLO C	<50	0.11	Sì
LIVELLO D	<50	0.11	Sì

Tab. 2. Parametri utili all'analisi di liquefazione.

Terreni di costruzione dell'allargamento dei rilevati arginali.

Per l'allargamento degli argini e per la realizzazione delle terre rinforzate si prevede di utilizzare i terreni prelevati da due zone di golena (successivamente denominate "zone di cava") lato fiume

evidenziate nella tav. 01 allegata alla presente. Da un punto di vista geologico e geotecnico tali terreni sono già stati analizzati e definiti. I relativi parametri assunti in fase di calcolo sono i seguenti:

Litologia	Peso di volume γ (kN/m ³)	Coesione efficace C' (kPa)	Angolo d'attrito interno ϕ (°)
RIPORTO	18	2	28

Tab. 3. Parametri geotecnici assegnati al terreno di realizzazione dell'allargamento dei rilevati.

Con riferimento alle prescrizioni inserite nel Capitolato speciale d'appalto generale AIPO per la realizzazione di rilevati si richiede che *“con riferimento alla classificazione contenuta nelle norme CNR UNI 10006, le terre preferibilmente da utilizzare dovranno essere di tipo argilloso e limoso (classi A-4, A-6, A-7-6), con contenuto minimo di sabbia pari al 15% e con indice di plasticità inferiore a 25. I materiali di tipo A-6 e A-7 dovranno avere un contenuto minimo di sabbia pari al 15% e indice di plasticità inferiore a 25; i materiali di tipo A-4 dovranno avere un contenuto massimo di sabbia del 40%*

Il materiale posto in opera dovrà avere valori del peso in volume allo stato secco pari al 95% del peso di volume secco ottenuto nella prova di compattazione Proctor normale con tolleranza di +/- 1%; la corrispondente umidità dovrà avere i valori compresi fra +/- 2% dell'umidità ottimale ottenuta nella suddetta prova di compattazione. Definita anche la percentuale di umidità, questa deve essere mantenuta costante con una tolleranza di +/- 1%.”

Nelle aree di cava sono state eseguite 44 analisi granulometriche senza aerometro nei campioni prelevati per le analisi ambientali. Su altri 6 campioni prelevati per eseguire le indagini geotecniche nelle zone di stendimento all'interno delle aree di cava sono state eseguite altrettante analisi granulometriche con aerometro che hanno permesso di identificare le classi di appartenenza secondo la CNR UNI 10006. Sono state anche eseguite prove di taglio con scatola di Casagrande per definire i parametri e prove Proctor per definire le percentuali di umidità W^{opt} (%) per la relativa compattazione. A livello di classe di appartenenza i terreni analizzati rientrano sempre nelle prescrizioni AIPO sopra riportate. In talune situazioni, tuttavia, sembrano troppo elevate la percentuali di sabbia presente (>40%). Per tale motivo al fine di utilizzare terreni idonei alla funzione di corpo arginale, qualora in fase di scavo delle aree di cava sorgessero dubbi sulla reale idoneità (es. elevata presenza di sabbia) si consiglia di eseguire prove di laboratorio su campioni prelevati così come prescritto nel capitolato speciale d'appalto AIPO.

AZIONE SISMICA

Per le analisi in condizioni sismiche è stato utilizzato il metodo pseudostatico, in cui l'azione sismica viene trasformata in una azione statica equivalente, costante nel tempo e nello spazio.

Per la valutazione della sicurezza si adottano criteri probabilistici che definiscono la vita nominale di un'opera strutturale VN, intesa come il numero di anni nel quale la struttura deve essere usata per lo scopo di progetto.

Si ricavano i parametri di sismicità.

- Il suolo di fondazione nel punto investigato è classificabile nella categoria **D**; per quanto riguarda la categoria topografica del sito, questo appartiene alla categoria **T1**.
- La vita nominale dell'opera, facente parte al gruppo delle “Costruzioni con livelli di prestazione elevati”, è pari o superiore a **100 anni**.

- In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso diverse; nel caso in esame si fa riferimento alla **Classe III**: "costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi ...Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso(...)"

Mediante l'utilizzo del software ACCA gratuito EdilUS-MS è possibile determinare i parametri di pericolosità sismica:

EdilUS-MS è il software ACCA per individuare la pericolosità sismica di tutte le località italiane direttamente dalla mappa. Scrivi l'indirizzo e/o sposta il segnalino sul sito che ti interessa e otterrai dinamicamente tutti i parametri di pericolosità sismica.

ad es. "Contrada Rosole, 13 BAGNOLI IRPINO"

Francolino

Cerca



44.90339233, 11.71176170

Latitudine (WGS84)	Longitudine (WGS84)			
44.91254525	11.67804557			
Latitudine (ED50)	Longitudine (ED50)			
44.9143	11.679199			
Altitudine (mt)	10			
Classe dell'edificio	III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti signific			
Vita Nominale Struttura	100			
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	150			
Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_0 [-]	T_c [s]
Operatività	90	0.051	2.526	0.291
Danno	151	0.064	2.524	0.299
Salvaguardia Vita	1424	0.151	2.589	0.304
Prevenzione Collasso	2475	0.183	2.561	0.313
Termini e Condizioni di utilizzo di EdilUS-MS				

- Si ricava un'accelerazione massima attesa $a_g = 0.151g$, $F_0 = 2.589$

Definiti i parametri di pericolosità sismica, si ricavano i coefficienti sismici orizzontali e verticali, secondo la nuova normativa sulle costruzioni e revisione norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 Gennaio 2018 e CIRCOLARE APPLICATIVA NTC 2018 - 21 Gennaio 2019 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

$$k_h = \beta_s \times a_{gmax} / g$$

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

- β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito. ($\beta_s=0.38$ - NTC18 par. 7.11.4)
- g = accelerazione di gravità
- $a_{gmax} = 0.272g = S \times a_g$ = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

dove:

$$S=S_s \times S_t = 1.8 \times 1.0 = 1.8$$

Con

- $S_s = 1.8$ - (tab. 3.2.IV - NTC2018) coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica;
- $S_t = 1.0$ - (tab. 3.2.V - NTC2018) coefficiente che considera l'amplificazione topografica.

$a_g = 0.151g$ accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido. Il suo valore viene estrapolato da un reticolo di riferimento sul territorio italiano. Tali punti di riferimento sono definiti in termini di latitudine e longitudine. La maglia è di 5 km. X 5km.

Stati limite	
k_h	0.103
k_v	0.052

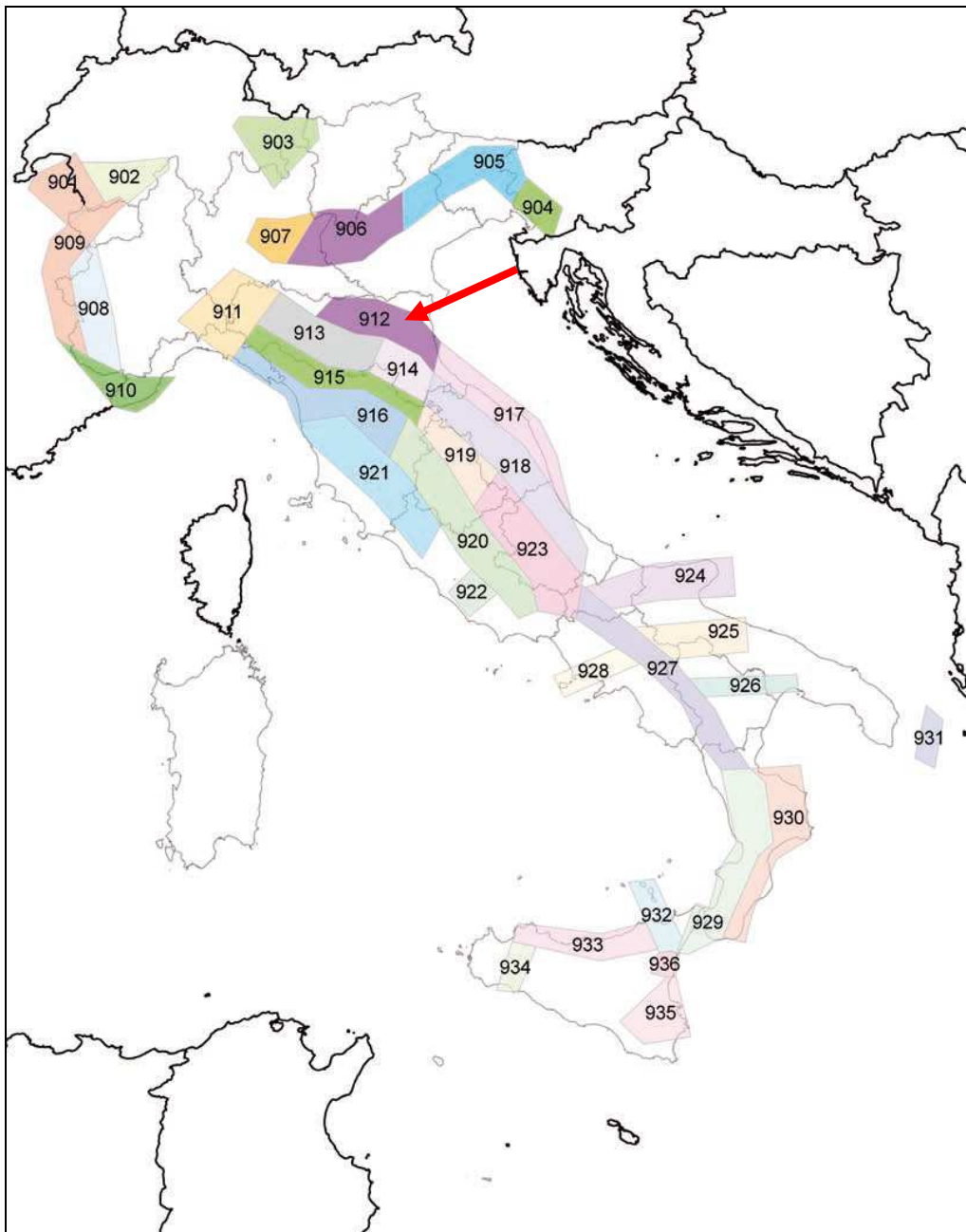
Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Massima magnitudine

Al fine di valutare la possibilità del manifestarsi di problemi legati alla liquefazione si fa riferimento alla massima magnitudo attesa da sito.

Nell'area in esame il valore assegnato facendo riferimento a: *"Indirizzi e criteri per la MICROZONAZIONE SISMICA Parti I e II"* Presidenza del Consiglio dei Ministri - Dipartimento della protezione civile è **Magnitudo max = 6.14**. Tale magnitudo è superiore a 5, valore oltre il quale è necessario (in concomitanza ad altre condizioni che vedremo più tardi) eseguire le verifiche a liquefazione.

Si riportano di seguito le immagini estrapolate dal documento sopracitato a cui si è fatto riferimento.



Zone sismogenetiche per la mappa di pericolosità sismica di base di riferimento (Gruppo di lavoro, 2004). Con la freccia rossa è indicata l'area di interesse.

Tabella 2.8-1 – Valori di M_{wmax} per le zone sismogenetiche di ZS9 (estratto da Gruppo di lavoro, 2004)

Nome ZS	Numero ZS	M_{wmax}
Colli Albani, Etna	922, 936	5.45
Ischia-Vesuvio	928	5.91
Altre zone	901, 902, 903, 904, 907, 908, 909, 911, 912, 913, 914, 916, 917, 920, 921, 926, 932, 933, 934	6.14
Medio-Marchigiana/Abruzzese, Appennino Umbro, Nizza Sanremo	918, 919, 910	6.37
Friuli-Veneto Orientale, Garda-Veronese, Garfagnana-Mugello, Calabria Jonica	905, 906, 915, 930	6.60
Molise-Gargano, Ofanto, Canale d'Otranto	924, 925, 931	6.83
Appennino Abruzzese, Sannio – Irpinia-Basilicata	923, 927	7.06
Calabria tirrenica, Iblei	929, 935	7.29

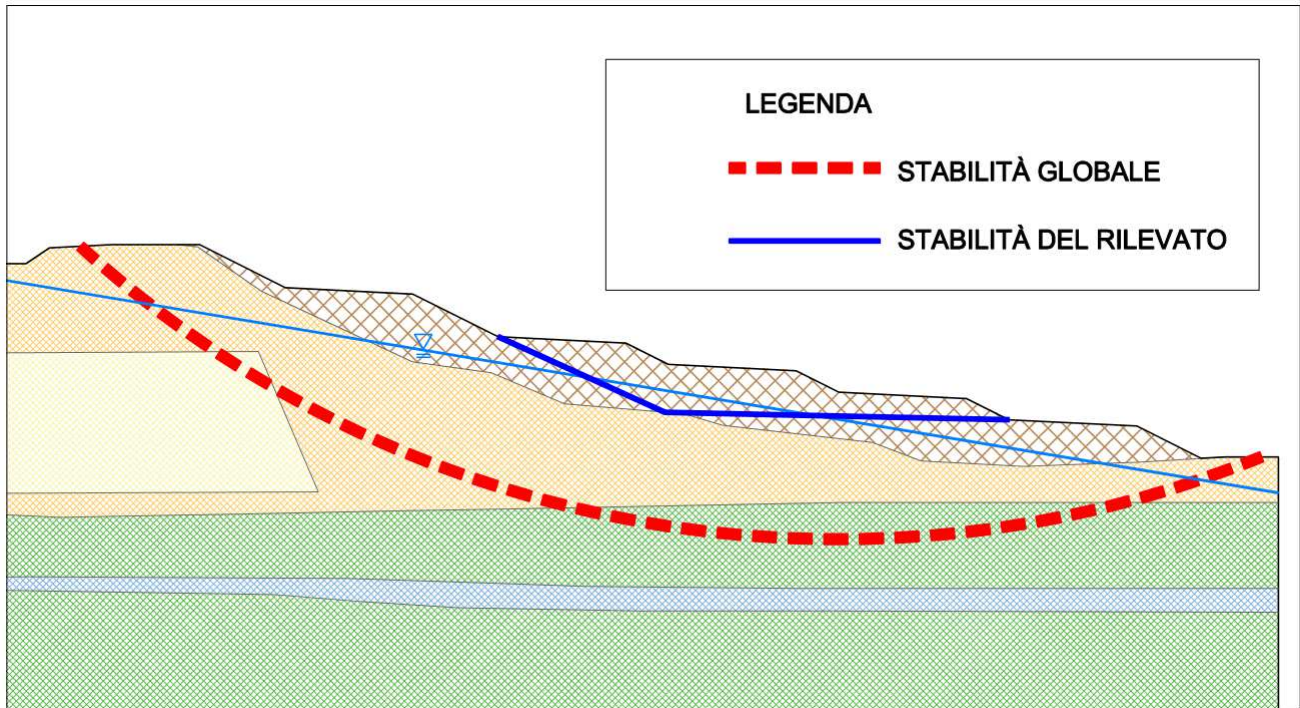
Altre azioni agenti sui rilevati

Nelle analisi di stabilità si è considerato agente sulla scarpata un carico variabile dovuto al transito di mezzi per la manutenzione e lo sfalcio pari a **5 kN/m**.

In condizioni sismiche, come previsto dalla normativa vigente (cfr. 7.11.1 NTC2018), il coefficiente parziale sull'azione è stato posto pari all'unità.

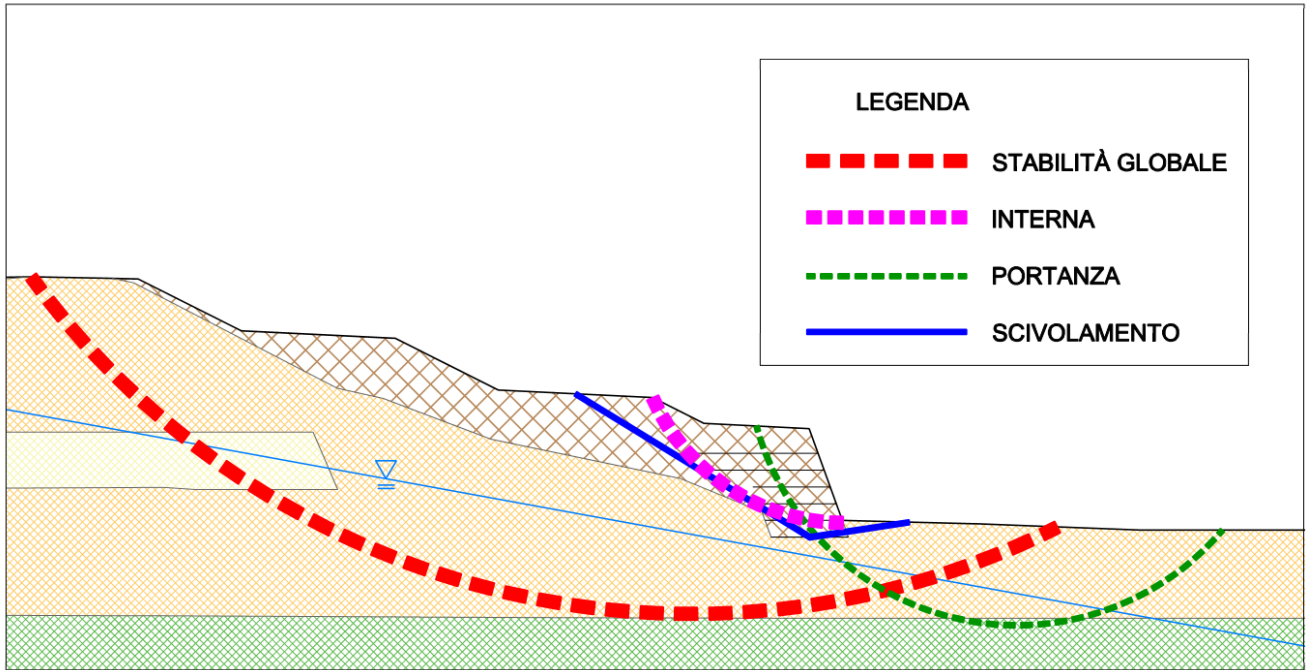
VERIFICHE DI STABILITÀ RILEVATI DOPO L'ESECUZIONE DEGLI ALLARGAMENTI

Per ognuna delle sezioni ritenute significative sono state eseguite le verifiche di stabilità globale e verifiche di stabilità della porzione di allargamento del rilevato, considerando sia la condizione agli SLU che le condizioni sismiche, ricostruendo le possibili superfici critiche di scivolamento e valutando sia superfici di forma circolare che spezzata.



Sezione tipo con indicate le verifiche eseguite sugli allargamenti

Per le opere in terra rinforzata (SEZIONE 41T) oltre alla stabilità globale verranno eseguite anche le verifiche strutturali specifiche e in particolare la verifica di stabilità interna, composta, la verifica a scorrimento e la verifica della capacità portante del terreno di fondazione. Relativamente alla tecnologia delle strutture in terra rinforzata viene dedicato più avanti un paragrafo specifico.



Di seguito si descrivono le combinazioni considerate agli stati limite ultimi per tutte le verifiche di stabilità eseguite sia per l'allargamento degli argini (ove si è considerato di eseguire le verifiche di stabilità su un rilevato in terra) che per le strutture in terra rinforzata considerate un'opera di sostegno flessibile.

COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Nella verifica delle condizioni di equilibrio nei vari stati limite, deve essere rispettata la seguente condizione:

$$Ed \leq Rd$$

Con Rd pari al valore della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione 6.2.3 NTC2018:

$$Rd = R/\gamma_R$$

La verifica della condizione deve essere realizzata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni ($A1$ e $A2$), per i parametri geotecnici ($M1$ e $M2$) e per la resistenza del sistema ($R1$, $R2$ e $R3$). Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R , per i sistemi geotecnici opera direttamente sulla resistenza del sistema.

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel **primo approccio progettuale (Approccio 1)** sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

- **Combinazione 1: ($A1+M1+R1$)**
- **Combinazione 2: ($A2+M2+R2$)**

Nel **secondo approccio progettuale (Approccio 2)** è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche:

– **Combinazione 1: (A1+M1+R3)**

Nel caso presente si considerano due diverse tipologie di intervento strutturali:

1. Rinforzo arginale con posa del terreno in rilevato;
2. Terre rinforzate;

Per la **tipologia n.1** vengono verificate la Stabilità Globale e la stabilità della porzione di rilevato.

Per la **tipologia n.2** vengono verificati:

1. Scorrimento sul piano di posa e lungo i vari strati critici.
2. Collasso per carico limite
3. Ribaltamento
4. Stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno, stabilità interna e composta del rilevato.

Le verifiche a scorrimento sul piano di posa, il collasso per carico limite, e la verifica a stabilità interna composta, vengono eseguite con l'approccio 2 combinazione A1+M1+R3 (SLU di tipo geotecnico - par. 6.5.3.1.1 NTC18).

Le verifiche a stabilità globale del rilevato vengono invece affrontate con l'approccio 1 combinazione 2 A2+M2+R2 (par. 6.8.2. NTC18).

I coefficienti parziali sono indicati nelle tabelle che seguono.

Coefficienti parziali per le azioni (Tab. 6.2.I delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{G3}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	ϕ'	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	c'	1.0	1.25
Resistenza non drenata	C_{uk}	c_u	1.0	1.4
Peso dell'unità' di volume	g	g	1.0	1.0

Caratteristiche dei materiali per le verifiche a stabilità globale in combinazione A2+M2+R2

Nel nostro caso le caratteristiche geotecniche una volta applicati i coefficienti di riduzione (M2) sono le seguenti:

SEZIONE 8

Litologia	Peso di volume γ (kN/m ³)	Coesione efficace C' (kPa)	Angolo d'attrito interno γ (kN/m ³)
LIVELLO A	19	3.20	24.79
LIVELLO B	19	2.40	19.61
LIVELLO C	19	2.40	25.67

SEZIONE 16

Litologia	Peso di volume γ (kN/m ³)	Coesione efficace C' (kPa)	Angolo d'attrito interno γ (kN/m ³)
LIVELLO A	19	3.20	24.79
NUCLEO A*	19	2.40	19.61
LIVELLO B	19	2.40	20.46
LIVELLO C	19	2.40	23.91
LIVELLO D	19	2.40	23.91

SEZIONE 20

Litologia	Peso di volume γ (kN/m ³)	Coesione efficace C' (kPa)	Angolo d'attrito interno ϕ (°)
LIVELLO A	19	3.20	24.79
NUCLEO A*	19	2.40	19.61
LIVELLO B	19	2.40	20.46
LIVELLO C	19	2.40	23.91
LIVELLO D	19	2.40	23.91

SEZIONE 39

Litologia	Peso di volume γ (kN/m ³)	Coesione efficace C' (kPa)	Coesione non drenata Cu (kPa)	Angolo d'attrito interno ϕ (°)
LIVELLO A	19	2.40		24.79
NUCLEO A*	19	2.40		19.61
LIVELLO B	19	2.40	24	20.46
LIVELLO C	19	2.40		23.91

SEZIONE 41T

Litologia	Peso di volume γ (kN/m ³)	Coesione efficace C' (kPa)	Angolo d'attrito interno ϕ (°)
-----------	--	----------------------------	-------------------------------------

LIVELLO A	19	2.40	24.79
NUCLEO A*	19	2.40	19.61
LIVELLO B	19	2.40	20.46
LIVELLO C	19	2.40	23.91

Le caratteristiche dei terreni utilizzati per i rilevati e per il riempimento delle strutture in terre rinforzate sono i seguenti:

Litologia	Peso di volume γ (kN/m ³)	Coesione efficace C' (kPa)	Angolo d'attrito interno ϕ (°)
RIPORTO	18	1.60	23.04

*Nel caso di progettazioni geotecniche, il coefficiente parziale γ_R , opera direttamente sulla resistenza del sistema (NTC2018 par. 6.2.4.1) per cui non verranno applicati fattori di riduzione alle resistenze degli eventuali elementi di supporto, ma, nelle verifiche, saranno considerati i fattori di sicurezza del sistema minimi **Fs** pari ai valori di γ_R previsti da normativa.*

I fattori γ_R da considerare sono i seguenti:

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1.15$
Stabilità interna/composta	$\gamma_R = 1.1$

Coefficienti parziali per le resistenze R3 (Tab. 6.5.I delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni")

Per il coefficiente γ_{R2} nel caso di verifica a stabilità globale, si fa riferimento alla tabella Tab.6.8.1 NTC2018 che riporta i coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)
γ_R	1.1

Coefficienti parziali per le resistenze R2 (Tab. 6.8.I delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni")

Quanto riportato si riferisce alle condizioni statiche.

Combinazioni di carico in condizioni sismiche

Nelle verifiche di sicurezza in condizioni sismiche deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$Ed \leq Rd$$

Nell'approccio 2 combinazione 1 (A1+M1+R3) si dovrà porre pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (par. 7.11.6.2.2 NTC2018) e pari a quelli riportati nella tabella seguente i coefficienti parziali per le resistenze γ_{R3}

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.2$
Scorrimento/scivolamento	$\gamma_R = 1.0$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1.0$
Stabilità interna/composta	$\gamma_R = 1.2$

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati ultimi (SLV) dei muri di sostegno (Tab.7.11.III)

Nell'approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2) si dovrà porre pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (par. 7.11.1 NTC2018) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$ (par.7.11.4 NTC2018).

CENNI DI TEORIA SULLA STABILITÀ DEI RILEVATI IN TERRA

Il grado di stabilità di un rilevato in terra, in condizioni statiche o dinamiche (per azioni sismiche), nei confronti di movimenti gravitativi, viene valutato attraverso la determinazione del cosiddetto “FATTORE O COEFFICIENTE DI SICUREZZA” indicato con il simbolo F_s .

