



Autorità di Sistema Portuale
del Mar Tirreno Centro Settentrionale

PORTI DI ROMA E DEL LAZIO - CIVITAVECCHIA - FIUMICINO - GAETA

Autorità di Sistema Portuale del Mar Tirreno Centro Settentrionale



NUOVO PORTO COMMERCIALE DI FIUMICINO

PROGETTO ESECUTIVO I LOTTO FUNZIONALE I STRALCIO "Darsena Pescherecci e viabilità di accesso al cantiere"

Committente:

Il presidente
AVV. Francesco Maria Di Majo

Il responsabile del procedimento
Dott. Ing. Maurizio Marini

Il coordinatore generale
Dott. Ing. Giuseppe Solinas

Progettazione:

**ACQUA
TECNO**

Ing. Renato Marconi
Ing. Paolo Turbolente
Ing. Barbara Doronzo

Consulenza specialistica
geotecnica:

Ing. Giulio Galimberti



Titolo elaborato

Elaborato

A.2202.12 | PE | R

RCG

Scala

RELAZIONE DI CALCOLO GEOTECNICO

Data	Preparato	Controllato	Approvato
Novembre 2020	Ing. Paolo Frattarelli Manfredi	Ing. Giulio Galimberti	Ing. Renato Marconi
Revisione	Data		
01	Giugno 2021		
02	Febbraio 2022		

INDICE

INDICE 1

1. INTRODUZIONE	1
2. DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	1
3. SEQUENZA STRATIGRAFICA ATTESA E MODELLO GEOTECNICO.....	6
4. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO	8
5. FASI COSTRUTTIVE.....	10
5.1. Diga di sopraflutto.....	10
5.2. Banchina di riva.....	11
5.3. Diga di sottoflutto.....	12
5.4. Scalo alaggio e pennello di protezione	13
5.5. Piazzali operativi	13
6. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI DRENI VERTICALI	14
7. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	16
8. MATERIALI UTILIZZATI.....	16
8.1. CALCESTRUZZI.....	16
8.2. ACCIAIO IN BARRE PER ARMATURE	17
8.3. ACCIAIO DA CARPENTERIA	18
8.3.1. Acciaio da carpenteria metallica.....	18
8.3.2. Bulloni	18
8.3.3. Tiranti palancole.....	18
9. VALUTAZIONE CONDIZIONI DI STABILITÀ E CEDIMENTI ATTESI	18
9.1. Metodi di calcolo	18
9.1.1. Analisi di stabilità.....	18
9.1.2. Valutazione dei cedimenti attesi.....	24
9.2. Analisi dei carichi.....	24

9.3.	Risultati delle analisi	25
9.3.1.	Sopraflutto, sez. HH	25
9.3.2.	Sopraflutto, sez. GG	33
9.3.3.	Sopraflutto, sez. EE	41
9.3.1.	Sottoflutto, sez. MM.....	52
9.3.1.	Sottoflutto, sez. II	60
9.3.1.	Scalo di alaggio, sez. RR.....	79
9.3.1.	Piazzali operativi	88
10.	IL PIANO DI MONITORAGGIO GEOTECNICO E STRUTTURALE.....	93
11.	VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	97
11.1.	Sez. II.....	109
11.2.	Sez. HH	123
1.1.	Sez. EE	129
1.2.	Sez. GG	134
1.3.	Sez. MM	139
1.4.	Sez. RR.....	144
12.	AFFIDABILITÀ CODICE DI CALCOLO	154
12.1.	Affidabilità codice Plaxis 2D (Casi prova).....	156
	INDICE DELLE FIGURE	175
	INDICE DELLE TABELLE	179

1. INTRODUZIONE

Nell'ambito della progettazione esecutiva del primo stralcio del progetto del Nuovo Porto commerciale di Fiumicino, la presente relazione riporta le verifiche geotecniche delle principali opere in progetto.

Nel proseguo, dopo una sintetica descrizione delle opere, vengono esposte le analisi numeriche svolte e i relativi risultati ottenuti.

Tutte le quote assolute riportate nel presente testo sono riferite al livello medio marino.

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il primo stralcio del progetto del Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino comprende la realizzazione delle opere riportate schematicamente nella planimetria di Figura 1.

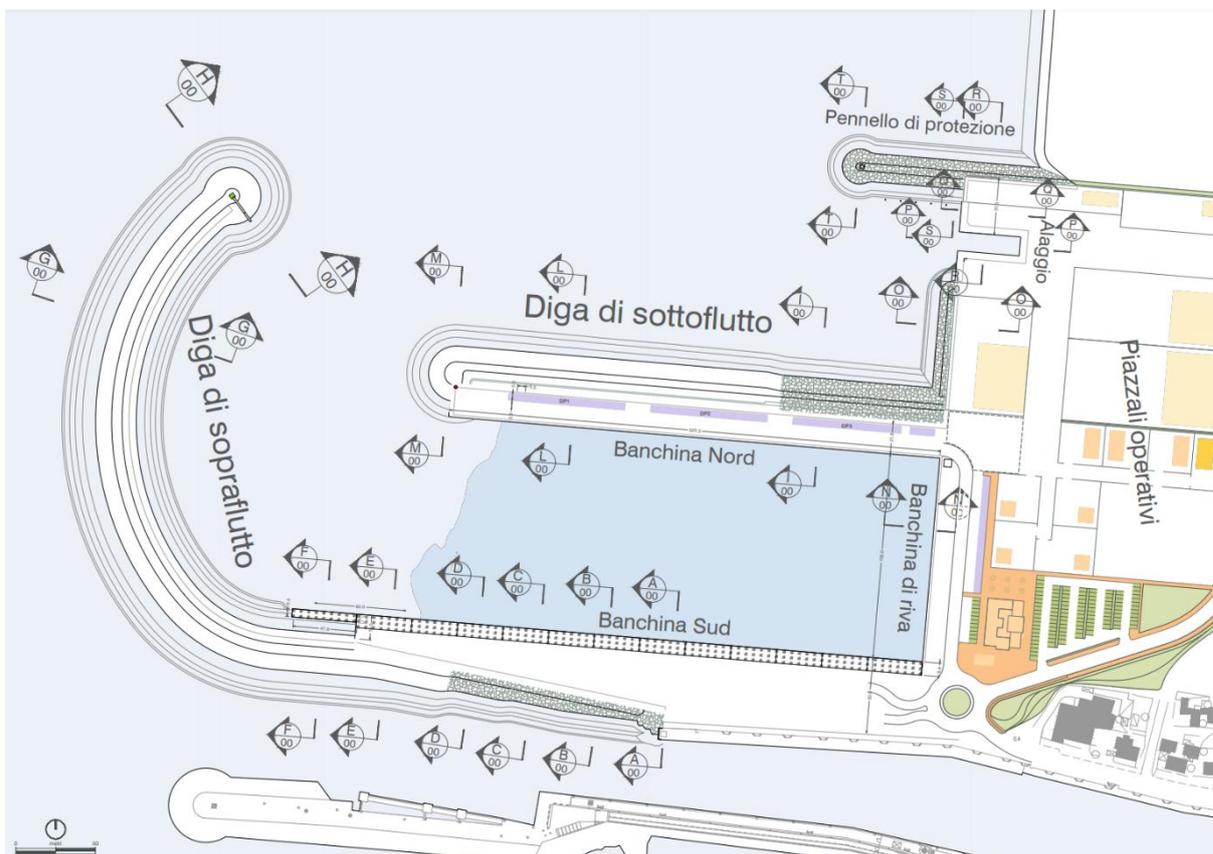


Figura 1 - Planimetria opere in progetto

Il progetto prevede la realizzazione delle seguenti opere:

- diga di sopraflutto;
- diga di sottoflutto;
- costruzione della banchina Nord;

- costruzione della banchina Sud;
- costruzione del Pennello di protezione Nord;
- realizzazione dell'alaggio;
- formazione e dei piazzali operativi;
- il dragaggio fino a quota -6.00 m s.l.m.m. nella darsena interna.

Il materiale dragato verrà confluito in parte nella vasca di sedimentazione esistente ed in parte sarà utilizzato per la formazione dei piazzali, previa caratterizzazione dei sedimenti secondo le norme vigenti. Tale materiale di natura pressoché granulare sarà sottoposto ad addensamento con precarica, come meglio specificato più avanti.

Le dighe di sopraflutto e sottoflutto sono costituite da opere a gettata, aventi un nucleo in *tout-venant* e mantellata in massi naturali lato porto e massi artificiali lato mare. Le parti delle dighe foranee imbasate su fondali meno profondi presentano, anche sul lato mare, massi naturali. Le sezioni di testata sono imbasate rispettivamente a -6,60 m s.l.m.m. e -6,10 m s.l.m.m.; la quota di progetto del coronamento è prevista a +7,00 m s.l.m.m. La pendenza delle scarpate è 2V/3H e 3V/4H per il lato mare e lato porto, rispettivamente. Fanno eccezione le sezioni di testata dove si è adottata una pendenza di 1V/2H sia per il lato mare che per il lato porto.

Sulla diga di sottoflutto è prevista la costruzione della banchina Nord realizzata mediante un palancoleto ancorato con tirante di ancoraggio e palancoleto di contrasto. Tale tipologia costruttiva è utilizzata anche per la banchina di riva. Su parte della diga di sopraflutto è invece prevista la realizzazione della banchina Sud, di larghezza variabile e via via crescente andando dalla testata verso il piazzale a terra. Tale banchina è realizzata mediante la costruzione di un pontile su pali infissi.

Nelle figure seguenti sono riportate le sezioni tipologiche delle dighe (per maggiori dettagli si vedano gli elaborati "EG. OM. 9-7-11").

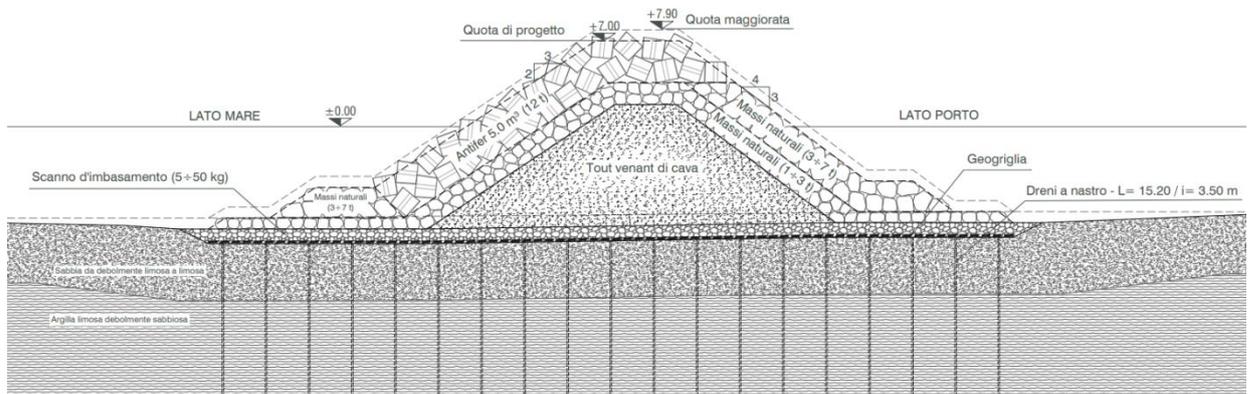


Figura 2 – Sezione tipologica: tronco di sopraflutto

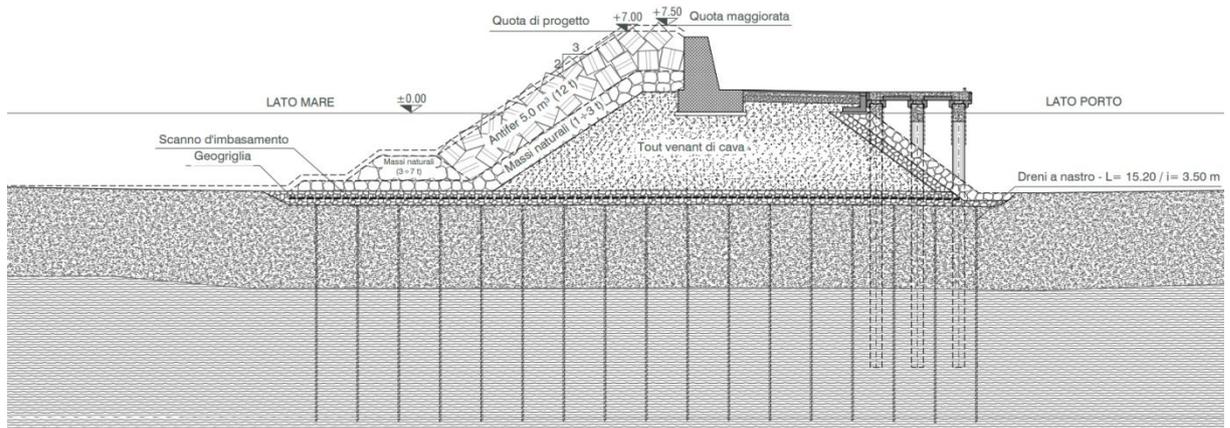


Figura 3 – Sezione tipologica: banchina Sud

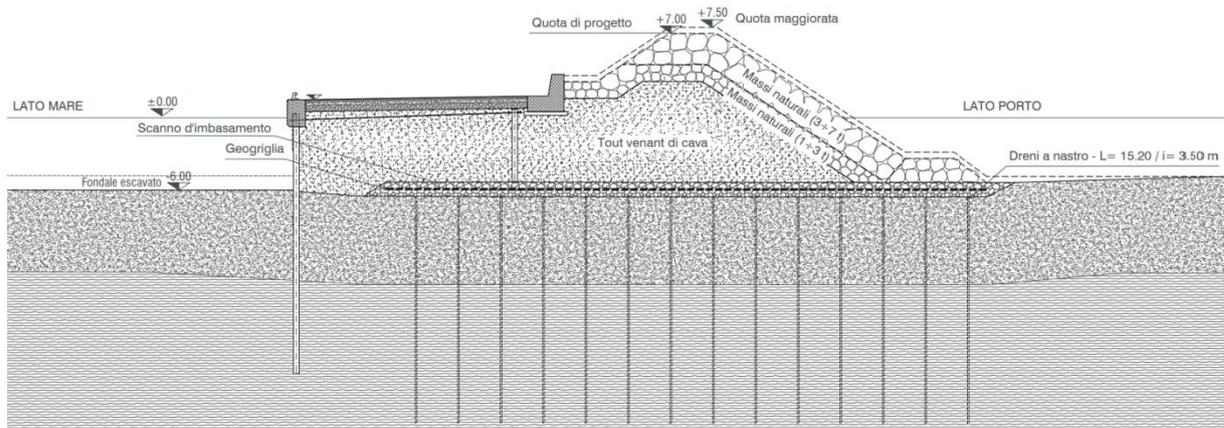


Figura 4 - Sezione tipologica: Banchina Nord

In previsione degli abbassamenti attesi dovuti alla consolidazione dello strato di argille pressoché normal consolidate presente nell'area del nuovo porto, le dighe verranno realizzate secondo una sezione maggiorata, così che a lungo termine, a consolidazione avvenuta, vengano raggiunte le quote di progetto. Il processo di consolidazione delle argille sarà accelerato tramite l'utilizzo di dreni a nastro grazie ai quali sarà possibile dissipare più velocemente le sovrappressioni neutre indotte durante le fasi di costruzione delle dighe a beneficio di una minor durata del fenomeno di consolidazione delle argille e il trasferimento delle tensioni allo scheletro solido. Anche le banchine verranno realizzate secondo una sezione maggiorata per compensare l'effetto dei cedimenti di consolidazione. Nelle banchine realizzate tramite palancole è inoltre prevista la realizzazione di una precarica avente lo scopo di limitare al massimo l'abbassamento dell'opera ad opera dei cedimenti differiti nel tempo. Per tale motivo si procederà all'infissione delle palancole e alla realizzazione della trave di bordo dopo che la messa in opera della precarica abbia determinato una parte rilevante dei cedimenti attesi.

Nella porzione di sopraflutto ove è presente la banchina a giorno è previsto di realizzare l'impalcato in c.a. con un certo ritardo rispetto alle opere a gettata, in modo tale che i cedimenti indotti dal rilevato a tergo, e quindi gli effetti di trascinamento, risultino minimizzati.

Il progetto prevede inoltre la costruzione dello scalo di alaggio e del relativo pennello di protezione. Lo scalo di alaggio è realizzato tramite un doppio palancole infisso con una trave di coronamento di tipo "Cofferdam" (sezione tipologica in Figura 5, elaborato "EG. OM. 18"). Il pennello di protezione è invece costituito da un'opera a gettata simile a quella utilizzata per le dighe foranee ma di dimensioni minori, la pendenza delle scarpate è $2V/3H$ (sezione tipologica in Figura 6, elaborato "EG. OM. 19").

Anche queste opere verranno realizzate secondo una quota maggiorata rispetto a quella di progetto per tener conto degli effetti a lungo termine della dissipazione delle sovrappressioni neutre nelle argille.

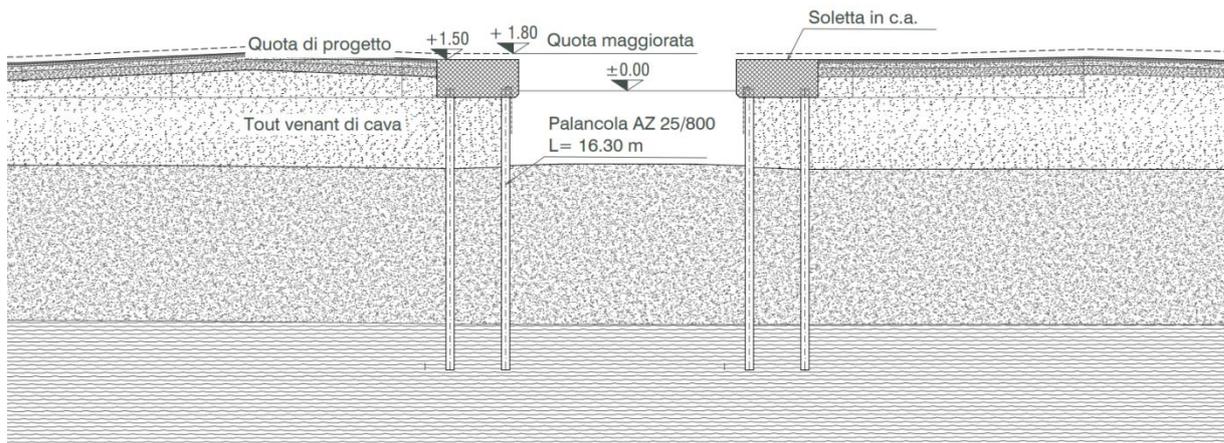


Figura 5 - Sezione tipologica: scalo di allaggio

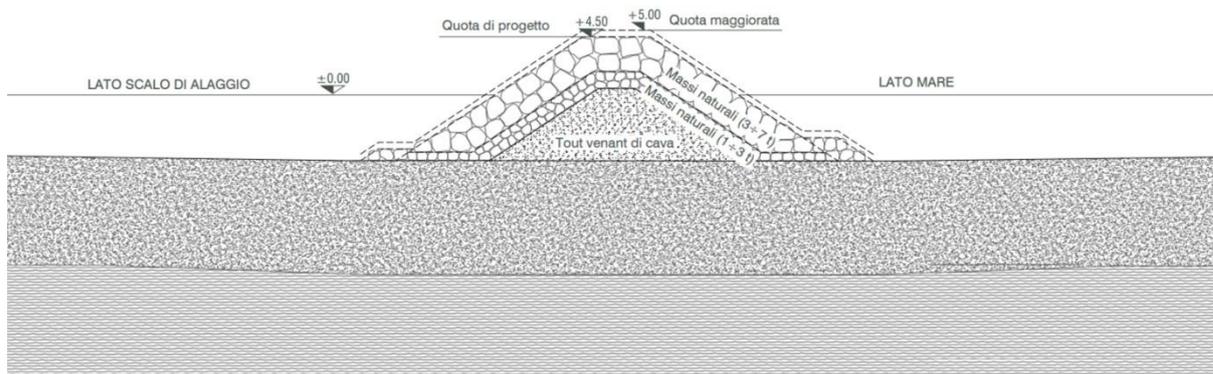


Figura 6 - Pennello di protezione

A tergo dei banchinamenti di riva è prevista la realizzazione di piazzali operativi (Figura 7). Questi verranno utilizzati durante le attività di cantiere e successivamente quali spazi pavimentati ed attrezzati a servizio dell'infrastruttura portuale. La quota di realizzazione di tali piazzali tiene conto, anche in

questo caso, dei cedimenti differiti nel tempo che si manifesteranno negli anni a seguire la costruzione dell'opera.

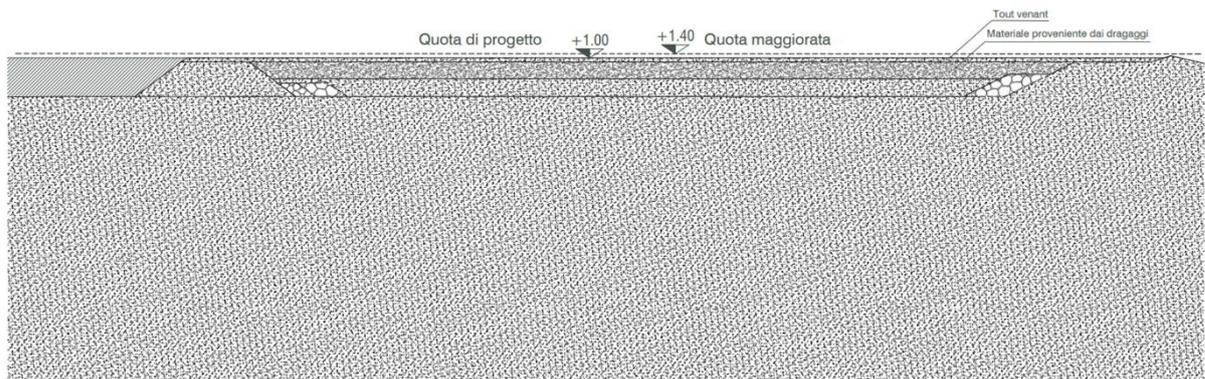


Figura 7–Piazzali operativi

3. SEQUENZA STRATIGRAFICA ATTESA E MODELLO GEOTECNICO

La sequenza stratigrafica attesa è stata ricostruita sulla base dei sondaggi, delle prove penetrometriche eseguite e delle prove geofisiche. L'area è interessata da uno strato superficiale di sabbia limosa, da poco a mediamente addensata, e dalla presenza al di sotto di un potente strato di argille limose il cui letto non è stato raggiunto dalle indagini eseguite, da normal consolidate a poco sovraconsolidate. La Figura 8 riporta una planimetria con l'indicazione dello spessore dello strato di sabbia superficiale individuato durante la campagna sismostratigrafica Sparker del 2020. Lo spessore delle sabbie nell'area d'intervento oscilla fra un minimo di 4 metri, nella parte della diga di sopraflutto più lontana da costa e un massimo di 8 in corrispondenza della banchina di riva.

Come descritto nella relazione geologica "RGL-Relazione geologica", l'esecuzione della prova penetrometrica profonda CPTE_U 10 ha rilevato a una profondità di circa 37 m dal l.m.m. un deposito granulare caratterizzato dalla presenza di gas in pressione. Tale formazione è approfonditamente descritta nella Relazione Geologica. I parametri fisici e meccanici di tale strato, al quale ci si è riferiti per identificare il bedrock, sono caratterizzati da valori di rigidità molto elevati, anche per effetto dello stato tensionale a cui è naturalmente sottoposto.

A tal proposito è fondamentale sottolineare che lo strato granulare appena descritto, trovandosi a profondità molto elevate, subisce un incremento tensionale indotto dalle opere in progetto limitato.

L'incidenza delle deformazioni che si verificano a tale profondità ha quindi effetti molto modesti sulle opere.

Per quanto riguarda le caratteristiche fisiche e meccaniche dei litotipi presenti, nella Relazioni Geotecniche del Progetto Definitivo e del progetto Esecutivo (rispettivamente elaborati "R RGT 10" e "RGT-Relazione geotecnica") sono esposti i risultati delle prove eseguite. La Tabella 1 riepiloga i dati essenziali ricavati.

litotipo	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c_u (kPa)	E_u (MPa)	c_c	c_s	E' (MPa)
Sabbie, S/SL	19,0	0	26-34	-	-	-	-	10,0-15,0
Argille limose, AL	17,0 – 17,5	0	22-24	0,22 σ'_v	200 c_u	0,3 – 0,4	0,07	-
Strato granulare profondo	17,0 -17,5	0	30-35	-	-	-	-	80

Tabella 1 - Modello geotecnico, riepilogo parametri fisici e meccanici dei litotipi presenti

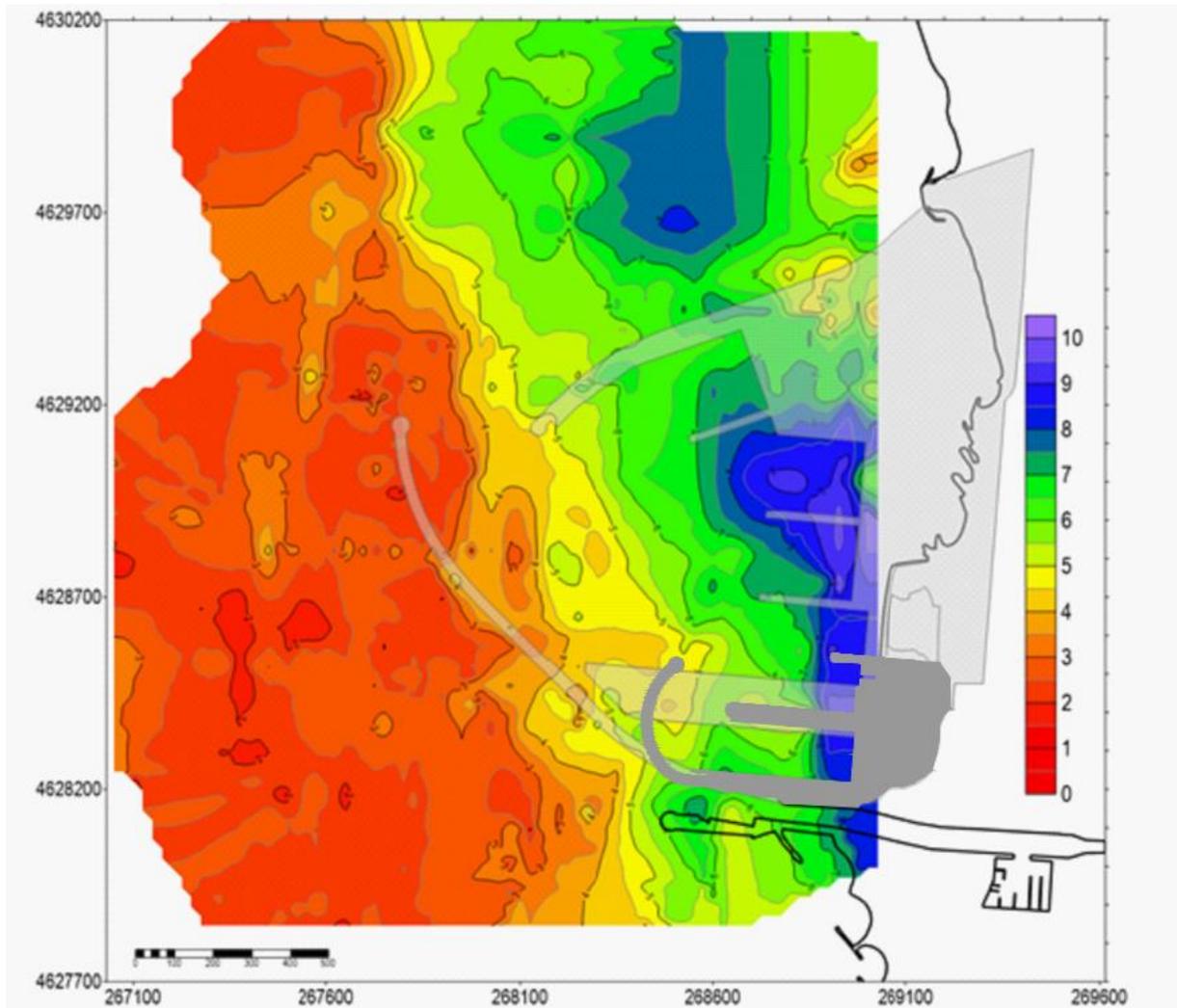


Figura 8 - Planimetria dell'area con curve di livello indicanti lo spessore dello strato di sabbia superficiale

4. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO

Viste le problematiche geotecniche connesse con la realizzazione delle opere in progetto ed espresse nella relazione geotecnica “RGT-Relazione geotecnica”, è prevista una serie di opere di consolidamento geotecnico aventi la funzione di garantire sia gli opportuni coefficienti di sicurezza nei confronti della stabilità delle opere (rispetto delle verifiche allo stato limite ultimo, SLU), sia il giusto livello di funzionalità della stessa (rispetto delle verifiche allo stato limite di esercizio, SLE). Nel dettaglio, sono previsti interventi di miglioramento delle caratteristiche meccaniche del materiale del fondale marino (sostituzione degli strati più superficiali e meno addensati in corrispondenza del

tetto delle sabbie); interventi di accelerazione dei processi di consolidazione dei terreni a grana fine (dreni a nastro); inserimento di elementi di rinforzo sul piano di posa dei corpi diga (geogriglie).

La tabella seguente riepiloga per ogni opera la tipologia di consolidamento impiegata e le relative caratteristiche geometriche/prestazionali.

Opera	Dragaggi di bonifica geotecnica	Dreni a nastro	Geogriglia	Precarica
Sopraflutto (diga)	H=1,2 m – tout venant (150÷300mm)	L=14,5/17,7 m - i =3,50 m Realizzati da mare	Rk>1300 kN	-
Sopraflutto (banchina Sud)	H=1,2 m – tout venant (150÷300mm)	L=18,50 m - i=3,50m Realizzati da mare	Rk>900 kN	-
Sottoflutto (diga)	H=1,2 m – tout venant (150÷300mm)	L=18,80 m - i=3,50m Realizzati da mare	Rk>900 kN	-
Sottoflutto (banchina Nord)	H=1,2 m – tout venant (150÷300mm)	L=18,80 m - i=3,50m Realizzati da mare	Rk>900 kN	H=1,5 m
Banchina di riva	-	-	-	H=1,3 m
Scalo di alaggio	-	-	-	H=1,3 m
Piazzali operativi	-	-	-	H=1,2 m

Tabella 2 - Tipologia di consolidamento geotecnico e caratteristiche prestazionali per ogni opera.

In corrispondenza delle fondazioni della diga di sopraflutto e in quella di sottoflutto, è prevista la bonifica geotecnica del fondale e la realizzazione di uno scanno d'imbasamento di altezza 1,2 m realizzato in tout venant di cava di pezzatura 150 ÷ 300 mm. Questa struttura geotecnica sarà realizzata previo dragaggio dell'area di impronta delle opere a mare ed ha lo scopo di sostituire con materiale scapolo lo strato di sabbia limosa poco addensata e con percentuali di fini maggiori, rispetto alle sabbie mediamente addensate al di sotto. Allo stesso tempo assolve alla funzione di preservare lo stesso dalle possibili azioni di scalzamento dovute al moto ondoso.

Si prevede inoltre la realizzazione di un sistema di dreni a nastro al di sotto delle dighe di protezione con lo scopo di accelerare i processi di consolidazione dello strato di argilla limosa per uno spessore di circa 12 metri. Tale accorgimento ha un duplice effetto benefico di accelerare i tempi dei cedimenti che si verificano durante l'esecuzione delle opere e di velocizzare il trasferimento delle sovrappressioni indotte dalla realizzazione delle opere allo scheletro solido incrementando la resistenza dello strato coesivo. I dreni verranno disposti con un interasse di 3,5 m e avranno una lunghezza variabile (in relazione allo spessore dello strato di sabbia superficiale) tale che comunque non arrivino a profondità maggiori di circa -25 m. Infatti, dalle indagini eseguite è emerso che alla quota di -35 m è più probabile la presenza di sacche di gas in pressione.

Infine, verrà messa in opera, all'interno dello scanno d'imbasamento una geogriglia caratterizzata da una resistenza a trazione pari a 1300 kN ai fini della stabilità delle dighe. Nella zona della diga di sottoflutto in corrispondenza dell'allineamento del banchinamento, si prevede la realizzazione di una precarica di altezza pari a 1,5 m. Tale soluzione viene adottata al fine di evitare che eccessivi cedimenti si manifestino dopo la messa in opera delle palancole. Tale accorgimento ha anche lo scopo

di evitare che la quota banchina, a seguito dei processi di consolidazione, risulti difforme da quella di progetto. Per gli stessi motivi è prevista una precarica analoga per la banchina di riva e per lo scalo di alaggio.

Nella zona dei piazzali operativi verrà posta in opera una precarica di altezza pari a 1,2 metri avente lo scopo di addensare il materiale dragato e posto nella vasca come riempimento.

5. FASI COSTRUTTIVE

5.1. Diga di sopraflutto

Gli elaborati grafici “OG. OM. 34-35-36-37-38” riportano nel dettaglio le fasi realizzative relative alla diga di sopraflutto. In generale, si procede dapprima all'esecuzione dei dragaggi di bonifica geotecnica e alla messa in opera dei dreni al di sotto dell'area di impronta del rilevato. Successivamente si procede alla formazione dello scanno di imbasamento e alla posa della geogriglia. Le fasi successive, come illustrato negli elaborati, si differenziano per le varie sezioni tipologiche.

Nella sezione di testata e in quella di tronco (“OG. OM. 37-38”) la costruzione del rilevato avviene per step successivi, intervallati da periodi di tempo di attesa che consentirà la dissipazione di parte delle sovrappressioni neutre indotte dalla costruzione della diga e consentirà la parziale consolidazione dello strato di argille limose prima di continuare con le operazioni di riporto del materiale. Ciò è necessario per garantire il rispetto degli opportuni coefficienti di sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo in condizioni di breve termine.

Nella sezione ove si prevede la realizzazione del pontile a giorno (“OG. OM. 36”), la realizzazione della diga avviene per step successivi. Per quanto riguarda il pontile di bunkeraggio, i pali in acciaio vengono infissi subito dopo la realizzazione dei dragaggi di bonifica geotecnica prima della realizzazione dello scanno, ma l'impalcato sarà messo in opera un anno dopo l'ultimazione della diga a tergo. Così facendo si assicura che la struttura del pontile subisca limitati effetti di trascinamento (attrito negativo) innescati dal processo di consolidazione delle argille.

Nelle sezioni relative al tratto di diga di sopraflutto contenente la banchina Sud (“OG. OM. 34-35”), i pali saranno infissi dopo la realizzazione dei dragaggi di bonifica geotecnica prima della realizzazione dello scanno di imbasamento e dopo la costruzione della diga si prevede un'attesa di 365 giorni prima di realizzare l'impalcato in c.a. Anche gli arredi di banchina e il muro paraonde, per limitarne gli abbassamenti, vengono posti in opera solo dopo aver atteso 365 giorni dalla fine della costruzione del rilevato.

Nel tratto diradicamento della diga di sopraflutto (“OG. OM 34”) è presente una scogliera che dovrà essere salpata prima di procedere con la sequenza costruttiva sopradescritta.

La Tabella 3 riepiloga in maniera sintetica la sequenza delle fasi realizzative di ogni zona.

FASE	Zone di testata/ tronco	Zona di tronco con pontile	Zona banchina Sud
1	<ul style="list-style-type: none"> • Dragaggi di bonifica h.1,20 m • Dreni • Scanno d'imbasamento • Geogriglia 	<ul style="list-style-type: none"> • Dragaggi di bonifica h.1,20 m • Infissione pali • Dreni • Scanno d'imbasamento • Geogriglia 	<ul style="list-style-type: none"> • Salpamento massi scogliera ove presenti • Dragaggi di bonifica h.1,20 m • Infissione pali • Dreni • Scanno d'imbasamento • Geogriglia
2	<ul style="list-style-type: none"> • Corpo diga fino a +0,3 m s.l.m. (mezzi marittimi) • Attesa 90 giorni 	<ul style="list-style-type: none"> • Corpo diga fino a +0,3 m s.l.m. (mezzi marittimi) • Attesa 90 giorni 	<ul style="list-style-type: none"> • Corpo diga fino a +2/+2,3 m s.l.m. (mezzi marittimi) • Attesa 365 giorni
3	<ul style="list-style-type: none"> • Corpo diga fino a +4,8 /+4,5 m s.l.m. (mezzi terrestri) • Attesa di 90 giorni 	<ul style="list-style-type: none"> • Corpo diga fino a +4,5 m s.l.m. (mezzi terrestri) • Attesa di 90 giorni 	<ul style="list-style-type: none"> • Completamento mantellata +4,5/+7,5 m s.l.m. • Messa in opera impalcato e muro paraonde
4	Completamento diga a +8,2/+7,9m s.l.m.	<ul style="list-style-type: none"> • Completamento diga a +7,9 m s.l.m. • Attesa di 365 giorni 	<ul style="list-style-type: none"> • Posa in opera pavimentazione flessibile e arredi banchina
5	-	<ul style="list-style-type: none"> • Realizzazione in opera impalcato 	-

Tabella 3 - Diga di sopraflutto, riepilogo schematico delle fasi realizzative

Durante ogni fase di riempimento della diga il rilevato subisce degli abbassamenti sia all'atto della costruzione sia durante la successiva attesa. Si è tenuto conto di questo aspetto considerando una percentuale di materiale in più che verrà utilizzata per supplire alla parte “consumata” dagli abbassamenti in corso d'opera.

5.2. Banchina di riva

L'elaborato grafico “OG. OM. 41” riporta nel dettaglio le fasi realizzative relative alla banchina di riva. Le fasi realizzative sono riportate in Tabella 4.

FASE	Zona di testata
1	<ul style="list-style-type: none"> • Riempimento in tout venant fino alla quota +3 m (mezzi terrestri e marittimi) • Attesa 365 giorni
2	<ul style="list-style-type: none"> • Rimozione precarica fino alla quota necessaria per infissione delle palancole di banchina e di ancoraggio • Infissione palancole • Posa in opera del tirante di ancoraggio
3	<ul style="list-style-type: none"> • Rimozione precarica lato mare • Realizzazione trave di coronamento in c.a.
4	<ul style="list-style-type: none"> • Posa in opera arredi di banchina • Realizzazione pavimentazione flessibile

Tabella 4 – Banchina di riva, riepilogo schematico delle fasi realizzative

5.3. Diga di sottoflutto

Gli elaborati grafici “OG. OM. 39-40” riportano nel dettaglio le fasi realizzative relative alla diga di sottoflutto. In generale, si procede dapprima alla realizzazione della bonifica geotecnica, alla messa in opera dei dreni sull'area di impronta della diga. Successivamente si procede alla formazione dello scanno d'imbasamento alla posa della geogriglia.

Le fasi successive, come illustrato negli elaborati, si differenziano nelle varie sezioni tipologiche.

Nella sezione di testata (“OG. OM. 40”) in analogia con quanto prescritto per la testata della diga di sopraflutto, la costruzione del rilevato avviene per step successivi, intervallati da periodi di tempo di attesa per consentire la dissipazione di parte delle sovrappressioni neutre e permettere l'inizio dello sviluppo dei fenomeni di consolidazione dello strato di argilla, prima di continuare con le operazioni di riporto del materiale. Ciò è necessario per garantire il rispetto degli opportuni coefficienti di sicurezza nei confronti della stabilità delle opere.

Nelle sezioni relative al tratto di diga contenenti la banchina Nord (“OG. OM. 39”) il rilevato viene messo in opera con due step successivi con attesa di 32 settimane dopo ogni fase. La configurazione di costruzione prevede in ogni caso di raggiungere una quota maggiore di quella di progetto realizzando così una precarica. Il palancolato di banchina e relativo sistema di ancoraggio vengono realizzati successivamente alla fase di precarica, previa rimozione di quest'ultima, in modo tale da minimizzare gli effetti di trascinalamento e con essi le deformazioni indotte sugli elementi strutturali, garantendo i coefficienti di sicurezza (relativamente alle verifiche dello stato limite ultimo) e un appropriato livello di funzionalità (relativamente alle verifiche dello stato limite di esercizio). Anche gli arredi di banchina e il muro paraonde vengono posti in opera solo dopo i due step di costruzione del rilevato.

La Tabella 5riporta in maniera schematica le fasi realizzative di ogni zona.

FASE	Zona di testata	Zona banchina Nord
1	<ul style="list-style-type: none"> • Dragaggio di bonifica geotecnica • Dreni • Scanno d'imbasamento 	<ul style="list-style-type: none"> • Dragaggio di bonifica geotecnica • Dreni • Scanno d'imbasamento
2	<ul style="list-style-type: none"> • Corpo diga fino a +0,3 m s.l.m. (mezzi marittimi) • Attesa 90 giorni 	<ul style="list-style-type: none"> • Corpo diga fino a +2,2m s.l.m. • Precarica lato porto (mezzi terrestri e marittimi) • Attesa 32 settimane
3	<ul style="list-style-type: none"> • Corpo diga fino a +4,3 m s.l.m. (mezzi terrestri) • Attesa di 90 giorni 	<ul style="list-style-type: none"> • Corpo diga fino a +3,25m s.l.m. (mezzi terrestri) • Attesa 32 settimane
4	Completamento diga fino a +7,7 m s.l.m.	<ul style="list-style-type: none"> • Scavo per infissione palancole • Infissione palancole e sistema di ancoraggio • Completamento mantellata fino a +7,5 m s.l.m. • Posa in opera tirante di ancoraggio • Realizzazione muro paraonde
5	-	<ul style="list-style-type: none"> • Rimozione precarica • Realizzazione trave di banchina in c.a. • Posa in opera arredi di banchina

- | | |
|--|--|
| | <ul style="list-style-type: none"> • Realizzazione pavimentazione • Dragaggio fino alla quota di progetto (-6,0 m) |
|--|--|

Tabella 5 - Diga di sottoflutto, riepilogo schematico delle fasi realizzative.

Durante ogni fase di riempimento della diga il rilevato subisce degli abbassamenti sia all'atto della costruzione sia durante la successiva attesa. Si è tenuto conto di questo aspetto considerando una percentuale di materiale in più che verrà utilizzata per supplire alla parte “consumata” dagli abbassamenti in corso d'opera.

5.4. Scalo alaggio e pennello di protezione

Gli elaborati grafici “OG. OM. 42-43-40” riportano nel dettaglio le fasi realizzative relative allo scalo di alaggio e al relativo pennello di protezione. Le fasi realizzative sono riassunte in Tabella 6.

FASE	Scalo di alaggio sez. O-O	Scalo di alaggio sez. R-R	Pennello di protezione
1	<ul style="list-style-type: none"> • Riempimento in tout venant fino alla quota +1.8m s.l.m. • Realizzazione precarica in tout venant • Realizzazione scogliera di protezione fino a quota 2,5 m s.l.m. • Attesa di 365 giorni 	<ul style="list-style-type: none"> • Riempimento in tout venant fino a protezione fino a quota +2m s.l.m. • Realizzazione scogliera di protezione fino a quota 2,5 m s.l.m. • Attesa di 365 giorni 	<ul style="list-style-type: none"> • Corpo diga fino a quota +2 m s.l.m. • Attesa di 90 giorni
2	<ul style="list-style-type: none"> • Rimozione rilevato fino alla quota necessaria per l'infissione delle palancole • Infissione palancole 	<ul style="list-style-type: none"> • Rimozione riempimento fino alla quota necessaria per l'infissione del doppio palancole 	<ul style="list-style-type: none"> • Corpo diga fino a quota +5 m s.l.m.
3	<ul style="list-style-type: none"> • Realizzazione trave di coronamento in c.a. 	<ul style="list-style-type: none"> • Realizzazione soletta in c.a. • Realizzazione muro paraonde • Realizzazione scogliera di protezione fino a quota + 5 m s.l.m. 	-
4	<ul style="list-style-type: none"> • Formazione del piazzale fino a quota +1,3 m s.l.m. in tout venant di cava • Realizzazione pavimentazione flessibile • Realizzazione della scogliera di protezione lato mare 	<ul style="list-style-type: none"> • Rimozione del tout venant all'interno del costruendo bacino di alaggio • Realizzazione pavimentazione • Posa in opera arredi banchina 	-
5	-	-	-

Tabella 6 – Scalo di alaggio e pennello di protezione, riepilogo schematico delle fasi realizzative

5.5. Piazzali operativi

Gli elaborati grafici “OG. OM. 42-43-40” riportano nel dettaglio le fasi realizzative relative ai piazzali operativi. Nello specifico, in una prima fase si realizza parte dei salpamenti delle scogliere esistenti e vengono inoltre redistribuiti uniformemente i cumuli di materiale fino presenti in vasca. Nella seconda fase si procede al riempimento della vasca di sedimentazione; tale riempimento è realizzato con il materiale proveniente dai dragaggi fino alla quota di +0,6 m s.l.m.m. e con tout venant di cava fino a quota + 2,6 m s.l.m.m. Nella terza fase, dopo un'attesa di 5 mesi, una parte dello strato di tout venant viene rimossa per ottenere la quota di fine lavori pari a +1,4 m s.l.m.m. La quota di progetto (pari a

+1,0 m s.l.m.m.) viene ottenuta alla fine dei processi di consolidazione che sono responsabili di un abbassamento di 0,4 m.

6. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI DRENI VERTICALI

Al fine di accelerare i processi di consolidazione dei terreni argillosi al di sotto delle dighe foranee si prevede di realizzare dreni a nastro di larghezza 95 mm e spessore 4 mm, posti ad interasse 3.5 m, disposti secondo una maglia a quinconce.

Il grado di consolidazione nei terreni limo-argillosi è stato stimato considerando il processo di consolidazione orizzontale, dovuto alla presenza dei dreni.

Si conferma il dimensionamento dei suddetti dreni eseguito nel Progetto Definitivo nell'elaborato "CG 11-Calcoli geotecnici delle dighe foranee e delle opere interne".

Il grado di consolidazione del processo di consolidazione orizzontale U_h è stato stimato con riferimento alla soluzione di Barron (1948) per i processi di consolidazione radiale, assumendo l'ipotesi di deformazioni verticali uguali (ogni sezione orizzontale rimane tale nel tempo), per cui risulta:

$$U_h = 1 - e^{-\frac{8T_h}{F}}$$

ove

- $T_h = \frac{c_h \cdot t}{d_e^2}$ è il fattore tempo;

- d_e è il diametro equivalente del cilindro di terreno che drena, pari a 1.05 l'interasse s dei dreni per la disposizione a quinconce;

- $d_w = \frac{2(a+b)}{\pi}$ è il diametro equivalente del dreno, secondo le indicazioni di Hansbo (1981), essendo a

e b rispettivamente lo spessore e la lunghezza del dreno lamellare;

- n è rapporto tra d_e e il diametro d_w del dreno;

- $F = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \ln(n) - \frac{3 \cdot n^2 - 1}{4 \cdot n^2}$.

Nelle analisi si è assunto un coefficiente di consolidazione verticale operativo pari a $5,2 \cdot 10^{-7} \text{m}^2/\text{s}$, stimato a partire da quello verticale ritenuto rappresentativo per il problema in esame ($c_v = 1,7 \cdot 10^{-7} \text{m}^2/\text{s}$) ottenuto nelle prove di compressione edometrica eseguite sui materiali a grana fine (limi argillosi). In particolare, visto che il processo di consolidazione in presenza dei dreni è essenzialmente orizzontale e considerata la natura dei terreni presenti, come valore medio rappresentativo del c_v si è ritenuto più

adatto un valore medio-alto tra quelli stimati dalle prove edometriche (“RGT 10-Relazione geotecnica”). Quindi, per la scelta del valore operativo del coefficiente di consolidazione, rispetto a quello desumibile dalle prove di laboratorio, si è tenuto conto degli effetti di disturbo dei provini di laboratorio, degli effetti della macrostruttura del deposito e anche della possibile eterogeneità dello stesso (presenza di livelletti di limi sabbiosi intercalati nello strato) aumentando tale coefficiente di un fattore pari a 3.

Il coefficiente di consolidazione orizzontale operativo è stato determinato considerando un valore medio pari a 3 del rapporto k_h/k_v tra i coefficienti di permeabilità in direzione orizzontale e verticale, tipico per i terreni argillosi, per cui risulta $c_{h1}=1,56 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Nella tabella sottostante si riassumono le grandezze del processo di consolidazione in presenza del sistema di dreni verticali.

s	de=1.05 s	dw	n	F	c _{vOPER}	c _{hOPER}
m	m	m	-	-	m ² /s	m ² /s
3,5	3,675	0,063	58,31	3,32	5,2 · 10 ⁻⁷	1,56 · 10 ⁻⁶

Tabella 7- Dimensionamento dei dreni verticali

I dreni sono simulati nel modello e contribuiscono al raggiungimento, in tempi ridotti, del coefficiente di sicurezza necessario all'esecuzione delle opere tenuto conto dei tempi di attesa tra una fase e quella successiva.

7. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- Decreto ministeriale del 17/01/2018 – “Aggiornamento alle Norme Tecniche per le Costruzioni” e Circolare n°7 del 21/01/2019 (Capitolo 6 “Progettazione Geotecnica”);
- Eurocodice 7 “Progettazione Geotecnica”.

8. MATERIALI UTILIZZATI

Le caratteristiche dei materiali impiegati sono di seguito riportate.

8.1. CALCESTRUZZI

Classe di resistenza del calcestruzzo per sottofondazioni C12/15 ($R_{ck} 15 \text{ N/mm}^2$)

Classe di resistenza del calcestruzzo per getti in opera ed elementi prefabbricati: **C35/45**

Classe di esposizione XS3: Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.

Massimo rapporto a/c : 0,45

Contenuto minimo di cemento: 360 kg/mc

Caratteristiche meccaniche:

RCG-Relazione di calcolo geotecnico

Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	45 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	35 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1,5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0,85 [-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	43 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	3,2 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	2,2 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	4,2 [MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	34077 [MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_{cd}	ϵ_{c2}	0,0020 [-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0,0035 [-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	19,83 [MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1,50 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	21 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	15,75 [MPa]
Coefficiente dilatazione termica		1,00E-05

8.2. ACCIAIO IN BARRE PER ARMATURE

Classe	B450C
Tensione di snervamento nominale	$f_{y,nom}$ 450 [MPa]
Tensione di rottura nominale	$f_{t,nom}$ 540 [MPa]

Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1,15 [-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	210000 [MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0,001863 [-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0,01 [-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391,3 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]

Coefficiente dilatazione termica	1,20E-05
----------------------------------	----------

Trattandosi di strutture in ambiente aggressivo si adotta un **copriferro min. di 50 mm.**

8.3. ACCIAIO DA CARPENTERIA

8.3.1. Acciaio da carpenteria metallica

- S355 profilati standard/piatti/tubolari pali palancole

Tensioni caratteristiche: $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$

8.3.2. Bulloni

Classe 8.8

secondo UNI EN ISO 4016:2002,

UNI 5592:1968,

UNI EN ISO 898-1:2001

8.3.3. Tiranti palancole

(Tipo "GEWI" B500B)

Tensioni caratteristiche: $f_{p=0,2k} = 500 \text{ N/mm}^2$ $f_{tk} = 550 \text{ N/mm}^2$

9. VALUTAZIONE CONDIZIONI DI STABILITÀ E CEDIMENTI ATTESI

9.1. Metodi di calcolo

9.1.1. Analisi di stabilità

Le normative di riferimento adottate sono le “Norme Tecniche delle costruzioni” del 17/01/2018 (NTC) e le Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” pubblicate a Gennaio del 2019.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) consistono, in generale, nel verificare il rispetto della condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove con E_d si indica il valore di progetto delle azioni, o degli effetti delle azioni, e con R_d il valore di progetto delle resistenze.

La verifica di tale condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti rispettivamente per la azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Le azioni di progetto, o gli effetti delle azioni, E_d sono valutabili a partire dalle azioni caratteristiche adottando per i coefficienti parziali γ_F i valori specificati in Figura 9 (Tabella 6.2.I delle NTC).

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

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

Figura 9- Coefficienti parziali per le azioni o gli effetti delle azioni.

Le resistenze di progetto R_d si determinano a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza, divisi per i coefficienti parziali γ_M specificati in Figura 10 (Tabella 6.2.II delle NTC) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R , specifici per ciascun tipo di opera.

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

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

Figura 10 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

I valori da applicare alle resistenze sono diversi in relazione alla tipologia di opera e quindi verranno precisati nell'ambito della descrizione delle verifiche relative a ciascuna di esse.

Le verifiche di sicurezza dei rilevati arginali costituenti le dighe foranee fanno riferimento, come prescritto dalla normativa, alle opere di materiali sciolti (rilevati, argini di difesa per fiumi, canali e litorali, rinfianchi, rinterri, terrapieni e colmate); in particolare, deve risultare rispettata la condizione $E_d \leq R_d$ verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati in Figura 9,10 e 11(Tabella 6.8.I delle NTC).

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

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Figura 11 – Coefficiente parziale di resistenza per verifica di opere di materiali sciolti

Si riporta di seguito la combinazione fondamentale (2.5.1 delle NTC) utilizzata nelle verifiche agli stati limite ultimi per determinare il valore delle azioni E_d :

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

dove i coefficienti di combinazione delle azioni Ψ_{0n} sono desumibili dalla tabella 2.5.1 delle NTC riportata in Figura 12. Nel caso in esame si è utilizzata la categoria G delle azioni variabili.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 12 - Coefficienti di combinazione per le verifiche di sicurezza

Le analisi in condizioni sismiche sono effettuate adottando il metodo pseudo-statico, eseguendo verifiche con la combinazione (A2+M2+R2), utilizzando valori unitari per i coefficienti parziali A2.

Si riporta di seguito la combinazione sismica (2.5.5 delle NTC) impiegata nelle analisi:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

Nelle analisi, l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente proporzionale al peso W del volume di terreno instabile; le componenti orizzontali e verticali di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h W$ e $F_v = k_v W$. La determinazione del coefficiente sismico orizzontale k_h è effettuata con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali, come specificato a seguire.

Il coefficiente k_h è legato all'accelerazione di picco dalla relazione:

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

con

β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, si ricava dalla Tabella 7.11.I delle NTC riportata in Figura 13 seguente;

S_S coefficiente che tiene conto dell'amplificazione stratigrafica;

S_T coefficiente di amplificazione topografica;

a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento.

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

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

Figura 13 -Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, β_s .

Il coefficiente k_v è definito pari a $k_v = \pm 0,5 k_h$.

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima è valutato in corrispondenza dell'ubicazione geografica del sito (lat=41,7728; long=12,2227) e in funzione del periodo di riferimento V_R , pari al prodotto della vita nominale V_N per il coefficiente di utilizzo C_U .

In corrispondenza della categoria di sottosuolo C individuata, si valuta il coefficiente S_S dalla relazione:

$$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$$

Sono stati considerati gli stati limite ultimi di prevenzione del Collasso (SLC) e di salvaguardia della vita umana (SLV).

In Tabella 8 si riportano i valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica da impiegare nello studio delle condizioni di stabilità del pendio; sono state distinte la fase finale di

realizzazione della diga, per la quale il sisma è stato valutato per una vita nominale di 100 anni, da eventuali fasi temporanee intermedie, in cui è stata considerata una vita nominale di 10 anni.

Comune Fiumicino	VN (anni)	CU	VR (anni)	TR (anni)	ag/g	S _T	F ₀	S _S	β _s	k _h	k _v
SLC											
Coordinate: lat=41.7728 long=12.2227	100	1,5 (III)	150	2475	0,103	1	2,906	1,5	0,24	0,037	±0,018
Coordinate: lat=41.7728 long=12.2227	10	1,5 (III)	15	292	0,062	1	2,691	1,5	0,24	0,021	±0,010
SLV											
Coordinate: lat=41.7728 long=12.2227	100	1,5 (III)	150	1423	0,0915	1	2,848	1,5	0,24	0,033	±0,016
Coordinate: lat=41.7728 long=12.2227	10	1,5 (III)	15	142	0,051	1	2,630	1,5	0,24	0,018	±0,009

Tabella 8- Riepilogo grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica.

Per una vita nominale di 100 anni, i valori di k_h e k_v determinati sono rispettivamente pari a 0,037 e 0,018 (nel caso di SLC) e a 0,033 e 0,016 (nel caso di SLV). Per una vita nominale pari a 10 anni, k_h e k_v risultano pari a 0,021 e 0,010 (nel caso di SLC) e a 0,018 e 0,009 (nel caso di SLV).

Le verifiche di stabilità sono state condotte mediante l'impiego del codice di calcolo numerico Plaxis 2D. Sono state simulate nel dettaglio tutte le fasi costruttive delle opere descritte nel paragrafo 5 coerentemente con gli step costruttivi con cui verranno realizzate le opere. I litotipi a grana fine sono stati modellati come materiali caratterizzati da un comportamento non drenato, ciò ha permesso, specificando i valori di permeabilità desunti dalle prove edometriche, di simulare accuratamente la risposta lenta caratteristica di questi materiali nei riguardi del fenomeno della consolidazione. La consolidazione è stata sviluppata con la procedura "consolidation", prevista dal programma.

La verifica di stabilità è stata eseguita mediante la procedura automatica di *safetycalculation (phi/c reduction)* prevista dal codice di calcolo. La procedura restituisce il fattore di sicurezza associato al cinematismo di collasso che si verifica durante l'analisi *safetycalculation*. Gli altri cinematismi di collasso ipotizzabili non vengono investigati. Questi, infatti, hanno dei fattori di sicurezza maggiori di quello che avviene nell'analisi che rappresenta lo scivolamento più critico in termini di fattore di sicurezza.

È stata inoltre simulata l'azione sismica e valutato il coefficiente di sicurezza corrispondente, sempre mediante un'analisi *safety calculation*.

Nel dettaglio, sono state studiate 3 sezioni per il sopraflutto, 2 sezioni per il sottoflutto, 1 sezione per lo scalo di alaggio e 1 sezione per i piazzali operativi.

I parametri impiegati per i litotipi presenti sono riepilogati nella Tabella 9 e sono stati desunti dalla relazione di caratterizzazione geotecnica.

Per tutti i litotipi, con esclusione dell'argilla, è stato adottato un legame costitutivo di Mohr Coulomb; per gli strati a grana fine, invece, è stato adottato il legame costitutivo *Soft Soil*, disponibile nella libreria del programma; si tratta di un legame costitutivo della famiglia dei *cap model*, molto simile al modello *Cam Clay*. In *Soft Soil* le caratteristiche di rigidità del terreno vengono definite tramite il coefficiente di compressibilità, c_c , il coefficiente di rigonfiamento, c_s , e l'indice dei vuoti iniziale, e_0 . Il deposito di argilla, inoltre, è stato suddiviso in più strati, al fine di tenere conto della variabilità dei parametri c_c , c_s ed e_0 con la profondità, così come indicato in Tabella 9. Sempre per i litotipi a grana fine, per quanto riguarda i parametri di resistenza, è stato impiegato un angolo d'attrito, φ' , pari a 23° sia per le fasi non drenate (UD), sia per quelle drenate (D). Nelle fasi UD, tale valore corrisponde ad avere una resistenza non drenata pari a quella di progetto, $c_u=0,22 \sigma'_v$; per le fasi D, corrisponde ad un valore cautelativo medio-basso dei risultati ottenuti dalle prove di laboratorio.

litotipo	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' ($^\circ$)	e_0	cc	cs	c_u (kPa)	E' (MPa)
Massi	18	5	50	-	-	-	-	50
Antifer	13	5	50	-	-	-	-	50
Tout venant	18	1	42	-	-	-	-	40
Tout venant (150 ÷ 300 mm)	18	1	45	-	-	-	-	45
Sabbia	19	1	30	-	-	-	-	15
Argilla 0-10 m	17,25	0,5	23	1,3	0,4	0,07	0,22 σ'_v	-
Argilla 10-15 m	17,25	0,5	23	1,1	0,4	0,07	0,22 σ'_v	-
Argilla 15-25 m	17,25	0,5	23	0,9	0,3	0,07	0,22 σ'_v	-
Argilla 25-30 m	17,25	0,5	23	0,75	0,3	0,07	0,22 σ'_v	-
Strato Granulare profondo	17,25	0	35	-	-	-	-	80

Tabella 9 - Riepilogo parametri fisici e meccanici impiegati nelle analisi numeriche

Le simulazioni sono state eseguite adottando i parametri riportati in Tabella 9. Nelle analisi di stabilità sono stati applicati i coefficienti riduttivi M2 dei parametri geotecnici e i coefficienti A2 delle azioni. Le verifiche di stabilità sono state quindi considerate soddisfatte se il coefficiente di sicurezza stimato dalle analisi *safety calculation* è risultato non minore del coefficiente parziale sulle resistenze ($\gamma_R = 1,1$). Le verifiche degli elementi strutturali, presenti in alcune sezioni tipologiche, sono state effettuate

utilizzando le sollecitazioni fornite dai dati di output del software. Tali sollecitazioni sono state ottenute applicando ai modelli i coefficienti riduttivi A1 e M1.

9.1.2. Valutazione dei cedimenti attesi

La valutazione degli abbassamenti dovuti ai cedimenti immediati dei litotipi drenati e ai cedimenti di consolidazione dei terreni argillosi di fondazione delle dighe foranee è stata effettuata utilizzando la combinazione quasi permanente per la valutazione degli effetti a lungo termine (2.5.4 delle NTC):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

Le analisi effettuate hanno permesso di stimare la quota parte degli abbassamenti che si verifica durante la costruzione delle opere. Questi abbassamenti, dal momento che vengono scontati durante la costruzione, non sono stati considerati ai fini delle maggiorazioni delle quote di progetto, che, al contrario, sono state tarate solamente sulla base dei cedimenti di consolidazione che si verificheranno dalla fine dei lavori, per un arco di tempo stimato in 25 anni.

Per determinare gli spostamenti delle opere e verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera si è utilizzata la combinazione frequente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

Nei paragrafi seguenti vengono esposti, quindi, le modalità di esecuzione delle analisi ed i risultati ottenuti.

9.2. Analisi dei carichi

I seguenti carichi sono stati considerati nei modelli di calcolo e applicati secondo quanto prescritto dalle NTC 2018 come riportato nel paragrafo 9.1

- Peso proprio dei terreni e materiali dei rilevati: si veda la Tabella 9;
- Sovraccarichi di banchina. Si è assunto sul piano banchina un sovraccarico verticale uniformemente distribuito sul piano banchina pari a $q = 20 \left[\frac{kN}{m^3} \right]$;
- Tiro alla bitta. Si è assunto un valore pari a $50 \left[\frac{kN}{m} \right]$ per la banchina Sud (Sez. EE) e pari a $20 \left[\frac{kN}{m} \right]$ per la banchina Nord (Sez. II).
- Azione sismica. L'azione sismica è stata tenuta in conto attraverso il metodo pseudostatico. Per maggiori dettagli si veda il paragrafo 9.1.

9.3. Risultati delle analisi

9.3.1. Sopraflutto, sez. HH

La realizzazione di questa diga prevede le fasi di cantiere descritte al paragrafo 5.1.

Nell'analisi numerica sono state implementate tutte le fasi di lavorazione previste. Sono stati simulati anche i periodi di interruzione dei lavori necessari sia allo scopo della stabilità sia per garantire il livello di funzionalità delle opere.

In Figura 14 si riporta lo schema rappresentativo delle modalità di esecuzione dell'analisi effettuata con il software Plaxis 2D.

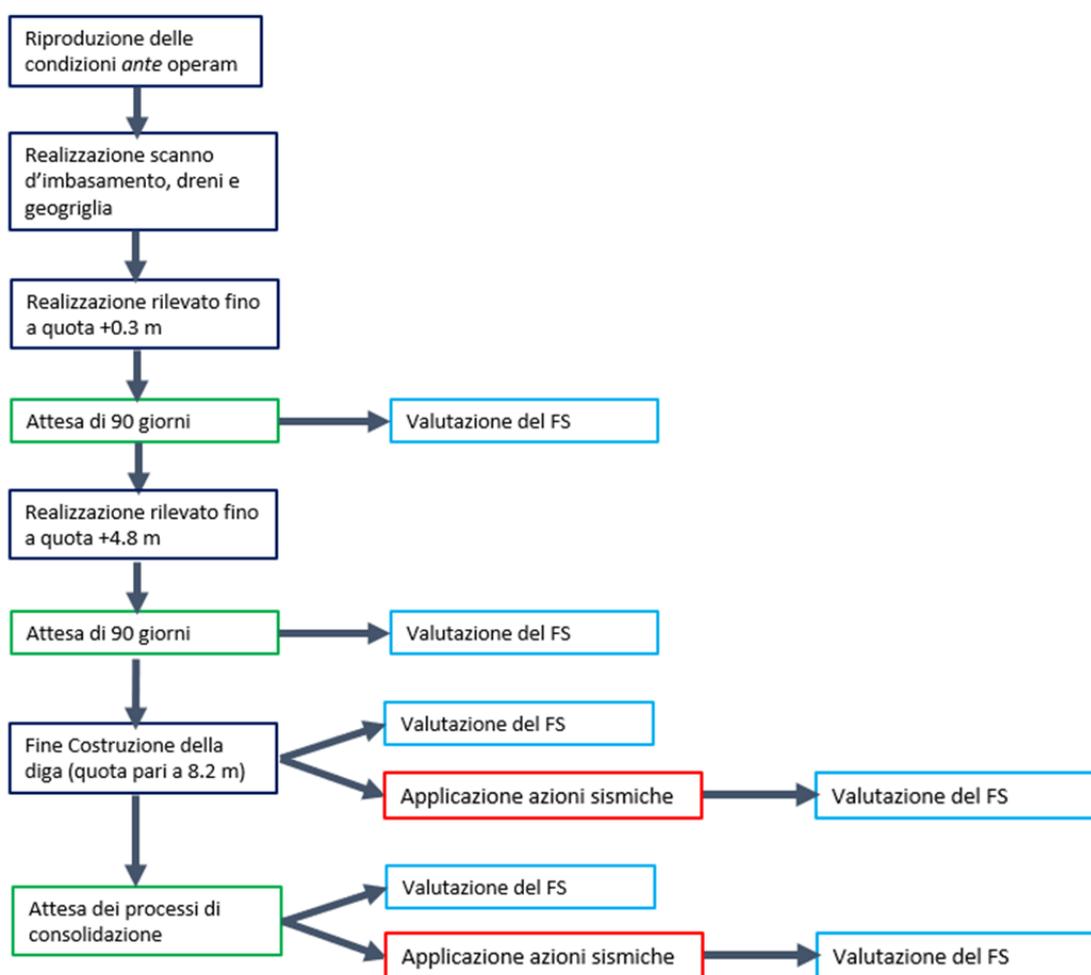


Figura 14 - Schema a blocchi delle varie fasi simulate con il software Plaxis 2D (sezione HH).

I dreni sono stati simulati assegnando al materiale interessato dalla loro presenza un coefficiente di permeabilità orizzontale di 3 volte superiore rispetto a quello di partenza.

Il processo di consolidazione finale si considera ultimato quando risultano dissipate il 95% delle sovrappressioni neutre indotte dalla costruzione del rilevato. È importante specificare che lo sviluppo del 95% dei cedimenti necessita, nelle condizioni di progetto, di un intervallo temporale di circa 20-25 anni.

In Tabella 10 vengono riepilogati i coefficienti di sicurezza ottenuti nei vari momenti dell'analisi numerica con riferimento alle fasi di lavoro esposte al paragrafo 5.1, specificando se si tratta di una fase provvisoria oppure definitiva. Nella fase 4, che corrisponde alla fine della costruzione dell'opera, il coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche è stato valutato applicando un'azione sismica calcolata considerando una vita nominale di 10 anni. Infine, il modello è stato sottoposto al sisma SLC con vita nominale pari a 100 anni.

FASE		FS
Fase 2, realizzazione del corpo della diga fino a +0,3 m s.l.m.	provvisoria	4,6
Fase 3, realizzazione del corpo della diga fino a +4,8 m s.l.m.	provvisoria	1,98
Fase 4, realizzazione del corpo della diga fino a + 8,2 m s.l.m., fine lavori (condizioni UD*)	provvisoria	1,67
Fase 4, realizzazione del corpo della diga fino a + 8,2 m s.l.m., applicazione sisma (condizioni UD*)	provvisoria	1,39
Condizioni finali statiche (condizioni D**)	definitiva	1,97
Condizioni finali, applicazione sisma (condizioni D**)	definitiva	1,74

Tabella 10 - Sopraflutto, sez. HH, riepilogo coefficienti di sicurezza ottenuti nelle fasi significative dell'analisi

* condizioni non drenate
 ** condizioni drenate

A titolo indicativo, per le sole fasi finali e con riferimento alle analisi di stabilità condotte in modalità safety calculation (*ci-phi-reduction*) nelle figure seguenti (Figure 15,16,17,18) si riportano gli *output* grafici del programma di calcolo. Nello specifico sono stati diagrammati i *plastic points* (elementi del modello che hanno raggiunto il criterio di rottura e si sono quindi plasticizzati) e le deformazioni percentuali orizzontali ϵ_{xx} dove risultano più leggibili le superfici di scivolamento. Dalle analisi numeriche delle varie fasi e della fase finale risulta che le superfici di scorrimento più critiche interessano essenzialmente il corpo diga; la realizzazione dello scanno d'imbasamento e la presenza della geogriglia fanno sì che le superfici di scorrimento più profonde abbiano coefficienti di sicurezza maggiori.

