

CASSA DI ESPANSIONE DEL TORRENTE BAGANZA NEI COMUNI DI FELINO, SALA BAGANZA, COLLECCHIO E PARMA (PR-E-1047)

PROGETTO DEFINITIVO

D	02/2018	Emissione a seguito dei rilievi del servizio di verifica (art. 26 D.Lgs. 50/2016)	GC	FC	DC
C	08/2017	Emissione a seguito di richiesta del 21.07.2017 del MIT - DGD	GC	FC	DC
B	06/2017	Emissione nell'ambito dell'istruttoria VIA - RER e MIT - DGD	GC	FC	DC
A	10/2016	Prima emissione	GC	FC	DC
INDICE	DATA	MODIFICHE	DISEGN.	CONTR.	APPROV.

GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA E GEOTECNICA RELAZIONE GEOTECNICA

IL RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI:

MANDATARIA
PROGETTAZIONE GENERALE ED IDRAULICA

MAJONE&PARTNERS
ENGINEERING

Prof. Ing. Ugo Majone
Dott. Ing. Denis Cerlini
Dott. Ing. Marco Belicchi
Dott. Ing. Nicola Pessarelli
Dott. Ing. Michele Ferrari
Dott. Ing. Gaetano Di Franca

MANDANTE
STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE

AMBITER S.r.l.
società di ingegneria ambientale

Dott. Geol. Giorgio Neri
Dott. Amb. Gabriele Virgili
Dott. Amb. Alessio Ravera
Dott. Amb. Ecol. Adelia Sabatino
Dott. Nat. Silvia Del Fiore
Dott. Arch. Daniela Pisciotto
Dott. Leg. Rossana Valentini

MANDANTE
ASPETTI GEOLOGICI ED IDROGEOLOGICI

EG
ENGINEERING GEOLOGY

Prof. Geol. Giovanni Paolo Beretta
Dott. Geol. Maurizio Nespoli
Dott. Geol. Monica Avanzini
Dott. Geol. Anna Cantoni
Dott. Marta Maiocchi

MANDANTE
ANALISI DELL'ASTA FLUVIALE

Studio Prof. Ing.
Alberto Bizzarri

Prof. Ing. Alberto Bizzarri

MANDANTE
ASPETTI STRUTTURALI

Ing. Claudio Marcello S.r.l.
Dott. Ing. Carlo Claudio Marcello

MANDANTE
ASPETTI GEOTECNICI

colleselli & p.
INGEGNERIA GEOTECNICA
Prof. Ing. Francesco Colleselli

PER IL R.T.P.:

Dott. Ing. Denis Cerlini

(documento firmato digitalmente)

IL R.U.P.:

Dott. Ing. Mirella Vergnani

(documento firmato digitalmente)

CONSULENTI:

MODELLAZIONE FISICA E NUMERICA

DICATeA - Università degli studi di Parma
(Prof. Ing. Paolo Mignosa)

ASPETTI ARCHEOLOGICI

AR/S Archeosistemi società Cooperativa
(Archeologa Lorenza Bronzoni)

CODICE ELABORATO:

B A G 2 0 3 G E O R R E 0 4 D

ID (1)

CAP. (2)

TIPO (3)

DOC. (4)

PROGR. (5-6) REV. (7)

SCALA

OTTOBRE
2016

IL RESPONSABILE DELL'ATTIVITÀ SPECIALISTICA:

Prof. Ing. Francesco Colleselli

(documento firmato digitalmente)

INDICE

1	PREMESSA.....	4
1.1	DIAFRAMMI DI TENUTA.....	6
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	7
2	INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	8
2.1	CAMPAGNE INDAGINI PRECEDENTI	8
2.1.1	<i>Indagini preliminari</i>	<i>8</i>
2.1.2	<i>Seconda campagna d'indagini.....</i>	<i>8</i>
2.1.3	<i>Indagini integrative</i>	<i>9</i>
2.2	CAMPAGNA DI INDAGINI PER IL PROGETTO DEFINITIVO	9
3	INQUADRAMENTO SISMICO LOCALE	11
3.1	LIQUEFAZIONE	11
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	14
4.1	UNITÀ GEOTECNICA 1.....	14
4.2	UNITÀ GEOTECNICA 2A	14
4.2.1	<i>Correlazioni Geotecniche</i>	<i>16</i>
4.2.1.1	Parametri di resistenza - Angolo di resistenza al taglio.....	17
4.2.1.2	Parametri di deformabilità.....	19
4.2.1.3	Stima di Vs.....	20
4.3	UNITÀ GEOTECNICA 2B.....	22
4.3.1	<i>Correlazioni geotecniche</i>	<i>23</i>
4.3.1.1	Resistenza al taglio non drenata	23
4.3.1.2	Parametri di deformabilità.....	26
4.3.2	<i>Prove dinamiche di laboratorio</i>	<i>27</i>
4.3.2.1	Prove di colonna risonante (RC).....	27
4.3.2.2	Prova triassiale ciclica (TXC)	28
4.4	MODELLO GEOTECNICO E PARAMETRI CARATTERISTICI.....	29
5	MODALITÀ COSTRUTTIVE RILEVATI	36
6	MONITORAGGIO	38
6.1	RILEVATI ARGINALI	38
6.1.1	<i>In corso di costruzione</i>	<i>38</i>
6.1.2	<i>In fase di collaudo.....</i>	<i>38</i>
6.1.3	<i>In esercizio</i>	<i>38</i>

6.2	MANUFATTI	38
7	VERIFICHE DI SICUREZZA DEI RILEVATI	41
7.1	VERIFICHE FILTRAZIONE E SIFONAMENTO	41
7.1.1	<i>Gradiente idraulico e percorsi di filtrazione.....</i>	<i>41</i>
7.1.1.1	Sezione tipo 1.....	43
7.1.1.1.1	Ipotesi 1: UG2A e UG2B differenziate	43
7.1.1.1.2	Ipotesi 2: UG2 indifferenziata.....	44
7.1.1.2	Sezione tipo 2.....	46
7.1.1.2.1	Ipotesi 1: UG2A e UG2B differenziate	46
7.1.1.2.2	Ipotesi 2: UG2 indifferenziata.....	47
7.1.1.3	Sezione tipo 3A	49
7.1.1.3.1	Ipotesi 1: UG2A e UG2B differenziate	49
7.1.1.3.2	Ipotesi 2: UG2 indifferenziata.....	50
7.1.1.4	Sezione tipo 6.....	52
7.1.1.4.1	Ipotesi 1: UG2A e UG2B differenziate	52
7.1.1.4.2	Ipotesi 2: UG2 indifferenziata.....	53
7.1.1.5	Sezione tipo 7A	55
7.1.1.5.1	Ipotesi 1: UG2A e UG2B differenziate	55
7.1.1.5.2	Ipotesi 2: UG2 indifferenziata.....	56
7.1.1.6	Riassunto verifiche del gradiente.....	58
7.1.1.7	Verifiche con il metodo di Lane.....	58
7.1.2	<i>Verifica stati limite ultimi idraulici.....</i>	<i>59</i>
7.1.2.1	Sezione tipo 1.....	60
7.1.2.2	Sezione tipo 2.....	61
7.1.2.3	Sezione tipo 3A	62
7.1.2.4	Sezione tipo 6.....	63
7.1.2.5	Sezione tipo 7A	64
7.1.2.6	Sezione tipo 1 senza diaframma	65
7.2	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEI RILEVATI	66
7.2.1	<i>Verifiche in condizioni di vasca piena</i>	<i>69</i>
7.2.1.1	Sezione tipo 1.....	69
7.2.1.2	Sezione tipo 2.....	70
7.2.1.3	Sezione tipo 3A	71
7.2.1.4	Sezione tipo 6.....	72
7.2.1.5	Sezione tipo 7A	73
7.2.1.6	Sezione di scavo lato sud	74
7.2.1.7	Verifiche senza diaframma	75
7.2.2	<i>Verifiche in condizioni di rapido svaso.....</i>	<i>77</i>

7.2.2.1	Sezione tipo 1.....	77
7.2.2.2	Sezione tipo 2.....	77
7.2.2.3	Sezione tipo 3A	78
7.2.2.4	Sezione tipo 6.....	78
7.2.2.5	Sezione tipo 7A	79
7.2.2.6	Sezione di scavo lato sud	79
7.2.3	<i>Verifiche in condizioni sismiche</i>	80
7.2.3.1	Sezione tipo 1.....	80
7.2.3.2	Sezione tipo 2.....	81
7.2.3.3	Sezione tipo 3A	81
7.2.3.4	Sezione tipo 6.....	82
7.2.4	<i>Riassunto delle verifiche condotte</i>	88
7.2.5	<i>Verifiche in condizioni sismiche richieste da DGD</i>	88
7.3	STIMA DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI.....	96
7.3.1	<i>Sezione tipo 1</i>	97
7.3.2	<i>Sezione tipo 2</i>	100
7.3.3	<i>Sezione tipo 3A</i>	102
7.3.4	<i>Sezione tipo 6</i>	105
7.3.5	<i>Sezione tipo 7A</i>	107
7.3.6	<i>Valutazioni sui cedimenti</i>	110
7.4	STIMA DEI CEDIMENTI INDOTTI DAGLI ABBASSAMENTI PERMANENTI DI FALDA.	111
8	VERIFICHE GEOTECNICHE OPERE D'ARTE.....	114
8.1	VERIFICHE FILTRAZIONE E SIFONAMENTO	114
8.1.1.1	Manufatto A.....	114
8.1.1.2	Manufatto B	117
8.2	VERIFICA OPERE DI SOSTEGNO BRIGLIA DI MONTE.....	122
8.3	VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DEI MANUFATTI.....	131
8.3.1	<i>Verifiche di sicurezza nei confronti del collasso per carico limite</i>	131
8.3.1.1	Manufatto A – conci con luce sotto battente	133
8.3.1.2	Manufatto A – conci sfioranti	134
8.3.1.3	Manufatto B.....	135
8.4	STIMA DEI CEDIMENTI.....	137
8.4.1	<i>Manufatto A</i>	138
8.4.2	<i>Manufatto B</i>	140

1 PREMESSA

Con Det. n°749 del 13.07.2016, L'AIPO - Agenzia interregionale per il fiume Po, ha reso efficace l'aggiudicazione della progettazione definitiva relativa ai *Lavori di realizzazione della Cassa di espansione del torrente Baganza nei comuni di Felino, Sala Baganza, Collecchio e Parma (PR-E-1047)* allo scrivente R.T.P. Majone & Partners S.r.l. – Ambiter S.r.l. – Studio Prof. Ing. Alberto Bizzarri – Studio Colleselli & Partners – EG Engineering Geology di G.P. Beretta e Associati – Ing. Claudio Marcello S.r.l. (di seguito RTP).

Il progetto preliminare (marzo 2015), trasmesso dall'AIPO a Regione e Autorità di Bacino del fiume Po, è stato validato ed inserito da questi ultimi, nel luglio 2015, tra le istanze di finanziamento per interventi di mitigazione del rischio idrogeologico proposte dalla Regione Emilia-Romagna, mediante la validazione delle schede istruttorie inserite nella piattaforma telematica ReNDIS-web, dando atto che l'intervento è coerente con gli atti di pianificazione territoriale e tra gli interventi prioritariamente individuati attraverso gli strumenti di analisi del rischio.

Con decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri in data 15 settembre 2015 è stato approvato il Piano stralcio per le aree metropolitane e le aree urbane con alto livello di popolazione esposta al rischio di alluvioni, nel quale l'intervento in questione è stato inserito in tabella D¹ allegata all'atto, con la previsione di un finanziamento di 55.000.000,00 Euro, come da previsione del progetto preliminare.

Al fine di individuare, nei tempi ristretti assegnati per la progettazione, soluzioni condivise che perseguissero obiettivi a scala sovracomunale (di bacino) nel rispetto delle esigenze locali, è stato avviato un percorso progettuale in grado di definire le migliori opzioni d'intervento attraverso una progettazione integrata e multidisciplinare, che analizzasse ex ante in modo coordinato le esigenze tecniche, le esigenze territoriali e le esigenze ambientali e che consentisse un confronto costruttivo con le Amministrazioni coinvolte e con i portatori di interesse e più in generale con la cittadinanza attiva.

Tale percorso di partecipazione con i diversi stakeholder, avviato da AIPO nell'autunno 2015 e conclusosi nel novembre dello stesso anno, ha così permesso d'individuare gli elementi migliorativi da utilizzare nello sviluppo della progettazione definitiva della Cassa d'espansione sul Torrente Baganza. In particolare, è emersa da diversi soggetti la necessità di sviluppare la progettazione della cassa di laminazione con una visione complessiva di bacino Parma-Baganza che permettesse, oltre alla realizzazione dell'invaso, l'individuazione delle azioni complementari da attuare lungo le aste di Parma e Baganza al fine della riduzione e mitigazione del rischio residuale.

Nel presente progetto definitivo è pertanto contenuta, oltre al progetto dell'opera in senso stretto, anche una prima complessiva risposta alle suddette richieste, mediante un'analisi idraulica e geomorfologica a livello d'asta fluviale nel tratto di Torrente Baganza compreso tra Calestano e la confluenza con il T. Parma, ed una diagnosi sulle

¹ Nella tabella D sono indicati gli interventi di mitigazione del rischio alluvionale che presentano un livello di progettazione preliminare e per i quali è necessario raggiungere tempestivamente un livello di progettazione definitivo od esecutivo al fine di consentire l'utilizzo immediato delle risorse che si renderanno disponibili

arginature esistenti, eseguita per tratti omogenei, nel tratto d'alveo del T. Parma a valle della città sino alla confluenza con il Fiume Po.

Il presente progetto definitivo è stato predisposto in conformità con l'art. 23 c.7 del D.Lgs 50/2016 nonché, in applicazione dell'art. 216, c.4 dello stesso, con gli artt.24÷32 del D.P.R. 207/2010 e s.m.i., ed individua compiutamente i lavori da realizzare nel rispetto dei criteri, dei vincoli, degli indirizzi e delle indicazioni stabiliti dalla stazione appaltante nell'ambito del progetto preliminare e delle successive fasi di partecipazione sopra accennate e nel rispetto, laddove possibile e/o pertinente, delle *"Linee guida per le attività di programmazione e progettazione degli interventi per il contrasto del rischio idrogeologico (versione 2.0 del settembre 2016 - #italiasicura)"*.

La presente Relazione geotecnica (art. 26 del D.P.R. 207/2010) si articola nello specifico nei seguenti capitoli:

- PREMESSA (Capitolo 1);
- INDAGINI GEOGNOSTICHE (Capitolo 2);
- INQUADRAMENTO SISMICO LOCALE (Capitolo 3);
- INQUADRAMENTO GEOTECNICO (Capitolo 4);
- MODALITÀ COSTRUTTIVE RILEVATI (Capitolo 5);
- PIANO DI MONITORAGGIO (Capitolo 6);
- VERIFICHE DI SICUREZZA DEI RILEVATI (Capitolo 7);
- VERIFICHE GEOTECNICHE OPERE D'ARTE (Capitolo 8);

La presente relazione geotecnica, redatta ai sensi del D.M. 14/01/2008, ha lo scopo di illustrare i risultati delle campagne geognostiche eseguite nel corso del progetto preliminare e condotte per la predisposizione del progetto definitivo, al fine di fornire il modello geotecnico del sottosuolo con i parametri caratteristici di resistenza, compressibilità e permeabilità degli strati di fondazione anche al fine di definire la risposta sismica locale.

Per i rilevati di contaminazione delle casse di espansione vengono definite le modalità costruttive e le caratteristiche dei materiali da impiegare.

Vengono svolte le verifiche di sicurezza agli SLU dei vari corpi arginali lato cassa e lato campagna sia per quanto riguarda l'equilibrio globale allo scivolamento in condizioni di massimo invaso e di rapido svasso, nonché in presenza dell'azione sismica.

Vengono inoltre nell'ambito delle verifiche nei confronti degli SLU idraulici valutate le condizioni di sicurezza nei confronti del pericolo di sifonamento e sollevamento dei corpi arginali e dei terreni di fondazione.

Per quanto riguarda le verifiche di sicurezza agli SLE vengono stimati i cedimenti dei terreni di fondazione dei rilevati e indotti dagli effetti dell'abbassamento dei livelli di falda dovuti agli scavi e alla nuova morfologia, in corrispondenza degli abitati di Sala Baganza e Casale.

Vengono infine svolte le verifiche di sicurezza agli SLU delle opere di sostegno e della capacità portante dei manufatti.

1.1 DIAFRAMMI DI TENUTA

In linea generale il progetto prevede la messa in opera di diaframmi con funzione di taglione idraulico al piede delle opere di sostegno (rilevati e manufatti) laddove il gradiente idraulico tra monte e valle risulti significativo. Il gradiente è legato alla quota di massimo invaso e alla quota del piano campagna a valle dell'opera. In linea generale quando tale differenza risulta maggiore di 9-10 m sono stati previsti i diaframmi di tenuta.

Tali diaframmi sono stati previsti realizzati con colonne di terreno consolidato con tecnologia jet-grouting. Tale tecnologia risulta idonea con riferimento ai terreni in oggetto con significativi vantaggi in termini di esecuzione (tempi ridotti) e ambientali (non si produce materiale di scarto, si sfrutta il terreno in sito) rispetto alle altre tecnologie tradizionalmente utilizzate per i diaframmi di tenuta.

L'ubicazione in pianta delle aree dove è previsto il diaframma è riportata nella seguente figura.

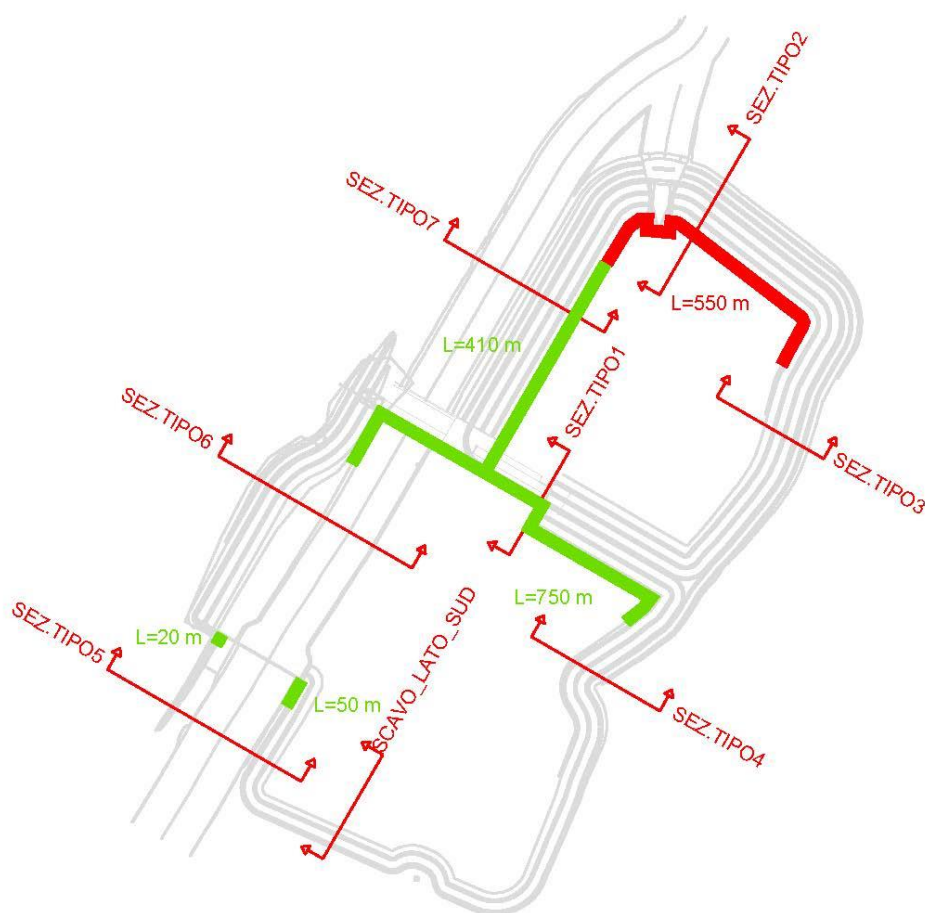


Figura 1 – Planimetria con ubicazione dei diaframmi di tenuta

I diaframmi garantiscono nei confronti del pericolo al sifonamento ed inoltre migliorano le condizioni di stabilità globale garantendo le verifiche di sicurezza richieste dalla NTC 08 e NTD 14.

Come meglio dettagliato nel capitolo 7, in assenza dei diaframmi le tradizionali verifiche con il metodo di Lane non sono soddisfatte per le sezioni 1, 2 e 7 (vedi 7.1.1.7), inoltre non risultano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici secondo le NTC 08 per la sezione 1 (vedi 7.1.2.6).

Infine, sempre in assenza dei diaframmi, non risultano soddisfatte le verifiche di stabilità globale in condizioni di massimo invaso per la sezione 7, e risultano appena soddisfatte per la sezione 1 (vedi 7.2.1.7).

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- “Norme tecniche per le costruzioni” Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009 , n. 617 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- UNI EN 1997-1:2013 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1997-2:2007 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.
- UNI EN 1998-5:2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche. 1977 AGI – Associazione Geotecnica Italiana
- Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica - Linee guida 2005 AGI – Associazione Geotecnica Italiana
- D.M. 26 giugno 2014 n.91 “Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (Dighe e Traverse)”
- Raccomandazione su ancoraggi nei terreni AGI AICAP giugno 2012

2 INDAGINI GEOGNOSTICHE

2.1 CAMPAGNE INDAGINI PRECEDENTI

2.1.1 Indagini preliminari

Nell'ambito della campagna di indagini preliminari commissionate da AIPO sono state condotte dalla ditta ParmaGeo s.r.l. di Basilicanova (PR), nel periodo compreso tra Luglio 2011 e Agosto 2011, le seguenti indagini:

- n.3 sondaggi (S1_PG, S2_PG e S3_PG) a carotaggio continuo spinti sino a profondità variabile tra i 40 e 50m da piano campagna;
- n.1 prova di permeabilità Lefranc in sito in corrispondenza del sondaggio S2_PG.

Nell'ambito delle indagini preliminari è stata condotta una campagna di prove geofisiche commissionate da AIPO a GeoExploration s.r.l. di Forlì (FC). Le indagini, eseguite nel periodo tra Luglio e Agosto 2011, sono le seguenti:

- n.5 allineamenti geoelettrici con tecnica tomografica per una lunghezza complessiva di 24÷45m;
- n.1 stendimento sismico a rifrazione;
- n.2 stendimenti sismici a riflessione sovrapposti a quello a rifrazione,
- n.1 rilievo sismico di tipo down-hole nel foro di sondaggio S1_PG.

Inoltre su n.6 campioni rimaneggiati prelevati dai fori di sondaggio sono state eseguite prove di classificazione in laboratorio.

2.1.2 Seconda campagna d'indagini

Nel periodo tra Giugno e Settembre 2012 è stata eseguita una seconda campagna d'indagini geognostiche commissionata da AIPO alla ditta SOGEO s.r.l. di Lugo (RA). Sono state eseguite le seguenti indagini:

- n.17 sondaggi (S1, S2, ... S16, S1bis) a carotaggio continuo spinti sino a profondità variabile di 30.0÷60.0m dal piano campagna;
- n.9 perforazioni a distruzione di nucleo a profondità variabile tra 20.0 e 28.0m dal p.c. (Sa, Sb,...,Si);
- n.84 prove S.P.T. (Standard Penetration Test) in foro di sondaggio;
- n.21 prove di permeabilità Lefranc;
- n.10 prove penetrometriche dinamiche DPSH a profondità variabile da 2.0 a 12.0m dal p.c.;
- n.10 pozzetti esplorativi della profondità di 4.0 m con prelievo di campioni rimaneggiati.

Su incarico della società SOGEO s.r.l. la ditta GeoExploration s.r.l. di Forlì (FC) ha inoltre condotto:

- n.1 indagine geofisica tipo down-hole nel foro di sondaggio S2.

Oltre a ciò, è stato eseguito nell'Agosto 2012 n.1 sondaggio (S4_PG) dalla società ParmaGeo s.r.l. di Basilicanova (PR).

Durante questa seconda campagna d'indagine sono stati prelevati n.25 campioni di terreno indisturbato sottoposti a prove di laboratorio di classificazione e per definire i parametri di resistenza meccanica e deformabilità.

Le prove di laboratorio eseguite presso il Laboratorio prove materiali e strutture dell'Università degli Studi di Parma-DICATeA sono state:

- n.35 prove di classificazione;
- n.14 prove edometriche;
- n.7 prove di taglio diretto.

2.1.3 Indagini integrative

Nel mese di Luglio 2013 è stata svolta una campagna d'indagine integrativa che è consistita in:

- n.2 sondaggi a carotaggio continuo con prelievo di campioni indisturbati.

2.2 CAMPAGNA DI INDAGINI PER IL PROGETTO DEFINITIVO

Nell'ambito del presente progetto definitivo è stata condotta un'ulteriore campagna d'indagine dalla società Vicenzetto s.r.l. di Villa Estense (PD) nel periodo compreso da Giugno ad Ottobre 2016. Le indagini eseguite sono le seguenti:

- n.9 sondaggi (SI1, SI2, ... SI9) a carotaggio continuo spinti fino a profondità di 20m da p.c.;
- n.4 sondaggi (SIG1, SI2, SIG3, SIG4) a carotaggio continuo spinti fino a profondità di 45m da p.c., con prove SPT in corrispondenza dei terreni incoerenti e di prove tipo Torvane e Pocket Penetrometer in presenza delle lenti coesive;
- n.6 sondaggi (SMC1, SMC2, ... SMC6) a carotaggio continuo spinti fino a profondità variabile tra i 13m e i 25m da p.c., con prove tipo Torvane e Pocket Penetrometer in presenza dei terreni coesivi;
- n.80 pozzetti esplorativi con profondità variabili di 1.0÷3.0m da p.c.;
- n.4 sezioni geoelettriche con tecnica tomografica;
- n.3 profili geofisici tipo MASW 2D (n.27 MASW).

Durante la campagna d'indagine sono stati prelevati sia campioni indisturbati che campioni rimaneggiati stati sottoposti presso la stessa società Vincenzetto s.r.l. alle seguenti prove di laboratorio:

- n.42 prove di classificazione;
- n.6 prove di compressione con espansione laterale libera;
- n.6 prove edometriche;
- n.4 prove di taglio diretto;
- n.3 prove di colonna risonante;
- n.2 prove triassiali cicliche.

Inoltre i terreni prelevati dai pozzetti esplorativi sono stati sottoposti ad analisi chimica completa da parte del laboratorio R&C Lab s.r.l. di Altavilla Vicentina (VI).

Nell'allegato BAG2_03GEO_D_PL_01_A "Planimetria delle indagini geologiche e geotecniche" è riportata l'ubicazione delle indagini geotecniche soprariportate.

3 INQUADRAMENTO SISMICO LOCALE

Per quanto riguarda le azioni sismiche si fa riferimento alla relazione sismica allegata al progetto.

Ai fini delle verifiche di seguito riportate nella presente relazione sono state considerate le seguenti accelerazioni massime a_{max} attese al piano campagna.

Tabella 1 – a_{max} in funzione degli stati limite di riferimento.

Stato Limite	T_R	a_g/g	a_{max}/g
	[anni]	[g]	[-]
SLO	120	0.092	0.111
SLD	201	0.112	0.136
SLV	1898	0.237	0.276
SLC	2475	0.255	0.292

3.1 LIQUEFAZIONE

In accordo con quanto riportato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni nel capitolo 7.11.3.4.1 “Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. [...]”

“La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 2 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in Figura 3 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.”

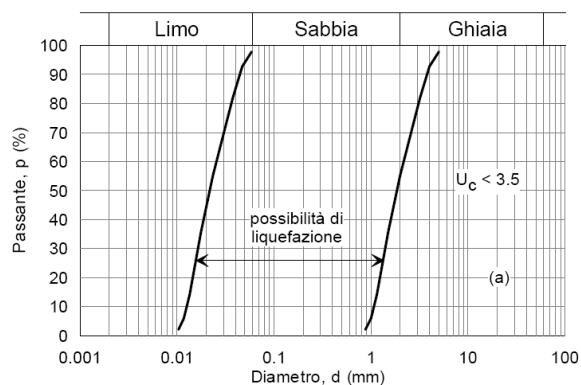


Figura 2 - Abaco per terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$

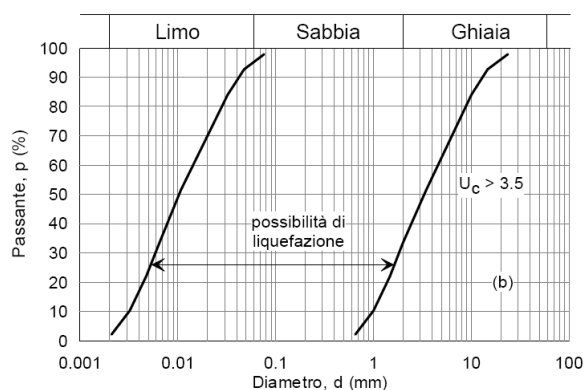


Figura 3 - Abaco per terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$

Si riporta in Figura 4 il fuso granulometrico dei campioni prelevati in sito durante la campagna d'indagine per il progetto definitivo: la distribuzione granulometrica risulta esterna ai limiti definiti dalla normativa, per cui la verifica alla liquefazione può essere omessa.

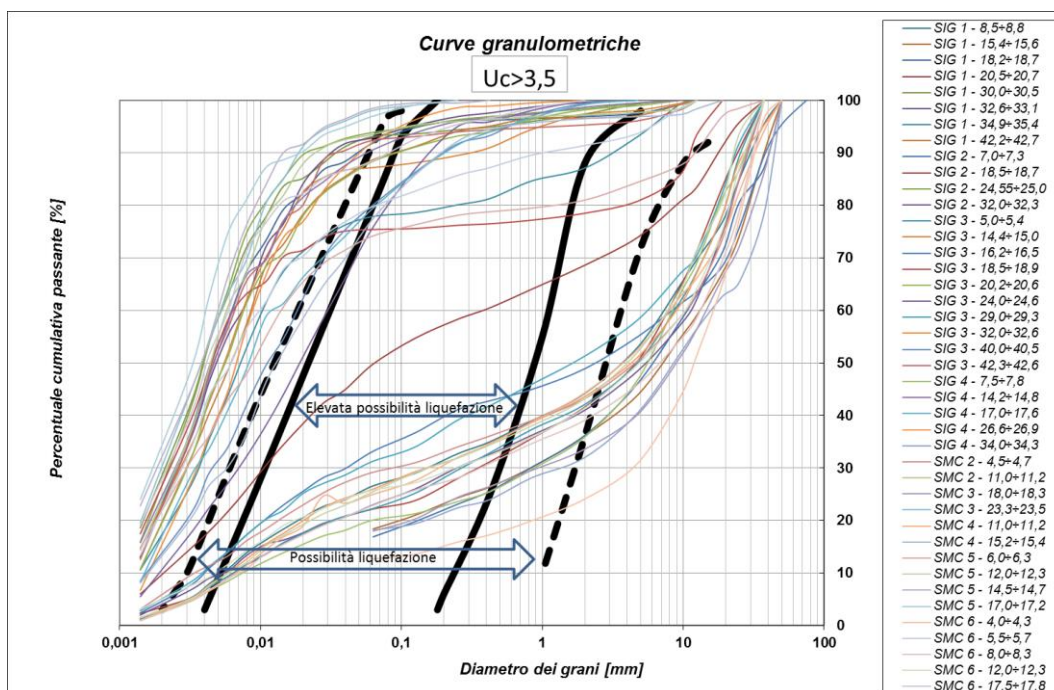


Figura 4 - Fuso granulometrico dei campioni prelevati nell'area in oggetto

Inoltre in Figura 6 è riportato l'andamento della resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ che risulta mediamente maggiore di 30, valore per il quale la verifica a liquefazione può essere omessa.

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Sulla base di quanto riportato nella relazione geologica (BAG2_03GEO_R_RE_02_A), nelle sezioni geologiche (BAG2_03GEO_D_SZ_01_A e BAG2_03GEO_D_SZ_02_A) e nei profili geotecnici (BAG2_03_GEO_D_PR_01_B, BAG2_03_GEO_D_PR_02_B, BAG2_03_GEO_D_PR_03_B, BAG2_03_GEO_D_PR_04_A, BAG2_03_GEO_D_PR_05_A, BAG2_03_GEO_D_PR_06_A, BAG2_03_GEO_D_PR_07_A, BAG2_03_GEO_D_PR_08_A e BAG2_03_GEO_D_PR_09_A) si sono definiti i profili geotecnici di riferimento per le varie aree interessate dalle opere in progetto caratterizzati dalla presenza di tre unità geotecniche prevalenti:

- U.G.1, costituita da depositi prevalentemente sabbiosi-ghiaiosi che corrisponde all'unità AES8a (Unità di Modena);
- U.G.2A, costituita da ghiaie e sabbie in abbondante matrice limosa/argillosa che corrisponde all'unità AES8(1) (Subsistema di Ravenna);
- U.G.2B, costituita prettamente da livelli limo-argillosi che corrisponde all'unità AES8(2) (Subsistema di Ravenna).

La grande estensione dell'area in esame comporta necessariamente un'analisi locale della successione stratigrafica in corrispondenza delle singole opere, successione che può comunque essere sintetizzata con uno strato superficiale costituito dall'unità geotecnica 1 con spessore variabile o totalmente assente nelle parti ad Est della zona di progetto; seguito più in profondità da strati di ghiaie e sabbie in abbondante matrice limoso/argillosa (U.G.2A), intervallati da livelli prettamente limo argillosi (U.G.2B).

Sulla base dei risultati delle campagne d'indagini geognostiche citate nel Capitolo 2 è stato possibile caratterizzare le tre unità geotecniche con i parametri di resistenza e deformabilità descritti nei paragrafi seguenti.

4.1 UNITÀ GEOTECNICA 1

Lo strato superficiale del terreno di fondazione è costituito da depositi sabbiosi-ghiaiosi appartenenti all'unità di Modena.

Le campagne geognostiche condotte in corrispondenza dell'unità geotecnica 1 sono costituite principalmente dalla caratterizzazione in laboratorio dei materiali prelevati dai pozzetti esplorativi e dalle prove penetrometriche in sito tipo SPT (Standard Penetration Test) i cui risultati riportano sempre valori di N_{SPT} a rifiuto.

4.2 UNITÀ GEOTECNICA 2A

L'unità geotecnica denominata 2A è costituita da ghiaie e sabbie in abbondante matrice limosa/argillosa appartenenti al subsistema di Ravenna.

Nel corso delle campagne d'indagini citate nel Capitolo 2 per la determinazione delle caratteristiche di questa unità sono state eseguite prove in sito di tipo SPT (Standard Penetration Test) e prove di classificazione in laboratorio su campioni rimaneggiati prelevati. Per la caratterizzazione concorrono anche l'andamento delle V_s determinate con le prove geofisiche tipo MASW 2D.

Nella seguente Figura 5 è riportato il fuso granulometrico dei campioni appartenenti all'unità geotecnica 2A dove si evidenzia la natura prevalentemente ghiaiosa-sabbiosa del terreno.

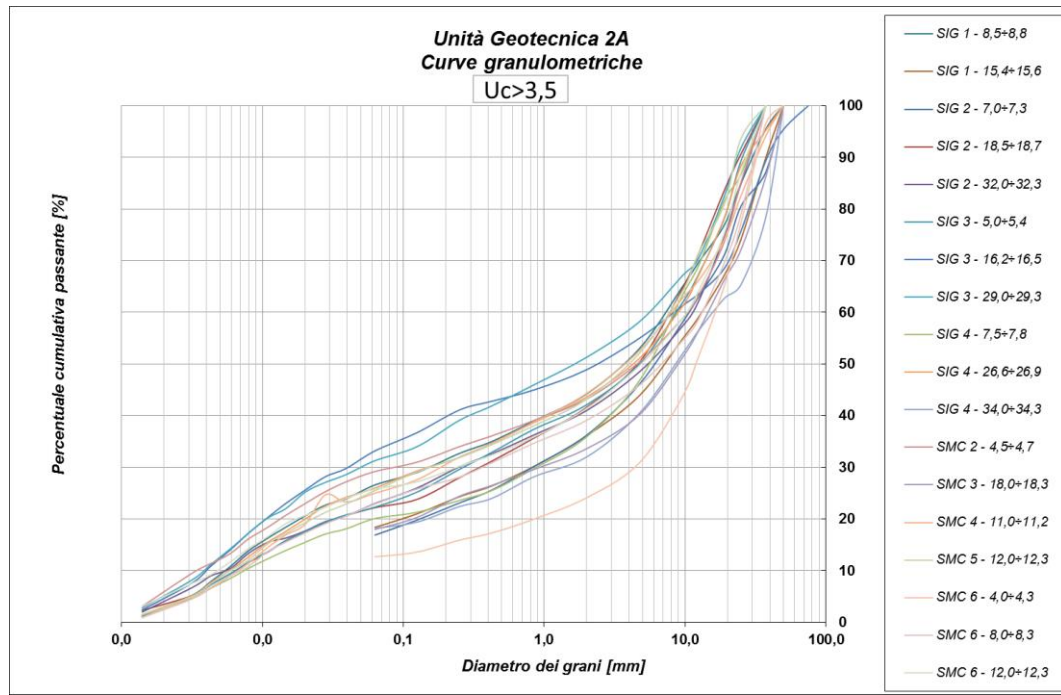


Figura 5 - Fuso granulometrico dell'Unità Geotecnica 2°

Tabella 2 - Classificazione U.G. 2A secondo UNI 11531-1

Perforazione n.	Profondità da P.C.	Descrizione	UNI 11531-1
SIG 1	8,5÷8,8	Ghiaia, in prevalenza medio-grossa, sabbiosa argillosa-limosa nocciola	A2-6
	15,4÷15,6	Ghiaia, in prevalenza medio-grossa, sabbiosa argillosa-limosa nocciola	A2-6
SIG 2	7,0÷7,3	Ghiaia ben gradata, sabbiosa, argillosa-limosa nocciola	A2-6
	18,5÷18,7	Ghiaia, in prevalenza medio-grossa, sabbiosa argillosa-limosa marron nocciola	A2-7
	32,0÷32,3	Ghiaia, in prevalenza medio-grossa, sabbiosa argillosa-limosa marron nocciola	A2-6
SIG 3	5,0÷5,4	Ghiaia, in prevalenza medio-grossa, sabbiosa argillosa-limosa nocciola	A2-7
	16,2÷16,5	Ghiaia in prevalenza medio-grossa sabbiosa mista ad argilla limosa nocciola	A2-7
	29,0÷29,3	Ghiaia, in prevalenza medio-grossa, sabbiosa argillosa-limosa nocciola	A2-6
SIG 4	7,5÷7,8	Ghiaia, in prevalenza medio-grossa, sabbiosa argillosa-limosa nocciola	A2-6
	26,6÷26,9	Ghiaia, in prevalenza medio-grossa, sabbiosa argillosa-limosa nocciola	A2-6
	34,0÷34,3	Ghiaia, in prevalenza medio-grossa, sabbiosa argillosa-limosa nocciola	A2-4
SMC 2	4,5÷4,7	Ghiaia, in prevalenza medio-grossa, sabbiosa argillosa-limosa nocciola	A2-7
SMC 3	18,0÷18,3	Ghiaia, in prevalenza medio-grossa, sabbiosa argillosa-limosa nocciola	A2-6
SMC 4	11,0÷11,2	Ghiaia, in prevalenza medio-grossa, sabbiosa argillosa-limosa nocciola	A2-6
SMC 5	12,0÷12,3	Ghiaia, in prevalenza medio-grossa, sabbiosa argillosa-limosa nocciola	A2-6
SMC 6	8,0÷8,3	Ghiaia, in prevalenza medio-grossa, sabbiosa argillosa-limosa nocciola	A2-6

4.2.1 Correlazioni Geotecniche

La prova penetrometrica SPT consiste nell'infissione a percussione di un campionatore standard, del peso di 63,5kg, che consente di valutare la resistenza meccanica, valutata come numero di colpi N del maglio per ottenere un avanzamento di 300mm.

Tale prova si esegue a varie profondità lungo una verticale di sondaggio e consente di determinare il grado di addensamento attraverso la resistenza che il terreno offre alla penetrazione. Il campionatore può essere a punta aperta (tipo Raymond) oppure, per terreni grossolani e con presenza di ciottoli, a punta conica.

Il numero di colpi (N) necessario per una penetrazione del campionatore pari a 300mm (dopo 150mm di infissione preliminare), è il dato assunto come indice della resistenza alla penetrazione (N_{SPT}).

La prova è compresa negli standard ASTM (D 1586-67 riapprovata nel 1974), mentre l'Associazione Geotecnica Italiana (AGI) ha incluso la prova SPT nelle *Raccomandazioni per le Indagini Geotecniche* (1977), così pure come l'Associazione Geotecnica Internazionale (ISSMFE) che ha emesso una specifica *Procedura di riferimento*.

La diffusione di questo tipo di prova, legata alla semplicità e praticità di esecuzione ed ai costi contenuti, ha spinto i ricercatori alla formulazione di relazioni empiriche in grado di fornire un'elevata quantità di informazioni sui parametri di resistenza e deformazione delle terre. La prova SPT eseguita su depositi di terreni incoerenti consente, perciò, di valutarne il grado di addensamento mediante la stima della densità relativa D_r , l'angolo di resistenza al taglio ϕ' in funzione della tensione efficace in situ e della granulometria, e i parametri di deformazione, quali il modulo di Young e quello alle piccole deformazioni G_0 .

La valutazione della densità relativa D_r dei terreni incoerenti è stata condotta attraverso l'impiego della relazione, molto utilizzata in presenza di terreni sabbiosi, introdotta da *Terzaghi e Peck (1948)*² e successivamente modificata da *Skempton (1986)*³, riportata di seguito:

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{A}}$$

Dove

- $A \cong 55$ per sabbie fini;
- $(N_1)_{60}$ è la resistenza penetrometrica dinamica normalizzata per tenere conto sia della tensione litostatica, moltiplicando il numero di colpi misurati per un coefficiente di correzione funzione della tensione efficace litostatica, sia del rendimento del sistema di infissione

² Terzaghi, Peck R.B. (1948). *Soil mechanics in engineering practice*. J. Wiley and Sons, New York.

³ Skempton A.W. (1986). *Standard penetration test procedure and the effects in sands of the overburden pressure, relative density, particle size, ageing, and overconsolidation*. *Geotechnique* 36, N°3.

$$(N_1)_{60} = \frac{ER \times N_{SPT}}{60 \times (\sigma'_v)^n} \text{ con } n=0.56 \text{ (Jamiolkowski et al. 1985)}^4 \text{ e } ER=60.$$

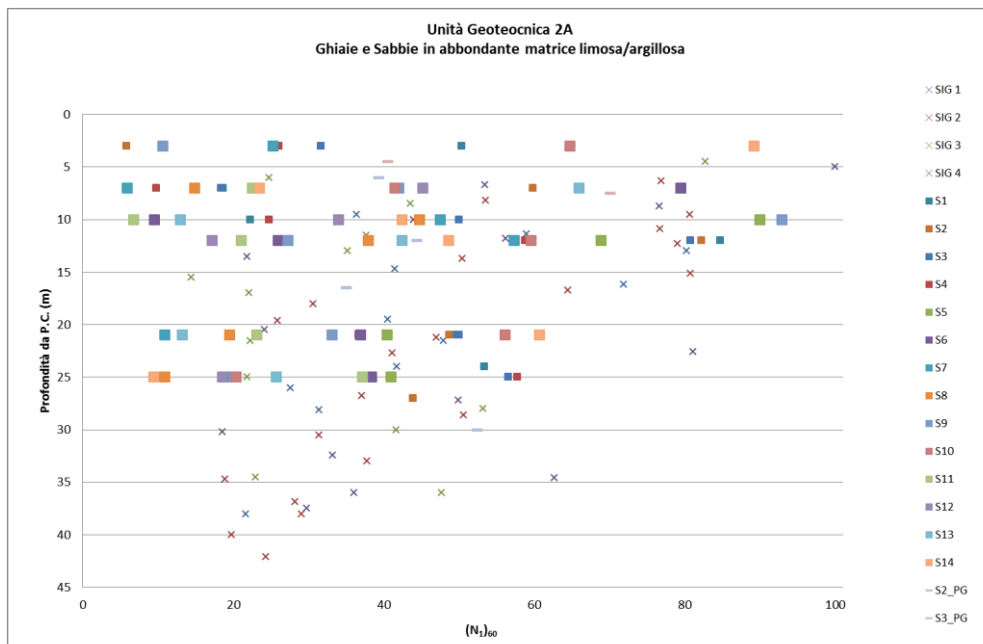


Figura 6 - Resistenza penetrometrica dinamica normalizzata con la formula di Jamiolkowski in funzione della profondità da p.c.

Data la natura del terreno ghiaioso-sabbiosa, la densità relativa è stata valutata anche secondo la seguente correlazione, proposta da *Yoshida et al. (1988)*⁵:

$$D_r = 25 \cdot N_{SPT}^{0.44} \cdot (\sigma'_{vo})^{-0.13}$$

nella quale la pressione verticale effettiva σ'_{vo} è espressa in kPa.

4.2.1.1 Parametri di resistenza - Angolo di resistenza al taglio

Per la valutazione dell'angolo di resistenza al taglio si sono utilizzate le relazioni proposte da Schmertmann (1977)⁶ idonee alla caratterizzazione di terreni di natura incoerente; con riferimento alla figura seguente funzione della granulometria dei terreni sono state definite correlazioni del tipo:

⁴ Jamiolkowski M., Baldi G., Bellotti R., Ghionna V., Pasqualini E. (1985). Penetration Resistance and liquefaction of Sands. Proc. 11th ICSMFE, San Francisco.

⁵ Yoshida et al. (1988). Empirical formulas of SPT blow - counts for gravelly soils. Proc. ISOPT-1, Orlando USA.

⁶ Schmertmann J.H. (1977). Interpreting the dynamics of the standard penetration test. University of Florida USA.

$$\phi' = \alpha + \beta \times D_r$$

Come per la valutazione della densità relativa D_r , il grado di addensamento dei terreni investigati conduce alla stima di valori dell'angolo di resistenza al taglio molto elevati, talvolta non realistici. Per questo motivo si è ritenuto opportuno limitare il valore di ϕ' ad un massimo pari a 45° .

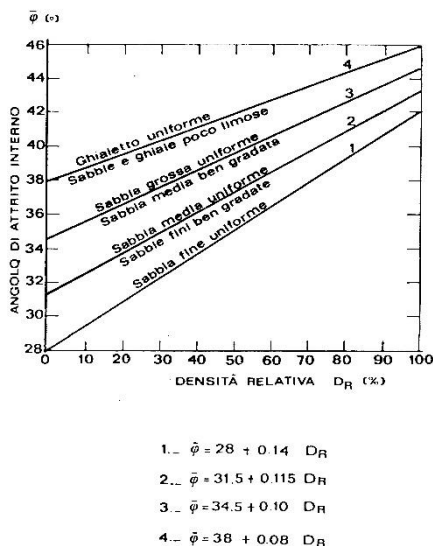


Figura 7 - Correlazioni di Schmertmann (1977)

Data la natura del terreno i parametri della correlazione di Schmertmann considerati sono pari a $\alpha=28$ e $\beta=0.14$, mentre per la densità relativi si sono considerati i valori medi ricavati dalle relazioni citate di Terzaghi e Yoshida.

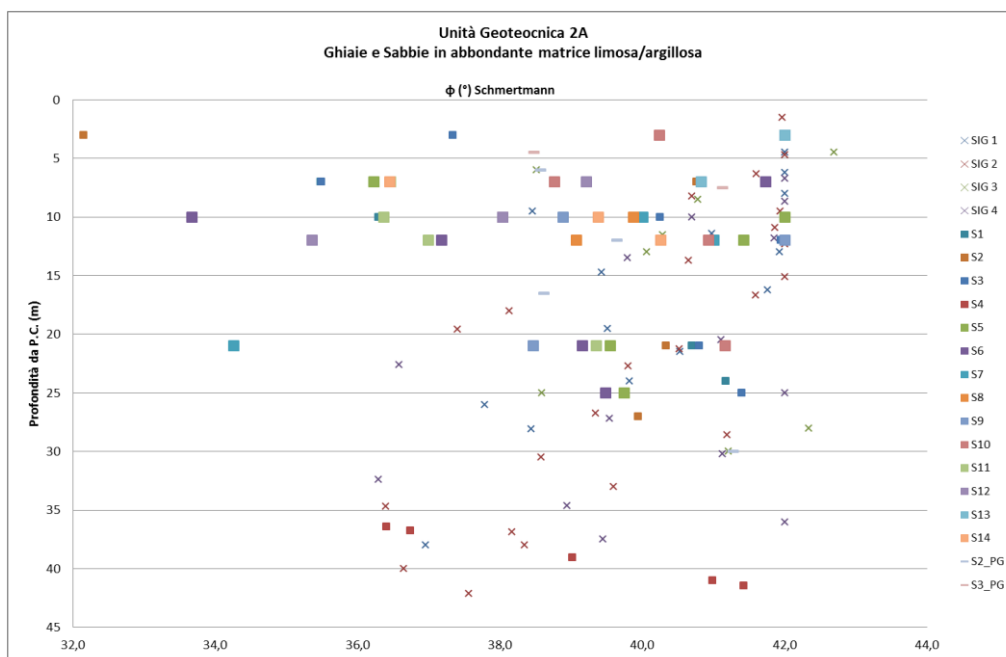


Figura 8 - Angolo di resistenza al taglio in funzione della profondità da P.C. ricavato dalla correlazione di Schmertmann (1977) per l'Unità Geotecnica 2A

L'angolo di resistenza al taglio è stato valutato anche secondo la relazione fornita dal American Petroleum Institute (API, 1987):

$$\phi' = 16 \times Dr^2 + 0,17 \times Dr + 28,4$$

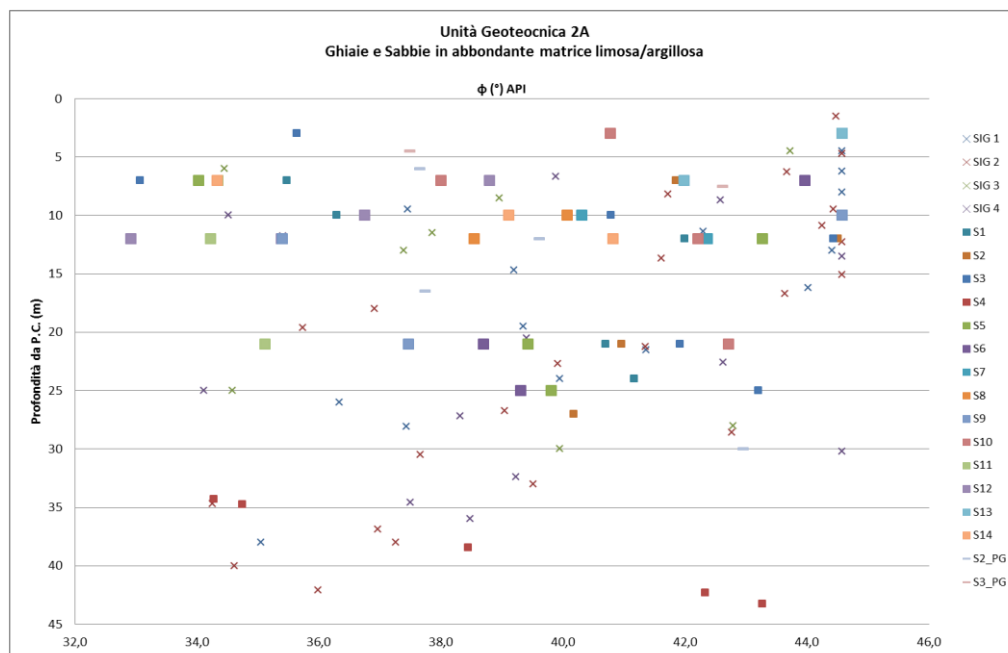


Figura 9: Angolo di resistenza al taglio in funzione della profondità da P.C. ricavato dalla correlazione de API (1987) per l'Unità Geotecnica 2A

4.2.1.2 Parametri di deformabilità

Nel campo di utilizzo usuale per le strutture in oggetto si ha un grado di mobilitazione della resistenza al taglio ultima del 25÷30% e una deformazione media pari a 1×10^{-3} ; si è quindi fatto riferimento, per depositi di sabbie e ghiaie NC, alla correlazione di *Jamiolkowski et al. (1988)*⁷ che esprime il modulo di Young al 25% della rottura in funzione del numero di colpi N_{SPT} , non corretto rispetto alla pressione del terreno sovrastante:

$$E_{25} = (1,05 - 0,35 \cdot D_r) \times N_{SPT} \text{ (in MPa per terreni normalconsolidati)}$$

⁷ Jamiolkowski, et al. (1988). *New correlations of penetration tests for design practice*. ISOPT I, Orlando (USA) vol 1, pp. 263-296.

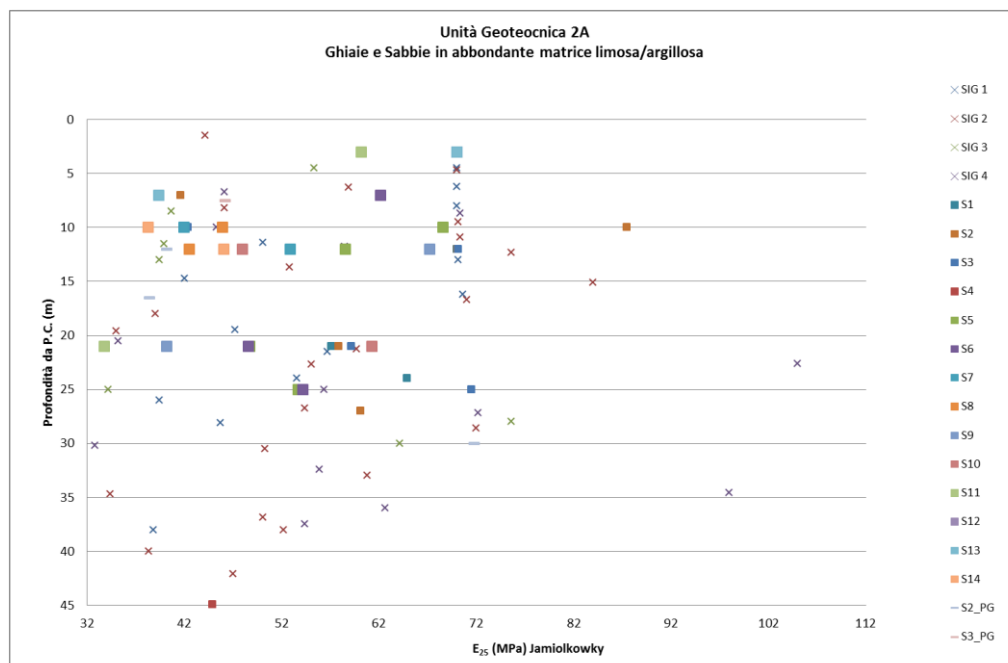


Figura 10 - Modulo di Young al 25% della rottura in funzione del numero di colpi N_{SPT} , correlazione di Jamiolkowski et al. (1988) per l'Unità Geotecnica 2A

4.2.1.3 Stima di V_s

Per la valutazione di v_s si fa riferimento alle formule di *Yoshida et al. (1988)*⁸:

$$V_s = k \times N_{SPT}^{0.25} \times \sigma_{vo}^{0.14}$$

in cui k rappresenta un coefficiente in funzione del tipo di terreno analizzato e per l'unità geotecnica considerata è pari a 55. L'andamento delle V_s in funzione della profondità da piano campagna è riportato nella seguente figura.

⁸ Yoshida et al. (1988). *Empirical formulas of SPT blow - counts for gravelly soils*. Proc. ISOPT-1, Orlando USA.

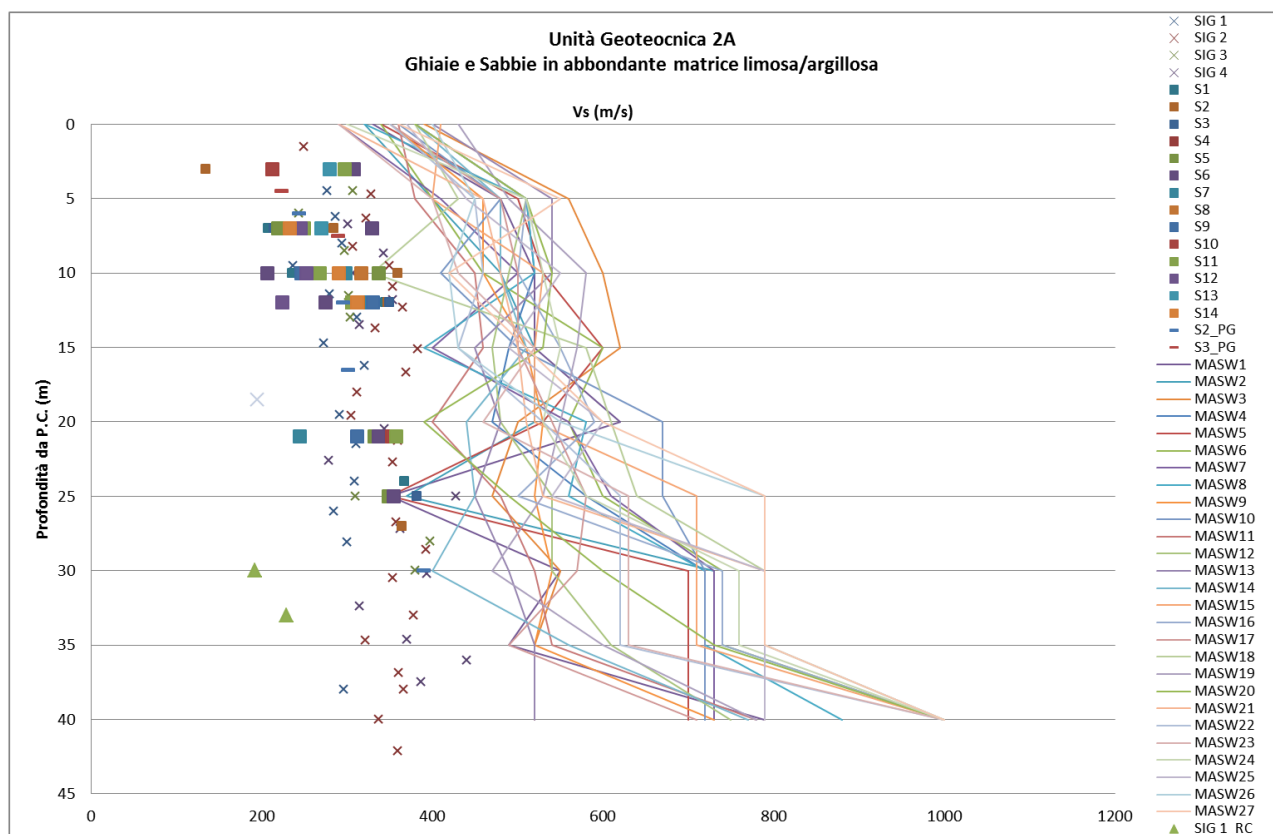


Figura 11: Andamento delle V_s ricavata da prove penetrometriche dinamiche Nspt e indagini geofisiche MASW

4.3 UNITÀ GEOTECNICA 2B

L'Unità Geotecnica 2B fa parte del subsistema di Ravenna e comprende i livelli di terreno prettamente limosi-argillosi. In corrispondenza di questa unità, in cui il materiale è di natura coesiva, sono state eseguite sia prove in sito (S.P.T., Torvane e Pocket Penetrometer) che prove di laboratorio sui campioni indisturbati e rimaneggiati (prove di classificazione, compressione, edometriche, taglio diretto, colonna risonante e triassiali cicliche). Dal fuso granulometrico (Figura 12) dei campioni appartenenti al U.G.2B emerge la natura limo-argillosa del terreno.

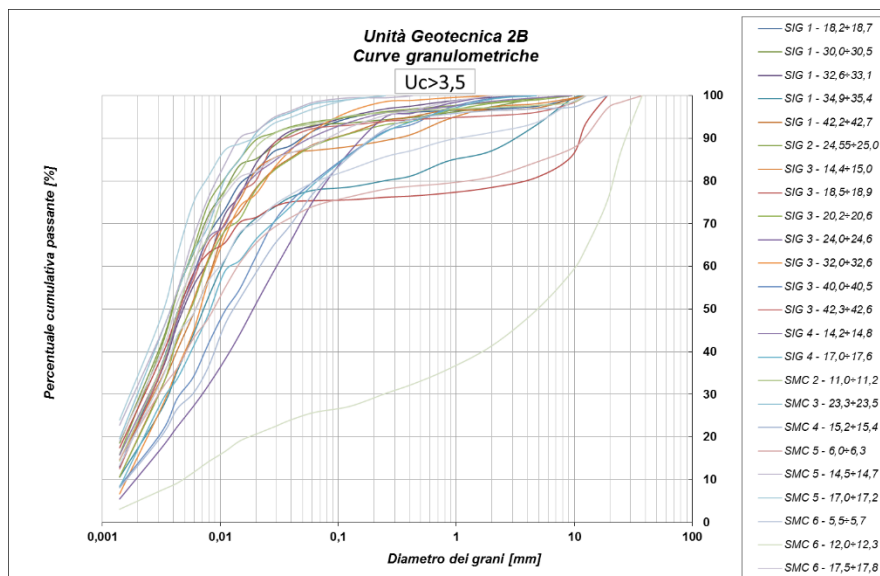


Figura 12 - Fuso granulometrico dell'Unità Geotecnica 2B

Data la natura coesiva dei materiali è opportuno classificare i terreni secondo la Carta di plasticità di Casagrande, in funzione del limite liquido e dell'indice di plasticità: i campioni considerati risultano essere catalogati come limi argillosi di media-elevata plasticità.

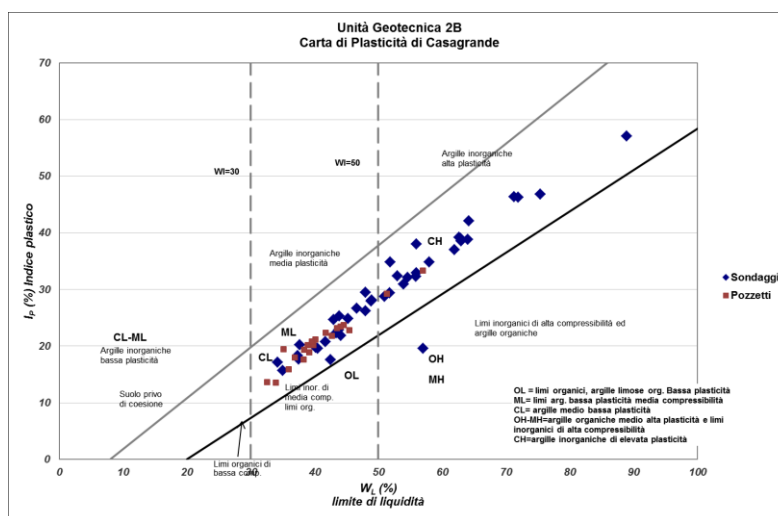


Figura 13 - Carta di plasticità di Casagrande dell'Unità Geotecnica 2B

Tabella 3 - Classificazione U.G. 2B secondo UNI 11531-1

Perforazione n.	Profondità da P.C.	Descrizione	UNI 11531-1
SIG 1	18,2÷18,7	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante rari elementi di ghiaia e granuli sabbiosi	A7-6
	30,0÷30,5	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante rari noduli calcarei	A7-6
	32,6÷33,1	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante rari noduli calcarei	A7-6
	34,9÷35,4	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante rari noduli calcarei	A7-6
	42,2÷42,7	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante rari noduli calcarei	A7-6
SIG 2	24,55÷25,0	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante rari elementi di ghiaia e granuli sabbiosi	A7-6
SIG 3	14,4÷15,0	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante numerose concrezioni calcaree	A7-6
	18,5÷18,9	Argilla debolmente limosa nocciola con striature nerastre inglobante numerose concrezioni calcaree	A7-5
	20,2÷20,6	Argilla debolmente limosa nocciola con punti nerastri inglobante concrezioni calcaree	A7-6
	24,0÷24,6	Argilla limosa sabbiosa nocciola	A6
	32,0÷32,6	Argilla limosa nocciola inglobante granuli sabbiosi	A7-6
SIG 4	40,0÷40,5	Argilla limosa sabbiosa nocciola inglobante rare concrezioni calcaree	A6
	42,3÷42,6	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante piccoli noduli calcarei e punti nerastri	A7-6
	14,2÷14,8	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante numerosi piccoli noduli calcarei	A7-6
	17,0÷17,6	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante numerosi piccoli noduli calcarei	A7-6
	11,0÷11,2	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante rari piccoli noduli calcarei e punti nerastri	A7-6
SMC 3	23,3÷23,5	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante rari piccoli noduli calcarei e punti nerastri	A7-6
SMC 4	15,2÷15,4	Argilla limosa sabbiosa nocciola	A6
SMC 5	6,0÷6,3	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante elementi di ghiaia e granuli sabbiosi	A7-6
	14,5÷14,7	Argilla debolmente limosa nocciola con striature nerastre	A7-6
	17,0÷17,2	Argilla debolmente limosa nocciola con striature nerastre	A7-6
	5,5÷5,7	Argilla debolmente limosa marron con striature nerastre, inglobante elementi di ghiaia e granuli sabbiosi	A7-6
	17,5÷17,8	Argilla limosa sabbiosa nocciola con rare striature nerastre	A7-6
T 16	0,0÷1,5	Argilla limosa sabbiosa nocciola inglobante rari elementi di ghiaia	A6
T 17	0,5÷2,0	Argilla limosa sabbiosa nocciola	A6
T 18	0,5÷0,9	Argilla limosa sabbiosa nocciola	A6
T 20	0,1÷1,0	Argilla limosa con sabbiosa nocciola inglobante rari elementi di ghiaia	A6
T 22	0,5÷2,5	Argilla debolmente limosa nocciola con rari granuli sabbiosi	A7-6
T 25	0,0÷2,0	Argilla limosa sabbiosa nocciola	A6
T 27	0,0÷1,4	Argilla limosa sabbiosa ghiaiosa nocciola	A6
T 32	0,0÷1,2	Argilla limosa sabbiosa nocciola	A7-6
T 34	0,5÷1,5	Argilla limosa sabbiosa ghiaiosa nocciola	A7-6
T 36	0,0÷1,3	Argilla limosa mista a ghiaia e sabbia nocciola	A6
T 40	0,5÷1,5	Argilla limosa sabbiosa nocciola inglobante elementi di ghiaia	A7-6
T 43	1,7÷2,5	Argilla limosa debolmente sabbiosa nocciola	A7-6
T 41	0,0÷2,0	Argilla limosa mista a ghiaia e sabbia nocciola	A7-6
T 47	1,8÷2,2	Argilla limosa debolmente sabbiosa nocciola	A7-6
T 52	0,7÷1,0	Argilla limosa sabbiosa nocciola inglobante rari elementi di ghiaia	A6
T 57	0,6÷1,0	Argilla con sabbia limosa nocciola	A6
T 65	1,2÷2,0	Argilla limosa sabbiosa ghiaiosa nocciola	A7-6
T 68	1,4÷2,0	Argilla con sabbia limosa nocciola	A6
T 70	0,0÷2,0	Argilla limosa sabbiosa ghiaiosa nocciola	A6
T 73	0,0÷2,0	Argilla limosa sabbiosa ghiaiosa nocciola	A7-6

4.3.1 Correlazioni geotecniche

4.3.1.1 Resistenza al taglio non drenata

La coesione non drenata C_u può essere stimata, in funzione della resistenza dinamica N_{SPT} misurata in foro di sondaggio q_u ($C_u = q_u/2$), secondo quanto proposto nel manuale del NAV-FAC 7.1 Soil Mechanics (1982) come riportato nel grafico seguente.

