Funded by the European Union NextGenerationEU

consorzio di bonifica di piacenza

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Italiadomani
PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA

Strada Val Nure 3 – 29122 Piacenza

Titolo del programma:

PNRR MISSIONE 2 COMPONENTE 4 (M2C4).
Investimenti in infrastrutture idriche primarie per la sicurezza dell'approvigionamento idrico dell'investimento 4.1, Missione 2, Componente C4 del Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR)

Titolo intervento:

Distretto irriguo Arda: rete di invasi Caolzio-Molinazzo-Moronasco sottesi alla diga di Mignano
LOTTO 2 - INVASO MOLINAZZO

Decreto di finanziamento: **MIMS - R. 0000517 in data 16-12-2021**

Soggetto attuatore: **CONSORZIO DI BONIFICA DI PIACENZA**

Localizzazione: Comuni di **CASTELL' ARQUATO** E **ALSENO** - Prov. di **Piacenza** - Regione **Emilia Romagna**

PROGETTO ESECUTIVO

Importo complessivo:
€ 11.000.000,00
COD. LOC: **00405**
CUP: **G17B20007720005**

Attività	Soggetto	Ente/Oe
PROGETTAZIONE		
Coordinatore dellla progettazione:	Ing. D. CASTELLI	STECI s.r.l.
GRUPPO DI PROGETTAZIONE		
Progettazione:	Ing. D. CASTELLI	STECI s.r.l.
Progetto idraulico:		
Elaborati grafici:		
Stime analitiche costo di costruzione:		
Sicurezza:		
Studio agronomico:		
COLLABORAZIONE		
Rilievi topografici:		
Sistemi telecontrollo:		
Sistema di esecuzione:		
Assistenza tecnico amministrativa:		

Redatto da:

STECI
SOCIETA' DI INGEGNERIA s.r.l.
13100 VERCELLI - C.so Liberta', 162
Tel. +39 0161 215335 - Fax +39 0161 259070
email: info@stecisrl.it - pec: steci@pec.stecisrl.it

(Dott. Ing. Domenico CASTELLI)

L'impresa appaltatrice:

SOMOTER s.r.l.
Via XI Settembre, 23 - Tel. 0171 266268
12017 BORGO SAN DALMAZZO (CN)
Partita IVA: 00604240042

RUP:
ARCH. PIERANGELO CARBONE

Titolo:

Gruppo Elaborati: **LOTTO 2**

Relazione geotecnica

ELABORATO NUM.:

R2

DATA:

GENNAIO 2024

LIV. PROG:	LOTTO:	DOC:	PROGR:	TAV:	SCALA:	REV:	CODICE ELABORATI:
PE	2	.	.	.	.	1	.

Revisione:	Descrizione:	Redatto:	Data:	Verificato:	Data:	Approvato:	Data:
4							
3							
2							
1	EMISSIONE	STECI s.r.l.	GIUGNO 2024				
0	EMISSIONE	STECI s.r.l.	MARZO 2024				

URBER

ANBI ASSOCIAZIONE NAZIONALE BONIFICHE IRRIGAZIONI

INDICE

1 PREMESSA 1

2 DATI GENERALI DEL PROGETTO E DESCRIZIONE SOMMARIA DELL'OPERA 2

2.1 Localizzazione dell'opera e descrizione sommaria 4

2.2 Sezione arginale di progetto considerata più critica 5

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 6

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E MODELLO GEOTECNICO 8

4.1 Elaborazione delle prove in sito e risultati delle prove di laboratorio 13

5 CRITERI DI CALCOLO PER LE VERIFICHE DELL'ARGINE 24

5.1 Verifiche di stabilità globale 24

5.2 Analisi di filtrazione 27

5.3 Analisi dei cedimenti del rilevato 29

5.4 Software specificamente utilizzato per la realizzazione del modello numerico di analisi sismica 33

6 CRITERI GENERALI DI CALCOLO DELLA VERIFICA GEOTECNICA ALLO STATO LIMITE E IN CONDIZIONI SISMICHE 36

6.1 Criteri generali di progetto e di verifica 36

6.2 Combinazioni di carico 38

7 COSTRUZIONE DEL MODELLO NUMERICO PER I CASI DI STUDIO 42

7.1 Scelta del tipo di modello 42

7.2 Distanza dei bordi laterali del modello 43

7.3 Dimensione degli elementi finiti per la discretizzazione del modello 43

7.4 Presenza di eventuali smorzatori viscosi posizionati in corrispondenza dei bordi 44

7.5 Selezione del numero di time step con cui DIANA FEA legge lo spettro 46

7.6 Definizione della geometria della sezione di calcolo 46

7.7 Modelli costitutivi per i materiali 47

7.8 Caratteristiche del modello 2D 47

8 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI DEI CARICHI 50

8.1 Peso proprio 50

8.2 Carico idrostatico 50

8.3 Azioni dovute al sovraccarico di un mezzo di servizio agente sul rilevato 50

8.4 Azione sismica con sovraspinta idrodinamica 50

8.4.1 Stato limite di operatività (SLO) 56

8.4.2 Stato limite di danno (SLD) 58

8.4.3 Stato limite di salvaguardia della vita (SLV) 60

8.4.4 Stato limite di collasso (SLC) 62

8.4.5 Azione sismica dell'acqua invasata 64

8.5 Combinazioni dei carichi 65

8.6 Parametri geotecnici di progetto: modello geotecnico 67

8.6.1 Schema del modello geotecnico 67

9 ANALISI DEI RISULTATI DELLA MODELLAZIONE 2D 69

9.1 Analisi condizione breve termine 71

9.1.1 Situazione a termine costruzione e a serbatoio vuoto 71

9.1.2 Situazione in presenza di sisma a serbatoio vuoto 72

9.1.3 Situazione a serbatoio al livello al massimo invaso 73

9.1.4 Situazione in presenza di sisma a serbatoio pieno con il livello al massimo invaso 74

9.2 Analisi condizione lungo termine *75*
9.2.1 Situazione a fine stagione irrigua con invaso vuoto 75
9.2.2 Situazione in presenza di sisma a serbatoio vuoto 76
9.2.3 Situazione a serbatoio al livello al massimo invaso 77
9.2.4 Situazione in presenza di sisma a serbatoio pieno con il livello al massimo invaso 78

9.3 Verifica a scorrimento *80*
9.3.1 Condizione statica 80
9.3.2 Condizione dinamica 85

9.4 Verifiche SLU – Portanza del rilevato *89*

9.5 Verifiche SLE – Analisi dei cedimenti *93*

9.6 Verifiche connesse ai fenomeni di filtrazione *96*
9.6.1 Analisi di filtrazione in condizioni stazionarie riferita al livello di massimo invaso 96
9.6.2 Verifica a sifonamento 99
9.6.3 Verifica della velocità limite con il metodo di Sichardt 103

10 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO 105

10.1 Tipo di analisi svolta *105*
10.1.1 Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo 106
10.1.2 Affidabilità dei Codici di Calcolo 106
10.1.3 Modalità di presentazione dei risultati 107
10.1.4 Informazioni generali sull'elaborazione 107
10.1.5 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati 108

11 SPECIFICHE TECNICHE E PRESTAZIONALI DEI RILEVATI ARGINALI E MODALITA' DI COSTRUZIONE, CONTROLLO E ACCETTAZIONE 109

11.1 Normativa di riferimento *109*

11.2 Specifiche tecniche e prestazionali dei rilevati arginali e modalita' di costruzione, controllo e accettazione *111*
11.2.1 Caratteristiche tecnico-prestazionali e modalità costruttive 111

11.3 Pianificazione dei lavori *114*

11.4 Stesa e compattazione dei materiali *115*
11.4.1 Condizioni climatiche 118

11.5 Prove di accettazione e controllo *118*
11.5.1 Accertamenti preventivi sui materiali per l'esecuzione dei rilevati 118
11.5.2 Prove di controllo e accettazione in fase esecutiva 119

CONTROLLI PREVISTI *120*
11.5.3 Tolleranze 122

11.6 Rilevato di prova *123*
11.6.1 Dimensioni, geometria e programmazione del rilevato di prova 124
11.6.2 Requisiti e caratteristiche tecniche – prestazionali 124
11.6.3 Prove di controllo e accettazione sui rilevati di prova 124

1 PREMESSA

Nella presente relazione vengono riportate le analisi necessarie alla valutazione di stabilità geotecnica delle opere di cui al progetto esecutivo per la realizzazione di un bacino di accumulo ad uso irriguo denominato Molinazzo recependo le modifiche e integrazioni richieste dagli enti durante il processo di valutazione di impatto ambientale.

Nello specifico, con nota di protocollo n 1282 del 14-2-2019 (prot. interno CBP 1536 del 18-2-2019) la Soprintendenza Archeologica Belle Arti e Paesaggio delle provincie di Parma e Piacenza ha chiesto al Consorzio di Bonifica di Piacenza di rimodellare la geometria della banca del rilevato arginale eliminando i gradoni, inizialmente presenti nel progetto definitivo, con riporto di ulteriore terreno di scavo sul paramento esterno del rilevato in modo da conferire alla sagoma del rilevato un declivio leggero e graduale per simulare le pendenze naturali circostanti del paesaggio.

Nel progetto esecutivo dell'opera quindi si fa riferimento ad una sagoma del rilevato arginale diversa rispetto al progetto definitivo. Le dimensioni della banca esterna del lago molto allungata rispetto al progetto originale assicurano un miglioramento delle condizioni di sicurezza sia nei confronti delle verifiche di stabilità che di filtrazione. Per tale motivo nel progetto esecutivo sono state condotte nuovamente le verifiche di stabilità sebbene già soddisfatte nel progetto definitivo, nonchè le verifiche di filtrazione che con la sagoma precedente non risultavano verificate.

In questa Relazione sono esposti i criteri e le modalità di verifica, con i relativi risultati, delle sezioni arginali più significative. Sono illustrati in particolare i risultati delle analisi delle seguenti verifiche:

1) le verifiche di stabilità globale per sezioni tipologiche dell'argine in funzione dell'altezza;

2) le verifiche di ammissibilità dei cedimenti nei terreni di fondazione dell'argine;

3) le verifiche dei fenomeni connessi ai moti di filtrazione;

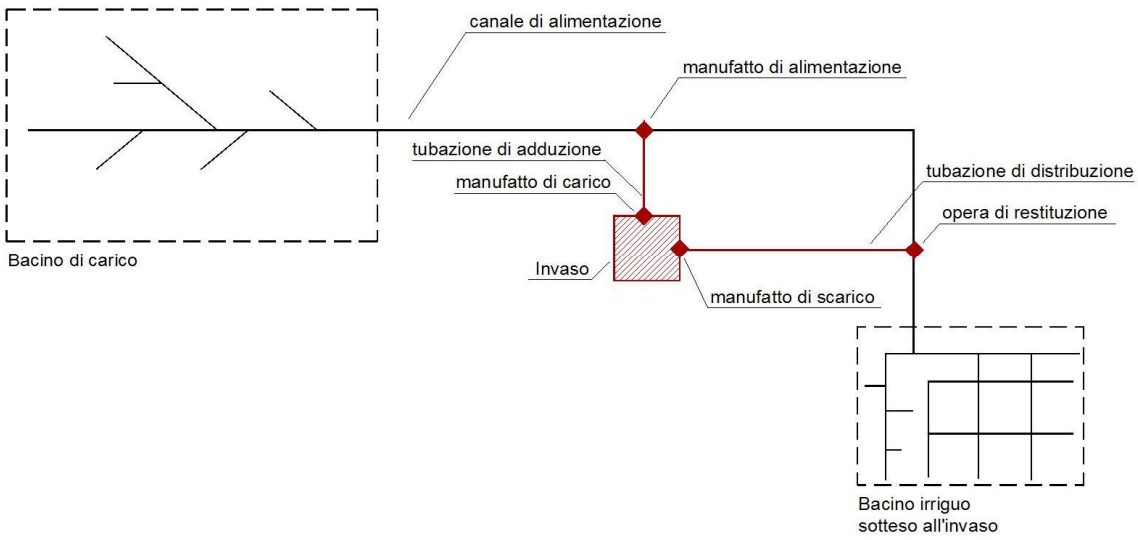
4) la verifica al galleggiamento.

A introduzione delle analisi citate, vengono richiamate le indagini geotecniche svolte per la caratterizzazione dei terreni di fondazione e di adeguamento arginale, la normativa di riferimento, i criteri generali di verifica.

2 DATI GENERALI DEL PROGETTO E DESCRIZIONE SOMMARIA DELL'OPERA

Il progetto riguarda la realizzazione di un bacino di accumulo ad uso irriguo da candidare ai bandi PSRR Regionali 2014/2020-Misura 4 - Tipo operazione 4.3.02 "Infrastrutture irrigue" - Focus Area P5A – Approvazione bando unico regionale anno 2017. Il bacino avrà la funzione di stoccare la risorsa idrica durante il periodo invernale per utilizzarla durante i mesi estivi quando si svolge l'attività di irrigazione.

L'opera è schematizzata come segue.



Gli elementi progettuali che costituiscono l'opera possono essere raggruppati nelle seguenti categorie:

- opere generali;
- rete di adduzione;
- invaso;
- rete di distribuzione.

Le opere generali comprendono tutte le attività di preparazione propedeutiche allo svolgimento dei lavori di realizzazione delle opere in progetto, come l'allestimento del cantiere, i rilievi e i tracciamenti vari.

La rete di adduzione consente di derivare le acque e convogliarle verso l'invaso in progetto ed è costituita dai seguenti elementi:

- canale di alimentazione esistente, è il canale consortile che raccoglie le acque di precipitazione sul bacino imbrifero sotteso dall'invaso;
- manufatto di alimentazione, è l'opera di presa che consente di alimentare l'invaso. E' costituito da un sistema di 2 paratoie per regolare il livello idrico nel canale di derivazione, da un pozzetto prefabbricato ispezionabile e da una tubazione di adduzione che parte dal pozzetto stesso.

L'invaso è l'opera che consente di stoccare il volume idrico necessario ai fini irrigui ed è costituito dai seguenti elementi:

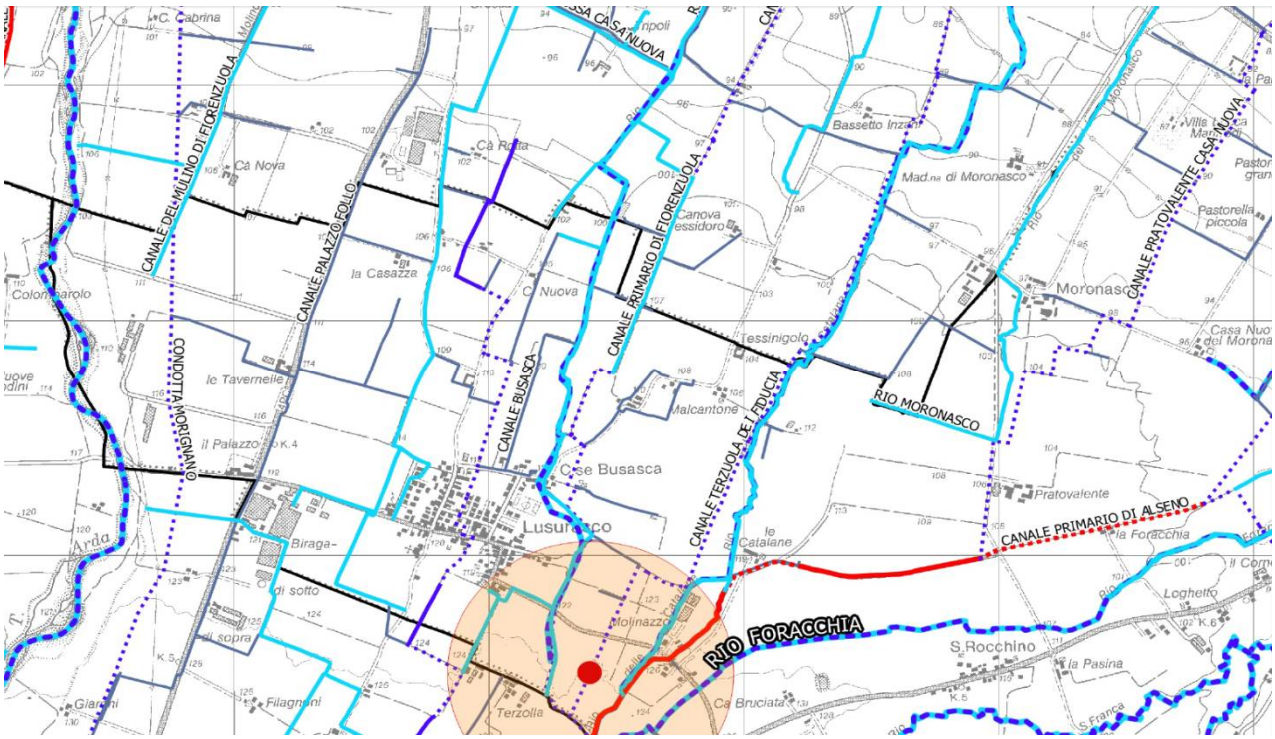
- manufatto di carico, è l'opera che consente di caricare l'invaso in progetto. E' localizzato a monte del rilevato arginale dell'invaso ed è costituito da n. 2 pozzetti prefabbricati ispezionabili dotati di valvola di regolazione e misuratore di portata elettromagnetico, una tubazione in pressione annegata in una trave in c.a. (in quanto attraversa l'argine in terra, al di sotto del suo piano di fondazione) e da una scogliera in massi intasati a protezione della sponda e del fondo dell'invaso nel punto di immissione della tubazione stessa;
- bacino di accumulo, è la parte dell'invaso che viene realizzata tramite scavo del terreno in sito e realizzazione di apposito strato impermeabile;
- rilevato arginale, è la parte dell'invaso che viene realizzata in rilevato tramite riporto e compattazione di idoneo terreno. La sponda interna del rilevato è protetta tramite un apposito strato impermeabile;
- manufatto di scarico, è l'opera che consente di svasare il volume idrico accumulato nella vasca. La realizzazione di tale manufatto prevede la posa in opera di una tubazione in pressione annegata in una trave in c.a. (in quanto attraversa l'argine in terra, al di sotto del suo piano di fondazione) e la costruzione di una struttura di protezione localizzata della scarpata in c.a. su cui fissare una griglia per evitare l'intasamento della tubazione stessa. La tubazione in uscita dall'argine è dotata di n. 2 pozzetti prefabbricati ispezionabili in cui sono istallate una valvola di regolazione e un misuratore di portata;
- manufatto di scarico di superficie, realizzato tramite un localizzato abbassamento della sommità del rilevato arginale fino alla quota di massima regolazione. E' costituito da una soglia tracimabile in massi intasati e da un canale fugatore a cielo aperto che allontana le acque di sfioro verso il primo ricettore a disposizione.

La rete di distribuzione consente di utilizzare le acque dell'invaso recapitandole verso la rete di canali consortili che convogliano le acque all'utenza. E' costituita da una tubazione di distribuzione che collega lo scarico dell'invaso con la tubazione consortile di recapito, tramite l'immissione in apposita opera di restituzione

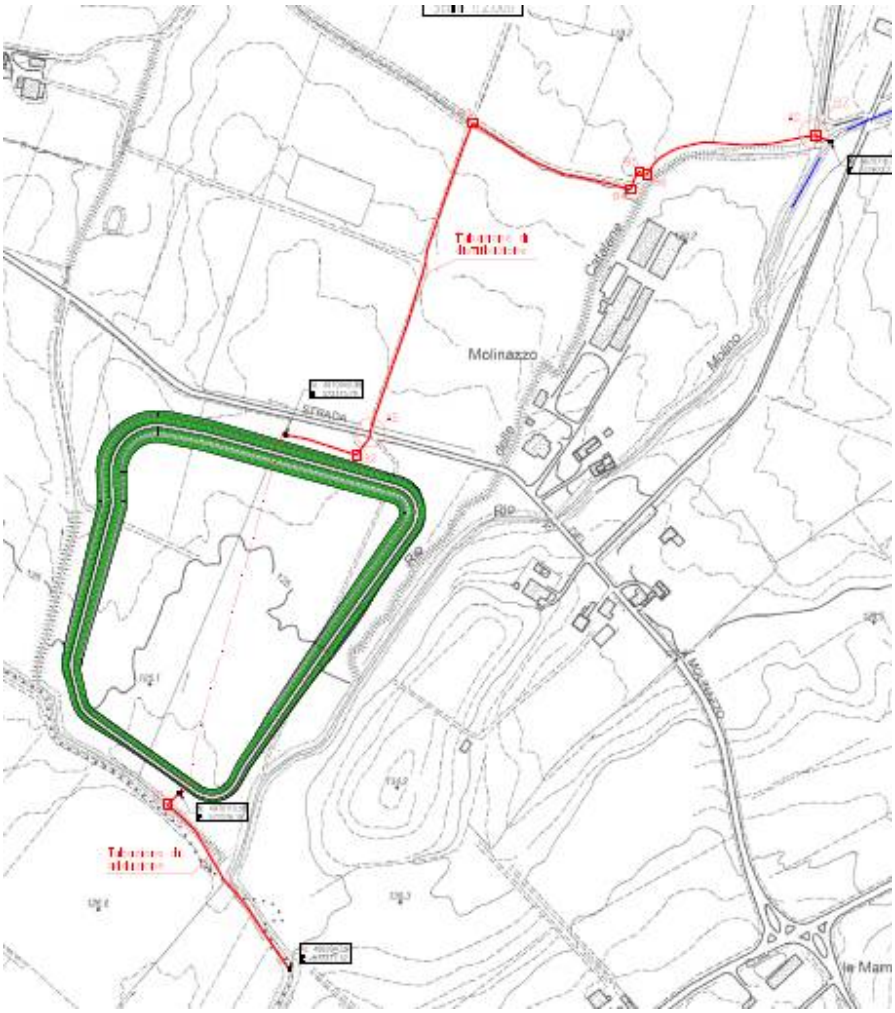
2.1 Localizzazione dell'opera e descrizione sommaria

L'invaso in progetto sarà realizzato in località Molinazzo in comune di Alseno (PC):

- coordinate nel sistema di riferimento adottato dalla regione Emilia-Romagna: ETRS89 / UTM zone 32N (EPSG 25832): X = 572305,89 - Y = 4970285,70;
- riferimenti catastali: mappali n. 32-33-42-70-71-87 del foglio n. 28 del comune di Alseno.



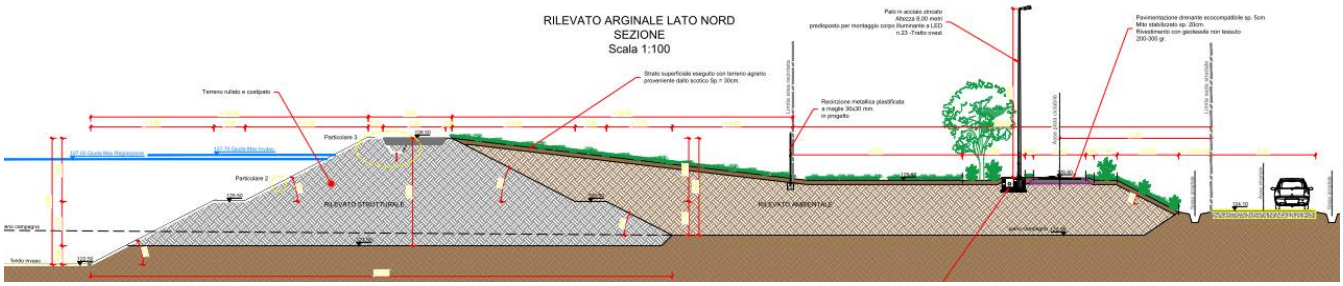
Localizzazione invaso in progetto



Planimetrie opere in progetto

2.2 Sezione arginale di progetto considerata più critica

Le verifiche sono state svolte per la sezione arginale di progetto considerata più critica, quella caratterizzata dalla massima altezza della sommità dell'argine rispetto al piano campagna.



3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il dimensionamento e la verifica delle opere sono stati condotti in conformità alla normativa nazionale vigente, ed in particolare, nel rispetto delle disposizioni di:

- D.M. 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (N.T.C.-2018).
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018.
- D.M. 26.06.2014 – Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse).
- UNI EN 1991-1 e UNI EN 1990: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture.
- UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Regole generali.
- UNI EN 1997-2/3: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Progettazione assistita da prove di laboratorio e da prove in sito.
- UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Si fa inoltre riferimento, per quanto riguarda le combinazioni di carico e le situazioni progettuali, al D.M. 26 giugno 2014 - Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse).

Infine, per la determinazione dei parametri sismici con approccio probabilistico, si fa riferimento agli Allegati A e B del Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 14 gennaio 2008.

Ad integrazione dei predetti riferimenti normativi si è fatto, anche, riferimento alle seguenti Norme di scala Regionale, istruzioni applicative e comprovate linee guida:

- Delibera Giunta Regionale dell'Emilia-Romagna n. 146 del 06 giugno 2023 - Aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni dell' Emilia-Romagna.
- Istruzioni del Consiglio Superiore dei LL.PP.
- Linee guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP.
- Istruzioni e i documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche – Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (CNR – GNDT).

- Associazione Geotecnica Italiana (A.G.I.); giugno 1977 “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”.
- Associazione Geotecnica Italiana (A.G.I.); dicembre 1984 “Raccomandazioni sui pali di fondazione”.
- Lancellotta R. (1993) “Geotecnica”, II Edizione, Zanichelli – Bologna.
- Istruzioni e linee guida Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento di Protezione Civile, in collaborazione con ITC (Istituto per le Tecnologie delle Costruzioni) e il Consorzio ReLUIS (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica).
- Norme UNI in materia di materiali da costruzione e per uso strutturale in vigore.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E MODELLO GEOTECNICO

Durante la fase di progettazione definitiva è stata svolta una campagna geognostica al fine di caratterizzare il terreno presente in sito.

La campagna ha previsto l'esecuzione sia di prove in sito sia di laboratorio, in particolare sono stati eseguiti:

- n. 4 sondaggi a carotaggio continuo fino a 10 m di profondità;
- n. 2 prove DPSH;
- n.1 prova CPT;
- n. 4 prove di permeabilità Lefranc eseguite a diverse profondità all'interno dei fori di sondaggio;
- n. 1 campione indisturbato prelevato a profondità -2,50 – 3,20 m da p.c. prelevato dal sondaggio S1.
- Prova MASW per determinare i parametri sismici del sito.
- n.3 campioni rimaneggiati S1CR1(0-1 m da p.c.), S2CR1(1-2 m da p.c.), S3CR1 (1-2 m da p.c.) e S4CR1(0-1 m da p.c.)

In particolare in laboratorio sono state effettuate:

- sul campione indisturbato S1CI1:
    - classificazione granulometrica, limiti e classificazione ISO UNI 11531/2013;
    - n.1 prova edometrica con misura della permeabilità;
    - n.1 prova di taglio con scatola di Casagrande;
    - n.1 prova ELL;
- sui campioni rimaneggiati S1CR1; S2CR1; S3CR1; S4CR1:
    - classificazione granulometrica, limiti e classificazione ISO UNI 11531/2013;
    - prova di taglio con scatola di Casagrande;
    - prova ELL;
    - prova Proctor standard;
    - prova CBR.

L'ubicazione dei sondaggi è riportata nella figura di seguito.



Ubicazione sondaggi



Ubicazione prove penetrometriche

Le informazioni di dettaglio relative alla campagna geognostica sono riportate nell'elaborato *B.6 Relazione geologica* a corredo degli elaborati progettuali del Progetto Definitivo alla quale si fa riferimento e si rimanda.

Di seguito si ripropongono sinteticamente i risultati delle elaborazioni della campagna geognostica riportate nell'elaborato *B.7 Relazione geotecnica* a corredo degli elaborati progettuali del Progetto Definitivo.

Dalle analisi emerge che l'areale indagato è caratterizzato da una differenza litologica tra il settore Sud (sondaggio S1 e S2 prova penetrometrica CPT1) e quello Nord (sondaggio S3 e S4 e prove DPSH1 e DPSH2). Dalle risultanze dei vari sondaggi geognostici eseguiti all'interno dell'area in oggetto, emerge il seguente modello geologico di sito, in accordo con le sezioni litologiche che attraversano il sito stesso. Nel settore sud si ha una coltre superficiale limosa, limosa sabbiosa - ORIZZONTE A, fino a profondità di circa 4.70-5.30 metri; per poi passare in profondità ad un orizzonte argilloso limoso ORIZZONTE B, sino alle massime profondità indagate (10.0 metri). Nel settore sud-ovest (in corrispondenza di S2), sono stati rinvenuti interstrati ghiaiosi alterati con spessori variabili ORIZZONTE C, a profondità da 1.80 metri circa fino a circa 5.30 metri. Nel settore nord si ha una litologia ghiaiosa prevalente in matrice limosa sabbiosa ORIZZONTE C, fino alle massime profondità indagate (10.0 metri). Nel settore nord-ovest (in corrispondenza di S3), è stato rinvenuto un orizzonte argillosa da 8.40 metri fino alle massime profondità ORIZZONTE B.

Le prove penetrometriche confermano tale assetto litologico con presenza nel settore nord di abbondante matrice limosa sabbiosa.

Durante la campagna di indagini è stato misurato il livello di falda che si attesta intorno ai -4 m da p.c. nella parte più superficiale variabile comunque in funzione della litologia.

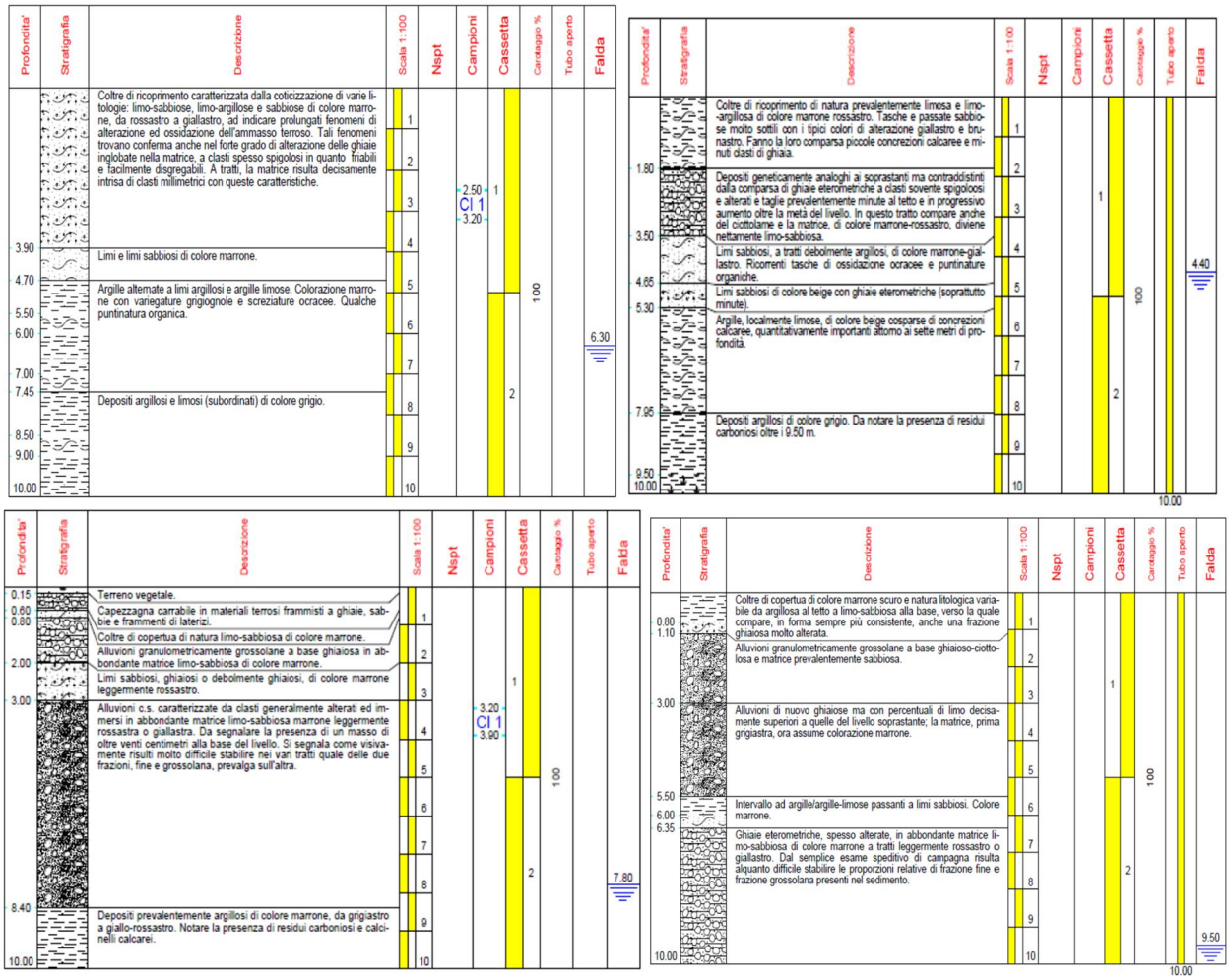
Durante la fase progettuale, per evitare eventuali fenomeni di uplift legati alle sottopressioni dell'acqua e alla variabilità della soggiacenza della falda, si è deciso di scavare mantenendo un franco di sicurezza rispetto alla quota di falda di almeno 2 m. Per raggiungere la capacità utile dell'invaso di 203.000 m^3, quindi il bacino di accumulo verrà realizzato in parte in scavo e in parte in rilevato.

Il rilevato verrà realizzato reimpiegando il terreno derivante dalle operazioni di scavo al quale

verrà aggiunto almeno un quantitativo pari al 10% di terreno prelevato da cava classificato secondo le norme UNI 11531/2013 come A6. I campioni analizzati in laboratorio hanno attestato la presenza in sito in parte di materiale classificato come A6 e in parte come A7-6 (norma UNI 11531/2013) con un indice di plasticità mai superiore a 30. Si è deciso di riutilizzare il materiale presente in sito, ritenuto idoneo da un punto di vista meccanico, purché miscelato con una percentuale di materiale A6 portato da una cava di prestito al fine di renderlo più lavorabile in fase esecutiva.

Il terreno in eccesso derivante dalle operazioni di scavo sarà smaltito in discarica.

Di seguito si riportano i risultati delle stratigrafie riguardanti il bacino di accumulo di Molinazzo.



Stratigrafia Molinazzo

4.1 Elaborazione delle prove in sito e risultati delle prove di laboratorio

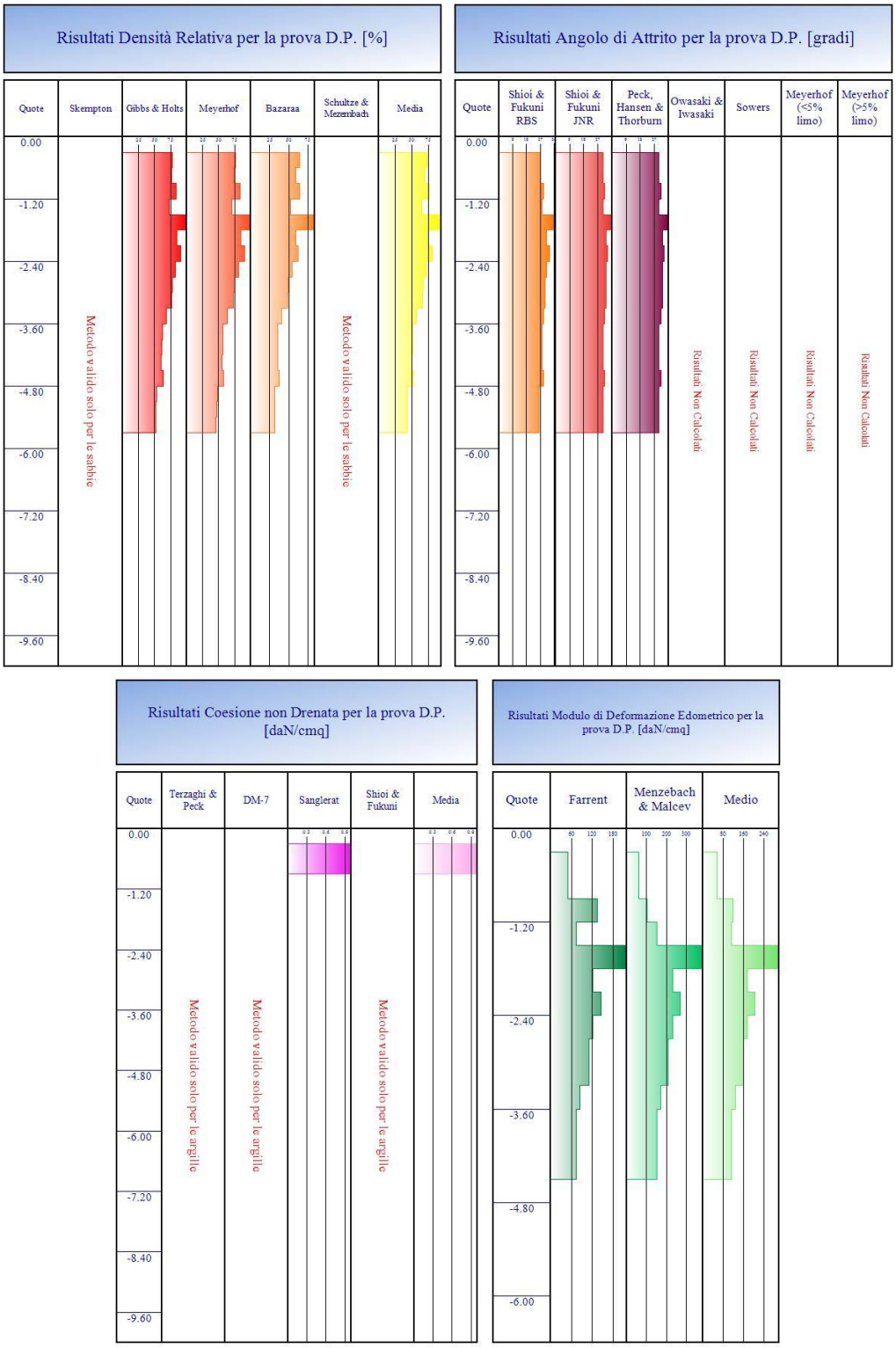
Nel presente capitolo si riportano i risultati delle elaborazioni della campagna geognostica riportate nell'elaborato *B.7 Relazione geotecnica* a corredo degli elaborati progettuali del Progetto Definitivo.

I risultati delle elaborazioni delle prove DPSH sono riportati di seguito in termini di densità relativa, angolo d'attrito, coesione non drenata e modulo edometrico.

Le prove penetrometriche eseguite in sito sono state elaborate al fine di ricavarne i parametri meccanici del terreno necessari alla progettazione. La valutazione dei parametri geotecnici del terreno in seguito all'esecuzione di una prova penetrometrica dinamica avviene attraverso correlazioni ricavate da letteratura tecnica, in particolare per la stima dei parametri (densità relativa, angolo d'attrito e modulo edometrico confinato) sia riferite alle prove DPSH che CPT è stata utilizzate le seguenti correlazioni valide per tutti i tipi di suolo:

- D_R:
    - Gibbs & Holts;
    - Meyerhof;
    - Bazaara;
    - Jamiolkowski;
    - Schertmann;
    - Lancellotta
- Φ:
    - Shioi e Fukuni RBS;
    - Shioi e Fukuni JNR;
    - Peck, Hansen & Thorburn;
    - Robertson & Campanella.
- M:
    - Farrent;
    - Menzebach e Malcev.

