

AUTORITA' PORTUALE DI GENOVA



PROGETTO DEFINITIVO DELLA NUOVA CALATA AD USO
CANTIERISTICA NAVALE ALL'INTERNO DEL PORTO PETROLI
DI GENOVA SESTRI PONENTE E DELLA SISTEMAZIONE
IDRAULICA DEL RIO MOLINASSI

LOTTO 2

FORMAZIONE DI UNA NUOVA CALATA AD USO CANTIERISTICA
NAVALE

RELAZIONE GEOTECNICA SPECIALISTICA –
DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO OPERE

PROGETTISTA INCARICATO DA COCIV



COMMESSA **4 5 5 0 2 3 7 6** FASE **D** LOTTO **2** TIPO DOC. **R** Progr. **0 0 3** REV. **B**

PROGETTAZIONE

Rev.	Descrizione Emissione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA Dott. Ing. S. Susani
A	Prima Emissione	Polli	30/09/2014	Lo Turco	30/09/2014	Susani	30/09/2014	
B	Recepimento Progetto di Risoluzione Oleodotti	Polli	05/12/2014	Lo Turco	05/12/2014	Susani	05/12/2014	

VERIFICATO:

VALIDATO: AUTORITÀ PORTUALE DI GENOVA

IL RUP		ASSISTENTI AL RUP	
Dott. Ing. A. Pieracci		Dott. Geol. G Canepa Geom. I. Dellepiane Geom. G. Di Luca P.I. F. Piazza Dott. Ing. D. Sciutto Dott. Ing. M. Vaccari Dott. Ing. C. Vincenzi	

INDICE

1.	PREMESSA	5
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
3.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	9
4.	CODICI DI CALCOLO IMPIEGATI.....	10
5.	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO.....	11
5.1.	Cassone tipo A	11
5.2.	Cassone tipo B	13
6.	DEFINIZIONE DELLE VERIFICHE AGLI SLU.....	15
7.	DEFINIZIONE DELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	18
8.	ANALISI DEI CARICHI.....	19
8.1.	Carichi permanenti (G)	19
8.1.1.	Peso proprio degli elementi strutturali (G1)	19
8.1.2.	Permanententi portati non strutturali (G2)	19
8.2.	Carichi accidentali (Q)	19
8.2.1.	Sovraccarico distribuito al di sopra dei cassoni (Q1)	19
8.2.2.	Sovraccarico distribuito al dietro i cassoni (Q2)	19
8.2.3.	Reazione vincolare trasferita dai parabordi (Q3).....	19
8.2.4.	Tiro alla bitta (Q4)	20
8.2.5.	Carico verticale carroponete(Q5)	20
8.3.	Azioni sismiche (E)	20
9.	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	23
9.1.	Definizione delle combinazioni	23
9.2.	Coefficienti di combinazione	25
10.	MODELLI DI CALCOLO.....	26
10.1.	Scorrimento sul piano di posa, ribaltamento	26
10.2.	Carico limite dell'insieme fondazione-terreno.....	30
10.3.	Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.....	31
10.4.	Valutazione dei cedimenti.....	32
11.	RISULTATI DELLA MODELLAZIONE	35
11.1.	Cassone tipo A	35
11.1.1.	SLU - Scorrimento sul piano di posa, ribaltamento.....	35
11.1.1.1.	Verifiche in condizioni statiche	35
11.1.1.2.	Verifiche in condizioni sismiche.....	38
11.1.2.	SLU - Carico limite dell'insieme fondazione-terreno	40



11.1.2.1.	Verifiche in condizioni statiche	40
11.1.2.2.	Verifiche in condizioni sismiche.....	41
11.1.3.	SLE - Valutazione dei cedimenti	43
11.1.3.1.	Geometria.....	43
11.1.3.1.	Condizioni al contorno	44
11.1.3.1.	Mesh di calcolo.....	45
11.1.3.1.	Fasi di calcolo.....	46
11.1.3.1.	Risultati in termini deformativi	49
11.1.4.	SLU - Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno	58
11.2.	Cassone tipo B	63
11.2.1.	SLU - Scorrimento sul piano di posa, ribaltamento.....	63
11.2.1.1.	Verifiche in condizioni statiche	63
11.2.1.2.	Verifiche in condizioni sismiche.....	66
11.2.2.	SLU - Carico limite dell'insieme fondazione-terreno	68
11.2.2.1.	Verifiche in condizioni statiche	68
11.2.2.2.	Verifiche in condizioni sismiche.....	69
11.2.1.	SLE - Valutazione dei cedimenti	71
11.2.1.1.	Geometria.....	71
11.2.1.2.	Condizioni al contorno	72
11.2.1.3.	Mesh di calcolo.....	73
11.2.1.4.	Fasi di calcolo.....	74
11.2.1.5.	Risultati in termini deformativi	78
11.2.2.	SLU - Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno	88
12.	DIMENSIONAMENTO DEI PARABORDI	93
12.1.	Introduzione	93
12.2.	Metodologia di calcolo	93
13.	PROTEZIONE DALL'EROSIONE DELLO SCANNO DI IMBASAMENTO	96
14.	VERIFICHE DELLA PAVIMENTAZIONE DI PIAZZALE.....	100
14.1.	Verifica della vita utile della sovrastruttura	100
14.1.1.	Metodologia di calcolo.....	100
14.1.2.	Proprietà dei materiali costituenti le pavimentazioni	100
14.1.3.	Stima del traffico.....	105
14.1.4.	Verifica a fatica della pavimentazione	106
14.1.5.	Verifica tensionale	107
14.1.6.	Verifica a fatica.....	107



AUTORITA' PORTUALE DI GENOVA



Relazione geotecnica specialistica – dimensionamento opere



1. PREMESSA

La presente relazione contiene i calcoli geotecnici specialistici relativi alle seguenti opere:

- Cassoni perimetrali in c.a.;
- Pavimentazione di banchina.

Per quanto riguarda il primo punto si tratta di verificare l'equilibrio statico e il comportamento deformativo (nel tempo) dei cassoni, sottoposti alle azioni esterne che saranno introdotte nei successivi paragrafi.

Il dimensionamento della pavimentazione consta nella verifica tensionale ed a fatica del pacchetto di progetto ed ha come scopo quello di garantire adeguati limiti di deformabilità ed una vita utile compatibili con le previsioni di utilizzo del piazzale.

La figura sottostante mostra lo stralcio della planimetria degli interventi strutturali.



Figura 1.1 stralcio della planimetria di progetto con individuazione dei cassoni



Sono previsti in totale 21 cassoni perimetrali, differenziati per dimensioni in pianta e profondità di imbascamento.

La tabella seguente riassume le dimensioni geometriche principali dei cassoni previsti.

GEOMETRIA DEI CASSONI DI PROGETTO				
TIPO	NUMERO	LARGHEZZA	LUNGHEZZA	QUOTA DI IMBASAMENTO
A1	2	8.80m	27.95m	-7.50m s.l.m.m.
A2	1	9.80m	16.00m	-7.50m s.l.m.m.
B1	15	16.00m	27.95m	-15.50m s.l.m.m.
B2	2	16.00m	22.10m	-15.50m s.l.m.m.
B3	1	16.00m	19.00m	-15.50m s.l.m.m.
TOTALE	21			

Tabella 1.1 geometria dei cassoni di progetto

Come si vedrà poi la modellazione geotecnica riguarda esclusivamente analisi bidimensionali, pertanto la lunghezza dei cassoni risulta ininfluente ai fini della valutazione della sicurezza delle opere; la quota di imbascamento e la larghezza dei cassoni rivestono invece un ruolo fondamentale nelle verifiche.

In definitiva si è scelto di modellare due cassoni tipo, rappresentativi di tutte le tipologie effettivamente presenti in progetto:

- Cassone tipo A avente le seguenti dimensioni:
 - Larghezza 8.8m¹;
 - Lunghezza 27.95m;
 - Quota di imbascamento: -7.50m s.l.m.m.
- La seguente figura mostra la sezione tipologica di intervento (nel caso specifico per i cassoni A1 e A2).

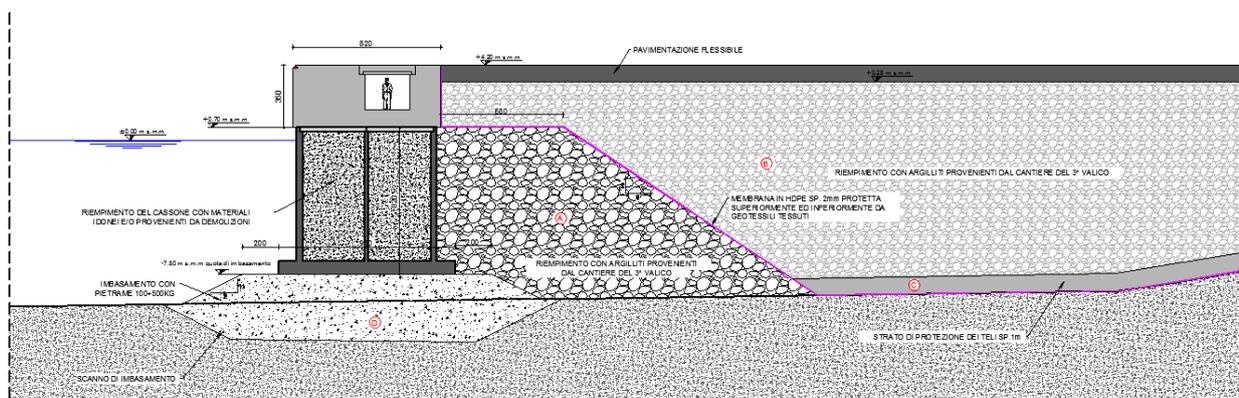


Figura 1.2 sezione tipologica di intervento (cassoni A1 e A2)

¹ Si è scelto di modellare il cassone A1 poichè risulta più stretto del tipo A2 e pertanto risulta penalizzato dal punto di vista dell'equilibrio



Per quanto riguarda la pavimentazione del piazzale di banchina si è confermata la proposta del progetto preliminare riguardante la realizzazione di una copertura portante di tipo flessibile. Ciò è dettato sia da ragioni di tipo economico (costruzione e manutenzione di un piazzale in calcestruzzo presentano solitamente costi maggiori in terreni di riporto o vasche di colmata) sia di tipo prestazionale (le pavimentazioni flessibili consentono di mantenere pressochè integre le caratteristiche di rigidità e resistenza anche a fronte di piccoli assestamenti differenziali del terreno di riempimento).

La pavimentazione è stata dimensionata tenendo conto dei carichi ipotizzati in sede di progetto preliminare e con riferimento alla “Nota Fincantieri prot. SE-CSE 47485/13/U del 26/11/2013”, propedeutica al presente progetto preliminare.

Il pacchetto di pavimentazione è riportato nella seguente figura.

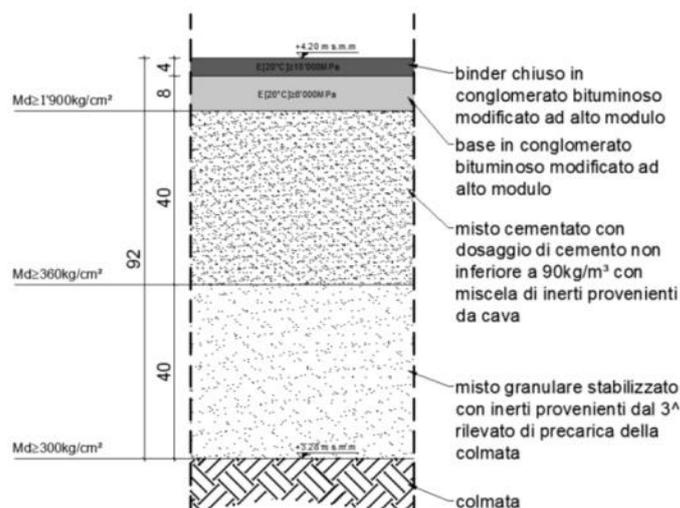
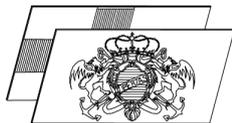


Figura 1.4 pacchetto di pavimentazione della colmata

Il dimensionamento di dettaglio è riportato al §14.



2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella progettazione sono state prese in considerazione le normative di seguito indicate:

- [1] **Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008**, *Nuove Norme tecniche per le costruzioni* (NTC '08);
- [2] **Circolare del consiglio superiore dei L.L. PP. 2 Febbraio 2009, n. 617 Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D. M. 14 gennaio 2008**;
- [3] **UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici**
- [4] **Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, D.M. 5 novembre 2001 – Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade.**
- [5] **Decreto 22 aprile 2004 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Modifica del decreto 5 novembre 2001, n.6792**, recante *"Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade"*.

Raccomandazioni e specifiche

- [6] **A.G.I. - Associazione Geotecnica Italiana** – *"Linee guida - aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica"* (2005);
- [7] **CNR – studio a carattere prenormativo. Norme sulle caratteristiche funzionali e geometriche delle intersezioni stradali. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Ispettorato Generale per la Circolazione e la Sicurezza Stradale, Roma 2001**;

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1]. Progetto preliminare "Formazione di una nuova calata ad uso cantieristica navale" – nota di calcolo pavimentazione industriale
- [2]. Nota Fincantieri prot. SE-CSE 47485/13/U del 26/11/2013
- [3]. Relazione geologica ed idrogeologica allegata al presente progetto definitivo
- [4]. Relazione geotecnica generale e sismica allegata al presente progetto definitivo
- [5]. TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI - PROGETTO ESECUTIVO - RILEVATO SPERIMENTALE VAL LEMME - Relazione tecnica (allegato al documento D_00_R003)



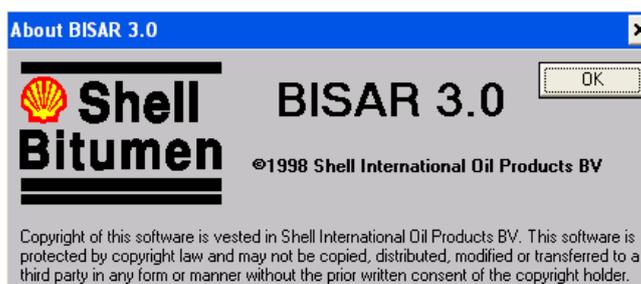
4. CODICI DI CALCOLO IMPIEGATI

Per il calcolo della stabilità dei cassoni nei confronti di atti di moto rigido si sono impiegati fogli elettronici di propria produzione.