Tale coefficiente è un indice della stabilità del pendio in oggetto ed è definito come il rapporto tra la somma delle forze (o dei momenti) risultanti che tendono a opporsi al movimento della massa, e la somma delle forze risultanti destabilizzanti che tendono a provocarlo, cioè:

$$(1) \quad F_s = \frac{\text{Forze resistenti}}{\text{Forze agenti}}$$

Valori di F_s minori od uguali un certo valore (che dipende dalle combinazioni di calcolo utilizzate) sono indicativi di condizioni di instabilità, mentre per valori maggiori le condizioni sono a favore della stabilità. Questo è il concetto di base di tutti i modelli per la verifica di stabilità che si rifanno al concetto dell'EQUILIBRIO LIMITE.

F_s deve essere valutato entro un preciso riferimento spaziale. È perciò necessario considerare una potenziale superficie di scorrimento nella massa del pendio e valutare tutte le forze agenti e resistenti su detta superficie. In pratica, essendo infinite le superfici di scivolamento possibili, F_s viene valutato per ognuna delle superfici di un campione rappresentativo, generate con un certo criterio.

In tal modo il “FATTORE DI SICUREZZA” del pendio sarà quello che compete alla superficie di scorrimento con F_s più basso. Tale superficie è detta anche “SUPERFICIE CRITICA”. Una superficie di scivolamento assunta divide in due parti distinte il pendio (Fig. 1). Superiormente abbiamo una massa potenzialmente instabile supposta rigida e inferiormente una massa rigida stabile. La (1) permette di determinare la stabilità del pendio nei confronti della superficie considerata precedentemente.

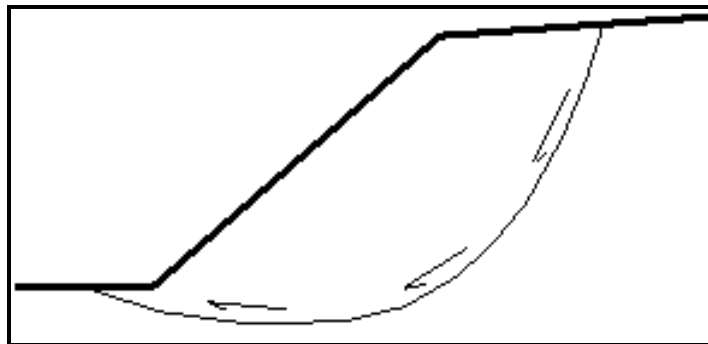


Fig. 1

Le forze agenti sono le componenti tangenziali del peso proprio della massa e degli eventuali sovraccarichi superficiali agenti sulla superficie di scivolamento, mentre le forze resistenti sono le resistenze al taglio mobilitate nei vari punti di detta superficie che dipendono dagli sforzi normali applicati e dalla resistenza al taglio locale del suolo, espressa in termini del criterio di rottura Mohr-Coulomb.

Per procedere con il calcolo di F_s la massa potenzialmente instabile viene suddivisa in “Fette” detti Conci (Fig. 2). Su ogni concio vengono valutate singolarmente le forze agenti e resistenti.

L'insieme delle forze agenti sul concio singolo è presentato in figura 2 . Queste forze sono W =Peso del concio, S =Forza di taglio mobilitata sulla base del concio, P =Forza peso normale alla base del concio, U =Forza esercitata dal carico idraulico agente sulla base, T =Forza verticale laterale al concio, E =Forza orizzontale laterale al concio.

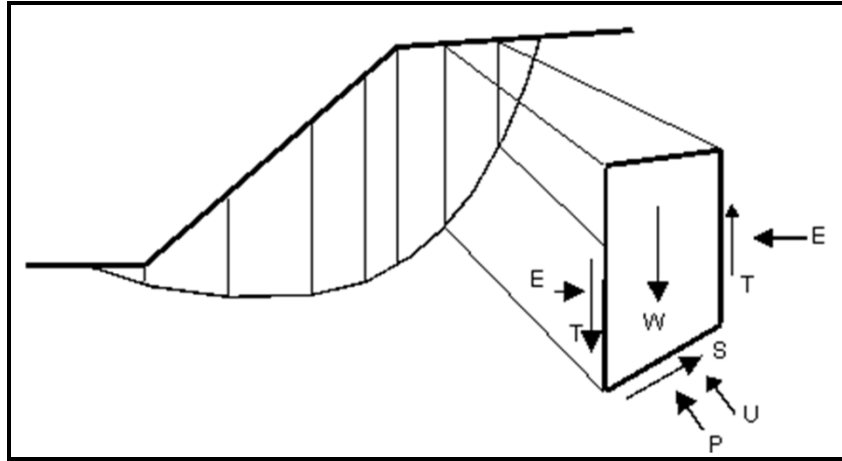


Fig. 2

Le forze T ed E di interazione tra i concii adiacenti rimangono solitamente incognite. Nelle procedure di calcolo più rigorose esse non vengono trascurate, tuttavia vengono fatte alcune assunzioni per permettere ugualmente la risoluzione della (1). Le varie procedure di calcolo nell'ambito del metodo dell'equilibrio limite si diversificano proprio per il tipo di assunti per eliminare alcune incognite nella equazione che permette il calcolo di F_s . Tale equazione deve essere risolta sempre in modo iterativo, essendo espressa in forma implicita con l'incognita (F_s) in entrambi i membri, assumendo un valore di tentativo iniziale per F_s nel membro di destra e ripetendo i calcoli fino a convergenza quando la differenza tra i due F_s diventa minore di un certo valore assunto (generalmente 0.001).

Quando tutti i parametri di interesse sono noti si passa al calcolo di F_s . L'algoritmo di calcolo può implementare uno dei diversi metodi esistenti nell'ambito dei modelli dell'equilibrio limite. I procedimenti di calcolo avvengono in modo iterativo, come già visto in precedenza, facendo uso di espressioni del tipo della (2). I vari metodi, BISHOP (1955), MORGESTERN & PRICE (1965), SPENCER (1967), JANBU (1954), JANBU (1973) sono tutti riconducibili al "**General equilibrium method**" di FREDLUND et al. (1981), abbreviato con **GLE**. Questi metodi si diversificano per il tipo delle assunzioni e semplificazioni fatte per ridurre il numero delle incognite nel problema, tuttavia come mostrato in numerosi studi comparativi DUNCAN & WRIGHT (1980), FREDLUND et al. (1981), la differenza percentuale dei valori di F_s calcolati generalmente non supera il 10%, che è perfettamente compatibile con il grado di incertezza insito in tale tipo di analisi.

Nella procedura di calcolo utilizzata si è fatto uso del metodo di **Janbu e Bishop**, visto il riscontro sia teorico che pratico che essi hanno nella progettazione della stabilità dei pendii.

GENERALITÀ SULLE VERIFICHE DI STABILITÀ CON GEOSINTETICI

Il grado di stabilità di un rilevato in terra rinforzata, in condizioni statiche o dinamiche (per azioni sismiche), nei confronti di movimenti gravitativi, viene valutato attraverso la determinazione del cosiddetto "FATTORE O COEFFICIENTE DI SICUREZZA" indicato con il simbolo F_s .

Tale coefficiente è un indice della stabilità del pendio in oggetto ed è definito come il rapporto tra la somma delle forze (o dei momenti) risultanti che tendono a opporsi al movimento della massa, e la somma delle forze risultanti destabilizzanti che tendono a provocarlo, cioè:

$$(1) \quad F_s = \frac{\text{Forze resistenti}}{\text{Forze agenti}}$$

Valori di F_s minori od uguali a 1 sono indicativi di condizioni di instabilità, mentre per valori maggiori di 1 le condizioni sono a favore della stabilità. Questo è il concetto di base di tutti i modelli per la verifica di stabilità che si rifanno al concetto dell'EQUILIBRIO LIMITE.

F_s deve essere valutato entro un preciso riferimento spaziale. È perciò necessario considerare una potenziale superficie di scorrimento nella massa del pendio e valutare tutte le forze agenti e resistenti su detta superficie. In pratica, essendo infinite le superfici di scivolamento possibili, F_s viene valutato per ognuna delle superfici di un campione rappresentativo, generate con un certo criterio.

In tal modo il “FATTORE DI SICUREZZA” del pendio sarà quello che compete alla superficie di scorrimento con F_s più basso. Tale superficie è detta anche “SUPERFICIE CRITICA”. Una superficie di scivolamento assunta divide in due parti distinte il pendio (Fig. 1). Superiormente abbiamo una massa potenzialmente instabile supposta rigida e inferiormente una massa rigida stabile. La (1) permette di determinare la stabilità del pendio nei confronti della superficie considerata precedentemente.

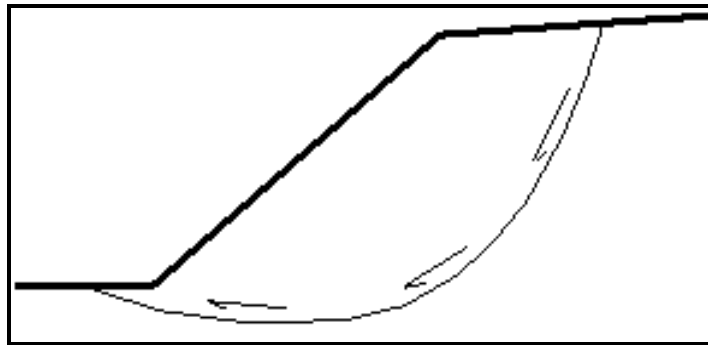


Fig. 1

Le forze agenti sono le componenti tangenziali del peso proprio della massa e degli eventuali sovraccarichi superficiali agenti sulla superficie di scivolamento, mentre le forze resistenti sono le resistenze al taglio mobilitate nei vari punti di detta superficie che dipendono dagli sforzi normali applicati e dalla resistenza al taglio locale del suolo, espressa in termini del criterio di rottura Mohr-Coulomb.

Per procedere con il calcolo di F_s la massa potenzialmente instabile viene suddivisa in “Fette” detti Conci (Fig. 2). Su ogni concio vengono valutate singolarmente le forze agenti e resistenti. L'insieme delle forze agenti sul concio singolo è presentato in figura 2. Queste forze sono W =Peso del concio, S =Forza di taglio mobilitata sulla base del concio, P =Forza peso normale alla base del concio, U =Forza esercitata dal carico idraulico agente sulla base, T =Forza verticale laterale al concio, E =Forza orizzontale laterale al concio.

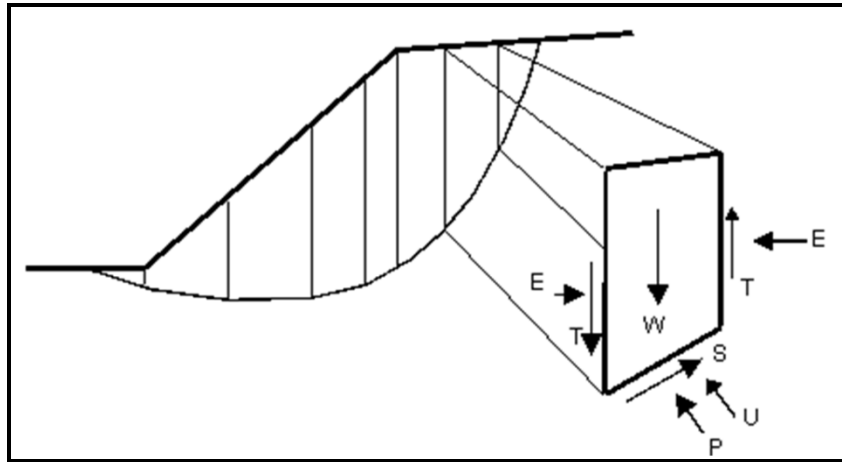


Fig. 2

Le forze **T** ed **E** di interazione tra i concetti adiacenti rimangono solitamente incognite. Nelle procedure di calcolo più rigorose esse non vengono trascurate, tuttavia vengono fatte alcune assunzioni per permettere ugualmente la risoluzione della (1). Le varie procedure di calcolo nell'ambito del metodo dell'equilibrio limite si diversificano proprio per il tipo di assunzioni per eliminare alcune incognite nella equazione che permette il calcolo di **F_s**. Tale equazione deve essere risolta sempre in modo iterativo, essendo espressa in forma implicita con l'incognita (**F_s**) in entrambi i membri, assumendo un valore di tentativo iniziale per **F_s** nel membro di destra e ripetendo i calcoli fino a convergenza quando la differenza tra i due **F_s** diventa minore di un certo valore assunto (generalmente 0.001).

Quando tutti i parametri di interesse sono noti si passa al calcolo di **F_s**. L'algoritmo di calcolo può implementare uno dei diversi metodi esistenti nell'ambito dei modelli dell'equilibrio limite. I procedimenti di calcolo avvengono in modo iterativo, come già visto in precedenza, facendo uso di espressioni del tipo della (2). I vari metodi, BISHOP (1955), MORGESTERN & PRICE (1965), SPENCER (1967), JANBU (1954), JANBU (1973) sono tutti riconducibili al "**General equilibrium method**" di FREDLUND et al. (1981), abbreviato con **GLE**. Questi metodi si diversificano per il tipo delle assunzioni e semplificazioni fatte per ridurre il numero delle incognite nel problema, tuttavia come mostrato in numerosi studi comparativi DUNCAN & WRIGHT (1980), FREDLUND et al. (1981), la differenza percentuale dei valori di **F_s** calcolati generalmente non supera il 10%, che è perfettamente compatibile con il grado di incertezza insito in tale tipo di analisi.

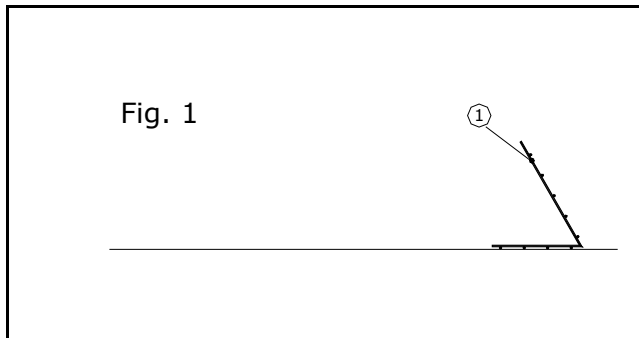
Nella procedura di calcolo utilizzata si è fatto uso del metodo di **Janbu e Bishop**, visto il riscontro sia teorico che pratico che essi hanno nella progettazione della stabilità dei pendii.

Descrizione tecnologia della terra rinforzata realizzata con geogriglie

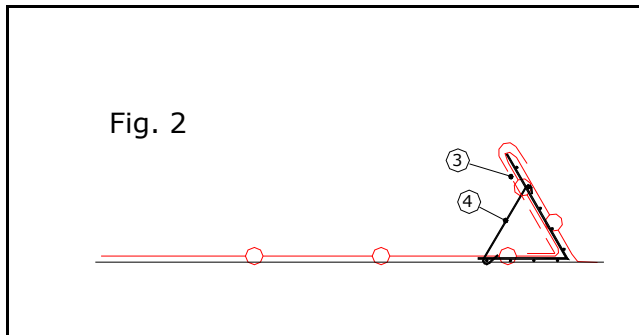
Le strutture in terra rinforzata sono delle opere a gravità, flessibili che vengono realizzate con l'utilizzo di terreno. Il terreno viene posto in opera mediante opportuni mezzi per la movimentazione, la stesa e rulli vibranti per la compattazione del terreno stesso. Tra i diversi strati di compattazione, a intervalli variabili tra 50 e 70 cm, vengono posti in opera **dei geosintetici di rinforzo** che garantiscono la stabilità interna, composta ed eventualmente anche globale della struttura.

La stabilità deve essere garantita in funzione alle elevate pendenze con le quali le opere vengono realizzate. Tali pendenze possono essere dell'ordine di 60-75° in funzione delle necessità progettuali e di cantiere. È possibile anche realizzare opere con pendenze superiori (anche sino a 90°); tali opere, tuttavia, in questi casi, diventano molto delicate da un punto di vista statico, necessitano di particolari qualità geotecniche del terreno e inoltre per il loro rinverdimento devono essere trattate con speciali tecniche di idrosemina o forestazione.

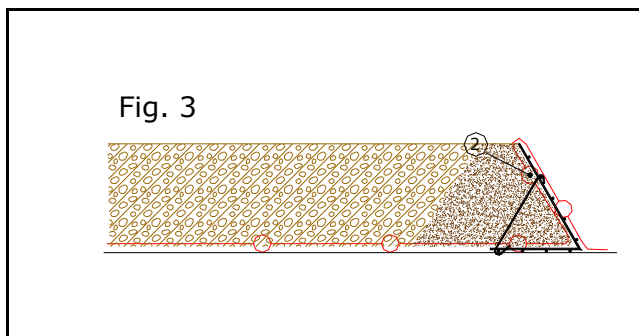
Nel seguito si riportano le fasi di posa delle strutture in terra rinforzata.



Posa del cassero frontale a perdere.

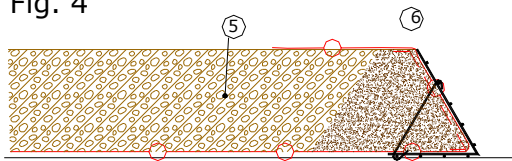


Posizionamento del cassero e stesa della geogriglia e del sistema antierosione e fissaggio del tirante.



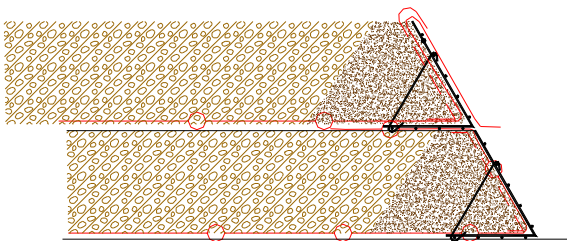
Stesa e compattazione del terreno di riempimento con eventuale posa frontale di terreno vegetale.

Fig. 4



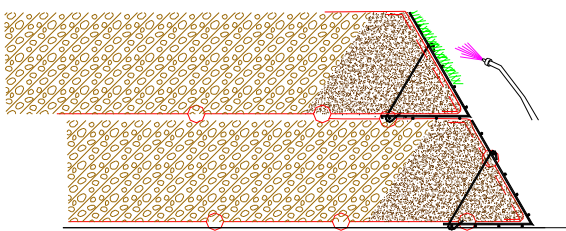
Risvolto e chiusura della geogriglia a conclusione dello strato di terra rinforzata.

Fig. 5

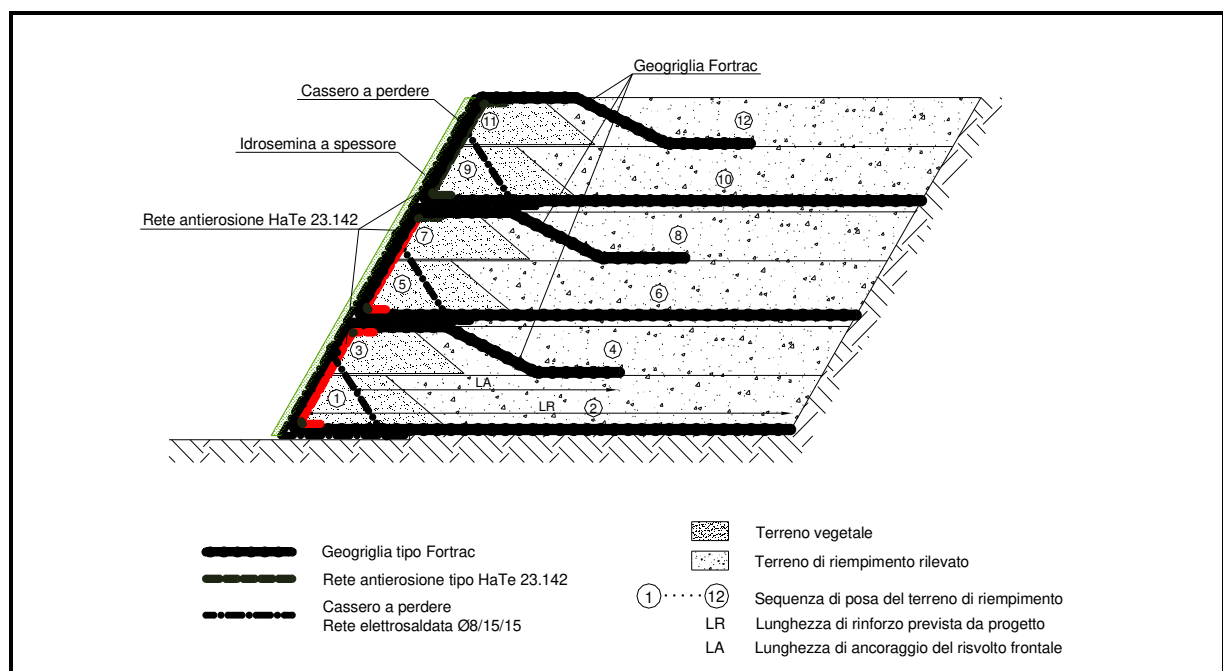


Realizzazione degli strati successivi.

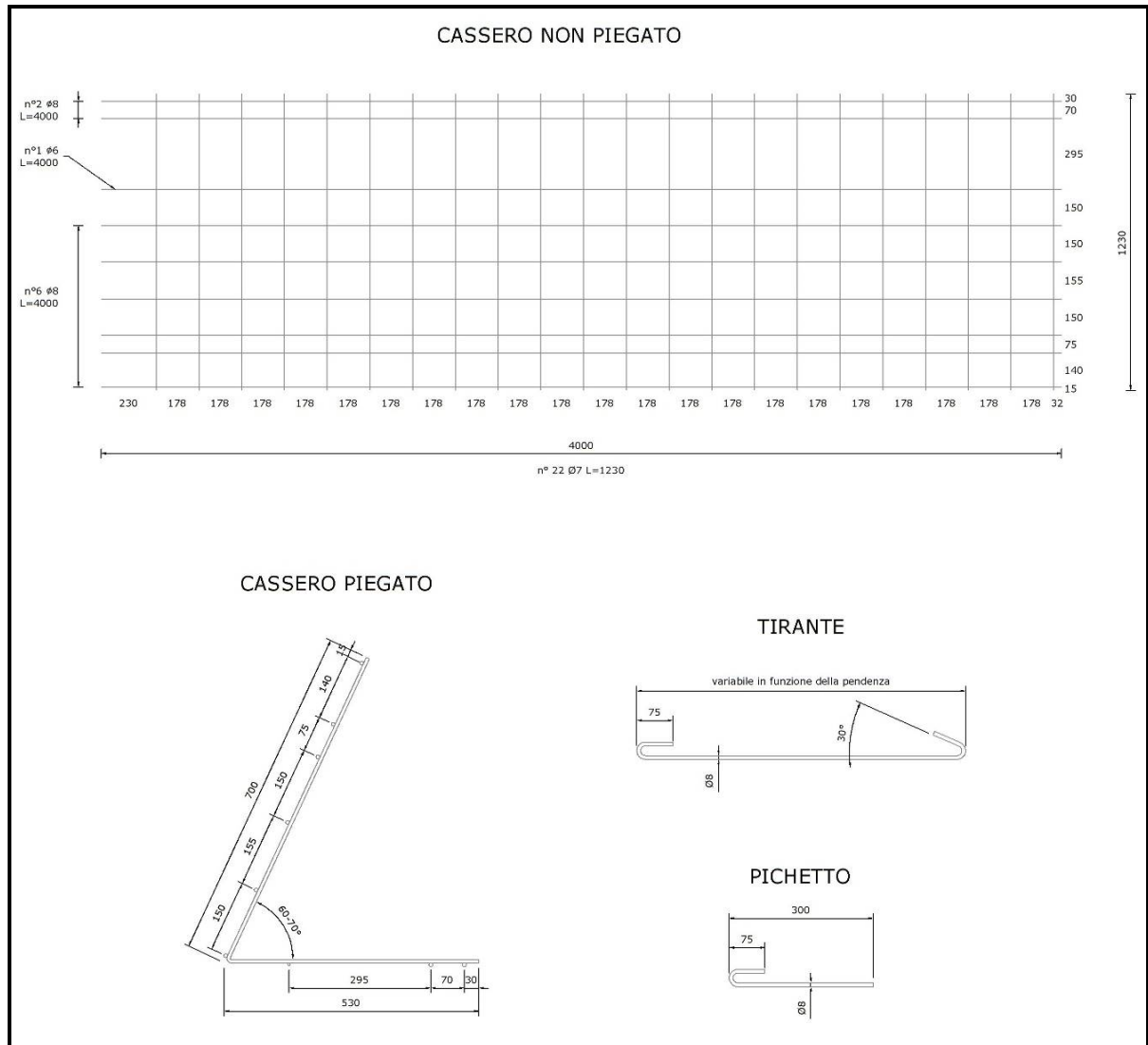
Fig. 6



Eventuale spruzzatura di idrosemina a spessore per il rinverdimento del fronte.



Particolare del fronte



Cassero tipo per la definizione della pendenza del fronte

Indicazioni progettuali terre rinforzate

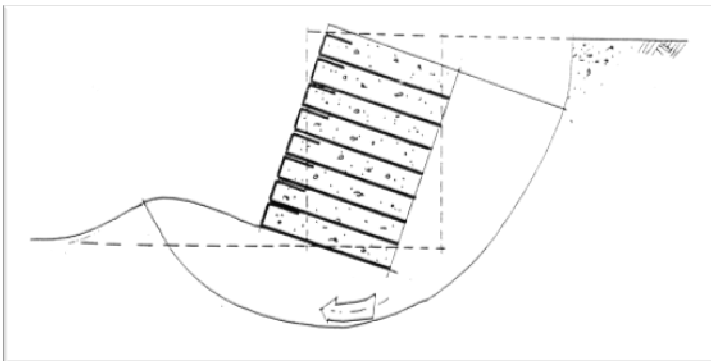
La terra rinforzata dal punto di vista progettuale deve essere trattata come un'opera a gravità. Devono essere eseguite le tipiche verifiche quali quella di stabilità globale, la verifica a scivolamento e a schiacciamento della fondazione, etc. Tali verifiche sono dette verifiche di stabilità globale e verifiche di stabilità esterna.