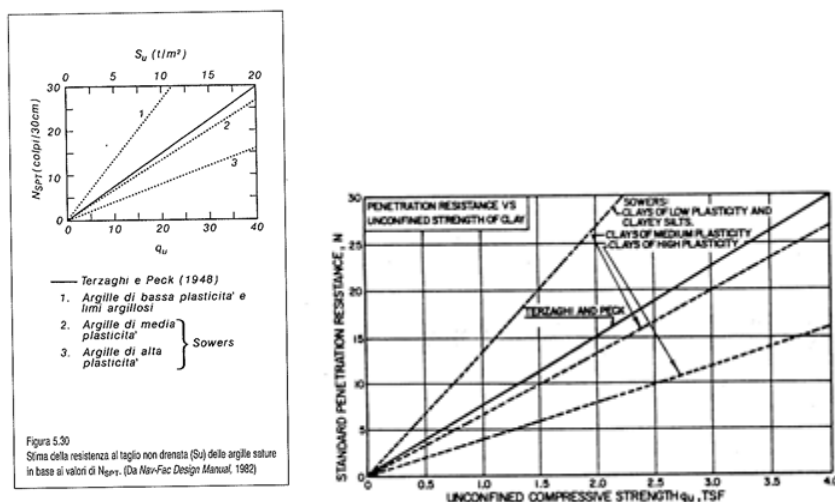


Figura 14 - Resistenza a compressione semplice e N_{sp} (Nav-Fac D.M. 7.1 1982)

$$c_u (kPa) = A \times N_{SPT}$$

con $A=6$ per argille di media plasticità.

La coesione non drenata C_u è stata stimata anche con prove di laboratorio di compressione con espansione laterale libera eseguite su seguenti campioni indisturbati.

Tabella 4 - Risultati delle prove di compressione sui campioni appartenenti al U.G.2B

Perforazione n.	Profondità da P.C.	Descrizione	C_u (kPa)	q_u (kPa)
SIG 1	18,2÷18,7	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante rari elementi di ghiaia e granuli sabbiosi	175	350
	32,6÷33,1	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante rari noduli calcarei	248	497
SIG 2	24,55÷25,0	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante rari elementi di ghiaia e granuli sabbiosi	298,81	597,62
SIG 3	14,4÷15,0	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante numerose concrezioni calcaree	295,85	591,7
	32,0÷32,6	Argilla limosa nocciola inglobante granuli sabbiosi	262,22	524,44
SIG 4	14,2÷14,8	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante numerosi piccoli noduli calcarei	80,74	161,48

I valori ricavati dalla correlazione dei dati delle prove penetrometriche ed i risultati delle prove di laboratorio sono rappresentati in Figura 15.

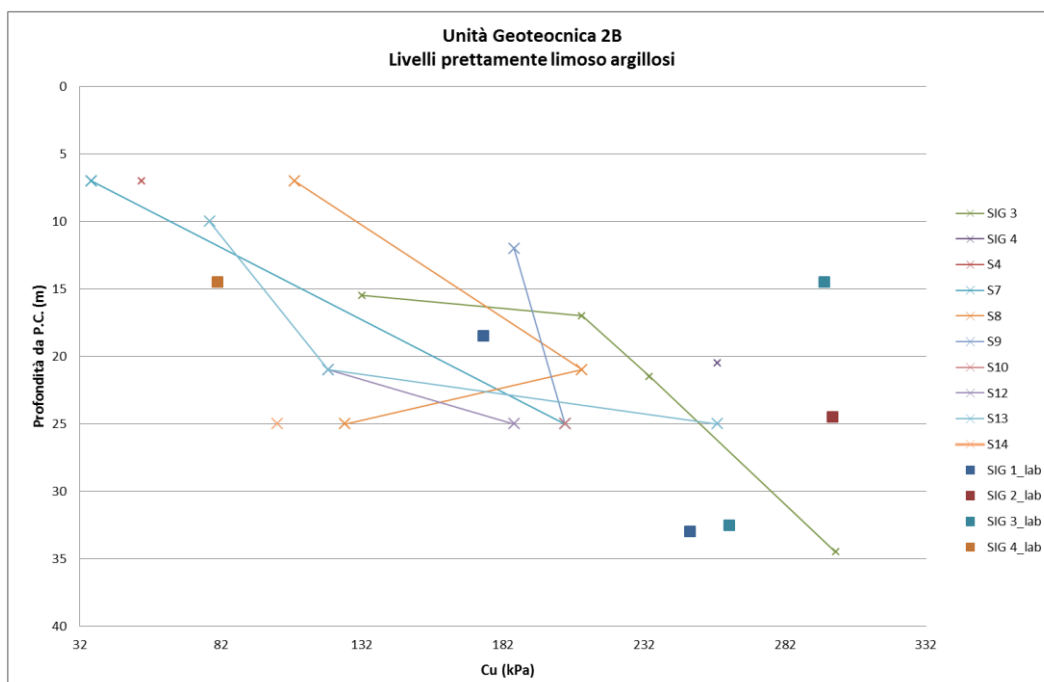


Figura 15 - Coesione non drenata al variare della profondità da prove SPT e prove di compressione per l'Unità Geotecnica 2B

4.3.1.2 Parametri di deformabilità

I parametri di deformabilità dell'U.G.2A possono essere stimati sulla base dei risultati delle prove edometriche di laboratorio riportati in Tabella 5.

Tabella 5 - Risultati delle prove edometriche sui campioni appartenenti al U.G.2B

Perforazione n.	Profondità da P.C.	Descrizione	M (MPa)	Cc
SIG 1	18,2÷18,7	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante rari elementi di ghiaia e granuli sabbiosi	6.5	0,249
	32,6÷33,1	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante rari noduli calcarei	11.7	0,199
SIG 2	24,55÷25,0	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante rari elementi di ghiaia e granuli sabbiosi	13.5	0,243
SIG 3	18,5÷18,9	Argilla debolmente limosa nocciola con striature nerastre inglobante numerose concrezioni calcaree	17.3	0,322
	40,0÷40,5	Argilla limosa sabbiosa nocciola inglobante rare concrezioni calcaree	14.0	0,213
SIG 4	14,2÷14,8	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante numerosi piccoli noduli calcarei	6.0	0,269
S2	30,4÷31,0	Limo con argilla debolmente sabbioso	13.5	0,279
S3	17,8÷18,4	Limo con argilla debolmente sabbioso	7.0	0,306
S 4	32,5÷33,0	Limo con argilla sabbioso	16.5	0,129
S7	6,0÷6,6	Limo con argilla debolmente sabbioso	3.5	0,292
	15,0÷15,6	Limo con argilla sabbioso	9.0	0,216
	20,4÷21,0	Limo con argilla sabbioso	7.8	0,326
S8	16,8÷17,4	Limo argilloso sabbioso	6.0	0,239
S13	8,4÷9,0	Limo con argilla sabbioso	5.0	0,276
	23,0÷23,5	Limo con ghiaia sabbioso argilloso	8.3	0,269
S 14	23,3÷23,9	Limo con argilla sabbioso	20.0	0,299
S16	13,0÷13,5	Limo con argilla sabbioso	6.3	0,256
	23,0÷23,5	Limo con sabbia argilloso	7.8	0,246

Il modulo confinato M può essere determinato con le correlazioni proposte da Stroud et Butler nel 1975, per depositi coesivi di origine glaciale con presenza di inclusioni di ghiaia e ciottoli:

$$M(MPa) = f \times N_{SPT}$$

con f pari a 0,6 nel caso di terreni limosi.

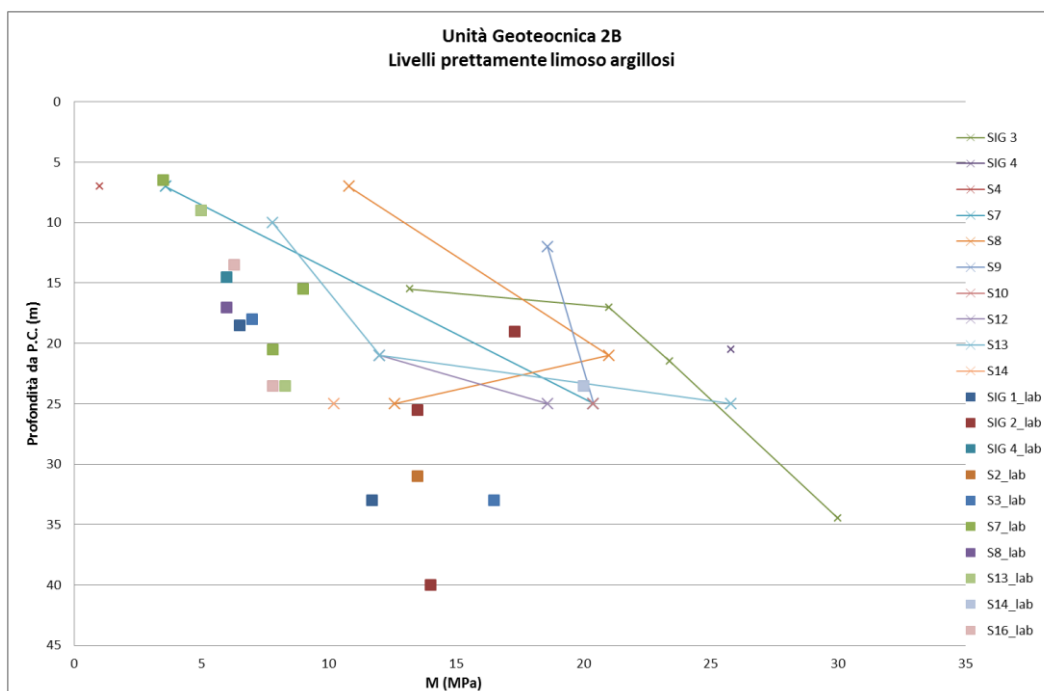


Figura 16 - Modulo di deformazione da prove SPT e prove edometriche per l'Unità Geotecnica 2B

4.3.2 Prove dinamiche di laboratorio

Sui campioni indisturbati di natura coesiva appartenenti all'Unità Geotecnica 2B sono state condotte prove di laboratorio dinamiche.

4.3.2.1 Prove di colonna risonante (RC)

La prova di colonna risonante misura i parametri dinamici del terreno a livelli deformativi medio-bassi ($\gamma < 10^{-1}\%$).

Il rapporto di smorzamento in funzione della deformazione di taglio è riportato in Figura 17.

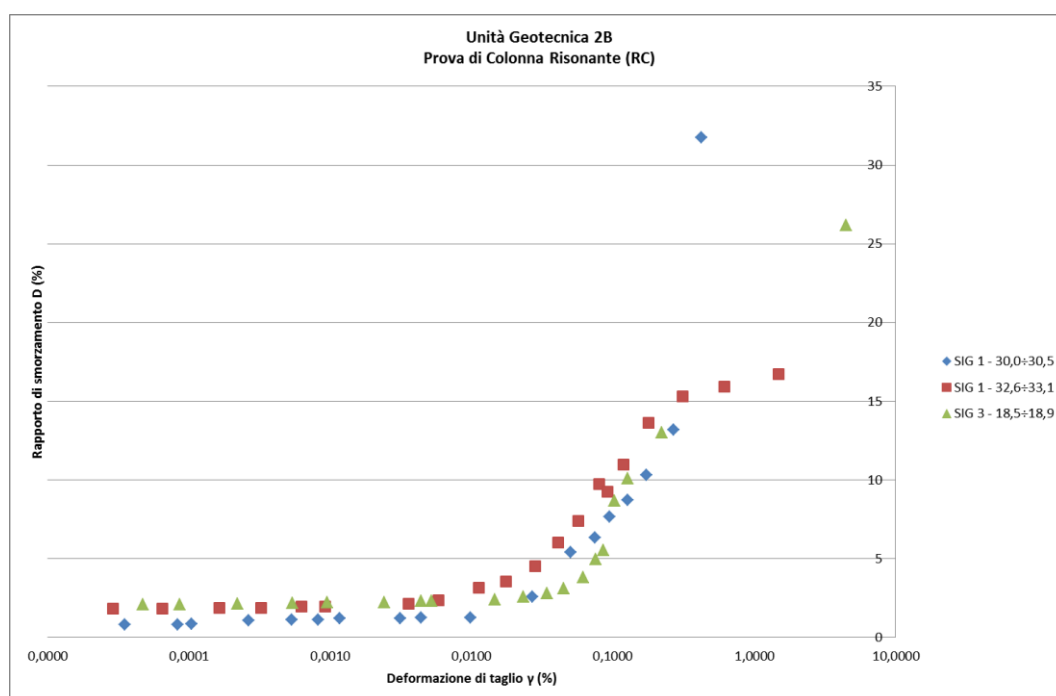


Figura 17 - Risultati delle prove di colonna risonante su campioni indisturbati appartenenti all'Unità Geotecnica 2B

Dalle prove di colonna risonante si possono ricavare anche i valori di velocità di propagazione delle onde di taglio in relazione della frequenza fondamentale, i valori di V_s sono riportati nella Figura 11.

Tabella 6 - Valori di rigidezza e velocità di propagazione delle onde di taglio da prove di colonna risonante

Perforazione n.	Profondità da P.C.	Descrizione	G_0 (MPa)	V_s (m/s)
SIG 1	30,0÷30,5	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante rari noduli calcarei	74	193
	32,6÷33,1	Argilla debolmente limosa nocciola inglobante rari noduli calcarei	105	230
SIG 3	18,5÷18,9	Argilla debolmente limosa nocciola con striature nerastre inglobante numerose concrezioni calcaree	76,5	203

4.3.2.2 Prova triassiale ciclica (TXC)

Le prove triassiali cicliche sono state condotte per caratterizzare in campo dinamico il comportamento del terreno ad alti livelli deformativi.

I risultati delle prove, eseguite su due campioni indisturbati, sono riportati nella seguente Figura 18.

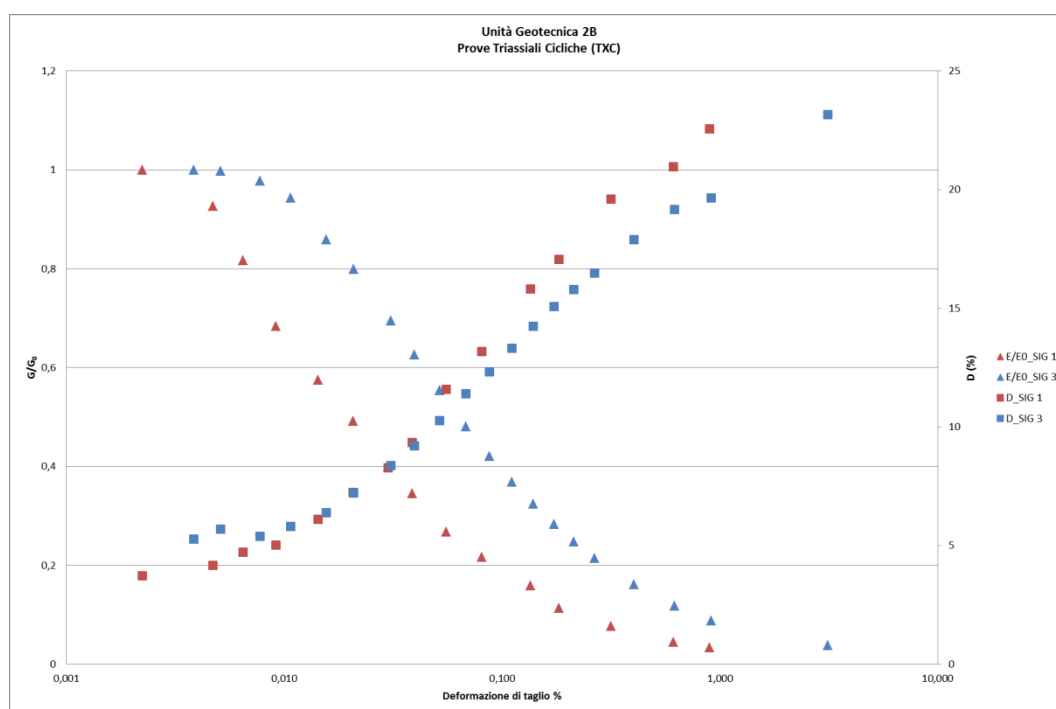


Figura 18 - Risultati delle prove triassiali cicliche su provini dell'Unità Geotecnica 2B

4.4 MODELLO GEOTECNICO E PARAMETRI CARATTERISTICI

Sulla base dei risultati delle prove in sito e in laboratorio delle campagne d'indagini geognostiche condotte nel corso del tempo si riportano nella seguente Tabella 7 i parametri caratteristici del terreno di fondazione dell'area in oggetto.

Per quanto riguarda l'unità di Modena U.G.1 i valori sono stati valutati cautelativamente con riferimento a valori N_{SPT} a rifiuto.

Tabella 7 - Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità delle unità geotecniche di progetto

		U.G.	γ/γ'	Φ'_k	c'_k	c_u	E	M	C_c
				(°)	(kPa)	(kPa)	(MPa)	(MPa)	
Unità di Modena	Ghiaie e Sabbie	1	20/10	38	0	0	70	-	-
Sistema di Ravenna	Ghiaie e Sabbie in abbondante matrice limosa/argillosa	2a	20/10	36	0	0	40÷70*	-	-
	Livelli prettamente limoso argillosi	2b	19/9	25	10/20	90	-	5÷15*	0.2÷0.3

*Valori crescenti con la profondità

dove:

- γ = peso di volume del terreno;
- γ' = peso di volume del terreno immerso;
- Φ'_k = valore caratteristico angolo di resistenza al taglio del terreno;
- c'_k = valore caratteristico coesione del terreno in termini di tensioni efficaci;
- c_{uk} = valore caratteristico coesione non drenata;
- E = Modulo di deformabilità elastico di Young;
- M = modulo edometrico dei terreni argillosi
- C_c = indice di compressibilità delle terreni coesivi

Come descritto negli elaborati grafici di progetto (BAG2_03GEO_D_PR_01_B, BAG2_03GEO_D_PR_02_B e BAG2_03GEO_D_PR_03_B, BAG2_01GEO_D_PR_04_A, BAG2_01GEO_D_PR_05_A, BAG2_01GEO_D_PR_06_A, BAG2_01GEO_D_PR_07_A, BAG2_01GEO_D_PR_08_A e BAG2_01GEO_D_PR_09_A) il modello geotecnico del terreno è stato definito in dettaglio in corrispondenza delle opere da realizzare (sia manufatti che rilevati).

In Figura 19 si riporta la pianta delle opere con indicati i profili geotecnici di riferimento.

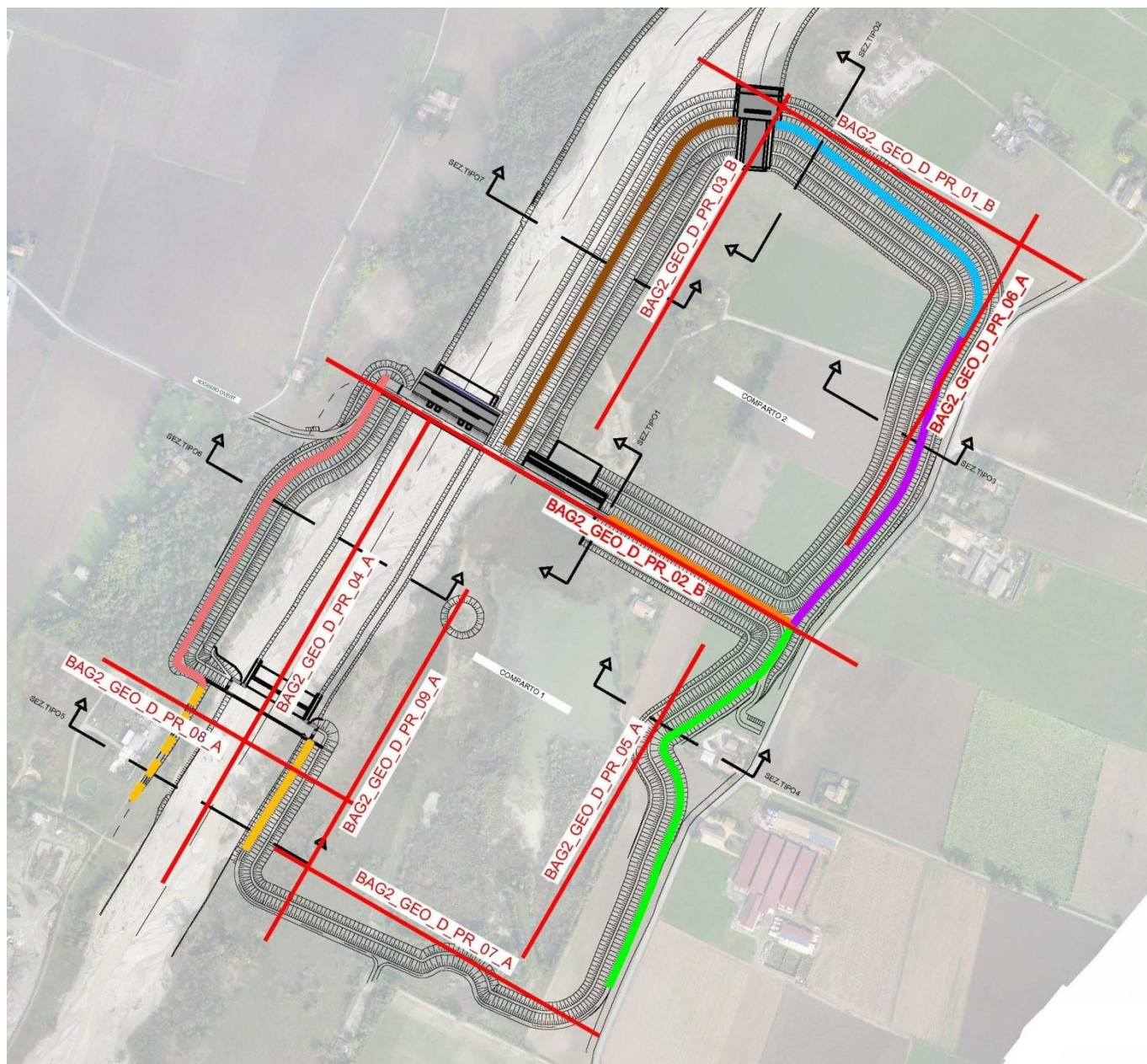


Figura 19 – Planimetria schematica dei profili geotecnici e dei manufatti

Profilo BAG2_01GEO_D_PR_01_B

Modello geotecnico valido per le seguenti opere:

- Argine di valle comparto 2 (sezione tipo 2)
- Manufatto C

Tabella 8 – Modello geotecnico Argine di valle comparto 2 e Manufatto C

P.C. medio +132,50		
Profondità in m da P.C.	Unità Geotecnica	
0,0 ÷ 5,5	UG1	
5,5 ÷ 8,0	UG2a	
8,0 ÷ 9,5	UG2b	
9,5 ÷ 19,5	UG2a	
19,5 ÷ 24,0	UG2b	
24,0 ÷ 29,0	UG2a	
29,0 ÷ 36,5	UG2b	
36,5 ÷ 41,5	UG2a	

Profilo BAG2_01GEO_D_PR_02_B

Modello geotecnico valido per le seguenti opere:

- Argine divisione dei due comparti (sezione tipo 1)
- Manufatti A e B

Tabella 9 – Modello geotecnico per arginature di separazione dei due comparti (tipo 1)

P.C. medio +139,50		
Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica
0	÷ 6,0	UG1/UG2a
6,0	÷ 8,0	UG2a
8,0	÷ 9,0	UG2b
9,0	÷ 17,5	UG2a
17,5	÷ 27,0	UG2b
27,0	÷ 40,0	UG2a

Tabella 10 – Modello geotecnico per manufatto A e B

P.C. medio +136,50		
Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica
0	÷ 3,0	UG1
3,0	÷ 5,5	UG2b
5,5	÷ 16,5	UG2a
16,5	÷ 25,0	UG2b
25,0	÷ 40,0	UG2a

Profilo BAG2_01GEO_D_PR_06_A

Modello geotecnico valido per le seguenti opere:

- Argine est comparto 2 (sezione tipo 3)

Tabella 11 – Modello geotecnico per Argine est comparto 2 (sezione tipo 3)

P.C. variabile da +139,0 a +134,5		
Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica
0,0	÷ 1,5	UG2b
1,5	÷ 9,5	UG2a
9,5	÷ 11,0	UG2b
11,0	÷ 21,0	UG2a
21,0	÷ 23,0	UG2b
23,0	÷ 39,0	UG2a

Profilo BAG2_01GEO_D_PR_05_A

Modello geotecnico valido per le seguenti opere:

- Argine est comparto 1 (sezione tipo 4)

Tabella 12 – Modello geotecnico per Argine est comparto 1 (sezione tipo 4)

P.C. variabile da +143,5 a +138,5		
Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica
0,0	÷ 6,0	UG2a
6,0	÷ 7,0	UG2b
7,0	÷ 18,0	UG2a
18,0	÷ 30,0	UG2b
30,0	÷ 35,5	UG2a
35,5	÷ 47,0	UG2b
47,0	÷ 50,0	UG2a

Profilo BAG2_01GEO_D_PR_04_A

Modello geotecnico valido per le seguenti opere:

- Argine ovest comparto 1 (sezione tipo 6)
- Argini a monte briglia (sezione tipo 5)

Tabella 13 – Modello geotecnico per Argine ovest comparto 1 (sezione tipo 6)

P.C. variabile da +142,0 a +137,0			
Profondità in m da P.C.			Unità Geotecnica
0,0	÷	5,5	UG1
5,5	÷	8,0	UG2b
8,0	÷	18,5	UG2a
18,5	÷	29,5	UG2b
29,5	÷	40,0	UG2a

Tabella 14 – Modello geotecnico Argini a monte briglia (sezione tipo 5)

P.C. variabile da +146,5 a +142,0			
Profondità in m da P.C.			Unità Geotecnica
0,0	÷	2,5	UG1
2,5	÷	10,5	UG2a
10,5	÷	21,0	UG2b
21,0	÷	40,0	UG2a

Profilo BAG2_01GEO_D_PR_08_A

Modello geotecnico valido per le seguenti opere:

- Briglia di monte

Tabella 15 – Modello geotecnico per briglia di monte

P.C. medio +142,5			
Profondità in m da P.C.			Unità Geotecnica
0,0	÷	2,5	UG1
2,5	÷	11,0	UG2a
11,0	÷	25,0	UG2b
25,0	÷	34,0	UG2a
34,0	÷	35,0	UG2b
35,0	÷	39,5	UG2a

Profilo BAG2_01GEO_D_PR_03_B

Modello geotecnico valido per le seguenti opere:

- Argine ovest comparto 2 (sezione tipo 7)

Tabella 16 – Modello geotecnico Argine ovest comparto 2 (sezione tipo 7)

P.C. variabile da +140,0 a +132,5			
Profondità in m da P.C.			Unità Geotecnica
0,0	÷ 5,5		UG1
5,5	÷ 8,0		UG2a
8,0	÷ 9,5		UG2b
9,5	÷ 19,5		UG2a
19,5	÷ 37,0		UG2b
37,0	÷ 45,0		UG2a

Profilo BAG2_01GEO_D_PR_09_A

Modello geotecnico valido per le seguenti opere:

- Fronte scavo lato sud

Tabella 17 – Modello geotecnico fronte scavo lato sud

P.C. variabile da +147,2 a +142,3			
Profondità in m da P.C.			Unità Geotecnica
0,0	÷ 5,5		UG1
5,5	÷ 13,5		UG2a
13,5	÷ 24,5		UG2b
24,5	÷ 30,5		UG2a
30,5	÷ 45,0		UG2b

5 MODALITÀ COSTRUTTIVE RILEVATI

I rilevati arginali verranno realizzati con materiali provenienti dagli scavi opportunamente selezionati e miscelati utilizzando i terreni dell'unità geotecnica UG2A (A6 e A7-6) e dell'unità geotecnica UG2B (A2-6 e A2-7).

La maggior parte del materiale proviene da scavi sotto falda o prossimi alla falda con elevati tenori di umidità. Sarà perciò necessario uno stoccaggio provvisorio per far perdere umidità e raggiungere le condizioni ottimali per il costipamento.

In questa fase si possono creare cumuli di materiale UG2A e UG2B accostati e che nella fase successiva di prelievo potranno essere mescolati. Si tratta di una procedura utilizzata per la costruzione e il rinforzo di argini lungo il Po e affluenti con materiale provenienti da cave.

I materiali impiegati per la costruzione delle nuove arginature, ottenuti mescolando l'80% del materiale UG2A e il 20% di materiale UG2B (vedi fuso granulometrico in Figura 20), dovranno avere le seguenti caratteristiche:

- percentuale di passante al vaglio n.200 maggiore del 35%;
- indice di plasticità inferiore a 25;
- grado di costipamento: 95% del peso di volume secco $\gamma_{d,max}$ ottenuto nella prova Proctor Standard a contenuto d'acqua $w=w_{opt}\pm 2\%$;
- stesa e compattazione in strati di spessore non superiore a 30 cm: modulo di deformazione M_E con piastra da 30cm nell'intervallo 0.15÷0.25MPa maggiore di 25MPa.

Per quanto riguarda i parametri geotecnici del rilevato realizzato con tali materiali si possono assumere le seguenti:

- angolo di resistenza al taglio $\phi'=27^\circ$;
- coesione efficace $c'=10$ kPa;
- permeabilità $k\leq 1\times 10^{-8}$ m/s, misurata in laboratorio con fustella Proctor ($\gamma_{d,max}$ e w_{opt}).

Nella stima dei parametri di resistenza al taglio non si è tenuto conto delle condizioni di parziale saturazione dei materiali e dell'effetto della "suzione", che comporta un incremento della coesione "apparente" e una riduzione della permeabilità.

Per quanto riguarda i terreni ghiaiosi più permeabili appartenenti all'unità geotecnica UG1 utilizzate per la realizzazione della sotto banca a campagna le caratteristiche sono le seguenti:

- Gruppo A1 – A2 (UNI 11531-1);
- grado di costipamento: 95% del peso di volume secco $\gamma_{d,max}$ ottenuto nella prova di compattazione Proctor Standard a contenuto d'acqua $w=w_{opt}\pm 2\%$;

- stesa e compattazione in strati di spessore non superiore a 30 cm: modulo di deformazione M_E con piastra da 30cm nell'intervallo 0.15÷0.25MPa maggiore di 30MPa.

Per quanto riguarda le caratteristiche geotecniche del rilevato realizzato con tali materiali si possono assumere le seguenti:

- angolo di resistenza al taglio $\phi'=38^\circ$
- coesione efficace $c'=0$ kPa
- permeabilità $k \geq 1 \times 10^{-3}$ m/s, misurata in laboratorio con fustella Proctor ($\gamma_{d,max}$ e w_{opt}).

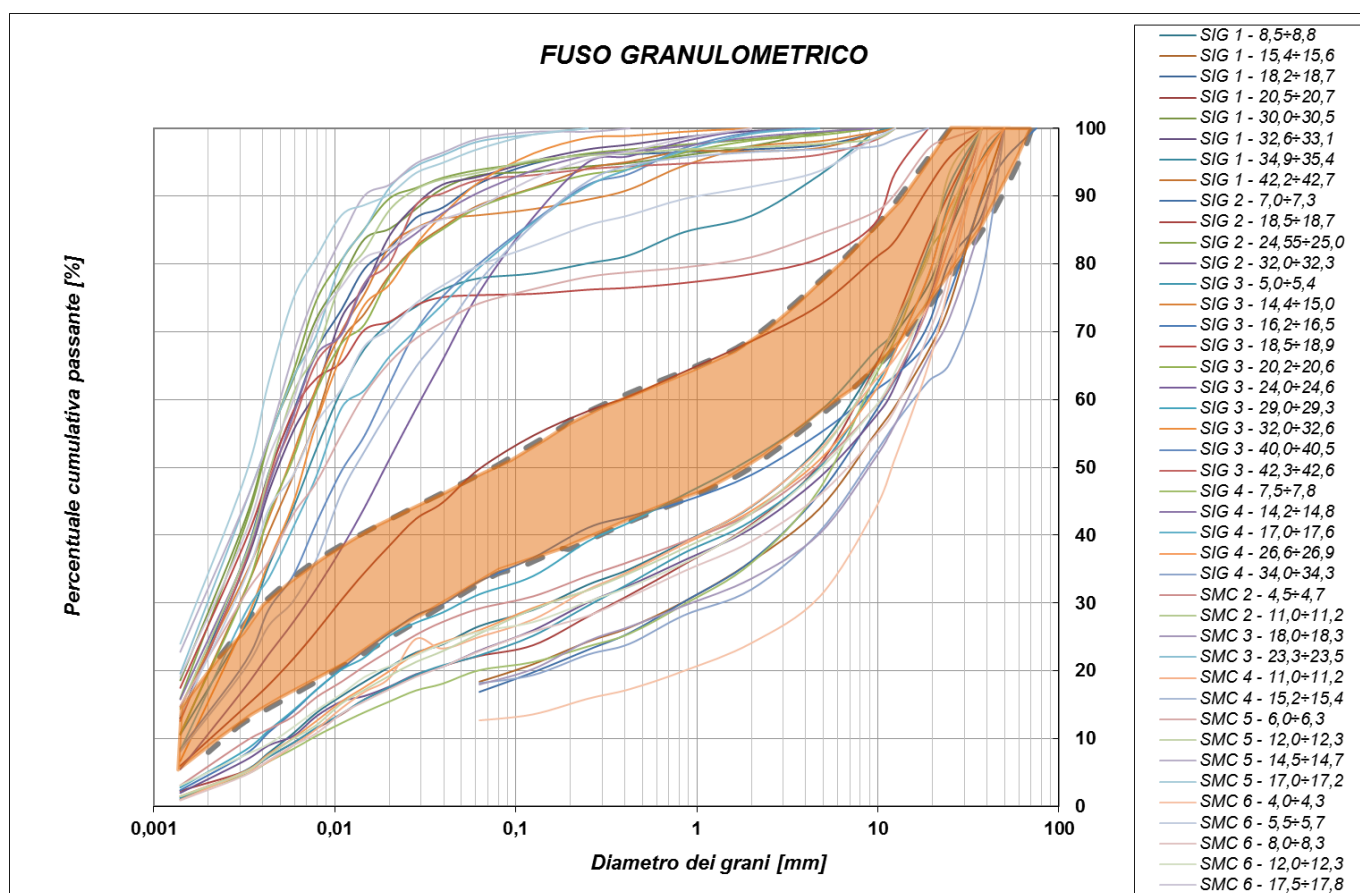


Figura 20 - Fuso granulometrico 80% UG2A + 20% UG2B

I rilevati arginali dovranno essere preferibilmente realizzati prima dei manufatti in calcestruzzo.

6 MONITORAGGIO

6.1 RILEVATI ARGINALI

Per i nuovi rilevati arginali dovrà essere previsto un monitoraggio in fase di costruzione, in fase di collaudo ed in esercizio delle seguenti sezioni tipo (vedi BAG2_10ARG_D_ST_01_A e BAG2_10ARG_D_ST_02_A):

- Sezione tipo 1, intermedia (tra compartimento 1 e compartimento 2) - Figura 21;
- Sezione tipo 2, valle (tra compartimento 2 e campagna) - Figura 22;
- Sezione tipo 3, tra comparto 2 e campagna (EST) - Figura 23;
- Sezione tipo 7, tra alveo (OVEST) e comparto 2 - Figura 24.

6.1.1 In corso di costruzione

- Assestimetri superficiali;
- Assestimetri profondi;
- Tubi inclinometrici;
- Controllo caposaldi.

6.1.2 In fase di collaudo

- Piezometri Casagrande;
- Tubi inclinometrici.

6.1.3 In esercizio

- Piezometri Casagrande;
- Controllo caposaldi.

6.2 MANUFATTI

Per i manufatti A, B e C dovrà essere previsto un monitoraggio in corso di costruzione e nel successivo esercizio dell'impianto, si prevede l'installazione di almeno n.2 piezometri per singolo manufatto per monitorare le sottospinte per il controllo del comportamento dello sbarramento.

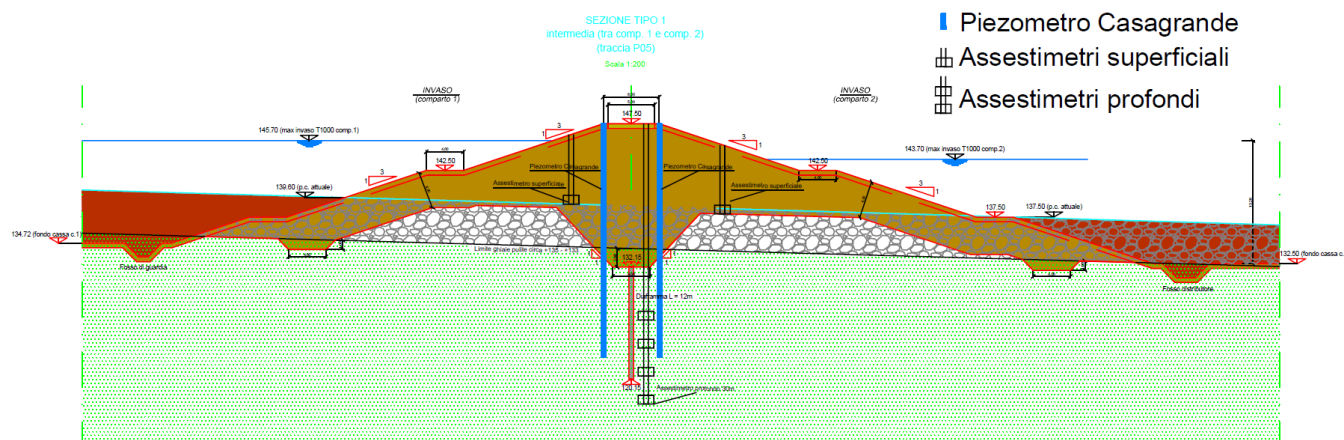


Figura 21 - Schema d'ubicazione della strumentazione per il monitoraggio (Sezione tipo 1)

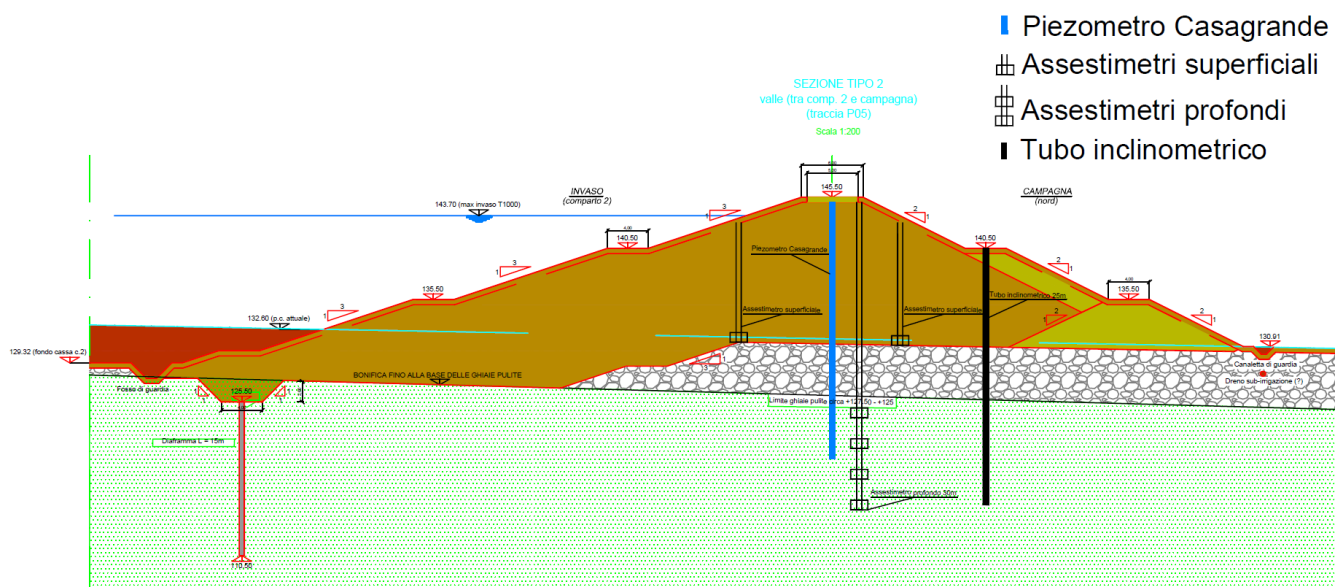


Figura 22 - Schema d'ubicazione della strumentazione per il monitoraggio (Sezione tipo 2)

- Piezometro Casagrande
- ▤ Assestimetri superficiali
- ▤ Assestimetri profondi
- Tubo inclinometrico

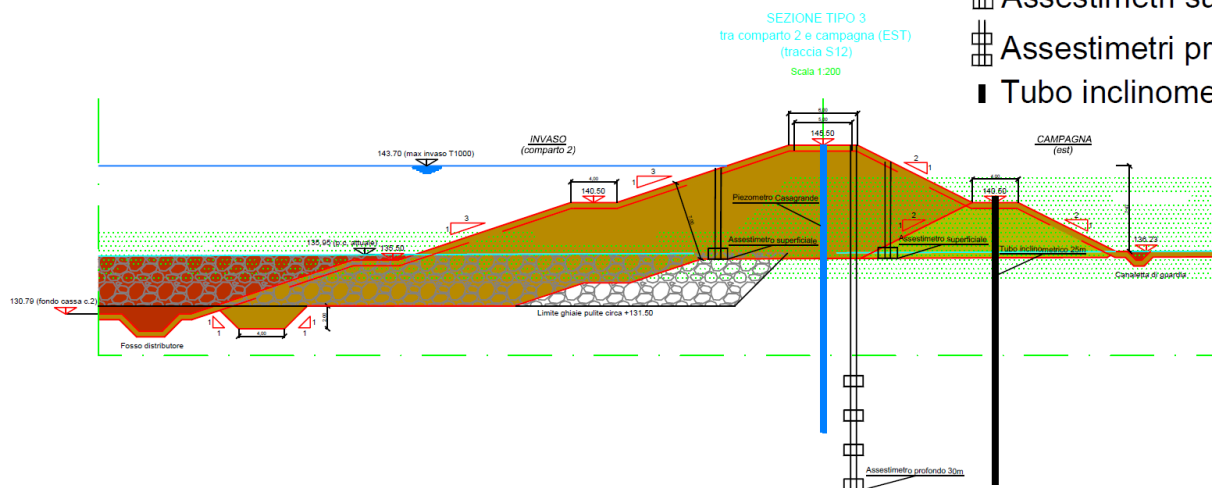


Figura 23 - Schema d'ubicazione della strumentazione per il monitoraggio (Sezione tipo 3)

- Piezometro Casagrande
- ▤ Assestimetri superficiali
- ▤ Assestimetri profondi
- Tubo inclinometrico

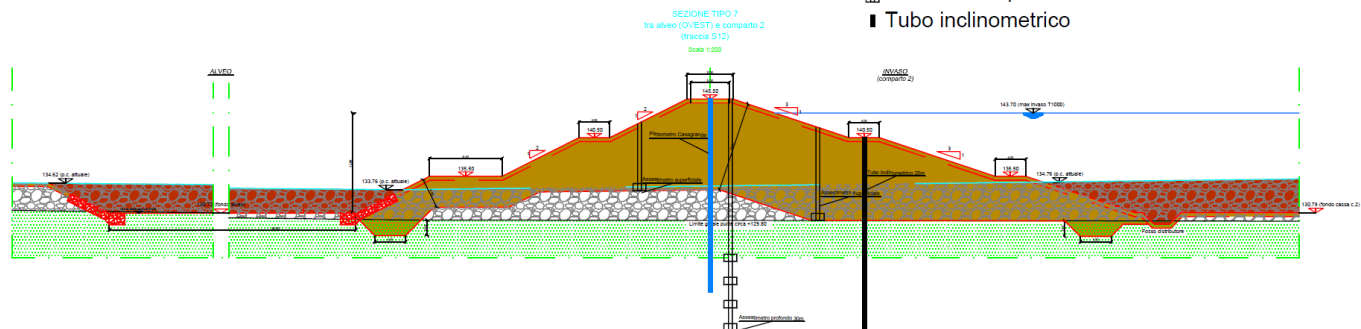


Figura 24 - Schema d'ubicazione della strumentazione per il monitoraggio (Sezione tipo 7)

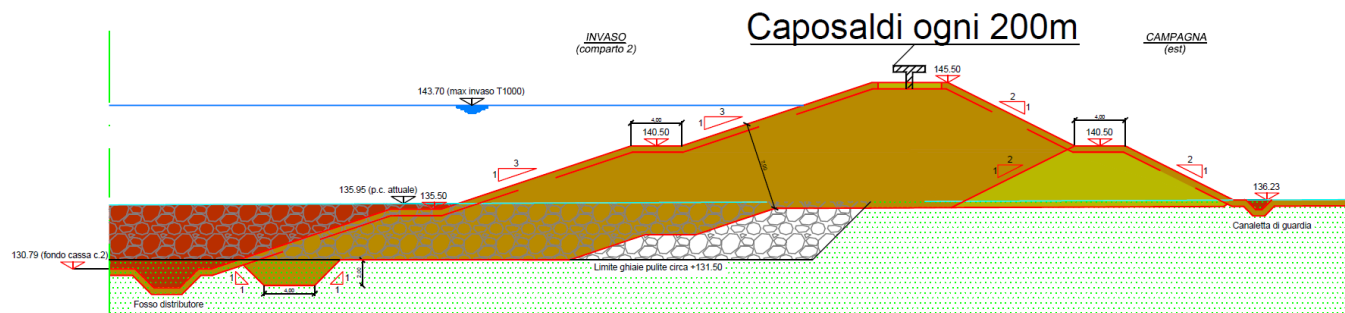


Figura 25 - Schema d'ubicazione dei caposaldi per il monitoraggio topografico

7 VERIFICHE DI SICUREZZA DEI RILEVATI

7.1 VERIFICHE FILTRAZIONE E SIFONAMENTO

7.1.1 Gradiente idraulico e percorsi di filtrazione

Le verifiche di filtrazione dei rilevati arginali sono state svolte con il codice di calcolo Slide (ver. 7.025) della Rocscience.

I parametri caratteristici di permeabilità dei terreni di fondazione e del corpo arginale sono stati determinati sulla base di quanto riportato nella "Relazione idrogeologica" BAG2_03GEO_R_RE03_A e in base a quanto riportato nel paragrafo 5 per quanto riguarda i rilevati:

Tabella 18 - Parametri caratteristici della permeabilità del terreno di fondazione e del corpo arginale

		U.G.	k_s	
			(m/s)	
Unità di Modena	Ghiaie e Sabbie	1	10^{-3}	
Sistema di Ravenna	Ghiaie e Sabbie in abbondante matrice limosa/argillosa	2A	10^{-5}	Media $4 \cdot 10^{-6}$
	Livelli prettamente limoso argillosi	2B	10^{-7}	
Corpo arginale	A6 – A7-6		10^{-7}	
	A1		10^{-3}	
Diaframma di tenuta in jet grouting			10^{-8}	

Le verifiche sono state condotte per le cinque sezioni più gravose sezione tipo 1, 2, 3A, 6 e 7A (vedi Figura 26). Ad eccezione delle sezioni tipo 6 e 3A è previsto anche il diaframma di tenuta idraulica. Le verifiche sono state condotte sulla base delle seguenti ipotesi:

- condizioni di moto stazionario;
- quota di massimo invaso vasca corrispondente a $T_r = 1000$ anni (+145.7 comparto 1 e +143.7 comparto 2);
- falda lato valle assunta cautelativamente pari alla quota del p.c.;
- per quanto riguarda i terreni di fondazione sono state fatte due ipotesi, nella prima si sono considerate le differenti caratteristiche di permeabilità dei terreni di fondazione appartenenti all'UG. 2a e 2b, mentre nella seconda si è considerata una permeabilità media indicata in Tabella 18, per tenere conto delle variabilità stratigrafiche rilevate.

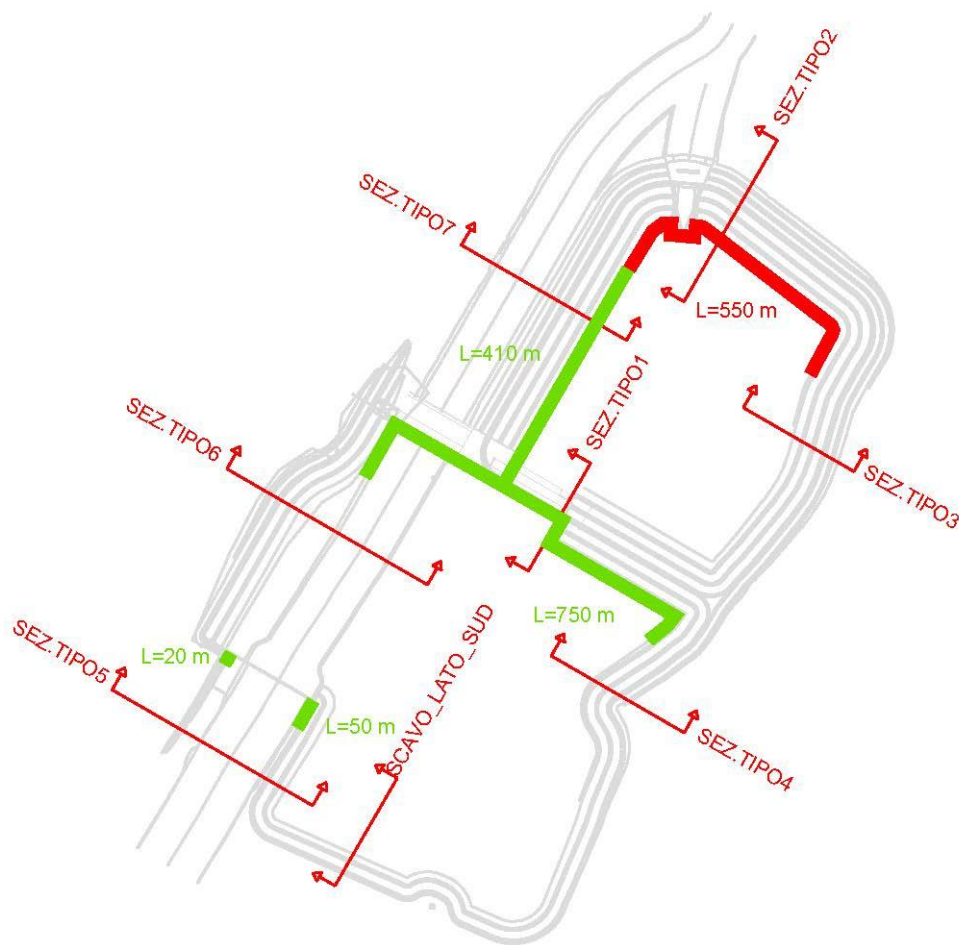


Figura 26 – Planimetria con indicate le sezioni tipo utilizzate per le verifiche

Le verifiche nei confronti del pericolo di sifonamento sono state innanzitutto condotte verificando che il rapporto tra gradiente critico i_c , assunto pari a 1 circa, ed il gradiente idraulico massimo in uscita i_e sia superiore a 2.

Le verifiche sono state condotte per le sezioni più significative (1, 2, 3A, 6 e 7A).

7.1.1.1 Sezione tipo 1

7.1.1.1.1 Ipotesi 1: UG2A e UG2B differenziate

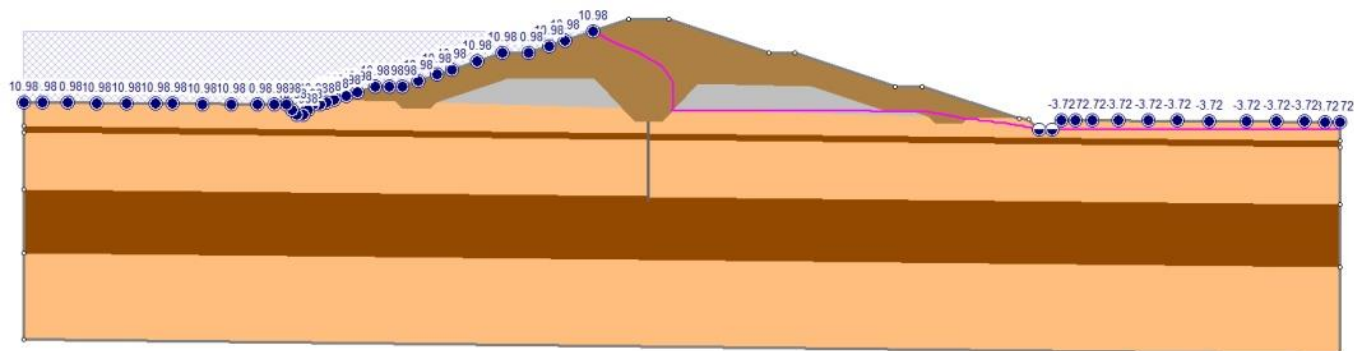


Figura 27 - Modello di filtrazione multistrato sezione tipo 1

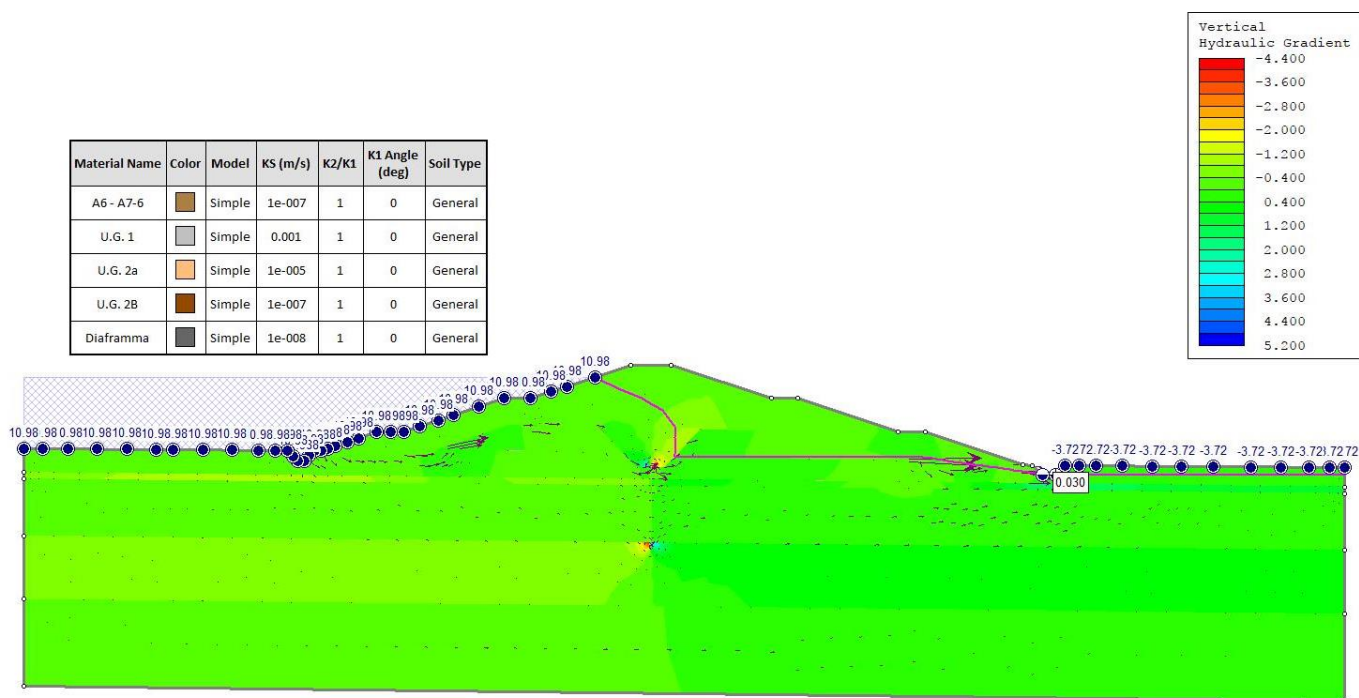


Figura 28 - Andamento del gradiente idraulico verticale per modello multistrato sezione tipo 1

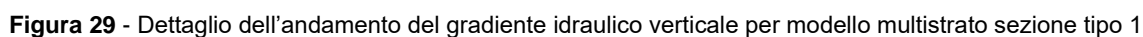


Figura 30 - Modello di filtrazione terreno omogeneo sezione tipo 1

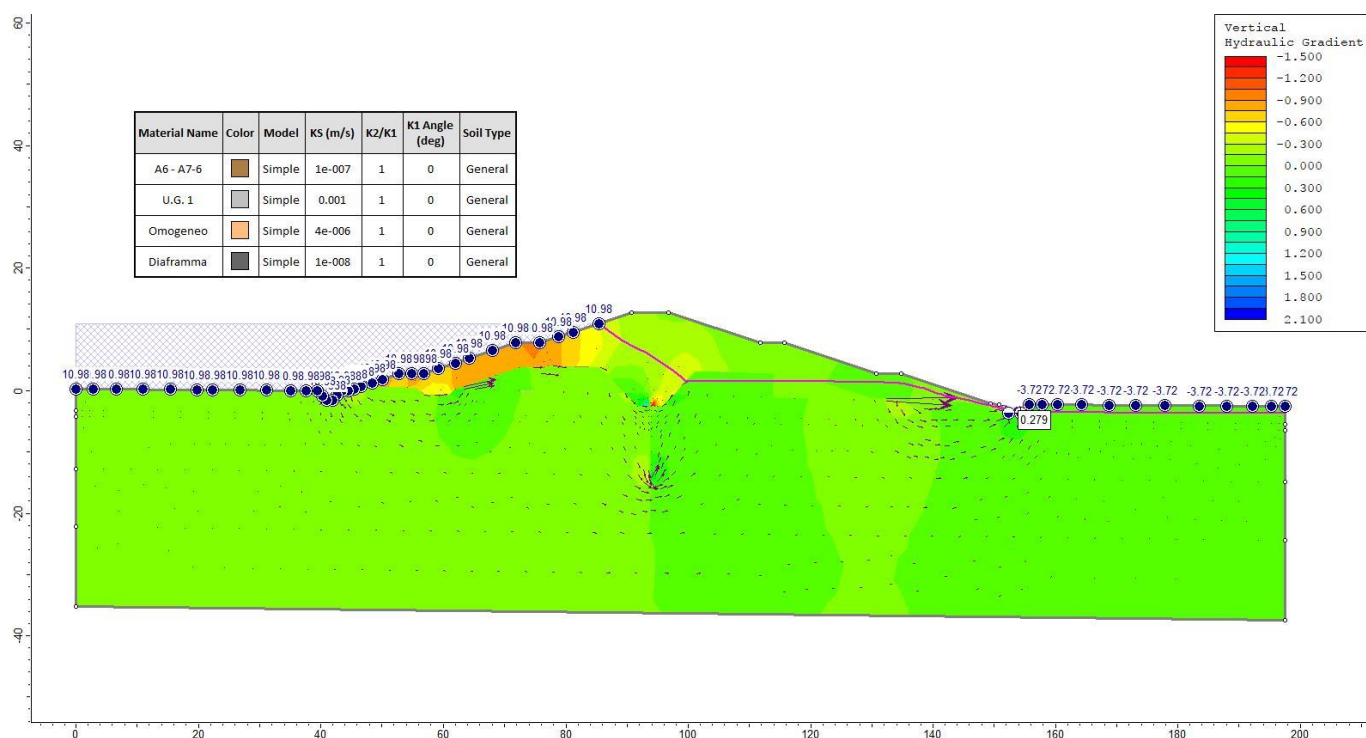


Figura 31 - Andamento del gradiente idraulico verticale per modello con terreno omogeneo sezione tipo 1

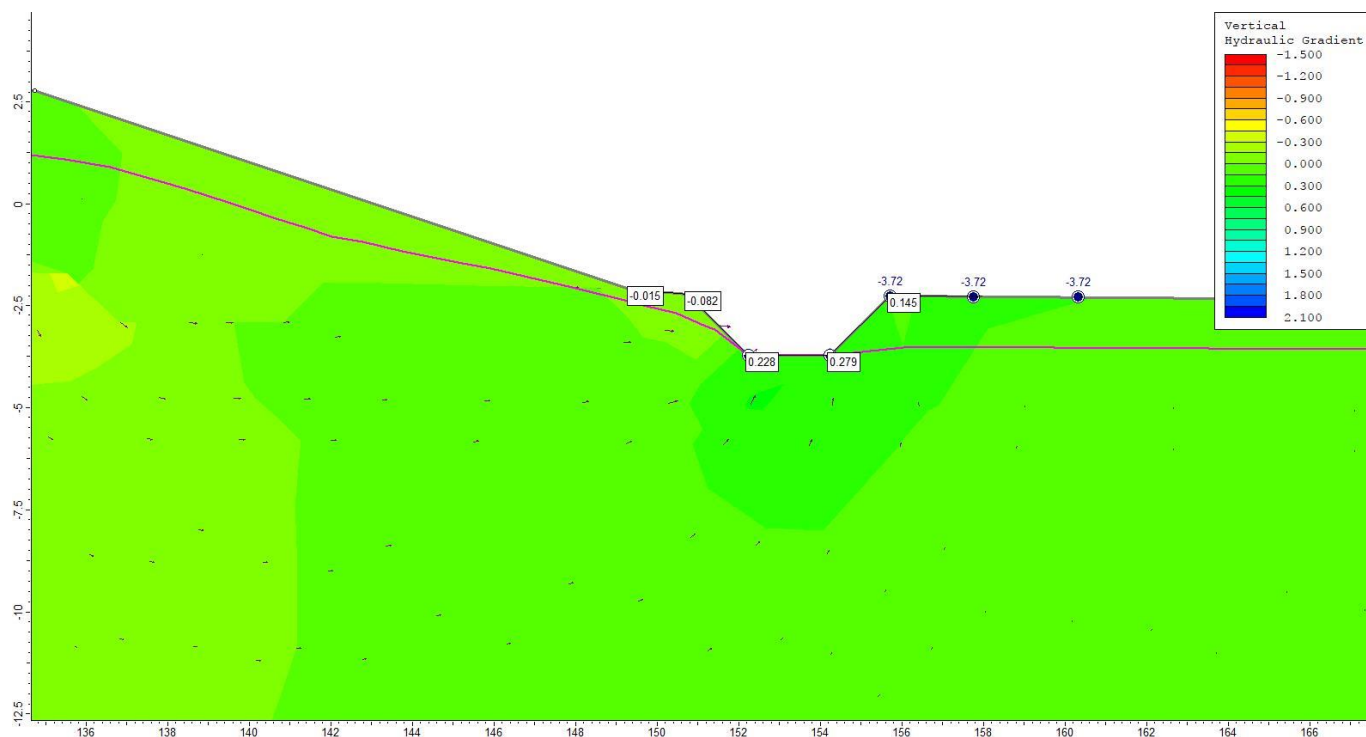


Figura 32 - Dettaglio dell'andamento del gradiente idraulico verticale per modello con terreno omogeneo sezione tipo 1