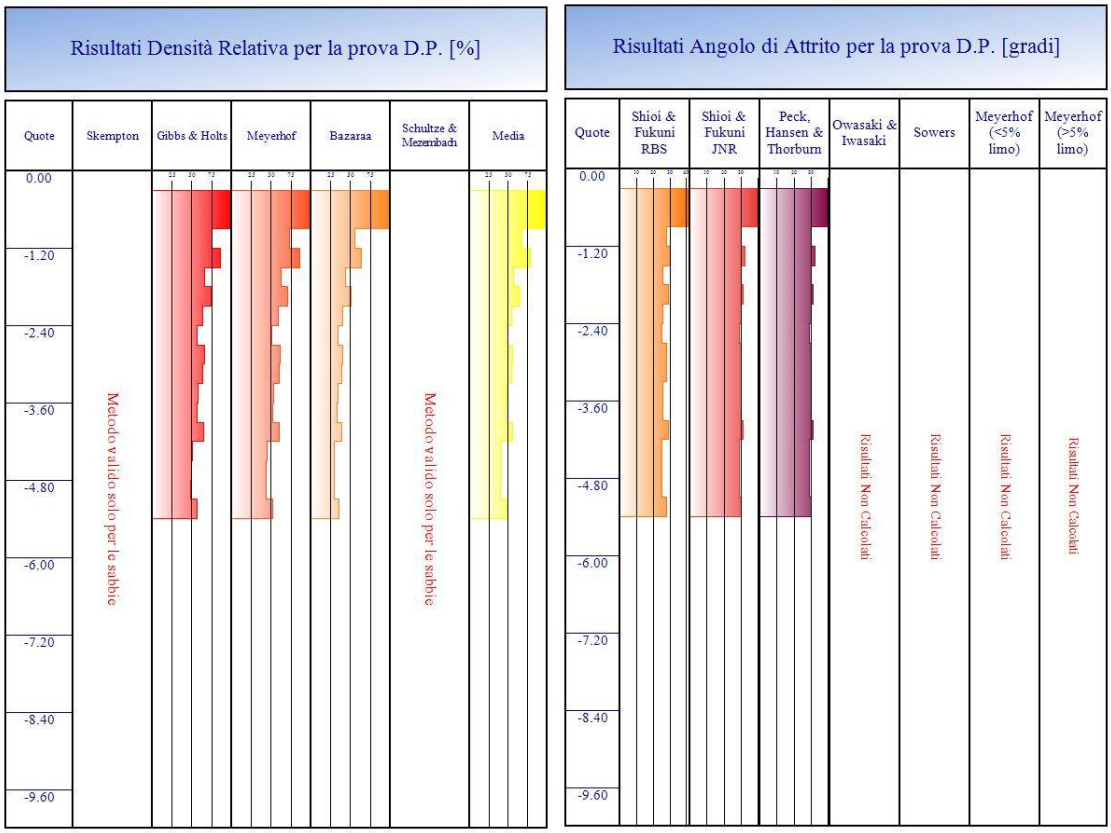
Risultati DPSH2



Riassunto angolo d'attrito DPSH2

Risultati Angolo di Attrito per la prova D.P. [gradi]																
Quote	Ndp	Shioi & Fukuni RBS	Shioi & Fukuni JNR	Peck, Hansen & Thorburn	Owasaki & Iwasaki	Sowers	Meyerhof (<5% limo)	Meyerhof (>5% limo)	De Mello	Mitchell	Hatanaka & Uchida	Schmertmann 1975	Schmertmann 1978	Malcev	Media	Media strato
0.00	0.0	0	0	0	Risultati Non Calcolati	Risultati Non Calcolati	Risultati Non Calcolati	Risultati Non Calcolati	Risultati Non Calcolati	Risultati Non Calcolati	Risultati Non Calcolati	Risultati Non Calcolati	Risultati Non Calcolati	Risultati Non Calcolati	0	
-0.30	3.0	27	30	30											29	29
-0.60	3.0	27	30	30											29	
-0.90	8.0	29	31	31											30	
-1.20	6.0	28	30	30											29	
-1.50	18.0	37	36	36											36	
-1.80	10.0	31	32	32											32	
-2.10	12.0	33	33	33											33	
-2.40	10.0	31	32	32											32	
-2.70	9.0	30	32	32											31	
-3.00	9.0	30	32	32											31	
-3.30	7.0	29	31	31											30	
-3.60	6.0	28	30	30											29	
-3.90	6.0	28	30	30											29	
-4.20	6.0	28	30	30											29	
-4.50	7.0	29	31	31											30	
-4.80	5.0	26	30	30											29	31
-5.10	5.0	26	30	30											29	
-5.40	5.0	26	30	30											29	
-5.70	0.0	0	0	0											0	
-6.00	0.0	0	0	0											0	
-6.30	0.0	0	0	0											0	
-6.60	0.0	0	0	0											0	
-6.90	0.0	0	0	0											0	
-7.20	0.0	0	0	0											0	
-7.50	0.0	0	0	0											0	
-7.80	0.0	0	0	0											0	
-8.10	0.0	0	0	0											0	
-8.40	0.0	0	0	0											0	
-8.70	0.0	0	0	0											0	
-9.00	0.0	0	0	0											0	
-9.30	0.0	0	0	0											0	0
-9.60	0.0	0	0	0											0	
-9.90	0.0	0	0	0											0	

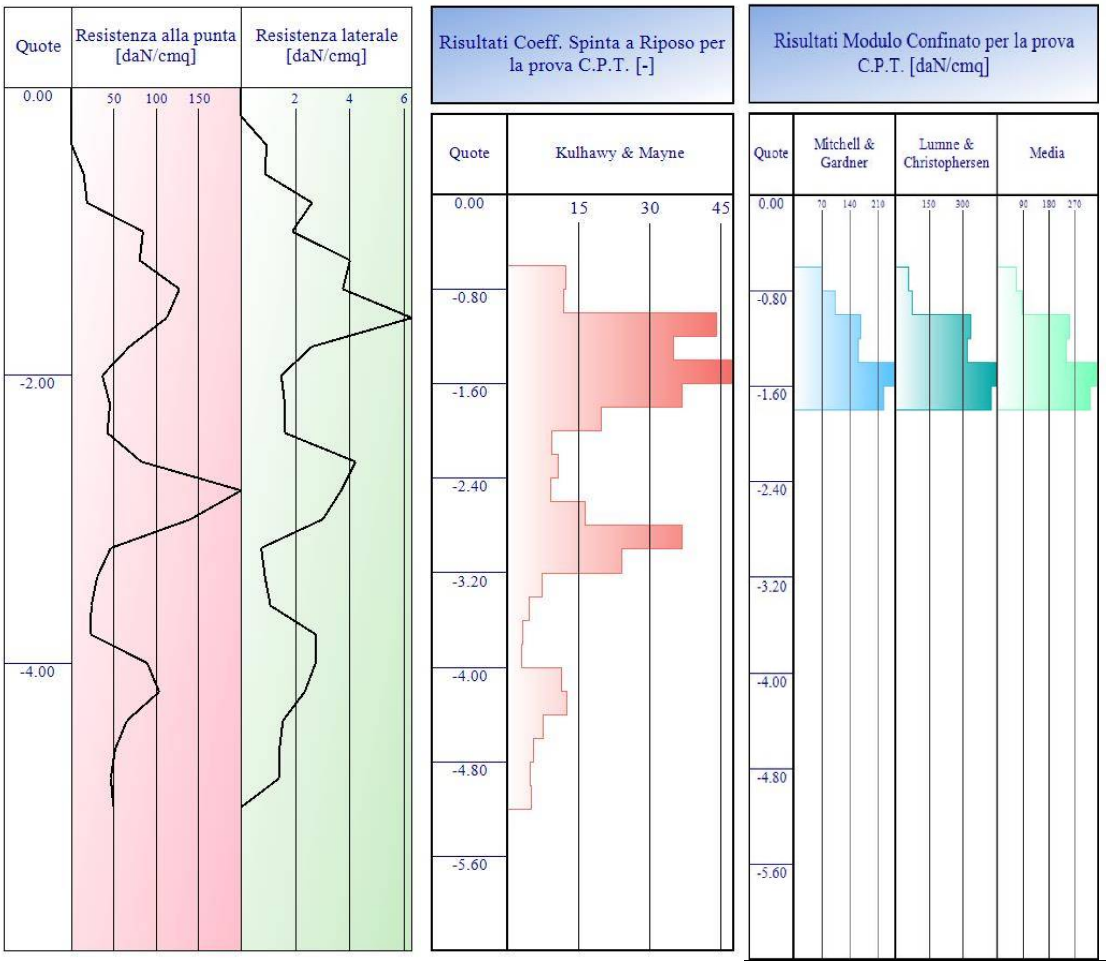
Risultati DPSH1

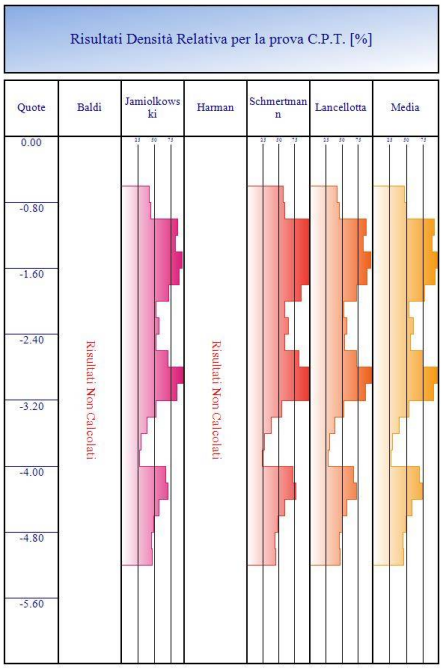


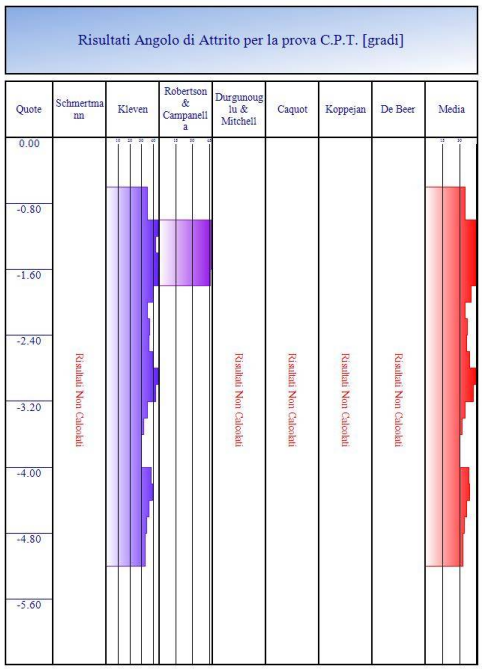
Riassunto angolo d'attrito DPSH1

Risultati Angolo di Attrito per la prova D.P. [gradi]															
Quote	Ndp	Shioi & Fukuni RBS	Shioi & Fukuni JNR	Peck, Hansen & Thorburn	Owasaki & Iwasaki	Sowers	Meyerhof (<5% limo)	Meyerhof (>5% limo)	De Mello	Mitchell	Hatanaka & Uchida	Schmertmann 1975	Schmertmann 1978	Malcev	Media	Media strato
0.00	0.0	0	0	0	Risultati Non Calcolati	Risultati Non Calcolati	Risultati Non Calcolati	Risultati Non Calcolati	Risultati Non Calcolati	Risultati Non Calcolati	Risultati Non Calcolati	Risultati Non Calcolati	Risultati Non Calcolati	Risultati Non Calcolati	0	
-0.30	13.0	41	40	40											40	41
-0.60	14.0	42	41	41											41	
-0.90	6.0	28	30	30											29	
-1.20	9.0	30	32	32											31	
-1.50	5.0	26	30	30											29	
-1.80	7.0	29	31	31											30	
-2.10	5.0	26	30	30											29	
-2.40	4.0	25	29	29											28	
-2.70	6.0	28	30	30											29	
-3.00	6.0	28	30	30											29	
-3.30	5.0	26	30	30											29	
-3.60	5.0	26	30	30											29	
-3.90	7.0	29	31	31											30	
-4.20	4.0	25	29	29											28	
-4.50	4.0	25	29	29											28	
-4.80	4.0	25	29	29											28	29
-5.10	6.0	28	30	30											29	
-5.40	0.0	0	0	0											0	
-5.70	0.0	0	0	0											0	
-6.00	0.0	0	0	0											0	
-6.30	0.0	0	0	0											0	
-6.60	0.0	0	0	0											0	
-6.90	0.0	0	0	0											0	
-7.20	0.0	0	0	0											0	
-7.50	0.0	0	0	0											0	
-7.80	0.0	0	0	0											0	
-8.10	0.0	0	0	0											0	
-8.40	0.0	0	0	0											0	
-8.70	0.0	0	0	0											0	
-9.00	0.0	0	0	0											0	
-9.30	0.0	0	0	0											0	0
-9.60	0.0	0	0	0											0	
-9.90	0.0	0	0	0											0	

Risultati prova CPT1







Riassunto angolo d'attrito CPT1

Risultati Angolo di Attrito per la prova C.P.T. [gradi]										
Quote	qc [daN/cmq]	Schmertmann	Kleven	Robertson & Campanella	Durgunouglu & Mitchell	Caquot	Koppejan	De Beer	Media	Media strato
0.00	0.00	Risultati Non Calcolati	0	0	Risultati Non Calcolati	Risultati Non Calcolati	Risultati Non Calcolati	Risultati Non Calcolati	0	
-0.20	0.00		0	0					0	
-0.40	0.00		0	0					0	
-0.60	14.00		35	0					35	
-0.80	18.00		35	0					35	42
-1.00	84.00		44	48					46	
-1.20	80.00		42	48					45	
-1.40	127.00		45	48					46	
-1.60	112.00		44	46					45	
-1.80	68.00		40	0					40	
-2.00	36.00		35	0					35	
-2.20	45.00		37	0					37	
-2.40	42.00		36	0					36	
-2.60	82.00		39	0					39	
-2.80	200.00		45	0					45	
-3.00	140.00		42	0					42	
-3.20	46.00		35	0					35	
-3.40	30.00		32	0					32	36
-3.60	23.00		30	0					30	
-3.80	22.00		30	0					30	
-4.00	89.00		38	0					38	
-4.20	103.00		39	0					39	
-4.40	65.00		36	0					36	
-4.60	51.00		34	0					34	
-4.80	46.00		33	0					33	
-5.00	49.00		33	0					33	
-5.20	0.00		0	0					0	
-5.40	0.00		0	0					0	
-5.60	0.00		0	0					0	
-5.80	0.00		0	0					0	0
-6.00	0.00		0	0					0	
-6.20	0.00		0	0					0	

Si riportano anche i risultati riguardanti le analisi di laboratorio, come si può vedere dalla tabella riportata di seguito, sono state condotte analisi su campioni sia indisturbati che rimaneggiati. Sui campioni rimaneggiati, sono state eseguite le prove per ricavare i parametri fisico-meccanici necessari a definire le caratteristiche dei rilevati arginali.

Campione rimaneggiato	profondità prelievo mda p.c.	CT	k (m/s)	c' (daN/cmq)	Φ'	Cu (N/cmq)	ϒ (kN/mc)	$ϒ_d$ (kN/mc)	Densità secca Max AASHTO Std. (daN/dm^3)	w_{opt} AASHTO Std %	CBR AASHTO Std. %
S1CR1	0-1	A6	1.2E-09	0.15	30	7.6	20	17.3	1.76	13.9	8.8
S2CR1	1–2	A7-6	2.5E-10	0.24	25.1	8.9	19.2	15.6	1.65	19.4	5.1
S3CR1	1–2	A6	1.6E-09	0.14	31	7.2	20	17.4	1.78	13.2	9.7
S4CR1	0-1	A7-6	2.8E-10	–	–	9.4	19	15.6	1.66	19.1	5.7
Campione indisturbato											
S1CI1	2,5–3,2	A7-6	4.2E-10	–		9.1	17	16	–	–	–

Risultati analisi di laboratorio

In fase di dimensionamento è stata verificata la sezione peggiore, ovvero quella caratterizzata da altezza maggiore di scavo e rilevato che coincide con la sezione di scarico posta nel settore nord dell'areale indagato. Nel modello geotecnico sono stati inseriti i parametri alla prova DPSH2 per il terreno presente in posto essendo quella più significativa per la sezione considerata, mentre per il rilevato arginale poiché verrà realizzato per la maggior parte con il terreno presente in sito è stata considerata una media dei parametri ottenuti dalle analisi di laboratorio. I parametri utilizzati nelle simulazioni sono riportati nel capitolo relativo alla definizione del Modello geotecnico. Rispetto ai valori ottenuti dal laboratorio, nel modello è stato considerato un valore della C_u ridotto per il rilevato arginale e di un ordine di grandezza per il terreno sottostante effettuando così le verifiche a favore di sicurezza tenendo in conto delle incertezze relative alla stima dei parametri meccanici. Anche la coesione effettiva c' è stata ridotta per tenere in conto delle incertezze relative alla sua stima.

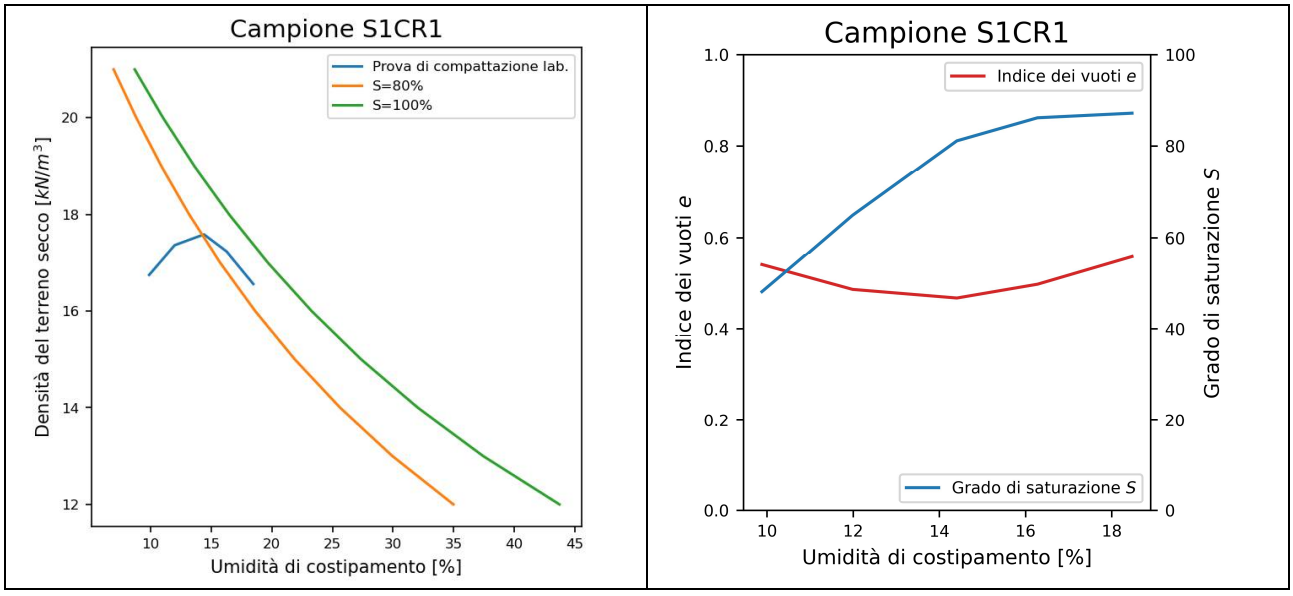
Risultati analisi prove Proctor

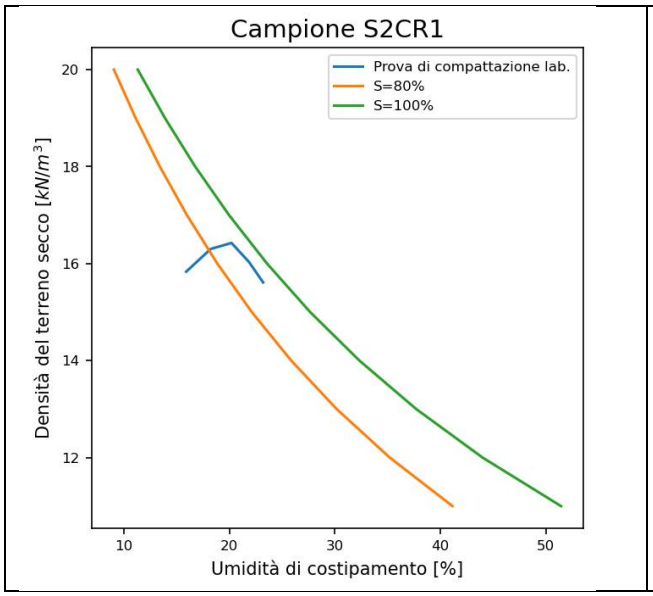
Il test Proctor prevede la compressione di un campione rappresentativo di terreno a varie energie di compattazione, al fine di determinare la densità massima ottenibile e la quantità ottimale di umidità per la compattazione.

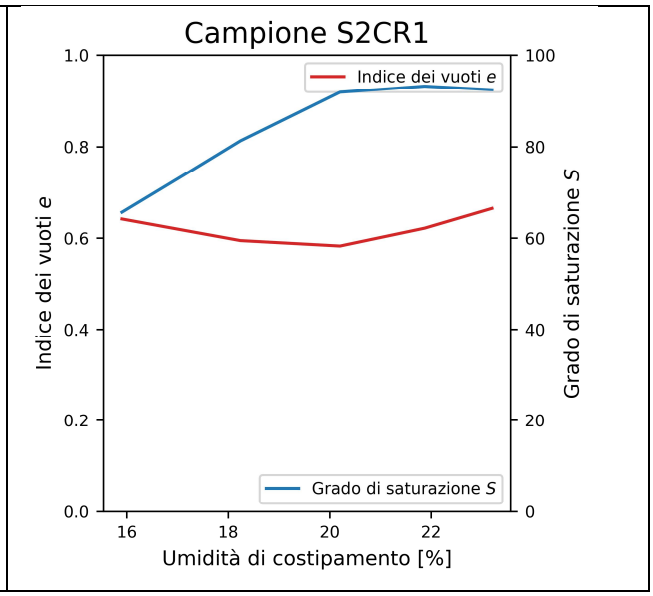
I risultati del test Proctor possono essere utilizzati nella progettazione dell'argine per garantire che il terreno sia compattato in modo ottimale, riducendo così il rischio di cedimento o instabilità.

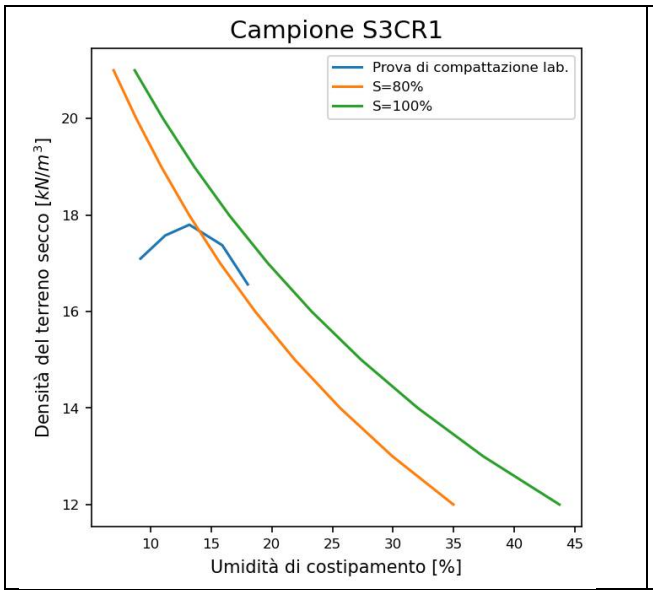
Sono state eseguito N° 4 prove di compattazione Proctor in laboratorio su provini ricostituiti rappresentativi del materiale in sito che sarà utilizzato nella formazione del rilevato arginale in progetto.

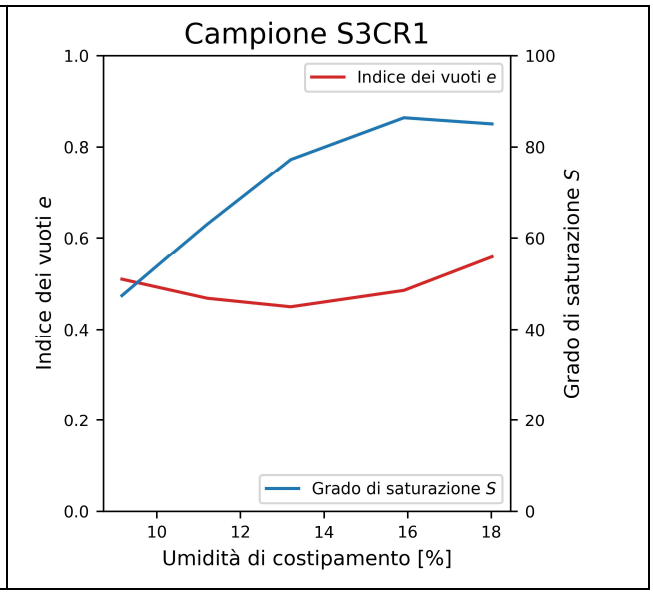
I dati raccolti durante l'esecuzione delle prove Proctor per ognuno dei campioni esaminati sono stati rappresentati su un grafico di compattazione, che mostra la densità del terreno in funzione del contenuto di umidità. Tale grafico consente di identificare il punto il punto in cui la densità del terreno secco è massima con la quantità minima di umidità rappresentando in tal modo la compattazione ottimale.

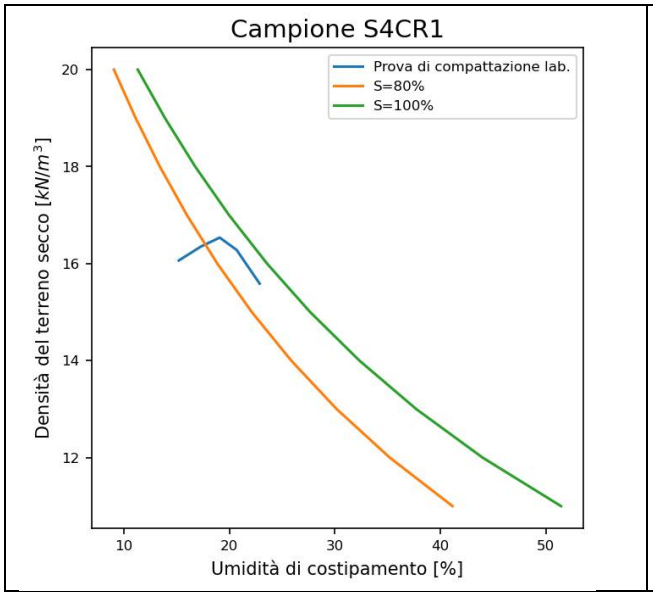


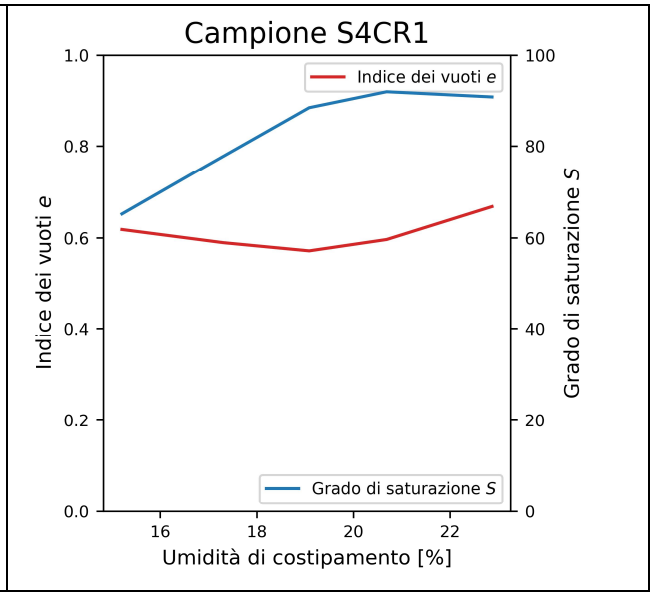

Campione S2CR1
Prova di compattazione lab.
S=80%
S=100%
Densità del terreno secco [kN/m³]
Umidità di costipamento [%]


Campione S2CR1
Indice dei vuoti e
Grado di saturazione S
Indice dei vuoti e
Grado di saturazione S
Umidità di costipamento [%]


Campione S3CR1
Prova di compattazione lab.
S=80%
S=100%
Densità del terreno secco [kN/m³]
Umidità di costipamento [%]


Campione S3CR1
Indice dei vuoti e
Grado di saturazione S
Indice dei vuoti e
Grado di saturazione S
Umidità di costipamento [%]


Campione S4CR1
Prova di compattazione lab.
S=80%
S=100%
Densità del terreno secco [kN/m³]
Umidità di costipamento [%]

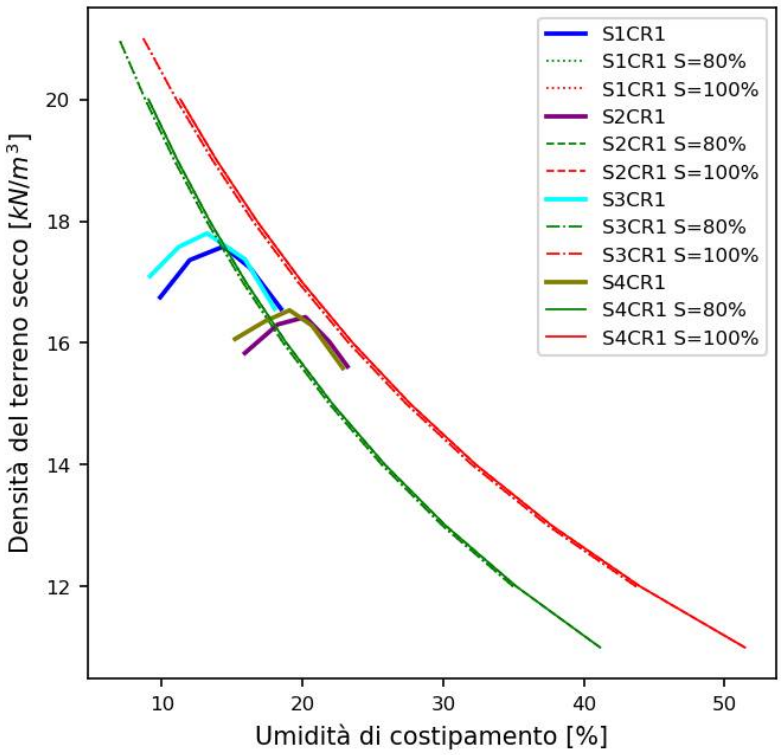

Campione S4CR1
Indice dei vuoti e
Grado di saturazione S
Indice dei vuoti e
Grado di saturazione S
Umidità di costipamento [%]

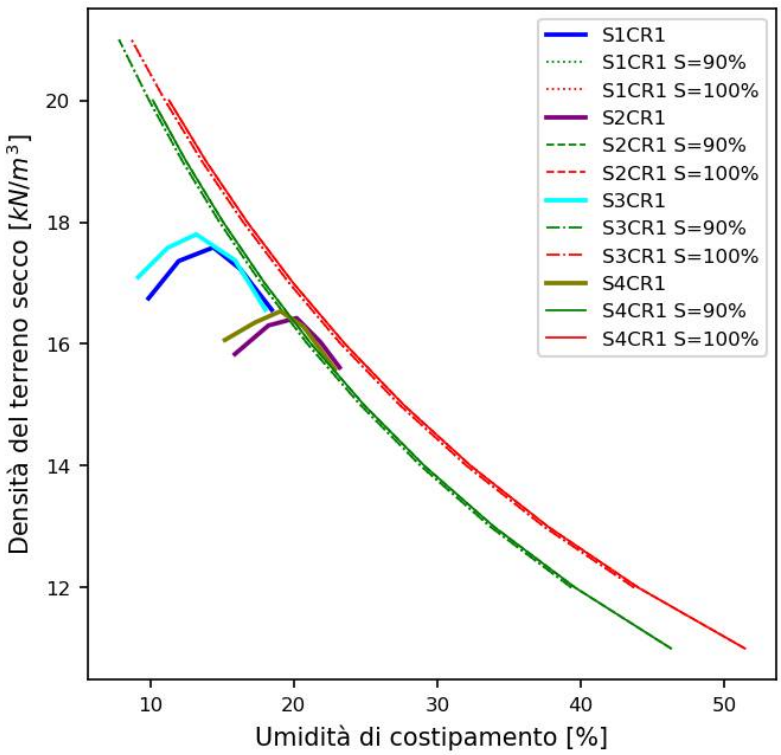
S1CR1 densità secca ottimale 17.6 kN/m^3 umidità ottima 13.9%

S2CR1 densità secca ottimale 16.5 kN/m^3 umidità ottima 19.6%

S3CR1 densità secca ottimale 17.8 kN/m^3 umidità ottima 13.2%

S4CR1 densità secca ottimale 16.6 kN/m^3 umidità ottima 19.1%





5 CRITERI DI CALCOLO PER LE VERIFICHE DELL'ARGINE

Gli Stati Limite di verifica dell'argine che sono associati ai possibili meccanismi di collasso, definiti nel D.M. 2018, possono verificarsi contestualmente all'evento sismico, come effetto diretto delle forze d'inerzia associate alle accelerazioni sismiche che attraversano l'opera, o svilupparsi durante le fasi post-sismiche, come effetto di una propagazione o redistribuzione, transitoriamente sfavorevole alla stabilità, delle deformazioni/stati tensionali e delle pressioni interstiziali cumulatesi durante la fase sismica. I fenomeni possono infine determinarsi per effetto di un rapido svaso a seguito dell'evento sismico, per l'eliminazione, transitoriamente sfavorevole alla stabilità, della pressione esercitata dall'invaso sul contorno di monte del rilevato. Nell'innesco dei fenomeni può giocare un ruolo sfavorevole anche l'occorrenza di repliche (after-shocks).

5.1 Verifiche di stabilità globale

Le verifiche sono state svolte per la sezione arginale di progetto considerata più critica, quella caratterizzata dalla massima altezza della sommità dell'argine rispetto al piano campagna.

La verifica sismica alla stabilità globale verrà condotta ipotizzando la condizione di partenza più sfavorevole, rappresentata dal massimo livello d'invaso. Oltre a tale condizione, sarà analizzata la condizione di stabilità associata al livello di invaso che compete alla quota massima di regolazione, così da relazionare le condizioni di sicurezza sismica al livello d'invaso.

Le pressioni interstiziali, somma di un'aliquota stazionaria e di un'aliquota non stazionaria (sovrappressione) indotta dal sisma, e gli stati tensionali funzionali alle verifiche di stabilità saranno computati attraverso un'analisi dinamica completa che risolve in condizioni di deformazione piana un problema accoppiato di flusso-deformazioni in regime di carichi statici e sismici, nel quale è implementato un legame costitutivo elastoplastico ad incrudimento combinato. Durante la fase sismica saranno computati gli stati tensionali da considerare nelle verifiche di stabilità. L'analisi dinamica completa fornirà anche una risposta dell'opera in termini prestazionali, basata cioè sulla previsione di cedimenti permanenti sismo-indotti e sul confronto di essi con valori ammissibili.

Per le verifiche di stabilità si ricorre a modelli basati si ricorre al **metodo SRF (Strenght Reduction Factor)** che permette di approssimare con la precisione voluta le condizioni limite di stabilità, superate le quali si verifica il collasso, di un sistema geotecnico. Il sistema è inizialmente

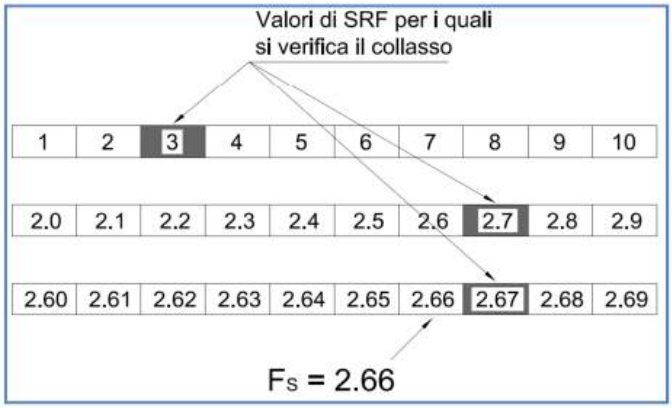
considerato nelle proprie condizioni geometriche e idrologiche ed i terreni sono caratterizzati mediante i parametri geotecnici "caratteristici", ovvero corrispondenti alle rilevazioni in sito (prove di campo e di laboratorio). Il metodo si basa sulla ripetizione della medesima verifica di stabilità, nelle stesse condizioni generali, ma introducendo nei calcoli valori sistematicamente e proporzionalmente ridotti dei soli parametri di resistenza al taglio φ e c. In altre parole, si ripetono più volte i calcoli di stabilità utilizzando parametri geotecnici decrescenti. In questo modo si raggiungono le condizioni di collasso del sistema geotecnico proprio a causa delle scarse caratteristiche di resistenza a taglio introdotte artificialmente. Una volta raggiunto il collasso generalizzato, il fattore di sicurezza del sistema viene espresso come rapporto tra i valori della parametrizzazione geotecnica caratteristica e quelli dei parametri ridotti al limite del collasso. Opportuni approfondimenti delle analisi permettono di stimare con sufficiente precisione i valori dei parametri di resistenza nella "condizione ultima" più prossima al collasso geotecnico. Per definizione, il fattore di sicurezza viene definito come valore di SFR per il quale vengono divisi i parametri di resistenza a taglio al verificarsi della "prima" condizione di instabilità. I valori di coesione e attrito interno fattorizzati e introdotti nei calcoli (c_f e φ_f) si determinano a partire dai valori caratteristici (c_k e φ_k) come segue:

$$c_f = \frac{c_k}{SRF}$$

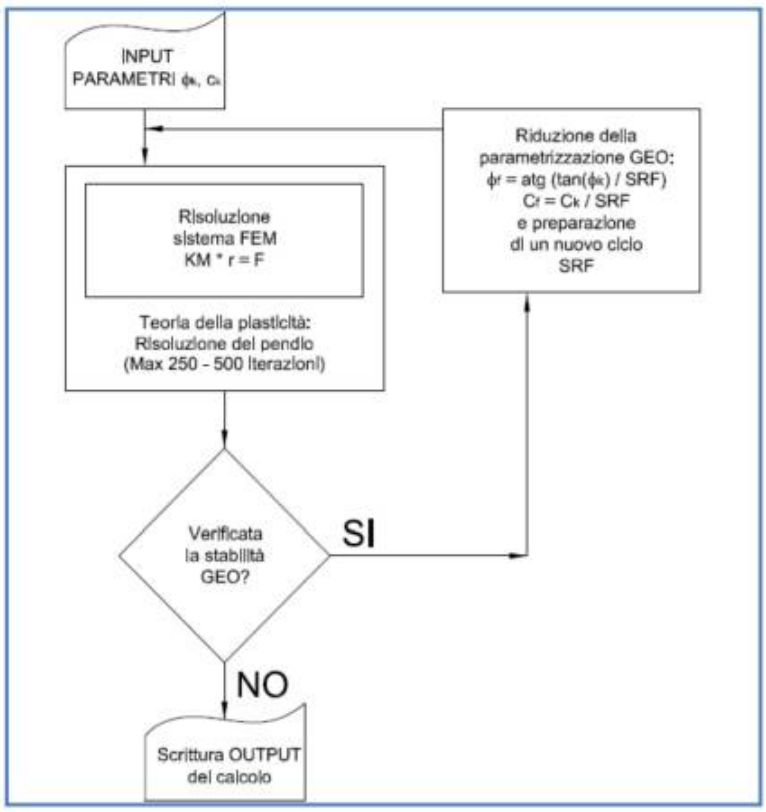
$$\varphi_f = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \varphi_k}{SRF}\right)$$

Quando l'analisi geotecnica FEM determina il collasso del sistema, il valore di SRF corrispondente viene assunto come fattore di sicurezza FS. E' opinione comune che il metodo SFR costituisca l'impostazione migliore per tutte le verifiche geotecniche svolte utilizzando i metodi FEM, in quanto fornisce automaticamente una valutazione del grado di sicurezza in termini di caratteristiche effettive dei terreni in sito. Il metodo è particolarmente utilizzato nell'analisi della stabilità del sistema geotecnico ed ha attinenze evidenti con la determinazione del "coefficiente di sicurezza" svolto con i metodi tradizionali. In generale, i metodi FEM in campo viscoplastico rispondono alla domanda se la stabilità sia verificata e risolvono il problema della determinazione dei cedimenti. D'altra parte, se

non si svolgono altre analisi, rimane incerto il grado di sicurezza, con l'incognita di quanto sia prossima (o distante) una situazione di collasso più o meno generalizzato del sistema. Il metodo SFR risolve tale problema. Il grado di accuratezza con il quale si determina il fattore di sicurezza nei metodi FEM è nei fatti a discrezione dell'utilizzatore. Esso dipende dal numero di ripetizioni delle analisi e dai valori reimpostati del fattore SFR. In generale è consigliabile effettuare una serie di ricerche con il metodo SRF via via più approfondite iniziando con una griglia di valori interi, passare a successive utilizzando i decimali e i centesimali come indicato nello schema seguente.



Si assume come fattore di sicurezza l'ultimo valore di SRF che verifica la condizione di stabilità prima del collasso generalizzato. L'approssimazione a 1/100, suggerita in figura, è in genere sufficiente in qualsiasi tipo di problema e solo raramente genera instabilità numeriche. Negli algoritmi FEM l'adozione del metodo SRF comporta la ripetizione delle calcolazioni con le modalità già presentate per tenere conto della plasticità del terreno. Il suo utilizzo non modifica l'esecuzione delle analisi ma semplicemente ne aumenta il numero. Nella figura seguente è mostrato il diagramma di flusso per l'applicazione del metodo.



La risoluzione iterativa del problema che non presuppone l'identificazione preliminare di una superficie di scivolamento di qualsivoglia forma è stata condotta in termini di analisi non lineare tensionale .

5.2 Analisi di filtrazione

Le verifiche alla liquefazione verranno condotte sulla scorta di risultati ottenuti dalla precedenti simulazioni. Le analisi dinamiche complete summenzionate, condotte al fine di stimare altri effetti sismo-indotti (condizioni di stabilità globale, cedimenti permanenti) contengono implicitamente l'output necessario ad una verifica alla liquefazione su base prestazionale in quanto computano le sovrappressioni interstiziali sismo-indotte e, unitamente ad esse, il campo di spostamenti associato.

Il presente studio è stato impostato considerando la configurazione geometrica della sezione arginale di progetto considerata più critica, quella caratterizzata dalla massima altezza della sommità dell'argine rispetto al piano campagna, nonché i diversi parametri fisici da adottare nelle analisi (permeabilità, condizioni al contorno, condizioni di vincolo di valle e di monte, etc.). Il controllo della stabilità del terreno soggetto alle forze di filtrazione è stato svolto come descritto in dettaglio

nel proseguo.

Le equazioni utilizzate per la determinazione del campo di moto sono le seguenti:

- *Legge di Darcy*, valida in un mezzo eterogeneo poroso e anisotropo, descrive il legame fra la velocità di filtrazione ed il gradiente idraulico. Nel software utilizzato la suddetta legge ha la forma:

$$V_i = k_{ij} \frac{\partial p}{\partial x_j}$$

dove V_i è la velocità di filtrazione nella *i*-esima direzione in m/s, k_{ij} il tensore di permeabilità in m^2/Pa s, p la pressione in Pa e x la coordinata spaziale in m.

Il singolo elemento del tensore di permeabilità, cioè il coefficiente di mobilità, è legato alla conducibilità idraulica k_H dalla relazione:

$$k = \frac{k_H}{g\ \rho}$$

in cui k_H è la conducibilità idraulica in m/s, g l'accelerazione di gravità, pari a 9.81 m/s^2 e ρ la densità dell'acqua, assunta pari a 1000 kg/m^3. Il vettore di velocità può essere calcolato per un generico elemento triangolare usando la seguente espressione:

$$V_i \cong \frac{k_{ij}}{A} \sum p\ n_j\ s$$

dove $\sum$ è la somma sui lati di lunghezza s dell'elemento finito.

Viene quindi calcolata la portata liquida ad ogni singolo nodo della griglia a partire dal vettore velocità, come:

$$Q = V_i\ n_i\ s$$

dove n_i è la normale del lato dell'elemento ed s è la lunghezza del lato.

- *Equazione di continuità*, espressa nella forma:

$$\frac{\partial P}{\partial t} = -\frac{K_w}{n\ V}\left(\sum Q + \frac{\partial V}{\partial t}\right)$$

in cui n è la porosità del suolo, V il volume di suolo considerato in m^3 e K_w l'inverso della compressibilità, assunta pari a 0.5x10^{-9} Pa nel caso di acqua.