Rispetto alle tipiche opere a gravità (gabbioni, scogliere o muri massivi) nella verifica delle terre rinforzate è necessario eseguire altre due verifiche:

- verifiche di stabilità interna
- verifiche di stabilità composta.

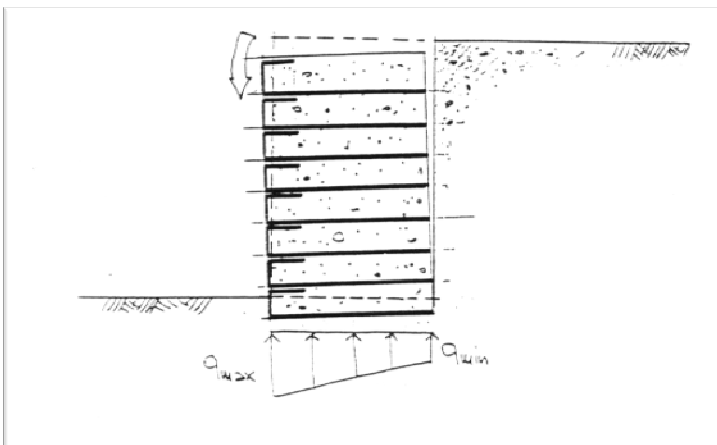
Nella prima vengono definite le caratteristiche delle geogriglie e nello specifico l'interasse con il quale vengono poste in opera (spessori dei vari strati), la resistenza a trazione ammissibile a lungo termine, la lunghezza. I valori risultanti dipendono dalla geometria dell'opera (altezza e pendenza del fronte), dai sovraccarichi, dalle caratteristiche geotecniche del terreno di riempimento, di fondazione e che si trova sul retro e infine dalle sollecitazioni sismiche. Le geogriglie, in sintesi, dovranno essere scelte abbastanza resistenti da non rompersi e abbastanza lunghe da non sfilarsi nella zona di ancoraggio retrostante e inoltre da non concentrare la pressione sul terreno di fondazione.

Nelle seconde vengono analizzate quelle superfici che passano un po' dentro l'opera.



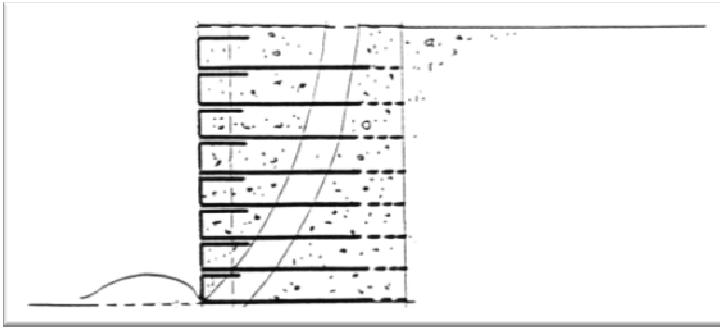
VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.

Verifica dell'insieme terra rinforzata-pendio alle spalle dell'opera.



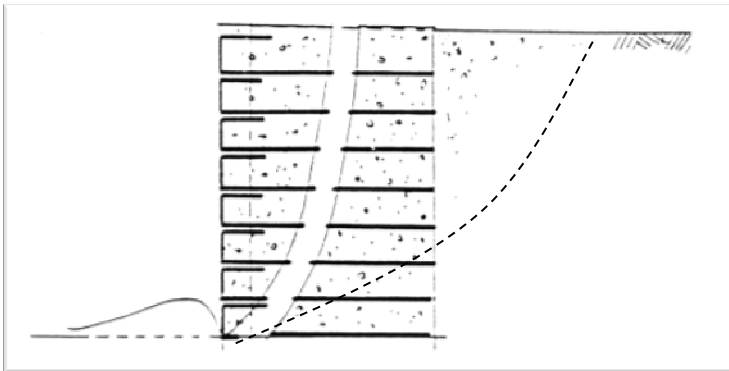
VERIFICA DI STABILITÀ ESTERNA.

Verifica a schiacciamento della fondazione,



**VERIFICHE DI STABILITA'
ESTERNA**

Verifica a scivolamento dell'opera



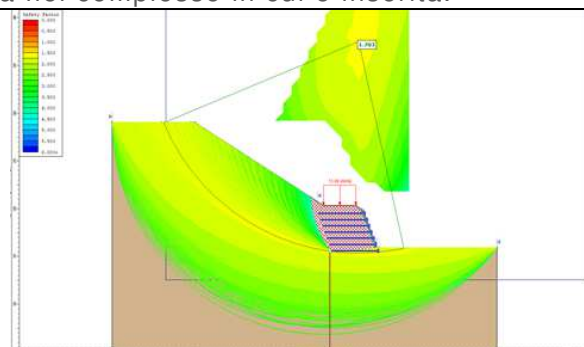
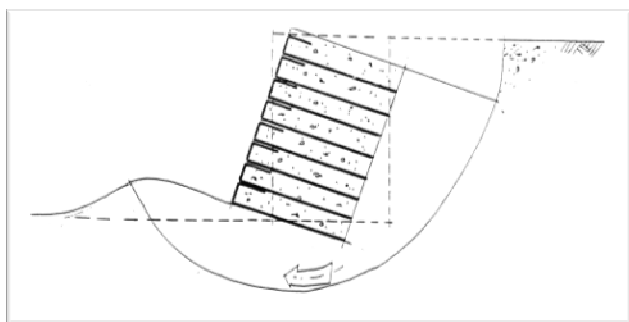
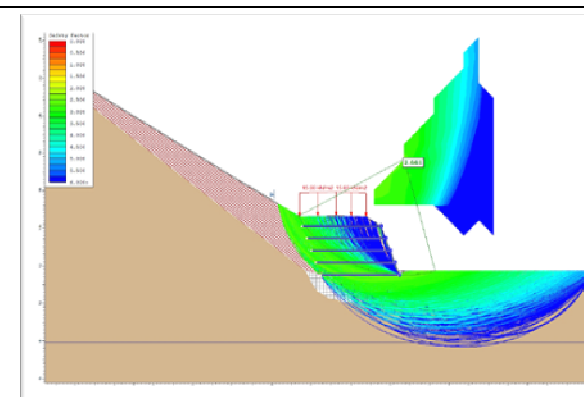
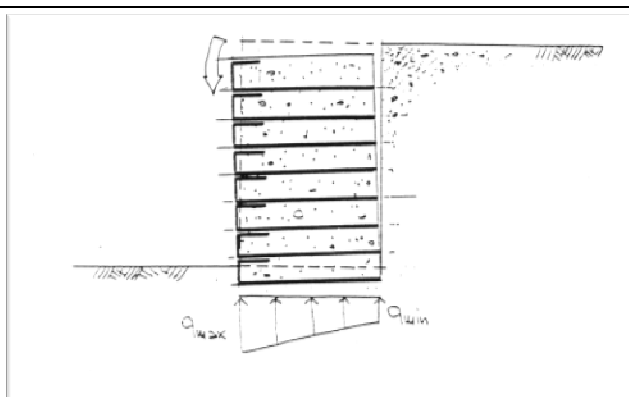
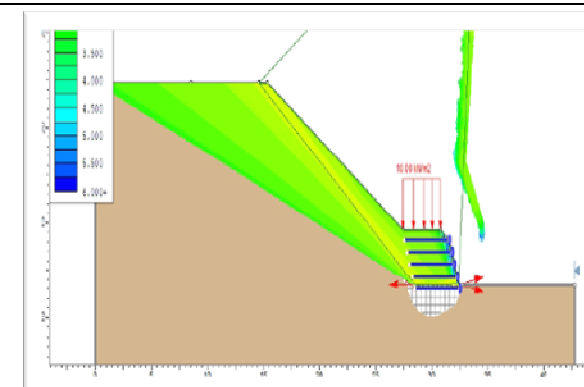
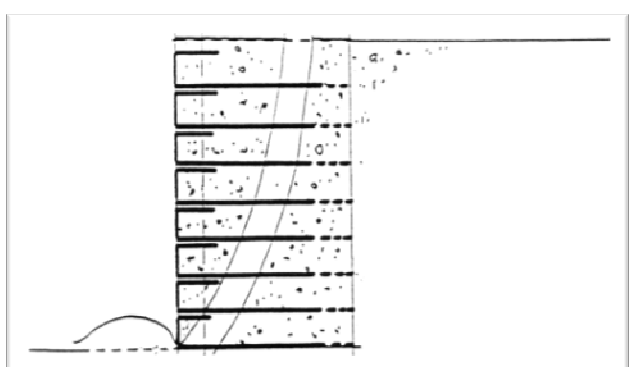
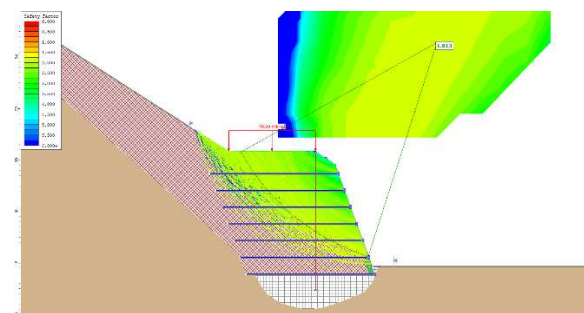
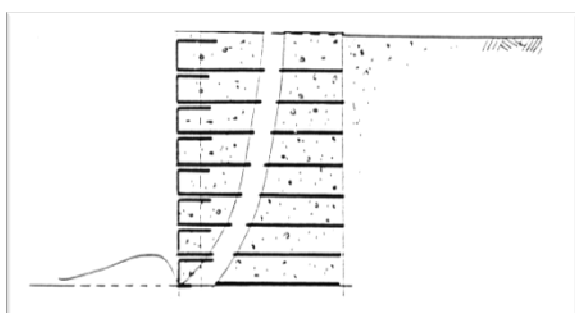
**VERIFICHE DI STABILITA'
INTERNA e COMPOSTA (linea
tratteggiata)**

Verifica a rottura e sfilamento
delle geogriglie e verifica
superfici miste che passano
dentro e fuori l'opera

Si allega a maggior chiarezza il corrispondente esempio di output per ogni tipologia di verifica sopra riportata dedotto da un caso non attinente allo specifico progetto di cui si sta eseguendo l'analisi.

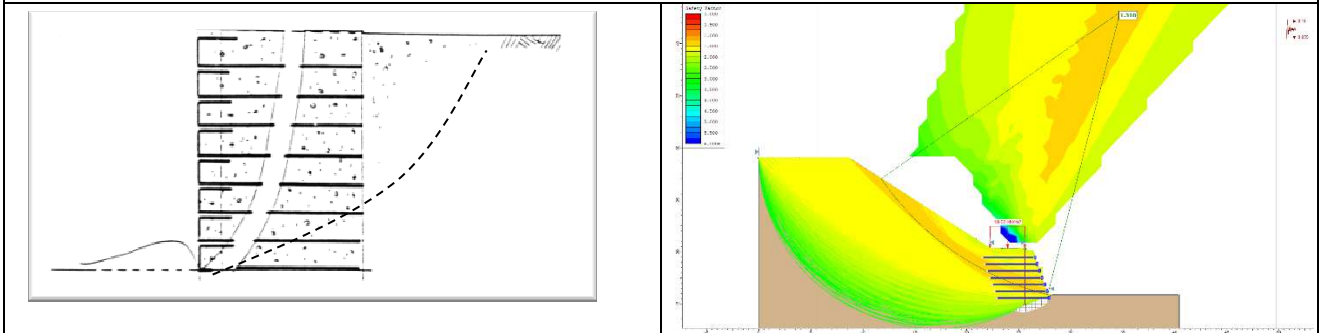
VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.

Verifica dell'insieme terra rinforzata nel complesso in cui è inserita.

**VERIFICA DI STABILITÀ ESTERNA.** Verifica a schiacciamento della fondazione,**VERIFICHE DI STABILITÀ ESTERNA.** Verifica a scivolamento dell'opera.**VERIFICHE DI STABILITÀ INTERNA.** Verifica a rottura e sfilamento delle geogriglie.

VERIFICHE DI STABILITA' COMPOSTA (linea tratteggiata)

Verifica superfici miste che attraversano contemporaneamente l'opera e l'intorno.



Ognuna delle verifiche sopra riportate viene analizzata in condizioni statiche e sismiche secondo le combinazioni dettate dalla normativa con una specifica analisi della stabilità, analisi che sono riportate negli output di calcolo (Fascicolo dei calcoli).

Non viene eseguita la verifica a ribaltamento dell'opera in quanto una struttura in terra rinforzata, pur prefigurandosi quale opera a gravità resa univoca dalla presenza delle geogriglie di rinforzo, non è dotata della rigidità sufficiente da poter sviluppare cinematismi rigidi di rotazione attorno ad un punto. Il terreno prima di ruotare tenderebbe a deformarsi e rompersi creando superfici di scivolamento che sono simulate dalle verifiche di stabilità interna e/o composta.

Geogriglie e geosintetici

Le strutture in terra rinforzata sono correntemente utilizzate per la stabilizzazione/rinforzo di rilevati stradali, arginali o naturali. L'azione delle geogriglie, solitamente in gruppo, è in pratica un'azione di tipo stabilizzante che ha influenza sul coefficiente di sicurezza complessivo del pendio ove esse sono posizionate.

La stabilità complessiva di un pendio dove è presente un sistema di geogriglie deve essere effettuata tenendo conto della tensione o resistenza massima di progetto, della posizione, lunghezza di ciascuna delle geogriglie presenti e della interazione con le varie superfici di scivolamento possibili (Fig. 3).

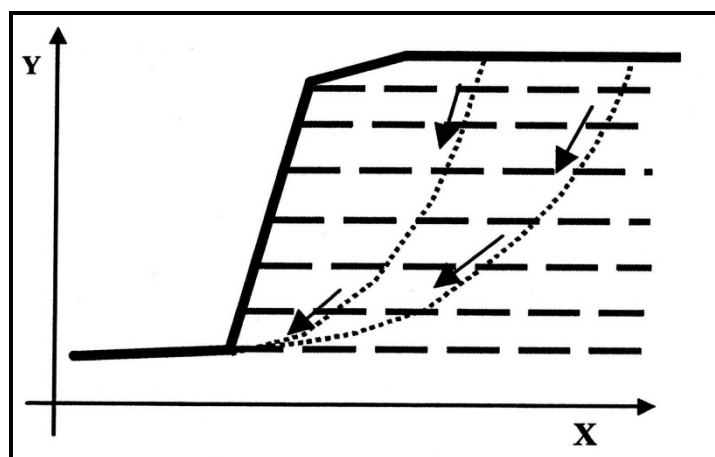


Fig. 3

La resistenza massima unitaria di progetto e la lunghezza di ogni geogriglia deve essere determinata mediante i correnti metodi di progettazione che tengono conto della stabilità interna

dell'opera (collasso, superamento di resistenza delle armature, sfilamento, etc). Vedasi a questo proposito: Jewell (1990,1991), Greenwood(1990), FHWA (1997).

Una volta determinati i parametri ottimali per la stabilità interna è necessario condurre una verifica per controllare la compatibilità di questi con possibili movimenti di scivolamento globale, che interessano, cioè, anche porzioni dove le geogriglie non sono presenti. È questo il caso in cui si applica il programma SSAP.

Nella effettuazione della verifica di stabilità globale per ogni geogriglia devono essere ricavate le componenti ortogonali e parallela alla superficie di potenziale scivolamento che la attraversa (Fig. 4).

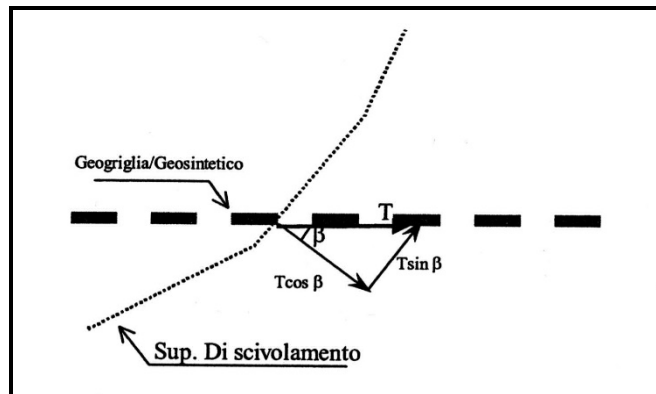


Fig. 4

Ciascuna delle geogriglie ha una resistenza a trazione complessiva di progetto T e una lunghezza totale L .

Si noti bene che:

- T = resistenza unitaria (nel senso della larghezza) a trazione della geogriglia (Kn/m);
- L = lunghezza della geogriglia nel senso orizzontale (m).

Tuttavia il valore di resistenza T_i da considerare nel calcolo per ogni geogriglia attraversata da una superficie di potenziale scivolamento deve considerare anche la resistenza allo sfilamento della geogriglia stessa.

In pratica ogni geogriglia è come un ancoraggio orizzontale che resiste allo sfilamento per azione delle sue caratteristiche geometriche (presenza di maglie, apertura, etc.), per le caratteristiche del terreno in cui è inglobata e per la pressione litostatica efficace soprastante, e per la lunghezza dell'ancoraggio a destra e a sinistra della superficie di scivolamento (Fig. 5).

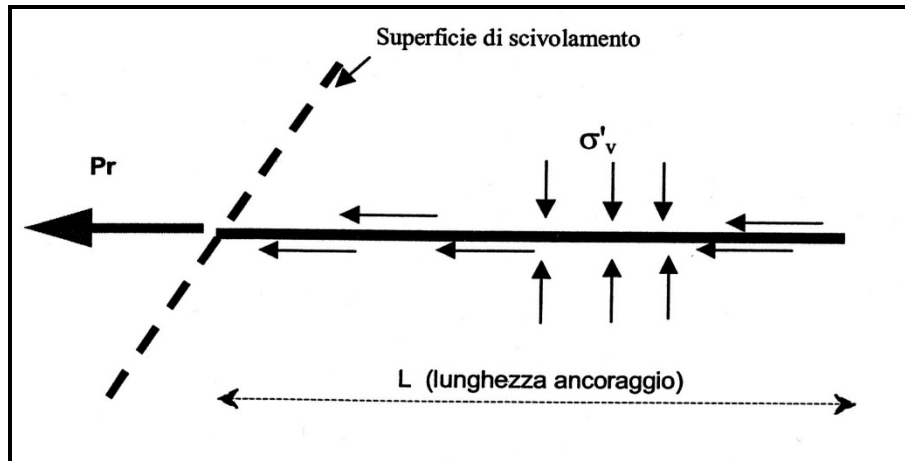


Fig. 5

La resistenza Pr (KN/m) offerta allo sfilamento viene calcolata con la seguente formula di Jewell (1990,1991), Greenwood (1990), FHWA (1997):

$$Pr = 2 f_b \tan \phi' \sigma_v' \alpha L_a$$

dove:

f_b = coefficiente di interazione suolo/geogriglia geosintetico variabile a seconda del tipo di geosintetico/geogriglia tra 0.5 e 1.0. Tale parametro è indicato nelle caratteristiche tecniche della geogriglia/geosintetico. In assenza di informazioni usare un valore di 0.75;

σ_v' = la pressione litostatica efficace (KN/m²);

α = fattore di scala nella ripartizione dello sforzo lungo tutta la lunghezza dell'ancoraggio; valore sperimentale variabile tra 1.0 e 0.6. In assenza di informazioni specifiche sul tipo di geogriglie/geosintetico, utilizzare un valore pari a 0.8;

L_a = lunghezza dell'ancoraggio a destra della superficie di scivolamento.

I parametri σ_v' e L_a vengono calcolati dinamicamente per ogni geogriglia e per ogni intersezione tra la superficie di scivolamento e la geogriglia.

Nel caso di L_a viene adottato il seguente criterio:

$$L_a = \min (L_d, L_s)$$

dove:

L_s = lunghezza della geogriglia a sinistra della intersezione con la superficie di scivolamento

L_d = lunghezza della geogriglia a destra della intersezione con la superficie di scivolamento.

Nel caso del valore di L_s la sua lunghezza minima è pari alla lunghezza del risvolto **Lw**, ove questo sia presente per la geogriglia presa in esame.

Per ogni geogriglia/geosintetico viene quindi assunto come parametro di resistenza del singolo rinforzo il valore MINIMO tra **T** e **Pr**

$$T_i = \min (T, Pr)$$

In generale il singolo valore di Pr può risultare in certi casi maggiore di T ; tuttavia la resistenza meccanica a trazione di progetto assunta per la geogriglia (indicata dal progettista o fornita dalla casa costruttrice) costituisce sempre il limite superiore nella resistenza del singolo rinforzo.

Una volta stabilito il valore di resistenza da impiegare per ciascun singolo rinforzo del sistema, F_s può essere calcolato con la seguente espressione derivata da Greenwood (1990):

$$F_s = \frac{\text{Forze resistenti} + \sum T_i (\cos \beta_i \tan \phi_i + \sin \beta_i)}{\text{Forze agenti}}$$

Caratteristiche geosintetici utilizzati

Come elementi di rinforzo si prevede l'utilizzo di geogriglie realizzate in fibre di poliestere. Le geogriglie sono i veri e propri elementi strutturali che garantiscono la stabilità. Per tali motivi le prestazioni di questi elementi dovranno essere attestate da enti esterni e completamente autonomi dal produttore. A tali geogriglie sono state affidate delle

resistenze di esercizio a lungo termine (T), cioè delle resistenze che la geogriglia deve essere in grado di sviluppare nel tempo (si ipotizza una vita utile dell'opera di 50 anni). Tale resistenza sarà ottenuta applicando ai valori a rottura della geogriglia dei fattori di sicurezza (vedi esempi sotto riportati) come viene comunemente fatto per i ferri di armatura, per il calcestruzzo e per gli acciai da costruzione. Per il calcolo della tensione ammissibile delle geogriglie di rinforzo, dell'interazione di queste con il terreno viene fatta uso, in mancanza della normativa italiana in merito, della normativa inglese BS 8006 (British Standard) normativa più completa attualmente nel campo dei geosintetici (vedi tabella sotto).

Sia i fattori di sicurezza che i valori di resistenza a rottura come comunemente fatto per i materiali da costruzione devono essere valori caratteristici cioè devono avere una confidenza del 95%.

Tali fattori di sicurezza che garantiscono quindi le caratteristiche statiche delle geogriglie e quindi dell'opera dovranno essere garantite.

Non saranno validi né report di laboratorio che valgono solamente per il campione provato, né autocertificazioni del produttore, ma certificati veri e propri che valgono per qualsiasi rotolo di materiale che esce dalla fabbrica del produttore.

Le geogriglie utilizzate nel nostro caso specifico come elementi di rinforzo per il calcolo della struttura sono le geogriglie, **Fortrac 55 T** realizzate in fibre di poliestere in direzione longitudinale e trasversale e rivestite con uno strato di protezione polimerico avente elevato modulo di Young (sopportano alte tensioni con basse deformazioni) e basso creep (subiscono piccole deformazioni sotto l'azione di carichi prolungati nel tempo, vedi fattori di sicurezza certificati riportati).

La posa delle geogriglie avverrà utilizzando dei casseri a perdere in rete elettrosaldata Ø8, di maglia 15/15 cm piegata secondo la pendenza prevista del fronte (vedi elaborati grafici).

I materiali adottati dovranno essere prodotti in regime di qualità ISO 9001:2000 e possiedono la marcatura CE, in accordo con le vigenti normative europee sui materiali da costruzione.

La tensione di progetto del Fortrac® T viene determinata applicando una serie di fattori di riduzione secondo quanto previsto dal British Standard BS 8006-1. Per quanto riguarda la famiglia di geogriglie Fortrac® T, tali fattori sono attestati con un certificato specifico rilasciato dall'istituto di accreditamento ERA.

Si ha dunque che:

$$T_D = T_{CR} / f_m$$

Con:

- T_{CR} = resistenza a lungo termine del rinforzo, considerando la vita utile e la temperatura
- $f_m = R_{FD} \times R_{FW} \times R_{FCH} \times f_s$

dove:

- R_{FD} = fattore di riduzione dovuto al danneggiamento meccanico (dipende dal tipo di materiale di riempimento sabbia /ghiaia)

- RF_W = fattore di riduzione dovuto all'esposizione al sole o alla presenza di acqua;
- RF_{CH} = fattore di riduzione dovuto ad effetti chimici/ambientali
- f_s = fattore di sicurezza parziale per estrapolazione dei dati (considerando una vita utile di 120 anni)

$$T_{CR} = T_{CHAR}/RF_{CR}$$

dove RF_{CR} è un fattore di riduzione dovuto al deterioramento meccanico.

Per i rinforzi considerati, i coefficienti assumono i seguenti valori:

MATERIALE	T_{CHAR} Kn/m	RF_{CR}	RF_{ID}	RF_W	RF_{CH}	f_s	Pa Kn/m
Geogriglie tipo FORTRAC® 55 T	55	1.52	1,15	1,00	1,03	1,02	29.949

Tali parametri di riduzione sono stati forniti dal produttore delle geogriglie a mezzo di certificati eseguiti da istituti di prova accreditati indipendenti dal produttore e per questo affidabili e quindi utilizzati nella presente.

Per favorire il rinverdimento del fronte e fornire una protezione contro l'erosione, è previsto l'utilizzo di **una biorete in juta da 500 gr/mq** o di una **geogriglia permanente a maglia fine** che grazie alle loro strutture ruvide e aperte permettono la spruzzatura dell'idrosemina, l'attecchimento e la crescita della vegetazione.