7.1.1.2 Sezione tipo 2

7.1.1.2.1 *Ipotesi 1: UG2A e UG2B differenziate*

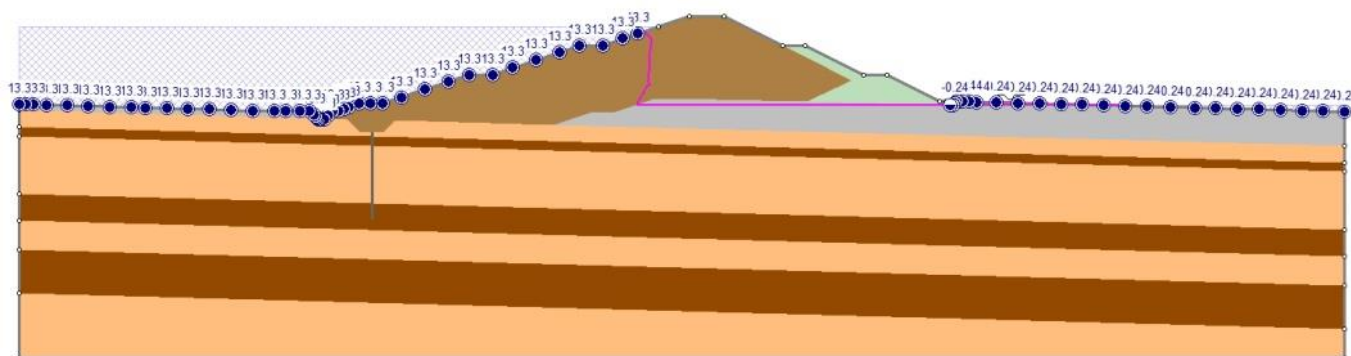


Figura 33 - Modello di filtrazione multistrato sezione tipo 2

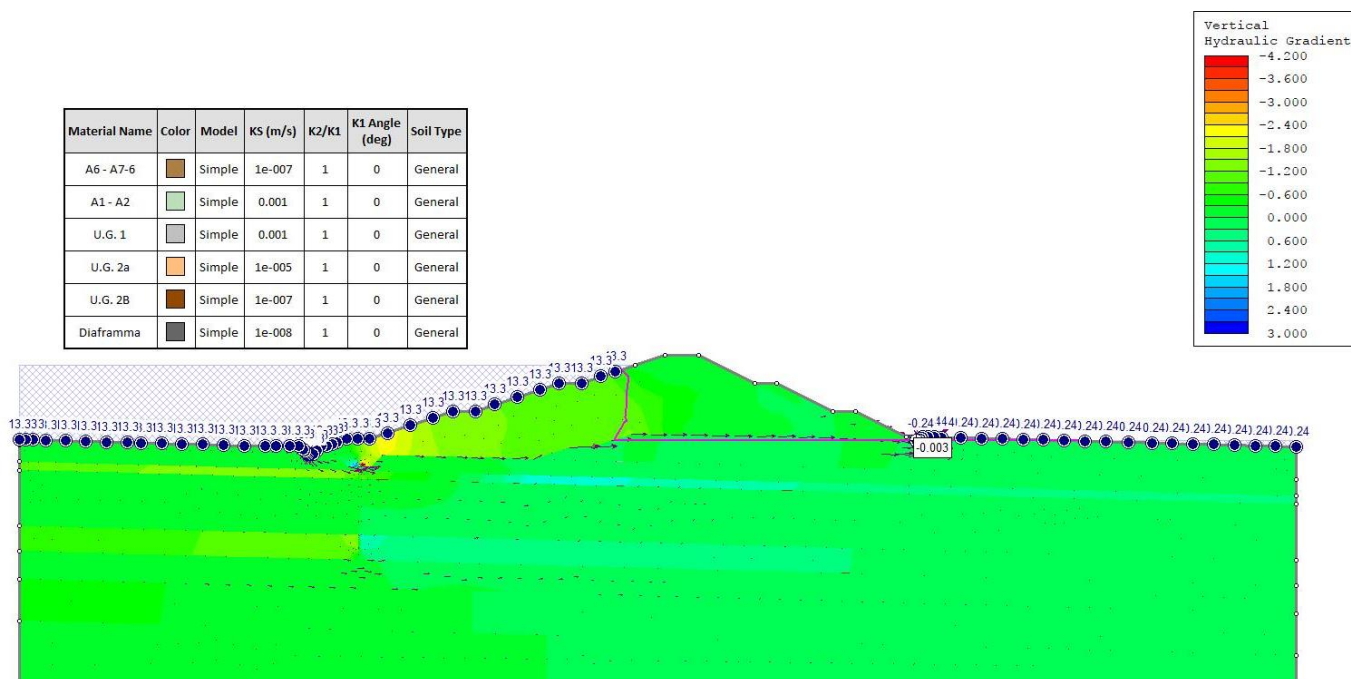


Figura 34 - Andamento del gradiente idraulico verticale per modello multistrato sezione tipo 2



Figura 36 - Modello di filtrazione terreno omogeneo sezione tipo 2

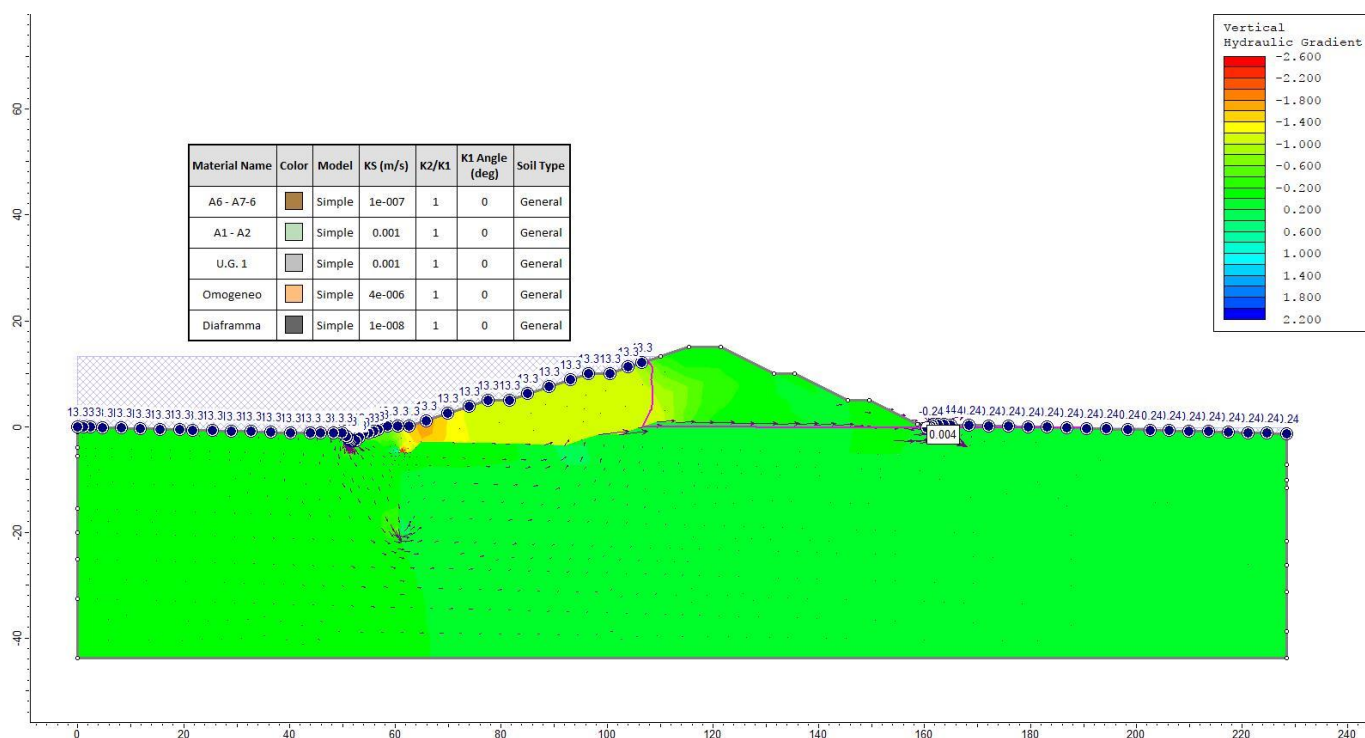


Figura 37 - Andamento del gradiente idraulico verticale per modello con terreno omogeneo sezione tipo 2

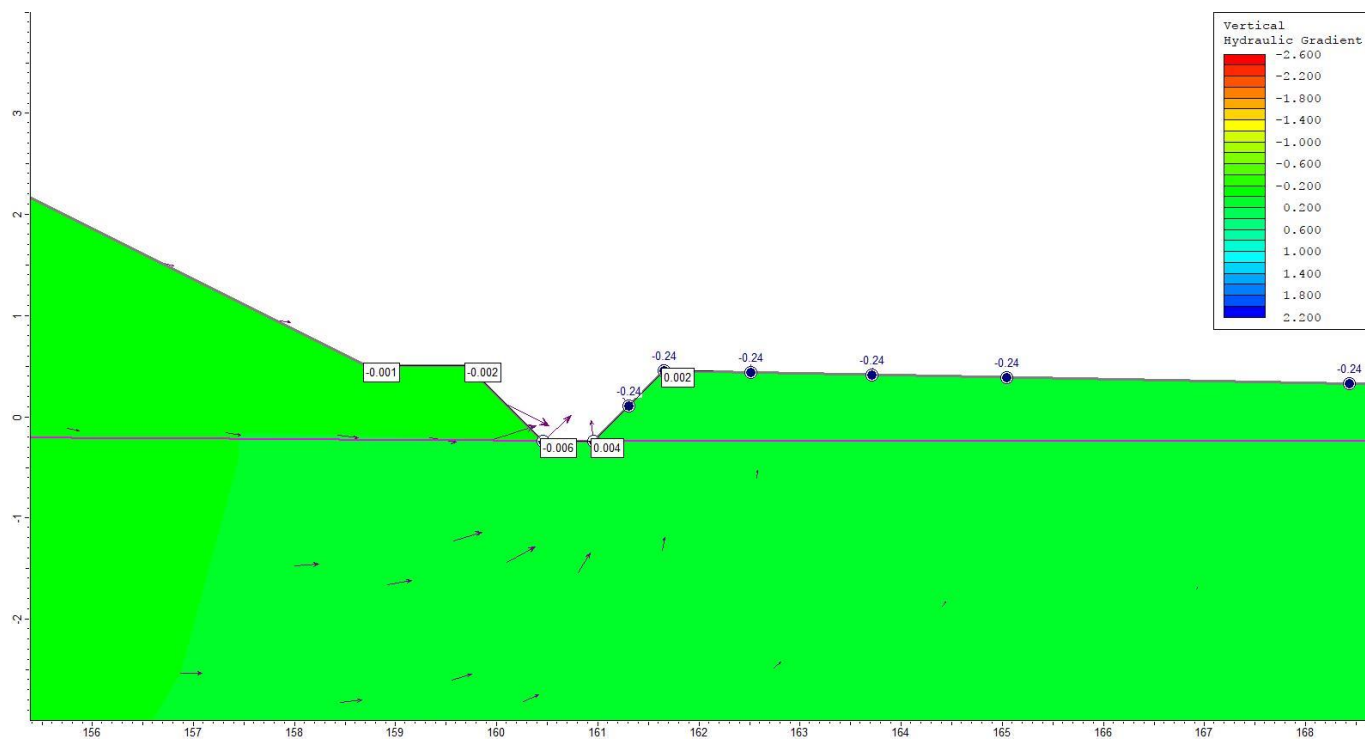


Figura 38 - Dettaglio dell'andamento del gradiente idraulico verticale per modello con terreno omogeneo sezione tipo 2

7.1.1.3 Sezione tipo 3A

7.1.1.3.1 Ipotesi 1: UG2A e UG2B differenziate

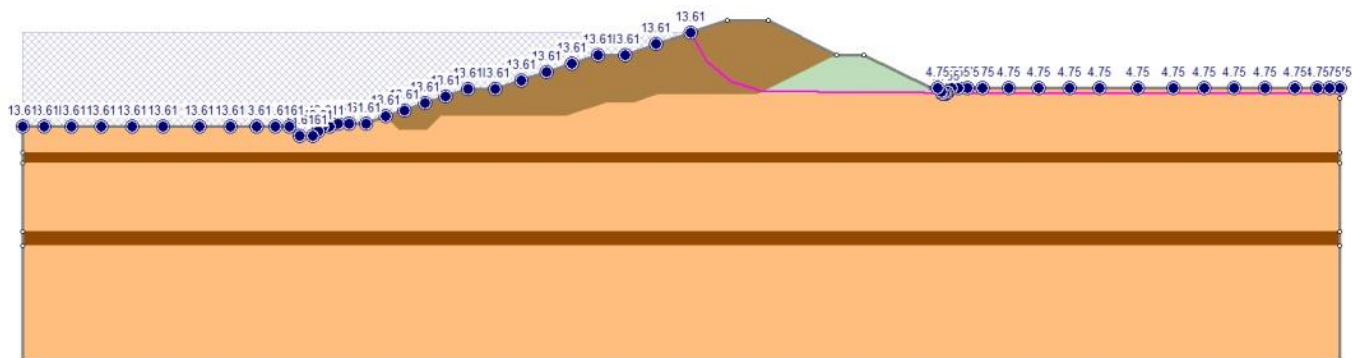


Figura 39 - Modello di filtrazione multistrato sezione tipo 3A

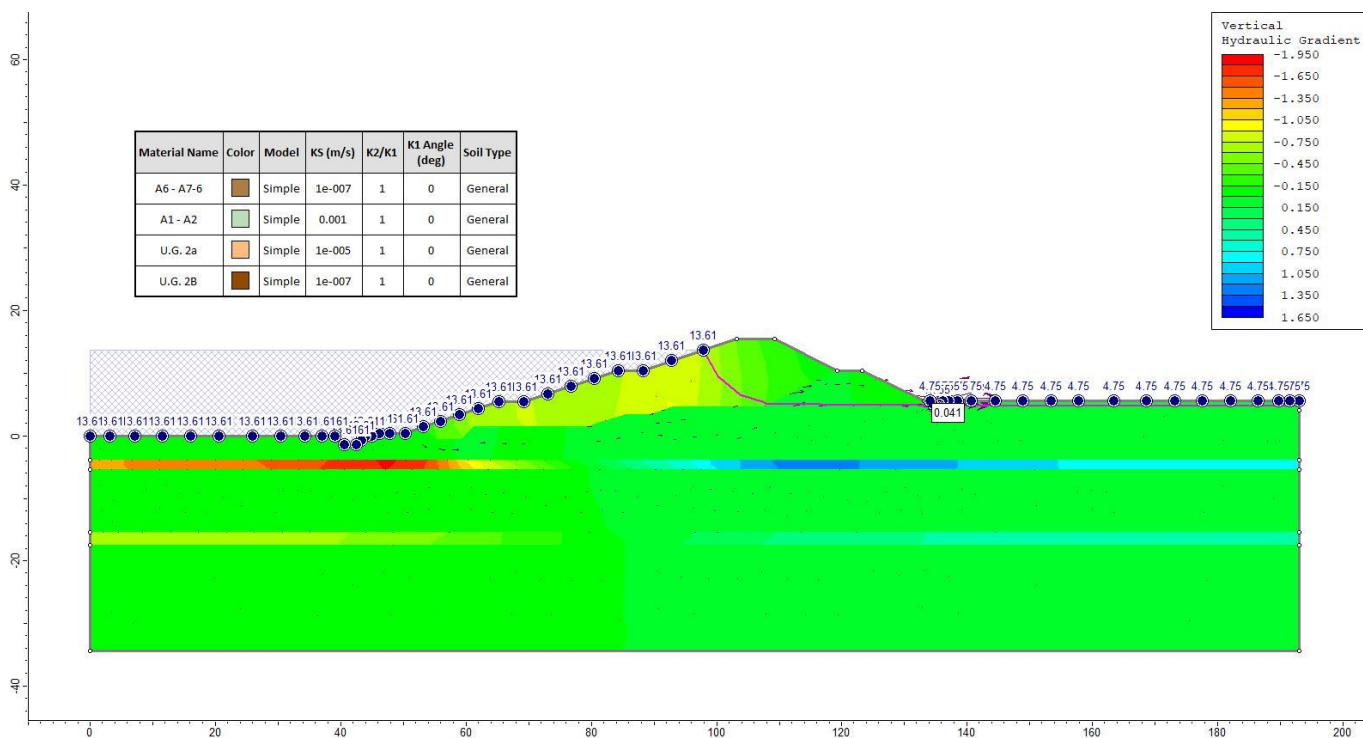


Figura 40 - Andamento del gradiente idraulico verticale per modello multistrato sezione tipo 3A

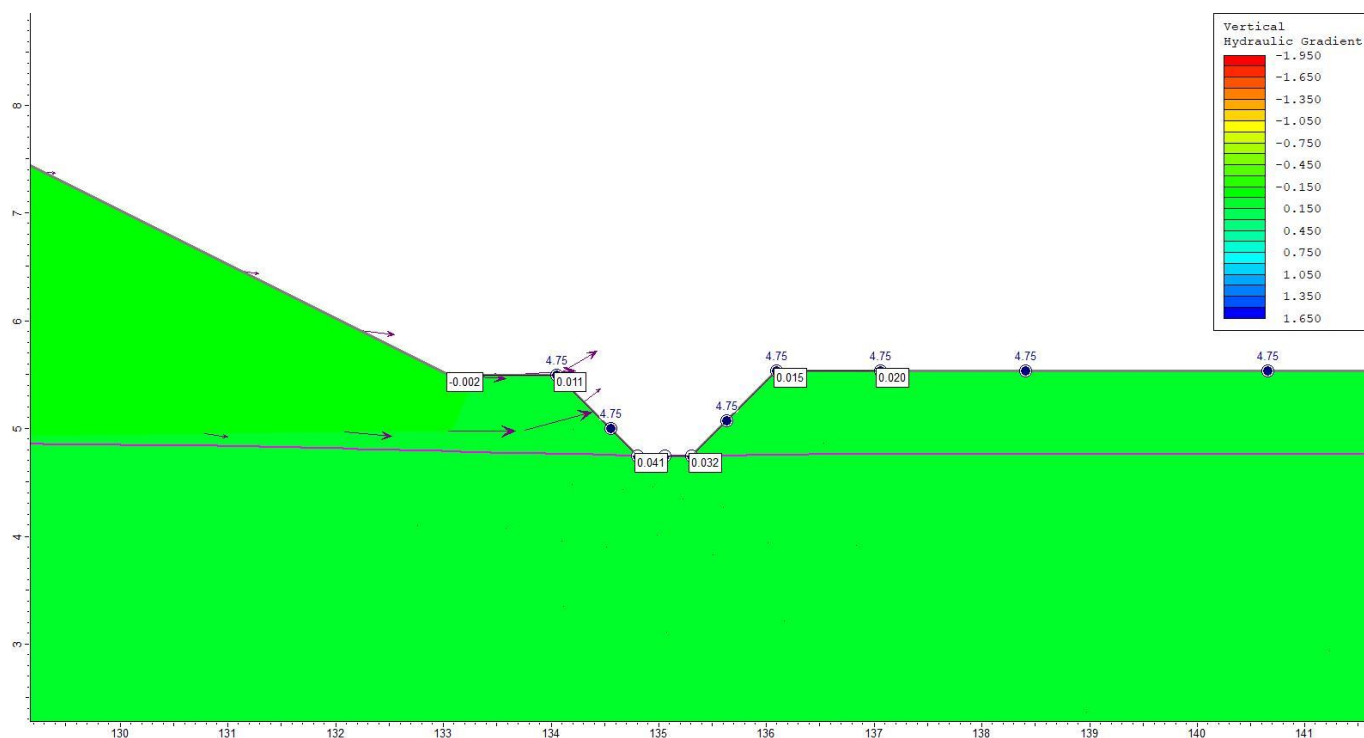


Figura 41 - Dettaglio dell'andamento del gradiente idraulico verticale per modello multistrato sezione tipo 3A

7.1.1.3.2 Ipotesi 2: UG2 indifferenziata

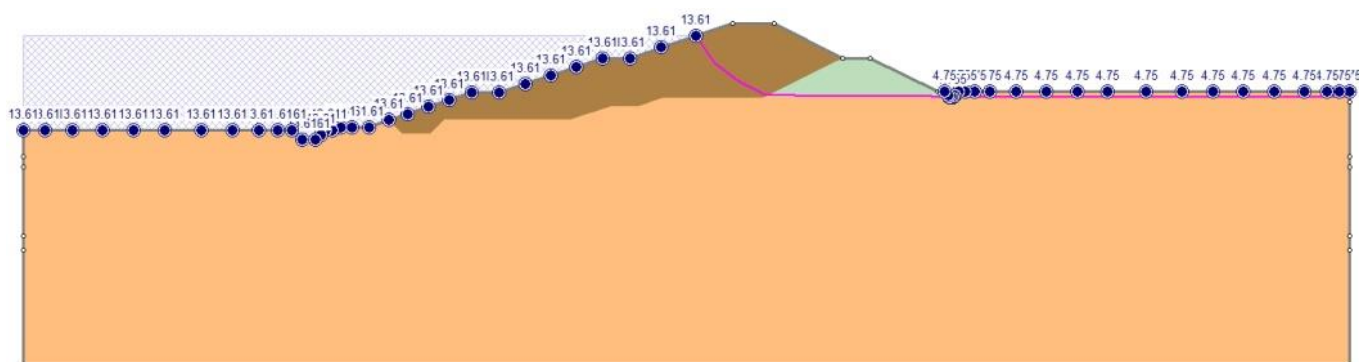


Figura 42 - Modello di filtrazione terreno omogeneo sezione tipo 3A

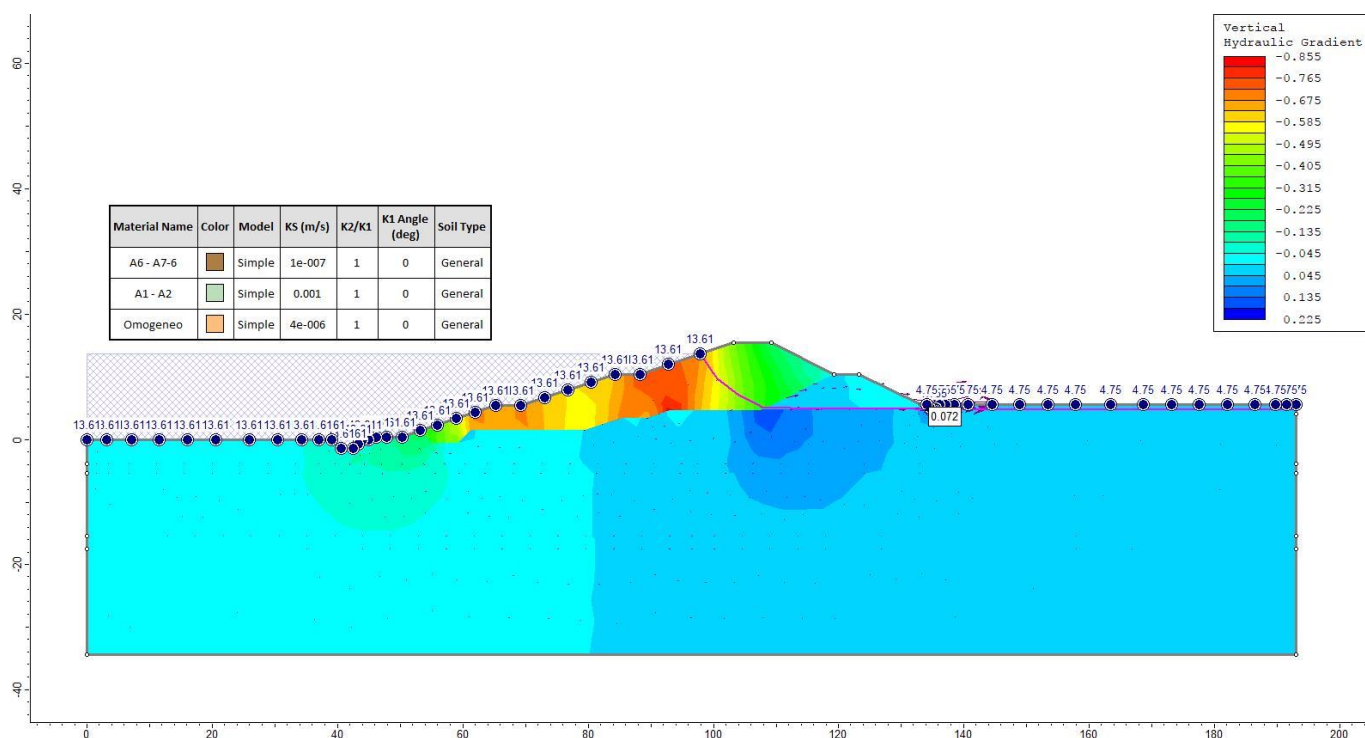


Figura 43 - Andamento del gradiente idraulico verticale per modello con terreno omogeneo sezione tipo 3A

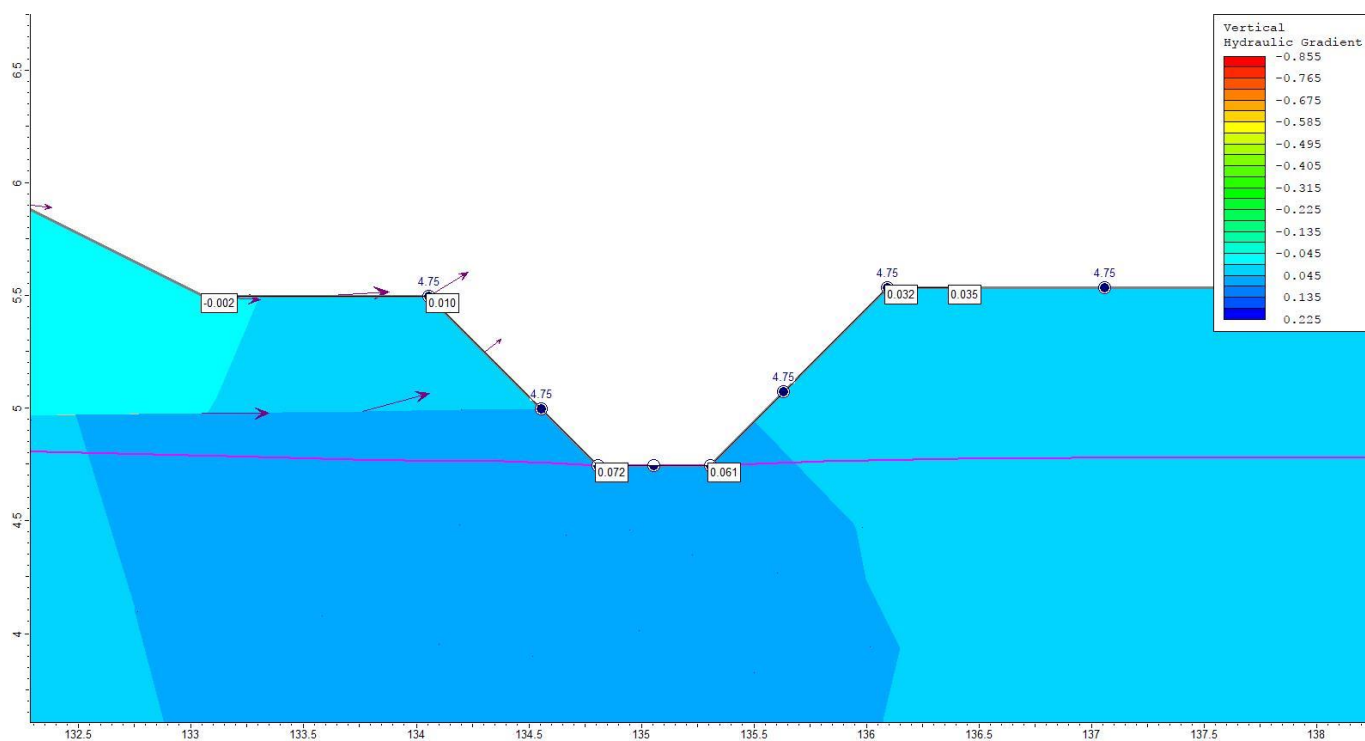


Figura 44 - Dettaglio dell'andamento del gradiente idraulico verticale per modello con terreno omogeneo sezione tipo 3A

7.1.1.4 Sezione tipo 6

7.1.1.4.1 Ipotesi 1: UG2A e UG2B differenziate

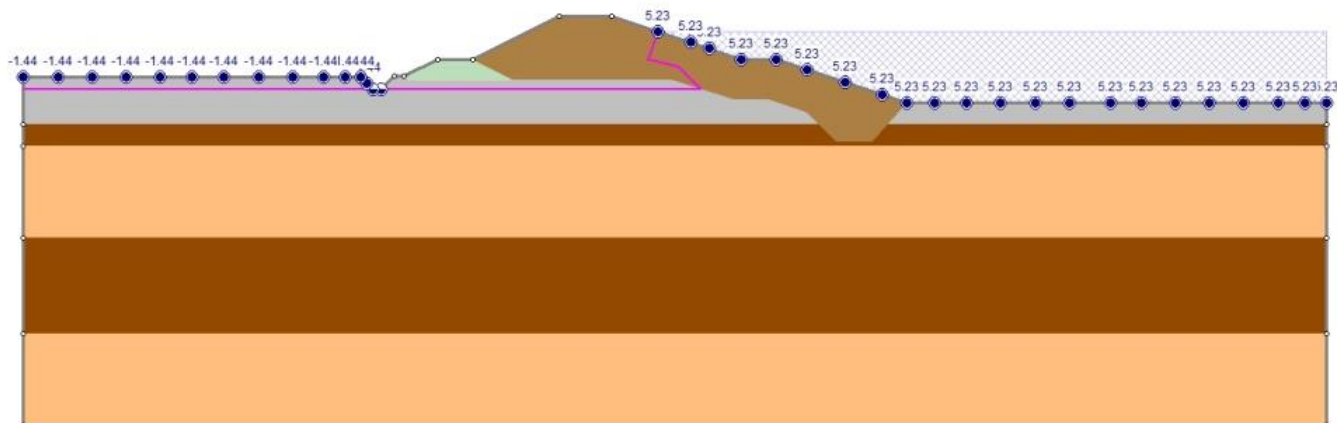


Figura 45 - Modello di filtrazione multistrato sezione tipo 6

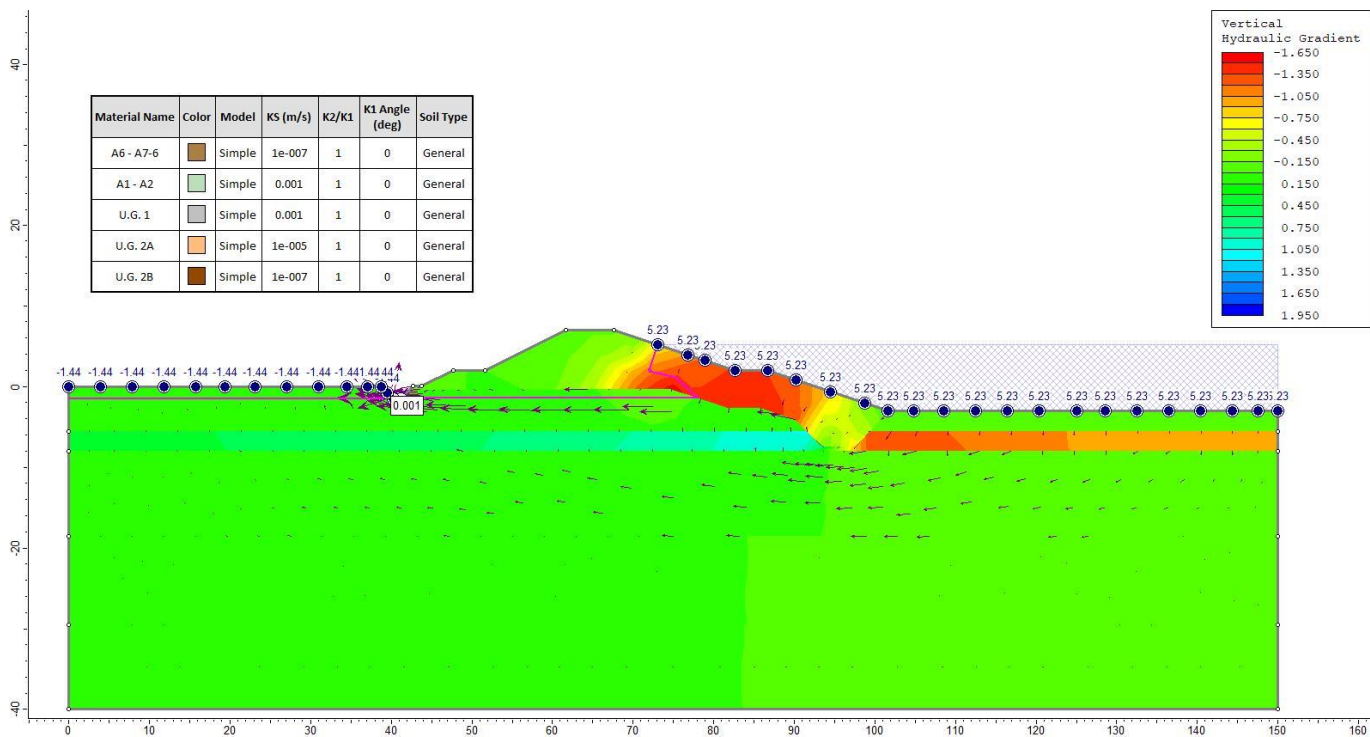


Figura 46 - Andamento del gradiente idraulico verticale per modello multistrato sezione tipo 6

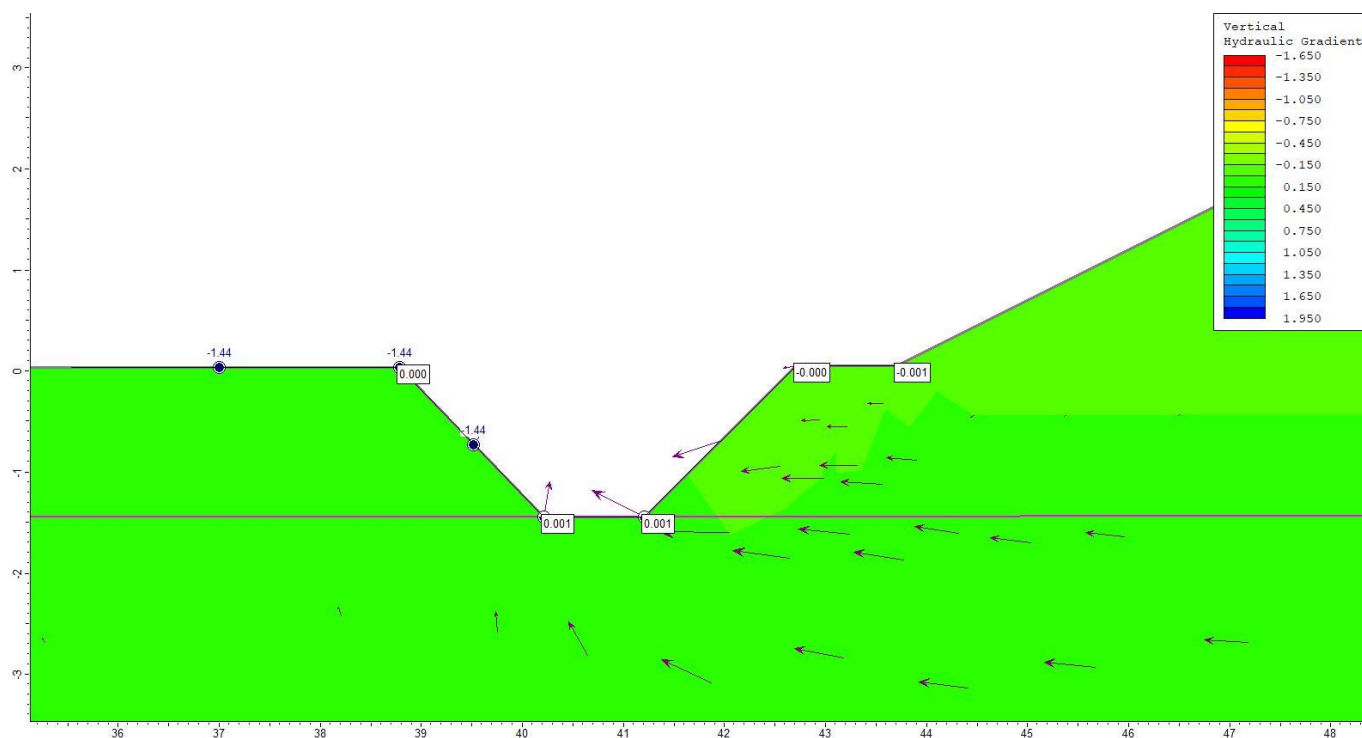


Figura 47 - Dettaglio dell'andamento del gradiente idraulico verticale per modello multistrato sezione tipo 6

7.1.1.4.2 Ipotesi 2: UG2 indifferenziata

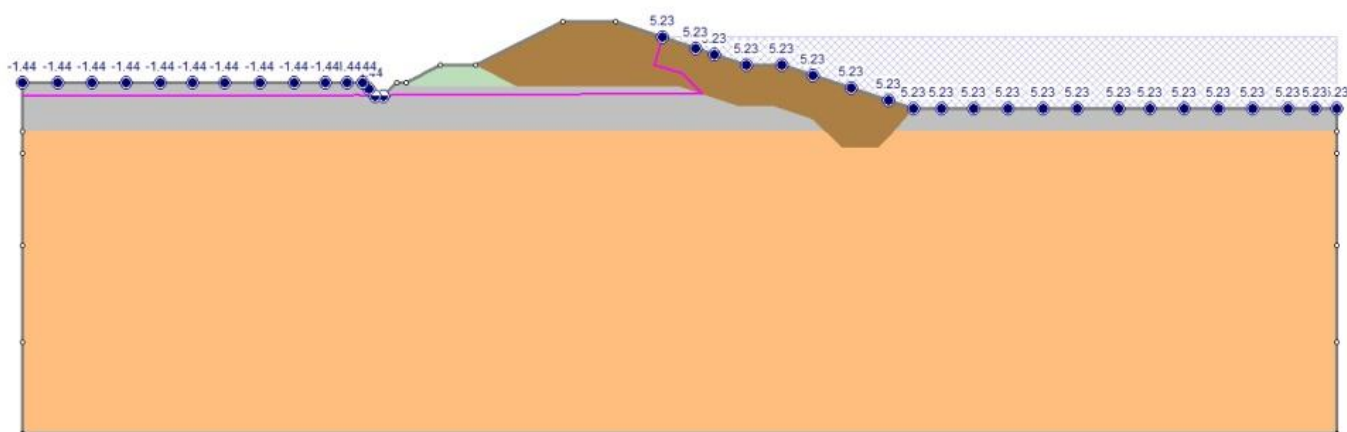


Figura 48 - Modello di filtrazione terreno omogeneo sezione tipo 6

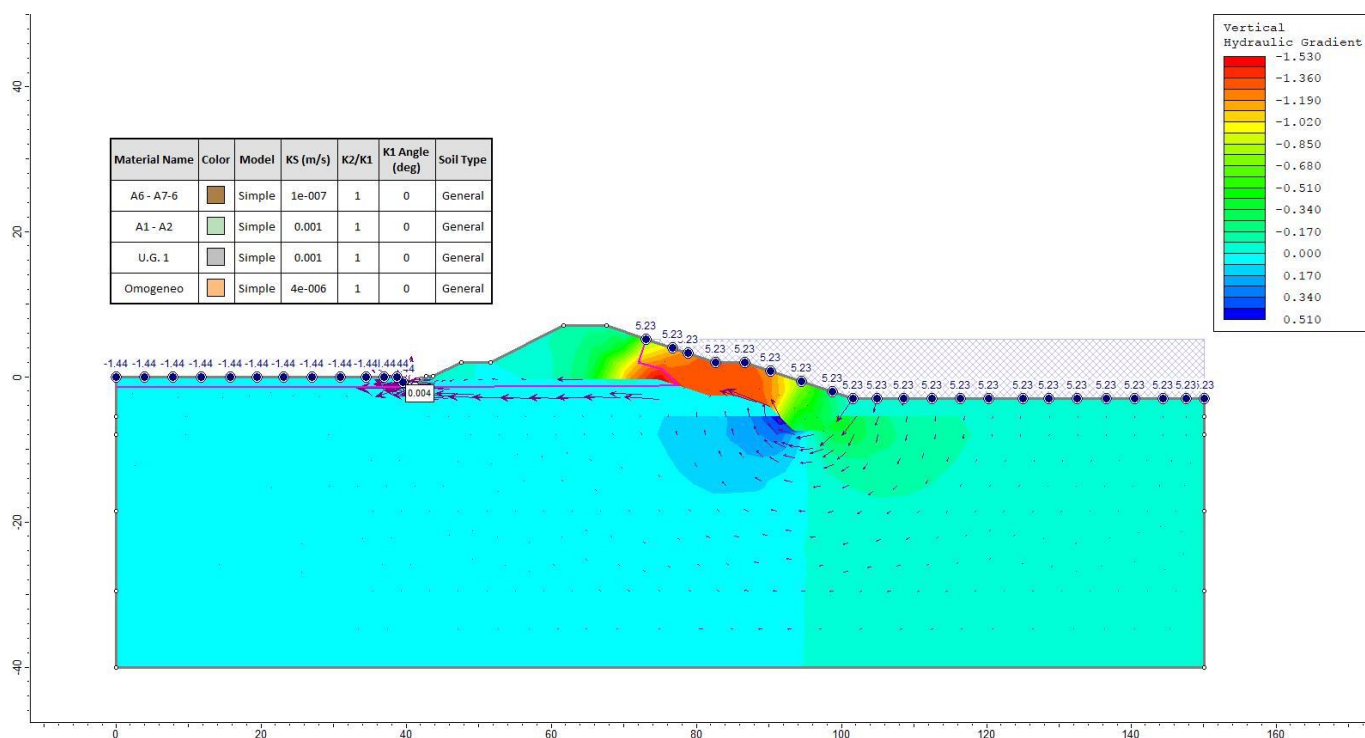


Figura 49 - Andamento del gradiente idraulico verticale per modello con terreno omogeneo sezione tipo 6

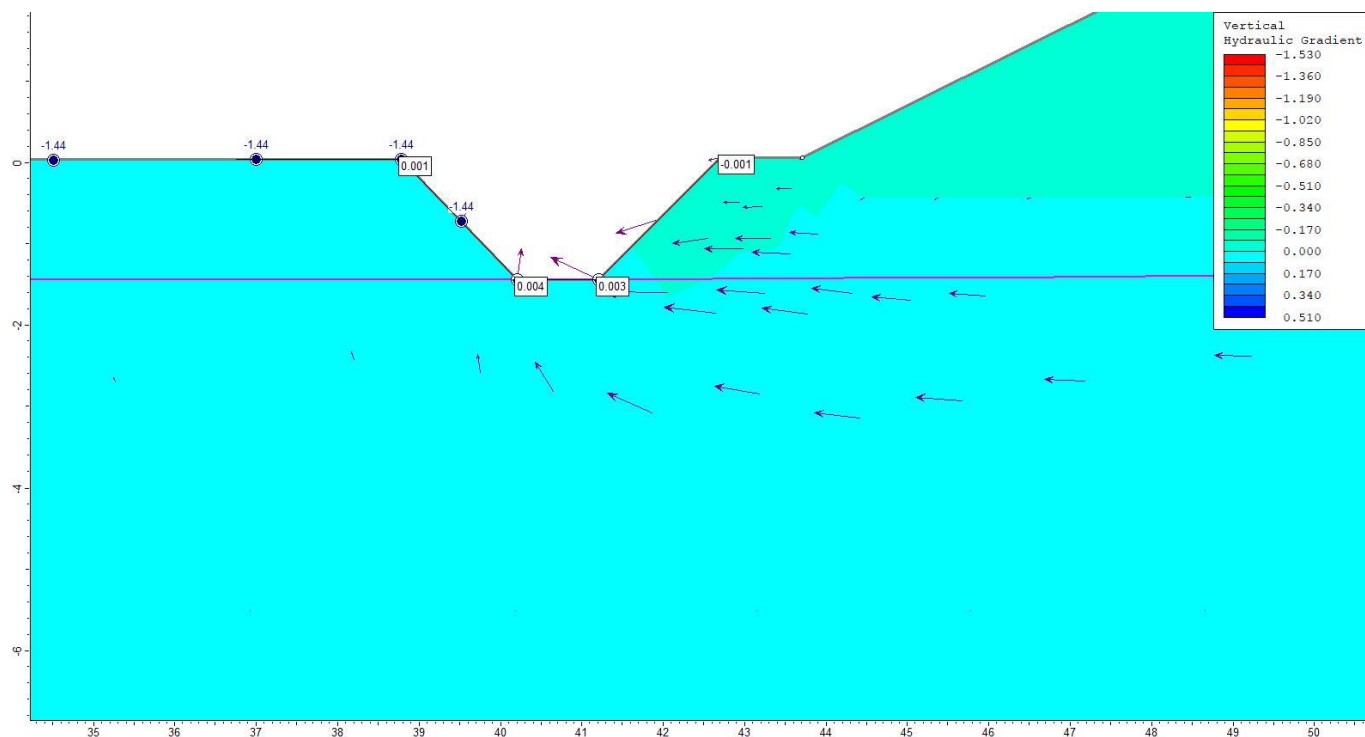


Figura 50 - Dettaglio dell'andamento del gradiente idraulico verticale per modello con terreno omogeneo sezione tipo 6

7.1.1.5 Sezione tipo 7A

7.1.1.5.1 Ipotesi 1: UG2A e UG2B differenziate

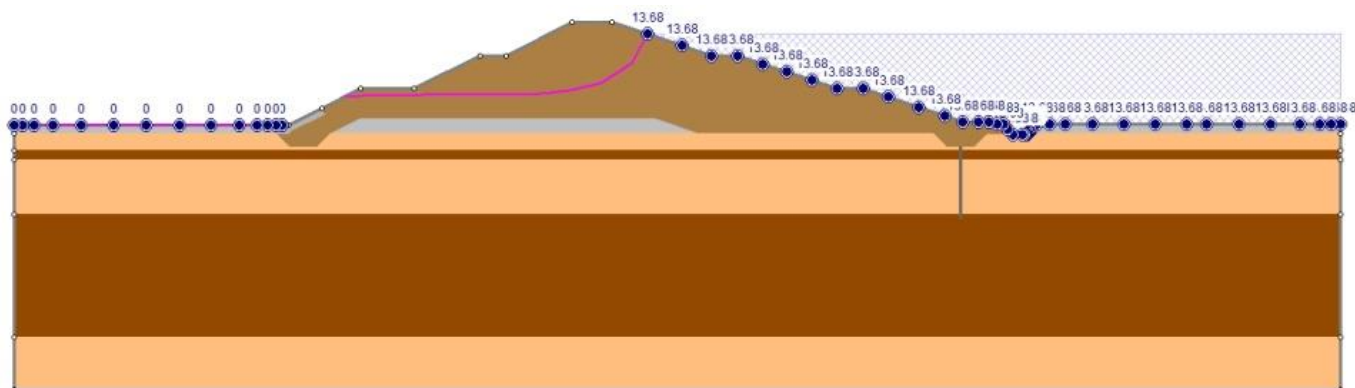


Figura 51 - Modello di filtrazione multistrato sezione tipo 7A

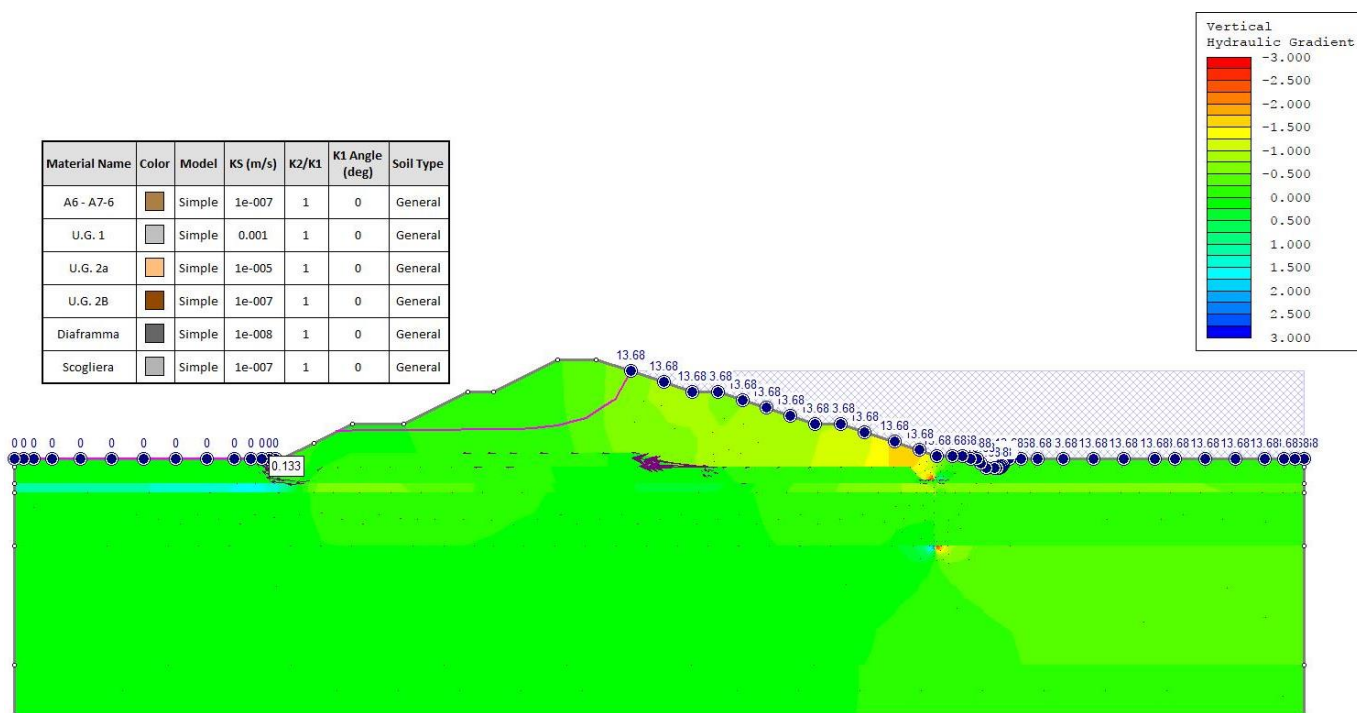


Figura 52 - Andamento del gradiente idraulico verticale per modello multistrato sezione tipo 7A

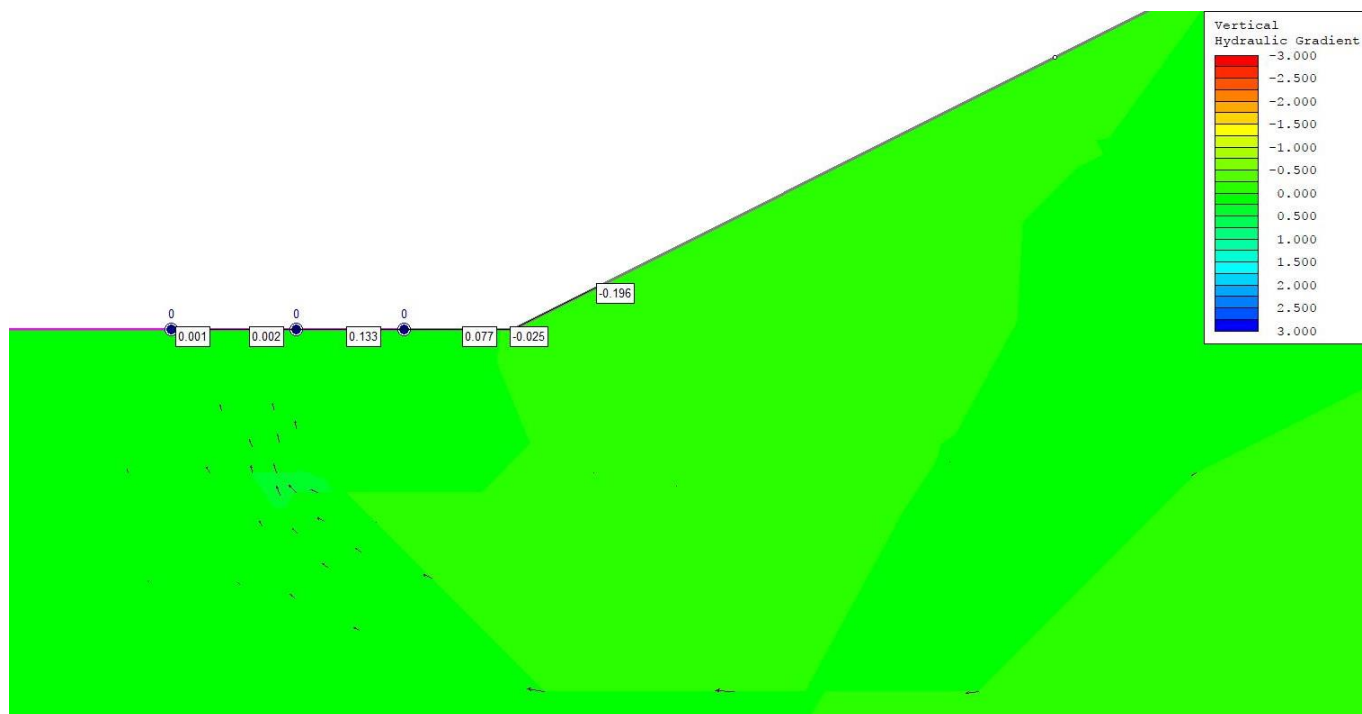


Figura 53 - Dettaglio dell'andamento del gradiente idraulico verticale per modello multistrato sezione tipo 7A

7.1.1.5.2 Ipotesi 2: UG2 indifferenziata

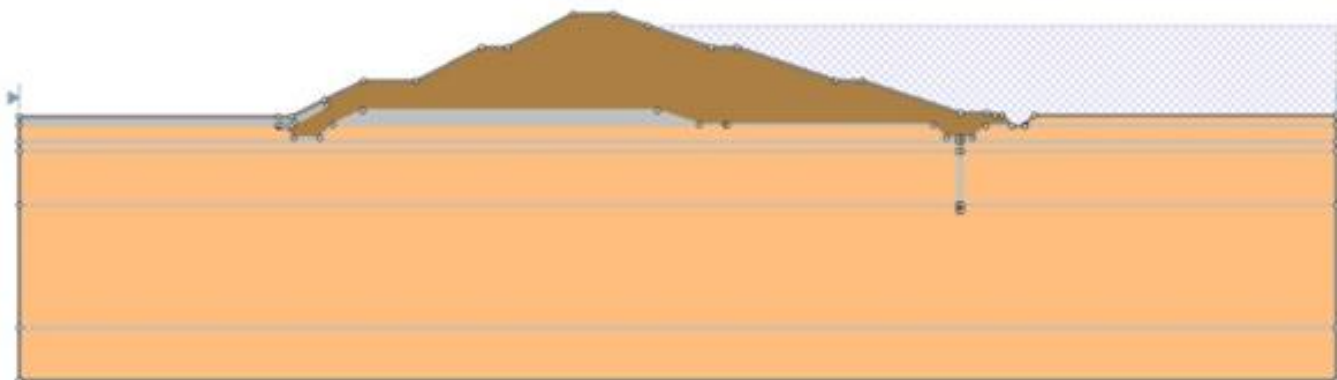


Figura 54 - Modello di filtrazione terreno omogeneo sezione tipo 7°

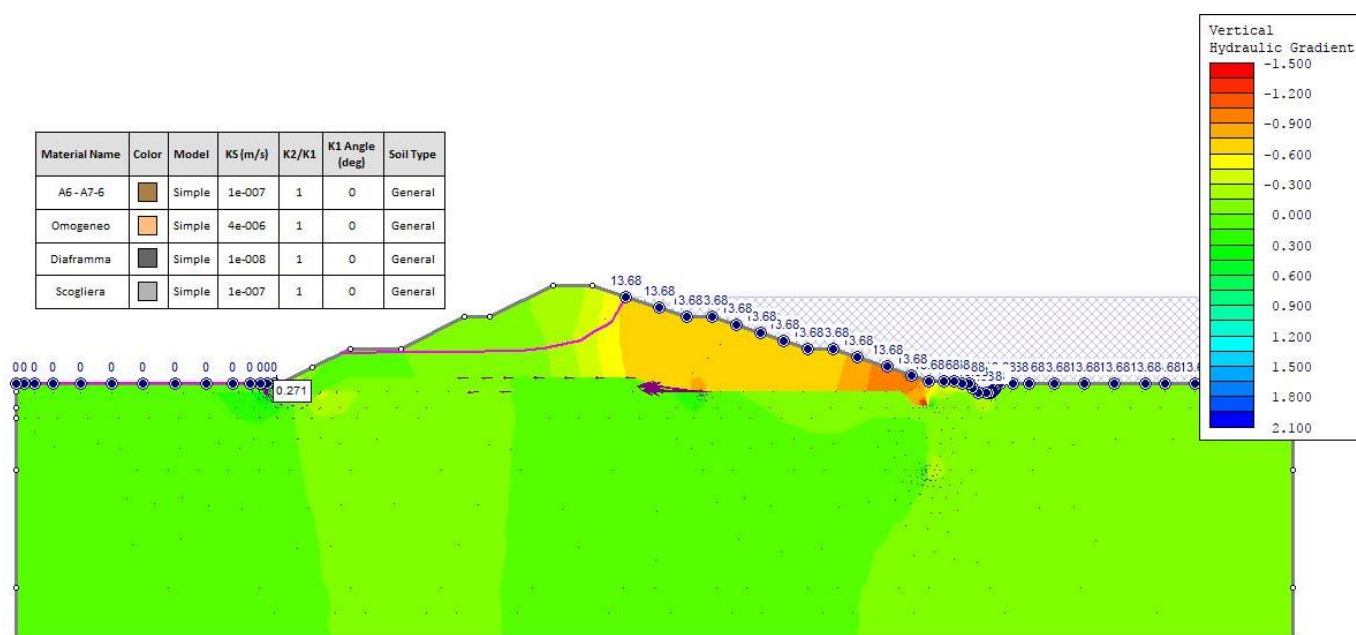


Figura 55 - Andamento del gradiente idraulico verticale per modello con terreno omogeneo sezione tipo 7A

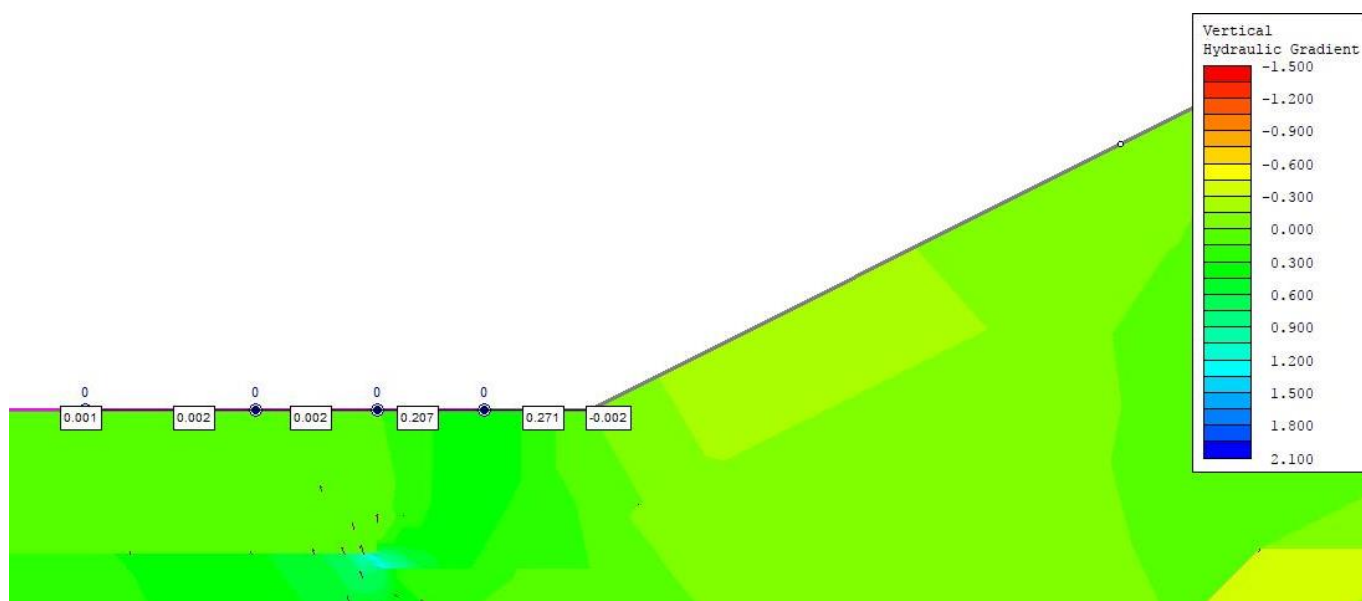


Figura 56 - Dettaglio dell'andamento del gradiente idraulico verticale per modello con terreno omogeneo sezione tipo 7A

7.1.1.6 Riassunto verifiche del gradiente

Nella seguente tabella vengono riassunte le verifiche condotte:

Tabella 19 – Valori del gradiente idraulico verticale nella zona di deflusso

	Terreno differenziato	Terreno omogeneo
	Gradiente verticale	
Sezione Tipo 1	0.03	0.279
Sezione Tipo 2	0.002	0.004
Sezione Tipo 3a	0.041	0.072
Sezione Tipo 6	0.001	0.004
Sezione Tipo 7a	0.133	0.271

Per tutti i casi simulati il gradiente massimo in uscita risulta pari a 0.279 per cui viene sempre garantito il coefficiente di sicurezza pari a 2.

7.1.1.7 Verifiche con il metodo di Lane

Un'ulteriore criterio per la verifica del pericolo di sifonamento, proposto da E.W. Lane (1934), confronta il percorso più breve (orizzontale e verticale) che l'acqua dovrebbe compiere da monte a valle in rapporto al carico idraulico.

Il rapporto di scorrimento è:

$$C = \frac{L_o / 3 + L_v}{h}$$

dove:

- L_o è il percorso orizzontale;
- L_v il percorso verticale;
- h il dislivello idraulico tra monte e valle.

Nella seguente tabella sono riportati i risultati della verifica per gli argini con sezioni tipo 1, 2, 3A, 6 e 7A.

Tabella 20 - Verifica a sifonamento con il criterio di Lane

	h	L_o	L_v	C
	[m]	[m]	[m]	
Sezione Tipo 1	13.2	103	26.4	4.6
Sezione Tipo 2	12.8	105	36.5	5.6
Sezione Tipo 3a	8.1	83	5.0	4.0
Sezione Tipo 6	5.2	58	11.5	5.9
Sezione Tipo 7a	13.7	110	27.2	4.6

I valori del rapporto di scorrimento raccomandati da Lane, considerando la natura ghiaiosa-sabbiosa del terreno di fondazione dell'area in oggetto, debbono risultare maggiori di 3.5÷4.0, condizione soddisfatte in tutte le sezioni esaminate.

La verifica del pericolo di sifonamento per le sezioni tipo 1, 2 e 7A è stata inoltre valutata, secondo il criterio di Lane (1934), in assenza del diaframma. I risultati della verifica sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 21 - Verifica a sifonamento con il criterio di Lane (senza diaframma)

	h	L_o	L_v	C
	[m]	[m]	[m]	
Sezione Tipo 1	13.2	100	18	3.9
Sezione Tipo 2	12.8	105	4.5	3.1
Sezione Tipo 7a	13.7	107	12	3.5

I valori del rapporto di scorrimento sono, in questo caso senza la presenza dei diaframmi, inferiori o prossimi ai limiti raccomandati da Lane (3.5÷4.0).

7.1.2 Verifica stati limite ultimi idraulici

Inoltre il controllo della stabilità al sifonamento è stato condotto in accordo alle NTC 08 - capitolo 6.2.3.2 "Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici"; nelle Norme Tecniche viene indicato che il valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante ($u_{inst,d}$) deve risultare non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante ($\sigma_{stb,d}$) tenendo conto dei seguenti coefficienti parziali:

Tabella 22 – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento (Tab. 6.2.IV delle NTC08)

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F (o γ_E)	SIFONAMENTO (HYD)	
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	fav.	0,9
	Sfavorevole		sfav.	1,3
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	fav.	0,0
	Sfavorevole		sfav.	1,5
Variabili	Favorevole	γ_Q	fav.	0,0
	Sfavorevole		sfav.	1,5

A partire dalle verifiche di filtrazione dei rilevati arginali, presentate nel precedente paragrafo, si sono ricavati i valori della pressione interstiziale e confrontate con le pressioni totali, calcolate cautelativamente considerando un peso di volume del terreno pari 19kN/m^3 .

Le verifiche, considerando la presenza dei diaframmi, risultano sempre soddisfatte.