Per il calcolo dei cedimenti dei cassoni e del loro decorso si impiegato il software Plaxis 2d,, sviluppato da Delft University e distribuito da Plaxis BV.



Per il calcolo delle tensioni e deformazioni dei vari strati che compongono il pacchetto di pavimentazione si è utilizzato il software BISAR 3.0 sviluppato da Shell International Oil Products BV.



Per il calcolo dei moduli elastici dei bitumi e dei conglomerati bituminosi alle varie temperature di esercizio si è utilizzato il software BANDS 2.0 sviluppato da Shell International Oil Products BV





5. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

5.1. Cassone tipo A

La zona interessata dalla posa dei cassoni tipo A è raffigurata sotto.



Figura 5.1 individuazione della zona di posa dei cassoni tipo A

Con riferimento alle sezioni stratigrafiche ricostruite in base alle indagini eseguite ed alla relazione geotecnica generale e sismica allegata al presente progetto, si deduce che nella zona in esame è presente la seguente successione litologica:

strato	da [m s.m.m.]	a [m s.m.m.]	γ [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kPa]	k [m/s]	E [kPa]	M [kPa]	OCR
B3	-7.5	-14.5	19.0	33.5	0.0	1×10^{-5}	14'000	-	1
A	-14.5	-	19.2	29.5	41.5	3×10^{-10}	-	23'870	4.5

Tabella 5.1 stratigrafia e parametri geotecnici dei terreni di fondazione



Per quanto riguarda la definizione dei parametri geotecnici degli altri strati che influenzano la stabilità geotecnica dell'opera si faccia riferimento alla seguente tabella.

strato	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	k [m/s]	E [MPa]	M [kPa]	OCR
imbasamento	20	35	0.0	1×10^{-3}	60	-	1
pavimentazione	23	-	-	0	200	-	-
sovrastuttura	25	-	-	0	30'000	-	-
rinfianco	19	30	0.0	1×10^{-4}	20	-	1
riempimento colmata	19	30	0.0	1×10^{-4}	20	-	1
cassone	19.85	-	-	-	30'000	-	-

Tabella 5.2 stratigrafia e parametri geotecnici dei terreni di fondazione

Gli strati che rappresentano la pavimentazione e la sovrastuttura sono stati schematizzati con modelli lineari elastici non porosi (vedi paragrafo successivo) per cui gli unici parametri influenti nella modellazione sono peso specifico e modulo elastico.

Per quanto riguarda il peso proprio medio del cassone affondato si faccia riferimento al capitolo riguardante la stabilità nautica dei cassoni, compreso nella relazione di calcolo delle strutture allegata al presente progetto.



5.2. Cassone tipo B

La zona interessata dalla posa dei cassoni tipo B è raffigurata sotto.

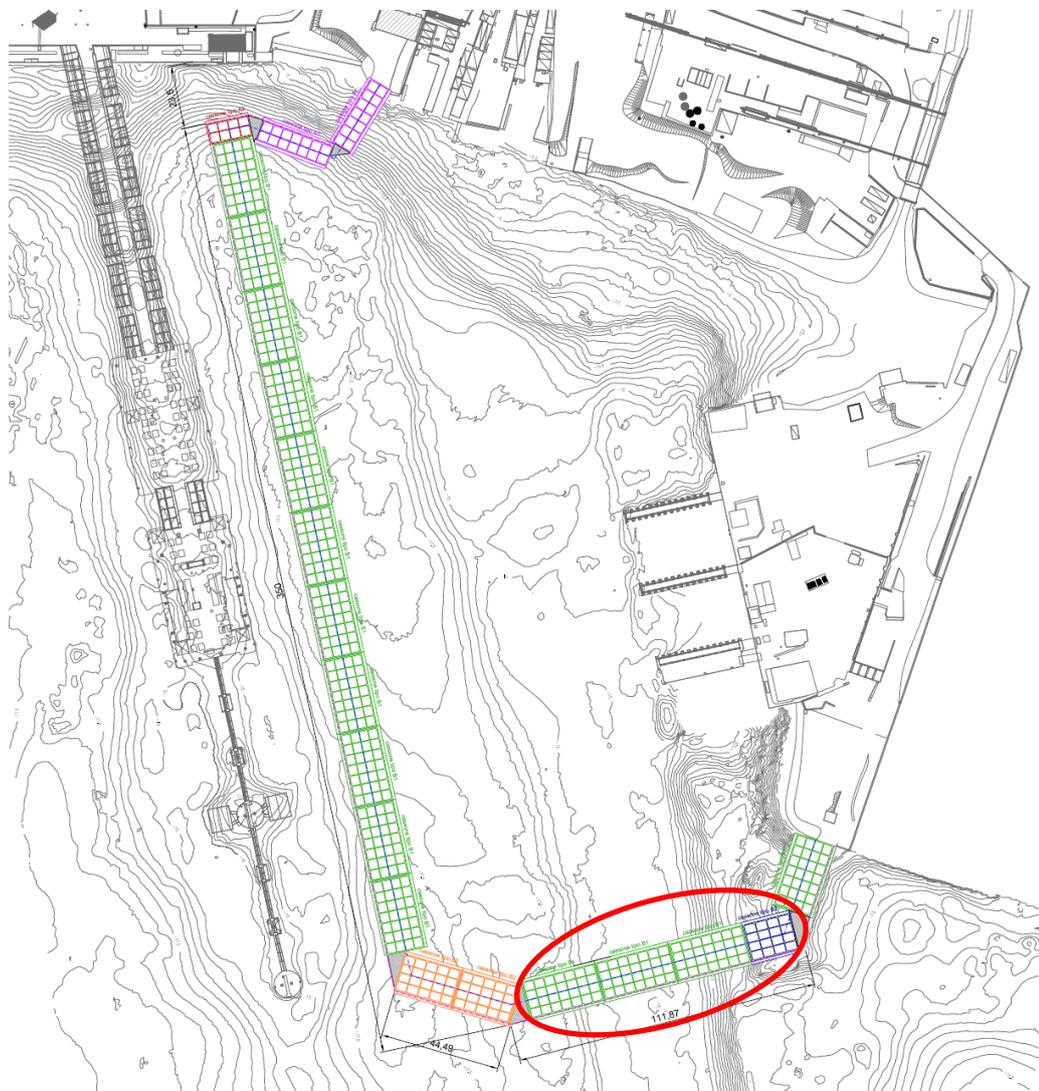


Figura 5.2 individuazione della zona di posa dei cassoni tipo A

Si è scelto di modellare la parte frontale (lato sud) della cassa poichè risulta più sollecitata per la presenza di bitte, parabordi e via di corsa del carroponete di futura installazione (non a carico del presente progetto).

Con riferimento alle sezioni stratigrafiche ricostruite in base alle indagini eseguite ed alla relazione geotecnica generale e sismica allegata al presente progetto, si deduce che nella zona in esame è presente la seguente successione litologica:

strato	da [m s.m.m.]	a [m s.m.m.]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	k [m/s]	E [kPa]	M [kPa]	OCR
B3	-17.0	-23.0	19.0	33.5	0.0	1×10^{-5}	14'000	-	1
A	-23.0	-	19.2	29.5	41.5	3×10^{-10}	-	23'870	4.5

Tabella 5.3 stratigrafia e parametri geotecnici dei terreni di fondazione



Per quanto riguarda la definizione dei parametri geotecnici degli altri strati che influenzano la stabilità geotecnica dell'opera si faccia riferimento alla seguente tabella.

strato	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	k [m/s]	E [MPa]	M [kPa]	OCR
imbasamento	20	35	0.0	1×10^{-3}	60	-	1
pavimentazione	23	-	-	0	200	-	-
sovrastuttura	25	-	-	0	30'000	-	-
rinfianco	19	30	0.0	1×10^{-4}	20	-	1
riempimento colmata	19	30	0.0	1×10^{-4}	20	-	1
cassone	19.47	-	-	-	30'000	-	-

Tabella 5.4 stratigrafia e parametri geotecnici dei terreni di fondazione

In analogia con quanto assunto per il cassone tipo A gli strati che rappresentano la pavimentazione e la sovrastuttura sono stati schematizzati con modelli lineari elastici non porosi (vedi paragrafo successivo) per cui gli unici parametri influenti nella modellazione sono peso specifico e modulo elastico.

Anche qui per quanto riguarda il peso proprio medio del cassone affondato si faccia riferimento al capitolo riguardante la stabilità nautica dei cassoni, compreso nella relazione di calcolo delle strutture allegata al presente progetto.



6. DEFINIZIONE DELLE VERIFICHE AGLI SLU

La funzione offerta dai cassoni è quella di contenere il terreno posto a tergo. Dal punto di vista degli stati limite ultimi l'opera viene verificata in base a quanto disposto dal D.M. 14.01.2008 per i muri di sostegno.

Le verifiche geotecniche sono condotte con riferimento ai seguenti stati limite

- scorrimento sul piano di posa;
- ribaltamento;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: A2+M2+R2,

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle seguenti Tabelle 6.2.I e 6.2.II e per le azioni e i parametri geotecnici e e 6.8.I. per le resistenze.

Le rimanenti verifiche sono effettuate secondo il seguente approccio:

- Approccio 2:
 - Combinazione 2: A1+M1+R3,

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Tabella 6-1 (6.2.I ex. DM 14.01.2008): coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni per muri di sostegno

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.



Tabella 6-2 (6.2.II ex. DM 14.01.2008): coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno per muri di sostegno

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

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

Per quanto riguarda il coefficiente R2 da utilizzare per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo si fa riferimento alla Tabella 6.8.I

Tabella 6-3 (6.8.I ex. DM 14.01.2008): coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di stabilità globale di muri di sostegno

Tabella 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

Tabella 6-4 (6.5.I ex. DM 14.01.2008): coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di muri di sostegno

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Come visto in precedenza la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la combinazione A2+M2+R2. I parametri di resistenza del terreno devono essere ridotti secondo quanto stabilito dalla Tabella 6.2 6.2.II.



I valori di calcolo da impiegare nella modellazione sono riportati nelle seguenti tabelle.

Tabella 6-5: parametri di resistenza di calcolo da inserire nelle modellazioni SLE (M1) e di stabilità complessiva opera – terreno (M2)

CASSONE A			VALORI CARATT.		PARAMETRI M1		PARAMETRI M2	
nome	γ	$\varphi'_d(*)$	c'	φ'_d	c'	φ'_d	c'	
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[°]	[kPa]	[°]	[kPa]	
t e r r e n o	B3	19,0	33,5	0,0	33,5	0,0	27,9	0,0
	A	19,2	29,5	41,5	29,5	41,5	24,4	33,2
	imbasamento	20,0	35,0	0,0	35,0	0,0	29,3	0,0
	rinfianco	19,0	30,0	0,0	30,0	0,0	24,8	0,0
	riemp. colmata	19,0	30,0	0,0	30,0	0,0	24,8	0,0

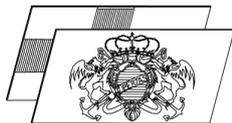
CASSONE B			VALORI CARATT.		PARAMETRI M1		PARAMETRI M2	
nome	γ	$\varphi'_d(*)$	c'	φ'_d	c'	φ'_d	c'	
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[°]	[kPa]	[°]	[kPa]	
t e r r e n o	B3	19,0	33,5	0,0	33,5	0,0	27,9	0,0
	A	19,2	29,5	41,5	29,5	41,5	24,4	33,2
	imbasamento	20,0	35,0	0,0	35,0	0,0	29,3	0,0
	rinfianco	19,0	30,0	0,0	30,0	0,0	24,8	0,0
	riemp. colmata	19,0	30,0	0,0	30,0	0,0	24,8	0,0



7. DEFINIZIONE DELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante sono valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità.

Nel caso specifico verranno condotte analisi sui cedimenti del cassone e del terrapieno retrostante, nonché valutazioni sulle rotazioni attese in testa ai cassoni.



8. ANALISI DEI CARICHI

I carichi considerati per il calcolo delle sollecitazioni a cui è sottoposta le strutture appartengono a due classi distinte: carichi permanenti e carichi accidentali; a questi si aggiunge la componente sismica.

Nel seguito si riportano tutte le azioni agenti su ogni sezione.

8.1. Carichi permanenti (G)

8.1.1. *Peso proprio degli elementi strutturali (G1)*

Il peso proprio dei calcestruzzi viene posto pari a 25.0 kN/m^3 .

Anche il terreno e l'acqua vengono inseriti in questa categoria, secondo quanto riportato al § 6.2.3.1.1 delle NTC08. Ad essi vengono attribuiti pesi specifici pari rispettivamente a 19 kN/m^3 e 10 kN/m^3 .

La spinta orizzontale del terreno varia a seconda del modello di calcolo impiegato. Si faccia utile riferimento al §10.

8.1.2. *Permanenti portati non strutturali (G2)*

I carichi permanenti non strutturali agenti interessati sono costituiti dal pacchetto di pavimentazione del piazzale, di spessore 92cm. Ad esso viene attribuito un peso specifico medio di 21 kN/m^3 .