RIFERIMENTI PER I SOFTWARE UTILIZZATI E VERIFICHE SVOLTE

Per le analisi di stabilità dei rilevati e per le verifiche delle strutture in terra rinforzata è stato utilizzato il programma di calcolo **Slide2 Modeler 2D Limit Equilibrium Analysis for Slopes Build: 9.019.64**, della software house canadese **Rocscience**, con licenza **n. 20998-001** regolarmente registrata allo studio Ediltecno Service di cui lo scrivente ing. Ferraro Valentino è direttore tecnico.

Tale software esegue calcoli di stabilità all'equilibrio limite lavorando con superfici di scivolamento circolari e poligonali opportunamente filtrate dall'utilizzatore, riuscendo a simulare tutte le verifiche e combinazioni di calcolo previste da normativa per quanto riguarda la stabilità di versanti e pendii con l'inserimento di rinforzi.

Esegue l'analisi dei cedimenti del suolo di argini, fondazioni e carichi superficiali.

Analizza il cedimento immediato, il consolidamento primario e il cedimento secondario, dando la possibilità di visualizzare i risultati in 3D.

Analisi di stabilità

Il software esegue le analisi di stabilità del profilo di progetto utilizzando i metodi dell'equilibrio limite, che ipotizzano:

- lo stato piano di deformazione;
- il materiale rigido-plastico ideale;
- il fattore di sicurezza costante lungo la superficie di rottura.

Per quanto riguarda la schematizzazione del **modello geotecnico**, il programma di calcolo Slide permette di tenere conto di terreni variamente stratificati, della presenza della falda, della presenza di pressioni neutre diverse dall'idrostatica.

Define Material Properties

LIVELLO A

Name: Fill: ☐ Hatch:

Unit Weight: kN/m³ ☐ Saturated U.W.: kN/m³

Strength Type: $\tau = c' + \sigma'_N \tan \phi'$

Strength Parameters

Cohesion: kPa Phi: degrees

☐ Tensile Strength: kPa

Water Parameters

Water Surface: Hu:

☐ Specify alternate strength type above water surface

Use strength type from:

Note: Material properties are shared across ALL groups and scenarios. (Exclusions: water parameters, anisotropic surface assignments)

OK Cancel

Interfaccia per inserimento delle caratteristiche dei terreni

È possibile, inoltre, inserire elementi di rinforzo quali, tiranti di ancoraggio, sia attivi che passivi, micropali, barre per soil nailing ed altri elementi resistenti a trazione quali le geogriglie o geotessili di rinforzo.

Nel caso specifico in esame sono state inserite le geogriglie.

Support Properties

Name: Color:

Support Type:

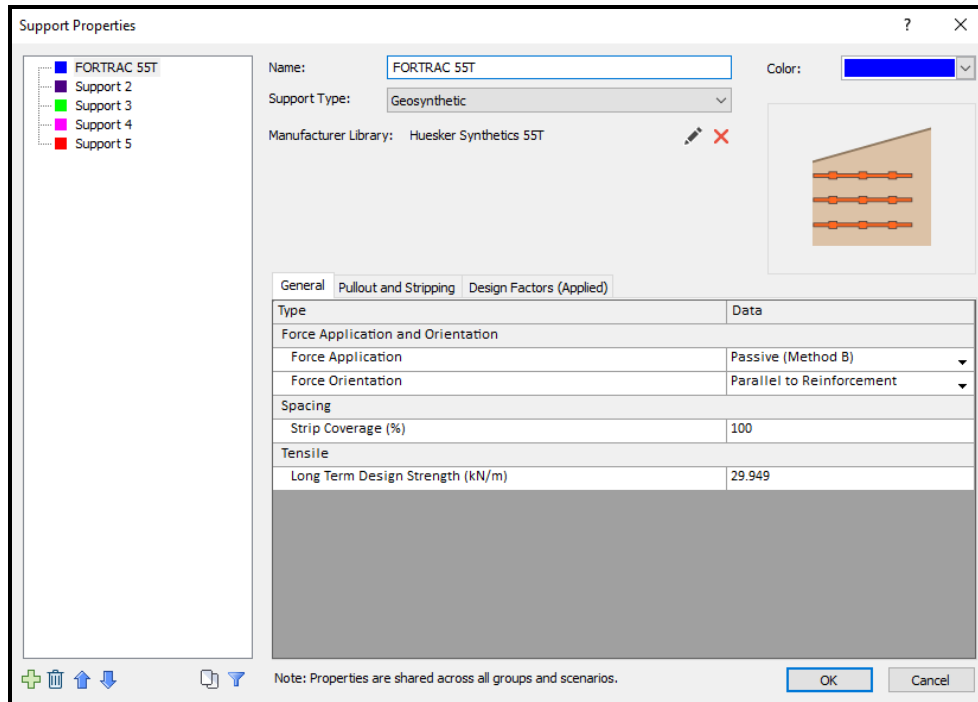
Manufacturer Library:

General Pullout and Stripping Design Factors (Applied)

Type	Data
Anchorage	
Anchorage	Slope Face
Connection Strength Input	Constant
Connection Strength (kN/m)	30
Shear Strength of Interface	
Shear Strength Model	Linear
Adhesion (kPa)	5
Friction Angle (°)	40
Material Dependent	No
Use External Loads in Strength Computation	Yes

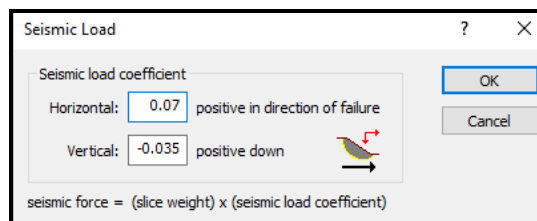
Note: Properties are shared across all groups and scenarios.

OK Cancel



Interfaccia per inserimento delle caratteristiche delle geogriglie

Il software permette di applicare carichi esterni, sia concentrati che distribuiti sulle diverse superfici, e di eseguire anche un'analisi sismica con il metodo statico equivalente, mediante inserimento dei coefficienti di amplificazione sismica orizzontale e verticale.



Slide è in grado di fornire una soluzione generale al problema bidimensionale di stabilità, ricavando il coefficiente di sicurezza (safety factor, S.F.), come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di potenziale scorrimento e quella mobilitata dal moto incipiente dell'intera massa contenuta dalla superficie stessa.

Il programma effettua le verifiche di stabilità fornendo il coefficiente di sicurezza utilizzando diversi metodi secondo diversi criteri:

- Bishop - semplificato e rigoroso,
- Janbu
- Morgenstern Price
- Lowe-Karafiath
- Fellenius
- Spencer

Modelli di calcolo

Al fine di effettuare le verifiche di stabilità del rilevato a seguito dell'allargamento e realizzare un dimensionamento statico delle strutture in terra rinforzata bisogna creare dei modelli che simulino la situazione reale prevista in cantiere.

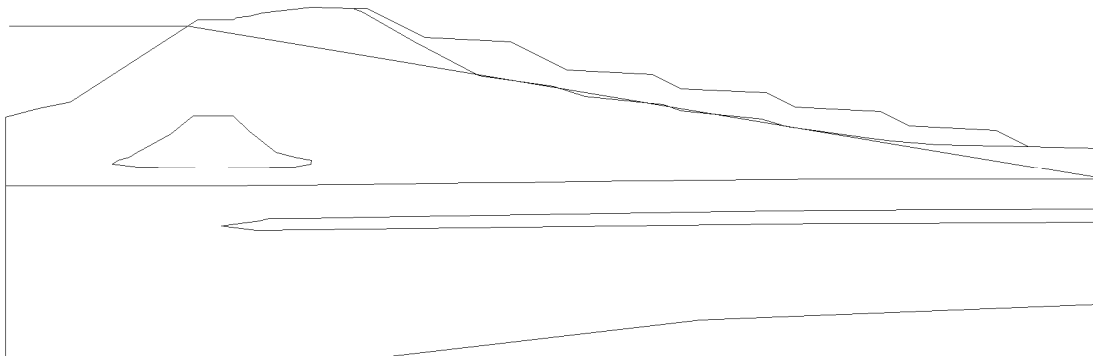
Questi schemi di calcolo che vengono studiati sono in pratica una rielaborazione delle sezioni considerate significative. Tali sezioni vengono trasferite all'interno del software di calcolo che opera delle verifiche di stabilità.

Le verifiche di stabilità non fanno altro che studiare la stabilità dell'opera tenendo in considerazione l'effetto stabilizzante di eventuali rinforzi (nel caso delle terre rinforzate i rinforzi sono le geogriglie) al fine di verificare che l'apporto di terreno o l'aumento di pendenza, unito ai sovraccarichi e alle forze sismiche agenti, raggiunga i fattori di sicurezza richiesti dalla normativa (nel caso di sistemi geotecnici tali fattori di sicurezza sono pari a γ_R)

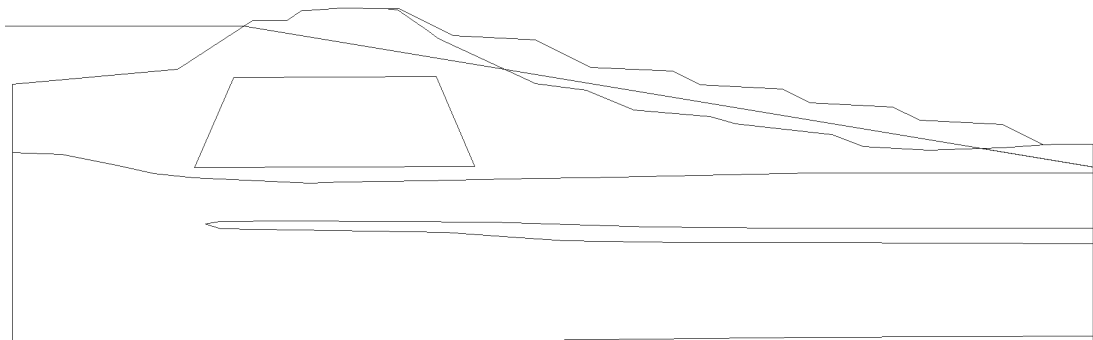
Le sezioni studiate vengono semplificate negli elementi essenziali di calcolo così come qui sotto riportato.



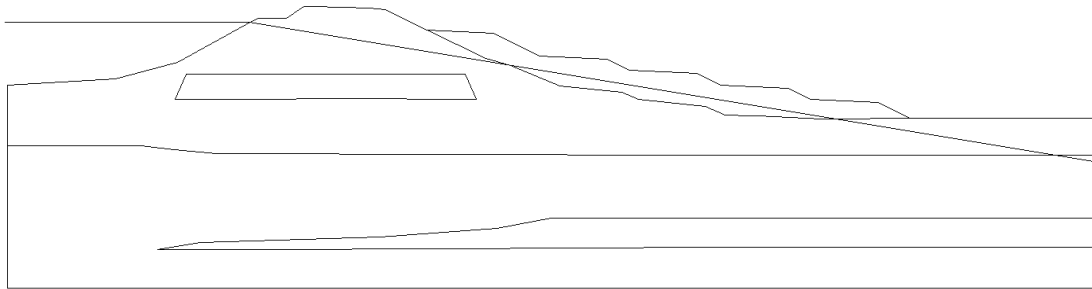
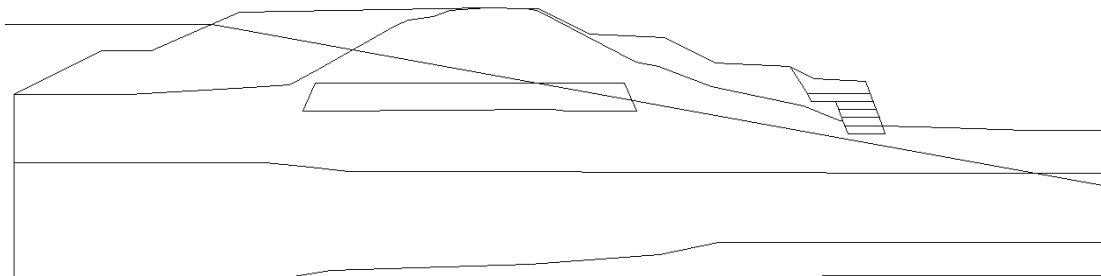
Sezione 8



Sezione 16



Sezione 20

**Sezione 39****Sezione 41T**

Identificate le sezioni significative di studio, si prosegue con le verifiche di stabilità e il dimensionamento delle strutture in terre rinforzate.

VERIFICHE ESEGUITE

Per le sezioni in fase di studio verranno riportati i seguenti output:

Combinazione A2M2R2 condizioni statiche e condizioni sismiche

In questa combinazione viene studiata la verifica a stabilità globale e la verifica del rilevato per tutte le sezioni indagate.

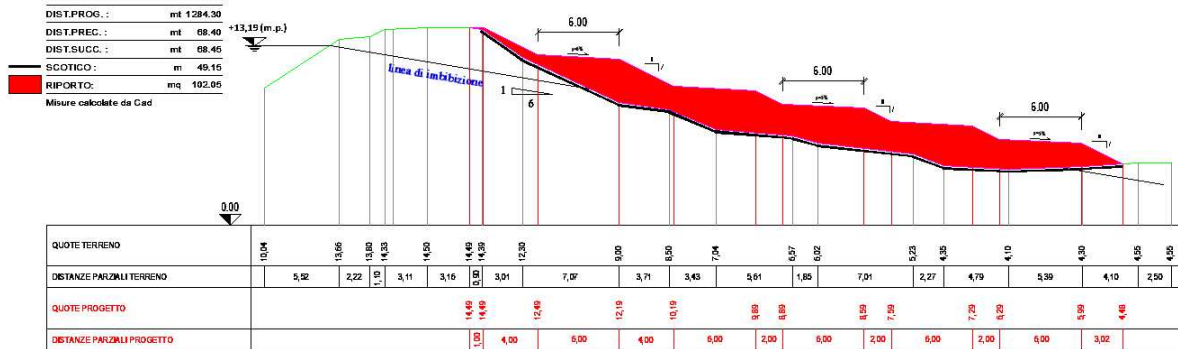
Combinazione A1M1R3 condizioni statiche e condizioni sismiche

*In questa combinazione viene studiata la verifica a stabilità interna-composta, la verifica a scivolamento e la verifica a capacità portante per le opere in terra rinforzata, **sezione 41T**.*

CEDIMENTI ALLARGAMENTO DELL'ARGINE

Il riporto di terreno in allargamento rispetto alla sagoma attuale dell'argine comporterà il sovraccarico di una parte di piano campagna vergine e di una parte del rilevato esistente. Nella fig seguente è ben visibile la porzione di rilevato aggiunta in rosso sulla parte esistente.

Sezione 20



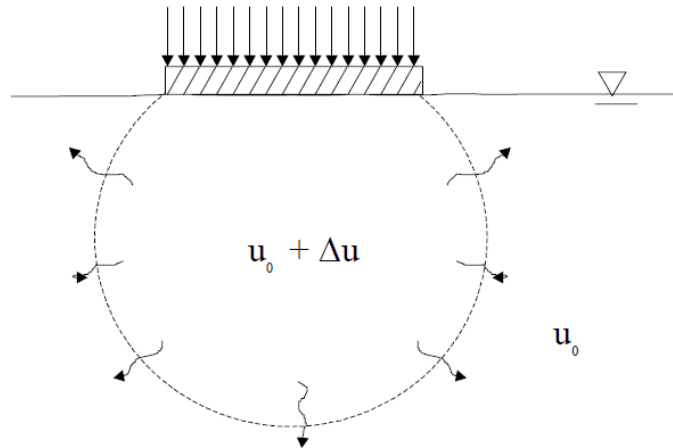
Sagoma rossa del rilevato riportato sulla sagoma del rilevato esistente.

Il termine cedimento di un terreno indica uno spostamento, normalmente verticale, che subisce un terreno per via della presenza di nuovi carichi verticali.

I carichi verticali possono essere provocati dalla realizzazione di nuovi edifici o terrapieni (come nel nostro caso) oppure un altro genere di manufatto che viene applicato sul terreno.

I cedimenti dipendono fortemente dalla tipologia di terreno con cui abbiamo a che fare e dalla storia tensionale che lo stesso ha subito.

Nei terreni incoerenti, per esempio, prevalgono cedimenti molto veloci (definiti immediati) di tipo elastico per espulsione d'acqua e aumento della tensione efficace (vedi fig. pag. seguente). La velocità con cui tali cedimenti si verificano sono legati al fatto che tali terreni sono normalmente dotati di elevata permeabilità, permettendo un allontanamento veloce dell'acqua (se presente) e quindi uno sviluppo immediato di contatto tra i granuli che formano lo scheletro del terreno. Nei terreni coesivi invece i tempi con cui si sviluppano i cedimenti sono molto più lunghi in quanto essendo la permeabilità degli stessi molto più bassa, l'acqua presente tende ad allontanarsi molto più lentamente e l'equilibrio viene raggiunto molto più gradualmente. Nel frattempo, l'equilibrio delle forze si sviluppa attraverso l'aumento di pressione idrostatica dell'acqua (incomprimibile), sovrappressione che nel tempo si dissipa man mano che la stessa riesce a rifluire verso le zone a minor pressione. (vedi fig. pag. seguente).



Nel caso in esame la natura dei terreni è variabile con la profondità in un alternarsi di terreni prevalentemente coesivi a terreni incoerenti. Avremo quindi ambedue le componenti dei cedimenti sopra descritti.

Il livello di falda attualmente si trova a circa 3,8 m. sotto il livello del piano campagna. Tuttavia, tale valore risulta sicuramente fortemente influenzato dal periodo di magra che ormai dura da parecchi mesi con scarsa alimentazione della falda. Risulta quindi ragionevole, anche sulla base delle considerazioni eseguite nell'elaborato E01 (Relazione di caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica) utilizzare un valore medio della falda di almeno un paio di metri superiore a quello identificato e attuale. Nei calcoli verrà considerata quindi a – 2m. rispetto all'attuale piano campagna.

Definita la stratigrafia del terreno nell'area più significativa si procede al calcolo dei cedimenti.

Cenni teorici calcolo dei cedimenti

Il cedimento è uno spostamento verticale di una fondazione superficiale o profonda o di un'opera in terra, per effetto delle deformazioni del terreno sottostante dovute ad una variazione dello stato tensionale, ad esempio per effetto del carico trasmesso dalla stessa fondazione o da fondazioni vicine, o per una variazione delle pressioni neutre interstiziali.

In linea generale il cedimento S si compone di tre aliquote:

$$S = S_i + S_c + S_s$$

S_i cedimento immediato,

S_c cedimento di consolidazione,

S_s cedimento viscoso.

Cedimento immediato

Il cedimento immediato si verifica subito dopo l'applicazione di un carico esterno; pur essendo dovuto a deformazioni di natura sia elastica (reversibile qualora il carico venga rimosso) sia plastica (irreversibile), può essere calcolato ricorrendo alla teoria dell'elasticità, ipotizzando il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo, anche se in alternativa sono disponibili formulazioni empiriche di uso più agevole.

Il cedimento immediato coincide pressoché con il cedimento totale nei terreni granulari (ghiaie, sabbie e mescolanze di ghiaia e sabbia), mentre è generalmente una parte trascurabile del cedimento totale nel caso di terreni coesivi (argille e limi).

Il cedimento immediato si manifesta via via che viene applicato il carico durante la costruzione dell'opera geotecnica, e pertanto spesso è poco temibile, sia perché può essere recuperato riportando in quota la struttura, sia perché normalmente precede la messa in opera delle parti più vulnerabili (pavimentazioni, rivestimenti, finiture).

Cedimento di consolidazione

Il cedimento di consolidazione primaria è dovuto all'espulsione di una parte dell' acqua interstiziale con conseguente riduzione della pressione neutra e corrispondente aumento della pressione efficace. Nei terreni coesivi inorganici costituisce generalmente la parte più rilevante del cedimento e si sviluppa più o meno lentamente nel tempo, per effetto della bassa permeabilità di questi terreni.

Cedimento viscoso

Il cedimento viscoso o di compressione secondaria è dovuto a fenomeni di natura viscosa, a scorrimenti interparticellari ed alla riorientazione dei grani; è caratteristico dei terreni coesivi organici e dei terreni torbosi. Si sviluppa a tensione verticale efficace costante ed è indipendente dal processo di consolidazione primaria. Trattasi di un cedimento che nel nostro caso non sarà presente in quanto i terreni organici e torbosi sono in quantità trascurabile.

Rigonfiamento

Di direzione opposta al cedimento è il rigonfiamento, dovuto ad un eventuale scarico tensionale conseguente allo scavo fino al piano di fondazione.

Metodo del semispazio elastico

Il metodo assume che per il terreno valga la teoria dell'elasticità e quindi sia applicabile la soluzione di Boussinesq (1885) che consente di ottenere la tensione verticale in un punto qualsiasi del semispazio elastico per una forza applicata in superficie. In genere la soluzione è considerata accettabile ai fini tecnici anche in presenza di terreni stratificati.

In letteratura esistono anche soluzioni derivate per integrazione da quella di Boussinesq, per trattare i casi di carico distribuito su superficie di una data forma.

Una volta nota la distribuzione delle tensioni nel mezzo, si può ottenere il cedimento in un punto integrando le deformazioni verticali lungo la verticale passante per il punto, fino ad una profondità significativa, che in genere è commisurata alla dimensioni dell'area caricata superficiale o delimitata dal raggiungimento di uno strato compatto:

$$s = \int_0^H \frac{\sigma}{E} dz$$

in cui:

s cedimento,

σ tensione verticale nel terreno variabile con la
profondità,

H profondità del volume significativo o zona attiva,

E modulo elastico del terreno.

Ai fini pratici la procedura viene eseguita discretizzando il terreno in un certo numero di strisce orizzontali e valutando l'integrale come sommatoria dei contributi delle singole strisce.

Cedimenti in terreni coesivi

In condizioni edometriche, ovvero in condizioni di espansione laterale impedita, con filtrazione e deformazioni solo in direzione verticale, se il terreno è saturo il cedimento istantaneo è zero e l'incremento di pressione interstiziale Δu è pari all'incremento di tensione verticale totale applicato in superficie $\Delta \sigma$. Tuttavia le condizioni edometriche non sono sempre riscontrabili e il cedimento di consolidazione di una fondazione superficiale su argilla satura dovrebbe essere calcolato tenendo conto delle effettive condizioni al contorno.

Tuttavia per motivi di semplicità la stima del cedimento di consolidazione di fondazioni superficiali su terreni a grana fine è abitualmente ottenuta con un metodo di calcolo semplificato (metodo di Terzaghi) che si basa sulle ipotesi di consolidazione edometrica, modificando eventualmente il risultato ottenuto con un fattore correttivo empirico per tenere conto delle approssimazioni introdotte.

Cedimenti in terreni granulari

Il comportamento meccanico dei terreni granulari (sabbie, ghiaie) ai fini del calcolo dei cedimenti si differenzia sostanzialmente da quello dei terreni a grana fine (limi e argille), in quanto l'elevata permeabilità dei terreni granulari consente di dissipare in tempi brevi le sovrappressioni dell'acqua interstiziale (ad esempio per incrementi rapidi dei carichi). Questo permette di ritenere trascurabile il cedimento di consolidazione o comunque di inglobarne gli effetti in quello immediato.

Si tenga presente inoltre che i cedimenti di fondazioni su sabbia non destano in linea generale preoccupazione, sia per l'entità in se che è in genere modesta (raramente superiore a 5 cm), sia perché (per quanto detto prima) si esauriscono nell'arco temporale della costruzione, a meno di casi particolari in cui il carico accidentale applicato a posteriori sia molto maggiore del carico permanente.

Oltre al metodo del semispazio elastico, che comunque richiede una affidabile valutazione dei parametri meccanici che intervengono, quali il modulo di Poisson e il modulo elastico alle varie profondità, sono stati proposti svariati metodi per la stima dei cedimenti di fondazioni superficiali su sabbia di tipo empirico o semi-empirico, basati cioè sull'osservazione di un certo numero di casi reali. Dalla comparazione di questi metodi emerge però un quadro poco soddisfacente, per una eccessiva dispersione dei risultati.

I metodi empirici attualmente più accreditati sono il metodo di Schmertmann (1970-1978) che utilizza i risultati di prove penetrometriche statiche, CPT, e il metodo di Burland e Burbridge (1985) che utilizza i risultati di prove penetrometriche dinamiche, SPT, utilizzato nel presente lavoro e su cui daremo qualche cenno al paragrafo seguente.

Calcolo dei cedimenti

Il calcolo dei cedimenti è stato svolto con l'ausilio del programma di calcolo **Settle3** della software house canadese **Rocscience**, con licenza **n. 20998-001** regolarmente registrata allo studio Ediltecno Service.

Trattasi di un software tridimensionale per l'analisi dei cedimenti verticali e consolidamenti sotto carichi superficiali quali fondazioni, rilevati e scavi superficiali.

È possibile creare rapidamente profili del terreno complessi anche non orizzontali, ipotizzare diverse condizioni di carico e visualizzare i risultati in 3 dimensioni.

Il programma permette di creare i modelli e fare l'analisi del consolidamento includendo il consolidamento primario e secondario (creep) a intervalli definiti dall'utente.

È inoltre possibile specificare i livelli delle acque sotterranee con linee piezometriche o con una griglia d'acqua.

Il software permette di definire carichi di diversa tipologia, verticali e orizzontali uniformi o variabili, e di diversa forma, circolari, rettangolari o poligonal.

Il carico può essere definito e applicato a qualsiasi profondità (ad es. per simulare pali o fondazioni di zattere), o sotto forma di rilevato definendone la geometria e la stratigrafia dividendolo anche in stadi con la possibilità di prevedere allargamenti.

La distribuzione delle tensioni dovuta al carico può essere calcolata utilizzando uno dei cinque metodi di calcolo della sollecitazione implementati:

- Boussinesq;
- Westergaard;
- Multistrato;
- Rapporto verticale (2:1);
- Rapporto verticale (angolo).

Descrizione dei terreni

Per quanto riguarda la schematizzazione del **suolo**, il programma di calcolo permette di tenere conto di terreni variamente stratificati, della presenza della falda, della tipologia di distribuzione degli sforzi.