7.1.2.1 Sezione tipo 1

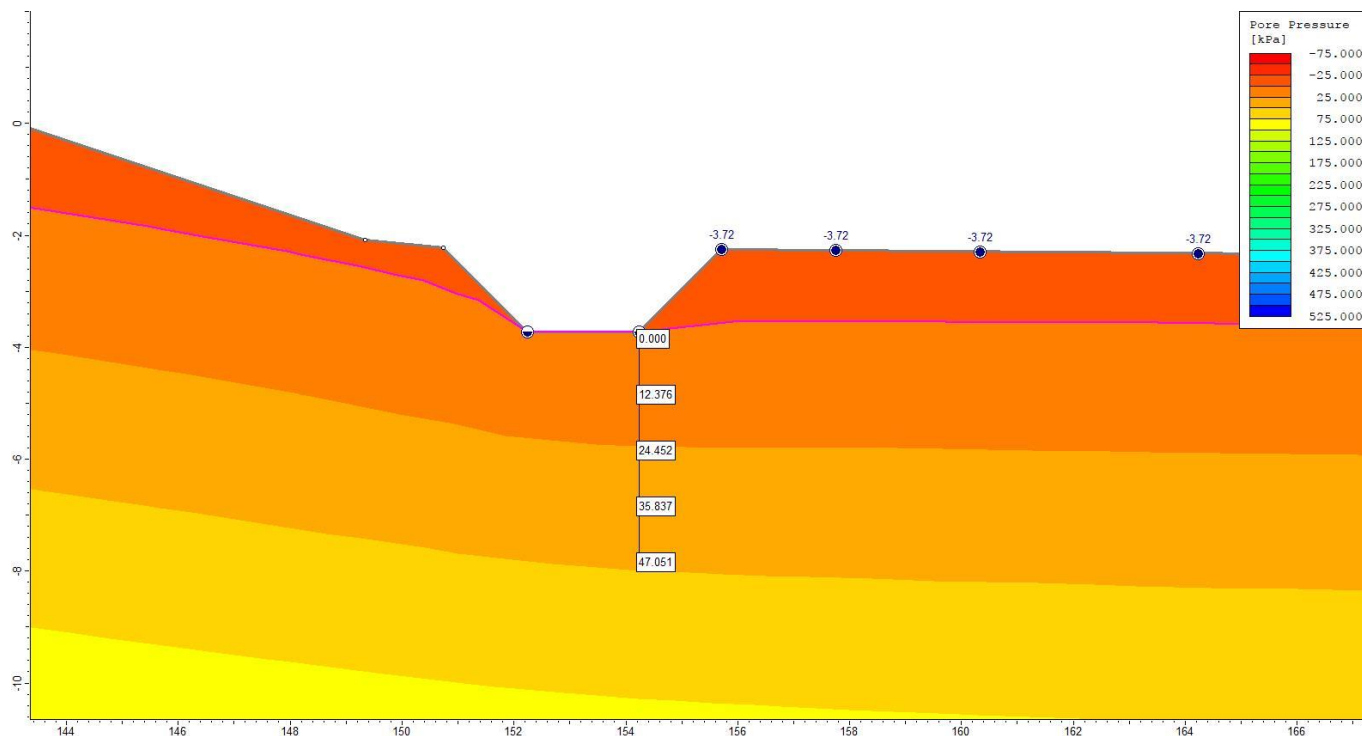

Figura 57 - Andamento delle pressioni interstiziali con terreno multistrato per sezione tipo 1

Tabella 23 – Verifica idraulica di stabilità al sifonamento con terreno multistrato per sezione tipo 1

Profondità	u_k	$u_{inst,d}$	σ_k	$\sigma_{stb,d}$	$\sigma_{stb,d}/u_{inst,d}$
[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	
1	12,4	16,1	19	17,1	1,06
2	24,5	31,8	38	34,2	1,08
3	35,8	46,6	57	51,3	1,10
4	47,1	61,2	76	68,4	1,12

7.1.2.2 Sezione tipo 2

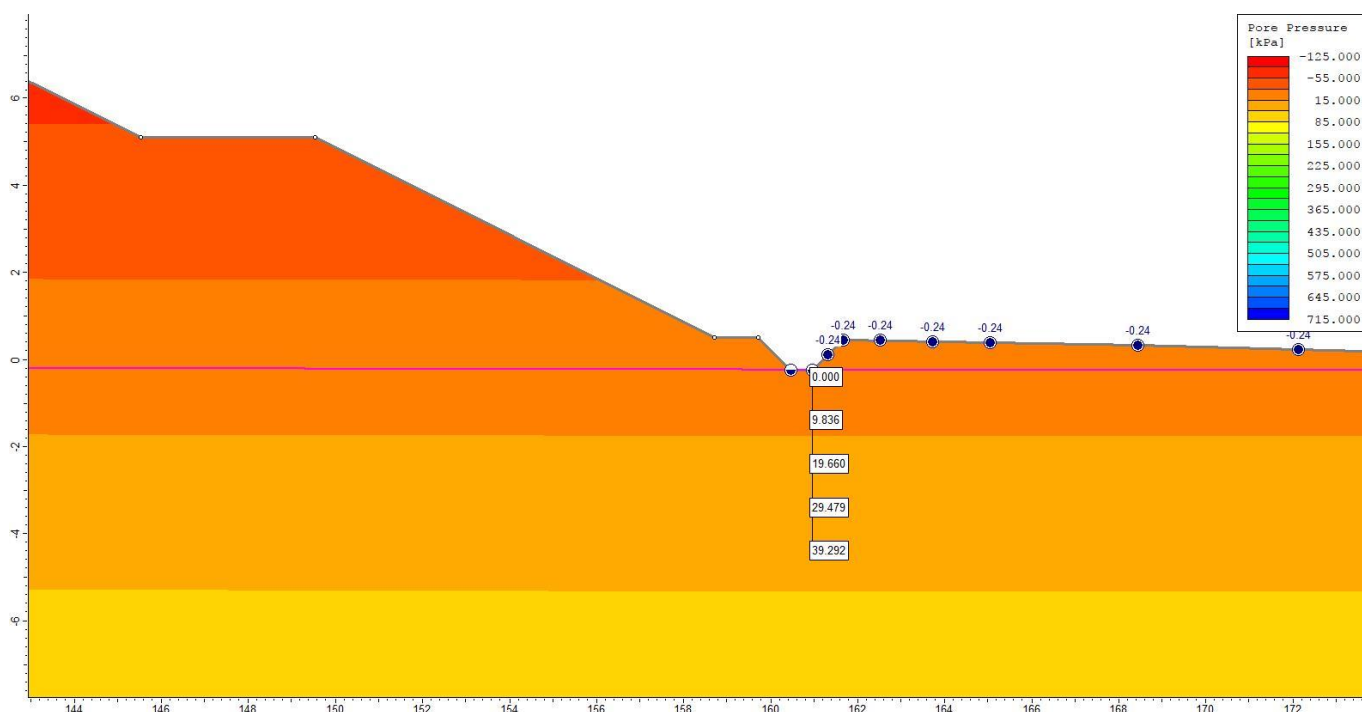

Figura 58 - Andamento delle pressioni interstiziali con terreno multistrato per sezione tipo 2

Tabella 24 – Verifica idraulica di stabilità al sifonamento con terreno multistrato per sezione tipo 2

Profondità	u_k	$u_{inst,d}$	σ_k	$\sigma_{stb,d}$	$\sigma_{stb,d}/u_{inst,d}$
[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	
1	9,8	12,8	19	17,1	1,34
2	19,7	25,6	38	34,2	1,34
3	29,5	38,3	57	51,3	1,34
4	39,3	51,1	76	68,4	1,34

7.1.2.3 Sezione tipo 3A

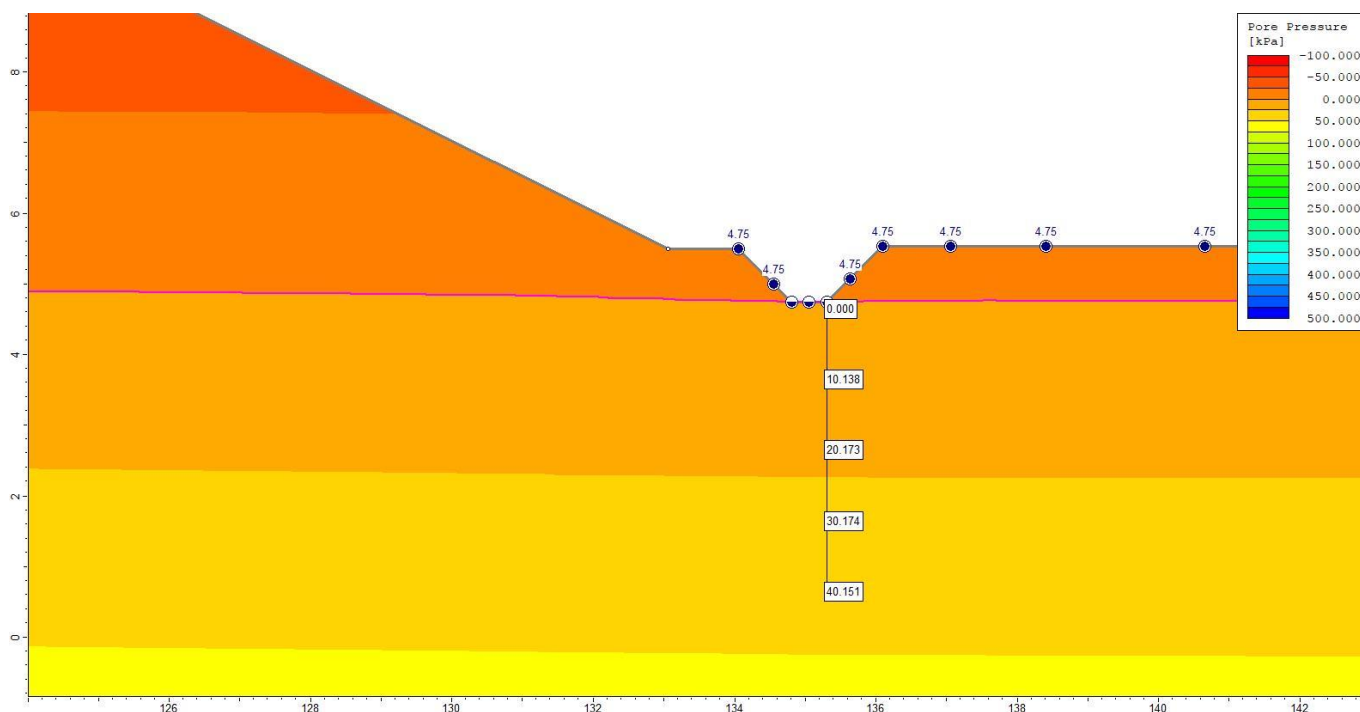


Figura 59 - Andamento delle pressioni interstiziali con terreno multistrato per sezione tipo 3A

Tabella 25 – Verifica idraulica di stabilità al sifonamento con terreno multistrato per sezione tipo 3A

Profondità	u_k	$u_{inst,d}$	σ_k	$\sigma_{stb,d}$	$\sigma_{stb,d}/u_{inst,d}$
[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	
1	10,1	13,2	19	17,1	1,30
2	20,2	26,2	38	34,2	1,30
3	30,2	39,2	57	51,3	1,31
4	40,2	52,2	76	68,4	1,31

7.1.2.4 Sezione tipo 6

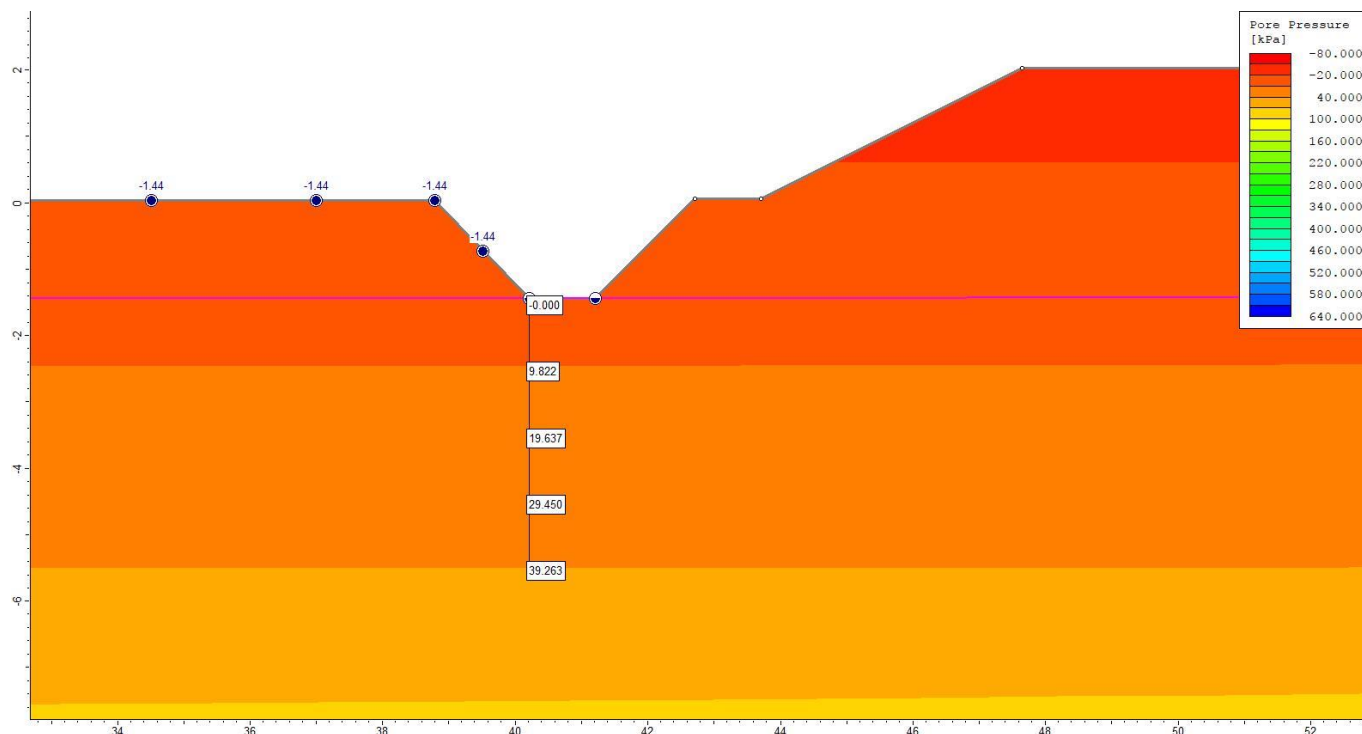


Figura 60 - Andamento delle pressioni interstiziali con terreno multistrato per sezione tipo 6

Tabella 26 – Verifica idraulica di stabilità al sifonamento con terreno multistrato per sezione tipo 6

Profondità [m]	u_k [kPa]	$u_{inst,d}$ [kPa]	σ_k [kPa]	$\sigma_{stb,d}$ [kPa]	$\sigma_{stb,d}/u_{inst,d}$
1	9,8	12,8	19	17,1	1,34
2	19,6	25,5	38	34,2	1,34
3	29,5	38,3	57	51,3	1,34
4	39,3	51,0	76	68,4	1,34

7.1.2.5 Sezione tipo 7A

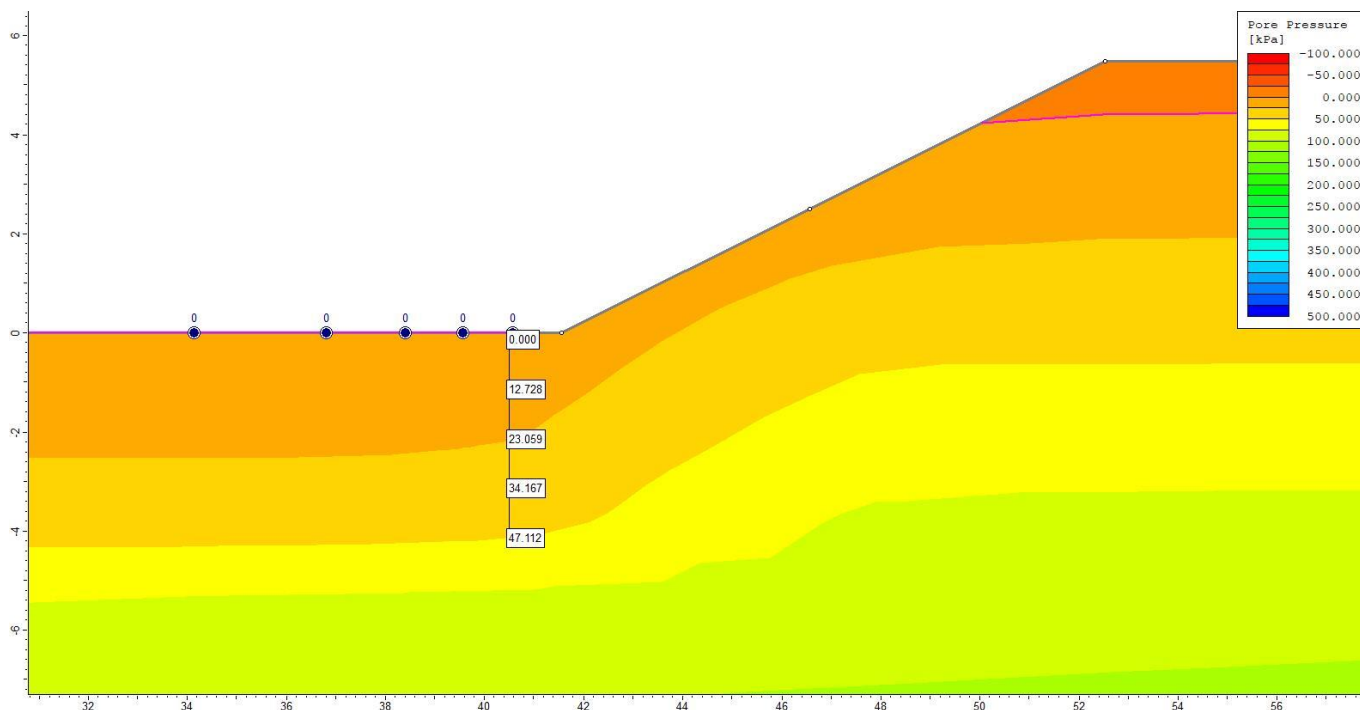


Figura 61 - Andamento delle pressioni interstiziali con terreno multistrato per sezione tipo 7A

Tabella 27 – Verifica idraulica di stabilità al sifonamento con terreno multistrato per sezione tipo 7A

Profondità [m]	u_k [kPa]	$u_{inst,d}$ [kPa]	σ_k [kPa]	$\sigma_{stb,d}$ [kPa]	$\sigma_{stb,d}/u_{inst,d}$
1	12,7	16,5	19	17,1	1,03
2	23,1	30,0	38	34,2	1,14
3	34,2	44,4	57	51,3	1,15
4	47,1	61,2	76	68,4	1,12

7.1.2.6 Sezione tipo 1 senza diaframma

Per la sezione tipo 1 la verifica di stabilità al sifonamento secondo quanto prescritto dalle NTC 08 è stata svolta anche nell'ipotesi che il diaframma non venga realizzato:

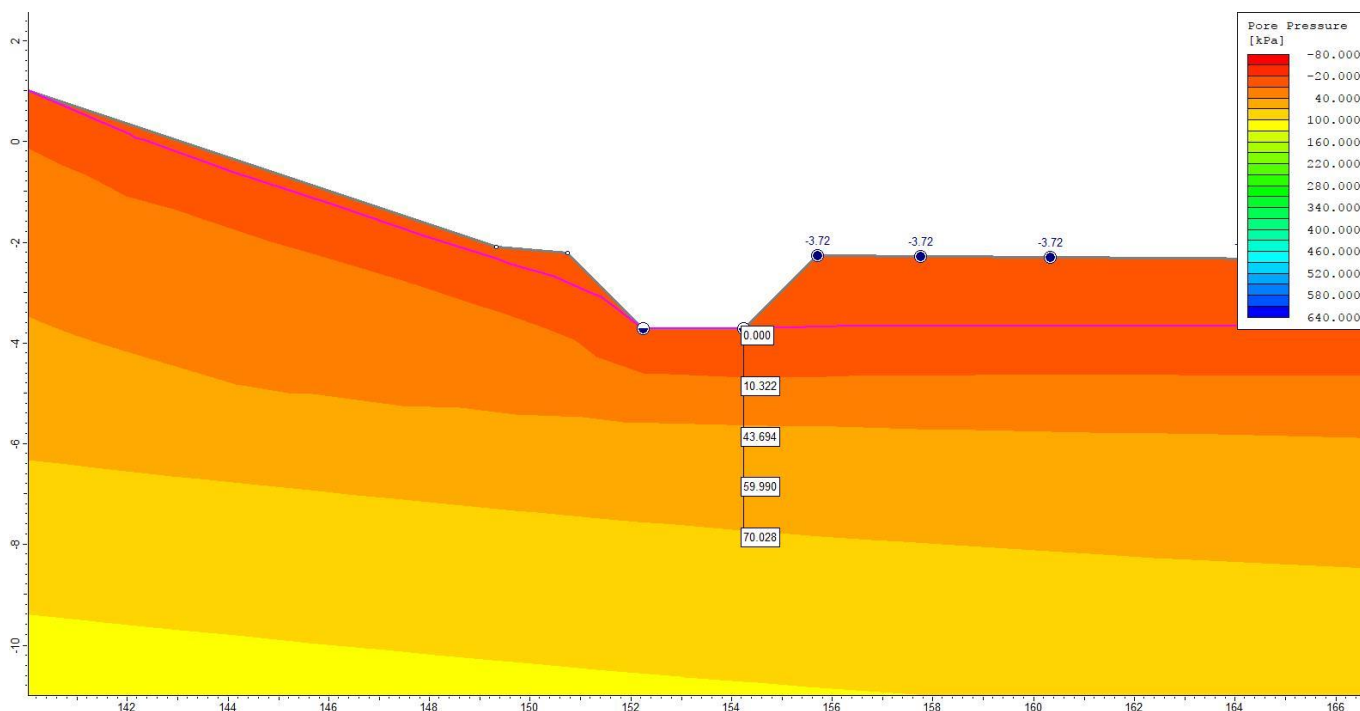


Figura 62 - Andamento delle pressioni interstiziali per sezione tipo 1 senza diaframma

Tabella 28 – Verifica idraulica di stabilità al sifonamento per sezione tipo 1 senza diaframma

Profondità	u_k	$u_{inst,d}$	σ_k	$\sigma_{stb,d}$	$\sigma_{stb,d}/u_{inst,d}$
[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	
1	10,3	13,4	19	17,1	1,27
2	43,7	56,8	38	34,2	0,60
3	60,0	78,0	57	51,3	0,66
4	70,0	91,0	76	68,4	0,75

In Tabella 28 si evidenzia come la verifica di stabilità al sifonamento per la sezione tipo 1 senza diaframma non risulta soddisfatta.

7.2 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEI RILEVATI

Le verifiche sono state condotte per le sezioni tipo più gravose 1, 2, 3A, 6, 7A e lo scavo lato sud per le seguenti condizioni:

- Massimo invaso con riferimento a $T_r=1000$ anni (+145.7 comparto 1 e +143.7 comparto 2), e falda a valle uguale al piano campagna;
- Rapido svaso;
- Verifiche in condizioni sismiche per le quali non si è considerata la concomitanza con la condizione di massimo invaso, poiché le condizioni di esercizio dell'opera sono quelle in assenza di acqua nelle vasche.

La verifica confronta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione E_d con quello di progetto della resistenza del sistema geotecnico R_d , svolta come previsto dalle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 14 Gennaio 2008, secondo l'approccio 1 con la combinazione 2 "A2+M2+R2", tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabella 6.2.I, 6.2.II delle NTC, di seguito riportati per completezza. Per quanto riguarda i coefficienti parziali sulle resistenze, ai sensi delle NTD 2014, si è fatto riferimento a γ_r pari a 1.1 per le condizioni di rapido svaso e γ_r pari a 1.2 per tutte le altre condizioni.

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Figura 63 - Tabella 6.2.I delle NTC 2008

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

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 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Figura 64 - Tabella 6.2.II delle NTC 2008

Le verifiche di stabilità globale del rilevato sono state svolte con il codice di calcolo Slide (ver. 7.025) della Rocscience utilizzando il metodo di Bishop semplificato (1955) ed ipotizzando superfici di scorrimento circolari di raggio r , con il materiale coinvolto nella rottura suddiviso in conci di larghezza b (vedi schema riportato di seguito), per ognuna delle quali vengono valutati il momento stabilizzante M_s e il momento ribaltante M_r calcolati rispetto al centro del cerchio.

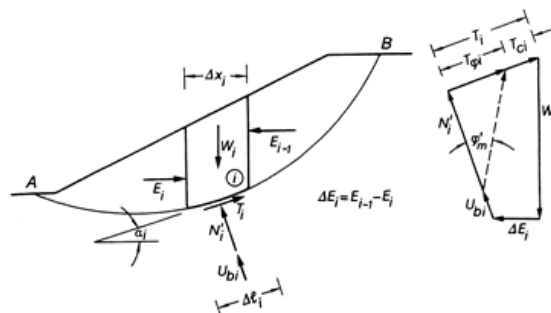


Figura 65 - Azioni agenti su un concio del volume di terreno instabile

Il contributo al momento stabilizzante M_s di un concio è fornito in generale dalla resistenza alla base, somma della componente del peso W ortogonale alla base per la tangente dell'angolo di resistenza al taglio ϕ e della eventuale coesione c , per la lunghezza $b/\cos\alpha$, dove α è l'inclinazione della base del concio rispetto all'orizzontale. Nell'ipotesi che il concio sia parzialmente immerso in acqua e che alla base la pressione idraulica valga u si ottiene:

$$M_s = \frac{c \times b + (W - u \times b) \times \tan\phi}{m\alpha} \times r$$

dove:

$$m\alpha = \cos\alpha \times \left(1 + \frac{\tan\alpha \times \tan\phi}{F} \right)$$

Il contributo al momento ribaltante M_r di un concio è fornito dalla componente del peso W parallela alla base del concio:

$$M_r = W \times \sin\alpha \times r$$

La stabilità globale viene valutata utilizzando il fattore ausiliario ODF ("Over design factor"), che è il rapporto fra la resistenza di progetto R_d (in termini di somma dei momenti stabilizzanti), calcolata utilizzando i parametri di progetto dei terreni $\tan(\phi'_d) = \tan(\phi'_k)/\gamma_\phi$ e $c'_d = c'_k/\gamma_c$ e divisa per il coefficiente parziale sulla resistenza del sistema geotecnico γ_R , e la somma delle azioni di progetto E_d ottenute amplificando i carichi con i coefficiente parziali γ_{G1} , γ_{G2} e γ_{Qi} (in termini di somma dei momenti ribaltanti).

Affinché le verifiche siano soddisfatte deve quindi risultare:

$$ODF = \frac{F}{\gamma_R} = \frac{R_d / E_d}{\gamma_R} = \frac{M_s(\phi'_d; c'_d) / M_r}{\gamma_R} > 1$$

Le verifiche sono state svolte anche in condizioni sismiche con riferimento all'analisi di tipo pseudo-statico, che considera un sistema di forze orizzontali e verticali applicate ai volumi di terreno coinvolti. Le forze orizzontali di inerzia, dovute alla azione sismica, sono state considerate con intensità pari a:

$$F_h = k_h \times W \quad \text{con} \quad k_h = \beta_s \times \frac{a_{\max}}{g}$$

dove:

- β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima al sito riportato nella Tabella 7.11.II delle NTC 2008, in funzione della categoria di suolo (come detto, si è assunto un suolo di categoria B), l'ammissibilità degli spostamenti e quindi l'applicabilità del coefficiente di riduzione sono di seguito discussi.
- a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito in condizioni SLC;
- W = peso del materiale;
- g = accelerazione di gravità.

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Figura 66 - Tabella 7.11.II delle NTC 2008

Le forze verticali sono state considerate pari a:

$$F_v = k_v \times W \quad \text{con} \quad k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

7.2.1 Verifiche in condizioni di vasca piena

7.2.1.1 Sezione tipo 1

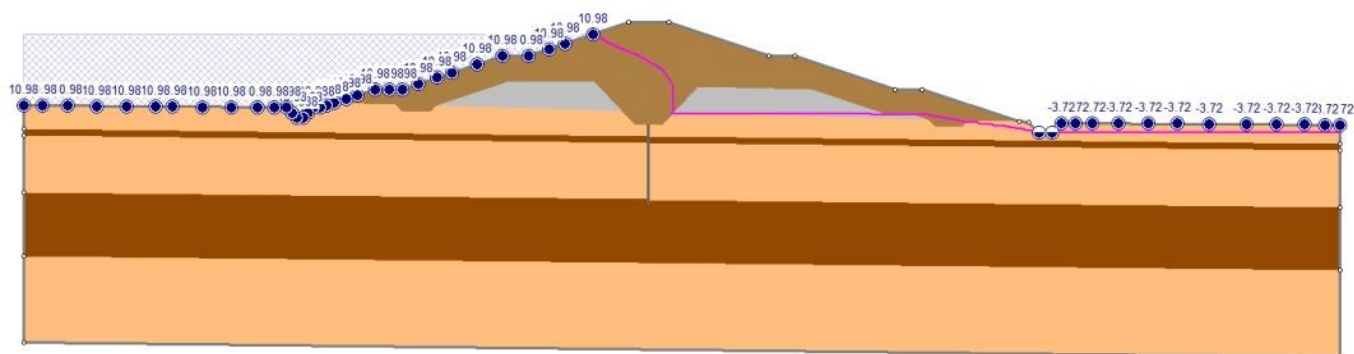


Figura 67 - Modello della linea di filtrazione con vasca piena per sezione tipo 1

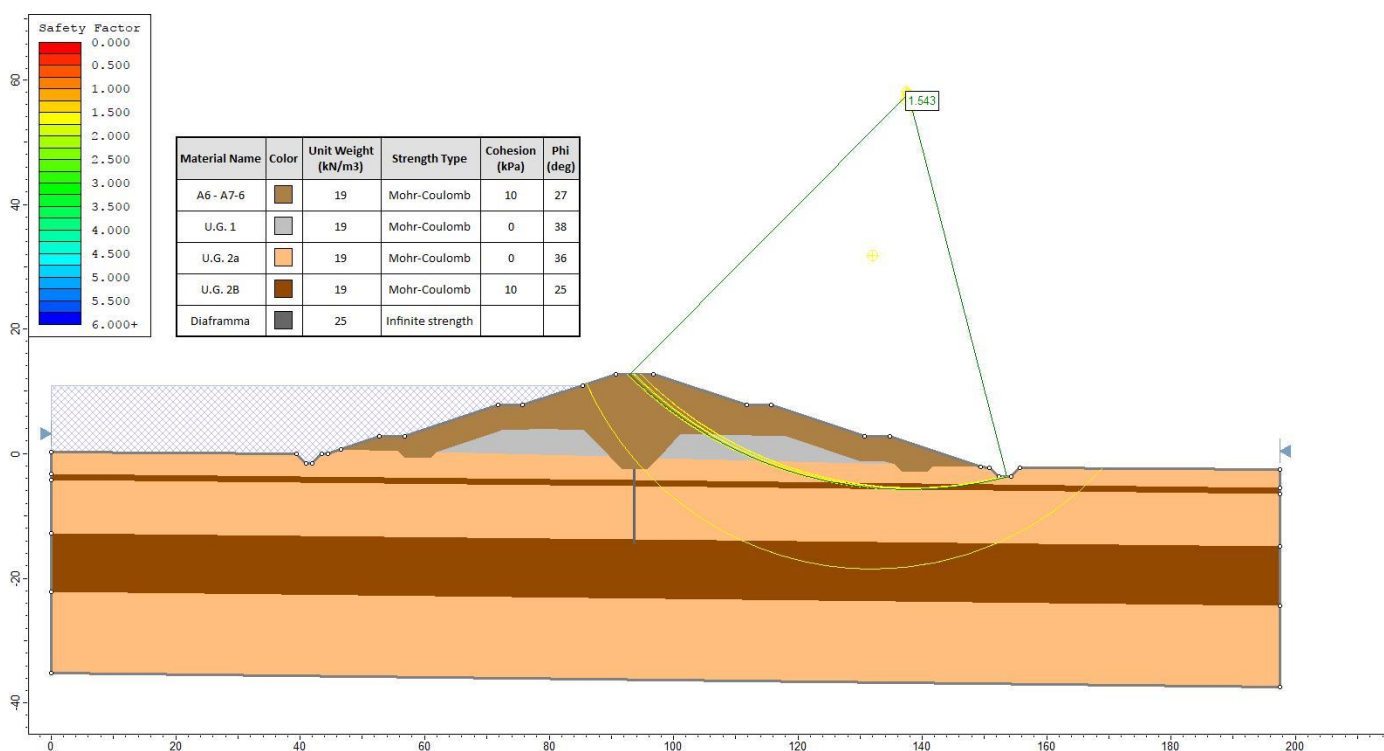
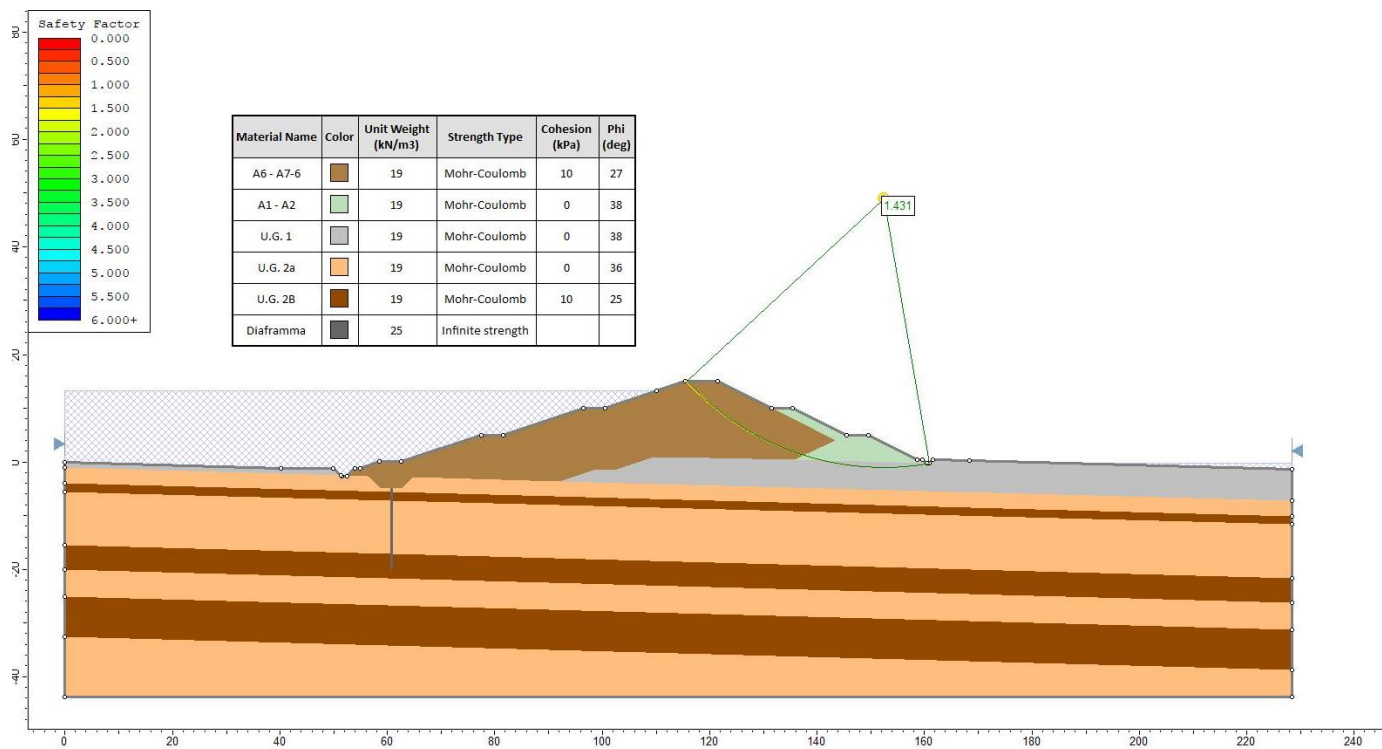
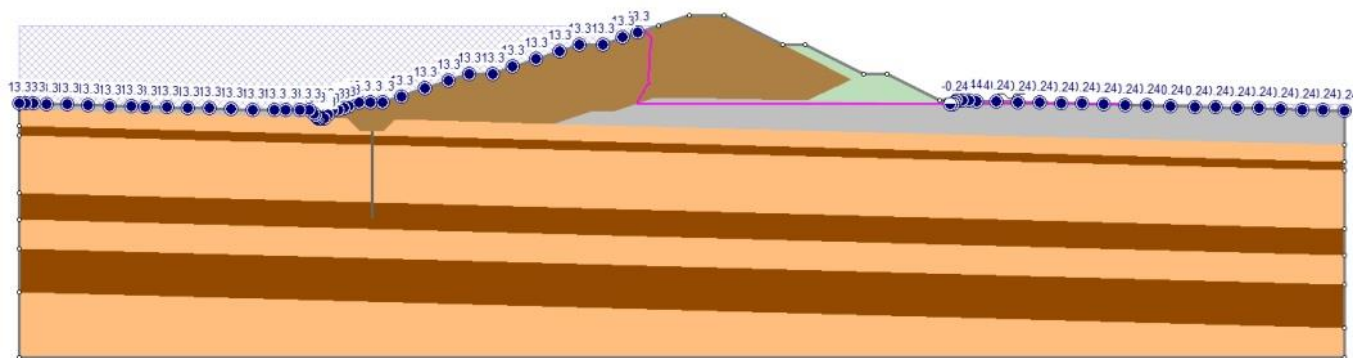
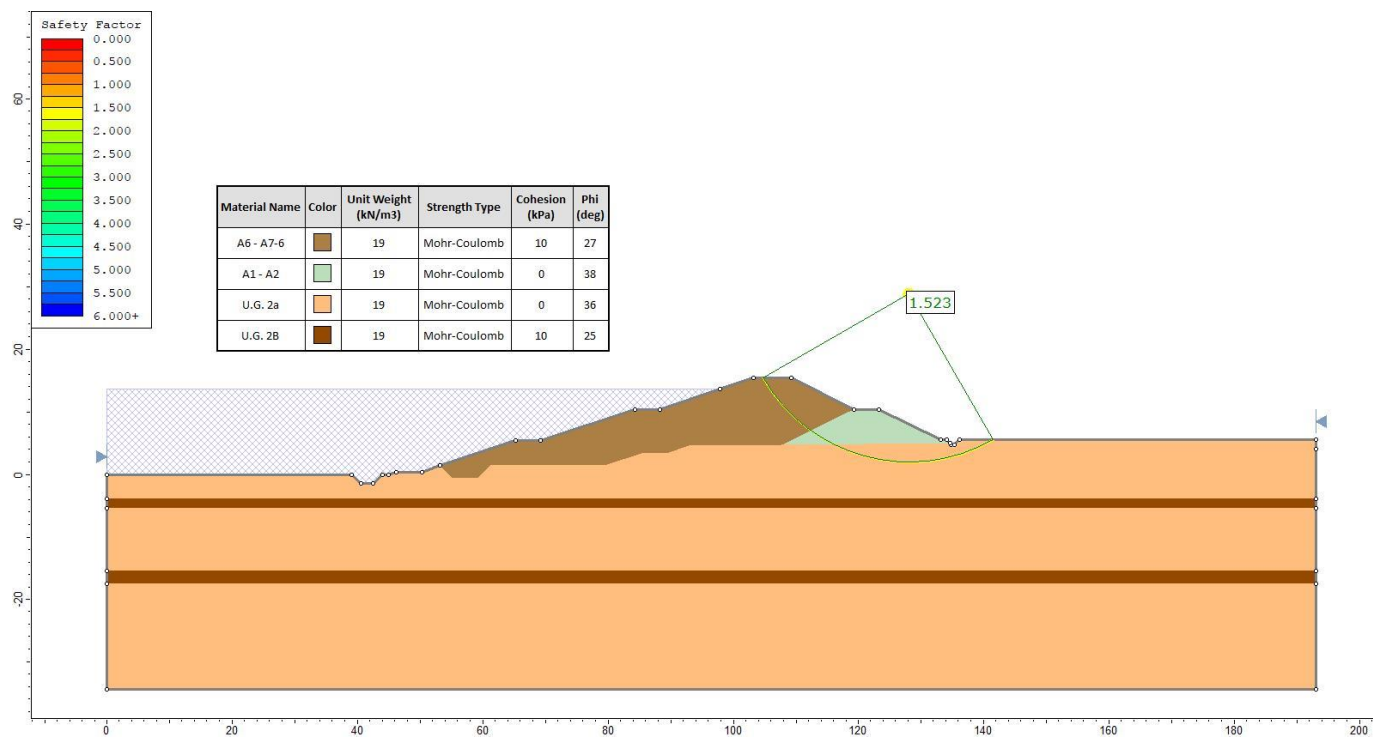
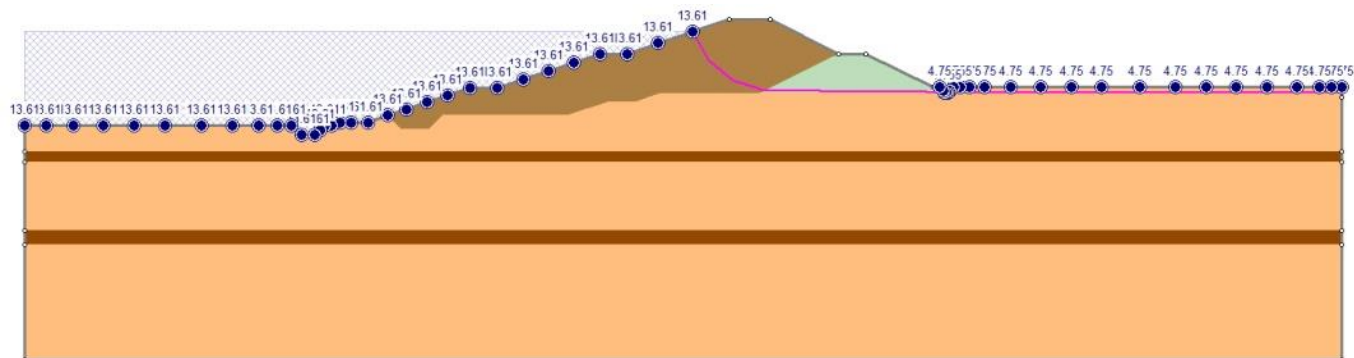
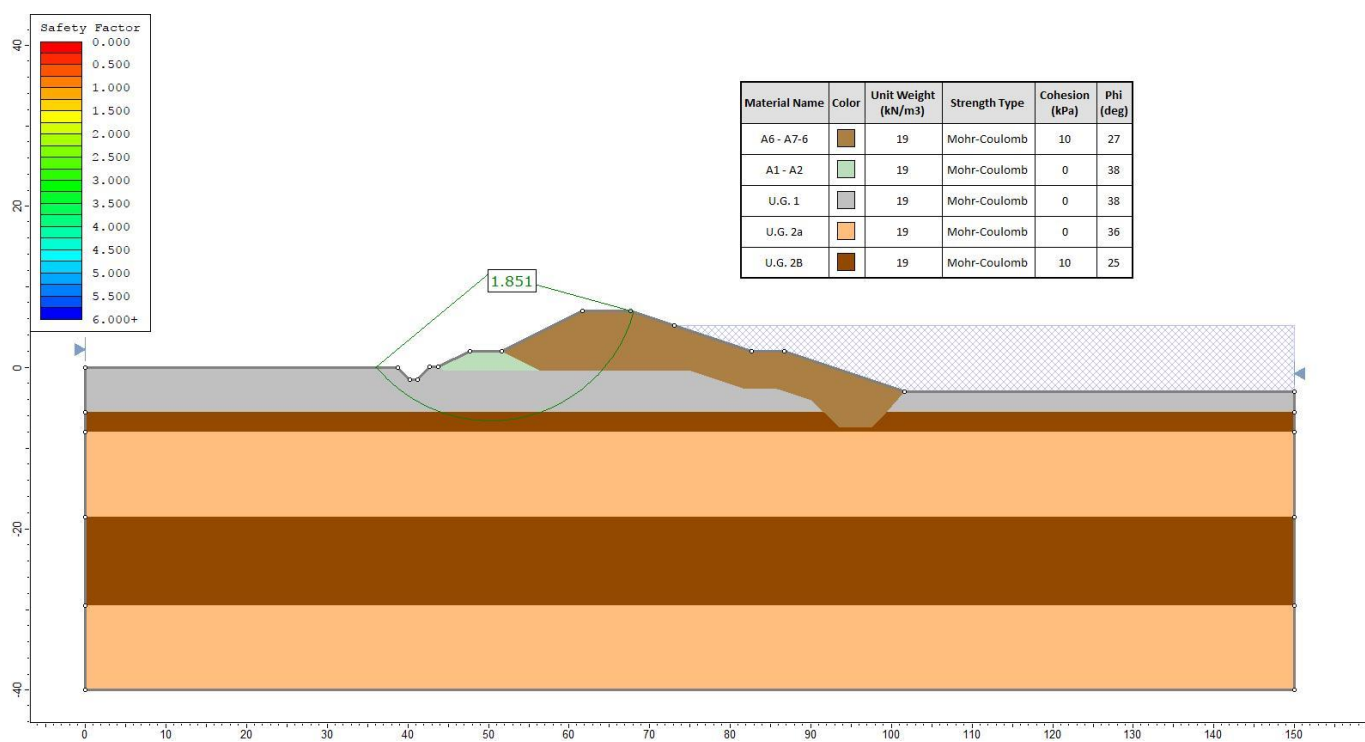
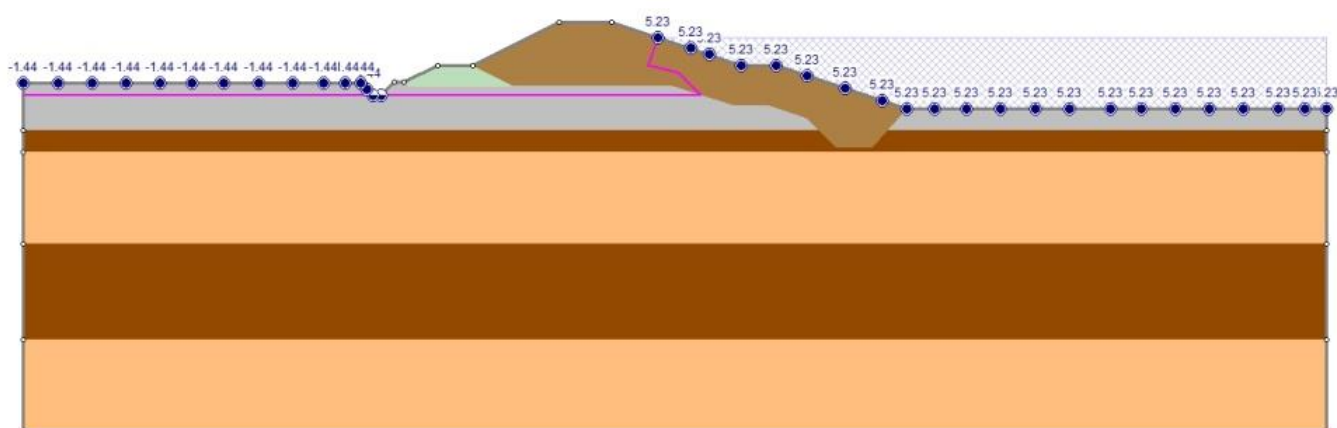


Figura 68 - Verifica di stabilità globale con vasca piena per sezione tipo 1







7.2.1.5 Sezione tipo 7A

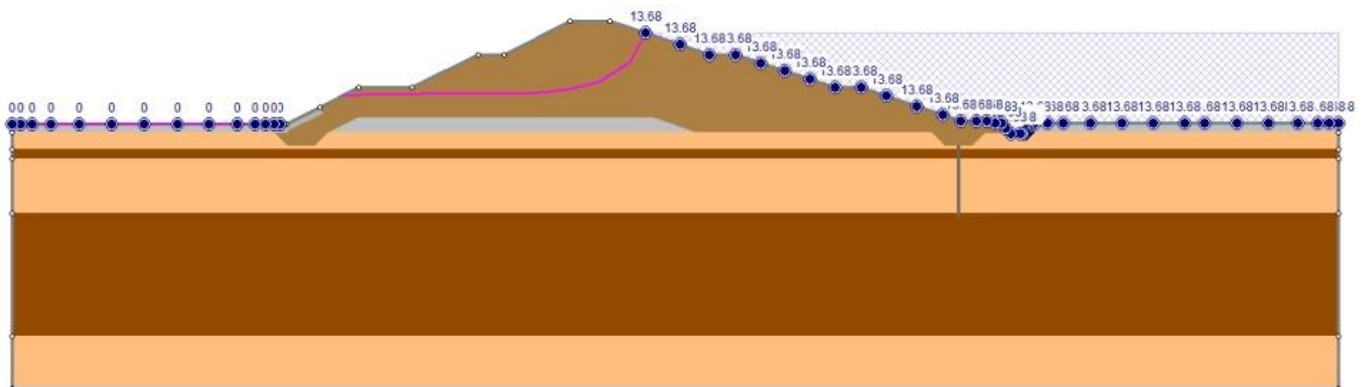


Figura 75 - Modello della linea di filtrazione con vasca piena per sezione tipo 7A

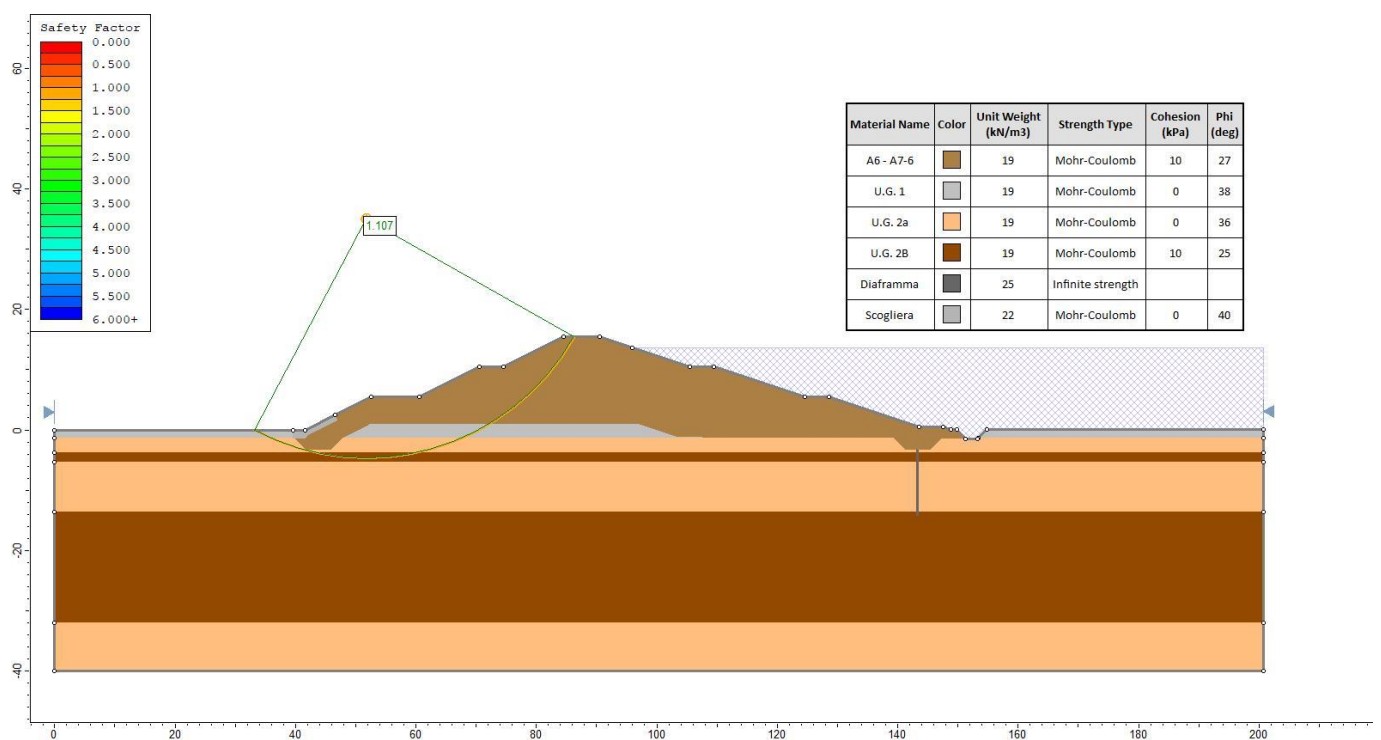


Figura 76 - Verifica di stabilità globale con vasca piena per sezione tipo 7A

7.2.1.6 Sezione di scavo lato sud

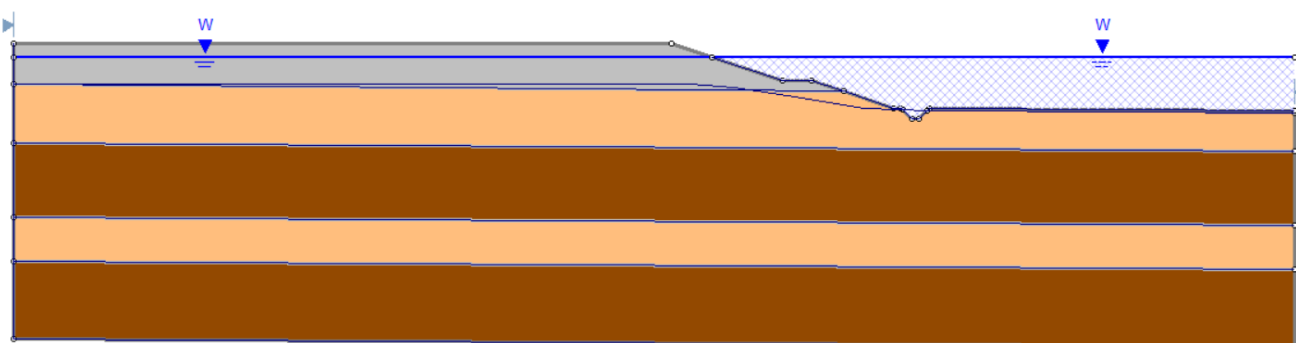


Figura 77 - Modello della linea di filtrazione con vasca piena per sezione scavo lato sud

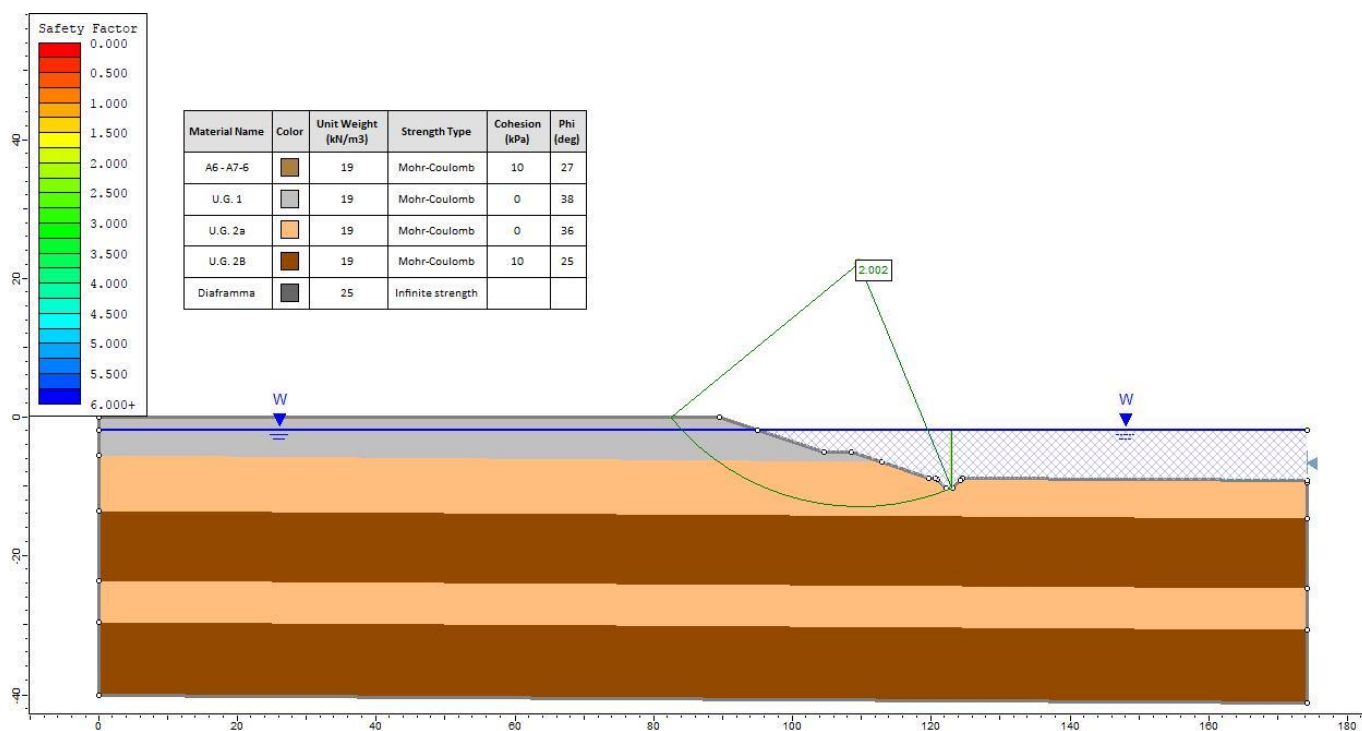


Figura 78 - Verifica di stabilità globale in condizioni di rapido svasso per fronte scavo lato sud

7.2.1.7 Verifiche senza diaframma

Si sono inoltre svolte le verifiche sulle sezioni tipo 1 e 7A senza diaframma, per valutarne l'influenza anche sulla stabilità globale degli argini.

Sezione tipo 1

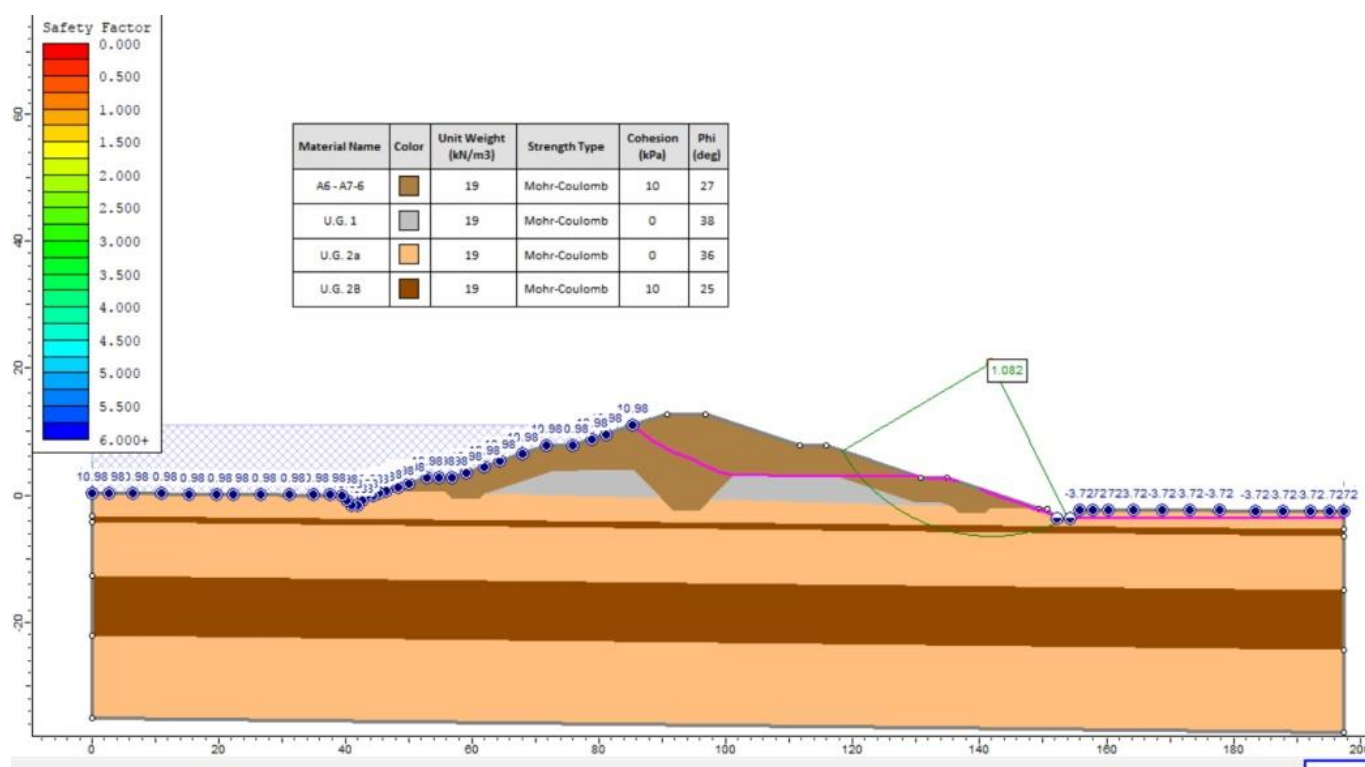


Figura 79 - Verifica di stabilità globale con vasca piena per sezione tipo 1 senza diaframma

Sezione tipo 7A

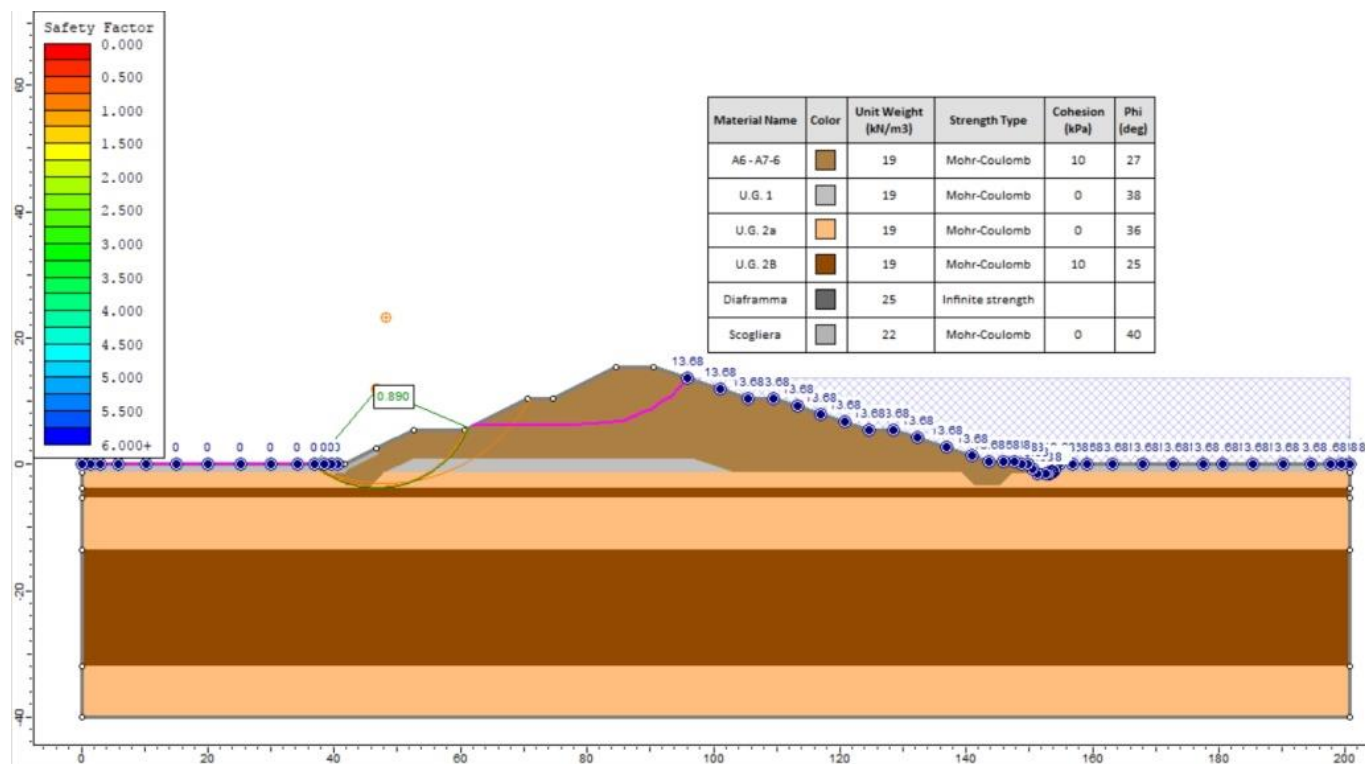


Figura 80 - Verifica di stabilità globale con vasca piena per sezione tipo 7A senza diaframma

Tabella 29 - Verifiche di stabilità globale con vasca piena senza diaframma

ODF		
	Sez. tipo 1	Sez. tipo 7A
con diaframma	1,543	1,107
senza diaframma	1,082	0,890

7.2.2 Verifiche in condizioni di rapido svasso

7.2.2.1 Sezione tipo 1

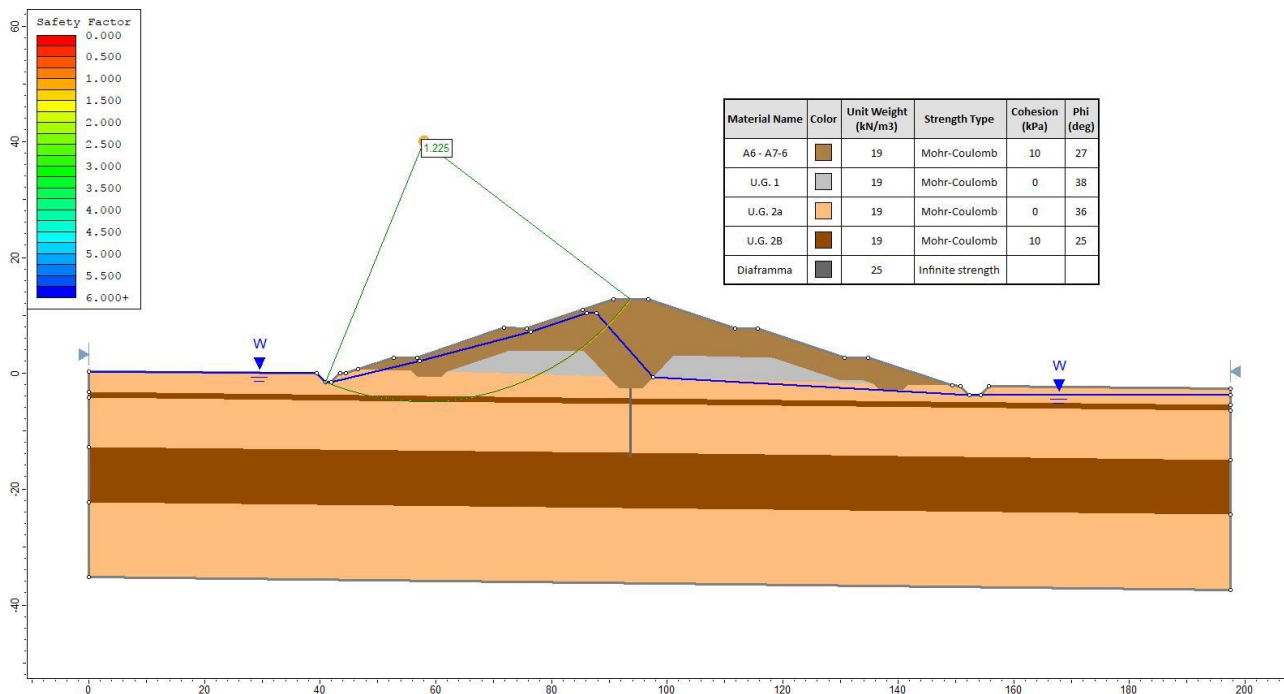


Figura 81 - Verifica di stabilità globale in condizioni di rapido svasso per sezione tipo 1

7.2.2.2 Sezione tipo 2

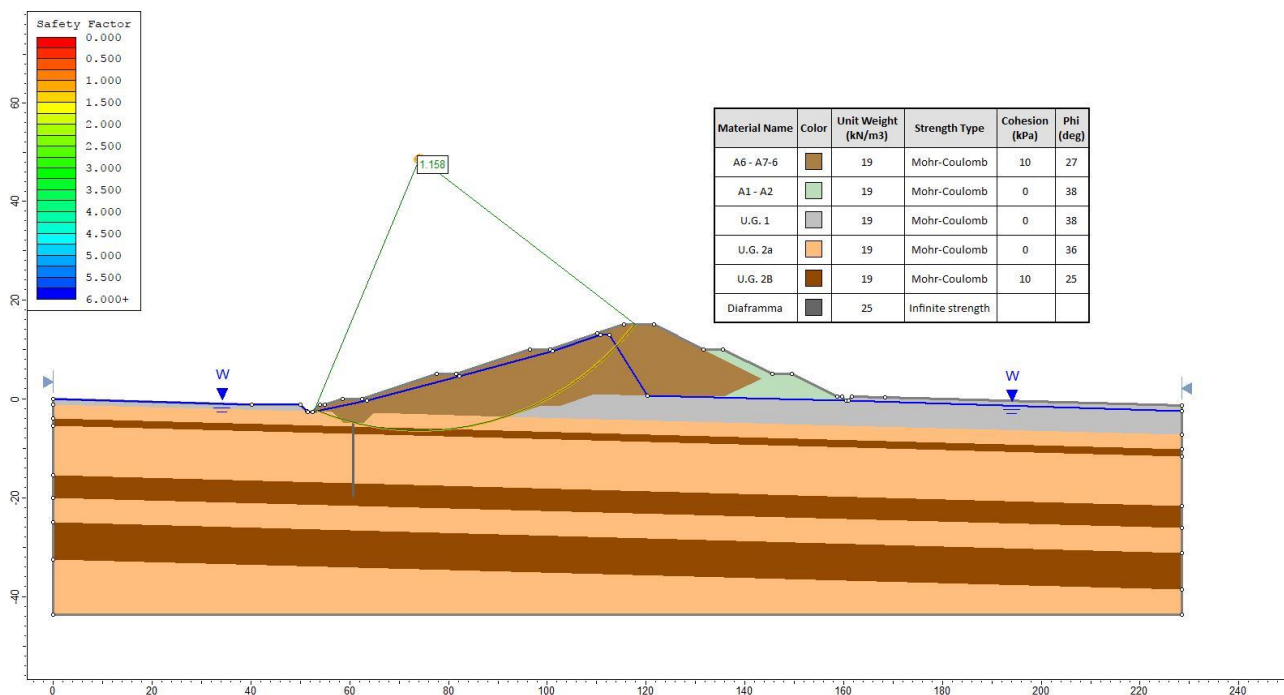


Figura 82 - Verifica di stabilità globale in condizioni di rapido svasso per sezione tipo 2