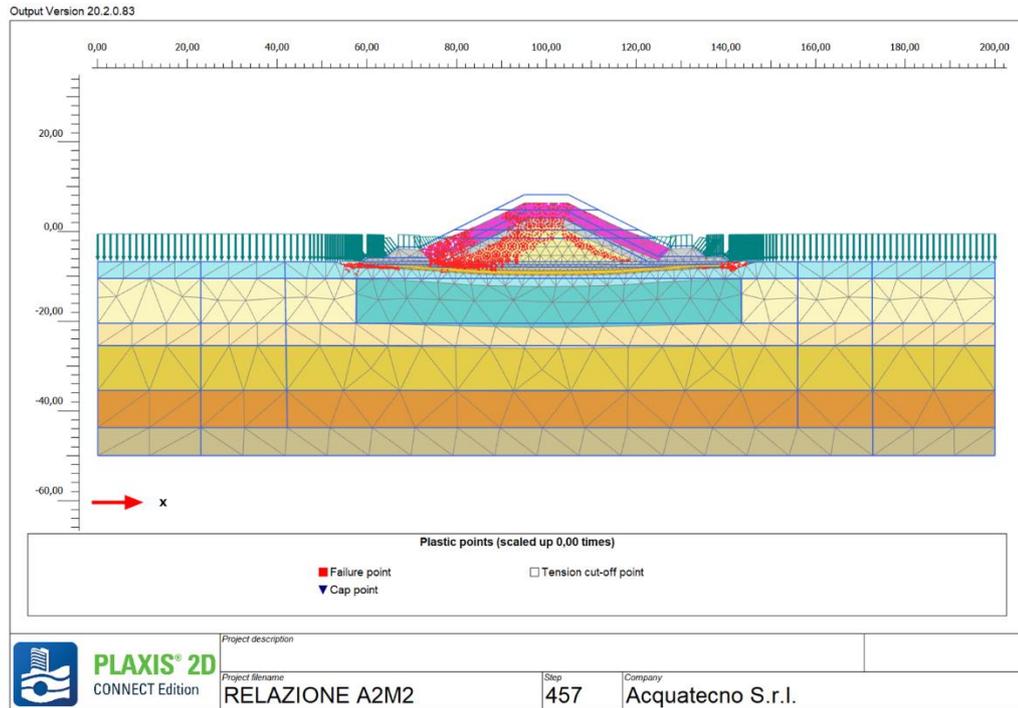


Figura 15 - Sopraflutto, sez. HH, Fase finale (condizioni drenate), plastic points, condizioni statiche, FS=1.97

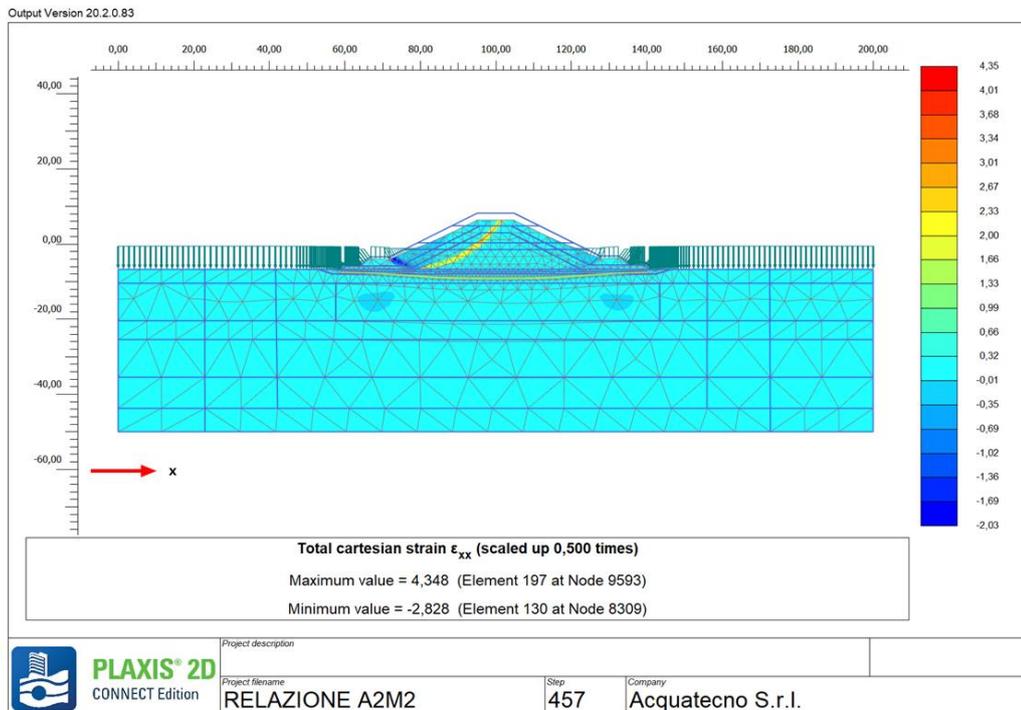


Figura 16 - Sopraflutto, sez. HH, Fase finale (condizioni drenate), ϵ_{xx} , condizioni statiche, FS=1.97

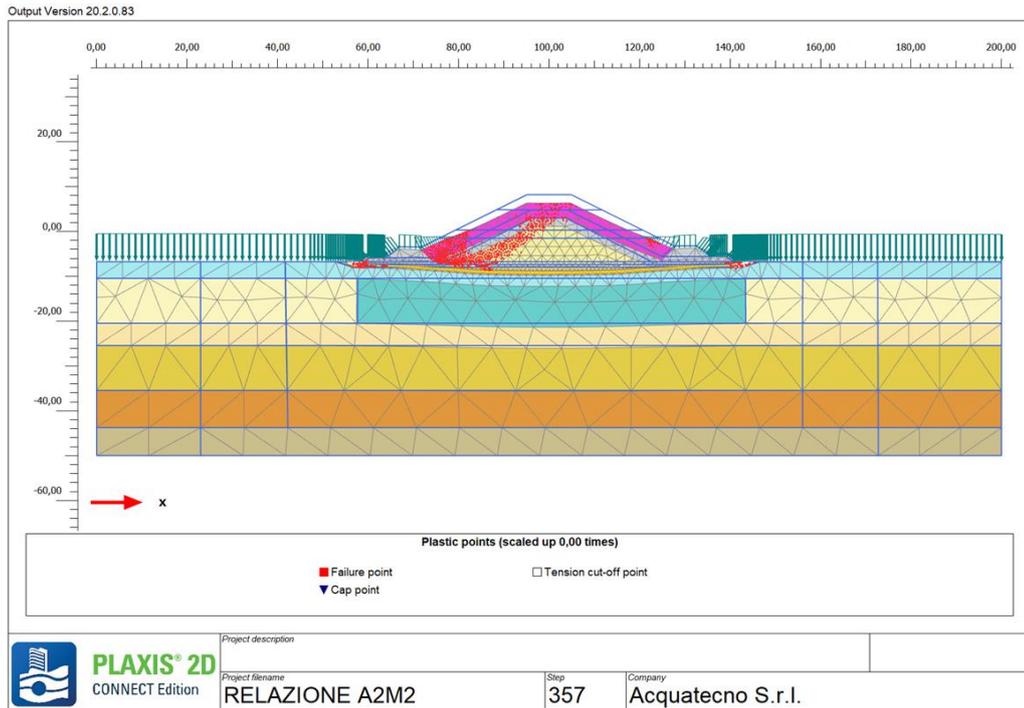


Figura 17 - Sopraflutto, sez. HH, Fase finale (condizioni drenate), plastic points, condizioni sisimche, FS=1,74

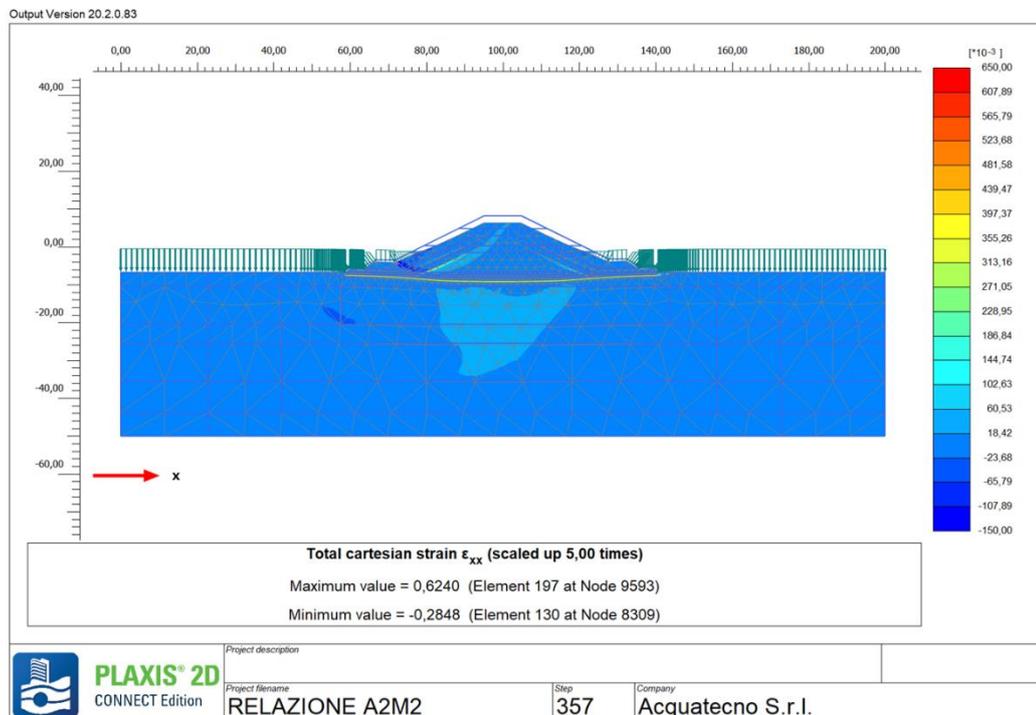


Figura 18 - Sopraflutto, sez. HH, Fase finale (condizioni drenate), ϵ_{xx} , condizioni sisimche, FS=1,74

La geogriglia è verificata nei riguardi dello sforzo assiale con la combinazione A1 M1. Tale combinazione è infatti risultata essere la più gravosa per questo elemento. Il valore del coefficiente di sicurezza richiesto è pari ad 1. Si riporta nel seguente diagramma la sollecitazione maggiore a cui la geogriglia è sottoposta. Tale condizione corrisponde alla fase finale (Figura 19).

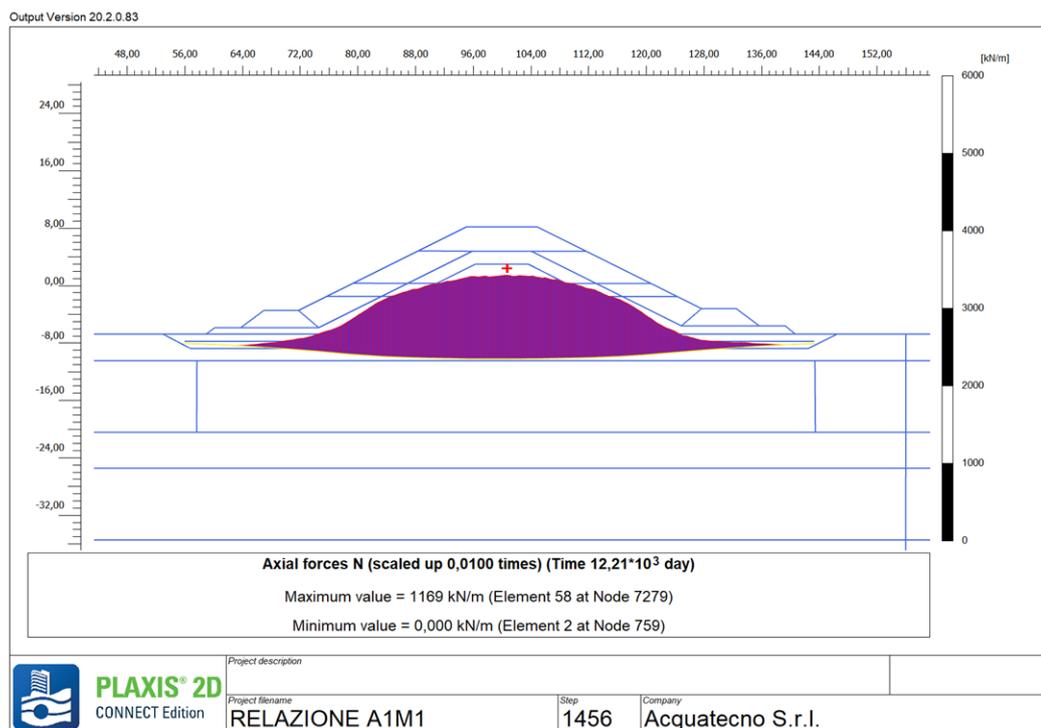


Figura 19 - Sopraflutto, sez. HH, Fase finale (condizioni drenate), condizioni statiche, sforzo assiale geogriglia

Lo sforzo assiale massimo registrato è in asse diga e equivale ad un valore di 1169 kN per ogni metro di diga. Tale valore risulta minore del R_k della geogriglia (1300kN). L'elemento risulta quindi verificato. Per quanto riguarda i cedimenti attesi, si riportano nelle Figure 20, 21, 22, 23 gli andamenti degli spostamenti verticali attesi sul piano di posa del corpo diga (ovvero sul piano della geogriglia) nelle varie fasi di messa in opera del rilevato e al termine del processo di consolidazione. In Tabella 11 sono riportati i valori massimi (ottenuti in asse diga) degli abbassamenti relativi alle varie fasi realizzative.

FASE	Cedimenti [m]
Fase 2, realizzazione del corpo della diga fino a +0,3 m s.l.m.	0,18
Fase 3, realizzazione del corpo della diga fino a +4,8 m s.l.m.	0,56
Fase 4, realizzazione del corpo della diga fino a 8,2 m s.l.m. (condizioni UD*), fine lavori	0,63
Condizioni finali statiche (condizioni D**)	1,70

* condizioni non drenate

** condizioni drenate

Tabella 11 - Sopraflutto, sez. HH, riepilogo abbassamenti ottenuti nelle fasi significative dell'analisi.

L'abbassamento che si verifica alla fine della consolidazione è di 1,7 m e si presenta in asse diga. Considerando che una parte dei cedimenti si manifesta in corso d'opera e che quindi viene "scontata" durante la costruzione, l'abbassamento della diga che ci si attende dalla fine lavori alla fine del processo di consolidazione è dell'ordine di 1,06 m. Pertanto, la quota finale del coronamento della diga risulterà in congruenza con il valore di progetto di +7,0 m s.l.m.m.

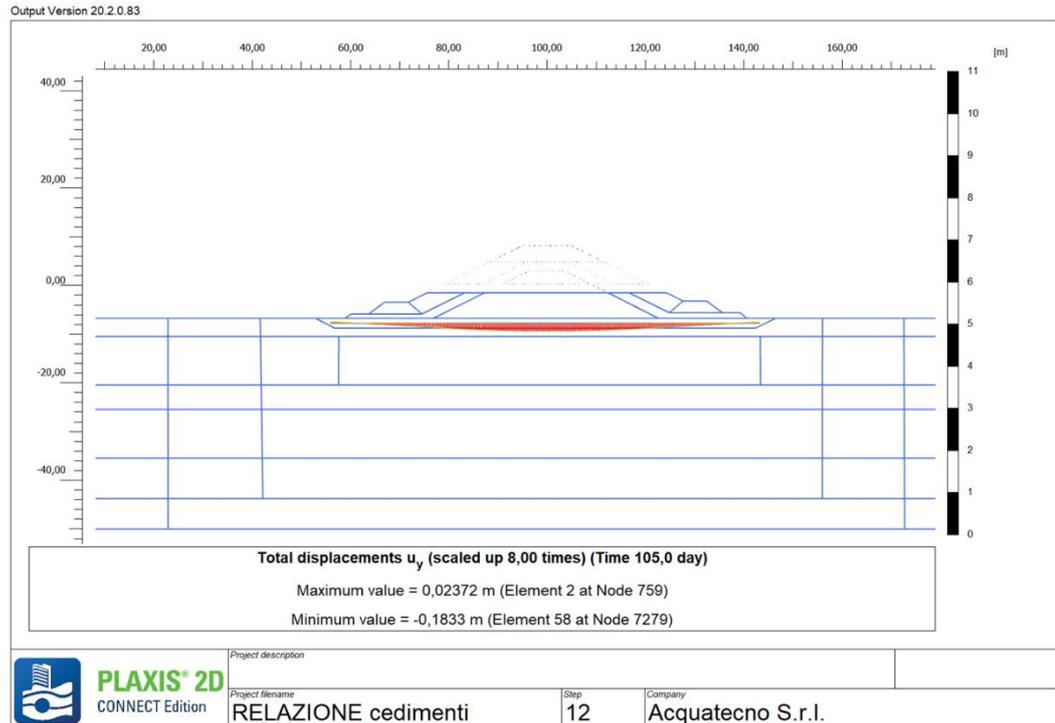


Figura 20- Sopraflutto, sez. HH, abbassamenti rilevato quota +0,3 m.

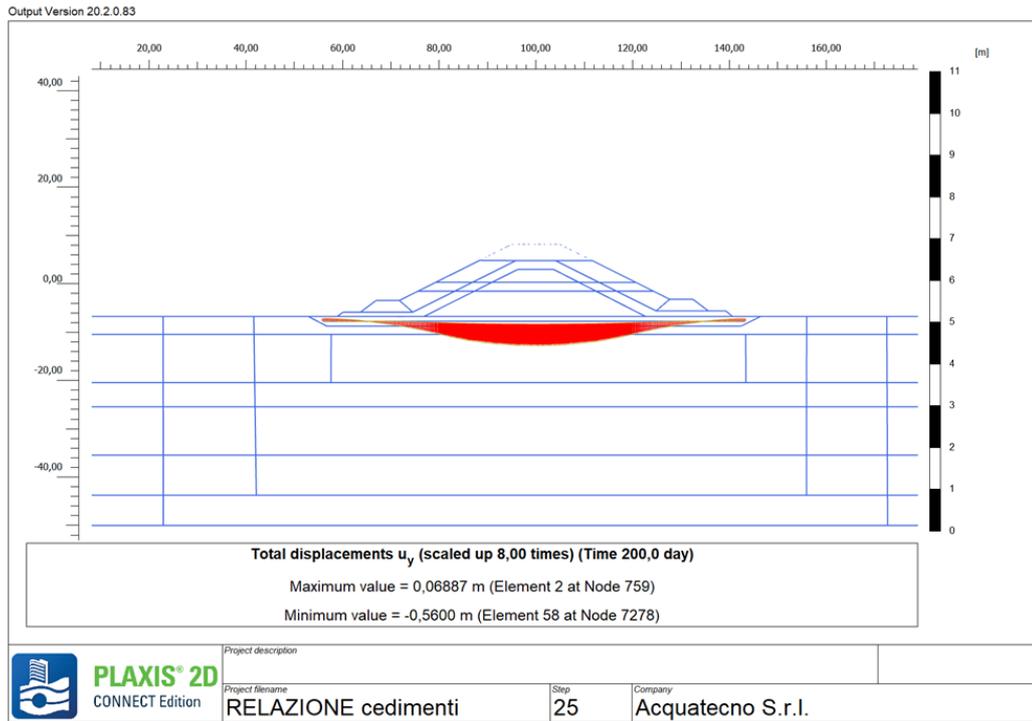


Figura 21 - Sopraflutto, sez. HH, abbassamenti rilevato quota +4,8 m

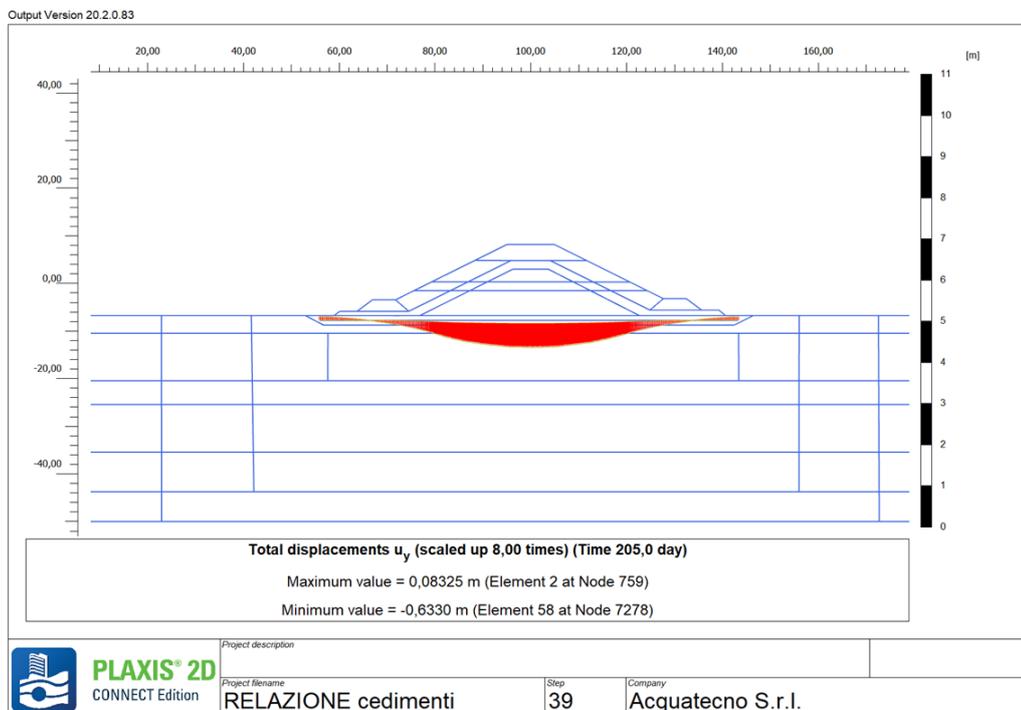


Figura 22 - Sopraflutto, sez. HH, abbassamenti rilevato quota +8,2 m, fine lavori

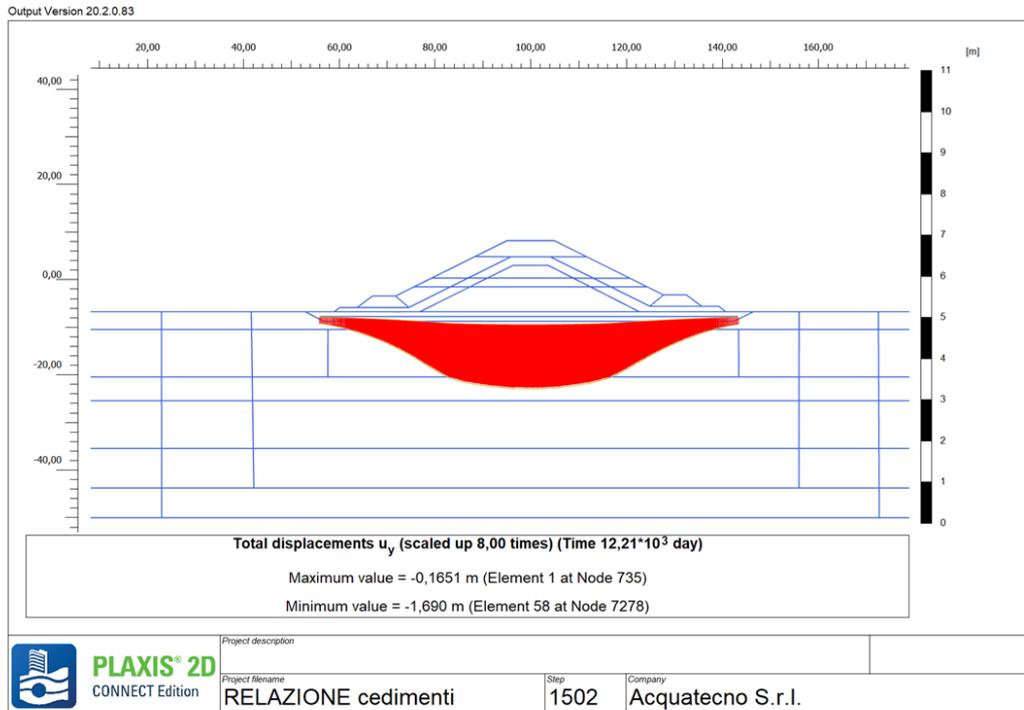


Figura 23 - Sopraflutto, sez. HH, abbassamenti a consolidazione ultimata ($t > 25$ anni)

9.3.2. Sopraflutto, sez. GG

La realizzazione di questa diga prevede le fasi di cantiere descritte al paragrafo 5.1.

Nell'analisi numerica sono state implementate tutte le fasi di lavorazione previste. Sono stati simulati anche i periodi di interruzione dei lavori necessari sia allo scopo della stabilità sia per garantire il livello di funzionalità delle opere.

In Figura 24 si riporta lo schema rappresentativo delle modalità di esecuzione dell'analisi effettuata con il software Plaxis 2D.

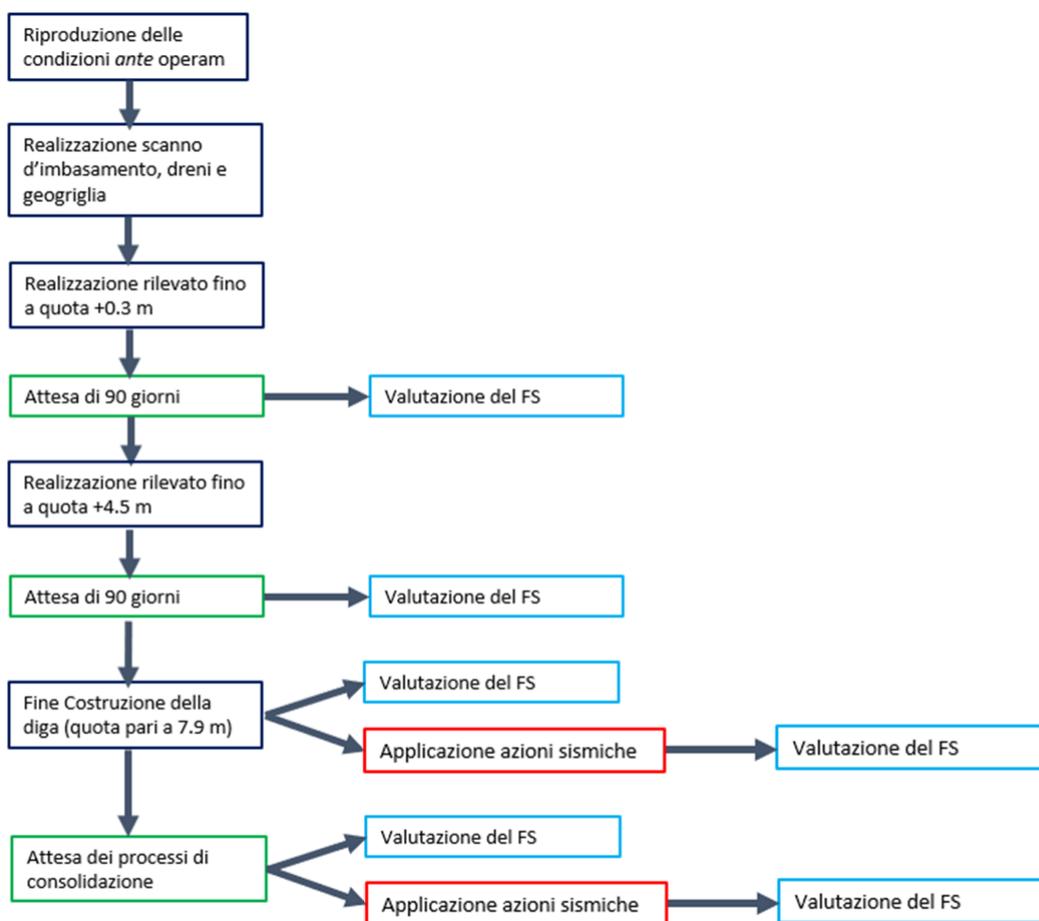


Figura 24 - Schema a blocchi delle varie fasi simulate con il software Plaxis 2D (sezione GG).

I dreni sono stati simulati assegnando al materiale interessato dalla loro presenza un coefficiente di permeabilità orizzontale di 3 volte superiore rispetto a quello di partenza.

Il processo di consolidazione finale si considera ultimato quando risultano dissipate il 95% delle sovrappressioni neutre indotte dalla costruzione del rilevato. È importante specificare che lo sviluppo del 95% dei cedimenti necessita, nelle condizioni di progetto, di un intervallo temporale di circa 20-25 anni.

In Tabella 12 vengono riepilogati i coefficienti di sicurezza ottenuti nei vari momenti dell'analisi di stabilità con riferimento alle fasi di lavoro esposte al paragrafo 5.1, specificando se si tratta di una fase provvisoria oppure definitiva. Nella fase 4, che corrisponde alla fine della costruzione dell'opera, il coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche è stato valutato applicando un'azione sismica calcolata considerando una vita nominale di 10 anni. Infine, il modello è stato sottoposto al sisma SLC con vita nominale pari a 100 anni.

FASE		FS
Fase 2, realizzazione del corpo della diga fino a +0,3 m s.l.m.	provvisoria	3,05
Fase 3, realizzazione del corpo della diga fino a +4,5 m s.l.m.	provvisoria	1,88
Fase 4, realizzazione del corpo della diga fino a + 7,9 m s.l.m. (condizioni UD*), fine lavori	provvisoria	1,56
Fase 4, realizzazione del corpo della diga fino a + 7,9 m s.l.m., applicazione sisma (condizioni UD*)	provvisoria	1,38
Condizioni finali statiche (condizioni D**)	definitiva	1,71
Condizioni finali, applicazione sisma (condizioni D**)	definitiva	1,56

Tabella 12 - Sopraflutto, sez. GG, riepilogo coefficienti di sicurezza ottenuti nelle fasi significative dell'analisi.

* condizioni non drenate

** condizioni drenate

A titolo indicativo, per le sole fasi finali e con riferimento alle analisi di stabilità condotte in modalità safety calculation (*ci-phireduction*), nelle figure seguenti (Figura 25, 26, 27, 28) si riportano gli *output* grafici del programma di calcolo. Nello specifico sono stati diagrammati i *plastic points* (elementi del modello che hanno raggiunto il criterio di rottura e si sono quindi plasticizzati) e le deformazioni percentuali orizzontali, ε_{xx} dove risultano più leggibili le superfici di scivolamento. Dalle analisi numeriche delle varie fasi e della fase finale risulta che le superfici di scorrimento più critiche interessano essenzialmente il corpo diga; la realizzazione dello scanno d'imbasamento e la presenza della geogriglia fanno sì che le superfici di scorrimento più profonde abbiano coefficienti di sicurezza maggiori.

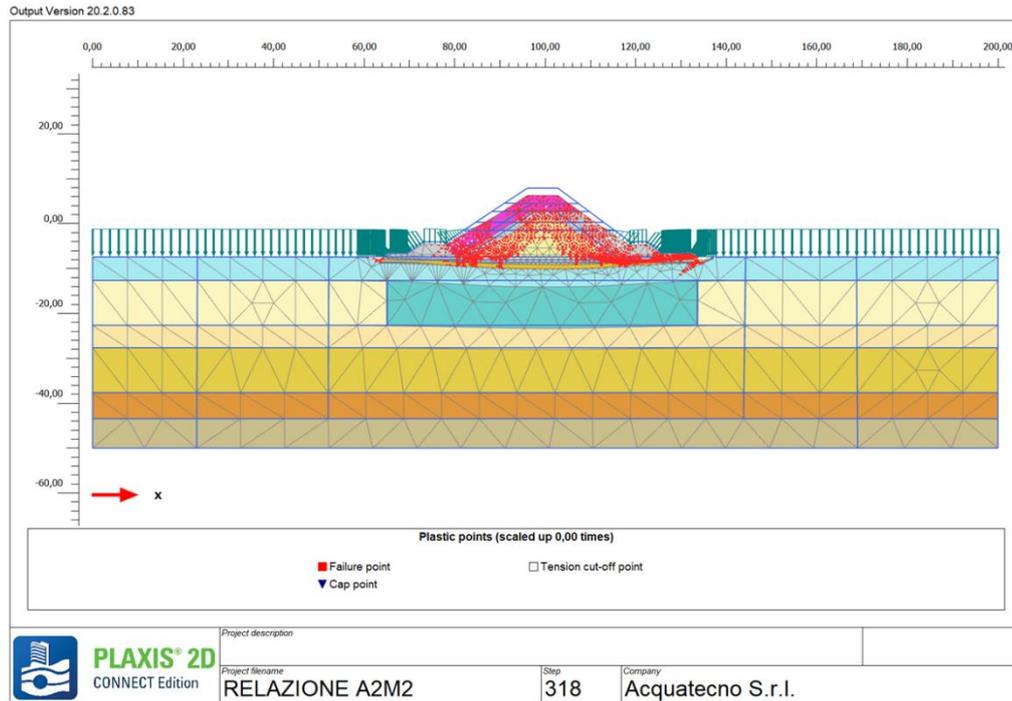


Figura 25 - Sopraflutto, sez. GG, Fase finale (condizioni drenate), plastic points, condizioni statiche, FS=1,71

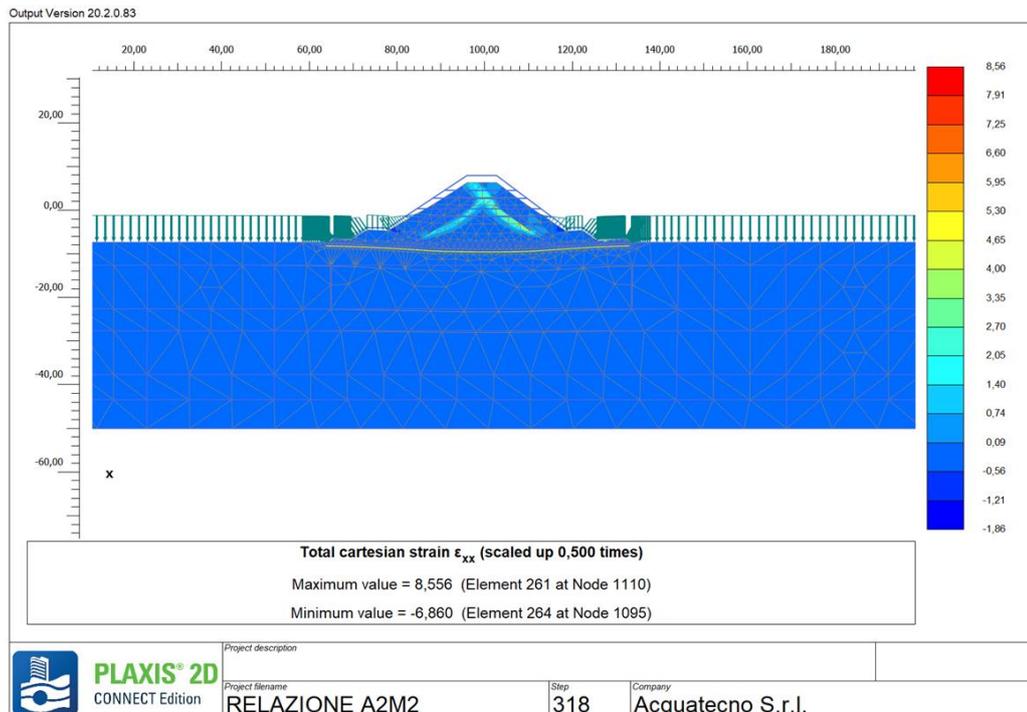


Figura 26 - Sopraflutto, sez. GG, Fase finale (condizioni drenate), ϵ_{xx} , condizioni statiche, FS=1,71

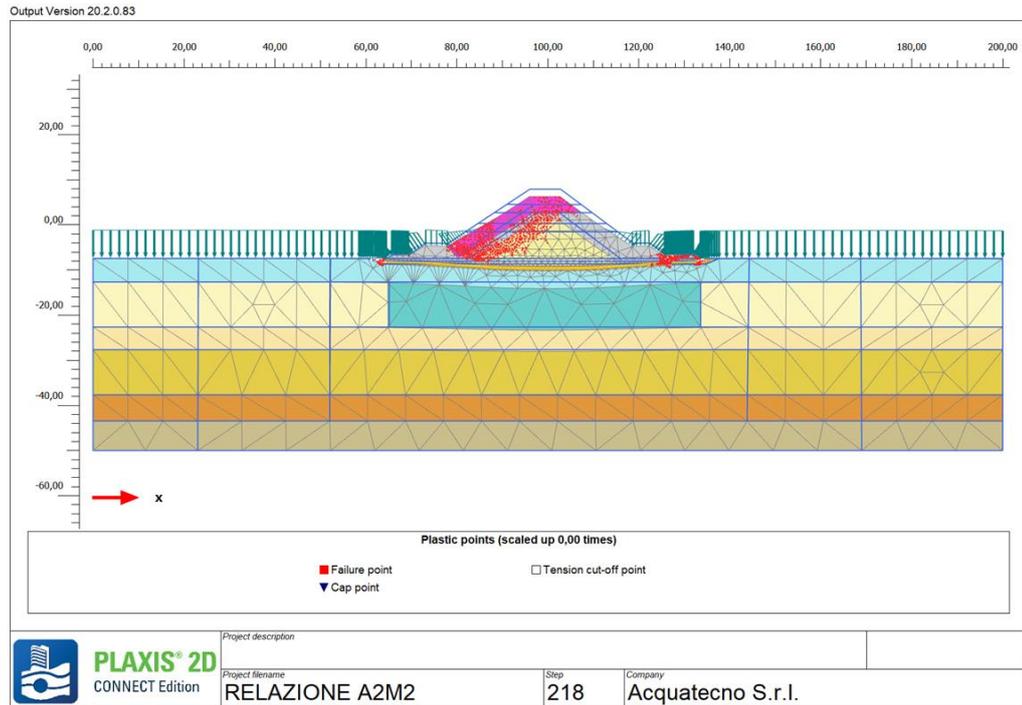


Figura 27 - Sopraflutto, sez. GG, Fase finale (condizioni drenate), plastic points, condizioni sismiche, FS=1.56

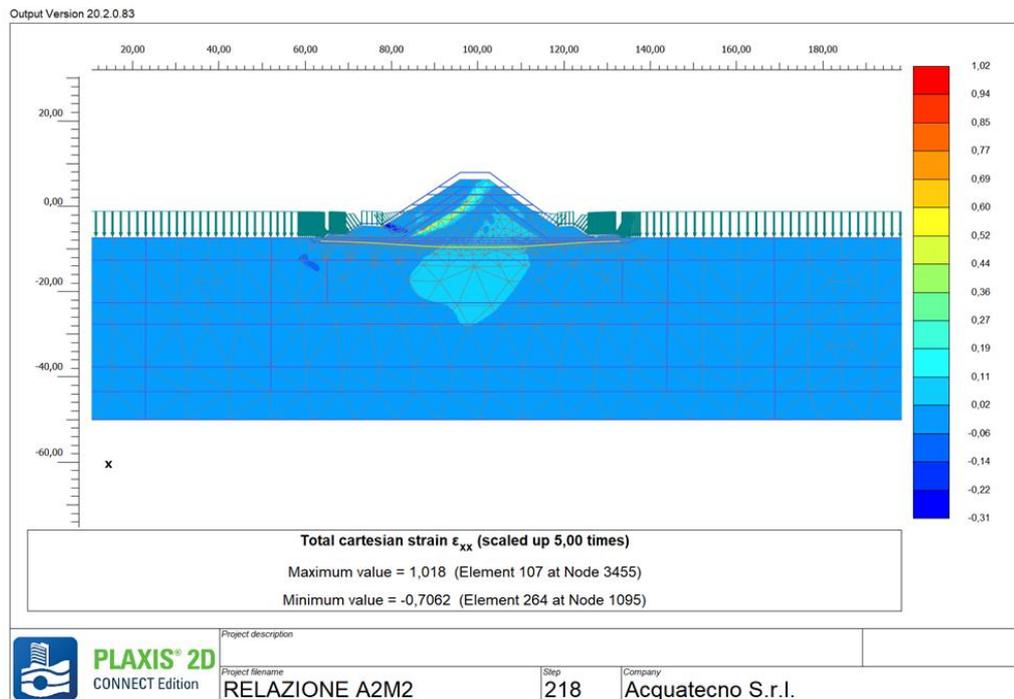


Figura 28 - Sopraflutto, sez. GG, Fase finale (condizioni drenate), ϵ_{xx} , condizioni statiche, FS=1,56

La geogriglia è verificata nei riguardi dello sforzo assiale con la combinazione A1 M1. Tale combinazione è infatti risultata essere la più gravosa per questo elemento. Il valore del coefficiente di sicurezza richiesto è pari ad 1. Si riporta nel seguente diagramma la sollecitazione maggiore a cui la geogriglia è sottoposta. Tale condizione corrisponde alle condizioni di fine lavori (Figura 29).

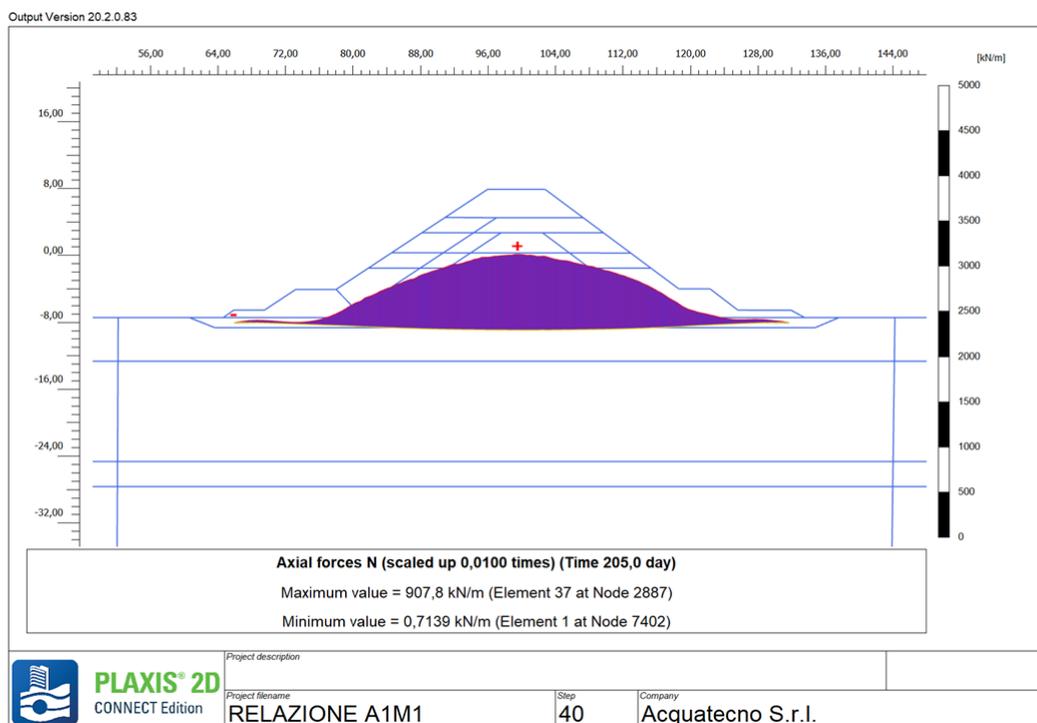


Figura 29 - Sopraflutto, sez. GG, fine lavori (condizioni non drenate), condizioni statiche, sforzo assiale geogriglia

Lo sforzo assiale massimo registrato è in asse diga e equivale ad un valore di 1169 kN per ogni metro di diga. Tale valore risulta minore del R_k della geogriglia (1300kN). L'elemento è quindi verificato. Per quanto riguarda i cedimenti attesi, si riportano nelle Figure 30, 31, 32, 33 gli andamenti degli spostamenti verticali attesi sul piano di posa del corpo diga (ovvero sul piano della geogriglia) nelle varie fasi di messa in opera del rilevato e al termine del processo di consolidazione. In Tabella 13 sono riportati i valori massimi (ottenuti in asse diga) degli abbassamenti relativi alle varie fasi realizzative.

FASE	Cedimenti [m]
Fase 2, realizzazione del corpo della diga fino a +0.3 m s.l.m.	0,26
Fase 3, realizzazione del corpo della diga fino a +4.5 m s.l.m.	0,51
Fase 4, realizzazione del corpo della diga fino a 7.9 m s.l.m. (condizioni UD*), fine lavori	0,56
Condizioni finali statiche (condizioni D**)	1,36

* condizioni non drenate

** condizioni drenate

Tabella 13 -Sopraflutto, sez. GG, riepilogo abbassamenti ottenuti nelle fasi significative dell'analisi.

L'abbassamento che si verifica alla fine della consolidazione è di 1,36 m e si presenta in asse diga. Considerando che una parte dei cedimenti si manifesta in corso d'opera e che quindi viene "scontata" durante la costruzione, l'abbassamento della diga che ci si attende dalla fine dei lavori è dell'ordine di 0,8 m. Pertanto, la quota finale del coronamento della diga risulterà congrua con il valore di progetto di +7,0 m.

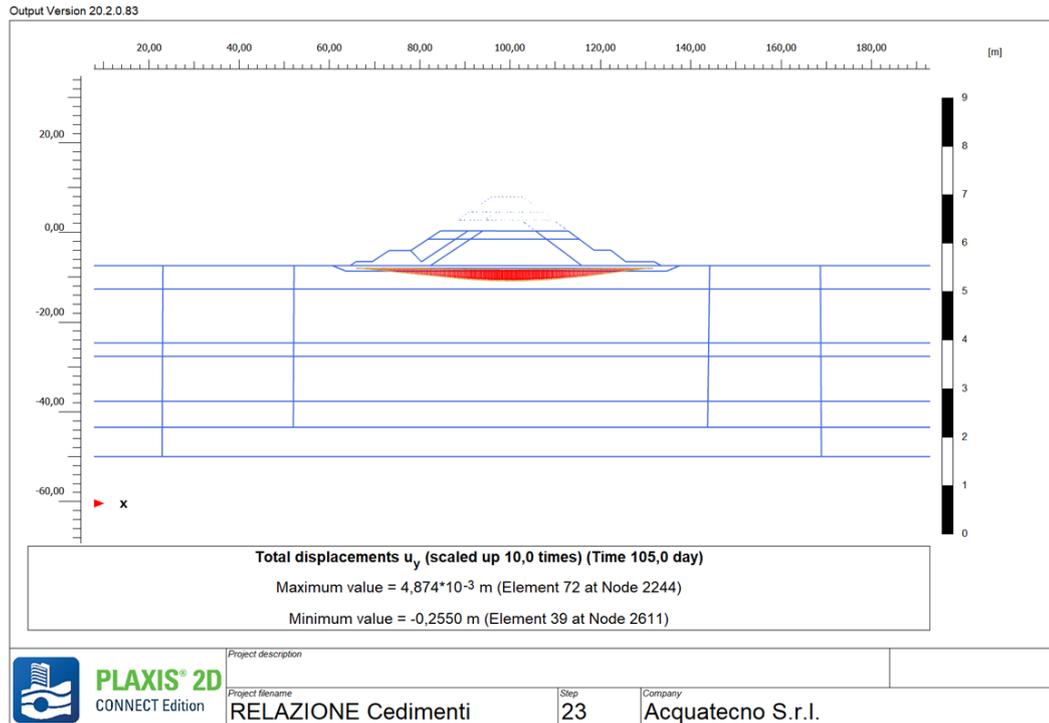


Figura 30 -Sopraflutto, sez. GG, abbassamenti rilevato quota +0,3 m

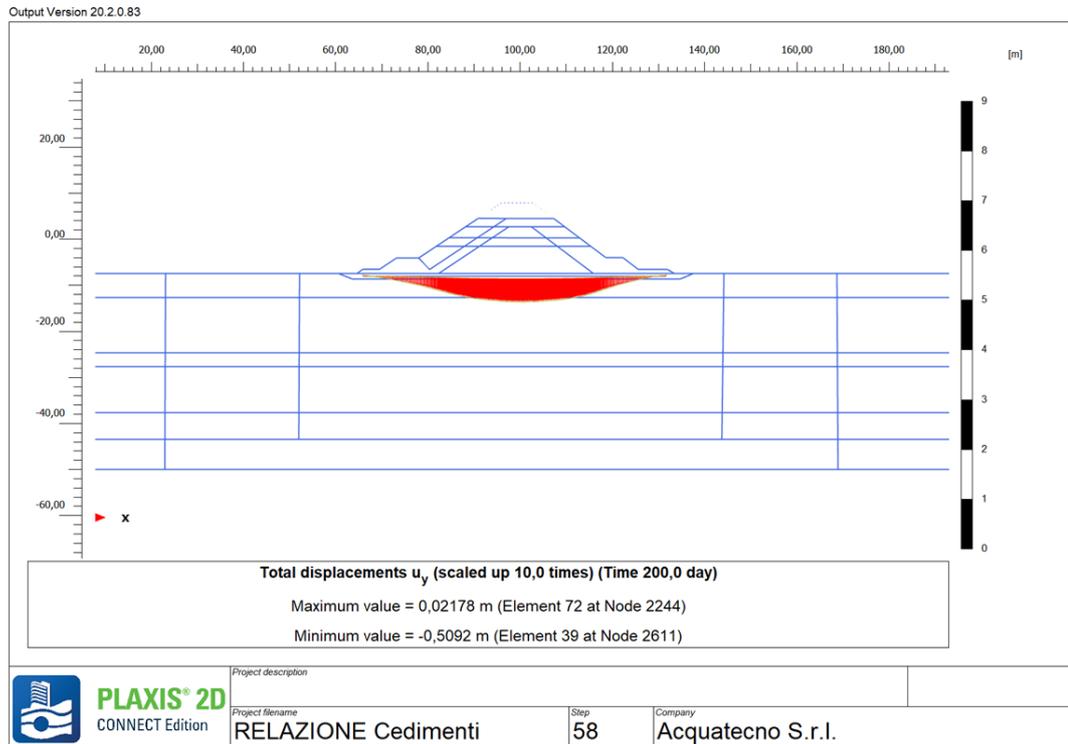


Figura 31 - Sopraflutto, sez. GG, abbassamenti rilevato quota +4,5 m.

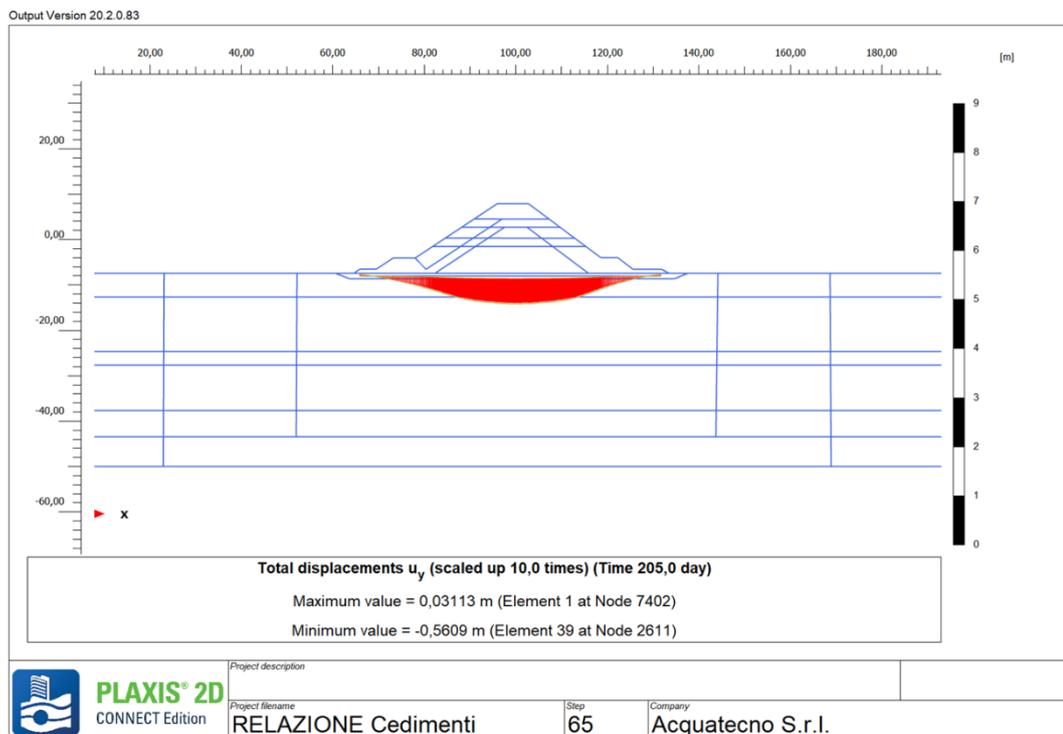


Figura 32 - Sopraflutto, sez. GG, abbassamenti rilevato quota +7,9 m, fine lavori

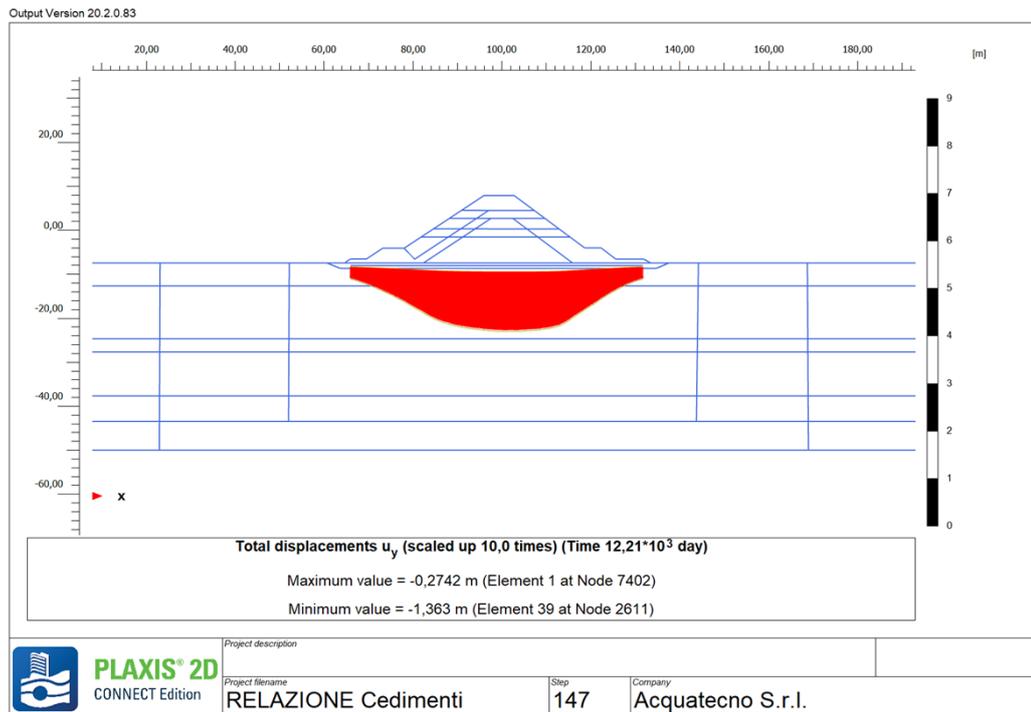


Figura 33 - Sopraflutto, sez. GG, abbassamenti a consolidazione ultimata ($t > 25$ anni)

9.3.3. Sopraflutto, sez. EE

La realizzazione di questa diga prevede le fasi di cantiere descritte al paragrafo 5.1.

Nell'analisi numerica sono state implementate tutte le fasi di lavorazione previste. Sono stati simulati anche i periodi di interruzione dei lavori necessari sia allo scopo della stabilità sia per garantire il livello di funzionalità delle opere.

In Figura 34 si riporta lo schema rappresentativo delle modalità di esecuzione dell'analisi effettuata con il software Plaxis 2D.

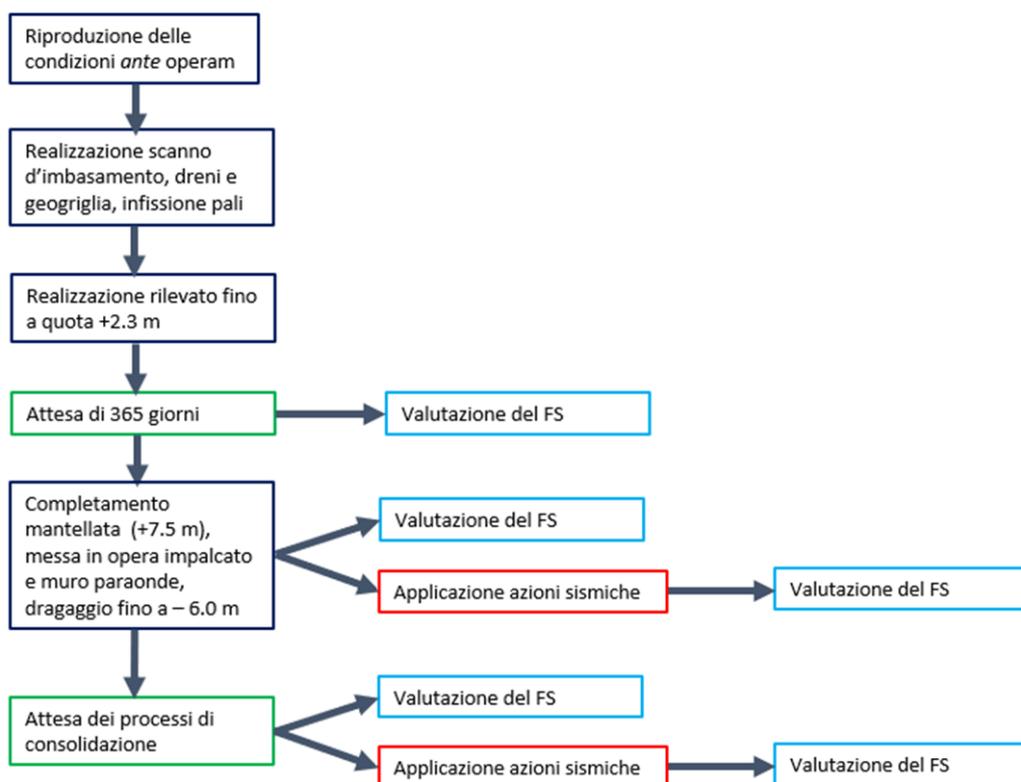


Figura 34 -Schema a blocchi delle varie fasi simulate con il software Plaxis 2D (sezione EE)

I dreni sono stati simulati assegnando al materiale interessato dalla loro presenza un coefficiente di permeabilità orizzontale 3 volte superiore rispetto a quello di partenza.

Il processo di consolidazione finale si considera ultimato quando risultano dissipate il 95% delle sovrappressioni neutre indotte dalla costruzione del rilevato. È importante specificare che lo sviluppo del 95% dei cedimenti necessita, nelle condizioni di progetto, di un intervallo temporale di circa 20-25 anni.

Per le verifiche strutturali del pontile si rimanda alla relazione “STR-Relazione sulle strutture”.

In Tabella 14 vengono riepilogati i coefficienti di sicurezza ottenuti nei vari momenti dell'analisi di stabilità con riferimento alle fasi di lavoro esposte al paragrafo 5.1, specificando se si tratta di una fase provvisoria oppure definitiva. Nella fase 4, che corrisponde alla fine della costruzione dell'opera, il coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche è stato valutato applicando un'azione sismica calcolata considerando una vita nominale di 10 anni. Infine, il modello è stato sottoposto al sisma SLC con vita nominale pari a 100 anni.

Nelle condizioni finali sono stati applicati i carichi variabili previsti fattorizzandoli in accordo con quanto descritto nel paragrafo 9.1.1. I carichi esterni di progetto sono il carico di piazzale (20kN/m^2) e il tiro alla bitta (50kN/m).

FASE		FS
Fase 2, realizzazione del rilevato fino a +2,3 m s.l.m.	provvisoria	1,98
Fase 4, completamento mantellata a quota +7,5 m s.l.m. (condizioni UD*), fine lavori	provvisoria	1,64
Fase 4, completamento mantellata a quota +7,5 m s.l.m., applicazione sisma (condizioni UD*)	provvisoria	1,49
Condizioni finali statiche (condizioni D**)	definitiva	1,7
Condizioni finali, applicazione sisma (condizioni D**)	definitiva	1,54

* condizioni non drenate

** condizioni drenate

Tabella 14 - Sopraflutto, sez. EE, riepilogo coefficienti di sicurezza ottenuti nelle fasi significative dell'analisi.

A titolo indicativo, per le sole fasi finali e con riferimento alle analisi di stabilità condotte in modalità safety calculation (*ci-phireduction*), nelle figure seguenti (Figura 35, 36, 37, 38) si riportano gli *output* grafici del programma di calcolo. Nello specifico sono stati diagrammati i *plastic points* (elementi del modello che hanno raggiunto il criterio di rottura e si sono quindi plasticizzati) e le deformazioni percentuali orizzontali ϵ_{xx} dove risultano più leggibili le superfici di scivolamento. Dalle analisi numeriche delle varie fasi e della fase finale risulta che le superfici di scorrimento più critiche interessano essenzialmente il corpo diga; la realizzazione dello scanno d'imbasamento e la presenza della geogriglia fanno sì che le superfici di scorrimento più profonde abbiano coefficienti di sicurezza maggiori.

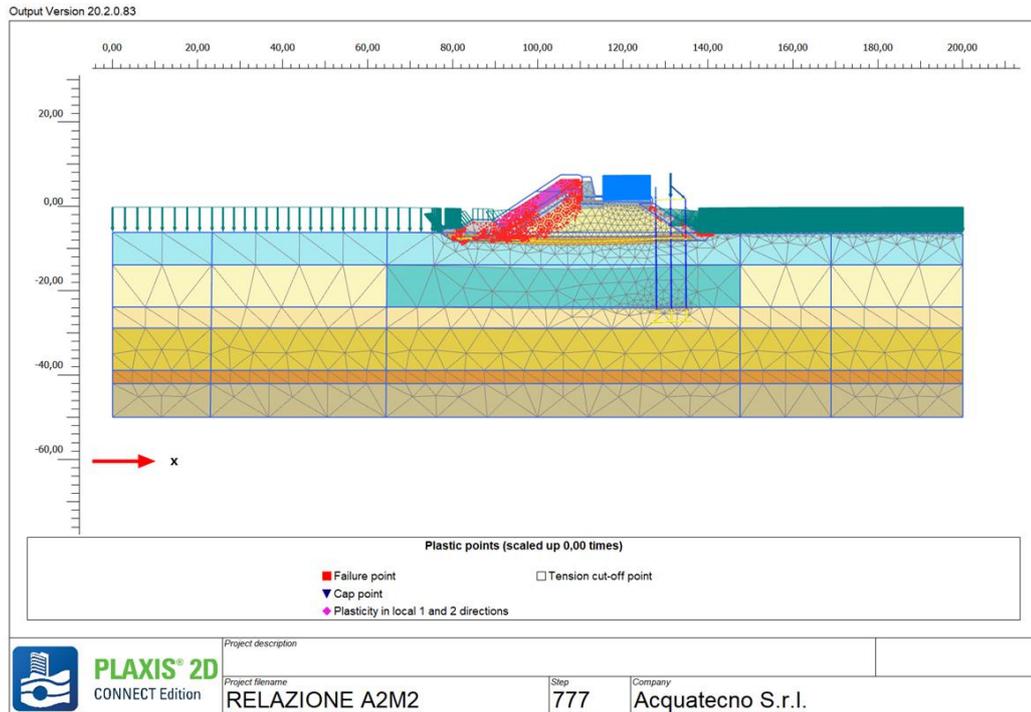


Figura 35 - Sopraflutto, sez. EE, Fase finale (condizioni drenate), plastic points, condizioni statiche, FS=1,7

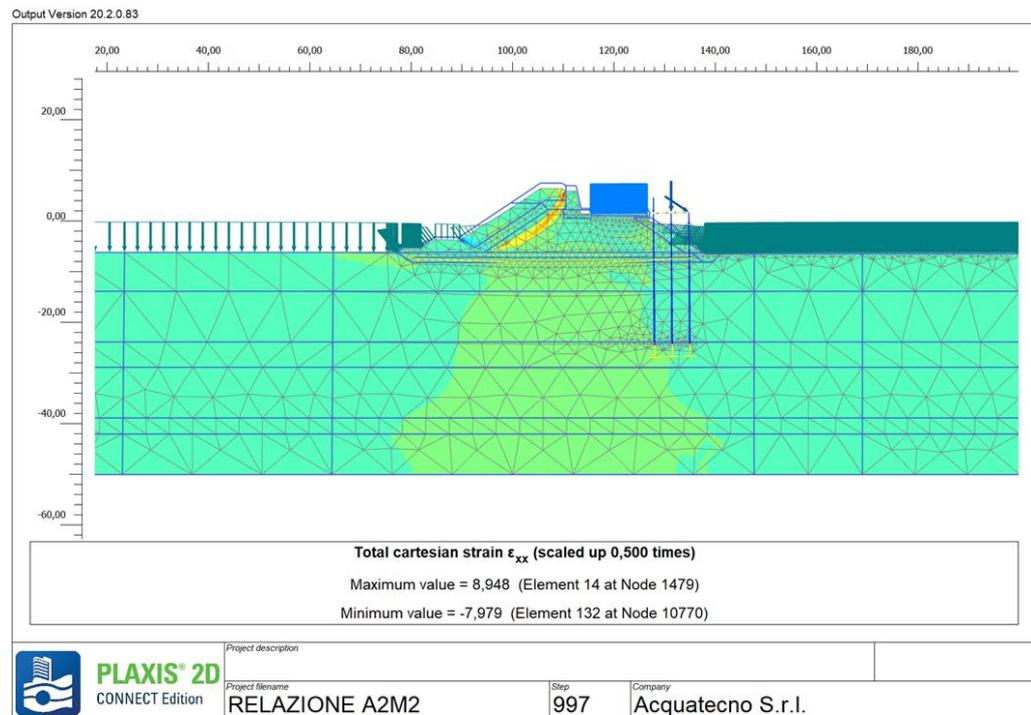


Figura 36 - Sopraflutto, sez. EE, Fase finale (condizioni drenate), ϵ_{xx} , condizioni statiche, FS=1,7

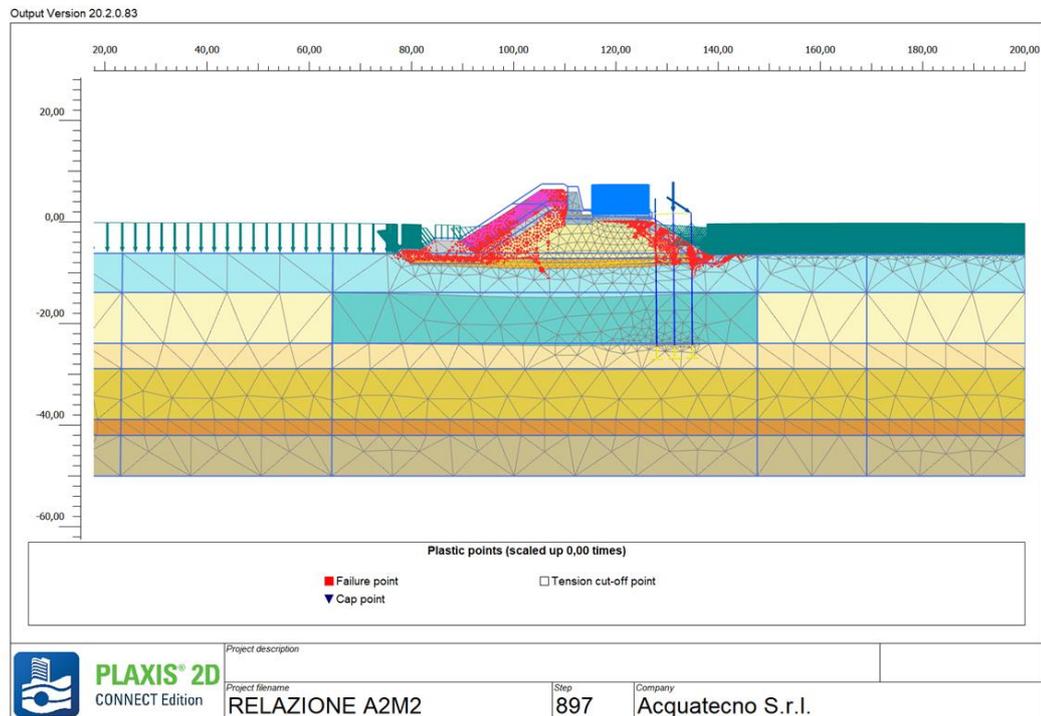


Figura 37 - Sopraflutto, sez. EE, Fase finale (condizioni drenate), plastic points, condizioni sismiche, FS=1,54

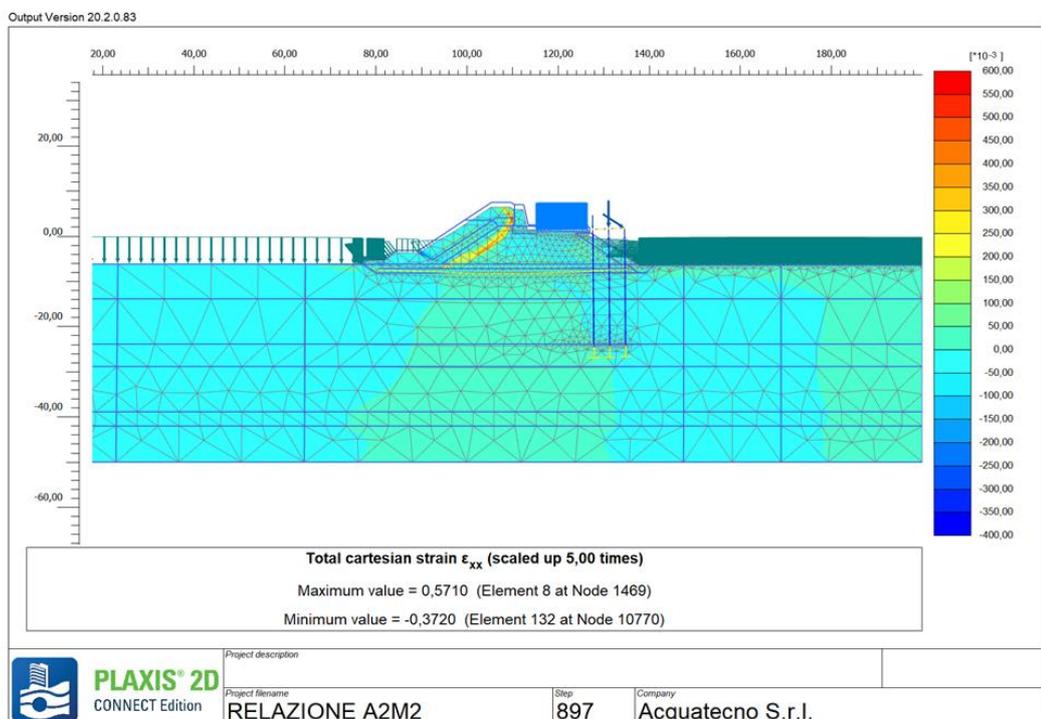


Figura 38 - Sopraflutto, sez. EE, Fase finale (condizioni drenate), ϵ_{xx} , condizioni sismiche, FS=1,54

La geogriglia è verificata nei riguardi dello sforzo assiale con la combinazione A1 M1. Tale combinazione è infatti risultata essere la più gravosa per questo elemento. Il valore del coefficiente di sicurezza richiesto è pari ad 1. Si riporta nel seguente diagramma la sollecitazione maggiore a cui la geogriglia è sottoposta. Tale condizione corrisponde alle condizioni finali sismiche (Figura 39).