Interfaccia per inserire i parametri di un terreno incoerente

Soil Properties

LIVELLO B

Name: LIVELLO B Color: [Green] Hatch: [Black]

Unit Weight (kN/m³): 16.5 Sat. Unit Wt. (kN/m³): 16.5

Poisson Ratio: 0.2 K0: 1

Immediate Settlement **Primary Consolidation** **Secondary Consolidation** **Datum Dependency** **Stage Factors**

☒ Primary Consolidation

Material Type: Non-Linear

Cc: 0.85 Cr: 0.192 e0: 1.66

Pc (kPa): 100 OCR: 0.686 OCM (kPa): 0

Time-dependent Consolidation Analysis:

Cv (m²/s): 1.57e-07 K (m/s): 2.45e-10 Kr (m/s): 2.45e-10

B-bar: 1

☐ Strain based Cc, Cr and Ca

Buttons: Undrained Su..., Layer Modulus..., Wide Drains..., Variable K..., OK, Cancel

Interfaccia per inserire i parametri di un terreno coerente

Falda

È possibile tenere in considerazione la presenza della falda, definendone la profondità e per quali terreni considerarne l'effetto.

Edit Piezometric Lines

Piezo #	Elevation (m)
1	-2

Buttons: OK, Cancel

Define Soil Groundwater Properties

NUCLEO A*

Piezo to use: 1

☐ Stage Piezo Lines

Stage	Piezo #
All	None

☐ Show only used properties

Buttons: Apply To All, OK, Cancel

Interfaccia per inserimento della falda

Stratigrafia

Definite le caratteristiche dei terreni è possibile ricostruire la stratigrafia, inserendo nel software diverse colonne stratigrafiche e posizionandole in planimetria così da creare un modello di terreno in tre dimensioni, mediante l'interpolazione dei dati inseriti.

È possibile fissare gli spessori di terreno a cui associare le caratteristiche precedentemente definite.

Edit Borehole

Boreholes

- 1. SONDAGGIO CPT4
- 2. SONDAGGIO S3
- 3. SONDAGGIO S2
- 4. SONDAGGIO CPT3

SONDAGGIO CPT4

Location: X (m): 30.8117 Y (m): 147.372 Name: SONDAGGIO CPT4

☒ Define Layers By Thickness

#	Name	Thickness	Top Elevation	Bottom Elevation
1	NUCLEO A*	0	0	0
2	LIVELLO A	1.5	0	-1.5
3	LIVELLO B	4	-1.5	-5.5
4	LIVELLO C	1	-5.5	-6.5
5	LIVELLO B2	7	-6.5	-13.5
6	LIVELLO D	6.5	-13.5	-20

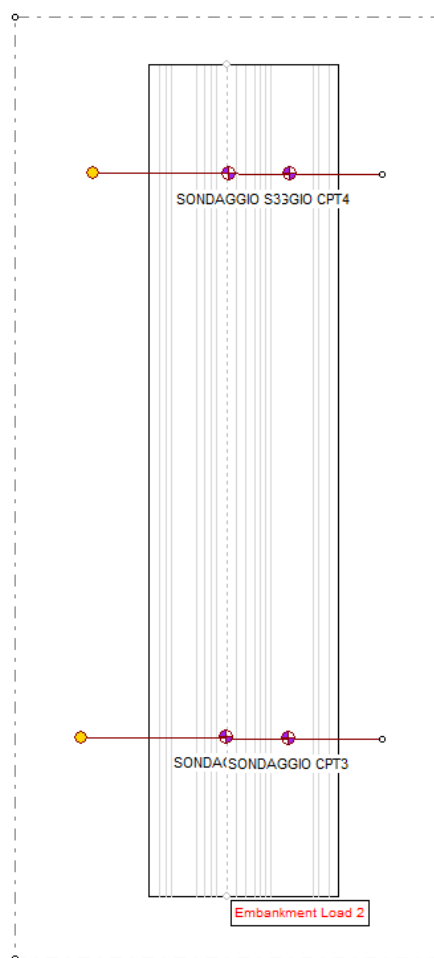
Layers Preview

Soil Layer Column

OK Cancel

Insert Layer Above Insert Layer Below Delete Layer

Interfaccia per la costruzione della colonna di terreno



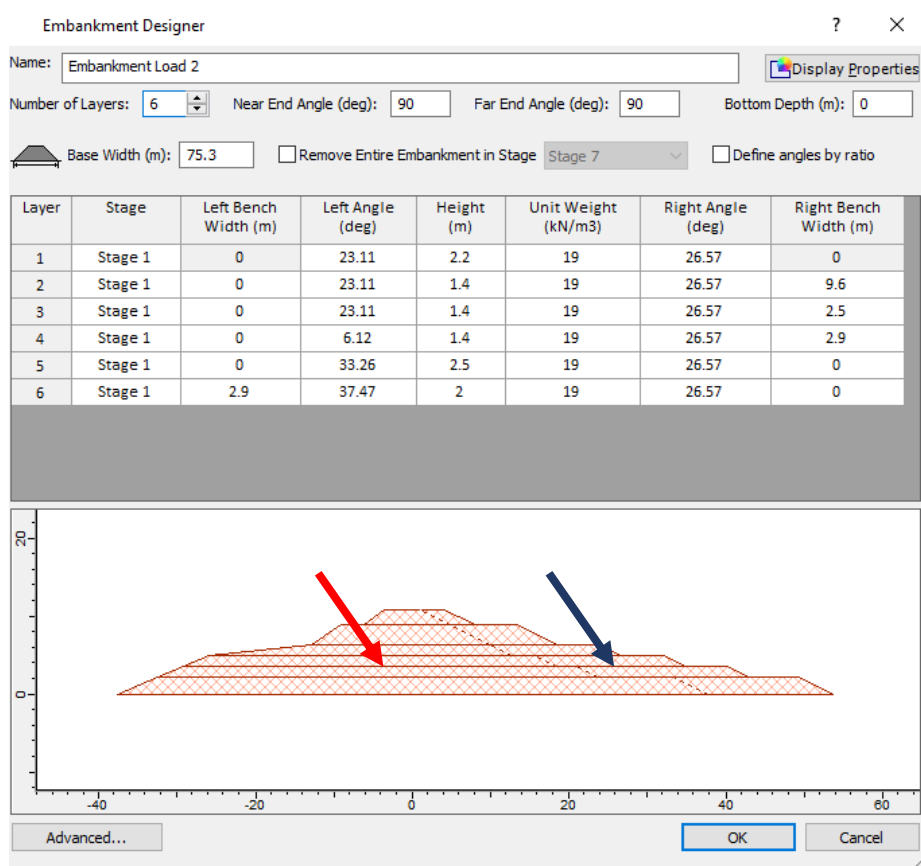
Posizionamento in planimetria delle colonne stratigrafiche definite.

Simulazione caso costruzione di un rilevato.

Nel caso di costruzione di un rilevato o, come nel caso in fase di studio, di un rinforzo dello stesso, il software permette di definirne la geometria e le caratteristiche del terreno costituente, procedendo per *stage*.

Nel caso in esame si considera una fase iniziale (stage1) con il rilevato esistente (stato attuale) con cedimenti dovuti a questo già esauriti (rilevato indicato con la freccia rossa sino alla linea

obliqua tratteggiata). Nei successivi stage viene allargato il rilevato con la parte di terreno posta oltre la linea tratteggiata (linea blu).



Linea rossa indica il rilevato esistente. Linea blu indica l'allargamento del rilevato.

Advanced Embankment Staging

☒ Advanced Staging

Stage	Layer	Add to Left	Add to Right	Remove
Stage 2	1	0	16.1	<input type="checkbox"/>
Stage 3	2	0	19.3	<input type="checkbox"/>
Stage 4	3	0	16.4	<input type="checkbox"/>
Stage 5	4	0	13.9	<input type="checkbox"/>
Stage 6	5	0	8.6	<input type="checkbox"/>
Stage 7	6	0	3.2	<input type="checkbox"/>

☐ Version 1 Embankment End Geometry

Add Delete OK Cancel

Interfaccia per la costruzione del rilevato (stage1) (freccia rossa) e per i successivi allargamenti (stage 2-stage7) freccia blu oltre la linea tratteggiata

Il rilevato così ricostruito viene considerato dal software un carico da applicare al terreno sottostante al fine di valutarne i cedimenti.

Nel caso in esame, al fine di valutare i cedimenti, lo *stage 1* viene considerato Stage di Riferimento, ossia i cedimenti si calcolano a partire dalla fase 2.

LIQUEFAZIONE

La liquefazione rappresenta lo stato raggiunto da terreni sabbiosi sciolti saturi che si trovano sottofalda quando perdono la loro resistenza al taglio come conseguenza di un incremento delle pressioni interstiziali. Tale fenomeno si manifesta in concomitanza ad eventi sismici di una certa intensità (magnitudo generalmente superiore a 5.0) e interessa terreni sabbiosi sciolti posti al di sotto del livello di falda.

A seguito del sisma si genera un incremento della pressione interstiziale; tale aumento di pressione causa l'annullamento delle tensioni efficaci del materiale e la sua perdita di consistenza, diventando un fluido denso avente capacità portante molto bassa.

$$\tau = (\sigma'_n - \Delta u) \operatorname{tg} \phi'$$

Con riferimento all'espressione sopra riportata, la resistenza (τ) del terreno si annulla allorché l'incremento della pressione interstiziale (Δu) generata dal sisma eguaglia la tensione normale efficace agente (σ'_n).

Tali fenomeni possono provocare importanti deformazioni del terreno, comportando danni di diversa entità.

Secondo le NTC08 la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle fig. a pag. 48 (a), nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ (granulometria uniforme) ed in Fig. 78 (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$ (granulometria estesa).

Nel nostro caso non si presenta alcuna delle condizioni sopra riportate quindi **la verifica deve essere eseguita.**

Altre considerazioni possono essere fatte sull'età del deposito, sulla storia sismica, sul grado di addensamento e sulla granulometria. Un terreno con un basso grado di addensamento (indice dei vuoti elevato e bassa densità relativa) per esempio avrà maggiore probabilità che raggiunga lo stato di liquefazione; di conseguenza un deposito antico, a parità di condizioni, sarà meno soggetto a liquefazione perché nella sua storia avrà sviluppato legami intergranulari e cementazioni sempre più forti.

Il verificarsi o meno della liquefazione viene riscontrato utilizzando metodi semplificati, calcolando il fattore di sicurezza F_s , inteso come rapporto tra la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico (CRR – Cyclic Resistance Ratio) e la domanda sismica corrispondente al terremoto atteso

di progetto, espressa come sollecitazione di taglio massimo indotta dal sisma (CSR – Cyclic Stress Ratio), e valutando se esso sia minore di uno (liquefazione) o maggiore di uno (non liquefazione). E' da osservare che anche quando $F_s > 1$ si possono avere dopo il terremoto cedimenti permanenti del terreno.

$$F_s = (CRR_{7,5} / CSR * MSF) * k\alpha * k\sigma$$

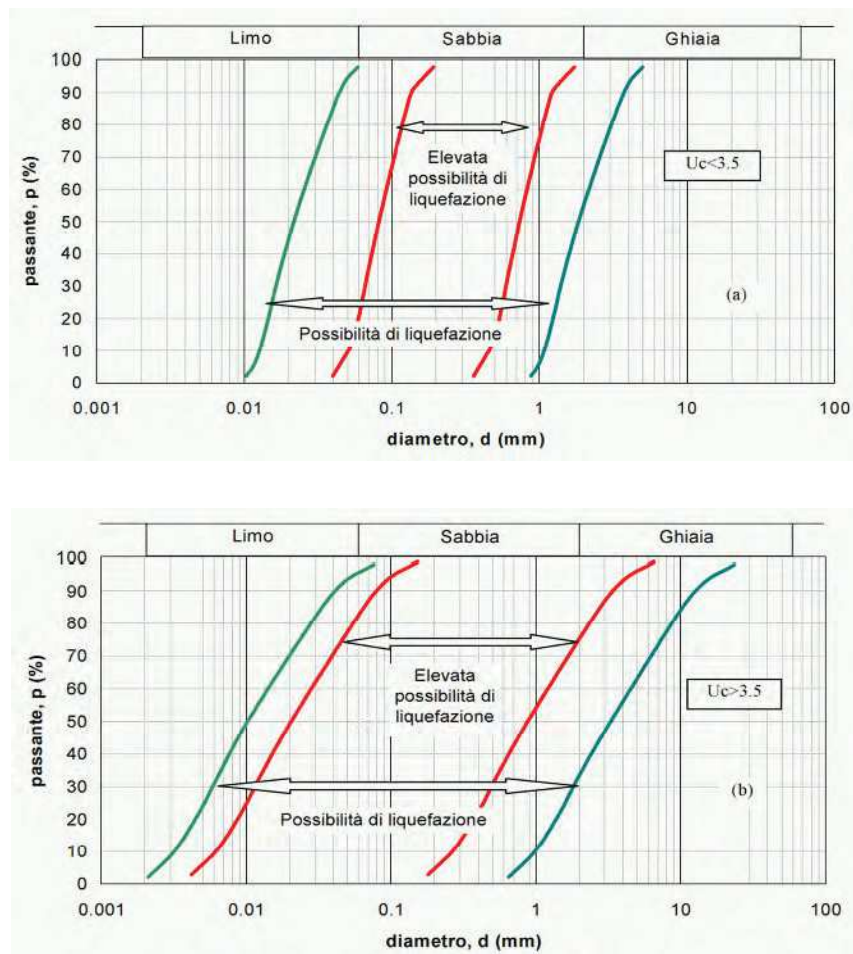
Ove

MSF = fattore di scala della magnitudine.

$k\sigma$ = fattore di correzione dovuto al sovraccarico tensionale.

$k\alpha$ = fattore di correzione

Secondo le normative europea (EC8) e italiana è suscettibile di liquefazione un terreno in cui lo sforzo di taglio generato dal terremoto supera l'80% dello sforzo critico ($CSR > 0.80CRR$) che ha provocato liquefazione durante terremoti passati e quindi deve risultare $F_s < 1,25$ perché ciò avvenga. Pertanto, il valore minimo del Fattore di sicurezza alla liquefazione è **$F_s > 1.25$** .



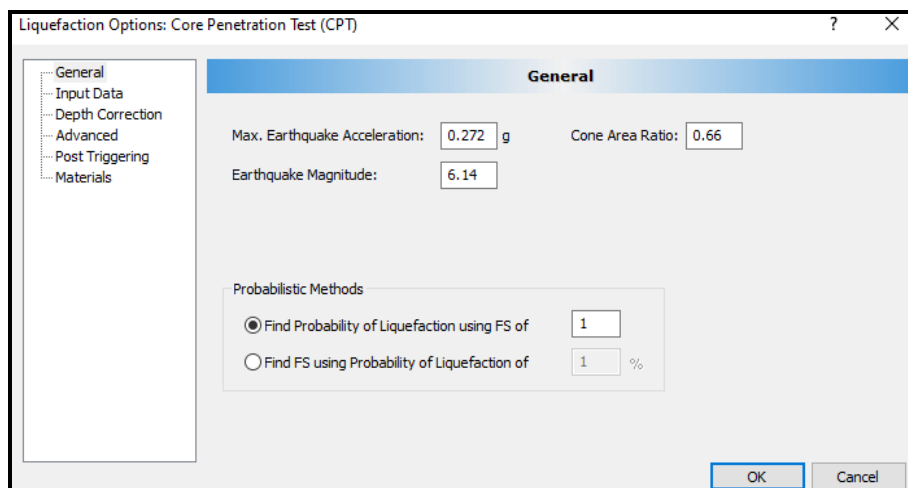
Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno a differente coefficiente di uniformità: a) $U_c < 3,5$; b) $U_c > 3,5$ (fonte: AGI, 2005)

I risultati della verifica a liquefazione possono essere calcolati sulla base dei dati delle SPT o delle CPT. Nel nostro caso abbiamo a disposizione prove CPT.

Il software **Settle3** utilizzato per il calcolo dei cedimenti contiene al suo interno anche il modulo per il calcolo della probabilità di liquefazione eseguendo una valutazione dei cedimenti legati a tale fenomeno. L'uso di test eseguiti in sito è l'approccio dominante per valutare questa possibilità e come si osserva dalla finestra di calcolo le CPT sono le tipologie di prove su cui ci si è più concentrati per valutare tale fenomeno.

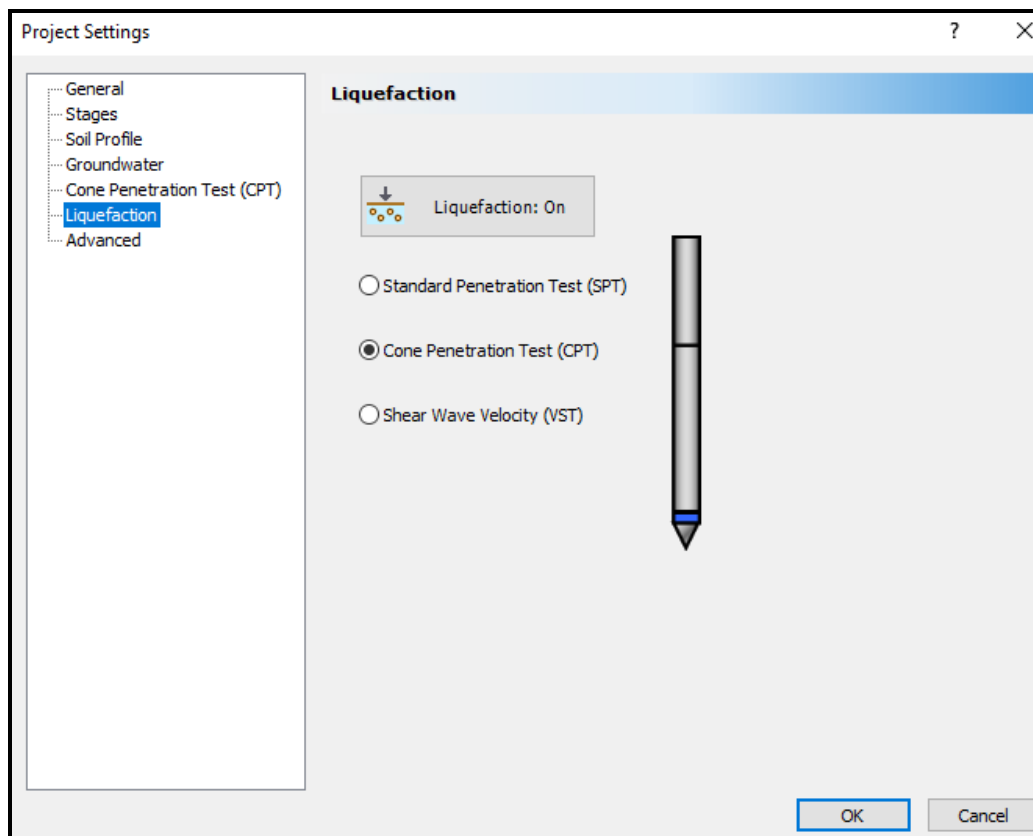
L'assestamento, lo stato tensionale e la pressione interstiziale vengono calcolati in tutto il volume tridimensionale e i risultati possono essere tracciati lungo qualsiasi piano orizzontale o verticale o tracciati lungo una qualsiasi linea.

Il primo passo comune a tutti i metodi sta nella scelta dei parametri rappresentativi dell'azione sismica: *accelerazione massima e magnitudo di riferimento*. Nel caso in esame come descritto in precedenza, si considera una magnitudo pari a **6.14**, e un'accelerazione massima pari a **0.272 g** *assieme al valore di correzione dell'area del cono che nel nostro caso è 0,66*.

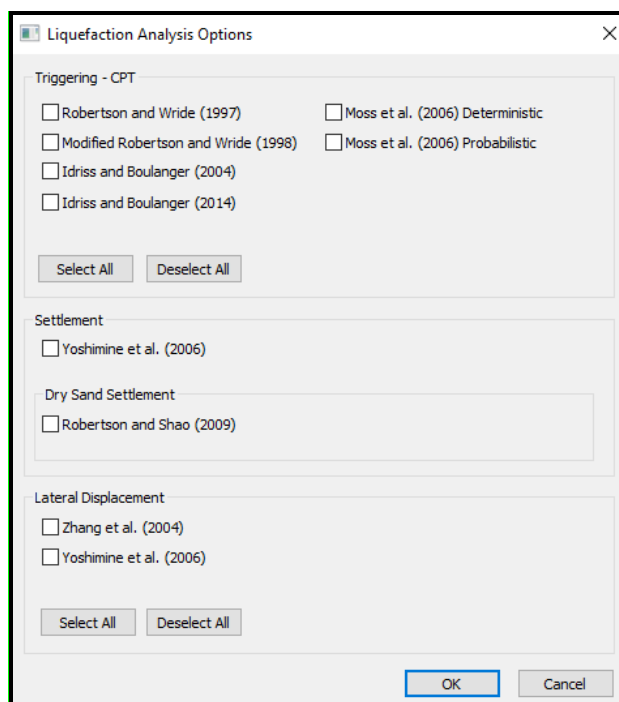


Interfaccia per inserimento dati sisma e fattore correttivo dell'area della punta del cono per le CPT

In questo caso si utilizzano i dati di resistenza forniti dalla prova penetrometrica CPT



Interfaccia per la scelta del tipo di dati da utilizzare in funzione delle prove in sito eseguite.



Interfaccia per la scelta del metodo di analisi.

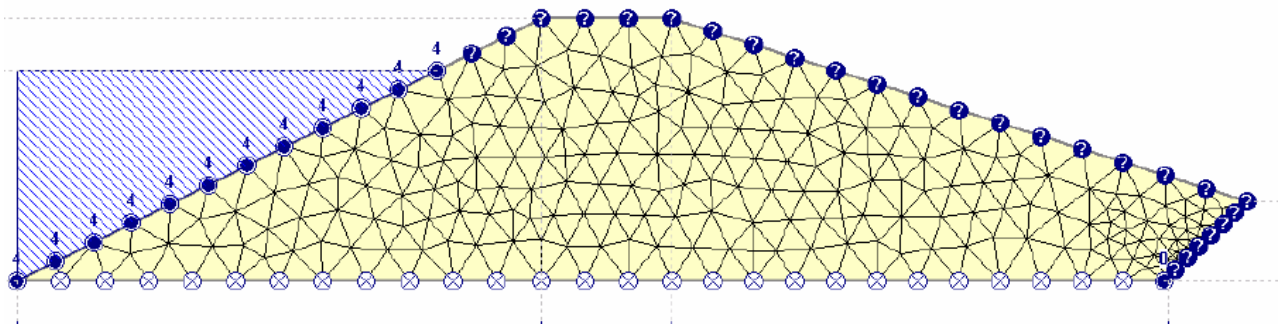
Sono stati selezionati tutti i metodi di valutazione delle prove di valutazione delle CPT riportate nella finestra sopra riportata.

il software restituisce quindi in forma grafica il valore di CSR e CRR in funzione della profondità, il fattore di sicurezza, la Probabilità di liquefazione e infine i cedimenti innescati, per un punto della zona investigato.

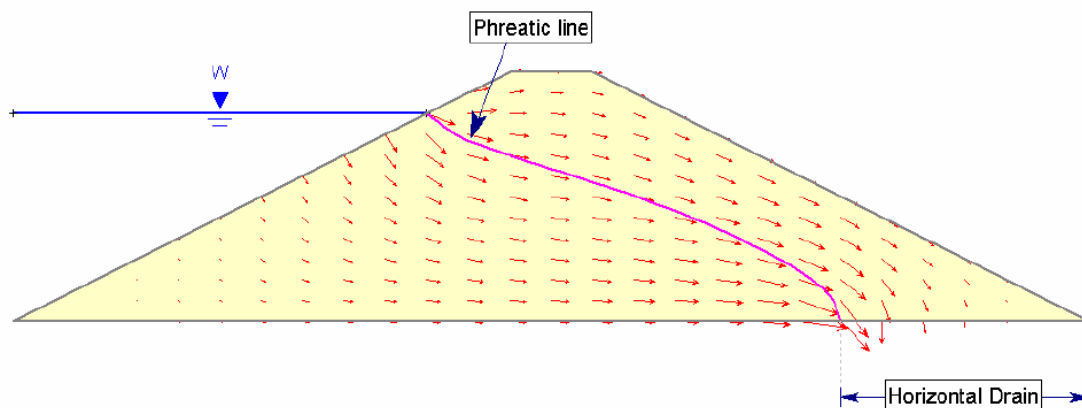
ANALISI DELLA FILTRAZIONE

Per l'esecuzione dello studio di filtrazione dell'argine, come già detto, è stato utilizzato il software **Slide2 Modeler 2D Limit Equilibrium Analysis for Slopes Build: 9.019.64**, della software house canadese **Rocscience**, con licenza n. **20998-001** regolarmente registrata allo studio Ediltecno Service e in particolare il "Groundwater Module in Slide 2D finite element program for ground water analysis".

Il software analizza i moti di filtrazione attraverso i terreni mediante un motore di calcolo agli elementi finiti con mesh definita dall'utente e con condizioni al contorno di partenza conosciute nell'area di carico della piezometrica e sconosciute nell'area invece di analisi della filtrazione.



Esempio di modello impostato di slide per l'analisi della filtrazione




Tipico risultato dell'analisi con segnalati i vettori che danno la direzione del moto di filtrazione e la velocità.

Definita la sezione di studio è possibile inserire per i diversi materiali costituenti, le caratteristiche idrauliche (permeabilità verticale e orizzontale) come riportato in figura seguente:


Define Hydraulic Properties ? X

LIVELLO A

Model: Simple  New...