7.2.2.3 Sezione tipo 3A

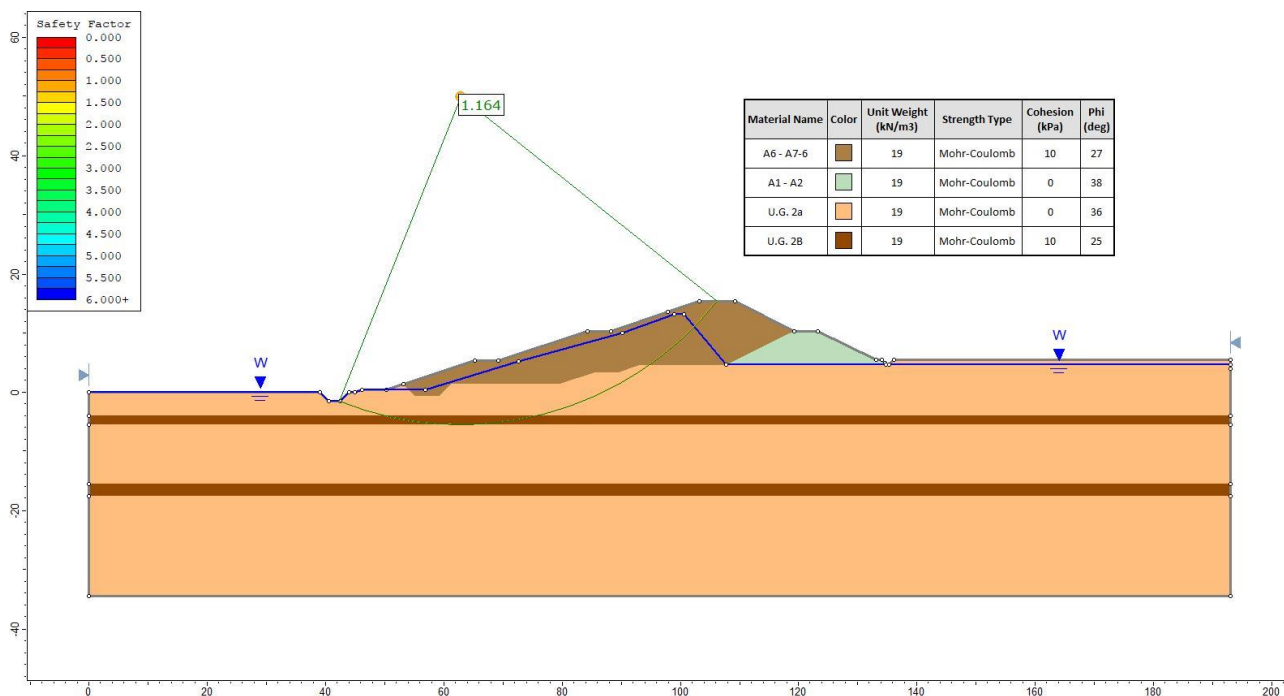


Figura 83 - Verifica di stabilità globale in condizioni di rapido svasso per sezione tipo 3A

7.2.2.4 Sezione tipo 6

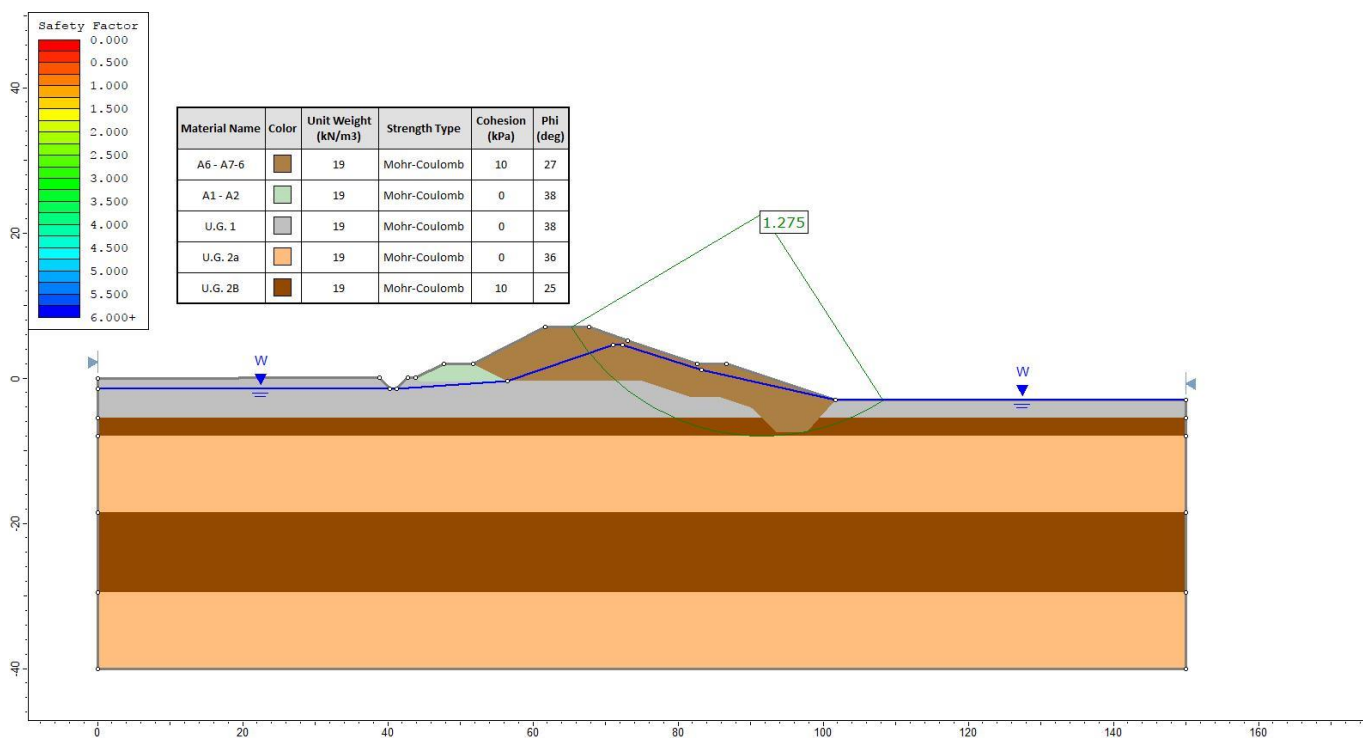


Figura 84 - Verifica di stabilità globale in condizioni di rapido svasso per sezione tipo 6

7.2.2.5 Sezione tipo 7A

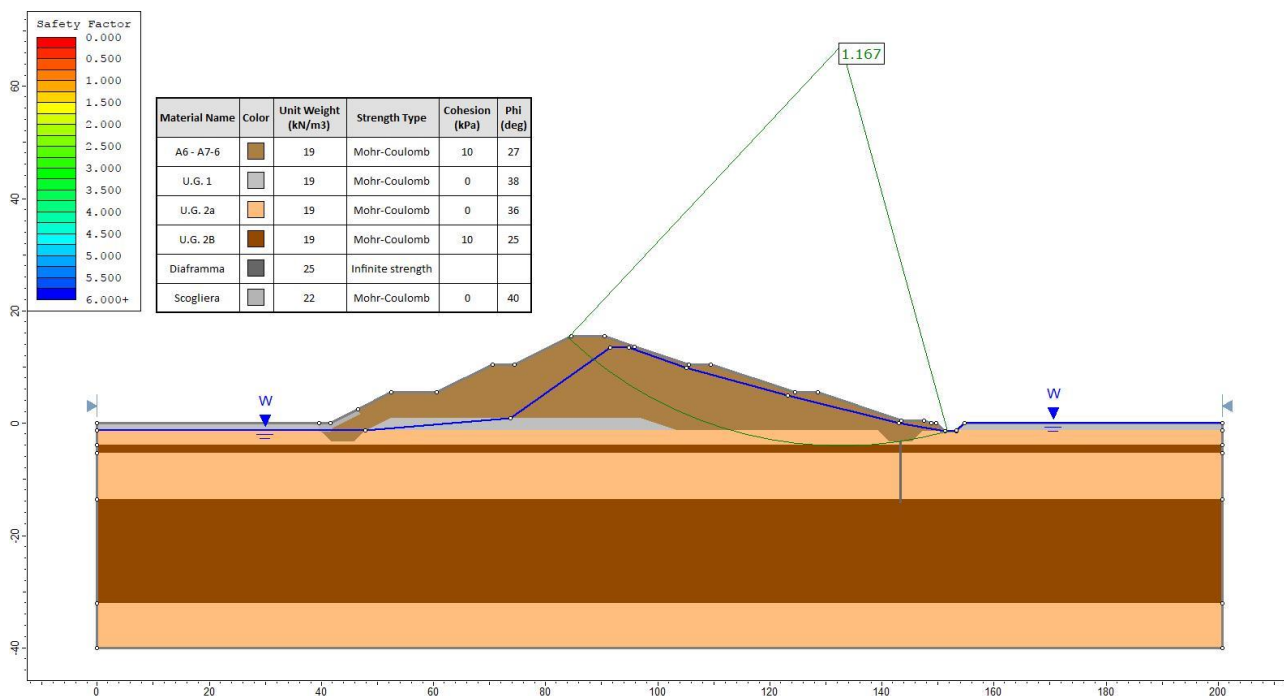


Figura 85 - Verifica di stabilità globale in condizioni di rapido svasso per sezione tipo 7A

7.2.2.6 Sezione di scavo lato sud

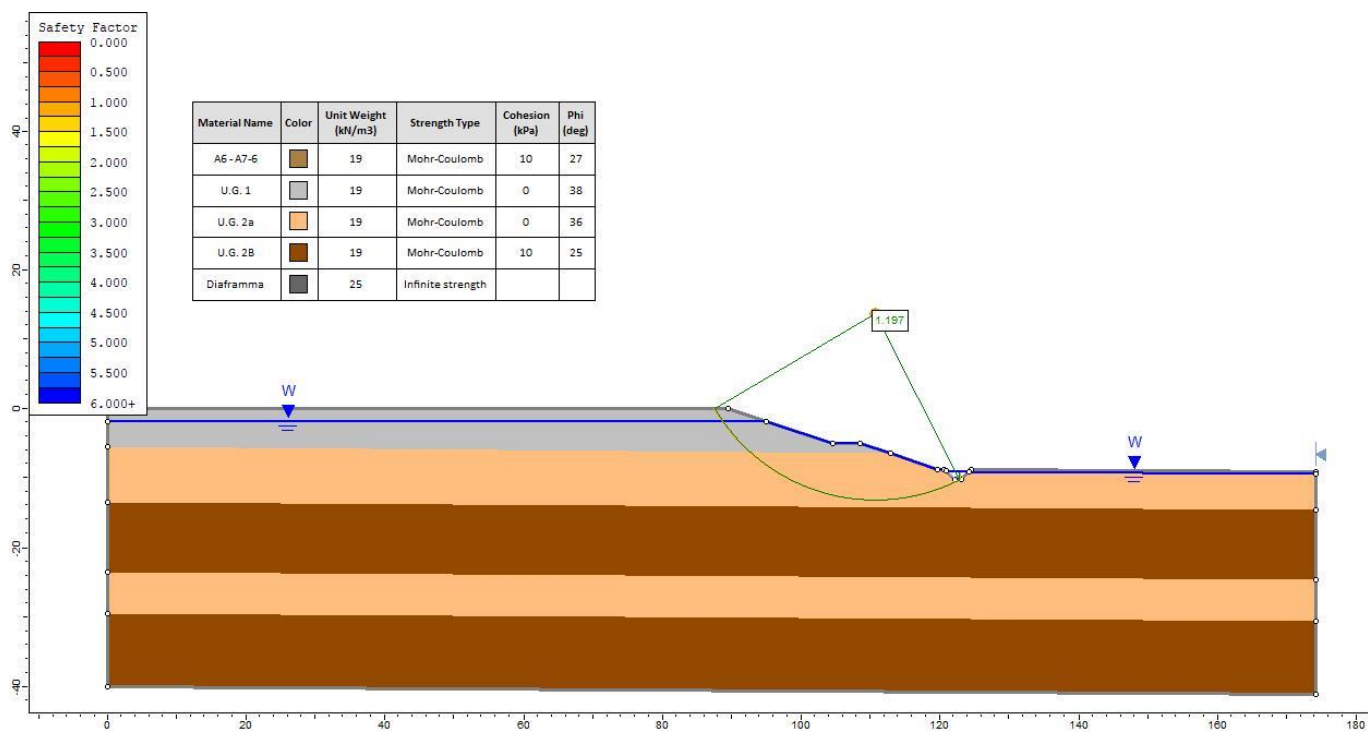


Figura 86 - Verifica di stabilità globale in condizioni di rapido svasso per sezione scavo lato sud

7.2.3 Verifiche in condizioni sismiche

Come già detto prima di procedere con le verifiche di stabilità in condizioni sismiche è necessario verificare l'ammissibilità degli spostamenti e cedimenti indotti in caso di sisma. Tali analisi sono state svolte con riferimento agli studi condotti per dighe, rilevati e pendii applicando il modello del blocco rigido di Newmark a superfici di scorrimento circolari.

Per far riferimento a tali studi è necessario in prima istanza valutare il fattore di sicurezza delle potenziali superfici di scivolamento con riferimento al coefficiente di spinta orizzontale k_h valutato in condizioni SLC con β pari a 1, assumendo coefficienti parziali per le resistenze e sui materiali unitari.

I risultati di tali analisi sono riportati nelle seguenti figure.

7.2.3.1 Sezione tipo 1

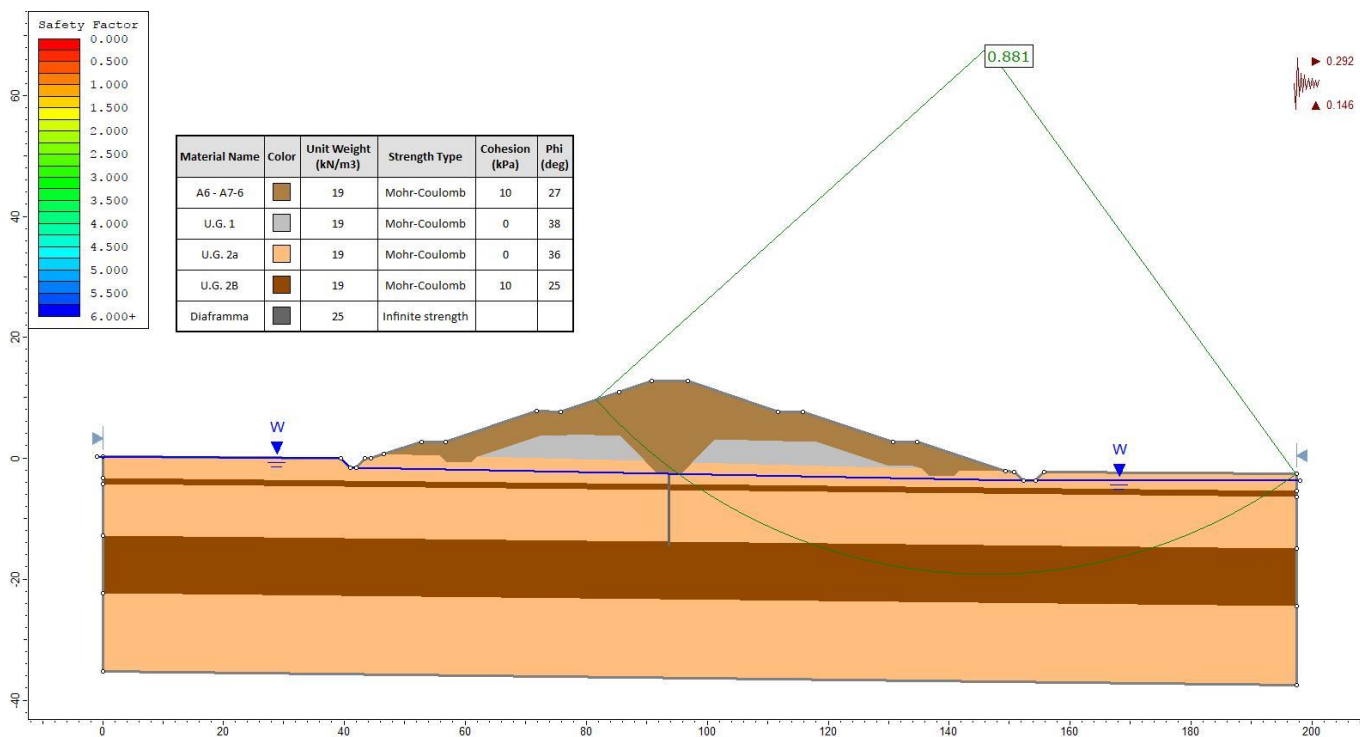


Figura 87 – Verifica di stabilità globale in condizioni sismiche ($\beta=1$) e vasca vuota per modello di sezione tipo 1

7.2.3.2 Sezione tipo 2

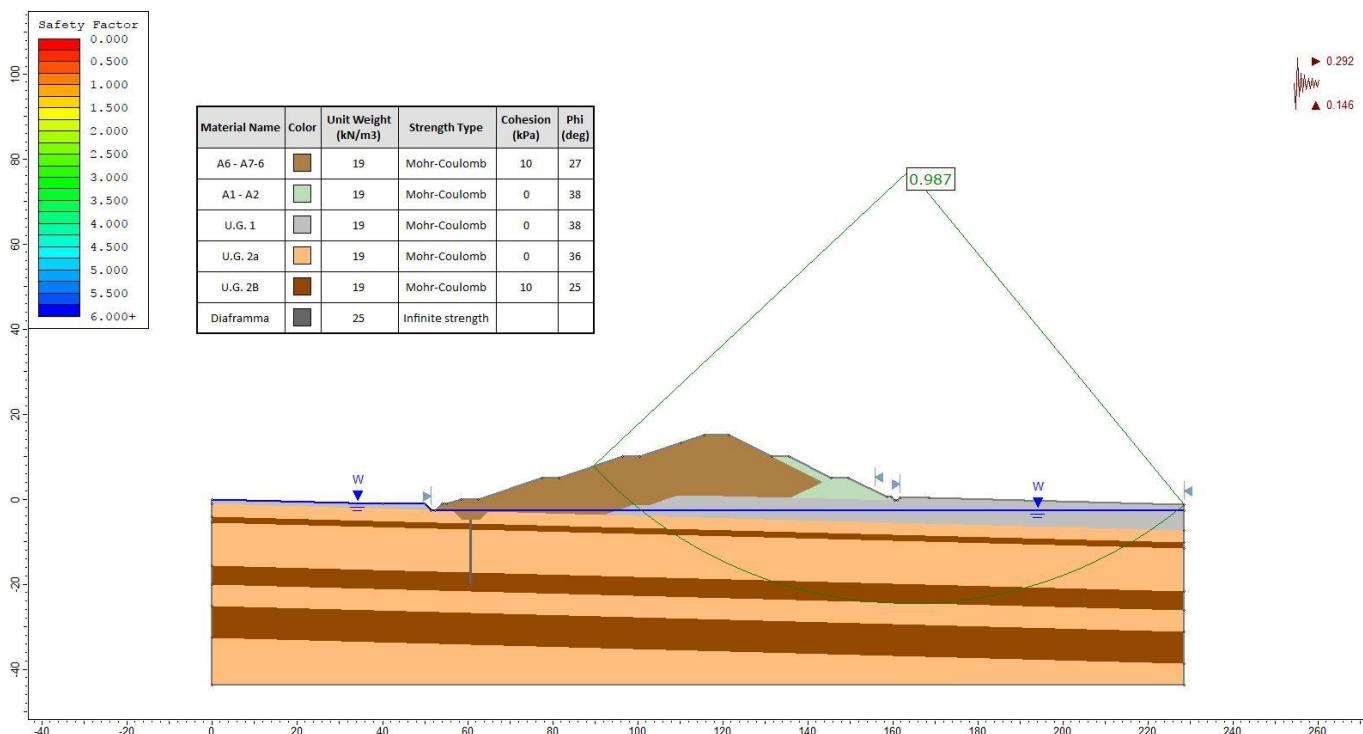


Figura 88 – Verifica di stabilità globale in condizioni sismiche ($\beta=1$) e vasca vuota per modello di sezione tipo 2

7.2.3.3 Sezione tipo 3A

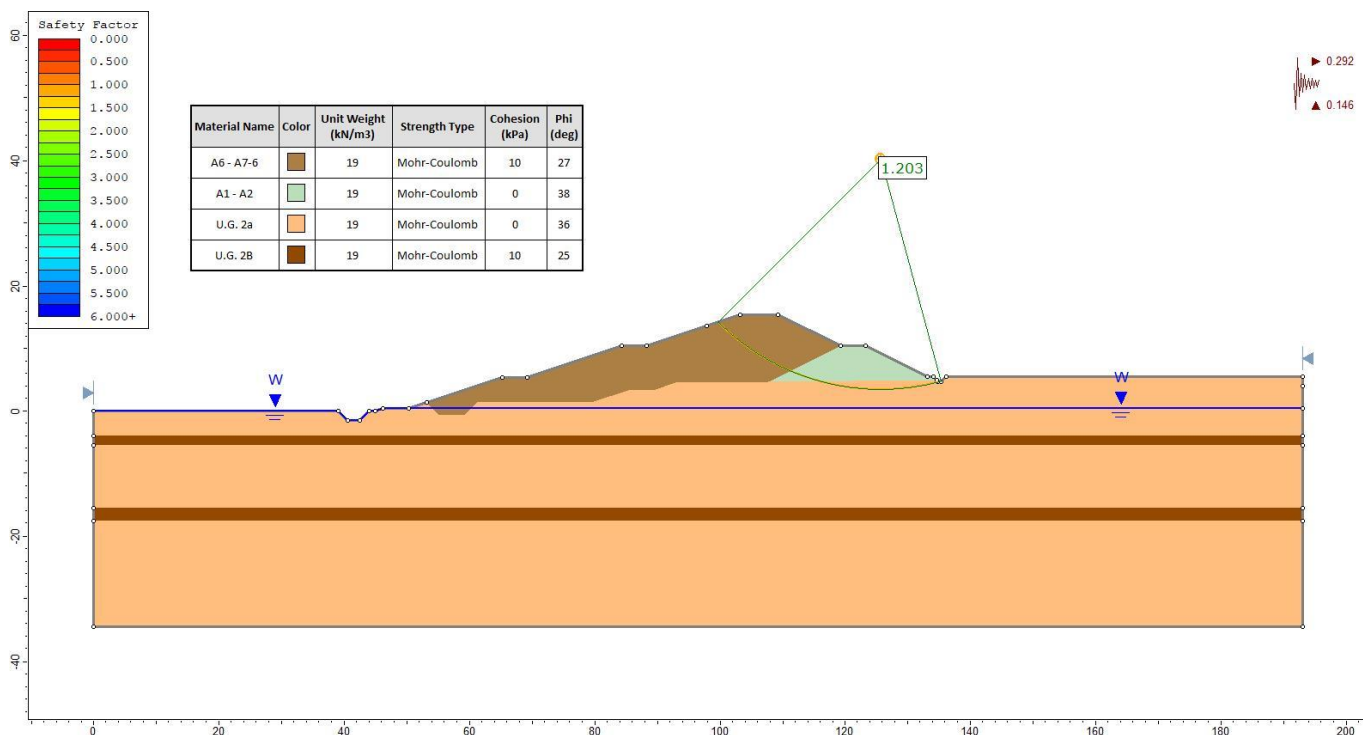


Figura 89 – Verifica di stabilità globale in condizioni sismiche ($\beta=1$) e vasca vuota per modello di sezione tipo 3A

7.2.3.4 Sezione tipo 6

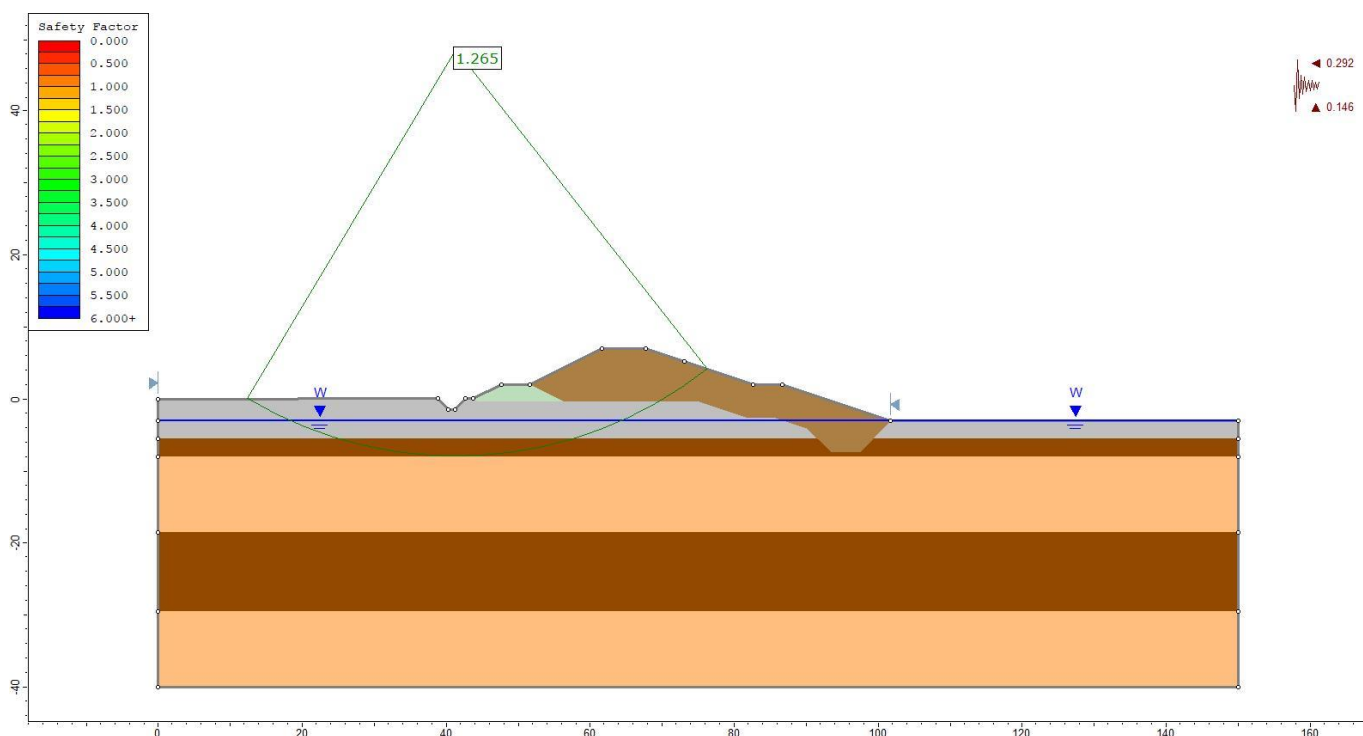


Figura 90 – Verifica di stabilità globale in condizioni sismiche ($\beta=1$) e vasca vuota per modello di sezione tipo 6

Sezione tipo 7A

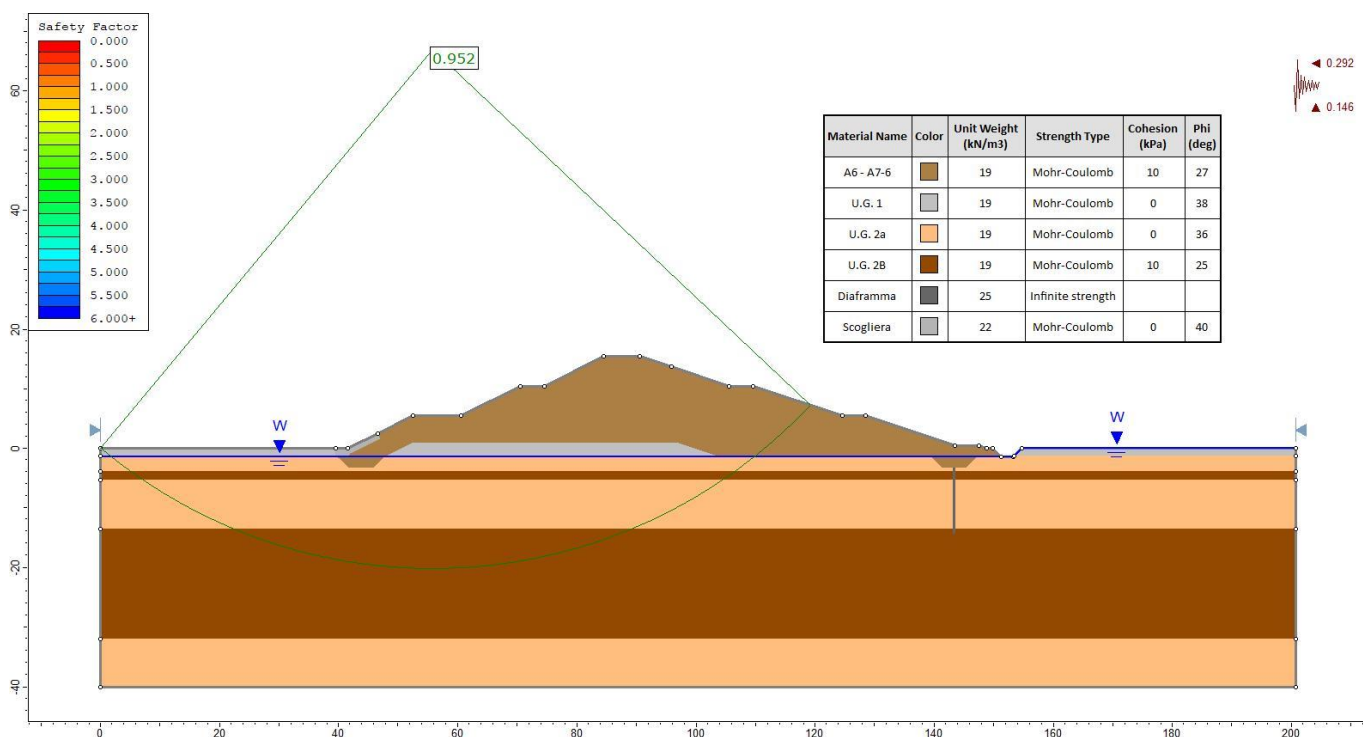


Figura 91 - Verifica di stabilità globale in condizioni sismiche ($\beta=1$) e vasca vuota per modello di sezione tipo 7A

Sezione di scavo lato sud

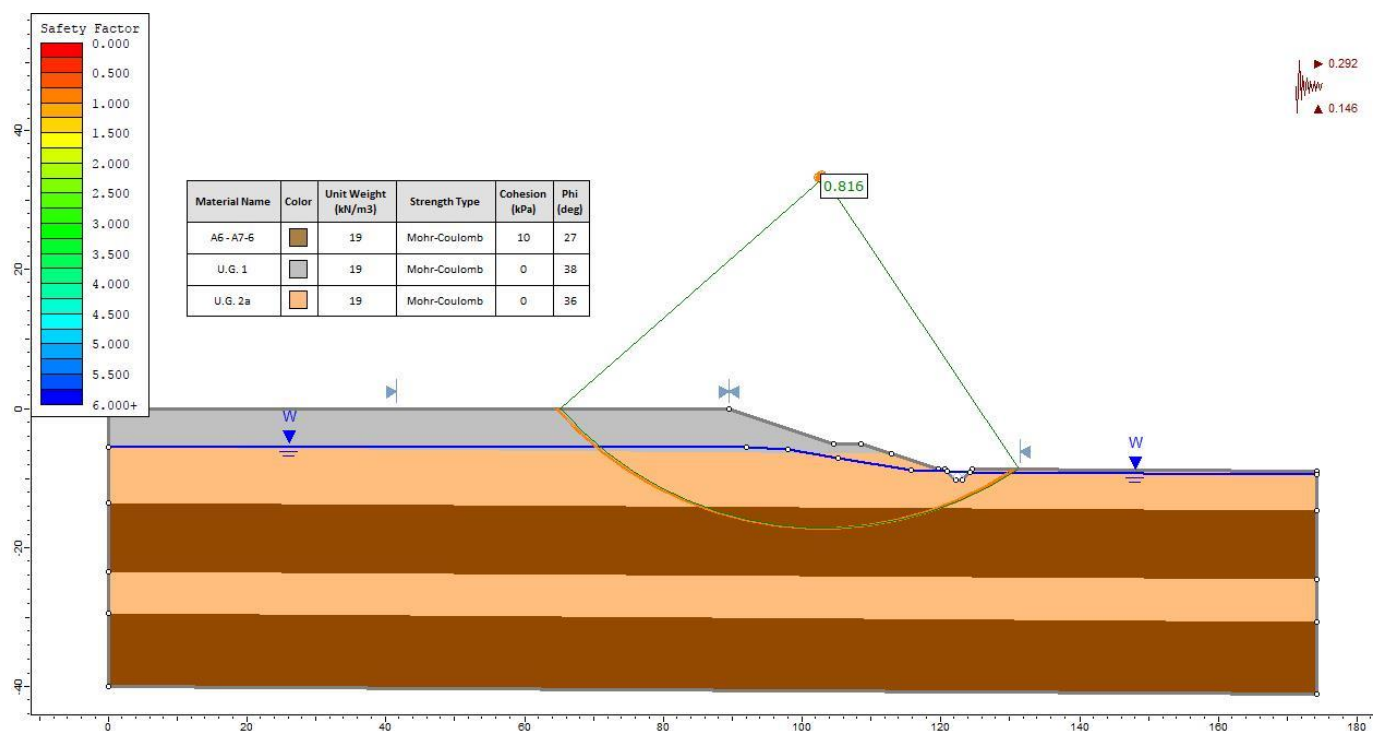


Figura 92 - Verifica di stabilità globale in condizioni sismiche ($\beta=1$) e vasca vuota per modello scavo lato sud

Tabella 30 – Fattore di sicurezza delle potenziali superfici di scivolamento con riferimento al coefficiente di spinta orizzontale k_h valutato in condizioni SLC con β pari a 1

	Sez. tipo 1	Sez. tipo 2	Sez. tipo 3A	Sez. tipo 6	Sez. tipo 7A	Sez. scavo lato sud
Fattore di sicurezza	0,881	0,987	1,203	1,265	0,952	0,816

Il fattore di sicurezza risulta compreso tra 0.8 e 1.3.

Un fattore di sicurezza maggiore di 1 indica che il k_h utilizzato risulta maggiore del coefficiente critico k_c definito come quello per il quale si innescano fenomeni di scivolamento. I dati di normativa e letteratura (Eurocode 1998-5, Madai 2009, Hynes-Griffin and Franklin 1994, Newmark 1965) indicano che gli spostamenti attesi per superfici di scorrimento con fattore di sicurezza maggiore di 1 determinato con $k_h = 0.5 a_{max} / g$ sono generalmente di entità molto limitata.

Nel caso in esame per la sezione tipo 1, 7A e scavo lato sud il coefficiente di sicurezza pari a 1 viene garantito con $k_h = 0.7 \div 0.95 a_{max}$, in altre parole risulta che il rapporto tra a_{max} di progetto e a_c , ovvero l'accelerazione critica per la quale cominciano ad innescarsi fenomeni di scivolamento, è dell'ordine di $0.7 \div 0.95$.

Gli studi condotti applicando la teoria del blocco rigido di Newmark a superfici di scorrimento circolari hanno portato a definire il seguente grafico valido per terremoti di magnitudo attesa compresa tra 6.6 e 7.2 (confrontabili con

quella massima pari a 6.14 attesa per la zona sismogenetica dell'Appennino Emiliano Romagnolo), per cui per rapporti a_c/a_{max} pari a 0.7-0.95 sono attesi spostamenti massimi dell'ordine di qualche cm valore che si ritiene assolutamente ammissibili anche perché cautelativamente valutati con riferimento allo SLC:

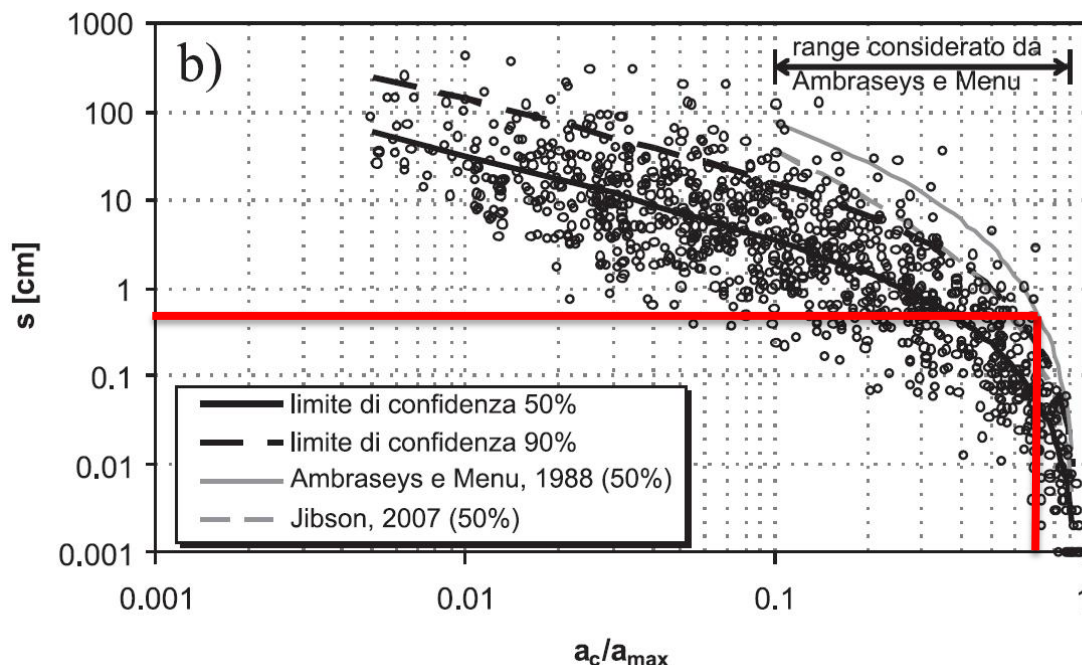


Figura 93 – Relazioni spostamento del blocco di Newmark-rapporto di accelerazione critica a_c/a_{max} (Madaï, Rivista Italiana Geotecnica 1/2009)

Una volta verificato che gli eventuali spostamenti e cedimenti dovuti al sisma di progetto sono trascurabili sono state condotte le verifiche di sicurezza con riferimento al coefficiente di spinta orizzontale k_h pari a $\beta \times a_{max}$ con $\beta=0.31$ come da NTC 08. I coefficienti parziali sulle resistenze sono stati assunti pari a 1.2, così come sono stati assunti i coefficienti M2 per i materiali. A tal proposito si vuole evidenziare come questa sia una posizione assolutamente conservativa in quanto la riduzione delle resistenze dei materiali in concomitanza con azioni eccezionali sismiche trova come unico riscontro, anche a livello di Eurocodici, le verifiche di stabilità globale previste dalle NTC 08; aspetto che verrà modificato con le emanande NTC dove sono indicati in condizioni sismiche coefficienti per i materiali unitari.

In presenza di spostamenti assai limitati e quindi di deformazioni molto limitate non si ritiene che i terreni possano manifestare un comportamento di tipo fragile e che possano manifestarsi incrementi delle pressioni interstiziali nei terreni saturi significative.

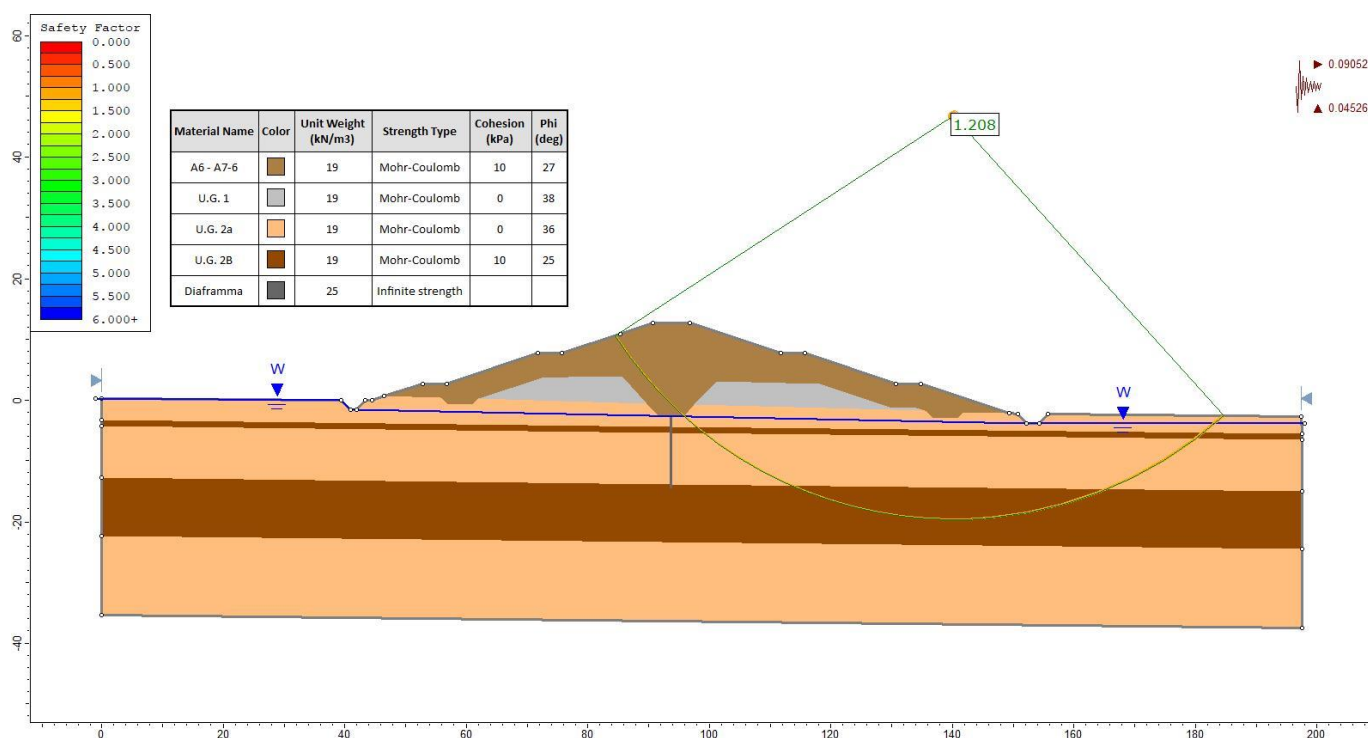


Figura 94 - Verifica sismica di stabilità globale ($\beta=0.31$) in condizioni di vasca vuota per sezione tipo 1

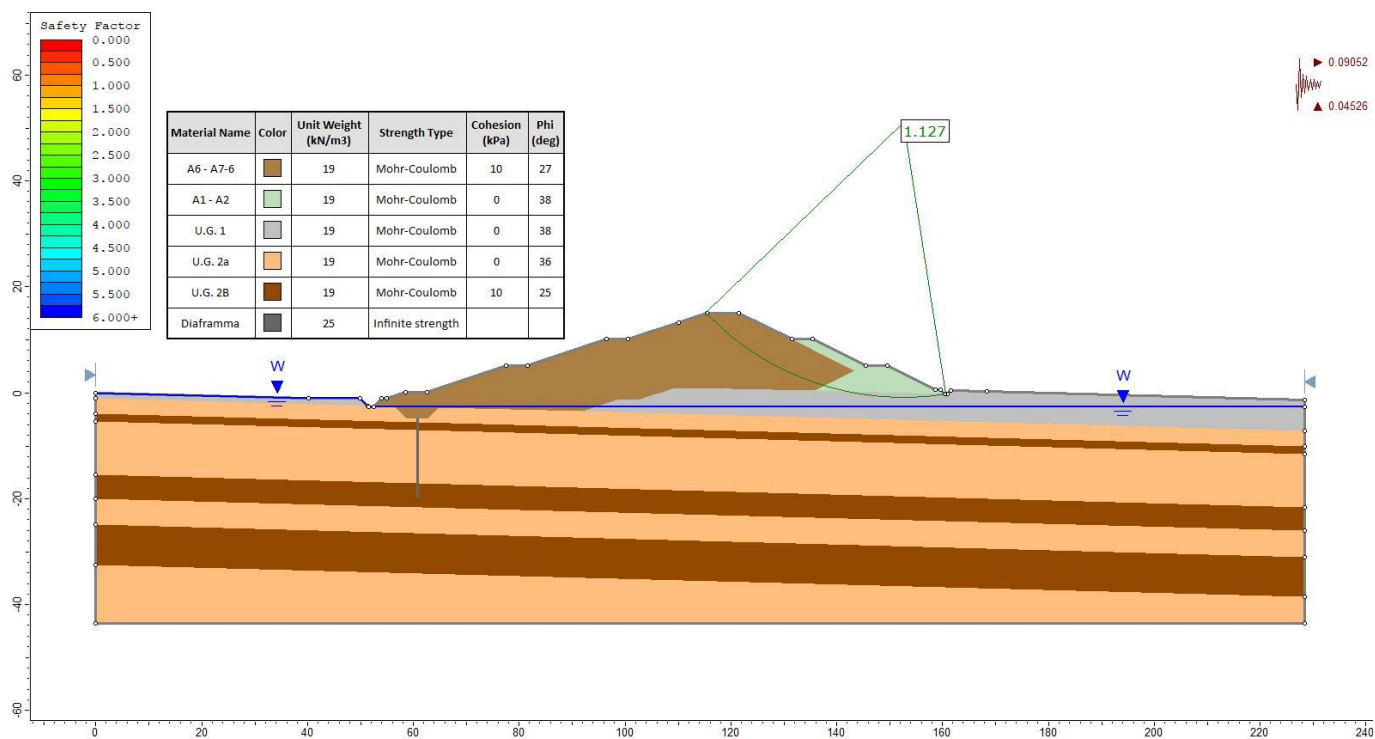


Figura 95 - Verifica sismica di stabilità globale ($\beta=0.31$) in condizioni di vasca vuota per sezione tipo 2

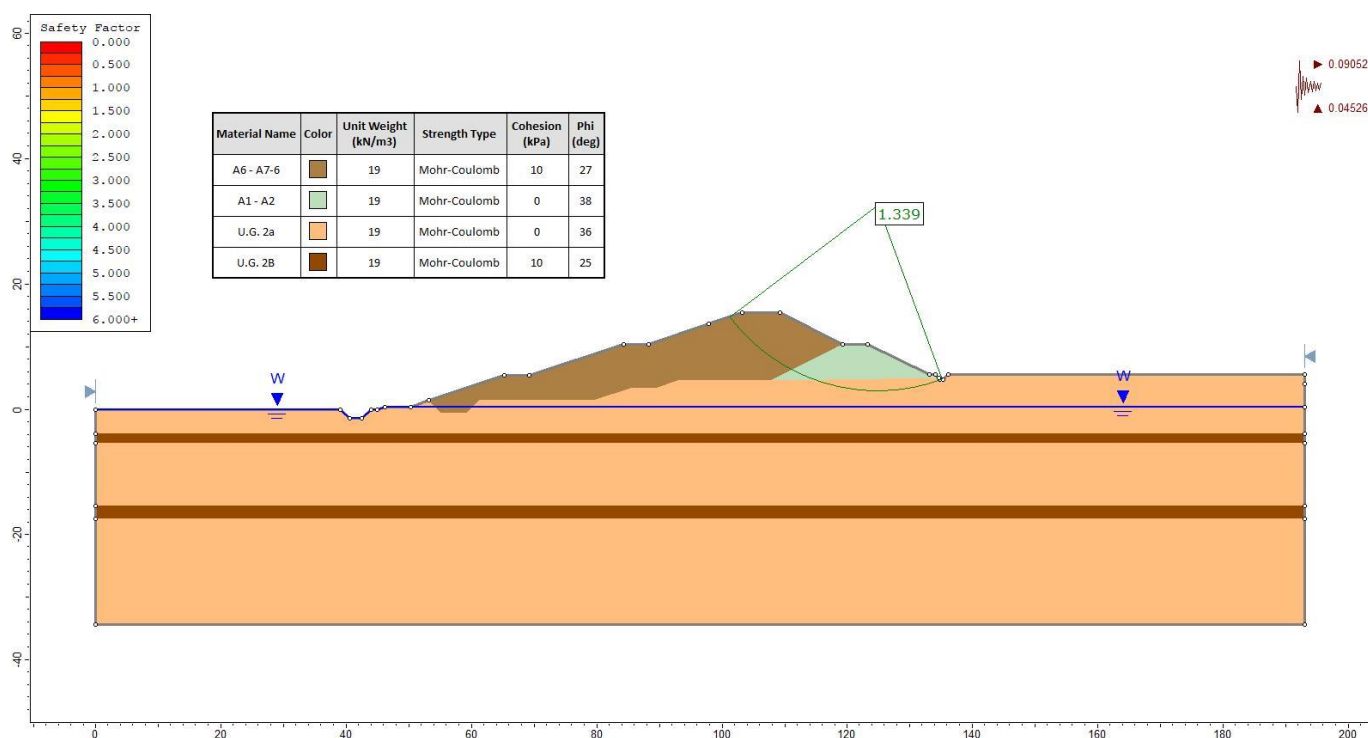


Figura 96 - Verifica sismica di stabilità globale ($\beta=0.31$) in condizioni di vasca vuota per sezione tipo 3A

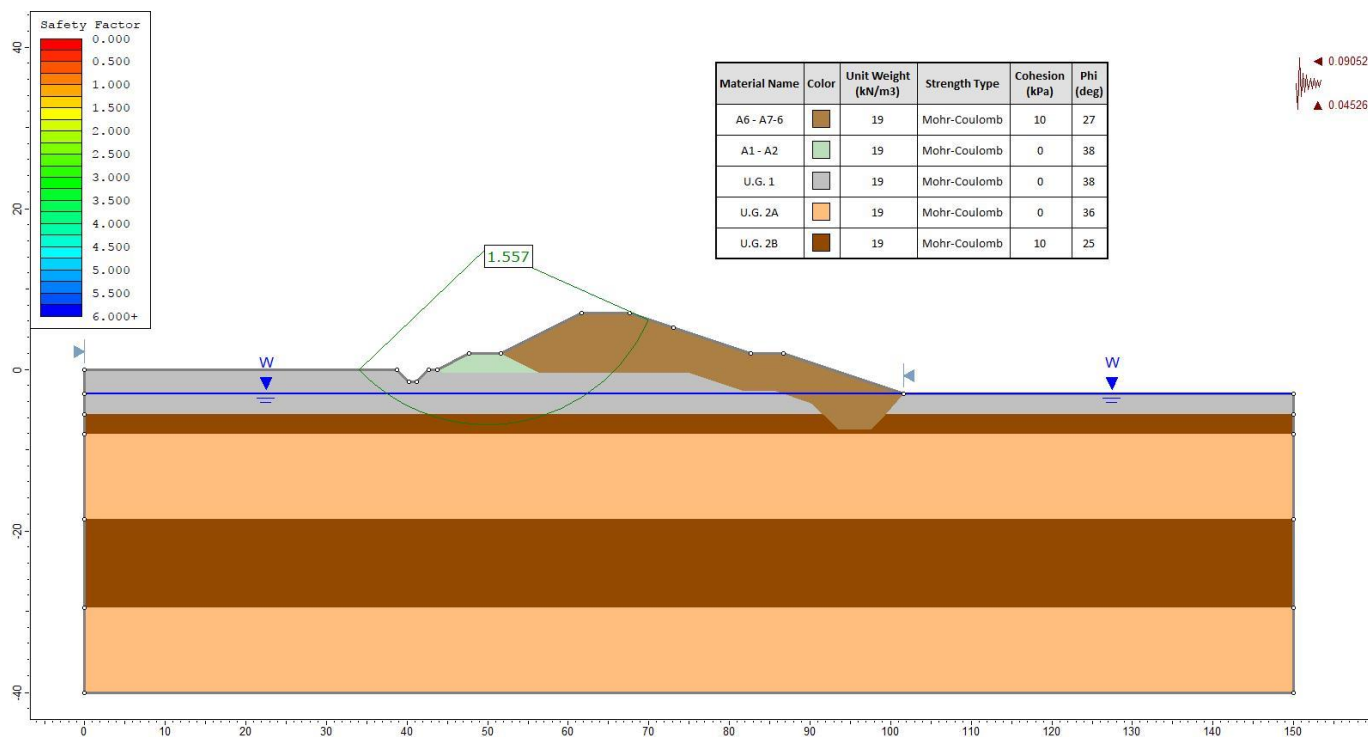


Figura 97 - Verifica sismica di stabilità globale ($\beta=0.31$) in condizioni di vasca vuota per sezione tipo 6

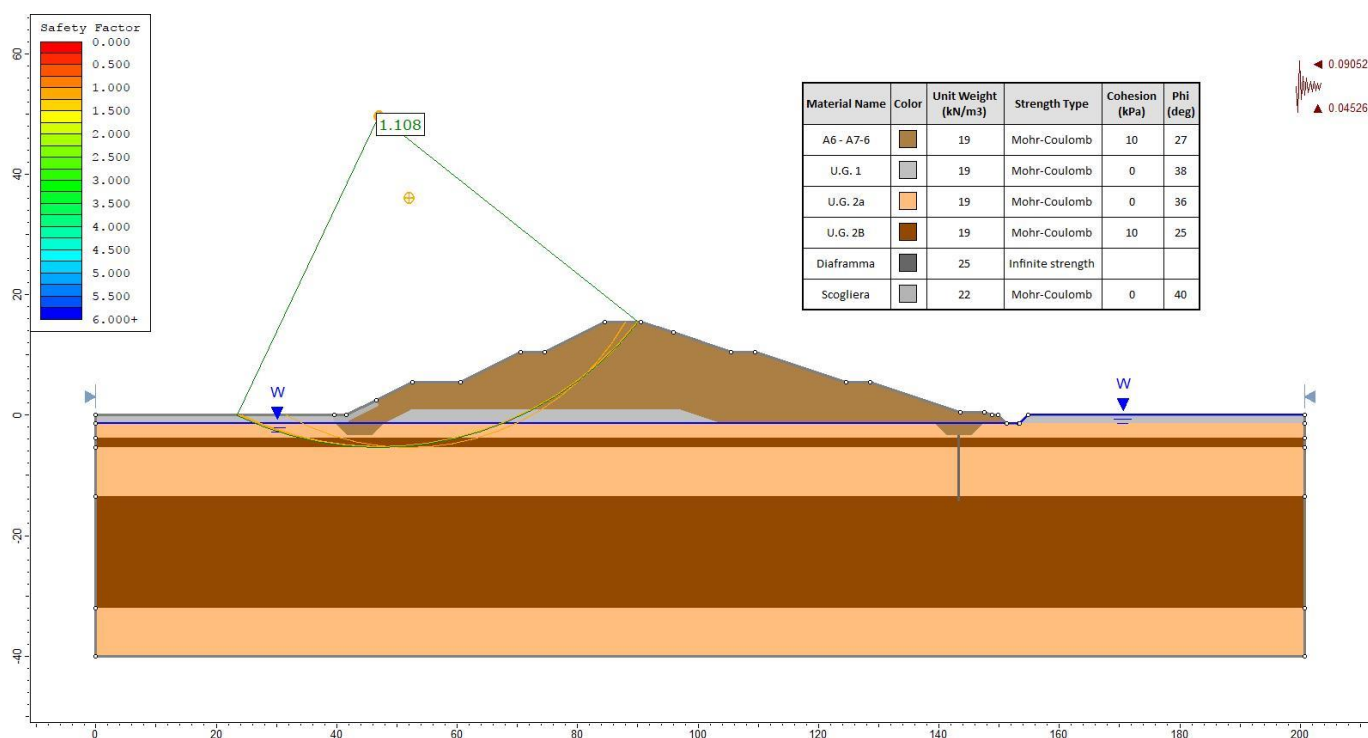


Figura 98 - Verifica sismica di stabilità globale ($\beta=0.31$) in condizioni di vasca vuota per sezione tipo 7A

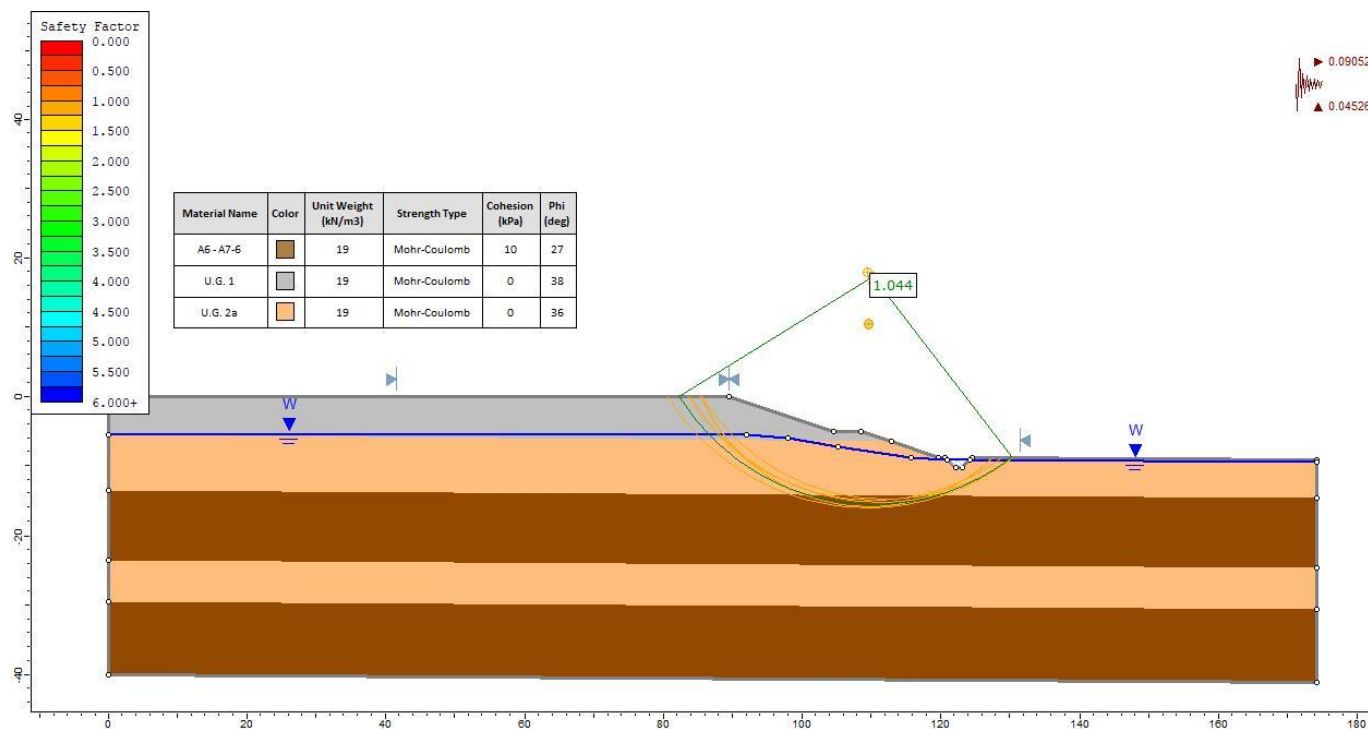


Figura 99 - Verifica sismica di stabilità globale ($\beta=0.31$) in condizioni di vasca vuota per sezione scavo lato sud

7.2.4 Riassunto delle verifiche condotte

Nelle seguenti tabelle vengono riassunte le verifiche condotte

Tabella 31 – Verifiche di stabilità globale con vasca piena (Tr 1000 anni quote +145.7 comparto 1 e +143.7 comparto 2)

	Sez. tipo 1	Sez. tipo 2	Sez. tipo 3A	Sez. tipo 6	Sez. tipo 7A	Sez. scavo lato sud
ODF	1,543	1,431	1,523	1,851	1,107	2,002

Tabella 32 – Verifiche di stabilità globale in condizioni di rapido svasso

	Sez. tipo 1	Sez. tipo 2	Sez. tipo 3A	Sez. tipo 6	Sez. tipo 7A	Sez. scavo lato sud
ODF	1,225	1,158	1,164	1,275	1,167	1,197

Tabella 33 – Verifiche di stabilità in condizioni sismiche con riferimento al coefficiente di spinta orizzontale k_h valutato in condizioni SLC con β pari a 0.31

	Sez. tipo 1	Sez. tipo 2	Sez. tipo 3A	Sez. tipo 6	Sez. tipo 7A	Sez. scavo lato sud
ODF	1,208	1,127	1,339	1,557	1,108	1,044

7.2.5 Verifiche in condizioni sismiche richieste da DGD

La DGD ha richiesto di effettuare delle valutazioni aggiuntive (analisi di sensitività) considerando la concomitanza di livelli idrici nella cassa e sisma. Per tenere conto dell'eccezionalità dei due eventi le analisi sono state in prima istanza condotte con riferimento alle quote di invaso con Tr di 100 anni (+143.7 sia per il comparto 1 che per il 2). Poiché le verifiche venivano soddisfatte le analisi, di seguito presentate, sono state estese a quote di invaso con riferimento a $T_r=1000$ anni (+145.7 comparto 1 e +143.7 comparto 2) e sisma. Convenendo che si tratta di analisi di sensitività e non di verifiche dimensionanti (condizioni di esercizio della cassa sono in assenza di acqua) sono state condotte tali verifiche.

Anche in questo caso in prima istanza è stato valutato il fattore di sicurezza delle potenziali superfici di scivolamento con riferimento al coefficiente di spinta orizzontale k_h valutato in condizioni SLC con β pari a 1, assumendo coefficienti parziali per le resistenze e sui materiali unitari.