8.2. Carichi accidentali (Q)

Nel seguito si prenderanno in considerazione le azioni tipiche degli impalcati, stradali e ferroviari, dei ponti, in base a quanto riportato al cap.5 delle NTC08.

8.2.1. *Sovraccarico distribuito al di sopra dei cassoni (Q1)*

Il sovraccarico massimo caratteristico al di sopra dei cassoni viene posto pari a 50 kPa e interessa una fascia di larghezza 30m dal ciglio banchina verso l'interno.

8.2.2. *Sovraccarico distribuito al dietro i cassoni (Q2)*

Il sovraccarico massimo caratteristico dietro i cassoni viene posto pari a 100 kPa .

8.2.3. *Reazione vincolare trasferita dai parabordi (Q3)*

La verifica dei parabordi da impiegare ed il relativo interasse sono riportati nel §12.

Il valore esatto della reazione vincolare dipende dal prodotto scelto e dal grado di deformazione. Per deformazioni del 50% il valore varia tra 700 kN e 750 kN . Il valore di progetto assunto è pari a 725 kN . L'interasse dei parabordi è pari a 15m.



8.2.4. Tiro alla bitta (Q4)

Si impiegheranno bitte da 1'000kN ad interasse 30m.

8.2.5. Carico verticale carroponte(Q5)

Il progetto prevede di realizzare una predisposizione per via di corsa di carroponte su rotaie, da posizionare in sommità del massiccio di coronamento. La via di corsa lato terra verrà invece predisposta in futuro dalle utenze di banchina. L'azione verticale a pieno carico trasmessa dai carrelli alla sovrastruttura si pone pari a 440kN. La distanza dei carrelli si suppone pari a 20m.

8.3. Azioni sismiche (E)

L'azione esterna dovuta al sisma è valutata mediante i parametri specifici dell'area ottenuti facendo riferimento alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 pubblicate nella G.U. n.29 del 04.02.2008 Suppl. Ordinario n.30.

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha messo a disposizione un programma sperimentale "Spettri di risposta ver.1.01" che fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale.

Il **sottosuolo** è stato definito come appartenente alla categoria **C**, ovvero "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_s,30$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT,30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu,30 < 250$ kPa nei terreni a grana fina)*".

Per quanto riguarda la categoria topografica del sito, questo appartiene alla prima categoria (**T1**), ovvero "superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$ ".

La classificazione delle opere viene condotta secondo il prospetto seguente:

Classificazione dell'opera	Vita nominale	Classe d'uso (Cu]	Periodo di riferimento per la costruzione (Vr)	Periodo di ritorno agli SLV
Opere provvisionali minori	< 2 anni	_*	_*	_**
Opere provvisionali maggiori	Compreso tra 2 e 10 anni	2	35 anni	332 anni
Opere definitive di importanza ordinaria	50 anni	2	100 anni	949 anni
Opere definitive di importanza primaria	100 anni	3	150 anni	1424 anni

Figura 8.1 classificazione delle opere in termini di parametri sismici SLV in dipendenza da vita nominale e classe d'uso

* verifica sismica omessa ai sensi del D.M. 14.01.2008



Per l'opera in esame, viste le dimensioni e l'importanza rivestita, si sceglie di attribuire una vita nominale di 100 anni ed una classe d'uso pari a 3. Ciò comporta un periodo di riferimento per l'azione sismica di 150 anni ed un periodo di ritorno dell'evento sismico pari a 1424 anni in condizioni SLV.

Per uno stato limite ultimo SLV (Stato Limite di Vita), con relativi punti e parametri, ottenuti col programma "Spettri di risposta ver.1.0.3" in cui sono stati introdotti come dato base le coordinate geografiche del sito in cui insistono i manufatti, si ha:

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

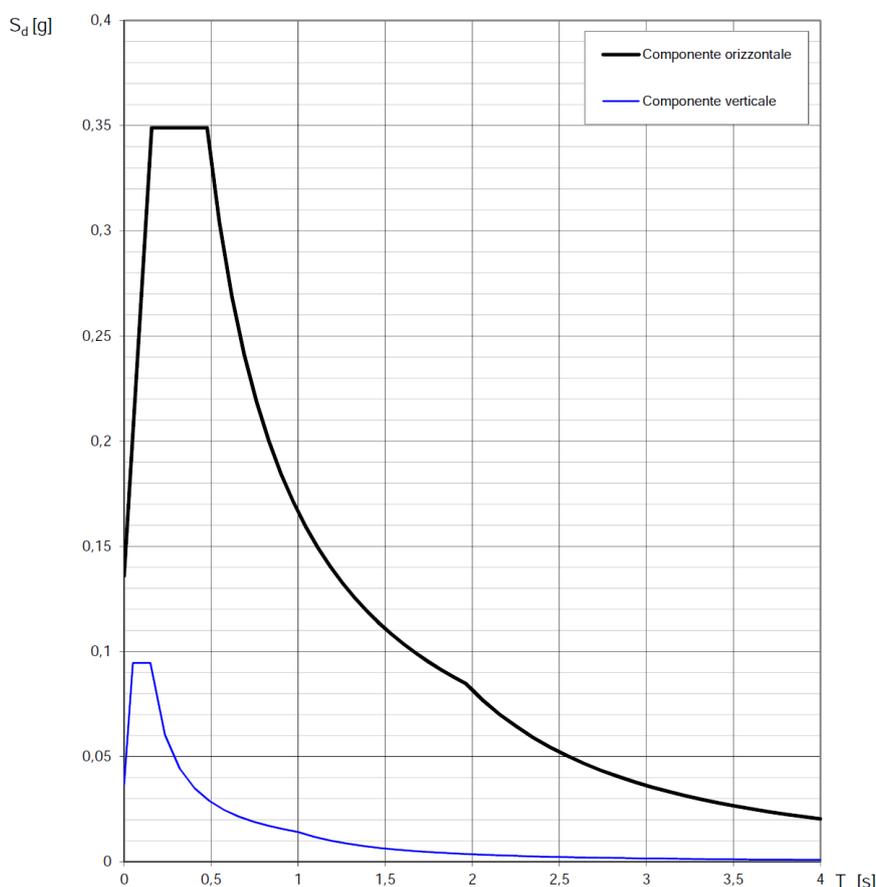
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	90	0.036	2.548	0.231
SLD	151	0.043	2.537	0.265
SLV	1424	0.092	2.559	0.306
SLC	2475	0.110	2.561	0.313

Figura 8.2 valori dei parametri sismici indipendenti per i diversi stati limite

Il fattore di struttura scelto è fissato in base a quanto previsto dalla normativa vigente è pari a $q = 1.00$, pertanto si utilizzerà lo spettro elastico.

Si riportano parametri e grafico dello spettro allo SLV:

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





In base a quanto consentito dal §7.11.6.2 del DM 14.01.2008, la modellazione sismica sarà effettuata mediante analisi pseudostatica si effettua mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo comprende l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto con l'opportuno coefficiente di contemporaneità.

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

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

dove:

$$a_{max}=0.35g;$$

β_m è un coefficiente pari ad 1 per muri che non possono ruotare, mentre negli altri casi dipende dalla categoria di sottosuolo e dall'accelerazione a_g , secondo la seguente tabella.

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

Nel caso in esame il coefficiente da applicare risulta pari a $\beta_m = 0.24$.

I coefficienti sismici da impiegare sono pertanto pari a:

- $k_h=0.084$
- $k_v=0.042$



9. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

9.1. Definizione delle combinazioni

Le combinazioni delle azioni utilizzate sono quelle indicate dal NTC 2008, ovvero sono state considerate le combinazioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle verifiche. Si adotteranno perciò le combinazioni di seguito espresse.

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

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

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

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

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

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

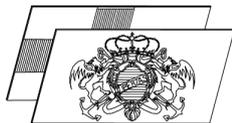
$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

dove:



2.5.1.3 Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo

- a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
 - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
 - pretensione e precompressione (P);
 - ritiro e viscosità;
 - spostamenti differenziali;
- b) *variabili* (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- c) *eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
- incendi;
 - esplosioni;
 - urti ed impatti;
- d) *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

G_1 = valore caratteristico del peso proprio delle strutture, del peso del terreno e della pressione dell'acqua (se costante nel tempo)

G_2 = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

P = valore caratteristico delle azioni di precompressione

Q_{k1} = valore caratteristico della azione accidentale dominante per la combinazione considerata

Q_{ki} = valori caratteristici delle altre azioni accidentali tra loro indipendenti che possono agire contemporaneamente a quella dominante

E_k = valore caratteristico della sollecitazione derivante dai terremoti

A_k = valore caratteristico delle azioni eccezionali:

- incendi
- esplosioni
- urti ed impatti



9.2. Coefficienti di combinazione

Al fine di applicare correttamente le combinazioni di carico sopra introdotte, occorre definire i seguenti parametri:

$\Psi_{0,i}$ = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo che tiene conto probabilità della non simultaneità dei carichi accidentali;

$\Psi_{1,i}$ = coefficiente atto a definire i valori delle azioni accidentali assimilabili ai frattili di ordine 0.95 delle distribuzioni dei valori istantanei

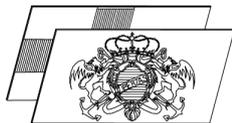
$\Psi_{2,i}$ = coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni accidentali assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei

I coefficienti di combinazione utilizzati sono i seguenti.

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
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 Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
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

Nel caso in esame appare ragionevole seguire quanto previsto per la categoria G: “Biblioteche, archivi, magazzini e **ambienti ad uso industriale**”. I coefficienti da impiegare saranno pertanto:

- $\Psi_{0,i} = 1.0$
- $\Psi_{1,i} = 0.9$
- $\Psi_{2,i} = 0.8$



10. MODELLI DI CALCOLO

10.1. Scorrimento sul piano di posa, ribaltamento

Per quanto riguarda le verifiche di sicurezza gli atti di moto rigido (scorrimento sul piano di posa, ribaltamento), si è impiegato un modello di calcolo all'equilibrio limite con modello costitutivo degli elementi del tipo rigido – perfettamente plastico, nel quale vengono trascurati gli spostamenti fino al verificarsi della labilità dell'insieme terreno – struttura.

Le verifiche si svolgono confrontando che il rapporto fra azioni resistenti (opportunitamente coefficientate) e destabilizzanti (anche queste coefficientate) sia superiore al minimo consentito da normativa per ciascun atto di moto rigido considerato.

Per quanto riguarda la definizione delle azioni stabilizzanti si è fatto riferimento ai seguenti schemi:

- **Peso proprio del cassone:** viene valutato con riferimento alla condizione di completo riempimento, inserendo il peso specifico medio apparente relativo all'ingombro esterno del cassone;
- **Attrito base del cassone – terreno:** il criterio di rottura per taglio è del tipo Mohr – Coulomb.
- **Spinta dell'acqua lato mare:** viene assunta una distribuzione idrostatica con peso specifico dell'acqua pari a 10kN/m^3 ;
- **Peso della massiccio di coronamento:** viene considerato l'effettivo peso del massiccio definito dall'area netta per il relativo peso specifico, pari a 25kN/m^3 ;
- **Peso del terreno al di sopra del cassone:** viene considerato l'effettivo peso del terreno sovrastante il cassone, relativo all'area netta per il relativo peso specifico, pari a 19kN/m^3 ;
- **Sovraccarico al di sopra del cassone:** il carico massimo caratteristico di progetto ammonta a 50kPa . Nelle verifiche a scorrimento e ribaltamento l'azione in esame risulta sempre a sfavore di sicurezza. In base ai disposti della normativa vigente viene attribuito pertanto un coefficiente di amplificazione $\gamma_Q=0$.

Per la definizione delle azioni destabilizzanti si è fatto riferimento ai seguenti schemi:

- **Spinta delle terre a monte del cassone in condizioni statiche:** viene valutata con riferimento alla condizione di completo riempimento a tergo del cassone. La spinta orizzontale agisce con diagramma triangolare lineare crescente dall'alto al basso, ed è pari a, nel caso di assenza di falda (per un altezza h_1):

$$S_{T(1)} = K h_1 Y_T$$

Con: K coefficiente di spinta

h_1 altezza terreno variabile da P.C. a quota falda

$Y_T = 19\text{ kN/m}^3$ peso specifico del terreno

mentre nel caso di presenza di falda (per un altezza h_2) diventa:



$$S_{T(2)} = K h_1 Y_T + Y' h_2 K + Y_w h_2$$

con: h_2 altezza terreno variabile da quota falda a quota fondazioni

$$Y_w = 10 \text{ kN/m}^3 \quad \text{peso specifico dell'acqua}$$

$$Y' = Y_T - Y_w = 9 \text{ kN/m}^3 \quad \text{peso terreno sommerso}$$

Questa spinta verrà posta agente come pressione sui muri laterali dei manufatti.

Agisce inoltre la sottospinta idraulica derivante dalla falda sulla platea del cassone, diretta verso l'alto, e pari a:

$$S_w = Y_w h_2$$

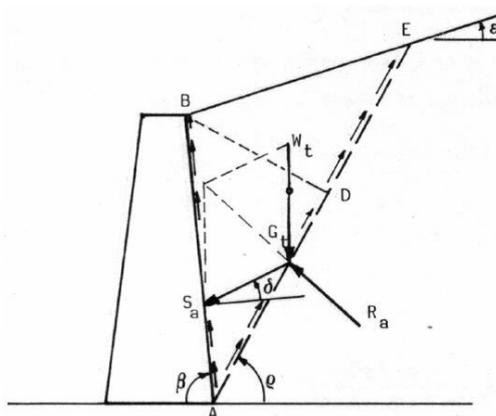
Nelle espressioni viste in precedenza il coefficient di spinta K è il cosiddetto coefficiente di spinta attivo, che può essere visto in prima approssimazione come il rapporto minimo fra gli sforzi agenti sul piano orizzontale (contenimento ad opera del terreno circostante) e quelli agenti sul piano verticale (peso del terreno sovrastante ed eventuali sovraccarichi agenti sul piano campagna) applicati ad un elemento di terreno in condizioni di equilibrio plastico limite.