Le equazioni precedentemente riportate, con le opportune condizioni iniziali e al contorno, descrivono completamente il fenomeno di filtrazione in mezzi porosi saturi ed insaturi di un fluido.

5.3 Analisi dei cedimenti del rilevato

Le valutazioni sono state eseguite con l'ausilio del software di calcolo DIANA FEA.

Le equazioni utilizzate per la determinazione dei cedimenti sono le seguenti:

- *Equazione dell'equilibrio dinamico* (legge di Newton), valida per un corpo solido continuo, descrive il legame fra il moto del corpo e le forze ad esso applicate. Nel software utilizzato la suddetta legge ha la forma:

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho\, g_j$$

dove ρ è la densità del corpo, u_i rappresenta lo spostamento nella *i*-esima direzione, σ_{ij} il generico elemento del tensore degli sforzi, g_j la forza di massa nella *j*-esima direzione e, infine, x_j è la generica coordinata spaziale.

- *Legame costitutivo*, espresso in forma generale come:

$$\sigma_{ij} = M\left(\sigma_{ij},\, \dot{e}_{ij}, k\right)$$

in cui σ_{ij} è il singolo elemento del tensore degli sforzi,, $\dot{e}_{ij}$ appresenta il tasso di deformazione, mentre k è un parametro che tiene conto dello stato di sforzo pregresso. Il tasso di deformazione è legato ai gradienti di velocità dalla relazione:

$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i}\right)$$

In quest'analisi è stato adottato come legame costitutivo, cioè come forma della funzione M, il modello di Mohr-Coulomb, che è in grado di tener conto delle possibili deformazioni plastiche generate all'interno del suolo e si basa sul criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

L'implementazione di questo modello avviene nel modo seguente: noto lo stato di sforzo iniziale all'interno del suolo, si ricavano le direzioni principali 1, 2 e 3 e i relativi sforzi (sforzi principali) in modo che risulti $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$. A seguito dell'applicazione di un sistema di forze, si

calcolano dapprima gli spostamenti u_i tramite l'equazione dell'equilibrio dinamico e successivamente gli incrementi di sforzo $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$, $\Delta\sigma_3$ a partire dagli incrementi di deformazione Δe_1, Δe_2, Δe_3 (ottenuti per mezzo degli spostamenti tramite l'equazioni sopra definite), considerando quindi un comportamento elastico del mezzo ed utilizzando la legge di Hooke in forma incrementale:

$$\Delta\sigma_1 = \alpha_1 \Delta e_1 + \alpha_2(\Delta e_2 + \Delta e_3)$$
$$\Delta\sigma_2 = \alpha_1 \Delta e_2 + \alpha_2(\Delta e_1 + \Delta e_3)$$
$$\Delta\sigma_3 = \alpha_1 \Delta e_3 + \alpha_2(\Delta e_1 + \Delta e_2)$$

con:

$$\alpha_1 = K + \frac{4}{3}G$$
$$\alpha_2 = K - \frac{2}{3}G$$

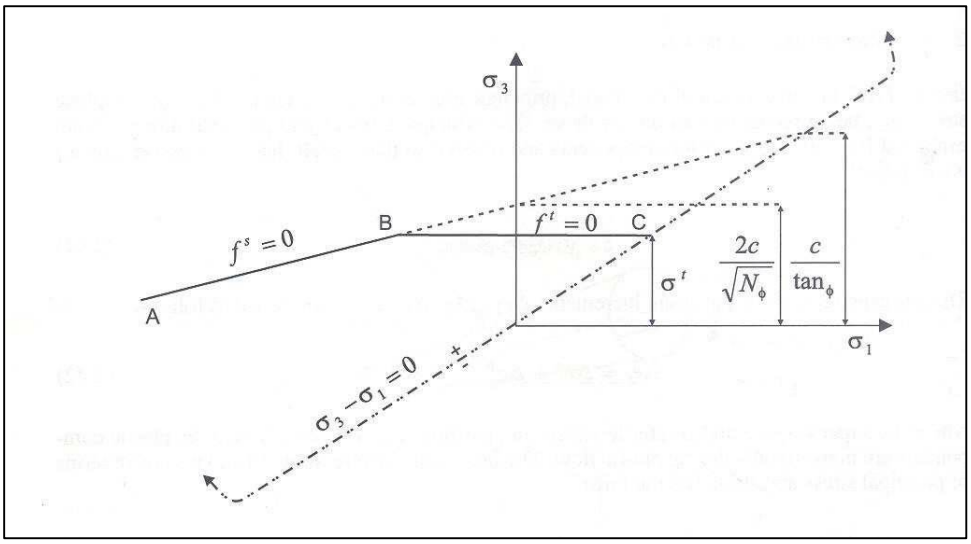
dove G e K sono costanti elastiche che descrivono il comportamento isotropo del materiale e si determinano, a partire dalla conoscenza del modulo elastico di Young E e del coefficiente di Poisson υ, con le seguenti espressioni:

$$K = \frac{E}{3\,(1-2\upsilon)}$$
$$G = \frac{E}{2\,(1+\upsilon)}$$

Lo stato di sforzo di primo tentativo σ_1^I, σ_2^I, σ_3^I così calcolato, tramite l'espressione $\sigma_i^I = \sigma_i + \Delta\sigma_i$, è effettivamente quello esistente se soddisfa il criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Tale criterio, nel piano σ_1, σ_3 (considerati positivi se di trazione) è rappresentato da una spezzata formata dalle due rette f^s e f^t:

$$f^s(\sigma_1, \sigma_3) = \sigma_1 - \sigma_3 N_\Phi + 2c\sqrt{N_\Phi} = 0 \qquad \text{per } -\infty < \sigma_1 \leq x_A$$

$$f^t(\sigma_3) = \sigma^t - \sigma_3 = 0 \qquad \text{per } x_A < \sigma_1 \leq \sigma_3$$



dove:

- x_A la coordinata x del punto A intersezione delle due rette $f^s = 0$ e $f^t = 0$ nel piano σ_1, σ_3
- $$N_\Phi = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$$

  con ϕ angolo di attrito interno del materiale
- c e la coesione del materiale
- σ^t è la resistenza a trazione del materiale in esame (al massimo pari a $c/\tan\phi$)

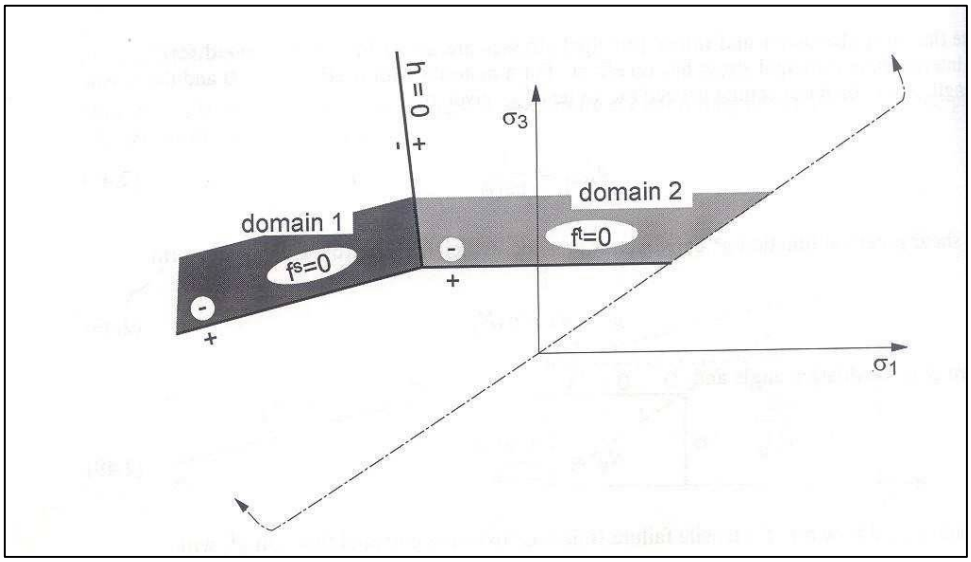
Se lo stato di sforzo di primo tentativo σ_1^I, σ_2^I, σ_3^I non giace nel piano σ_1, σ_3 al di sotto della linea rappresentante il criterio di rottura, lo stato di sforzo effettivo si calcola di nuovo considerando questa volta anche la presenza della parte plastica delle deformazioni. In tale caso, la rottura del materiale viene attribuita a sforzi di taglio o a sforzi normali a seconda che lo stato di sforzo σ_1^I, σ_2^I, σ_3^I nel piano σ_1, σ_3 giaccia rispettivamente a sinistra o a destra della retta di equazione:

$$h(\sigma_1, \sigma_3) = \sigma_3 - \sigma_t + \alpha_P(\sigma_1 - \sigma_P) = 0$$

dove:

$$\alpha_P = \sqrt{1 + N_\phi^2} + N_\Phi$$

$$\sigma_P = \sigma^t \, N_\Phi - 2cN_\Phi$$



Le deformazioni plastiche, a seconda del tipo di rottura, sono quindi valutate con le seguenti modalità:

- in caso di ***rottura per taglio***, si introducono una funzione g^s ed un parametro λ^sdefiniti dalle equazioni:

$$g^s = \sigma_1 - \sigma_3 \, N_\Psi$$

$$\lambda^s = \frac{f^s(\sigma_1^I, \sigma_3^I)}{(\alpha_1 - \alpha_2 \, N_\Psi) - (\alpha_2 - \alpha_1 \, N_\Psi)N_\Phi}$$

con:

$$N_\Psi = \frac{1 + \sin\Psi}{1 - \sin\Psi}$$

dove Ψ l'angolo di dilatazione del materiale.

Le deformazioni plastiche Δe^P sono quindi calcolate tramite l'espressione:

$$\Delta e_i^P = \lambda^s \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_i}$$

in cui σ_i rappresenta lo sforzo lungo la direzione principale *i.*

in caso di ***rottura per sforzi normali***, si introducono una funzione g^t ed un parametro λ^t così definiti:

$$g^t = -\sigma_3$$

$$\lambda^t = \frac{f^t(\sigma_3^I)}{\alpha_1}$$

Le deformazioni plastiche Δe^P sono quindi calcolate tramite l'espressione:

$$\Delta e_i^P = \lambda^t \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_i}$$

in cui σ_i rappresenta lo sforzo lungo la direzione principale *i.*

In ultimo, note le deformazioni plastiche subite dal materiale, la parte elastica delle deformazioni Δe^e , la sola che contribuisce all'incremento degli sforzi, si determina a partire dalle deformazioni totali Δe sottraendo le deformazioni plastiche Δe^P poiché:

$$\Delta e = \Delta e^e + \Delta e^p$$

Il nuovo stato di sforzo si ottiene infine come somma dello stato di sforzo iniziale e degli incrementi di sforzo, calcolati tramite la legge di Hooke già introdotta, considerando solo le deformazioni elastiche precedentemente ottenute.

Il processo appena descritto, risolto per ogni elemento finito nel quale è stata suddivisa l'area di studio e per ogni passo temporale, con le opportune condizioni iniziali e al contorno, consente di ricavare i cedimenti indotti nel terreno.

5.4 Software specificamente utilizzato per la realizzazione del modello numerico di analisi sismica

Lo studio del comportamento dinamico della diga sarà condotto tramite un approccio di tipo numerico 2D agli elementi finiti con il software Diana FEA. L'implementazione del metodo FEM in Diana FEA è sofisticata e permette di affrontare tutti i problemi dell'ingegneria civile, in particolare: analisi strutturali, analisi geotecniche, problemi di interazione e accoppiamento terreno-struttura, sia lineari che non lineari, statiche e dinamiche. I campi di applicazione dove Diana FEA è riconosciuto leader incontrastato sono i getti massivi e la vulnerabilità statica e sismica di dighe in terra, in blocchi,

ad arco e del loro terreno di fondazione. I modelli costitutivi permettono di simulare terreni (incluso Cam-Clay, Jointed Rock, Hoek, etc), i calcestruzzi (tutti i modelli Total Strain e quelli Discrete Cracking), i modelli eterogenei (mediante Interface models), nonchè i flussi di calore e di filtrazione accoppiati con lo stato tensionale. Diana FEA risulta quindi essere un codice agli elementi finiti particolarmente adatto alla risoluzione dei problemi relativi agli argini nello specifico permette, tra l'altro, di effettuare analisi: dinamiche lineari e non lineari, di plasticità, di interazione fluido-struttura, di variazione di temperatura entro i materiali, di stabilità, di non linearità sia geometriche che meccaniche oltre che alle analisi di filtrazione in regime stazionario o transitorio.

La presenza dell'acqua dell'invaso sarà modellata sia tramite l'applicazione di un carico triangolare idrostatico sul paramento di monte sia ricorrendo agli elementi di tipo fluid presenti in Diana FEA che permetteranno di considerare gli effetti della compressibilità dell'acqua nelle verifiche dinamiche valutandone gli effetti sul rilevato arginale.

Gli approcci di tipo accoppiato, utilizzati con leggi costitutive elasto-platiche, sono ritenuti, nell'ambito della letteratura di settore, i più idonei per l'analisi del comportamento sismico di una diga in terra. Da un lato, infatti, essi consentono una modellazione affidabile del problema al finito, sempre che i materiali siano appropriatamente caratterizzati sotto il profilo sperimentale. Dall'altro, essi permettono di analizzare la sicurezza dell'opera rispetto a tutti i possibili meccanismi di collasso sopra descritti, che possono essere indotti da un evento sismico. La previsione della risposta sismica di un'arginatura a mezzo di approcci siffatti è notevolmente influenzata dai valori preesistenti di pressione interstiziale, nonché delle componenti di tensione, definiti nel dominio oggetto di analisi. La risposta di un mezzo elasto-plastico è infatti anche dipendente dalla storia di sollecitazione subita da ciascun elemento del dominio. Assegnare correttamente lo stato "pre-sismico" comporta pertanto la necessità di simulare le vicissitudini subite dall'argine prima dell'evento sismico che si desidera analizzare. Ciò significa modellare le fasi costruttive (problema a contorno variabile nel tempo), di esercizio (problema con condizioni al contorno di tipo statico e idraulico variabili nel tempo).

Il modello costitutivo utilizzato per descrivere il comportamento dello scheletro solido è un modello elastoplastico. L'approccio adottato consentirà di portare in conto le caratteristiche essenziali che un terreno esibisce per effetto di sollecitazioni statiche e dinamiche, anche in quelle condizioni

che vedono “accoppiamento” tra comportamento statico e comportamento idraulico. Aspetti che, ovviamente, non possono essere considerati dagli approcci semplificati e che rendono più affidabile la previsione del comportamento sismico dell’arginatura. In particolare, tale approccio permetterà di analizzare nello stesso contesto il comportamento statico e quello sismico dell’opera derivando dal primo le condizioni iniziali (stati tensionali efficaci e variabili di stato) necessarie alla caratterizzazione del secondo.

L’arginatura verrà analizzata in regime piano di deformazione, discretizzando il dominio geometrico delle sezioni ritenute più significative ai fini della verifica sismica e adottando la modellazione illustrata al precedente paragrafo.

La simulazione delle fasi di vita dell’argine comprenderà:

•la simulazione della fase costruttiva, attraverso l’attivazione progressiva di strati in cui viene discretizzato il rilevato e relativa applicazione del carico da peso proprio, secondo una sequenza temporale che discretizza l’evoluzione temporale reale dell’accrescimento del rilevato;

•la simulazione delle fasi di invaso, attraverso la discretizzazione dell’evoluzione temporale reale delle quote di invaso; per ogni assegnata quota d’invaso la presenza dell’invaso sarà simulata attraverso l’applicazione sul contorno bagnato dell’argine di un carico statico ed un carico idraulico entrambi con distribuzione idrostatica e l’applicazione di una superficie di filtrazione lungo i contorni laterali non bagnati del rilevato.

La simulazione delle fasi di vita statica consegna la quantificazione delle variabili di stato all’inizio del processo di verifica sismica che, nel caso più generale, prevede 5 step sequenziali:

•applicazione del livello d’invaso previsto e raggiungimento della condizione stazionaria

•simulazione della fase sismica, attraverso l’applicazione degli spettri di verifica;

•simulazione della consolidazione post-sismica;

•simulazione delle fasi di svaso;

•valutazione eventuale degli aftershock nel lasso di tempo definito per il rapido svaso.

6 CRITERI GENERALI DI CALCOLO DELLA VERIFICA GEOTECNICA ALLO STATO LIMITE E IN CONDIZIONI SISMICHE

Le verifiche di progetto sono state condotte secondo il "metodo dei coefficienti di sicurezza parziali" applicato all'ingegneria geotecnica come introdotto al paragrafo 6.2.4 del D.M. 17.01.2018, "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" e dall'Eurocodice 7, "Progettazione Geotecnica" – UNI EN 1997-1.

Le verifiche geotecniche sono state, inoltre, condotte seguendo i metodi e i criteri previsti dalle N.T.C.-2018, seguendo l'Approccio 1 e/o l'Approccio 2, prevedendo combinazioni differenti dei gruppi di coefficienti parziali per le azioni (A1, A2), per i parametri geotecnici e la resistenza dei materiali (M1, M2) e per la resistenza globale del sistema (R1, R2, R3), da adottare in funzione delle tipologie di verifiche per essa richieste. Per quanto riguarda la progettazione nei confronti delle azioni sismiche verrà, infine, fatto riferimento a quanto previsto dal paragrafo 7.11 delle N.T.C.-2018.

Per quanto riguarda la vita nominale delle opere e la classe d'uso delle stesse (paragrafo 2.4 delle N.T.C.-2018) in considerazione della tipologia di intervento e la destinazione d'uso delle strutture si assume una vita nominale VN pari a 50 anni ed una classe d'uso II.

6.1 Criteri generali di progetto e di verifica

Conformemente alle normative di riferimento, le verifiche di stabilità e a rottura vengono effettuate secondo il metodo dei moltiplicatori parziali (da applicare alle azioni esterne che agiscono nel modello e alle proprietà dei terreni interessati), basato sulla seguente relazione:

$$Ed \leq Rd$$

dove:

- Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni agenti;
- Rd è la corrispondente resistenza di progetto, che associa tutte le proprietà dei materiali e delle sezioni resistenti con i rispettivi valori di progetto.

Le caratteristiche geotecniche dei terreni, valutate attraverso opportune indagini geotecniche, sono definite "valori caratteristici".

Coefficienti sulle Azioni

γ_G sulle azioni permanenti (sfavorevoli o favorevoli): $G_d = \gamma_G \cdot G$

γ_Q sulle azioni variabili (sfavorevoli o favorevoli): $Q_d = \gamma_G \cdot Q$

Coefficienti parziali sui Parametri dei Terreni

- γ_γ sul peso di volume: $\gamma_d = \frac{\gamma}{\gamma_\gamma}$
- γ_φ sull'angolo d'attrito (sulla tangente dell'angolo di attrito): $tg\varphi_d = \frac{tg\varphi}{\gamma_\varphi}$
- γ_c sulla coesione efficace: $c'_d = \frac{c'}{\gamma_{c'}}$
- γ_{cu} sulla coesione non drenata: $\gamma_{cu} = \frac{c_u}{\gamma_{cu}}$

Coefficienti parziali per le Resistenze

$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$ variabili a seconda del tipo di fondazione o sistema geotecnico.

Nel D.M. 17.01.2018 vengono indicati i seguenti coefficienti parziali di calcolo:

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

[1] Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 1 - Coefficienti parziali per le azioni (A)

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_γ	1,0	1,0

Tabella 2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (M)

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene, infine, a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R delle tabelle seguenti, variabili in funzione del tipo di opera in esame:

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 3 - Coefficienti parziali delle resistenze (R) per fondazioni

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella 4 - Coefficienti parziali delle resistenze (R) per opere in materiali sciolti e fronti scavo

Le verifiche allo **Stato Limite Ultimo** devono, pertanto, essere effettuate sia nei confronti degli aspetti geotecnici (*SLU di tipo geotecnico – GEO*) sia di quelli strutturali (*SLU di tipo strutturale – STR*) tenendo conto in linea generale dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 12, 13,14 (14.1 / 14.2 / 14.3), seguendo uno dei due seguenti approcci progettuali:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R2).

Approccio 2:

- Combinazione (A1+M1+R3).

Per le analisi di stabilità del rilevato si considera che le caratteristiche di resistenza del criterio di Mohr-Coulomb sono divise per i seguenti moltiplicatori γ_M:

attrito	tan ϕ'	***1.25***
coesione	c'	***1.25***

Nelle condizioni di **Stato Limite di Esercizio** devono essere verificati gli spostamenti dell'opera in questione, in modo tale da verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera stessa.

6.2 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, per gli stati limite ultimi (SLU):

$$SD = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \Psi_{03} Q_{k3} + \ldots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$SD = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} Q_{k2} + \Psi_{03} Q_{k3} + \ldots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$SD = G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \ldots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$SD = G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \ldots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$SD = E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \ldots$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G2.

I valori dei coefficienti di combinazione usati sono i seguenti:

Tab. 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2[(1)]	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Sono state eseguite le verifiche di stabilità globale relative alle combinazioni delle azioni alle quali può trovarsi soggetta l'opera nel corso della sua vita nominale. Le verifiche sono state effettuate, con riferimento a sezioni tipologiche dell'argine in funzione dell'altezza.

Il modello geotecnico delle sezioni è schematizzato nel capitolo precedente.

Le verifiche di stabilità sono state eseguite sia lato invaso, sia lato piano campagna. Poiché il rilevato è costituito da materiale coesivo, le analisi sono state svolte sia con riferimento alle condizioni di breve che di lungo termine considerando diverse combinazioni di carico:

- *Condizione breve termine*
  - Situazione in fase costruttiva, a termine costruzione e a serbatoio vuoto
  - Situazione in presenza di sisma a serbatoio vuoto

- Situazione a serbatoio pieno con il livello alla massima regolazione
- Situazione a serbatoio pieno con il livello al massimo invaso
- Situazione in presenza di sisma a serbatoio pieno con il livello alla massima regolazione
- Situazione in presenza di sisma a serbatoio pieno con il livello al massimo invaso

- *Condizione lungo termine*
  - Invaso vuoto, situazione che si presenta alla fine della stagione irrigua
  - Invaso pieno con il carico del mezzo per le manutenzioni e tirante idrico pari al massimo tirante che si può verificare nell'invaso
- *Verifica a scorrimento*
  - Condizione statica
  - Condizione dinamica
- *Verifiche agli stati limite di esercizio*
  - Verifiche di ammissibilità dei cedimenti nei terreni di fondazione dell'argine
  - Stima dei tempi di consolidazione
- *Verifiche connesse ai fenomeni di filtrazione*
  - Analisi di filtrazione in condizioni stazionarie riferita al livello di massimo invaso
  - Situazione di rottura per liquefazione del corpo diga o dei terreni di fondazione
  - Situazione di rottura interna o sifonamento
  - Verifica al galleggiamento

Con riferimento al § 6.8 delle NTC, le verifiche in condizioni statiche sono effettuate secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali per le azioni e per i materiali riportati rispettivamente nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC, riportate nelle precedenti Tabella 1 e Tabella 2.

l coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti risulta (v. Tabella 6.8.I NTC):

$$\boldsymbol{\gamma_R = 1.1}$$

Siccome il software di calcolo utilizzato fornisce come risultato il rapporto $F_S = E_d / R$, le

verifiche sono soddisfatte se questo rapporto è $\geq \gamma_R = 1.1$.

Per le verifiche in condizioni sismiche si fa riferimento al § 7.11.4 delle NTC. Quindi vengono posti pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e si impiegano le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a:

$$\boldsymbol{\gamma_R = 1.2}$$

Pertanto le verifiche in condizioni sismiche sono soddisfatte se il rapporto $F_S = E_d / R$, le verifiche sono soddisfatte se questo rapporto è $\geq \gamma_R = 1.2$.

7 COSTRUZIONE DEL MODELLO NUMERICO PER I CASI DI STUDIO

Per eseguire le analisi sia statiche che di risposta sismica del rilevato arginale è stato adoperato il programma DIANA (DIsplacement ANAlyzer) FEA commercializzato dalla ditta DIANA FEA bv. Questo codice integra le equazioni del moto nel dominio del tempo e consente di eseguire analisi non lineari e lineari.

Lo stato tensionale iniziale nelle analisi simiche viene seguendo una preliminare analisi di filtrazione che permette di ricavare la distribuzione delle pressioni interstiziali in condizioni statiche. In seguito lo stato tensionale iniziale è definito mediante l'applicazione della gravità con un'analisi elastica preliminare in condizioni statiche.

Il moto sismico è assegnato mediante uno spettro applicato ai nodi del contorno di base del modello. Bisogna prestare particolare attenzione ad evitare che si verifichino fenomeni di riflessione delle onde in corrispondenza dei contorni laterali. Per ridurre questi effetti il codice consente l'applicazione di smorzatori viscosi ai nodi dei contorni verticali della maglia, applicando una resistenza al moto proporzionale alla sua velocità. Sostanzialmente il programma consente di definire l'area di lavoro, la scala di rappresentazione, la spaziatura della griglia rappresentante gli elementi finiti costituenti il corpo arginale, disegnare gli assi di riferimento e la geometria del problema, le tipologie dei materiali costituenti la struttura e la fondazione rappresentati dalle loro caratteristiche meccaniche e dinamiche. Successivamente occorre ricavare lo stato tensionale iniziale che costituisce il punto di partenza di un'analisi dinamica agli elementi finiti.

Di seguito saranno esposte le varie scelte adottate per la definizione completa del modello numerico utilizzato per i casi di studio esaminati.

7.1 Scelta del tipo di modello

Sono state inoltre eseguite preliminarmente una serie di analisi di risposta sismica locale per testare il codice DIANA FEA, con l'obiettivo di verificare l'influenza sulla risposta ricavata dei seguenti parametri:

- distanza dei bordi laterali del modello;
- dimensione degli elementi finiti per la discretizzazione del modello;
- presenza di eventuali smorzatori viscosi posizionati in corrispondenza dei bordi;

- selezione del numero di time step con cui DIANA FEA legge lo spettro.

Infine sono stati definiti: la geometria, i modelli costitutivi, le condizioni al contorno, l'applicazione del input sismico e gli effetti idrodinamici.

7.2 Distanza dei bordi laterali del modello

La distanza alla quale riferirsi per la modellazione della fondazione, è stata valutata in modo da evitare che nell'elaborazione del modello si potessero verificare fenomeni di riflessione delle onde simiche tali da produrre amplificazioni delle risposte.

Nella realtà il terreno di fondazione risulta essere infinitamente esteso e la propagazione delle onde può avvenire in entrambe le direzione indisturbata. Per riprodurre un modello che tenga conto di questo aspetto sono state svolte delle analisi preliminari adottando diverse distanze e mantenendo inalterati tutti gli altri parametri.

I risultati ottenuti sono stati confrontati in modo da valutare l'estensione minima adottabile per non incorrere in fenomeni tali da influenzare i risultati finali dell'elaborazione. Dalle analisi effettuate si è potuto osservare che la distanza minima adottabile dei bordi laterali dalla zona di erezione del rilevato risulta essere pari a circa 50m, infatti distanze superiori non producevano cambiamenti nei risultati, mentre distanze inferiori tendevano ad influenzare la risposta simica, producendo fenomeni di amplificazioni nello strato di fondazione e una variazione considerevole dei risultati.

7.3 Dimensione degli elementi finiti per la discretizzazione del modello

Per poter discretizzare il modello deve essere definita la maglia che identifica gli elementi finiti costituenti il modello stesso. Per la scelta della dimensione da assegnare agli elementi finiti della maglia si adotta la formula proposta da Kuhelemeyer & Lysmer (1973), al fine di evitare distorsioni nella propagazione del moto del suolo:

$$H_{max} = \frac{1}{6} \div \frac{1}{8} \frac{V_s}{f_{max}}$$

dove f_{max} è la frequenza massima determinata dallo spettro riferito all'evento sismico analizzato, mentre V_s è la velocità di propagazione delle onde sismiche attraverso il materiale costituente il corpo arginale.

Si deve tenere presente che se da un lato un aumento del numero degli elementi della maglia determina un'analisi più dettagliata del modello, di contro la scelta di una maglia eccessivamente fitta può compromettere la riuscita dell'analisi, infatti infittendo la mesh viene richiesto un calcolo più elaborato che a volte risulta eccessivamente gravoso per il programma, tanto da non riuscire a portarlo a termine.

Per questo motivo per evitare di appesantire più del necessario il calcolo, la scelta dell'altezza massima da assegnare agli elementi della griglia va ben ponderata, cercando di trovare il valore limite, tale che infittendo la maglia il risultato non cambi. A tal proposito le istruzioni del programma DIANA FEA non danno indicazioni specifiche sulle massime o minime dimensioni adottabili, ma si limitano a suggerire criteri di ottimizzazione della forma degli elementi della mesh per minimizzare il numero di elementi aventi geometrie anomale.

Si è scelto di adottare per il rilevato arginale ed il terreno di fondazione valori medi di H_{max} compresi tra 0.25 m e 0.75 m.

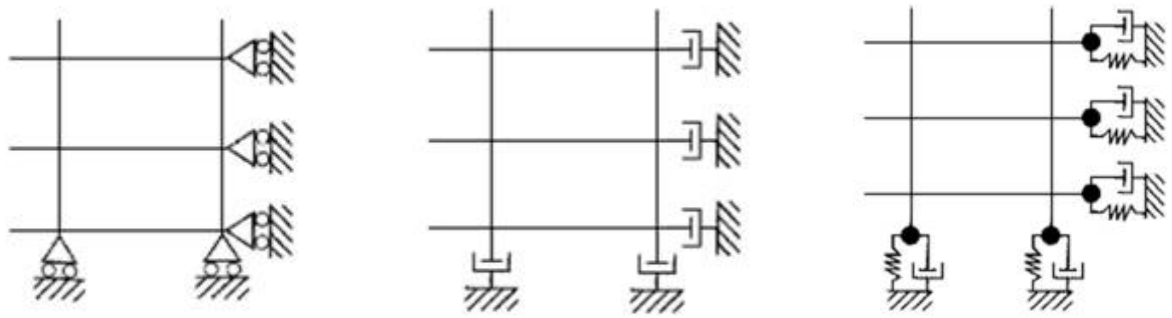
7.4 Presenza di eventuali smorzatori viscosi posizionati in corrispondenza dei bordi

Da quanto esposto in precedenza si intuisce che in un'analisi agli elementi finiti è bene minimizzare il numero degli elementi al fine di agevolare le operazioni computazionali, ma ridurre il loro numero significa minimizzare le dimensioni delle regioni discretizzanti il modello, che sono legate alla velocità di propagazione delle onde e alla gamma di frequenza di interesse. Inoltre va tenuto presente che al diminuire della dimensione della regione discretizzante aumenta l'influenza delle condizioni al contorno.

Nei problemi di dinamica e di interazione tra la struttura e il suolo, per evitare di incorrere in errori nella valutazione della risposta sismica nel caso di terreni di fondazione rigidi e nel caso in cui la regione di interesse sia posta a distanza considerevole, si deve tenere conto degli effetti smorzanti per i quali l'energia delle onde sismiche può subire anche forti cambiamenti.

Per simulare lo smorzamento delle onde sismiche si devono applicare degli accorgimenti ai confini del bedrock che si possono esprimere attraverso l'applicazione di particolari vincoli, che vanno a identificare tre diverse situazioni mostrate in figura: confini elementari, confini locali, confini

coerenti.



(a) (b) (c)

Diverse tipologie di confinamento per le maglie dei modelli agli elementi finiti: (a) confini elementari in cui sono nulli gli spostamenti, (b) confini locali rappresentati tramite smorzatori viscosi e, (c) confini coerenti rappresentati da masse collegate a smorzatori viscosi e molle

I confini elementari determinano una condizione di spostamento nullo, ma questo tipo di confinamento genera fenomeni di riflessione delle onde verso la parte interna dell'elemento, che nella realtà sarebbero in grado di propagarsi all'esterno dell'area di interesse, e possono modificare fortemente i risultati provocando gravi errori. Questi vincoli possono essere adoperati in punti posti a grande distanza dall'area di interesse, presupponendo che le caratteristiche smorzanti della roccia di fondazione possano determinare l'assorbimento della maggior parte dell'energia delle onde riflesse dai confini laterali, in modo da eleminare gli effetti di riflessione delle onde rendendoli ininfluenti. In altri termini decidendo di utilizzare questo vincolo si dovrebbe ingrandire il modello in modo tale da minimizzare, se non annullare, questi effetti facendo affidamento alle caratteristiche smorzanti della roccia.

Un tipo di confinamento molto utilizzato è quello che prevede l'uso di ammortizzatori viscosi . Può essere dimostrato (Wolf 1985) che il valore del coefficiente da utilizzare per definire l'ammortizzatore viscoso, in modo da assorbire tutta l'energia, dipende dall'angolo di inclinazione con cui le onde colpiscono il confine laterale. Nella realtà le onde colpiscono il bordo laterale con inclinazioni diverse, risulta quindi difficile trovare uno smorzatore viscoso che riesca ad annullare i fenomeni di riflessione, in quanto vi sarà sempre una minima parte di onde incidenti con un inclinazione diversa da quella considerata che produrranno una riflessione. Anche in questo caso una soluzione può essere quella di aumentare la distanza tra il confine e l'area di interesse, in modo da far

dissipare l'energia delle onde riflesse sfruttando le caratteristiche smorzanti del materiale di fondazione.

La tipologia di confinamento capace di assorbire tutti i tipi di onde di volume e di superficie per qualsiasi angolo di incidenza è quella che prevede i cosiddetti confini coerenti, che possono essere rappresentati da matrici di rigidezza dipendenti dalla frequenza ottenute da equazioni integrali al contorno. Un esempio molto semplice di questo tipo di accorpamento è mostrato nella figura precedente al caso (c).

In considerazione delle tipologie di approccio possibili si è optato, cautelativamente, per l'utilizzo della tecnica dei confini elementari estendendo opportunamente i bordi laterali del modello di calcolo.

7.5 Selezione del numero di time step con cui DIANA FEA legge lo spettro

Il numero di time step indica l'intervallo con cui DIANA FEA legge lo spettro, un loro aumento determina quindi un intervallo di lettura inferiore che tende a migliorare l'analisi rendendola più dettagliata.

Il criterio con cui è stato selezionato il numero di time step è stato quello adottato anche nei punti precedenti, cioè sono state ripetute varie analisi variando il numero di time step, fino al raggiungimento di risultati tra loro prossimi, tali da poter considerare che l'ottimizzazione del risultato conseguito, non giustifichi il notevole incremento dei tempi di calcolo che si produce intensificando gli intervalli di time step con cui il software esegue l'analisi.

È stato possibile osservare che un intervallo adeguato nel quale suddividere l'intera durata dello spettro risulta essere pari a 0,01s. Il valore del numero di time step viene quindi ricavato di conseguenza, in funzione della durata dello spettro considerato, adottando un passo temporale pari a 0.01s.

7.6 Definizione della geometria della sezione di calcolo

La sezione oggetto di verifica consiste in un rilevato arginale realizzato su un piano campagna pressoché pianeggiante.

Le pendenze delle scarpate del nuovo rilevato (h/v) sono di 2/1 lato invaso e 8.5/1 lato campagna; l'altezza massima del rilevato arginale rispetto al piano di fondazione è di 4.6 m (=128.50-123.90). La testa dell'argine, larga 4,00 m, è a quota 128,50 m s.l.m.m.. L'altezza massima del rilevato arginale rispetto al punto più depresso del bacino di invaso è pari a = 128.50 – 122.50 = 6.0 m.

Durante la campagna di indagini è stato misurato il livello di falda che si attesta intorno ai -4 m dal piano campagna (quota a circa 119.90 m s.l.m.m.), nella parte più superficiale variabile comunque in funzione della litologia.

Durante la fase progettuale, per evitare eventuali fenomeni di uplift legati alle sottopressioni dell'acqua e alla variabilità della soggiacenza della falda, si è deciso di scavare mantenendo un franco di sicurezza rispetto alla quota di falda di almeno 2 m. Pertanto la falda in condizioni stazionarie all'inizio del calcolo di filtrazione è cautelativamente assunta a quota 120.50 m s.l.m.m., essendo il fondo invaso a quota 122.50 m s.l.m.m.

7.7 Modelli costitutivi per i materiali

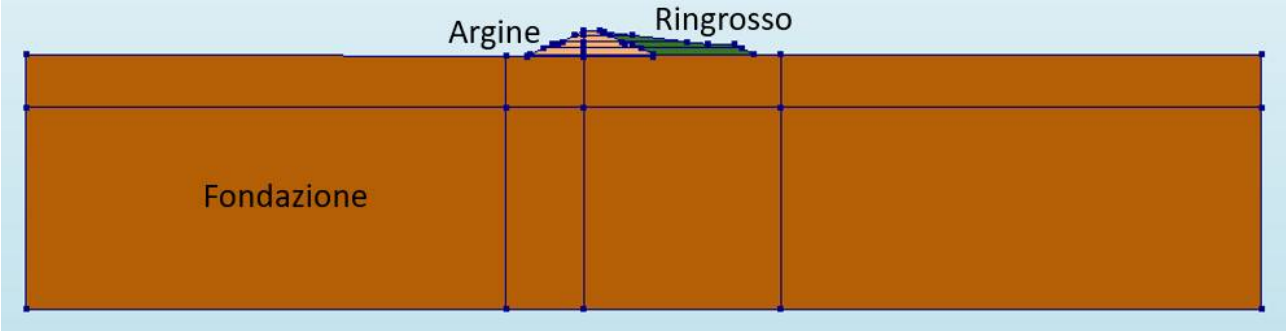
Le caratteristiche dei materiali sono esposte nel capitolo relativo al modello geotecnico.

7.8 Caratteristiche del modello 2D

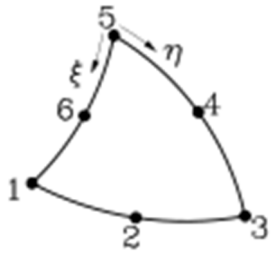
Il modello nel suo complesso fondazione e argine è stato discretizzato con 80023 con elementi e 144042 nodi. La modellazione della fondazione è stata estesa per una profondità massima al di sotto del piano di posa della fondazione del rilevato di circa 60 m.

Il modello è stato assoggettato alle condizioni di vincolo più idonee a rappresentare le condizioni reali, nello specifico si è posto il vincolo dell'incastro sul bordo inferiore mentre i bordi laterali sono stati vincolati in modo da permettere solamente spostamenti verticali.

Nelle figure riportate è rappresentato il modello con evidenziate in colore vario le attribuzioni dei materiali corrispondenti.

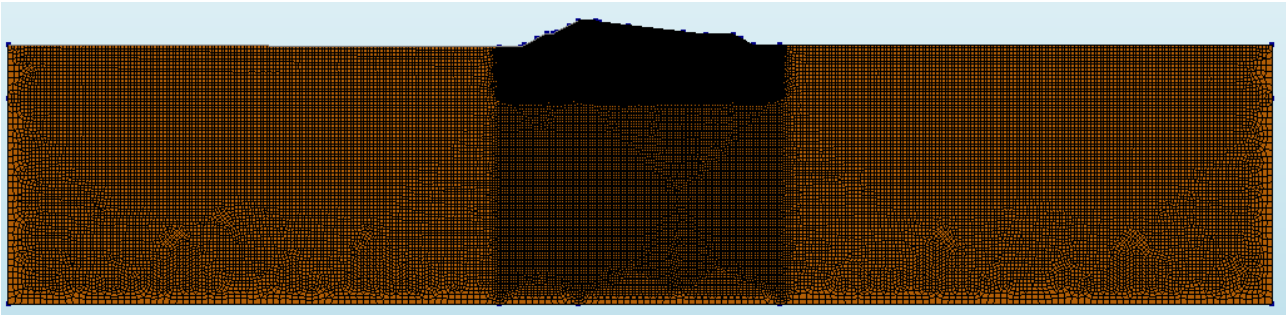


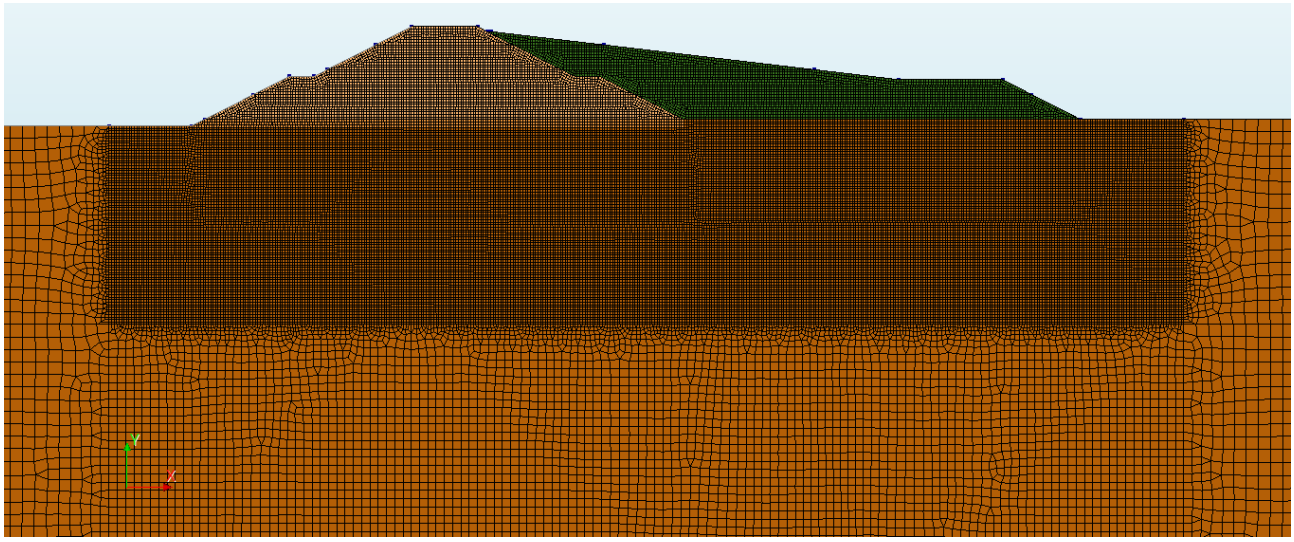
L'elemento di calcolo utilizzato è piano di tipo plain strain isoparametrico triangolare a 6 nodi, nello specifico si è utilizzato l'elemento CT12E, disponibile all'interno del software DIANA FEA, definito da una relazione d'interpolazione quadratica.