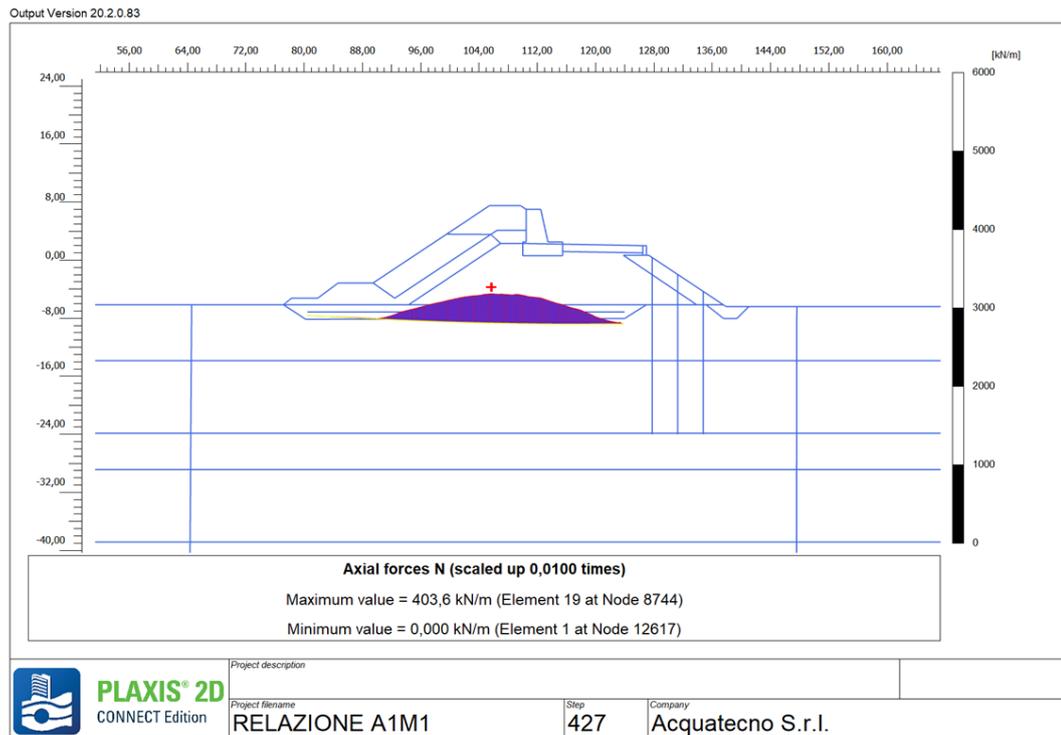


Figura 39 - Sopraflutto, sez. EE, Fase finale (condizioni drenate), condizioni sismiche, sforzo assiale geogriglia

Lo sforzo assiale massimo registrato è in asse diga e equivale ad un valore di 403,6 kN per ogni metro di diga. Tale valore risulta minore del R_k della geogriglia (900kN). L'elemento è quindi verificato.

Per quanto riguarda i cedimenti attesi, si riportano nelle Figure 40, 41, 42 gli andamenti degli spostamenti verticali attesi sul piano di posa del corpo diga (ovvero sul piano della geogriglia) nelle varie fasi di messa in opera del rilevato e al termine del processo di consolidazione. In Tabella 15 sono riportati i valori abbassamenti relativi alle varie fasi realizzative che si verificano in corrispondenza della cresta della mantellata.

FASE	Cedimenti [m]
Fase 2, realizzazione del rilevato fino a +2.3 m s.l.m.	0,43
Fase 4, completamento mantellata a quota +7.5 m s.l.m. (condizioni UD*), fine lavori	0,51
Condizioni finali statiche (condizioni D**)	0,98

* condizioni non drenate

** condizioni drenate

Tabella 15 - Sopraflutto, sez. EE, riepilogo abbassamenti ottenuti nelle fasi significative dell'analisi.

Come si può notare, l'abbassamento che si verifica alla fine della consolidazione in corrispondenza della cresta della diga è di 0,98 m. Considerando che una parte dei cedimenti si manifesta in corso d'opera e che quindi viene "scontata" durante la costruzione, l'abbassamento della diga che ci si attende dalla fine dei lavori è dell'ordine di 0,5 m. Pertanto, la quota finale del coronamento della diga risulterà in accordo con quella di progetto di +7,0 m.

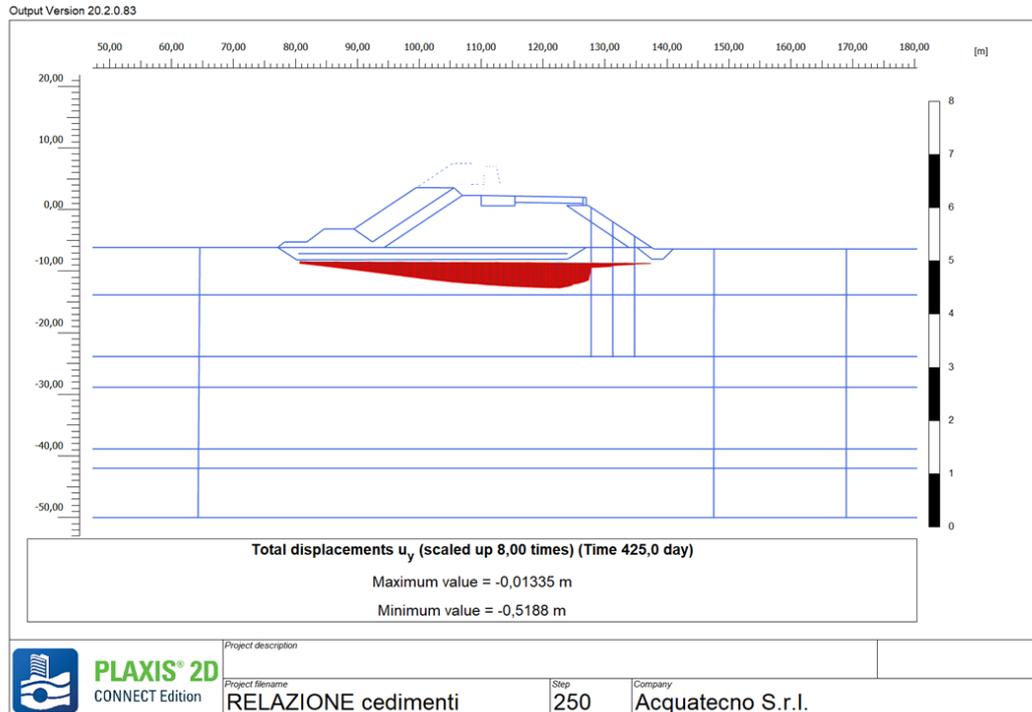


Figura 40 - Sopraflutto, sez. EE, abbassamenti rilevato quota +2,3m.

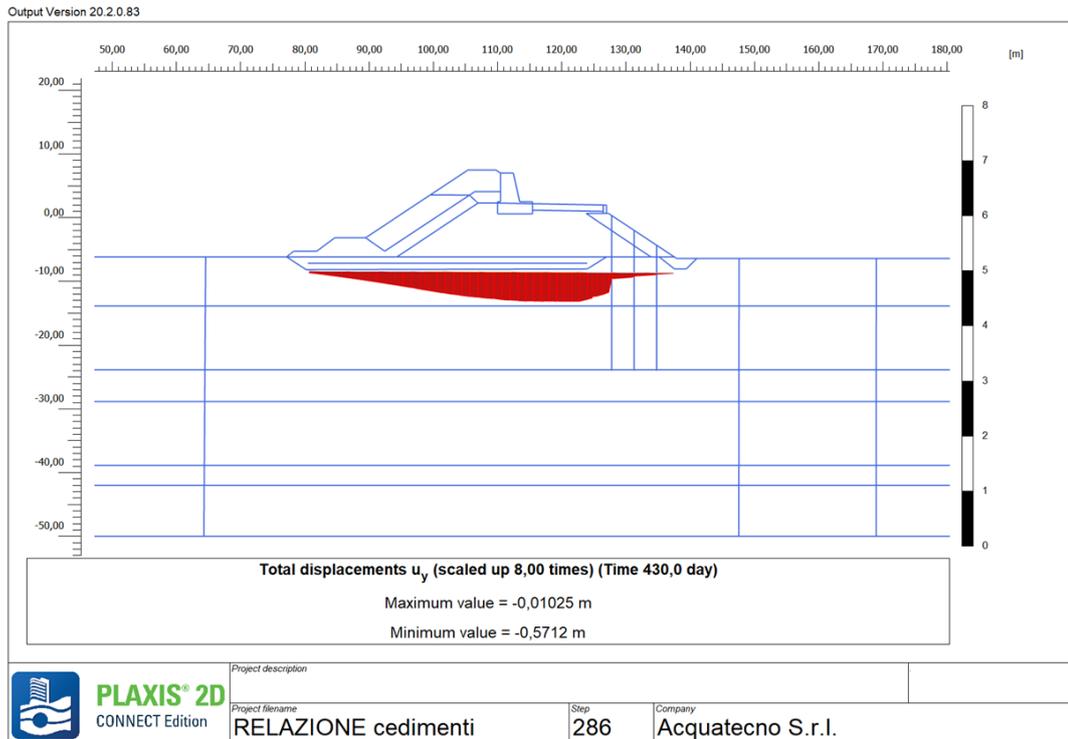


Figura 41 - Sopraflutto, sez. EE, abbassamenti rilevato quota +7,5 m, fine lavori

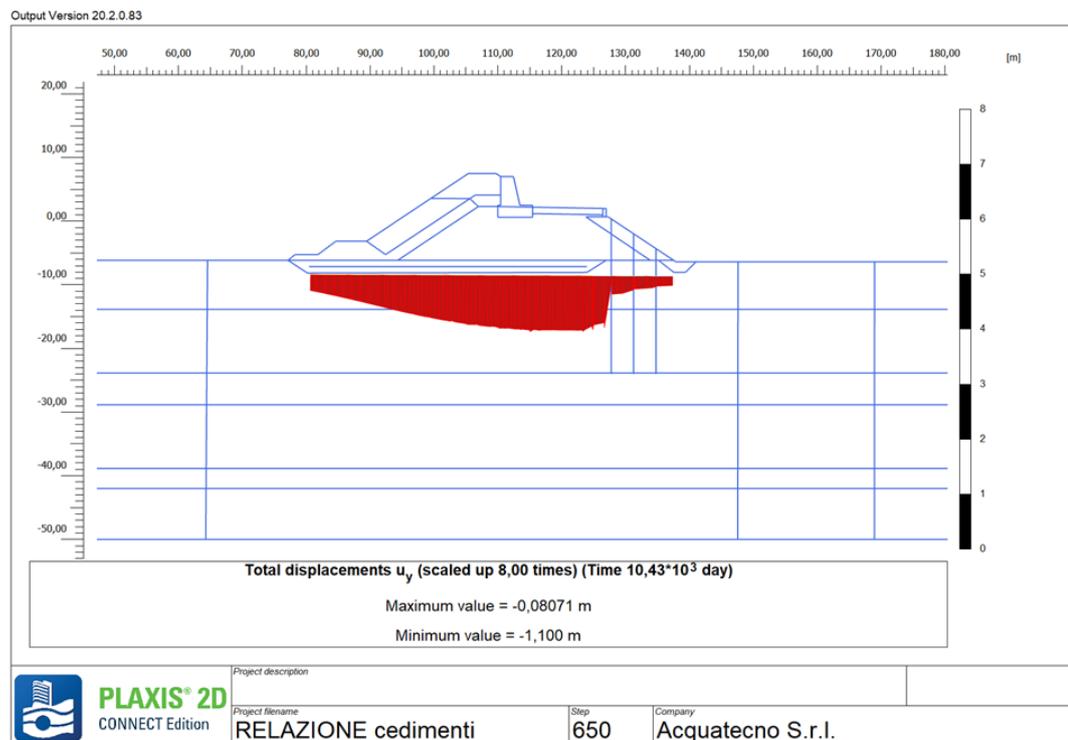


Figura 42 - Sopraflutto, sez. EE, abbassamenti a consolidazione ultimata ($t > 25$ anni)

Si riporta di seguito (Tabella 16) gli abbassamenti e le rotazioni che si verificano in corrispondenza dei nodi strutturali dell'impalcato all'incastro con i pali, come predetti dal modello. In particolare, sono riportati i valori delle fasi di fine lavori e fine consolidazione.

	Fine lavori		Fine consolidazione	
	Abbassamento [m]	Rotazione [°]	Abbassamento [m]	Rotazione [°]
Palo interno	0,14	0,36	0,46	0,72
Palo centrale	0,09	0,35	0,39	0,70
Palo esterno	0,04	0,31	0,33	0,63

Tabella 16 - Sopraflutto, sez. EE, abbassamenti e rotazioni dei nodi strutturali dell'impalcato all'incastro con i pali

Tali valori di cedimenti e rotazioni sono stati utilizzati quali condizioni al contorno nel calcolo strutturale (confronta “STR-Relazione sulle strutture”).

Verifica pali

Viene di seguito descritta la verifica dei pali. I pali son stati verificati sia in relazione alla capacità portante sia in relazione alle azioni trasversali. Le verifiche di normativa sono state effettuate utilizzando la combinazione A1 M1 R3.

Per quanto riguarda la prima verifica si è proceduto considerando il palo più sollecitato. Tale palo, come evidenziato nella relazione dei calcoli strutturali “STR-Relazione sulle strutture”, è soggetto a un'azione di 1006 kN. A tale valore è stato sommato il peso proprio del palo (110 kN). Il valore di carico verticale ottenuto è quindi di 1115,6 kN. Si è scelto di utilizzare pali in acciaio infissi, la resistenza offerta da questi ultimi è pari alla resistenza laterale e a una seconda componente dovuta all'attrito interno, stimata abbattendo del 50% i parametri di resistenza all' interfaccia palo-terreno, la capacità portante Q può quindi essere stimata come:

$$Q = Q_s + 0,5Q_s$$

La resistenza laterale Q_s dipende dalle tensioni tangenziali limite di attrito e/o di aderenza laterale all'interfaccia del palo e il terreno circostante, in particolare si ha:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$$

Per la determinazione dei parametri necessari alla stima della tensione tangenziale τ_s si è utilizzato il Viggiani. Si riportano di seguito i calcoli eseguiti. La Tabella 17 è relativa agli strati di materiale granulare, la Tabella 18 a quelli caratterizzati da terreni coesivi.

RCG-Relazione di calcolo geotecnico

da [m]	a [m]	γ [kN/m ³]	σ_v [kN/m ²]	σ'_v [kN/m ²]	K [-]	$\tan\delta$ [-]	β [-]	$\tau(\beta\sigma'_v)$ [kN/m ²]	Qs [kN]
0	0,5	19	94,2	32,9	0,85	0,36	0,31	10,1	16,1
0,5	1	19	103,7	37,5	0,85	0,36	0,31	11,5	18,3
1	1,5	19	113,2	42,1	0,85	0,36	0,31	12,9	20,6
1,5	2	19	122,7	46,7	0,85	0,36	0,31	14,3	22,8
2	2,5	19	132,2	51,3	0,85	0,36	0,31	15,7	25,0
2,5	3	19	141,7	55,9	0,85	0,36	0,31	17,1	27,3
3	3,5	19	151,2	60,5	0,85	0,36	0,31	18,5	29,5
3,5	4	19	160,7	65,1	0,85	0,36	0,31	19,9	31,8
4	4,5	19	170,2	69,7	0,85	0,36	0,31	21,3	34,0
4,5	5	19	179,7	74,3	0,85	0,36	0,31	22,7	36,3
5	5,5	19	189,2	78,8	0,85	0,36	0,31	24,1	38,5
5,5	6	19	198,7	83,4	0,85	0,36	0,31	25,5	40,7
6	6,5	19	208,2	88,0	0,85	0,36	0,31	26,9	43
6,5	7	19	217,7	92,6	0,85	0,36	0,31	28,3	45,2
7	7,5	19	227,2	97,2	0,85	0,36	0,31	29,8	47,5

Q _s	476,6 kN
----------------	----------

Tabella 17 – Resistenza laterale litotipo granulare

da [m]	a [m]	γ [kN/m ³]	σ_v [kN/m ²]	σ'_v [kN/m ²]	Cu [kN/m ²]	$\tan\delta$ [-]	α [-]	$\tau(\alpha C_u)$ [kN/m ²]	Qs [kN]
7,5	8	17,25	235,8	88,3	19,4	0,42	1,00	19,4	31,0
8	8,5	17,25	244,5	92,0	20,2	0,42	1,00	20,2	32,3
8,5	9	17,25	253,1	95,7	21,1	0,42	1,00	21,1	33,6
9	9,5	17,25	261,7	99,4	21,9	0,42	1,00	21,9	34,9
9,5	10	17,25	270,3	103,1	22,7	0,42	1,00	22,7	36,2
10	10,5	17,25	279,0	106,9	23,5	0,42	1,00	23,5	37,5
10,5	11	17,25	287,6	110,6	24,3	0,42	1,00	24,3	38,8
11	11,5	17,25	296,2	114,3	25,1	0,42	1,00	25,1	40,1
11,5	12	17,25	304,8	118,0	26,0	0,42	1,00	26,0	41,4
12	12,5	17,25	313,5	121,7	26,8	0,42	1,00	26,8	42,7
12,5	13	17,25	322,1	125,5	27,6	0,42	1,00	27,6	44,0
13	13,5	17,25	330,7	129,2	28,4	0,42	1,00	28,4	45,4
13,5	14	17,25	339,3	132,9	29,2	0,42	0,95	27,9	44,5
14	14,5	17,25	348,0	136,6	30,1	0,42	0,94	28,4	45,3
14,5	15	17,25	356,6	140,3	30,9	0,42	0,94	28,9	46,1
15	15,5	17,25	365,2	144,1	31,7	0,42	0,93	29,4	46,9

Q _s	640 kN
----------------	--------

Tabella 18 - Resistenza laterale litotipo coesivo

La Q_s ottenuta è pari a 1117 kN, la Q totale è quindi pari a 1675,5 kN. Il fattore di sicurezza risultante è quindi pari a 1,5. Il coefficiente delle resistenze specifico per i pali di questa tipologia è $\gamma=1,15$, ne segue che i pali risultano verificati nei riguardi della capacità portante.

La seconda verifica, relativa alle azioni trasversali è stata effettuata utilizzando Broms (1964). Si è fatto riferimento al caso di pali liberi di ruotare in testa. Ciò costituisce un'ipotesi cautelativa poiché i pali del pontile si intestano nell'impalcato che è in grado di impedirne almeno in parte la rotazione.

Si riportano nelle Figure 43, 44 gli abachi che permettono di indagare il meccanismo di rottura e il valore limite dell'azione orizzontale.

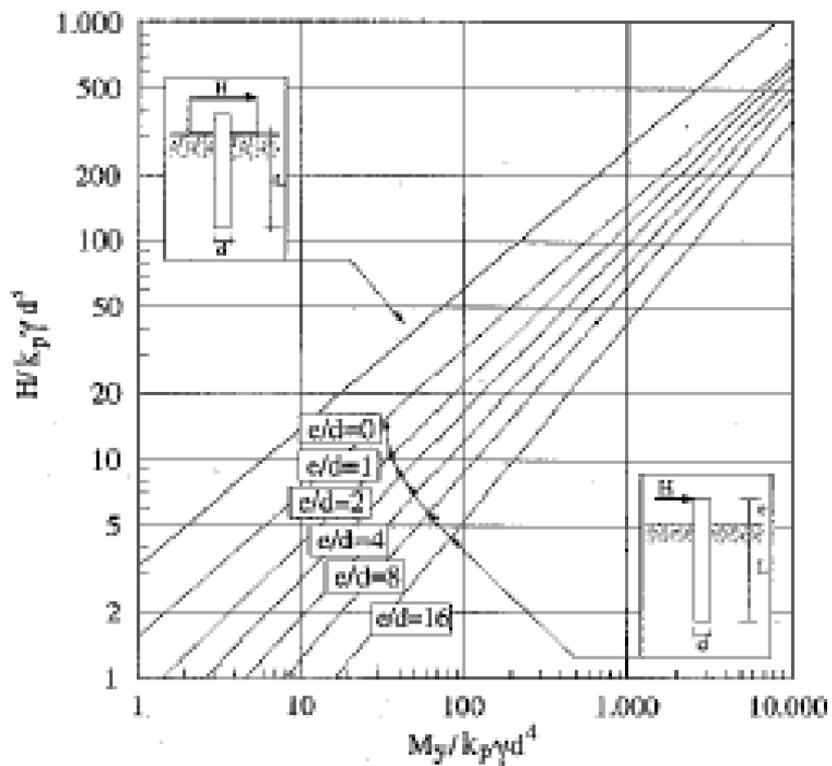


Figura 43 - Valore limite di H per pali lunghi

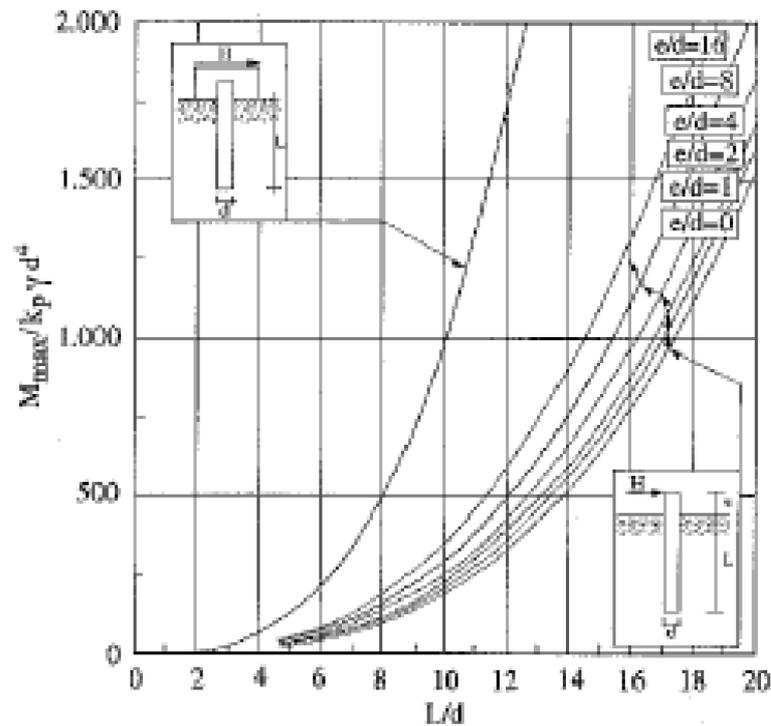


Figura 44 - Massimo momento flettente per pali corti

Il meccanismo di rottura che si manifesta è quello di palo lungo. In particolare, risulta una capacità portante nei riguardi dell'azione trasversale pari a 262,2 kN. L'azione a cui i pali sono soggetti è data dal tiro alla bitta che è pari a 50 kN/m. L'interasse fra i pali in direzione longitudinale è di 5 m e il pontile è formato da cavalletti contenenti 3 pali. Ne risulta un carico trasversale connesso ai singoli pali pari a 83,33 kN. Applicando il coefficiente sulle azioni $\gamma_Q=1,5$ si ottiene un valore di progetto di 125 kN. Ne risulta un fattore di sicurezza pari a 2,1. Il coefficiente delle resistenze è $\gamma=1,3$, ne segue che i pali risultano verificati.

9.3.1. Sottoflutto, sez. MM

La realizzazione di questa diga prevede le fasi di cantiere descritte al paragrafo 5.3.

Nell'analisi numerica sono state implementate tutte le fasi di lavorazione previste. Sono stati simulati anche i periodi di interruzione dei lavori necessari sia allo scopo della stabilità sia per garantire il livello di funzionalità delle opere.

In Figura 45 si riporta lo schema rappresentativo delle modalità di esecuzione dell'analisi effettuata con il software Plaxis 2D.

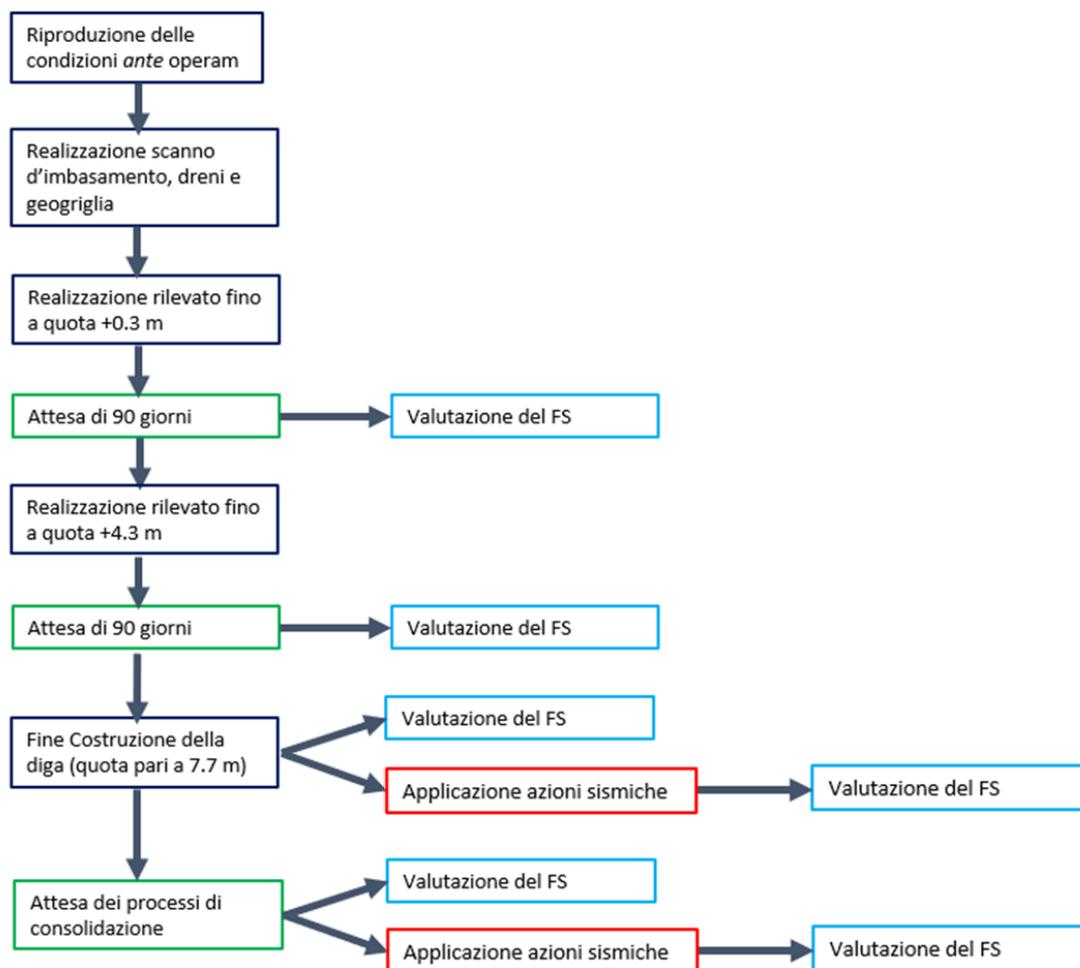


Figura 45 - Schema a blocchi delle varie fasi simulate con il software Plaxis 2D (sezione MM).

I dreni sono stati simulati assegnando al materiale interessato dalla loro presenza un coefficiente di permeabilità orizzontale di 3 volte superiore rispetto a quello di partenza.

Il processo di consolidazione finale si considera ultimato quando risultano dissipate il 95% delle sovrappressioni neutre indotte dalla costruzione del rilevato. È importante specificare che lo sviluppo

del 95% dei cedimenti necessita, nelle condizioni di progetto, di un intervallo temporale di circa 20-25 anni.

In Tabella 19 vengono riepilogati i coefficienti di sicurezza ottenuti nei vari momenti dell'analisi di stabilità con riferimento alle fasi di lavoro esposte al paragrafo 5.3., specificando se si tratta di una fase provvisoria oppure definitiva. Nella fase 4, che corrisponde alla fine della costruzione dell'opera, il coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche è stato valutato applicando un'azione sismica calcolata considerando una vita nominale di 10 anni. Infine, il modello è stato sottoposto al sisma SLC con vita nominale pari a 100 anni.

FASE		FS
Fase 2, realizzazione del corpo della diga fino a +0,3 m s.l.m.	provvisoria	3,25
Fase 3, realizzazione del corpo della diga fino a +4,3 m s.l.m.	provvisoria	1,78
Fase 4, realizzazione del corpo della diga fino a + 7,7 m s.l.m. (condizioni UD*), fine lavori	provvisoria	1,49
Fase 4, realizzazione del corpo della diga fino a + 7,7 m s.l.m., applicazione sisma (condizioni UD*)	provvisoria	1,37
Condizioni finali statiche (condizioni D**)	definitiva	1,65
Condizioni finali, applicazione sisma (condizioni D**)	definitiva	1,43

Tabella 19 - Sottoflutto, sez. MM, riepilogo coefficienti di sicurezza ottenuti nelle fasi significative dell'analisi

* condizioni non drenate

** condizioni drenate

A titolo indicativo, per le sole fasi finali e con riferimento alle analisi di stabilità condotte in modalità safety calculation (*ci-phireduction*), nelle figure seguenti (Figure 46, 47, 48, 49) si riportano gli *output* grafici del programma di calcolo. Nello specifico sono stati diagrammati i *plastic points* (elementi del modello che hanno raggiunto il criterio di rottura e si sono quindi plasticizzati) e le deformazioni percentuali orizzontali ϵ_{xx} dove risultano più le superfici di scivolamento. Nella fase finale, le superfici di scorrimento più critiche interessano essenzialmente il corpo diga; la realizzazione dello scanno d'imbasamento e la presenza della geogriglia fanno sì che le superfici di scorrimento più profonde abbiano coefficienti di sicurezza maggiori.

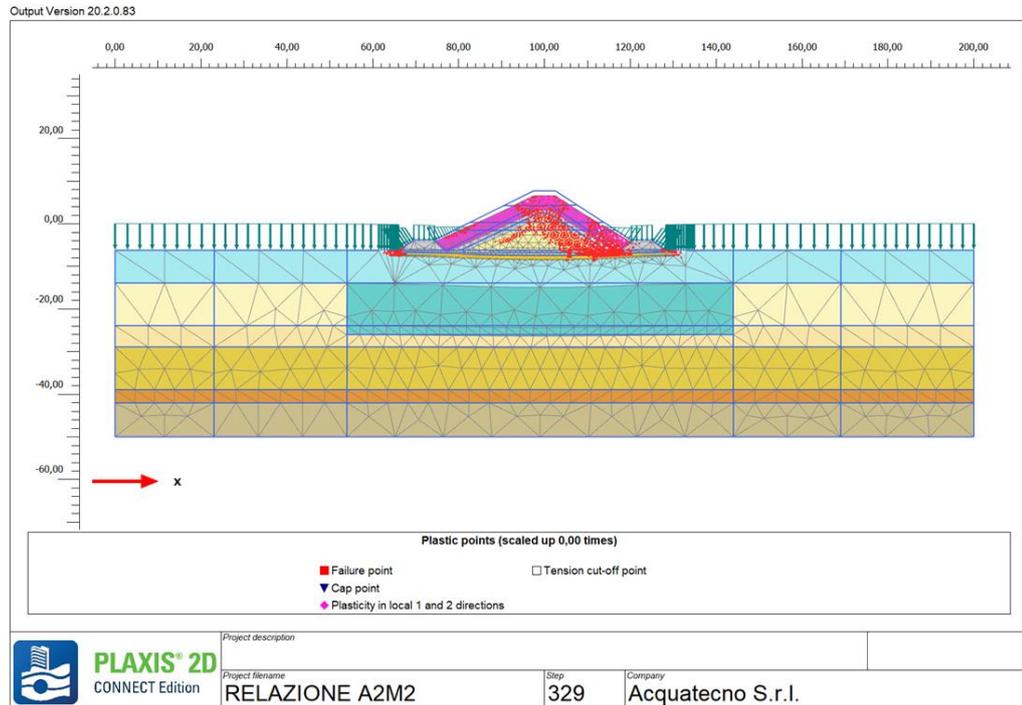


Figura 46 - Sottoflutto, sez. MM, Fase finale (condizioni drenate), plastic points, condizioni statiche, FS=1,65

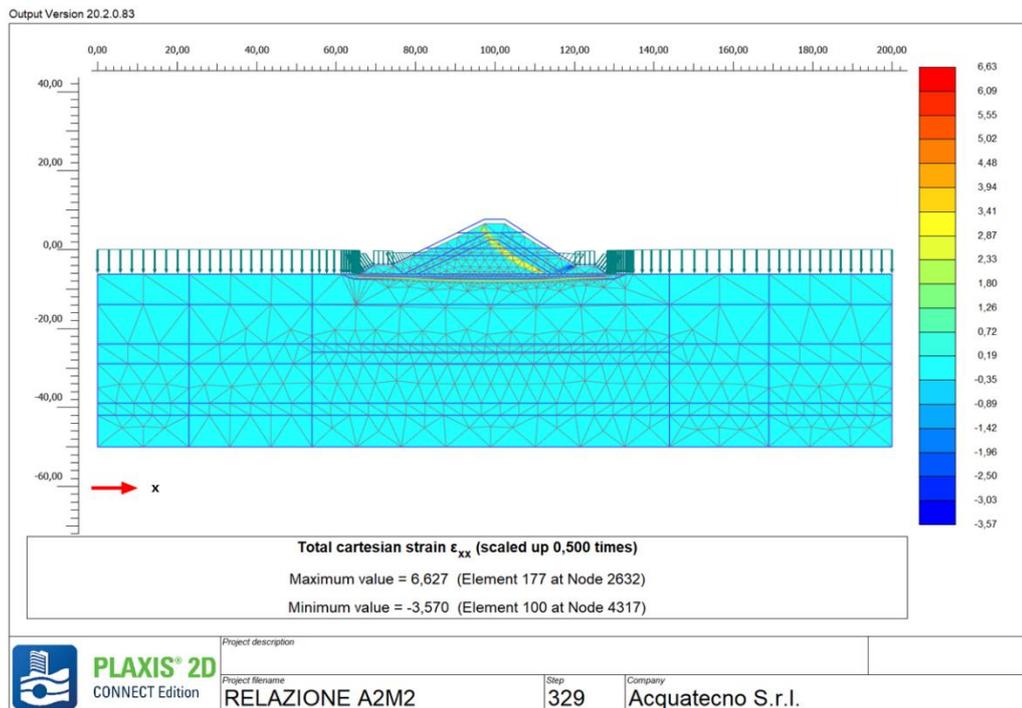


Figura 47 - Sottoflutto, sez. MM, Fase finale (condizioni drenate), ϵ_{xx} , condizioni statiche, FS=1,65

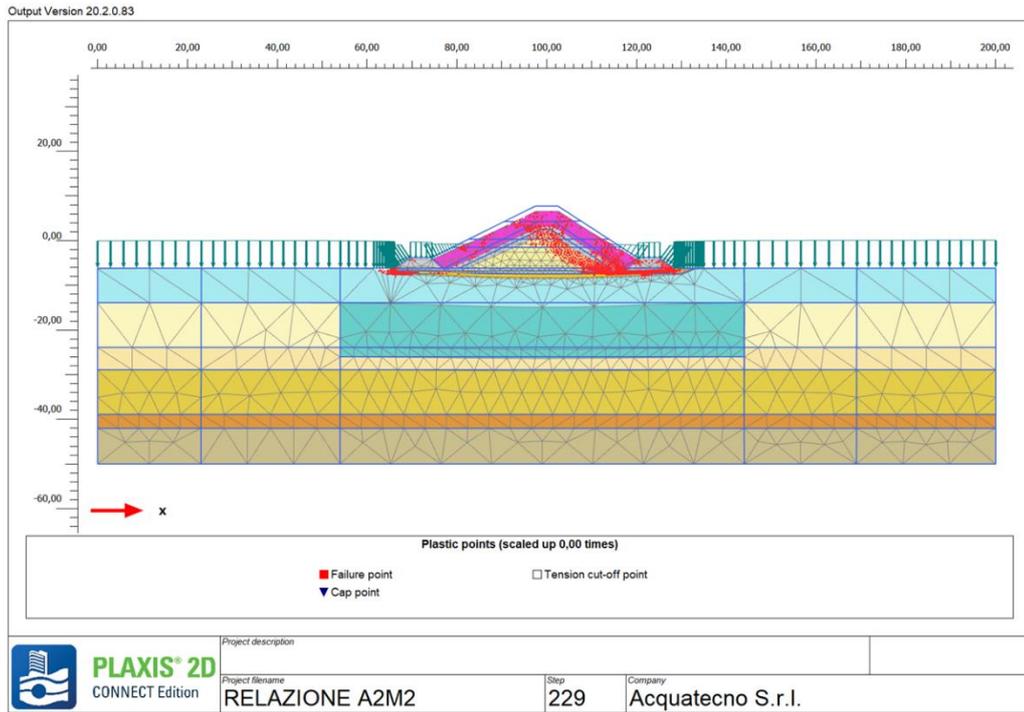


Figura 48 - Sottoflutto, sez. MM, Fase finale (condizioni drenate), plastic points, condizioni sismiche, FS=1,43

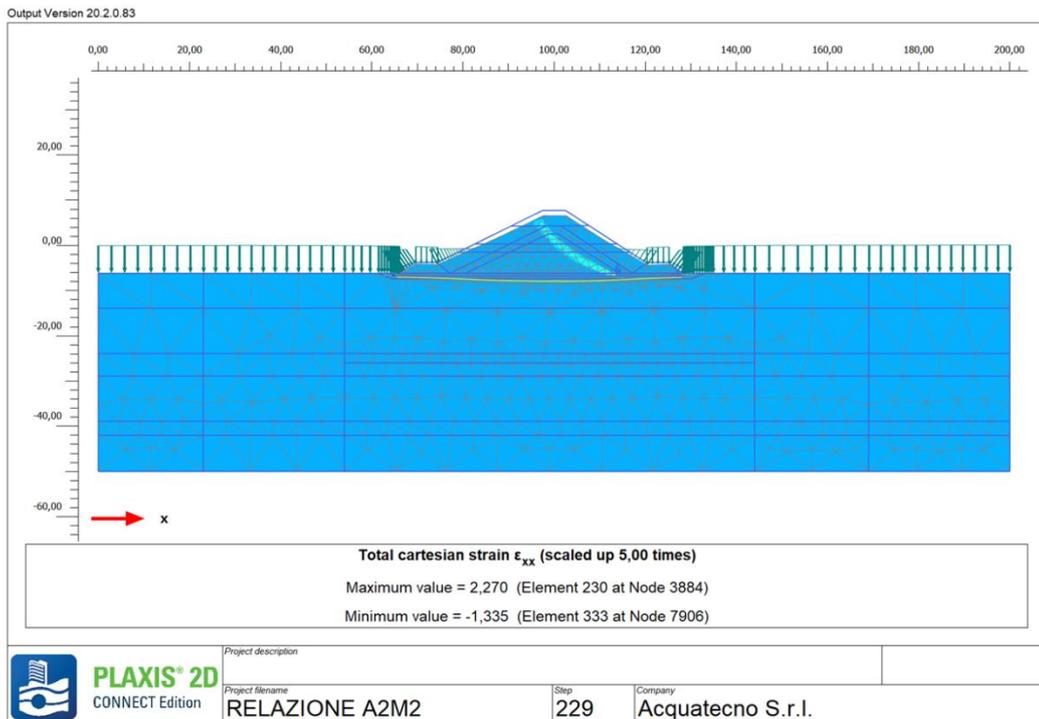


Figura 49 - Sottoflutto, sez. MM, Fase finale (condizioni drenate), ϵ_{xx} , condizioni sismiche, FS=1,43

La geogriglia è verificata nei riguardi dello sforzo assiale con la combinazione A1 M1. Tale combinazione è infatti risultata essere la più gravosa per questo elemento. Il valore del coefficiente di sicurezza richiesto è pari ad 1. Si riporta nel seguente diagramma la sollecitazione maggiore a cui la geogriglia è sottoposta. Tale condizione corrisponde alla fase finale in condizioni sismiche (Figura 50).

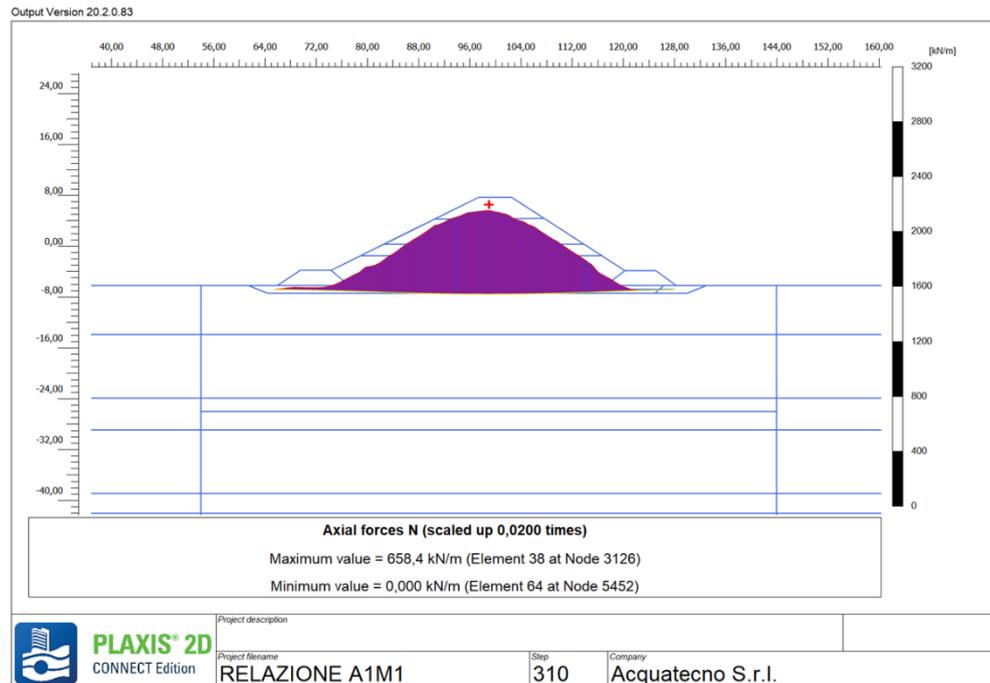


Figura 50 - Sottoflutto, sez. MM, Fase di fine lavori (condizioni non drenate), condizioni sismiche, sforzo assiale geogriglia
 Lo sforzo assiale massimo registrato è in asse diga e equivale ad un valore di 658,4kN per ogni metro di diga. Tale valore risulta minore del R_k della geogriglia (900 kN). L'elemento è quindi verificato.
 Per quanto riguarda i cedimenti attesi, si riportano nelle Figure 51, 52, 53, 54 gli andamenti degli spostamenti verticali attesi sul piano di posa del corpo diga (ovvero sul piano della geogriglia) nelle varie fasi di messa in opera del rilevato e al termine del processo di consolidazione. In Tabella 20 sono riportati i valori massimi (ottenuti in asse diga) degli abbassamenti relativi alle varie fasi realizzative.

FASE	Cedimenti [m]
Fase 2, realizzazione del corpo della diga fino a +0,3 m s.l.m.	0,19
Fase 3, realizzazione del corpo della diga fino a +4,3 m s.l.m.	0,40
Fase 4, realizzazione del corpo della diga fino a 7,7 m s.l.m. (condizioni UD*)	0,46
Condizioni finali statiche (condizioni D**)	1,02

* condizioni non drenate

** condizioni drenate

Tabella 20 -Sottoflutto, sez. MM, riepilogo abbassamenti ottenuti nelle fasi significative dell'analisi

L'abbassamento che si verifica alla fine della consolidazione è di 1,02 m e si presenta in asse diga. Considerando che una parte dei cedimenti si manifesta in corso d'opera e che quindi viene "scontata" durante la costruzione, l'abbassamento della diga che ci si attende dalla fine dei lavori è dell'ordine di 0,6 m. Pertanto, la quota finale del coronamento della diga risulterà congrua con il valore di progetto di +7,0 m. s.l.m.

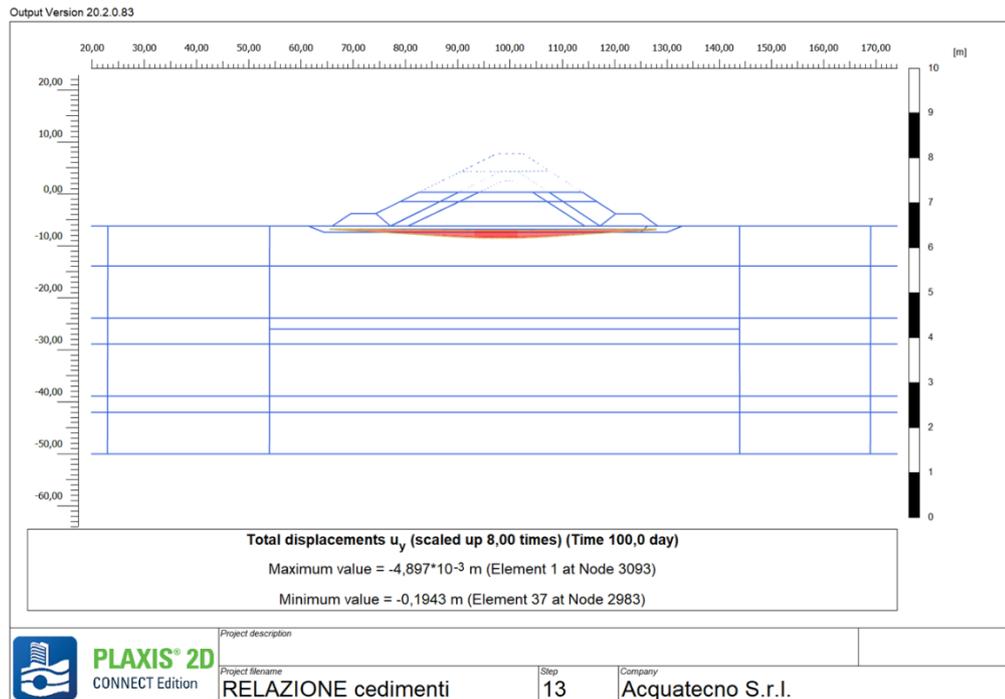


Figura 51- Sottoflutto, sez. MM, abbassamenti rilevato quota +0,3 m.

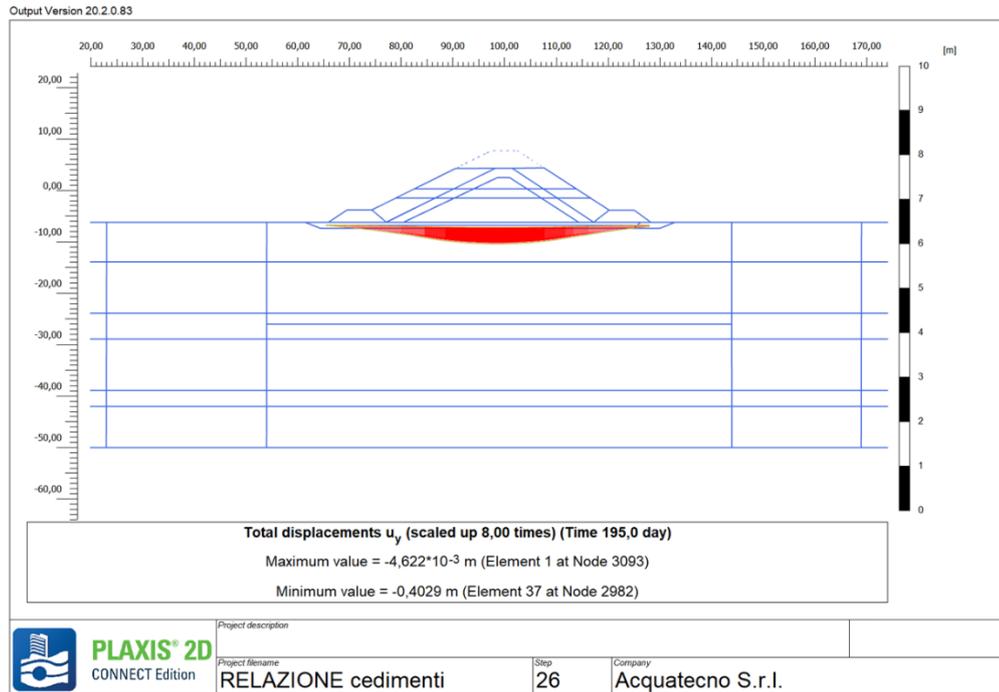


Figura 52 - Sottoflutto, sez. MM, abbassamenti rilevato quota +4,3 m

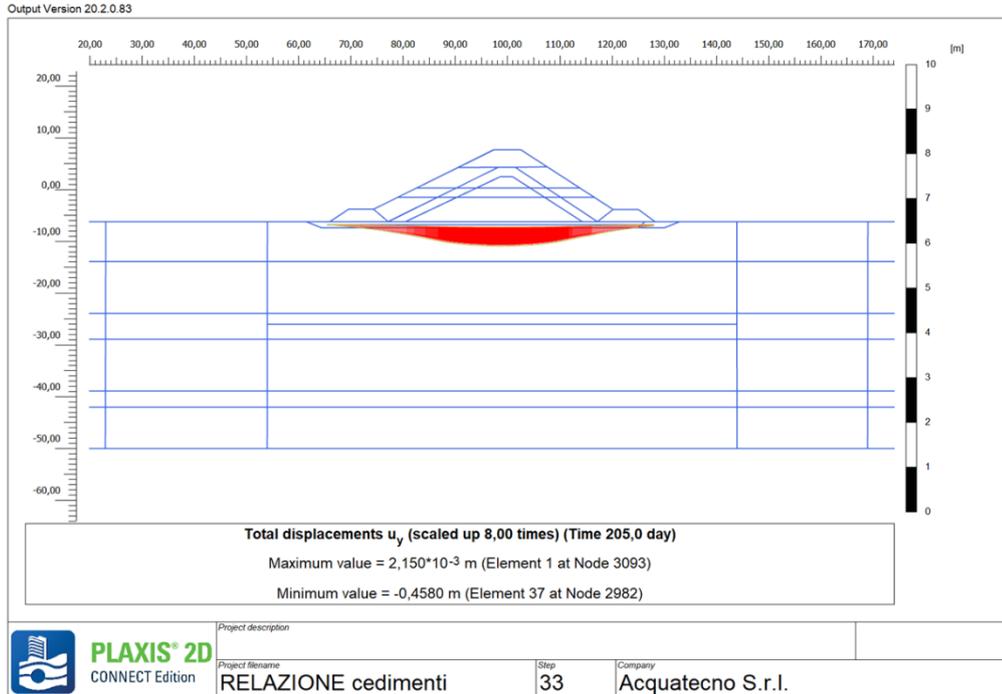


Figura 53 - Sottoflutto, sez. MM, abbassamenti rilevato quota +7,7 m, fine lavori

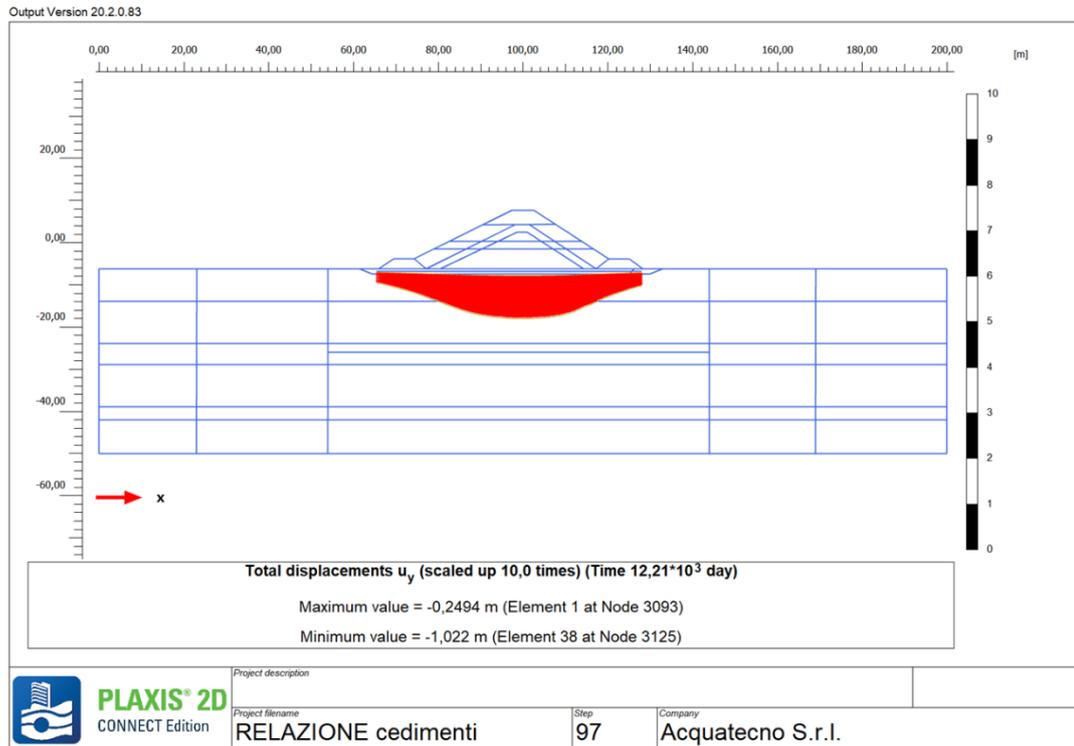


Figura 54 - Sottoflutto, sez. MM, abbassamenti a consolidazione ultimata ($t > 25$ anni)

9.3.1. Sottoflutto, sez. II

La realizzazione di questa diga prevede le fasi di cantiere descritte al paragrafo 5.3.

Nell'analisi numerica sono state implementate tutte le fasi di lavorazione previste. Sono stati simulati anche i periodi di interruzione dei lavori necessari sia allo scopo della stabilità sia per garantire il livello di funzionalità delle opere.

In Figura 55 si riporta lo schema rappresentativo delle modalità di esecuzione dell'analisi effettuata con il software Plaxis 2D.

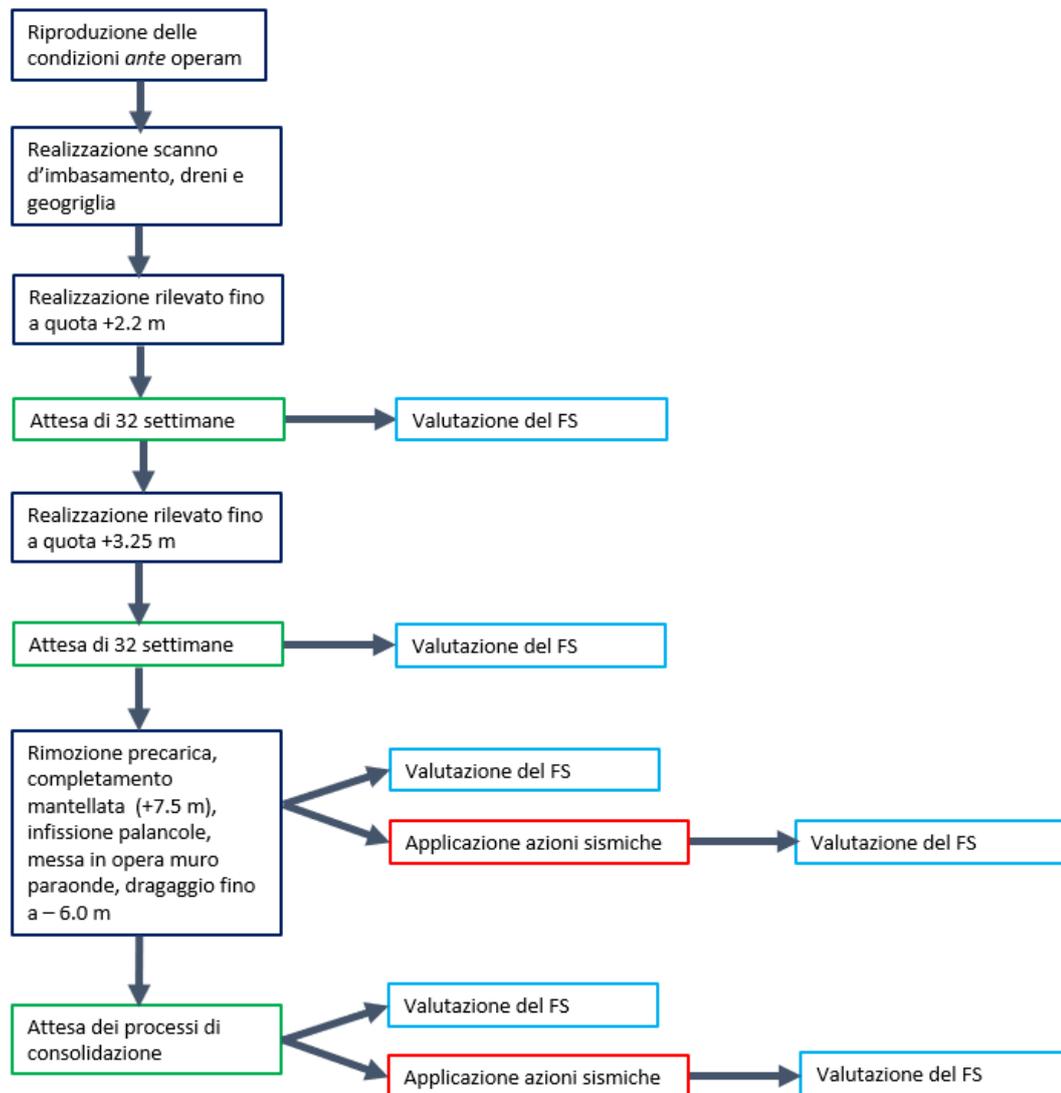


Figura 55 - Schema a blocchi delle varie fasi simulate con il software Plaxis 2D (sezione II).

I dreni sono stati simulati assegnando al materiale interessato dalla loro presenza un coefficiente di permeabilità orizzontale di 3 volte superiore rispetto a quello di partenza.

Il processo di consolidazione finale si considera ultimato quando risultano dissipate il 95% delle sovrappressioni neutre indotte dalla costruzione del rilevato. È importante specificare che lo sviluppo del 95% dei cedimenti necessita, nelle condizioni di progetto, di un intervallo temporale di circa 20-25 anni.

In Tabella 21 vengono riepilogati i coefficienti di sicurezza ottenuti nei vari momenti dell'analisi di stabilità con riferimento alle fasi di lavoro esposte al paragrafo 5.3, specificando se si tratta di una fase provvisoria oppure definitiva. Nella fase 5, che corrisponde alla fine della costruzione dell'opera, il coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche è stato valutato applicando un'azione sismica calcolata considerando una vita nominale di 10 anni. Infine, il modello è stato sottoposto al sisma SLC con vita nominale pari a 100 anni. Nelle condizioni finali sono stati applicati i carichi variabili previsti fattorizzandoli in accordo con quanto descritto nel paragrafo 9.1.1. I carichi esterni di progetto sono il carico di piazzale (20kN/m^2) e il tiro alla bitta (20kN/m).

FASE		FS
Fase 2, realizzazione del rilevato fino a quota +2,2 ms.l.m.	provvisoria	1,47
Fase 3, realizzazione del rilevato fino a quota +3,25 m s.l.m.	provvisoria	1,45
Fase 5, realizzazione del corpo della diga fino a + 7,5 m s.l.m. (condizioni UD*), fine lavori	provvisoria	1,49
Fase 5, realizzazione del corpo della diga fino a + 7,5 m s.l.m., applicazione sisma (condizioni UD*)	provvisoria	1,37
Condizioni finali statiche (condizioni D**)	definitiva	1,45
Condizioni finali, applicazione sisma (condizioni D**)	definitiva	1,29

Tabella 21 - Sottoflutto, sez. MM, riepilogo coefficienti di sicurezza ottenuti nelle fasi significative dell'analisi

* condizioni non drenate

** condizioni drenate

A titolo indicativo, per le sole fasi finali e con riferimento alle analisi di stabilità condotte in modalità safety calculation (*ci-phireduction*), nelle figure seguenti (Figure 56, 57, 58, 59) si riportano gli *output* grafici del programma di calcolo. Nello specifico sono stati diagrammati i *plastic points* (elementi del modello che hanno raggiunto il criterio di rottura e si sono quindi plasticizzati) e le deformazioni percentuali orizzontali ϵ_{xx} dove risultano più le superfici di scivolamento. Nella fase finale, le superfici di scorrimento più critiche interessano essenzialmente il corpo diga; la realizzazione dello scanno d'imbasamento e la presenza della geogriglia fanno sì che le superfici di scorrimento più profonde abbiano coefficienti di sicurezza maggiori.

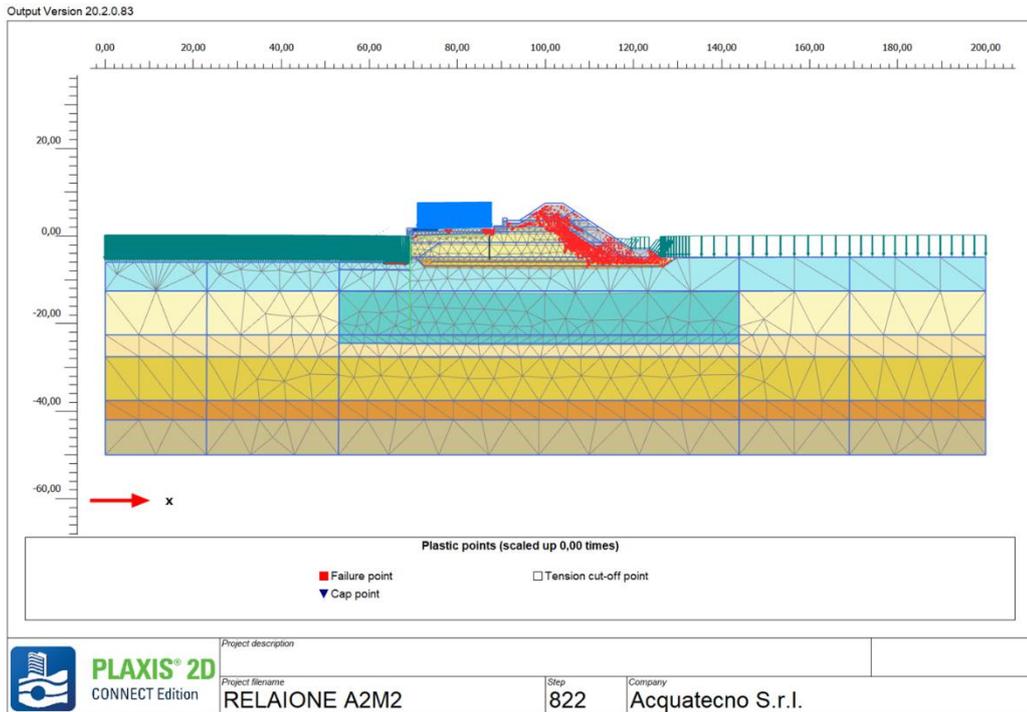


Figura 56 - Sottoflutto, sez. II, Fase finale (condizioni drenate), plastic points, condizioni statiche, FS=1,45

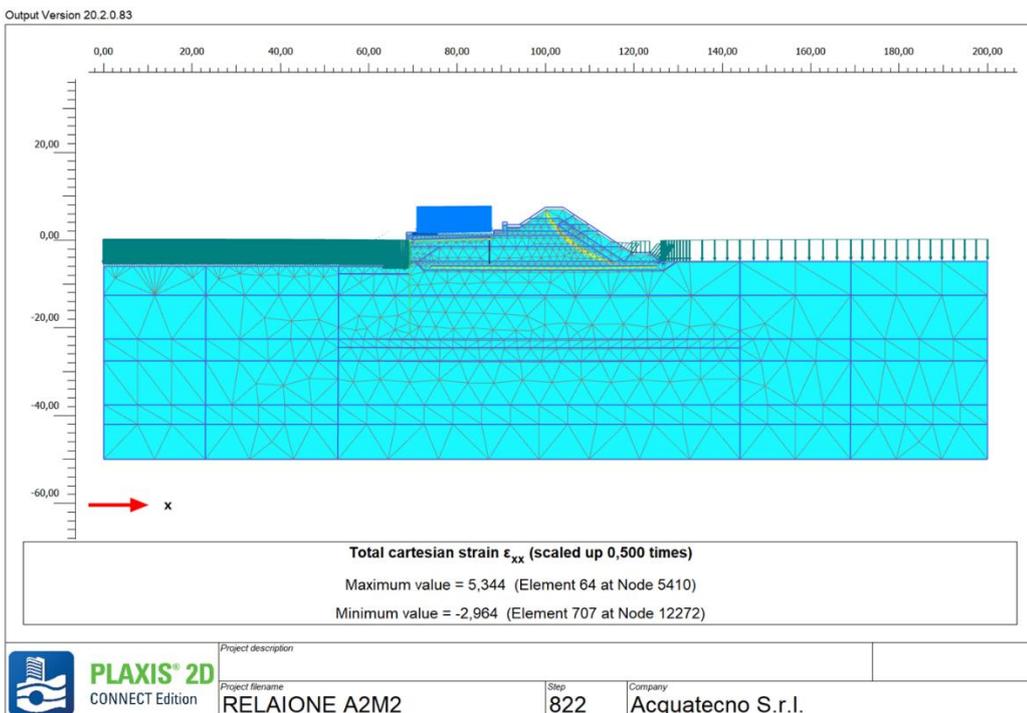


Figura 57 - Sottoflutto, sez. II, Fase finale (condizioni drenate), ϵ_{xx} , condizioni statiche, FS=1,45

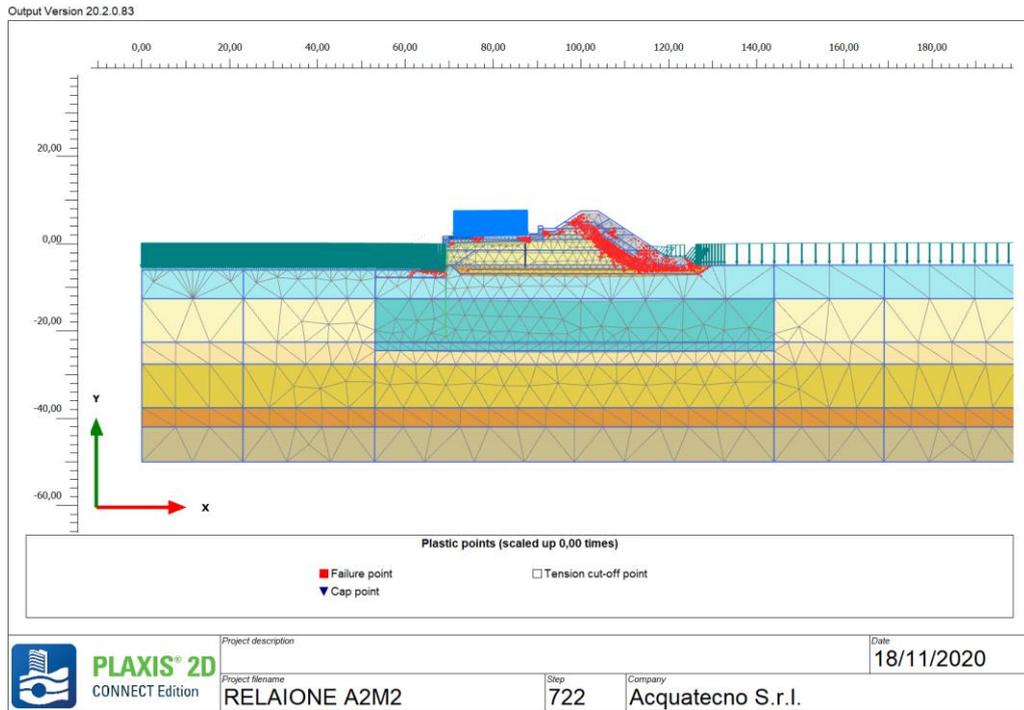


Figura 58 - Sottoflutto, sez. II, Fase finale (condizioni drenate), plastic points, condizioni sismiche, FS=1,29

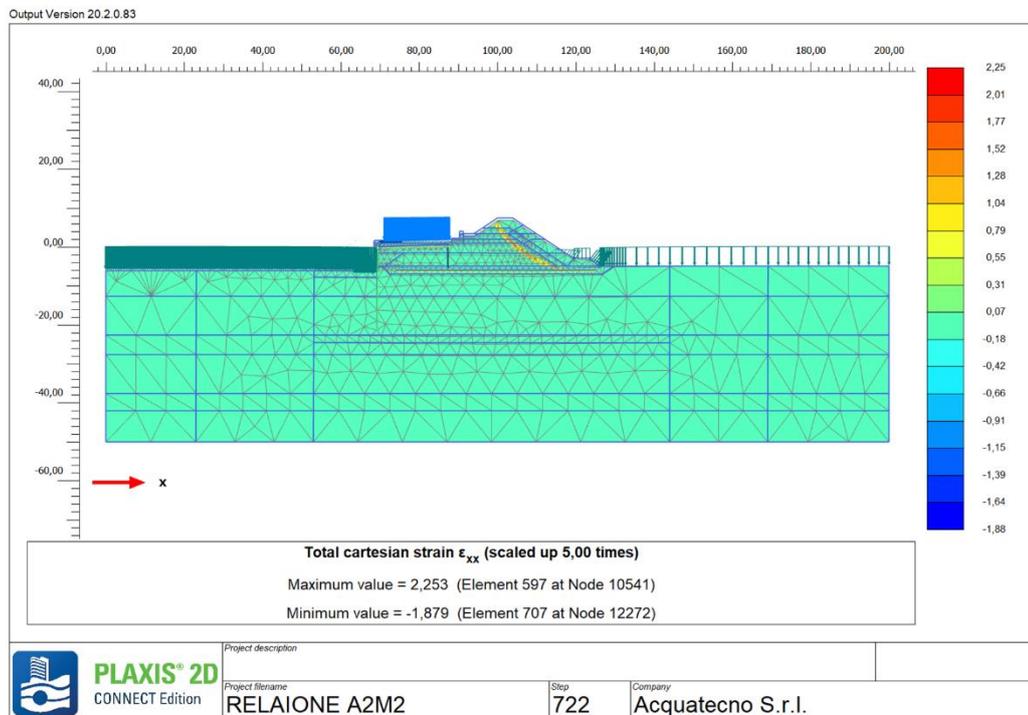


Figura 59 - Sottoflutto, sez. II, Fase finale (condizioni drenate), ϵ_{xx} , condizioni sismiche, FS=1,29

La geogriglia è verificata nei riguardi dello sforzo assiale con la combinazione A1 M1. Tale combinazione è infatti risultata essere la più gravosa per questo elemento. Il valore del coefficiente di sicurezza richiesto è pari ad 1. Si riporta nel seguente diagramma la sollecitazione maggiore a cui la geogriglia è sottoposta. Tale condizione corrisponde alla fase finale in condizioni statiche (Figura 60).