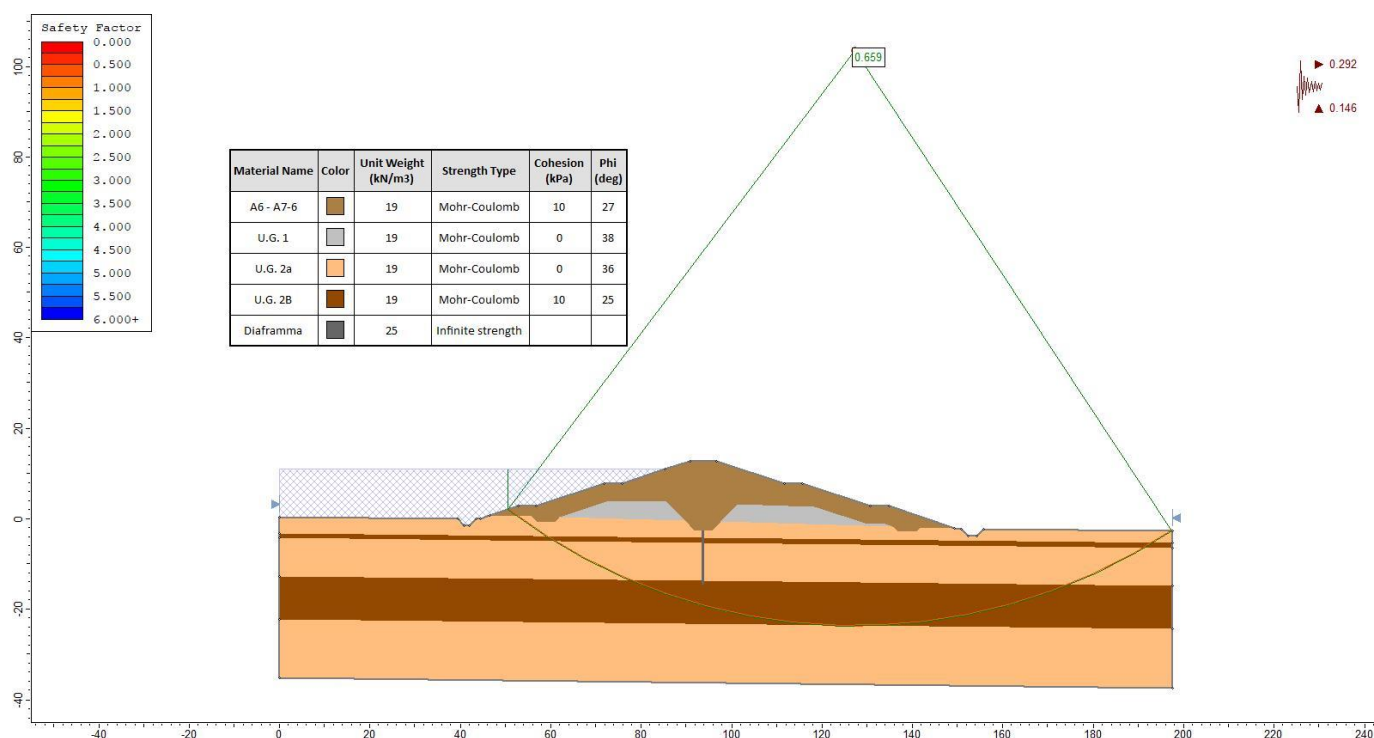


Figura 100 - Verifica sismica di stabilità globale ($\beta=1$) in condizioni di vasca piena per sezione tipo 1

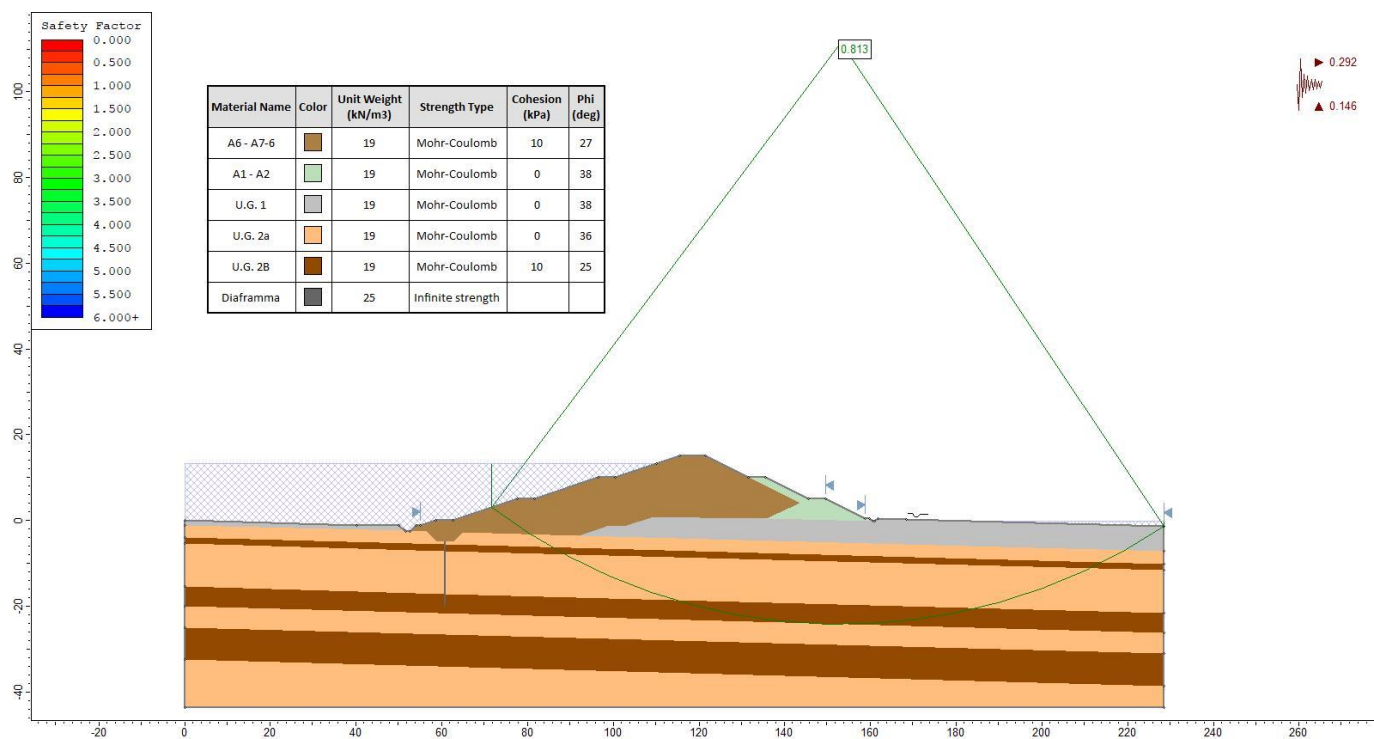


Figura 101 - Verifica sismica di stabilità globale ($\beta=1$) in condizioni di vasca piena per sezione tipo 2

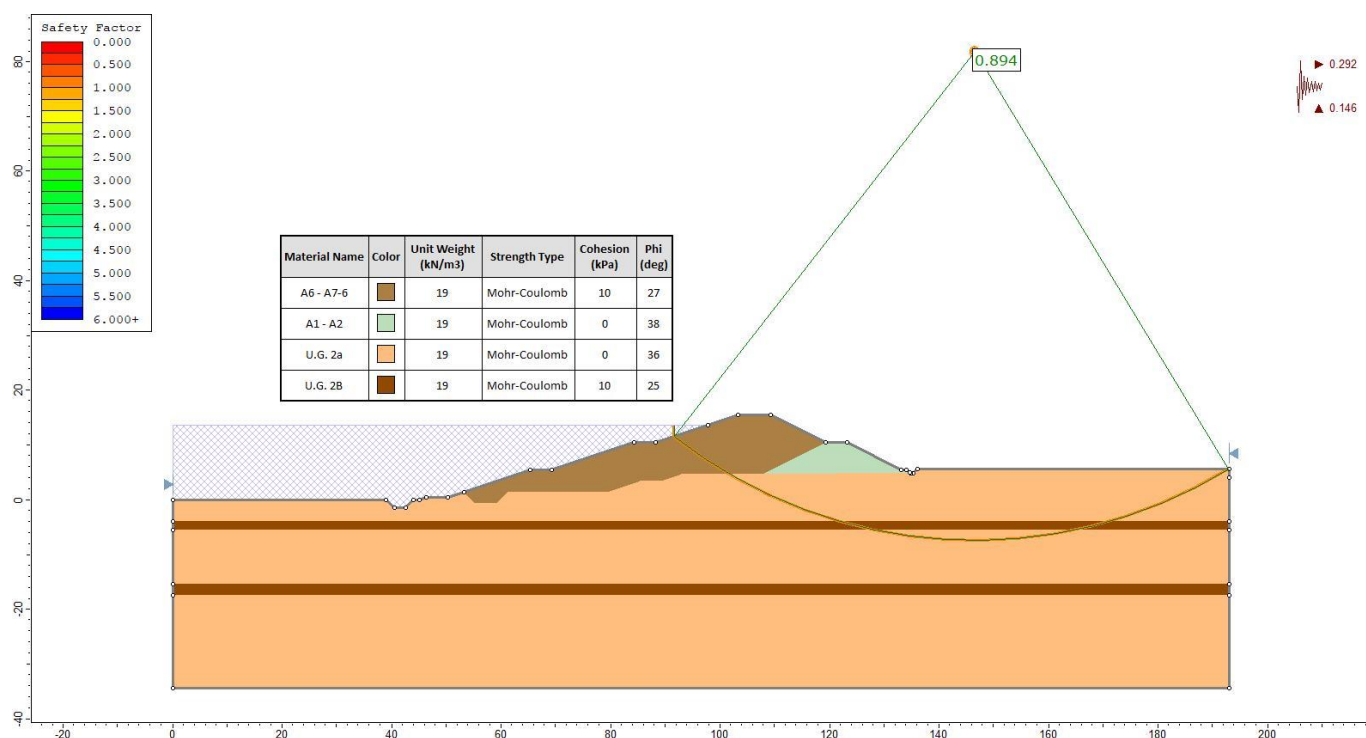


Figura 102 - Verifica sismica di stabilità globale ($\beta=1$) in condizioni di vasca piena per sezione tipo 3A

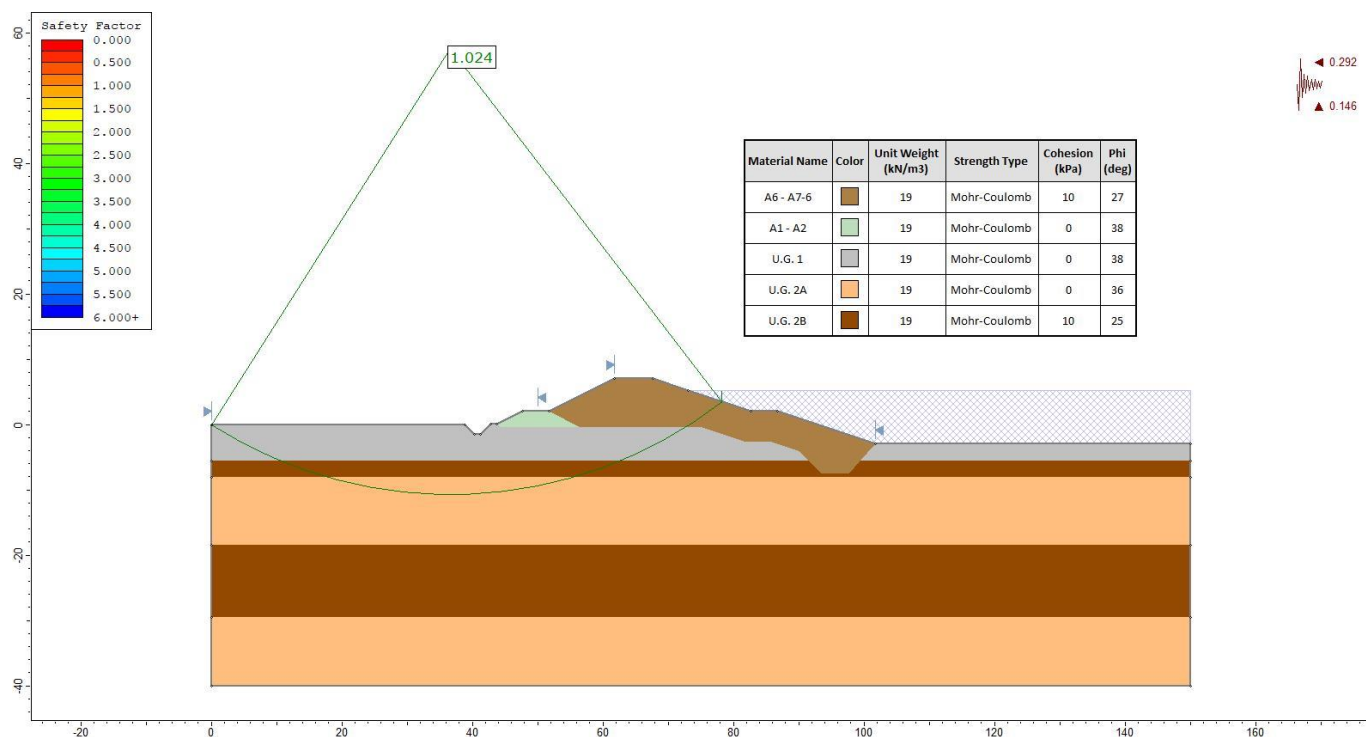


Figura 103 - Verifica sismica di stabilità globale ($\beta=1$) in condizioni di vasca piena per sezione tipo 1

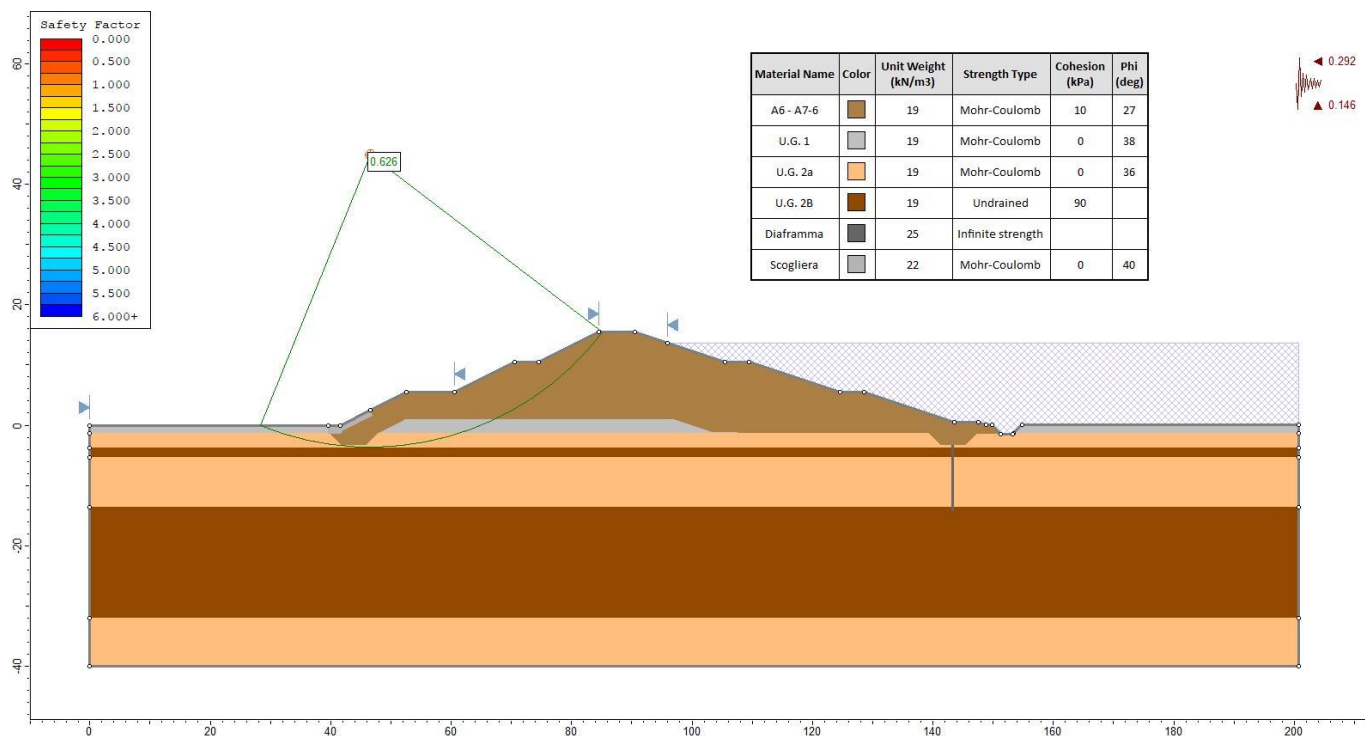


Figura 104 - Verifica sismica di stabilità globale ($\beta=1$) in condizioni di vasca piena per sezione tipo 7A

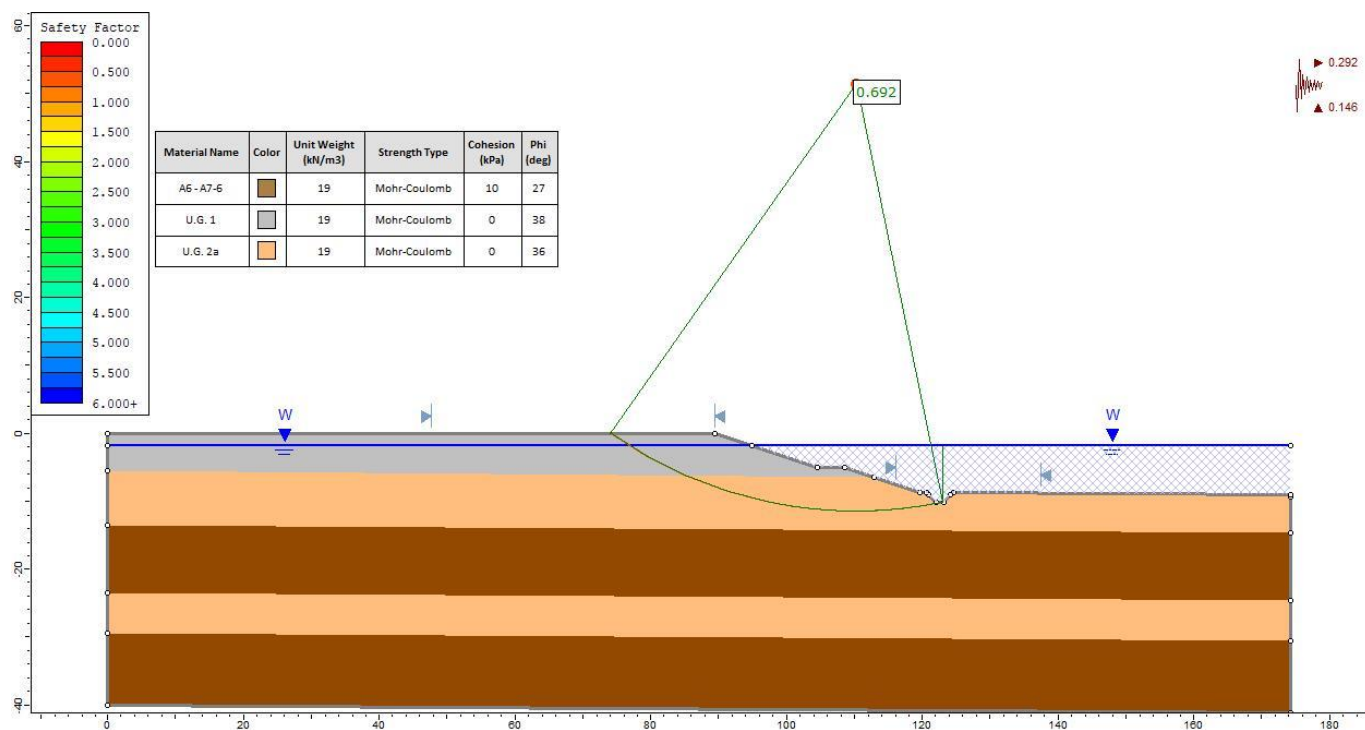


Figura 105 - Verifica sismica di stabilità globale ($\beta=1$) in condizioni di vasca piena per sezione scavo lato sud

Tabella 34 – Fattore di sicurezza delle potenziali superfici di scivolamento con riferimento al coefficiente di spinta orizzontale k_h valutato in condizioni SLC con β pari a 1 e livello acqua a +145.70 m s.l.m. (comparto 1) e +143.70 m s.l.m. (comparto 2).

	Sez. tipo 1	Sez. tipo 2	Sez. tipo 3A	Sez. tipo 6	Sez. tipo 7A	Sez. scavo lato sud
Fattore di sicurezza	0,659	0,813	0,894	1,024	0,626	0,692

Il fattore di sicurezza risulta compreso tra 0.6 e 1.0. Riprendendo quanto già detto al precedente paragrafo il coefficiente di sicurezza pari a 1 viene garantito con $k_h = 0.5 \div 0.90 \cdot a_{\max}$, ($a_c / a_{\max} = 0.5-0.9$).

Come già detto, studi condotti applicando la teoria del blocco rigido di Newmark a superfici di scorrimento circolari, indicano che per rapporti a_c/a_{\max} pari a 0.5-0.9 sono attesi spostamenti massimi inferiori a 10 cm, che si ritengono assolutamente ammissibili anche perché cautelativamente valutati con riferimento allo SLC:

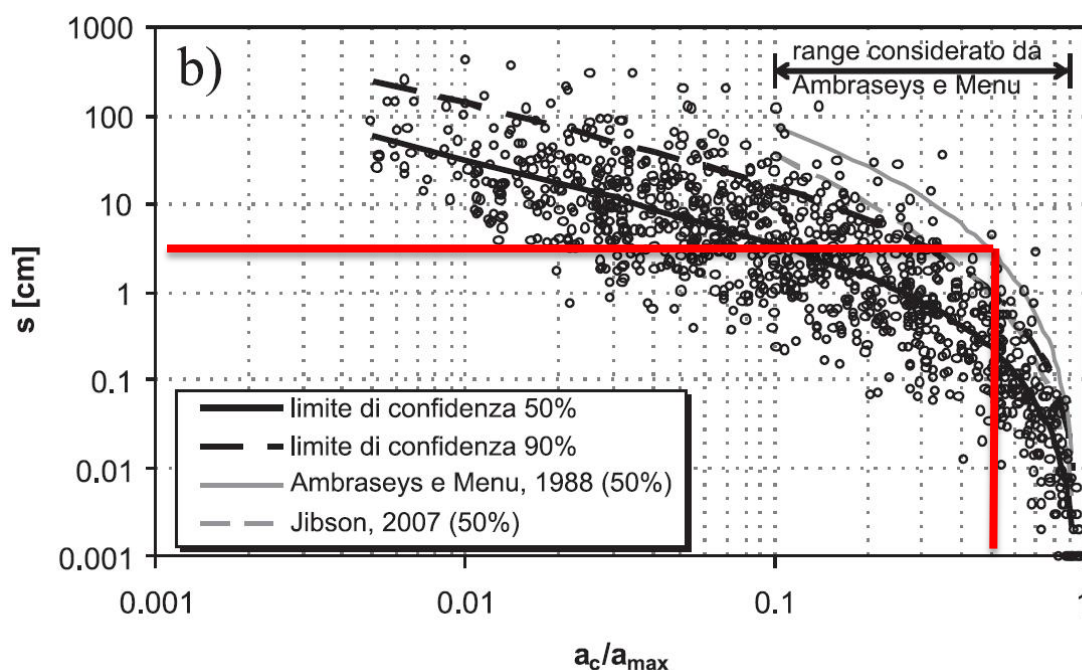


Figura 106 – Relazioni spostamento del blocco di Newmark-rapporto di accelerazione critica a_c/a_{\max} (Madai, Rivista Italiana Geotecnica 1/2009)

Una volta verificato che gli eventuali spostamenti e cedimenti dovuti al sisma di progetto sono ammissibili sono state condotte le verifiche di sicurezza con riferimento al coefficiente di spinta orizzontale k_h pari a $\beta \times a_{\max}$ con $\beta=0.31$ come da NTC 08. I coefficienti parziali sulle resistenze sono stati assunti pari a 1.2, così come sono stati assunti i coefficienti M2 per i materiali.

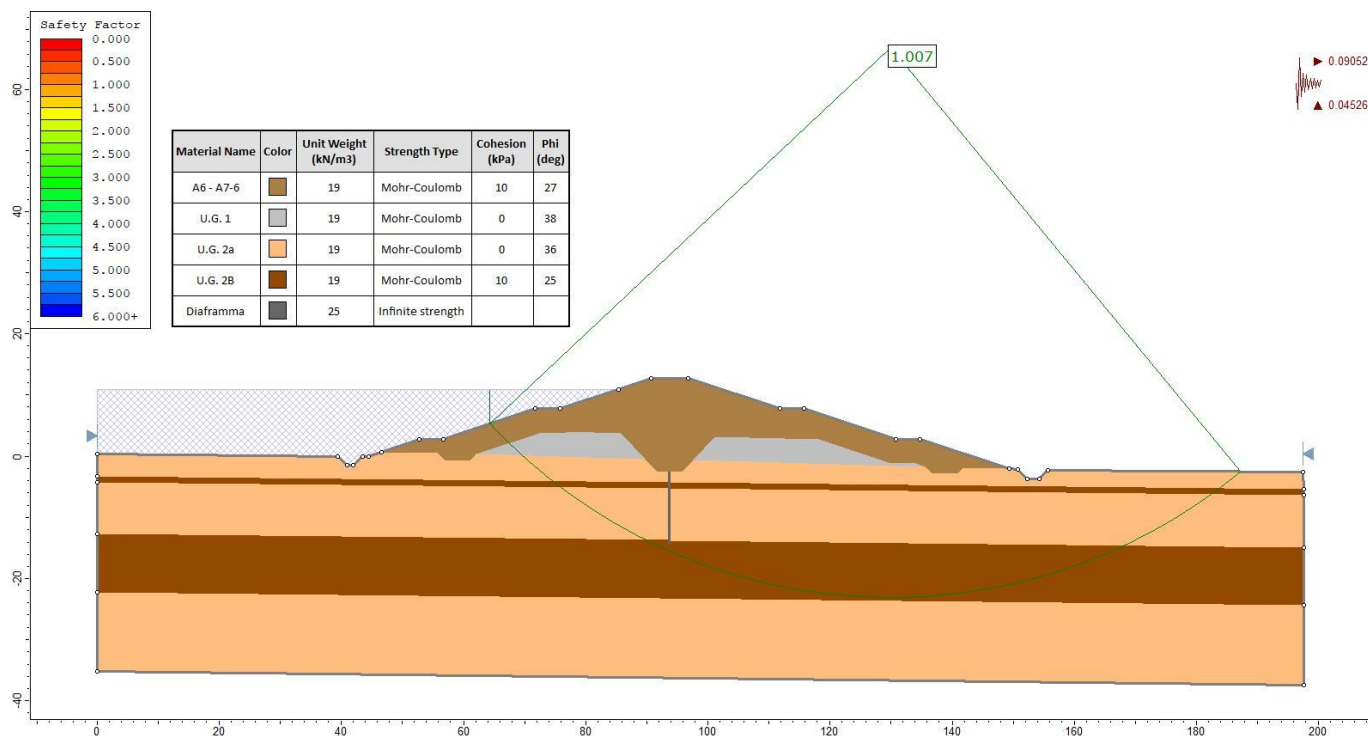


Figura 107 - Verifica sismica di stabilità globale ($\beta=0.31$) in condizioni di vasca piena per sezione tipo 1

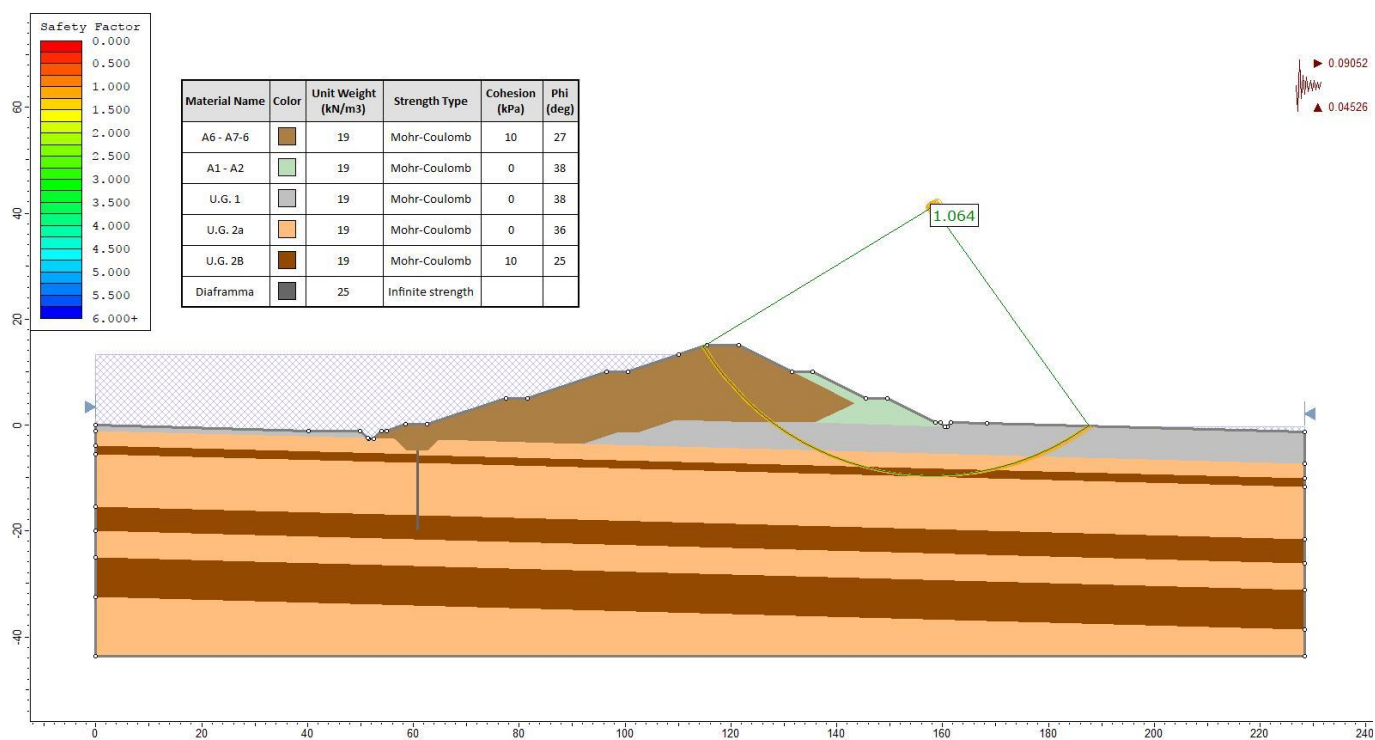


Figura 108 - Verifica sismica di stabilità globale ($\beta=0.31$) in condizioni di vasca piena per sezione tipo 2

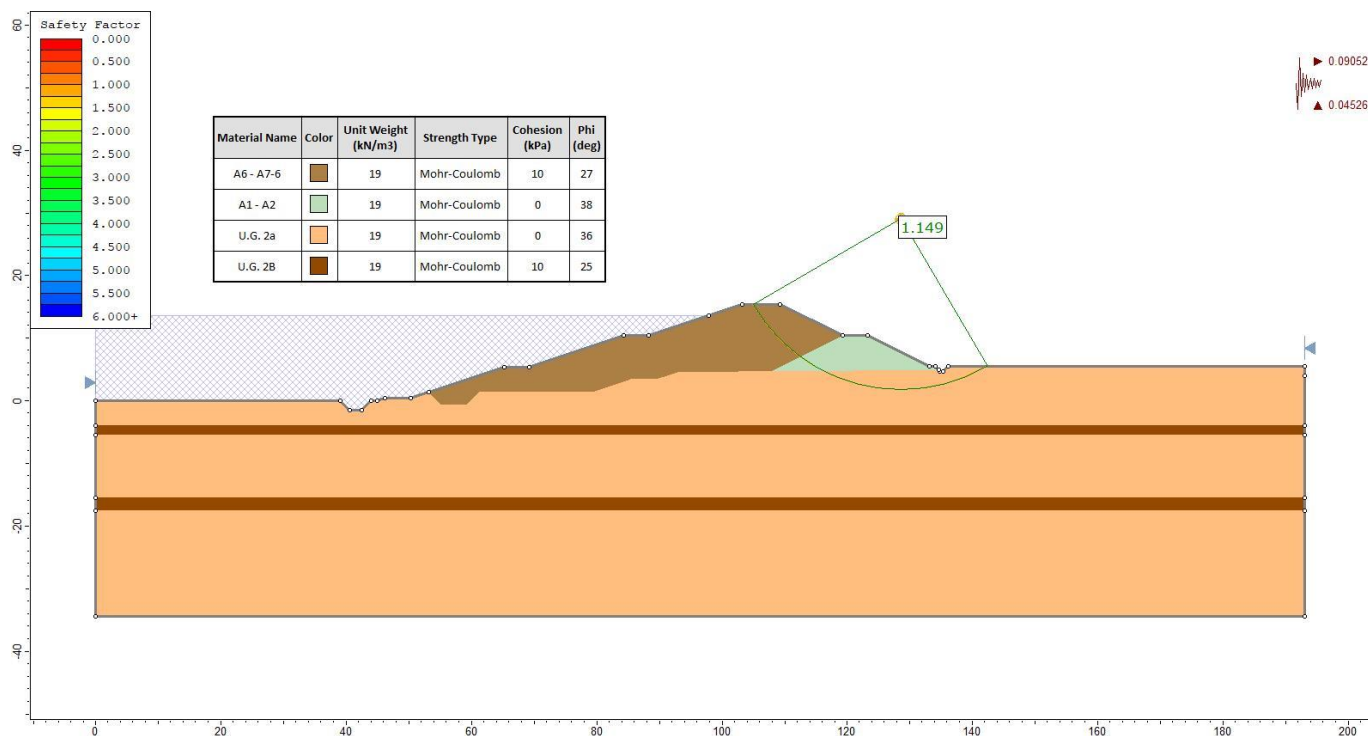


Figura 109 - Verifica sismica di stabilità globale ($\beta=0.31$) in condizioni di vasca piena per sezione tipo 3A

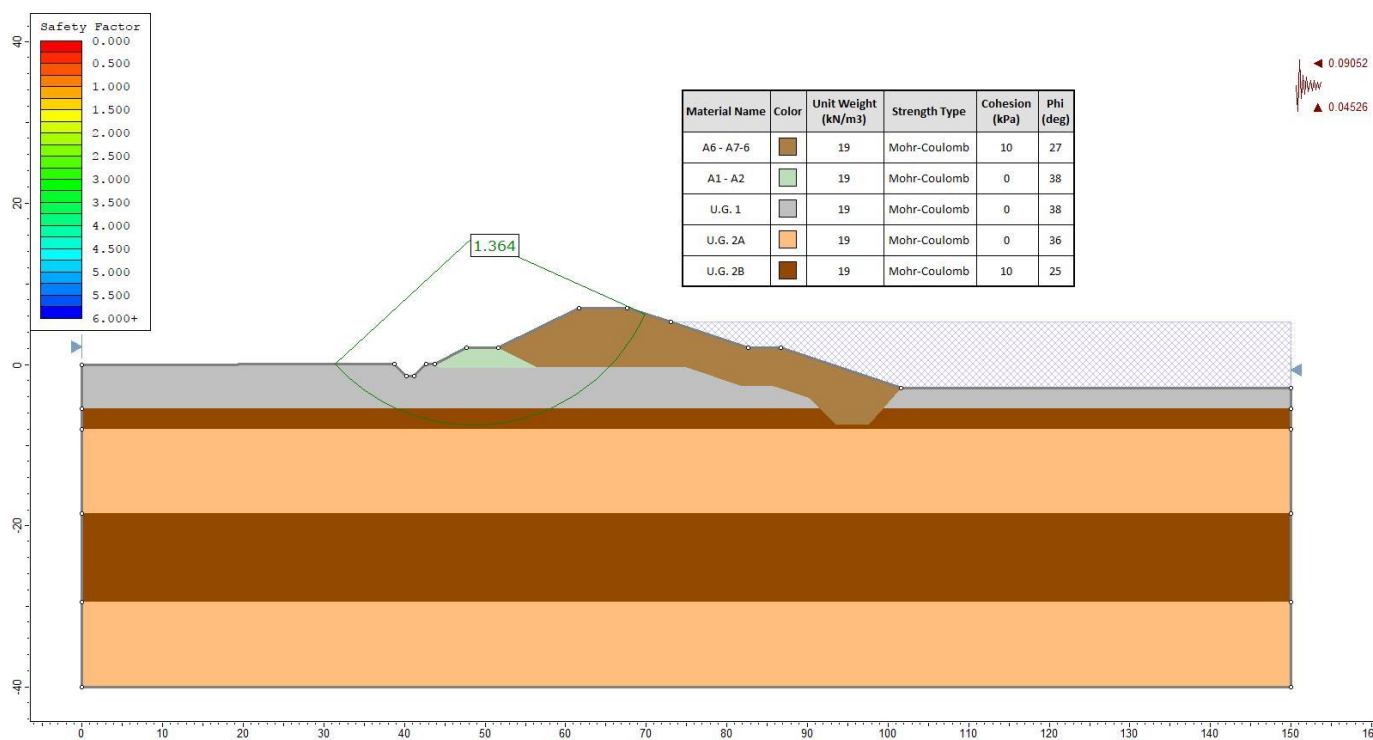


Figura 110 - Verifica sismica di stabilità globale ($\beta=0.31$) in condizioni di vasca piena per sezione tipo 2

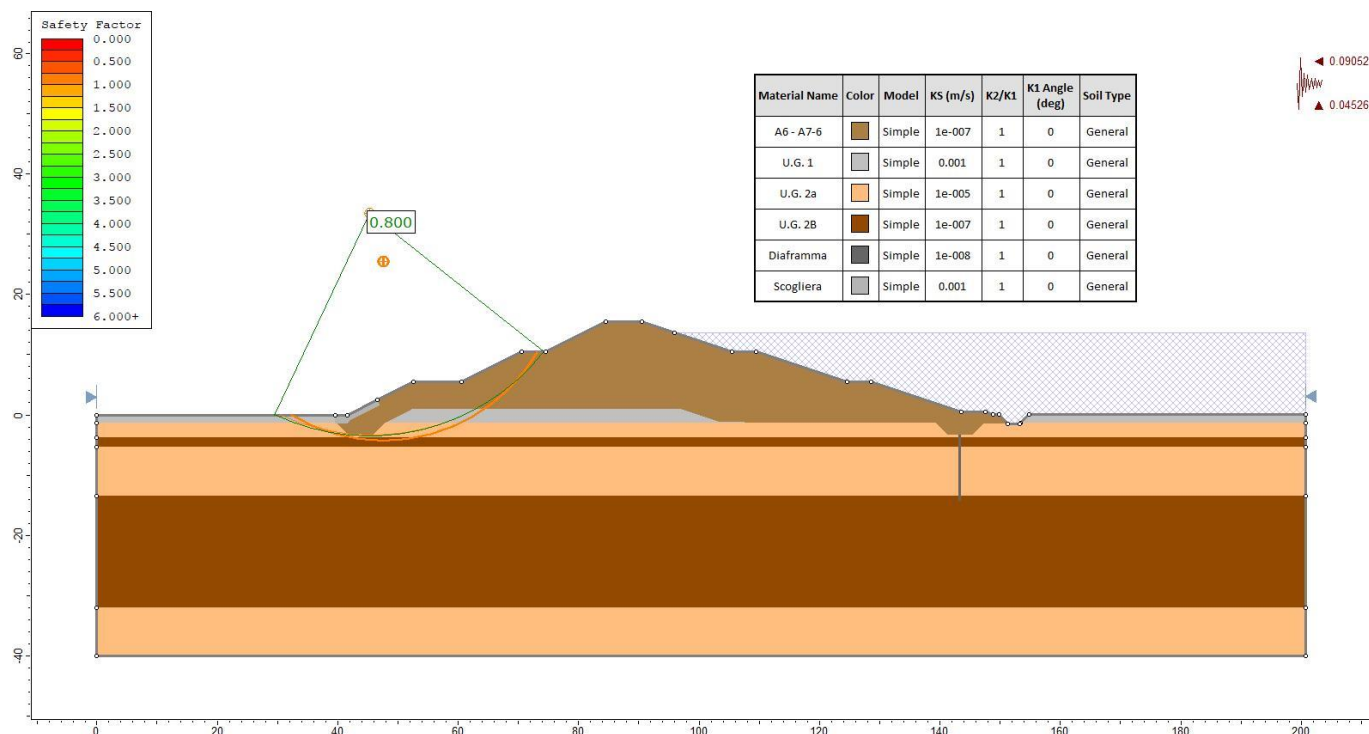


Figura 111 - Verifica sismica di stabilità globale ($\beta=0.31$) in condizioni di vasca piena per sezione tipo 7A

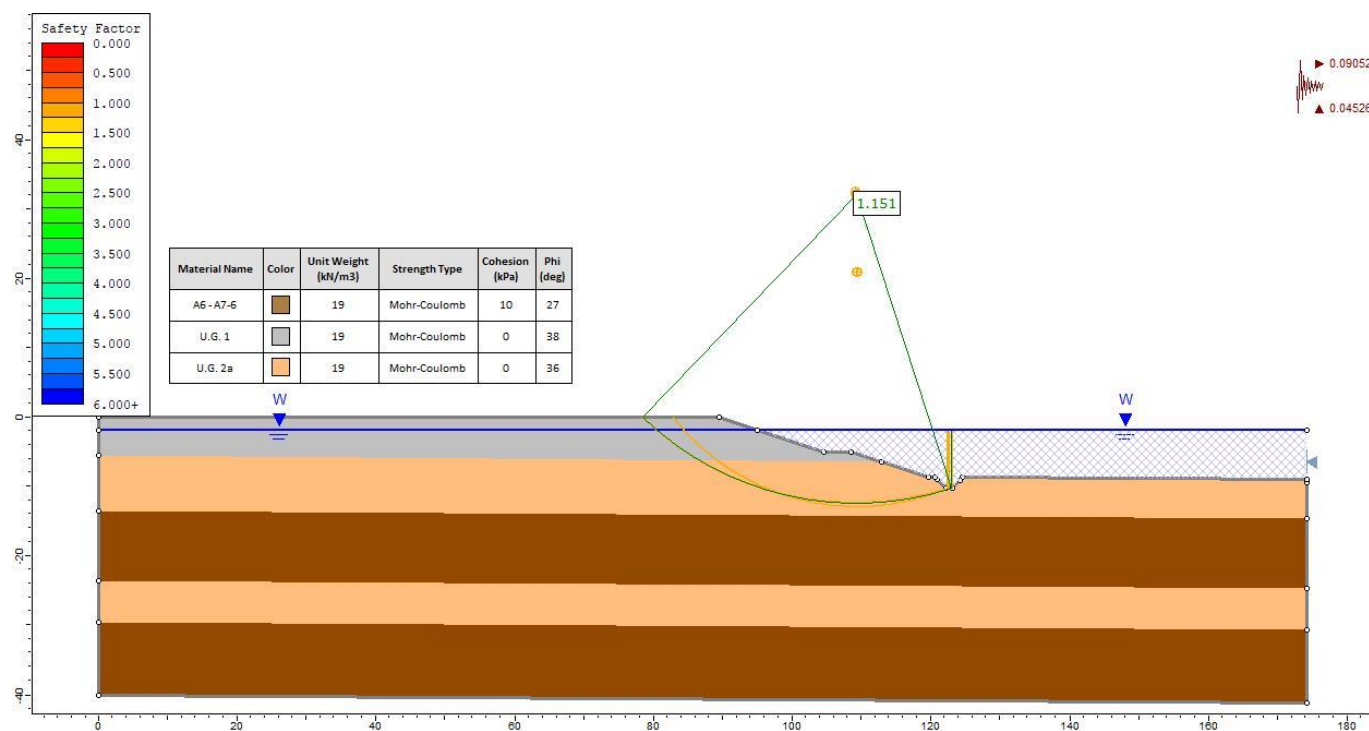


Figura 112 - Verifica sismica di stabilità globale ($\beta=0.31$) in condizioni di vasca piena per sezione scavo lato sud

Tabella 35 – ODF delle potenziali superfici di scivolamento con riferimento al coefficiente di spinta orizzontale k_h valutato in condizioni SLC con β pari a 0.31 e livello acqua a +145.70 m s.l.m. (comparto 1) e +143.70 m s.l.m. (comparto 2).

	Sez. tipo 1	Sez. tipo 2	Sez. tipo 3A	Sez. tipo 6	Sez. tipo 7A	Sez. scavo lato sud
ODF	1,007	1,064	1,149	1,364	0,800	1,151

Tutte le verifiche vengono soddisfatte con eccezione della sezione 7A. Affinché tale verifica venga soddisfatta il valore massimo di k_h deve essere pari a 0.0826 corrispondente a a_{\max} di $0.0826 / 0.31 = 0.266$ g corrispondente ad un Tr di 1560.

A tal proposito si osserva:

- l'effettivo tempo di ritorno di una condizione di carico legata a due eventi uno con Tr di 100 anni (piena) e l'altro con Tr di 1560 anni (sisma);
- il già citato fatto che le verifiche sono state condotte applicando i coefficienti parziali M2 sulle resistenze del terreno, condizione delle NTC 08 che verrà superata dalle emenande NTC.

7.3 STIMA DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI

Le verifiche di sicurezza agli SLE riguardano i cedimenti del terreno di fondazione per effetto del peso indotto dai nuovi rilevati arginali: sono valutati per le sezioni più gravose (sezioni tipo 1, 2, 3A, 6 e 7A) e per i manufatti (A e B), con riferimento ai modelli geotecnici riportati nel paragrafo 4.4.

L'analisi dei cedimenti è stata condotta utilizzando il programma di calcolo Settle 3D (ver. 4.010) della Rocscience che schematizza il terreno come un multistrato con caratteristiche geotecniche variabili da strato a strato; il modello assume strati di terreno di spessore costante, moto dell'acqua e deformazioni del terreno solo nella direzione verticale (condizioni di tipo edometrico), incompressibilità delle particelle solide e dell'acqua, saturazione totale del terreno al di sotto della quota di falda ($S_r = 100\%$) e impronta di carico flessibile.

Il codice di calcolo determina innanzitutto l'incremento di tensione efficace $\Delta\sigma'_v$ indotto dal carico applicato all'interno di ciascuno strato con la teoria di Boussinesq; vengono quindi valutati i cedimenti ΔH dei singoli strati di spessore H con la relazione

$$\Delta H = H \times (\Delta\sigma'_v / M)$$

nella quale:

- $\Delta\sigma'_{vi}$ rappresenta l'incremento di tensione efficace verticale in corrispondenza dello strato i;
- H_i è lo spessore dello strato i-esimo;
- M_i il modulo edometrico di tipo confinato, ricavato sulla base dei dati delle prove in sito mediante le correlazioni e dalle prove di laboratorio a disposizione (vedi Capitolo 4).

Nel modello si è tenuto conto dello scavo del terreno superficiale fino al piano d'imposta dei rilevati, considerando i moduli di ricompressione E_{ur} , ricavati ipotizzando un rapporto tra i moduli elastici di ricompressione e di compressione pari a 4 volte per UG 2b ed a 2 volte per UG 1 e 2A.

7.3.1 Sezione tipo 1

Per l'arginatura con sezione tipo 1 si fa riferimento al modello geotecnico di Tabella 9 dove il piano campagna medio è a +139.50 m s.l.m.m., il piano d'imposta del rilevato è stato considerato ad una quota media di +134.50 m s.l.m.m.

Nella Tabella 36 si riporta il profilo stratigrafico con i parametri geotecnici di compressibilità dei singoli strati.

Tabella 36 - Profilo geotecnico e parametri di compressibilità del terreno

Strato	Unità Geotecnica	Spessore	Da	A	M
		[m]	[m da p.c.]	[m da p.c.]	[MPa]
1	2A	2.5	0.0	2.5	54.0
2	2B	1.0	2.5	3.5	5.0
3	2A	8.5	3.5	12.0	62.0
4	2B	9.5	12.0	21.5	10.0
5	2A	13.0	21.5	34.5	85.0

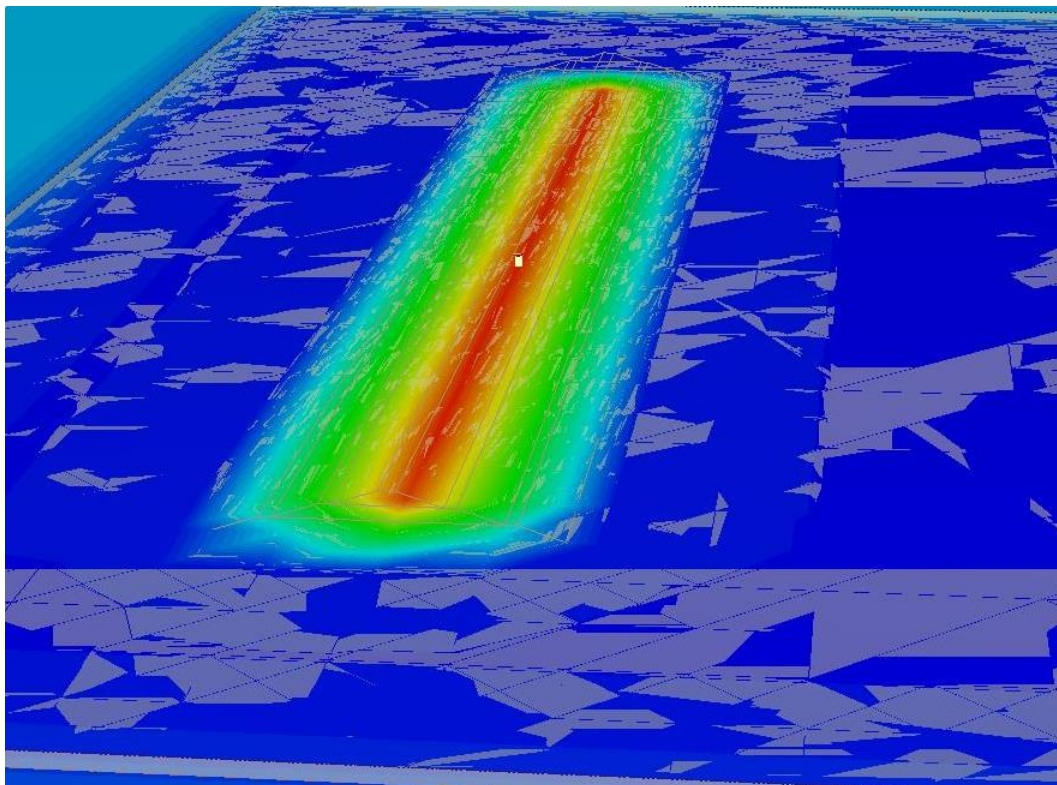


Figura 113 - Modello 3D per l'analisi dei cedimenti per il rilevato arginale sezione tipo 1

Si riportano di seguito l'andamento dei cedimenti calcolati.

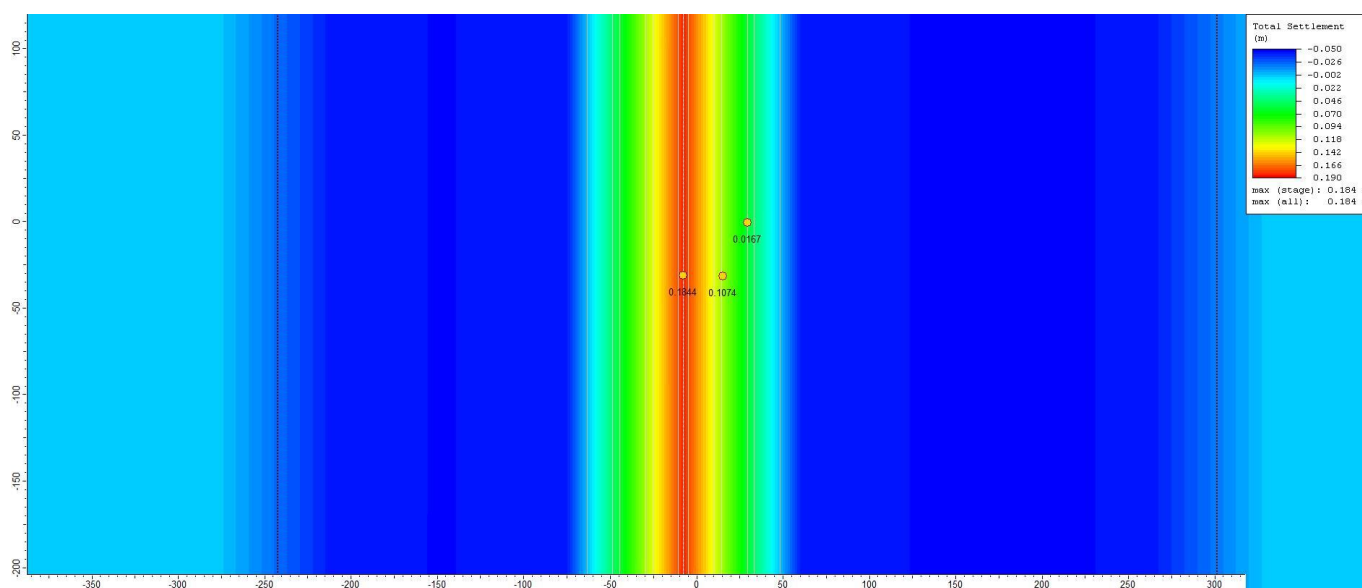


Figura 114 - Risultato dell'analisi dei cedimenti per il rilevato arginale sezione tipo 1

In Figura 115 ed in Tabella 37 si riporta l'andamento dei cedimenti totali in funzione della profondità. Il cedimento totale risulta pari a 180 mm circa di cui il 60 % circa dovuti al cedimento di tipo elastico dei terreni dell'UG 2a che matureranno contestualmente alla costruzione del rilevato e il 40% dovuto a cedimenti di consolidazione che matureranno nel tempo.

Tabella 37 – Andamento dei cedimenti dei terreni di fondazione per argine sezione tipo 1

Strato	U.G.	Spessore [m]	M [Mpa]	δ [mm]
2	2a	7,0	62,0	45
3	2b	9,5	10,0	65
4	2a	13,0	85,0	68

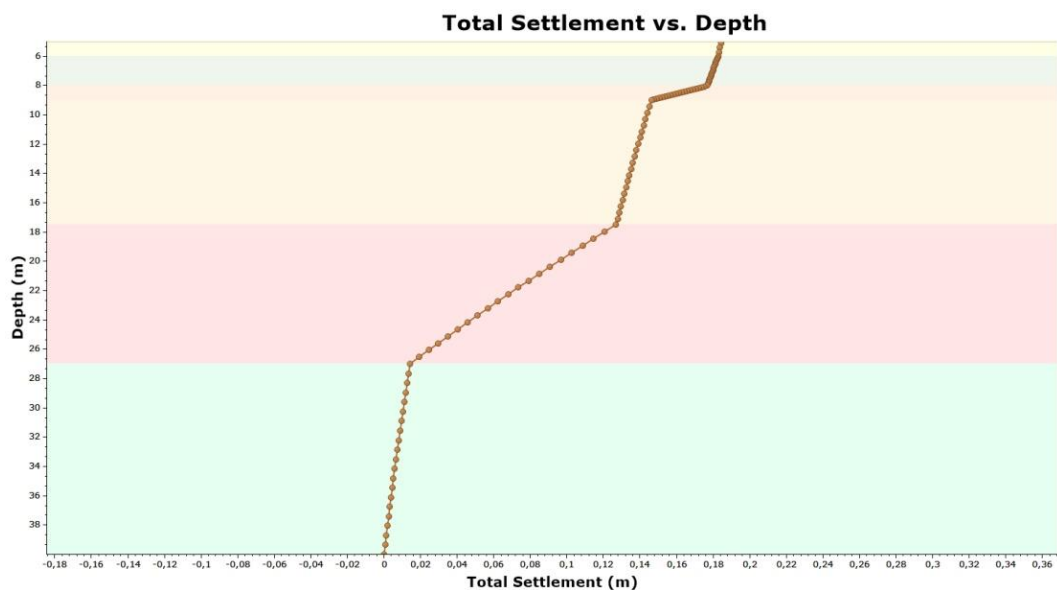


Figura 115 - Andamento dei cedimenti totali con la profondità per sezione tipo 1

7.3.2 Sezione tipo 2

Per l'arginatura con sezione tipo 2 il modello geotecnico di riferimento è descritto in Tabella 8. Il piano campagna medio ed il piano di imposta dell'arginatura sono stati considerati rispettivamente alle quote di +132.50 m s.l.m.m. e +129.50 m s.l.m.m.

Nella Tabella 50 si riporta il profilo stratigrafico con i parametri geotecnici di compressibilità dei singoli strati.

Tabella 38 - Profilo geotecnico e parametri di compressibilità del terreno

Strato	Unità Geotecnica	Spessore	Da	A	M
		[m]	[m da p.c.]	[m da p.c.]	[MPa]
1	1	5.5	0.0	5.5	94.5
2	2A	2.5	5.5	8.0	54.0
3	2B	1.5	8.0	9.5	7.0
4	2A	10.0	9.5	19.5	67.5
5	2B	4.5	19.5	24.0	10.0
6	2A	5.0	24.0	29.0	81.0
7	2B	7.5	29.0	36.5	12.0
8	2A	5.0	36.5	41.5	94.5

Si riportano di seguito l'andamento dei cedimenti calcolati.

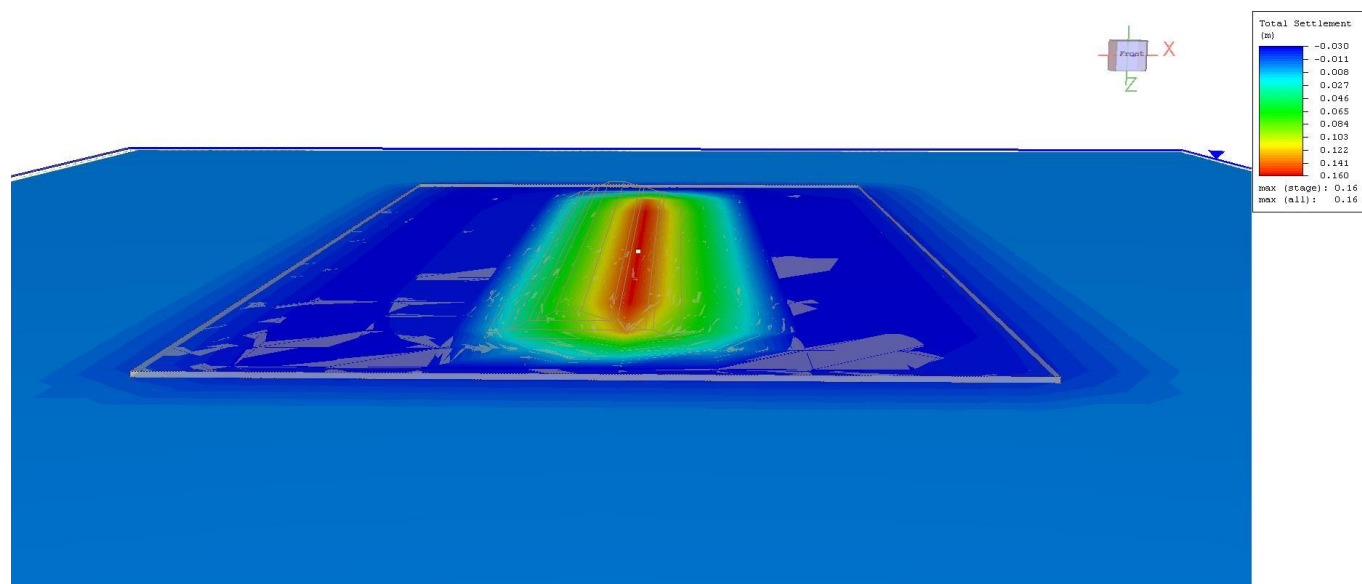


Figura 116 - Modello 3D per l'analisi dei cedimenti per il rilevato arginale sezione tipo 2

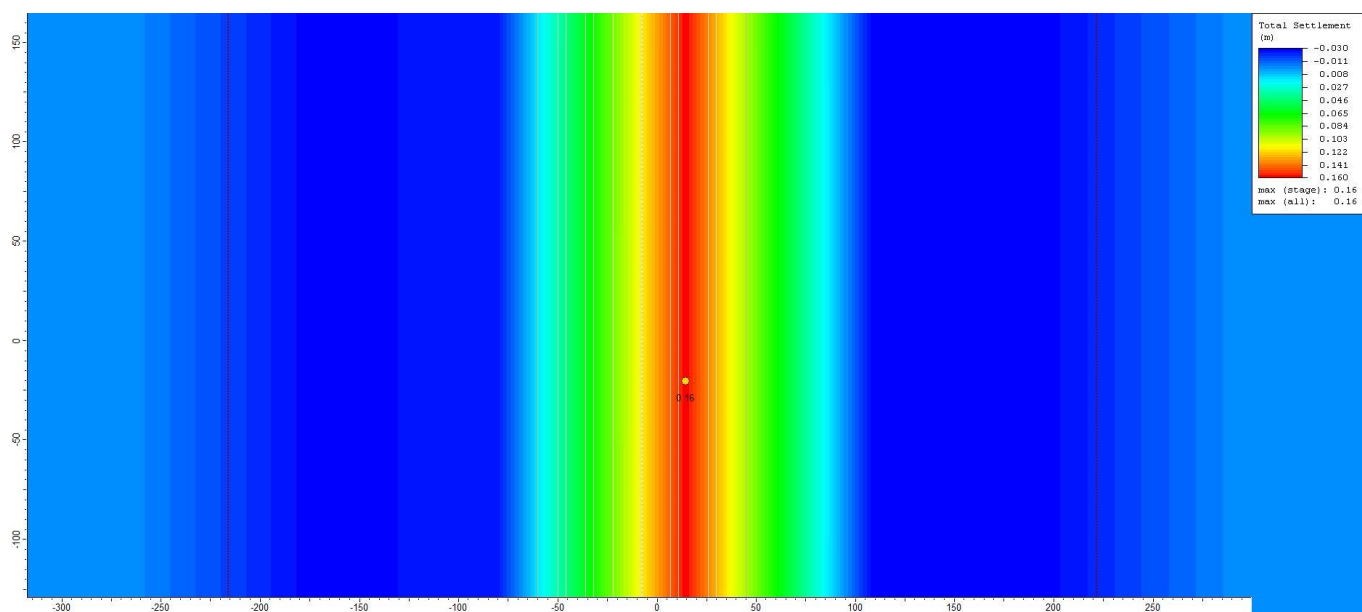


Figura 117 - Risultato dell'analisi dei cedimenti per il rilevato arginale sezione tipo 2

In Figura 118 ed in Tabella 39 si riporta l'andamento dei cedimenti totali in funzione della profondità. Il cedimento totale risulta pari a 160 mm circa di cui il 30 % circa dovuti al cedimento di tipo elastico dei terreni dell'UG 2a che

matureranno contestualmente alla costruzione del rilevato e il 70% dovuto a cedimenti di consolidazione che matureranno nel tempo.

Tabella 39 – Andamento dei cedimenti dei terreni di fondazione per argine sezione tipo 2

Strato	U.G.	Spessore [m]	M [Mpa]	δ [mm]
1	1	2,5	94,5	3
2	2a	2,5	54,0	5
3	2b	1,5	7,0	21
4	2a	10,0	67,5	16
5	2b	4,5	10,0	45
6	2a	5,0	81,0	6
7	2b	7,5	12,0	55
8	2a	5,0	94,5	4

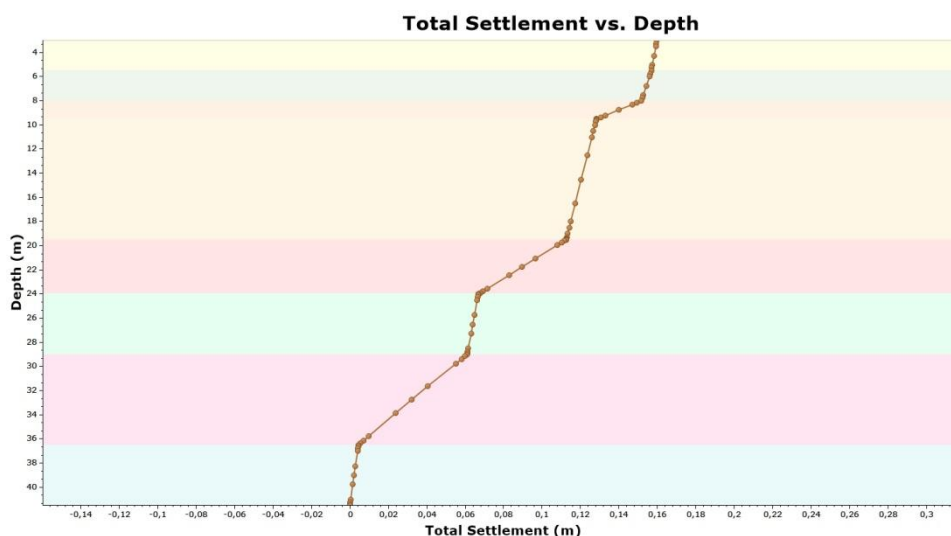


Figura 118 - Andamento dei cedimenti totali con la profondità

7.3.3 Sezione tipo 3A

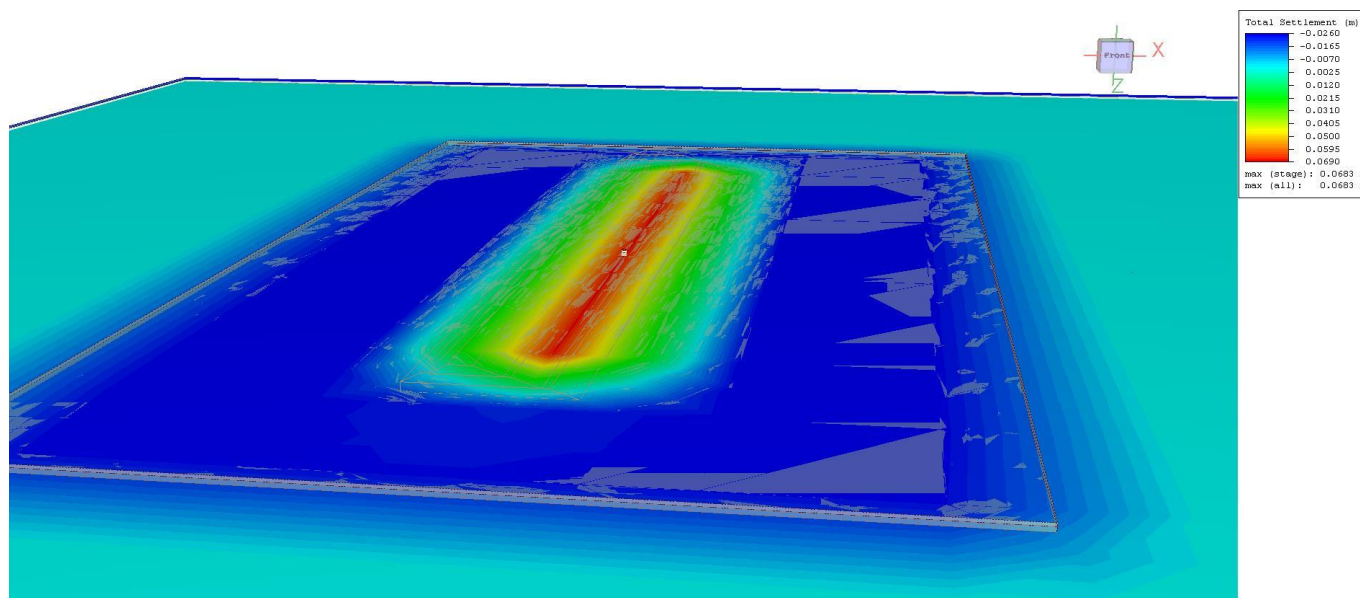
In Tabella 11 è riportato il modello geotecnico considerato per la valutazione dei cedimenti della arginatura con sezione tipo 3A. Il piano campagna medio è considerato ad una quota di +134.50 m s.l.m.m., mentre il piano di imposta dell'arginatura alla quota di +130.50 m s.l.m.m.

Nella Tabella 40 si riporta il profilo stratigrafico con i parametri geotecnici di compressibilità dei singoli strati.

Tabella 40 - Profilo geotecnico e parametri di compressibilità del terreno

Strato	Unità Geotecnica	Spessore	Da	A	M
		[m]	[m da p.c.]	[m da p.c.]	[MPa]
1	2B	1.5	0.0	1.5	5.0
2	2A	8.0	1.5	9.5	54.0
3	2B	1.5	9.5	11.0	7.0
4	2A	10.0	11.0	21.0	67.5
5	2B	2.0	21.0	23.0	10.0
6	2A	16.0	23.0	39.0	81.0

Si riportano di seguito l'andamento dei cedimenti calcolati in condizioni SLE.