Elemento CT12E - triangolare a 6 nodi

Nelle figure riportate sotto sono evidenziate la mesh di calcolo a diversa scala.





8 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI DEI CARICHI

8.1 Peso proprio

Il peso proprio viene attribuito automaticamente dal software inserito il peso specifico.

8.2 Carico idrostatico

Per l'analisi di questa condizione si è fatto riferimento, cautelativamente, al livello della quota massima di invaso pari a 127.70 m s.l.m.m. La quota massima di regolazione è 127.50 m s.l.m.m.

Le pressioni dovute a tale livello di invaso sono state applicate sulle facce degli elementi a contatto con l'acqua sia lato argine sia lato fondo bacino considerato nel punto più depresso a quota 122.50 m s.l.m.m..

8.3 Azioni dovute al sovraccarico di un mezzo di servizio agente sul rilevato

Considerato che sul rilevato sarà realizzata una pista di servizio, per valutare il carico dovuto ad un mezzo di servizio si è fatto riferimento al valore previsto dalle NTC18, §3.1.4 – Tab. 3.1.II, pari a 50.00 kN e applicato su ognuna delle due ruote dell'asse più caricato del mezzo. Le forze vengono considerate, in questo caso, come puntuali e applicate a una distanza di 2.50m (interasse delle ruote). Tale azione è stata poi amplificata con il coefficiente parziale γ_{Q2} della combinazione A2.

8.4 Azione sismica con sovraspinta idrodinamica

Con la Delibera di Giunta Regionale n. 146 del 6/2/2023 la Regione Emilia-Romagna ha approvato l'aggiornamento della classificazione sismica introdotta dall'O.P.C.M. 3274/2003.

L'intervento da eseguire, sito in località Molinazzo in comune di Alseno, ricade interamente nel territorio comunale di Alseno (codice ISTAT 33032) al quale corrisponde un livello di pericolosità (zona sismica) pari a 3.

RegioneEmilia-Romagna

Allegato A

CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI COMUNI DELL'EMILIA-ROMAGNA

Provincia	Codice ISTAT	COMUNE	Classificazione sismica
PC	33001	AGAZZANO	3
PC	33002	ALSENO	3

Estratto dall'Allegato A - Delibera di Giunta Regionale n. 146 del 6/2/2023

Le Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 e relativa circolare applicativa e, quindi, le NT.C.-2018 hanno, introdotto un nuovo criterio, "sito-dipendente", per la valutazione delle azioni sismiche attese al sito. La determinazione dei parametri di riferimento dell'azione sismica è stata effettuata in relazione alle coordinate del sito di intervento, in Comune di Alseno, in cui ricadono l'opera in progetto.

L'azione sismica di base è valutata partendo dalle mappe di pericolosità sismica redatte dall'INGV e disponibili on line insieme ad un applicativo per la determinazione delle caratteristiche spettrali delle componenti elastiche orizzontali e verticali e per quelle di progetto (Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 'Azioni Sismiche, Spettri di Risposta', versione 1.03, disponibile on line sulla web page del CSLP).

Ottemperando alle prescrizioni di cui al paragrafo 3.2 del Decreto Ministeriale 17.01.2018 e in relazione alle specificità litografiche e stratigrafiche del sito desumibili dalle prove in sito disponibili, sono stati definiti i seguenti parametri dell'azione e della pericolosità sismica del sito di progetto:

- sito di intervento: Comune di Alseno (PC)
- coordinate del sito nel sistema di riferimento adottato dalla regione Emilia-Romagna: ETRS89 / UTM zone 32N (EPSG 25832): X = 572305,89 - Y = 4970285,70
  Longitudine: 9,916633° Latitudine: 44,883392°
- categoria del sottosuolo: B (*)
- categoria topografica: T1
- amplificazione topografica: $S_T = 1,0$

(*) Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti,

caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Il periodo di riferimento V_R per l'azione sismica permette di definire i livelli di sicurezza e delle prestazioni attese per l'opera in progetto:

- vita nominale VN: 50 anni
- classe d'uso: classe II
- coefficiente d'uso della costruzione C_U: 1.0
- periodo di riferimento dell'azione sismica VR: 50 anni

stati limite considerati nelle verifiche, in relazione all'azione sismica:

- SLO: stato limite di esercizio di operatività, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR pari all'81%.
- SLD: stato limite di esercizio di danno, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR pari all'63%.
- SLV: stato limite ultimo di salvaguardia della vita, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR pari al 10%.
- SLC: stato limite ultimo di collasso, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR pari al 5%.

Nel seguito si riporta la caratterizzazione sismica specifica per il sito oggetto di intervento ottenuta impiegando l'applicativo reso disponibile al CSLP:

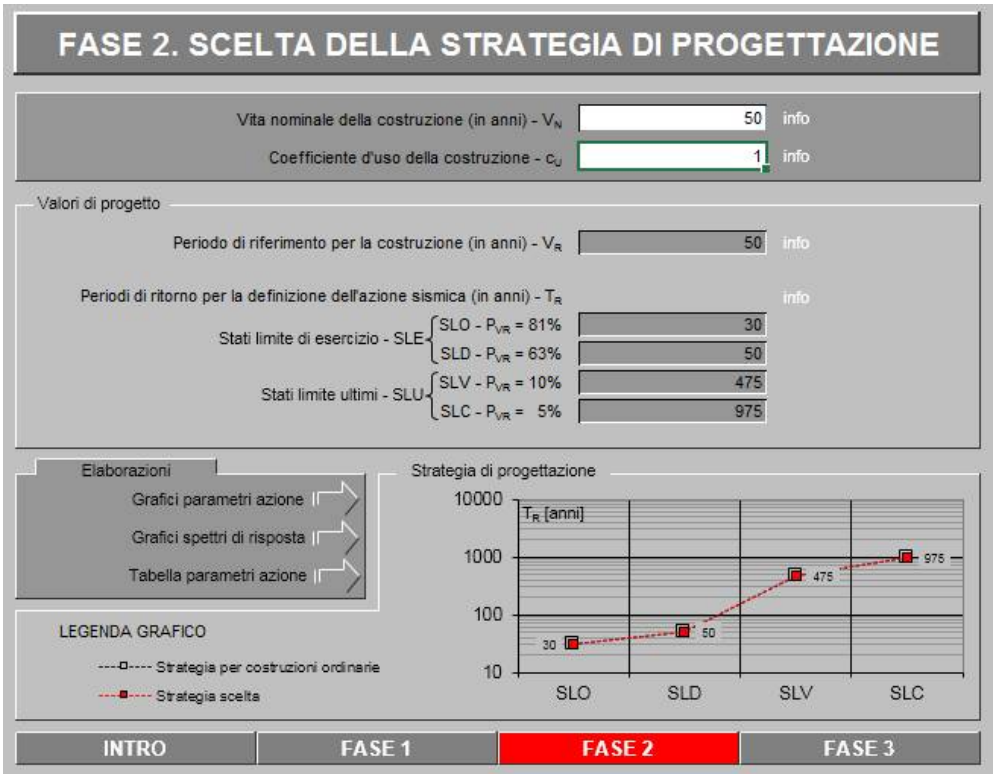
- coordinate nel sistema di riferimento:

  Longitudine: 9,916633° Latitudine: 44,883392°

FASE 1 – Inserimento coordinate sito di intervento

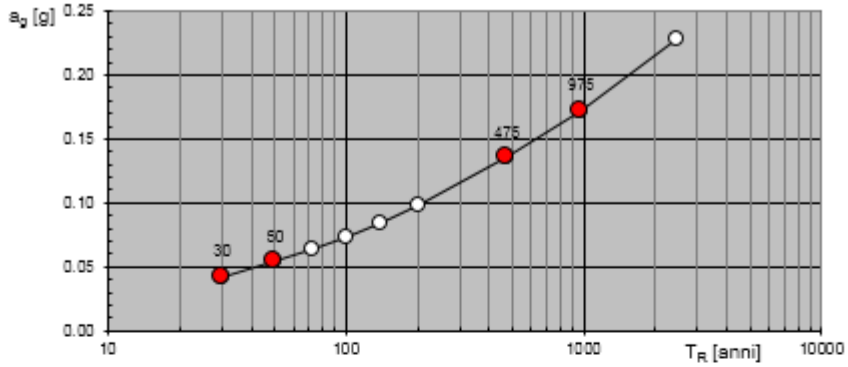


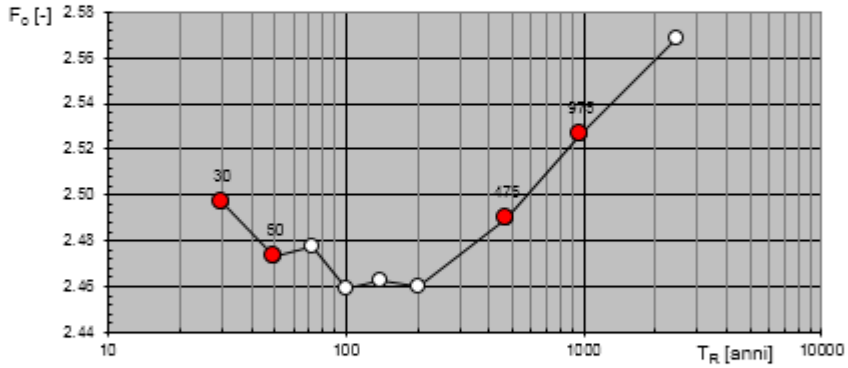
FASE 2 - Valori dei parametri ag, F0 e TC* per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno S.L.

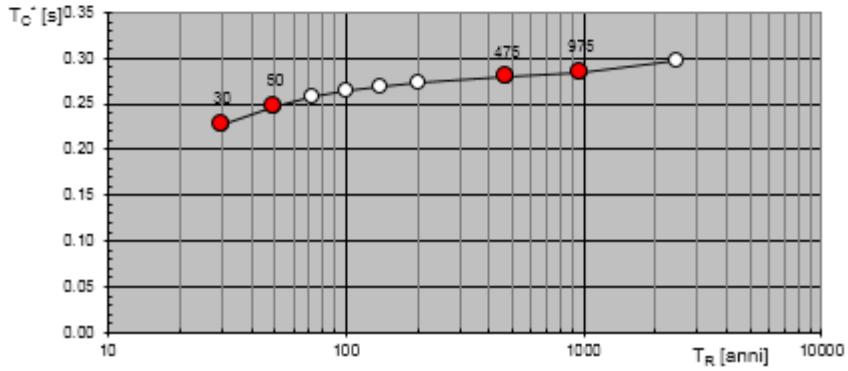


Grafici parametri azione

Valori di progetto dei parametri a_g, F_o, T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_R







Grafici spettri di risposta

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

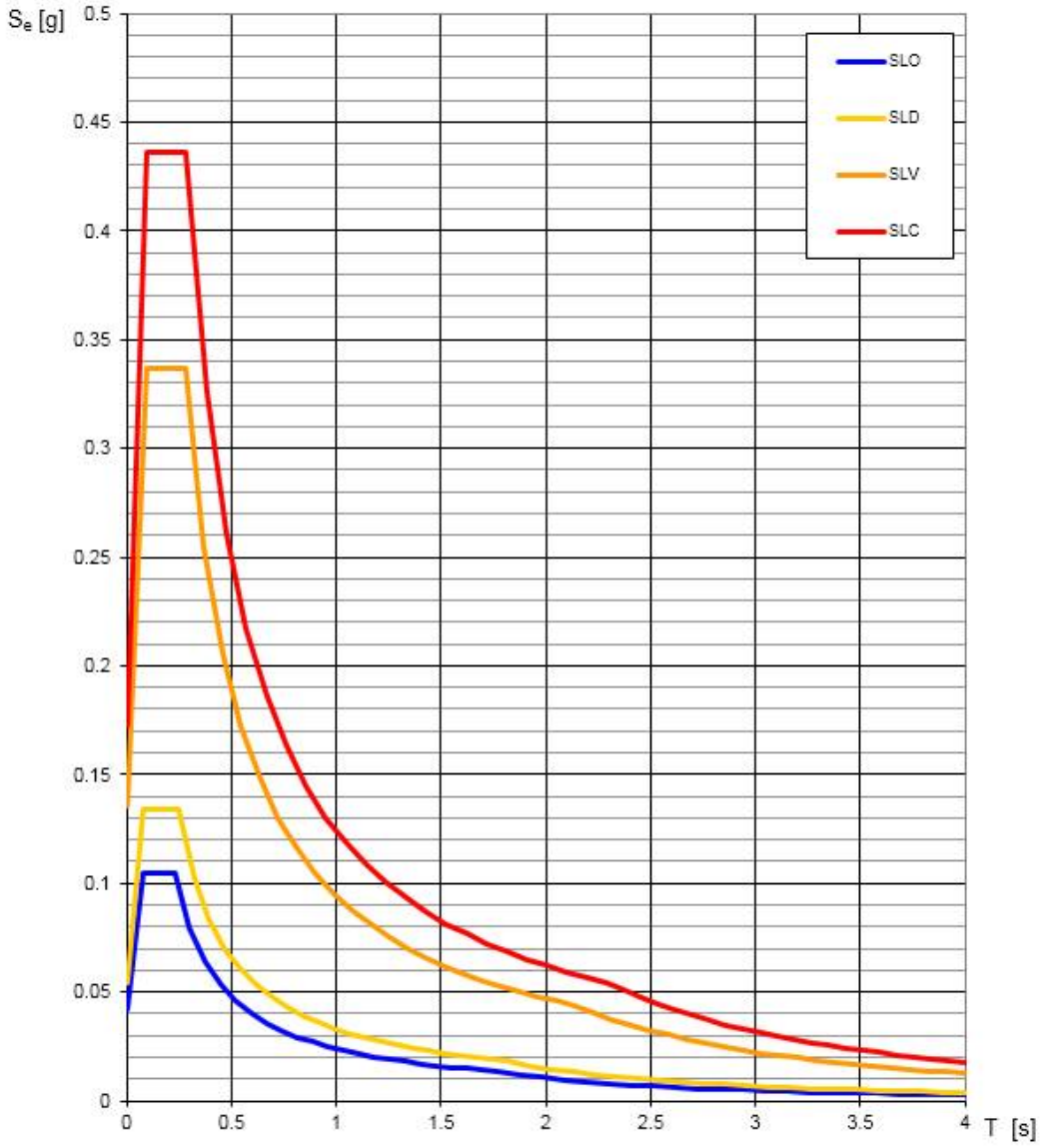
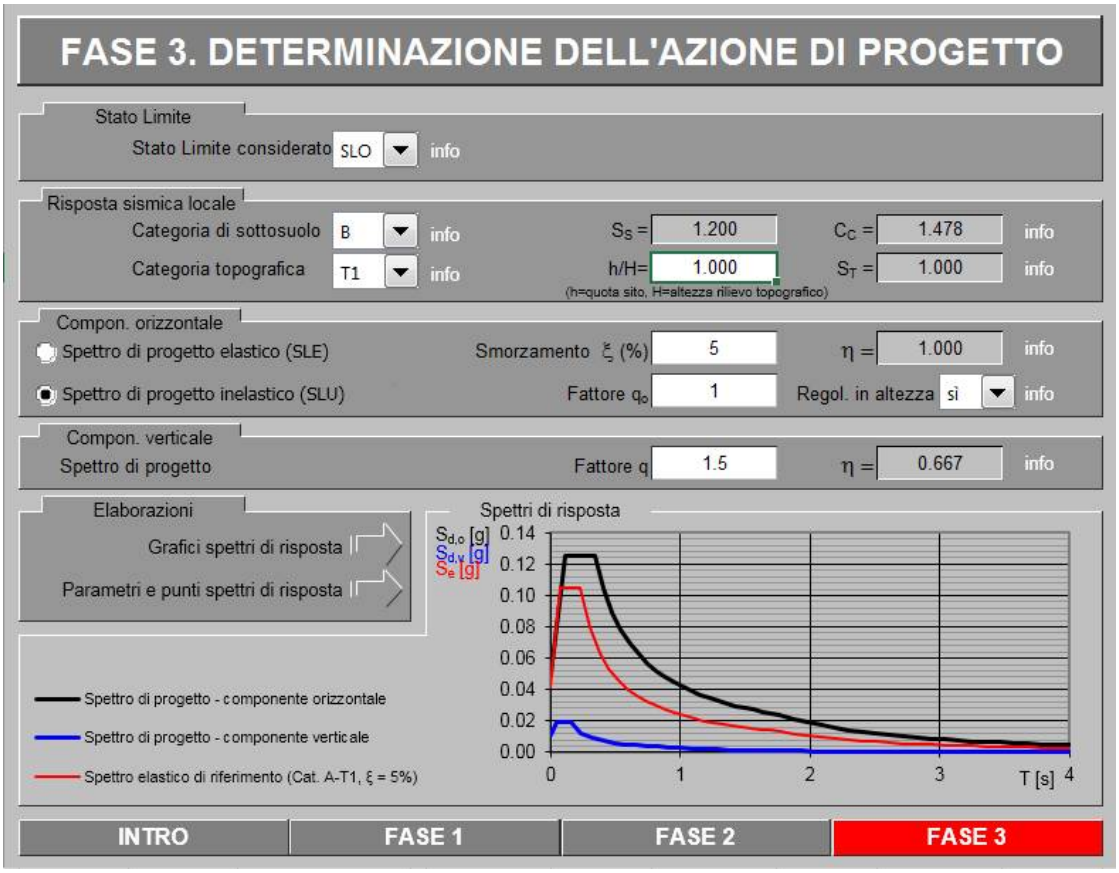


Tabella parametri azione

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.042	2.497	0.228
SLD	50	0.054	2.473	0.247
SLV	475	0.135	2.490	0.279
SLC	975	0.172	2.526	0.285

8.4.1 Stato limite di operatività (SLO)



Componente orizzontale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_g	0.042 g
F_o	2.497
T_C^*	0.228 s
S_S	1.200
C_C	1.478
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.112 s
T_C	0.337 s
T_D	1.768 s

Componente verticale

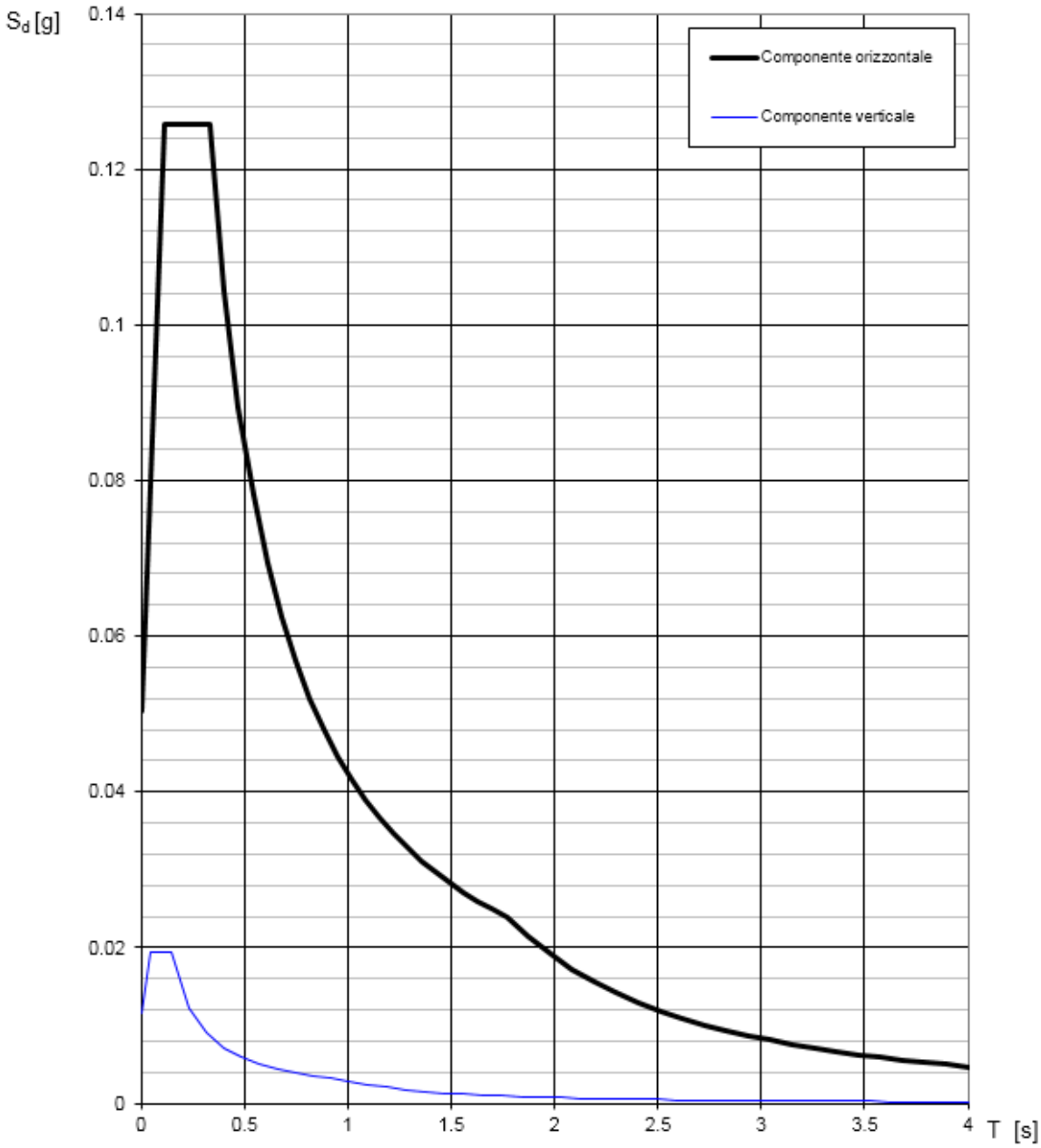
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_{gv}	0.012 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

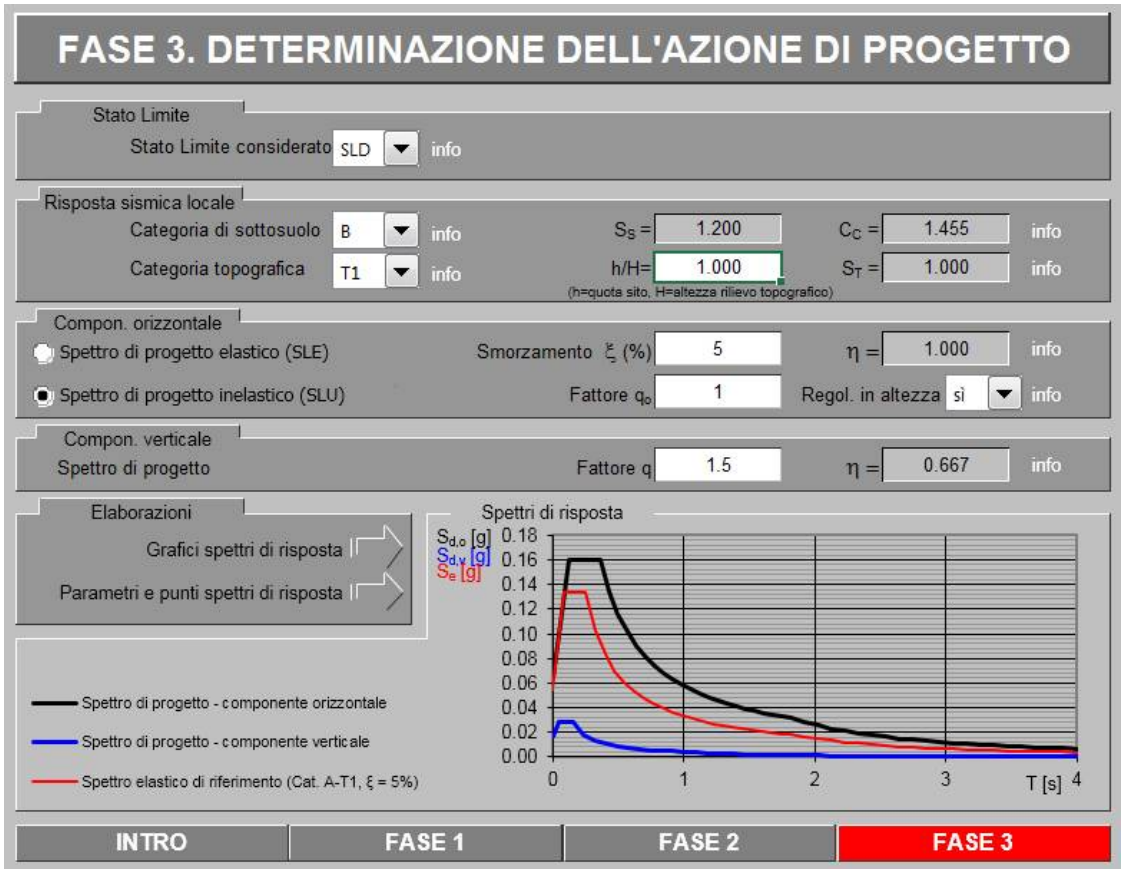
Parametri dipendenti

F_v	0.690
S	1.000
η	0.667

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLO



8.4.2 Stato limite di danno (SLD)



Componente orizzontale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.054 g
F_o	2.473
T_C^*	0.247 s
S_S	1.200
C_C	1.455
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.120 s
T_C	0.359 s
T_D	1.816 s

Componente verticale

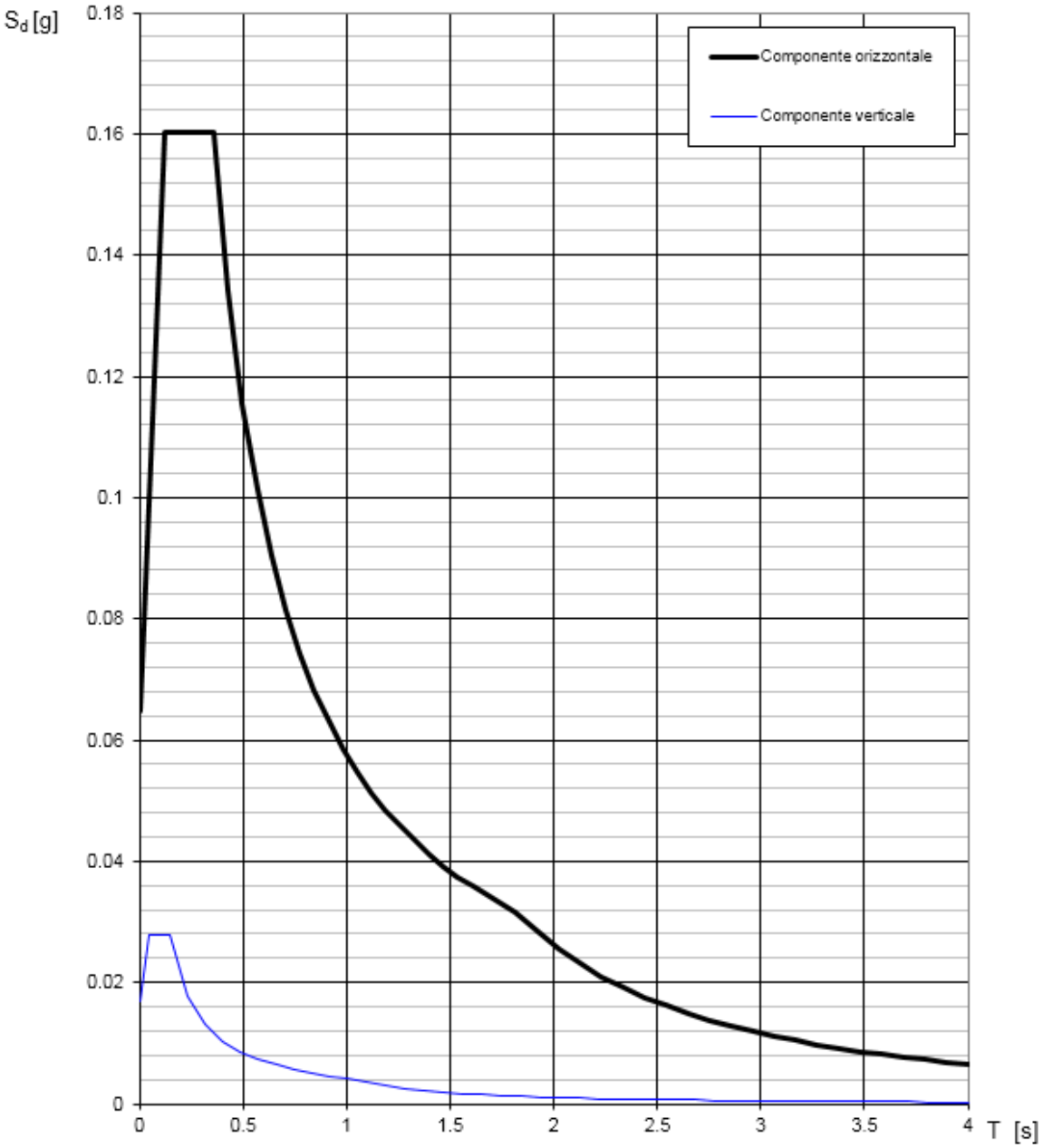
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{gv}	0.017 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

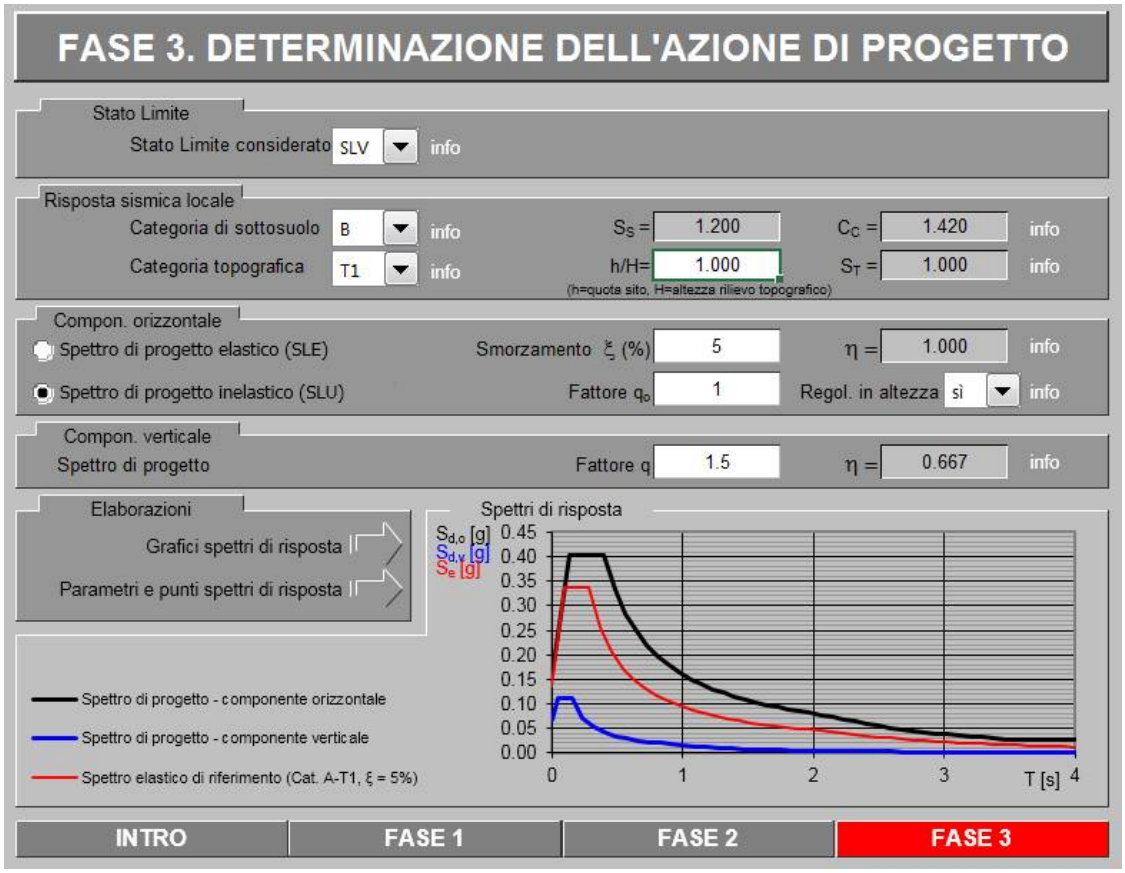
Parametri dipendenti

F_v	0.776
S	1.000
η	0.667

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



8.4.3 Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)



Componente orizzontale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.135 g
F_o	2.490
T_C^*	0.279 s
S_S	1.200
C_C	1.420
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.132 s
T_C	0.396 s
T_D	2.141 s

Componente verticale

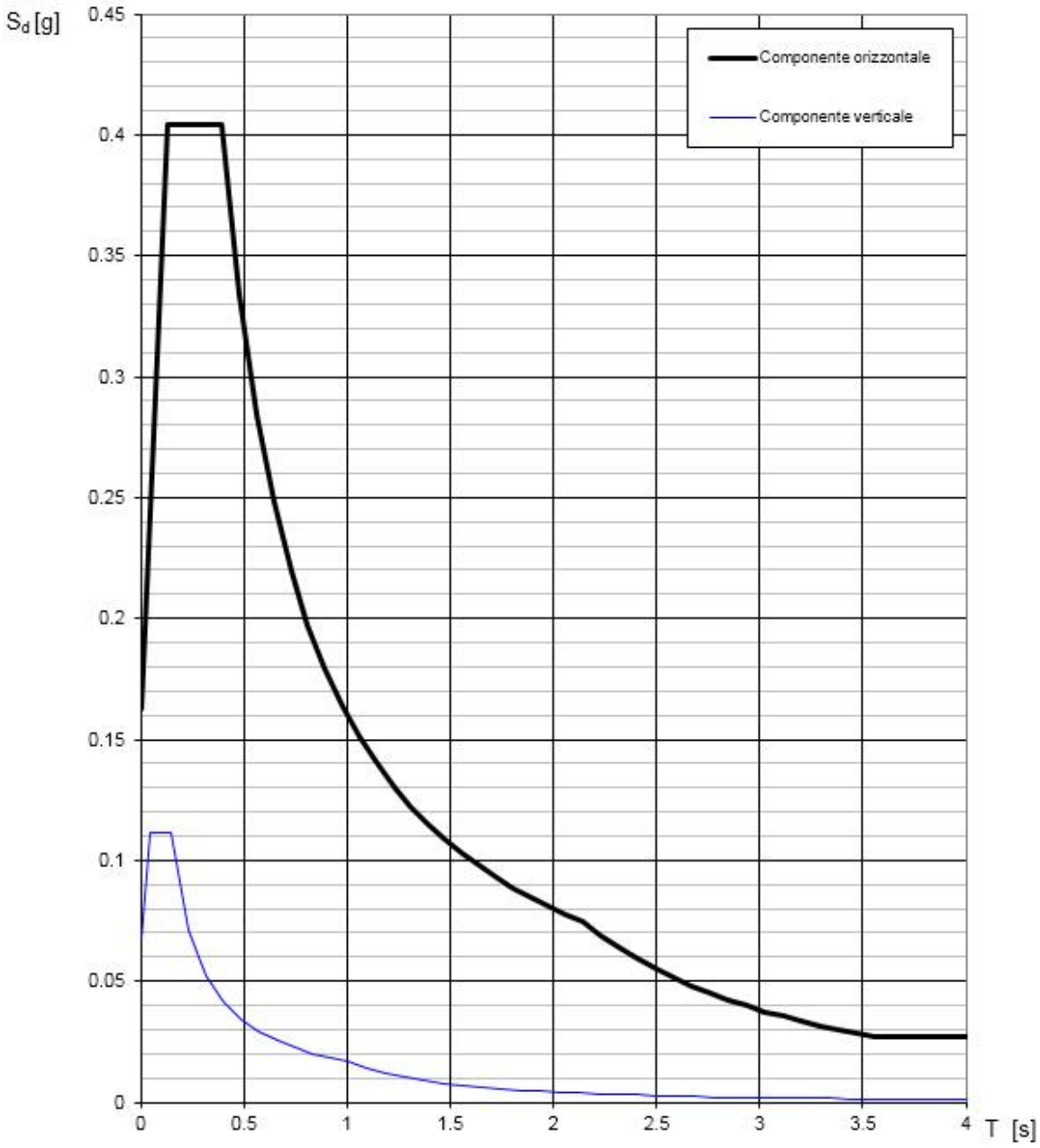
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0.067 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

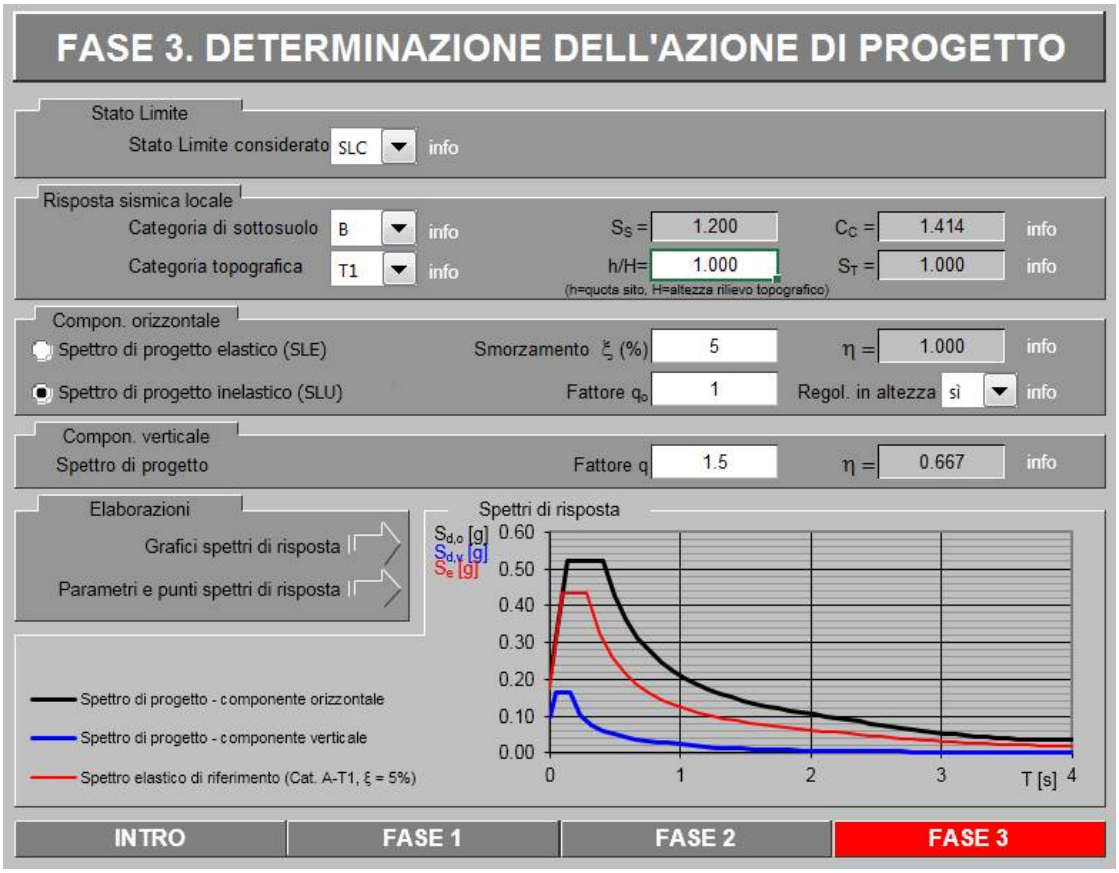
Parametri dipendenti

F_v	1.236
S	1.000
η	0.667

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



8.4.4 Stato limite di collasso (SLC)



Componente orizzontale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0.172 g
F_o	2.526
T_C^*	0.285 s
S_S	1.200
C_C	1.414
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.134 s
T_C	0.403 s
T_D	2.290 s

Componente verticale

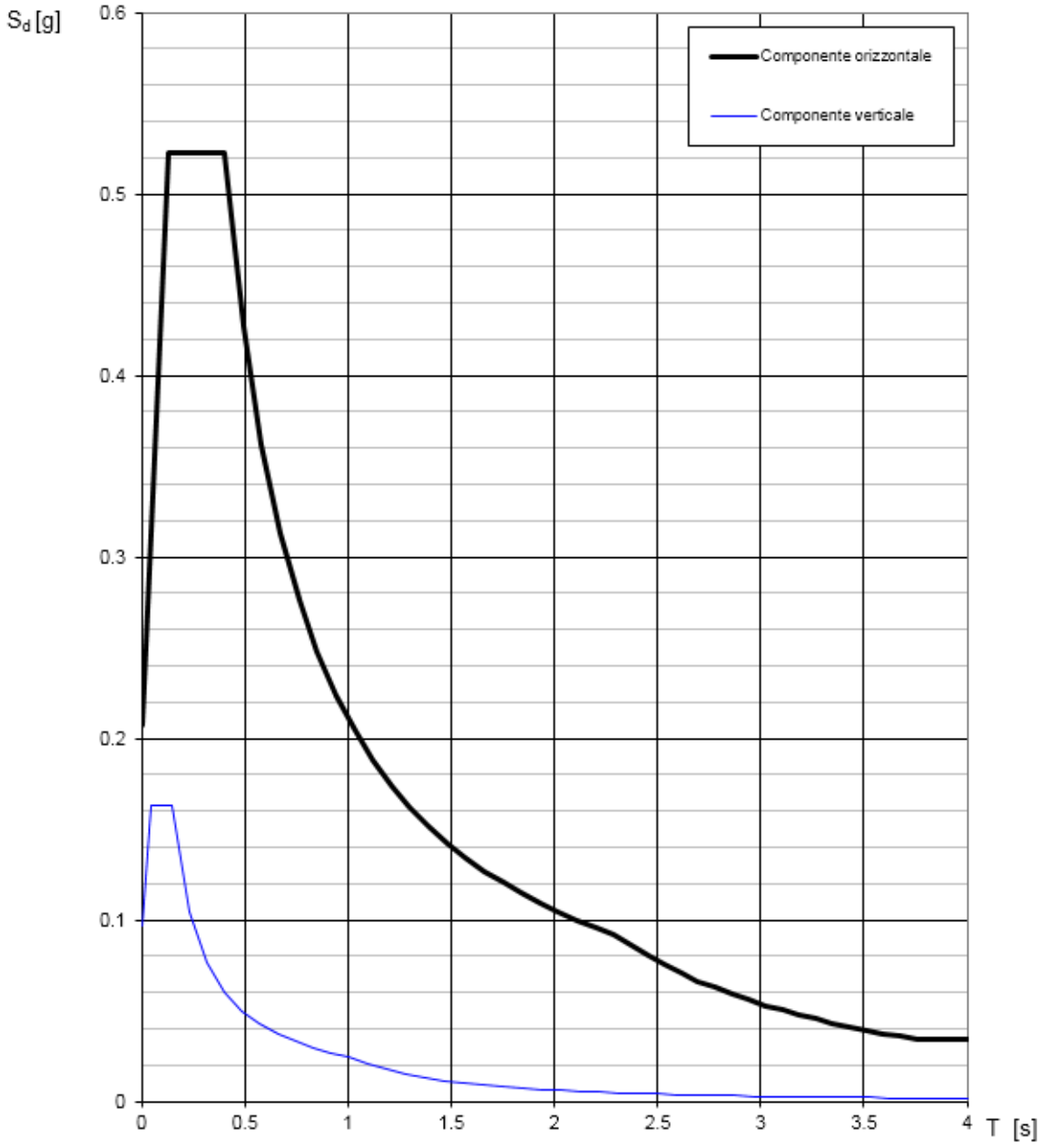
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_{gv}	0.097 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.417
S	1.000
η	0.667

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLC



Si possono, quindi, riepilogare i valori dell'accelerazione sismica di progetto, ovvero della pericolosità sismica di progetto:

- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a SLO: a_g = 0,042 g.
- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a SLD: a_g = 0,054 g.
- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a SLV: a_g = 0,135 g.
- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a SLC: a_g = 0,172 g.
- accelerazione sismica orizzontale massima di progetto a SLV (pericolosità sismica di progetto a SLV): $a_{g,max} = S_s \times S_T \times a_{g(SLV)}$ = 1,2 x 1,0 x 0,135 g ≅ 0,162 g
- accelerazione sismica orizzontale massima di progetto a SLC (pericolosità sismica di progetto a SLC): $a_{g,max} = S_s \times S_T \times a_{g(SLC)}$ = 1,2 x 1,0 x 0,172 g ≅ 0,206 g.