La spinta attiva si mobilita quando il terreno subisce una decompressione (una diminuzione della pressione orizzontale alla quale non corrisponda un uguale variazione della pressione verticale, come può verificarsi per esempio in seguito ad una rotazione, anche modesta, di un muro di contenimento attorno al piede) con deformazioni dell'ordine dello 0,2-0,3%.

E'possibile individuare un piano lungo il quale K_a assume il suo valore minimo. Questo piano rappresenta una superficie potenziale di rottura lungo la quale potrà muoversi il prisma di terreno isolato dalla superficie di rottura stessa, che andrà a sollecitare l'opera di contenimento.

Esistono vari approcci per il calcolo di K_a . Nel caso in esame si è preferito impiegare il modello di Muller-Breslau in quanto maggiore rappresentativo delle reali condizioni di carico.

Nel modello di Muller-Breslau non viene posta la condizione che gli sforzi agenti sul piano orizzontale e su quello verticale siano sforzi principali. La spinta totale del terreno risulterà quindi inclinata di un certo angolo rispetto all'orizzontale.



Posto:



β = inclinazione del paramento interno dell'opera rispetto alla verticale;

ρ = inclinazione della superficie di rottura del terreno;

δ = angolo d'attrito terra-paramento, solitamente posto uguale a $\arctg[2/3 \times \text{tg}(\varphi)]$;

ε = inclinazione del versante a monte dell'opera di sostegno;

φ = angolo di resistenza al taglio del terreno,

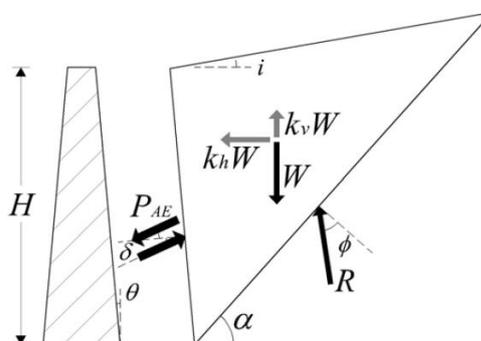
il coefficiente di spinta attiva assume la seguente forma:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta) \cdot (1 + \sqrt{R_p})^2},$$

dove:

$$R_p = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(\varepsilon - \beta)}.$$

- **Spinta delle terre a monte del cassone in condizioni sismiche:** viene valutata avendo l'accortezza di modificare il coefficiente di spinta K_a per tenere conto delle forze inerziali che il cuneo di spinta del terrapieno esercita sul cassone. Lo schema di calcolo è riportato nella seguente figura.



Il valore di K_a si calcola come:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - i - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(i - \theta)}} \right]^2},$$

dove:

ϕ = angolo di resistenza al taglio del terreno,

θ = angolo che il paramento interno forma con la verticale,

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$



δ = angolo d'attrito terra-paramento, solitamente posto uguale a $\arctg[1/3 \times \text{tg}(\varphi)]$;

i = inclinazione del terrapieno di monte.

La spinta sismica complessiva si calcola infine come:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE} (1 - k_v)$$

- **Spinta dell'acqua in condizioni sismiche:** posto che a tergo del paramento interno del cassone è posto un rilevato di materiale granulare altamente permeabile, è lecito supporre che l'acqua di impregnamento sia svincolata, durante il sisma, dallo scheletro solido del riempimento.

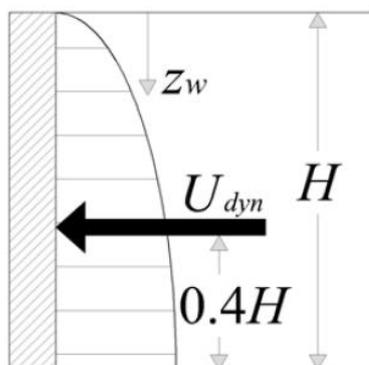
Con queste ipotesi è possibile applicare una sovraspinta idrodinamica, calcolata utilizzando la teoria di Westergaard [1933]. Nell'ipotesi di struttura di sostegno rigida a parete verticale, acqua incomprimibile e frequenza della sollecitazione armonica orizzontale applicata alla base minore della frequenza fondamentale del serbatoio d'acqua infinitamente esteso Westergaard [1933] considera che le pressioni idrodinamiche aumentino con la radice quadrata della profondità dell'acqua z_w :

$$u_{dyn} = \pm \frac{7}{8} k_{hw} \gamma_w \sqrt{H z_w}$$

La spinta idrodinamica complessiva esercitata sul paramento risulta pari a:

$$U_{dyn} = \pm \frac{7}{12} k_{hw} \gamma_w H^2$$

che agisce a $0.4H$ dalla base della struttura; k_{hw} è il coefficiente sismico relativo all'acqua. Ebeling e Morrison [1992] e PIANC [2001] assumono per k_{hw} lo stesso valore del coefficiente sismico orizzontale usato per il terreno.





Tutto quanto detto vale anche (a maggior ragione) per il serbatoio di valle: in questo caso occorre assicurarsi di applicare la forza idrodinamica con lo stesso verso di quella del serbatoio di monte.

10.2. Carico limite dell'insieme fondazione-terreno

In analogia con quanto riportato al paragrafo precedente, anche in questo caso per le verifiche di sicurezza si è impiegato un modello di calcolo all'equilibrio limite con modello costitutivo degli elementi del tipo rigido – perfettamente plastico, nel quale vengono trascurati gli spostamenti fino al verificarsi della labilità dell'insieme terreno – struttura.

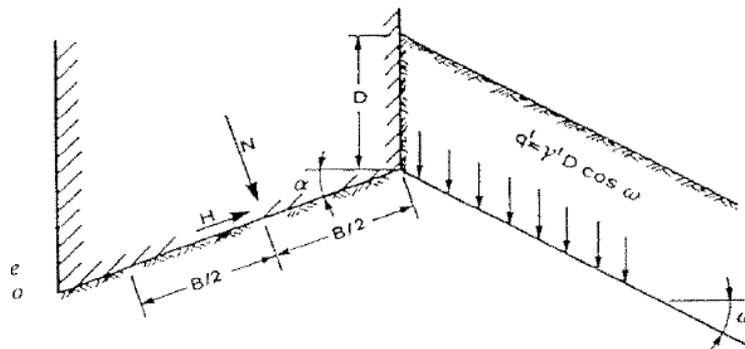
Le verifiche si svolgono confrontando che il rapporto fra azioni resistenti (opportunitamente coefficientate) e destabilizzanti (anche queste coefficientate) sia superiore al minimo consentito da normativa per ciascun atto di moto rigido considerato.

La verifica della capacità portante della fondazione viene effettuata applicando le azioni esterne calcolate come al paragrafo precedente sul baricentro della platea di fondazione, tenendo conto dei momenti di trasporto delle azioni orizzontali e verticali.

Il calcolo della resistenza di progetto viene condotto con riferimento alla teoria di Vesic [1975]:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

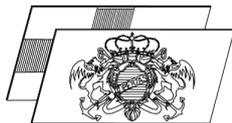
dove:



- s_c, s_q, s_γ , i fattori di forma;
- d_c, d_q, d_γ , i fattori di profondità;
- i_c, i_q, i_γ , i fattori di inclinazione del carico;
- b_c, b_q, b_γ , i fattori di inclinazione della base;
- g_c, g_q, g_γ , i fattori di inclinazione del piano campagna;
- B' la larghezza equivalente per carico eccentrico.

I fattori di forma, di profondità, di inclinazione del carico, della base e del piano campagna sono riportati nelle seguenti tabelle.

Forma della fondazione	s_c	s_q	s_γ
Rettangolare	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$	$1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L'}$
Circolare o quadrata	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0.6



Valore di ϕ	d_c	d_q	d_r
$\phi = 0$ argilla satura in condizioni non drenate	$\frac{D}{B'} \leq 1$ $1 + 0,4 \cdot \frac{D}{B'}$	1	1
$\frac{D}{B'} > 1$	$1 + 0,4 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$		
$\phi > 0$ sabbia e argilla in condizioni drenate	$d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\frac{D}{B'} \leq 1$ $1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \frac{D}{B'}$	1
		$\frac{D}{B'} > 1$ $1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$	

Terreno	i_c	i_q	i_r
$\phi = 0$ argilla satura in condizioni non drenate	$1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_u \cdot N_c}$	1	1
$c > 0, \phi > 0$ argilla in condi- zioni drenate	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot g \phi'}\right]^{m+1}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot g \phi'}\right]^{m+1}$
$c = 0$ sabbia	-	$\left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$\left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$
$m = m_L \cdot \cos^2 \theta$ $+ m_B \cdot \sin^2 \theta$	$m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{L}{B}}$	$m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$	θ è l'angolo fra la direzione del carico proiettata sul piano di fondazione e la direzione di L

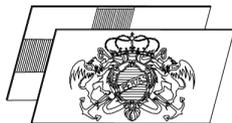
b_c	b_q	b_r
$b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$

g_c	g_q	g_r
$g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$\frac{g_q}{\cos \omega}$

10.3. Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno

Le analisi di stabilità globale sono state effettuate con il software agli elementi finiti PLAXIS, che consente di valutare la risposta tensionale e deformativa dell'opera simulando le varie fasi costruttive e la configurazione finale.

In particolare per quanto riguarda le analisi di stabilità si è impiegata la procedura *Phi-c reduction*, uno speciale calcolo plastico che consente un'analisi di stabilità con il metodo della riduzione dei parametri di resistenza del terreno e permette di valutare un fattore di sicurezza globale per le opere di progetto. Nell'approccio *Phi-c reduction* i parametri di resistenza $\tan \phi$ e c del terreno vengono ridotti fin quando avviene la rottura della struttura, che numericamente si traduce nell'impossibilità di ottenere la convergenza. Con PLAXIS è possibile eseguire un'analisi di stabilità dopo ogni singola fase di calcolo ovvero per ogni fase di costruzione. Durante un'analisi del tipo *Phi-c reduction* il



comportamento del terreno è quello del modello di Mohr-Coulomb, in quanto nel calcolo vengono trascurati sia la dipendenza della rigidità dallo stato tensionale che l'incrudimento plastico. Nel caso specifico, la rigidità viene calcolata all'inizio della fase di calcolo e mantenuta costante fino al suo completamento.

Il moltiplicatore totale ΣM_{sf} viene utilizzato per definire il valore dei parametri di resistenza del terreno in un dato stadio dell'analisi e costituisce pertanto il coefficiente di sicurezza globale dell'opera:

$$\Sigma M_{sf} = \frac{\tan \varphi_{input}}{\tan \varphi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}}$$

10.4. Valutazione dei cedimenti

Per la valutazione dell'entità dei cedimenti e del loro decorso durante le fasi di costruzione dell'opera e successivamente in esercizio, si è impiegato il software agli elementi finiti PLAXIS.

A seconda del tipo di materiale da modellare si sono impiegati modelli costitutivi differenti, ciascuno caratterizzato da diversi parametri.

In particolare per quanto riguarda pavimentazione, cassone, massiccio di coronamento si è impiegato un modello costitutivo di tipo lineare infinitamente elastico, caratterizzato da peso di volume, modulo elastico e modulo di Poisson. A ciascun materiale è stata assegnata una permeabilità nulla;

Per quanto riguarda i terreni granulari e quindi riempimenti, imbasamenti e sabbie marine si sono impiegati modelli elastico lineari associati a criteri di rottura alla Mohr – Coulomb. Oltre ai parametri citati in precedenza risulta pertanto assegnare valori agli angoli di attrito, coesione e dilatanza.

Infine per le argille di Ortovero si è impiegato un modello non lineare di tipo incrudente associato a criteri di rottura alla Mohr – Coulomb. La scelta è legata al forte comportamento non lineare (già da piccoli stati deviatori di tensione) dei materiali di tipo argilloso.

Si passa nel seguito ad una breve descrizione del software.

PLAXIS è un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (plain strain) o a condizioni assialsimmetriche (axisymmetric).

Il terreno viene schematizzato mediante un insieme di elementi finiti di forma triangolare a sei o quindici nodi; in particolare, il triangolo a quindici nodi, adottato nei seguenti modelli, fornisce un'interpolazione del quarto ordine e l'integrazione numerica adoperata dodici punti di Gauss.

Per modellare strutture bidimensionali con una significativa rigidità assiale e flessionale si possono utilizzare elementi lineari del tipo "beam"; si possono inoltre inserire elementi caratterizzati da sola rigidità assiale, come geotessili e ancoraggi tra nodo e nodo.

I dati principali richiesti dal programma sono:



- geometria del sistema (coordinate dei vertici di quadrilateri che vengono poi suddivisi in triangoli a 6 nodi, posizione di elementi beam, ancoraggi, geotessili, cerniere, vincoli, falda);
- caratteristiche degli elementi di terreno:
 - W_{dry} = peso totale dell'unità di volume di terreno emerso;
 - W_{wet} = peso totale dell'unità di volume di terreno immerso;
 - φ' = angolo d'attrito interno;
 - ψ = angolo di dilatanza;
 - E = modulo di elasticità o di Young;
 - G = modulo di elasticità tagliante;
 - ν = coefficiente di Poisson;
 - c' = coesione;
 - coefficienti di permeabilità in direzione orizzontale e verticale;
 - tipo di comportamento (drenato o non drenato);
 - caratteristiche degli elementi lineari:
 - EJ ed EA per gli elementi beam;
 - EA per ancoraggi e geotessili;
 - definizione dei sistemi di carico.