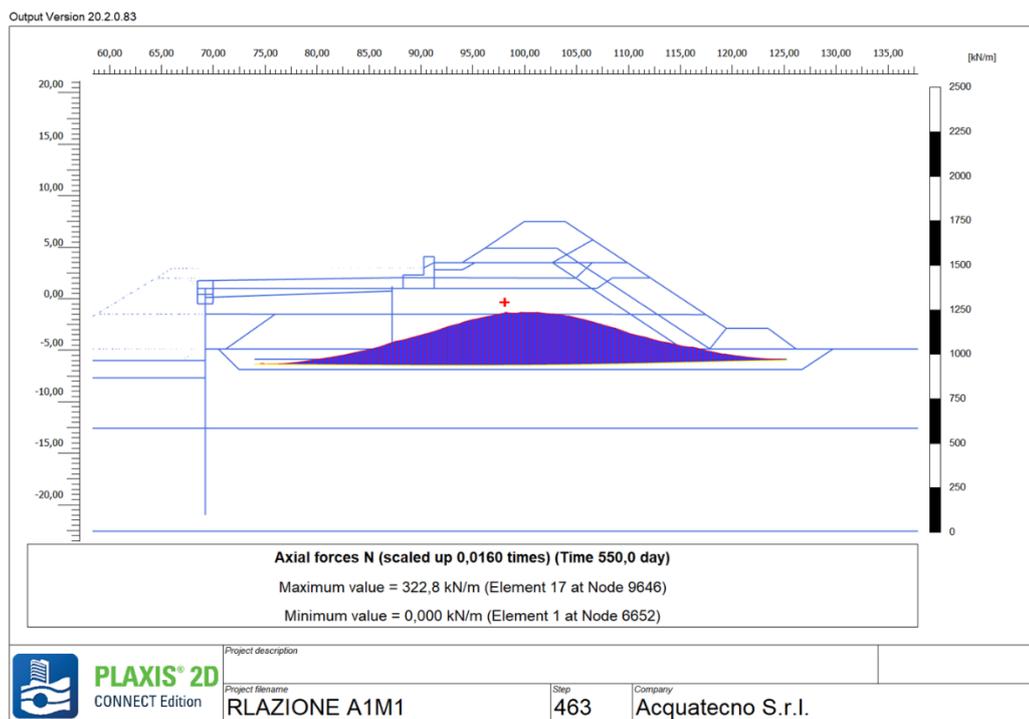


Figura 60 - Sottoflutto, sez. II, Fase di fine lavori (condizioni non drenate), condizioni statiche sforzo assiale geogriglia

Lo sforzo assiale massimo registrato è in asse diga e equivale ad un valore di 322,8kN per ogni metro di diga. Tale valore risulta minore del R_k della geogriglia (900 kN). L'elemento è quindi verificato.

Per quanto riguarda i cedimenti attesi, si riportano nelle Figure 61, 62, 63, 64 gli andamenti degli spostamenti verticali attesi sul piano di posa del corpo diga (ovvero sul piano della geogriglia) nelle varie fasi di messa in opera del rilevato e al termine del processo di consolidazione. In Tabella 22 sono riportati i valori abbassamenti relativi alle varie fasi realizzative che si verificano in corrispondenza della cresta della mantellata.

FASE	Cedimenti [m]
Fase 2, realizzazione del rilevato fino a quota +2,2 m s.l.m.	0,36
Fase 3, realizzazione del rilevato fino a quota +3,25 m s.l.m.	0,53
Fase 5, completamento mantellata a quota +7,5 m s.l.m. (condizioni UD*)	0,63
Condizioni finali statiche (condizioni D**)	1,06

* condizioni non drenate

** condizioni drenate

Tabella 22 -Sottoflutto, sez. II, riepilogo abbassamenti ottenuti nelle fasi significative dell'analisi

L'abbassamento che si verifica alla fine della consolidazione è 1,06 m e si manifesta in corrispondenza del coronamento. Considerando che una parte dei cedimenti si manifesta in corso d'opera e che quindi viene "assorbita" durante la costruzione, l'abbassamento della diga che ci si attende dalla fine dei lavori è dell'ordine di 0,5 m. Pertanto, la quota finale del coronamento della diga risulterà in accordo con il valore di progetto di +7,0 m.

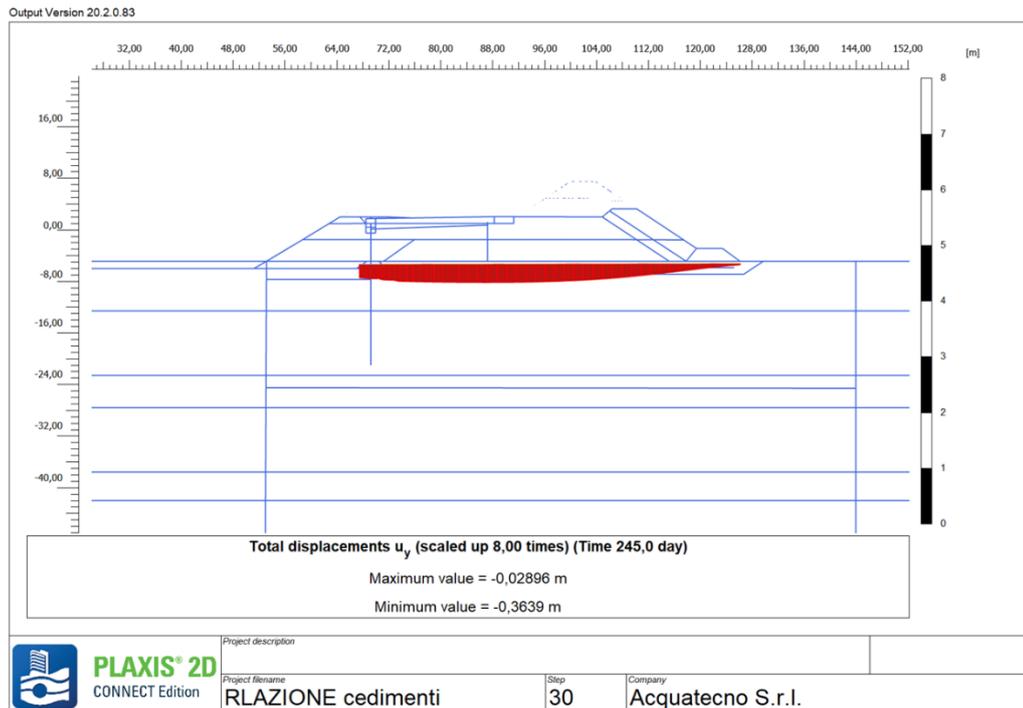


Figura 61- Sottoflutto, sez. II, abbassamenti rilevato quota +2,2 m.

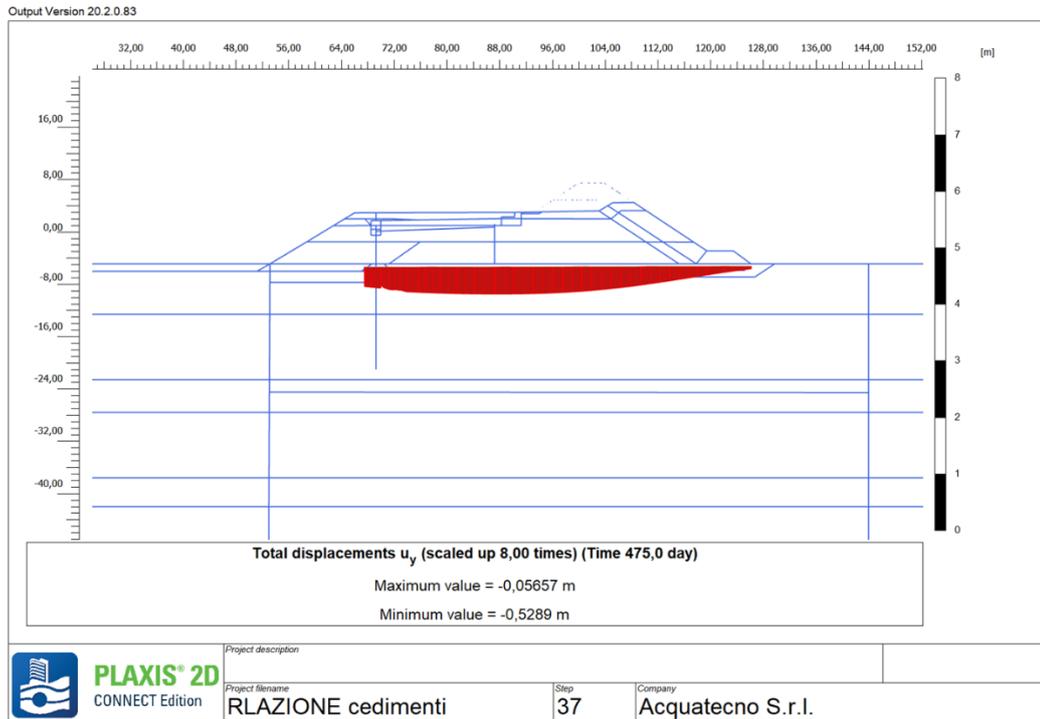


Figura 62 - Sottoflutto, sez. II, abbassamenti rilevato quota +3,25 m

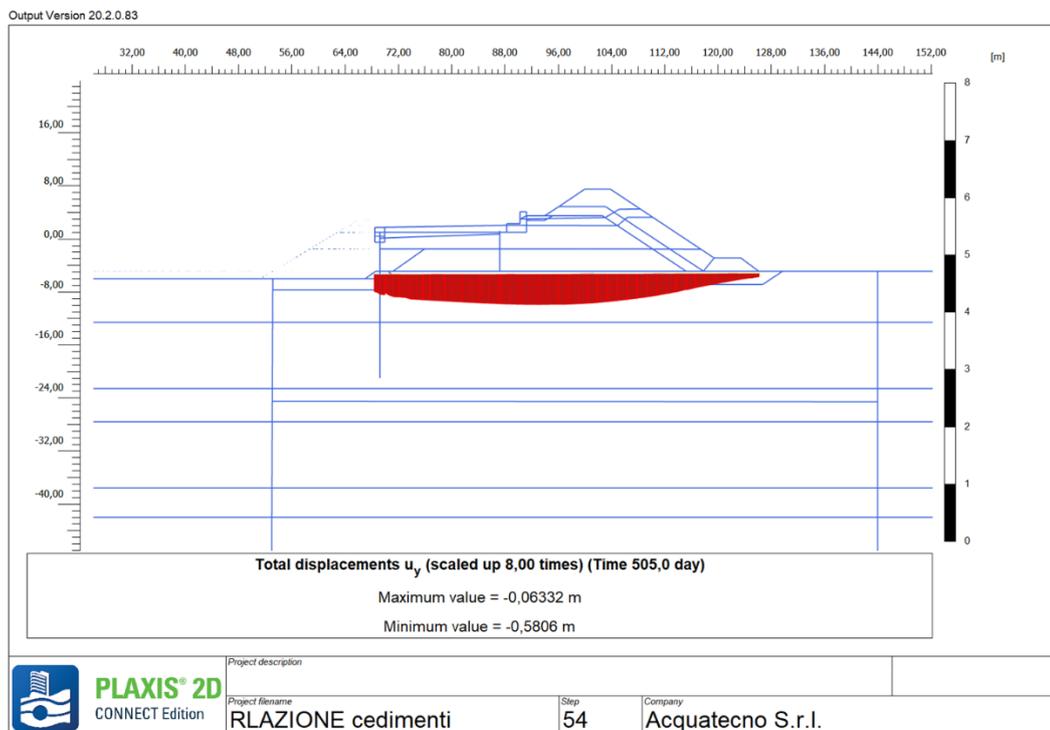


Figura 63 - Sottoflutto, sez. II, abbassamenti rilevato, fine lavori

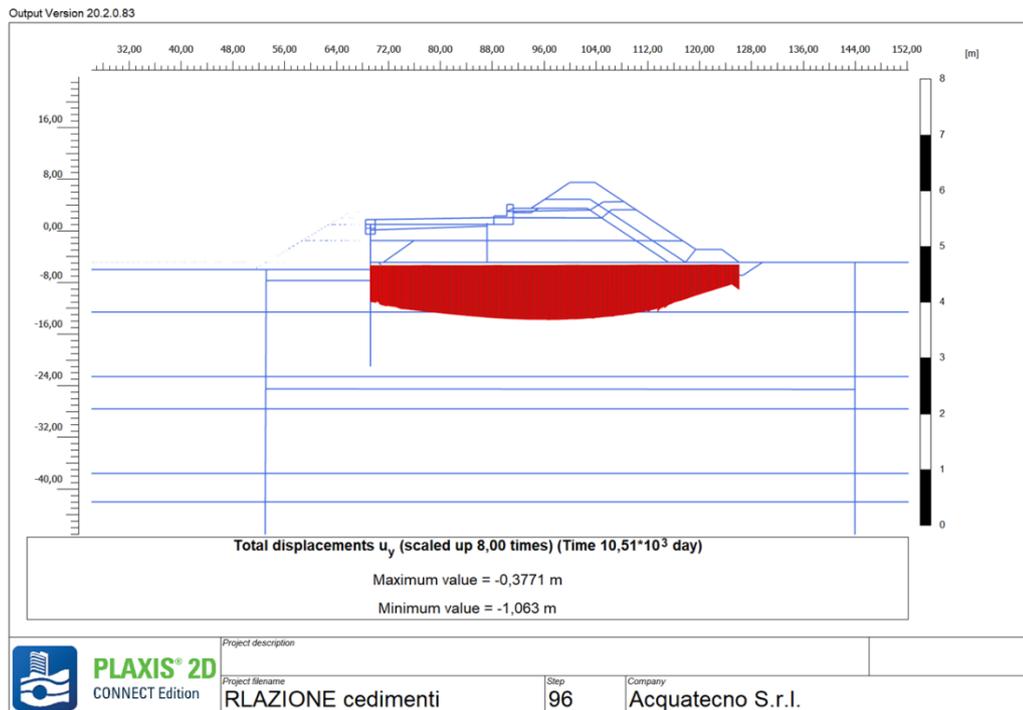


Figura 64 - Sottoflutto, sez. II, abbassamenti a consolidazione ultimata ($t > 25$ anni)

Le simulazioni hanno permesso di analizzare lo spostamento orizzontale della trave di bordo. In Figura 65 è illustrato la deformazione subita dall'opera al termine del processo di consolidazione.

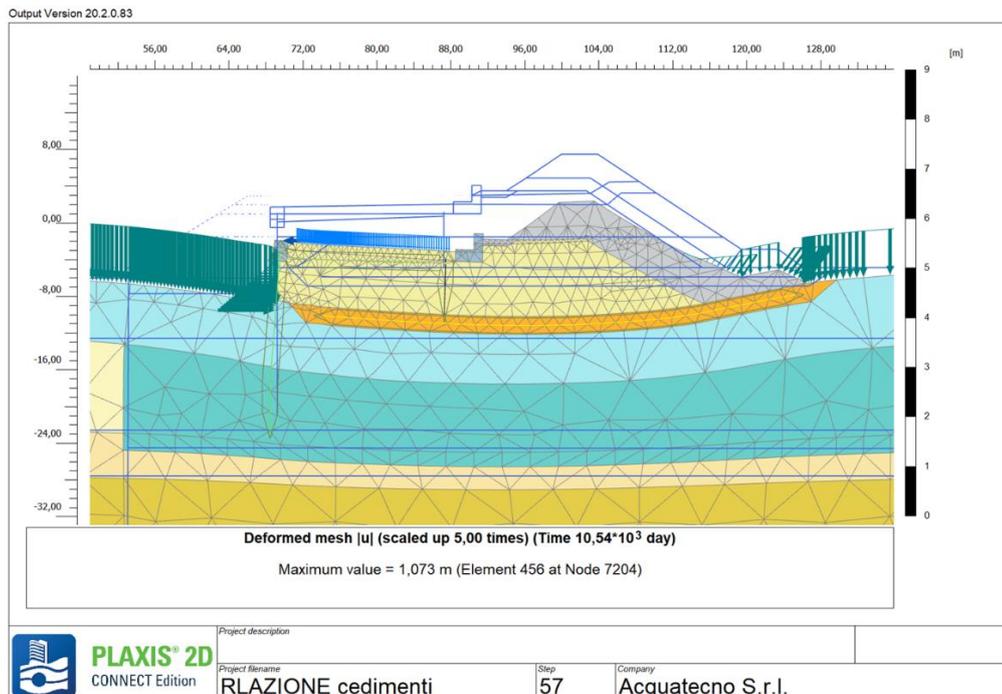


Figura 65 - Sottoflutto, sez. II, deformazione fine consolidazione

Le deformazioni indotte dal processo di consolidazione conseguente la realizzazione del rilevato si estendono all'intera sezione e inducono sulle palancole spostamenti congruenti con il quadro deformativo globale. In particolare, la palanca di ancoraggio subisce un trascinarsi verso il nucleo della diga, e il palancolato di banchina subisce, da una parte, gli effetti dello spostamento dell'ancoraggio nella parte superiore, dall'altra, presenta spostamenti al piede congrui con la distribuzione delle deformazioni orizzontali delle argille in cui si trova infissa. In Figura 66 sono riportati gli spostamenti orizzontali delle due palancole dalla fine della dei lavori all'applicazione dei carichi di progetto.

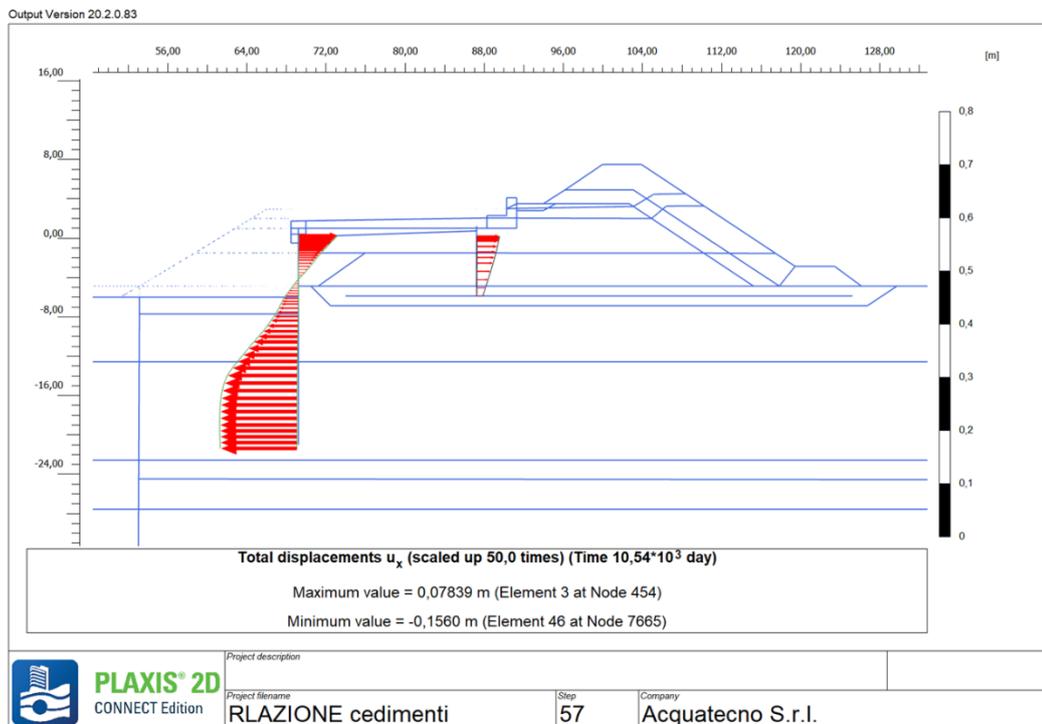


Figura 66 - Sottoflutto, sez. II, spostamenti orizzontali palancole

Va segnalato che lo spostamento della trave di bordo in condizioni di esercizio, applicando la combinazione di carico frequente (tiro alla bitta di 10 kN/m, carico di banchina di 6 kN/m²), è pari a 0,4 cm.

Verifiche elementi strutturali

La sezione II è stata oggetto di ulteriori verifiche. Sono state eseguite le verifiche strutturali allo stato limite ultimo degli elementi palancola di banchina, tirante e palancola di ancoraggio. Le due palancole sono state verificate anche nei riguardi dello SLU di tipo geotecnico. Le NTC 2018 impongono di eseguire le verifiche appena descritte utilizzando le combinazioni di coefficienti A1 M1 R1 e A2 M2 R1 con i coefficienti γ_R del gruppo R1 posti pari all'unità.

Le verifiche geotecniche sono state eseguite utilizzando entrambe le combinazioni previste dalla normativa. Si riportano di seguito solo quelle relative alla combinazione A2 M2 R1 poiché dalle simulazioni è risultata essere dimensionante. Le verifiche geotecniche sono state svolte confrontando lo stato tensionale orizzontale efficace sul lato di valle della paratia indotto dalla costruzione del rilevato con lo stato tensionale orizzontale efficace limite (calcolato secondo le formulazioni di Rankine).

Verifica palancola di banchina (GEO)

In Tabella 23 sono riportati i valori delle tensioni orizzontali limite $\sigma'h$ calcolate con la teoria di Rankine. La coesione, avendo valori molto ridotti, non è stata considerata, ne risulta che $\sigma'h = \sigma'v k_p$.

γ [kN/m ³]	sen ϕ [-]	z [m]	$\sigma'v$ [kN/m ²]	k_p [-]	$\sigma'h$ [kN/m ²]
19	0,42	0	0,0	2,37	0,0
19	0,42	6,5	59,7	2,37	141,8
17,25	0,32	6,5	48,4	1,92	93,1
17,25	0,32	15	123,0	1,92	236,6

Tabella 23 – Sez. II, tensioni efficaci orizzontali $\sigma'h$ (palancola di banchina)

In Figura 67 sono diagrammati i valori di $\sigma'h$ in funzione della profondità z.

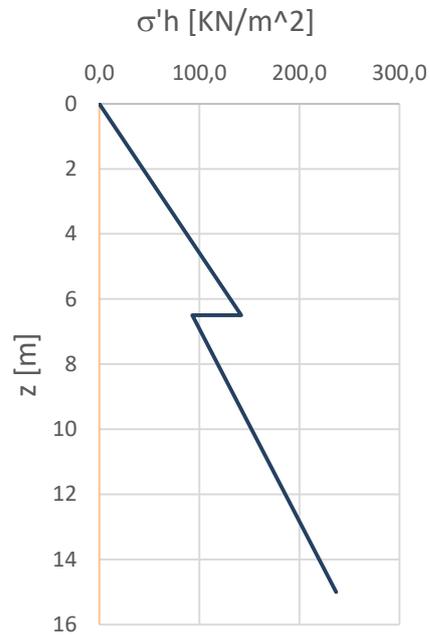


Figura 67 - Sez. II, tensioni efficaci orizzontali $\sigma'h$ (palancola di banchina)

Eseguendo l'integrale dell'andamento delle tensioni in Figura 67 si ottiene la risultante delle $\sigma'h$, il valore ottenuto è di 1862 kN/m. Le tensioni indotte dalla costruzione del rilevato sulla palancola sono state ricavate dal modello di Plaxis 2D. Si riporta in Figura 68 il diagramma delle tensioni ottenuto dagli output del programma.

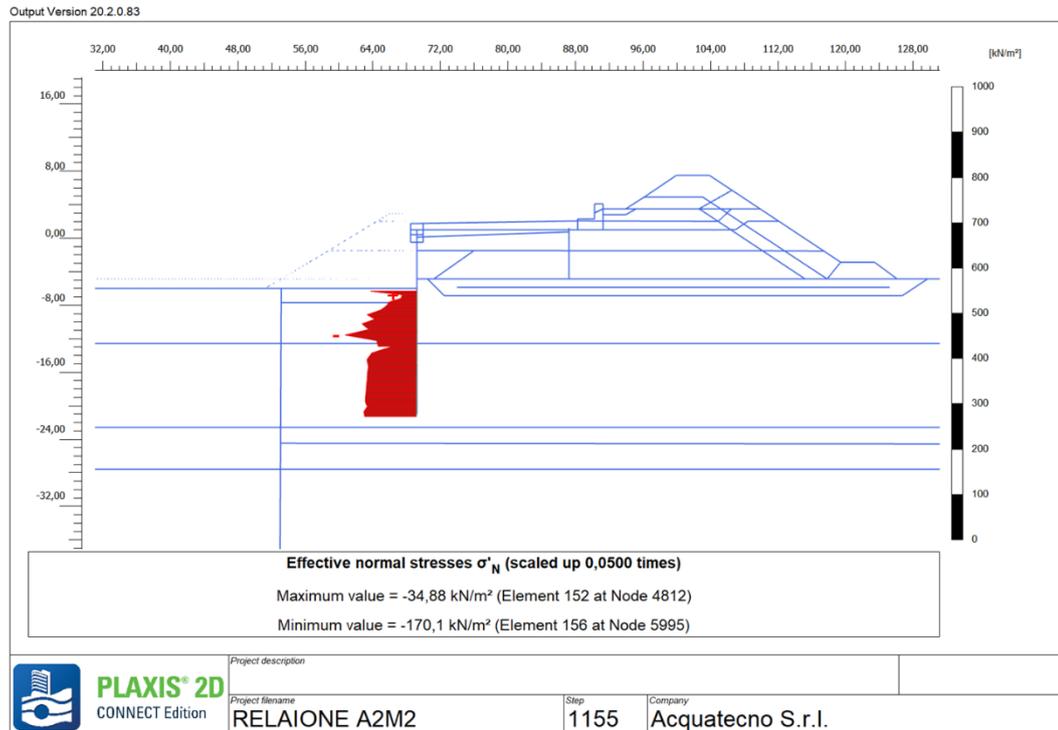


Figura 68 – Sez. II, diagramma tensioni efficaci normali, palanca di banchina

Al fine di confrontare lo stato tensionale prodotto dall'opera in esame con quello relativo alle tensioni limite calcolato con la teoria di Rankine è stato eseguito l'integrale delle tensioni normali alla palanca lato valle. Il valore ottenuto è pari a 1587,8 kN/m. Dal confronto con la risultante delle tensioni limite di Rankine si ottiene un coefficiente pari a 1,17. La verifica è quindi soddisfatta.

Verifica palanca di ancoraggio (GEO)

In Tabella 24 sono riportati i valori delle tensioni orizzontali limite $\sigma'h$ calcolate con la teoria di Rankine. La coesione, avendo valori molto ridotti, non è stata considerata, ne risulta che $\sigma'h = \sigma'v k_p$.

γ [kN/m ³]	sen ϕ [-]	z [m]	$\sigma'v$ [kN/m ²]	k_p [-]	$\sigma'h$ [kN/m ²]
18,0	0,58	0,7	12,6	3,46	43,6
18,0	0,58	6,7	82,2	3,46	284,6

Tabella 24 – Sez. II, tensioni efficaci orizzontali $\sigma'h$ (palanca di ancoraggio)

In Figura 69 sono diagrammati i valori di σ'_h in funzione della profondità z .

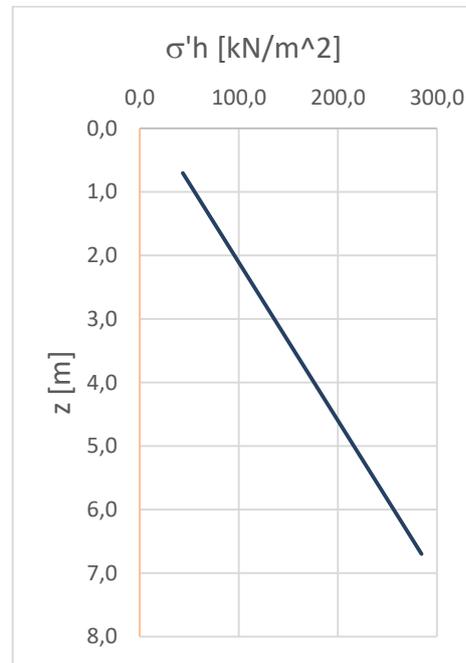


Figura 69 - Sez. II, tensioni efficaci orizzontali σ'_h (palancola di ancoraggio)

Eseguendo l'integrale dell'andamento delle tensioni in Figura 69 si ottiene la risultante delle σ'_h , il valore ottenuto è di 984,7kN/m. Le tensioni indotte sulla palancola di ancoraggio sono state ricavate dal modello di Plaxis 2D. Si riporta in Figura 70 il diagramma delle tensioni ottenuto dagli output del programma.

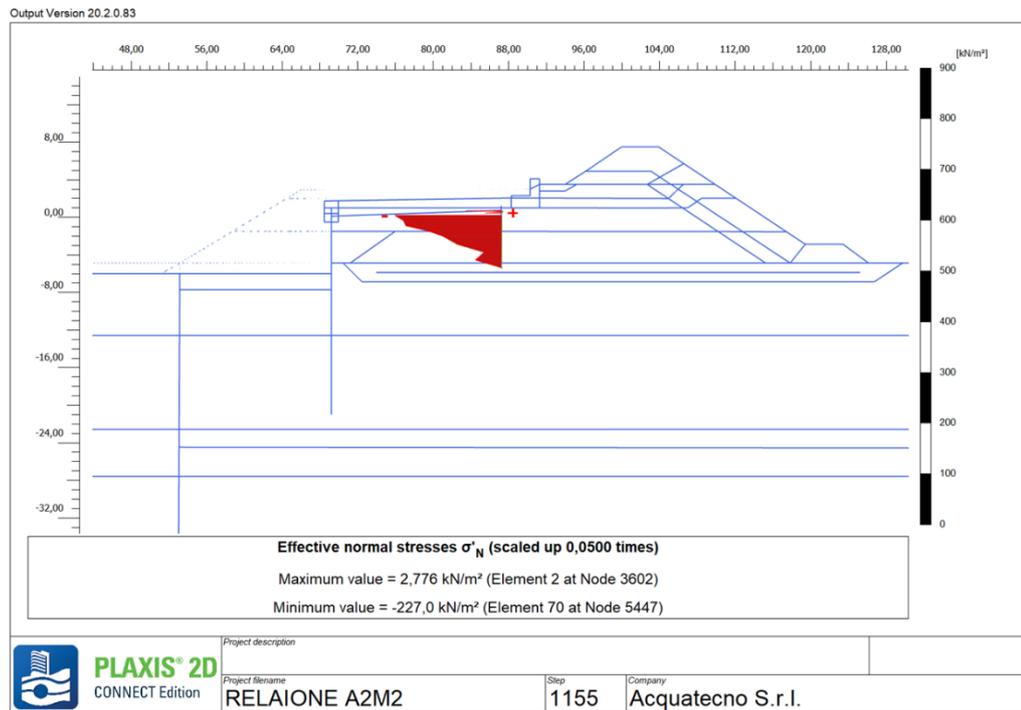


Figura 70 – Sez. II, diagramma tensioni efficaci normali, palanca di ancoraggio

Al fine di confrontare lo stato tensionale prodotto dall'opera in esame con quello relativo alle tensioni limite calcolato con la teoria di Rankine è stato eseguito l'integrale delle tensioni normali alla palanca di ancoraggio lato valle. Il valore ottenuto è pari a 843,8 kN/m. Dal confronto con la risultante delle tensioni limite di Rankine si ottiene un coefficiente pari a 1,17. La verifica è quindi soddisfatta.

Le verifiche strutturali sono state eseguite utilizzando entrambe le combinazioni previste dalla normativa. Si riportano di seguito solo quelle relative alla combinazione A1 M1 R1 poiché dalle simulazioni è risultata essere dimensionante. Trattandosi di elementi in acciaio sono stati considerati gli opportuni valori di corrosione riferendosi a un intervallo temporale di 100 anni. In Figura 71 sono riportate le tabelle dell'Eurocodice 3 che forniscono valori di riferimento della corrosione in diverse situazioni ambientali. Gli elementi sono stati verificati a flessione e a taglio (palancole) e a sforzo normale (tirante di ancoraggio)

Table 4-1: Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in soils, with or without groundwater

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Undisturbed natural soils (sand, silt, clay, schist,)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Polluted natural soils and industrial sites	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Aggressive natural soils (swamp, marsh, peat, ...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Non-compacted and non-aggressive fills (clay, schist, sand, silt,)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Non-compacted and aggressive fills (ashes, slag,)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75

Table 4-2: Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in fresh water or in sea water

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Common fresh water (river, ship canal,) in the zone of high attack (water line)	0,15	0,55	0,90	1,15	1,40
Very polluted fresh water (sewage, industrial effluent,) in the zone of high attack (water line)	0,30	1,30	2,30	3,30	4,30
Sea water in temperate climate in the zone of high attack (low water and splash zones)	0,55	1,90	3,75	5,60	7,50
Sea water in temperate climate in the zone of permanent immersion or in the intertidal zone	0,25	0,90	1,75	2,60	3,50

Figura 71– Tabelle corrosione Eurocodice 3**Verifica palancola (STR)**

La palancola utilizzata è la AZ 25-800 in acciaio laminato classe S355GP. Nella zona di splash (la più soggetta al fenomeno della corrosione) è previsto un trattamento di coating in corrispondenza della zona ad attacco più elevato (zona di splash). Tale trattamento è in grado di garantire una protezione dal fenomeno della corrosione di 20 anni. Facendo l'ipotesi cautelativa che il rivestimento non venga mantenuto si è considerato il valore di corrosione relativo al periodo di tempo della vita nominale senza rivestimento. Tale periodo è stimabile sottraendo al valore della vita nominale (100 anni) l'intervallo di tempo in cui la palancola è certamente protetta (20 anni), si ottiene un periodo di tempo di 80 anni. In Tabella 25 sono riportate le caratteristiche della sezione della palancola AZ 25-800 in relazione alla corrosione subita.

Corrosione [mm]	f_{yd} [Mpa]	Taglio resistente V_{rd} [kN/m]	Modulo di resistenza plastico w_{pl} [cm ³ /m]	Momento resistente M_{rd} [kN/m*m]
non corrosa	308,7	1030	2890	892
6 lato mare, 1,2 lato terra	308,7	416	1168	361
1,2 su entrambi i lati	308,7	829	2326	718

Tabella 25 – caratteristiche della sezione della palancola AZ 25-800 in relazione alla corrosione subita

Come riportata in Tabella 25 sono stati valutati due scenari corrosivi. Nel primo, relativo alla zona di splash, si è considerato lato mare uno spessore corrosivo di 6 mm; il valore è stato desunto interpolando linearmente i valori relativi alle vite nominali di 75 e 100 anni del caso di zona ad attacco elevato (tabella 4-2 Eurocodice 3). Lato terra, dove la palancola è a contatto con il rilevato in tout venant, si crea un ambiente anossico che impedisce l'ossidazione e quindi la corrosione dell'acciaio. A scopo cautelativo si è comunque considerato uno spessore corrosivo di 1,2 mm riferendosi al caso di suoli naturali non inquinati (tabella 4-1 Eurocodice 3). Nel secondo scenario considerato, relativo alla parte di palancola infissa nel terreno, è stato assunto un valore di corrosione di 1,2 mm su entrambi i lati della palancola.

Si riportano di seguito le sollecitazioni della palancola di banchina, in termini di azione flettente e tagliante, come previsti dal modello di calcolo (Figure 72-73).

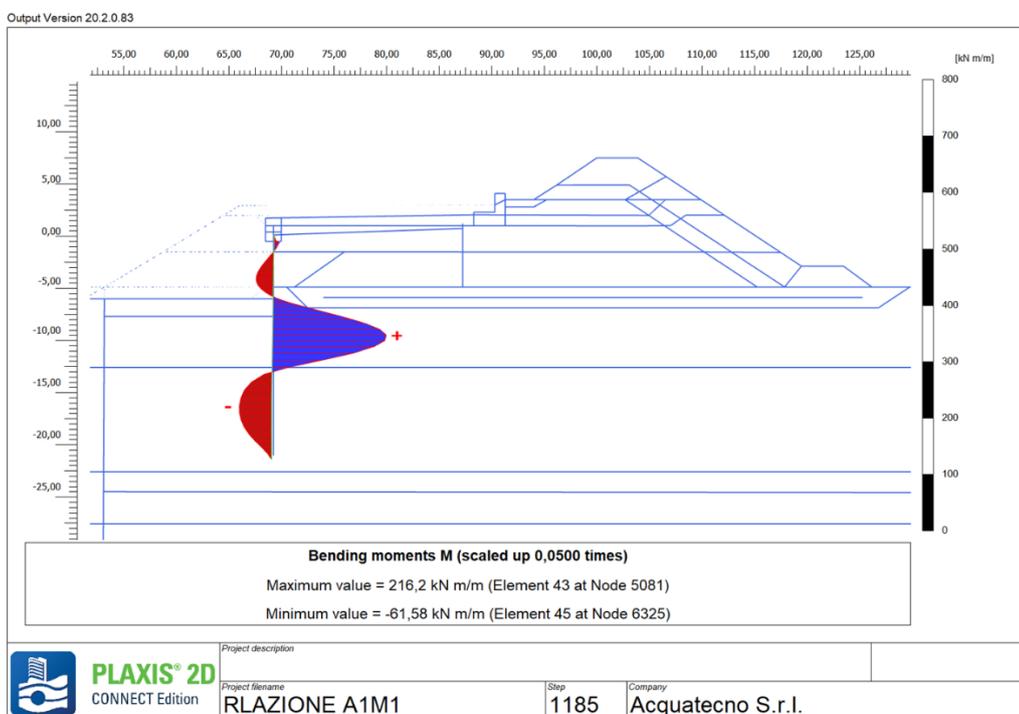


Figura 72 – Sez. II, palancola di banchina, diagramma momento flettente

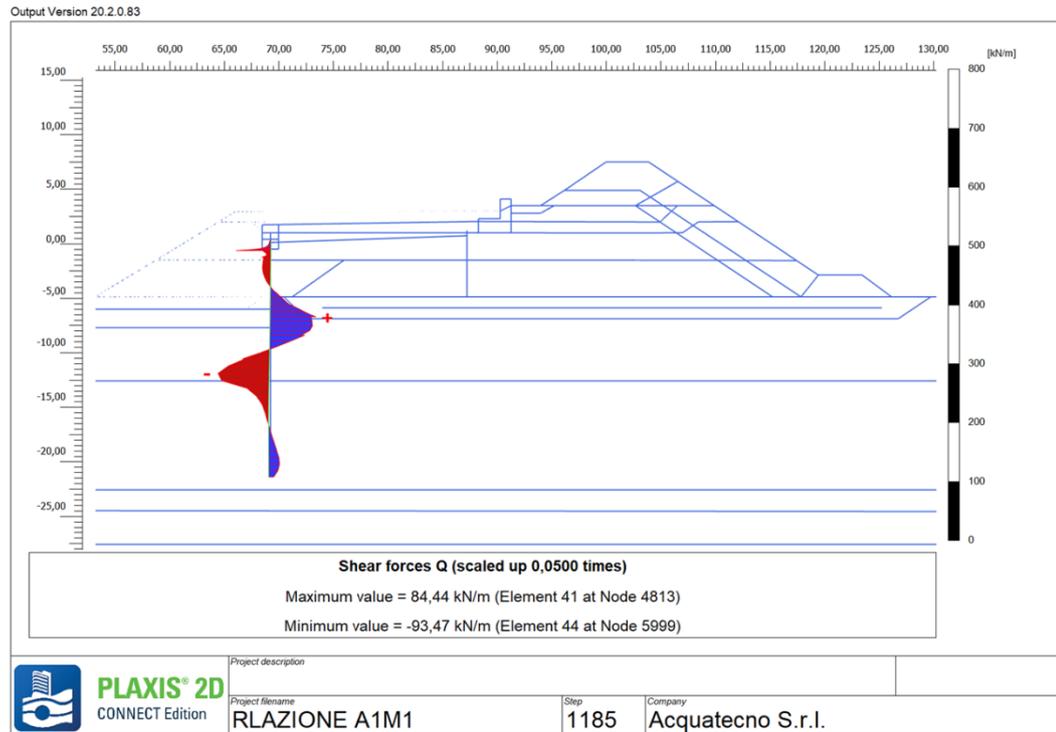


Figura 73–Sez. II, palancola di banchina, diagramma sforzo di taglio

Sia per l'azione flettente che per quella tagliante sono stati estratti due diversi valori dai rispettivi diagrammi, uno relativo alla massima sollecitazione della zona di splash, l'altro relativo alla massima sollecitazione della zona dove la palancola è infissa. In Tabella 26 sono messi a confronto i valori di sollecitazione con i valori di resistenza delle due zone.

Zona	Taglio resistente Vrd	Taglio agente Ved	Momento resistente Mrd	Momento agente Med
[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m*m]	[kN/m*m]
Zona di splash	416	65	361	34
Zona di infissione	829	93	718	216

Tabella 26– Sez. II, palancola, valori delle sollecitazioni e delle resistenze

Le verifiche strutturali della palancola risultano soddisfatte. I coefficienti di sicurezza della zona di splash delle azioni di momento e taglio risultano rispettivamente 10,6 e 6,4. I coefficienti di sicurezza della zona di infissione delle azioni di momento e taglio risultano rispettivamente 3,32 e 8,91.

Verifica palancola di ancoraggio (STR)

La palancola utilizzata è la AZ 18-800 in acciaio laminato classe S355GP. In analogia con quanto descritto prima, per la palancola di ancoraggio, trovandosi completamente immersa nel nucleo del rilevato, si è considerato un valore di corrosione di 1,2 mm su entrambi i lati della palancola. In Tabella 27 sono riportate le caratteristiche della sezione della palancola AZ 18-800 in relazione alla corrosione subita.

Corrosione [mm]	f_{yd} [Mpa]	Taglio resistente V_{rd} [kN/m]	Modulo di resistenza plastico w_{pl} [cm ³ /m]	Momento resistente M_{rd} [kN/m*m]
non corrosa	308,7	815	2135	659
1,2 su entrambi i lati	308,7	656	1719	531

Tabella 27 – caratteristiche della sezione della palancola AZ 18-800 in relazione alla corrosione subita

Si riportano di seguito le sollecitazioni della palancola, in termini di azione flettente e tagliante, come previsti dal modello di calcolo (Figure 74-75).

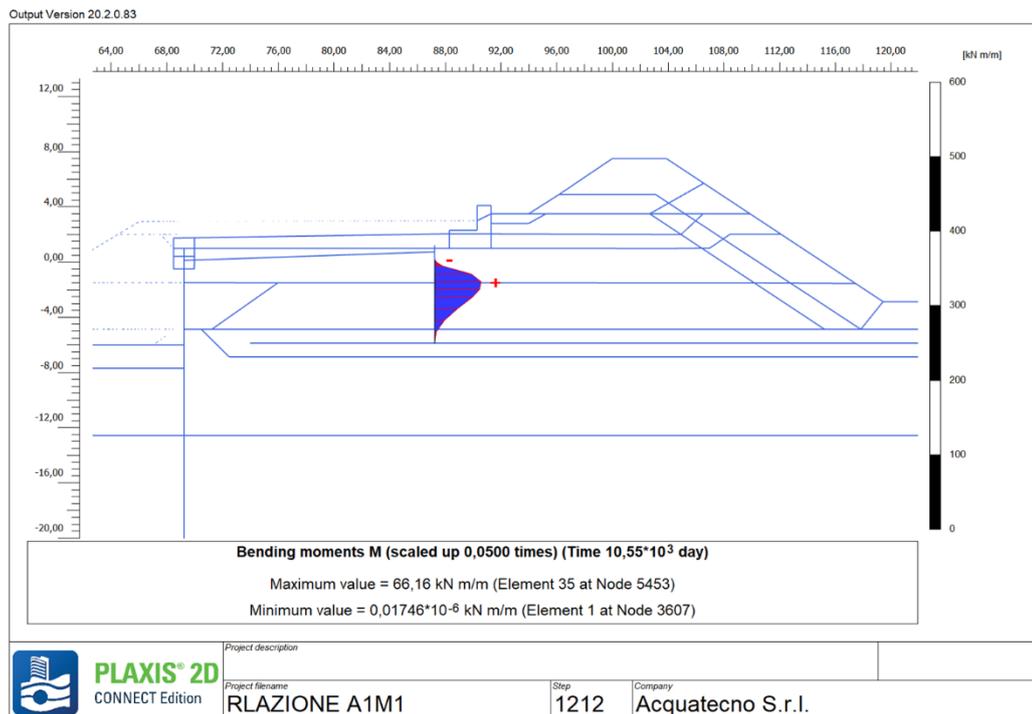


Figura 74 – Sez. II, palancola di ancoraggio, diagramma momento flettente

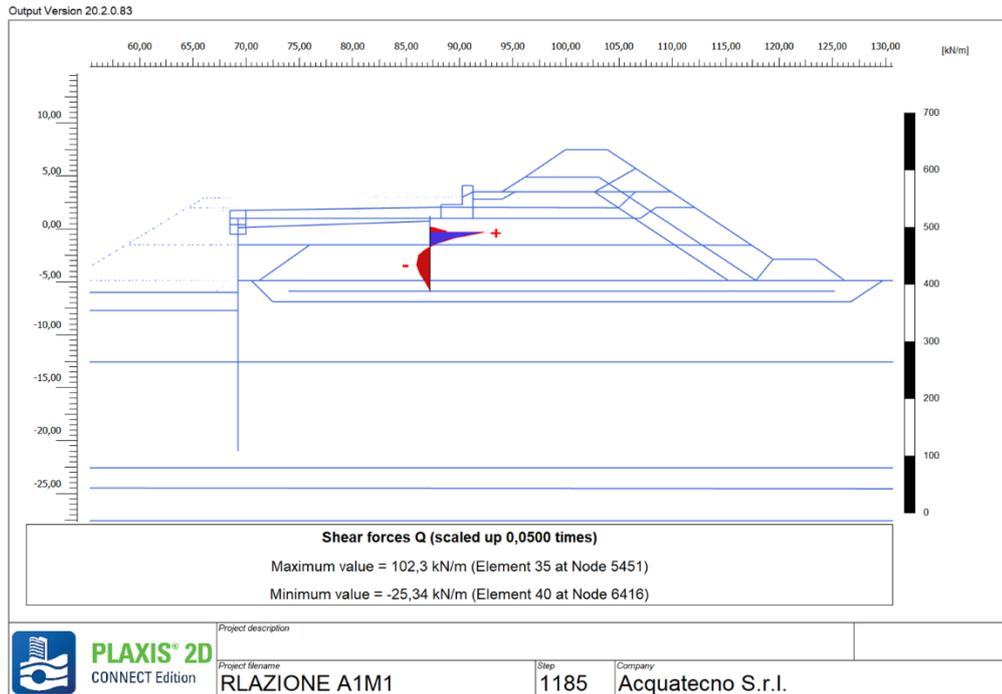


Figura 75–Sez. II, palanca di ancoraggio, diagramma sforzo di taglio

Dai due diagrammi soprariportati sono stati estratti i valori massimi di momento flettente e azione tagliante che si verificano sulla palanca di ancoraggio. In Tabella 28 sono messi a confronto i valori di sollecitazione con i valori di resistenza.

Taglio resistente V_{rd}	Taglio agente V_{ed}	Momento resistente M_{rd}	Momento agente M_{ed}
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m*m]	[kN/m*m]
531	102	656	66

Tabella 28– Sez. II, palanca di ancoraggio, valori delle sollecitazioni e delle resistenze

Le verifiche strutturali della palanca risultano soddisfatte. I coefficienti di sicurezza relativi alle azioni di momento e taglio risultano rispettivamente 9,9 e 5,2.

Verifica tirante di ancoraggio (STR)

Il tirante di ancoraggio utilizzato è una barra filettata della tipologia GEWI B500B Ø40 Kg/ml 9.86, l'interasse scelto è di 3,2 m. Con riferimento alle tabelle dell'Eurocodice 3 (Figura 71), si è considerato uno spessore corroso di 1,2 mm, ne segue che il diametro a corrosione avvenuta è pari a 37,6 mm. Il tirante è stato verificato in termini di sforzo assiale, il valore di sforzo assiale predetto dal modello è pari a 288 kN, mentre il carico ultimo del tirante è pari 611 kN. Ne risulta che il tirante è verificato con un coefficiente di sicurezza pari a 2.12.

9.3.1. Scalo di alaggio, sez. RR

La realizzazione di questa diga prevede le fasi di cantiere descritte al paragrafo 5.4.

Nell'analisi numerica sono state implementate tutte le fasi di lavorazione previste. Sono stati simulati anche i periodi di interruzione dei lavori necessari sia allo scopo della stabilità sia per garantire il livello di funzionalità delle opere. Di seguito si riportano le fasi implementate nel modello:

- riproduzione delle condizioni *ante operam*;
- riempimento fino a quota +2,0 m;
- attesa di 365 giorni;
- infissione palancolato, realizzazione soletta in c.a., rimozione del tout venant dal costruendo scalo di alaggio
- attesa dei processi di consolidazione

Il processo di consolidazione finale si considera ultimato quando risultano smaltite il 95% delle sovrappressioni indotte dalla costruzione del rilevato. È importante specificare che gli abbassamenti si manifestano per il 95% dopo un intervallo temporale di circa 20-25 anni.

Il doppio palancolato, che costituisce la vasca, è stato verificato agli stati limite ultimi di tipo geotecnico e strutturale. Le NTC 2018 impongono di eseguire le verifiche appena descritte utilizzando le combinazioni di coefficienti A1 M1 R1 e A2 M2 R1 con i coefficienti γ_R del gruppo R1 posti pari all'unità.

Verifiche Geotecniche

Sono state eseguite due verifiche geotecniche. Nella prima è stato effettuato un confronto tra lo stato tensionale orizzontale efficace indotto dalla messa in opera del riempimento con lo stato tensionale orizzontale efficace limite (calcolato secondo le formulazioni di Rankine) sul lato di valle della palanca lato mare. Si riportano di seguito i risultati relativi alla combinazione A2 M2 R1 poiché dalle simulazioni è risultata essere la più gravosa.

In Tabella 29 sono riportati i valori delle tensioni orizzontali limite σ'_h calcolate con la teoria di Rankine. La coesione, avendo valori molto ridotti, non è stata considerata, ne risulta che $\sigma'_h = \sigma'_v k_p$.

γ [kN/m ³]	sen ϕ [-]	z [m]	σ'_v [kN/m ²]	k_p [-]	σ'_h [kN/m ²]
19	0,42	0	0,0	2,37	0,0
19	0,42	8	73,5	2,37	174,5
17,25	0,32	8	73,5	1,92	141,5
17,25	0,32	12	103,3	1,92	198,8

Tabella 29 – Sez. II, tensioni efficaci orizzontali σ'_h (palanca)

In Figura 76 sono diagrammati i valori di $\sigma'h$ in funzione della profondità z.

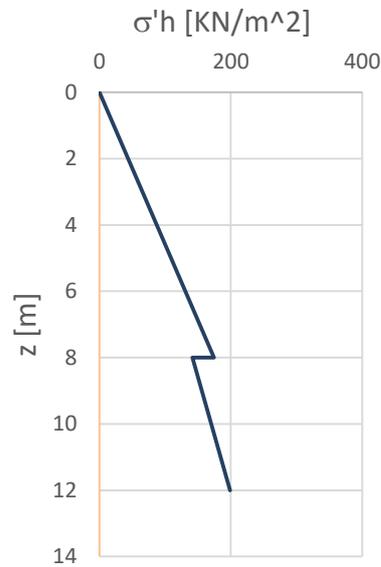


Figura 76 - Sez. II, tensioni efficaci orizzontali $\sigma'h$ (palancola)

Eseguendo l'integrale dell'andamento delle tensioni in Figura 76 si ottiene la risultante delle $\sigma'h$, il valore ottenuto è di 1378kN/m. Le tensioni indotte dalla costruzione del rilevato sulla palancola interna sono state ricavate dal modello di Plaxis 2D. Si riporta in Figura 77 il diagramma delle tensioni ottenuto dagli output del programma.

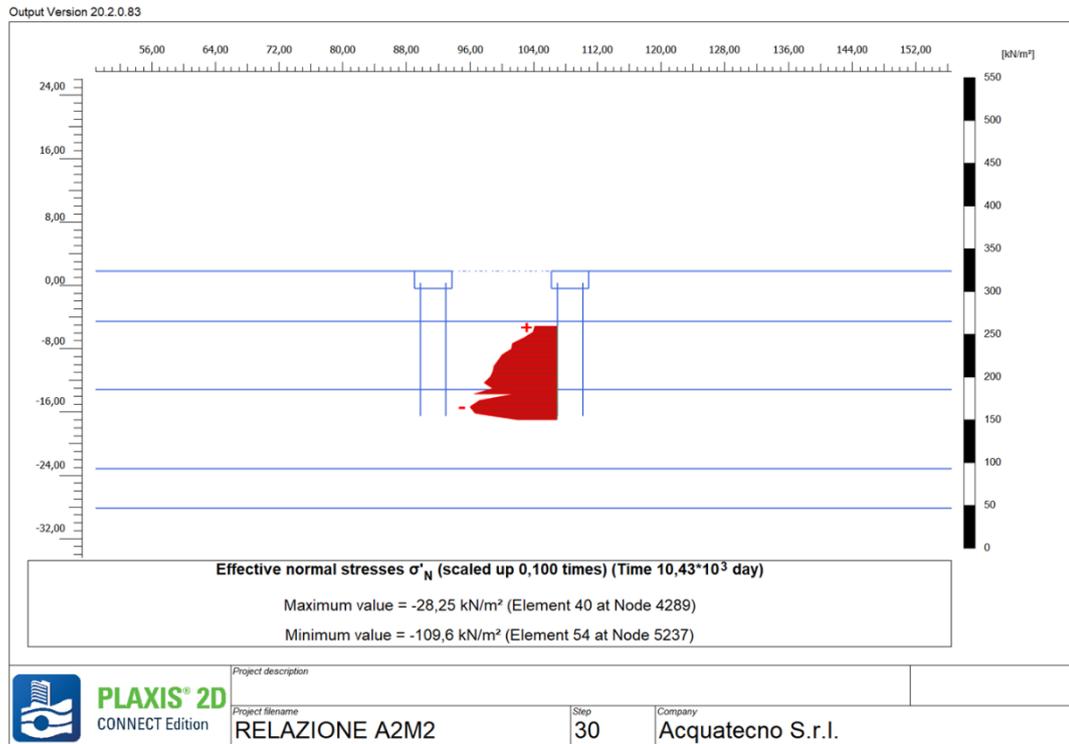


Figura 77 – Sez. RR, diagramma tensioni efficaci normali, palanca interna

Al fine di confrontare lo stato tensionale prodotto dall'opera in esame con quello relativo alle tensioni limite calcolato con la teoria di Rankine è stato eseguito l'integrale delle tensioni normali alla palanca lato valle. Il valore ottenuto è pari a 889kN/m. Dal confronto con la risultante delle tensioni limite di Rankine si ottiene un coefficiente pari a 1,55. La verifica è quindi soddisfatta.

La seconda verifica geotecnica ha riguardato il collasso per carico limite verticale. In questo caso la combinazione più gravosa è la A1 M1 R1. La verifica è stata eseguita considerando la palanca lato mare. Il carico verticale a cui è soggetta è dovuto al peso della trave in c. a., al peso proprio del palancolato e alle azioni variabili. In Tabella 30 sono riportati i valori delle azioni elencate.

Peso palanca	24	kN
Peso trave	165	kN
Carico esterno	69	kN

Tabella 30 - Sez. RR, azioni palanca lato mare

L'azione verticale totale è quindi pari a 258 kN. La resistenza offerta dalla palanca è pari esclusivamente alla resistenza laterale. La capacità portante Q può quindi essere stimata come: $Q = Q_s$.

La resistenza laterale Q_s dipende dalle tensioni tangenziali limite di attrito e/o di aderenza laterale all'interfaccia del palo e il terreno circostante, in particolare si ha:

$$Q_s = A_L \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$$

Per la determinazione dei parametri necessari alla stima della tensione tangenziale τ_s si è utilizzato il Viggiani. Si riportano di seguito i calcoli eseguiti. La Tabella 31 è relativa agli strati di materiale granulare, la Tabella 32 a quelli caratterizzati da terreni coesivi.

da [m]	a [m]	γ [kN/m ³]	σ_v [kN/m ²]	σ'_v [kN/m ²]	K [-]	$\tan\delta$ [-]	β [-]	$\tau(\beta\sigma'_v)$ [kN/m ²]	Q_s [kN]
0	0,5	19	49,4	2,3	0,85	0,36	0,31	0,7	1,1
0,5	1	19	58,9	6,9	0,85	0,36	0,31	2,1	3,2
1	1,5	19	68,4	11,5	0,85	0,36	0,31	3,5	5,3
1,5	2	19	77,9	16,1	0,85	0,36	0,31	4,9	7,4
2	2,5	19	87,4	20,7	0,85	0,36	0,31	6,3	9,5
2,5	3	19	96,9	25,3	0,85	0,36	0,31	7,7	11,6
3	3,5	19	106,4	29,9	0,85	0,36	0,31	9,1	13,7
3,5	4	19	115,9	34,5	0,85	0,36	0,31	10,5	15,8
4	4,5	19	125,4	39,1	0,85	0,36	0,31	12,0	17,9
4,5	5	19	134,9	43,7	0,85	0,36	0,31	13,4	20,0
5	5,5	19	144,4	48,2	0,85	0,36	0,31	14,8	22,1
5,5	6	19	153,9	52,8	0,85	0,36	0,31	16,2	24,3
6	6,5	19	163,4	57,4	0,85	0,36	0,31	17,6	26,4
6,5	7	19	172,9	62,0	0,85	0,36	0,31	19,0	28,5
7	7,5	19	182,4	66,6	0,85	0,36	0,31	20,4	30,6

Q_s	237,4kN
-------	---------

Tabella 31 - Resistenza laterale litotipo granulare

da [m]	a [m]	γ [kN/m ³]	σ_v [kN/m ²]	σ'_v [kN/m ²]	C_u [kN/m ²]	$\tan\delta$ [-]	α [-]	$\tau(\alpha C_u)$ [kN/m ²]	Q_s [kN]
7,5	8	17,25	178,3	70,3	15,5	0,42	1,00	15,5	23,2
8	8,5	17,25	186,9	74,1	16,3	0,42	1,00	16,3	24,4
8,5	9	17,25	195,6	77,8	17,1	0,42	1,00	17,1	25,7
9	9,5	17,25	204,2	81,5	17,9	0,42	1,00	17,9	26,9
9,5	10	17,25	212,8	85,2	18,8	0,42	1,00	18,8	28,1

RCG-Relazione di calcolo geotecnico

10	10,5	17,25	221,4	88,9	19,6	0,42	1,00	19,6	29,4
10,5	11	17,25	230,1	92,7	20,4	0,42	1,00	20,4	30,6
11	11,5	17,25	238,7	96,4	21,2	0,42	1,00	21,2	31,8
11,5	12	17,25	247,3	100,1	22,0	0,42	1,00	22,0	33,0

Q_s	253,1kN
-------	---------

Tabella 32 - Resistenza laterale litotipo coesivo

La Q_s ottenuta è pari a 521kN. Il fattore di sicurezza risultante è quindi pari a 1,9. Ne segue che la palanca risulta verificata nei riguardi della capacità portante.

Verifiche (STR)

Le verifiche strutturali sono state eseguite utilizzando entrambe le combinazioni previste dalla normativa. Si riportano di seguito solo quelle relative alla combinazione A1 M1 R1 poiché dalle simulazioni è risultata essere dimensionante. Trattandosi di elementi in acciaio sono stati considerati gli opportuni valori di corrosione riferendosi a un intervallo temporale di 100 anni. In Figura 71 sono riportate le tabelle dell'Eurocodice 3 che forniscono valori di riferimento della corrosione in diverse situazioni ambientali. La palanca più sollecitata è risultata essere quella interna, è stata verificata a flessione e a taglio (palancole). La palanca utilizzata è la AZ 25-800 in acciaio laminato classe S355GP. Nella zona di splash (la più soggetta al fenomeno della corrosione) è previsto un trattamento di coating in corrispondenza della zona ad attacco più elevato (zona di splash). Tale trattamento è in grado di garantire una protezione dal fenomeno della corrosione di 20 anni. Facendo l'ipotesi cautelativa che il rivestimento non venga mantenuto si è considerato il valore di corrosione relativo al periodo di tempo della vita nominale senza rivestimento. Tale periodo è stimabile sottraendo al valore della vita nominale (100 anni) l'intervallo di tempo in cui la palanca è certamente protetta (20 anni), si ottiene un periodo di tempo di 80 anni. In Tabella 33 sono riportate le caratteristiche della sezione della palanca AZ 25-800 in relazione alla corrosione subita.

Corrosione [mm]	f_{yd} [Mpa]	Taglio resistente V_{rd} [kN/m]	Modulo di resistenza plastico w_{pl} [cm ³ /m]	Momento resistente M_{rd} [kN/m*m]
non corrosa	308,7	1030	2890	892
6 lato mare, 1,2 lato terra	308,7	416	1168	361
1,2 su entrambi i lati	308,7	829	2326	718

Tabella 33 – caratteristiche della sezione della palanca AZ 25-800 in relazione alla corrosione subita

Come riportata in Tabella 33 sono stati valutati due scenari corrosivi. Nel primo, relativo alla zona di splash, si è considerato lato mare uno spessore corrosivo di 6 mm; il valore è stato desunto interpolando

linearmente i valori relativi alle vite nominali di 75 e 100 anni del caso di zona ad attacco elevato (tabella 4-2 Eurocodice 3). Lato terra, dove la palancola è a contatto con il rilevato in tout venant, si crea un ambiente anossico che impedisce l'ossidazione e quindi la corrosione dell'acciaio. A scopo cautelativo si è comunque considerato uno spessore corroso di 1,2 mm riferendosi al caso di suoli naturali non inquinati (tabella 4-1 Eurocodice 3). Nel secondo scenario considerato, relativo alla parte di palancola infissa nel terreno, è stato assunto un valore di corrosione di 1,2 mm su entrambi i lati della palancola.

Si riportano di seguito le sollecitazioni della palancola interna, in termini di azione flettente e tagliante, come previsti dal modello di calcolo (Figure 78-79).

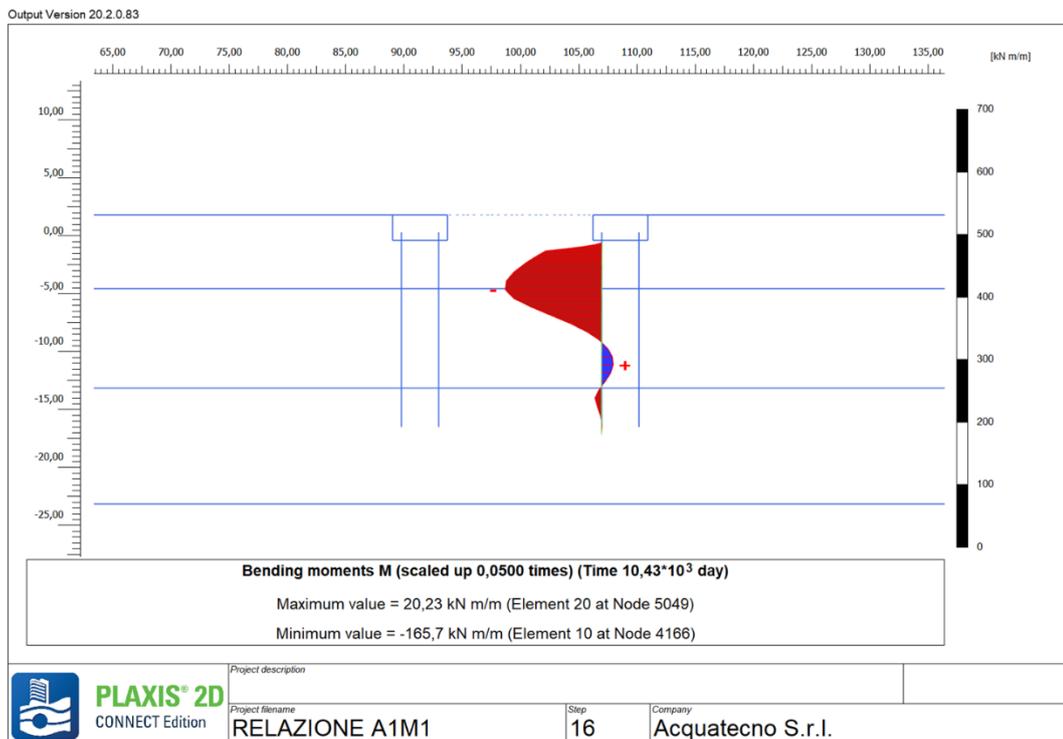


Figura 78 – Sez. RR, palancola interna, diagramma momento flettente

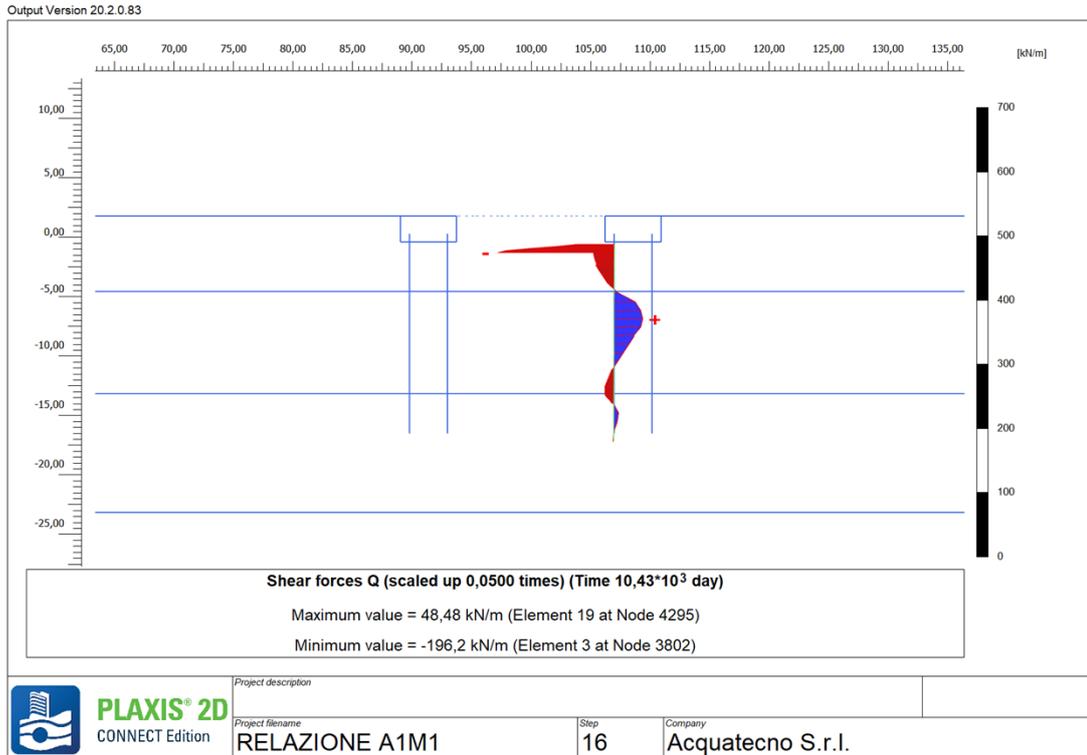


Figura 79–Sez. RR, palanca interna, diagramma sforzo di taglio

Sia per l'azione flettente che per quella tagliante sono stati estratti dai rispettivi diagrammi i valori relativi alla massima sollecitazione della zona di splash e alla massima sollecitazione della zona dove la palanca è infissa. In Tabella 34 sono messi a confronto i valori di sollecitazione con i valori di resistenza delle due zone.