8.4.5 Azione sismica dell'acqua invasata

Gli effetti idrodinamici dell'invaso sono valutati riferendosi al citato D.M. 26 giugno 2014.

Le azioni di inerzia dell'acqua, i cui effetti sono da aggiungere a quelli di inerzia della massa muraria, sono assimilati ad una distribuzione continua di pressioni normali al paramento di monte di intensità:

$$p = a \cdot \rho \cdot c \cdot y_0$$

dove:

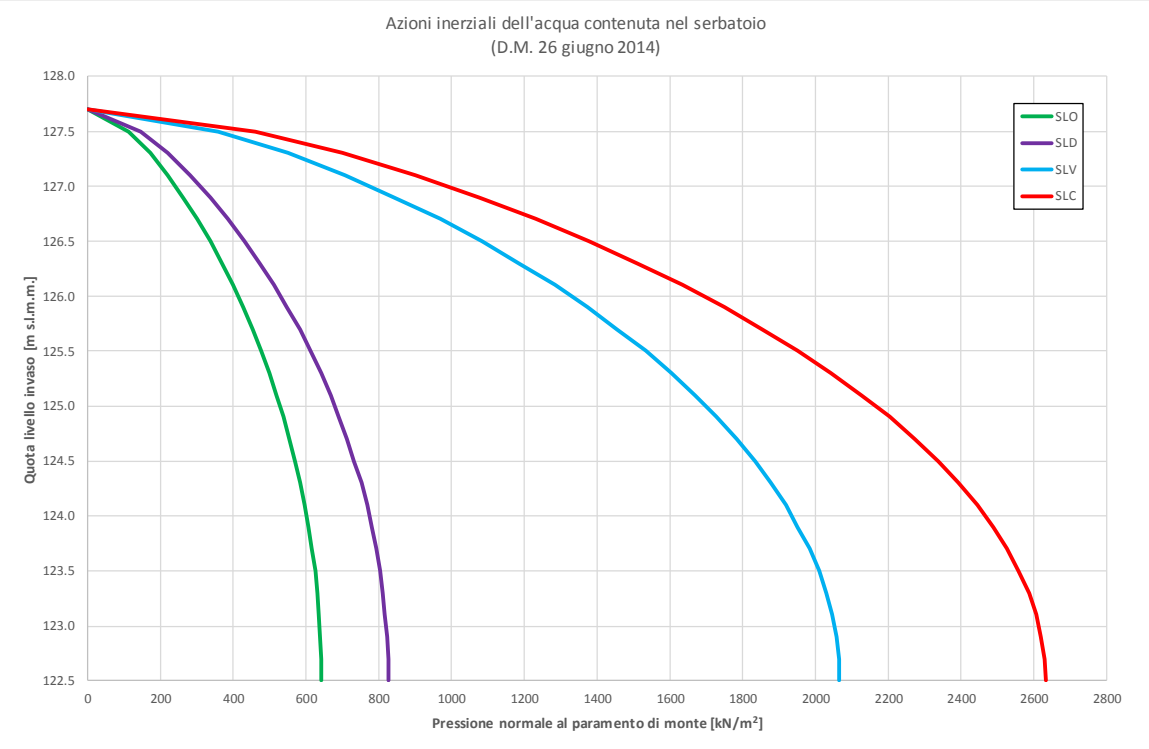
- a è accelerazione orizzontale massima al sito
- ρ è la massa per unità di volume dell'acqua
- y_0 è la differenza fra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto più depresso dell'alveo naturale al piede del paramento. Per quota di massimo invaso si è considerata a favore di sicurezza quella che compete alla portata di massima piena.
- c è espresso pel tramite della funzione:

$$c = \frac{C_m}{2}\left[\frac{y}{y_0}\left(2 - \frac{y}{y_0}\right) + \sqrt{\frac{y}{y_0}\left(2 - \frac{y}{y_0}\right)}\right]$$

in cui y è la differenza fra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto generico del paramento a cui è associata la pressione p sopra indicata e c_m è un coefficiente dipendente dall'angolo α di inclinazione del paramento rispetto alla verticale, nel caso in cui detto angolo α sia superiore a 60° il coefficiente c_m assume il valore 0.3.

Essendo l'angolo α di inclinazione del paramento rispetto alla verticale pari a 63° il valore assunto per il coefficiente c_m è per l'appunto 0.3.

Poichè le accelerazioni massime al sito per ogni stato limite sono state determinate nel capitolo precedente è possibile determinare il valore delle azioni inerziali dell'acqua:



8.5 Combinazioni dei carichi

Il D.M. 17/01/2018 *Aggiornamento delle "Norme tecniche per le Costruzioni"* (NTC18) prescrive l'applicazione di coefficienti parziali per le azioni (A2 per le verifiche geotecniche), per i materiali geotecnici (M2) e per le resistenze (R2). Nella seguente tabella sono individuate le verifiche agli stati limite ultimi effettuate e la combinazione di coefficienti parziali per le azioni e per i parametri geotecnici utilizzata (NTC18 §6.8.2):

Verifiche svolte	Condizioni esaminate			
Stabilità globale	Esercizio	Piena	Rapido svaso	Sisma
Cedimenti	Esercizio			

Filtrazione	Piena

La verifica di stabilità globale è stata condotta secondo la combinazione 2 dell'approccio 1 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti γ_R sulla resistenza globale (R2) sono unitari e le azioni variabili sono amplificate secondo i coefficienti del gruppo A2.

Le verifiche dei cedimenti sono state condotte considerando i parametri ridotti per effetto dei coefficienti del gruppo M2.

Nelle tabelle che seguono si riportano per chiarezza i valori dei vari coefficienti per le verifiche effettuate.

COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI – STABILITA' GLOBALE			
Carichi	Effetto	Coeffiicene Parziale	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0
	Sfavorevole	γ_{G2}	1.0
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0.0
	Sfavorevole	γ_{Q2}	1.3

COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO – STABILITA' GLOBALE E ANALISI DEI CEDIMENTI		
Parametro	**Coefficiente parziale**	**M2**
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio $\sin \varphi'$	$\gamma_{\varphi'}$	1.25
Coesione efficace c'	$\gamma_{c'}$	1.25
Peso dell'unità di volume γ	γ_{γ}	1.00

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche sono state invece eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto (NTC18 §7.11.1).

8.6 Parametri geotecnici di progetto: modello geotecnico

In fase di verifica è stata analizzata la sezione più critica, ovvero la sezione del rilevato con altezza complessiva dal fondo dello scavo al coronamento maggiore.

Le verifiche di stabilità sono state eseguite sia lato invaso, sia lato piano campagna. Poiché il rilevato è costituito da materiale coesivo, le analisi sono state svolte sia con riferimento alle condizioni di breve che di lungo termine considerando diverse combinazioni di carico:

- *Analisi condizione breve termine*
  - Situazione in fase costruttiva, a termine costruzione e a serbatoio vuoto
  - Situazione in presenza di sisma a serbatoio vuoto
  - Situazione a serbatoio pieno con il livello al massimo invaso
  - Situazione in presenza di sisma a serbatoio pieno con il livello al massimo invaso
- *Analisi condizione lungo termine*
  - Invaso vuoto, situazione che si presenta alla fine della stagione irrigua
  - Invaso pieno con il carico del mezzo per le manutenzioni con il livello al massimo invaso
- *Verifica a scorrimento*
  - Condizione statica
  - Condizione dinamica
- *Verifiche agli stati limite di esercizio*
  - Verifiche di ammissibilità dei cedimenti nei terreni di fondazione dell'argine
  - Stima dei tempi di consolidazione
- *Verifiche connesse ai fenomeni di filtrazione*
  - Analisi di filtrazione in condizioni stazionarie riferita al livello di massimo invaso
  - Situazione di rottura interna o sifonamento

8.6.1 Schema del modello geotecnico

Nella Tabella a seguire che segue si riportano i valori dei parametri geotecnici del corpo arginale e dei depositi di fondazione, stimati sulla base dei risultati delle indagini geognostiche effettuate in sito, ridotti mediante l'applicazione dei coefficienti parziali ricordati nei capitoli precedenti; l'angolo di attrito ridotto è calcolato come arcotangente della tangente dell'angolo d'attrito del materiale in sito diviso per $\gamma_{\varphi'}$ (= 1.25).

	Argine/Ringrosso	Cassonetto	Fondazione
Peso secco [kN/m³]	17	17	20
Peso saturo [kN/m³]	19	19	22
C_u [kPa]	40	0.9	---
φ [°]	27	27	31
C' [kPa]	3	0	0

Nella seguente tabella sono riportati i valori dei parametri geotecnici assunti per le verifiche opportunamente divisi per il valore del corrispondente coefficiente parziale γ_M del gruppo M2.

	Argine/Ringrosso	Cassonetto	Fondazione
Peso secco [kN/m³]	17	17	20
Peso saturo [kN/m³]	19	19	22
C_u [kPa]	28.6	0.6	---
φ [°]	22.2	22.2	25.7
C' [kPa]	2.4	0	0

Nella seguente tabella vengono invece elencati i valori di permeabilità per le diverse unità litografiche.

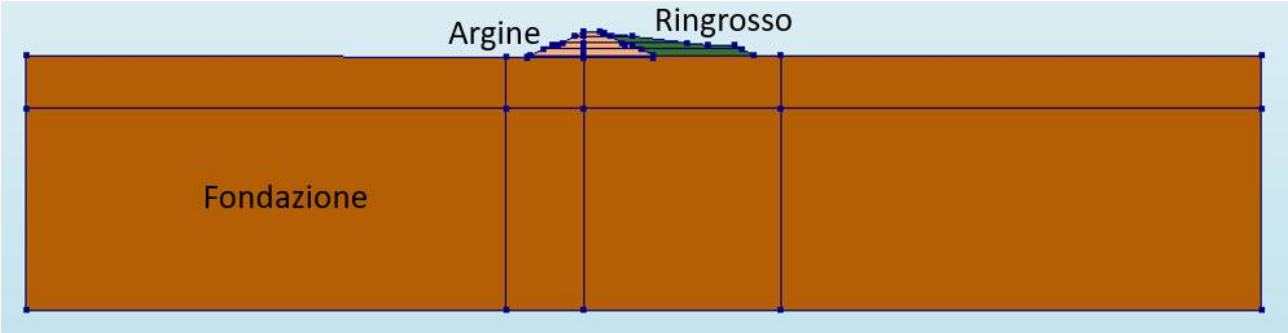
	Argine/Ringrosso	Fondazione
K [m/s]	$1.6 \cdot 10^{-9}$	$4.0 \cdot 10^{-10}$

9 ANALISI DEI RISULTATI DELLA MODELLAZIONE 2D

Trattandosi di rilevato costituito da materiale puramente attritivo, nelle verifiche di stabilità si deve obbligatoriamente supporre uno spessore minimo della massa instabile, al fine di evitare di considerare come critici meccanismi che coinvolgono solo strati centimetrici di materiale.

Le verifiche sotto state condotte tutte accoppiate ad un'analisi di filtrazione in condizioni stazionarie.

E' stata considerata nella modellazione la sezione di massima altezza con la fondazione definita dai vari orizzonti geotecnici identificati. Il modello utilizzato è illustrato nella figura successiva.



Le analisi di stabilità del rilevato arginale in progetto sono state condotte tramite il metodo del *Strength Reduction Factor*, che consiste nell'indurre uno stato di collasso non tramite l'aumento delle forze esterne agenti sul rilevato, ma tramite la riduzione progressiva della resistenza a taglio del materiale per mezzo di un fattore. Il fattore di sicurezza diventa in questo modo il fattore con il quale la resistenza del materiale deve essere ridotta per raggiungere lo stato di collasso.

In particolare, il metodo viene utilizzato per la valutazione della stabilità del rilevato quando si hanno modelli costitutivi tipici della rottura, che contemplano un primo tratto lineare, seguito dalla rottura. In questo modo è possibile passare da valori di resistenza a valori di proprietà meccaniche del materiale, quindi coesione c e angolo di attrito φ.

Raggiunto il collasso, il fattore di sicurezza è dato dal rapporto tra il parametro meccanico iniziale del modello e quello ridotto, che si ha nella fase al limite del collasso.

La valutazione della stabilità del rilevato arginale viene svolta attraverso la determinazione del fattore o coefficiente di sicurezza Fs, definito dal rapporto tra le forze resistenti e le forze trainanti. Le forze resistenti sono rappresentate dalla resistenza al taglio lungo la superficie di rottura e, più in

generale, da tutte le forze agenti lungo la superficie che si oppongono al movimento. Le forze trainanti sono invece rappresentate dalla tensione tangenziale lungo la superficie di rottura e, più in generale, da tutte le forze che favoriscono il movimento presenti lungo la superficie di rottura considerata.

Il rilevato arginale viene considerato globalmente stabile se il fattore di sicurezza, calcolato su una qualsiasi superficie di scorrimento, risulta essere maggiore di 1.1 mentre è localmente stabile se il fattore maggiore di 1.1 è calcolato su superfici di scorrimento su solo una porzione limitata del dominio.

Generalmente, nell'ambito della meccanica del continuo, la verifica di stabilità del versante può essere fatta secondo due approcci, quello dell'equilibrio limite e quello del SRF, ovvero lo *Strength Reduction Factor*.

Nel caso dell'equilibrio limite è fondamentale ipotizzare una superficie di scorrimento, ma nel caso di geometrie o condizioni di terreno particolari questo può essere particolarmente complesso. Per questo motivo la strada più precisa e prestante per software di calcolo al continuo è quella del metodo della *strength reduction* che, a differenza del primo, non richiede ipotesi sulla posizione o forma della superficie di scorrimento. Nell'applicazione di questo metodo, il sistema geotecnico viene inizialmente considerato nelle proprie condizioni geometriche e le proprietà dei terreni sono quelle caratteristiche corrispondenti alle rilevazioni in sito. Successivamente, vengono svolte analisi di stabilità sullo stesso modello con parametri di resistenza c e φ progressivamente ridotti. In questo modo si raggiunge la situazione di collasso del rilevato a causa della scarsa resistenza a taglio.

Raggiunto il collasso, il fattore di sicurezza è dato dal rapporto tra il parametro meccanico iniziale del modello e quello ridotto, che si ha nella fase al limite del collasso.

9.1 Analisi condizione breve termine

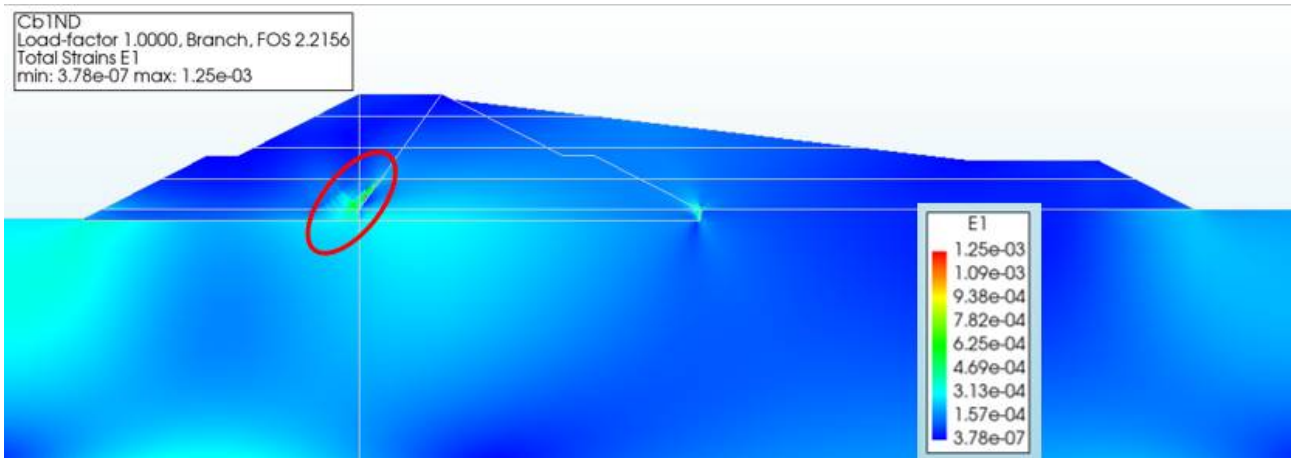
Nelle analisi in condizioni non drenate la resistenza al taglio è espressa in funzione della pressione totale e il criterio di rottura è funzione del parametro coesione non drenata c_u.

Le analisi di stabilità sono state condotte sia in condizioni statiche che dinamiche.

La grande utilità nell'utilizzo del metodo dello *Strength Reduction Factor* descritto risiede nel fatto che è un approccio al continuo e quindi l'operazione di abbattimento dei parametri meccanici viene fatta su tutto il modello, senza che l'utente debba definire una regione da indagare. Quindi, nonostante l'analisi sia più lenta rispetto a un equilibrio limite, il metodo del SRF è più completo. Infatti, una volta conclusa l'analisi con l'utilizzo del metodo SRF, l'equilibrio sarà soddisfatto ovunque, non solo su alcune regioni, e le tensioni e le deformazioni su tutto il modello faranno parte della soluzione.

9.1.1 Situazione a termine costruzione e a serbatoio vuoto

I risultati dell'analisi che in questo caso considera solo come azione agente il peso proprio del rilevato al termine della costruzione sono espressi dalla distribuzione degli incrementi di deformazione su tutto il modello rappresentati graficamente in scala cromatica.



L'analisi di stabilità del rilevato arginale ha restituito un valore del fattore di sicurezza per la scarpa lato invaso pari a:

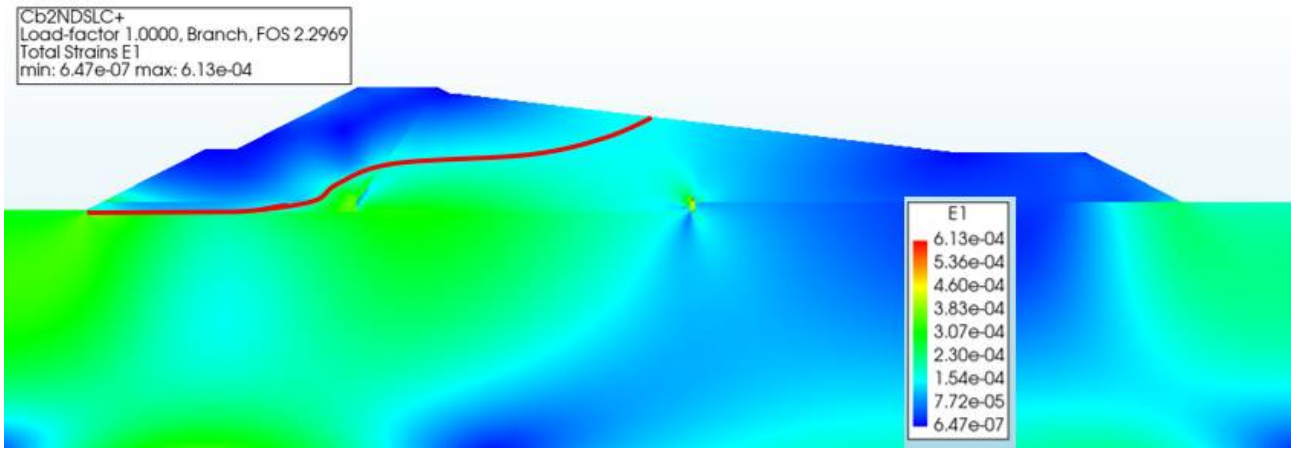
$$F_S = 2.215$$

Siccome il software di calcolo utilizzato fornisce come risultato il rapporto $F_S = E_d / R$, la verifica risulta soddisfatta essendo questo rapporto $\geq \gamma_R = 1.1$. Il fattore di sicurezza della scarpa lato

campagna risulta superiore a 3. Le zone di deformazione plastica risultano localizzate e non mostrano una tendenza a pervenire all'unione tra di loro, non permettendo la formazione di una superficie di scivolamento e del conseguente cinematismo collegato sia nella scarpa lato invaso sia in quella lato campagna.

9.1.2 Situazione in presenza di sisma a serbatoio vuoto

I risultati dell'analisi, che in questo caso considera come azione agente il peso proprio del rilevato e l'azione sismica, sono espressi dalla distribuzione degli incrementi di deformazione su tutto il modello rappresentati graficamente in scala cromatica.



L'analisi di stabilità del rilevato arginale ha restituito un valore del fattore di sicurezza per la scarpa lato invaso pari a:

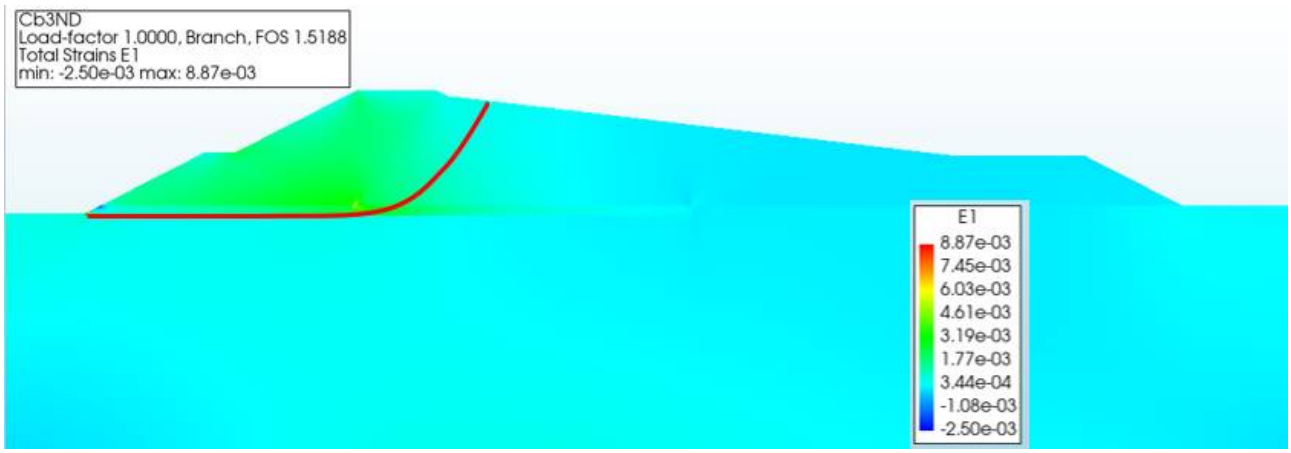
$$F_S = 2.297$$

Siccome il software di calcolo utilizzato fornisce come risultato il rapporto $F_S = E_d / R$, la verifica risulta soddisfatta essendo questo rapporto $\geq \gamma_R = 1.2$.

Il fattore di sicurezza della scarpa lato campagna risulta superiore a 3. Le zone di deformazione plastica risultano unite in modo da formare una superficie di scivolamento critica e del conseguente cinematismo roto-traslazionale collegato che inizia alla sommità del sistema geotecnico e termina al piede della scarpa lato invaso. Nella scarpa lato campagna non si rileva la formazione di meccanismi di rottura.

9.1.3 Situazione a serbatoio al livello al massimo invaso

I risultati dell'analisi, che in questo caso considera come azione agente il peso proprio del rilevato e l'azione della spinta idrostatica, sono espressi dalla distribuzione degli incrementi di deformazione su tutto il modello rappresentati graficamente in scala cromatica.



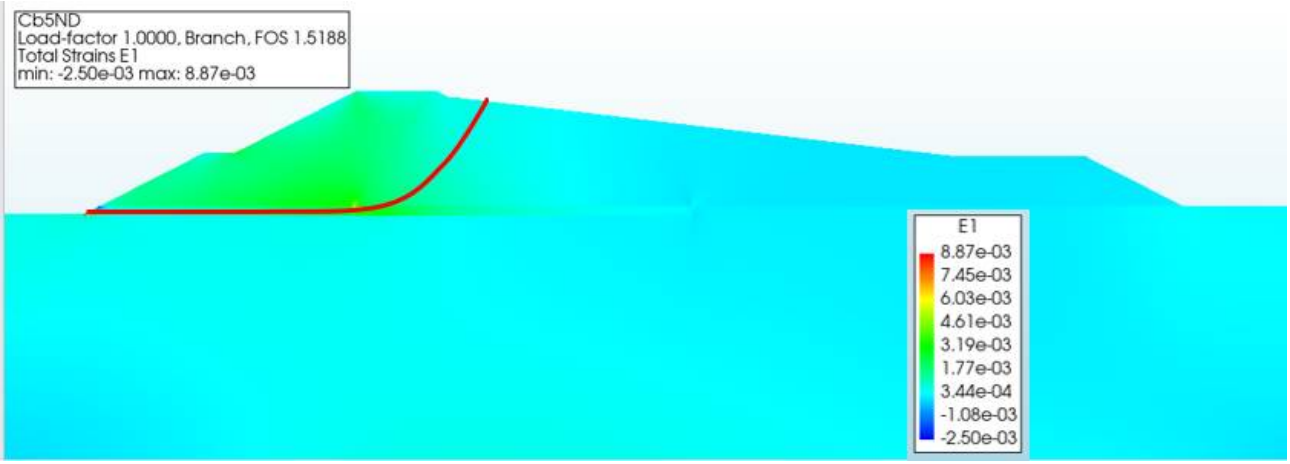
L'analisi di stabilità del rilevato arginale ha restituito un valore del fattore di sicurezza per la scarpa lato invaso pari a:

$$F_S = 1.518$$

Siccome il software di calcolo utilizzato fornisce come risultato il rapporto $F_S = E_d / R$, la verifica risulta soddisfatta essendo questo rapporto $\geq \gamma_R = 1.1$.

Il fattore di sicurezza della scarpa lato campagna risulta superiore a 3. Le zone di deformazione plastica risultano unite in modo da formare una superficie di scivolamento critica e del conseguente cinematismo roto-traslazionale collegato che inizia alla sommità del sistema geotecnico e termina al piede della scarpa lato invaso. Nella scarpa lato campagna non si rileva la formazione di meccanismi di rottura.

Risultati analoghi si ottengono considerando agente oltre ai succitati carichi il sovraccarico dovuto al mezzo di servizio agente sul rilevato.



L'analisi di stabilità del rilevato arginale ha restituito un valore del fattore di sicurezza per la scarpa lato invaso pari a:

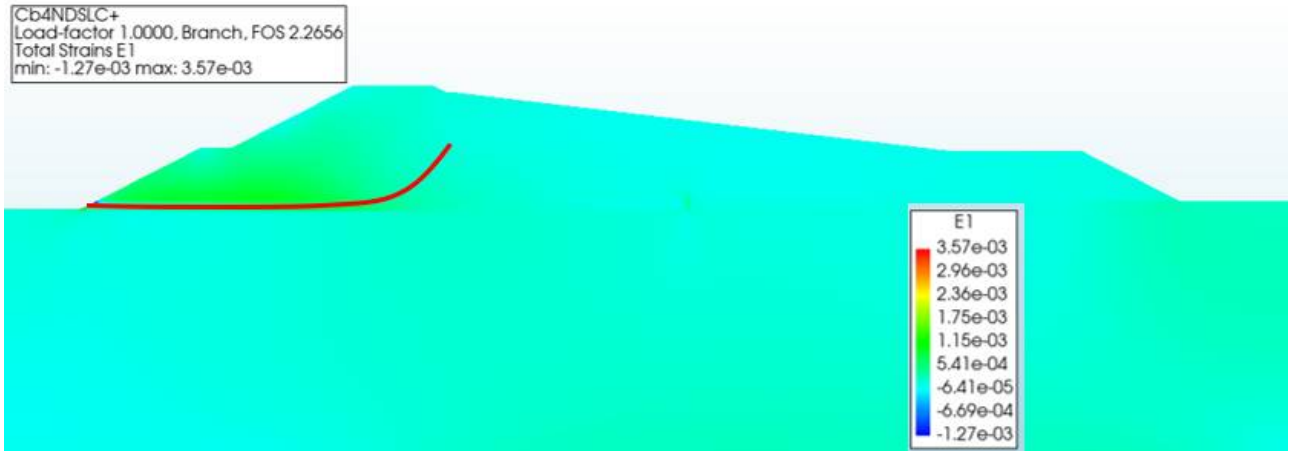
$$F_S = 1.518$$

Siccome il software di calcolo utilizzato fornisce come risultato il rapporto $F_S = E_d / R$, la verifica risulta soddisfatta essendo questo rapporto $\geq \gamma_R = 1.1$.

Il fattore di sicurezza della scarpa lato campagna risulta superiore a 3. Le zone di deformazione plastica risultano unite in modo da formare una superficie di scivolamento critica e del conseguente cinematismo roto-traslazionale collegato che inizia alla sommità del sistema geotecnico e termina al piede della scarpa lato invaso. Nella scarpa lato campagna non si rileva la formazione di meccanismi di rottura.

9.1.4 Situazione in presenza di sisma a serbatoio pieno con il livello al massimo invaso

I risultati dell'analisi, che in questo caso considera come azione agente il peso proprio del rilevato, l'azione della spinta idrostatica e l'azione sismica comprensiva degli effetti idrodinamici, sono espressi dalla distribuzione degli incrementi di deformazione su tutto il modello rappresentati graficamente in scala cromatica.



L'analisi di stabilità del rilevato arginale ha restituito un valore del fattore di sicurezza per la scarpa lato invaso pari a:

$$F_S = 2.265$$

Siccome il software di calcolo utilizzato fornisce come risultato il rapporto $F_S = E_d / R$, la verifica risulta soddisfatta essendo questo rapporto $\geq \gamma_R = 1.2$.

Il fattore di sicurezza della scarpa lato campagna risulta superiore a 3. Le zone di deformazione plastica risultano localizzate e non mostrano una tendenza a pervenire all'unione tra di loro, non permettendo la formazione di una superficie di scivolamento e del conseguente cinematismo collegato della scarpa lato invaso. Nella scarpa lato campagna non si rileva la formazione di meccanismi di rottura.

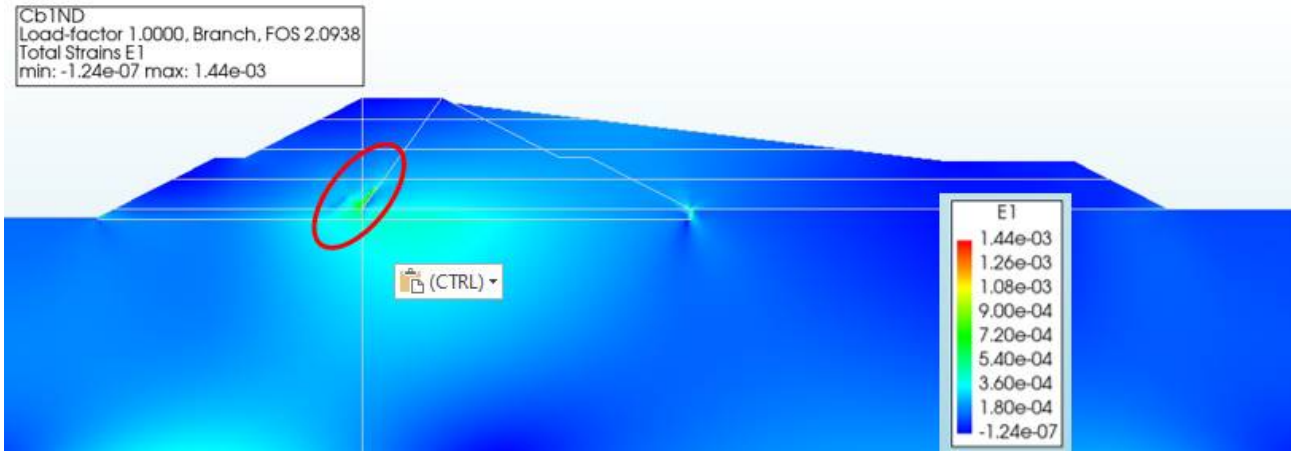
9.2 Analisi condizione lungo termine

Le analisi in condizioni drenate sono state svolte utilizzando come criterio di rottura il criterio di Mohr-Coulomb, funzione dell'angolo d'attrito e della coesione effettiva del materiale.

Le analisi di stabilità sono state condotte sia in condizioni statiche che dinamiche.

9.2.1 Situazione a fine stagione irrigua con invaso vuoto

I risultati dell'analisi che in questo caso considera solo come azione agente il peso proprio del rilevato al termine della costruzione sono espressi dalla distribuzione degli incrementi di deformazione su tutto il modello rappresentati graficamente in scala cromatica.



L'analisi di stabilità del rilevato arginale ha restituito un valore del fattore di sicurezza per la scarpa lato invaso pari a:

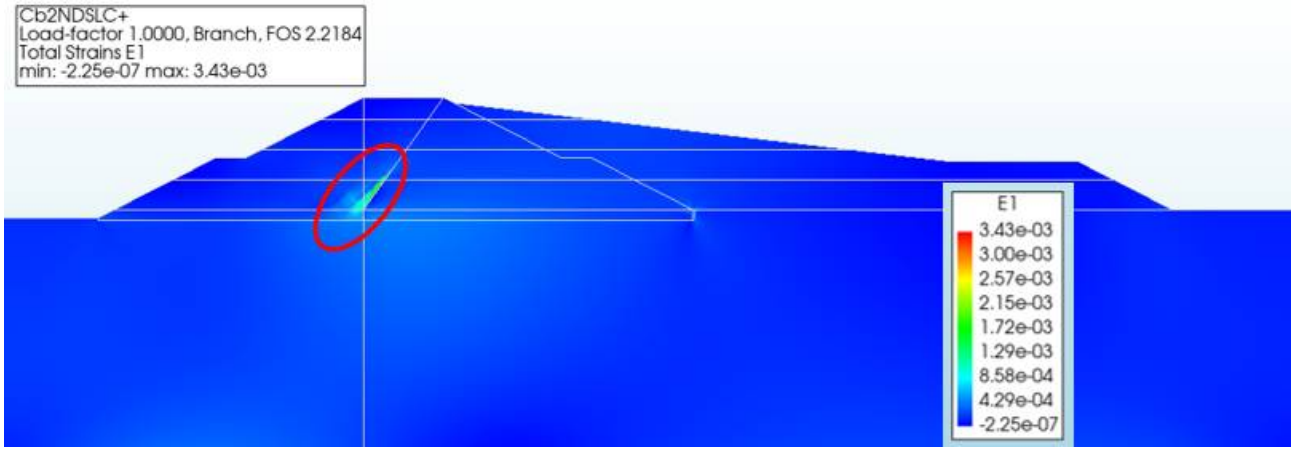
$$F_S = 2.093$$

Siccome il software di calcolo utilizzato fornisce come risultato il rapporto $F_S = E_d / R$, la verifica risulta soddisfatta essendo questo rapporto $\geq \gamma_R = 1.1$.

Il fattore di sicurezza della scarpa lato campagna risulta superiore a 3. Le zone di deformazione plastica risultano localizzate e non mostrano una tendenza a pervenire all'unione tra di loro, non permettendo la formazione di una superficie di scivolamento e del conseguente cinematismo collegato.

9.2.2 Situazione in presenza di sisma a serbatoio vuoto

I risultati dell'analisi, che in questo caso considera come azione agente il peso proprio del rilevato e l'azione sismica, sono espressi dalla distribuzione degli incrementi di deformazione su tutto il modello rappresentati graficamente in scala cromatica.



L’analisi di stabilità del rilevato arginale ha restituito un valore del fattore di sicurezza per la scarpa lato invaso pari a:

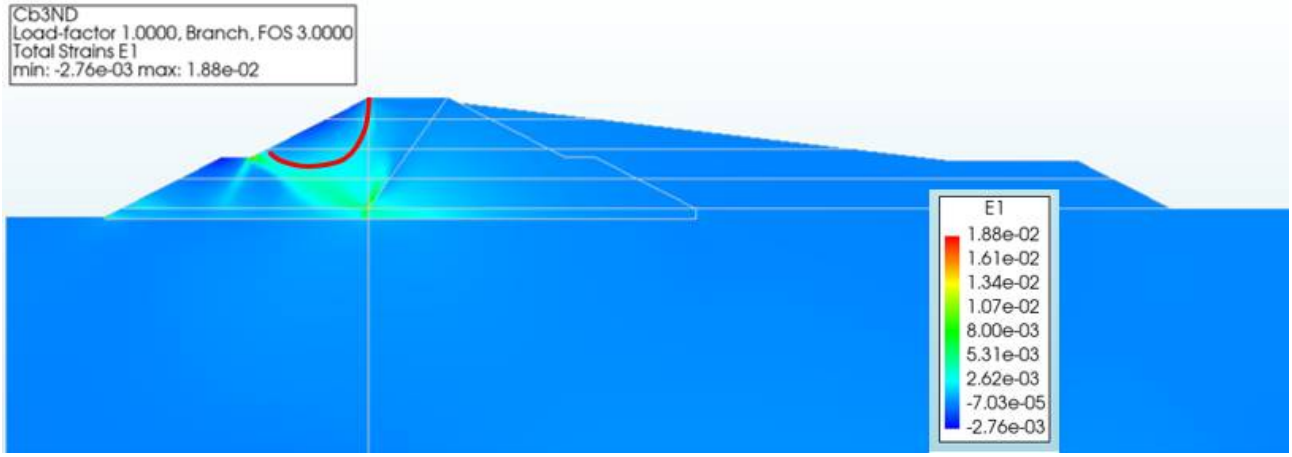
$$F_S = 2.218$$

Siccome il software di calcolo utilizzato fornisce come risultato il rapporto $F_S = E_d / R$, la verifica risulta soddisfatta essendo questo rapporto $\geq \gamma_R = 1.2$.

Il fattore di sicurezza della scarpa lato campagna risulta superiore a 3. Le zone di deformazione plastica risultano localizzate e non mostrano una tendenza a pervenire all’unione tra di loro, non permettendo la formazione di una superficie di scivolamento e del conseguente cinematismo collegato.

9.2.3 Situazione a serbatoio al livello al massimo invaso

I risultati dell’analisi, che in questo caso considera come azione agente il peso proprio del rilevato e l’azione della spinta idrostatica, sono espressi dalla distribuzione degli incrementi di deformazione su tutto il modello rappresentati graficamente in scala cromatica.



L’analisi di stabilità del rilevato arginale ha restituito un valore del fattore di sicurezza per la scarpa lato invaso pari a:

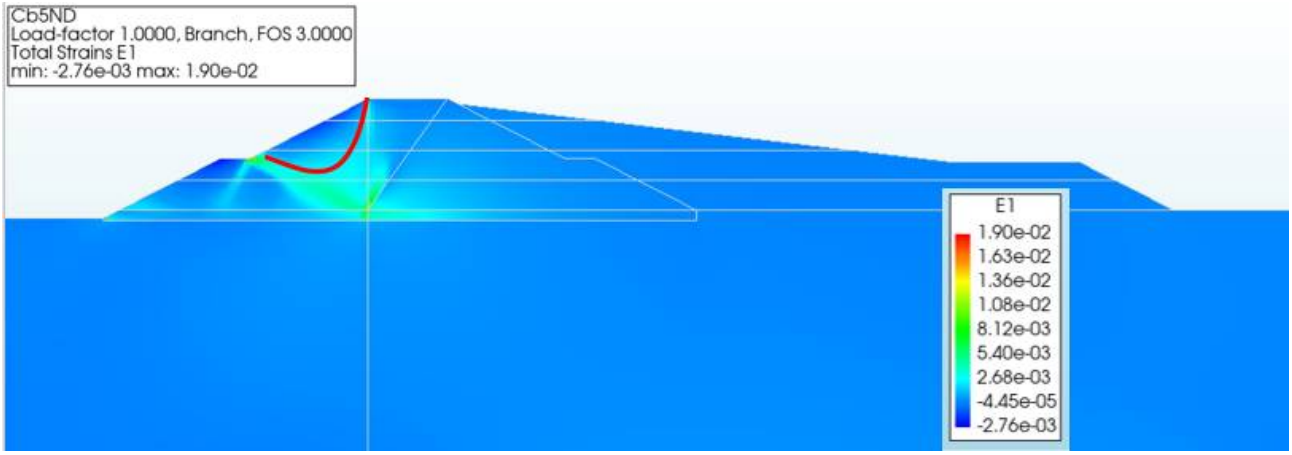
$$F_S = 3.000$$

Siccome il software di calcolo utilizzato fornisce come risultato il rapporto $F_S = E_d / R$, la verifica risulta soddisfatta essendo questo rapporto $\geq \gamma_R = 1.1$.