Il calcolo prevede in genere la suddivisione delle diverse fasi (corrispondenti all'applicazione di carichi, o a modifiche della configurazione geometrica per scavi o riporti, o a modifiche delle pressioni idrostatiche) in passi di calcolo, ed è possibile quindi seguire l'evoluzione delle condizioni del terreno parallelamente alle prevedibili fasi costruttive.

Il programma è concepito in modo tale da applicare per passi i carichi desiderati, aggiornando di volta in volta i valori delle deformazioni e delle tensioni. All'interno di ogni passo di carico il programma perviene all'equilibrio attraverso una serie di iterazioni sfruttando la matrice di rigidezza iniziale (metodo di Newton-Raphson modificato). Il controllo della convergenza, al termine della i -esima iterazione viene effettuato attraverso la relazione:

$$\varepsilon_i = \frac{\|P_i\|}{\|\Sigma F\|}$$

dove:

- ε_i = errore della i -esima iterazione;
- P_i = norma del vettore costituito dalle forze nodali non bilanciate; P_i può essere definito come $\Sigma F - P$, dove P_i è il vettore dei carichi nodali equivalenti al termine della i -esima iterazione (relativo allo stato tensionale ottenuto via legame costitutivo dallo stato deformativo);



- ΣF = norma del vettore dei carichi nodali equivalenti relativo al livello finale di carico del passo in esame.

In output sono disponibili, per ogni passo:

- spostamenti in tutti i nodi del sistema,
- stato tensionale in tutti i punti di integrazione;
- sollecitazioni di momento flettente, sforzo normale e taglio negli elementi beam e sforzo normale negli ancoraggi e nei geotessili.

Varie routine grafiche permettono di visualizzare velocemente gli spostamenti e lo stato tensionale in ciascuna fase.



11. RISULTATI DELLA MODELLAZIONE

11.1. Cassone tipo A

11.1.1. SLU - Scorrimento sul piano di posa, ribaltamento

Le verifiche sono condotte seguendo le verifiche descritte al §6, con le azioni definite al §8 e le combinazioni di cui al §9, introducendo le ipotesi di calcolo introdotte al §10.1.

Nei seguenti paragrafi si riportano i risultati delle verifiche in condizioni statiche e sismiche.

11.1.1.1. Verifiche in condizioni statiche

Nel calcolo sono state introdotte tutte le azioni relative ai pesi propri strutturali e non, con i coefficienti amplificativi previsti da normativa.

Per quanto riguarda i carichi variabili occorre tenere presente che non tutti risultano sfavorevoli per le verifiche. In particolare i seguenti carichi risultano a sfavore di sicurezza e pertanto non sono stati introdotti nella modellazione:

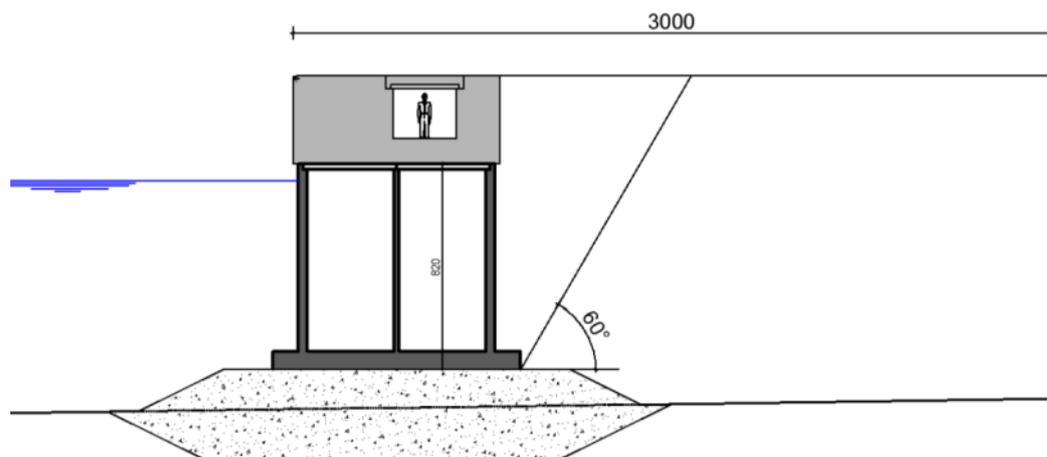
- Carico trasmesso da carroponete;
- Reazione vincolare dovuta al parabordo;
- Sovraccarico superficiale distribuito localizzato al di sopra del cassone.

Si sono considerate pertanto le sole azioni destabilizzanti, ovvero:

- Tiro alla bitta;
- Sovraccarico superficiale distribuito localizzato dietro al cassone.

Per quanto riguarda l'ultimo punto si precisa che, sebbene il progetto prevede che all'interno del piazzale sia ammissibile un sovraccarico massimo distribuito di 100kPa, si prevede una fascia di rispetto di larghezza 30m da ciglio banchina dove i carichi non possono superare i 50kPa.

La situazione di carico è schematizzata nella figura sottostante.





Come si nota dalla figura la linea che individua il piano di formazione del cuneo di spinta attiva (costruita a partire dal ciglio inferiore lato terra della platea con inclinazione di 60° sull'orizzontale) risulta interno alla fascia di 30m, per cui risulta ragionevole introdurre nella modellazione il solo sovraccarico superficiale di 50kPa.

Dal momento che i coefficienti di contemporaneità Ψ_0 sono stati posti pari all'unità, è sufficiente introdurre una sola combinazione di calcolo, che risulta rappresentativa per tutte i carichi variabili presenti.

La figura seguente mostra il dettaglio del calcolo.

I coefficienti di sicurezza minimi per quanto riguarda sollevamento, traslazione e ribaltamento risultano sempre superiori a quanto definito al §6.



DATI IN INGRESSO

H=	11,7 m
B=	9,8 m
PESO SPEC. MEDIO=	19,85 kN/m ³
PESO SPEC. SOVRASTRUTTURA=	25 kN/m ³
LARGHEZZA SOVRASTRUTTURA=	3,5 m
ALTEZZA SOVRASTRUTTURA=	6,75 m
PESO TERRAPIENO=	19 kN/m ³
ALTEZZA ACQUA A MONTE=	16,5 m
ALTEZZA ACQUA A VALLE=	15 m
TIRO BITTA=	33,3 kN/m

PESO TERRENO SOPRA CASSONE=	19 kN/m
H TERRENO SOPRA CASSONE=	3,5 m
LARGHEZZA TERRENO SOPRA C=	0 m
SOVRACCARICO SOPRA=	0 kPa
SOVRACCARICO DIETRO=	50 kPa
ANGOLO ATTRITO TERRAPIENO=	30°
ANGOLO ATTRITO BASE=	40°
ATTRITO TERRA - MURO=	2/3
COEFFICIENTE ATTRITO BASE=	1
COEFFICIENTE KH SISMICO=	0,084
COEFFICIENTE KV SISMICO=	0,042

8,2

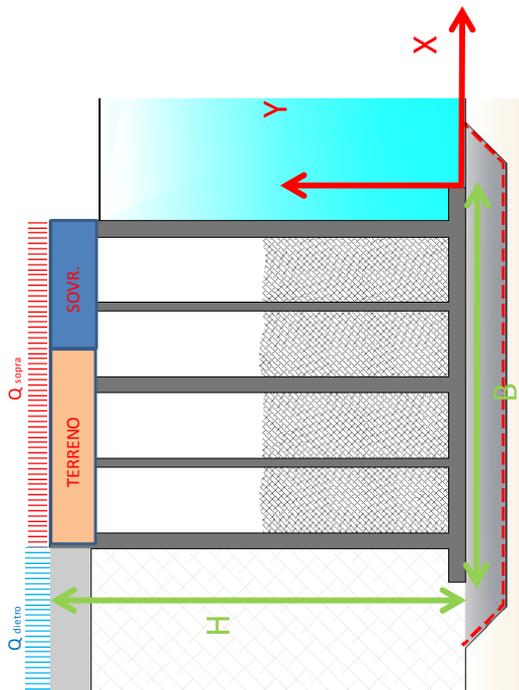
CONTRIBUTI ELEMENTARI CARATTERISTICI

NOME	STATICI	
	M1	M2
PESO CASSONE	4430,00 kN/m	4480,00 kN/m
TIRO BITTA	33,33 kN/m	33,33 kN/m
SOTTOSPINTA ACQUA	1582,09 kN/m	1582,09 kN/m
SPINTA TERRAPIENO V	63,17 kN/m	64,22 kN/m
SPINTA TERRAPIENO H	173,56 kN/m	223,95 kN/m
SPINTA Q DIETRO	0,00 kN/m	0,00 kN/m
SPINTA Q DAVANTI	173,93 kN/m	219,39 kN/m
SPINTA ACQUA DAVANTI	1153,13 kN/m	1153,13 kN/m
SPINTA ACQUA DIETRO	1395,28 kN/m	1395,28 kN/m
PESO SOVRASTRUTTURA	590,63 kN/m	590,63 kN/m
PESO TERRENO SOPRA CASSONE	0,00 kN/m	0,00 kN/m

NOME	SISMICI	
	M1	M2
INERZ. CASSONE V	186,06 kN/m	186,06 kN/m
INERZ. CASSONE H	372,12 kN/m	372,12 kN/m
INERZ. SOVR. V	24,81 kN/m	24,81 kN/m
INERZ. SOVR. H	49,61 kN/m	49,61 kN/m
SPINTA TERRAPIENO H	242,28 kN/m	260,92 kN/m
SPINTA ACQUA DAVANTI	113,01 kN/m	113,01 kN/m
SPINTA ACQUA DIETRO	136,74 kN/m	136,74 kN/m
SPINTA ACQUA SOTTO	124,87 kN/m	124,87 kN/m
INERZ. TERRENO SOPRA V	0,00 kN/m	0,00 kN/m

BRACCIO RISPETTO AD ORIGINE	
BARICENTRO CASSONE X	4,90 m
BARICENTRO CASSONE Y	7,78 m
BRACCIO Q SOPRA X	4,90 m
BRACCIO Q DIETRO Y	5,85 m
BRACCIO TERRAPIENO Y	3,87 m
BRACCIO TERRAPIENO X	9,80 m
BRACCIO SOVRASTRUTTURA X	3,38 m
BRACCIO SOVRASTRUTTURA Y	9,95 m
BRACCIO ACQUA DAVANTI	5,00 m
BRACCIO ACQUA DIETRO	5,50 m
BRACCIO TERRENO SOPRA X	6,75 m
BRACCIO TERRENO SOPRA Y	9,95 m
BRACCIO BITTA Y	11,70 m

BRACCIO RISPETTO AD ORIGINE	
BARICENTRO CASSONE X	4,90 m
BARICENTRO CASSONE Y	7,78 m
BRACCIO SOVRASTRUTTURA X	3,38 m
BRACCIO SOVRASTRUTTURA Y	9,95 m
BRACCIO TERRAPIENO Y	3,87 m
BRACCIO ACQUA DAVANTI	6,00 m
BRACCIO ACQUA DIETRO	6,60 m



VERIFICHE	SLU		ESITO
	FS	FS min	
SOGLIAMENTO	2,63	1,00	VERIFICATO
RIBALTAMENTO	1,33	1,00	VERIFICATO
SCORRIMENTO	1,74	1,10	VERIFICATO



11.1.1.2. Verifiche in condizioni sismiche

Nel calcolo sono state introdotte tutte le azioni relative ai pesi propri strutturali e non, con i coefficienti amplificativi previsti da normativa.

Seguendo quanto riportato nel paragrafo precedente, per quanto riguarda i carichi variabili introdotti si sono considerati solamente i seguenti:

- Tiro alla bitta;
- Sovraccarico superficiale distribuito localizzato dietro al cassone (50kPa).

I valori di calcolo sono stati moltiplicati per il valore del coefficienti di contemporaneità $\Psi_2=0.8$.

La figura seguente mostra il dettaglio del calcolo.

I coefficienti di sicurezza minimi per quanto riguarda sollevamento, traslazione e ribaltamento risultano sempre superiori a quanto definito al §6.