Figura 119 - Modello 3D per l'analisi dei cedimenti per il rilevato arginale sezione tipo 3A

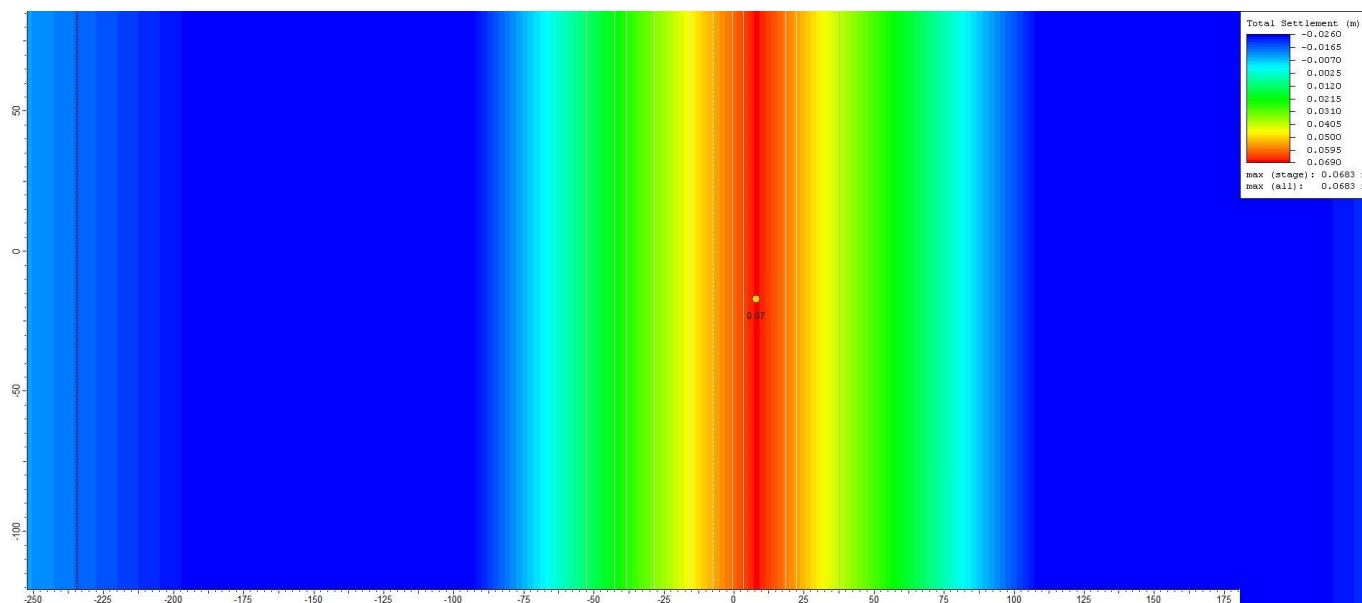


Figura 120 - Risultato dell'analisi dei cedimenti per il rilevato arginale sezione tipo 3A

In Figura 121 ed in Tabella 41 si riporta l'andamento dei cedimenti totali in funzione della profondità. Il cedimento totale risulta pari a 70 mm circa di cui il 50 % circa dovuti al cedimento di tipo elastico dei terreni dell'UG 2a che matureranno contestualmente alla costruzione del rilevato e il 50% dovuto a cedimenti di consolidazione che matureranno nel tempo.

Tabella 41 – Andamento dei cedimenti dei terreni di fondazione per argine sezione tipo 3A

Strato	U.G.	Spessore [m]	M [Mpa]	δ [mm]
1	2a	5,5	54,0	9
2	2b	1,5	7,0	16
3	2a	10,0	67,5	12
4	2b	2,0	10,0	14
5	2a	16,0	81,0	14

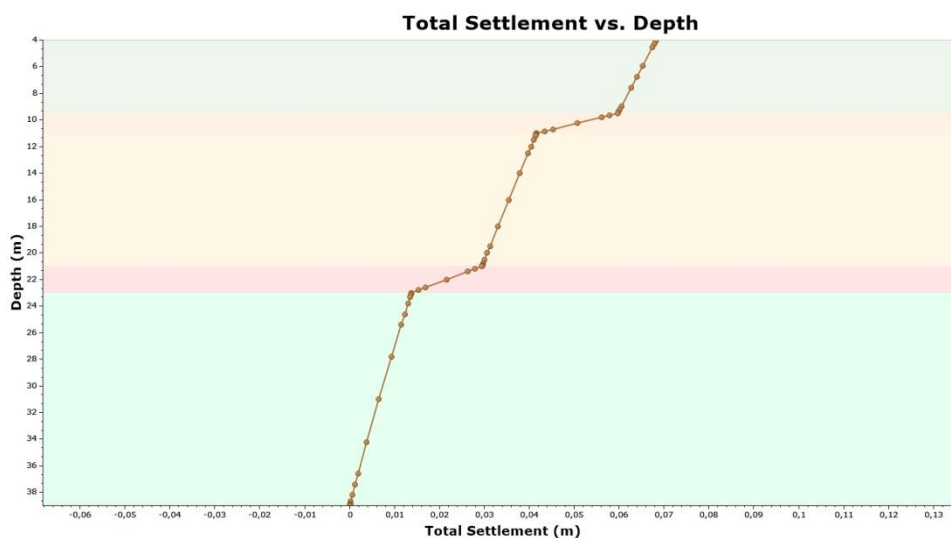


Figura 121 - Andamento dei cedimenti totali con la profondità

7.3.4 Sezione tipo 6

Per l'arginatura con sezione tipo 6 si fa riferimento al modello geotecnico di Tabella 13 dove il piano campagna medio è variabile ed è stato considerato ad una quota pari a +140.50 m s.l.m.m., il piano d'imposta del rilevato è ad una quota di +137.50 m s.l.m.m.

Nella Tabella 42 si riporta il profilo stratigrafico con i parametri geotecnici di compressibilità dei singoli strati.

Tabella 42 - Profilo geotecnico e parametri di compressibilità del terreno

Strato	Unità Geotecnica	Spessore	Da	A	M
		[m]	[m da p.c.]	[m da p.c.]	[MPa]
1	1	5.5	0.0	5.5	94.5
2	2B	2.5	5.5	8.0	5.0
3	2A	10.5	8.0	18.5	62.0
4	2B	11.0	18.5	29.5	10.0
5	2A	10.5	29.5	40.0	94.5

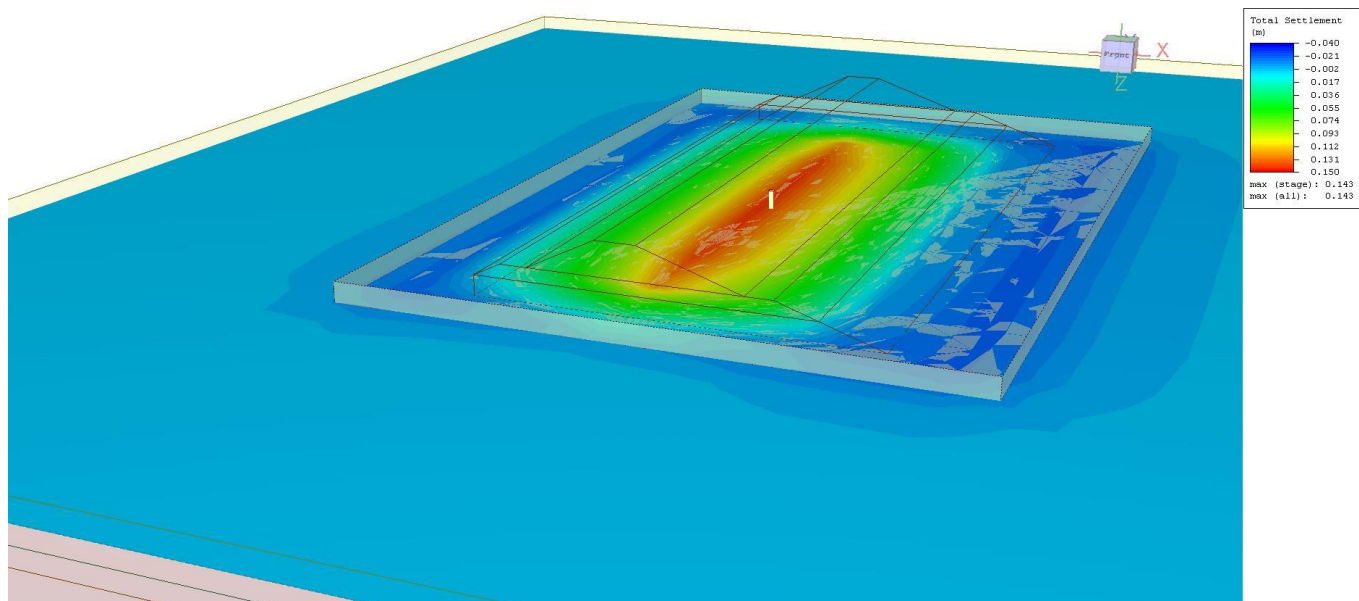


Figura 122 - Modello 3D per l'analisi dei cedimenti per il rilevato arginale sezione tipo 6

Si riportano di seguito l'andamento dei cedimenti calcolati.

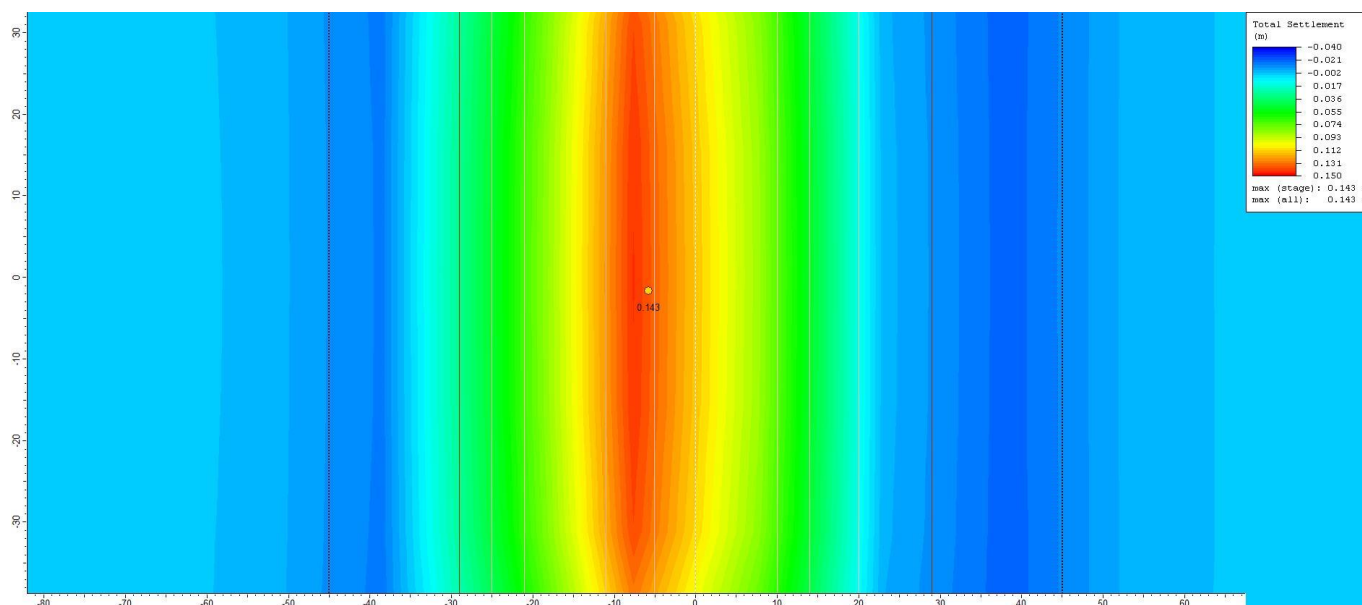


Figura 123 - Risultato dell'analisi dei cedimenti per il rilevato arginale sezione tipo 6

In Figura 124 ed in Tabella 43 si riporta l'andamento dei cedimenti totali in funzione della profondità. Il cedimento totale risulta pari a 140 mm circa di cui il 20 % circa dovuti al cedimento di tipo elastico dei terreni dell'UG 2a e UG1 che matureranno contestualmente alla costruzione del rilevato e l'80% dovuto a cedimenti di consolidazione che matureranno nel tempo.

Tabella 43 – Andamento dei cedimenti dei terreni di fondazione per argine sezione tipo 6

Strato	U.G.	Spessore [m]	M [Mpa]	δ [mm]
1	1	2,5	94,5	3
2	2b	2,5	5,0	48
3	2a	10,5	62,0	15
4	2b	11,0	10,0	66
5	2a	10,5	94,5	4

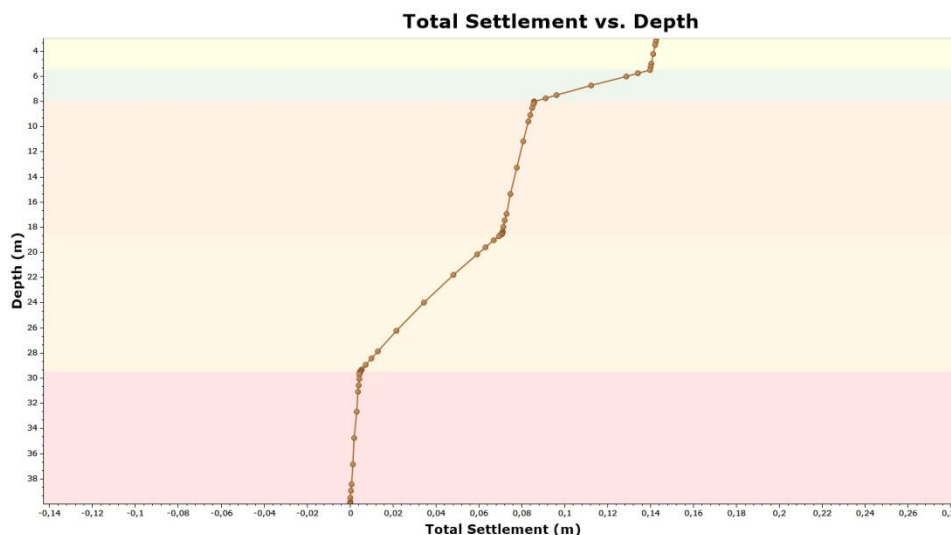


Figura 124 - Andamento dei cedimenti totali con la profondità per sezione tipo 6

7.3.5 Sezione tipo 7A

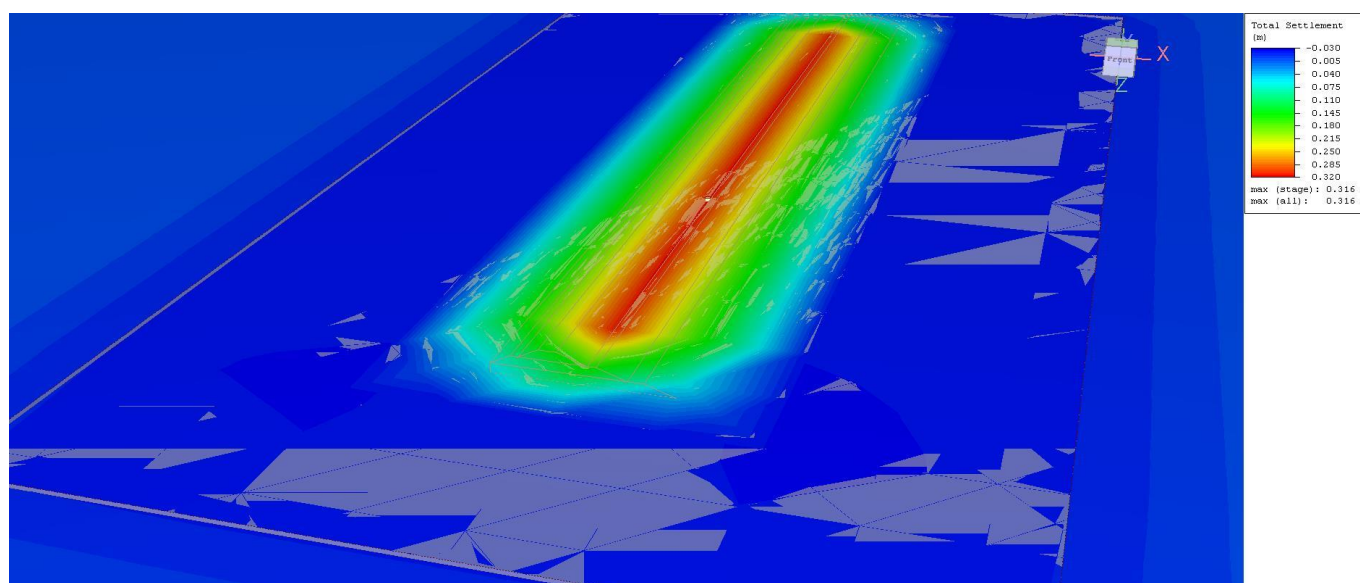
In Tabella 16 è riportato il modello geotecnico considerato per la valutazione dei cedimenti della arginatura con sezione tipo 7A. Il piano campagna medio è considerato ad una quota di +132.50 m s.l.m.m., mentre il piano di imposta dell'arginatura alla quota di +130.50 m s.l.m.m.

Nella Tabella 44 si riporta il profilo stratigrafico con i parametri geotecnici di compressibilità dei singoli strati.

Tabella 44 - Profilo geotecnico e parametri di compressibilità del terreno

Strato	Unità Geotecnica	Spessore	Da	A	M
		[m]	[m da p.c.]	[m da p.c.]	[MPa]
1	1	5.5	0.0	5.5	94.5
2	2A	2.5	5.5	8.0	54.0
3	2B	1.5	8.0	9.5	7.5
4	2A	10.0	9.5	19.5	62.0
5	2B	17.5	19.5	37.0	15.0
6	2A	8.0	37.0	45.0	94.5

Si riportano di seguito l'andamento dei cedimenti calcolati.


Figura 125 - Modello 3D per l'analisi dei cedimenti per il rilevato arginale sezione tipo 7A

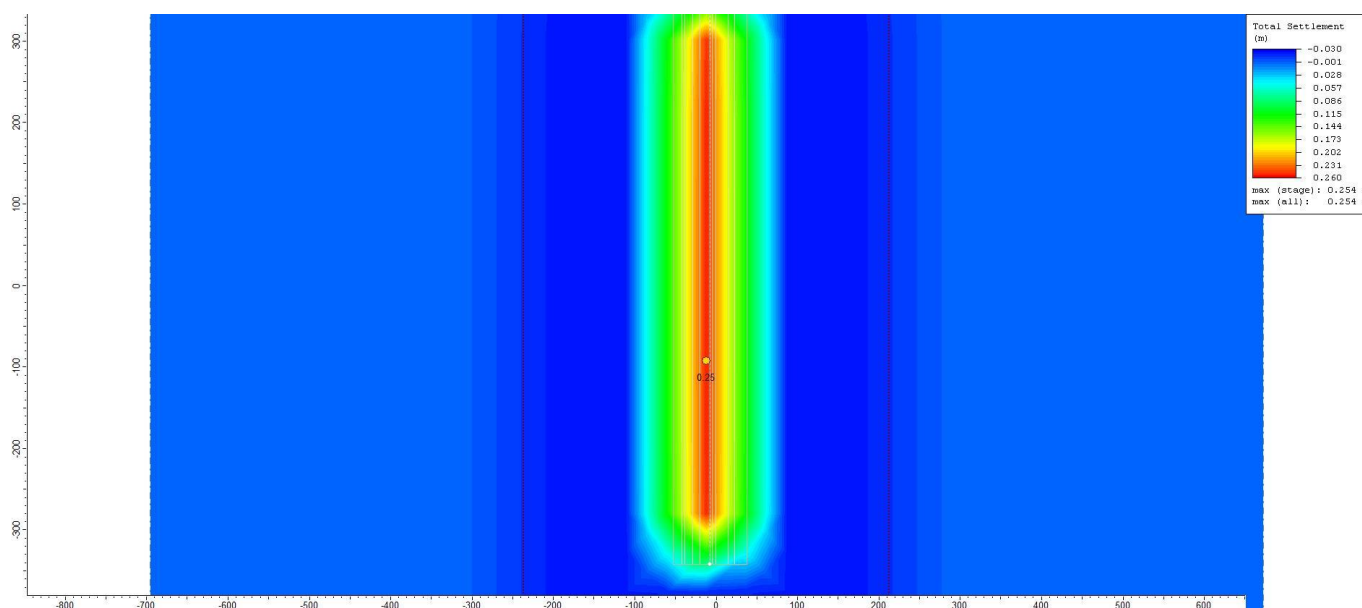


Figura 126 - Risultato dell'analisi dei cedimenti per il rilevato arginale sezione tipo 7A

In Figura 127 ed in Tabella 45 si riporta l'andamento dei cedimenti totali in funzione della profondità. . Il cedimento totale risulta pari a 250 mm circa di cui il 20 % circa dovuti al cedimento di tipo elastico dei terreni dell'UG 2a che matureranno contestualmente alla costruzione del rilevato e l'80% dovuto a cedimenti di consolidazione che matureranno nel tempo.

Tabella 45 – Andamento dei cedimenti dei terreni di fondazione per argine sezione tipo 7A

Strato	U.G.	Spessore [m]	M [Mpa]	δ [mm]
1	1	3,5	94,5	7
2	2a	2,5	54,0	8
3	2b	1,5	5,0	34
4	2a	10,0	62,0	28
5	2b	17,5	12,0	171
6	2a	8,0	94,5	1

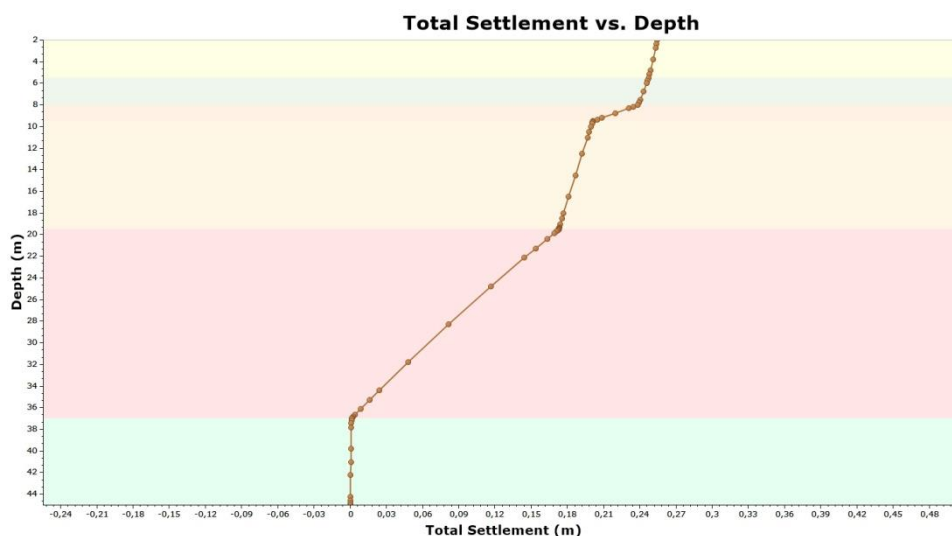


Figura 127 - Andamento dei cedimenti totali con la profondità

7.3.6 Valutazioni sui cedimenti

Nella seguente tabella sono riassunti i cedimenti stimati.

Tabella 46 – Valutazione sui cedimenti di progetto

Sezione	H rilevato (m)	Cedimento totale stimato a lungo termine (mm)	Cedimento di tipo elastico legato ai terreni incoerenti che matura durante la fase di costruzione (mm)	Cedimento di consolidazione legato ai terreni coesivi che matura nel tempo (mm)
1	13	180	115	65
2	16	160	35	125
3A	15	70	35	35
6		140	30	110
7A	15	250	50	200

Lo spessore degli strati coesivi assunto in via cautelativa per i modelli varia da qualche metro sino a più di 15m (sezione 7A), in base ai sondaggi tali livelli sono intervallati da lenti di natura sabbiosa e ghiaiosa per cui il reale spessore continuo dei livelli coesivi è dell'ordine massimo 6-7 m. I coefficienti di consolidazione verticale c_v valutati nel corso delle prove edometriche sono compresi tra 2×10^{-7} e 5×10^{-8} m²/s.

Assumendo un valore medio di c_v pari a $8 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$, in base alla teoria di Terzaghi si può stimare che il 50% dei cedimenti di consolidazione dei terreni coesivi maturino in un tempo compreso tra qualche mese e un anno mentre il 90% in un tempo compreso tra un anno ed un massimo di 3 anni.

Buona parte dei cedimenti di consolidazione matureranno quindi durante le fasi costruttive.

Si ritiene in ogni caso sufficiente una monta di 15-20 cm al fine di garantire il franco netto. In fase costruttiva si dovrà inoltre procedere a realizzare prima gli argini e poi i manufatti.

7.4 STIMA DEI CEDIMENTI INDOTTI DAGLI ABBASSAMENTI PERMANENTI DI FALDA.

Le verifiche di sicurezza agli SLE riguardano inoltre i cedimenti indotti dagli effetti dell'abbassamento permanente dei livelli di falda dovuti agli scavi e alla nuova morfologia, in corrispondenza degli abitati di Sala Baganza e Casale.

L'analisi considera i sondaggi a carotaggio continuo eseguiti in prossimità dei centri abitati, in particolare per la località Sala Baganza:

- S4PG eseguito da ParmaGeo s.r.l. nel 2012;
- S15 e S16 eseguiti da SOGEO s.r.l. nel 2012;
- SIG4, SI2, SI3 eseguiti da Vicenzetto s.r.l. nel 2016;

mentre per l'abitato di Casale:

- SI1, SI9 eseguiti da Vicenzetto s.r.l. nel 2016.

In corrispondenza dei vari sondaggi è stata individuata la successione stratigrafica delle unità geotecniche definite nel Capitolo 4, individuando le lenti argillose-limose (UG2B) in grado di maturare cedimenti di consolidazione dovuti ad abbassamenti permanenti di falda.

Con riferimento alla "Relazione idrogeologica" (BAG2_03GEO_R_RE_03_A) si considera il caso con reimmissione lineare di portata immediatamente a Nord lungo l'argine di valle del comparto 2, in particolare si fa riferimento alla Figura 128 in cui vengono riportate le isovariations di livello della falda. In via cautelativa si considera un abbassamento della falda di 1m sia per la località di Sala Baganza che di Casale.

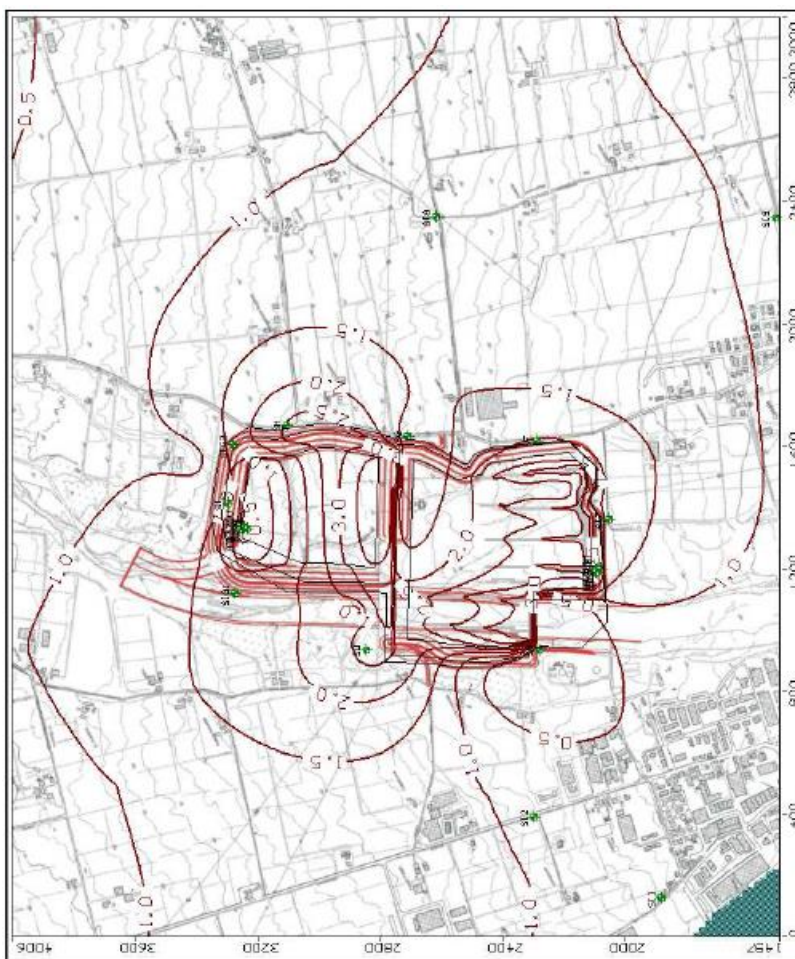


Figura 128 - Isovariazioni di livello della falda nella "Soluzione A ottimizzata" – scenario 2, simulazione 2b
 (Figura 38 della BAG2_03GEO_R_RE_A)

Il diagramma allegato riporta l'entità del cedimento di subsidenza che si manifesta nel terreno di fondazione degli edifici per effetto dell'abbassamento di falda di 1m in corrispondenza dei sondaggi citati rispetto al livello piezometrico indisturbato misurato nel corso delle indagini, considerando i valori di compressibilità degli strati argillosi e limosi.

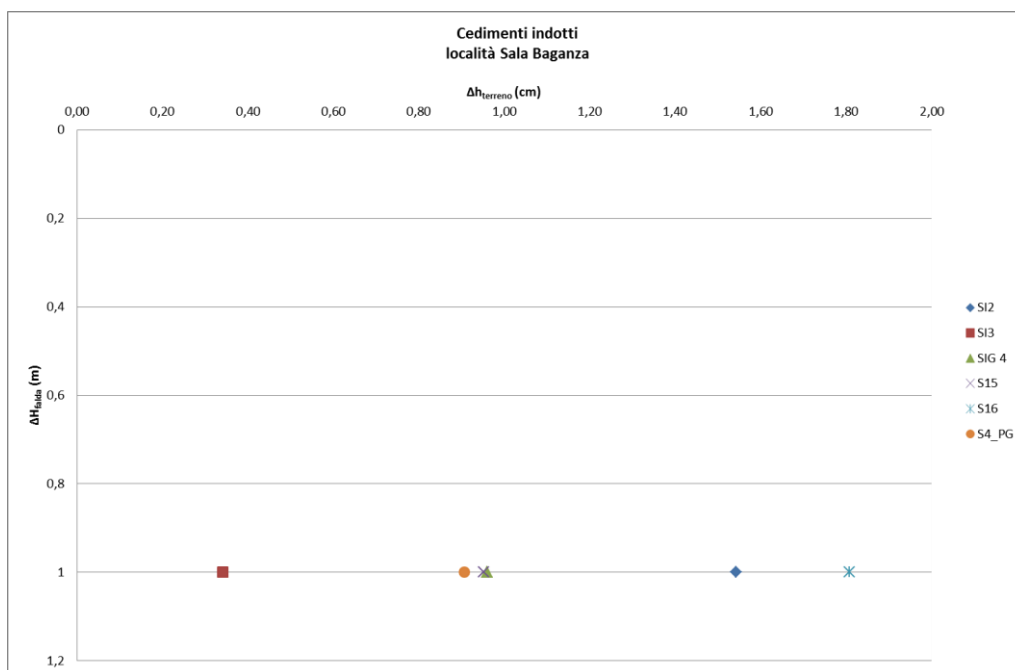


Figura 129 - Cedimenti indotti per abbassamento di falda in corrispondenza del centro abitato di Sala Baganza

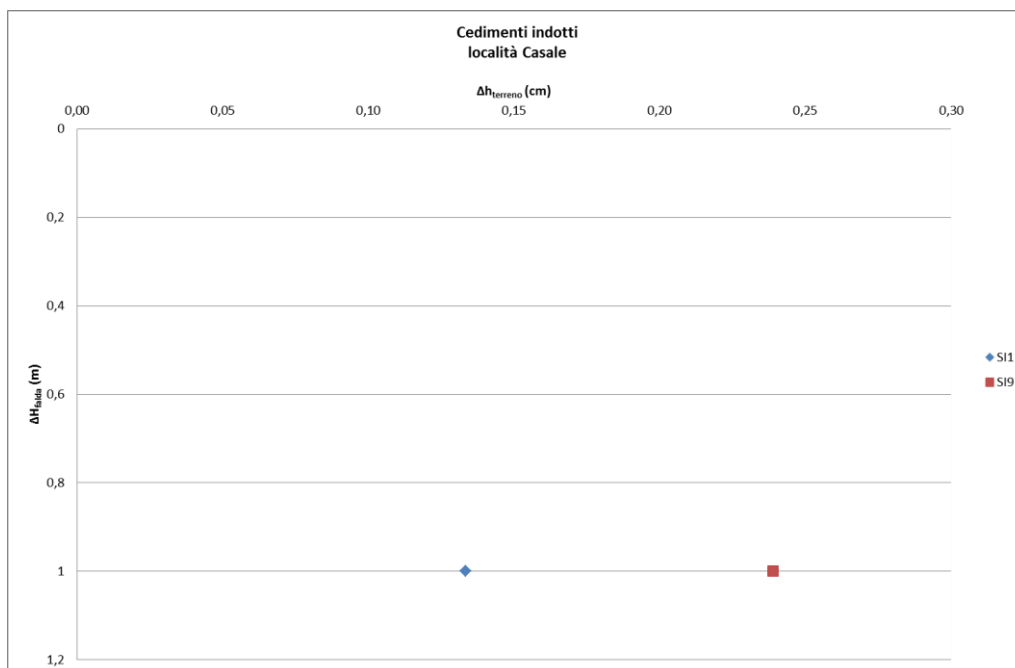


Figura 130 - Cedimenti indotti per abbassamento di falda in corrispondenza del centro abitato di Casale

Considerando l'abbassamento di falda di 1m si possono stimare cedimenti da 0.4cm a 1.8cm; si ritiene che tali cedimenti siano accettabili.

8 VERIFICHE GEOTECNICHE OPERE D'ARTE

8.1 VERIFICHE FILTRAZIONE E SIFONAMENTO

Analogamente a quanto riportato per i rilevati arginali le verifiche di filtrazione per i manufatti A e B sono state svolte con il codice di calcolo Slide (ver. 7.025) della Rocscience, facendo riferimento alle caratteristiche di permeabilità dei terreni di fondazione riportate in Tabella 18 e condizioni di terreno multistrato ed omogeneo.

Come già riportato le verifiche sono state condotte sulla base delle seguenti ipotesi:

- condizioni di moto stazionario;
- quota di massimo invaso vasca corrispondente a $T_r = 1000$ anni;
- falda lato valle assunta cautelativamente pari alla quota del p.c.

Le verifiche nei confronti del pericolo di sifonamento sono state innanzitutto condotte verificando che il rapporto tra il gradiente critico i_c , assunto pari a 1 circa, e il gradiente idraulico massimo in uscita i_e sia superiore a 2.

8.1.1.1 Manufatto A

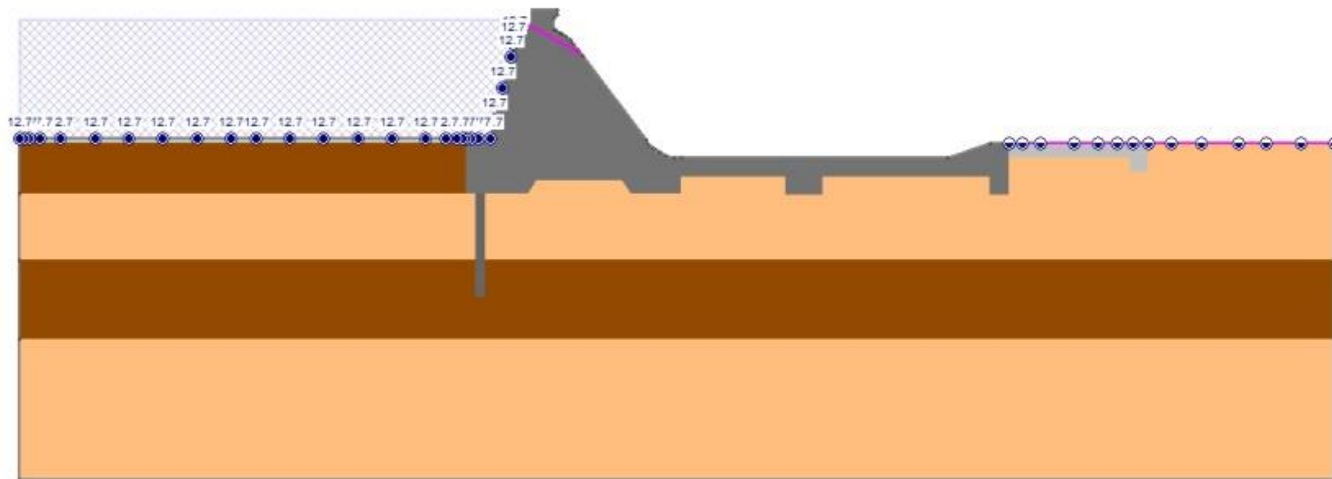


Figura 131 – Modello di filtrazione con terreno multistrato manufatto A

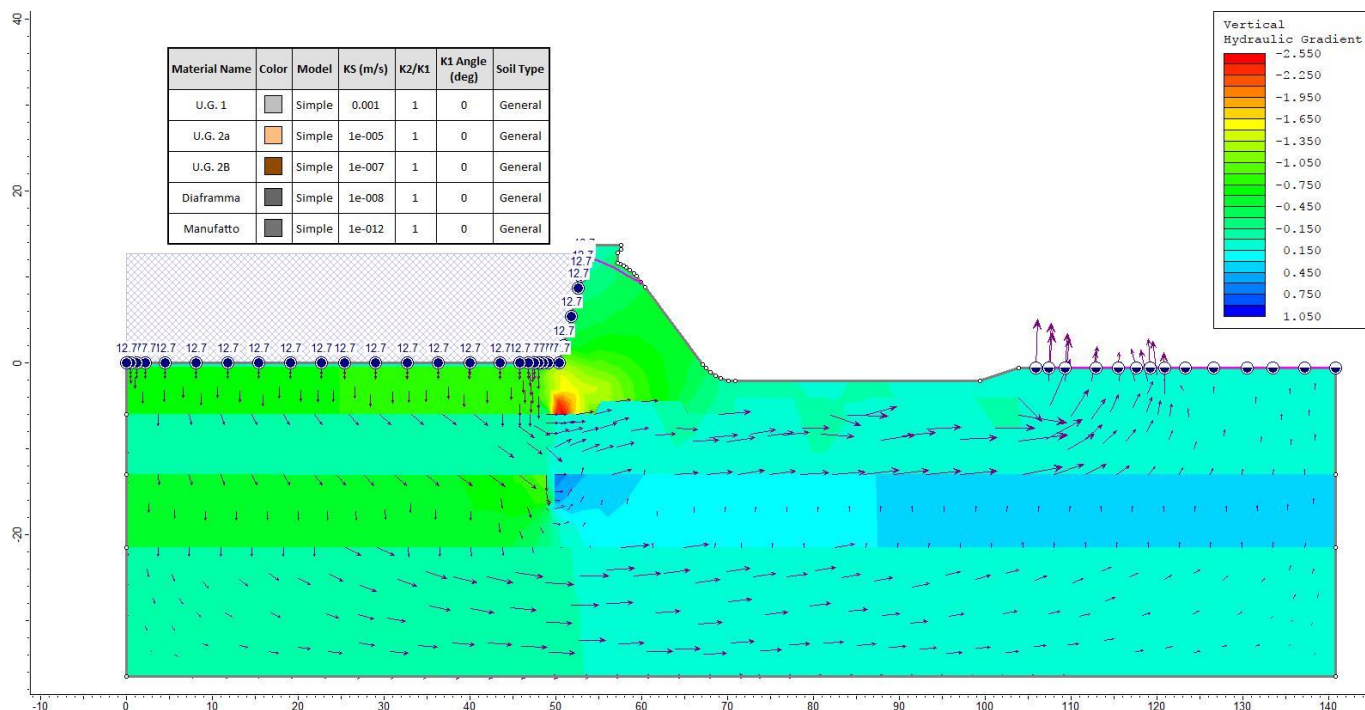


Figura 132 – Andamento del gradiente idraulico verticale con terreno multistrato per modello manufatto A

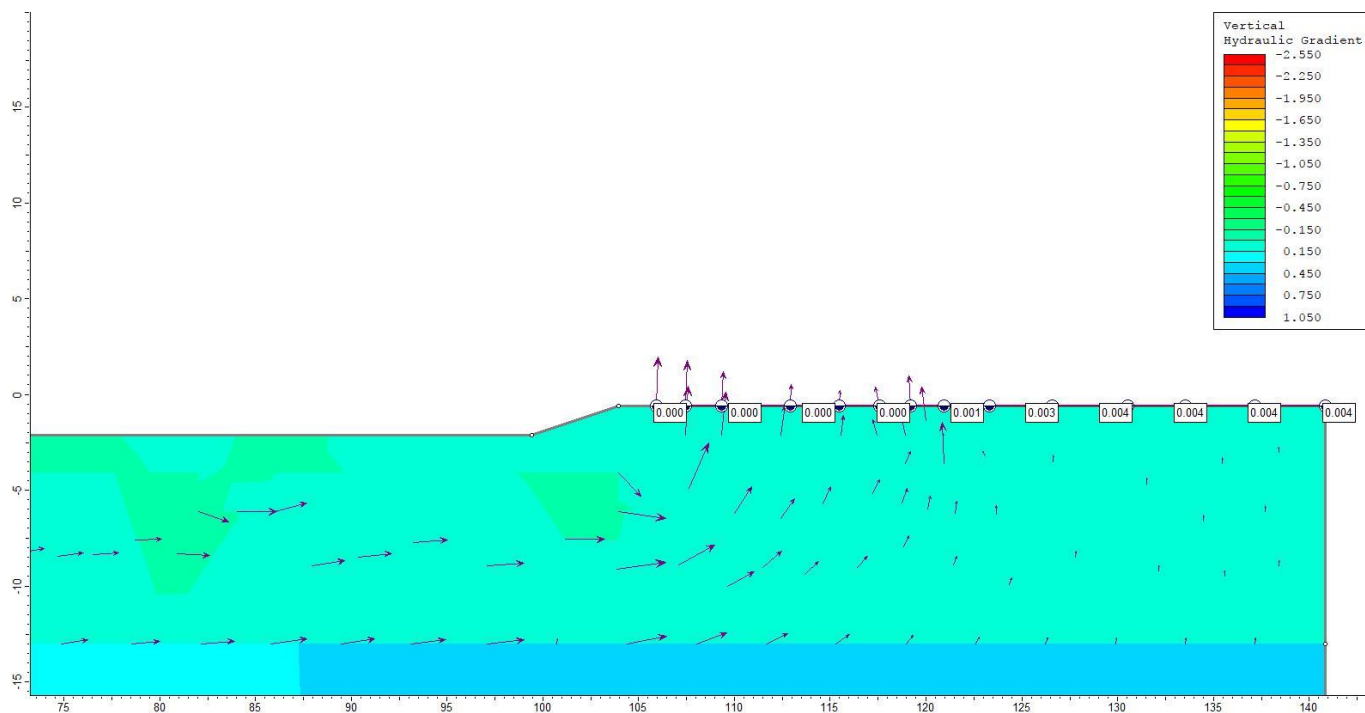
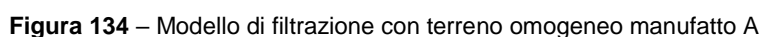


Figura 133 - Dettaglio dell'andamento del gradiente idraulico verticale con terreno multistrato per modello manufatto A





*Majone & Partners (Capogruppo), Ambiter,
Prof. Ing. Alberto Bizzarri, Engineering Geology,
Ing. Claudio Marcello, Studio Colleselli e Partners*

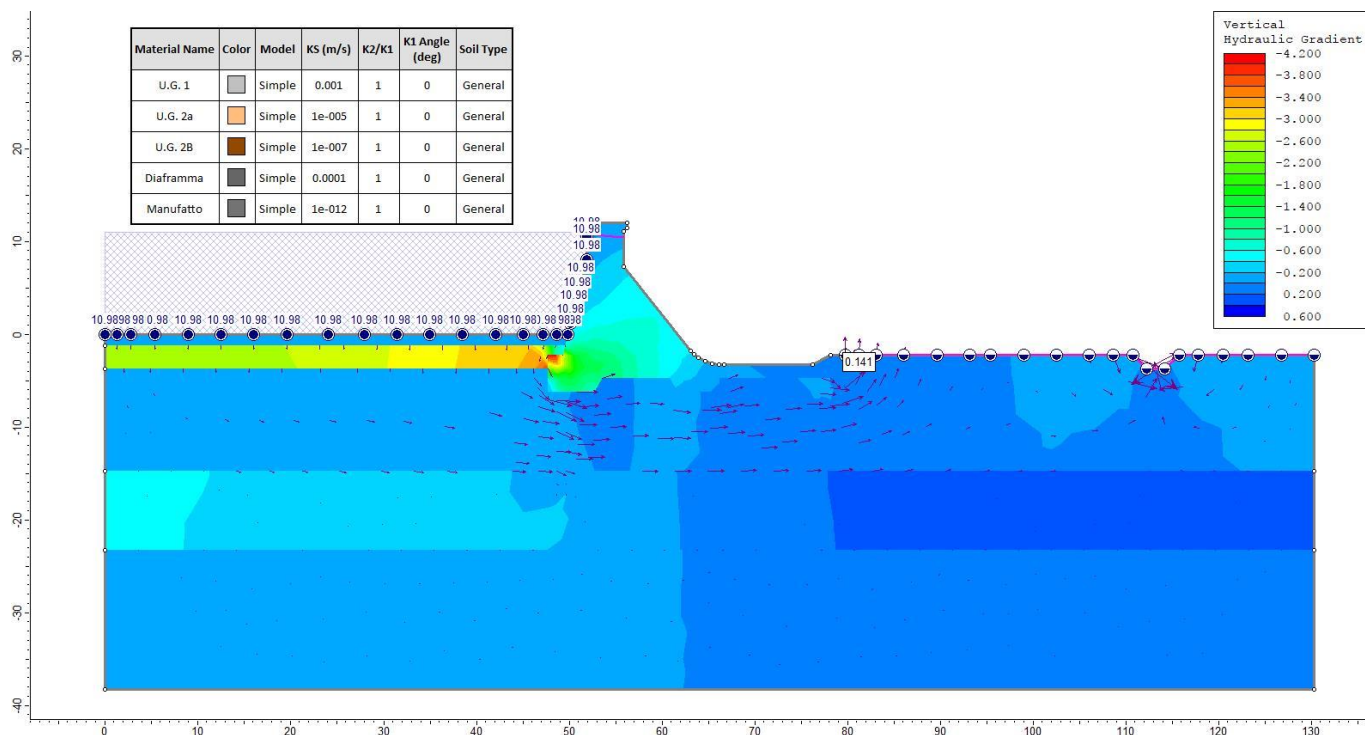


Figura 138 – Andamento del gradiente idraulico verticale con terreno multistrato per modello manufatto B

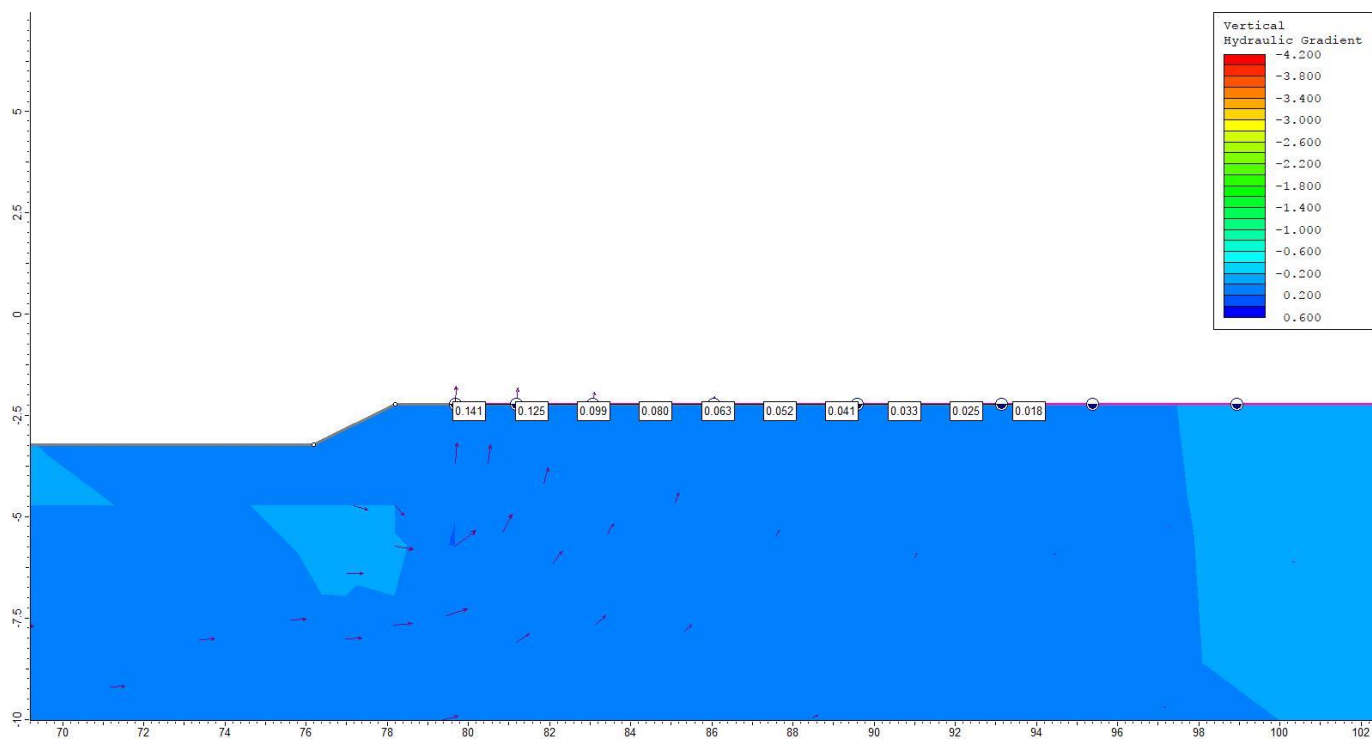


Figura 139 - Dettaglio dell'andamento del gradiente idraulico verticale con terreno multistrato per modello manufatto B

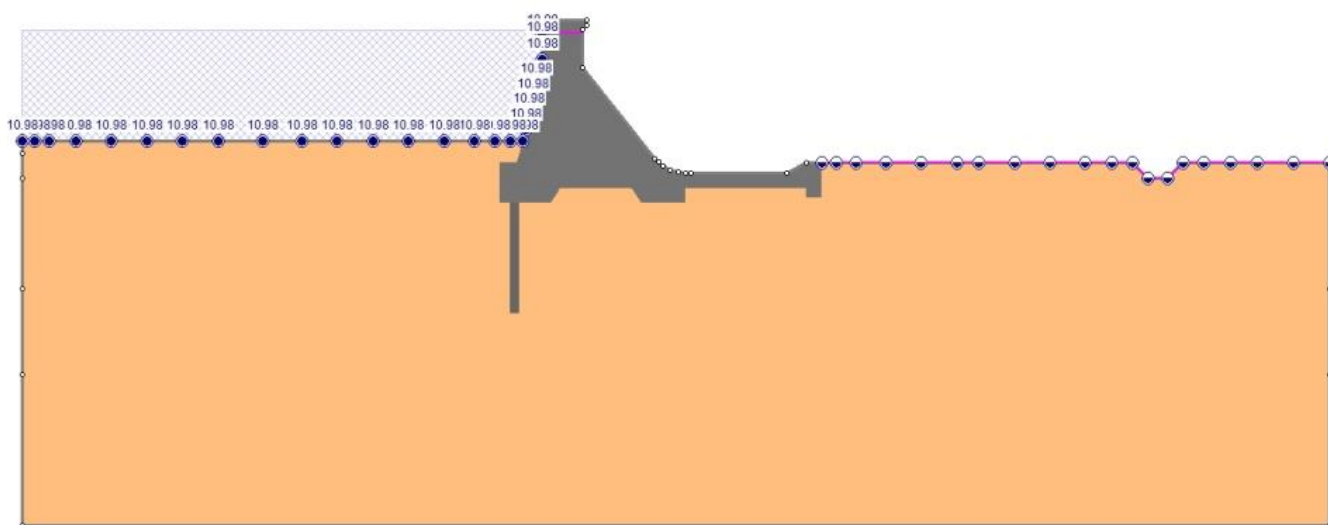


Figura 140 – Modello di filtrazione con terreno omogeneo manufatto B

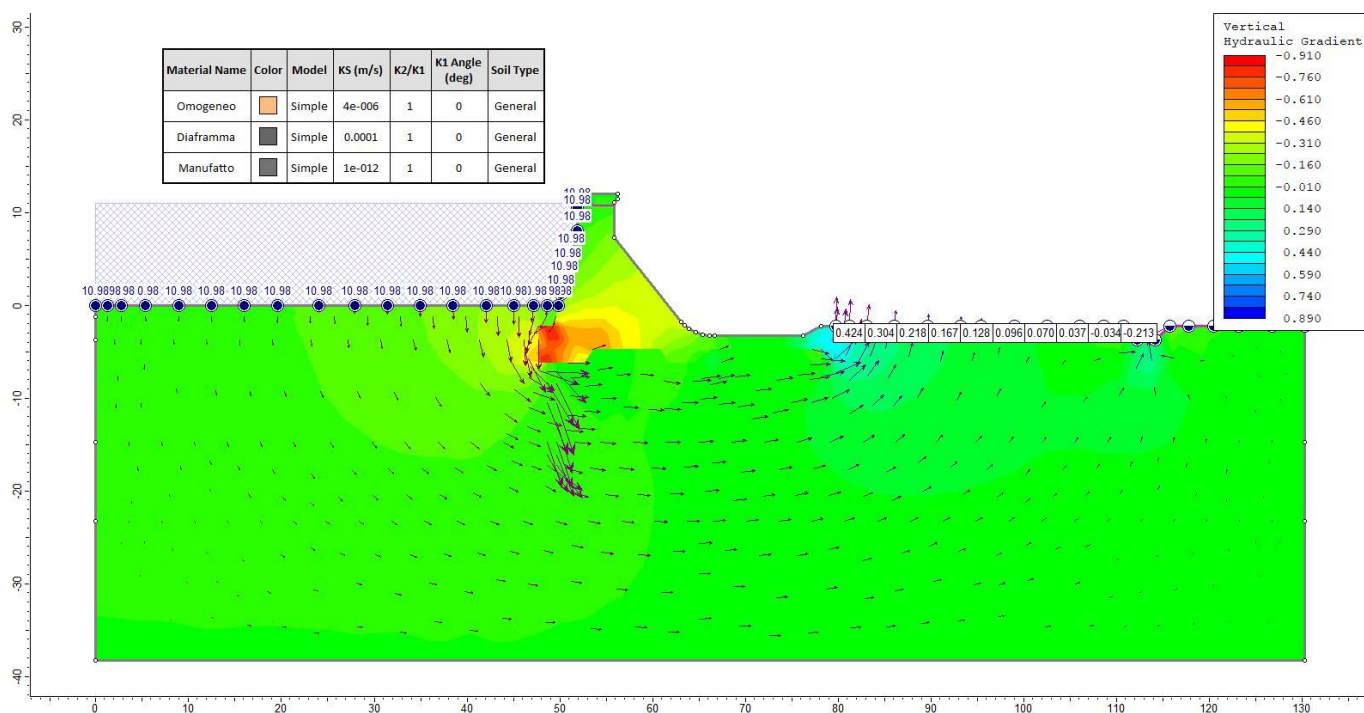


Figura 141 – Andamento del gradiente idraulico verticale con terreno omogeneo per modello manufatto B

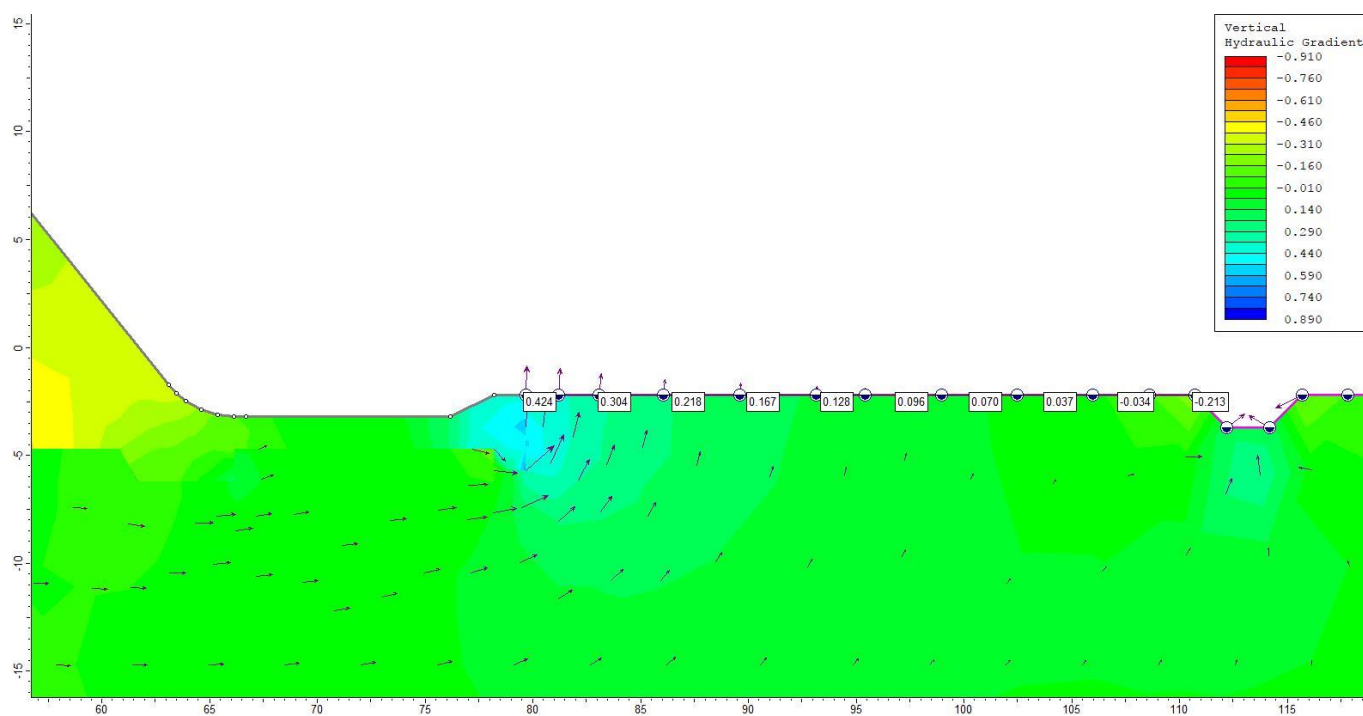


Figura 142 - Dettaglio dell'andamento del gradiente idraulico verticale con terreno omogeneo per modello manufatto B

Tabella 47 – Valori del gradiente idraulico verticale

	Terreno multistrato	Terreno Omogeneo
Manufatto A	0.004	0.055
Manufatto B	0.141	0.424

Per entrambi i manufatti il gradiente massimo in uscita risulta pari a 0.424 per cui viene sempre garantito il coefficiente di sicurezza pari a 2.

Un ulteriore controllo della stabilità al sifonamento è stato condotto in accordo alle NTC 08 - capitolo 6.2.3.2 "Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici"; nelle Norme Tecniche viene indicato che il valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante ($u_{inst,d}$) deve risultare non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante ($\sigma_{stb,d}$) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tabella 22.

Manufatto A

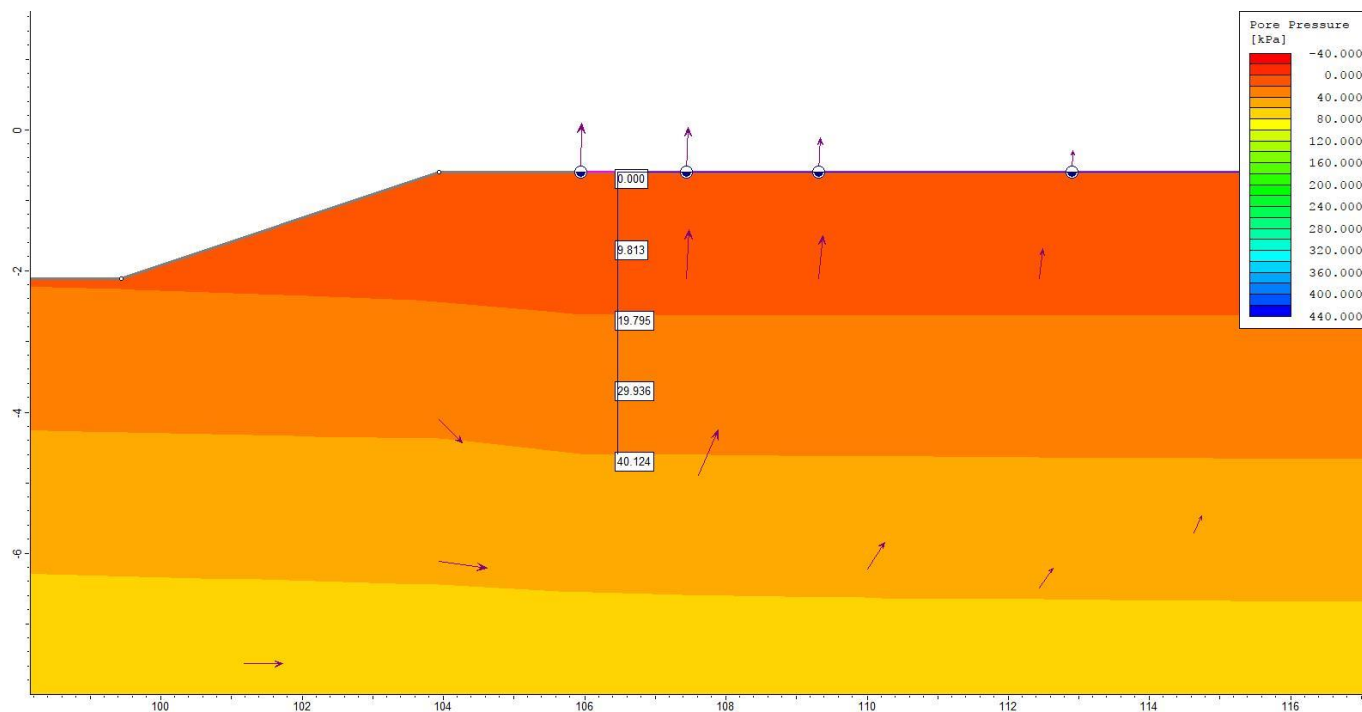


Figura 143 - Andamento delle pressioni interstiziali per manufatto A

Tabella 48 - Verifica idraulica di stabilità al sifonamento per manufatto A

Profondità	u_k	$u_{inst,d}$	σ_k	$\sigma_{stb,d}$	$\sigma_{stb,d}/u_{inst,d}$
[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	
1	9,8	12,8	19	17,1	1,34
2	19,8	25,7	38	34,2	1,33
3	29,9	38,9	57	51,3	1,32
4	40,1	52,2	76	68,4	1,31

Manufatto B

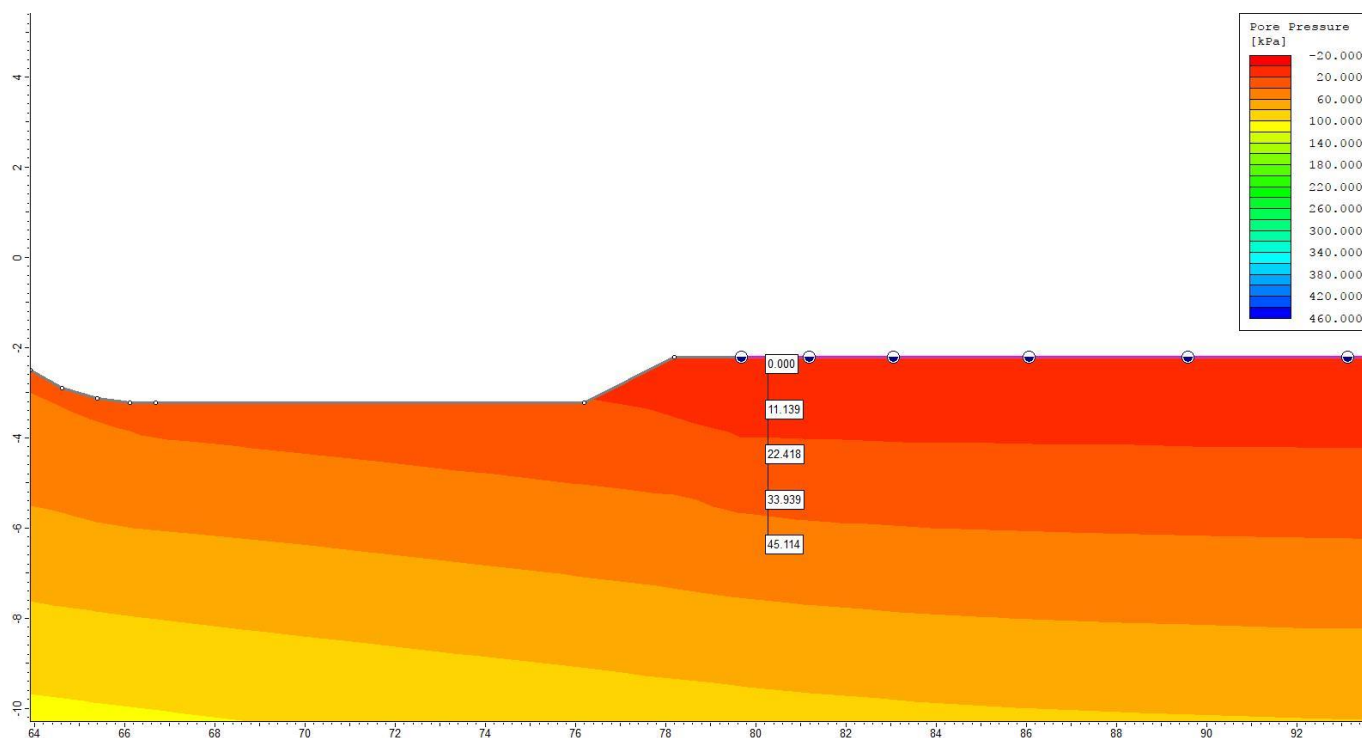


Figura 144 - Andamento delle pressioni interstiziali per manufatto A

Tabella 49 - Verifica idraulica di stabilità al sifonamento per manufatto A

Profondità	u_k	$u_{inst,d}$	σ_k	$\sigma_{stb,d}$	$\sigma_{stb,d}/u_{inst,d}$
[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	
1	11,1	14,5	19	17,1	1,18
2	22,4	29,1	38	34,2	1,17
3	33,9	44,1	57	51,3	1,16
4	45,1	58,6	76	68,4	1,17

8.2 VERIFICA OPERE DI SOSTEGNO BRIGLIA DI MONTE

Si riportano di seguito le verifiche agli Stati Limite Ultimi della paratia progettata per sostenere il salto di monte della cassa di espansione del fiume Baganza.

Secondo quanto riportato al paragrafo 6.5.3.1.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, per le paratie si devono considerare i seguenti stati limite ultimi:

- SLU di tipo geotecnico (GEO);

- SLU di tipo strutturale (STR)

La verifica $SLU_{(STR)}$ deve essere effettuata secondo l'Approccio1-Combinazione1:

- (A1+M1+R1 con $R1=1.0$).

La verifica $SLU_{(GEO)}$ deve essere effettuata secondo l'Approccio1-Combinazione2:

- (A2+M2+R1 con $R1=1.0$).

I valori dei coefficienti parziali "A" sulle azioni ed "M" sui materiali sono riportati in figura 20 e 21.