Il fattore di sicurezza della scarpa lato campagna risulta superiore a 3. Le zone di deformazione plastica risultano unite in modo da formare una superficie di scivolamento critica e del conseguente

cinematismo roto-traslazionale collegato che inizia alla sommità del sistema geotecnico e termina al piede della scarpa della prima banca lato invaso. Nella scarpa lato campagna non si rileva la formazione di meccanismi di rottura.

Risultati analoghi si ottengono considerando agente oltre ai succitati carichi il sovraccarico dovuto al mezzo di servizio agente sul rilevato.



L'analisi di stabilità del rilevato arginale ha restituito un valore del fattore di sicurezza per la scarpa lato invaso pari a:

$$F_S = 3.000$$

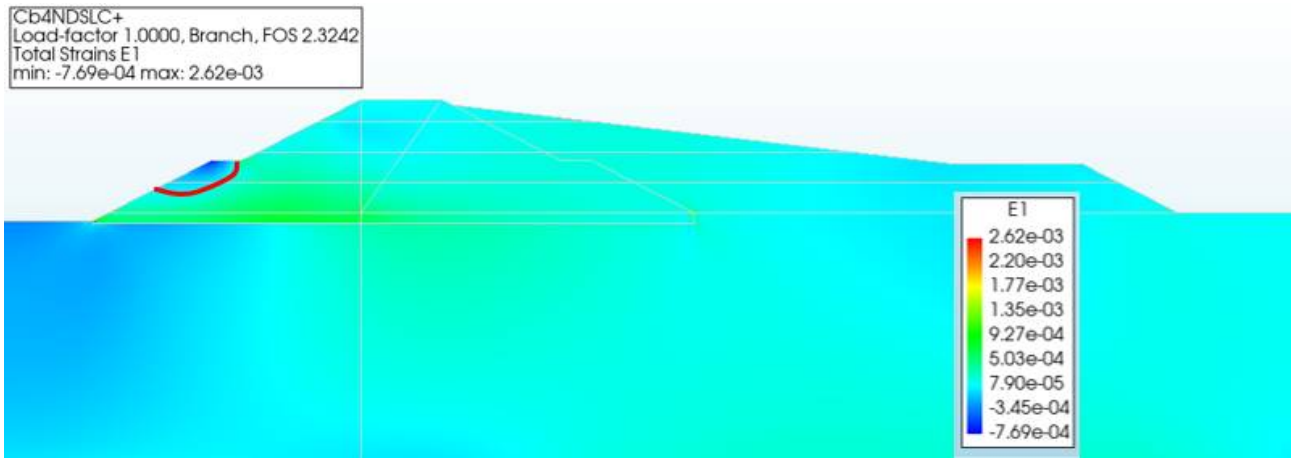
Siccome il software di calcolo utilizzato fornisce come risultato il rapporto $F_S = E_d / R$, la verifica risulta soddisfatta essendo questo rapporto $\geq \gamma_R = 1.1$.

Il fattore di sicurezza della scarpa lato campagna risulta superiore a 3. Le zone di deformazione plastica risultano unite in modo da formare una superficie di scivolamento critica e del conseguente cinematismo roto-traslazionale collegato che inizia alla sommità del sistema geotecnico e termina al piede della scarpa della prima banca lato invaso. Nella scarpa lato campagna non si rileva la formazione di meccanismi di rottura.

9.2.4 Situazione in presenza di sisma a serbatoio pieno con il livello al massimo invaso

I risultati dell'analisi, che in questo caso considera come azione agente il peso proprio del rilevato, l'azione della spinta idrostatica e l'azione sismica comprensiva degli effetti idrodinamici, sono espressi dalla distribuzione degli incrementi di deformazione su tutto il modello rappresentati

graficamente in scala cromatica.



L'analisi di stabilità del rilevato arginale ha restituito un valore del fattore di sicurezza per la scarpa lato invaso pari a:

$$F_S = 2.324$$

Siccome il software di calcolo utilizzato fornisce come risultato il rapporto $F_S = E_d / R$, la verifica risulta soddisfatta essendo questo rapporto $\geq \gamma_R = 1.2$.

Il fattore di sicurezza della scarpa lato campagna risulta superiore a 3. Le zone di deformazione plastica risultano unite in modo da formare una superficie di scivolamento critica e del conseguente cinematismo rotazionale collegato che inizia alla sommità del sistema geotecnico e termina al piede della scarpa lato invaso. Nella scarpa lato campagna non si rileva la formazione di meccanismi di rottura.

9.3 Verifica a scorrimento

In fase di verifica sono state condotte le verifiche di scorrimento del rilevato arginale sia in condizioni statiche che dinamiche. La verifica a scorrimento è stata fatta con riferimento alla condizione d'invaso pieno che rispetto al meccanismo considerato rappresenta la situazione peggiore.

Le verifiche in condizione statica sono state condotte con l'Approccio 1 combinazione 2 delle NTC18 A2+M2+R2.

La verifica richiede che $E_d < R_d$ dove si intende con E_d azioni di progetto che gravano sull'opera, mentre con R_d resistenze di progetto. Il termine R_d la verifica a scorrimento viene calcolato come segue:

$$R_d = \frac{N \ \tan \delta}{\gamma_R}$$

dove:

- N rappresenta la sommatoria di tutte le forze stabilizzanti
- δ è l'angolo d'attrito tra il rilevato e il terreno di fondazione calcolato come $2/3\,\varphi_{fondazione}$
- γ_R è il coefficiente di normativa per le verifiche a scorrimento.

9.3.1 Condizione statica

I risultati dell'analisi, che in questo caso considera come azione agente il peso proprio del rilevato e l'azione della spinta idrostatica, sono espressi dalla distribuzione degli sforzi normali e tangenziali agenti al contatto rilevato arginale-fondazione.

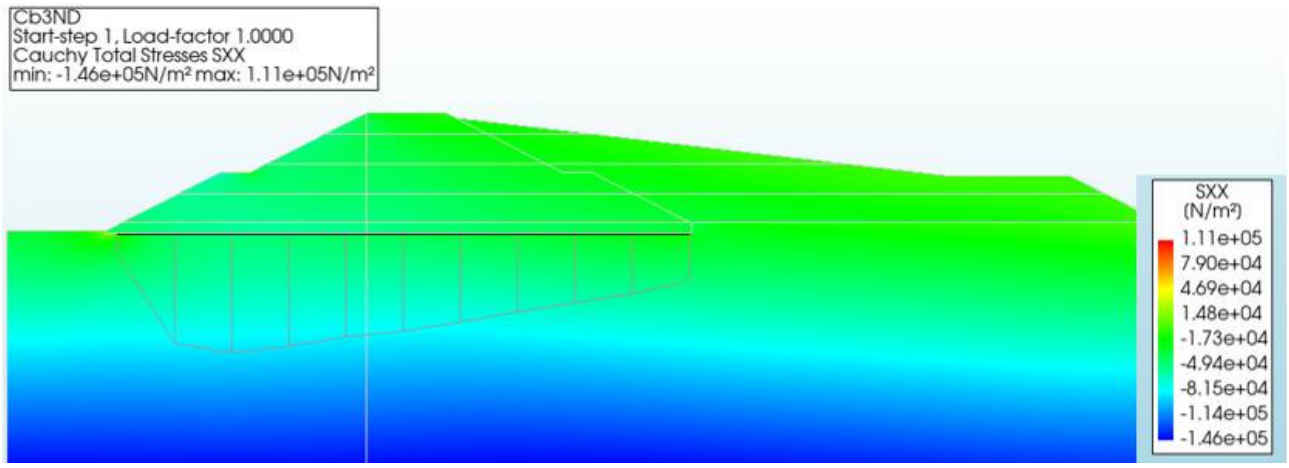
Integrando sul contatto i valori degli sforzi sono stati ricavati i valori delle azioni agenti e conseguentemente valutato il fattore di sicurezza.

Di seguito si riportano i risultati in scala cromatica dell'analisi statica esprimenti rispettivamente la distribuzione delle tensioni normali e tangenziali agenti al piano di fondazione.

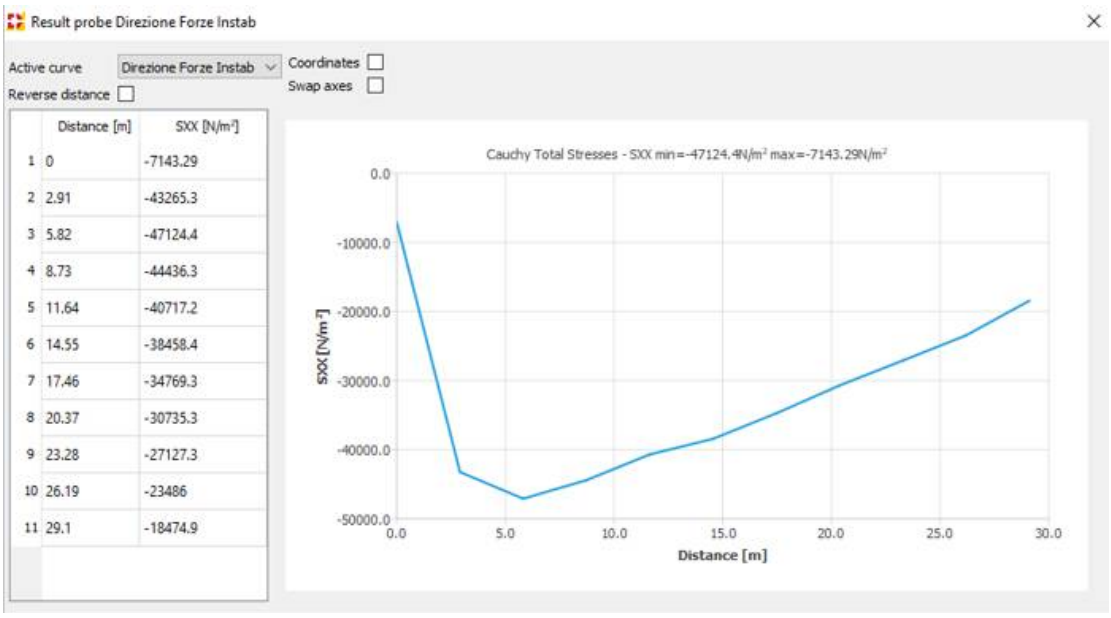
- ***Sforzi instabilizzanti agenti in direzione parallela al contatto rilevato-terreno di***

fondazione

Distribuzione degli sforzi al contatto

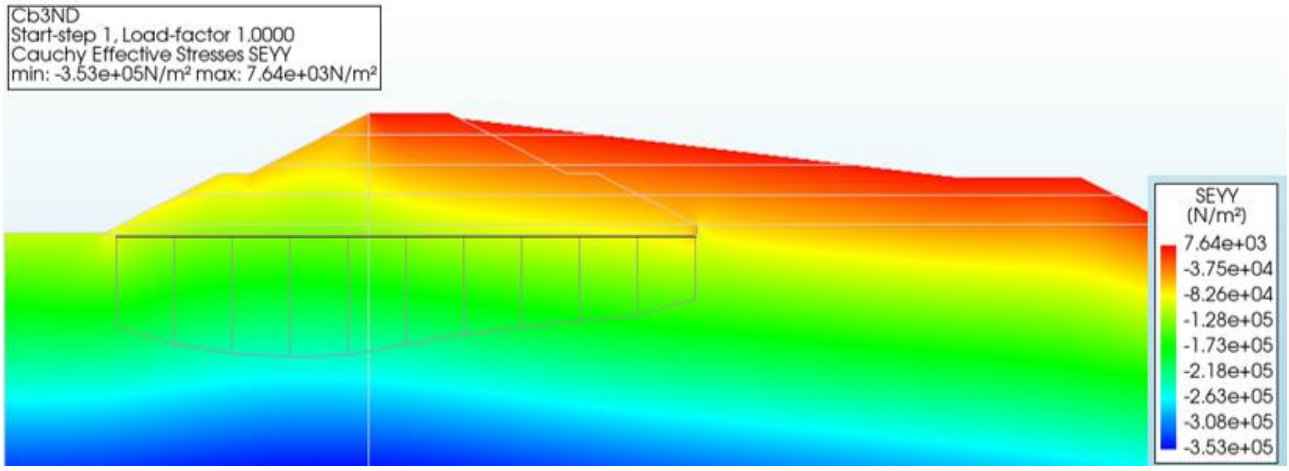


Estrazione dei valori degli sforzi al contatto

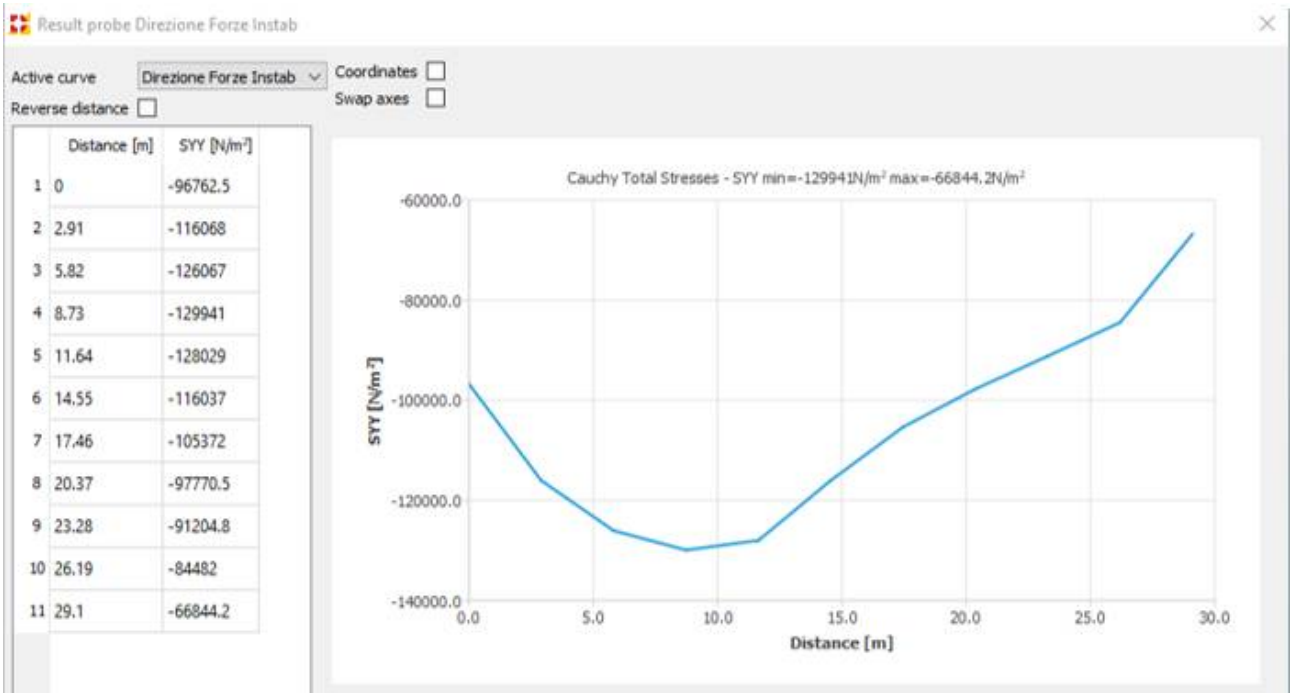


- ***Sforzi stabilizzanti agenti in direzione perpendicolare al contatto rilevato-terreno di fondazione***

Distribuzione degli sforzi al contatto



Estrazione dei valori degli sforzi al contatto



- ***Calcolo del fattore di sicurezza allo scorrimento***

Tensioni stabilizzanti			Tensioni instabilizzanti	
Distanza [m]	SYY [N/m²]		Distanza [m]	SXX [N/m²]
0.00	-96763		0.00	-7143
2.91	-116068		2.91	-43265
5.82	-126067		5.82	-47124
8.73	-129941		8.73	-44436
11.64	-128029		11.64	-40717
14.55	-116037		14.55	-38458
17.46	-105372		17.46	-34769
20.37	-97771		20.37	-30735
23.28	-91205		23.28	-27127
26.19	-84482		26.19	-23486
29.10	-66844		29.10	-18475

Distanza [m]	Valore medio SYY tra due intervalli consecutivi [N/m²]	Forza agente in direzione normale alla fondazione [N/m]		Distanza [m]	Valore medio SXX tra due intervalli consecutivi [N/m²]	Forza agente in direzione tangenziale alla fondazione [N/m]
2.910	106415	309668		2.910	25204	73344
2.910	121068	352306		2.910	45195	131517
2.910	128004	372492		2.910	45780	133221
2.910	128985	375346		2.910	42577	123898
2.910	122033	355116		2.910	39588	115200
2.910	110705	322150		2.910	36614	106546
2.910	101571	295572		2.910	32752	95309
2.910	94488	274959		2.910	28931	84190
2.910	87843	255624		2.910	25307	73642
2.910	75663	220180		2.910	20980	61053
	N	**3133414**			**Ed**	**997922**

Cautelativamente la verifica a scorrimento è stata condotta considerando l'angolo di attrito δ tra il rilevato e il terreno di fondazione caratterizzandolo sia in riferimento al materiale del terreno di fondazione ($\varphi_{fondazione} = 25.7$) sia in riferimento al materiale di formazione del corpo arginale ($\varphi_{argine} = 22.2$).

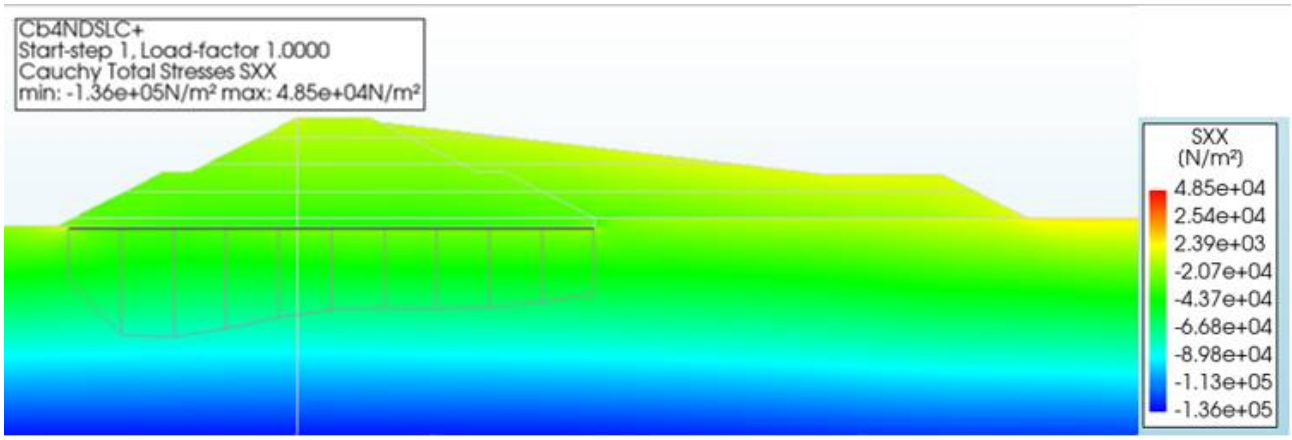
angolo d'attrito materiale caratterizzante la fondazione	25.7		22.2	[°]
angolo d'attrito tra il rilevato ed il terreno di fondazione	0.44855		0.38746	[rad]
γ_R	1.1		1.1	[---]
E_d	997922		997922	[N/m]
N	3133414		3133414	[N/m]
R_d	1370919		1162475	[N/m]
R_d/E_d	**1.37**		**1.16**	**[---]**

La verifica è soddisfatta con un F_S pari a 1.16.

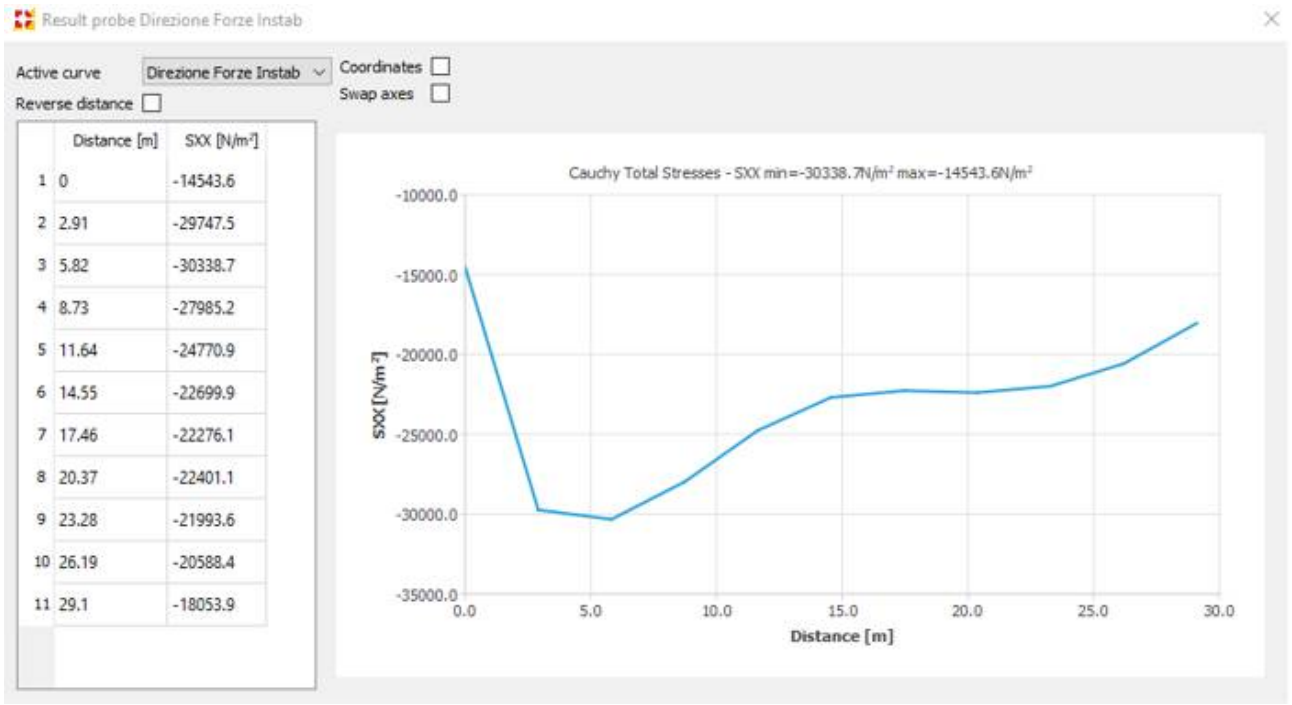
9.3.2 Condizione dinamica

- ***Sforzi instabilizzanti agenti in direzione parallela al contatto rilevato-terreno di fondazione***

Distribuzione degli sforzi al contatto

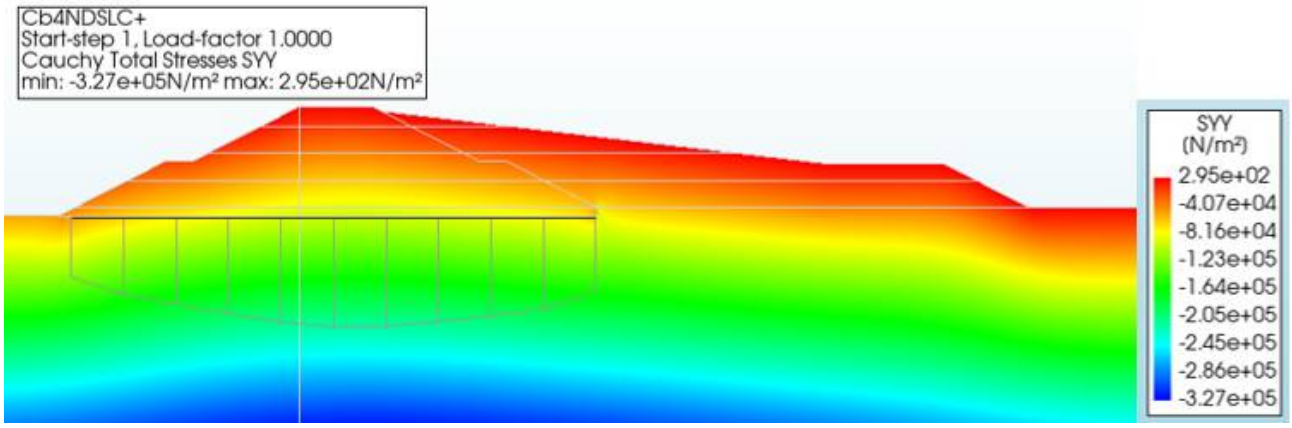


Estrazione dei valori degli sforzi al contatto

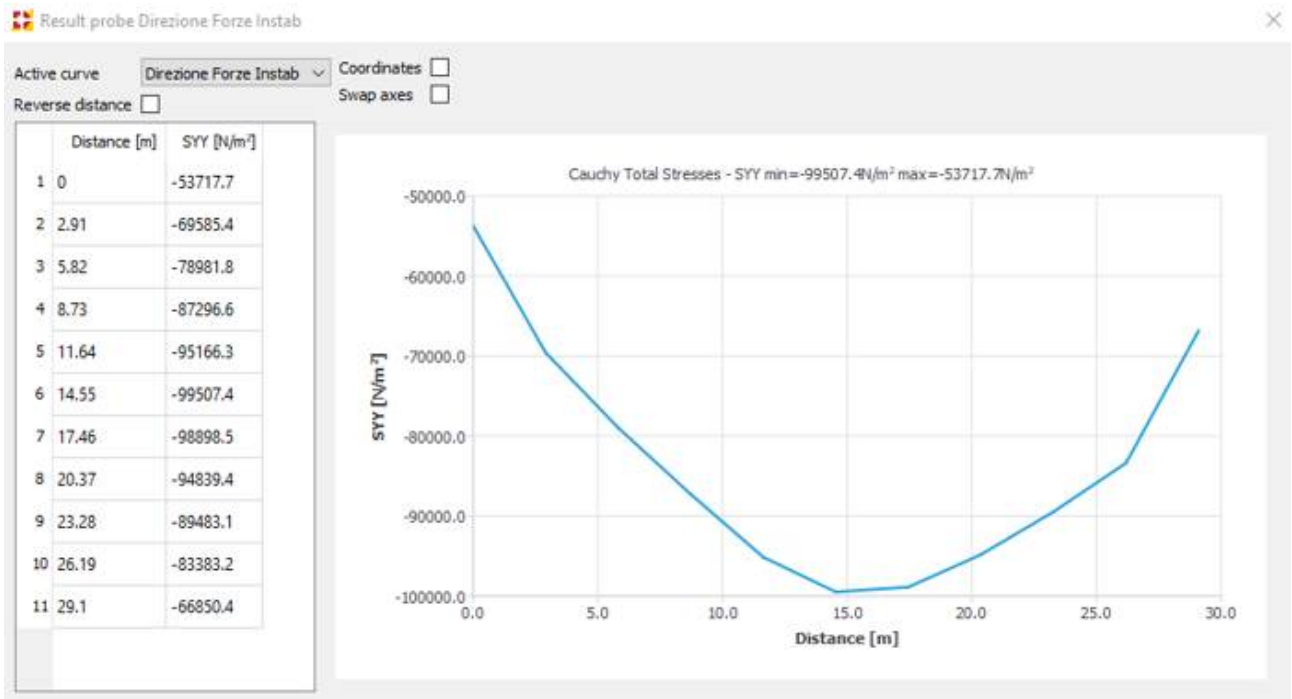


- ***Sforzi stabilizzanti agenti in direzione perpendicolare al contatto rilevato-terreno di fondazione***

Distribuzione degli sforzi al contatto



Estrazione dei valori degli sforzi al contatto



- ***Calcolo del fattore di sicurezza allo scorrimento***

Tensioni stabilizzanti			Tensioni instabilizzanti	
Distanza [m]	SYY [N/m²]		Distanza [m]	SXX [N/m²]
0.00	-53718		0.00	-14544
2.91	-69585		2.91	-29748
5.82	-78982		5.82	-30339
8.73	-87297		8.73	-27985
11.64	-95166		11.64	-24771
14.55	-99507		14.55	-22700
17.46	-98899		17.46	-22276
20.37	-94839		20.37	-22401
23.28	-89483		23.28	-21994
26.19	-83383		26.19	-20588
29.10	-66850		29.10	-18054

Distanza [m]	Valore medio SYY tra due intervalli consecutivi [N/m²]	Forza agente in direzione normale alla fondazione [N/m]		Distanza [m]	Valore medio SXX tra due intervalli consecutivi [N/m²]	Forza agente in direzione tangenziale alla fondazione [N/m]
2.910	61652	179406		2.910	22146	64444
2.910	74284	216165		2.910	30043	87425
2.910	83139	241935		2.910	29162	84861
2.910	91231	265484		2.910	26378	76760
2.910	97337	283250		2.910	23735	69070
2.910	99203	288681		2.910	22488	65440
2.910	96869	281889		2.910	22339	65005
2.910	92161	268189		2.910	22197	64594
2.910	86433	251520		2.910	21291	61957
2.910	75117	218590		2.910	19321	56225
	N	**2495109**			**Ed**	**695781**

Cautelativamente la verifica a scorrimento è stata condotta considerando l'angolo di attrito δ tra il rilevato e il terreno di fondazione caratterizzandolo sia in riferimento al materiale del terreno di fondazione ($\varphi_{fondazione} = 25.7$) sia in riferimento al materiale di formazione del corpo arginale ($\varphi_{argine} = 22.2$).

angolo d'attrito materiale caratterizzante la fondazione	25.7		22.2	[°]
angolo d'attrito tra il rilevato ed il terreno di fondazione	0.44855		0.38746	[rad]
γ_R	1.1		1.1	[---]
E_d	695781		695781	[N/m]
N	2495109		2495109	[N/m]
R_d	1091650		925668	[N/m]
R_d/E_d	**1.57**		**1.33**	**[---]**

La verifica è soddisfatta con un F_S pari a 1.33.

9.4 Verifiche SLU – Portanza del rilevato

Partendo dalle tensioni efficaci verticali che il rilevato scarica sul terreno, mediante il calcolo del carico limite mediante la formula trinomia di Terzaghi, è stata condotta una verifica di portanza, confrontando la pressione indotta dal rilevato con il carico limite q_{lim} del terreno.

Dall'analisi FEM è stato ricavato il grafico che riporta le pressioni totali alla quota del piano campagna indotte dalla costruzione del rilevato; al termine del processo di consolidazione le pressioni totali corrispondono alle pressioni efficaci. È stato quindi confrontato il valore massimo della pressione con la portanza del rilevato calcolata secondo la Formula Trinomia di Terzaghi, come illustrato in seguito.

Nel seguito si procede alla verifica di portanza del rilevato arginale applicando l'approccio 2 - A1+M1+R3 (R3=2.3), calcolando il valore del carico limite con la Formula Trinomia di Terzaghi:

$$q_{lim} = \frac{1}{2}\gamma' B\, N_\gamma + c'\, N_c + \gamma'\, D\, N_q$$

dove:

γ' peso di volume alleggerito ($\gamma_{sat} - \gamma_w$)

c' coesione efficace del terreno

B larghezza della fondazione

N_γ, N_c, N_q fattori di capacità portante funzione dell'angol odi resistenza al taglio

Nel calcolo della capacità portate si è considerato nullo il contributo della coesione efficace del terreno ponendo $c' = 0\ [kPa]$, si è considerato l'angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 25.7°$, i coefficienti di portanza alla Terzaghi e si è posto il termine D pari a 0. La falda è stata considerata cautelativamente prossima al piano campagna, viene utilizzato pertanto il peso di volume immerso del terreno γ'.

Il valore del carico limite risulta essere pari a:

$$q_{lim} = N_q\, \gamma'\, D + N_c\, c + N_\gamma\, \gamma'\, \frac{B}{2} = N_q\, \gamma'\, D + N_c\, c + N_\gamma\, \gamma'\, \frac{B}{2} = 0 + 0 + 10\ (22 - 10)\ \frac{29}{2}$$

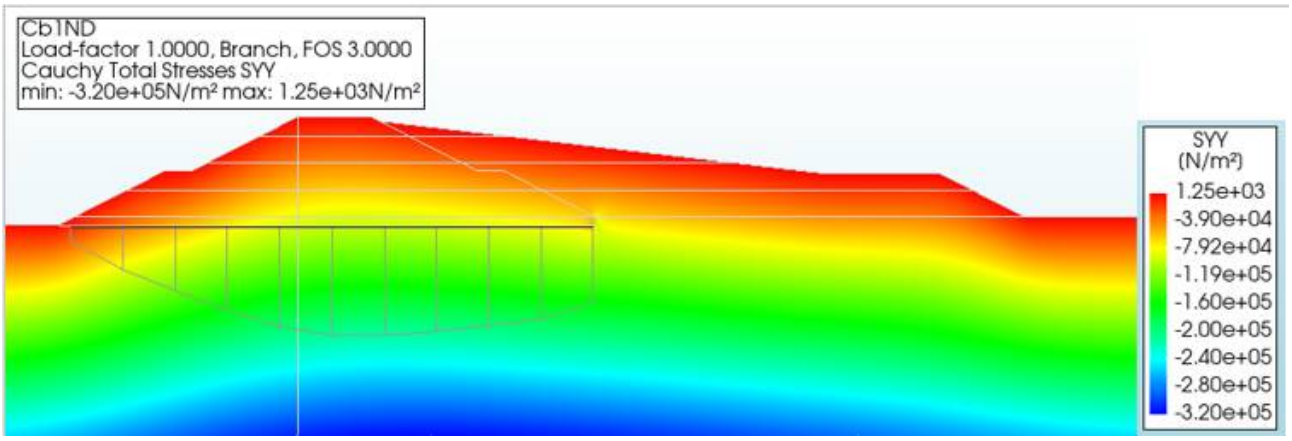
$$= 1740\ [kPa]$$

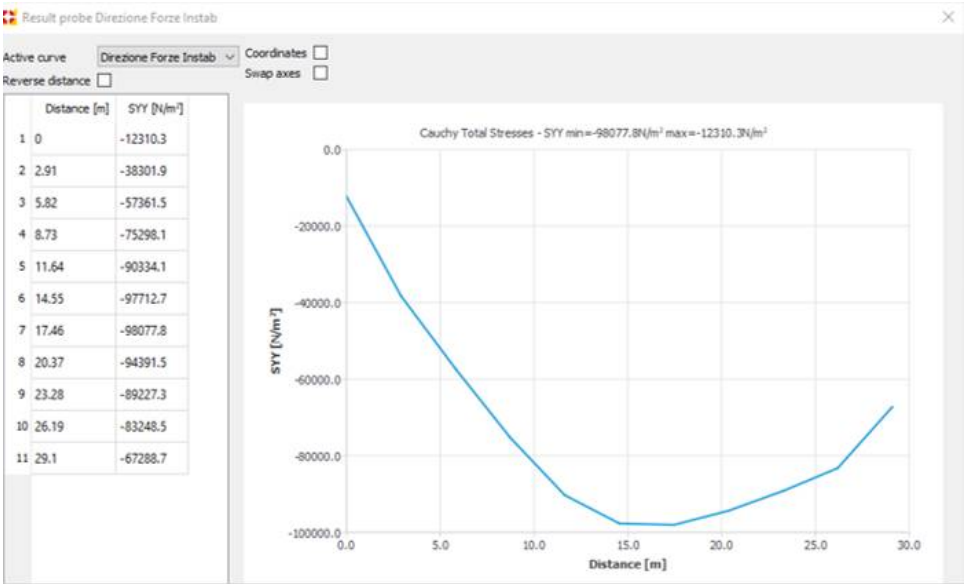
Il valore di progetto della portata risulta essere pari a:

$$q_{lim,d} = \frac{q_{lim}}{2.3} = \frac{1740}{2.3} = 756\ [kPa]$$

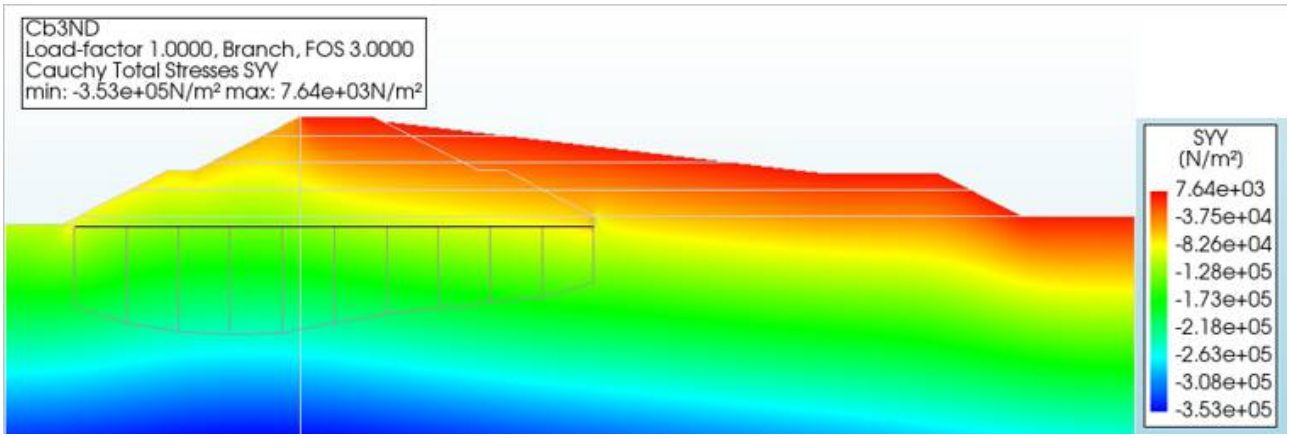
L'azione di progetto E_d, ossia il carico verticale agente sulla base della fondazione, è stato calcolato analizzando i risultati delle modellazioni FEM, di seguito si riportano i risultati dei modelli rispettivamente a serbatoio vuoto e a serbatoio pieno (considerando cautelativamente il serbatoio al massimo livello per un tempo indefinito):

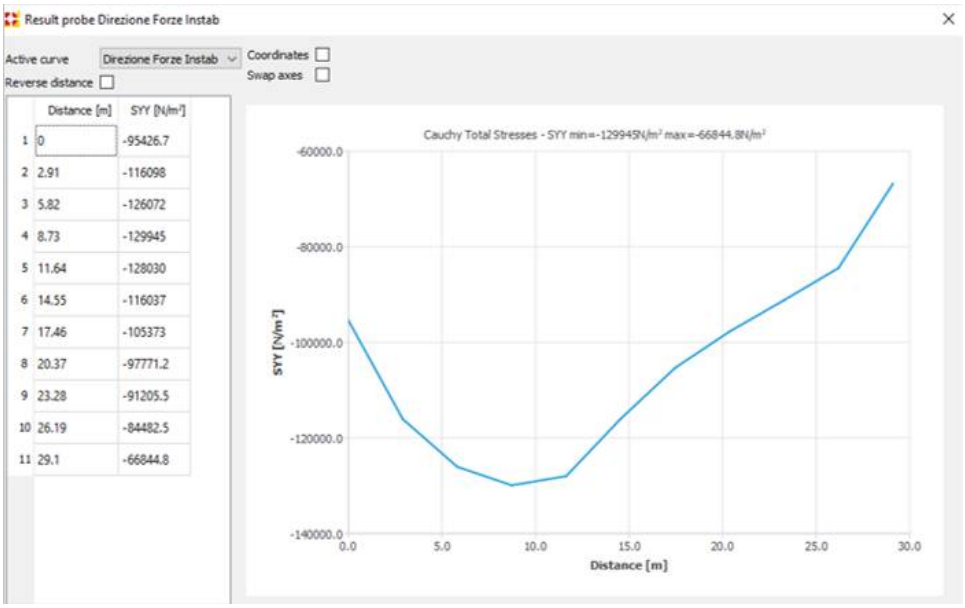
- ***Risultati modello a serbatoio vuoto***

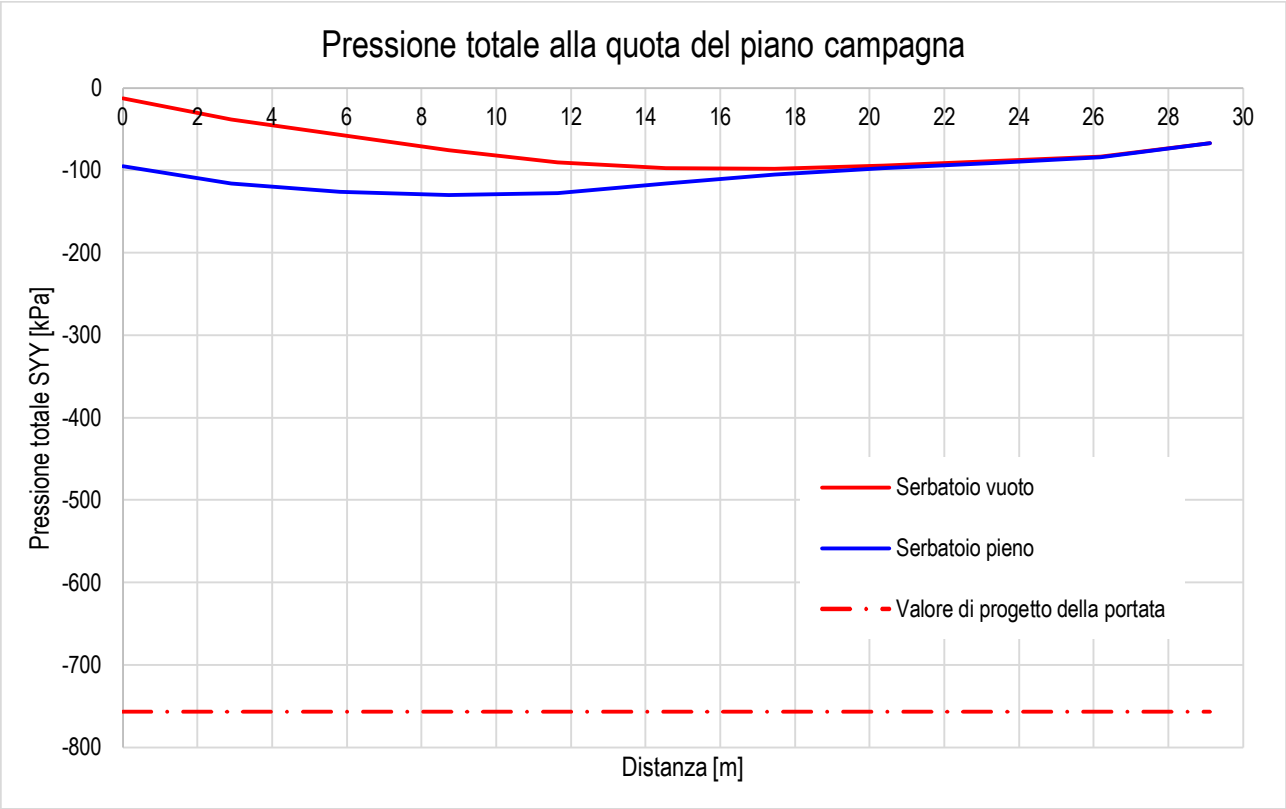




- ***Risultati modello a serbatoio pieno***







$$R_d = q_{lim,d} = \frac{q_{lim}}{2.3} = \frac{1740}{2.3} = 756\ [kPa]$$

Il valore di progetto R_d è stato confrontato con i valori minimi (massimi in valore assoluto) della pressione totale al piano campagna:

Analisi SLU	**Azione di progetto E_d [Pa]**	**Fattore di sicurezza R_d/E_d**	$\boldsymbol{E_d < R_d}$
Serbatoio vuoto	-98078	7.71	Verifica soddisfatta
Serbatoio pieno	-129945	5.82	Verifica soddisfatta

La verifica si ritiene quindi soddisfatta in entrambi i casi.