DATI IN INGRESSO

H=	11,7 m
B=	9,8 m
PESO SPEC. MEDIO=	19,85 kN/m ³
PESO SPEC. SOVRASTRUTTURA=	25 kN/m ³
LARGHEZZA SOVRASTRUTTURA=	3,5 m
PESO TERRAPIENO=	6,75 m
PESO TERRAPIENO=	19 kN/m ³
ALTEZZA ACQUA A MONTE=	16,5 m
ALTEZZA ACQUA A VALLE=	15 m
TIRO BITTA=	33,3 kN/m

8,2

PESO TERRENO SOPRA CASSONE=	19 kN/m
H TERRENO SOPRA CASSONE=	3,5 m
LARGHEZZA TERRENO SOPRA C=	0 m
SOVRACCARICO SOPRA=	0 kPa
SOVRACCARICO DIETRO=	50 kPa
ANGOLO ATTRITO TERRAPIENO=	30°
ANGOLO ATTRITO BASE=	40°
ATTRITO TERRA - MURO=	2/3
COEFFICIENTE ATTRITO BASE=	1
COEFFICIENTE K _H SISMICO=	0,084
COEFFICIENTE K _V SISMICO=	0,042

CONTRIBUTI ELEMENTARI CARATTERISTICI

STATICI		
NOME	M1	M2
PESO CASSONE	4430,00 kN/m	4430,00 kN/m
TIRO BITTA	33,33 kN/m	33,33 kN/m
SOTTOSPINTA ACQUA	1543,50 kN/m	1543,50 kN/m
SPINTA TERRAPIENO V	63,17 kN/m	64,22 kN/m
SPINTA TERRAPIENO H	173,56 kN/m	223,95 kN/m
SPINTA Q.SOPRA	0,00 kN/m	0,00 kN/m
SPINTA Q.DIETRO	173,93 kN/m	219,39 kN/m
SPINTA ACQUA DAVANTI	1125,00 kN/m	1125,00 kN/m
SPINTA ACQUA DIETRO	1361,25 kN/m	1361,25 kN/m
PESO SOVRASTRUTTURA	590,63 kN/m	590,63 kN/m
PESO TERRENO SOPRA CASSONE	0,00 kN/m	0,00 kN/m

SISMICI

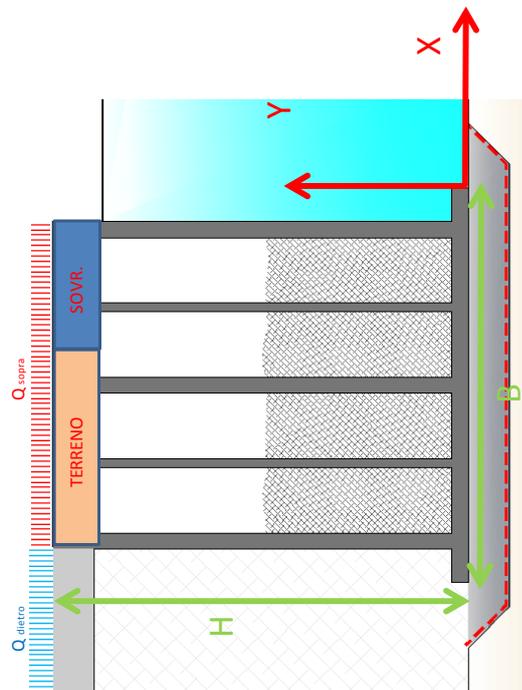
SISMICI		
NOME	M1	M2
INERZ. CASSONE V	186,06 kN/m	186,06 kN/m
INERZ. CASSONE H	372,12 kN/m	372,12 kN/m
INERZ. SOVR. V	24,81 kN/m	24,81 kN/m
INERZ. SOVR. H	49,61 kN/m	49,61 kN/m
SPINTA TERRAPIENO H	242,28 kN/m	260,92 kN/m
SPINTA ACQUA DAVANTI	110,25 kN/m	110,25 kN/m
SPINTA ACQUA DIETRO	133,40 kN/m	133,40 kN/m
SPINTA ACQUA SOTTO	121,83 kN/m	121,83 kN/m
INERZ. TERRENO SOPRA V	0,00 kN/m	0,00 kN/m

BRACCIO RISPETTO AD ORIGINE

BARICENTRO CASSONE X	4,90 m
BARICENTRO CASSONE Y	7,78 m
BRACCIO Q.SOPRA X	4,90 m
BRACCIO Q.DIETRO Y	5,85 m
BRACCIO TERRAPIENO Y	3,87 m
BRACCIO TERRAPIENO X	9,80 m
BRACCIO SOVRASTRUTTURA X	3,38 m
BRACCIO SOVRASTRUTTURA Y	9,95 m
BRACCIO ACQUA DAVANTI	5,00 m
BRACCIO ACQUA DIETRO	5,50 m
BRACCIO TERRENO SOPRA X	6,75 m
BRACCIO TERRENO SOPRA Y	9,95 m
BRACCIO BITTA Y	11,70 m

BRACCIO RISPETTO AD ORIGINE

BARICENTRO CASSONE X	4,90 m
BARICENTRO CASSONE Y	7,78 m
BRACCIO SOVRASTRUTTURA X	3,38 m
BRACCIO SOVRASTRUTTURA Y	9,95 m
BRACCIO TERRAPIENO Y	3,87 m
BRACCIO ACQUA DAVANTI	6,00 m
BRACCIO ACQUA DIETRO	6,60 m



RESULTATI

VERIFICHE	SISMICI	
	F _S	F _{S min} ESITO
SOGLIEVAMENTO	2,71	1,00 VERIFICATO
RIALTAMENTO	1,23	1,00 VERIFICATO
SCORRIMENTO	1,55	1,10 VERIFICATO



11.1.2. SLU - Carico limite dell'insieme fondazione-terreno

11.1.2.1. Verifiche in condizioni statiche

Le verifiche sono condotte seguendo le verifiche descritte al §6, con le azioni definite al §8 e le combinazioni di cui al §9, introducendo le ipotesi di calcolo introdotte al §10.2. Si è scelto di verificare seguendo la seguente procedura:

- Approccio 2:
 - Combinazione 2: A1+M1+R3.

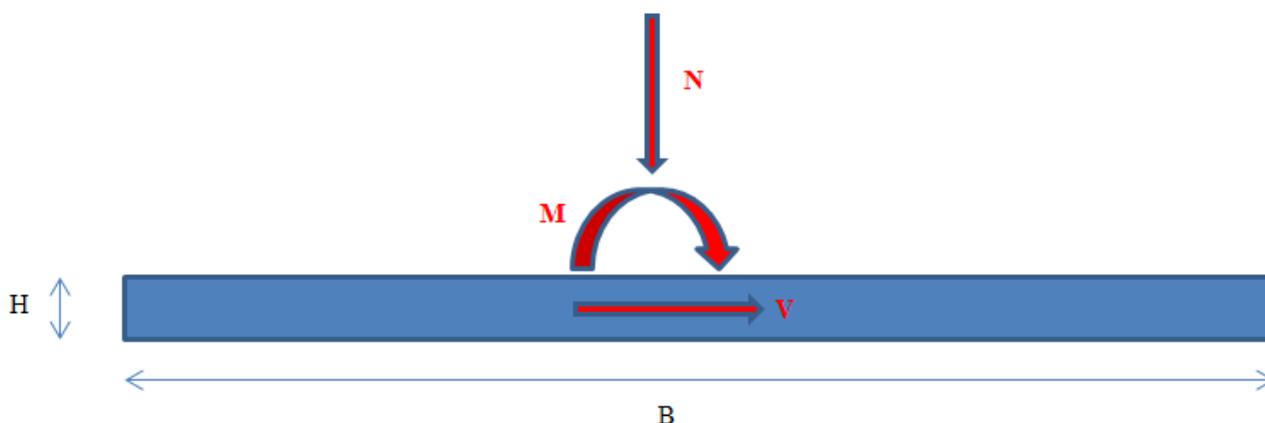
Il coefficiente di sicurezza minimo da rispettare risulta $\gamma_R=1.4$ (cfr. §6).

Le azioni esterne sono le medesime calcolate nel §11.1.1.1, trasportate al baricentro della platea di fondazione di dimensioni in pianta $9.8m \times 27.95m$.

Non sono state incluse le seguenti azioni esterne variabili perchè stabilizzanti (diminuiscono l'eccentricità dei carichi rispetto al baricentro della fondazione o riducono il momento ribaltante):

- Sovraccarico verticale sopra il cassone;
- Carico verticale trasmesso dal carroponete;
- Reazione vincolare del parabordo.

La seguente figura mostra la schematizzazione di calcolo:



I valori da inserire nel calcolo sono:

$H=0.7m$;

$B=9.8m$

$L= 27.95m$ (lunghezza fuori piano della fondazione);

$M= 166'147kNm$

$N= 134'526kN$

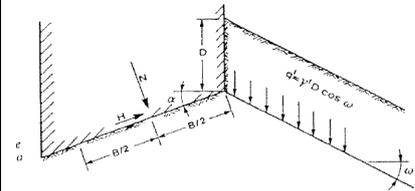
$V= 23'794kN$

Il dettaglio del calcolo è riportato nella seguente figura.



Dati			
Terreno			
Angolo di attrito del terreno	ϕ'	°	33,5
	k_p		3,46
Peso efficace del terreno	γ'	kN/m ³	9
Coesione	c' oppure c_u	kPa	0
Sovraccarico est. a fondaz.	q'	kPa	22,5
Fondazione			
Larghezza reale fondazione	B_R	m	16
Lunghezza reale fondazione	L_R	m	27,95
Eccentricità carico lungo B	e_B	m	1,24
Eccentricità carico lungo L	e_L	m	0
Larghezza effettiva fondazione	B	m	13,53
Lunghezza effettiva fondazione	L	m	27,95
Profondità piano fondazione	D	m	0
Carico			
Carico // piano fondazione	V	kN	134.526,54
Carico ⊥ piano fondazione	H	kN	23.794,56
	M	kNm	166.147,08
	θ_n	°	0

Capacità portante		
N_c	N_q	N_γ
40,351	27,707414	28,540165
Forma della fondazione (Vesic)		
S_c	S_q	S_γ
1,3966	1,1982774	1,19827737
Profondità della fondazione		
d_c	d_q	d_γ
1	1	1
Inclinazione del carico		
i_c	i_q	i_γ
0,7864	0,7864169	0,4842554
Fattore riduttivo di Bowles:		
in funzione di B		r_γ
		0,79243386



q_{ult}	=	0	+	587,47408	+	799,021379	=	1386,495454	kPa
P_{ult}	=	0	+	2,63E+05	+	3,57E+05	=	620,040,77	kN

$\gamma_r = 4,61$ VERIFICA SODDISFATTA

Il coefficiente di sicurezza risulta superiore a quanto richiesto da normativa. La verifica risulta pertanto soddisfatta.

11.1.2.2. Verifiche in condizioni sismiche

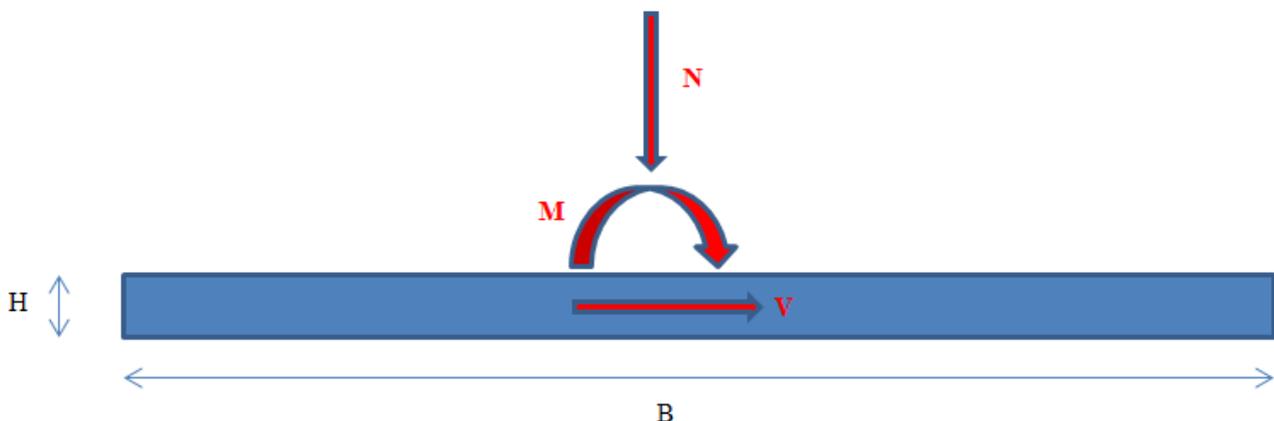
Le verifiche sono condotte seguendo le verifiche descritte al §6, con le azioni definite al §8 e le combinazioni di cui al §9, introducendo le ipotesi di calcolo introdotte al §10.2. Si è scelto di verificare seguendo la seguente procedura:

- Approccio 2:
 - Combinazione 2: A1+M1+R3.

Il coefficiente di sicurezza minimo da rispettare risulta $\gamma_R=1.4$ (cfr. §6).

Le azioni esterne sono le medesime calcolate nel §11.2.1.2, trasportate al baricentro della platea di fondazione di dimensioni in pianta 16m×27.95m.

La seguente figura mostra la schematizzazione di calcolo:





I valori da inserire nel calcolo sono:

$H=0.7m$;

$B=9.8m$

$L= 27.95m$ (lunghezza fuori piano della fondazione);

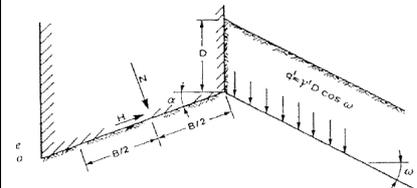
$M=239'602kNm$

$N=93'542kN$

$V=30'444kN$

Il dettaglio del calcolo è riportato nella seguente figura.

Dati				Capacità portante			
Terreno				N_c	N_q	N_γ	
Angolo di attrito del terreno	φ'	$^\circ$	33,5	40,351	27,707414	28,540165	
	k_p		3,46	Forma della fondazione (Vesic)			
Peso efficace del terreno	γ'	kN/m^3	9	S_c	S_q	S_γ	
Coesione	c' oppure c_u	kPa	0	1,2429	1,1214449	1,12144489	
Sovraccarico est. a fondaz.	q'	kPa	22,5	Profondità della fondazione			
Fondazione				d_c	d_q	d_γ	
Larghezza reale fondazione	B_R	m	9,8	1	1	1	
Lunghezza reale fondazione	L_R	m	27,95	Inclinazione del carico			
Eccentricità carico lungo B	e_B	m	2,56	i_c	i_q	i_γ	
Eccentricità carico lungo L	e_L	m	0	0,6225	0,6224631	0,18752002	
Larghezza effettiva fondazione	B	m	4,68	Fattore riduttivo di Bowles:			
Lunghezza effettiva fondazione	L	m	27,95	in funzione di B			
Profondità piano fondazione	D	m	0	0,90776329			
Carico							
Carico \perp piano fondazione	V	kN	93.541,57				
Carico \parallel piano fondazione	H	kN	30.443,81				
	M	kNm	239.601,96				
	θ_n	$^\circ$	0				



q_{ult}	=	0	+	435,18116	+	114,66847	=	549,8496339	kPa
P_{ult}	=	0	+	1,19E+05	+	3,14E+04	=	150.609,31	kN

γ_r	=	1,61	VERIFICA SODDISFATTA
------------	---	------	----------------------

Il coefficiente di sicurezza risulta superiore a quanto richiesto da normativa. La verifica risulta pertanto soddisfatta.