Hydraulic Parameters

Ks: m/s

K2 / K1: 

K1 Angle:

WC sat: m3/m3

WC res: m3/m3

☒ mv: 1/kPa

Simple Parameters

Soil Type:

Copy To... ☐ Show only properties used in model

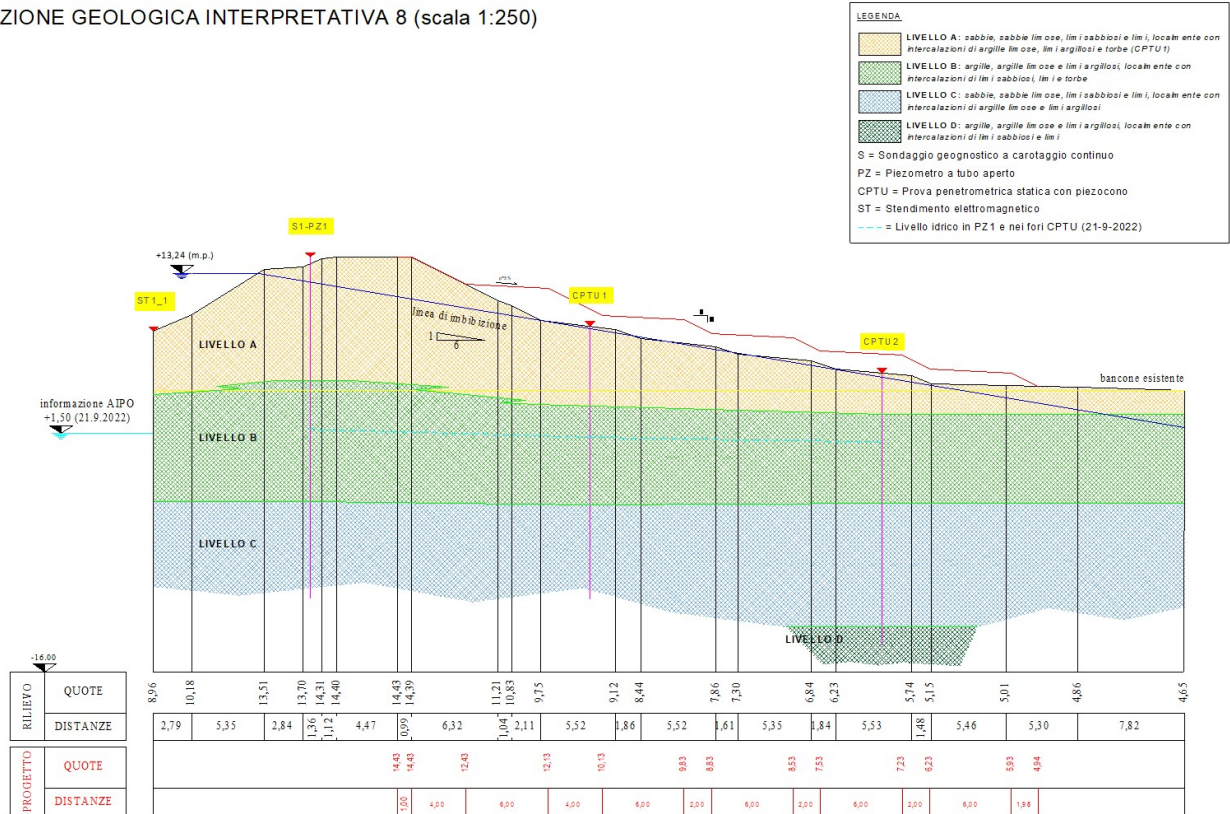
Interfaccia per inserimento delle caratteristiche idrauliche dei terreni.

Ipotesi di calcolo

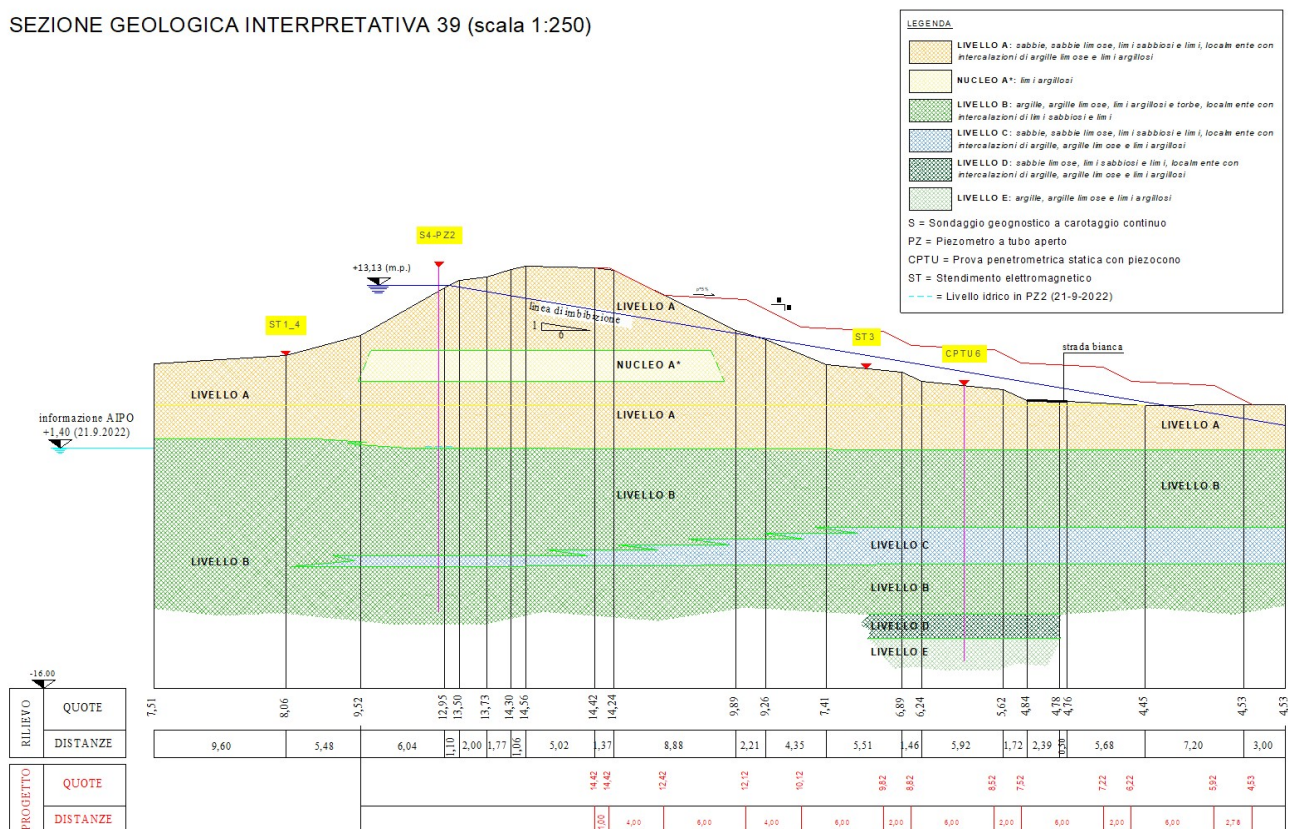
Nel caso in esame si considera quale sezione di studio la n. 8 e la nr. 39 essendo state valutate come le più significative ai fini della filtrazione, vista la presenza di uno strato di materiale granulare più consistente alla base del rilevato arginale. In particolare, nella sez. 39 dalle indagini geognostiche eseguite risulta presente un nucleo di materiale impermeabile all'interno del rilevato arginale. Si vuole verificare come lo stesso influisca nel fenomeno di filtrazione.

Si riportano le due sezioni analizzate:

SEZIONE GEOLOGICA INTERPRETATIVA 8 (scala 1:250)



SEZIONE GEOLOGICA INTERPRETATIVA 39 (scala 1:250)



Permeabilità dei terreni

I dati di permeabilità dei terreni coesivi (nucleo A* e livello B) sono stati estrapolati dalle prove edometriche eseguite nei campioni ricavati dal sondaggio 1 che è stato eseguito in corrispondenza della sezione 8.

I valori di permeabilità variano nell'intervallo $1,24 \cdot 10^{-9} \text{ m/s} \div 3,51 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$. Verrà utilizzato il valore maggiore pari a **$1,24 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$** .

Per quanto riguarda i terreni che risultano assimilabili a terreni limo-sabbiosi o sabbie-limose la permeabilità è stata calcolata mediante la formula di Hazen Allen valida su terreni di natura incoerente - sabbiosi:

$$k = C \cdot D_{10}^2$$

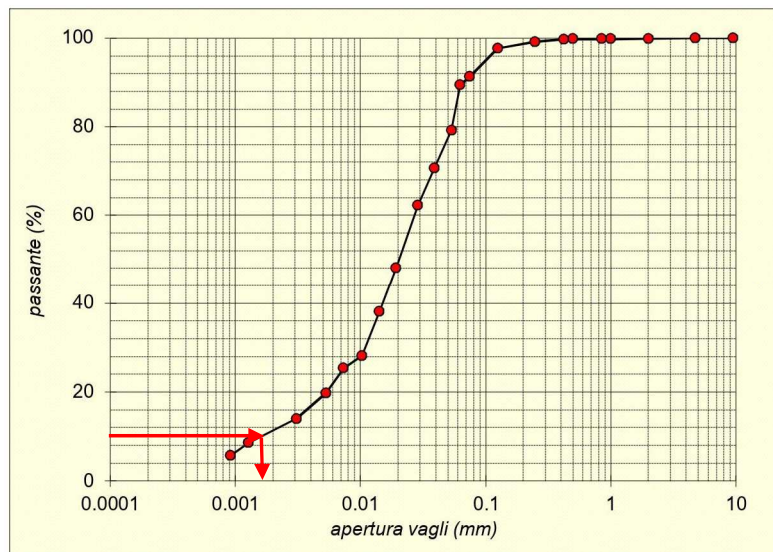
ove C è una costante variabile tra 50 e 150 (con diametro dei grani espresso in cm) e che è pari a 50 per terreni limo sabbiosi con diametro dei grani espresso in cm.

D_{10} è il diametro effettivo al quale il 10% dei grani è più fine.

Il risultato della permeabilità K è ottenuto in cm/s.

Il D_{10} può essere ottenuto graficamente mediante la curva granulometrica dei campioni disponibili.

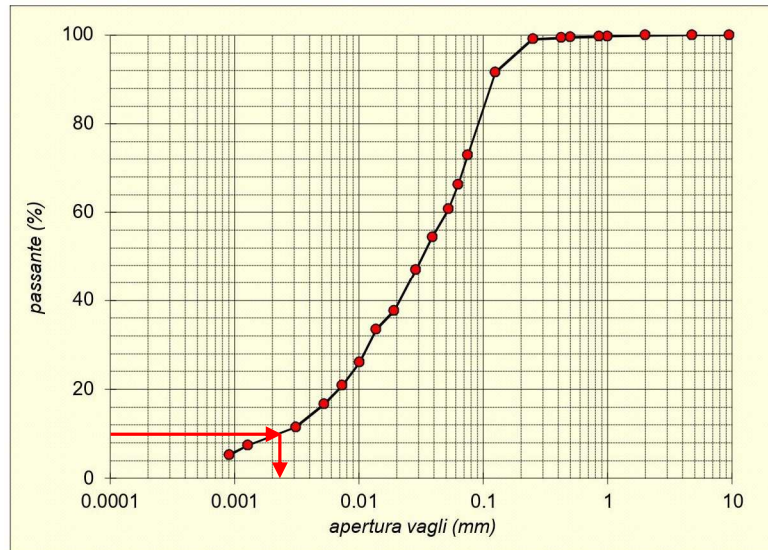
Nel nostro caso sono disponibili 3 curve per i campioni S4SH1, S4SH2 e S1SH4.



Curva granulometrica campione S4SH1

$$D_{10} = 0,00017 \text{ cm}$$

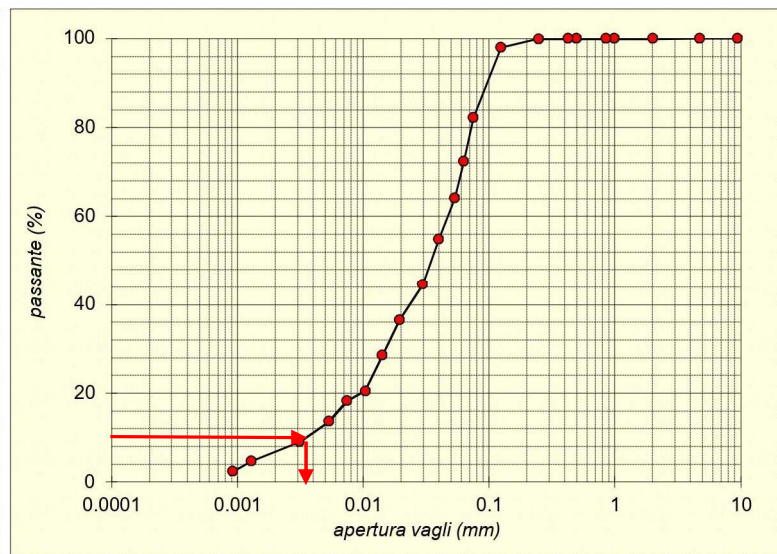
$$K = 50 \cdot 0,00017^2 = 1,44 \cdot 10^{-6} \text{ cm/s} = \mathbf{1,44 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}}$$



Curva granulometrica campione S4SH2

$$D_{10} = 0,00022 \text{ cm}$$

$$K = 50 * 0,00022^2 = 2,42 * 10^{-6} \text{ cm/s} = \mathbf{2,42 * 10^{-8} \text{ m/s}}$$



Curva granulometrica campione S1SH1

$$D_{10} = 0,00035 \text{ cm}$$

$$K = 50 * 0,00035^2 = 6,12 * 10^{-6} \text{ cm/s} = \mathbf{6,12 * 10^{-8} \text{ m/s}}$$

Nella sezione 8 la permeabilità del livello A vale $6,12 * 10^{-8} \text{ m/s}$

Nella sezione 39 la permeabilità del livello A viene assunta pari alla media de due valori trovati e quindi pari a $(2,42 + 1,44) / 2 * 10^{-8} \text{ m/s} = \mathbf{1,93 * 10^{-8} \text{ m/s}}$

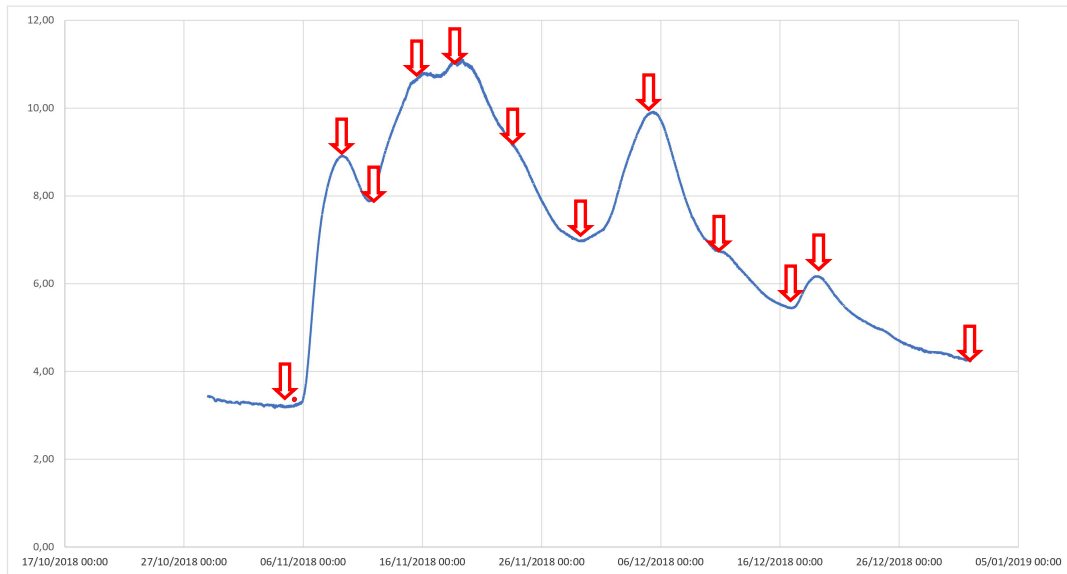
I terreni di riporto formanti l'allargamento del rilevato si ipotizzano avere una permeabilità pari a $1 * 10^{-7} \text{ m/s}$, valore intermedio tra $1 * 10^{-6} \text{ m/s}$ e $1 * 10^{-8} \text{ m/s}$ che risulta essere l'intervallo con il quale solitamente si consiglia di eseguire un argine fluviale.

CONDIZIONI VERIFICATE

In accordo con i tecnici di AIPO le analisi di filtrazione sono state eseguite nei seguenti 2 stati del fiume Po:

- Il primo stato transitorio avente una durata di circa 60 gg e riferentesi ad un idrogramma di piena dell'autunno 2014 registrata a Pontelagoscuro.

L'idrogramma ricevuto da AIPO è il seguente:



Idrogramma di piena a Pontelagoscuro del 2014 (la data in ascissa che indica l'anno 2018 non è corretta),
Le frecce in rosso rappresentano i punti discreti che sono stati inseriti nello stato transitorio inserito nel software.

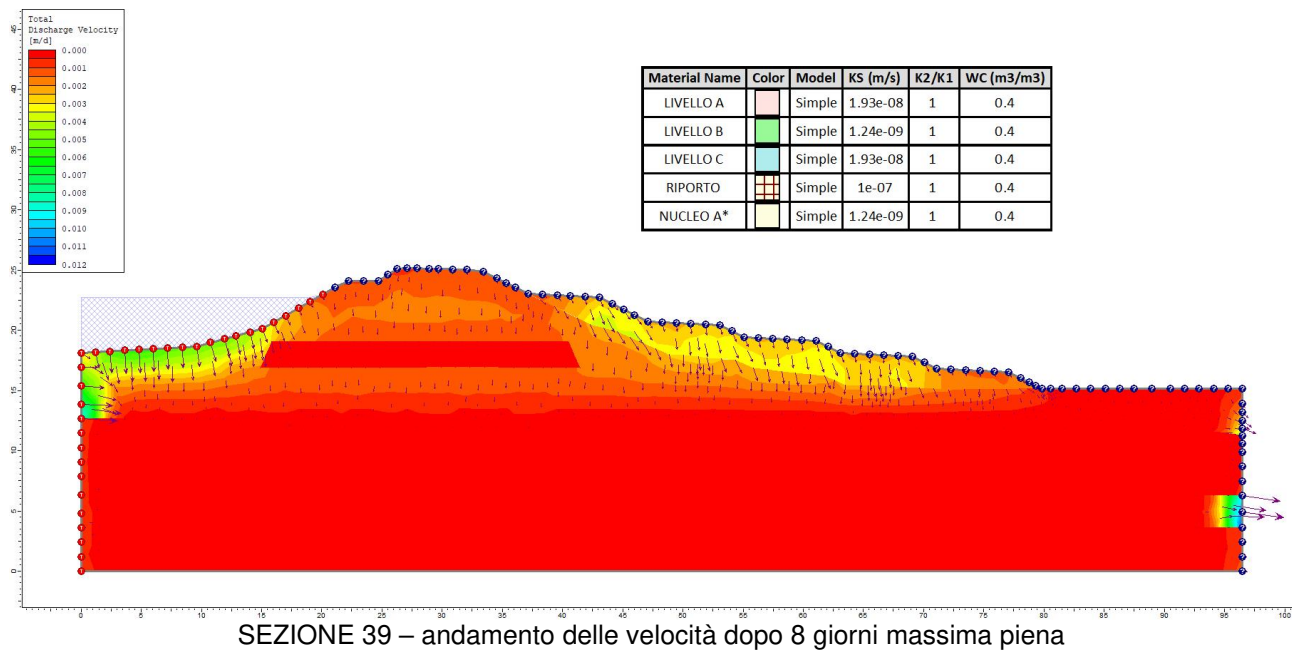
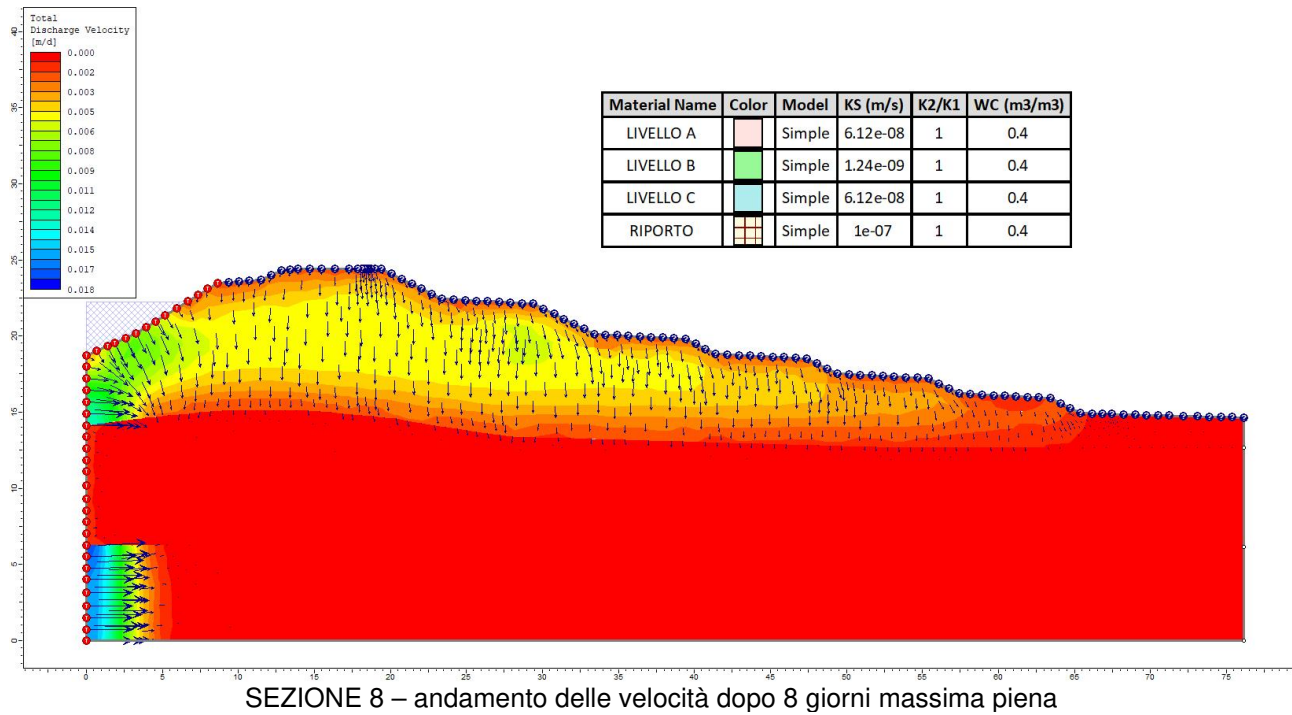
- Il secondo è uno stato costante e fa riferimento alla quota di progetto della piena duecentennale (Tr200). Tale quota è pari a **13,13 m** per la sezione 39 e **13,23 m** per la sezione 8 sulla base delle quali è stato eseguito il progetto di allargamento del rilevato mediante una piezometrica avente pendenza 1 su 6. In questo caso non esiste un idrogramma di progetto e nemmeno una piena storica rilevata di riferimento. Di conseguenza è stato eseguito uno stato costante della durata estrema di **20** gironi al fine di mettere sotto stress il sistema.

SIFONAMENTO

Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limiti di **sollevamento** o di **sifonamento**. Il **sollevamento** comporta la perdita di equilibrio della struttura o del terreno a causa della sottospinta dell'acqua.

L'erosione e il **sifonamento** del terreno è generato dai moti di filtrazione dal basso verso l'alto, con gradiente idraulico tale da produrre l'annullamento delle tensioni efficaci. In un terreno **privo di legami coesivi quale quello in fase di studio** in presenza di filtrazione ascendente quando $i = i_c$, si annullano le forze intergranulari, si annulla la resistenza del terreno e le particelle solide possono essere trasportate dall'acqua in movimento, dando origine ad un fenomeno progressivo di erosione che conduce al collasso della struttura del terreno. Tale fenomeno è noto come instabilità idrodinamica o sifonamento.

Nel nostro caso non vi sono moti di filtrazione dal basso verso l'alto ma tendenzialmente dall'alto verso il basso e orizzontali come riportato nelle immagini seguenti rendendo infattibile il verificarsi del fenomeno del sifonamento.



RISULTATI VERIFICHE E CALCOLI

In questo capitolo viene riportato il riassunto dei risultati ottenuti nelle varie verifiche discusse nel presente elaborato. Le tabelle riassumono le condizioni di calcolo assunte e il risultato ottenuto aggiungendo alla fine del paragrafo alcune considerazioni. Per approfondimenti si rimanda all'elaborato E03 (Fascicolo dei calcoli).

Analisi stabilità allargamento rilevati arginali

Verifica di stabilità globale combinazione a2+m2+r2 - slu

Verifiche	Forma superfici	Condizione	Fattore di sicurezza minimo ottenuto (F_s)	Fattore minimo da normativa ($F_{s \text{ MIN}}$)	VERIFICA $F_s > F_{s \text{ MIN}}$
SEZIONE 8	globale	STATICA	1.268	1.1	OK
	rilevato	STATICA	2.252	1.1	OK
SEZIONE 16	globale	STATICA	1.294	1.1	OK
	rilevato	STATICA	2.002	1.1	OK
SEZIONE 20	globale	STATICA	1.422	1.1	OK
	rilevato	STATICA	2.045	1.1	OK
	portanza	STATICA	1.767	1.4	OK
SEZIONE 39	globale	STATICA	1.250	1.1	OK
	rilevato	STATICA	2.173	1.1	OK
	portanza	STATICA NON DRENATA	2.740	1.4	OK
SEZIONE 41T	globale	STATICA	1.281	1.1	OK
	rilevato	STATICA	1.545	1.1	OK

Verifica di stabilità globale combinazione a2+m2+r2 - sismica

Verifiche	Forma superfici	Condizione	Fattore di sicurezza minimo ottenuto (F_s)	Fattore minimo da normativa ($F_{s \text{ MIN}}$)	VERIFICA $F_s > F_{s \text{ MIN}}$
SEZIONE 8	globale	SISMICA	1.222	1.2	OK
	rilevato	SISMICA	1.998	1.2	OK
SEZIONE 16	globale	SISMICA	1.301	1.2	OK
	rilevato	SISMICA	1.953	1.2	OK
SEZIONE 20	globale	SISMICA	1.270	1.2	OK
	rilevato	SISMICA	1.840	1.2	OK

SEZIONE 39	globale	SISMICA	1.252	1.2	OK
	rilevato	SISMICA	1.825	1.2	OK
SEZIONE 41T	globale	SISMICA	1.236	1.2	OK
	rilevato	SISMICA	1.514	1.2	OK

Come vediamo dalle tabelle dei risultati precedentemente riportati e supportate dagli output riportati nei fascicoli di calcolo allegati i fattori di sicurezza ottenuti soddisfano tutti i requisiti richiesti dalla normativa.