9.5 Verifiche SLE – Analisi dei cedimenti

Le verifiche di sicurezza agli SLE riguardano i cedimenti del terreno di fondazione per effetto del peso indotto dai nuovi rilevati arginali: e sono valutati per la sezione più gravosa (sezione del rilevato usata anche per le verifiche di stabilità).

Le analisi di spostamento in campo statico costituenti le verifiche SLE richieste dalla Normativa per le opere in terreni sciolti sono state condotte su un modello FEM non lineare rappresentativo della sezione arginale più gravosa e del relativo terreno di fondazione.

Come definito in precedenza nell'ambito delle verifiche agli Stati Limite d'Esercizio, dev'essere verificata la seguente diseguaglianza:

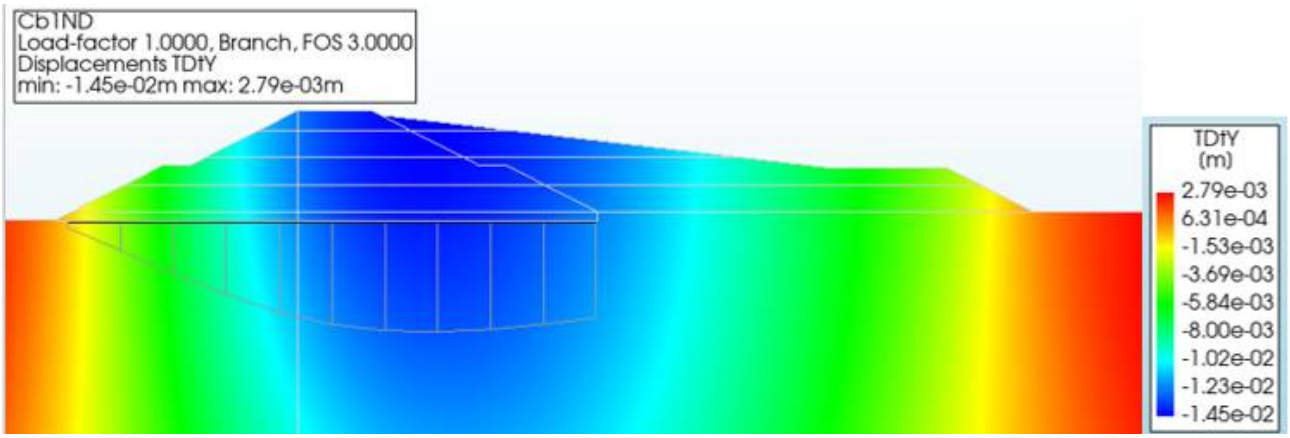
$$E_d \leq C_d$$

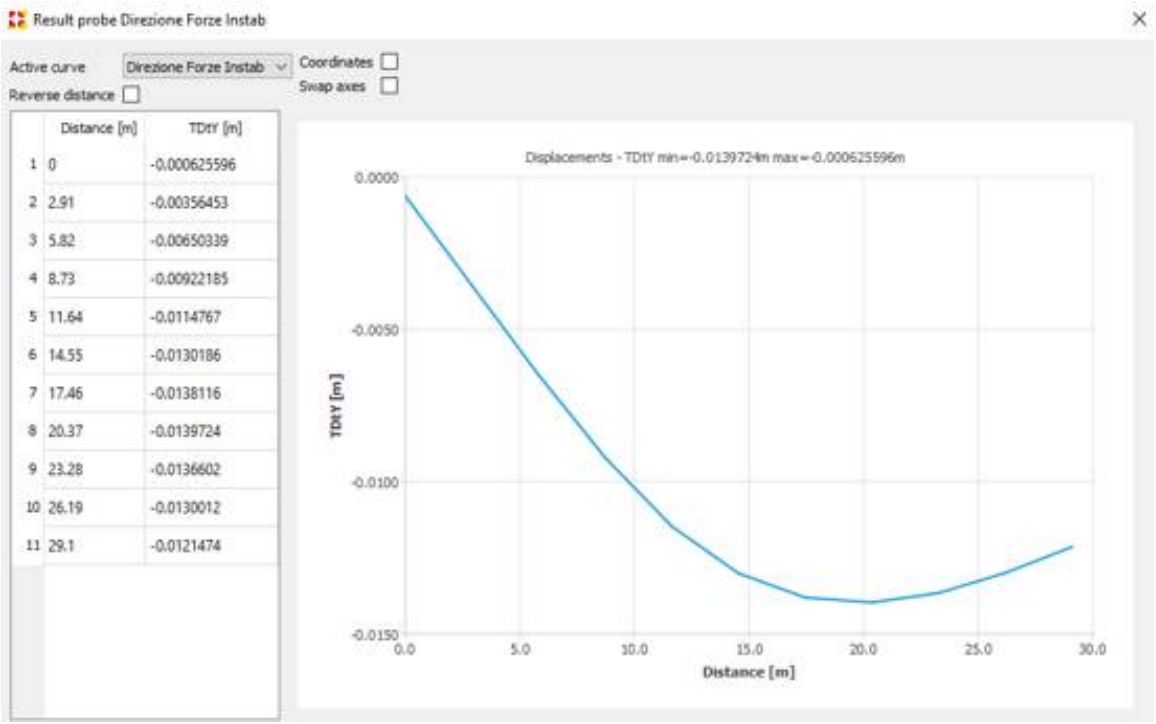
dove E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione, e C_d è il valore limite prescritto dell'effetto delle azioni.

Sulla base di quanto riportato sopra, le verifiche geotecniche sono pertanto volte ad identificare un campo di spostamenti/cedimenti.

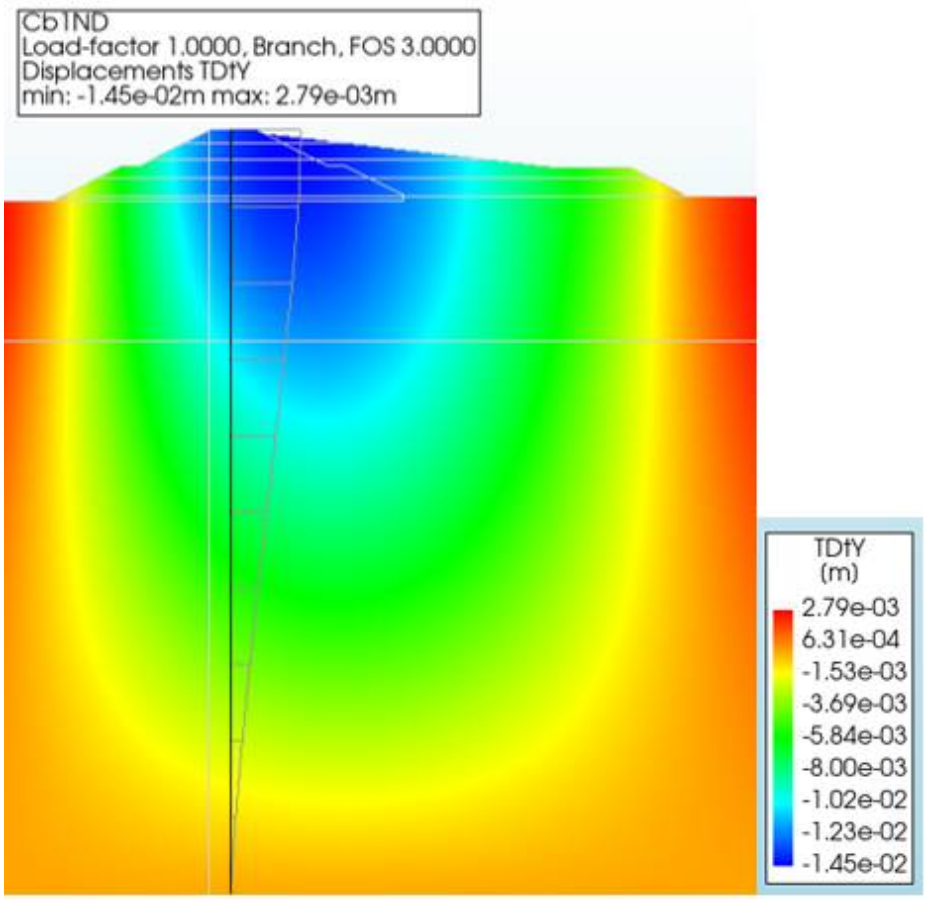
La determinazione dei cedimenti è stata svolta mediante l'utilizzo del codice di calcolo DIANA FEA assumendo i valori caratteristici sia sulle azioni che sui materiali.

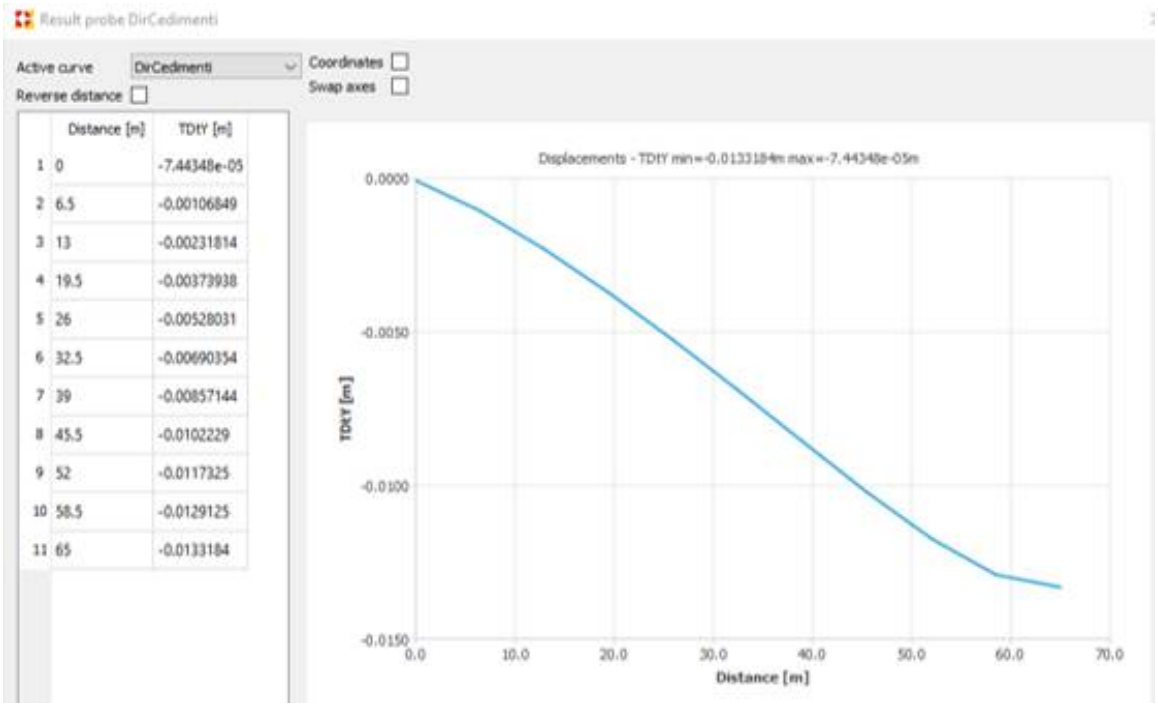
Nella seguente figura sono riportati i risultati ottenuti in termini di cedimenti in corrispondenza del piano di fondazione del rilevato:





Nella seguente figura sono riportati i risultati ottenuti in termini di cedimenti in corrispondenza della mezzeria del rilevato arginale:





Il cedimento massimo stimato sotto la mezzeria del rilevato arginale è circa di 1,4 cm alla profondità considerata, anche se non sono presenti in normativa specifici valori dei cedimenti massimi ammissibili, quelli calcolati si reputano compatibili con la funzionalità dell'opera.

9.6 Verifiche connesse ai fenomeni di filtrazione

L'analisi di filtrazione del rilevato arginale è stata condotta considerando la condizione peggiore dettata dalla presenza del massimo tirante idrico all'interno del bacino pari a 5.2 m.

L'analisi di filtrazione è stata effettuata anche se si prevede di impermeabilizzare sia il fondo che le sponde lato bacino al fine di garantirne la tenuta anche in caso di rottura del telo.

9.6.1 Analisi di filtrazione in condizioni stazionarie riferita al livello di massimo invaso

L'analisi di filtrazione in condizioni stazionarie è stata condotta riferendosi al livello di massimo invaso considerando un regime di moto permanente.

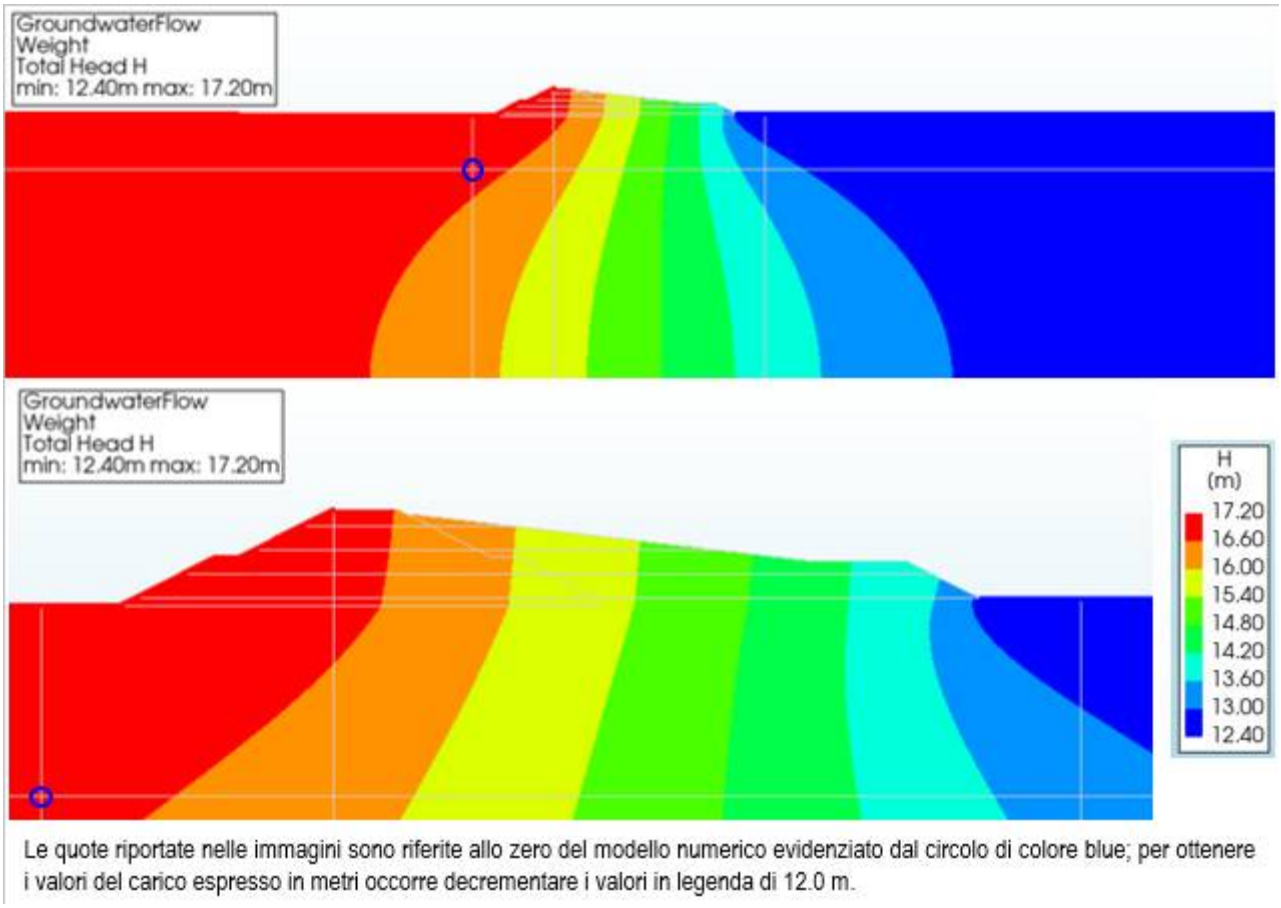
L'analisi è stata condotta con il software DIANA FEA implementando il seguente modello geotecnico:

- analisi in condizioni statiche e mezzo saturo
- condizione di massimo riempimento dell'invaso
- corpo del rilevato arginale costituito da materiale limoso argilloso A6 con permeabilità ricavata da prove di laboratorio pari a $1{,}6 \cdot 10^{-9}$ m/s, tra i risultati dei campioni rimaneggiati si è scelto il valore peggiore a favore di sicurezza
- strato di terreno di fondazione a contatto con il rilevato con spessore di 12 m e valori di permeabilità ricavata ottenuta da analisi di laboratorio sul campione indisturbato pari a $4 \cdot 10^{-10}$ m/s e strato di terreno di fondazione profonda di spessore 48 m, cautelativamente, con analoghe caratteristiche idrauliche dello strato più superficiale.

Le condizioni al contorno del modello sono:

- scarpa lato piano campagna superficie potenziale di flusso
- carico idraulico corrispondente al massimo tirante idrico ammesso nel bacino pari a 5,2 m
- punto a pressione nulla in corrispondenza dell'estremità della banca lato piano campagna

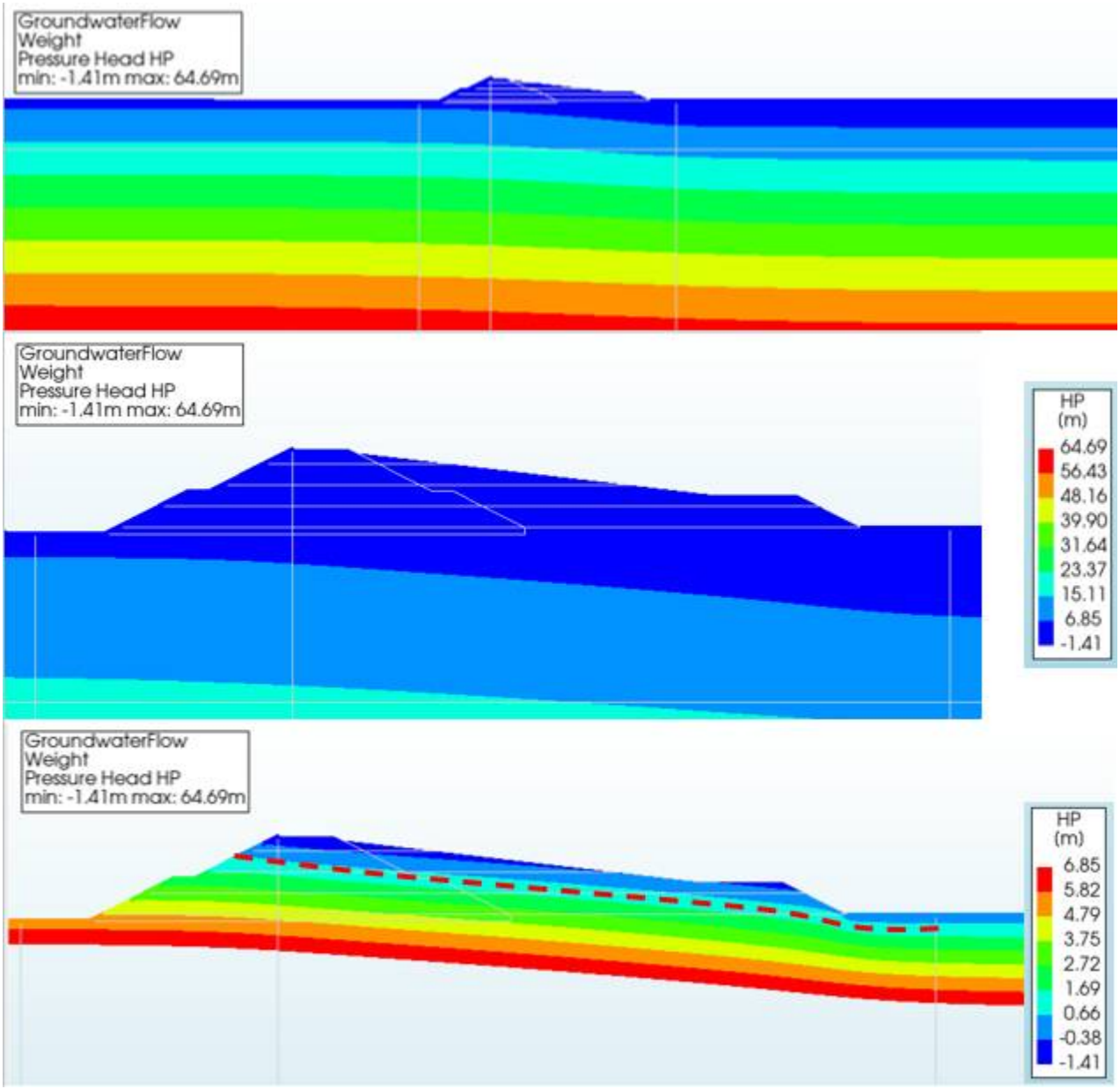
9.6.1.1 Carico totale



Le quote riportate nelle immagini sono riferite allo zero del modello numerico evidenziato dal circolo di colore blue; per ottenere i valori del carico espresso in metri occorre decrementare i valori in legenda di 12.0 m.

Si può notare che la variazione del carico totale nel moto di filtrazione attraverso il rilevato arginale ed il terreno di fondazione sia costituito da linee isopieziche, a carico costante aventi andamento regolare e con una progressiva perdita di carico a conferma della corretta modellazione del fenomeno.

9.6.1.2 Pressione totale



Si può notare che la linea della superficie piezometrica (linea in rosso riportata sulla figura rappresentativa dell'andamento delle pressioni totali HP) non fuoriesce dal paramento di valle: l'intera differenza di carico idraulico tra monte e valle viene completamente dissipata all'interno del corpo del rilevato arginale. Tale risultato permette di affermare che il corpo arginale è in grado di abbattere la piezometrica evitando possibili fenomeni di ruscellamento dell'acqua lungo il paramento di valle e la possibile erosione. Occorre anche considerare l'estrema lentezza dell'evoluzione del fenomeno di filtrazione legato all'ordine di grandezza delle velocità di filtrazione dei materiali

costituenti il rilevato arginale e la fondazione.

I valori negativi delle pressioni totali indicano che il materiale è in condizione insatura.

Dai risultati del modello si può ricavare che la sezione dell'argine è dimensionata correttamente dal punto di vista idraulico per sopportare l'azione prodotta dal livello di massimo invaso nell'ipotesi di assenza del manto di tenuta impermeabile.

9.6.2 Verifica a sifonamento

La verifica a sifonamento è stata condotta applicando sia il metodo del gradiente critico, sia il metodo del gradiente medio.

9.6.2.1 Metodo del gradiente critico

La verifica a sifonamento con il metodo del gradiente critico viene svolta determinando il coefficiente di sicurezza F_S definito come rapporto tra il gradiente idraulico critico i_C e quello in uscita i_E della zona interessata dal fenomeno. Tale coefficiente definito come segue, deve risultare maggiore di 2 affinchè la verifica si possa considerare soddisfatta. Questo metodo di verifica consente di mettere a confronto i massimi gradienti che si determinano nel dominio di filtrazione con il cosidetto gradiente critico.

$$F_S = \frac{i_C}{i_E} > 2$$

dove:

i_C: è il gradiente critico =1;

i_E: è il gradiente in uscita massimo che si verifica attraverso il rilevato, ricavato in fase di modellazione.

Si è verificato l'eventuale sifonamento in prossimità del piede del paramento di valle del rilevato arginale ringrossato.

Per tale ragione, si è analizzato l'andamento del moto di filtrazione. Infatti, il fenomeno del sifonamento è direttamente correlato alla presenza dei moti di filtrazione dal basso verso l'alto. Questo moto induce sui granelli di terreno delle forze di trascinamento che tendono a sostenerli. Tale effetto può essere spinto fino al punto in cui le tensioni efficaci risultano nulle; questa è una situazione

abbastanza pericolosa in quanto il terreno assume un comportamento simile a quello di un fluido e quindi non è più in grado di resistere a delle sollecitazioni taglianti.

Nella porzione al piede del paramento di valle del rilevato si è riscontrato, un andamento delle linee di flusso dal basso verso l'alto: se il gradiente i stimato risultasse talmente elevato da annullare le tensioni efficaci, verrebbe compromessa la stabilità dell'opera. Con il verificarsi del fenomeno di sifonamento si avrebbe la conseguente asportazione del terreno e la riduzione del percorso di drenaggio.

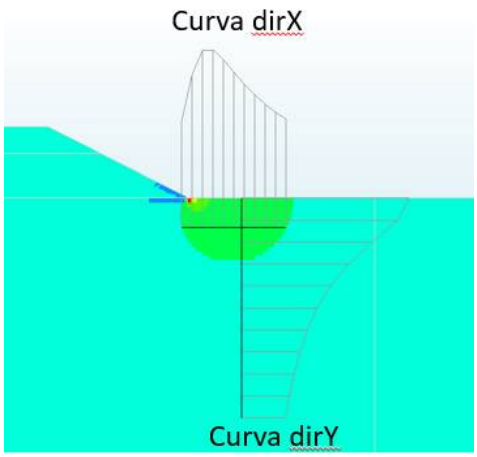
Al fine di una verifica a sifonamento nel caso in questione si è confrontato il gradiente idraulico critico i_c con il gradiente idraulico in prossimità del piede del rilevato i.

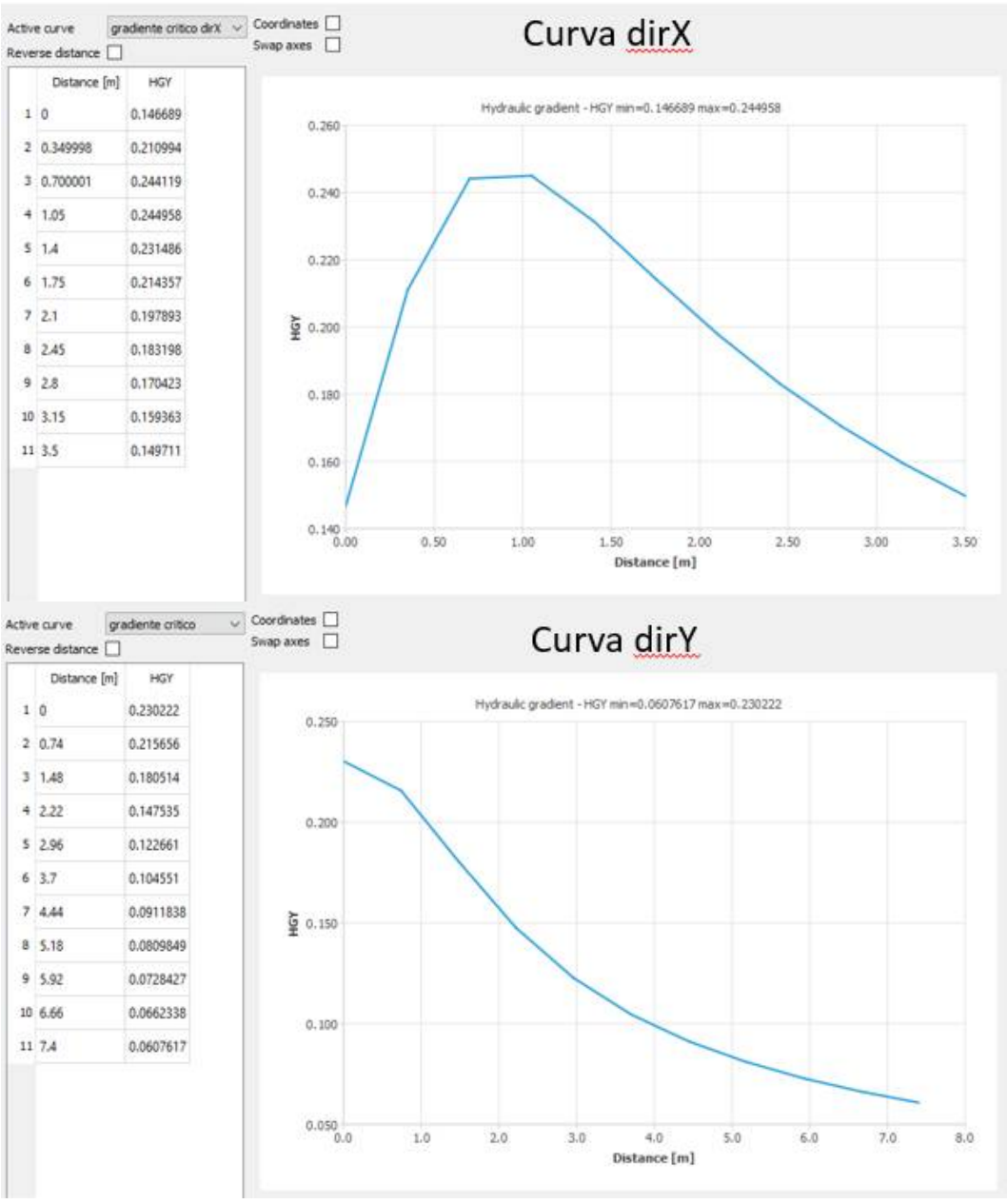
Il gradiente critico è stato calcolato come:

$$i_c = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w}$$

Il gradiente idraulico al piede del paramento di valle i è stato calcolato nell'analisi della situazione a serbatoio pieno con una modellazione che ha accoppiato ai carichi agenti anche l'analisi di filtrazione in condizioni stazionarie. Il risultato delle analisi è rappresentato nella figura seguente ove è evidenziato con il rettangolo di colore rosso il volume di controllo entro il quale si è esplorato il gradiente critico:







Dall'esame della porzione di rilevato evidenziata con il circolo di colore rosso si può assumere

come valore del gradiente idraulico al piede del paramento di valle il valore di circa 0.25.

Il valore del gradiente critico assume il valore cautelativo, riferito al peso specifico a secco e non saturo, di:

$$i_c = \frac{20 - 9.81}{9.81} = 1.04$$

Se riferito al peso specifico saturo assume il valore di:

$$i_c = \frac{22 - 9.81}{9.81} = 1.24$$

Poiché il gradiente critico in entrambi i casi è superiore al valore unitario cautelativamente si porrà il gradiente critico pari al valore 1.0.

Riferendosi al caso più cautelativo il gradiente idraulico i non è tale da annullare le tensioni efficaci, infatti si ha:

$$F_S = \frac{i_C}{i_E} = \frac{1.0}{0.25} = 4 > 2$$

La verifica risulta soddisfatta.

9.6.2.2 Metodo del gradiente medio

Il metodo del gradiente medio richiede di verificare che il rapporto tra il gradiente critico i_C e quello medio i_M sia maggiore di 3. Il gradiente medio è dato dal rapporto tra il dislivello idraulico corrispondente al massimo riempimento e il percorso di filtrazione più breve che l'acqua deve fare per attraversare e uscire dal rilevato. Quello critico viene assunto sempre pari ad 1, come da letteratura.

Nel caso esaminato Δh è pari a 5.2 m, mentre la lunghezza del percorso di filtrazione è pari a 48.7 m per cui risulta che il gradiente medio vale 0.11; si ha quindi che il fattore di sicurezza vale:

$$F_S = \frac{i_C}{i_m} = \frac{1.0}{0.11} = 9.1 > 3$$

La verifica risulta soddisfatta.

9.6.3 Verifica della velocità limite con il metodo di Sichardt

Con questo metodo si confronta il massimo valore della velocità, ottenuta dalle simulazioni del modello, con la velocità limite, definita come quella velocità oltre sui si riscontra sperimentalmente un trascinamento dei granuli di terreno.

I valori della velocità limite sono stati calcolati con la formula di Sichardt come riportato di seguito:

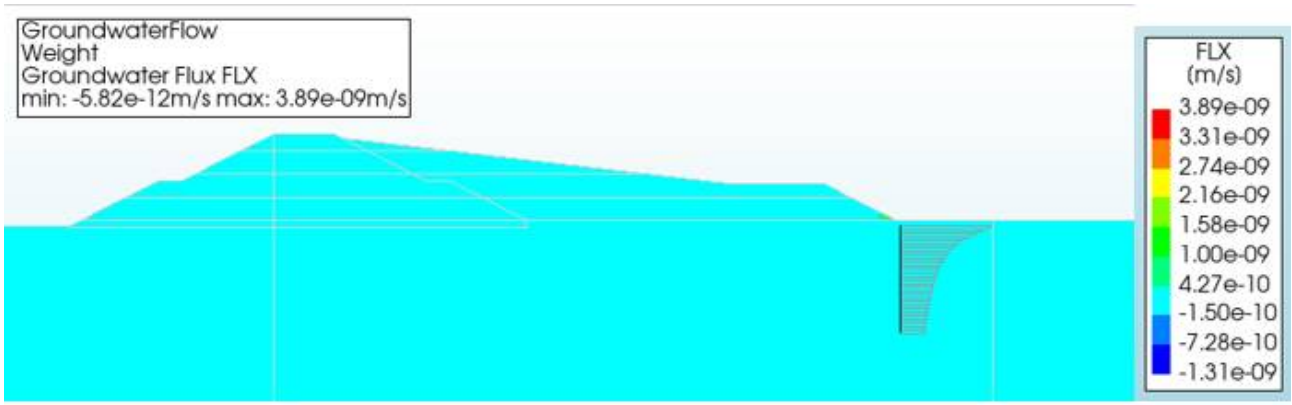
$v_{limite} = \sqrt{k}/_{15}$;

dove:

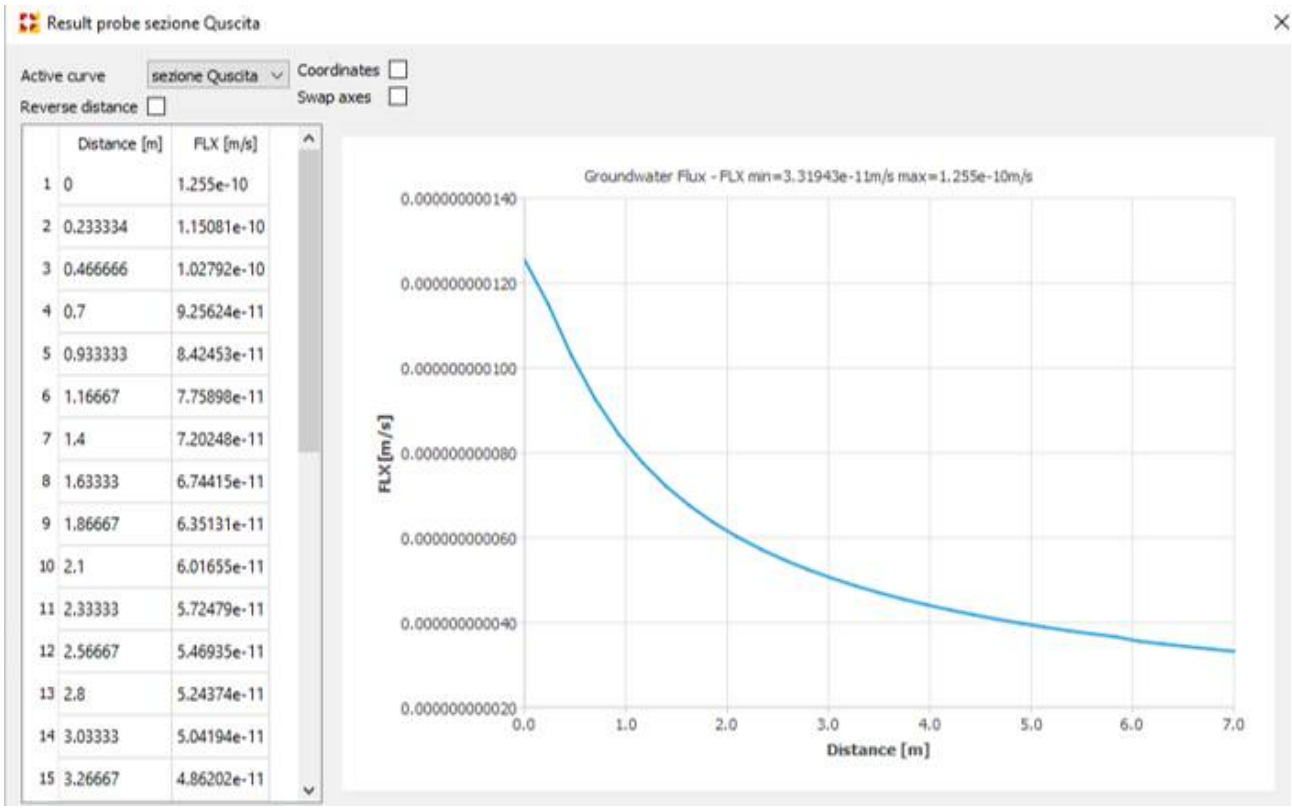
k: esprime il valore della costante di permeabilità utilizzata nella modellazione per caratterizzare il terreno di fondazione; essa assume il valore di 4.0 10^{-10} m/s.

I risultati delle verifiche sono riportati con riferimento alla sezione peggiore quando si verifica il massimo battente idraulico all'interno dell'invaso quindi si ha il massimo dislivello tra l'interno dell'invaso e il piano campagna. Nella verifica il valore della velocità limite ricavata con la formula di Sichardt viene confrontata con il valore della velocità di filtrazione che si verifica in uscita al piede del rilevato arginale ottenuta in fase di modellazione. La verifica risulta soddisfatta se la velocità che si ha in uscita al piede del rilevato risulta inferiore al valore limite ricavato con la formula di Sichardt.

I risultati della modellazione sono rappresentati nella seguente figura:



Il valore della velocità che si ha in uscita dal piede del rilevato è assunto cautelativamente pari al valore massimo della velocità alla sezione in esame che risulta essere pari a 1.26 10^{-10} m/s.



La velocità limite di Sichardt è pari a 4.22 10^{-6} m/s, mentre la velocità massima in uscita calcolata con il modello FEM risulta pari a 1.26 10^{-10} m/s.

La verifica è soddisfatta.

10 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

10.1 Tipo di analisi svolta

L'analisi geotecnica le corrispondenti verifiche sono condotte con l'ausilio del codice di calcolo automatico DIANA FEA.

La verifica della sicurezza del rilevato arginale avviene con i metodi della scienza delle costruzioni e della geotecnica. L'analisi è condotta con l'analisi statica lineare utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensio-deformativo indotto dai carichi statici. L'analisi sotto le azioni sismiche è stata condotta con il metodo dell'analisi dinamica modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione secondo le disposizioni dei capitoli 3 e 7 del DM. 17/01/2018.

L'analisi geotecnica viene effettuata con il metodo degli elementi finiti, che si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi.

I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono del tipo elasto-plastico alla Mohr-Coulomb.

Le analisi a carattere geotecnico per la determinazione dello stato di sollecitazione della strutturae per l'analisi delle filtrazione sono state condotte con un modello bidimensionale in condizioni di planarità delle deformazioni (plane strain). Ciò significa che il calcolo viene eseguito valutando ogni singola sezione trasversale come se la geometria della struttura si estendesse indefinitamente fuori piano.

La simulazione delle principali componenti il problema per il modello 2D è avvenuta tramite le seguenti ipotesi per gli elementi di terreno: sono stati utilizzati elementi triangolari e quadrangolari .

Per la modellazione del comportamento tensio-deformativo degli elementi di terreno è stato utilizzato il modello elastoplastico di Mohr-Coulomb che considera due parametri di deformabilità elastica (E e ν) e tre parametri di resistenza (rispettivamente coesione c, angolo di attrito interno φ e angolo di dilatanza ψ).

Le combinazioni di carico adottate, esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta, sono quelle previste dal DM 17/01/2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive. In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state considerate le combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3 delle NTC 2018.

10.1.1 Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche del codice di calcolo utilizzato riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Titolo:	DIANA TNO
Versione:	Advanced
Produttore:	DIANA FEA BV
Distributore	DIANA FEA BV Delftechpark 19a, 2628 XJ, Delft, The Netherlands
Dati utente finale:	STECI s.r.l. corso Libertà,162 13100 Vercelli
Codice Licenza:	d90e82e6-fbbd-4672-936e-3e3dc7a40680

10.1.2 Affidabilità dei Codici di Calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

La società produttrice DIANA FEA BV ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova interamente risolti e commentati i cui risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche di cui viene specificata la fonte bibliografica. La documentazione di validazione fornisce tutti dati necessari alla riproduzione delle

elaborazioni.