Zona	Taglio resistente Vrd	Taglio agente Ved	Momento resistente Mrd	Momento agente Med
[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m*m]	[kN/m*m]
Zona di splash	416	196	361	166
Zona di infissione	829	48	718	166

Tabella 34– Sez.RR, palanca, valori delle sollecitazioni e delle resistenze

Le verifiche strutturali della palanca risultano soddisfatte. I coefficienti di sicurezza della zona di splash delle azioni di momento e taglio risultano rispettivamente 2,17 e 2,12. I coefficienti di sicurezza della zona di infissione delle azioni di momento e taglio risultano rispettivamente 4,32 e 17,27.

Per quanto riguarda i cedimenti attesi, si riportano nelle Figure 80, 81, 82 gli andamenti degli spostamenti verticali attesi sul piano di posa del corpo diga (ovvero sul piano della geogriglia) nelle varie fasi di messa in opera del rilevato e al termine del processo di consolidazione. In Tabella 35 sono riportati i valori abbassamenti relativi alle varie fasi realizzative che si verificano in corrispondenza del bordo della vasca di allaggio.

FASE	Cedimenti [m]
Fase 1, riempimento fino a quota +2.0 m s.l.m.	0,26
Fase 4, completamento opera (condizioni UD*), fine lavori	0,26
Condizioni finali statiche (condizioni D**)	0,55

* condizioni non drenate
 ** condizioni drenate

Tabella 35 -Scalo di allaggio, sez. RR, riepilogo abbassamenti ottenuti nelle fasi significative dell'analisi

L'abbassamento che si verifica alla fine della consolidazione è 0,55 m. Considerando che una parte dei cedimenti si manifesta in corso d'opera e che quindi viene "scontata" durante la costruzione, l'abbassamento della diga che ci si attende dalla fine dei lavori è dell'ordine di 0,3 m. Pertanto, la quota finale del bordo vasca risulterà in accordo con il valore di progetto di +1,5 m. s.l.m



Figura 80- Scalo di allaggio, sez. RR, abbassamenti riempimento quota +2,0 m.

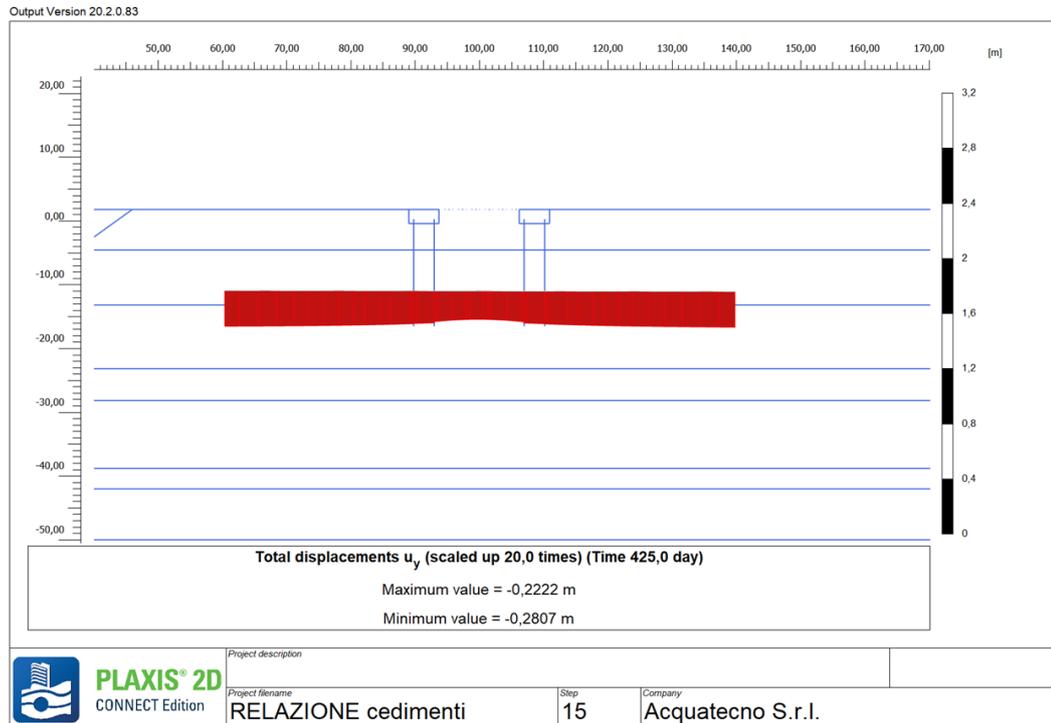


Figura 81 - Scalo di alaggio, sez. RR, abbassamenti riempimento, fine lavori

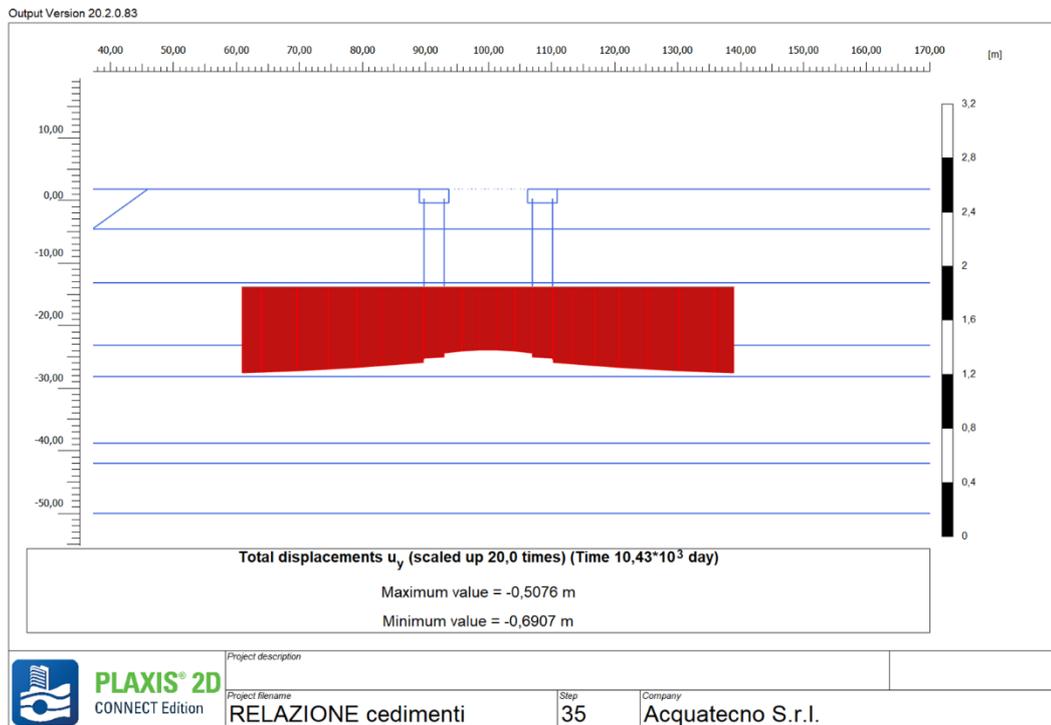


Figura 82–Scalo di alaggio, sez. RR, abbassamenti a consolidazione ultimata ($t > 25$ anni)

9.3.1. Piazzali operativi

La realizzazione dei piazzali operativi prevede le fasi di cantiere descritte al paragrafo 5.4.

Nell'analisi numerica sono state implementate tutte le fasi di lavorazione previste. Sono stati simulati anche i periodi di interruzione dei lavori necessari per garantire il livello di funzionalità delle opere. Di seguito si riportano le fasi implementate nel modello:

- riproduzione delle condizioni *ante operam*;
- salpamento di parte delle scogliere esistenti, redistribuzione dei cumuli di materiale fino in modo uniforme;
- riempimento vasca con materiale proveniente dai dragaggi (fino a +0,6 m) e tout venant (fino a +2,6 m);
- attesa di 150 giorni;
- rimozione del riempimento di tout venant fino a quota +1,4 m, salpamento di parte delle scogliere esistenti;
- attesa dei processi di consolidazione.

Il processo di consolidazione finale si considera ultimato quando risultano dissipate il 95% delle sovrappressioni neutre indotte dalla costruzione del rilevato. È importante specificare che lo sviluppo del 95% dei cedimenti necessita, nelle condizioni di progetto, di un intervallo temporale di circa 20-25 anni.

Nelle figure seguenti (Figure 83,84,85,86) sono illustrate le varie fasi così come modellate nel modello di calcolo.

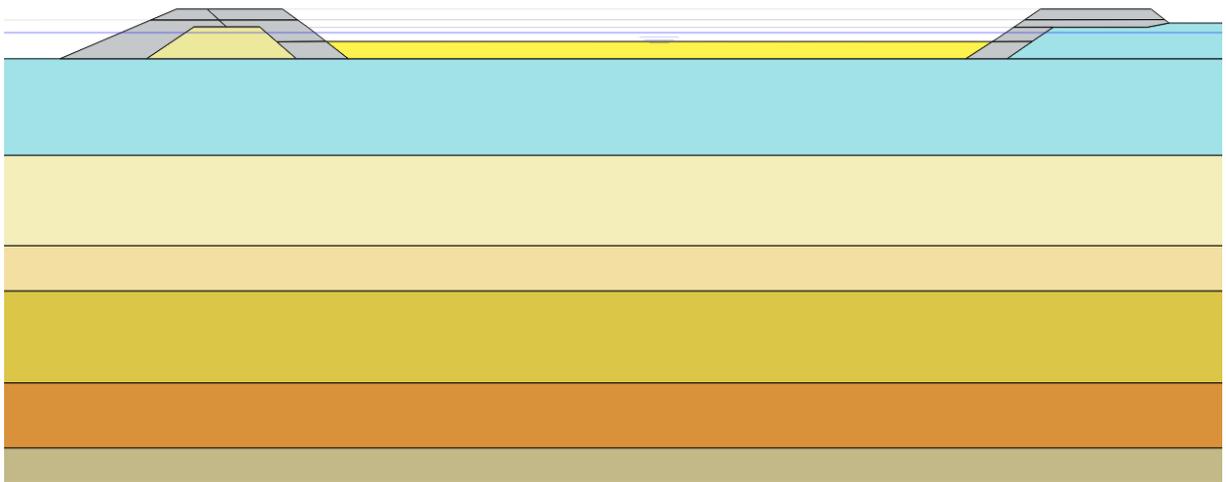


Figura 83 – Piazzali operativi, riproduzione condizioni *ante operam*

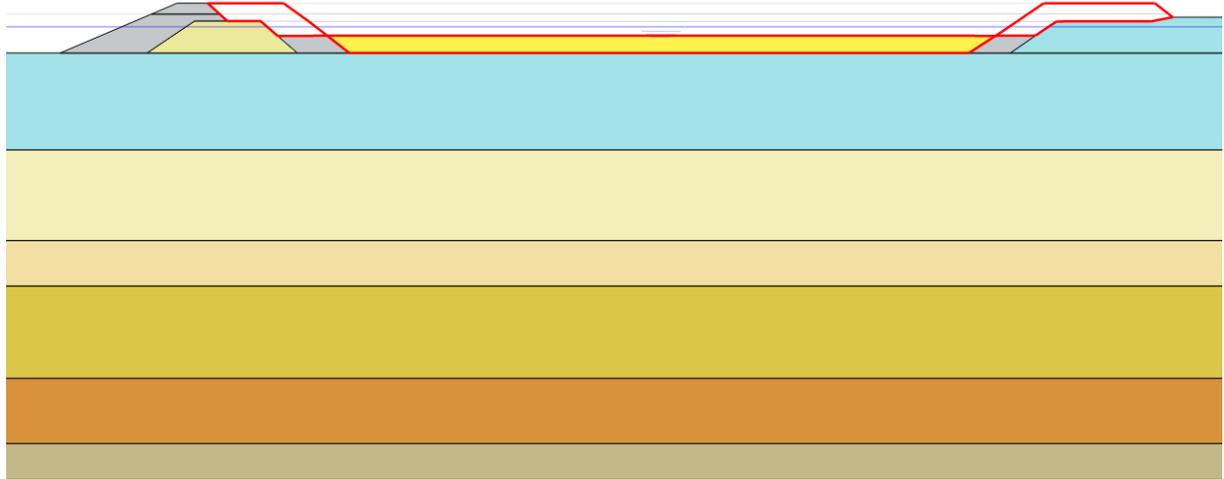


Figura 84 - Piazzali operativi, salpamento di parte delle mantellate, redistribuzione uniforme dei cumuli di materiale fino

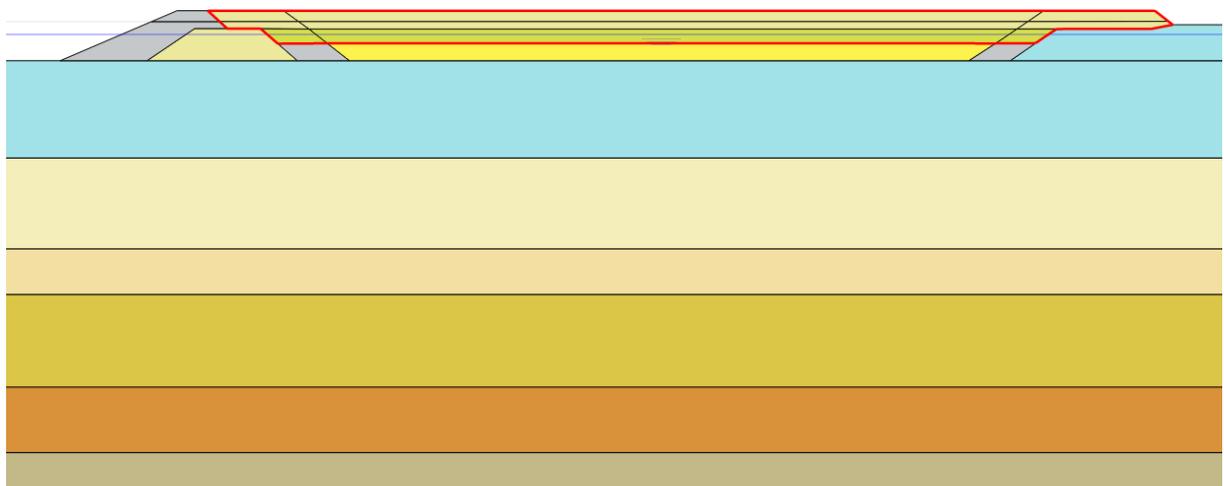


Figura 85 - Piazzali operativi, riempimento vasca a quota +2,6 m

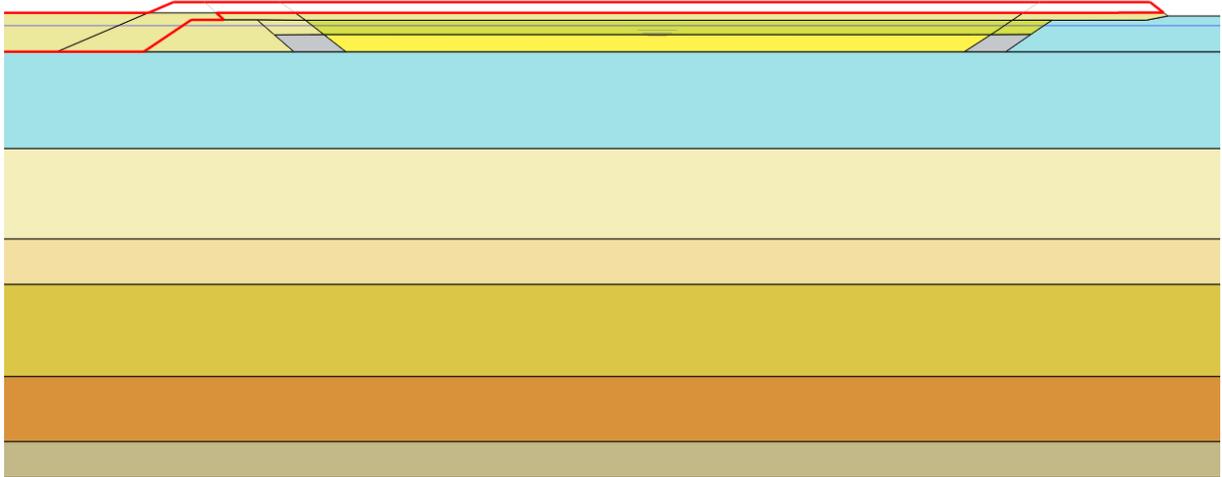


Figura 86 – Piazzali operativi, rimozione del riempimento fino a quota 1,4 m

Nelle Figure 87,88 vengono riportati gli abbassamenti relativi alle fasi di fine lavori e di fine dei processi di consolidazione in corrispondenza del piano di campagna. Nella fase di consolidazione, per tener conto degli edifici che verranno realizzati nel piazzale, è stato considerato un carico distribuito di 20kN/m^2 ; si è inoltre considerato un carico aggiuntivo di ulteriori 18 kN/m^2 per tener conto del peso della pavimentazione che verrà realizzata.

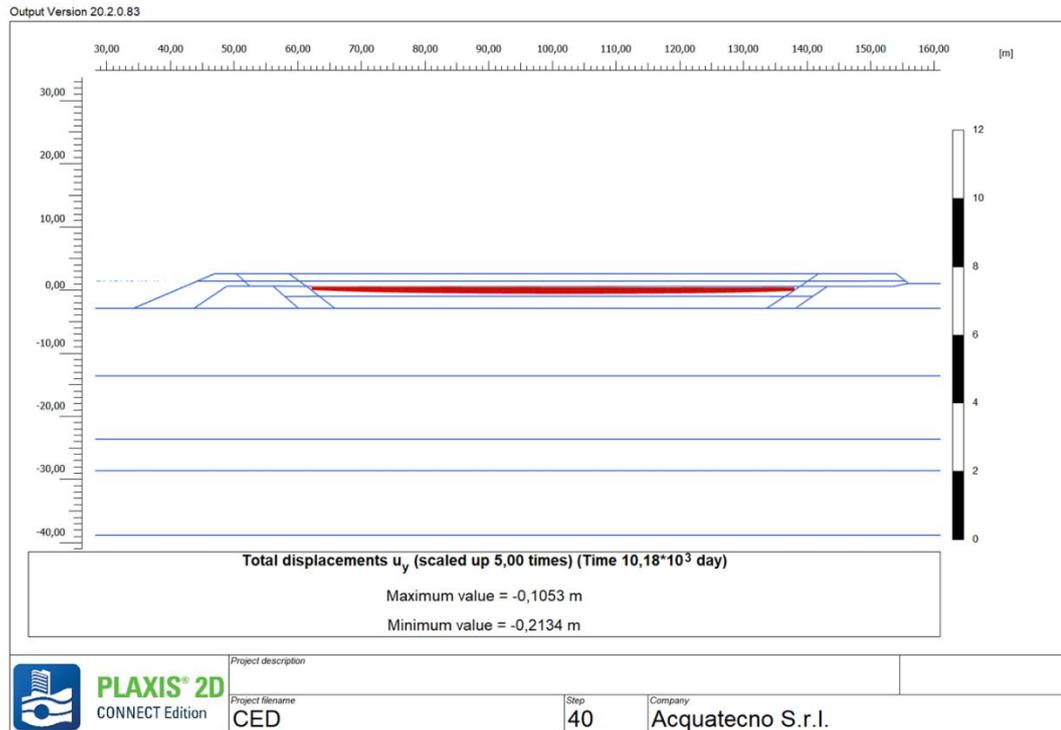


Figura 87 - Piazzali operativi, abbassamenti verticali al termine dei lavori

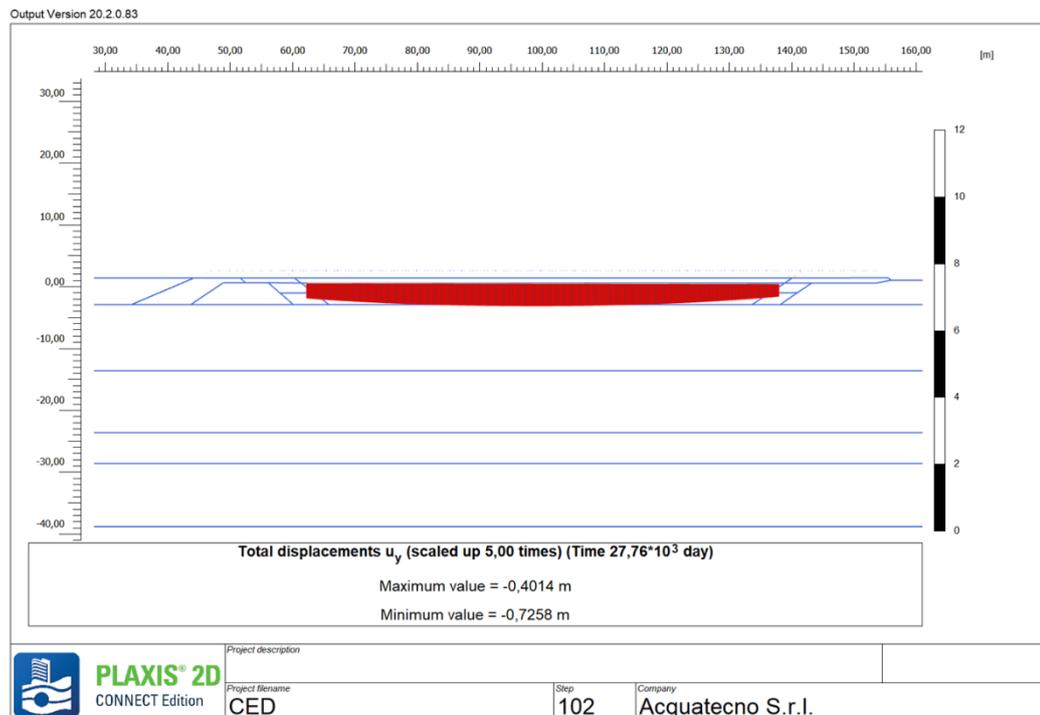


Figura 88 - Piazzali operativi, abbassamenti verticali al termine dei processi di consolidazione ($t > 25$ anni)

L'abbassamento medio che si verifica alla fine della consolidazione è di 0,56 m. Considerando che una parte dei cedimenti si manifesta in corso d'opera e che quindi viene "scontata" durante la costruzione, l'abbassamento medio del piazzale che ci si attende dalla fine dei lavori è dell'ordine di 0,4 m. Pertanto, la quota finale del coronamento della diga risulterà congrua con il valore di progetto di +1,0 m.

10. IL PIANO DI MONITORAGGIO GEOTECNICO E STRUTTURALE

L'andamento dei cedimenti verticali delle opere e del valore dei parametri collegati allo sviluppo del processo di consolidazione delle argille sarà monitorato sia durante la costruzione, sia durante l'esercizio dell'opera, tali processi avranno durata totale stimabile in 20-25 anni, la realizzazione delle opere dovrà essere gestita in funzione dei risultati del monitoraggio geotecnico, in particolare per quanto riguarda le fasi esecutive delle dighe foranee, tenendo conto della reale risposta dei terreni di fondazione delle opere attraverso l'analisi dei parametri geotecnici nel tempo.

Le opere sottoposte a monitoraggio geotecnico e strutturale sono:

- diga di sopraflutto;
- diga di sottoflutto;
- costruzione della banchina Nord;
- costruzione della banchina Sud;
- costruzione del Pennello di protezione Nord;
- realizzazione dell'alaggio;
- formazione e dei piazzali operativi;

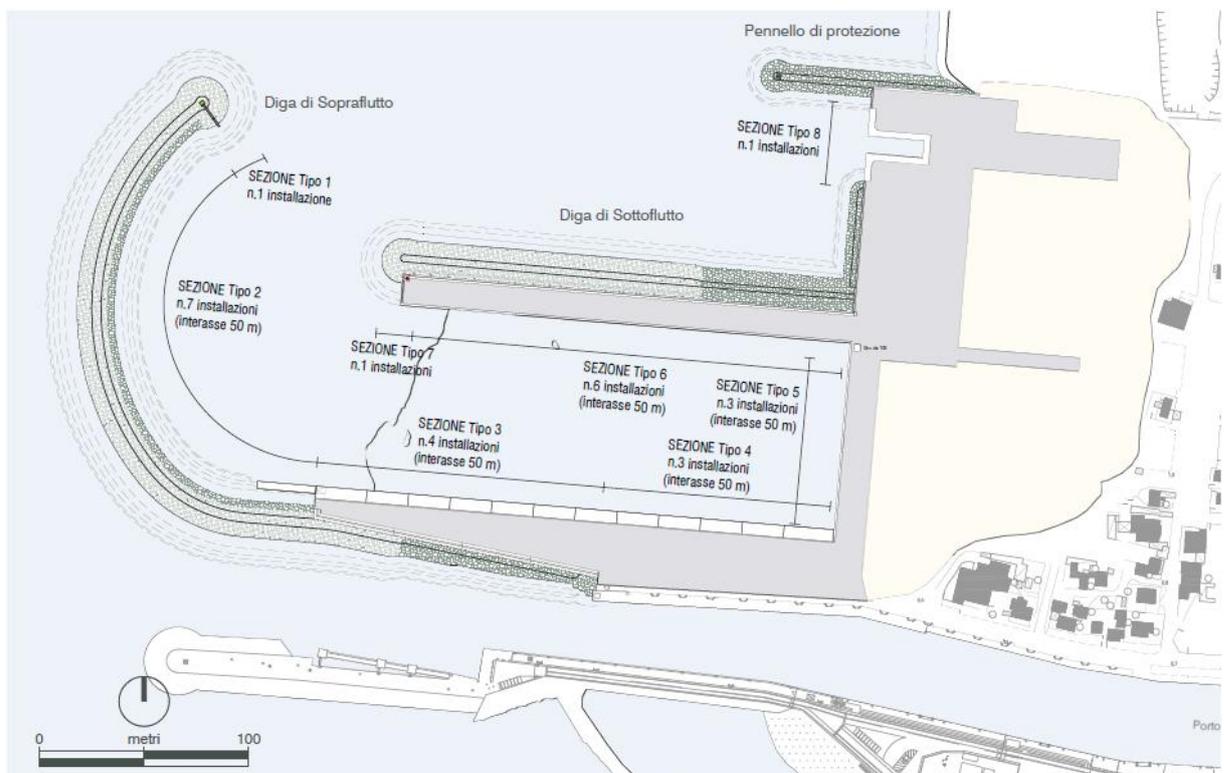


Figura 89 - Planimetria opere in progetto (darsena pescherecci e scalo di alaggio)

È stato messo a punto un complesso sistema di monitoraggio geotecnico e strutturale che prevede la messa in opera della seguente strumentazione:

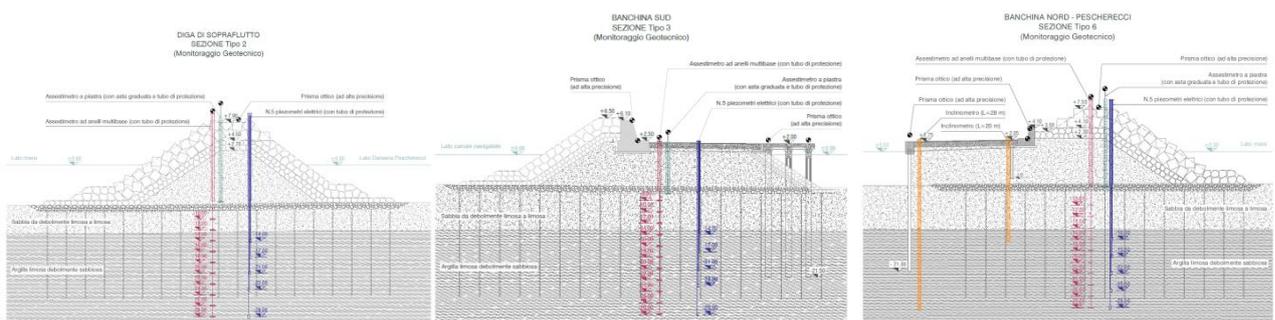
- n. 26 Assestimetri ad anelli
- n. 26 Assestimetri a piastra
- n.130 Piezometri elettrici
- n. 20 Inclinometri
- n.120 Mire ottiche ad alta precisione

Il programma dei monitoraggi, sinteticamente rappresentato nella Figura 90, è stato redatto con riferimento alle fasi esecutive, in cui l'intervallo tra letture successive sarà relativamente breve (7 gg), ed esteso fino al 48^a mese dall'inizio della costruzione con frequenza di lettura ridotta. Tuttavia, i tempi previsti per la totale consolidazione degli strati coesivi sono stimati pari a circa 20-25 anni, si ritiene indispensabile continuare a monitorare le opere nel tempo. È in ogni caso prescritto di adeguare le previsioni di progetto al reale andamento dei valori rilevati durante il monitoraggio, in particolare a valere sui tempi di attesa previsti nelle fasi di costruzione.

PROGRAMMA DI MONITORAGGIO

Strumentazione	Frequenza Letture Mesi 1-12	Frequenza Letture Mesi 12-36	Frequenza Letture Mesi 36-48
Assestimetri ad anelli	4/mese	2/mese	0.5/mese
Assestimetri a piastra	4/mese	2/mese	0.5/mese
Piezometri elettrici	4/mese	2/mese	0.5/mese
Inclinometri	4/mese	2/mese	0.5/mese
Mire Ottiche	4/mese	2/mese	0.5/mese

Figura 90 - Piano di monitoraggio - Frequenza report



Si riportano di seguito i valori dei cedimenti previsti dal modello numerico al termine dei successivi tempi di attesa da adottarsi durante le fasi realizzative delle sezioni tipologiche. Tali valori costituiscono un riferimento per la verifica del monitoraggio e per eventuali azioni correttive in corso di costruzione.

I cedimenti riportati sono quelli relativi ad un punto posto sul coronamento.

Sezione H-H (Sezione Tipo 1 elaborato “OM.33”)

FASE	Tempo di attesa [Giorni]	Cedimenti [m]
Fase 2, realizzazione del corpo della diga fino a +0,3 m s.l.m.	90 giorni	0,18
Fase 3, realizzazione del corpo della diga fino a +4,8 m s.l.m.	90 giorni	0,56
Fase 4, realizzazione del corpo della diga fino a 8,2 m s.l.m. (condizioni UD*), fine lavori	-	0,63
Condizioni finali statiche (condizioni D**)	20-25 anni	1,70

* condizioni non drenate

** condizioni drenate

Sezione G-G (Sezione Tipo 2 elaborato “OM.33”)

FASE	Tempo di attesa [Giorni]	Cedimenti [m]
Fase 2, realizzazione del corpo della diga fino a +0.3 m s.l.m.	90 giorni	0,26
Fase 3, realizzazione del corpo della diga fino a +4.5 m s.l.m.	90 giorni	0,51
Fase 4, realizzazione del corpo della diga fino a 7.9 m s.l.m. (condizioni UD*), fine lavori	-	0,56
Condizioni finali statiche (condizioni D**)	20-25 anni	1,36

* condizioni non drenate

** condizioni drenate

Sezioni B-B, C-C, D-D, E-E, F-F (Sezione Tipo 3 elaborato “OM.33”)

FASE	Tempo di attesa [Giorni]	Cedimenti [m]
Fase 2, realizzazione del rilevato fino a +2.3 m s.l.m.	365 giorni	0,43
Fase 4, completamento mantellata a quota +7.5 m s.l.m. (condizioni UD*), fine lavori	-	0,51
Condizioni finali statiche (condizioni D**)	20-25 anni	0,98

* condizioni non drenate

** condizioni drenate

Sezione M-M (Sezione Tipo 7 elaborato “OM.33”)

FASE	Tempo di attesa [Giorni]	Cedimenti [m]
Fase 2, realizzazione del corpo della diga fino a +0,3 m s.l.m.	90 giorni	0,19
Fase 3, realizzazione del corpo della diga fino a +4,3 m s.l.m.	90 giorni	0,40
Fase 4, realizzazione del corpo della diga fino a 7,7 m s.l.m.	-	0,46

Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino – I Lotto Funzionale – I Stralcio

Progetto Esecutivo – Darsena Pescherecci e viabilità di accesso al cantiere

RCG-Relazione di calcolo geotecnico

(condizioni UD*), fine lavori		
Condizioni finali statiche (condizioni D**)	25 anni	1,02

* condizioni non drenate

** condizioni drenate

Sezioni I-I, L-L (Sezione Tipo 6 elaborato “OM.33”)

FASE	Tempo di attesa [Giorni]	Cedimenti [m]
Fase 2, realizzazione del rilevato fino a quota +2,2 m s.l.m.	225 giorni	0,36
Fase 3, realizzazione del rilevato fino a quota +3,25 m s.l.m.	225 giorni	0,53
Fase 5, completamento mantellata a quota +7,5 m s.l.m. (condizioni UD*)	-	0,63
Condizioni finali statiche (condizioni D**)	25 anni	1,06

* condizioni non drenate

** condizioni drenate

Sezione R-R (Sezione Tipo 8 elaborato “OM.33”)

FASE	Tempo di attesa [Giorni]	Cedimenti [m]
Fase 1, riempimento fino a quota +2,0 m s.l.m.	365 giorni	0,26
Fase 4, completamento opera (condizioni UD*), fine lavori	-	0,26
Condizioni finali statiche (condizioni D**)	25 anni	0,55

* condizioni non drenate

** condizioni drenate

Piazzali operativi (Sezione tipo 5 elaborato “OM.33”)

FASE	Tempo di attesa [Giorni]	Cedimenti [m]
Riempimento fino a quota +2,6 m s.l.m.	150 giorni	0,15
Completamento opera (condizioni UD**)	-	-
Condizioni finali statiche (condizioni D**)	25 anni	0,56

* condizioni non drenate

** condizioni drenate

11. VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

In riferimento a quanto indicato dal DM 17/01/18 (Norme Tecniche per le Costruzioni) specificatamente al paragrafo 7.11.3.4, è stata eseguita la verifica del potenziale di liquefazione, basandosi sulla procedura semplificata di Robertson (NCEER R&W 1998).

Si definisce un fattore di sicurezza alla liquefazione (FSL) come:

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

Dove:

- CRR (Cyclic Resistance Ratio: resistenza ciclica alla liquefazione) identifica la capacità del terreno di resistere alla liquefazione;
- CSR (Cyclic Stress Ratio: sollecitazione ciclica indotta dal sisma) rappresenta la domanda sismica di uno strato di terreno.

Il CSR è dato dall'ampiezza della sollecitazione ciclica di taglio normalizzata con riferimento alla tensione verticale efficace σ'_{v0} :

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right) r_d$$

Dove:

- $a_{max} = 0,1$ è l'accelerazione orizzontale di picco;
- g è l'accelerazione di gravità;
- σ_{v0} è la tensione verticale totale;
- r_d è il coefficiente di riduzione dello sforzo.

Il valore del CRR è correlato ai valori normalizzati della resistenza alla punta della prova CPT con riferimento alla tensione di confinamento a cui si riferisce la prova. Il valore normalizzato si determina attraverso la seguente:

$$q_{C1N} = C_q \left(\frac{q_c}{P_a}\right)$$

Dove:

$$C_q = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^n \leq 1,7$$

- C_q è il fattore di normalizzazione della resistenza alla penetrazione statica;
- P_a è la pressione atmosferica;
- n è un esponente che varia in funzione del tipo di terreno.

La resistenza alla punta q_{C1N} è stata definita nel caso di sabbie limose, si utilizza la seguente correlazione per ottenere un valore equivalente per la sabbia pulita:

$$(q_{C1N})_{CS} = K_C q_{C1N}$$

K_C è un fattore correttivo che tiene conto delle caratteristiche dei grani e dipende dal valore dell'indice di comportamento I_C che a sua volta dipende dai valori Q ed F , che rappresentano rispettivamente la resistenza alla punta e la resistenza per attrito adimensionalizzati.

K_C può essere calcolato come segue:

- Per $I_C > 1,64$ $K_C = 0$;
- Per $I_C \leq 1,64$ $K_C = -0,4031I_C^4 + 5,5811I_C^3 - 21,63I_C^2 + 33,75I_C - 17,88$

Dove:

- $I_C = [(3,47 - \log Q)^2 + (1,22 + \log F)^2]^{0,5}$;
- $Q = [(q_c - \sigma_{v0}) / P_a] [(P_a / \sigma'_{v0})^n]$;
- $F = [f_s / (q_c - \sigma_{v0})] \times 100\%$.

Si procede a calcolare $CRR_{7,5}$ valido per azioni sismiche con magnitudo pari a 7,5:

- $CRR_{7,5} = 0,833[(q_{C1N})_{CS}/1000] + 0,05$ se $(q_{C1N})_{CS} < 50$;
- $CRR_{7,5} = 93[(q_{C1N})_{CS}/1000]^3 + 0,08$ se $50 \leq (q_{C1N})_{CS} < 160$;

Per ottenere il valore di CRR si scala $CRR_{7,5}$ per un fattore MSF che tiene conto della magnitudine attesa al sito che nello studio in esame è pari a 5,2 utilizzando la seguente:

$$MSF = 10^{2,24/M_w^{2,56}}$$

Si ottiene quindi:

$$FSL = \frac{CRR_{7,5}}{CSR} \cdot MSF$$

Infine, si introducono i due fattori di scala K_δ e K_α .

- K_δ tiene conto di depositi dove la pressione litostatica è maggiore di 100 kPa;
- K_α che è un coefficiente che dipende dallo sforzo di taglio.

Si ottiene quindi:

$$FSL = \frac{CRR_{7,5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\delta \cdot K_\alpha$$

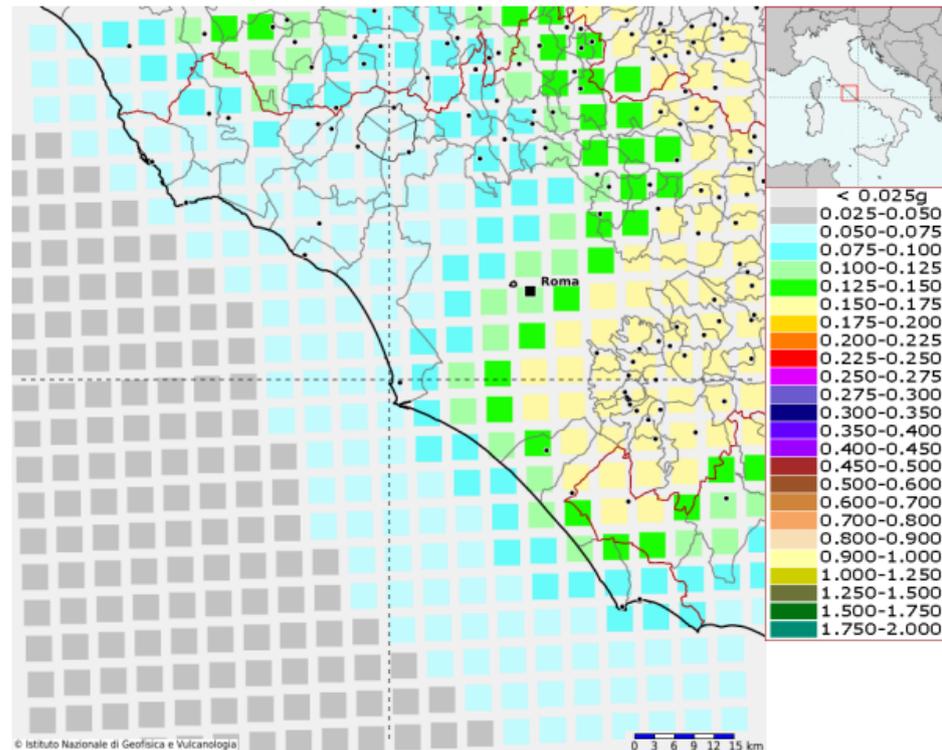
I valori dell'accelerazione orizzontale al picco e della magnitudine attesi sono stati desunti dal sito dell'INGV, si riporta di seguito il rapporto generato dal sito dell'INGV per l'area di studio.



ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

Modello di pericolosità sismica del territorio nazionale MPS04-S1 (2004)

Informazioni sul nodo con ID: 28952 - Latitudine: 41.778 - Longitudine: 12.216



La mappa rappresenta il modello di pericolosità sismica per l'Italia e i diversi colori indicano il valore di scuotimento (PGA = Peak Ground Acceleration; accelerazione di picco del suolo, espressa in termini di g, l'accelerazione di gravità) atteso con una probabilità di eccedenza pari al 10% in 50 anni su suolo rigido (classe A, $V_{s30} > 800$ m/s) e pianeggiante.

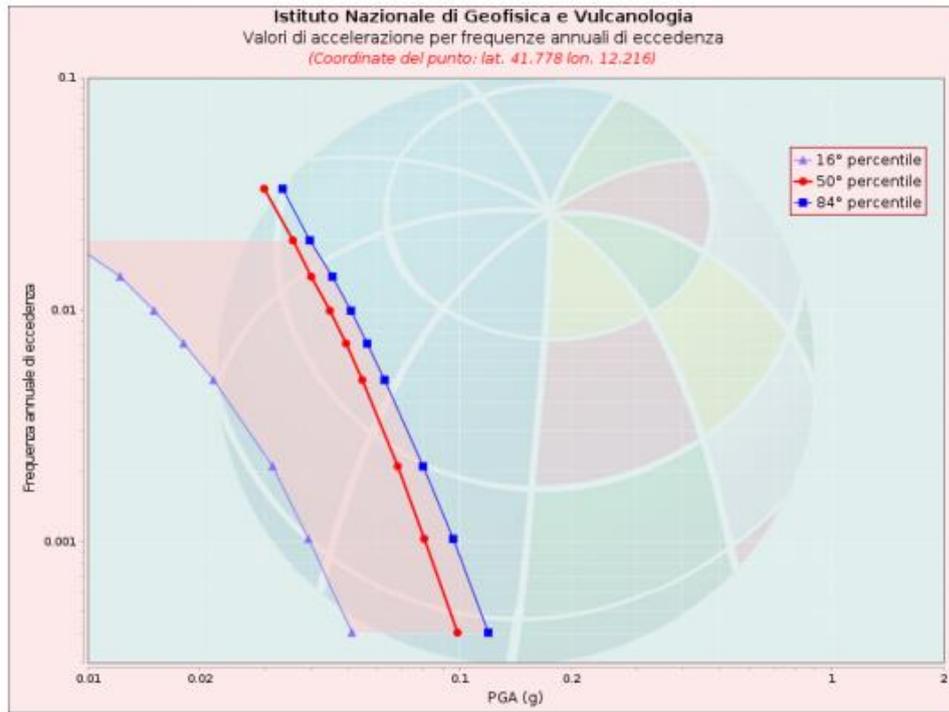
Le coordinate selezionate individuano un nodo della griglia di calcolo identificato con l'ID **28952** (posto al centro della mappa). Per ogni nodo della griglia sono disponibili numerosi parametri che descrivono la pericolosità sismica, riferita a diversi periodi di ritorno e diverse accelerazioni spettrali.



ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

Curva di pericolosità

La pericolosità è l'insieme dei valori di scuotimento (in questo caso per la PGA) per diverse frequenze annuali di eccedenza (valore inverso del periodo di ritorno). La tabella riporta i valori mostrati nel grafico, relativi al valore mediano (50mo percentile) ed incertezza, espressa attraverso il 16° e l'84° percentile.



Valori di accelerazione per frequenze annuali di eccedenza			
Frequenza annuale di ecc.	PGA (g)		
	16° percentile	50° percentile	84° percentile
0.0004	0.051	0.099	0.120
0.0010	0.039	0.080	0.096
0.0021	0.031	0.068	0.080
0.0050	0.022	0.055	0.063
0.0071	0.018	0.050	0.056
0.0099	0.015	0.045	0.051
0.0139	0.012	0.040	0.046
0.0199	0.009	0.036	0.040
0.0332	0.000	0.030	0.033

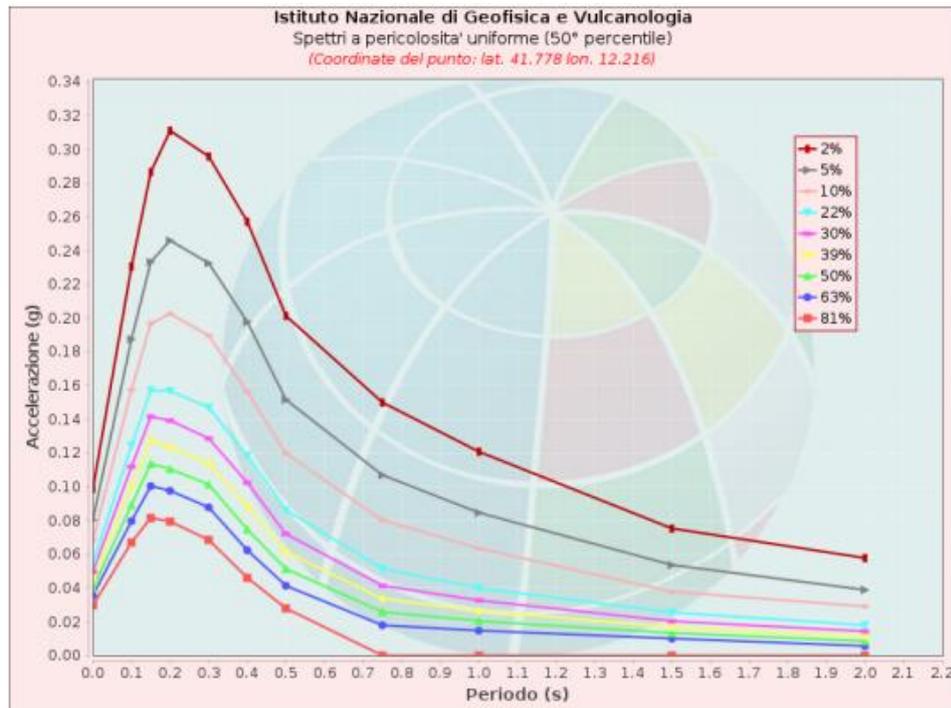


ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

Spettri a pericolosità uniforme

Gli spettri indicano i valori di scuotimento calcolati per 11 periodi spettrali, compresi tra 0 e 2 secondi. La PGA corrisponde al periodo pari a 0 secondi. Il grafico è relativo alle stime mediane (50mo percentile) proposte dal modello di pericolosità.

I diversi spettri nel grafico sono relativi a diverse probabilità di eccedenza (PoE) in 50 anni. La tabella riporta i valori mostrati nel grafico.



Spettri a pericolosità uniforme (50° percentile)											
PoE in 50 anni	Accelerazione (g)										
	Periodo (s)										
	0.0	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0
2%	0.099	0.231	0.287	0.311	0.296	0.257	0.201	0.150	0.121	0.075	0.058
5%	0.080	0.188	0.233	0.246	0.233	0.198	0.152	0.107	0.085	0.054	0.039
10%	0.068	0.158	0.197	0.203	0.190	0.156	0.120	0.080	0.064	0.038	0.029
22%	0.055	0.125	0.157	0.157	0.147	0.118	0.086	0.051	0.040	0.026	0.018
30%	0.050	0.112	0.142	0.139	0.129	0.103	0.072	0.041	0.033	0.020	0.014
39%	0.045	0.101	0.128	0.124	0.114	0.088	0.062	0.034	0.026	0.017	0.011
50%	0.040	0.089	0.114	0.111	0.101	0.075	0.051	0.026	0.021	0.013	0.009
63%	0.036	0.080	0.100	0.098	0.088	0.062	0.041	0.018	0.015	0.010	0.006
81%	0.030	0.067	0.082	0.079	0.069	0.046	0.028	0.000	0.000	0.000	0.000

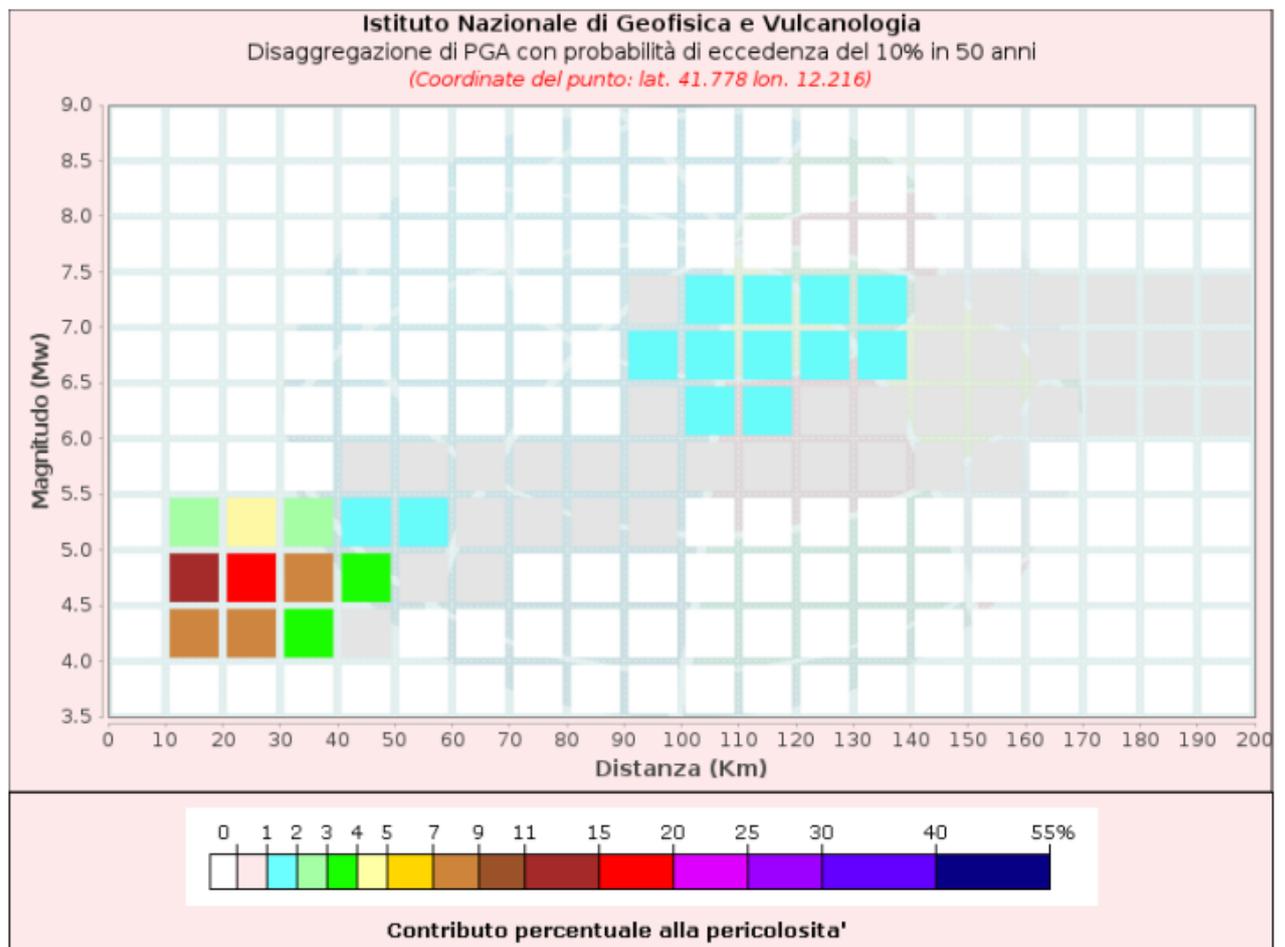


ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

Grafico di disaggregazione

Il grafico rappresenta il contributo percentuale delle possibili coppie di valori di magnitudo-distanza epicentrale alla pericolosità del nodo, rappresentata in questo caso dal valore della PGA mediana, per una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

La tabella riporta i valori mostrati nel grafico ed i valori medi di magnitudo, distanza ed epsilon.





ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni											
Distanza in Km	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	8.8200	13.4000	2.8200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	8.7500	16.2000	4.1800	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	3.2100	7.9200	2.5500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.5680	3.2300	1.5200	0.0469	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.7520	1.0300	0.1310	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0723	0.5300	0.1220	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.2100	0.0884	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0548	0.0494	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0088	0.3210	0.7400	1.0400	0.7850	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.3440	1.1800	1.8400	1.4600	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1920	1.1400	1.9400	1.6500	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0615	0.8440	1.6100	1.4500	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0063	0.5460	1.2500	1.2000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0015	0.3000	0.8040	0.8280	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0008	0.1390	0.3170	0.3510	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0734	0.1890	0.2540	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0349	0.1440	0.2370	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0091	0.0974	0.1730	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0017	0.0658	0.1300	0.0000	0.0000	0.0000

Valori Medi: magnitudo = 5.2 ; distanza = 49.3 ; epsilon = 1.7



ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

Riferimenti

La descrizione della costruzione del modello di pericolosità sismica MPS04 è contenuta nel sito <http://zonesismiche.mi.ingv.it>

La descrizione della stima di tutti i parametri è contenuta nel sito <http://esse1.mi.ingv.it> , da cui si può accedere anche alle mappe interattive.

Per quanto riguarda le analisi di disaggregazione, i dettagli sono disponibili nella pagina del deliverable D14 del progetto S1 (<http://esse1.mi.ingv.it/d14.html>).

La pubblicazione scientifica di riferimento è:

Stucchi M., Meletti C., Montaldo V., Crowley H., Calvi G.M., Boschi E., 2011. Seismic Hazard Assessment (2003-2009) for the Italian Building Code. Bull. Seismol. Soc. Am. 101(4), 1885-1911. DOI: 10.1785/0120100130.

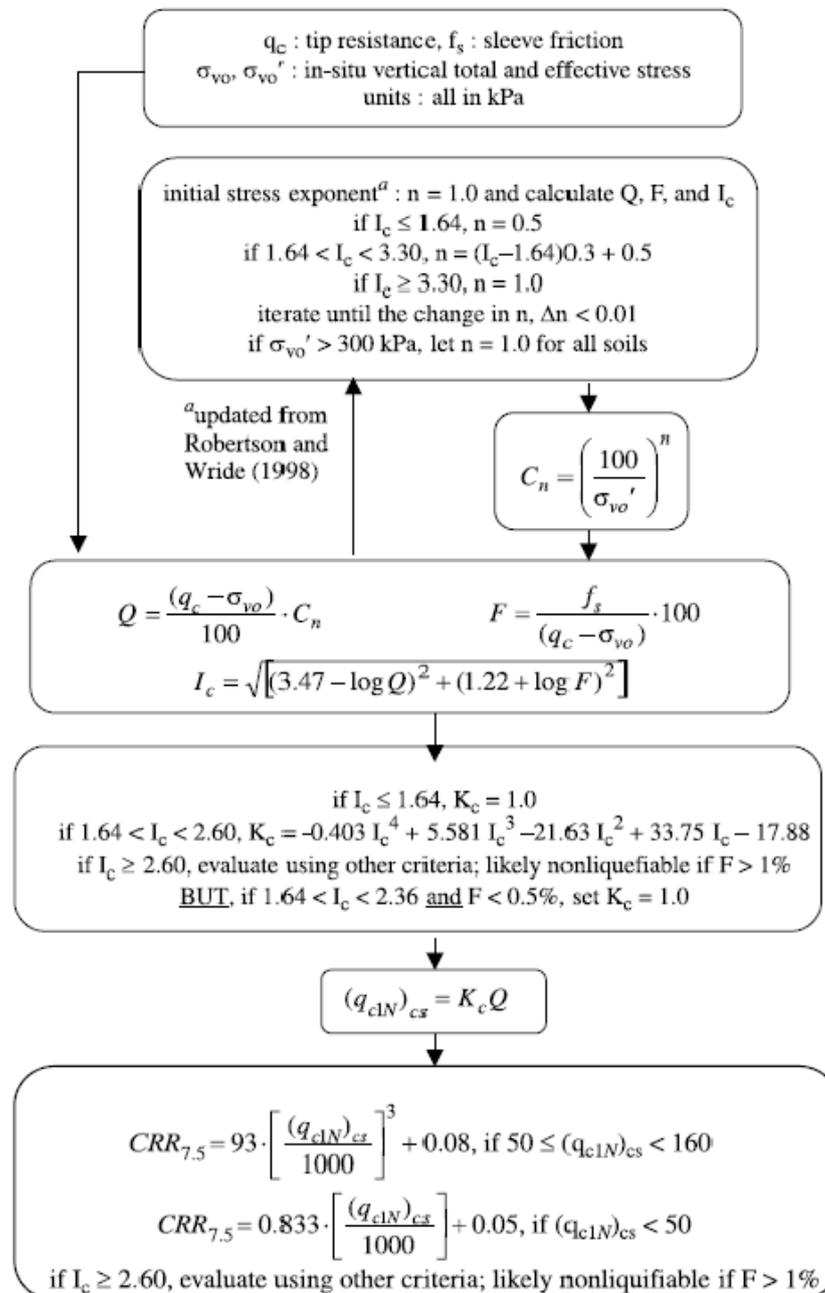
La verifica a liquefazione è stata eseguita tramite il programma Cliq. Cliq è un codice che permette di eseguire l'analisi del rischio di liquefazione.

Il sito in esame viene caratterizzato mediante i risultati delle prove CPT. Si ottiene la resistenza ciclica alla liquefazione CRR che viene poi confrontata con la domanda sismica degli strati di terreno CSR (che dipende dall'azione sismica di progetto). Il software oltre a indicare il rischio di liquefazione fornisce anche gli abbassamenti che il sito subisce come conseguenza dell'azione sismica. La procedura utilizzata nel programma è quella descritta all'inizio del presente paragrafo.

Si riporta di seguito lo schema di flusso della teoria utilizzata:

Procedure for the evaluation of soil liquefaction resistance, NCEER (1998)

Calculation of soil resistance against liquefaction is performed according to the Robertson & Wride (1998) procedure. The procedure used in the software, slightly differs from the one originally published in NCEER-97-0022 (Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils). The revised procedure is presented below in the form of a flowchart¹:



Valutazione del potenziale di liquefazione (LPI)

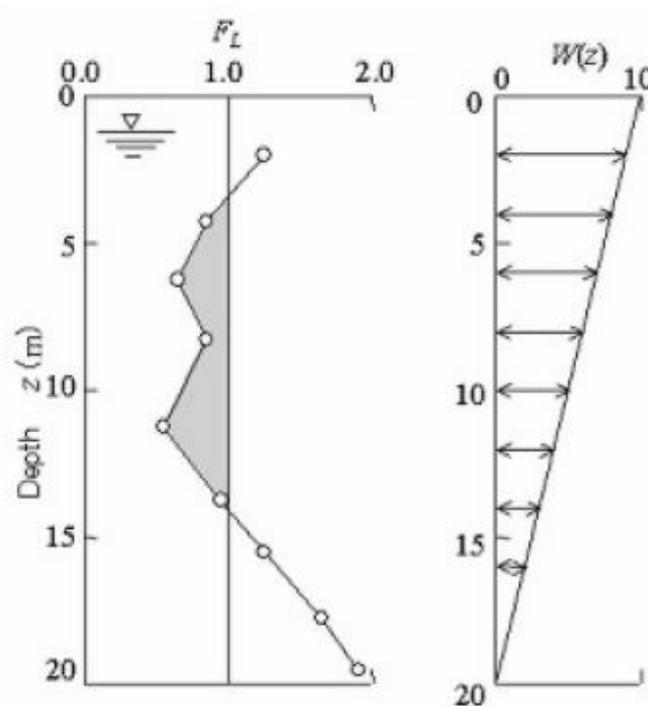
Il potenziale di liquefazione è un indice dell'intera verticale del deposito analizzata. Si basa sull'ipotesi che la severità dei danni prodotti dalla liquefazione ai manufatti è legata al volume di terreno liquefatto all'interno del deposito.

Per il calcolo di LPI si è utilizzato il metodo di Iwasaki et alii (1978, 1984), tale metodo si basa sulla seguente espressione:

$$LPI = \int_0^{20} (10 - 0,5z) \cdot F_L \cdot d_z;$$

dove:

- $FL = 1 - FS$ (per $FS < 1$);
- $FL = 0$ (per $FS > 1$);
- z = profondità espressa in metri;



Presentazione grafica del metodo utilizzato per il calcolo del potenziale di liquefazione.

L'indice LPI varia fra 0 (quando nessun punto del deposito è liquefacibile) e 100 (quando tutti i punti del deposito sono suscettibile di liquefazione). Iwasaki propone 4 categorie basate sul valore di LPI:

- $LPI = 0$: rischio di liquefazione nullo;
- $0 < LPI \leq 5$: rischio di liquefazione molto basso;
- $5 < LPI \leq 15$: rischio di liquefazione alto;
- $LPI > 15$: rischio di liquefazione molto alto.

11.1. Sez. II

Per la verifica della sezione II si utilizza il sondaggio CPTE15.

Ante-operam

Si riportano i risultati dell'analisi eseguita per il sito d'intervento nelle condizioni odierne.

Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	-4,85 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2,60	K_{α} applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	5,20	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0,10	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	-4,85 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

SBTn legend

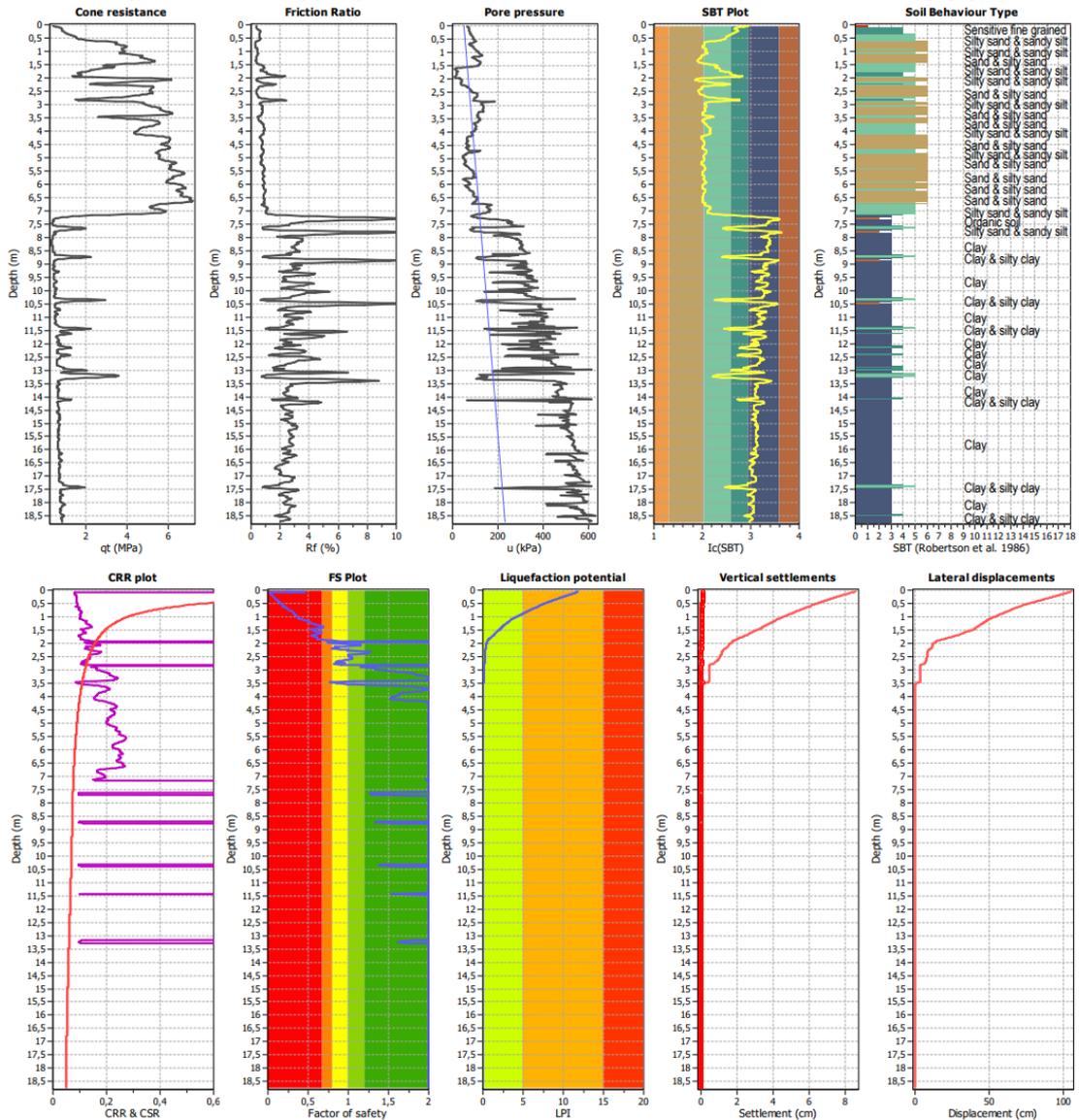
1. Sensitive fine grained	4. Clayey silt to silty	7. Gravely sand to sand
2. Organic material	5. Silty sand to sandy silt	8. Very stiff sand to
3. Clay to silty clay	6. Clean sand to silty sand	9. Very stiff fine grained

F.S. color scheme

Red	Almost certain it will liquefy
Orange	Very likely to liquefy
Yellow	Liquefaction and no liq. are equally likely
Light Green	Unlike to liquefy
Dark Green	Almost certain it will not liquefy

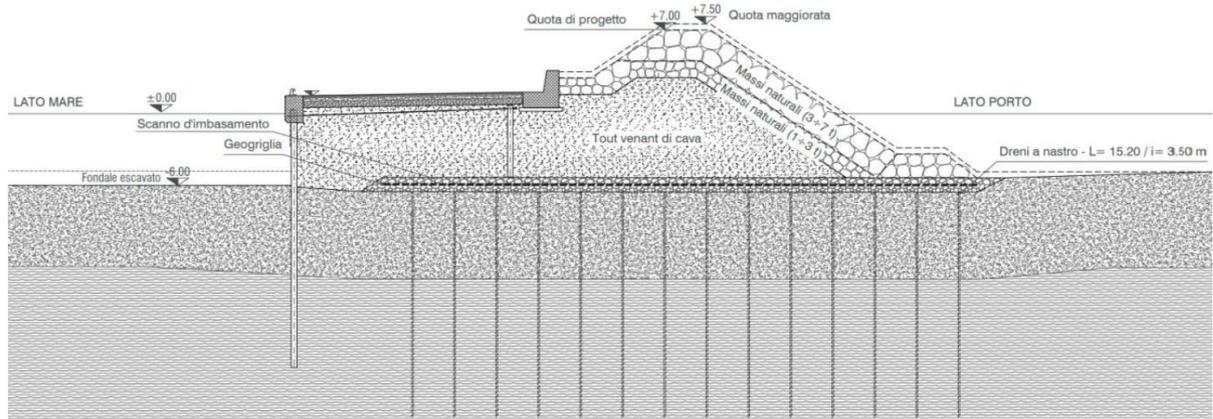
LPI color scheme

Red	Very high risk
Orange	High risk
Yellow	Low risk



Post-operam

Si considera la sezione II riportata nell'immagine seguente.



Vengono considerati due scenari di carico differenti.

- Nel primo si ricava l'altezza del rettangolo con area equivalente a quella della sezione e stessa impronta; l'altezza equivalente così ottenuta (7,8 m) è utilizzata per inserire nel modello uno strato fittizio costituito da un materiale con $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ che simula l'incremento tensionale indotto dalla costruzione del rilevato.
- Nel secondo si considera una verticale esterna alla sezione della diga localizzata a valle del palancolato costituente il banchinamento. Si tiene conto dell'escavo che subiranno i fondali per essere portati alla quota di progetto (-6 m.s.l.m.) considerando la rimozione di uno strato di altezza 1,15 m. Tale condizione comporta la rimozione dello strato più superficiale caratterizzato da proprietà meccaniche scadenti e determina al contempo una riduzione delle tensioni litostatiche favorendo di conseguenza possibili fenomeni di liquefazione.

Post-operam (scenario a)

Rispetto alla situazione ante-operam viene inserito nel modello un sovraccarico di altezza pari a 7,8 m con $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

RCG-Relazione di calcolo geotecnico

Si riportano i risultati dell'analisi eseguita.