11.1.3. SLE - Valutazione dei cedimenti

Nei seguenti paragrafi vengono presentate le caratteristiche principali del modello FEM implementato con PLAXIS e le fasi realizzative considerate. Vengono poi discussi i risultati

11.1.3.1. Geometria

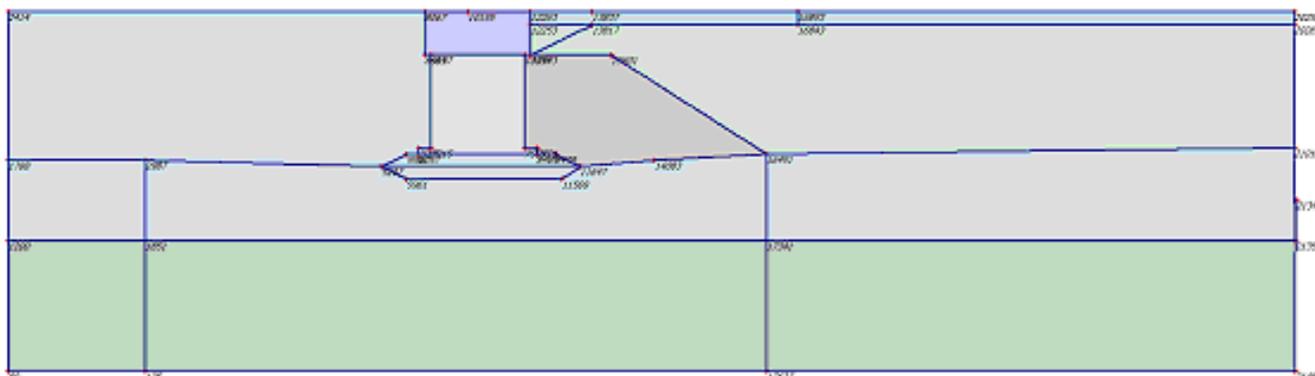


Figura 11.1 geometria di calcolo

Node no.	x-coord.	y-coord.	Node no.	x-coord.	y-coord.
9067	0.000	4.000	1200	-33.500	-14.500
8665	0.000	0.500	21347	70.068	-11.218
9197	0.500	0.500	135	-22.500	-25.000
7215	0.500	-7.000	1851	-22.500	-14.500
7205	-0.500	-7.000	17627	27.500	-25.000
6057	-0.500	-7.500	16843	30.000	3.000
10337	8.000	0.500	17341	27.500	-14.500
5907	-1.500	-7.500	2414	-33.500	4.000
21354	70.000	-14.500	13817	13.500	3.000
2987	-22.500	-8.000	8489	9.000	-7.500
1768	-33.500	-8.000	7721	9.000	-7.000
90	-33.500	-25.000	7551	8.000	-7.000
21494	70.000	-25.000	9439	10.500	-7.500
5961	-1.500	-9.500	11647	12.500	-8.500
11569	11.000	-9.500	14083	18.500	-8.000
5297	-3.500	-8.500	16451	27.500	-7.500
20258	69.948	4.000	21011	69.937	-7.000
20269	69.947	3.000	12263	8.500	4.000
10155	3.500	4.000	12253	8.500	3.000
13837	13.500	4.000	10943	8.500	0.500
16853	30.000	4.000	13401	15.000	0.500

Tabella 11-1 : coordinate dei nodi



11.1.3.1. Condizioni al contorno

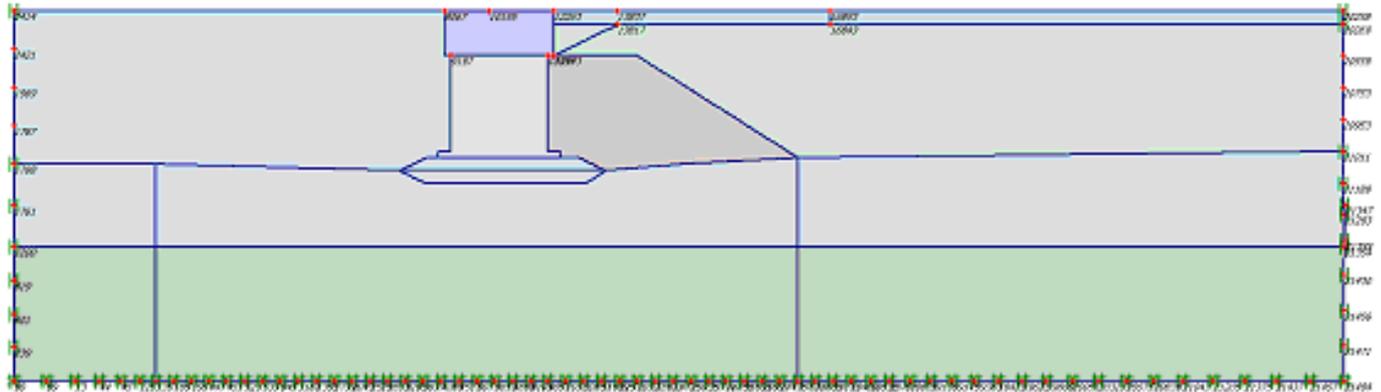


Figura 11.2 geometria di calcolo

Node no.	Sign	Horizontal	Vertical	Node no.	Sign	Horizontal	Vertical
90	#	Fixed	Fixed	18171	#	Fixed	Fixed
21494	#	Fixed	Fixed	18489	#	Fixed	Fixed
135	#	Fixed	Fixed	18515	#	Fixed	Fixed
17627	#	Fixed	Fixed	18781	#	Fixed	Fixed
89	#	Fixed	Fixed	18835	#	Fixed	Fixed
13	#	Fixed	Fixed	19135	#	Fixed	Fixed
44	#	Fixed	Fixed	19145	#	Fixed	Fixed
45	#	Fixed	Fixed	19363	#	Fixed	Fixed
125	#	Fixed	Fixed	19421	#	Fixed	Fixed
185	#	Fixed	Fixed	19621	#	Fixed	Fixed
195	#	Fixed	Fixed	19809	#	Fixed	Fixed
447	#	Fixed	Fixed	20051	#	Fixed	Fixed
451	#	Fixed	Fixed	20323	#	Fixed	Fixed
523	#	Fixed	Fixed	20575	#	Fixed	Fixed
533	#	Fixed	Fixed	20839	#	Fixed	Fixed
845	#	Fixed	Fixed	21043	#	Fixed	Fixed
1161	#	Fixed	Fixed	21205	#	Fixed	Fixed
1355	#	Fixed	Fixed	21375	#	Fixed	Fixed
1739	#	Fixed	Fixed	21437	#	Fixed	Fixed
2043	#	Fixed	Fixed	21457	#	Fixed	Fixed
2525	#	Fixed	Fixed	21354		Fixed	Free
2833	#	Fixed	Fixed	1768		Fixed	Free
3285	#	Fixed	Fixed	20258		Fixed	Free
3637	#	Fixed	Fixed	20269		Fixed	Free
4089	#	Fixed	Fixed	1200		Fixed	Free
4517	#	Fixed	Fixed	21347		Fixed	Free
5077	#	Fixed	Fixed	2414		Fixed	Free
5653	#	Fixed	Fixed	21011		Fixed	Free
6899	#	Fixed	Fixed	20559		Fixed	Free
8101	#	Fixed	Fixed	20753		Fixed	Free
9057	#	Fixed	Fixed	20953		Fixed	Free
10181	#	Fixed	Fixed	1787		Fixed	Free
10857	#	Fixed	Fixed	1969		Fixed	Free
11869	#	Fixed	Fixed	2421		Fixed	Free
12571	#	Fixed	Fixed	1761		Fixed	Free
13327	#	Fixed	Fixed	21189		Fixed	Free
13921	#	Fixed	Fixed	21293		Fixed	Free
14725	#	Fixed	Fixed	919		Fixed	Free



Node no.	Sign	Horizontal	Vertical	Node no.	Sign	Horizontal	Vertical
15035	#	Fixed	Fixed	601		Fixed	Free
15711	#	Fixed	Fixed	239		Fixed	Free
16055	#	Fixed	Fixed	21471		Fixed	Free
16595	#	Fixed	Fixed	21456		Fixed	Free
16999	#	Fixed	Fixed	21430		Fixed	Free
17475	#	Fixed	Fixed	21355		Fixed	Free
18065	#	Fixed	Fixed				

Tabella 11-2 : gradi di libertà dei nodi

11.1.3.1. Mesh di calcolo

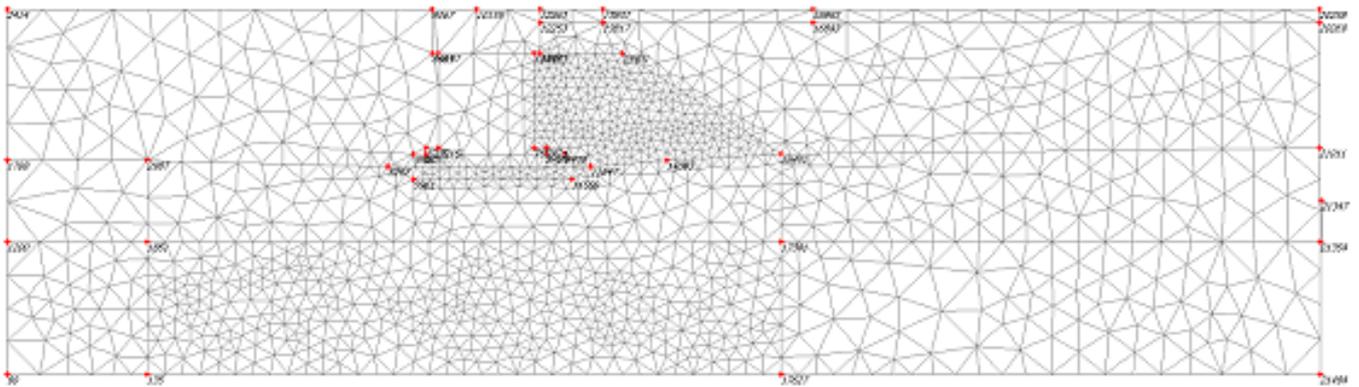
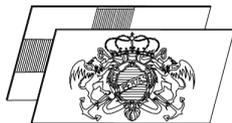


Figura 11.3 mesh di calcolo



11.1.3.1. Fasi di calcolo

I modelli sviluppati con “Plaxis” sono stati creati considerando le fasi di costruzione e i carichi elencati di seguito.

La modellazione condotta tiene conto delle condizioni iniziali e riproduce le reali fasi di costruzione previste in progetto. La modellazione per fasi è in grado di simulare il reale percorso tenso deformativo a cui sarà soggetto il complesso strutture-terreno.

Phase	Ph-No.	Start phase	Calculation type	Load input	First step	Last step
Initial phase	0	0		-	0	0
geo	1	0	Plastic analysis	Staged construction	1	4
posa cassone	2	1	Plastic analysis	Staged construction	5	25
realizzazione rinfiango	3	2	Plastic analysis	Staged construction	26	38
riempimento colmata	4	3	Plastic analysis	Staged construction	39	47
precarica	5	4	Consolidation analysis	Staged construction	48	103
termine costruzione	6	5	Plastic analysis	Staged construction	104	113
SLE rara q	7	6	Plastic analysis	Staged construction	114	120

Tabella 11-3 : fasi di calcolo

Le fasi da 0 a 4 sono state calcolate tenendo conto dello sviluppo delle sovrappressioni neutre legate alla presenza dei materiali argillosi presenti in profondità. Nella fase 5 è stato condotto un calcolo di consolidazione in concomitanza dell'applicazione della precarica di progetto (50kPa nella fascia di 30m dal ciglio banchina, 100kPa a tergo) di durata pari a 10 mesi. Infine la fase numero 8 riguarda le verifiche di deformabilità SLE in presenza di sovraccarichi di banchina. A favore di sicurezza la condizione di carico è stata applicata in condizioni drenate.

Le figura sottostanti mostrano in forma grafica le fasi introdotte nel calcolo.