Verifiche di stabilità terre rinforzate sezione 41T

Verifiche eseguite	Combinazione	Condizione	Fattore di sicurezza minimo ottenuto (F_s)	Fattore minimo da normativa ($F_{s \text{ MIN}}$)	VERIFICAZIONE $F_s > F_{s \text{ MIN}}$
Interna/composta	A1+M1+R3	STATICA	1.484	1.1	OK
Scivolamento	A1+M1+R3	STATICA	1.699	1.1	OK
Portanza	A1+M1+R3	STATICA	1.623	1.4	OK

Verifiche eseguite	Combinazione	Condizione	Fattori di sicurezza ottenuti (Bishop/Janbu) (F_s)	Fattore minimo da normativa ($F_{s \text{ MIN}}$)	VERIFICA $F_s > F_{s \text{ MIN}}$
Interna/composta	A1+M1+R3	SISMICA	1.347	1.2	OK
Scivolamento	A1+M1+R3	SISMICA	1.251	1	OK
Portanza	A1+M1+R3	SISMICA	1.299	1.2	OK

Come vediamo dalle tabelle dei risultati precedentemente riportati e supportate dagli output riportati nei fascicoli di calcolo allegati i fattori di sicurezza ottenuti nel dimensionamento delle opere soddisfano tutti i requisiti richiesti dalla normativa.

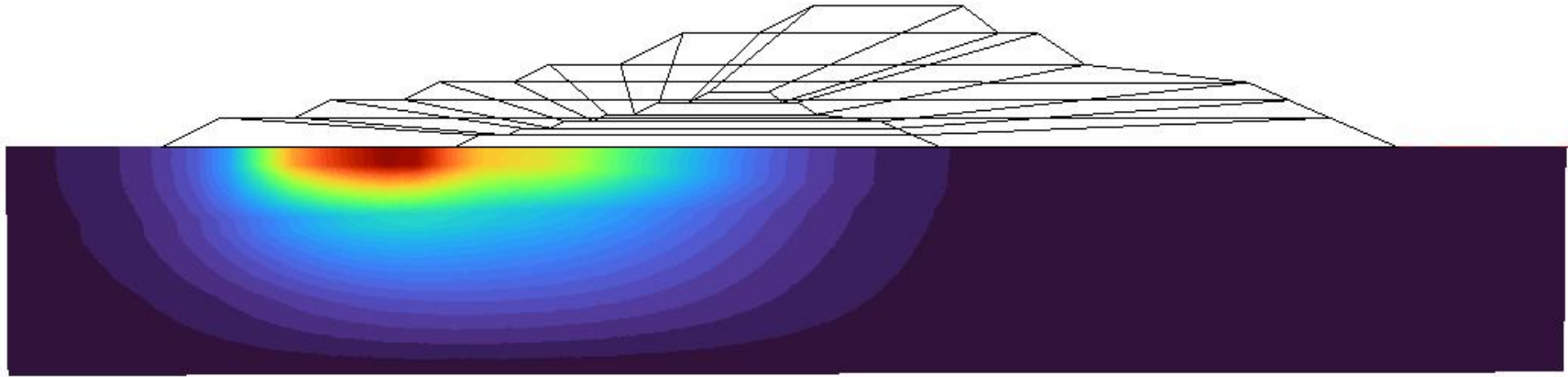
Cedimenti

LIVELLO FALDA Profondità dal p.c. (m)	Cedimento immediato massimo W_i (cm)	Cedimento di consolidazione primaria massimo W_c (cm)	Cedimento totale massimo W_{tot} (cm)
-2.0	13.8	62.8	71.3

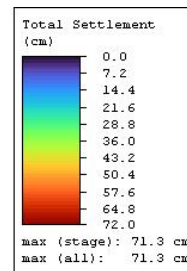
Per quanto riguarda il calcolo dei cedimenti come riportato nella parte di spiegazione dei conteggi eseguiti, la zona indagata ha una dimensione pari alla larghezza di base del rilevato dopo l'allargamento (circa 80 m) per una lunghezza di circa 440 ml. La ricostruzione dei valori dei cedimenti è tridimensionale grazie alla possibilità di inserire su punti discreti (4 nello specifico coincidenti con 4 prove eseguite 2 CPT + 2 sondaggi) la stratigrafia del terreno.

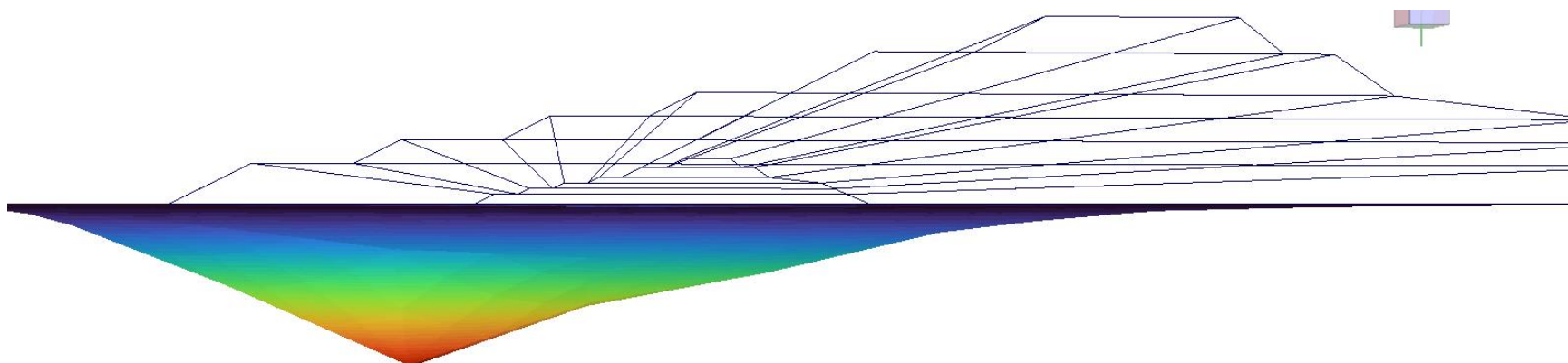
Dalla tabella si può evincere che il cedimento si divide in una parte immediato con valore pari a 13,8 cm. che si dissipa in fase di costruzione delle opere e una fase di cedimento di consolidazione primario (che si dissipa a tempo infinito) con un valore di 62.8 cm.

Nelle pagine seguenti vengono riportati gli andamenti dei cedimenti e la deformata sotto il piano di fondazione dovuto agli stessi al fine di restituire una valutazione qualitativa e quantitativa della zona in cui esso si svilupperà. Il valore del cedimento primario massimo (si considera solo questo in quanto quello immediato nel momento in cui l'opera verrà terminata sarà già completato) è pari a circa 62.8 cm. Un tale valore è piuttosto elevato ma tuttavia dobbiamo ricordare che si svilupperà nel tempo in maniera progressiva e lenta e con una distribuzione trasversalmente al rilevato morbida e uniforme senza particolari punti critici localizzati che possano mettere in crisi con cedimenti differenziali concentrati una parte del rilevato. Si svilupperà infatti un cedimento che va da 0 a 62.8 cm trasversalmente al rilevato in una distanza di circa 50 - 55m. (vedi grafici output di calcolo) con una distorsione β di 1/100 che non sarebbe compatibile con una struttura rigida formata da calcestruzzo o tamponamenti ma lo è sicuramente con un rilevato di dimensioni così importanti quale l'argine in fase di studio.

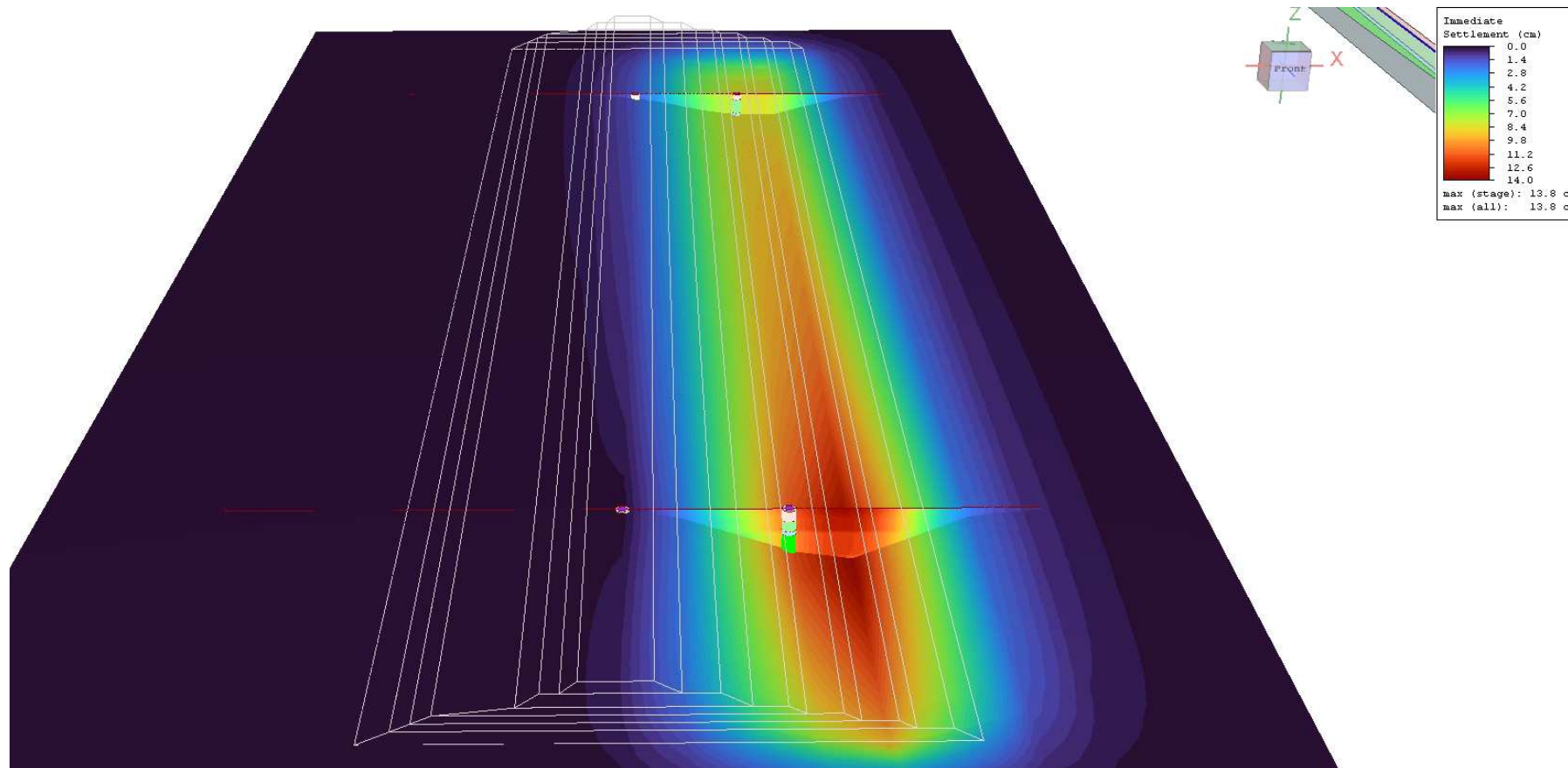


Andamento valore cedimento ove si nota come il cedimento si diffonde dalla zona di imposta del nuovo rilevato scemando verso il centro del rilevato.

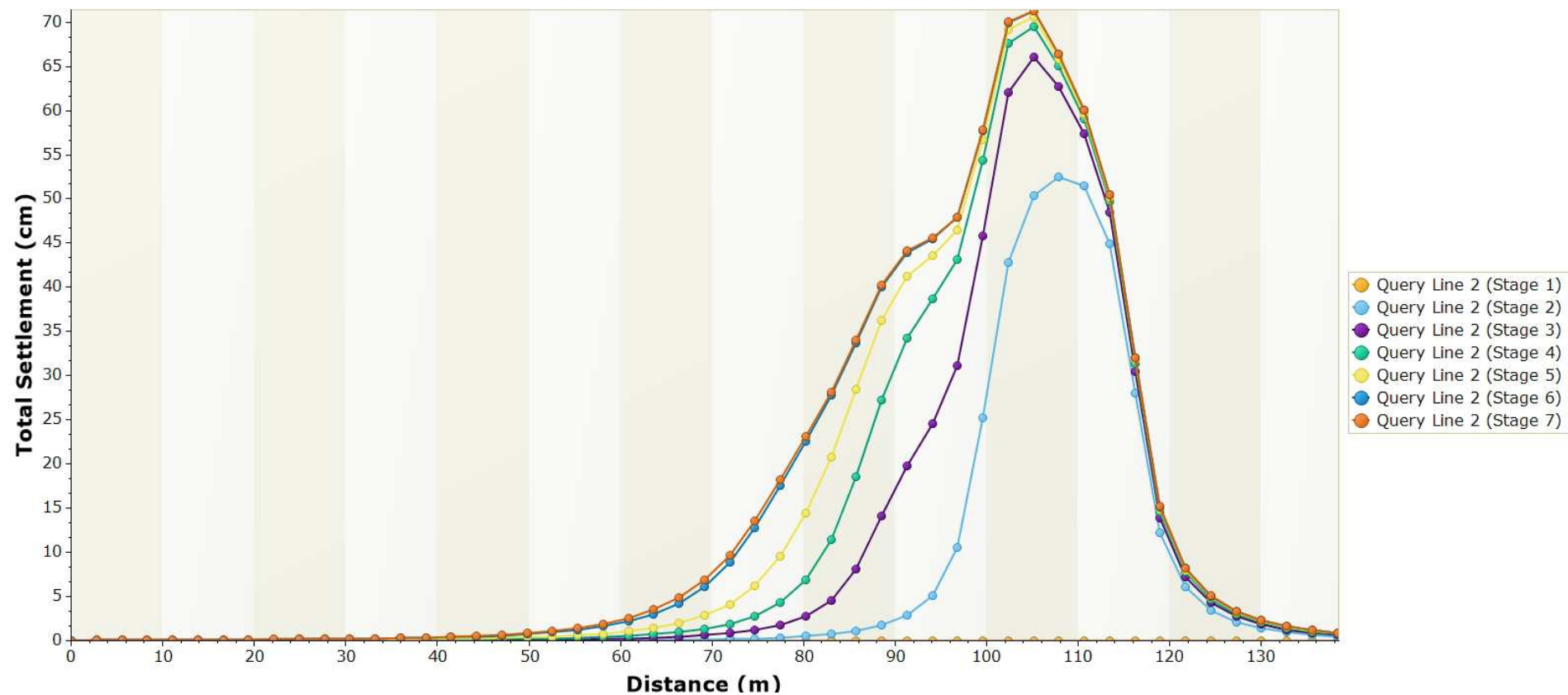




Deformata ipotizzata del cedimento.



Andamento cedimenti in pianta

Distance vs. Total Settlement

Andamento cedimenti in riferimento alla distanza.

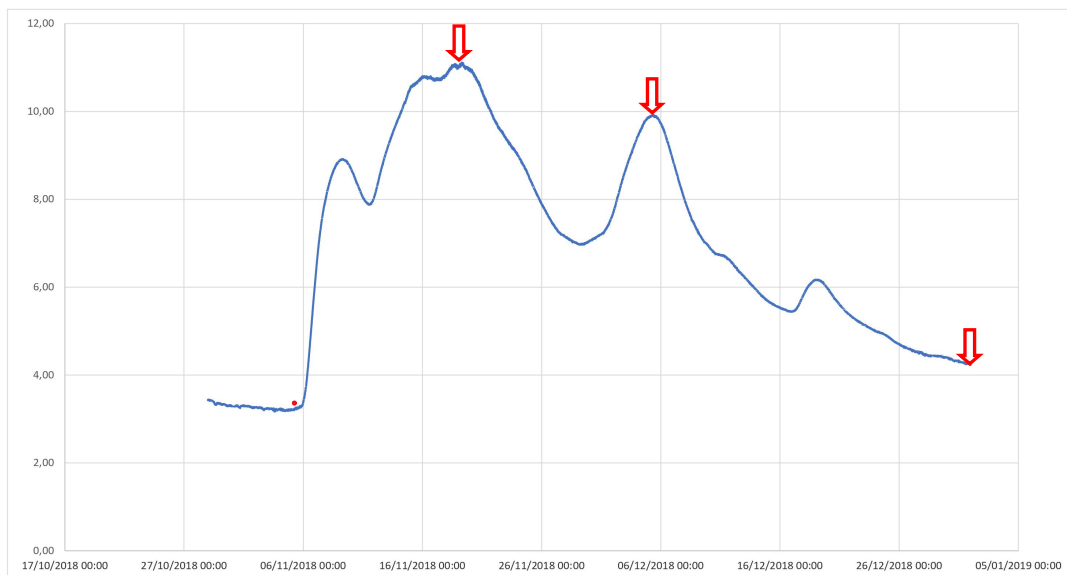
Filtrazione

Dalle analisi svolte sulle due sezioni significative (sezione 8 e sezione 39), considerando un idrogramma di pieno storico (la piena duecentennale di durata 20 giorni, e la piena eccezionale del 2014 di durata 60 giorni registrata a Lagoscuro), non sono emersi problemi di filtrazione attraverso il corpo arginale né fuoriuscita di acqua sul lato campagna.

Le figure seguenti riportano, per ognuna delle sezioni investigate nelle due diverse condizioni di carico considerate, l'andamento delle velocità di filtrazione e l'andamento della linea piezometrica nei momenti più significativi. Si sottolinea che la linea di falda rimane sempre sotto il piano campagna e non sono rilevati affioramenti di acqua.

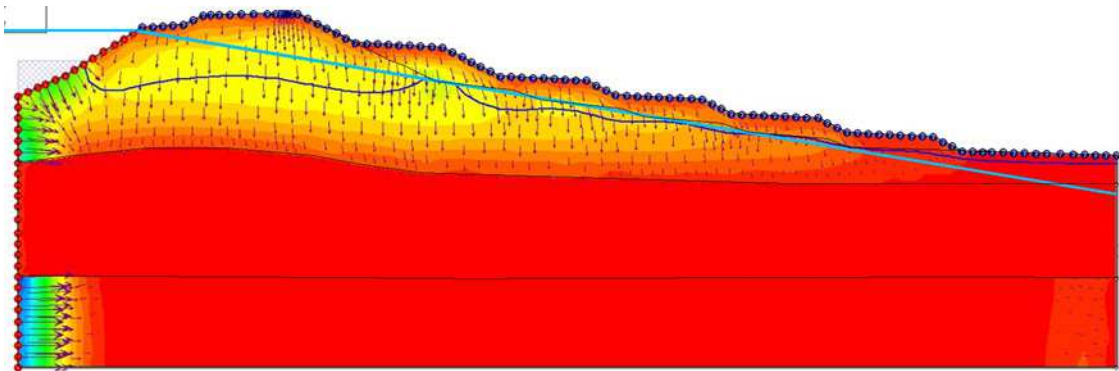
Nelle immagini riportate in seguito per facilitare il confronto è stata raffigurata anche la piezometrica con pendenza 1 su 6 utilizzata per il progetto dell'allargamento; tale linea è pienamente compatibile con la piezometrica restituita dal software di calcolo.

ANALISI PIENA DEL 2014 CON IDROGRAMMA DELLA PIENA REGISTRATA A PONTELAGOSCURO

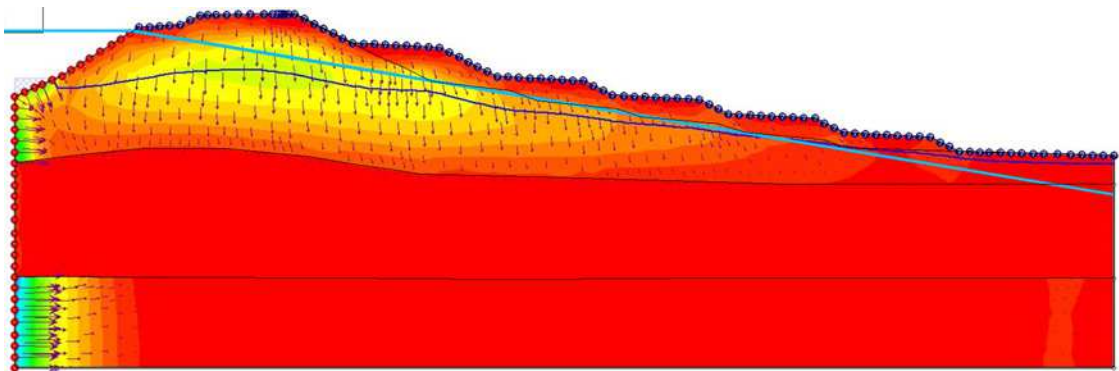


Idrogramma con frecce indicanti i momenti analizzati nelle figure seguenti

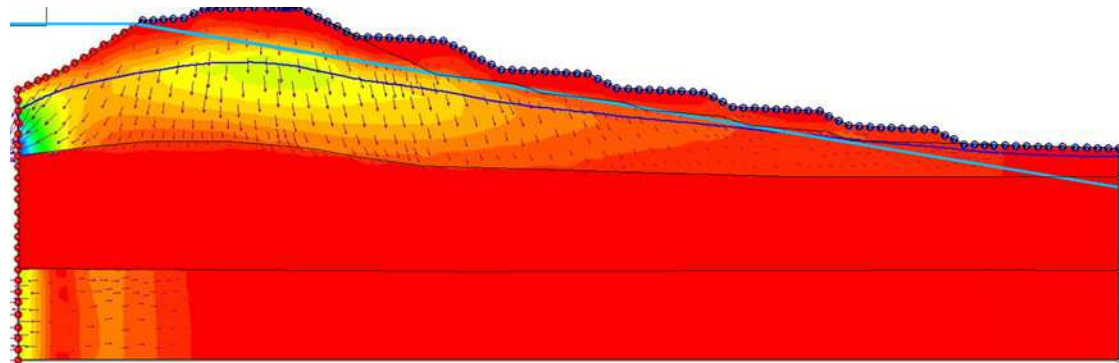
Sezione 8 piena 2014



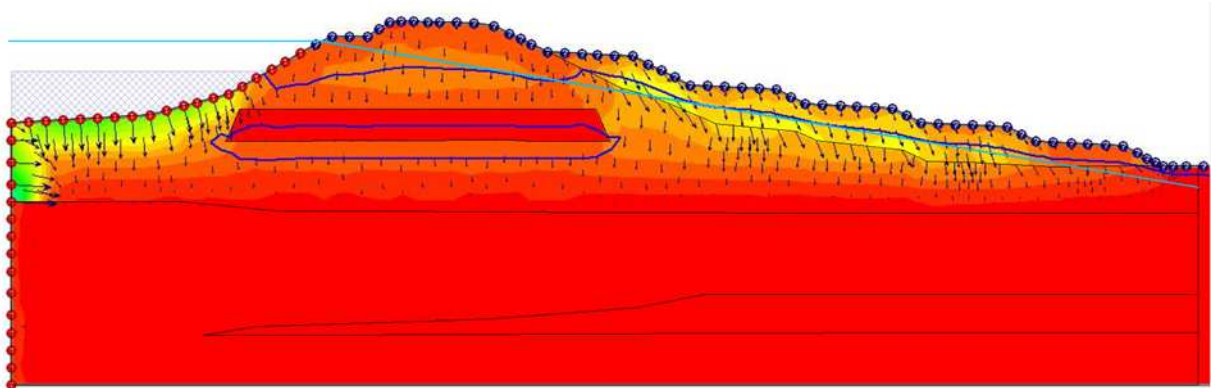
SEZIONE 8 – Piena 2014 – Pontelagoscuro. Piena massima



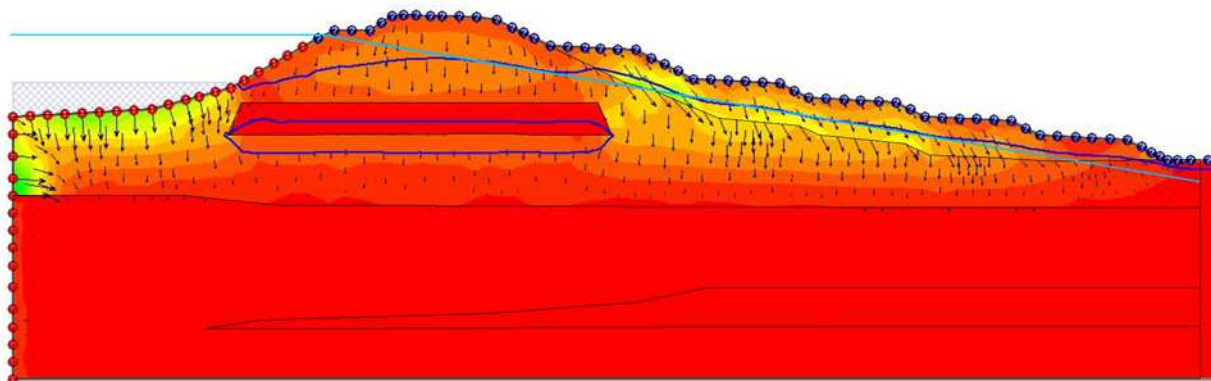
SEZIONE 8 – Piena 2014 Pontelagoscuro. Secondo picco di piena.