Input parameters and analysis data

Analysis method: NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.): 2,95 m	Fill weight: 18,00 kN/m ³
Fines correction method: NCEER (1998)	Average results interval: 3	Transition detect. applied: No
Points to test: Based on Ic value	Ic cut-off value: 2,60	K ₀ applied: Yes
Earthquake magnitude M _w : 5,20	Unit weight calculation: Based on SBT	Clay like behavior applied: Sands only
Peak ground acceleration: 0,10	Use fill: Yes	Limit depth applied: No
Depth to water table (insitu): -4,85 m	Fill height: 7,80 m	Limit depth: N/A

SBTn legend

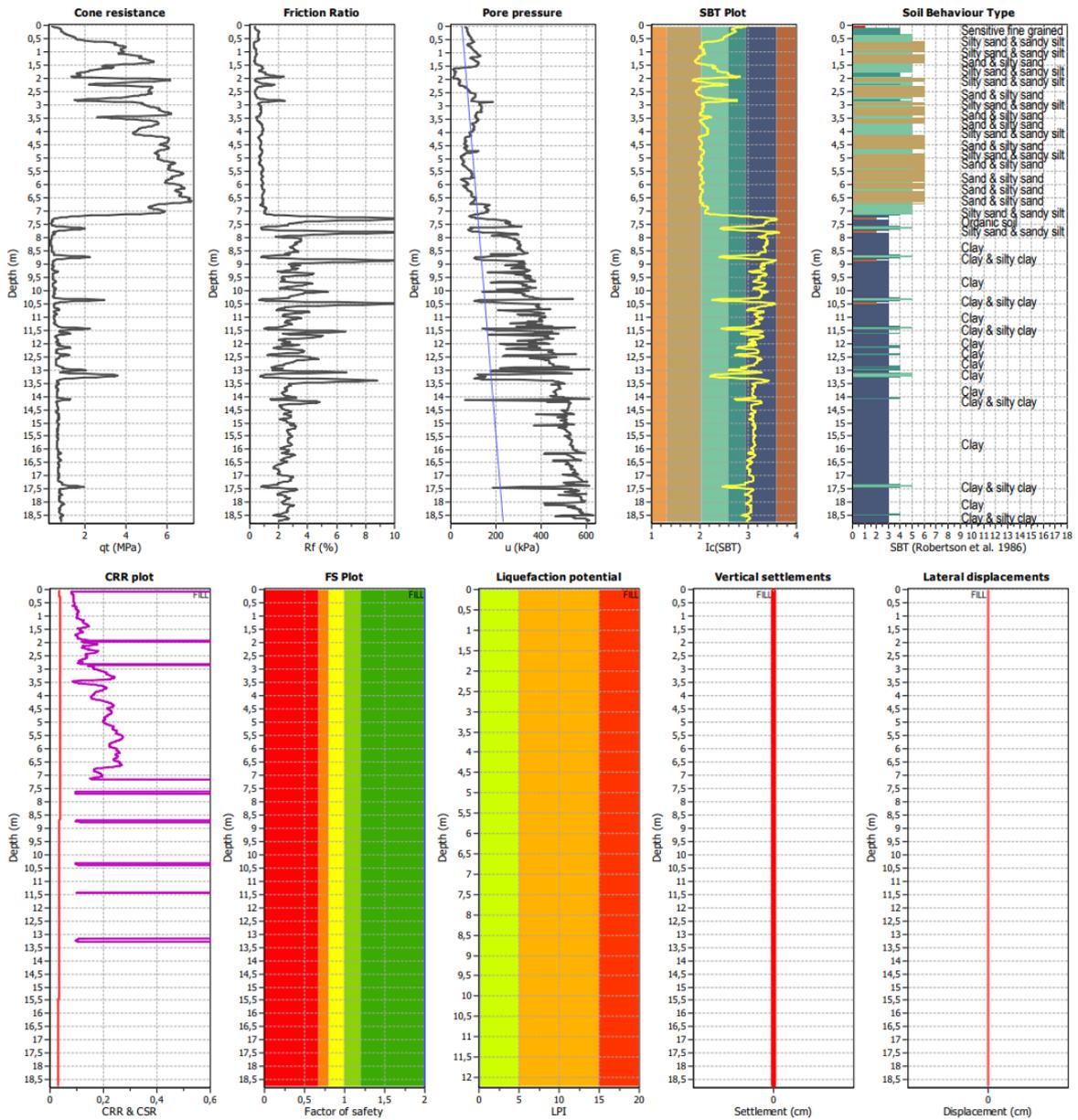
1. Sensitive fine grained	4. Clayey silt to silty	7. Gravely sand to sand
2. Organic material	5. Silty sand to sandy silt	8. Very stiff sand to
3. Clay to silty clay	6. Clean sand to silty sand	9. Very stiff fine grained

F.S. color scheme

Almost certain it will liquefy
Very likely to liquefy
Liquefaction and no liq. are equally likely
Unlike to liquefy
Almost certain it will not liquefy

LPI color scheme

Very high risk
High risk
Low risk



Post-operam (scenario b)

Rispetto alla situazione ante-operam viene considerato nel modello un escavo di altezza pari a 1,15 m, tale escavo verrà eseguito per portare i fondali alla profondità di progetto (-6 m.s.l.m.)

Si riportano i risultati dell'analisi eseguita.

Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino – I Lotto Funzionale – I Stralcio

Progetto Esecutivo – Darsena Pescherecci e viabilità di accesso al cantiere

RCG-Relazione di calcolo geotecnico

Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	-6,00 m	Footing load:	0,00 kPa
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2,60	K_v applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	5,20	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0,10	Excavation:	Yes	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	-4,85 m	Excavation depth:	1,15 m	Limit depth:	N/A

SBTn legend

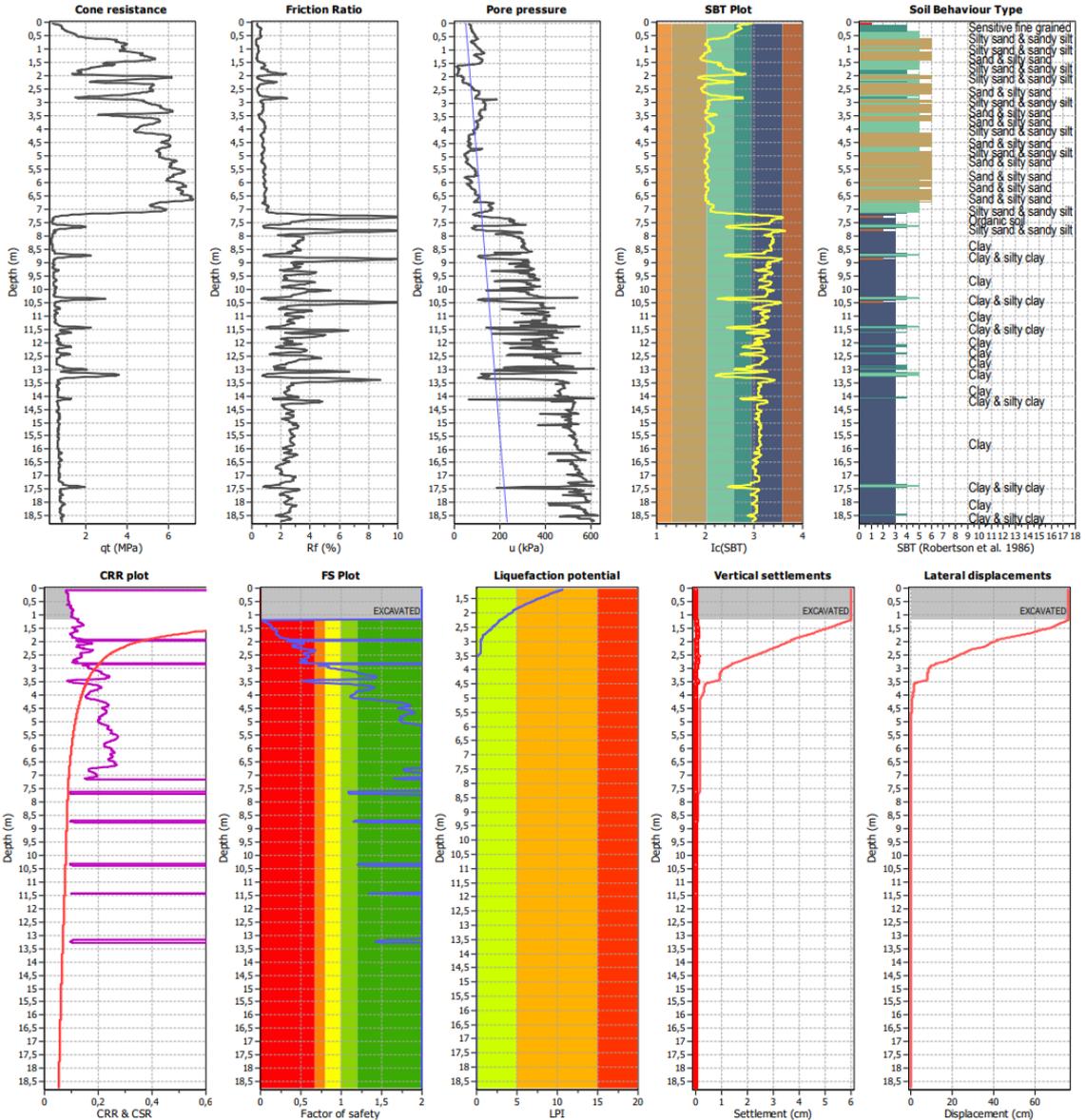
1. Sensitive fine grained	4. Clayey silt to silty	7. Gravely sand to sand
2. Organic material	5. Silty sand to sandy silt	8. Very stiff sand to
3. Clay to silty clay	6. Clean sand to silty sand	9. Very stiff fine grained

F.S. color scheme

Red	Almost certain it will liquefy
Orange	Very likely to liquefy
Yellow	Liquefaction and no liq. are equally likely
Green	Unlike to liquefy
Dark Green	Almost certain it will not liquefy

LPI color scheme

Red	Very high risk
Orange	High risk
Yellow	Low risk



Si riportano nella tabella seguente i valori di LPI dei tre diversi scenari di calcolo adottati.

Scenario di calcolo	LPI	Rischio
---------------------	-----	---------

Ante-operam	11,8	Rischio alto
Post-operam (scenario a)	0	Rischio nullo
Post-operam (scenario b)	10,7	Rischio alto

Il sito in esame è parzialmente suscettibile al fenomeno della liquefazione.

La realizzazione del rilevato in progetto, con il conseguente aumento delle tensioni litostatiche, azzerava il rischio di liquefazione nell'area d'impronta della diga, l'indice LPI è infatti pari a zero e tutti i punti di calcolo presentano coefficienti di sicurezza FS maggiori di 2.

Nella zona a valle del palancoleto di banchina per uno spessore pari a 2,4 m (da quota -6 m.s.l.m. a quota - 8,4 m.s.l.m) i fattori di sicurezza nei riguardi della liquefazione risultano inferiori a 1, determinando un valore di LPI pari a 10,7 cui è associato un rischio alto di liquefazione. Seppur tale fenomeno non riguarda direttamente la sezione della diga, poiché avviene esternamente all'impronta di questa, la perdita di consistenza degli strati più superficiali può alterare la stabilità globale dell'opera e determinare delle sollecitazioni strutturali ingenti. Al fine di verificare che non venga in nessun modo compromessa la stabilità della struttura la sezione II è stata ricalcolata aggiornando il modello di calcolo Plaxis 2D e rimuovendo lo strato più superficiale liquefacibile posto a valle della paratia. L'ipotesi adottata è cautelativa poiché determina una perdita totale della resistenza meccanica dell'interno strato a rischio liquefazione. Le verifiche sono state effettuate utilizzando la combinazione sismica [2.5.5.] delle NTC 2018, la liquefazione si manifesta infatti a seguito di un evento sismico.

Verifiche sezione II aggiornate

Verifica stabilità palancoleto

Vengono rieseguite le verifiche di stabilità dei due palancoleto descritte nella relazione di calcolo. In particolare, viene confrontato lo stato tensionale orizzontale efficace sul lato di valle della paratia con lo stato tensionale orizzontale efficace limite (calcolato secondo le formulazioni di Rankine). Il modello numerico eseguito su Plaxis 2D è stato aggiornato eliminando lo strato a rischio liquefazione di 2,4 m e sostituendolo con un carico uniformemente distribuito pari a 21,6 KN/m². Lo strato liquefatto non è infatti in grado di esercitare una spinta passiva però il suo peso proprio contribuisce allo sviluppo delle spinte passive degli strati sottostanti non liquefatti. Tale assunzione risulta

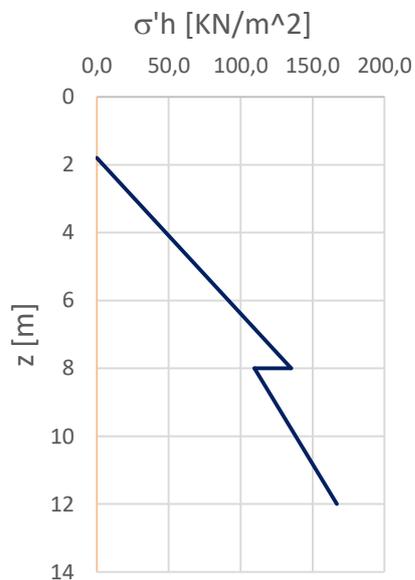
comunque essere molto cautelativa perché presuppone che lo strato a rischio liquefazione liquefaccia interamente e istantaneamente perdendo completamente le sue proprietà meccaniche

Verifica palancola di banchina:

Nella tabella seguente sono riportati i valori delle tensioni orizzontali limite $\sigma'h$ calcolate con la teoria di Rankine. La coesione, avendo valori molto ridotti, non è stata considerata, ne risulta che $\sigma'h = \sigma'v k_p$.

γ [kN/m ³]	sen ϕ [-]	z [m]	$\sigma'v$ [kN/m ²]	k_p [-]	$\sigma'h$ [kN/m ²]
19	0,42	2,4	0,0	2,38	0,0
19	0,42	6,5	37,7	2,38	89,6
17,25	0,32	6,5	37,7	1,92	72,3
17,25	0,32	15	100,9	1,92	193,5

Nella figura seguente sono diagrammati i valori di $\sigma'h$ in funzione della profondità z.

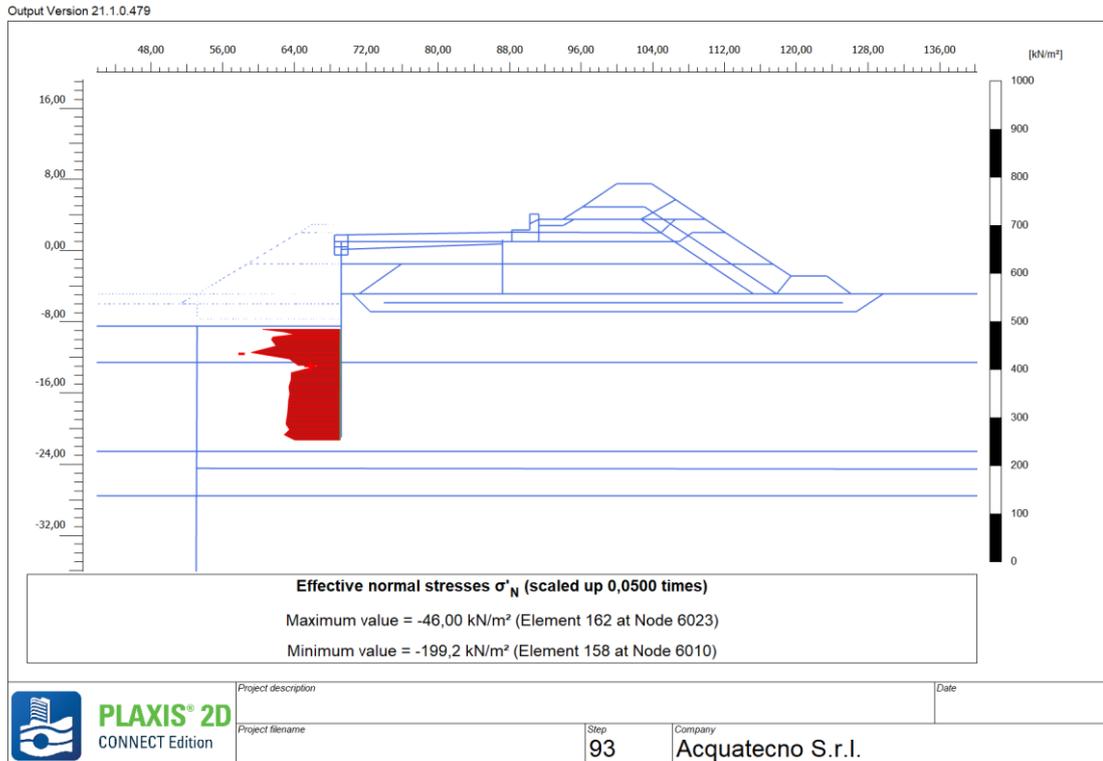


Eseguendo l'integrale dell'andamento delle tensioni si ottiene la risultante delle $\sigma'h$, il valore ottenuto è di 1313 KN/m. Si considera anche il contributo dovuto al sovraccarico q dello strato di terreno liquefatto di 2,4 m. Questo vale:

$$k_{p1} \cdot q \cdot z_1 + k_{p2} \cdot q \cdot z_2 = 2,38 \cdot 21,6 \cdot 4,1 + 1,92 \cdot 21,6 \cdot 8,5 = 563,3 \text{ KN/m.}$$

La risultante calcolata con le tensioni limite è pari a 1876,3 KN/m.

Nella figura seguente sono diagrammate le tensioni ottenute dagli output del programma.



La risultante delle tensioni normali alla palanca lato valle è pari a 1530,4 kN/m. Dal confronto con la risultante delle tensioni limite di Rankine si ottiene un coefficiente pari a 1,22. La verifica è quindi soddisfatta.

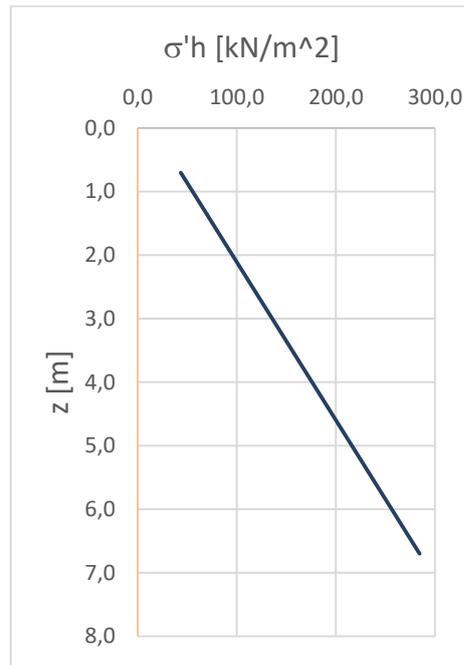
Verifica palanca di ancoraggio:

Nella tabella seguente sono riportati i valori delle tensioni orizzontali limite σ'_h calcolate con la teoria di Rankine. La coesione, avendo valori molto ridotti, non è stata considerata, ne risulta che $\sigma'_h = \sigma'_v k_p$.

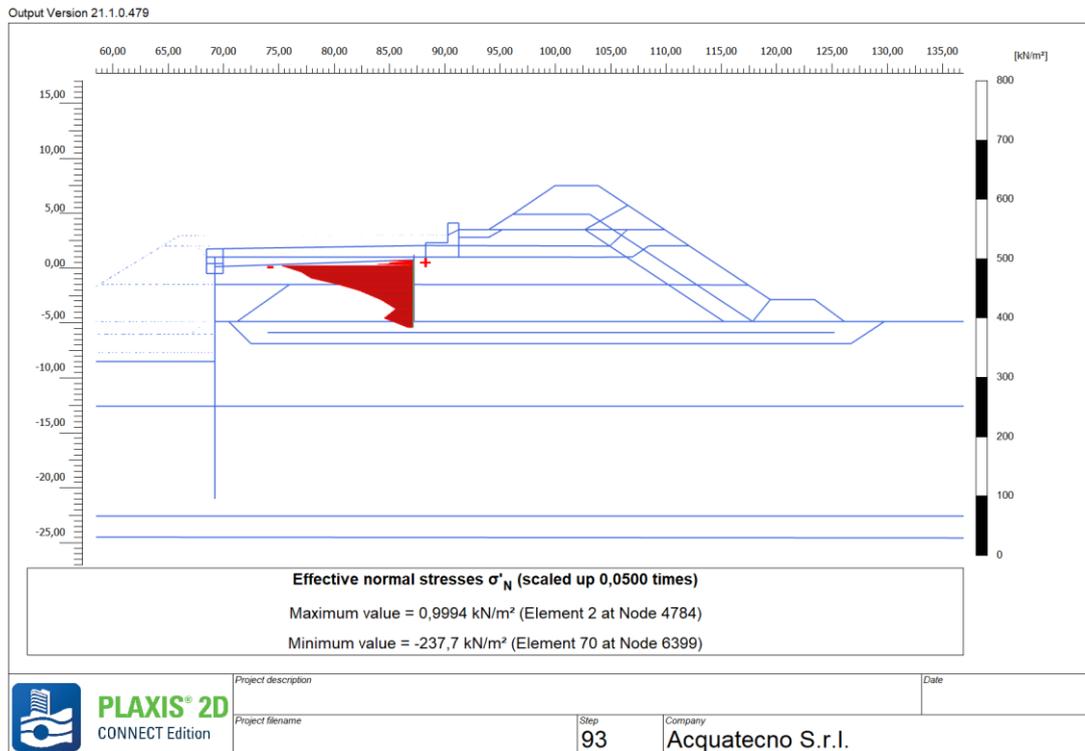
γ [kN/m ³]	sen ϕ [-]	z [m]	σ'_v [kN/m ²]	k_p [-]	σ'_h [kN/m ²]
18,0	0,58	0,7	12,6	3,46	43,6

18,0	0,58	6,7	82,2	3,46	284,6
------	------	-----	------	------	-------

Nella figura seguente sono diagrammati i valori di $\sigma'h$ in funzione della profondità z .



Eseguendo l'integrale dell'andamento delle tensioni si ottiene la risultante delle $\sigma'h$, il valore ottenuto è di 984,7 kN/m. Nella figura seguente sono diagrammate le tensioni ottenute dagli output del programma.



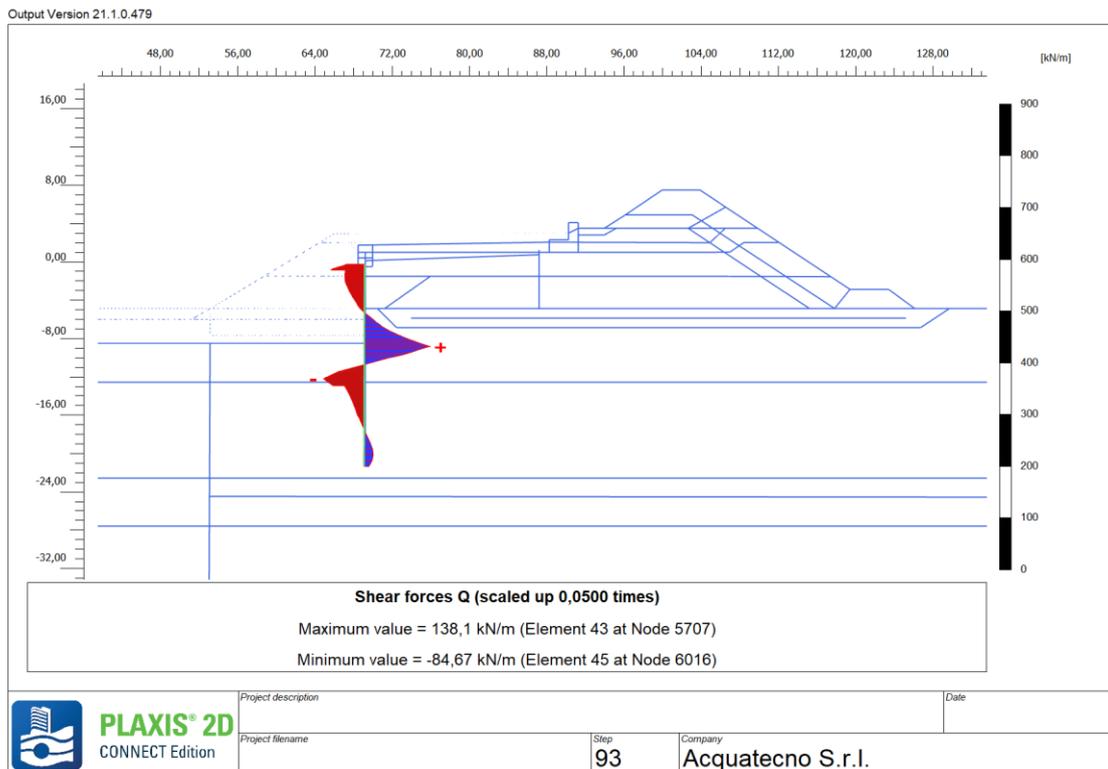
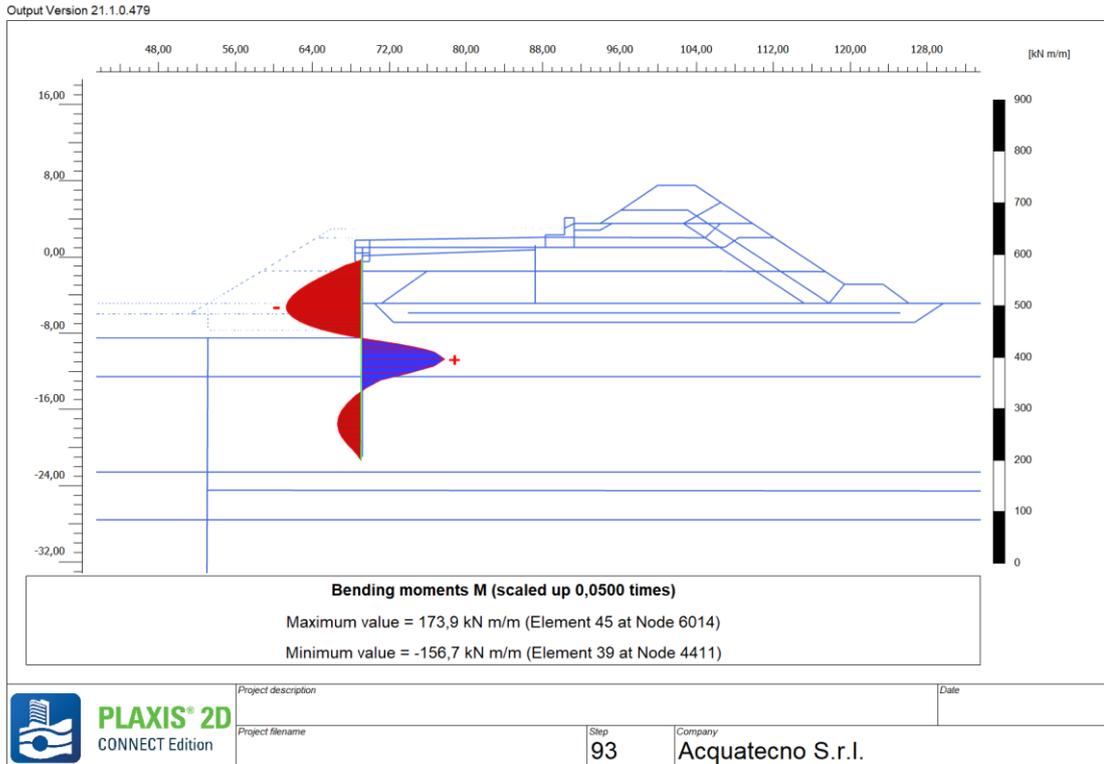
La risultante delle tensioni normali alla palanca lato valle è pari a 578,4 kN/m. Dal confronto con la risultante delle tensioni limite di Rankine si ottiene un coefficiente pari a 1,7. La verifica è quindi soddisfatta.

Verifica strutturale palancolati

Vengono rieseguite le verifiche strutturali dei due palancolati descritte nella relazione di calcolo. Per la definizione dei valori di resistenza delle sezioni dei palancolati si rimanda alla relazione di calcolo “RCG-Relazione di calcolo geotecnico”.

Verifica palanca di banchina:

Si riportano nelle due figure seguenti i diagrammi di momento e taglio agenti sulla palanca.



Sia per l'azione flettente che per quella tagliante sono stati estratti due diversi valori dai rispettivi diagrammi, uno relativo alla massima sollecitazione della zona di splash, l'altro relativo alla massima sollecitazione della zona dove la palanca è infissa. Nella tabella seguenti sono messi a confronto i valori di sollecitazione con i valori di resistenza delle due zone.

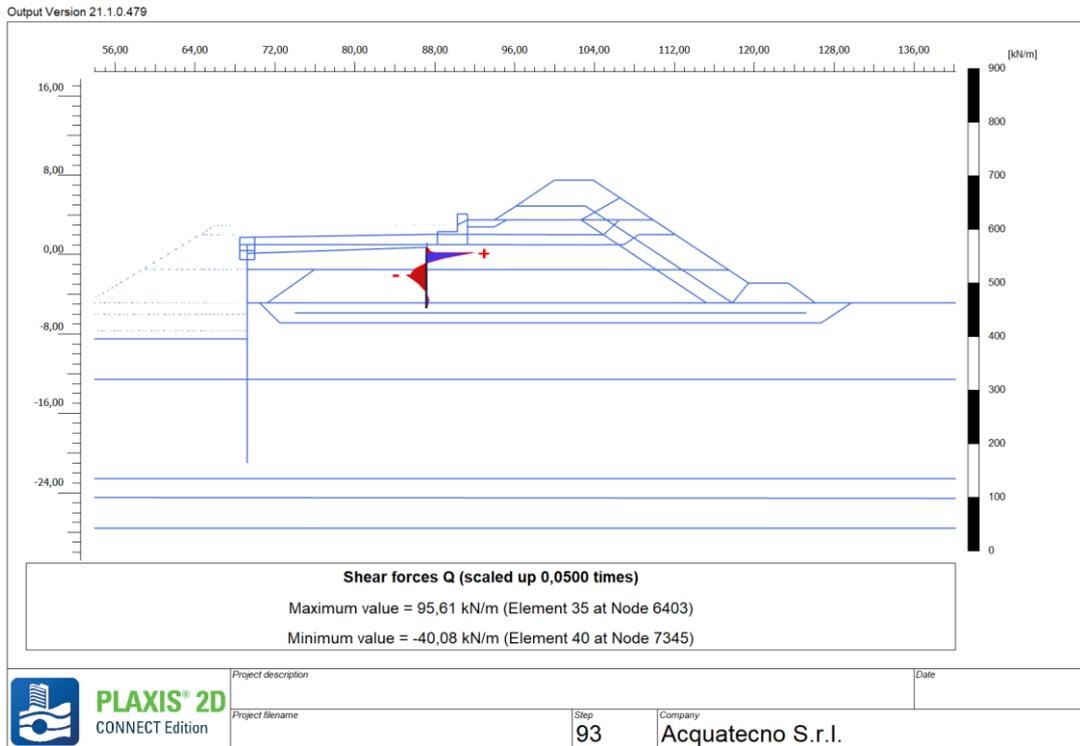
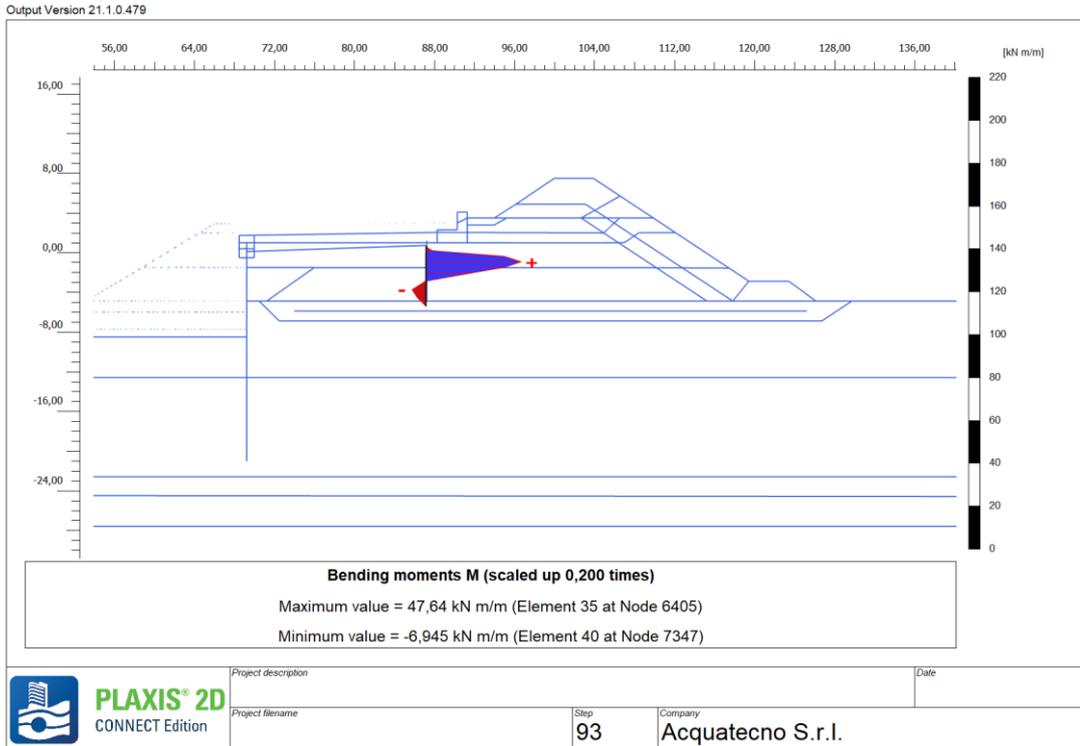
Zona [-]	Taglio resistente Vrd [kN/m]	Taglio agente Ved [kN/m]	Momento resistente Mrd [kN/m*m]	Momento agente Med [kN/m*m]
Zona di splash	416	70,1	361	156,7
Zona di infissione	829	138,1	718	173,9

Tabella 36– Sez. II, palanca, valori delle sollecitazioni e delle resistenze

Le verifiche strutturali della palanca risultano soddisfatte. I coefficienti di sicurezza della zona di splash delle azioni di momento e taglio risultano rispettivamente 2,3 e 5,9. I coefficienti di sicurezza della zona di infissione delle azioni di momento e taglio risultano rispettivamente 4,12 e 6.

Verifica palanca di ancoraggio:

Si riportano nelle due figure seguenti i diagrammi di momento e taglio agenti sulla palanca.



Dai due diagrammi sopra riportati sono stati estratti i valori massimi di momento flettente e azione tagliante che si verificano sulla palancola di ancoraggio. In Tabella 28 sono messi a confronto i valori di sollecitazione con i valori di resistenza.

Taglio resistente Vrd [kN/m]	Taglio agente Ved [kN/m]	Momento resistente Mrd [kN/m*m]	Momento agente Med [kN/m*m]
531	95,6	656	47,6

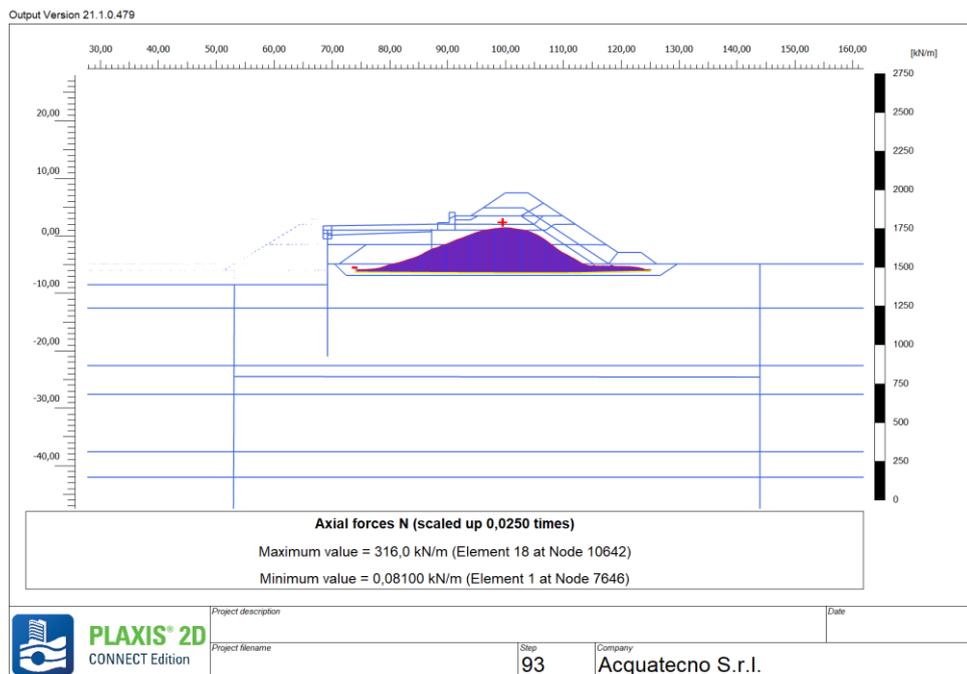
Le verifiche strutturali della palancola risultano soddisfatte. I coefficienti di sicurezza relativi alle azioni di momento e taglio risultano rispettivamente 13,2 e 5,5.

Verifica tirante di ancoraggio

Il tirante è stato verificato in termini di sforzo assiale, il valore di sforzo assiale predetto dal modello è pari a 85,59 kN, mentre il carico ultimo del tirante è pari 611 kN. Ne risulta che il tirante è verificato con un coefficiente di sicurezza pari a 7,13.

Verifica geogriglia

Lo sforzo assiale massimo registrato è in asse diga e equivale ad un valore di 316.0 kN per ogni metro di diga. Tale valore risulta minore del Rk della geogriglia (900 kN). L'elemento è quindi verificato.

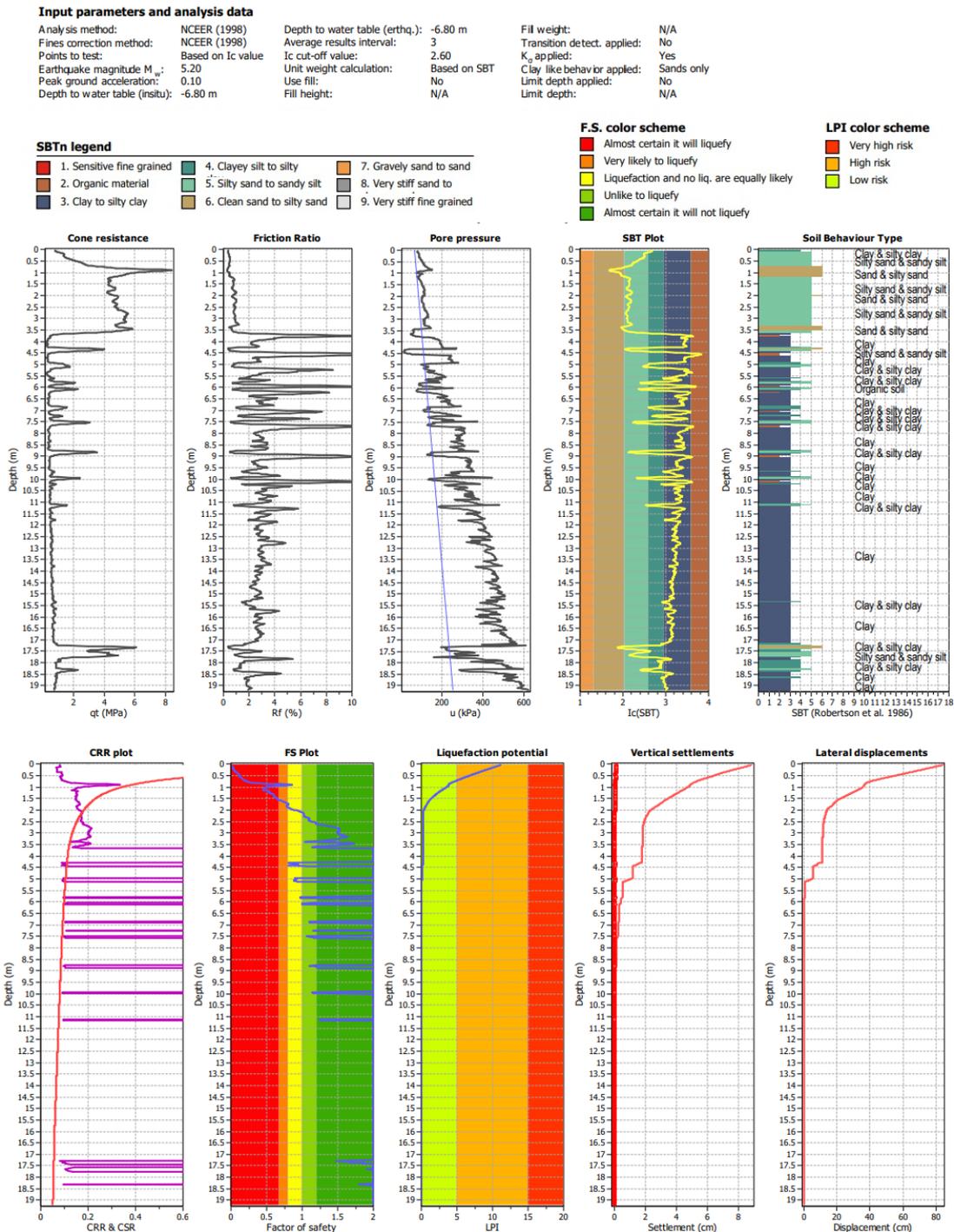


11.2. Sez. HH

Per la verifica della sezione HH si utilizza il sondaggio CPTE7.

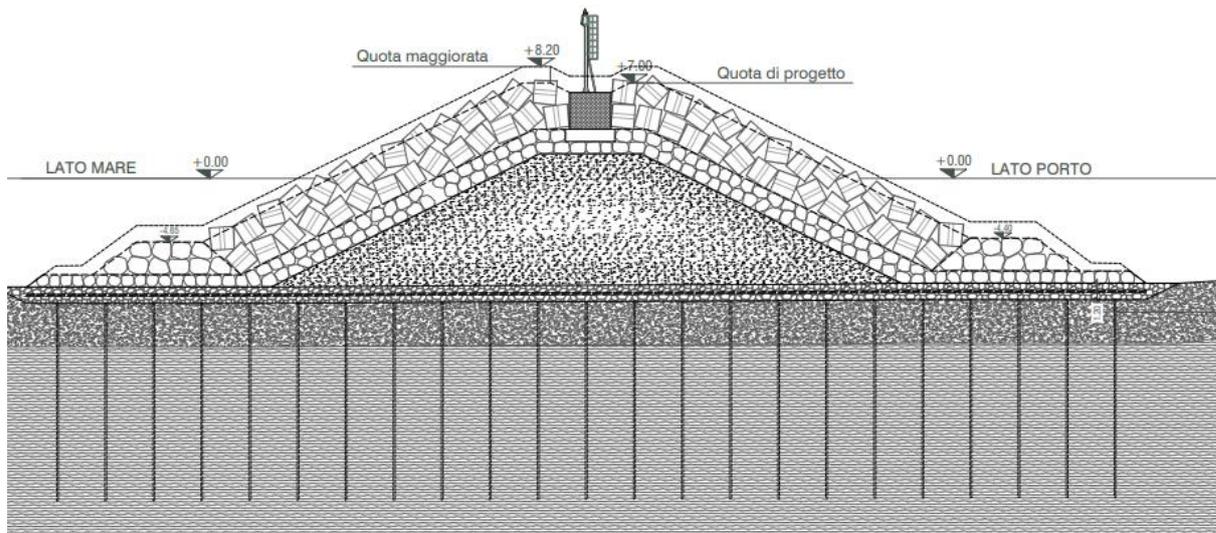
Ante-operam

Si riportano i risultati dell'analisi eseguita per il sito d'intervento nelle condizioni odierne.



Post-operam

Si considera la sezione HH riportata nell'immagine seguente.



Vengono considerati due scenari di carico differenti.

- Nel primo si ricava l'altezza del rettangolo con area equivalente a quella della sezione e stessa impronta; l'altezza equivalente così ottenuta (7,6 m) è utilizzata per inserire nel modello uno strato fittizio costituito da un materiale con $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ che simula l'incremento tensionale indotto dalla costruzione del rilevato.
- Nel secondo si considera l'incremento tensionale indotto nella zona del piede della scogliera; per la sua stima si è considerato il rettangolo equivalente relativo alla sola berma. Ciò equivale a una scelta cautelativa in quanto il bulbo di incremento tensionale determinato dall'intera sezione aumenta maggiormente lo stato tensionale nella zona del piede rispetto al caso in cui si considera la sola berma. L'altezza equivalente così ottenuta (2,6 m) è utilizzata per inserire nel modello uno strato fittizio costituito da un materiale con $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ che simula l'incremento tensionale indotto dalla berma.

Post-operam (scenario a)

Rispetto alla situazione ante-operam viene inserito nel modello un sovraccarico di altezza pari a 7,6 m con $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

RCG-Relazione di calcolo geotecnico

Si riportano i risultati dell'analisi eseguita.

Input parameters and analysis data

Analysis method: NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.): 0.80 m	Fill weight: 18.00 kN/m ³
Fines correction method: NCEER (1998)	Average results interval: 3	Transition detect. applied: No
Points to test: Based on Ic value	Ic cut-off value: 2.60	K _s applied: Yes
Earthquake magnitude M _w : 5.20	Unit weight calculation: Based on SBT	Clay like behavior applied: Sands only
Peak ground acceleration: 0.10	Use fill: Yes	Limit depth applied: No
Depth to water table (insitu): -6.80 m	Fill height: 7.60 m	Limit depth: N/A

SBTn legend

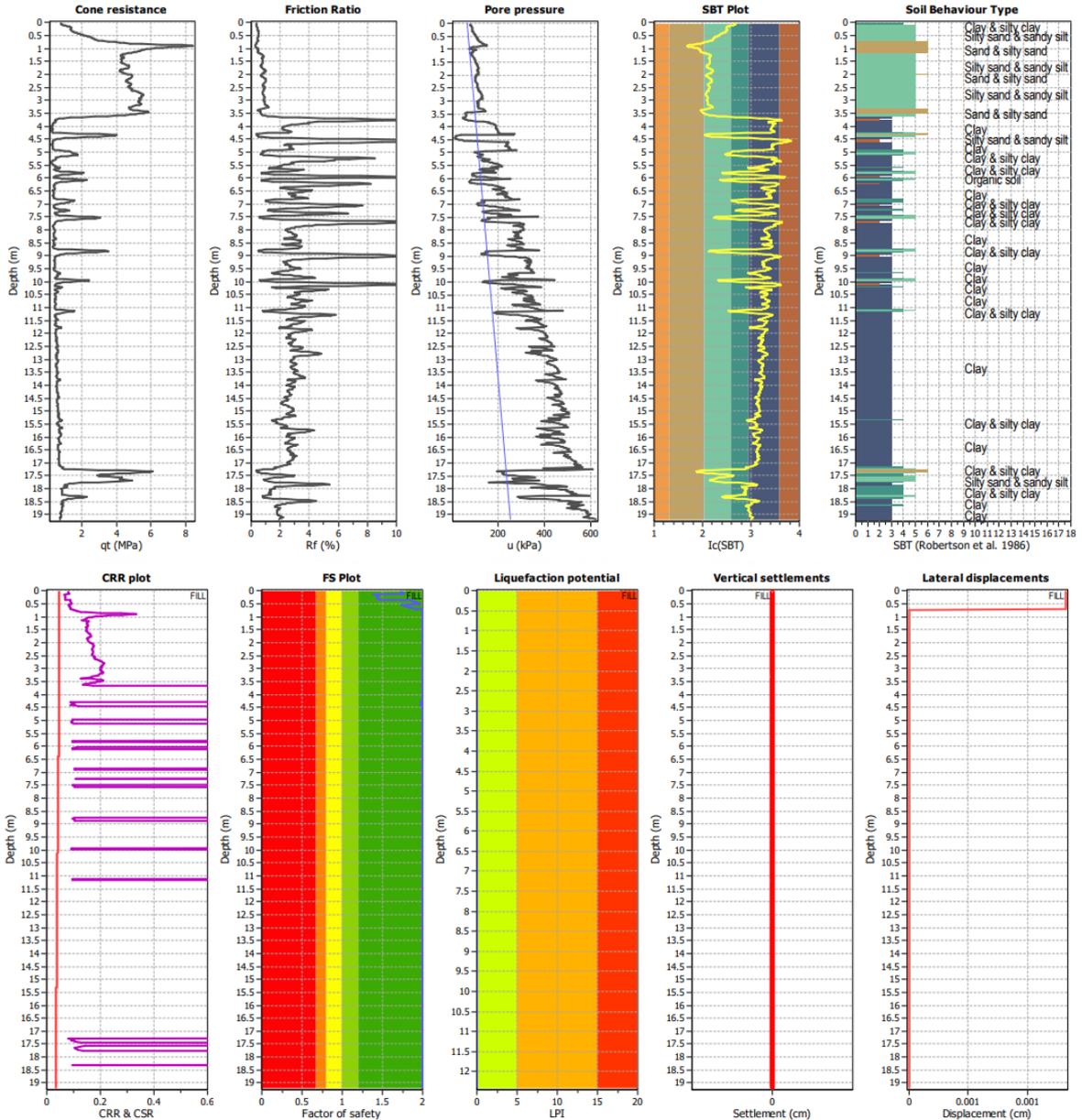
1. Sensitive fine grained	4. Clayey silt to silty	7. Gravely sand to sand
2. Organic material	5. Silty sand to sandy silt	8. Very stiff sand to
3. Clay to silty clay	6. Clean sand to silty sand	9. Very stiff fine grained

F.S. color scheme

Almost certain it will liquefy
Very likely to liquefy
Liquefaction and no liq. are equally likely
Unlike to liquefy
Almost certain it will not liquefy

LPI color scheme

Very high risk
High risk
Low risk



Post-operam (scenario b)

Rispetto alla situazione ante-operam viene inserito nel modello un sovraccarico di altezza pari a 2,6 m con $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

Si riportano i risultati dell'analisi eseguita.

Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino – I Lotto Funzionale – I Stralcio

Progetto Esecutivo – Darsena Pescherecci e viabilità di accesso al cantiere

RCG-Relazione di calcolo geotecnico

Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	-4.20 m	Fill weight:	18.00 kN/m ³
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K _s applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	5.20	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.10	Use fill:	Yes	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	-6.80 m	Fill height:	2.60 m	Limit depth:	N/A

SBTn legend

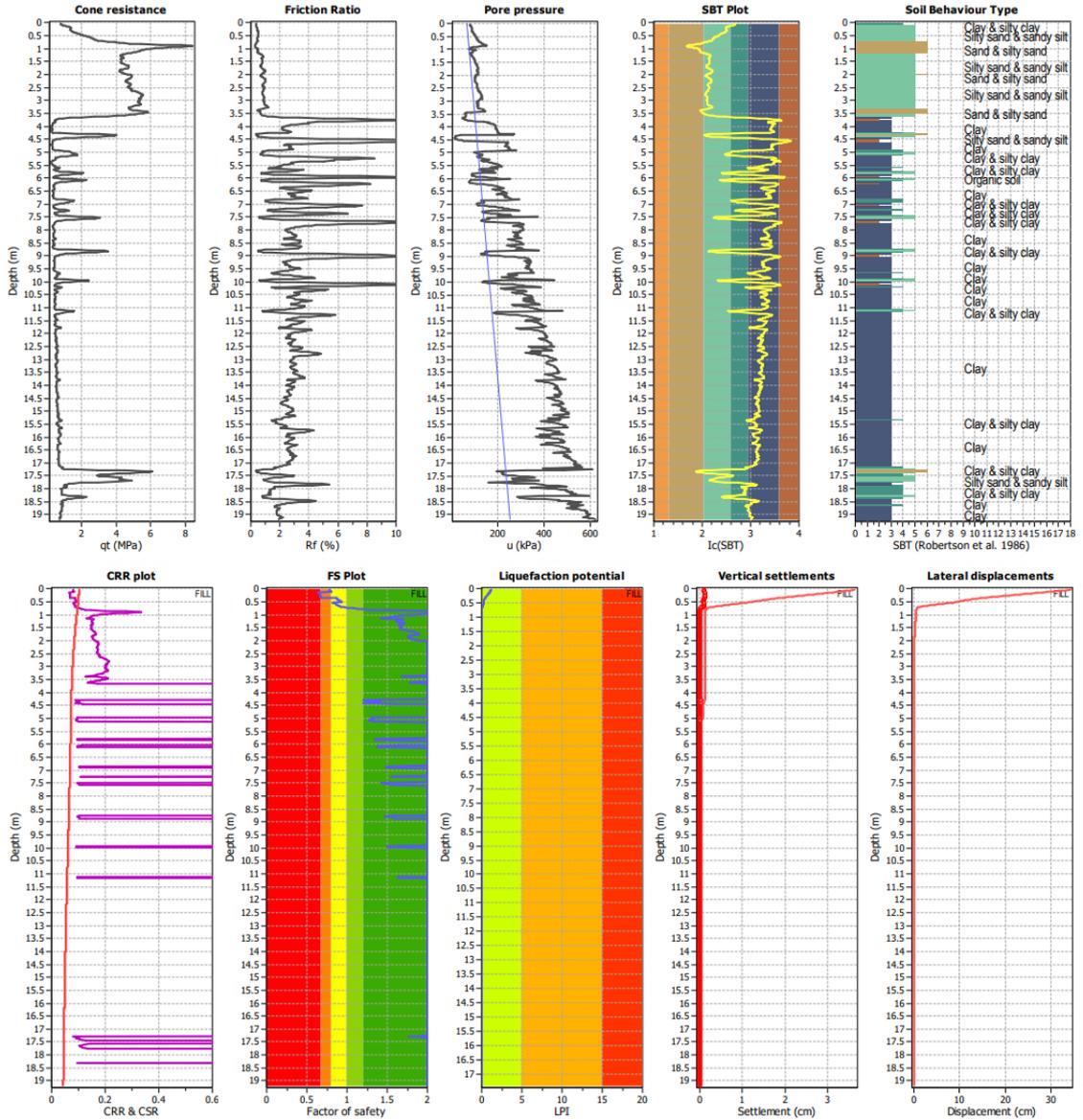
 1. Sensitive fine grained	 4. Clayey silt to silty	 7. Gravely sand to sand
 2. Organic material	 5. Silty sand to sandy silt	 8. Very stiff sand to
 3. Clay to silty clay	 6. Clean sand to silty sand	 9. Very stiff fine grained

F.S. color scheme

 Almost certain it will liquefy
 Very likely to liquefy
 Liquefaction and no liq. are equally likely
 Unlike to liquefy
 Almost certain it will not liquefy

LPI color scheme

 Very high risk
 High risk
 Low risk



Si riportano nella tabella seguente i valori di LPI dei tre diversi scenari di calcolo adottati.

Scenario di calcolo	LPI	Rischio
----------------------------	------------	----------------

Ante-operam	11,1	Rischio alto
Post-operam (scenario a)	0	Rischio nullo
Post-operam (scenario b)	1,2	Rischio molto basso

Il sito in esame è parzialmente suscettibile al fenomeno della liquefazione.

La realizzazione del rilevato in progetto, con il conseguente aumento delle tensioni litostatiche, azzerava il rischio di liquefazione nell'area d'impronta della diga, l'indice LPI è infatti pari a zero e tutti i punti di calcolo presentano coefficienti di sicurezza FS maggiori di 2 (scenario a).

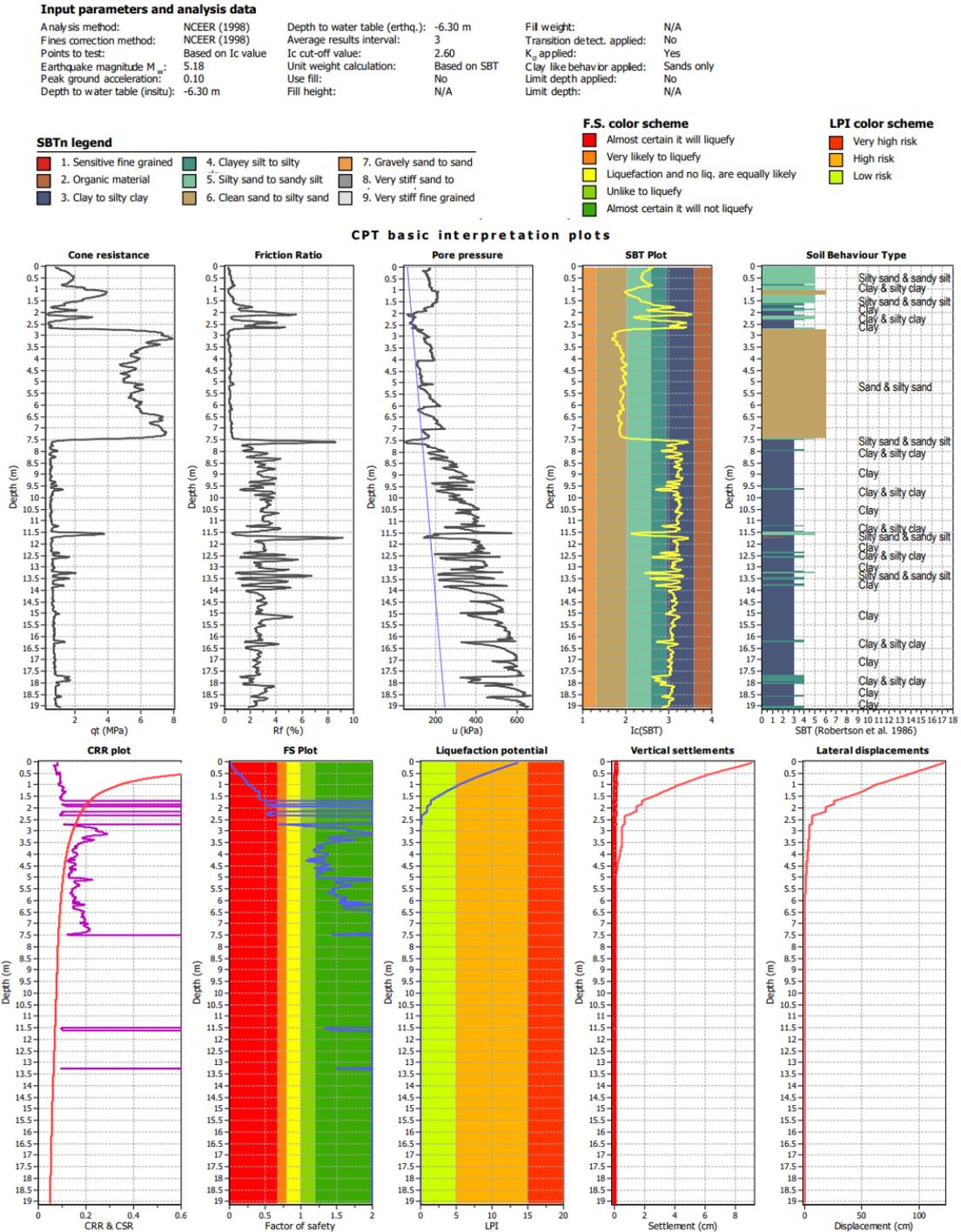
Nella zona in corrispondenza delle berme è stata svolta un'ulteriore simulazione maggiormente cautelativa (scenario b). In corrispondenza delle berme, invece di utilizzare l'altezza equivalente dell'intero rilevato, come invece è stato fatto per lo scenario a, è stata considerata una minore altezza di materiale pari a quella del materiale effettivamente presente nella zona delle berme. In questo scenario la simulazione riporta un rischio di liquefazione molto basso con 1,2 di LPI. I punti liquefacibili però si trovano esclusivamente nei primi 0,7 m, considerando che verrà realizzata uno scanno di imbasamento di spessore 1,2 m attraverso la posa in opera di materiale con pezzature maggiori e quindi non suscettibile al fenomeno della liquefazione, il rischio di liquefazione reale rimane nullo anche nello scenario b.

1.1. Sez. EE

Per la verifica della sezione EE si utilizza il sondaggio CPTE4.

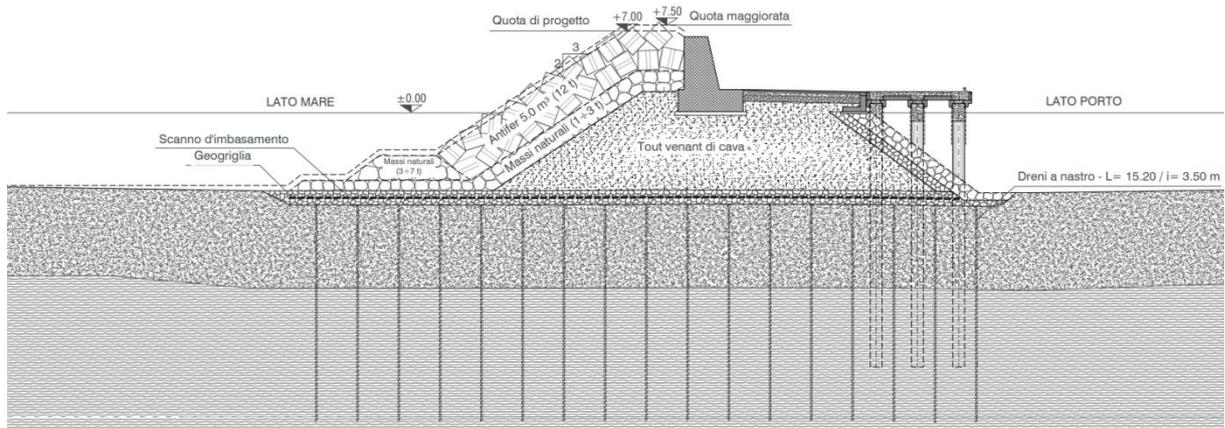
Ante-operam

Si riportano i risultati dell'analisi eseguita per il sito d'intervento nelle condizioni odierne.



Post-operam

Si considera la sezione EE riportata nell'immagine seguente.



Vengono considerati due scenari di carico differenti.

- a) Nel primo si ricava l'altezza del rettangolo con area equivalente a quella della sezione e stessa impronta; l'altezza equivalente così ottenuta (7,2 m) è utilizzata per inserire nel modello uno strato fittizio costituito da un materiale con $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ che simula l'incremento tensionale indotto dalla costruzione del rilevato.
- b) Nel secondo si considera l'incremento tensionale indotto nella zona del piede della scogliera; per la sua stima si è considerato il rettangolo equivalente relativo alla sola berma. Ciò equivale a una scelta cautelativa in quanto il bulbo di incremento tensionale determinato dall'intera sezione aumenta maggiormente lo stato tensionale nella zona del piede rispetto al caso in cui si considera la sola berma. L'altezza equivalente così ottenuta (2,6 m) è utilizzata per inserire nel modello uno strato fittizio costituito da un materiale con $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ che simula l'incremento tensionale indotto dalla berma.

Post-operam (scenario a)

Rispetto alla situazione ante-operam viene inserito nel modello un sovraccarico di altezza pari a 7,2 m con $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

Si riportano i risultati dell'analisi eseguita.

Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	0.90 m	Fill weight:	18.00 kN/m ³
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K _v applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	5.20	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.10	Use fill:	Yes	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	-6.30 m	Fill height:	7.20 m	Limit depth:	N/A

SBTn legend

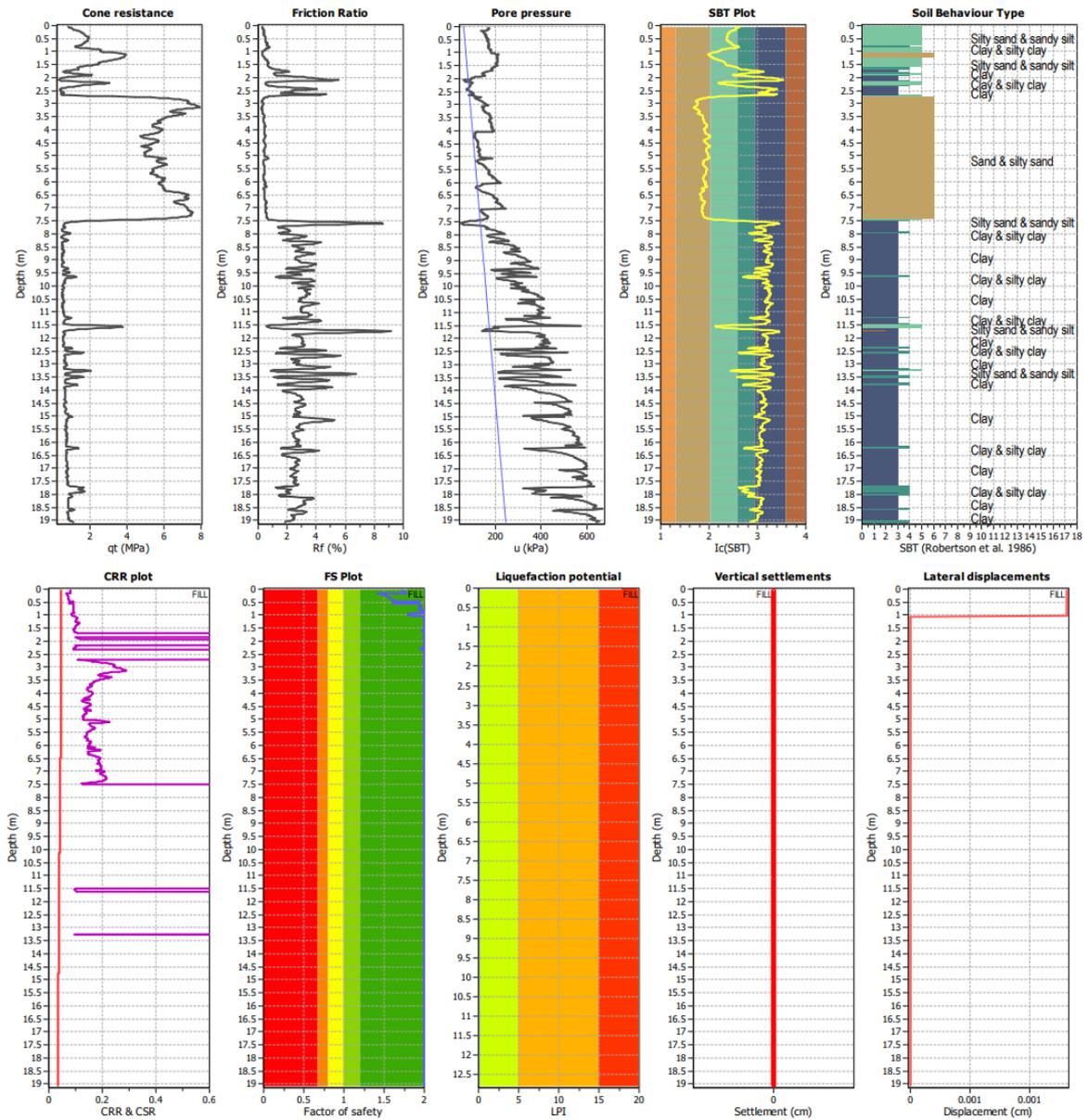
1. Sensitive fine grained	4. Clayey silt to silty	7. Gravely sand to sand
2. Organic material	5. Silty sand to sandy silt	8. Very stiff sand to
3. Clay to silty clay	6. Clean sand to silty sand	9. Very stiff fine grained

F.S. color scheme

Almost certain it will liquefy
Very likely to liquefy
Liquefaction and no liq. are equally likely
Unlike to liquefy
Almost certain it will not liquefy

LPI color scheme

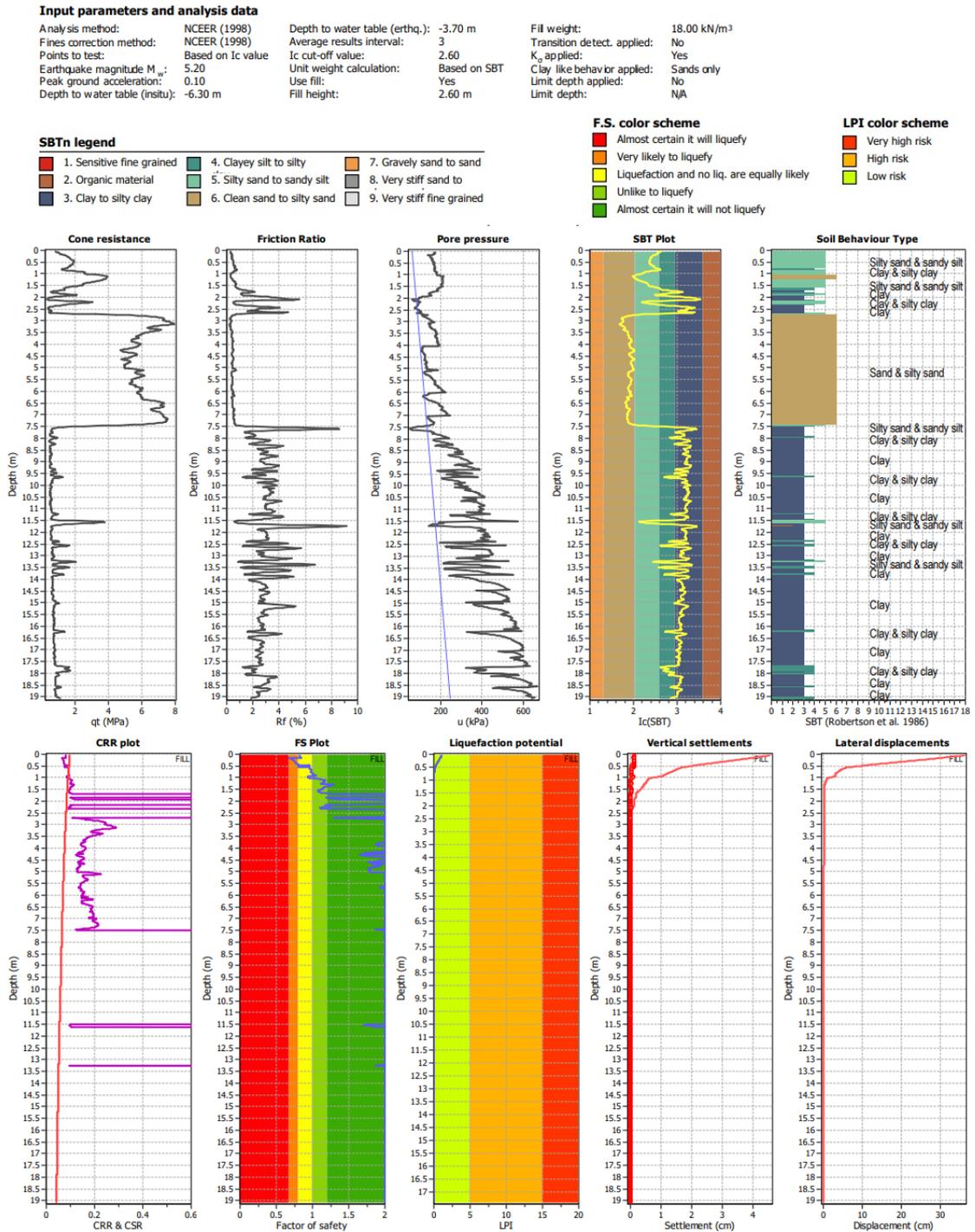
Very high risk
High risk
Low risk



Post-operam (scenario b)

Rispetto alla situazione ante-operam viene inserito nel modello un sovraccarico di altezza pari a 2,6 m con $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

Si riportano i risultati dell'analisi eseguita.