Tale documentazione viene fornita a corredo del software congiuntamente al manuale teorico che illustra in maniera esauriente i fondamenti teorici utilizzati e gli algoritmi impiegati per sviluppare le funzionalità del codice di calcolo. Il manuale individua i campi d'impiego delle funzionalità definendone anche i limiti di utilizzo nelle varie condizioni.

10.1.3 Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo geotecnico presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare la relazione di calcolo oltre a illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini, almeno per le parti più sollecitate della struttura, tale da avere una sintesi completa e efficace del comportamento della struttura per ogni tipo di analisi svolta.

In allegato vengono forniti i tabulati integrali contenenti la definizione delle geometrie e dei carichi nonché i risultati ottenuti dalla simulazione delle combinazioni dei carichi.

10.1.4 Informazioni generali sull'elaborazione

Il software è dotato di propri filtri e controlli di autodiagnostica che intervengono sia durante la fase di definizione del modello sia durante la fase di calcolo vero e proprio.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- filtri per la congruenza geometrica del modello generato che consentono l'individuazione di errori di modellazione, del non rispetto delle limitazioni geometriche
- controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate
- filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su labilità o eventuali mal condizionamenti delle matrici, con verifica dell'indice di condizionamento
- controlli sulle verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata

Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni

abnormi. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la totalità dei dati del modello di calcolo, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello stesso.

10.1.5 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. In base a quando detto, si può asserire che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

11 SPECIFICHE TECNICHE E PRESTAZIONALI DEI RILEVATI ARGINALI E MODALITA' DI COSTRUZIONE, CONTROLLO E ACCETTAZIONE

Il capitolo fornisce le specifiche tecniche-prestazionali dei rilevati arginali e dei rilevati di prova progettualmente previsti, prescrivendone le modalità costruttive e le procedure di controllo ed accettazione. In particolare vengono nel seguito riportate:

- le tipologie, i requisiti e le caratteristiche tecniche e prestazionali dei rilevati arginali in progetto e le relative modalità costruttive;
- le prove di controllo e accettazione specificatamente previste sui rilevati in corso di esecuzione lavori al fine della verifica delle prescrizioni costruttive e tecniche-prestazionali di progetto;
- le dimensioni, la geometria e la programmazione dei rilevati di prova;
- i requisiti, le caratteristiche tecniche e prestazionali e le modalità costruttive dei rilevati di prova;

le prove di controllo e accettazione specificatamente previste sui rilevati di prova al fine della verifica delle prescrizioni costruttive e tecniche-prestazionali di cui al punto precedente.

Le presenti specifiche sono da considerarsi integrative e complementari dei documenti progettuali e, in particolare, del Capitolato speciale d'appalto e della Relazione geotecnica.

11.1 Normativa di riferimento

La redazione delle presenti specifiche tecniche e prestazionali ha fatto riferimento al seguente quadro normativo e tecnico:

- D.M. 17.01.2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC-2018).
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018.
- UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Regole generali.
- UNI EN 1997-2 / 3: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Progettazione assistita da prove di laboratorio e da prove in sito.
- D.M. 11 marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- Circ. LL.PP. 24 settembre 1988, n. 30483 "Legge 02/02/74 n. 64, art. 1 - D.M. 11 marzo 1988.

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

- Circ. Min. LL.PP. n° 97/81-30483, 24.09.88, (Presidenza Consiglio Superiore, Servizio Tecnico Centrale) Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e scarpate …", di cui al D.M. 11.03.88.
- Norma CNR-UNI 10006 e ss.mm.ii. (UNI 11531-1:2014): "Costruzione e manutenzione delle opere civili delle infrastrutture – criteri per l'impiego dei materiali".
- Norme UNI EN ISO 14688-1:2013 e UNI EN ISO 14688-2 :2013: "Indagini e prove geotecniche - Identificazione e classificazione dei terreni – Parti 1 e 2".
- Norma UNI EN 13242:2008: "Aggregati per materiali non legati e legati con leganti idraulici per l'impiego in opere di ingegneria civile e nella costruzione di strade".
- Norma UNI EN 13285:2010: "Miscele non legate – Specifiche".
- Norma UNI EN 13286-2: "Miscele non legate e legate con leganti idraulici - Parte 2: Metodi di prova per la determinazione della massa volumica e del contenuto di acqua di riferimento di laboratorio - Costipamento Proctor".
- Norma CNR B.U. n.22/72: "Peso specifico di una terra in sito".
- Norma CNR B.U. n.69/78: "Prova di costipamento di una terra".
- Norma CNR B.U. n.146/92: "Determinazione dei moduli di deformazione Md e Md' mediante prova di carico a doppio ciclo con piastra circolare".
- Norma CNR UNI 10008/63: "Prove su materiali stradali – umidità di una terra".
- Norma CNR UNI 10014/64: "Determinazione dei limiti di consistenza (o di Atterberg) di una terra".
- Norme svizzere SN 640 509: "Stabilisierung - Stabilisierung mit hydraulischen bindemitteln (Stabilizzazione - Stabilizzazione con leganti idraulici)".
- Norme ASTM D4694, ASTM D4643, ASTM D421, ASTM D422, ASTM D3080, ASTM D2216, ASTM 1586 e ASTM E2583/07.
- Associazione Geotecnica Italiana (AGI); giugno 1977 "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche".

- Associazione Geotecnica Italiana (AGI); dicembre 1984 “Raccomandazioni sui pali di fondazione”.
- Criteri e direttive AASHTO: “America Association of State Highway and Trasportation Officials”.
- Costruzione e manutenzione delle strade verdi – Capitolato speciale d’appalto tipo a cura del Politecnico di Torino, Università di Pisa, FinPiemonte e Regione Piemonte.

Si evidenzia che le sopraelencate normative, norme tecniche e linee guida risultano interamente recepite e, ove non espressamente indicato, sono da intendersi parte integrante e di riferimento delle presenti specifiche tecniche-prestazionali e, più in generale, delle modalità costruttive, di controllo ed accettazione dei rilevati previsti in progetto.

11.2 Specifiche tecniche e prestazionali dei rilevati arginali e modalita’ di costruzione, controllo e accettazione

I rilevati che formano le sponde del nuovo bacino dovranno essere realizzati secondo le specifiche tecniche-prestazionali e costruttive nel seguito elencate. Dovranno, inoltre, essere sottoposte alle procedure di controllo e accettazione riportate nel presente capitolo.

11.2.1 Caratteristiche tecnico-prestazionali e modalità costruttive

Con il termine "rilevati" sono definite tutte le opere in terra destinate a formare gli argini del nuovo bacino nonché le relative opere di presidio, i piazzali e il piano d’imposta delle pavimentazioni stradali previste in progetto.

Con riferimento agli elaborati progettuali, è previsto un ***rilevato arginale con pista di servizio***.

Il suddetto rilevato sarà eseguito con le esatte forme e dimensioni indicate nei disegni di progetto e dovrà rispettare le prescrizioni e procedure costruttive e di verifica in corso d’opera nel seguito riportate.

Nella formazione del rilevato arginale del nuovo bacino saranno prevalentemente impiegate le materie provenienti da scavi di sbancamento, di fondazione e di scavo per la formazione del nuovo bacino di accumulo ad uso irriguo denominato Molinazzo in progetto, sostanzialmente classificabili, con riferimento alle norme CNR UNI 10006 e ss.mm.ii. (UNI 11531-1:2014), nei gruppi A6 e A7-6.

Per i materiali in questione sarà onere dell'impresa far eseguire preventivamente opportune prove di classificazione preliminare (aggiuntive a quelle di progetto e a quelle previste nelle presenti specifiche), ai sensi delle citate norme tecniche, comprensive di analisi granulometrica, individuazione del contenuto naturale d'acqua e limiti di Atterberg delle varie tipologie di terreno esistente in sito in base anche alla loro stratigrafia e profondità. I risultati di tali prove preliminari saranno, quindi, finalizzati a definirne le modalità di utilizzo ottimale sia per la realizzazione del rilevato di prova che per la realizzazione del rilevato arginale definitivo. In tal senso, come evidenziato anche al paragrafo successivo, sulla base dei risultati delle suddette analisi preventive e dei rilievi in sito, l'impresa presenterà alla Direzione Lavori per approvazione, un ***Piano di utilizzo del materiale di scavo*** in argomento dal quale si possano evincere le modalità di utilizzo ottimale e di eventuale miscelazione ed omogenizzazione del materiale con caratteristiche tecniche migliori e, parallelamente, il trasporto a rifiuto dei quantitativi residui con qualità prestazionali inferiori (assimilabili alla porzione di scotico più superficiale), nel rispetto dei limiti progettualmente previsti. I campioni per l'effettuazione di tali prove saranno prelevati in contraddittorio con la direzione Lavori.

Il materiale costituente l'arginatura, una volta posto in opera e dovrà, quindi, avere le seguenti caratteristiche geotecniche:

- angolo di attrito: $\varphi \geq 27°$ circa;
- coesione: $c' \geq 3$ kPa circa;
- coefficiente di permeabilità dopo costipamento: $k \leq 1.6\ 10^{-6}$ m/s circa;
- densità secca ottimale: $\gamma d \geq \cong 20.0 \div 20.5 \pm 2\%$ kN/m^3 > 90% circa prova di compattazione AASHTO modificata (Proctor modificata).

I materiali impiegati dovranno essere del tutto esenti da frazioni o componenti vegetali, organiche e da elementi solubili, gelivi o comunque instabili nel tempo, non essere di natura argillo-scistosa nonché alterabili o molto fragili.

La realizzazione del rilevato dovrà avvenire per strati successivi compattati aventi uno spessore non superiore a 30/40 cm circa. Di norma la dimensione delle massime pezzature ammesse non dovrà superare un terzo dello spessore dello strato compattato ($D_{max} < 10$ cm). Il materiale a pezzatura più grossa (compreso tra i 7,1 ed i 10 cm) deve essere di pezzatura disuniforme e non deve costituire più

del 30% del volume del corpo del rilevato; in particolare dovrà essere realizzato un accurato intasamento dei vuoti, in modo da ottenere, per ogni strato, una massa ben assestata e compattata.

Le scarpate dovranno avere pendenze non superiori a quelle previste in progetto ed indicate nei corrispondenti elaborati.

A compattazione avvenuta i materiali dovranno presentare una massa volumica del secco pari o superiore al 90% circa della massa volumica del secco massima individuata dalle prove di compattazione AASHTO Mod. (CNR 69/1978 e CNR 22/1972), e/o un modulo di deformabilità non minore di 20 MPa circa (nell'intervallo di carico compreso tra 0.05 e 0.15 N/mm^2), misurato sul corpo del rilevato. Salvo diverse e più restrittive prescrizioni disposte dalla Direzione Lavori in corso d'opera, il modulo di deformazione al primo ciclo di carico su piastra di diametro 30 cm (CNR 146/1992) dovrà, quindi, risultare non inferiore a:

- 15 MPa: nell'intervallo compreso tra 0,05 – 0,15 N/mm^2 sul piano di posa del rilevato.
- 20 MPa: nell'intervallo compreso tra 0,05 – 0,15 N/mm^2 sul corpo del rilevato a qualsiasi altezza, sino ad 1,0 m dalla testa (piano finito) del rilevato.
- 30 MPa: nell'intervallo compreso tra 0,15 – 0,25 da N/mm^2 sulla parte finale del rilevato, in corrispondenza dell'ultimo metro di rilevato, sino al piano finale.

Le caratteristiche di deformabilità dovranno essere accertate in modo rigoroso e dovranno essere garantite, anche a lungo termine, nelle condizioni climatiche e idrogeologiche più sfavorevoli.

Il conseguimento dei valori minimi di deformabilità sopra indicati sarà ottenuto compattando il fondo dello scavo e gli strati di esecuzione del corpo del rilevato mediante rullatura meccanica eseguita con mezzi consoni alla natura dei terreni utilizzati.

A rullatura eseguita la massa volumica in sito dovrà risultare come segue:

- almeno pari al 90% circa della massa volumica massima AASHTO modificata (CNR 69/1978 e CNR 22/1972), sul piano di posa e sul corpo del rilevato;
- almeno pari al 95% circa della massa volumica massima AASHTO modificata (CNR 69/1978 e CNR 22/1972), in corrispondenza dell'ultimo metro del rilevato.

La costruzione del rilevato dovrà essere programmata in maniera tale che il cedimento residuo da scontare, terminati i lavori, non sia superiore al 10% del cedimento teorico a fine consolidazione e, comunque, non superiore a 5 cm circa.

La permeabilità media del corpo del rilevato, ove previsto, da verificarsi in corso d'opera in più sezioni secondo le modalità previste nella successiva tabella 2, dovrà risultare pari a circa $1.6x10^{-9}$ m/s, conformemente ai valori di progetto. Saranno ammesse tolleranze locali e puntuali dei risultati delle prove di permeabilità in sito comunque contenute entro il 30% delle prove totali eseguite.

I parametri geotecnici e prestazionali delle terre utilizzate e del rilevato sopra definiti (classificazione CNR UNI, grado di costipamento, modulo di deformazione, massa volumica in sito, angolo di attrito e permeabilità in sito) dovranno essere determinati ed accertati preventivamente alla realizzazione del rilevato arginale medesimo e sottoposti all'approvazione della Direzione Lavori, in particolare attraverso la realizzazione dei rilevati di prova da parte dell'impresa, secondo le modalità e le caratteristiche specificate al paragrafo 11.6.

11.3 Pianificazione dei lavori

Preliminarmente all'avvio dei lavori di costruzione dei rilevati l'impresa presenterà alla Direzione Lavori per approvazione, un **Piano di utilizzo del materiale di scavo** dal quale si possano evincere le modalità di utilizzo ottimale e di eventuale miscelazione ed omogenizzazione dei materiali con caratteristiche tecniche migliori e, parallelamente, il trasporto a rifiuto dei quantitativi residui con qualità prestazionali inferiori (assimilabili alla porzione di scotico più superficiale), nel rispetto dei limiti progettualmente previsti.

Il suddetto documento si articola e include, di norma, quanto segue:

- rilievo geometrico dell'andamento morfologico del terreno in corrispondenza delle sezioni di progetto e di altre eventuali sezioni intermedie integrative;
- rilievo, attraverso pozzetti stratigrafici, per la stima dello spessore medio di ricoprimento vegetale (strato destinato a coltivo);
- esecuzione di opportune prove di classificazione preliminare (aggiuntive a quelle di progetto e a quelle previste nelle presenti specifiche), ai sensi delle citate norme tecniche, comprensive di analisi granulometrica, individuazione del contenuto naturale d'acqua e limiti di Atterberg delle varie tipologie di terreno esistente in sito. I risultati di tali prove preliminari saranno, quindi, finalizzati a definire le modalità di utilizzo ottimale del terreno di scavo sia per la realizzazione del rilevato di prova che per la realizzazione del rilevato arginale definitivo, nonché per il

trasporto a rifiuto dei quantitativi residui con qualità prestazionali inferiori (assimilabili alla porzione di scotico più superficiale – coltivo), nel rispetto dei limiti progettualmente previsti. Le prove in questione saranno a carico dell'appaltatore e il prelievo dei campioni per il laboratorio sarà effettuato in contraddittorio con la direzione Lavori.

11.4 Stesa e compattazione dei materiali

La stesa dei materiali costituenti i rilevati arginali, compresi quelli di prova, dovrà essere preceduta dalla rimozione e dall'asportazione del terreno vegetale secondo le sezioni di progetto e facendo in modo che il piano di imposta risulti il più possibile regolare, privo di avvallamenti e, in ogni caso, tale da evitare il ristagno di acque piovane. Durante i lavori di scorticamento si dovrà evitare che i mezzi possano rimaneggiare i terreni di impianto. La regolarità del piano di posa dei rilevati, previa ispezione e controllo, deve sempre essere approvata da parte della Direzione Lavori.

La formazione dei rilevati dovrà, quindi, essere eseguita in modo continuo e regolare, con sistematicità per strati di spessore costante compattati, di altezza non superiore a 30/40 cm circa e con modalità e attrezzature atte a evitare segregazione, brusche variazioni granulometriche e del contenuto d'acqua. Qualora necessario ed evidenziato dalla Direzione Lavori, in relazione alle caratteristiche del materiale disponibile, questo dovrà essere preventivamente disgregato mediante fresatura o operazione equivalente in modo tale da non contenere elementi di dimensioni grossolane (superiori a quelle limite prescritte) difficili da compattare.

Durante le fasi di lavoro si arantirà il rapido deflusso delle acque meteoriche conferendo sagomature aventi pendenza trasversale non inferiore al 2%. In presenza di opere d'arte o di muri di sostegno in genere, la pendenza trasversale sarà contrapposta ai manufatti.

La compattazione potrà aver luogo soltanto dopo aver accertato che il contenuto d'acqua delle terre sia prossimo (con ± 2% circa di tolleranza) a quello ottimo (w_{ott}) determinato mediante la prova AASHTO Proctor Modificata (CNR 69/1978):

$$w_{ott} - (\cong 2\%) < w < w_{ott} + (\cong 2\%)$$

Se tale contenuto dovesse risultare superiore, il materiale dovrà essere opportunamente essiccato; se inferiore, l'aumento sarà conseguito per umidificazione e con modalità tali da garantire una distribuzione uniforme entro l'intero spessore dello strato. Il raggiungimento del contenuto di

umidità del terreno dovrà essere verificato ripetendo, ove necessario, le prove di controllo aggiuntive dopo gli interventi correttivi adottati, restando queste a totale carico dell'appaltatore.

Le attrezzature di costipamento saranno lasciate alla libera scelta dell'Impresa ma dovranno comunque essere atte ad esercitare sul materiale, a seconda del tipo di esso, una energia costipante tale da assicurare il raggiungimento del grado di costipamento prescritto e dei requisiti di massa volumica, di portanza e prestazionali richiesti. La compattazione dovrà, in particolare, essere condotta con metodologia atta ad ottenere un addensamento omogeneo ed uniforme, operando con umidità prossima a quella ottimale preventivamente determinata in laboratorio mediante prova AASHTO Mod. (Proctor modificata). A tale scopo i rulli dovranno operare con sistematicità lungo direzioni parallele garantendo una sovrapposizione fra ciascuna passata e quella adiacente pari almeno al 10% della larghezza del rullo. Il tipo, le caratteristiche e il numero dei mezzi di compattazione nonché le modalità operative di dettaglio (numero di passate, velocità operativa, frequenza), dovranno, quindi, essere sottoposte alla preventiva approvazione della Direzione Lavori secondo un **Piano dei lavori di esecuzione dei rilevati** il quale dovrà, in linea generale, comprendere:

- le caratteristiche di classificazione dei materiali ai sensi della normativa tecnica predetta nonché le modalità di utilizzo ottimale ed eventuale miscelazione al fine del rispetto dei parametri progettuali, anche con riferimento a quanto già indicato al paragrafo 11.2.1: tale punto coincide con il Piano di utilizzo del materiale di scavo;
- le risorse impegnate nelle lavorazioni programmate: manodopera, mezzi d'opera, attrezzature di cantiere anche ad eventuale supporto delle prove di controllo sui rilevati di prova e in corso d'opera;
- le modalità di posa in opera dei materiali costituenti i rilevati, da verificare nei rilevati di prova e nel rispetto delle presenti specifiche, in ordine principalmente a:
- spessori di stesa consentiti dai mezzi di costipamento utilizzati;
- attitudine dei mezzi d'opera, e in particolare dei compattatori, ad assicurare le prescritte prestazioni;
- numero di passate e velocità media di avanzamento dei mezzi costipanti;
- le prevalenti condizioni di umidità naturale dei materiali impiegati all'atto della posa in opera, in relazione alle quali sono dettagliati nel piano gli eventuali procedimenti di umidificazione,

deumidificazione, eventuale correzione e/o stabilizzazione;

- le modalità esecutive delle operazioni propedeutiche e collaterali alla posa in opera: umidificazione, deumidificazione, sminuzzamento, mescolamento, eventuale correzione, stabilizzazione, spargimento;
- la programmazione e la progettazione delle opere di supporto all'esecuzione delle lavorazioni: piste provvisorie, raccordi alla viabilità di accesso al cantiere di lavoro, piazzali di deposito provvisorio, ecc;
- le eventuali opere di sostegno provvisorio degli scavi, di drenaggio e di difesa dalle acque;

Resta inteso che ogni proposta di variazione del piano particolareggiato dei lavori che si rendesse utile o necessaria in corso d'opera deve essere motivata e presentata al Direttore dei Lavori per la necessaria approvazione.

Per garantire una compattazione uniforme lungo i bordi del rilevato le scarpate dovranno essere riprofilate, una volta realizzata l'opera, rimuovendo i materiali eccedenti la sagoma.

In presenza di paramenti flessibili e murature laterali, la compattazione a tergo delle opere dovrà essere tale da escludere una riduzione nell'addensamento e nel contempo il danneggiamento delle opere stesse. A tergo dei manufatti si useranno mezzi di compattazione leggeri quali piastre vibranti, rulli azionati a mano, provvedendo a garantire i requisiti di deformabilità e addensamento richiesti anche operando su strati di spessore ridotto.

Nella formazione di tratti di rilevato rimasti in sospeso per la presenza di tombini, canali, cavi, ecc. si dovrà garantire la continuità con la parte realizzata impiegando materiali e livelli di compattazione identici.

Durante la costruzione dei rilevati dovrà, inoltre, essere garantita, ove necessario e segnalato dalla Direzione Lavori, la manutenzione necessaria per rimediare ai danni causati dal traffico di cantiere oltre a quelli dovuti alla pioggia e al gelo. Si dovrà, inoltre, garantire la protezione delle scarpate mediante la stesa di uno strato di terreno vegetale di circa 20÷30 cm di spessore, da stendere a cordoli orizzontali opportunamente costipati seguendo dappresso la costruzione del rilevato e ricavando eventualmente ed ove necessario gradoni di ancoraggio, salvo il caso che il rivestimento venga eseguito contemporaneamente alla formazione del rilevato stesso. La finitura delle sponde sarà eseguita in modo tale da assicurare l'adeguato supporto, il pronto attecchimento del rivestimento

suddetto e l'idoneo sviluppo del manto erboso, secondo le modalità di finitura superficiale ottimali e conformi alla tipologia di rivestimento finale individuato con il suddetto appalto, il tutto in conformità e nel rispetto delle tempistiche di avanzamento lavori.

Nel caso di sospensione della costruzione del rilevato, alla ripresa delle lavorazioni, la parte di rilevato già eseguita, ove necessario, dovrà essere ripulita dalle erbe e dalla vegetazione in genere che vi si fosse insediata; dovrà, inoltre, essere aerata, praticandovi dei solchi per il collegamento dei nuovi materiali come quelli finora impiegati e dovranno essere ripetute le prove di controllo delle compattazioni e della deformabilità.

Le scarpate saranno spianate e battute e i lavori di profilatura dovranno avvenire con asporto anziché con riporto di materie.

All'atto del collaudo i rilevati eseguiti dovranno avere la sagoma e le dimensioni prescritte dai disegni progettuali.

11.4.1 Condizioni climatiche

La costruzione di rilevati in presenza di gelo o di pioggia persistenti non sarà consentita in linea generale, fatto salvo particolari deroghe da parte della Direzione Lavori, limitatamente a quei materiali meno suscettibili all'azione del gelo e delle acque meteoriche.

Nell'esecuzione dei rilevati con terre a maggior contenuto di frazione coesiva si procederà, per il costipamento, preferibilmente mediante rulli a punte e carrelli pigiatori gommati. che consentono di chiudere la superficie dello strato in lavorazione in caso di pioggia. Alla ripresa del lavoro la stessa superficie dovrà essere convenientemente erpicata provvedendo eventualmente a rimuovere lo strato superficiale rammollito.

11.5 Prove di accettazione e controllo

11.5.1 Accertamenti preventivi sui materiali per l'esecuzione dei rilevati

Le caratteristiche e l'idoneità dei materiali da utilizzare per la formazione dei rilevati in progetto saranno preliminarmente accertate mediante le seguenti prove di laboratorio:

- analisi granulometrica e classificazione UNI 10006 e ss.mm.ii. (UNI 11531-1:2014);
- determinazione del limite liquido e dell'indice di plasticità sull'eventuale porzione di passante al setaccio 0,4 UNI 2332 e dell'indice di gruppo ai sensi delle norme CNR UNI 10006 e ss.mm.ii.

(UNI 11531-1:2014);

- determinazione del contenuto naturale d'acqua;
- prova di costipamento con energia AASHTO Modificata (Proctor modificata - CNR 69/1978) con determinazione della resistenza al taglio e dell'optimum Proctor.

Prima dell'esecuzione dei rilevati la Direzione Lavori procederà, quindi, al prelievo di campioni di terreno da inviare a laboratori ufficiali, in modo da verificare la rispondenza e la compatibilità alle prescrizioni di cui al presente documento dei materiali per la realizzazione dei rilevati arginali.

I campioni di terreno prelevati saranno innanzitutto classificati: sarà, quindi, individuata la curva granulometrica che caratterizza ogni campione, valutando i limiti di Atterberg (in particolare modo il limite liquido e l'indice di plasticità) e l'indice di gruppo, il tutto ai sensi delle norme CNR UNI 10006 e ss.mm.ii. (UNI 11531-1:2014) e delle prescrizioni elencate ai paragrafi precedenti. Saranno, quindi, eseguite le prove necessarie per la determinazione della resistenza al taglio e dell'optimum Proctor (prova AASHTO modificata).

Gli oneri per le suddette prove di laboratorio nonché per la strumentazione e l'assistenza necessarie alla loro gestione in cantiere, al fine del controllo e dell'accettazione preliminari all'esecuzione dei rilevati, saranno a carico dell'Impresa.

Relativamente ai materiali da utilizzare per la realizzazione dei rilevati sarà onere dell'impresa far eseguire opportune prove di classificazione preliminare, ai sensi delle citate norme tecniche, comprensive di analisi granulometrica, individuazione del contenuto naturale d'acqua e limiti di Atterberg delle varie tipologie di terreno esistente in sito in base anche alla loro stratigrafia e profondità. I risultati di tali prove preliminari saranno, quindi, finalizzati a definirne le modalità di utilizzo ottimale sia per la realizzazione dei rilevati di prova e dei rilevati arginali definitivi.

11.5.2 Prove di controllo e accettazione in fase esecutiva

In corso d'opera, per tutta la durata dei lavori di esecuzione dei rilevati, andranno previsti una serie di controlli e verifiche in sito finalizzati ad accertare la corretta esecuzione dei rilevati medesimi e la compatibilità con le caratteristiche tecniche e prestazionali progettualmente richieste. Dette prove saranno precedute, dall'esecuzione di un apposito rilevato di prova con lo scopo di accertare preventivamente, tarare ed ottimizzare l'esecuzione dell'intera opera. Le modalità e il numero delle

prove da eseguire sui rilevati di prova sono dettagliatamente specificate al successivo paragrafo 11.6.

Al fine dell'esecuzione delle prove di controllo ed accettazione necessarie in corso d'opera l'Impresa è tenuta a garantire la necessaria organizzazione, con personale qualificato ed attrezzature adeguate, approvate dalla D.L., inviando i campioni presso apposito Laboratorio Ufficiale. I campioni verranno prelevati in contraddittorio. Degli stessi potrà essere ordinata la conservazione in luogo indicato dalla D.L. previa apposizione dei sigilli e firme del Direttore dei Lavori e dell'Impresa e nei modo più adatti a garantirne l'autenticità e la conservazione.

Le norme tecniche di riferimento per le prove di controllo sono indicate nel seguente prospetto, oltre che al capitolo 11.2. Potranno anche essere applicate norme tecniche differenti o complementari purché equivalenti e di comprovata e riconosciuta validità:

CATEGORIE DI LAVORO E MATERIALI	CONTROLLI PREVISTI	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
PIANI DI POSA DEI RILEVATI	Classificazione delle terre	C.N.R.-UNI 10006 e ss.mm.ii.
	Grado di costipamento	B.U.- C.N.R. n.69
	Massa volumica in sito	B.U.- C.N.R. n.22
	Prova di carico su piastra	B.U.- C.N.R. n.146
FORMAZIONE DEI RILEVATI	Classificazione delle terre	C.N.R.-UNI 10006 e ss.mm.ii.
	Contenuto naturale d'acqua	CNR UNI 10008/63
	Grado di costipamento	B.U.- C.N.R. n.69
	Massa volumica in sito	B.U.- C.N.R. n.22
	Prova di carico su piastra	B.U.- C.N.R. n.146
	Prova di taglio diretto	ASTM D3080 - Eurocodice 7
	Prova SPT	ASTM 1586/67 - AGI 1977
	Prova di permeabilità Lefranc	AGI 1977 – AGI 1984 – Eurocodice 7

Tabella 1 – Normative di riferimento per l'effettuazione delle prove di accettazione e controllo.

Salvo diverse ulteriori valutazioni della Direzione Lavori e/o della Commissione di Collaudo la frequenza minima e le modalità delle prove da effettuarsi in corso d'opera, su ciascun rilevato, sono, invece, riportate nella *tabella 2* seguente:

TIPO DI PROVA	Rilevato argine N° 1 prova ogni	Rilevato ringrosso N° 1 prova ogni
Classificazione CNR-UNI 10006 e ss.mm.ii.	500 m^3	1000 m^3
Contenuto naturale d'acqua CNR UNI 10008/63	500 m^3	1000 m^3
Costipamento AASHTO Mod. CNR n. 69	500 m^3	1000 m^3
Massa volumica in sito B.U. CNR n. 22	500 m^3	1000 m^3
Prova di carico su piastra CNR n. 146	500 m^3	1000 m^3
Prova di laboratorio taglio diretto / prova SPT	1000 m^3	1000 m^3
Prova di permeabilità Lefranc a carico variabile	1000 m^3	1000 m^3

Tabella 2 – Modalità e numero prove di controllo e accettazione sui rilevati in corso d'opera.

La distanza massima tra due punti di prova analoga successivi, in riferimento allo sviluppo lineare dell'opera e al fine di garantire una certa omogeneità delle prove, non potrà, comunque, eccedere i 100 m circa.

Le prove di densità in sito e di carico su piastra saranno preferibilmente distribuite in punti centrali o laterali dei rilevati, comunque distanti almeno 1,0 m dal margine laterale degli stessi, in modo da essere sufficientemente rappresentative dei risultati conseguiti, mentre le prove SPT e di permeabilità saranno, invece, condotte in corrispondenza della porzione centrale dei rilevati. Le prove di carico su piastra saranno eseguite con doppio ciclo di carico per la determinazione dei moduli di deformazione M_d e $M_{d'}$.

Le prove sopra tabellate e previste per l'esecuzione dei rilevati di prova saranno a carico dell'Appaltatore e comprese nel prezzo di esecuzione.

La quantità delle prove elencate in tabella 2 potrà essere eventualmente integrata o ottimizzata, su disposizioni della Direzione Lavori e/o dell'Organo di Collaudo, in ragione della granulometria

dei materiali portati a rilevato e della variabilità nelle procedure di compattazione. La frequenza delle prove effettive di cantiere sarà, quindi, confermata ed eventualmente aggiornata in corso d'opera anche in funzione della tipologia e del programma di impiego dei materiali seguito dall'impresa e che verrà preventivamente sottoposto alla Direzione Lavori. L'omogenizzazione e l'uniformazione delle procedure esecutive dei rilevati potrà, in tal senso, portare all'ottimizzazione del numero di prove previste, con modalità che potranno anche ed eventualmente essere ridefinite in corso d'opera.

Gli esiti delle prove di controllo e verifica in corso d'opera saranno valutati dalla Direzione Lavori sulla base di quanto previsto negli elaborati di progetto, nelle presenti specifiche e sulla base dei risultati e dei parametri di riferimento ottenuti sui rilevati di prova. Qualora le prove di controllo non diano esito positivo l'Appaltatore dovrà provvedere alle opportune correzioni sull'eseguito e, qualora tali correzioni non fossero sufficienti, alla rimozione e al rifacimento della porzione di rilevato non idonea.

11.5.3 Tolleranze

11.5.3.1 Tolleranze dei risultati delle prove di controllo

I risultati ottenuti dalle varie prove di controllo ed accettazione previste dovranno rispettare mediamente i valori limite richiesti. Saranno ammessi risultati localmente inferiori purché lo scostamento dai valori minimi previsti non ecceda le seguenti tolleranze:

- il 10%, per le misure del grado di addensamento ottenute da prove di massa volumica in sito;
- il 10%, per le misure del moduli di deformazione M_d e $M_{d'}$ (espressi in MPa) ottenuti da prove di carico su piastra a doppio ciclo di carico;
- il 10% delle misure dell'angolo di attrito efficace ottenute da prove di taglio di retto in laboratorio;
- il 20% delle misure della coesione efficace, espresse in kPa, ottenute da prove di taglio di retto in laboratorio;
- il 20% delle misure permeabilità ottenute da prove tipo Lefranc a carico variabile.

Tutti i suddetti scostamenti dai valori minimi previsti, non potranno, in ogni caso, eccedere il 30% del numero delle prove eseguite distinte per singola tipologia.

11.5.3.2 Tolleranze delle giaciture dei piani realizzati rispetto a quelle di progetto

L'Impresa è tenuta a rispettare le seguenti tolleranze d'esecuzione sui piani finiti:

- 2% per la pendenza delle scarpate dei rilevati;

- ± 5 cm, per i piani di appoggio degli strati della sovrastruttura stradale;
- ± 10 cm, per i piani delle scarpate, rivestite o non con terra vegetale.

La misura delle sopraelencate tolleranze va eseguita mediante regolo rigido di 4 m di lunghezza (Norma UNI EN 13036-7), disposto secondo due direzioni ortogonali; gli scostamenti vanno letti in direzione normale ai piani considerati.

I controlli di esecuzione delle scarpate e dei piani di posa degli strati di sottofondo saranno effettuati, di norma, ogni 500 m^2 circa.

Le tolleranze suddette valgono anche per la realizzazione dei rilevati di prova.

11.6 Rilevato di prova

L'esecuzione del rilevato previsto in progetto dovrà essere preceduta dalla realizzazione di specifico rilevato di prova avente le stesse caratteristiche tecnico-prestazionali e costruttive riportate in precedenza e valevoli per l'intero sviluppo planimetrico del rilevato arginale in progetto. In tal senso l'impresa sarà tenuta a realizzare preliminarmente (per ciò mettendo a disposizione della Direzione Lavori personale, attrezzature e mezzi adeguati) una sperimentazione in vera grandezza (campo prova), allo scopo di definire, sulla scorta dei risultati delle prove preliminari di laboratorio e con l'impiego dei mezzi effettivamente disponibili, i materiali ottimali, gli spessori e le modalità di stesa, il numero di passaggi dei compattatori, ecc. che permettano di raggiungere i parametri tecnici e prestazionali progettualmente previsti e riportati ai paragrafi precedenti. Si evidenzia che la sperimentazione in vera grandezza deve riguardare ogni approvvigionamento omogeneo di materiale che si intende utilizzare per la costruzione dei rilevati. Analogamente la sperimentazione andrà ripetuta in caso di variazione significativa del parco macchine o delle modalità esecutive da parte dell'impresa.

L'onere economico di esecuzione dei rilevati di prova è da intendersi compreso nel prezzo d'appalto.

L'avvio delle attività di costruzione dei rilevati è, pertanto, subordinata alla verifica positiva e all'accertamento della conformità tecnica-prestazionale dei rilevati di prova alle prescrizioni progettuali, da parte della Direzione Lavori, tramite le prove elencate in tabella 3, previste a carico dell'appaltatore. La sperimentazione, completata prima di avviare l'esecuzione dei rilevati sarà,

quindi, di conferma e di supporto al programma dettagliato dei movimenti di materia e alle modalità di esecuzione delle lavorazioni in argomento. Qualora le prove previste sui rilevati di prova non dovessero dare esito soddisfacente, l'Impresa sarà tenuta all'adeguamento delle opere e alla ripetizione delle prove non conformi.

11.6.1 Dimensioni, geometria e programmazione del rilevato di prova

Il rilevato di prova dovrà essere realizzati in un tratto completo del tracciato dell'argine in progetto ben definito e delimitato tra due sezioni trasversali successive. La geometria e la sezione del rilevato di prova dovranno, pertanto, essere quelle di progetto per la lunghezza intercorrente tra due sezioni successive e, comunque, non inferiore a 50 m. In tal senso, dopo la sperimentazione è fatto obbligo all'Impresa di demolire le sole parti del manufatto eventualmente non accettabili rispetto alle prestazioni ad esse richieste nella configurazione finale.

La realizzazione del rilevato di prova potrà essere programmata in coincidenza con l'avvio della costruzione del rilevat in progetto, ovvero coincidere con la prima porzione realizzata del rilevato in progetto. A tal riguardo, l'impresa dovrà preliminarmente produrre e presentare uno specifico schema di esecuzione del rilevato di prova, definito nel dettaglio sia per quanto concerne l'ubicazione, la geometria, la programmazione temporale dell'esecuzione del rilevato di prova medesimo e l'ubicazione ottimale delle prove di accettazione, il quale dovrà essere valutato ed approvato dalla Direzione Lavori.

11.6.2 Requisiti e caratteristiche tecniche – prestazionali

Il rilevato arginale di progetto dovrà essere realizzato secondo le modalità costruttive e le caratteristiche tecniche e prestazionali specificate al *paragrafo 11.2*, rispettando il più possibile i valori di classificazione, costipamento, modulo di deformazione, massa volumica in sito, angolo di attrito e permeabilità in esso previsti.

11.6.3 Prove di controllo e accettazione sui rilevati di prova

Il rilevato di prova, salvo diverse prescrizioni della Direzione Lavori, dovrà essere sottoposto alle seguenti prove di controllo e accettazione:

Tipo di prova	***Rilevato argine*** N° 1 prova ogni	***Rilevato ringrosso*** N° 1 prova ogni
Classificazione CNR-UNI 10006 e ss.mm.ii.	500 m^3	1000 m^3
Contenuto naturale d'acqua CNR UNI 10008/63	500 m^3	1000 m^3
Costipamento AASHTO Mod. CNR n. 69	500 m^3	1000 m^3
Massa volumica in sito B.U. CNR n. 22	500 m^3	1000 m^3
Prova di carico su piastra CNR n. 146	500 m^3	1000 m^3
Prova di laboratorio taglio diretto / prova SPT	1000 m^3	1000 m^3
Prova di permeabilità Lefranc a carico variabile	1000 m^3	1000 m^3

Tabella 3 – Modalità e numero prove di controllo e accettazione sui rilevati di prova.

Le prove di densità in sito e di carico su piastra saranno distribuite in punti centrali o laterali dei rilevati, comunque distanti almeno 1,0 m dal margine laterale degli stessi, in modo da essere sufficientemente rappresentative dei risultati conseguiti, mentre le prove di laboratorio a taglio diretto su campioni di terreno prelevati (o, in alternativa, le prove SPT in sito) e le prove di permeabilità saranno, invece, condotte in corrispondenza della porzione centrale dei rilevati. Le prove dovranno, inoltre e comunque, essere eseguite in una serie di punti opportunamente spaziati in senso longitudinale e trasversale, con passo sufficiente a fornire un adeguato livello di dettaglio per la mappatura del campo prova.

Gli esiti delle prove di controllo e verifica in corso d'opera saranno valutati dalla Direzione Lavori sulla base di quanto previsto negli elaborati di progetto e nelle presenti specifiche tecniche-prestazionali. Qualora le prove di controllo non diano esito positivo l'Appaltatore dovrà provvedere alle opportune correzioni sul rilevato di prova eseguito e, qualora tali correzioni non fossero sufficienti, alla rimozione e al rifacimento della porzione di rilevato non idonea, sulla quale saranno ripetute nuove prove di controllo e accettazione.

Classificazione generale	Terre ghiaio-sabbiose Frazione passante allo staccio 0.063 mm ≤ 35%							Terre limo-argillose Frazione passante allo staccio 0.063 mm > 35%					Torbe e terre organiche palustri
Gruppo	A1		A3	A2				A4	A5	A6	A7		A8
Sottogruppo	A1-a	A1-b		A2-4	A2-5	A2-6	A2-7				A7-5	A7-6	
Frazione passante allo staccio 2 mm 0.4 mm 0.063 mm	≤ 50 ≤ 30 ≤ 15	- ≤ 50 ≤ 25	- > 50 ≤ 10	- ≤ 35	- ≤ 35	- ≤ 35	- ≤ 35	- > 35	- > 35	- > 35	- > 35	- > 35	
Caratteristiche della frazione passante allo staccio 0.4 mm LL (Limite liquido) IP (Indice di plasticità)	- ≤ 6	- ≤ 6	- N.P.	≤ 40 ≤ 10	> 40 ≤ 10	≤ 40 > 10	> 40 > 10	≤ 40 ≤ 10	> 40 ≤ 10	≤ 40 > 10	> 40 > 10 IP ≤ LL-30	> 40 > 10 IP > LL-30	
Indice di gruppo	0		0	0		≤ 4		≤ 8	≤ 12	≤ 16	≤ 20		
Tipi usuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo	Ghiaia o breccia, ghiaia o breccia sabbiosa, sabbia grossa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane		Sabbia fina	Ghiaia o sabbia limosa o argillosa				Limi poco compressibili	Limi molto compressibili	Argille poco compressibili	Argille molto compressibili e mediamente plastiche	Argille molto compressibili e molto plastiche	Torbe di recente o remota formazione, detriti organici
Qualità portanti quale terreno di sottofondo in assenza di gelo	da eccellente a buono					Da mediocre a scadente							Da scartare
Azione del gelo sulle qualità portanti	Nessuna o lieve			Media				Molto elevata		Media	Elevata	Media	
Ritiro e rigonfiamento	Nullo			Nullo o lieve				Lieve o medio		Elevato	Elevato	Molto elevato	
Permeabilità	Elevata			Media o scarsa				Scarsa o nulla					

Tabella 4 – Classificazione delle terre ai sensi della norma CNR-UNI 10006 e ss.mm.ii. (UNI 11531-1:2014)