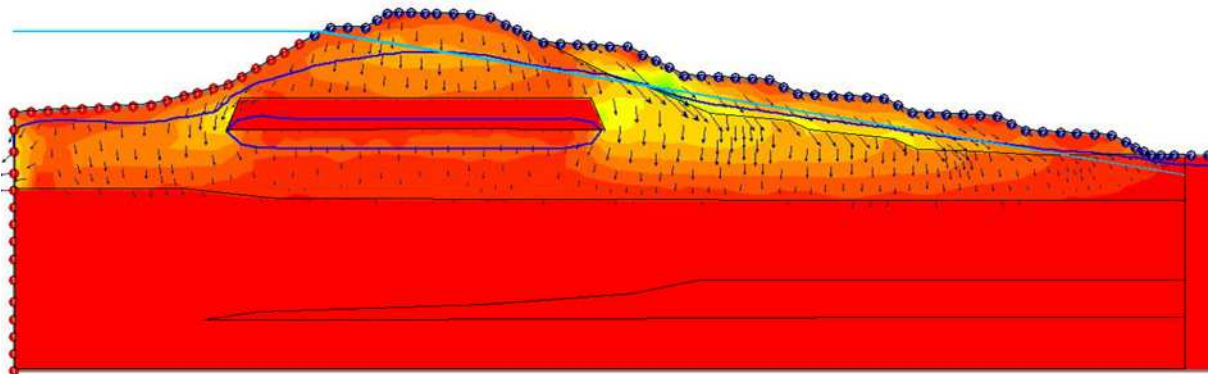
SEZIONE 8 – Piena 2014 Pontelagoscuro. Situazione a fine piena.
Situazione di svaso dell'argine.

Sezione 39 piena 2014

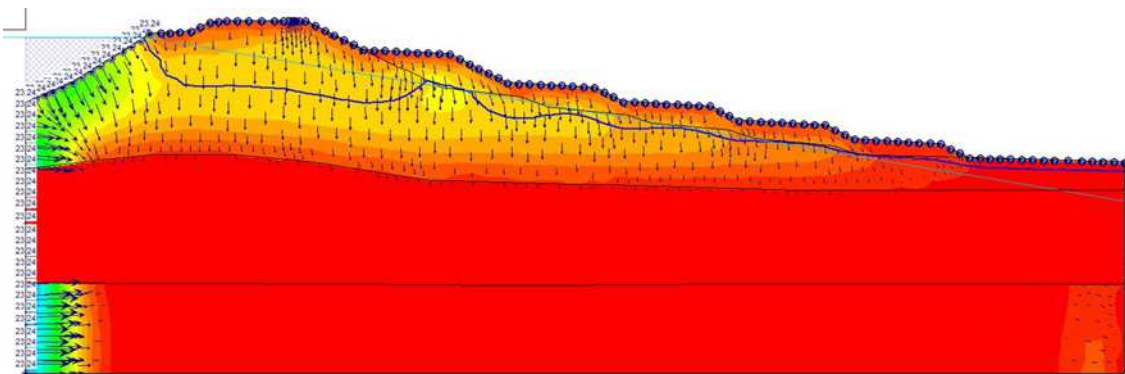
SEZIONE 39 – Piena 2014 Pontelagoscuro. Primo picco di piena.



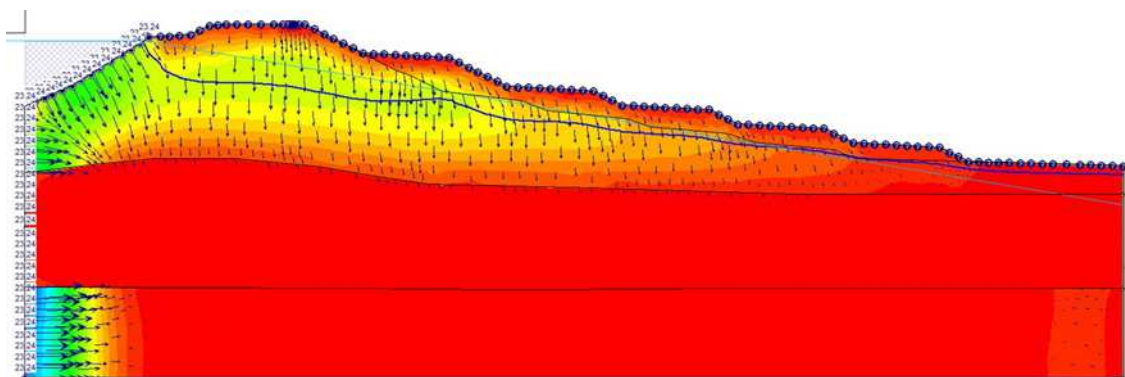
SEZIONE 39 – Piena 2014 Pontelagoscuro. Secondo picco di piena.



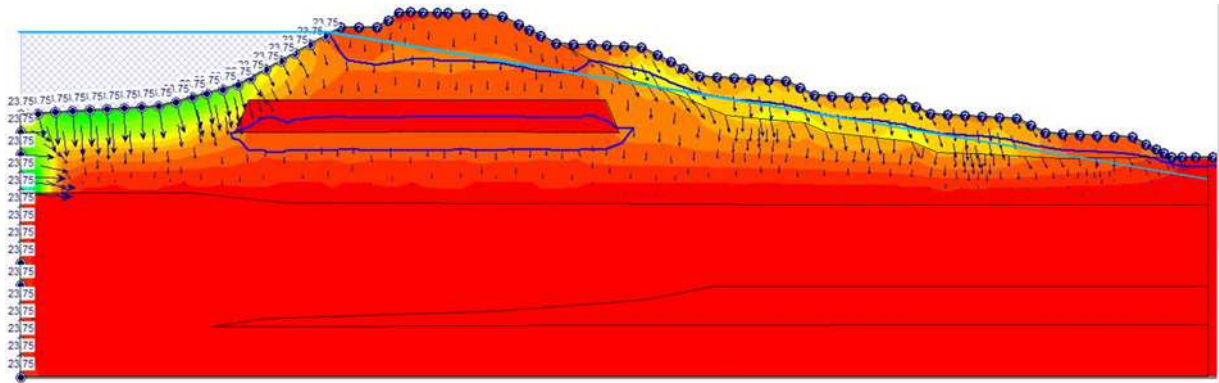
SEZIONE 39 – Piena 2014 Pontelagoscuro. Situazione a fine piena. Situazione di svasso dell'argine.

Sezione 8 piena duecentennale

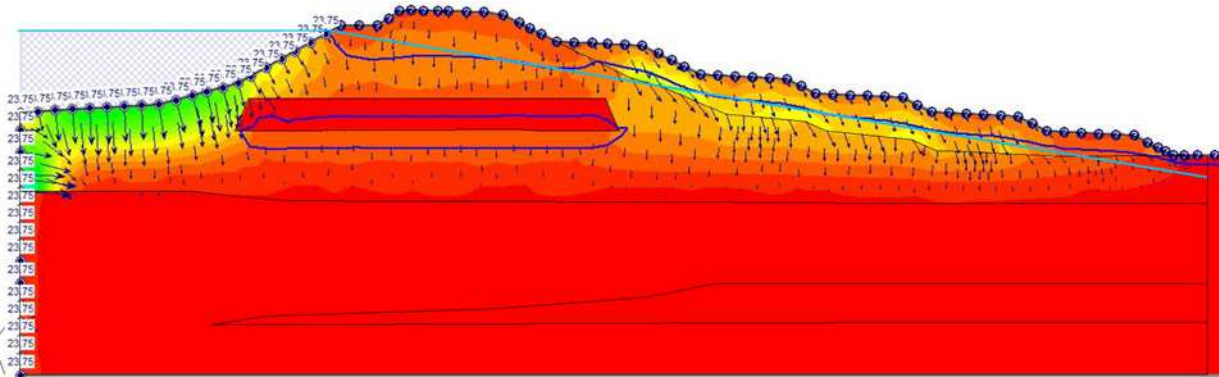
Sezione 8 Massima piena con tempo di ritorno Tr200 in condizioni stazionarie (dopo 10 gg.)



Sezione 8 Massima piena con tempo di ritorno Tr200 in condizioni stazionarie (dopo 20 gg.)

Sezione 39 piena duecentenale

Sezione 39 Massima piena con tempo di ritorno Tr200 in condizioni stazionarie (dopo 10 gg.)



Sezione 39 Massima piena con tempo di ritorno Tr200 in condizioni stazionarie (dopo 20 gg.)

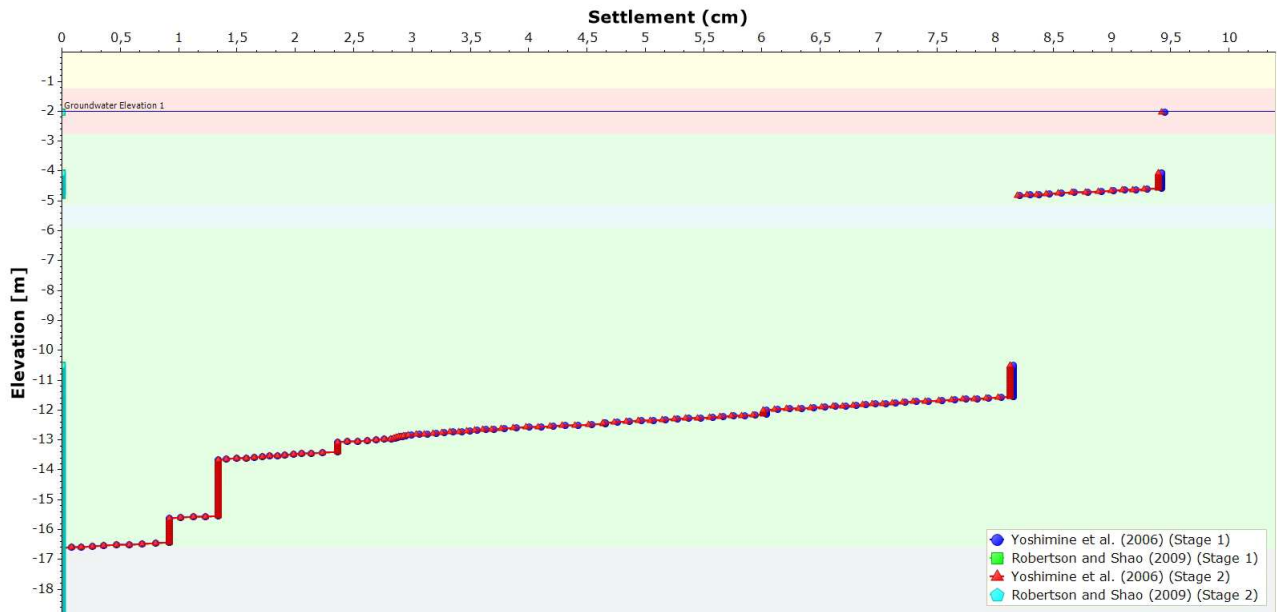
Liquefazione

Come anticipato precedentemente la verifica alla liquefazione è stata seguita nella sezione 16. Il cedimento verticale innescato dal verificarsi di un sisma di progetto (Magnitudine = 6,14) è riportato nella tabella seguente a variare della profondità della falda dal P.C.

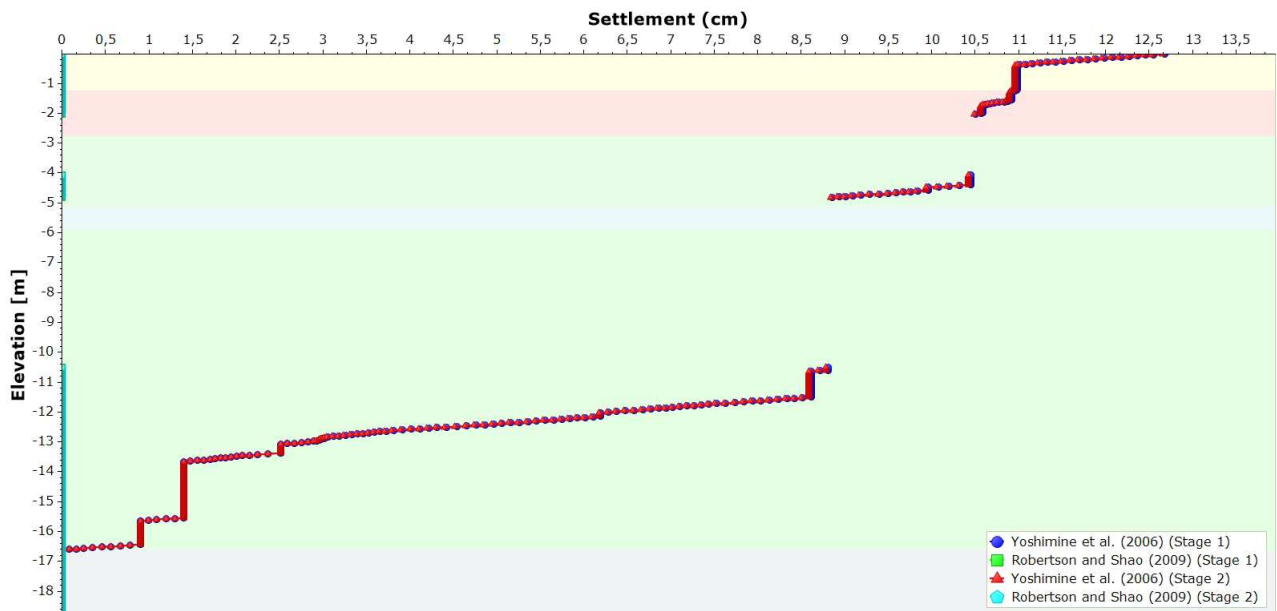
LIVELLO FALDA Profondità dal p.c. (m)	Cedimento verticale innescato W_y (cm)
0	12.5
-1.0	10
-2.0	9.5

Come si può notare il variare della falda in corrispondenza del piano campagna non comporta importanti variazioni sul valore del cedimento in quanto il materiale superficiale è relativamente suscettibile alla liquefazione e comunque piuttosto riottato addensato mentre i livelli sabbiosi meno addensati e di spessore ancora più importante si trovano a profondità superiore. Ciò si può denotare anche dagli output di calcolo dei cedimenti.



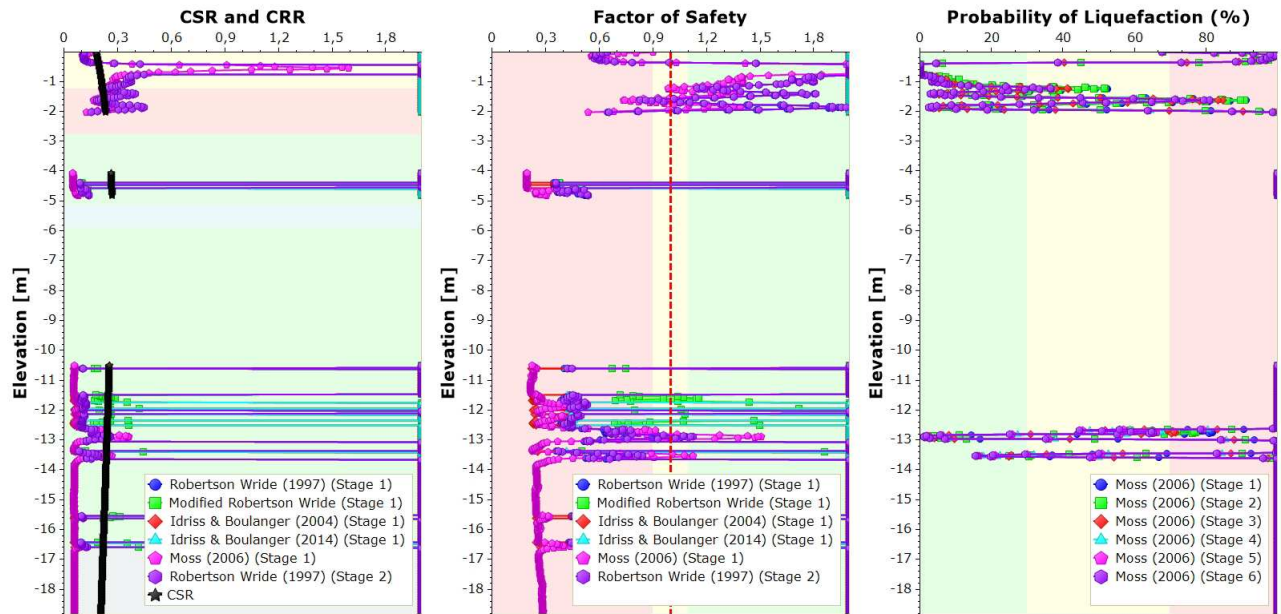


Andamento cedimenti con falda a -2m.



Andamento cedimenti con falda a piano campagna

Relativamente alla probabilità di liquefazione in corrispondenza ad un sisma di magnitudo massima (6.14) essa è evidentemente elevata. Analizzando il caso più cautelativo (quello con falda a piano campagna) è agevole dagli output allegati sotto estrapolare che i fattori di sicurezza sono piuttosto bassi e il fenomeno ha elevata probabilità di verificarsi anche se con conseguenza limitate in quanto i cedimenti previsti si trovano nell'intervallo 8-12,6 cm. che risultano pari all'1,5% dell'altezza del rilevato e comunque verificantesi nella stragrande maggioranza in profondità con ripercussioni distorsive molto limitate in superficie.



PRESCRIZIONI PER LA CORRETTA REALIZZAZIONE DELLE OPERE IN TERRA RINFORZATA

DRENAGGIO ACQUE

Le strutture in terra rinforzata, essendo realizzate utilizzando come materiale essenziale il terreno oltre che gli elementi di rinforzo, hanno come problematica principale l'allontanamento delle acque.

Di conseguenza si prescrive, al fine di evitare erosioni da parte dell'acqua corrente e saturazioni dei terreni di riempimento le seguenti opere:

- a) Posa in opera di canalette/cordoli di intercettazione delle acque superficiali.
- b) Gestione delle pendenze delle acque in maniera da evitare accumuli in corrispondenza del fronte. L'acqua accumulata sarà evacuata mediante tubazioni/canalette di scarico.
- c) Se non sarà possibile evitare scarichi sul fronte delle terre rinforzate sarà necessario porre in opera le specifiche canalette in lamiera di scarico collegate direttamente sul fronte con embrici idonei di invito a monte e di scarico a valle. Il piede naturalmente dovrà essere protetto con idonee opere di presidio idraulico dovuto all'acqua che viene scaricata localmente al fine di evitare scalzamenti e problemi vari.

Nel caso di venute d'acqua dal rilevato a monte:

- d) Posa in opera di materiale di riempimento drenante (materiale arido o riciclato). Se il materiale di riempimento è prevalentemente fine si dovrà porre in opera a ridosso della parete di scavo un idoneo schermo drenante sulla zona di collegamento tra nuovo rilevato e terreno esistente scavato; tale schermo drenante dovrà essere formato da strato di pietrisco drenante/materiale riciclato secco di spessore pari almeno a 30-40 cm. Tale strato dovrà essere opportunamente diviso dal terreno in loco mediante geotessile di separazione e filtrazione. In alternativa al pietrisco sarà possibile utilizzare un geocomposito drenante formato da un singolo/doppio geotessile non tessuto e da una struttura drenante ad alto indice dei vuoti con alla base un eventuale debordo o tasca per l'alloggiamento del tubo di evacuazione in grado di creare un idoneo strumento di evacuazione dell'acqua captata.
- e) Al piede del rilevato o per ogni gradinata con la quale è stato realizzato lo scavo sarà opportuno mettere in opera un tubo di drenaggio che evacuerà quanto captato dal sistema drenante. Tale tubo di drenaggio dovrà essere scaricato ai lati dell'opera o nei punti più bassi.
- f) Se la base di appoggio della struttura presenta accumuli d'acqua e/o terreni molto sensibili alla presenza d'acqua sarà opportuno porre in opera il primo strato della struttura formato completamente da ghiaia/breccia pulita drenante o da materiale sabbioso con interposto un geotessile non tessuto di separazione e filtrazione.

Terreno di fondazione

Il piano di posa dovrà essere preparato verificando che:

- a) Che venga eliminato il terreno vegetale o organico in genere superficiale (scotico), per uno spessore comunque non inferiore ai 30 cm.
- b) che il piano di posa sia conformato a gradoni (meglio se in contropendenza) qualora la pendenza trasversale del terreno sia maggiore del 5%.
- c) Che non vi siano ristagni d'acqua o risalite capillari e che durante le fasi di compattazione e regolarizzazione non vi siano rigonfiamenti laterali.

Se dopo lo scavo il piano su cui si prevede di impostare l'opera dovesse risultare scadente, formato da terreno di caratteristiche argilloso/limoso/torboso, molle allo scavo (vedi foto esempio di terreno scadente su cui porre attenzione), si dovrà provvedere all'ulteriore scavo di altri 50 cm. di terreno con creazione di una nuova base di imposta dell'opera. La terra rinforzata sarà quindi impostata ad una profondità maggiore.

Il piano di posa della terra rinforzata in ogni caso dovrà essere regolarizzato e compattato prima dell'inizio della realizzazione dell'opera.



REQUISITI DEL MATERIALE DI RIEMPIMENTO

Per il materiale costituente il corpo del rilevato e disposto inferiormente all'eventuale strato di sottofondo stradale, si richiede quanto segue:

- a) sia privo di sterpi, radici e materiale organico in genere;
- b) sia costipato meccanicamente in strati di spessore adeguato al tipo ed all'efficienza dei mezzi costipanti adoperati e comunque non superiore a 30-40 cm, in modo da raggiungere un grado di costipamento pari ad almeno il 90% della densità AASHO modificata di traffico.
- c) appartenga ai gruppi A1, A2-4, A2-5, A3; il materiale appartenente al gruppo A3 dovrà presentare un coefficiente di uniformità (D60/D10) maggiore o uguale a 7.

L'intero corpo del rilevato dovrà in ogni caso essere protetto, sulle scarpate e sulle banchine non carreggiabili, dall'azione diretta degli agenti atmosferici, mediante inerbimento e piantagioni e con l'apporto di un opportuno strato di terreno vegetale.

Qualora si tema che la base del rilevato possa essere investita da acque correnti, su di essa verrà sistemato un opportuno rivestimento di pietrame a secco (unghia del rilevato).

Compattazione

La compattazione dovrà avvenire utilizzando mezzi idonei (rulli vibro compattanti) atti ad addensare il terreno in maniera da ottenere una densità idonea a sopportare i sovraccarichi cui sarà soggetta la struttura.

Accorgimenti particolari

In zone in cui è da temere l'azione del gelo sul materiale del rilevato, e questo sia costituito da terre gelive, esso dovrà essere protetto da un apposito strato di materiale non gelivo.

Realizzazione strutture rigide sopra la terra rinforzata

Alla fine della realizzazione delle strutture in terra rinforzata sarà opportuno, prima di realizzare qualsiasi struttura rigida, attendere un intervallo di tempo idoneo a lasciare maturare i cedimenti del terreno. Tale intervallo di tempo sarà variabile in funzione:

- a) del tipo di opera rigida da realizzare sopra la struttura in terra rinforzata;
- b) del tipo di terreno utilizzato per eseguire il rilevato;
- c) dalle macchine operatrici utilizzate per il costipamento del terreno;
- d) degli eventuali risultati ottenuti dalle prove di carico su piastra o di densità del terreno;
- e) dalle condizioni meteorologiche verificatisi durante l'esecuzione dei lavori.

Rinverdimento

Per quanto riguarda il rinverdimento si consiglia l'esecuzione di una idrosemina che sia in grado di realizzare una rivegetazione completa e duratura del fronte della struttura mediante specie vegetative autoctone idonee alle caratteristiche climatiche e microclimatiche della zona. In tal modo il sistema di radici che si formerà consoliderà il fronte realizzando un sistema localmente stabile. Tale idrosemina dovrà essere eseguita in una stagione vegetativa idonea. Di fondamentale importanza è sicuramente l'esecuzione da parte dell'ente competente o del privato della manutenzione del verde che dovrà consistere in almeno due - tre tagli all'anno della vegetazione su tutto il fronte (almeno un taglio nella stagione primaverile e uno nella stagione estiva) al fine di permettere uno sviluppo costante in tutta la parete. Infatti la ricrescita continua senza taglio della vegetazione comporta il soffocamento della piantumazione da parte di quella soprastante che allungandosi tende a cadere oscurando irraggiamento solare e idratazione. È possibile anche realizzare un tappezzamento della superficie della terra rinforzata utilizzando anziché una idrosemina la piantumazione di edera o specie tappezzanti (cotone aster o similari).

**CONTRODEDUZIONI ALLE OSSERVAZIONI RIPORTATE NEL
VERBALE DI VERIFICA N° 1 DEL PROGETTO ESECUTIVO –
07/07/2025**

A seguito dell'esecuzione del rilievo topografico di dettaglio e del confronto con alcuni espropriandi, l'ente ha comunicato la decisione di stralciare dalle opere di progetto le strutture in terra rinforzata.

La nuova configurazione in tale zona risulta simile a quella delle zone limitrofe che erano già state verificate da un punto di vista di stabilità globale, dei cedimenti e della liquefazione.

Per tale motivo risulta ragionevole considerare implicitamente verificata tale nuova configurazione in corrispondenza della sezione 41 e non si reputa necessario aggiornare la presente.

Romano D'Ezzelino, 15/07/2025

Ediltecno Service Srl

Ing. Ferraro Valentino