Si riportano nella tabella seguente i valori di LPI dei tre diversi scenari di calcolo adottati.

Scenario di calcolo	LPI	Rischio
Ante-operam	13,54	Rischio alto
Post-operam (scenario a)	0	Rischio nullo
Post-operam (scenario b)	1,05	Rischio molto basso

Il sito in esame è parzialmente suscettibile al fenomeno della liquefazione.

La realizzazione del rilevato in progetto, con il conseguente aumento delle tensioni litostatiche, azzerava il rischio di liquefazione nell'area d'impronta della diga, l'indice LPI è infatti pari a zero e tutti i punti di calcolo presentano coefficienti di sicurezza FS maggiori di 2 (scenario a).

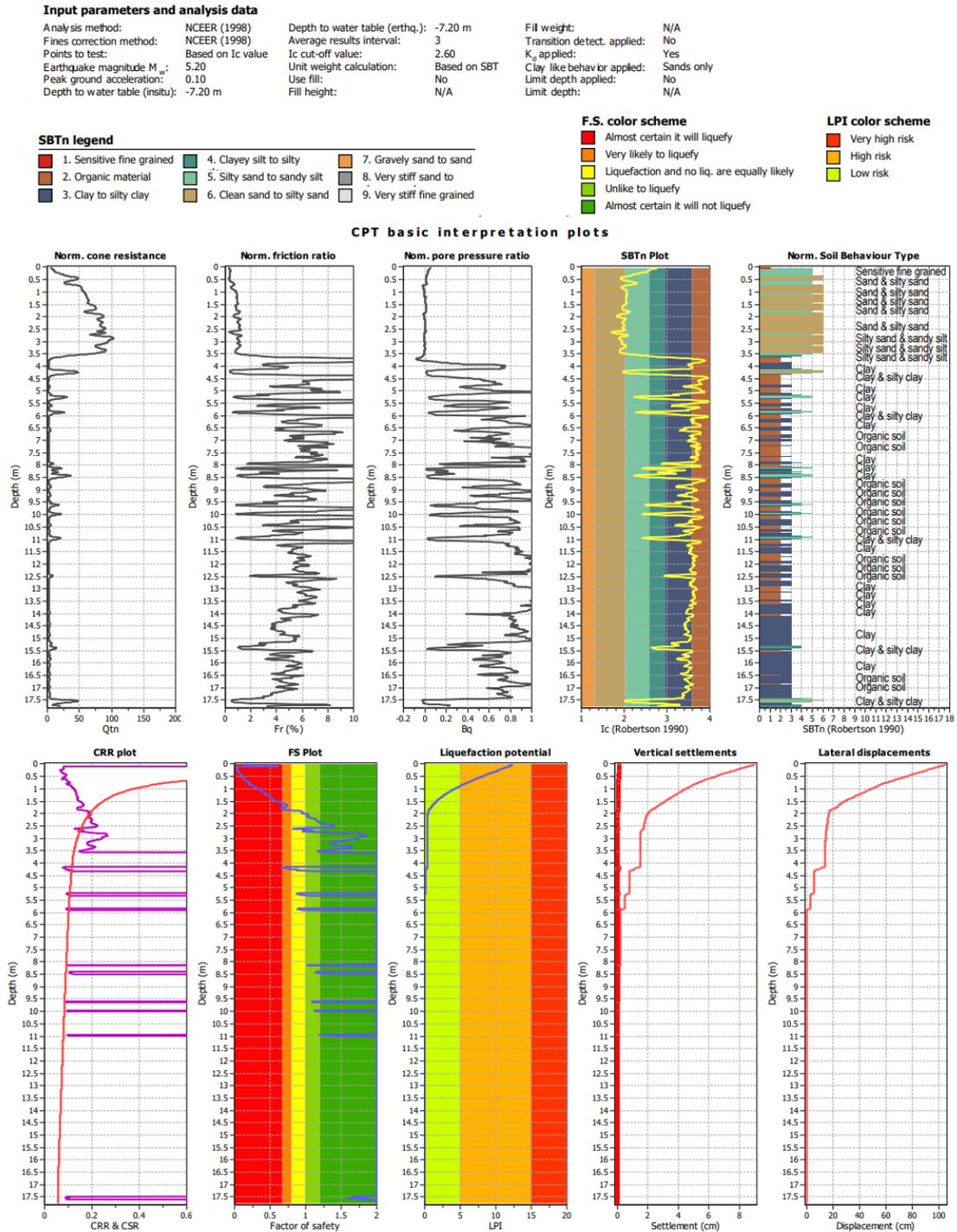
Nella zona in corrispondenza delle berme è stata svolta un'ulteriore simulazione maggiormente cautelativa (scenario b). In corrispondenza delle berme, invece di utilizzare l'altezza equivalente dell'intero rilevato, come invece è stato fatto per lo scenario a, è stata considerata una minore altezza di materiale pari a quella del materiale effettivamente presente nella zona delle berme. In questo scenario la simulazione riporta un rischio di liquefazione molto basso con 1,05 di LPI. I punti liquefacibili però si trovano esclusivamente nei primi 1-1,2 m, considerando che verrà realizzata uno scanno di imbasamento di spessore 1,2 m attraverso la posa in opera di materiale con pezzature maggiori e quindi non suscettibile al fenomeno della liquefazione, il rischio di liquefazione reale rimane nullo anche nello scenario b.

1.2. Sez. GG

Per la verifica della sezione GG si utilizza il sondaggio CPTE4.

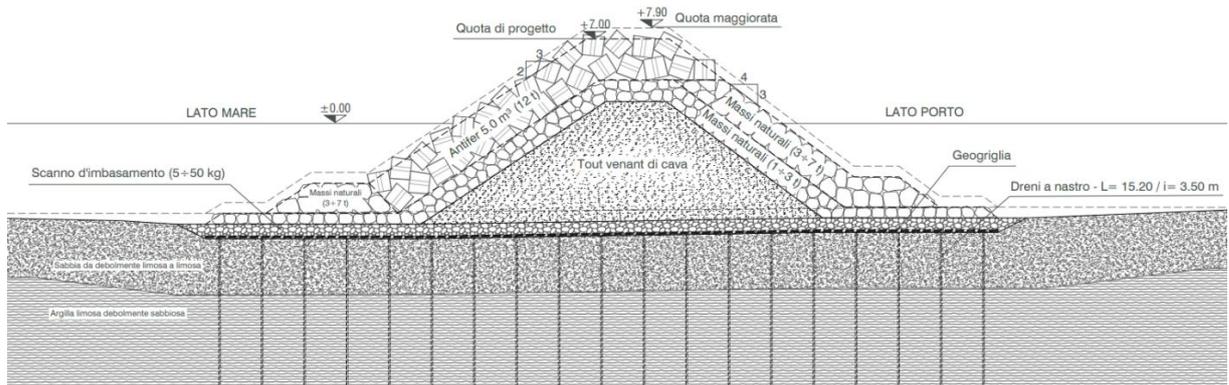
Ante-operam

Si riportano i risultati dell'analisi eseguita per il sito d'intervento nelle condizioni odierne.



Post-operam

Si considera la sezione GG riportata nell'immagine seguente.



Vengono considerati due scenari di carico differenti.

- a) Nel primo si ricava l'altezza del rettangolo con area equivalente a quella della sezione e stessa impronta; l'altezza equivalente così ottenuta (7,1 m) è utilizzata per inserire nel modello uno strato fittizio costituito da un materiale con $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ che simula l'incremento tensionale indotto dalla costruzione del rilevato.
- b) Nel secondo si considera l'incremento tensionale indotto nella zona del piede della scogliera; per la sua stima si è considerato il rettangolo equivalente relativo alla sola berma. Ciò equivale a una scelta cautelativa in quanto il bulbo di incremento tensionale determinato dall'intera sezione aumenta maggiormente lo stato tensionale nella zona del piede rispetto al caso in cui si considera la sola berma. L'altezza equivalente così ottenuta (2,6 m) è utilizzata per inserire nel modello uno strato fittizio costituito da un materiale con $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ che simula l'incremento tensionale indotto dalla berma.

Post-operam (scenario a)

Rispetto alla situazione ante-operam viene inserito nel modello un sovraccarico di altezza pari a 7,1 m con $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino – I Lotto Funzionale – I Stralcio

Progetto Esecutivo – Darsena Pescherecci e viabilità di accesso al cantiere

RCG-Relazione di calcolo geotecnico

Si riportano i risultati dell'analisi eseguita.

Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	-0.10 m	Fill weight:	18.00 kN/m ³
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K _v applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	5.20	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.10	Use fill:	Yes	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	-7.20 m	Fill height:	7.10 m	Limit depth:	N/A

SBTn legend

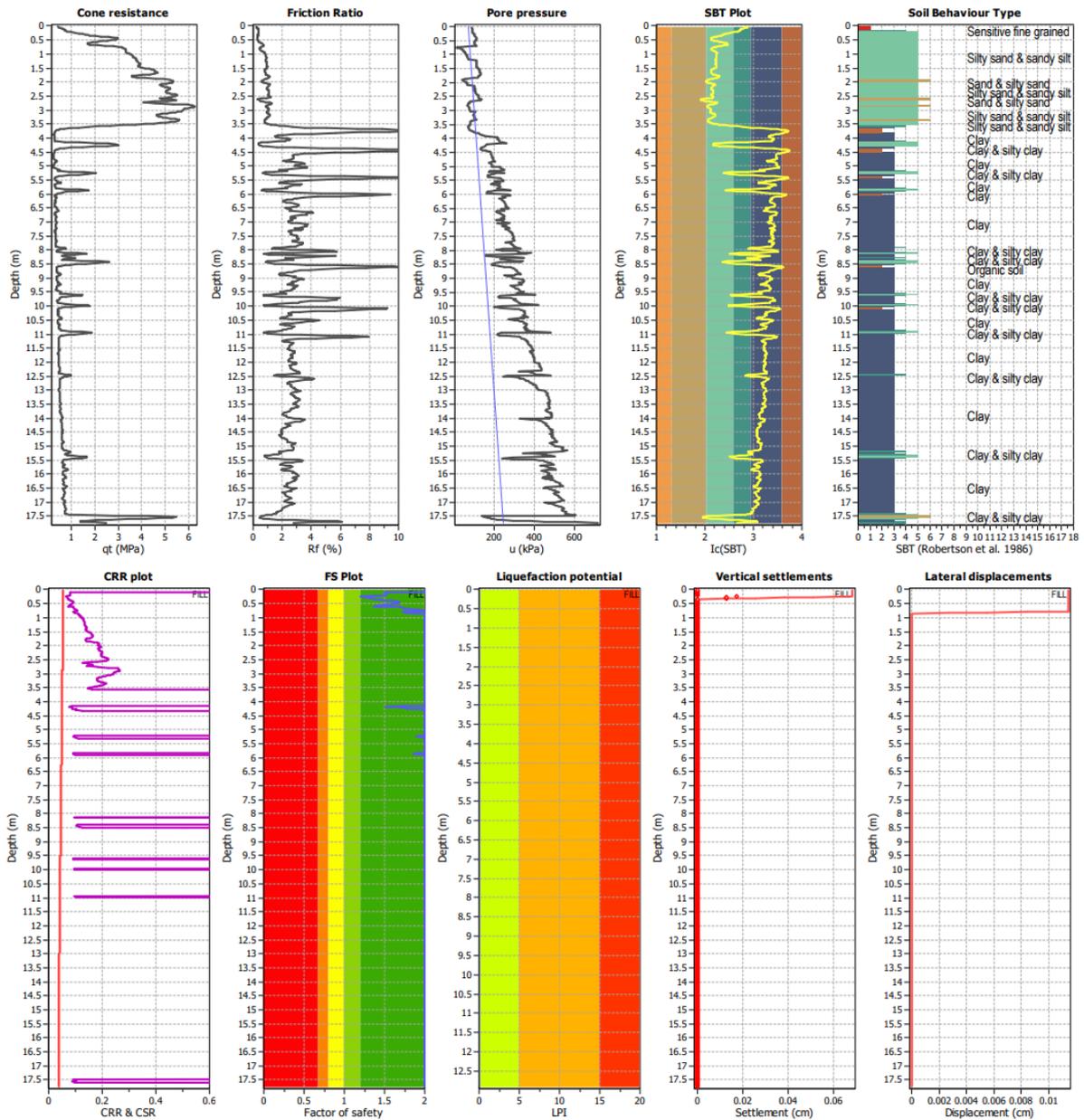
 1. Sensitive fine grained	 4. Clayey silt to silty	 7. Gravely sand to sand
 2. Organic material	 5. Silty sand to sandy silt	 8. Very stiff sand to
 3. Clay to silty clay	 6. Clean sand to silty sand	 9. Very stiff fine grained

F.S. color scheme

 Almost certain it will liquefy
 Very likely to liquefy
 Liquefaction and no liq. are equally likely
 Unlike to liquefy
 Almost certain it will not liquefy

LPI color scheme

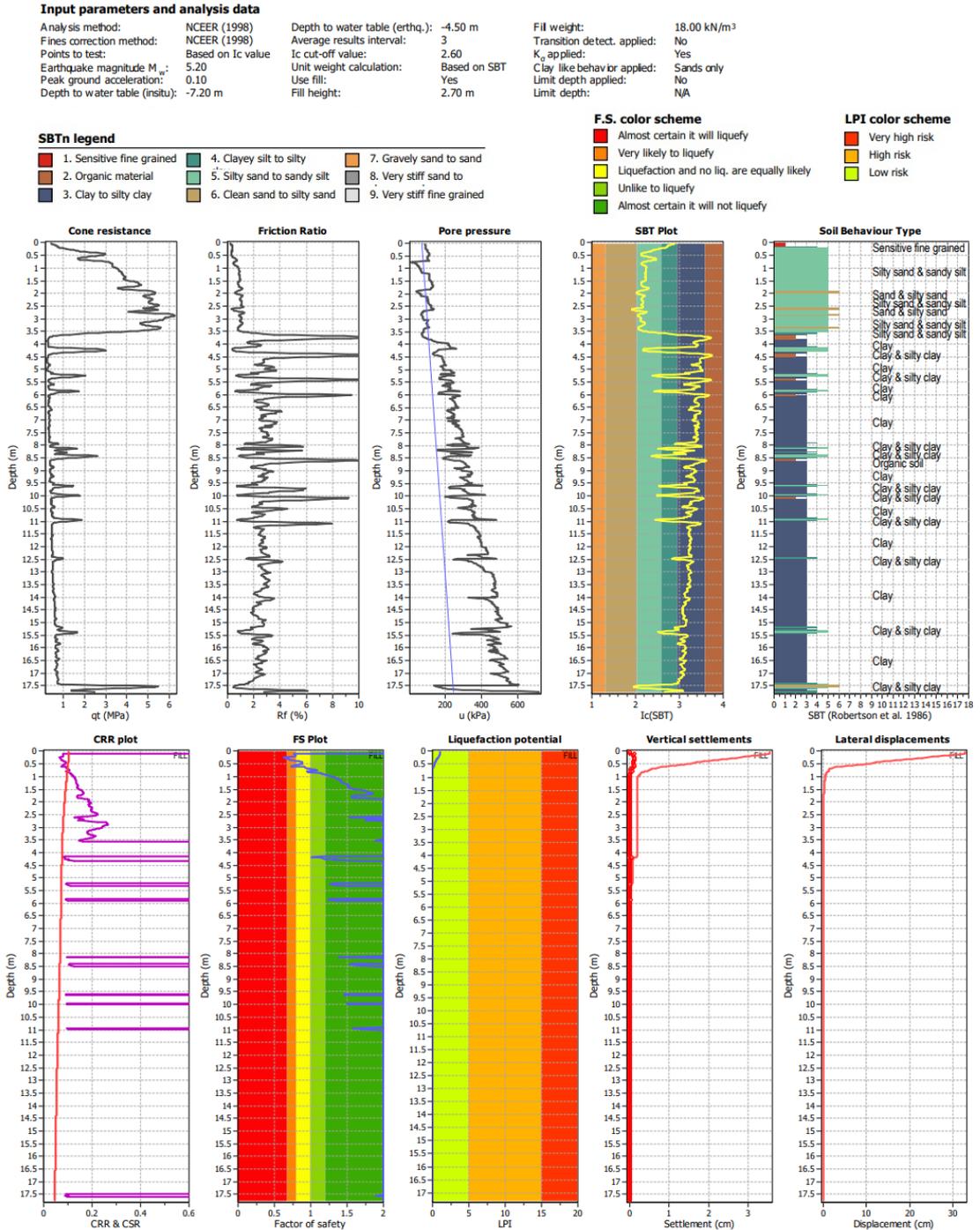
 Very high risk
 High risk
 Low risk



Post-operam (scenario b)

Rispetto alla situazione ante-operam viene inserito nel modello un sovraccarico di altezza pari a 2,6 m con $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

Si riportano i risultati dell'analisi eseguita.



Si riportano nella tabella seguente i valori di LPI dei tre diversi scenari di calcolo adottati.

Scenario di calcolo	LPI	Rischio
Ante-operam	12,3	Rischio alto
Post-operam (scenario a)	0	Rischio nullo
Post-operam (scenario b)	1,07	Rischio molto basso

Il sito in esame è parzialmente suscettibile al fenomeno della liquefazione.

La realizzazione del rilevato in progetto, con il conseguente aumento delle tensioni litostatiche, azzerava il rischio di liquefazione nell'area d'impronta della diga, l'indice LPI è infatti pari a zero e tutti i punti di calcolo presentano coefficienti di sicurezza FS maggiori di 2 (scenario a).

Nella zona in corrispondenza delle berme è stata svolta un'ulteriore simulazione maggiormente cautelativa (scenario b). In corrispondenza delle berme, invece di utilizzare l'altezza equivalente dell'intero rilevato, come invece è stato fatto per lo scenario a, è stata considerata una minore altezza di materiale pari a quella del materiale effettivamente presente nella zona delle berme. In questo scenario la simulazione riporta un rischio di liquefazione molto basso con 1,07 di LPI. I punti liquefacibili però si trovano esclusivamente nei primi 0,9 m, considerando che verrà realizzata uno scanno di imbasamento di spessore 1,2 m attraverso la posa in opera di materiale con pezzature maggiori e quindi non suscettibile al fenomeno della liquefazione, il rischio di liquefazione reale rimane nullo anche nello scenario b.

1.3. Sez. MM

Per la verifica della sezione MM si utilizza il sondaggio CPTE15.

Ante-operam

Si riportano i risultati dell'analisi eseguita per il sito d'intervento nelle condizioni odierne.

Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	-6.20 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K_p applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	5.20	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.10	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	-6.20 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

SBTn legend

1. Sensitive fine grained	4. Clayey silt to silty	7. Gravely sand to sand
2. Organic material	5. Silty sand to sandy silt	8. Very stiff sand to
3. Clay to silty clay	6. Clean sand to silty sand	9. Very stiff fine grained

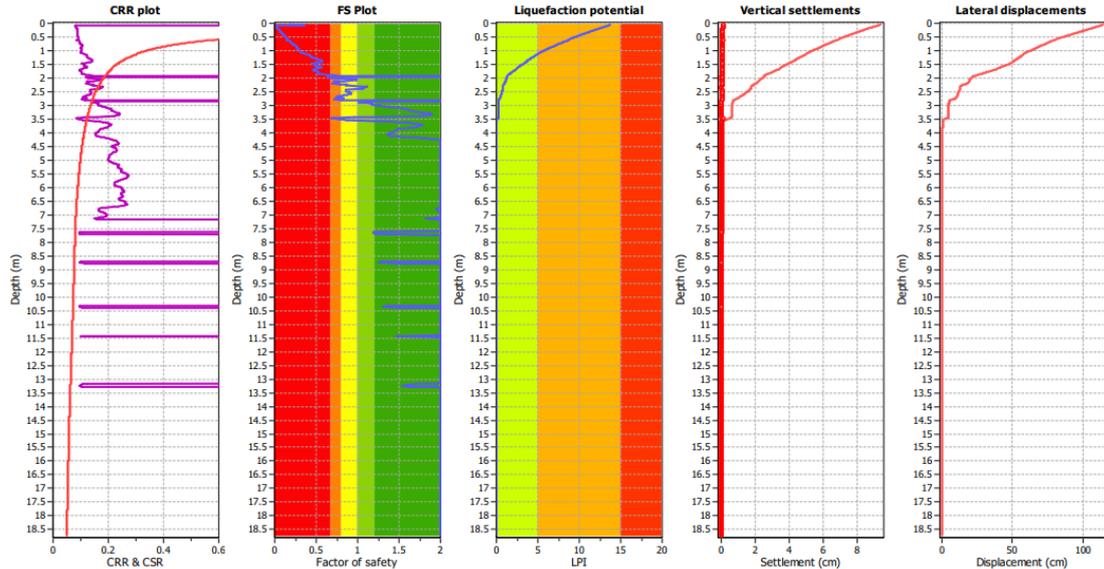
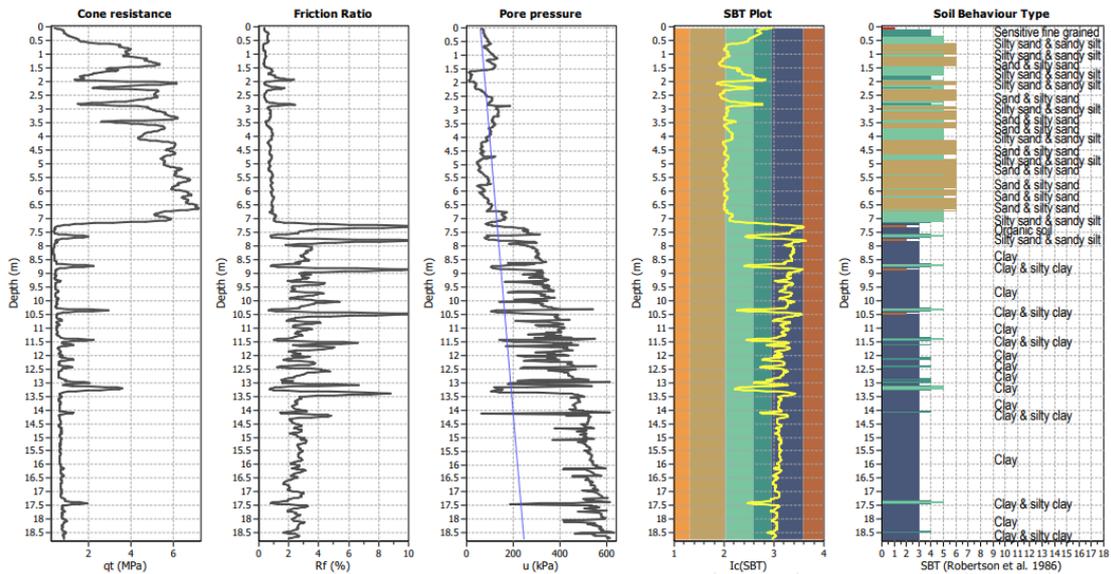
F.S. color scheme

Almost certain it will liquefy
Very likely to liquefy
Liquefaction and no liq. are equally likely
Unlike to liquefy
Almost certain it will not liquefy

LPI color scheme

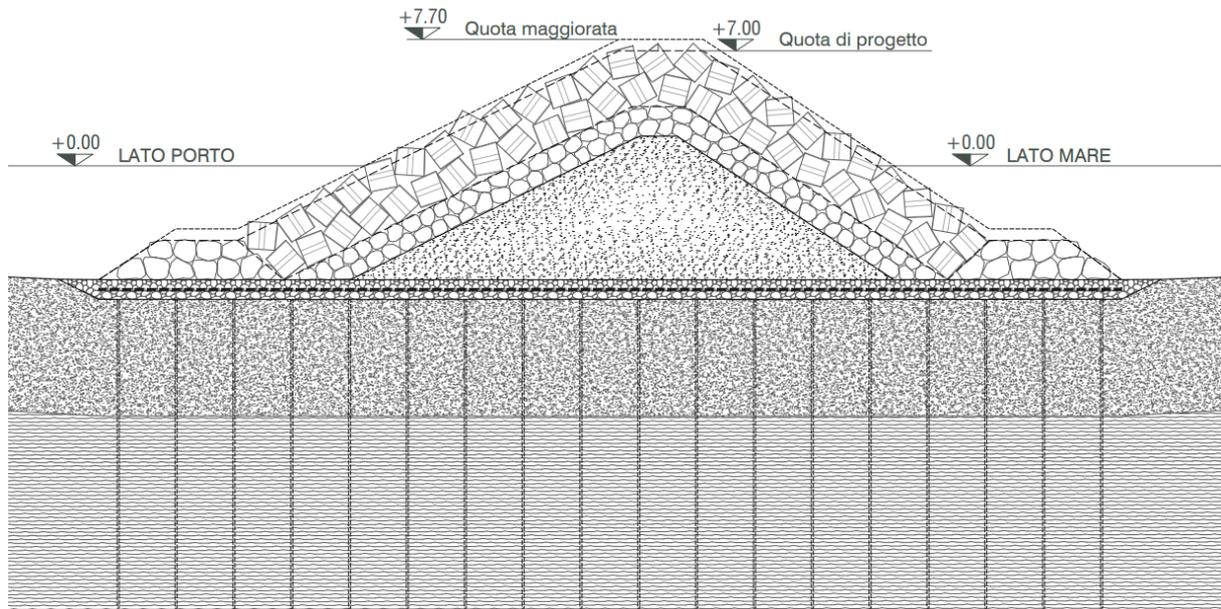
Very high risk
High risk
Low risk

CPT basic interpretation plots



Post-operam

Si considera la sezione MM riportata nell'immagine seguente.



Vengono considerati due scenari di carico differenti.

- Nel primo si ricava l'altezza del rettangolo con area equivalente a quella della sezione e stessa impronta; l'altezza equivalente così ottenuta (7 m) è utilizzata per inserire nel modello uno strato fittizio costituito da un materiale con $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ che simula l'incremento tensionale indotto dalla costruzione del rilevato.
- Nel secondo si considera l'incremento tensionale indotto nella zona del piede della scogliera; per la sua stima si è considerato il rettangolo equivalente relativo alla sola berma. Ciò equivale a una scelta cautelativa in quanto il bulbo di incremento tensionale determinato dall'intera sezione aumenta maggiormente lo stato tensionale nella zona del piede rispetto al caso in cui si considera la sola berma. L'altezza equivalente così ottenuta (2 m) è utilizzata per inserire nel modello uno strato fittizio costituito da un materiale con $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ che simula l'incremento tensionale indotto dalla berma.

Post-operam (scenario a)

Rispetto alla situazione ante-operam viene inserito nel modello un sovraccarico di altezza pari a 7 m con

Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino – I Lotto Funzionale – I Stralcio

Progetto Esecutivo – Darsena Pescherecci e viabilità di accesso al cantiere

RCG-Relazione di calcolo geotecnico

$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

Si riportano i risultati dell'analisi eseguita.

Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	0.80 m	Fill weight:	18.00 kN/m ³
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K _v applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	5.20	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.10	Use fill:	Yes	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	-6.20 m	Fill height:	7.00 m	Limit depth:	NA

SBTn legend

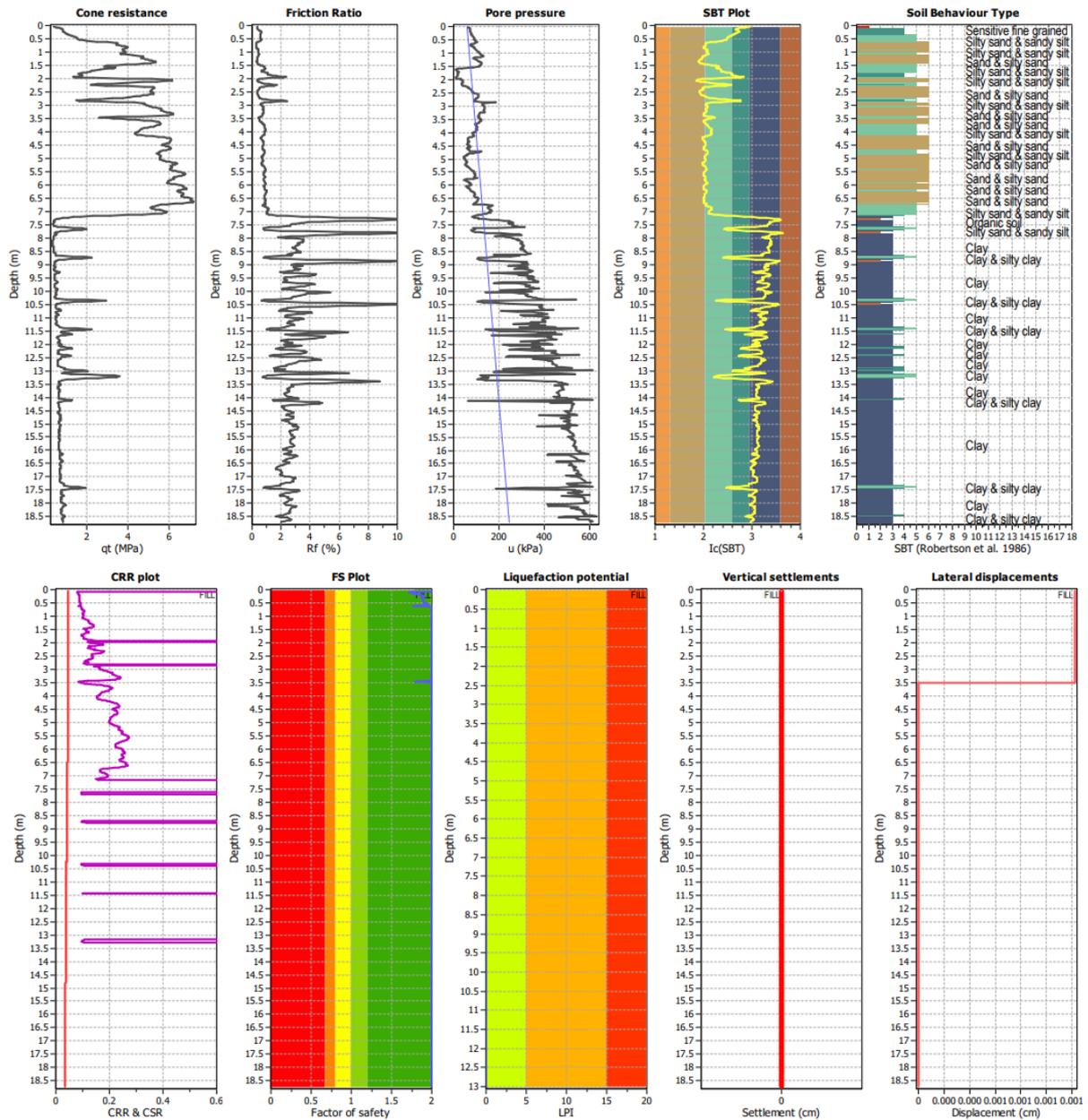
1. Sensitive fine grained	4. Clayey silt to silty	7. Gravely sand to sand
2. Organic material	5. Silty sand to sandy silt	8. Very stiff sand to
3. Clay to silty clay	6. Clean sand to silty sand	9. Very stiff fine grained

F.S. color scheme

Almost certain it will liquefy
Very likely to liquefy
Liquefaction and no liq. are equally likely
Unlike to liquefy
Almost certain it will not liquefy

LPI color scheme

Very high risk
High risk
Low risk



Post-operam (scenario b)

Rispetto alla situazione ante-operam viene inserito nel modello un sovraccarico di altezza pari a 2 m
con

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3.$$

Si riportano i risultati dell'analisi eseguita.

Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino – I Lotto Funzionale – I Stralcio

Progetto Esecutivo – Darsena Pescherecci e viabilità di accesso al cantiere

RCG-Relazione di calcolo geotecnico

Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erth.):	-4.00 m	Fill weight:	18.00 kN/m ³
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K ₀ applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	5.20	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.10	Use fill:	Yes	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	-6.20 m	Fill height:	2.20 m	Limit depth:	N/A

SBTn legend

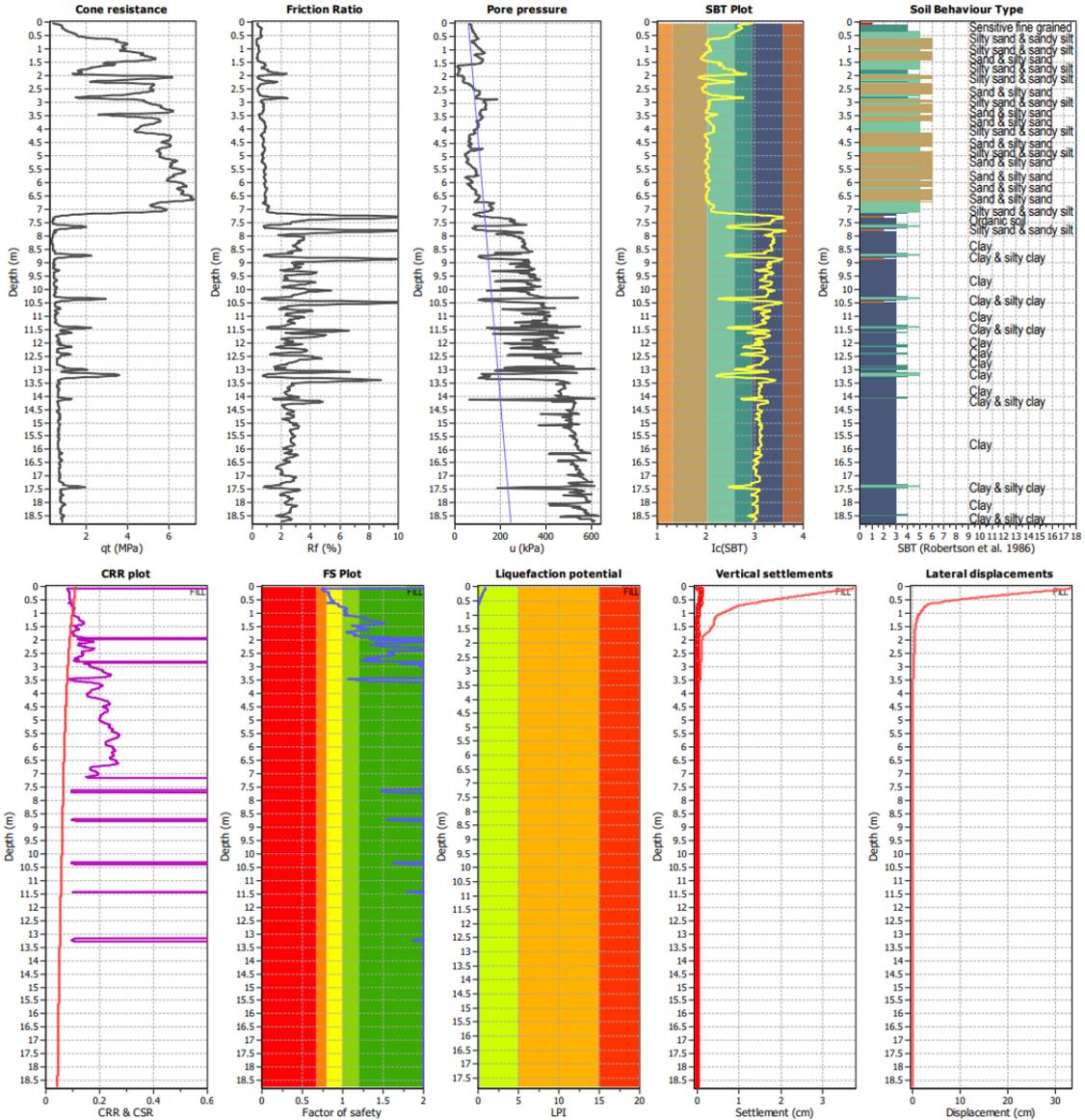
1. Sensitive fine grained	4. Clayey silt to silty	7. Gravely sand to sand
2. Organic material	5. Silty sand to sandy silt	8. Very stiff sand to
3. Clay to silty clay	6. Clean sand to silty sand	9. Very stiff fine grained

F.S. color scheme

Almost certain it will liquefy
Very likely to liquefy
Liquefaction and no liq. are equally likely
Unlike to liquefy
Almost certain it will not liquefy

LPI color scheme

Very high risk
High risk
Low risk



Si riportano nella tabella seguente i valori di LPI dei tre diversi scenari di calcolo adottati.

Scenario di calcolo	LPI	Rischio
---------------------	-----	---------

Ante-operam	13,8	Rischio alto
Post-operam (scenario a)	0	Rischio nullo
Post-operam (scenario b)	0,92	Rischio molto basso

Il sito in esame è parzialmente suscettibile al fenomeno della liquefazione.

La realizzazione del rilevato in progetto, con il conseguente aumento delle tensioni litostatiche, azzerava il rischio di liquefazione nell'area d'impronta della diga, l'indice LPI è infatti pari a zero e tutti i punti di calcolo presentano coefficienti di sicurezza FS maggiori di 2 (scenario a).

Nella zona in corrispondenza delle berme è stata svolta un'ulteriore simulazione maggiormente cautelativa (scenario b). In corrispondenza delle berme, invece di utilizzare l'altezza equivalente dell'intero rilevato, come invece è stato fatto per lo scenario a, è stata considerata una minore altezza di materiale pari a quella del materiale effettivamente presente nella zona delle berme. In questo scenario la simulazione riporta un rischio di liquefazione molto basso con 0,92 di LPI. I punti liquefacibili però si trovano esclusivamente nei primi 1,2 m, considerando che verrà realizzata uno scanno di imbasamento di spessore 1,2 m attraverso la posa in opera di materiale con pezzature maggiori e quindi non suscettibile al fenomeno della liquefazione, il rischio di liquefazione reale rimane nullo anche nello scenario b.

1.4. Sez. RR

Per la verifica della sezione RR si utilizza il sondaggio CPTE6.

Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino – I Lotto Funzionale – I Stralcio

Progetto Esecutivo – Darsena Pescherecci e viabilità di accesso al cantiere

RCG-Relazione di calcolo geotecnico

Ante-operam

Si riportano i risultati dell'analisi eseguita per il sito d'intervento nelle condizioni odierne.

Input parameters and analysis data

Analysis method: NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.): -4.55 m	Fill weight: N/A
Fines correction method: NCEER (1998)	Average results interval: 3	Transition detect. applied: No
Points to test: Based on Ic value	Ic cut-off value: 2.60	K_p applied: Yes
Earthquake magnitude M_w : 5.20	Unit weight calculation: Based on SBT	Clay like behavior applied: Sands only
Peak ground acceleration: 0.10	Use fill: No	Limit depth applied: No
Depth to water table (insitu): -4.55 m	Fill height: N/A	Limit depth: N/A

SBTn legend

1. Sensitive fine grained	4. Clayey silt to silty	7. Gravely sand to sand
2. Organic material	5. Silty sand to sandy silt	8. Very stiff sand to
3. Clay to silty clay	6. Clean sand to silty sand	9. Very stiff fine grained

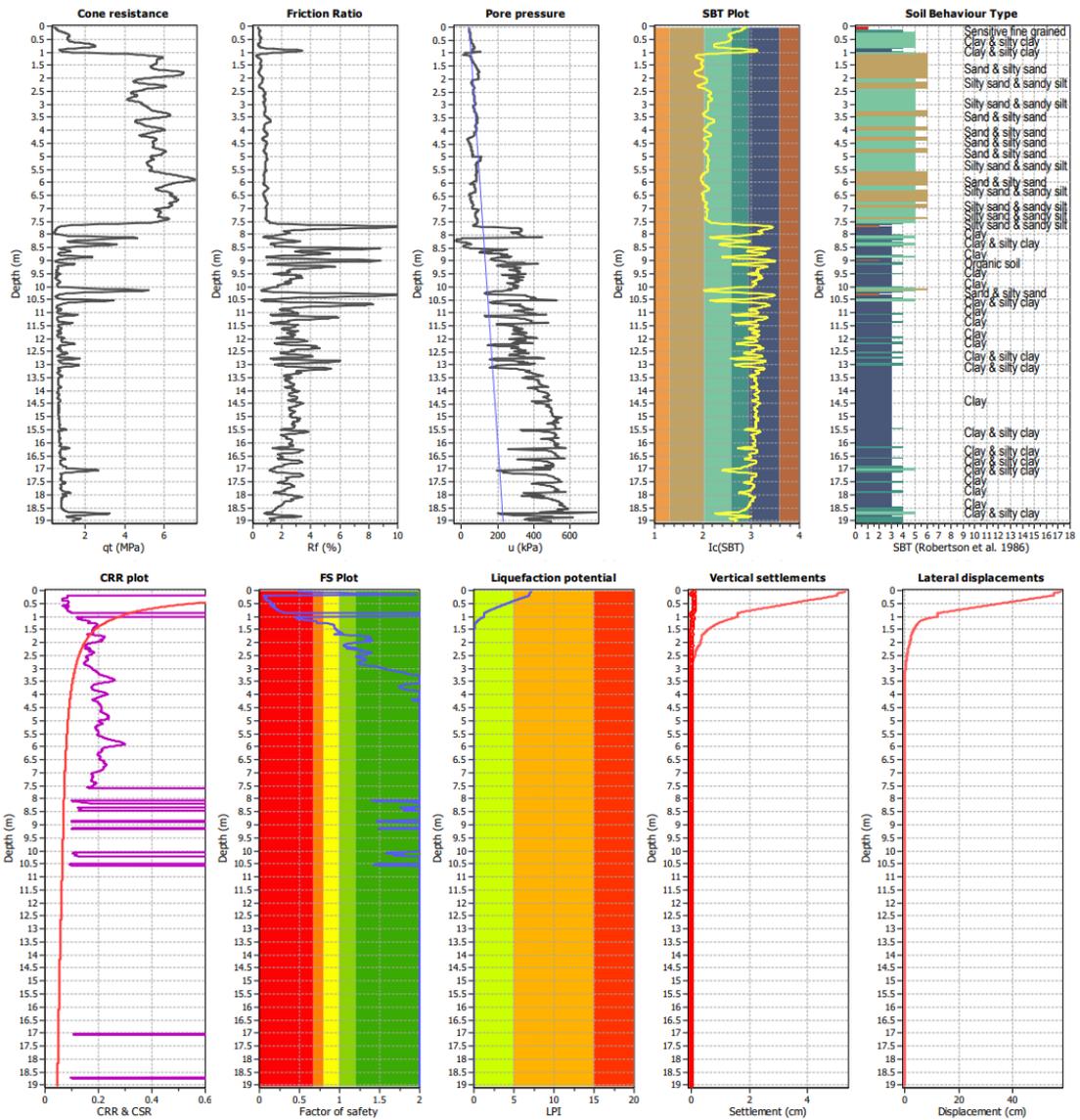
F.S. color scheme

Almost certain it will liquefy
Very likely to liquefy
Liquefaction and no liq. are equally likely
Unlike to liquefy
Almost certain it will not liquefy

LPI color scheme

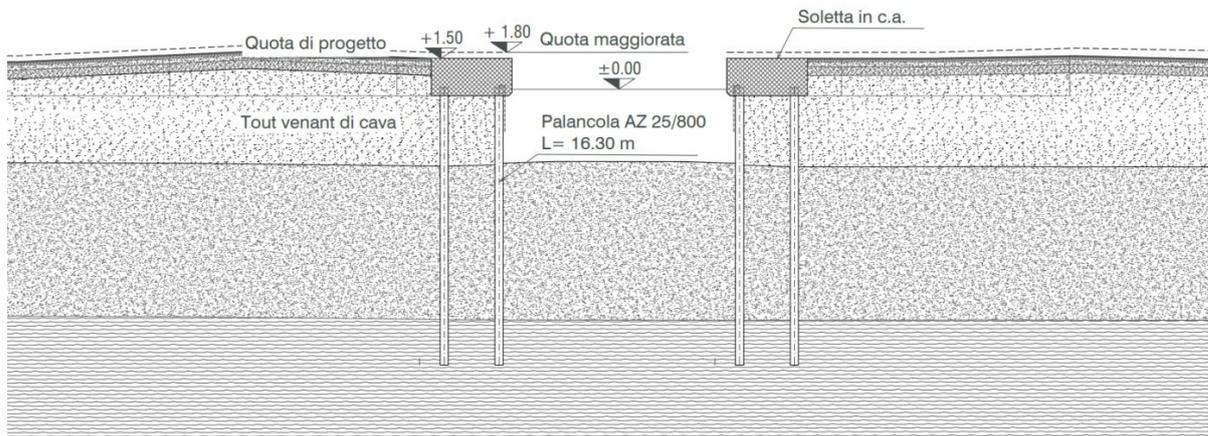
Very high risk
High risk
Low risk

CPT basic interpretation plots



Post-operam

Si considera la sezione RR riportata nell'immagine seguente.



Vengono considerati due scenari di carico differenti.

- a) Nel primo si ricava l'altezza del rettangolo con area equivalente a quella della sezione e stessa impronta; l'altezza equivalente così ottenuta (6,3 m) è utilizzata per inserire nel modello uno strato fittizio costituito da un materiale con $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ che simula l'incremento tensionale indotto dalla costruzione del rilevato.
- b) Nel secondo si considera una verticale esterna alla sezione della diga localizzata a valle del palancolato costituente il banchinamento. Non viene cautelativamente considerato l'incremento tensionale indotto dai rilevati posti a monte delle paratie cofferdam che causano un bulbo di incremento tensionale che ha effetti oltre la loro impronta geometrica.

Post-operam (scenario a)

Rispetto alla situazione ante-operam viene inserito nel modello un sovraccarico di altezza pari a 6,3 m con $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

Si riportano i risultati dell'analisi eseguita.

Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino – I Lotto Funzionale – I Stralcio

Progetto Esecutivo – Darsena Pescherecci e viabilità di accesso al cantiere

RCG-Relazione di calcolo geotecnico

Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (earthq.):	1.70 m	Fill weight:	18.00 kN/m ³
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K _v applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	5.20	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.10	Use fill:	Yes	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	-4.55 m	Fill height:	6.30 m	Limit depth:	N/A

SBTn legend

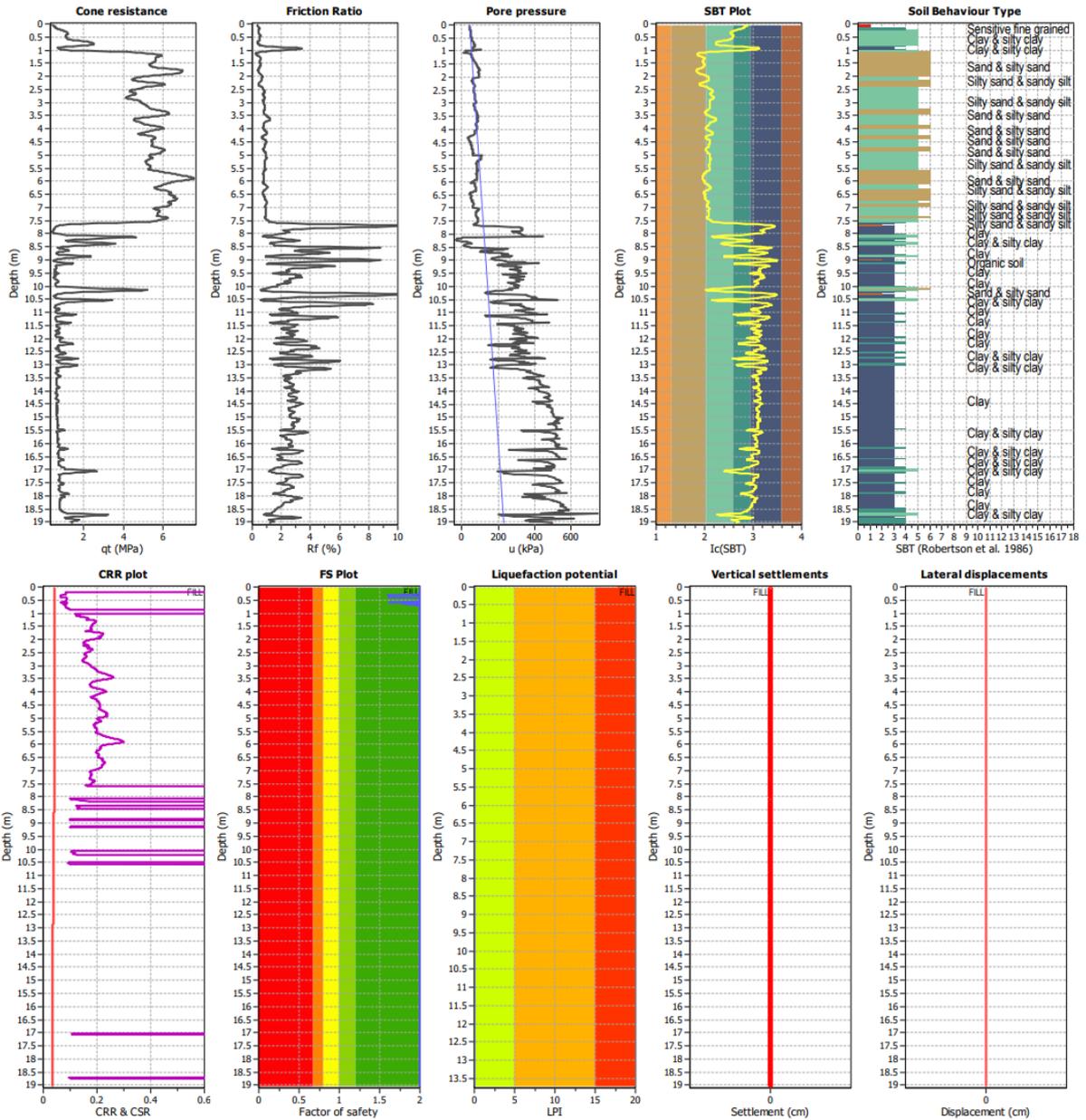
- | | | |
|---------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty | 7. Gravely sand to sand |
| 2. Organic material | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to |
| 3. Clay to silty clay | 6. Clean sand to silty sand | 9. Very stiff fine grained |

F.S. color scheme

- Almost certain it will liquefy
- Very likely to liquefy
- Liquefaction and no liq. are equally likely
- Unlike to liquefy
- Almost certain it will not liquefy

LPI color scheme

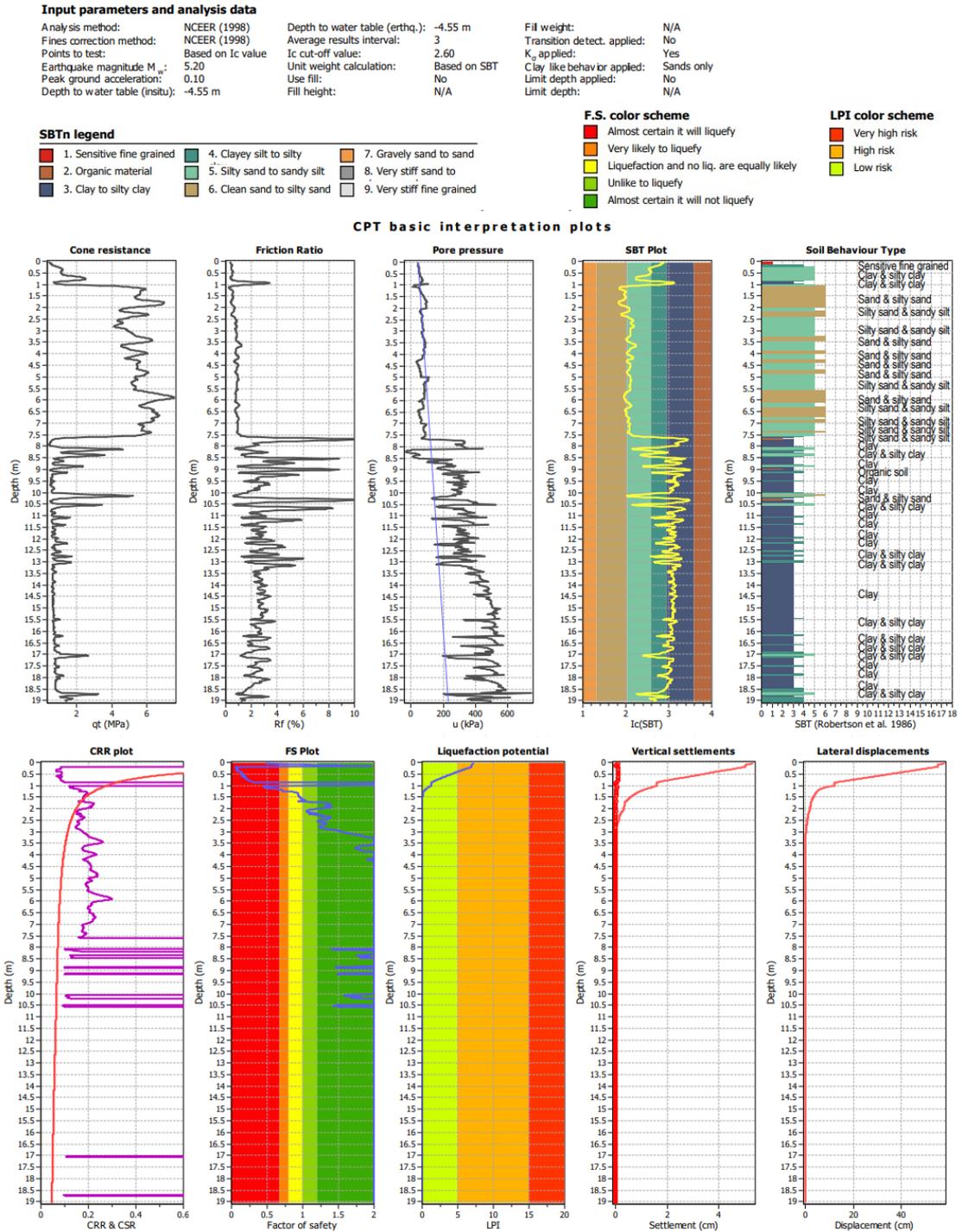
- Very high risk
- High risk
- Low risk



Post-operam (scenario b)

RCG-Relazione di calcolo geotecnico

La condizione di questo scenario è la stessa di quella relativa alle condizioni ante operam. Non è infatti previsto alcun dragaggio nella zona e, cautelativamente, non viene considerato l'incremento tensionale indiretto causato dalla realizzazione dei rilevati.



Si riportano nella tabella seguente i valori di LPI dei tre diversi scenari di calcolo adottati.

Scenario di calcolo	LPI	Rischio
Ante-operam	7,15	Rischio alto
Post-operam (scenario a)	0	Rischio nullo
Post-operam (scenario b)	7,15	Rischio alto

Il sito in esame è parzialmente suscettibile al fenomeno della liquefazione.

La realizzazione del rilevato in progetto, con il conseguente aumento delle tensioni litostatiche, azzerava il rischio di liquefazione nell'area d'impronta della diga, l'indice LPI è infatti pari a zero e tutti i punti di calcolo presentano coefficienti di sicurezza FS maggiori di 2.

Nella zona a valle del palancoato di banchina per uno spessore pari a 1,8 m (da quota -4,55 m.s.l.m. a quota - 6,35 m.s.l.m) i fattori di sicurezza nei riguardi della liquefazione risultano inferiori a 1, determinando un valore di LPI pari a 7,15 cui è associato un rischio alto di liquefazione. Seppur tale fenomeno non riguarda direttamente la sezione della diga, poiché avviene esternamente all'impronta di questa, la perdita di consistenza degli strati più superficiali può alterare la stabilità globale dell'opera e determinare delle sollecitazioni strutturali ingenti. Al fine di verificare che non venga in nessun modo compromessa la stabilità della struttura la sezione RR è stata ricalcolata aggiornando il modello di calcolo Plaxis 2D e rimuovendo lo strato più superficiale liquefacibile posto a valle del cofferdam. L'ipotesi adottata è cautelativa poiché determina una perdita totale della resistenza meccanica dell'interno strato a rischio liquefazione. Le verifiche sono state effettuate utilizzando la combinazione sismica [2.5.5.] delle NTC 2018, la liquefazione si manifesta infatti a seguito di un evento sismico.

Verifiche sezione RR aggiornate

Verifica stabilità cofferdam

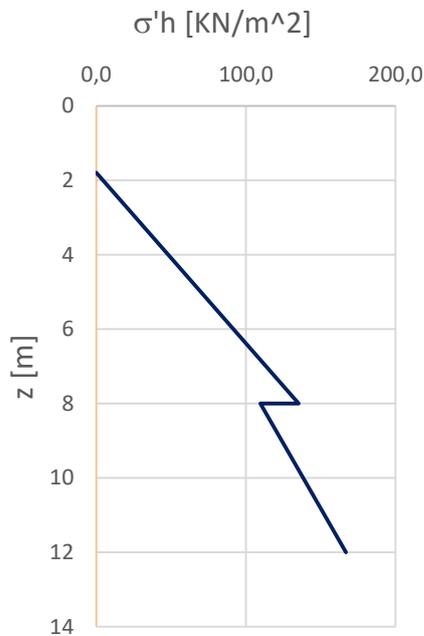
Vengono rieseguite le verifiche di stabilità del cofferdam descritta nella relazione di calcolo. In particolare, viene confrontato lo stato tensionale orizzontale efficace sul lato di valle della paratia con lo stato tensionale orizzontale efficace limite (calcolato secondo le formulazioni di Rankine). Il modello numerico eseguito su Plaxis 2D è stato aggiornato eliminando lo strato a rischio liquefazione di 1,8 m e sostituendolo con un carico uniformemente distribuito pari a 16,2 KN/m². Lo strato

liquefatto non è infatti in grado di esercitare una spinta passiva però il suo peso proprio contribuisce allo sviluppo delle spinte passive degli strati sottostanti non liquefatti. Tale assunzione risulta comunque essere molto cautelativa perché presuppone che lo strato a rischio liquefazione liquefaccia interamente e istantaneamente perdendo completamente le sue proprietà meccaniche

Nella tabella seguente sono riportati i valori delle tensioni orizzontali limite $\sigma'h$ calcolate con la teoria di Rankine. La coesione, avendo valori molto ridotti, non è stata considerata, ne risulta che $\sigma' h = \sigma' v k_p$.

γ [kN/m ³]	sen ϕ [-]	z [m]	$\sigma'v$ [kN/m ²]	k_p [-]	$\sigma'h$ [kN/m ²]
19	0,42	1,8	0,0	2,38	0,0
19	0,42	8	57,0	2,38	135,2
17,25	0,32	8	57,0	1,92	109,6
17,25	0,32	12	86,7	1,92	166,9

Nella figura seguente sono diagrammati i valori di $\sigma'h$ in funzione della profondità z.



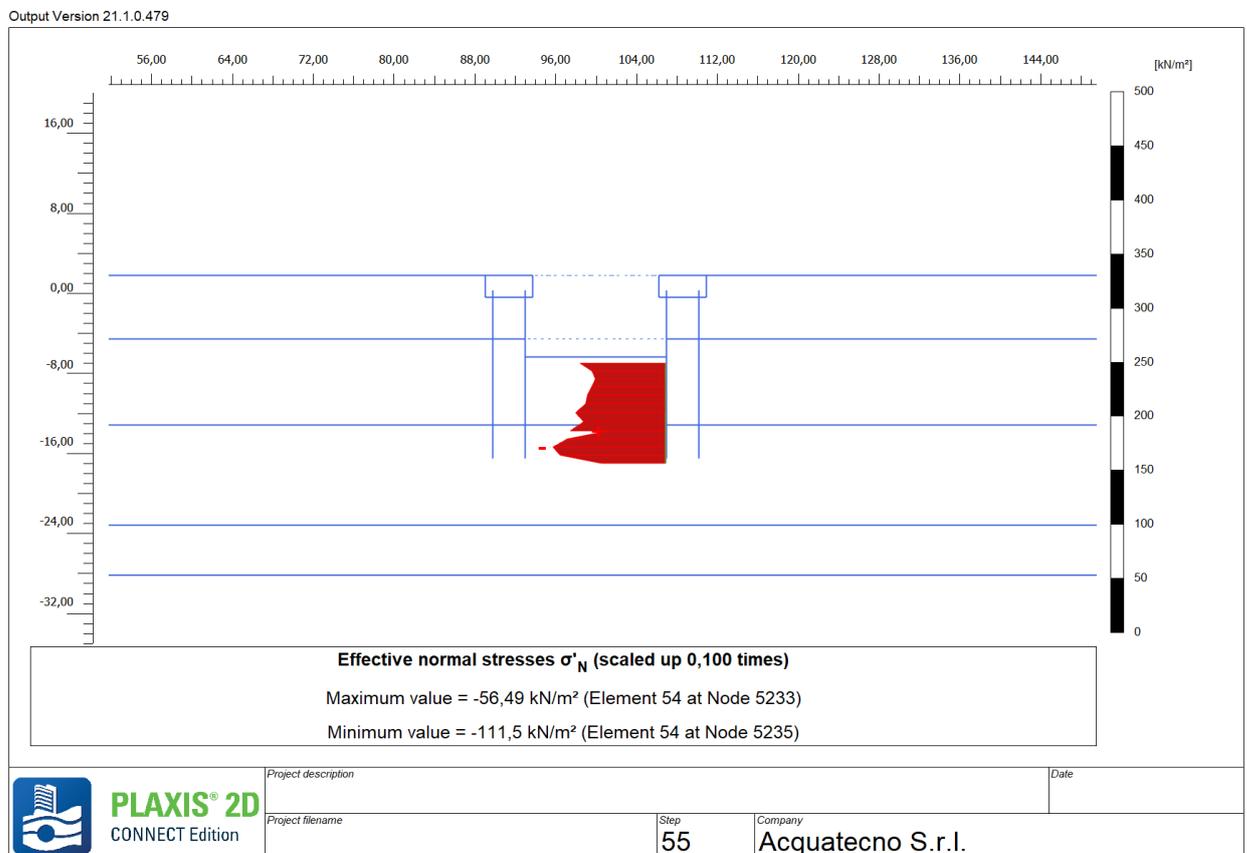
Eseguendo l'integrale dell'andamento delle tensioni si ottiene la risultante delle $\sigma'h$, il valore ottenuto è di 972,3 kN/m.

Si considera anche il contributo dovuto al sovraccarico q dello strato di terreno liquefatto di 1,8 m. Questo vale:

$$k_{p1} \cdot q \cdot z_1 + k_{p2} \cdot q \cdot z_2 = 2,38 \cdot 16,2 \cdot 6,2 + 1,92 \cdot 16,2 \cdot 4 = 363,4 \text{ KN/m.}$$

La risultante calcolata con le tensioni limite è pari a 1335,7 KN/m.

Nella figura seguente sono diagrammate le tensioni ottenute dagli output del programma.



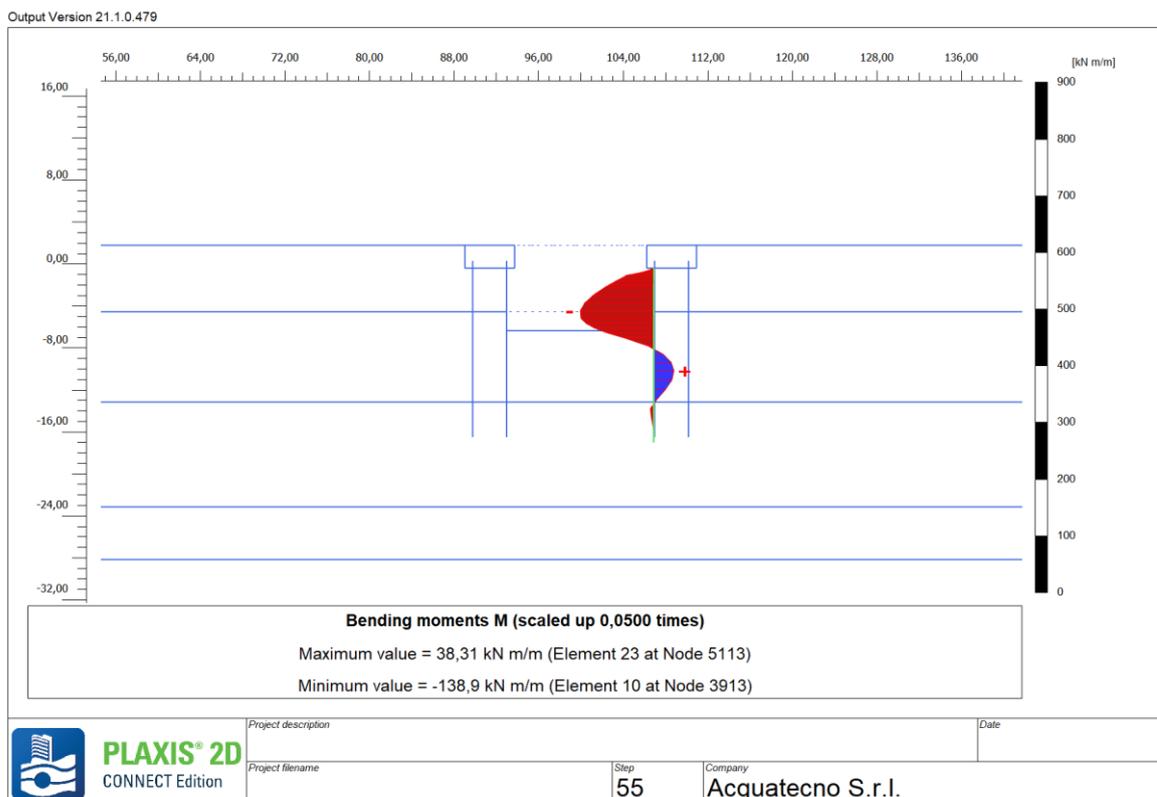
La risultane delle tensioni normali alla palancola lato valle è pari a 844,8 kN/m. Dal confronto con la risultante delle tensioni limite di Rankine si ottiene un coefficiente pari a 1,58. La verifica è quindi soddisfatta.

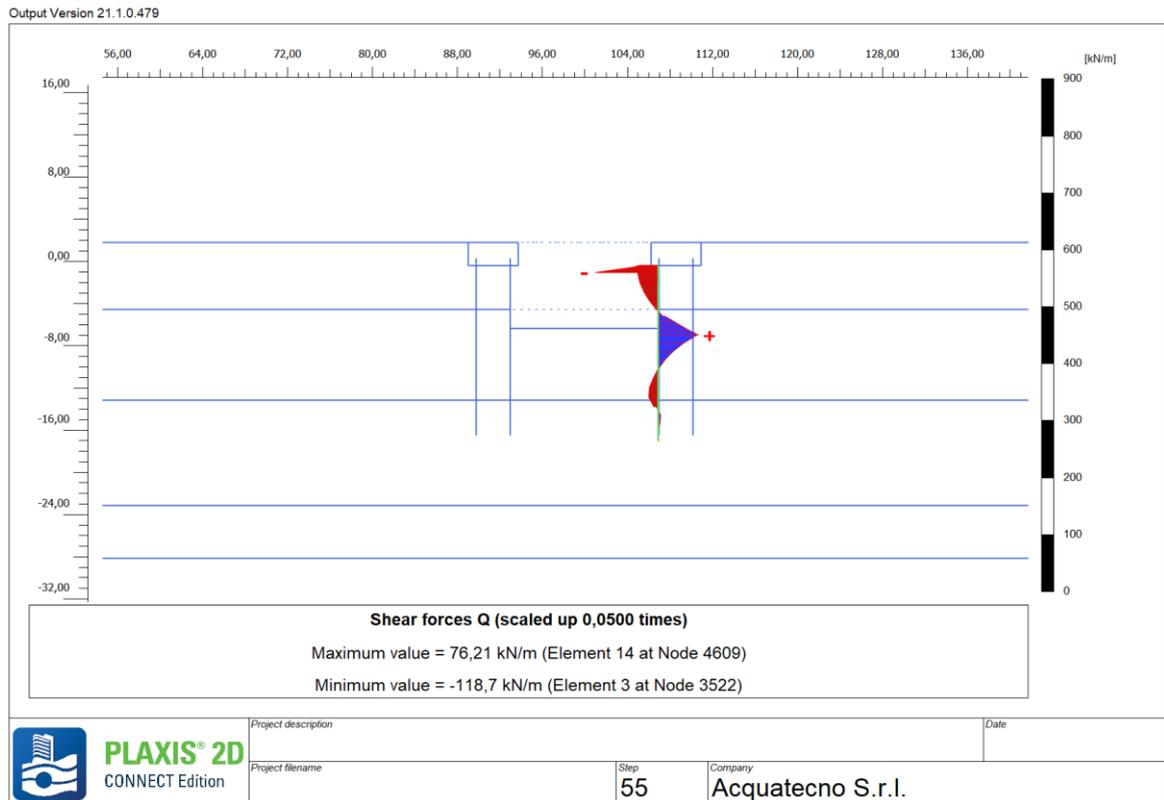
Verifica strutturale palancolati

Vengono rieseguite le verifiche strutturali del palancolato interno descritte nella relazione di calcolo. Per la definizione dei valori di resistenza delle sezioni dei palancolati si rimanda alla relazione di calcolo “RCG-Relazione di calcolo geotecnico”.

Verifica palanca interna:

Si riportano nelle due figure seguenti i diagrammi di momento e taglio agenti sulla palanca interna che risulta essere la più sollecitata.