Le verifiche sono state svolte utilizzando un modello F.E.M. (codice ParatiePlus2016), in cui la paratia viene rappresentata con elementi tipo "beam" dotati di rigidezza flessionale EJ, con E modulo elastico e J momento d'inerzia; ai lati degli elementi sono considerate agenti delle molle di tipo elastoplastico (caratterizzate dal modulo elastico alla Winkler), che simulano il comportamento sforzi-deformazioni del terreno.

Nella modellazione dei terreni i coefficienti di spinta passiva k_p sono stati calcolati secondo la teoria di Caquot-Kerisel considerando un angolo di attrito δ terreno-paratia pari a $2/3\phi$ mentre i coefficienti di spinta attiva k_a sono stati calcolati con la teoria di Rankine ($\delta = 0$).

Il codice implementa in automatico le combinazioni di carico descritte in precedenza; è inoltre in grado modellare l'azione sismica (in accordo con quanto previsto dalle vigenti *Norme Tecniche per le Costruzioni*) tenendo conto del coefficiente di deformabilità α (Figura 145) e del coefficiente di spostamento β (Figura 146).

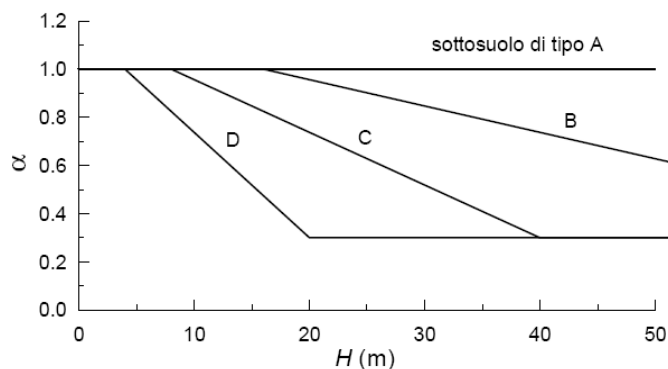


Figura 145 - Coefficiente di deformabilità α

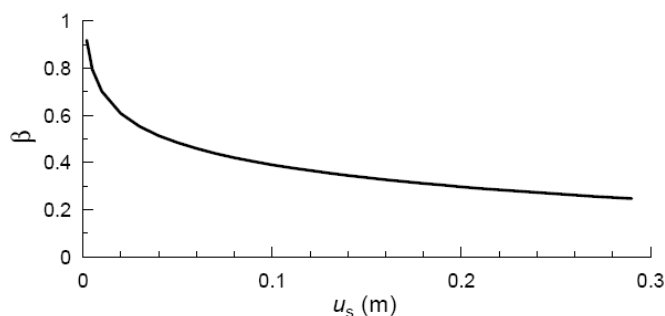


Figura 146 - Coefficiente di spostamento β

Per il calcolo dell'azione sismica si è fatto riferimento al metodo pseudostatico basato sull'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno a monte della paratia, calcolato secondo la teoria di Coulomb, con l'aggiunta delle forze di inerzia (Mononobe 1929, Okabe 1926). Il coefficiente di spinta attiva (statico più dinamico) K_{ae} è valutato secondo Mononobe-Okabe, mentre il coefficiente di spinta passiva (statico più dinamico) K_{pe} secondo Lancellotta. Le verifiche sono state condotte con riferimento allo SLC.

La paratia è costituita da pali sovrapposti di diametro $D=1\text{m}$ con interasse $i=0.8\text{m}$ e una lunghezza complessiva pari a $L=17\text{m}$.

Si è considerata una singola sezione di calcolo con quota del piano campagna a $z=141.00\text{m}$.

Si elencano di seguito le fasi di calcolo considerate:

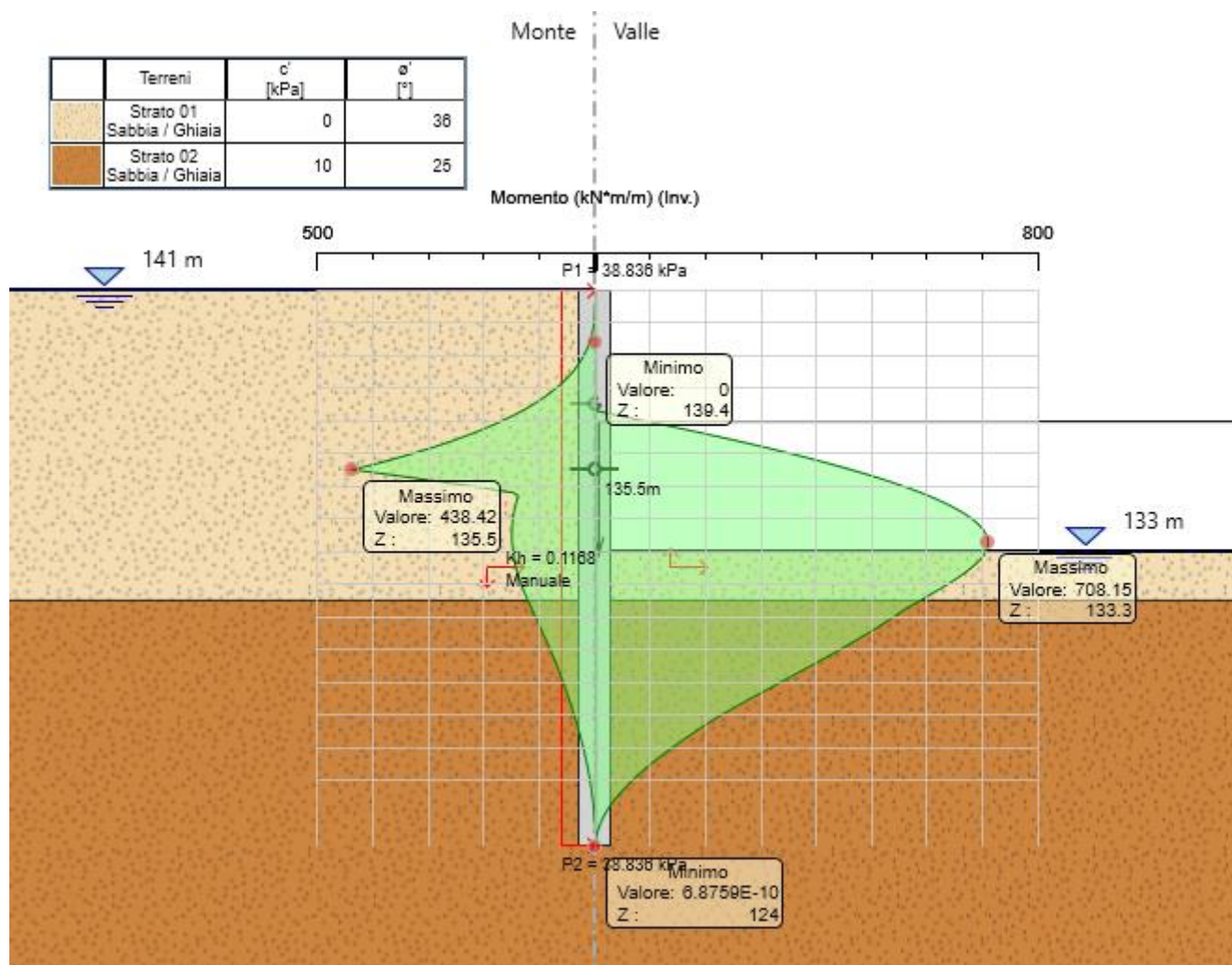
- 1° fase: geostatica ($z=141.00\text{m}$);
- 2° fase: scavo a -4m da p.c. ($z=137.00\text{m}$) a valle della paratia, sbancamento provvisorio di 1.5m ($z=139.50\text{m}$) a monte della paratia;
- 3° fase: installazione di ordine di vincoli provvisori a -3.5m da p.c. ($z=137.50\text{m}$), realizzati con tiranti a trefoli;
- 4° fase: scavo a -8m da p.c. ($z=133.00\text{m}$);
- 5° fase: getto solettone di base con quota estradosso a $z=135.50\text{m}$;
- 6° fase: eliminazione tiranti provvisori;
- 7° fase: riempimento a tergo dell'opera sino a quota 141.00m ;
- 8° fase: applicazione azione sismica, trascurando la presenza dei tiranti provvisori.

La stratigrafia è stata definita al paragrafo 4.4.

Tabella 50 - Parametri caratteristici dei terreni

	Da [m]	a [m]	U.G.	γ/γ'	Φ_K	c_k	Cu_k	E	M
Ghiaie e Sabbie in abbondante matrice limosa/argillosa	141	131.5	2a	20/10	36	0	0	40÷70*	-
Livelli prettamente limoso argillosi	131.5	120	2b	19/9	25	10	90	-	5÷15*

Nella seguente Figura 147 si riporta l'involuppo dei momenti flettenti sollecitanti la paratia fasi 1-7 e in Figura 148 l'involuppo dell'azione tagliante:


Figura 147 - involucro momenti flettenti

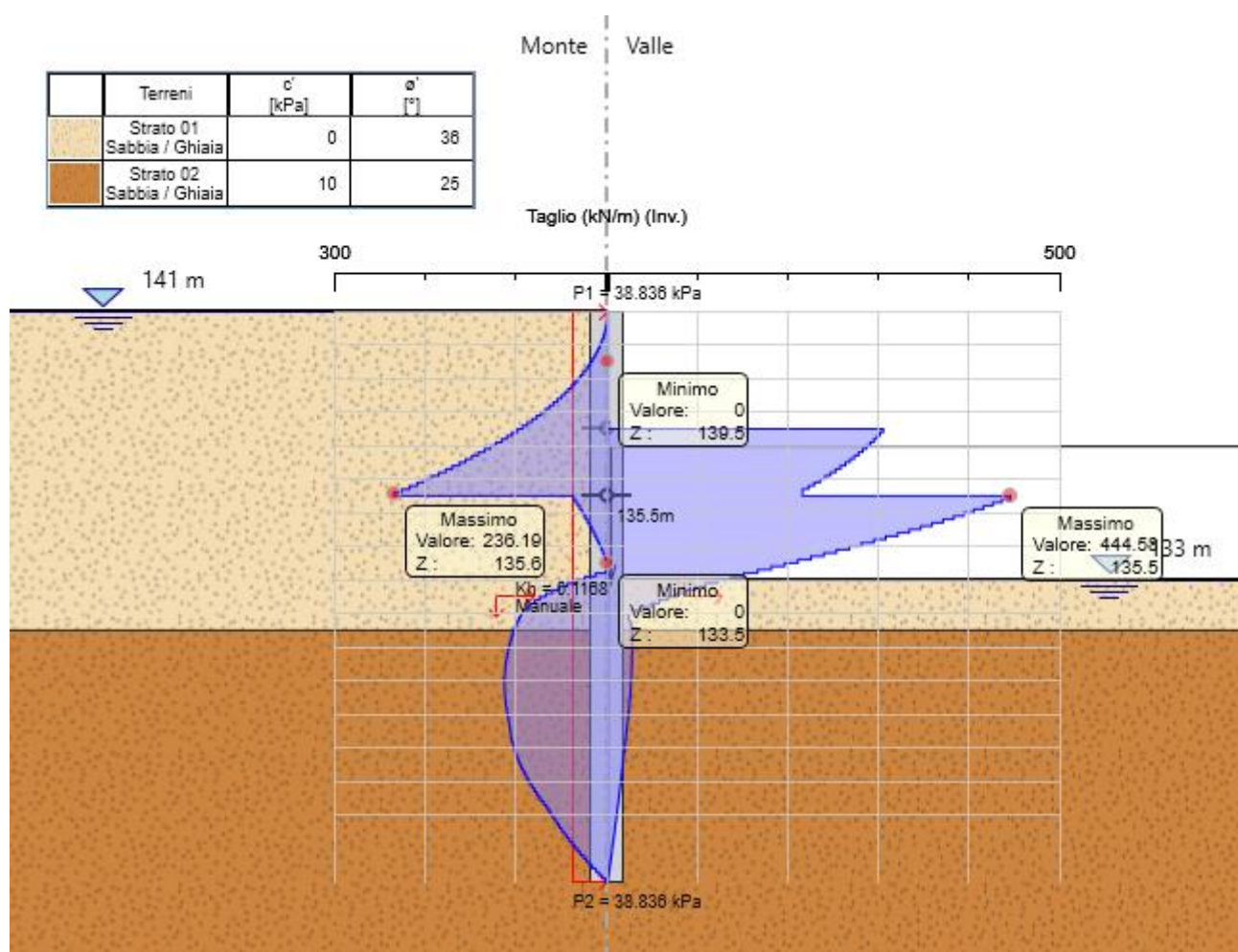


Figura 148 - involuppo azione tagliante

Nella seguente Figura 149 si riportano le reazioni orizzontali massime fornite dai vincoli provvisionali tiranti nella combinazione STR (A1+M1):

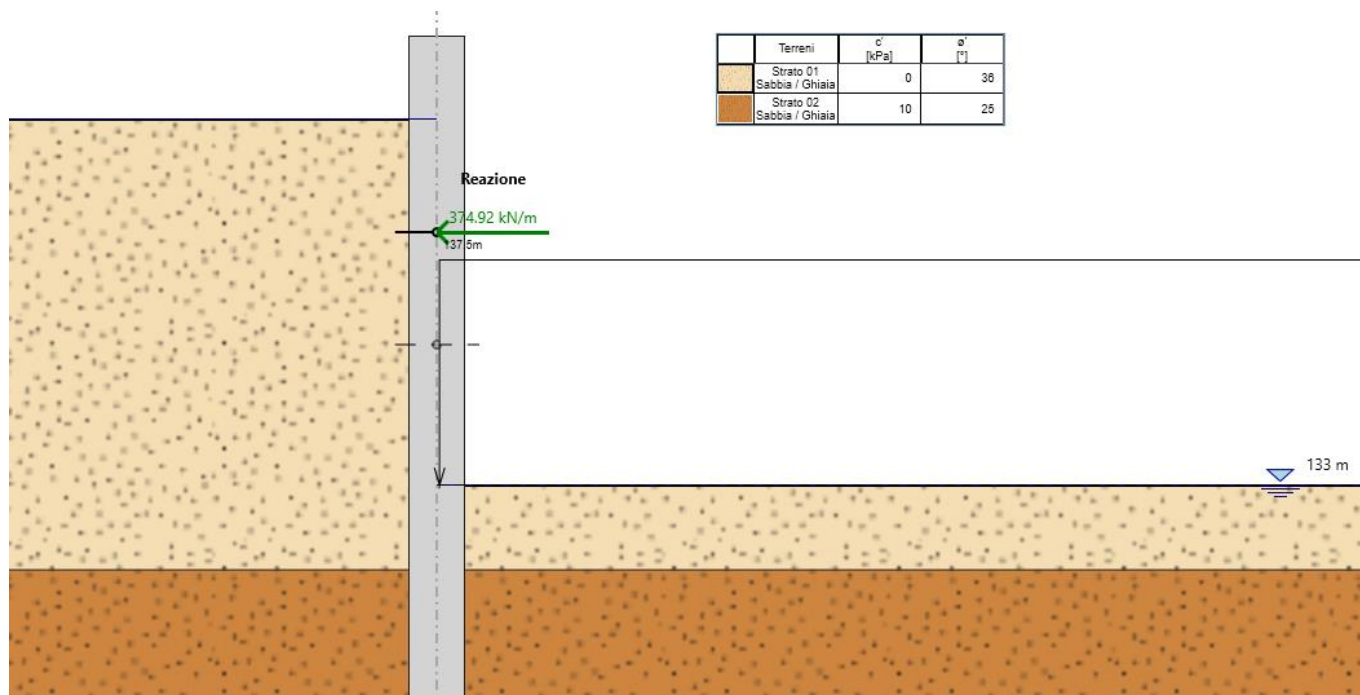


Figura 149 - reazioni orizzontali massime vincoli provvisionali (tiranti) - comb. STR(A1-M1)

Nella seguente Figura 150 si riporta l'involuppo dei momenti flettenti sollecitanti la paratia in condizione sismica, in Figura 151 l'involuppo dell'azione tagliante:

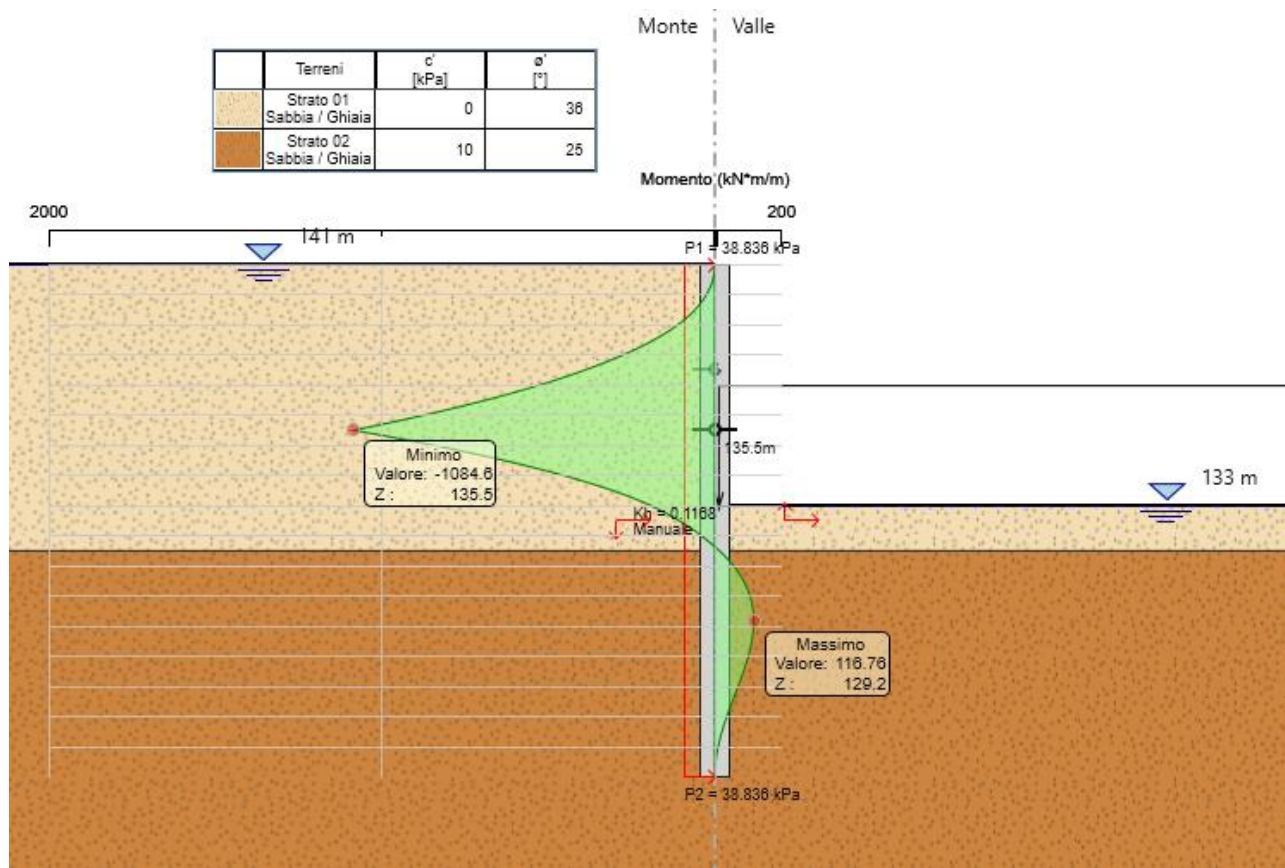


Figura 150 - Involuppo momenti flettenti (SLC sismica)

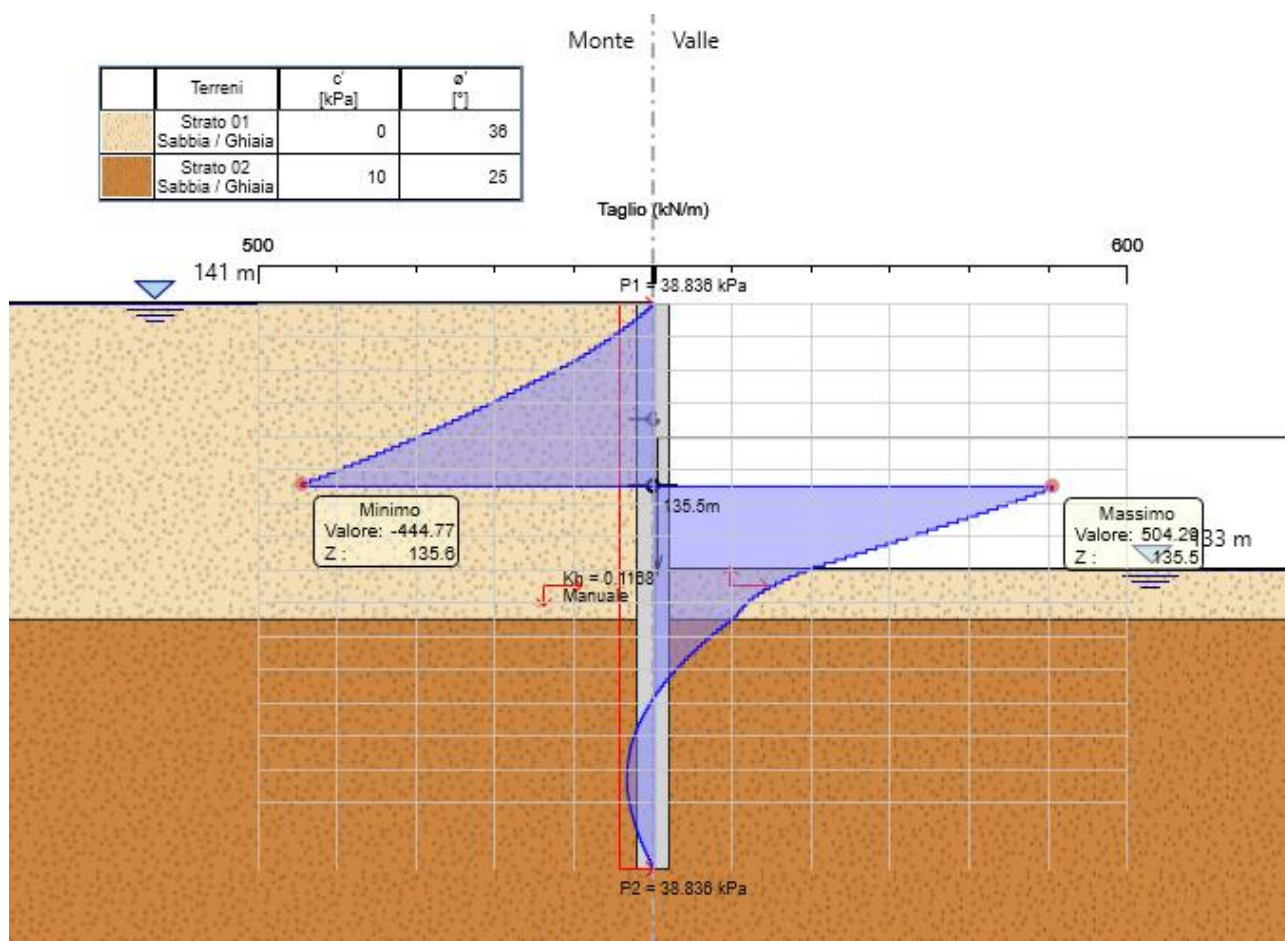


Figura 151 - Involuppo azione tagliante (SLC sismica)

Il massimo momento sollecitante risulta $M_E = 1080 \text{ kNm/m} = 865 \text{ kNm/palo}$, minore del momento resistente M_{Rd} di un singolo palo, stimabile nell'ordine di 1200 kNm/m con un incidenza di armatura dell'ordine di 120 kg/m^3 di cls.

Il progetto prevede, inoltre, la messa in opera di un ordine di tiranti di ancoraggio provvisionali a profondità pari a 3.5 m ($z = 137.5 \text{ m}$) dal piano campagna ($z = 141.00 \text{ m}$) e interasse $i = 2.4 \text{ m}$. Sono previsti a 6 trefoli in acciaio tipo 1670/1860 realizzati con perforazione di diametro 160 mm e bulbo di lunghezza pari a 12 m con inclinazione pari a 20° .

Il tratto libero è di 3.5 m ; tale lunghezza è stata definita per garantire che il bulbo si trovi all'esterno del cuneo di spinta attivo del terreno a monte della paratia.

Come trave di ripartizione dei tiranti sono in progetto n. 02 travi HEB 180.

Il dimensionamento geotecnico dei tiranti viene condotto con riferimento allo stato limite di sfilamento della fondazione (bulbo) dell'ancoraggio con riferimento, secondo quanto indicato dalle NTC 08, alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali indicati in tabella 6.1 (figura 61) per quanto riguarda le azioni e i

parametri del terreno e di un coefficiente sulle resistenze $\gamma_{Ra,t}$ pari a 1.1 per tiranti provvisionali come quelli in oggetto.

Il valore della resistenza caratteristica $R_{a,k}$ viene determinato applicando riducendo il valore della resistenza ottenuta dal calcolo $R_{a,c}$ attraverso il fattore di correlazione ξ che tiene conto del numero di verticali di indagine (cautelativamente assunto pari a 1.7 n.3 verticali di indagine a disposizione):

$$R_{a,k}=R_{a,c}/\xi$$

Il valore della resistenza di calcolo $R_{a,c}$ viene determinato come segue:

$$R_{a,c}=D \cdot \pi \cdot L \cdot \tau = 1800 \text{ kN}$$

dove

- D=diametro reso del bulbo, assunto pari a 1.2 x diametro di perforazione;
- L=lunghezza del bulbo di ancoraggio 12 m;
- τ =tensione limite di aderenza fra bulbo e terreno assunta pari a 250kPa (Raccomandazioni AGI-AICAP sugli ancoraggi 2012 per terreni coesivi consistenti) nel caso di terreni incoerenti (il bulbo ricade nell'unità geotecnica 2a con N_{stp} medio superiore a 50) .

Infine il valore della resistenza di progetto $R_{a,d}$ viene ottenuto applicando alla resistenza caratteristica $R_{a,k}$ il coefficiente sulle resistenze $\gamma_{Ra,t}$ precedentemente definito:

$$R_{a,d}=R_{a,k}/\gamma_{Ra,t}=R_{a,c}/(\xi \times \gamma_{Ra,t})= 960 \text{ kN}$$

Che risulta maggiore dell'azione di progetto E_d pari a $379 \cdot 2.4 = 900 \text{ kN}$.

I tiranti dovranno essere verificati in ogni caso sulla base dei risultati di prove preliminari da eseguire in sito (secondo quanto previsto dalle Raccomandazioni AICAP sui tiranti di ancoraggio 2012 e dalla UNI 1537), inoltre, , tutti i tiranti dovranno essere collaudati sino ad un carico pari a 1.2, quello di esercizio.

8.3 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DEI MANUFATTI

In prima fase sono state svolte le verifiche di sicurezza delle fondazioni dirette dei manufatti A e B nei confronti del carico limite agli Stati Limite Ultimi, in ottemperanza a quanto previsto dalle vigenti Norme Tecniche: deve quindi risultare rispettata la condizione:

$$E_D \leq R_D$$

dove E_D è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_D il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche devono essere effettuate nei confronti del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del collasso per scorrimento sul piano di posa, seguendo almeno uno dei due approcci:

- Approccio 1:

Combinazione A1+M1+R1

Combinazione A2+M2+R2

- Approccio 2:

Combinazione A1+M1+R3

I valori dei coefficienti parziali sulle azioni, quelli sui parametri geotecnici del terreno e quelli sulle resistenze sono riportati nelle tabelle di Figura 63 e Figura 64, mentre quelli sulle resistenze nella seguente Tabella 51.

Tabella 51 - Coefficienti parziali sulle resistenze

Coefficienti parziali "R" sulle resistenze

Resistenza	Simbolo	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante	γ_R	1.00	1.80	2.30
Scorrimento	γ_R	1.00	1.10	1.10

8.3.1 Verifiche di sicurezza nei confronti del collasso per carico limite

Il calcolo della resistenza di progetto R_D del terreno di fondazione è stato svolto con riferimento all'Approccio 2 (A1+M1+R3), utilizzando la seguente relazione generale, che tiene conto della forma delle fondazioni, della loro profondità di imposta, e della presenza di azioni orizzontali (con taglio e momento agenti sul plinto stesso):

$$\frac{R}{\gamma_r} = \frac{B' \cdot L' \cdot \left(N_c \times s_c \times i_c \times d_c \times c + N_q \times s_q \times i_q \times d_q \times q + \frac{\gamma \times B'}{2} \times N_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \right)}{\gamma_r}$$

dove:

- B ed L sono le dimensioni della fondazione pari rispettivamente a 12m e 23m;
- B' ed L' sono le stesse dimensioni ridotte per tenere conto delle eccentricità (e_B ed e_L) del carico ($B' = B - 2 \times e_B$, $L' = L - 2 \times e_L$, Meyerhof);
- q la pressione efficace agente sul piano di fondazione ($q = \gamma \times D$, con D profondità del piano di posa e γ peso di volume del terreno) che dipende dallo spessore di terreno che insiste sul piano di posa ai lati del plinto;
- c la coesione del terreno;

N_q , N_c e N_γ sono i fattori di capacità portante, funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno ϕ' , calcolati secondo le espressioni di Vesic:

- $N_q = \text{tg}^2(45^\circ + \phi'/2) \times e^{\pi \times \text{tg} \phi'}$;
- $N_c = (N_q - 1) \times \text{ctg} \phi'$;
- $N_\gamma = 2 \times (N_q + 1) \times \text{tg} \phi'$ (per $\phi' > 0$) e $N_\gamma = -2 \times \text{sen} \beta$ (per $\phi' = 0$);

s_q , s_c e s_γ sono i coefficienti che tengono conto della forma della fondazione (Vesic -1975):

- $s_q = 1 + B/L \times \text{tg} \phi'$;
- $s_c = 1 + B/L \times N_q/N_c$;
- $s_\gamma = 1 - 0.4 \times B/L$;

d_q , d_c e d_γ sono i coefficienti che tengono conto della profondità del piano di posa della fondazione D (Vesic -1975):

- $k = D/B$, se $D/B \leq 1$ e $k = \text{atg}(D/B)$, se $D/B > 1$
- $d_q = 1 + 2 \times \text{tg} \phi' \times (1 - \text{sen} \phi')^2 \times k$;
- $d_c = 1 + 0.4 \times D/B$ (per $\phi' = 0$) e $d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \times \text{tg} \phi'}$ (per $\phi' > 0$);
- $d_\gamma = 1$;

i_q , i_c ed i_γ sono i coefficienti che tengono conto dell'inclinazione del carico (Vesic -1975):

$$- i_q = \left[1 - \frac{H}{V + BLc \cot \phi'} \right]^m ;$$

$$- i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi'} ;$$

$$- i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + BLc \cot \phi'} \right]^{m+1} ;$$

con: $m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$

dove: $m_L = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$ e $m_B = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$ in cui θ è l'angolo fra la direzione del carico, proiettata sul piano di fondazione, e la lunghezza L.

8.3.1.1 Manufatto A – conchi con luce sotto battente

Per la verifica dei conchi del manufatto A con luce sotto battente si è fatto riferimento a quanto riportato nella "Relazione sulle strutture" (BAG_04STI_R_RE_01_A).

Per quanto riguarda la stratigrafia si fa riferimento alle sezioni geologiche (BAG2_03GEO_D_SZ_01_A e BAG2_03GEO_D_SZ_02_A) ed hai profili geotecnici (BAG2_03GEO_D_PR_01_B, BAG2_03GEO_D_PR_02_B e BAG2_03GEO_D_PR_03_B) in particolare ai sondaggi S7 e S2_PG. Il profilo stratigrafico presenta sotto l'imposta del manufatto A uno strato di ghiaie sabbiose di spessore di circa 10m, per cui la capacità portante è stata valutata considerando uno strato omogeneo con le caratteristiche dell'unità geotecnica 2A (Tabella 7).

Le verifiche sono state condotte in condizioni drenate con riferimento a quanto riportato in Tabella 7 per i valori dei parametri geotecnici dei terreni di fondazione.

I risultati delle verifiche di sicurezza svolte per le combinazioni di carico sono riportate nella seguente tabella (vedi Tabella 6 della BAG2_04STI_R_RE_03_A Calcoli delle strutture).

Tabella 52 - Verifiche di sicurezza nei confronti del carico limite per manufatto A – conci con luce sotto battente

$\gamma_r = 2,3$		Verifica	Combinazione di carico	Carico verticale	Momento sollecitante parallelo a L	Angolo di attrito	Coesione efficace	Peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione	Peso di volume del terreno sopra il piano di fondazione	larghezza	profondità	larghezza corretta senza eB	lunghezza corretta senza eL	profondità piano di imposta da p.c.												
q/γ_r	R/γ_r														E_d	M_L	ϕ'	c'	γ_{sotto}	γ_{sopra}	B	L	B'	L'	D	
[kPa]	[kN]														[kN]	[kNm]	[°]	[kPa]	[kN/m ³]		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	
AIPO BAG -Manufatto A - conci con luce sotto battente																										
1660	404478														OK	Caso 1 - Hv=130,9	43972	59362,20	36,00	0,00	9,00	9,00	12,00	23,00	12,00	20,3
1660	404478	OK	Caso 1 - Hv=131,0	43762	59078,70	36,00	0,00	9,00	9,00	12,00	23,00	12,00	20,3	4												
1661	406509	OK	Caso 1 - Hv=132,0	41729	54247,70	36,00	0,00	9,00	9,00	12,00	23,00	12,00	20,4	4												
1661	408947	OK	Caso 1 - Hv=133,0	39695	49221,80	36,00	0,00	9,00	9,00	12,00	23,00	12,00	20,52	4												
1661	412604	OK	Caso 1 - Hv=134,0	37661	43310,15	36,00	0,00	9,00	9,00	12,00	23,00	12,00	20,7	4												
1661	414230	OK	Caso 1 - Hv=134,4,0	36848	40901,28	36,00	0,00	9,00	9,00	12,00	23,00	12,00	20,78	4												
1660	397977	OK	Caso 2 - Hv=134,4	37028	55912,28	36,00	0,00	9,00	9,00	12,00	23,00	12,00	19,98	4												
1661	405697	OK	Caso 2 - Hv=135,9	33984	44858,88	36,00	0,00	9,00	9,00	12,00	23,00	12,00	20,36	4												

Le verifiche di sicurezza nei confronti del carico limite sono soddisfatte, essendo in tutti i casi ampiamente verificata la disuguaglianza $E_D \leq R_D$.

8.3.1.2 Manufatto A – conci sfioranti

Per la verifica dei conci del manufatto A con luce sotto battente si è fatto riferimento a quanto riportato nella "Relazione sulle strutture" (BAG_04STI_R_RE_01_A).

Per quanto riguarda la stratigrafia si fa riferimento alle sezioni geologiche (BAG2_03GEO_D_SZ_01_A e BAG2_03GEO_D_SZ_02_A) ed hai profili geotecnici (BAG2_03GEO_D_PR_01_B) in particolare ai sondaggi S7 e S2_PG. Il profilo stratigrafico presenta sotto l'imposta del manufatto A uno strato di ghiaie sabbiose di spessore di circa 10m, per cui la capacità portante è stata valutata considerando uno strato omogeneo con le caratteristiche dell'unità geotecnica 2A (Tabella 7).

Le verifiche sono state condotte in condizioni drenate con riferimento a quanto riportato in Tabella 7 per i valori dei parametri geotecnici dei terreni di fondazione.

I risultati delle verifiche di sicurezza svolte per le combinazioni di carico sono riportate nella seguente tabella (vedi Tabella 12 della BAG2_04STI_R_RE_03_A Calcoli delle strutture).

Tabella 53 - Verifiche di sicurezza nei confronti del carico limite per manufatto A – conci sfioranti

$\gamma_r = 2,3$		Verifica	Combinazione di carico	Carico verticale	Momento sollecitante parallelo a L	Angolo di attrito	Coesione efficace	Peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione	Peso di volume del terreno sopra il piano di fondazione	larghezza	profondità	larghezza corretta senza eB	lunghezza corretta senza eL	profondità piano di imposta da p.c.
q/γ_r	R/γ_r													
[kPa]	[kN]			E_d	M_L	ϕ'	c'	γ_{sotto}	γ_{sopra}	B	L	B'	L'	D
				[kN]	[kNm]	[°]	[kPa]	[kN/m ³]		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
			AIPO BAG -Manufatto A - conci sfioranti											
1664	449174	OK	Caso 1 - Hv=130,9	3813	953,25	36,00	0,00	9,00	9,00	12,00	23,00	12,00	22,5	4
1664	449580	OK	Caso 1 - Hv=131,0	3795	910,80	36,00	0,00	9,00	9,00	12,00	23,00	12,00	22,52	4
1664	453237	OK	Caso 1 - Hv=132,0	3626	543,90	36,00	0,00	9,00	9,00	12,00	23,00	12,00	22,7	4
1664	458113	OK	Caso 1 - Hv=133,0	3456	103,68	36,00	0,00	9,00	9,00	12,00	23,00	12,00	22,94	4
1664	454456	OK	Caso 1 - Hv=134,0	3287	-394,44	36,00	0,00	9,00	9,00	12,00	23,00	12,00	22,76	4
1664	451612	OK	Caso 1 - Hv=134,4,0	3219	-611,61	36,00	0,00	9,00	9,00	12,00	23,00	12,00	22,62	4
1664	453237	OK	Caso 2 - Hv=134,4	3217	482,55	36,00	0,00	9,00	9,00	12,00	23,00	12,00	22,7	4
1664	453237	OK	Caso 2 - Hv=135,9	2964	-444,60	36,00	0,00	9,00	9,00	12,00	23,00	12,00	22,7	4

Le verifiche di sicurezza nei confronti del carico limite sono soddisfatte, essendo in tutti i casi ampiamente verificata la disuguaglianza $E_D \leq R_D$.

8.3.1.3 Manufatto B

Per la verifica dei conci del manufatto A con luce sotto battente si è fatto riferimento a quanto riportato nella "Relazione sulle strutture" (BAG_04STI_R_RE_01_A).

Per quanto riguarda la stratigrafia si fa riferimento alle sezioni geologiche (BAG2_03GEO_D_SZ_01_A e BAG2_03GEO_D_SZ_02_A) ed hai profili geotecnici (BAG2_03GEO_D_PR_01_B) in particolare ai sondaggi S2_PG e SMC4. Il profilo stratigrafico presenta sotto l'imposta del manufatto B uno strato di ghiaie sabbiose di spessore di circa 9.5m, per cui la capacità portante è stata valutata considerando uno strato omogeneo con le caratteristiche dell'unità geotecnica 2A (Tabella 7).

Le verifiche sono state condotte in condizioni drenate con riferimento a quanto riportato in Tabella 7 per i valori dei parametri geotecnici dei terreni di fondazione.

I risultati delle verifiche di sicurezza svolte per le combinazioni di carico sono riportate nella seguente tabella (vedi Tabella 23 della BAG2_04STI_R_RE_03_A Calcoli delle strutture).

Tabella 54 - Verifiche di sicurezza nei confronti del carico limite per manufatto B

$\gamma_r = 2,3$		Verifica	Combinazione di carico	Carico verticale	Momento sollecitante parallelo a L	Angolo di attrito	Coesione efficace	Peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione	Peso di volume del terreno sopra il piano di fondazione	larghezza	profondità	larghezza corretta senza eB	lunghezza corretta senza eL	profondità piano di imposta da p.c.
q/γ_r	R/γ_r													
[kPa]	[kN]													
AIPO BAG -Manufatto B														
1652	320775	OK	Caso 1.a - Hv=131,5	2924	3391,84	36	0,00	9,00	9,00	12,00	18,50	-5836,00	-6765,18	4,00
1652	320368	OK	Caso 1.a - Hv=132,0	3795	4440,15	36	0,00	9,00	9,00	12,00	18,50	-7578,00	-8861,80	4,00
1652	319556	OK	Caso 1.a - Hv=133,0	3626	4314,94	36	0,00	9,00	9,00	12,00	18,50	-7240,00	-8611,38	4,00
1652	318743	OK	Caso 1.a - Hv=134,0	3456	4181,76	36	0,00	9,00	9,00	12,00	18,50	-6900,00	-8345,02	4,00
1652	317930	OK	Caso 1.a - Hv=135,0	3287	4043,01	36	0,00	9,00	9,00	12,00	18,50	-6562,00	-8067,52	4,00
1652	317524	OK	Caso 1.a - Hv=136,0	3219	3991,56	36	0,00	9,00	9,00	12,00	18,50	-6426,00	-7964,62	4,00
1652	318337	OK	Caso 1.a - Hv=137,0	3217	3924,74	36	0,00	9,00	9,00	12,00	18,50	-6422,00	-7830,98	4,00
1652	320368	OK	Caso 1.a - Hv=138,0	2964	3467,88	36	0,00	9,00	9,00	12,00	18,50	-5916,00	-6917,26	4,00
1653	324025	OK	Caso 1.a - Hv=139,0	2964	3201,12	36	0,00	9,00	9,00	12,00	18,50	-5916,00	-6383,74	4,00
1654	332964	OK	Caso 1.a - Hv=140,37	2964	2549,04	36	0,00	9,00	9,00	12,00	18,50	-5916,00	-5079,58	4,00
865	164614	OK	Caso 1.b - Hv=140,37	2964	3912,48	36	0,00	9,00	9,00	12,00	18,50	-5916,00	-7806,46	4,00
831	178184	OK	Caso 1.b - Hv=143,7	2964	948,48	36	0,00	9,00	9,00	12,00	18,50	-5916,00	-1878,46	4,00
827	180355	OK	Caso 2 - Hm=143,7	2964	-474,24	36	0,00	9,00	9,00	12,00	18,50	-5916,00	-929,98	4,00
894	154980	OK	Caso 2 - Hm=138,0	2964	-6016,92	36	0,00	9,00	9,00	12,00	18,50	-5916,00	-12015,34	4,00
902	152673	OK	Caso 2 - Hm=137,0	2964	-6520,8	36	0,00	9,00	9,00	12,00	18,50	-5916,00	-13023,10	4,00
909	150909	OK	Caso 2 - Hm=136,0	2964	-6906,12	36	0,00	9,00	9,00	12,00	18,50	-5916,00	-13793,74	4,00
914	149416	OK	Caso 2 - Hm=135,0	2964	-7232,16	36	0,00	9,00	9,00	12,00	18,50	-5916,00	-14445,82	4,00
918	148467	OK	Caso 2 - Hm=134,0	2964	-7439,64	36	0,00	9,00	9,00	12,00	18,50	-5916,00	-14860,78	4,00
921	147652	OK	Caso 2 - Hm=133,0	2964	-7617,48	36	0,00	9,00	9,00	12,00	18,50	-5916,00	-15216,46	4,00
922	147517	OK	Caso 2 - Hm=132,5	2964	-7647,12	36	0,00	9,00	9,00	12,00	18,50	-5916,00	-15275,74	4,00

Le verifiche di sicurezza nei confronti del carico limite sono soddisfatte, essendo in tutti i casi ampiamente verificata la disuguaglianza $E_D \leq R_D$.

8.4 STIMA DEI CEDIMENTI

Analogamente a quanto svolto per la stima dei cedimenti dei rilevati si sono valutati anche i cedimenti per i manufatti A e B.

Il modello geotecnico considerato per la valutazione dei cedimenti dei manufatti fa riferimento a quanto riportato in Tabella 10. Il piano campagna medio è considerato ad una quota di +136.50 m s.l.m.m., mentre il piano di imposta del manufatto A è ad una quota di +127.00 m s.l.m.m., mentre quello del manufatto B alla +128.50 m s.l.m.m.

Le sollecitazioni trasmesse dai manufatti in condizione di Stato Limite di Esercizio sui terreni di fondazione sono riportate nella seguente:

Tabella 55 – Sollecitazione dei manufatti sui terreni di fondazione valutate agli estremi di monte e valle della fondazione del manufatto

	Valle σ_v [kPa]	Monte σ_m [kPa]	Piano Imposta [m s.l.m.m.]
Manufatto A	298	115	127.00
Manufatto B	283	119	128.50

I carichi trasmessi dalle fondazioni in condizioni SLE sono inferiori a quelli litostatici (fondazione compensata) per cui i cedimenti sono stati valutati considerando condizioni di ricomprensione.

Nella Tabella 50 si riporta il profilo stratigrafico con i parametri geotecnici di compressibilità dei singoli strati.

Tabella 56 - Profilo geotecnico e parametri di compressibilità del terreno

Strato	Unità Geotecnica	Spessore	Da	A	$M_{\text{incomprensione}}$
		[m]	[m da p.i.]	[m da p.i.]	[MPa]
3	2A	7.0÷8.5	5.5	16.5	124.0
4	2B	8.5	16.5	25.0	60.0
5	2A	15.0	25.0	40.0	340.0

Si riporta di seguito l'andamento dei cedimenti stimati.

8.4.1 Manufatto A

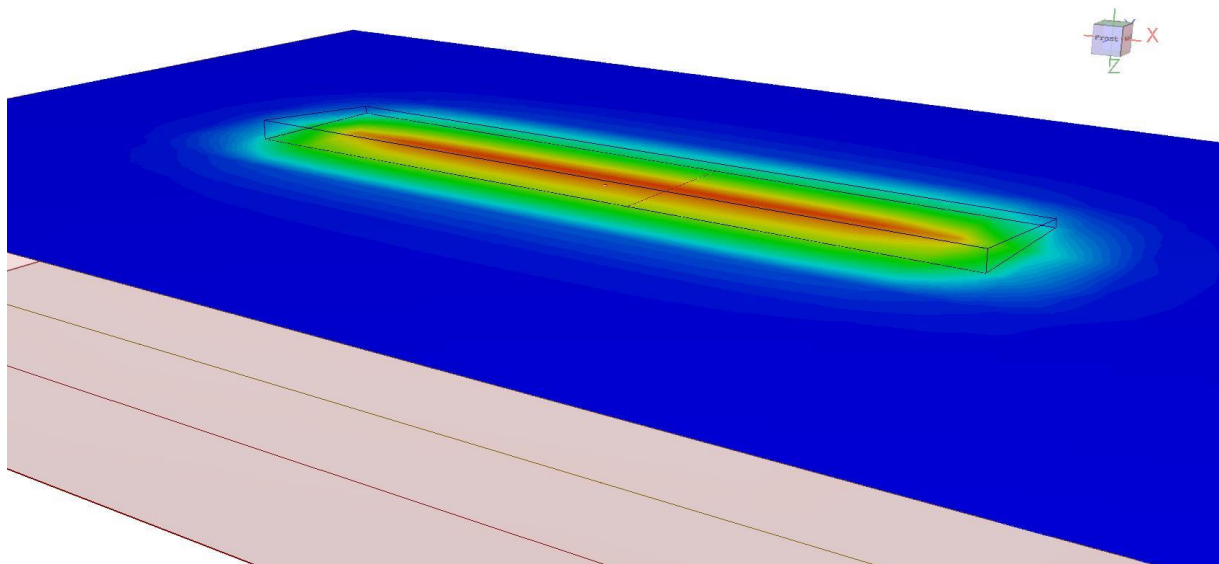


Figura 152 - Modello 3D per l'analisi dei cedimenti per il manufatto A

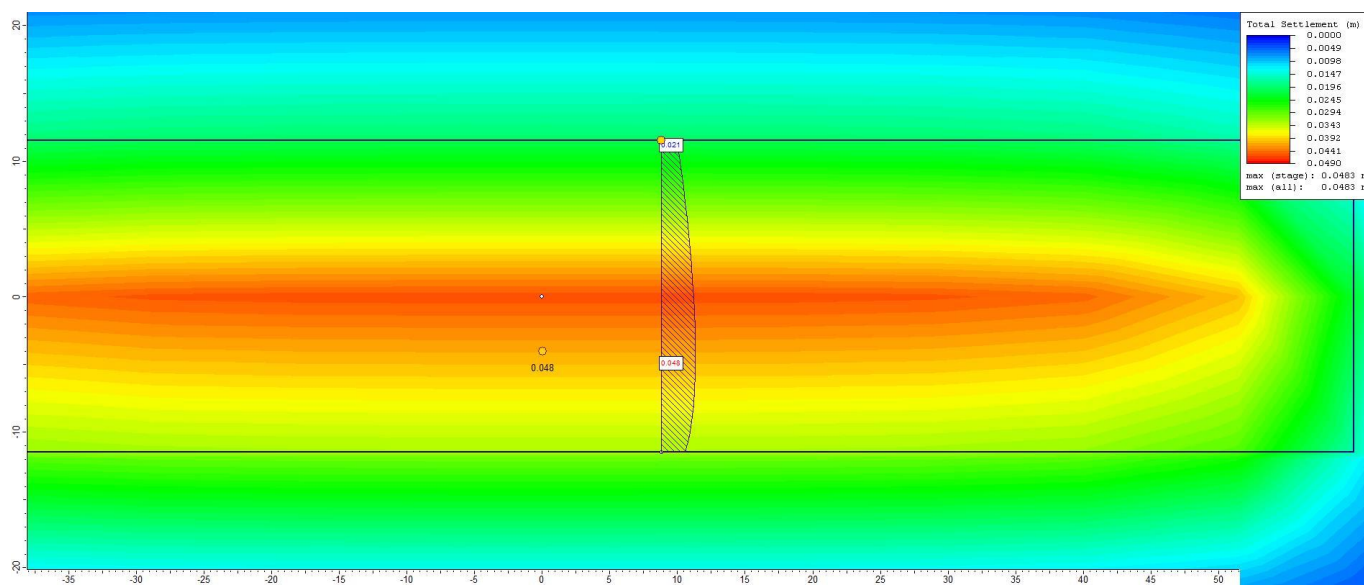


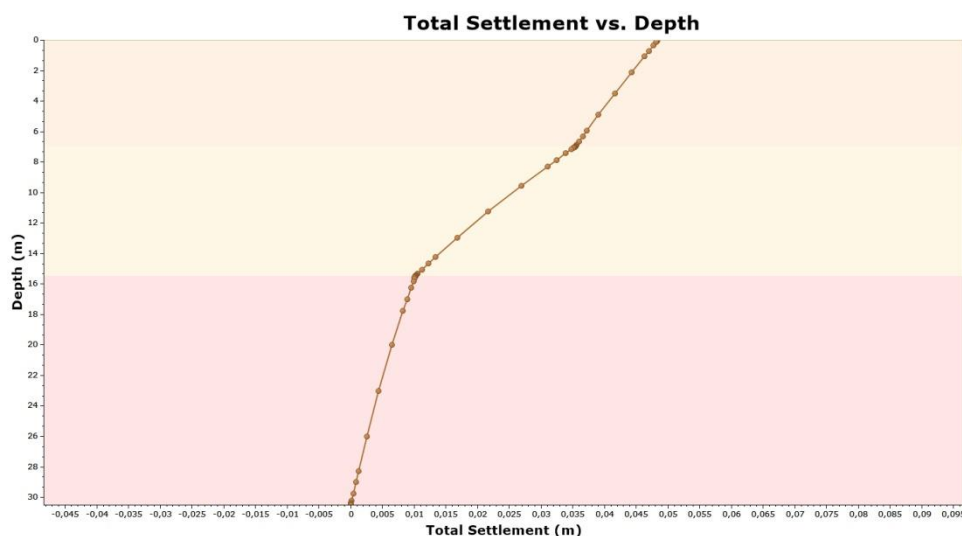
Figura 153 - Risultato dell'analisi dei cedimenti per il manufatto A

In Figura 154 ed in Tabella 57 si riporta l'andamento dei cedimenti totali in funzione della profondità.

Tabella 57 – Andamento dei cedimenti dei terreni di fondazione per il manufatto A

Strato	U.G.	Spessore [m]	M [Mpa]	δ [mm]
3	2a	7	124	13
4	2b	8,5	34	25
5	2a	15	340	10

Il cedimento massimo è dell'ordine di 50 mm e trattandosi di cedimenti di ricomprensione matureranno in gran parte durante le fasi realizzative dei manufatti.


Figura 154 - Andamento dei cedimenti totali con la profondità

8.4.2 Manufatto B

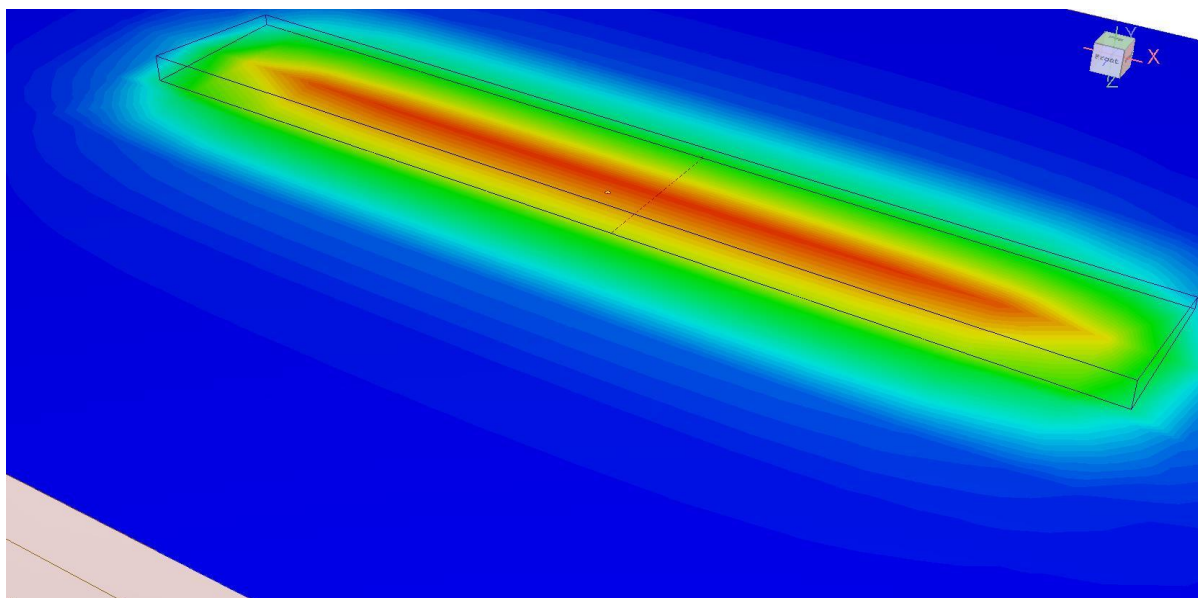


Figura 155 - Modello 3D per l'analisi dei cedimenti per il manufatto B

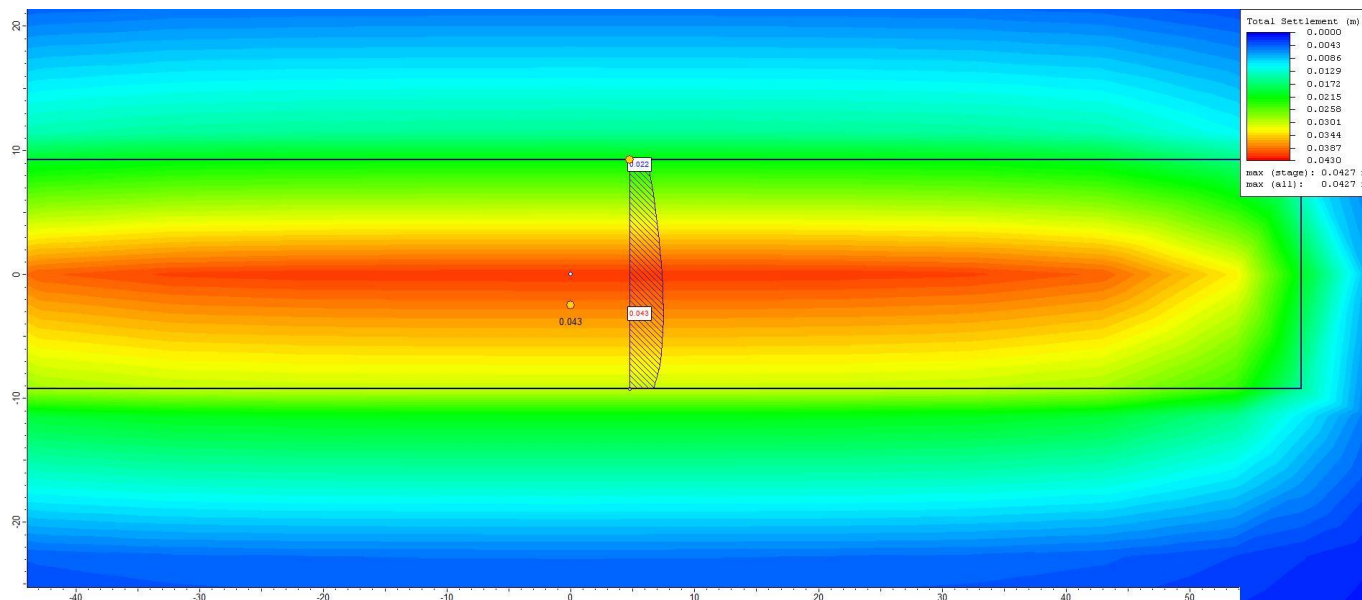


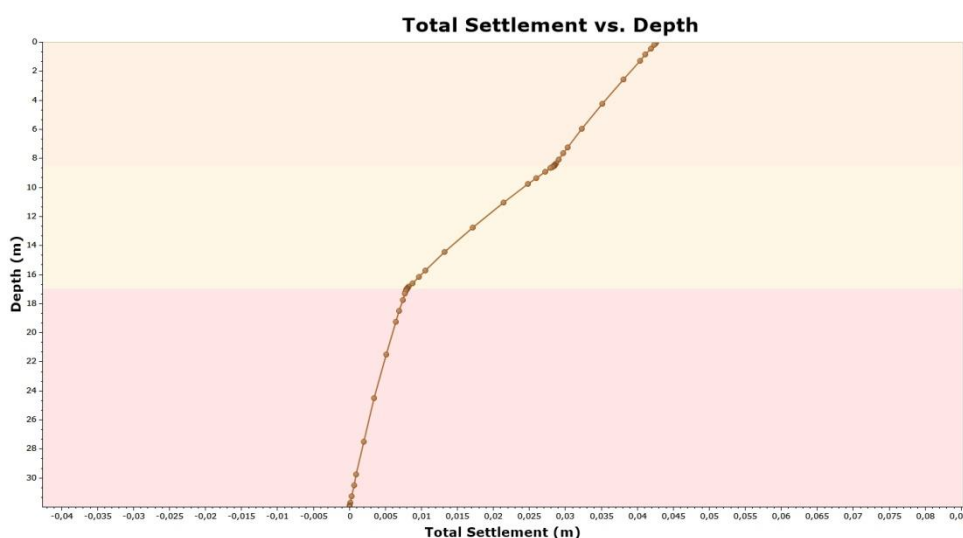
Figura 156 - Risultato dell'analisi dei cedimenti per il manufatto B

In Figura 157 ed in Tabella 58 si riporta l'andamento dei cedimenti totali in funzione della profondità.

Tabella 58 – Andamento dei cedimenti dei terreni di fondazione per il manufatto B

Strato	U.G.	Spessore [m]	M [Mpa]	δ [mm]
3	2a	8,5	124	14
4	2b	8,5	34	20
5	2a	15	340	8

Il cedimento massimo è dell'ordine di 40 mm e trattandosi di cedimenti di ricomprensione matureranno in gran parte durante le fasi realizzative dei manufatti.


Figura 157 - Andamento dei cedimenti totali con la profondità

I manufatti A e B risultano pressoché compensati, con cedimenti di ricomprensione dei terreni di fondazione di entità limitata (40-50 mm) che matureranno durante le fasi costruttive.

Per quanto riguarda il rilevato di separazione delle due casse (sezione tipo 1) da realizzare in adiacenza del manufatto B, sono previsti cedimenti totali dell'ordine di 180 mm di cui il 65% legati al cedimento elastico degli strati incoerenti che matureranno in fase di costruzione e il rimanente 35% (65 mm circa) legati a fenomeni di

consolidazione che maturarono nel tempo. Alla luce degli spessori e delle caratteristiche degli strati coesivi si può valutare che almeno il 50% dei cedimenti di consolidazione maturino nell'ordine di qualche mese, ovvero nell'ambito dei tempi di realizzazione.

Per quanto riguarda l'argine a ovest (sezione tipo 6) da realizzare in adiacenza del manufatto A, il cedimento totale risulta pari a 140 mm circa di cui il 20 % circa dovuti al cedimento di tipo elastico dei terreni dell'UG 2a e UG1 che matureranno contestualmente alla costruzione del rilevato. Il rimanente 80% (110mm) è dovuto a cedimenti di consolidazione che matureranno nel tempo per i quali si può valutare che almeno un 50% maturino nell'ordine di qualche mese, ovvero nell'ambito dei tempi di realizzazione.

Per quanto riguarda l'interferenza con l'argine che divide il secondo comparto dall'alveo del Baganza, che si innesta tra il manufatto A e B, sono state condotte delle verifiche di dettaglio di seguito riportate considerando una sezione appena a valle dei manufatti A e B e assumendo il modello geotecnico di riferimento definito per gli stessi.

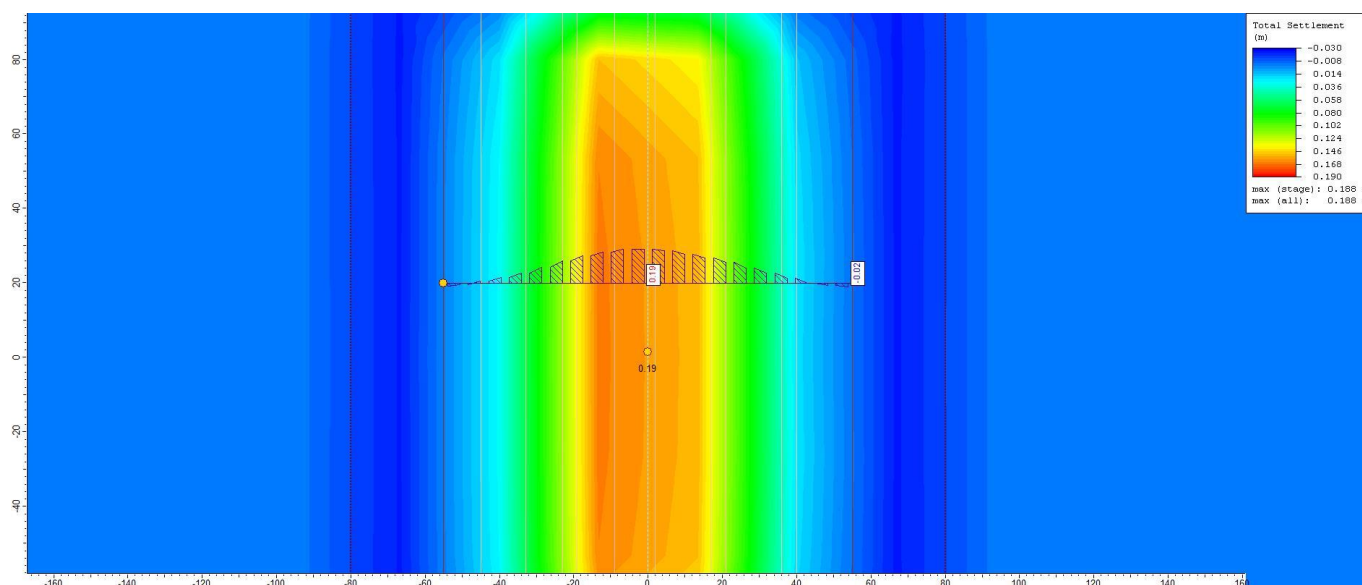


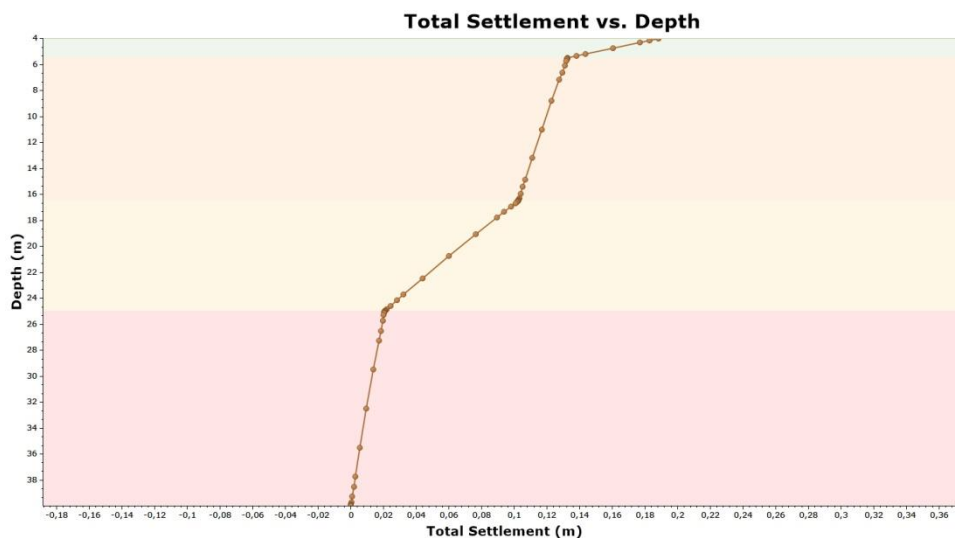
Figura 158 - Risultato dell'analisi dei cedimenti per il rilevato di spezzatura del comparto 2 dal Baganza appena a valle dei manufatti A e B

In I Figura 159 ed in Tabella 59 si riporta l'andamento dei cedimenti totali in funzione della profondità:.

Tabella 59 – Andamento dei cedimenti dei terreni di fondazione per il manufatto A

Strato	U.G.	Spessore [m]	M [Mpa]	δ [mm]
2	2b	1,5	5,0	56

3	2a	11,0	62,0	30
4	2b	8,5	15,0	82
5	2a	15,0	85,0	21



I Figura 159 - Andamento dei cedimenti totali con la profondità

Il cedimento totale è dell'ordine di 180 mm di cui il 30% legati al cedimento elastico degli strati incoerenti e il rimanente 70% (120mm circa) legati a fenomeni di consolidazione che maturarono nel tempo. Anche in questo caso si può stimare che almeno il 50% dei cedimenti di consolidazione maturino nell'ordine di qualche mese, ovvero nell'ambito dei tempi di realizzazione.

Come già detto, ai fini di limitare i possibili cedimenti differenziali tra manufatti ed opere in terra, si ritiene necessario che, in fase costruttiva, in prossimità dei principali manufatti, si realizzino prima i rilevati arginali.