Sia per l'azione flettente che per quella tagliante sono stati estratti due diversi valori dai rispettivi diagrammi, uno relativo alla massima sollecitazione della zona di splash, l'altro relativo alla massima sollecitazione della zona dove la palancola è infissa. Nella tabella seguenti sono messi a confronto i valori di sollecitazione con i valori di resistenza delle due zone.

Zona	Taglio resistente Vrd	Taglio agente Ved	Momento resistente Mrd	Momento agente Med
[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m*m]	[kN/m*m]
Zona di splash	416	118,7	361	138,9
Zona di infissione	829	76	718	21,8

Tabella 37– Sez. II, palancola, valori delle sollecitazioni e delle resistenze

Le verifiche strutturali della palancola risultano soddisfatte. I coefficienti di sicurezza della zona di splash delle azioni di momento e taglio risultano rispettivamente 3 e 3,5. I coefficienti di sicurezza della zona di infissione delle azioni di momento e taglio risultano rispettivamente 32 e 10,9.

12. AFFIDABILITÀ CODICE DI CALCOLO

Tipo di analisi svolta

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il codice di calcolo PLAXIS 2D. Il programma è basato sulla modellazione agli elementi finiti. Il fattore di sicurezza restituito dalle analisi di stabilità del software è ottenuto attraverso il metodo automatico phi/c reduction. Il fattore di sicurezza è definito come il rapporto fra la resistenza a taglio disponibile e la minima resistenza a taglio necessaria per garantire l'equilibrio. Si utilizza il criterio di resistenza di Mohr Coulomb, il fattore di sicurezza viene quindi calcolato come:

$$\text{Fattore di sicurezza (SF)} = \frac{c - \sigma_n \tan(\varphi)}{c_r - \sigma_n \tan(\varphi_r)}$$

Dove:

c_r e φ_r sono i parametri di resistenza ridotti che sono appena sufficienti a garantire l'equilibrio.

La coesione e l'angolo di resistenza al taglio vengono ridotti in maniera proporzionale:

$$\frac{c}{c_r} = \frac{\tan(\varphi)}{\tan(\varphi_r)} = \sum M_{SF}$$

La riduzione dei parametri è controllata dal moltiplicatore $\sum M_{SF}$ che viene incrementato step-by-step finché non sopraggiunge il collasso. Il fattore di sicurezza viene definito come il valore di $\sum M_{SF}$ quando si manifesta il collasso.

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consente l'individuazione di errori di modellazione. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dall'utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. 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 delle opere e delle azioni.

12.1. Affidabilità codice Plaxis 2D (Casi prova)

BI-AXIAL SHEARING TEST WITH LINEAR ELASTIC MODEL

BI-AXIAL SHEARING TEST WITH LINEAR ELASTIC MODEL

This document describes an example that has been used to verify the elastic deformation capabilities of PLAXIS, according to Hooke's law of isotropic elasticity. The problem involves shear loading under bi-axial test conditions.

Used version:

- PLAXIS 2D - Version 2018.0
- PLAXIS 3D - Version 2018.0

Geometry: A bi-axial test is conducted on the geometry displayed in Figure 1 for PLAXIS 2D and PLAXIS 3D. In PLAXIS 2D, a square specimen is used ($1 \times 1 \text{ m}^2$), subjected to shear loading equal to 1 kN/m/m . A *line displacement* is used to fix the bottom boundary in the vertical y-direction. The bottom left corner is fixed in both horizontal and vertical directions by use of a *point displacement*. Unit *line loads* are assigned to all four model boundaries. Their direction is presented in Figure 1.

In PLAXIS 3D, a cubic specimen is used ($1 \times 1 \times 1 \text{ m}^3$), subjected to shear loading equal to 1 kN/m^2 . A *surface displacement* is used to fix the bottom boundary in the vertical z-direction. The bottom left edge is fixed in all directions by use of a *line displacement*. Unit *surface loads* are assigned to all six model faces. Their direction is presented in Figure 1. Table 1 summarizes the applied loads per face.

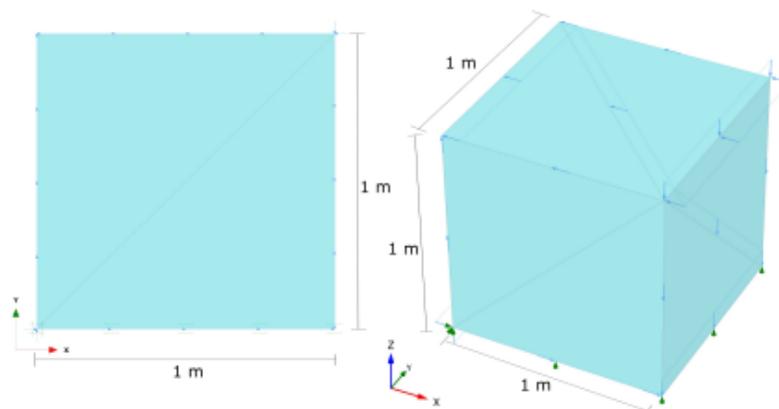


Figure 1 Bi-axial shearing test - loading conditions

Table 1 Loading condition in PLAXIS 3D

Face	Load _x (kN/m ²)	Load _y (kN/m ²)	Load _z (kN/m ²)
Front	-	-	-
Rear	-	-	-
Left	-	-	1.0
Right	-	-	-1.0
Bottom	1.0	-	-
Top	-1.0	-	-

Material: The unit weight γ is set to zero. The remaining material properties are:

VALIDATION & VERIFICATION

Linear elastic $E' = 1000 \text{ kN/m}^2$ $\nu' = 0.25$

Meshing: In order to create an very coarse mesh, the *Expert mesh* settings (without any local refinements) are used for the model in both PLAXIS 2D and PLAXIS 3D. The *Relative element size* is set to 20.00 and a *Coarseness factor* equal to 1.0 is used for the whole geometry. The generated mesh is illustrated in Figure 1.

Calculations: In the Initial phase, zero initial stresses are generated by using the K0 procedure ($\gamma = 0$). In a separate phase (Phase 1) the defined loads and fixed displacements are activated. Default fixities are deactivated. *Tolerated error* of 0.001 is used.

Output: The resulting deformed meshes are shown in Figure 2. The obtained shear strain in both PLAXIS 2D and PLAXIS 3D is 2.5×10^{-3} .

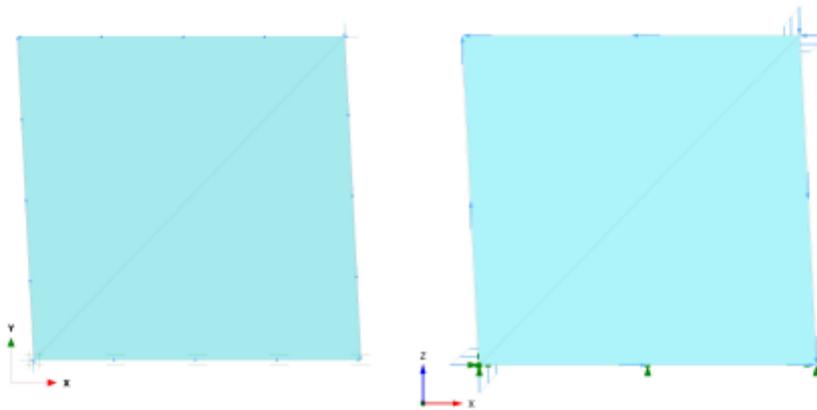


Figure 2 The resulting deformed mesh in PLAXIS 2D (left) and PLAXIS 3D (right)

Verification: The shear modulus G and the shear strain γ are calculated as:

$$G = \frac{E'}{2(1 + \nu')} = 400 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = \frac{\tau}{G} = 2.5 \times 10^{-3}$$

PLAXIS results are in perfect agreement with the analytical solution.

FLEXIBLE TANK FOUNDATION ON ELASTIC SATURATED SOIL

FLEXIBLE TANK FOUNDATION ON ELASTIC SATURATED SOIL

In this document, the settlement of a flexible tank founded on elastic saturated soil is studied. It is verified that the settlement at the centre of the tank, under homogeneous, isotropic soil conditions, is calculated correctly in PLAXIS.

Used version:

- PLAXIS 2D - Version 2018.0
- PLAXIS 3D - Version 2018.0

Geometry: A circular tank with radius R equal to 23.35 m is founded on elastic saturated soil. The tank imposes vertical stress $\Delta q = 263.3 \text{ kN/m}^2$ at the soil surface. In PLAXIS 2D an axisymmetric model is used and the vertical stress is represented with a *Line load AA'*. The right and bottom boundaries are set at a distance $5R$ from the axis of symmetry (left boundary) and top surface respectively. Geometry lines are used to generate a soil cluster for mesh refinement up to 4 m below the tank. The default boundary conditions are applied. Figure 1 illustrates the model geometry in PLAXIS 2D.

In PLAXIS 3D one-quarter of the geometry is modelled and a *Surface load* is used to impose the vertical stress. The same distance as in PLAXIS 2D ($5R$) is selected for the boundaries. The default boundary conditions are applied. The model geometry in PLAXIS 3D is presented in Figure 2.

Materials: The soil is modelled as *Linear elastic* and nearly incompressible ($\nu' = 0.499$), under fully saturated conditions. The *Undrained C* drainage type is used. The adopted material parameters are:

Soil: Linear elastic Undrained C $\gamma = 0 \text{ kN/m}^3$ $E_u = 95.8 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ $\nu_u = 0.499$

Meshing: The *Medium* option is selected for the *Element distribution*. The soil cluster beneath the tank is locally refined with a *Coarseness factor* of 0.5. Figures 1 and 2 illustrate the generated mesh in PLAXIS 2D and PLAXIS 3D respectively.

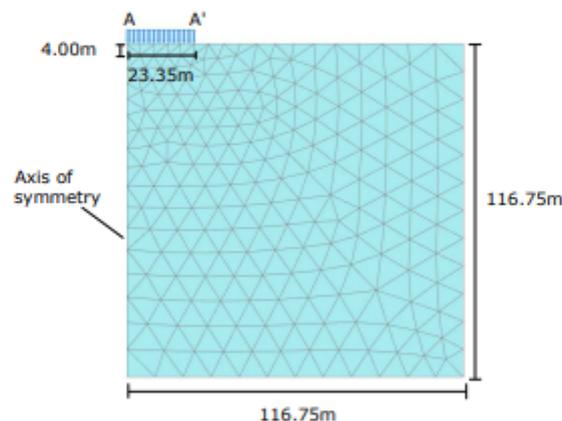


Figure 1 Model geometry and generated mesh (PLAXIS 2D)

Calculations: In the Initial phase, zero initial stresses are generated ($\gamma = 0 \text{ kN/m}^3$). The load is activated in a separate phase (Phase 1). A *Plastic analysis* is performed with the default numerical control parameters.

VALIDATION & VERIFICATION

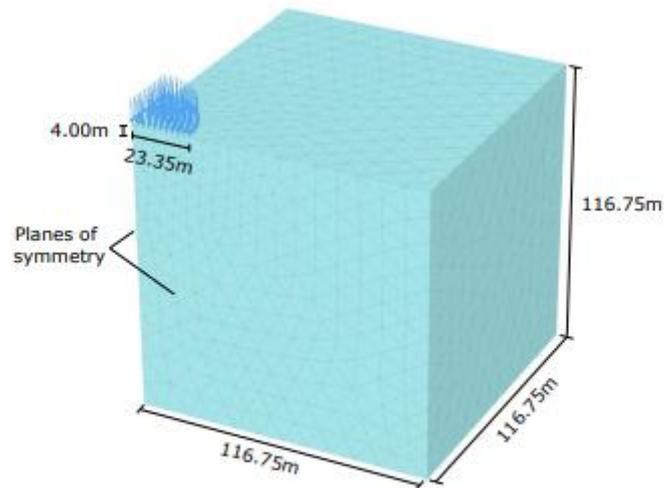


Figure 2 Model geometry and generated mesh (PLAXIS 3D)

Output: The vertical settlement of the surface (u_y), at the centre of the tank, is 74.21 mm and 75.60 mm in PLAXIS 2D and PLAXIS 3D respectively. The vertical displacement shadings are presented in Figures 3 and 4.

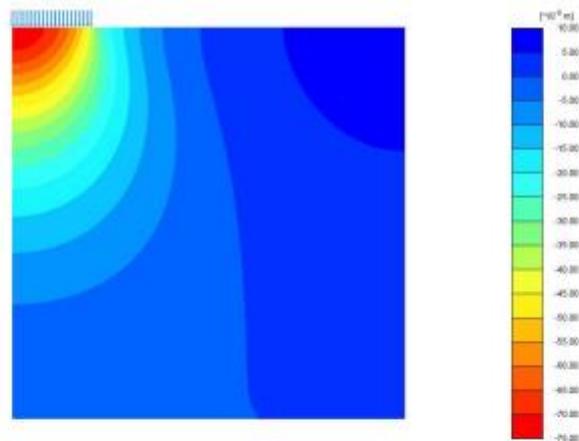


Figure 3 Vertical displacements (PLAXIS 2D)

Verification: The settlement at the centre of the tank is given by Lancellota (2008):

$$u_y = \frac{\Delta q R I_p}{E}$$

where I_p is the influence coefficient, which can be determined based on Figure 5.

The settlement at the centre of the tank is:

$$u_y = \frac{263.3 \cdot 23.35 \cdot 1.16}{95.8 \cdot 1000} = 0.07444 \text{ m} = 74.44 \text{ mm}$$

The analytically obtained settlement and the computed values in PLAXIS 2D and PLAXIS

FLEXIBLE TANK FOUNDATION ON ELASTIC SATURATED SOIL

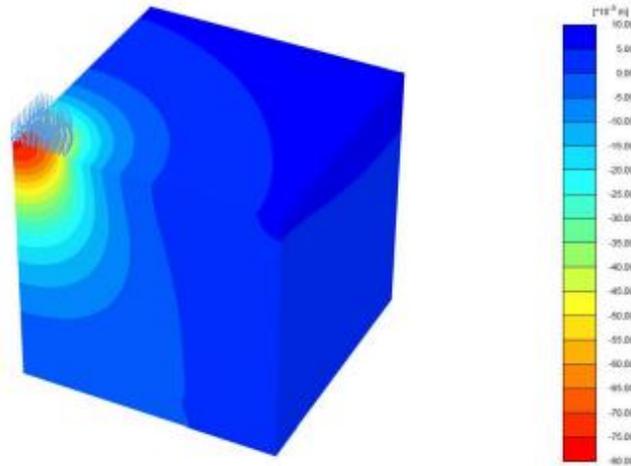


Figure 4 Vertical displacements (PLAXIS 3D)

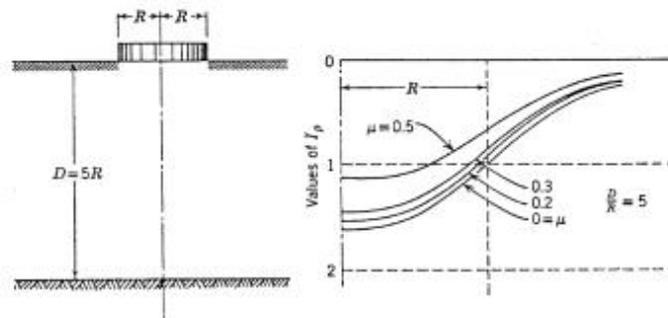


Figure 5 Influence coefficient I_p , for settlement under uniform load, over circular area (Terzaghi, 1948)

3D are compared in Table 1. It is concluded that the numerical results are in good agreement with the analytical solution.

Table 1 Comparison between analytical solution and PLAXIS results regarding the settlement at the centre of the tank

Settlement at the centre of the tank (mm)			Error	
Lancellota	PLAXIS 2D	PLAXIS 3D	PLAXIS 2D	PLAXIS 3D
74.44	74.21	75.60	0.3%	1.6%

REFERENCES

- [1] Lancellota, R. (2008). Geotechnical engineering. Balkema.
- [2] Terzaghi, K. (1948). Theoretical soil mechanics.

SMOOTH RIGID STRIP FOOTING ON ELASTIC SOIL

SMOOTH RIGID STRIP FOOTING ON ELASTIC SOIL

This document describes an example that is used to verify the elastic deformation capabilities of PLAXIS. The problem involves the settlement and stress distribution under a smooth rigid strip footing on elastic soil.

Used version:

- PLAXIS 2D - Version 2018.0
- PLAXIS 3D - Version 2018.0

Geometry: In PLAXIS 2D, the model geometry of the smooth rigid strip footing on an elastic soil layer with depth $H = 4$ m is presented in Figure 1. Due to symmetry, half the model is simulated. Its right boundary is placed 7 m away from the plane of symmetry (left boundary). 15-node soil elements are used. A uniform vertical displacement of 0.01 m acts upon the soil, representing the settlement of the footing. The vertical reaction force F is determined based on the results of the finite element calculation. A mesh refinement zone is defined with geometry lines, covering an area 2 m \times 2 m around the prescribed displacement.

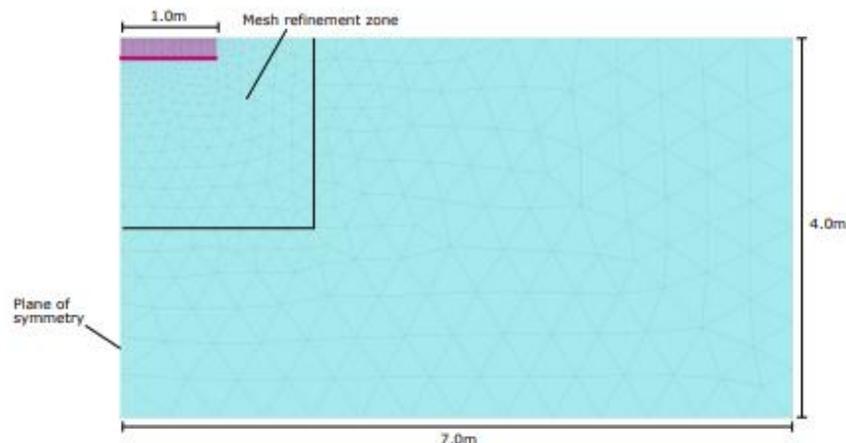


Figure 1 Model geometry and generated mesh (PLAXIS 2D)

In PLAXIS 3D, under the same simulation principles as PLAXIS 2D, half the model is considered, extended by 1 m in the y-direction. The model geometry is illustrated in Figure 2. A surface vertical displacement equal to 0.01 m is applied on top of the soil, representing the settlement of the footing. A mesh refinement zone is defined with geometry surfaces, covering a volume 1 m \times 2 m \times 1 m around the prescribed displacement. In addition, in order to capture abrupt loading gradient around the strip corner, a geometry line is added at the strip edge, i.e. from (1.0; 0.0; 4.0) to (1.0; 1.0; 4.0). A proper refinement factor is later assigned to this line.

Material: The soil is modeled as *Linear elastic* with unit weight γ equal to zero. The adopted material parameters are:

Soil: Linear elastic (Drained) $G = 500$ kN/m² $\nu' = 0.333$

Meshing: In both PLAXIS 2D and PLAXIS 3D models, the *Medium* option is selected for

VALIDATION & VERIFICATION

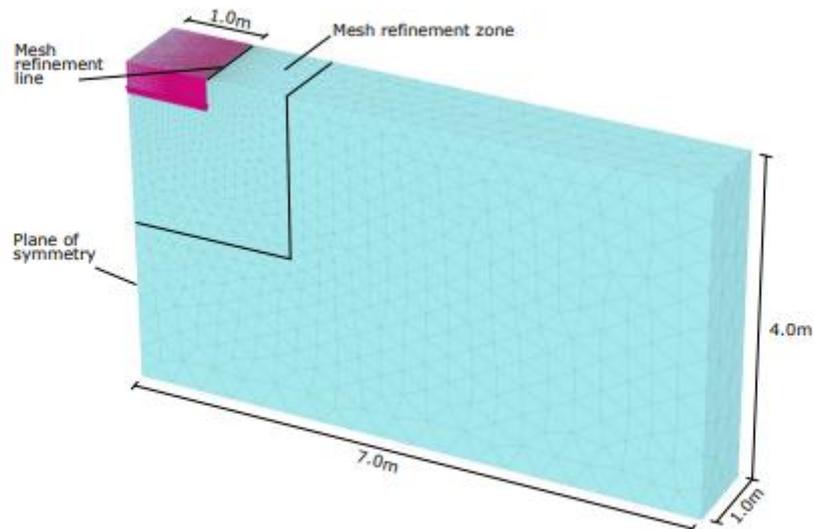


Figure 2 Model geometry and generated mesh (PLAXIS 3D)

the *Element distribution* and a *Coarseness factor* equal to 0.5 is used for the refinement zone. In PLAXIS 2D, the geometry line representing the footing is refined with a *Coarseness factor* equal to 0.03125. In PLAXIS 3D, a *Coarseness factor* equal to 0.1 is used for the corresponding geometry surface. Also, a *Coarseness factor* equal to 0.03125 is assigned to the geometry line at the edge of the strip footing. The generated mesh is illustrated in Figures 1 and 2 for PLAXIS 2D and PLAXIS 3D respectively.

Calculations: In the Initial phase zero initial stresses are generated by using the *K0 procedure* ($\gamma = 0$). The prescribed line/surface displacement and the interface are activated in a separate phase (Phase 1). The calculation type is *Plastic analysis*.

Output: The deformed mesh at the end of the elastic analysis (scaled up 50 times) is illustrated in Figures 3 and 4 for PLAXIS 2D and PLAXIS 3D respectively.



Figure 3 Deformed mesh (PLAXIS 2D)

Verification: Giroud (1972) presents the analytical solution to this problem in the formula below, where H is the depth of the soil layer, B is the total width of the footing and

SMOOTH RIGID STRIP FOOTING ON ELASTIC SOIL

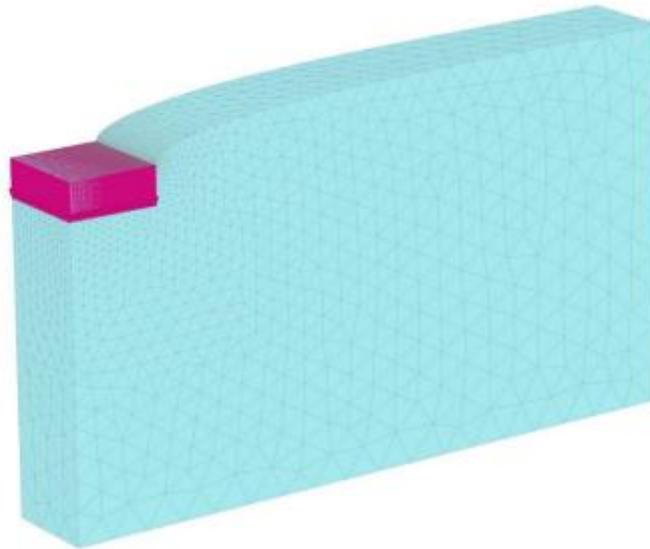


Figure 4 Deformed mesh (PLAXIS 3D)

δ is a constant.

$$\text{Settlement} = \frac{F\delta}{2(1+\nu')G} \quad \text{with } \delta = 0.88 \quad \text{for } \frac{H}{0.5B} = 4 \quad (1)$$

For the model dimensions and material properties used in the present analysis, the analytical solution gives $F = 15.148$ kN. The reaction force beneath the footing is $F_y = 7.604$ kN in PLAXIS 2D and $F_z = 7.615$ kN in PLAXIS 3D. Due to the fact that half the model is considered, the obtained reaction forces are doubled to compare them with the analytical solution. The corresponding error equals 0.4% and 0.5% for PLAXIS 2D and PLAXIS 3D respectively.

The total vertical stress (σ_v) distribution underneath the footing is given by Eq. (2) (Poulos & Davis, 1974), in which x is the horizontal distance from the left model boundary.

$$\sigma_v = \frac{2}{\pi} \frac{F}{B\sqrt{1 - \left(\frac{x}{B}\right)^2}} \quad (2)$$

Figure 5 gives both the analytical and PLAXIS results. To obtain this plot in PLAXIS 3D, a vertical cross-section at $y = 0.0$ m is used. It is concluded that PLAXIS results are in good agreement with the analytical solution.

VALIDATION & VERIFICATION

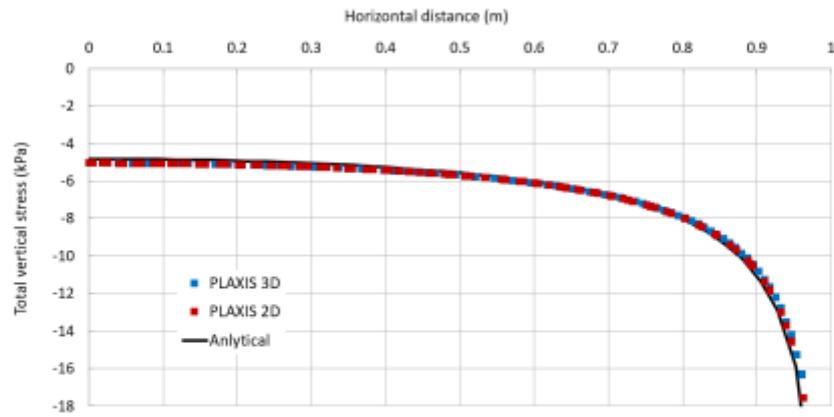


Figure 5 Total vertical stress distribution underneath the footing

REFERENCES

- [1] Giroud, J.P. (1972). Tables pour le calcul des fondations, volume 1. Dunod, Paris.
- [2] Poulos, H.G., Davis, E.H. (1974). Elastic solutions for soil and rock mechanics. John Wiley & Sons Inc., New York.

STRIP LOAD ON ELASTIC GIBSON SOIL

STRIP LOAD ON ELASTIC GIBSON SOIL

This document describes an example that is used to verify that the deformations on an elastic Gibson soil under a strip load are correctly calculated in PLAXIS.

Used version:

- PLAXIS 2D - Version 2018.0
- PLAXIS 3D - Version 2018.0

Geometry: 'Gibson soil' is an elastic non-homogeneous half-space of an incompressible medium, in which the shear modulus increases linearly with depth. Using y to denote depth, the shear modulus G is assumed equal to zero at the soil surface ($y = 0$) and varies linearly with depth:

$$G_{(y)} = \alpha \cdot y$$

where α is selected equal to 100. To simulate an incompressible medium a Poisson's ratio of 0.499 is used. Thus, the Young's modulus varies as:

$$E_{(y)} = 299.8 \cdot y$$

Due to the symmetry of the problem, it is sufficient to consider half model to save calculation time, without compromising on accuracy. In PLAXIS 2D a *Plane strain* model is used with 15-noded triangular elements. Figure 1 depicts the model geometry. Depth equals 30m and the right model boundary is placed 30m away from the plane of symmetry (left boundary). A vertical load with length equal to 1m is applied to the soil surface. Geometry lines are used for local mesh refinement in an area $2\text{m} \times 2\text{m}$, in the vicinity of the load. As depicted in Figure 1, a point (A) is selected as a reference point for the results.

Figure 2 illustrates the model geometry in PLAXIS 3D. The model is extended by 1m in the y -direction. In order to minimize the number of mesh elements, two mesh refinement zones are created by using geometry surfaces. The point A is selected to be at $y = 0.5\text{m}$.

Materials: *Linear elastic* soil material model is used with *Undrained C* option as drainage type to model an incompressible medium. Zero unit weight γ is selected. The variation of the shear modulus G with depth is achieved in PLAXIS by varying the Young's modulus in the *Material properties* window. A very small value is selected as reference value at the soil surface, i.e. 0.001kN/m^2 . The increment of Young's modulus E_{inc} per unit depth is set equal to $299.8\text{ kN/m}^2/\text{m}$. The reference depth (y_{ref} in PLAXIS 2D and z_{ref} in PLAXIS 3D) is set at the soil surface (model's top boundary). The adopted soil material properties are listed below.

Soil: Linear elastic (Undrained C) $E_u=0.001\text{ kN/m}^2$ $E_{inc}=299.8\text{ kN/m}^2/\text{m}$ $\nu_u=0.499$

Meshing: In PLAXIS 2D the *Very fine* option is used for the *Element distribution*. An area $2\text{m} \times 2\text{m}$ around the load is refined with a *Coarseness factor* of 0.03125.

In PLAXIS 3D the *Element distribution* is set to *Medium*. To avoid generation of excess number of mesh elements, three mesh zones are used. The *Coarseness factor* for a volume $2\text{m} \times 2\text{m} \times 1\text{m}$ around the load (first refinement zone in Figure 2) is set equal to 0.05. A second refinement zone $15\text{m} \times 15\text{m} \times 1\text{m}$ is defined, in which the *Coarseness factor* equals 1.0. For the rest of the model a *Coarseness factor* of 8.0 is used.

Calculations: In the Initial phase zero initial stresses are generated by using the *K0*

VALIDATION & VERIFICATION

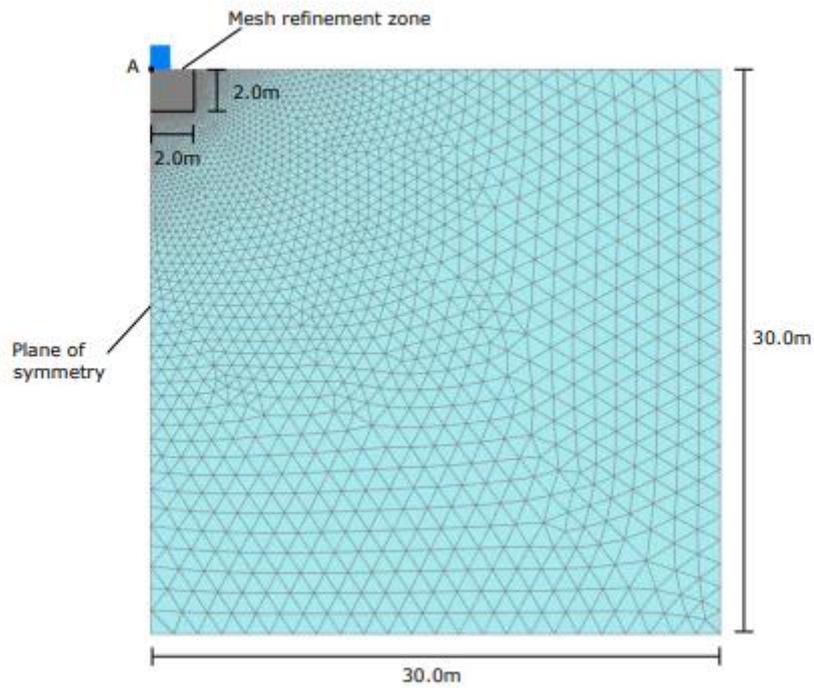


Figure 1 Model geometry (PLAXIS 2D)

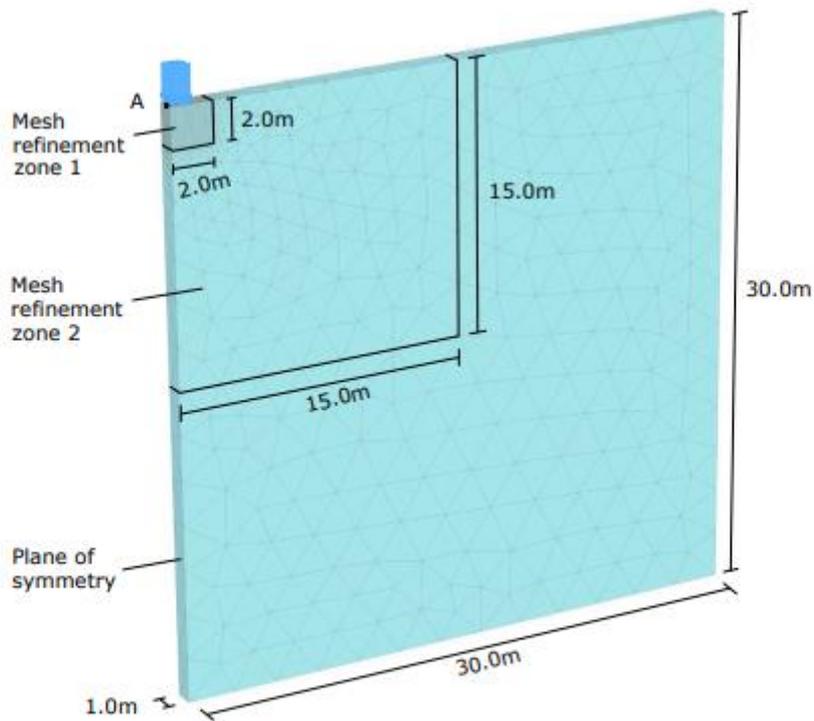


Figure 2 Model geometry (PLAXIS 3D)

STRIP LOAD ON ELASTIC GIBSON SOIL

procedure (unit weight γ equals zero). The load is activated in Phase 1, in which a *Plastic analysis* is performed.

Output: PLAXIS results indicate an almost uniform settlement of the soil surface underneath the strip load as can be seen from the vertical displacements distribution plots in Figures 3 and 4. The computed settlement at point A is 0.04965m and 0.04950m in PLAXIS 2D and PLAXIS 3D respectively.

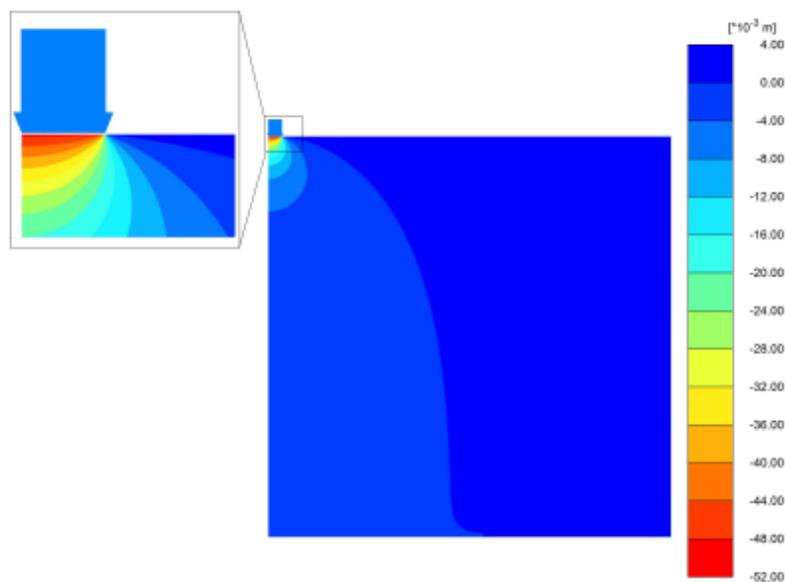


Figure 3 Vertical displacements distribution (PLAXIS 2D)

Verification: An exact solution for this problem is only available for the case of a Poisson's ratio equal to 0.5. In PLAXIS calculation a value of 0.499 is used for the Poisson's ratio in order to approximate the incompressible condition. In addition, the analytic solution is exact only for an infinite half-space, whereas the PLAXIS solution is obtained for a medium of finite depth (30 m). However, the effect of a shear modulus that increases linearly with depth is to localize the deformations near the surface. Thus, it is expected that the finite soil thickness will have small effect on the results.

The exact solution for this particular problem is given by Gibson (1967) and results in a uniform settlement δ beneath the load with magnitude equal to:

$$\delta = \frac{q}{2\alpha}$$

In this case the exact solution gives a settlement of 0.05 m. The error is 0.7% and 1.0% in PLAXIS 2D and PLAXIS 3D respectively. It is concluded that PLAXIS results are in good agreement with the analytical solution.

VALIDATION & VERIFICATION

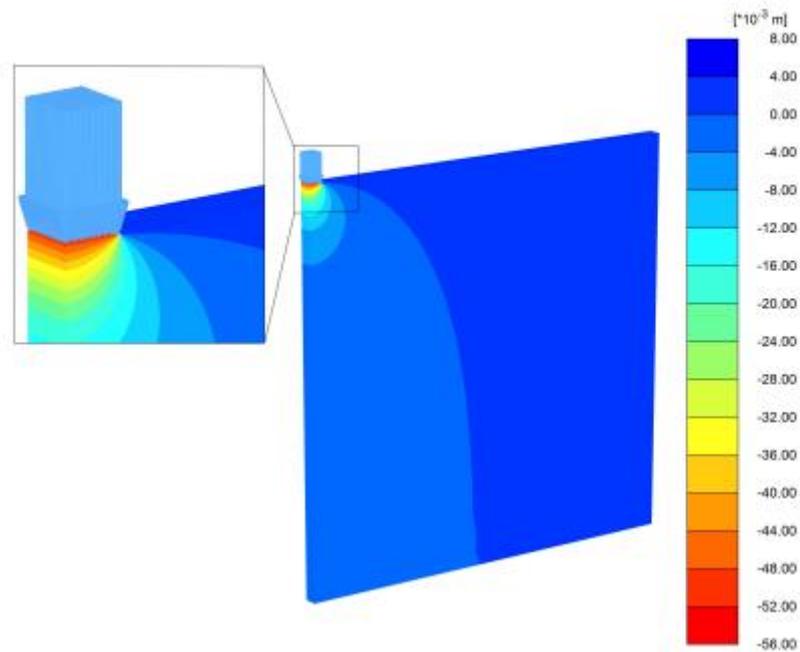


Figure 4 Vertical displacements distribution (PLAXIS 3D)

REFERENCES

- [1] Gibson, R.E. (1967). Some results concerning displacements and stresses in a non-homogeneous elastic half-space. *Géotechnique*, 17, 58–64.

BI-AXIAL COMPRESSION TEST WITH MOHR-COULOMB MODEL

BI-AXIAL COMPRESSION TEST WITH MOHR-COULOMB MODEL

This document describes an example that has been used to verify the elasto-plastic deformation capabilities of PLAXIS, according to the linear-elastic perfectly-plastic Mohr-Coulomb model. The problem involves axial compressive loading under bi-axial test conditions.

Used version:

- PLAXIS 2D - Version 2018.0
- PLAXIS 3D - Version 2018.0

Geometry: A bi-axial test is conducted on the geometry displayed in Figure 1 for PLAXIS 2D and PLAXIS 3D. In PLAXIS 2D, a square specimen is used ($1 \times 1 \text{ m}^2$). *Line loads* are assigned to the right and top model boundaries. In PLAXIS 3D, a cubic specimen is used ($1 \times 1 \times 1 \text{ m}^3$). *Surface loads* are assigned to the right and top model faces. As illustrated in Figure 1, the lateral stress σ_2 is represented by a distributed load on the right side of the model. The axial stress σ_1 is represented by a distributed load on the top of the model.

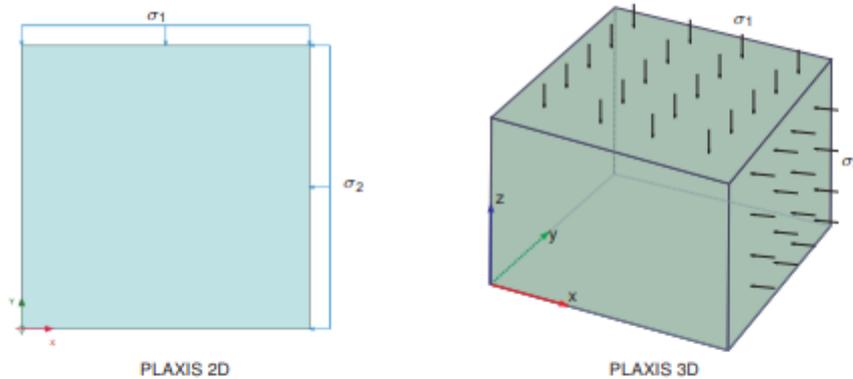


Figure 1 Bi-axial compression test - loading conditions

Material: The material behaviour is modelled by means of the Mohr-Coulomb model. The unit weight γ is set to zero. The model parameters are:

$$\text{Mohr-Coulomb} \quad E' = 1000 \text{ kN/m}^2 \quad \nu' = 0.25 \quad c'_{ref} = 1 \text{ kN/m}^2 \quad \varphi' = 30^\circ$$

Meshing: In order to create an very coarse mesh, the *Expert mesh* settings (without any local refinements) are used for the model in PLAXIS 2D and PLAXIS 3D and the *Relative element size* is selected equal to 20.00 and a *Coarseness factor* equal to 1.0 is used for the whole geometry.

Calculations: In the Initial phase zero initial stresses are generated by using the K0 procedure ($\gamma = 0$). In Phase 1, both σ_1 and σ_2 are activated and set equal to -1 kN/m/m in PLAXIS 2D and -1 kN/m^2 in PLAXIS 3D. A consecutive phase 2 follows in which σ_2 remains constant and σ_1 is set equal to -10 kN/m/m in PLAXIS 2D and -10 kN/m^2 in PLAXIS 3D. The calculation type in Phases 1 and 2 is *Plastic analysis*. *Tolerated error* of 0.001 and *Max load fraction per step* of 0.05 are used.

With respect to the boundary conditions in Phases 1 and 2, in PLAXIS 2D, the right

VALIDATION & VERIFICATION

(x_{max}) boundary is set to *Free* and the bottom (y_{min}) boundary is set to *Normally fixed*. The default boundary conditions for the other two boundaries are appropriate. In PLAXIS 3D, the right (x_{max}) boundary is set to *Free*, while the bottom boundary (z_{min}) is set to *Normally fixed*. The default boundary conditions for the rest four boundaries are appropriate.

Output: Soil fails at an effective axial stress σ_1' equal to -6.4641 kN/m² in both PLAXIS 2D and PLAXIS 3D. The plot of the principal effective stress σ_1' versus the principal strain ϵ_1 is shown in Figure 2.

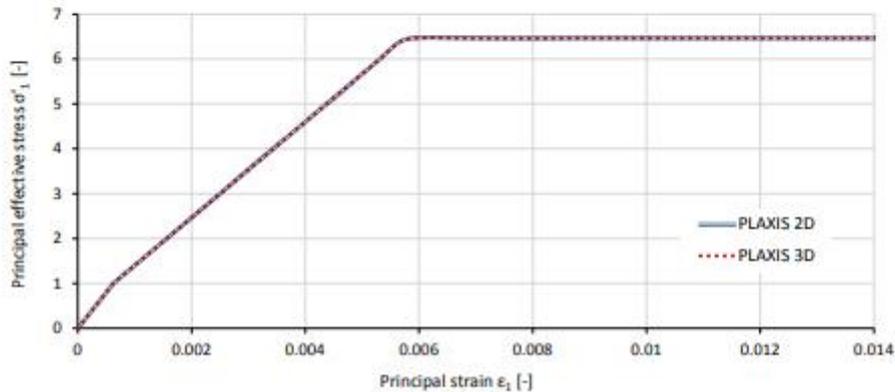


Figure 2 Principal effective stress σ_1' versus principal strain ϵ_1

Verification: The theoretical solution for the failure of the specimen is given by the Mohr-Coulomb criterion:

$$f = \frac{|\sigma_1' - \sigma_2'|}{2} + \frac{\sigma_1' + \sigma_2'}{2} \cdot \sin \varphi' - c' \cdot \cos \varphi' = 0$$

Failure occurs in compression at:

$$\sigma_1' = \sigma_2' \cdot \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} - 2c' \cdot \frac{\cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = -6.4641 \text{ kN/m}^2$$

Theoretical and PLAXIS results are in perfect agreement.

PHI-C REDUCTION AND COMPARISON WITH BISHOP'S METHOD

PHI-C REDUCTION AND COMPARISON WITH BISHOP'S METHOD

This document describes an example that is used to verify the ultimate limit state capabilities of PLAXIS. The problem involves the stability of an embankment. PLAXIS results are compared with Bishop's method of slices (Verruijt, 2001). The influence of the load distribution in PLAXIS 3D is studied as well.

Used version:

- PLAXIS 2D - Version 2018.0
- PLAXIS 3D - Version 2018.0

Geometry: Embankment stability is calculated by means of phi-c reduction. In PLAXIS 2D, the *15-noded* mesh elements are used. The embankment has a slope of 1:2 (vertical:horizontal). A *line load* with width equal to 3.0 m is applied at the crest, 0.5 m away from the edge. Figure 1 illustrates the model geometry in PLAXIS 2D.

In PLAXIS 3D, the model is extended by 1 m in y-direction (plane strain conditions) and *10-noded* mesh elements are used. The applied *surface load* covers an area of 3.0 m × 1.0 m. Figure 2 illustrates the model geometry in PLAXIS 3D.

In order to present PLAXIS results, a point A is selected at the edge of the embankment's crest.

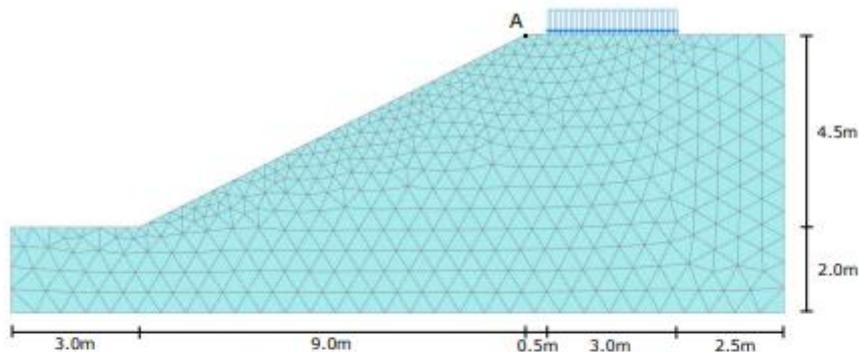


Figure 1 Model geometry and generated mesh (PLAXIS 2D)

Materials: The Mohr-Coulomb model is used, considering associated plasticity. The dry unit weight γ is set equal to 16 kN/m³ and the *Tension cut-off* option is deactivated. The remaining soil properties are:

$$\text{Soil: } E' = 2600 \text{ kN/m}^2 \quad c' = 5 \text{ kN/m}^2 \quad \nu' = 0.3 \quad \varphi' = 20^\circ \quad \psi = 20^\circ$$

When the phi-c strength reduction method is applied, use of Mohr-Coulomb criterion with non-associated flow rule ($\varphi' \neq \psi$) may lead to non-unique or fluctuating solutions. The limit equilibrium method proposed by Bishop does not consider dilatancy, but may be regarded to follow an associated flow rule.

Meshing: In PLAXIS 2D, the *Very fine* option is used for the *Element distribution* to generate the mesh. The mesh is locally refined at the area where the load is applied with a *Coarseness factor* of 0.5. The remaining top boundary at the left of the load (including the slope line and the top boundary of the foundation) is refined with a *Coarseness factor*

VALIDATION & VERIFICATION

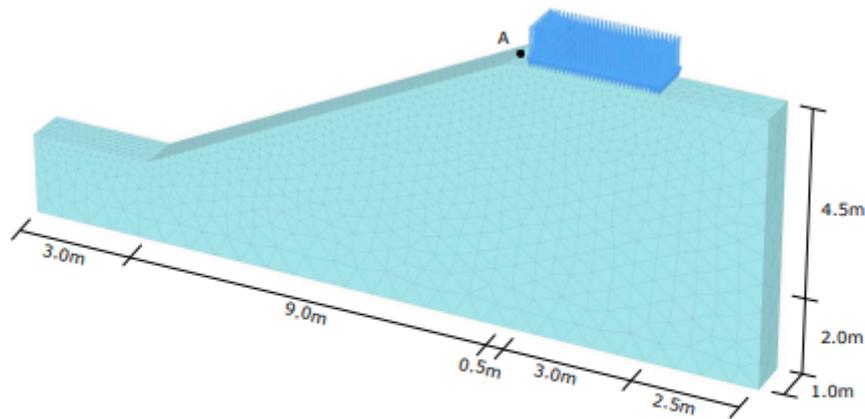


Figure 2 Model geometry and generated mesh (PLAXIS 3D)

equal to 0.8. The generated mesh is illustrated in Figure 1.

In PLAXIS 3D, the *Fine* option is used for the *Element distribution* to generate the mesh. The whole top model boundary (apart from the area at the right of the applied load) is refined with a *Coarseness factor* of 0.3. The generated mesh is illustrated in Figure 2.

Calculations: In the Initial phase, initial stresses are generated by setting the *Calculation type* to *Gravity loading*. Then the embankment is subjected to the following load cases:

- Analysis 1: phi-c reduction without additional loading
- Analysis 2: phi-c reduction after applying external loading equal to 30 kN/m²

The *Tolerated error* is set equal to 0.001 in all calculation phases. For the phi-c reduction analyses, in both PLAXIS 2D and PLAXIS 3D, the *Max steps* option is set equal to 200.

Output: Figure 3 illustrate the results of the phi-c reduction analyses in PLAXIS 2D and PLAXIS 3D for the point A. In case of no additional loading (Analysis 1), factor of safety equals 1.540 in PLAXIS 2D and 1.551 in PLAXIS 3D. In case of an external loading equal to 30 kN/m² (Analysis 2), factor of safety equals 1.261 in PLAXIS 2D and 1.273 in PLAXIS 3D. Figures 4 and 5 present the failure mechanisms in PLAXIS 2D and PLAXIS 3D for the Analysis 1, in terms of total deviatoric strains.

Verification: Based on Bishop's slip circle method a factor of safety equal to 1.534 is obtained for the initial condition of no additional loading at the crest (Verruijt, 2010). Figure 6 depicts the corresponding failure mechanism, which is in agreement with the one obtained in PLAXIS (Figures 4 and 5).

The difference between the Bishop results and the PLAXIS 2D results equals 0.4%, while the difference with PLAXIS 3D results equals 1.1%. It is concluded that PLAXIS results are in good agreement with the result obtained with Bishop's method.

Influence of 3D effects: In order to study the influence of 3D effects in PLAXIS 3D, safety factors are calculated for various loading cases in which the width of the loading surface, in out-of-plane direction, is changed. For the present analyses a wider model geometry is considered (model length in y-direction equals 18 m) and the following areas are subsequently loaded to 30 kN/m²: 3×3 m², 3×6 m², 3×12 m² and 3×18 m². Figure 7 illustrates the total displacement contours for each model.

PHI-C REDUCTION AND COMPARISON WITH BISHOP'S METHOD

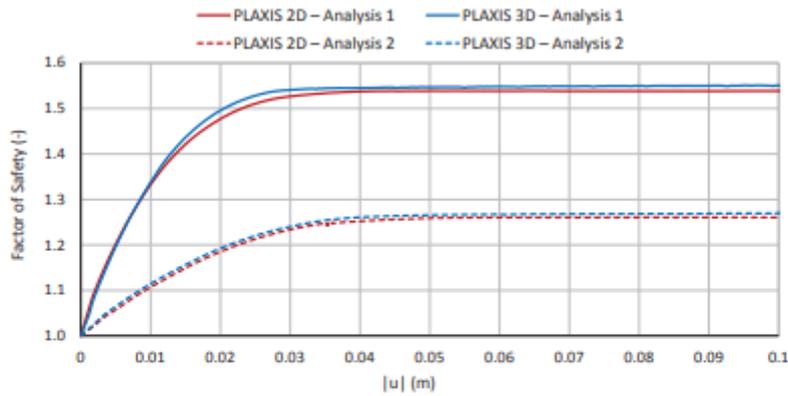


Figure 3 Factor of safety against total displacement of point A for Analyses 1 and 2 (PLAXIS 2D and PLAXIS 3D)

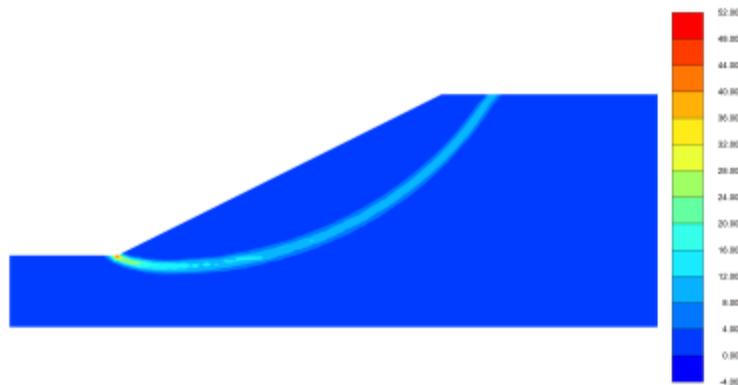


Figure 4 Failure mechanism for Analysis 1 in PLAXIS 2D (total deviatoric strains)

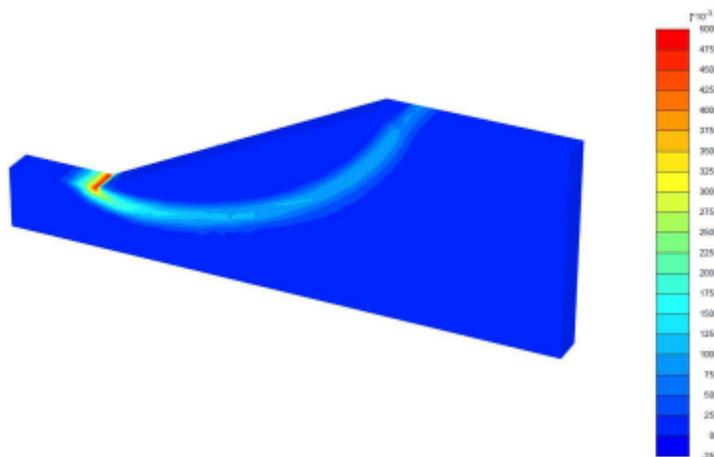


Figure 5 Failure mechanism for Analysis 1 in PLAXIS 3D (total deviatoric strains)

Figure 8 presents the results of the various considered load cases. Factor of safety is plot

VALIDATION & VERIFICATION

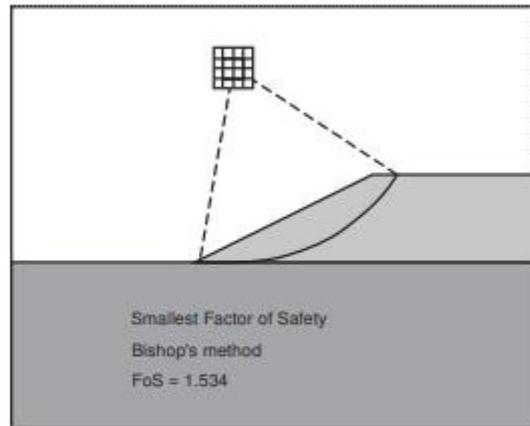


Figure 6 Bishop's slip circle method result

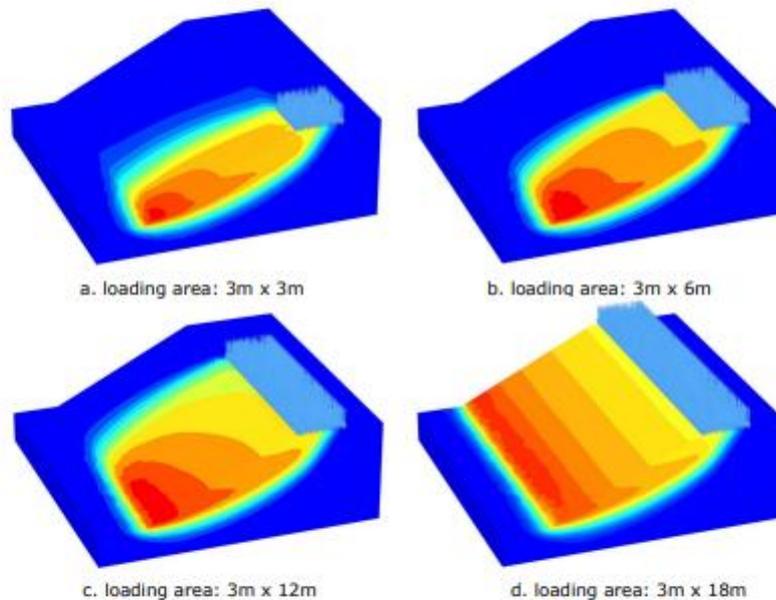


Figure 7 Total displacement contours after phi-c reduction for the various loading surfaces (PLAXIS 3D)

against the total displacement of a point located at the crest of the embankment, at y equal to 1.5 m (out-of-plane direction). The safety factor decreases with increasing loading surface as expected. The results of the case in which an area of $3 \times 18 \text{ m}^2$ is loaded are comparable to the PLAXIS 3D model in the first part of this validation, i.e. load over the full width of the model.

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 - Planimetria opere in progetto	1
Figura 2 – Sezione tipologica: tronco di sopraflutto	3
Figura 3 – Sezione tipologica: banchina Sud	3
Figura 4 - Sezione tipologica: Banchina Nord	4
Figura 5 - Sezione tipologica: scalo di alaggio	5
Figura 6 - Pennello di protezione	5
Figura 7–Piazzali operativi.....	6
Figura 8 - Planimetria dell'area con curve di livello indicanti lo spessore dello strato di sabbia superficiale	8
Figura 9- Coefficienti parziali per le azioni o gli effetti delle azioni.	19
Figura 10 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno	19
Figura 11 – Coefficiente parziale di resistenza per verifica di opere di materiali sciolti	20
Figura 12 - Coefficienti di combinazione per le verifiche di sicurezza	20
Figura 13 -Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, β_s	21
Figura 14 - Schema a blocchi delle varie fasi simulate con il software Plaxis 2D (sezione HH).	25
Figura 15 - Sopraflutto, sez. HH, Fase finale (condizioni drenate),plastic points, condizioni statiche, FS=1.97	27
Figura 16 - Sopraflutto, sez. HH, Fase finale (condizioni drenate), ε_{xx} , condizioni statiche, FS=1.97.	27
Figura 17 - Sopraflutto, sez. HH, Fase finale (condizioni drenate), plastic points, condizioni sisimche, FS=1,74.....	28
Figura 18 - Sopraflutto, sez. HH, Fase finale (condizioni drenate), ε_{xx} , condizioni sisimche, FS=1,74.....	28
Figura 19 - Sopraflutto, sez. HH, Fase finale (condizioni drenate), condizioni statiche, sforzo assiale geogriglia.....	29
Figura 20- Sopraflutto, sez. HH, abbassamenti rilevato quota +0,3 m.	30
Figura 21 - Sopraflutto, sez. HH, abbassamenti rilevato quota +4,8 m	31
Figura 22 - Sopraflutto, sez. HH, abbassamenti rilevato quota +8,2 m, fine lavori.....	31
Figura 23 - Sopraflutto, sez. HH, abbassamenti a consolidazione ultimata ($t > 25$ anni)	32

Figura 24 - Schema a blocchi delle varie fasi simulate con il software Plaxis 2D (sezione GG).	33
Figura 25 - Sopraflutto, sez. GG, Fase finale (condizioni drenate), plastic points, condizioni statiche, FS=1,71	35
Figura 26 - Sopraflutto, sez. GG, Fase finale (condizioni drenate), ε_{xx} , condizioni statiche, FS=1,71. 35	
Figura 27 - Sopraflutto, sez. GG, Fase finale (condizioni drenate), plastic points, condizioni sismiche, FS=1.56	36
Figura 28 - Sopraflutto, sez. GG, Fase finale (condizioni drenate), ε_{xx} , condizioni statiche, FS=1,56. 36	
Figura 29 - Sopraflutto, sez. GG, fine lavori (condizioni non drenate), condizioni statiche, sforzo assiale geogriglia	37
Figura 30 -Sopraflutto, sez. GG, abbassamenti rilevato quota +0,3 m	38
Figura 31 - Sopraflutto, sez. GG, abbassamenti rilevato quota +4,5 m.	39
Figura 32 - Sopraflutto, sez. GG, abbassamenti rilevato quota +7,9 m, fine lavori.....	39
Figura 33 - Sopraflutto, sez. GG, abbassamenti a consolidazione ultimata ($t > 25$ anni)	40
Figura 34 -Schema a blocchi delle varie fasi simulate con il software Plaxis 2D (sezione EE)	41
Figura 35 - Sopraflutto, sez. EE, Fase finale (condizioni drenate), plastic points, condizioni statiche, FS=1,7	43
Figura 36 - Sopraflutto, sez. EE, Fase finale (condizioni drenate), ε_{xx} , condizioni statiche, FS=1,7....	43
Figura 37 - Sopraflutto, sez. EE, Fase finale (condizioni drenate), plastic points, condizioni sismiche, FS=1,54	44
Figura 38 - Sopraflutto, sez. EE, Fase finale (condizioni drenate), ε_{xx} , condizioni sismiche, FS=1,54	44
Figura 39 - Sopraflutto, sez. EE, Fase finale (condizioni drenate), condizioni sismiche, sforzo assiale geogriglia.....	45
Figura 40 - Sopraflutto, sez. EE, abbassamenti rilevato quota +2,3m.	46
Figura 41 - Sopraflutto, sez. EE, abbassamenti rilevato quota +7,5 m, fine lavori.....	47
Figura 42 - Sopraflutto, sez. EE, abbassamenti a consolidazione ultimata ($t > 25$ anni)	47
Figura 43 - Valore limite di H per pali lunghi.....	50
Figura 44 - Massimo momento flettente per pali corti	51
Figura 45 - Schema a blocchi delle varie fasi simulate con il software Plaxis 2D (sezione MM).	52

Figura 46 - Sottoflutto, sez. MM, Fase finale (condizioni drenate), plastic points, condizioni statiche, FS=1,65	54
Figura 47 - Sottoflutto, sez. MM, Fase finale (condizioni drenate), ϵ_{xx} , condizioni statiche, FS=1,65	54
Figura 48 - Sottoflutto, sez. MM, Fase finale (condizioni drenate), plastic points, condizioni sismiche, FS=1,43	55
Figura 49 - Sottoflutto, sez. MM, Fase finale (condizioni drenate), ϵ_{xx} , condizioni sismiche, FS=1,4355	
Figura 50 - Sottoflutto, sez. MM, Fase di fine lavori (condizioni non drenate), condizioni sismiche, sforzo assiale geogriglia	56
Figura 51- Sottoflutto, sez. MM, abbassamenti rilevato quota +0,3 m.	57
Figura 52 - Sottoflutto, sez. MM, abbassamenti rilevato quota +4,3 m	58
Figura 53 - Sottoflutto, sez. MM, abbassamenti rilevato quota +7,7 m, fine lavori	58
Figura 54 - Sottoflutto, sez. MM, abbassamenti a consolidazione ultimata ($t > 25$ anni)	59
Figura 55 - Schema a blocchi delle varie fasi simulate con il software Plaxis 2D (sezione II).	60
Figura 56 - Sottoflutto, sez. II, Fase finale (condizioni drenate), plastic points, condizioni statiche, FS=1,45	62
Figura 57 - Sottoflutto, sez. II, Fase finale (condizioni drenate), ϵ_{xx} , condizioni statiche, FS=1,45.....	62
Figura 58 - Sottoflutto, sez. II, Fase finale (condizioni drenate), plastic points, condizioni sismiche, FS=1,29	63
Figura 59 - Sottoflutto, sez. II, Fase finale (condizioni drenate), ϵ_{xx} , condizioni sismiche, FS=1,29 ...	63
Figura 60 - Sottoflutto, sez. II, Fase di fine lavori (condizioni non drenate), condizioni statiche sforzo assiale geogriglia	64
Figura 61- Sottoflutto, sez. II, abbassamenti rilevato quota +2,2 m.	65
Figura 62 - Sottoflutto, sez. II, abbassamenti rilevato quota +3,25 m	66
Figura 63 - Sottoflutto, sez. II, abbassamenti rilevato, fine lavori	66
Figura 64 - Sottoflutto, sez. II, abbassamenti a consolidazione ultimata ($t > 25$ anni)	67
Figura 65 - Sottoflutto, sez. II, deformazione fine consolidazione	67
Figura 66 - Sottoflutto, sez. II, spostamenti orizzontali palancole	68
Figura 67 - Sez. II, tensioni efficaci orizzontali σ_h (palancole di banchina)	70

Figura 68 – Sez. II, diagramma tensioni efficaci normali, palanca di banchina	71
Figura 69 - Sez. II, tensioni efficaci orizzontali σ_h (palanca di ancoraggio)	72
Figura 70 – Sez. II, diagramma tensioni efficaci normali, palanca di ancoraggio	73
Figura 71– Tabelle corrosione Eurocodice 3	74
Figura 72 – Sez. II, palanca di banchina, diagramma momento flettente	75
Figura 73–Sez. II, palanca di banchina, diagramma sforzo di taglio	76
Figura 74 – Sez. II, palanca di ancoraggio, diagramma momento flettente.....	77
Figura 75–Sez. II, palanca di ancoraggio, diagramma sforzo di taglio.....	78
Figura 76 - Sez. II, tensioni efficaci orizzontali σ_h (palanca).....	80
Figura 77 – Sez. RR, diagramma tensioni efficaci normali, palanca interna	81
Figura 78 – Sez. RR, palanca interna, diagramma momento flettente	84
Figura 79–Sez. RR, palanca interna, diagramma sforzo di taglio.....	85
Figura 80- Scalo di alaggio, sez. RR, abbassamenti riempimento quota +2,0 m.	86
Figura 81 - Scalo di alaggio, sez. RR, abbassamenti riempimento, fine lavori.....	87
Figura 82–Scalo di alaggio, sez. RR, abbassamenti a consolidazione ultimata ($t > 25$ anni)	87
Figura 83 – Piazzali operativi, riproduzione condizioni <i>ante operam</i>	88
Figura 84 - Piazzali operativi, salpamento di parte delle mantellate, redistribuzione uniforme dei cumuli di materiale fino	89
Figura 85 - Piazzali operativi, riempimento vasca a quota +2,6 m	89
Figura 86 – Piazzali operativi, rimozione del riempimento fino a quota 1,4 m	90
Figura 87 - Piazzali operativi, abbassamenti verticali al termine dei lavori	91
Figura 88 - Piazzali operativi, abbassamenti verticali al termine dei processi di consolidazione ($t > 25$ anni).....	91
Figura 89 - Planimetria opere in progetto (darsena pescherecci e scalo di alaggio)	93
Figura 90 - Piano di monitoraggio - Frequenza report.....	94

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 - Modello geotecnico, riepilogo parametri fisici e meccanici dei litotipi presenti	7
Tabella 2 - Tipologia di consolidamento geotecnico e caratteristiche prestazionali per ogni opera.....	9
Tabella 3 - Diga di sopraflutto, riepilogo schematico delle fasi realizzative	11
Tabella 4 – Banchina di riva, riepilogo schematico delle fasi realizzative	11
Tabella 5 - Diga di sottoflutto, riepilogo schematico delle fasi realizzative.	13
Tabella 6 – Scalo di alaggio e pennello di protezione, riepilogo schematico delle fasi realizzative.....	13
Tabella 7- Dimensionamento dei dreni verticali	15
Tabella 8- Riepilogo grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica.....	22
Tabella 9 - Riepilogo parametri fisici e meccanici impiegati nelle analisi numeriche.....	23
Tabella 10 - Sopraflutto, sez. HH, riepilogo coefficienti di sicurezza ottenuti nelle fasi significative dell'analisi.....	26
Tabella 11 - Sopraflutto, sez. HH, riepilogo abbassamenti ottenuti nelle fasi significative dell'analisi.	29
Tabella 12 - Sopraflutto, sez. GG, riepilogo coefficienti di sicurezza ottenuti nelle fasi significative dell'analisi.....	34
Tabella 13 -Sopraflutto, sez. GG, riepilogo abbassamenti ottenuti nelle fasi significative dell'analisi.	37
Tabella 14 - Sopraflutto, sez. EE, riepilogo coefficienti di sicurezza ottenuti nelle fasi significative dell'analisi.	42
Tabella 15 - Sopraflutto, sez. EE, riepilogo abbassamenti ottenuti nelle fasi significative dell'analisi.	45
Tabella 16 - Sopraflutto, sez. EE, abbassamenti e rotazioni dei nodi strutturali dell'impalcato all'incastro con i pali.....	48
Tabella 17 – Resistenza laterale litotipo granulare	49
Tabella 18 - Resistenza laterale litotipo coesivo.....	49
Tabella 19 - Sottoflutto, sez. MM, riepilogo coefficienti di sicurezza ottenuti nelle fasi significative dell'analisi.....	53
Tabella 20 -Sottoflutto, sez. MM, riepilogo abbassamenti ottenuti nelle fasi significative dell'analisi	56
Tabella 21 - Sottoflutto, sez. MM, riepilogo coefficienti di sicurezza ottenuti nelle fasi significative dell'analisi.....	61

Tabella 22 -Sottoflutto, sez. II, riepilogo abbassamenti ottenuti nelle fasi significative dell'analisi....	64
Tabella 23 – Sez. II, tensioni efficaci orizzontali σ_h (palanca di banchina)	69
Tabella 24 – Sez. II, tensioni efficaci orizzontali σ_h (palanca di ancoraggio).....	71
Tabella 25 – caratteristiche della sezione della palanca AZ 25-800 in relazione alla corrosione subita	75
Tabella 26– Sez. II, palanca, valori delle sollecitazioni e delle resistenze.....	76
Tabella 27 – caratteristiche della sezione della palanca AZ 18-800 in relazione alla corrosione subita	77
Tabella 28– Sez. II, palanca di ancoraggio, valori delle sollecitazioni e delle resistenze.....	78
Tabella 29 – Sez. II, tensioni efficaci orizzontali σ_h (palanca).....	79
Tabella 30 - Sez. RR, azioni palanca lato mare	81
Tabella 31 - Resistenza laterale litotipo granulare	82
Tabella 32 - Resistenza laterale litotipo coesivo	83
Tabella 33 – caratteristiche della sezione della palanca AZ 25-800 in relazione alla corrosione subita	83
Tabella 34– Sez.RR, palanca, valori delle sollecitazioni e delle resistenze	85
Tabella 35 -Scalo di alaggio, sez. RR, riepilogo abbassamenti ottenuti nelle fasi significative dell'analisi.....	86
Tabella 36– Sez. II, palanca, valori delle sollecitazioni e delle resistenze.....	120
Tabella 37– Sez. II, palanca, valori delle sollecitazioni e delle resistenze.....	153