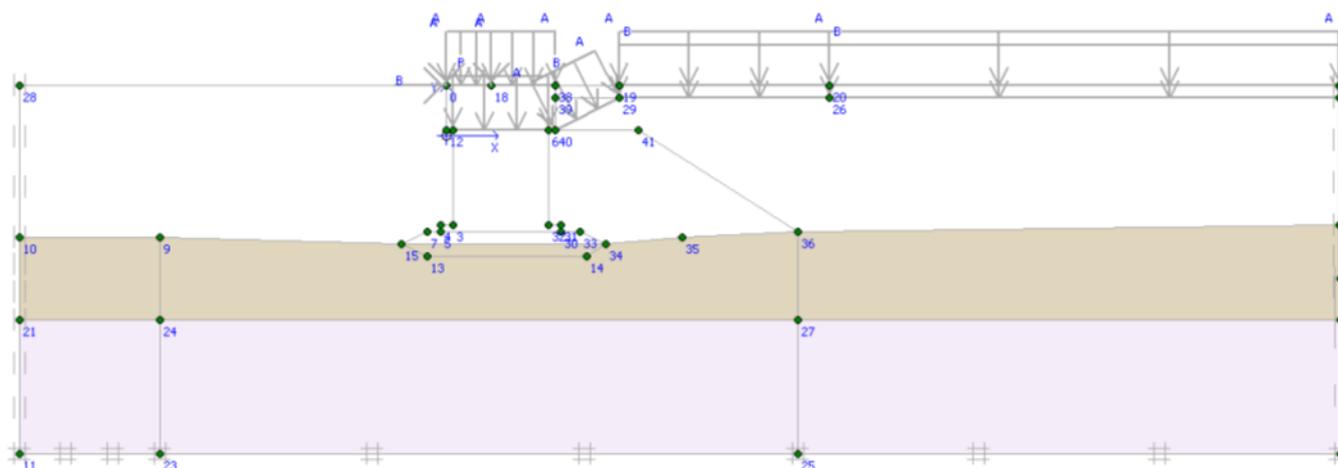


Figura 11.4 fase 1 – condizione geostatica

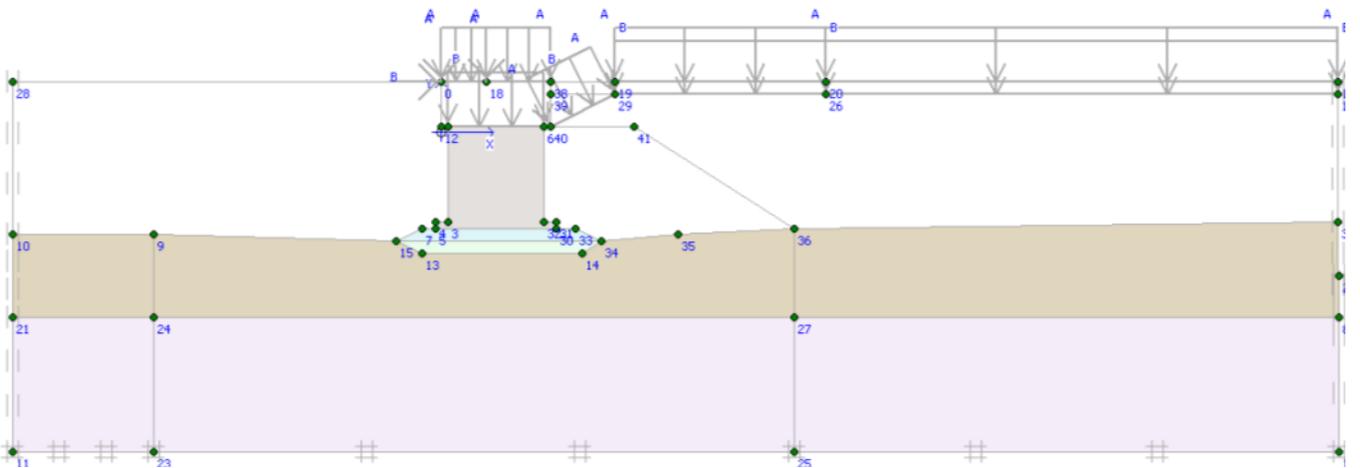


Figura 11.5 fase 2 – realizzazione del rilevato di imbasamento e posa dei cassoni

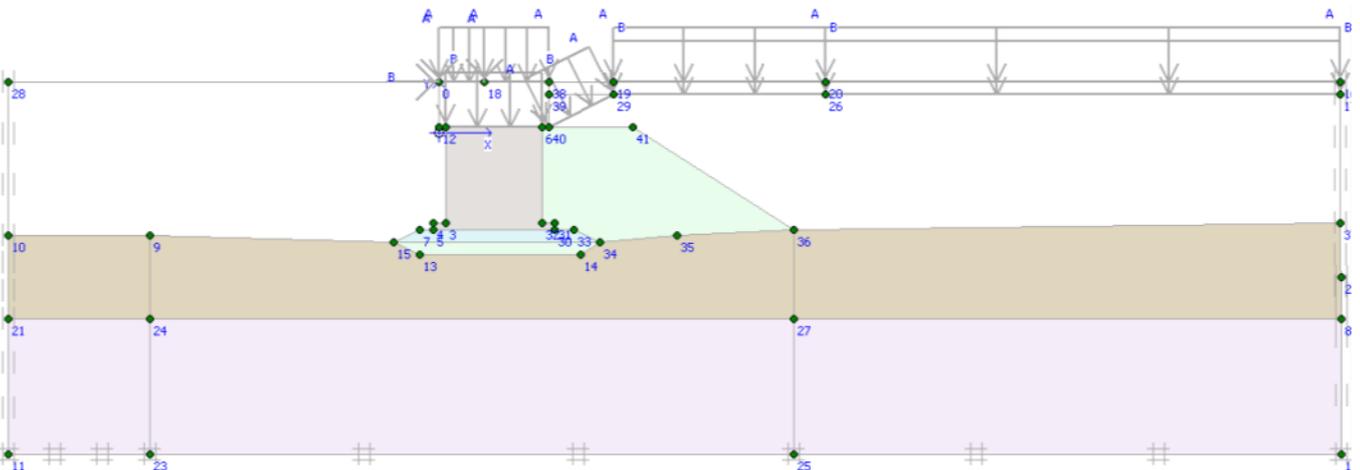


Figura 11.6 fase 3 – realizzazione del rinfiaccio a tergo

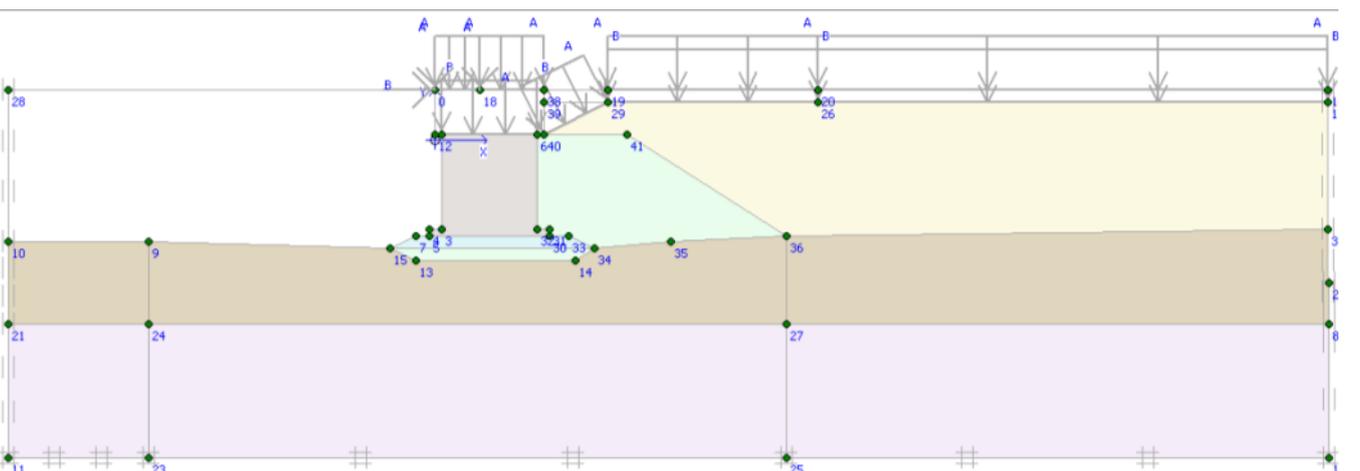


Figura 11.7 fase 4 – riempimento della colmata

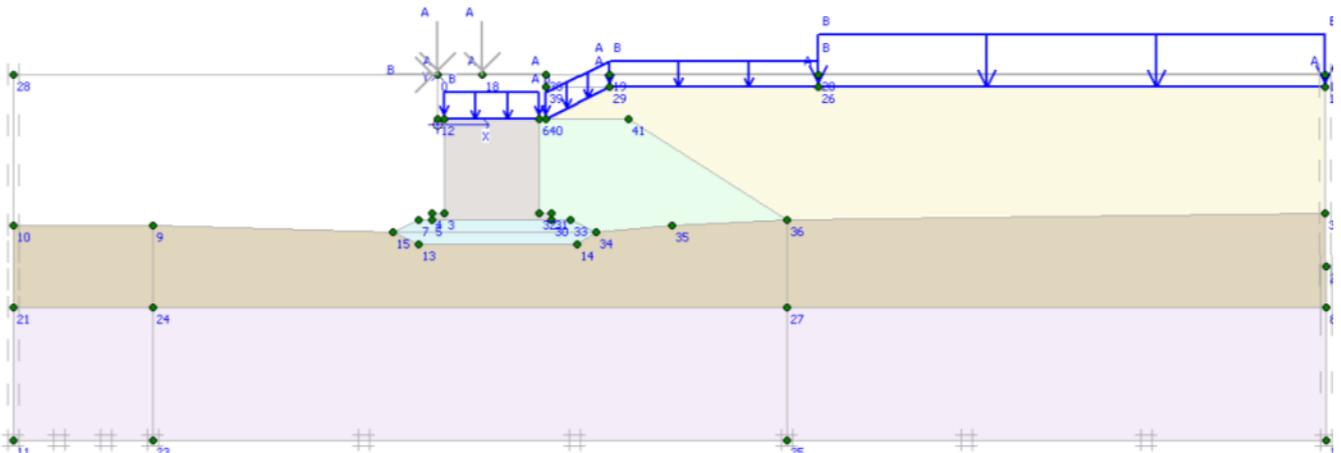


Figura 11.8 fase 5 – realizzazione del rilevato di precarica

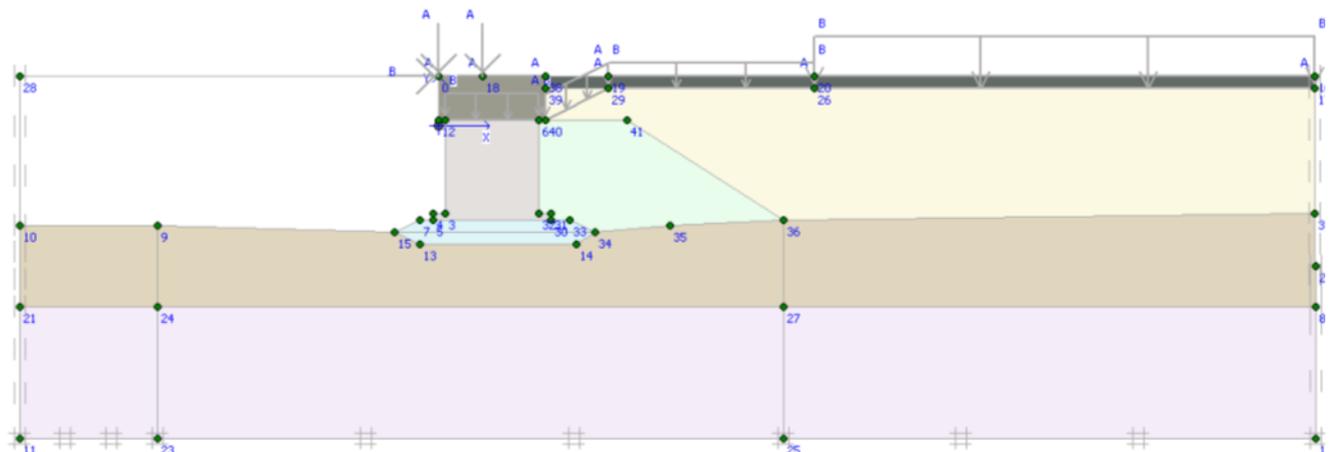


Figura 11.9 fase 6 – realizzazione della sovrastruttura e della pavimentazione di piazzale

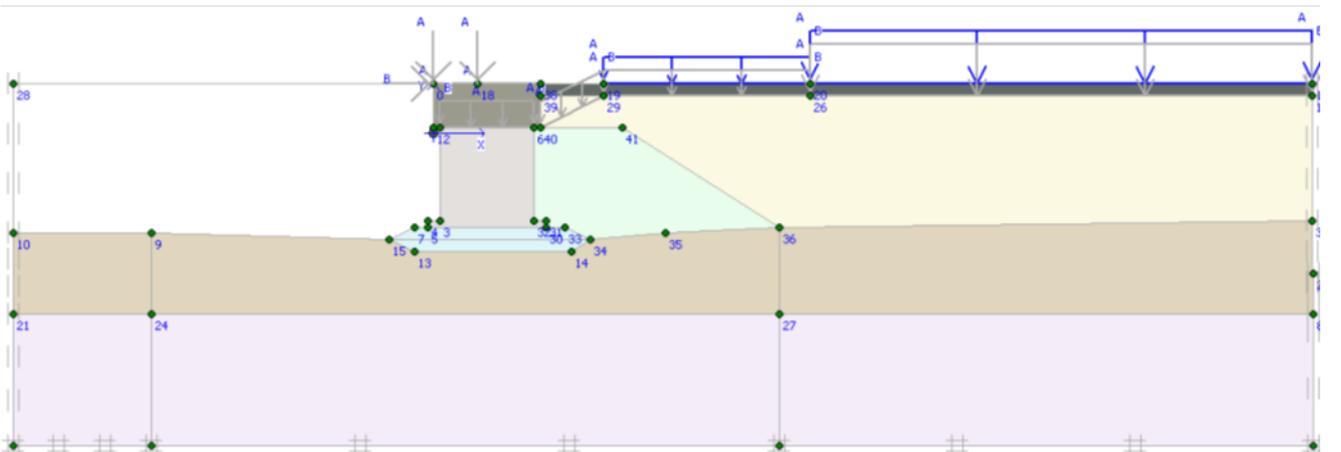


Figura 11.10 fase 7 – SLE rara| q



11.1.3.1. Risultati in termini deformativi

Nel presente paragrafo vengono riportati i risultati della modellazione per ciascuna fase, in termini di spostamenti orizzontali e verticali. I risultati deformativi relativi alla fase n.1 non sono significativi, dal momento che la fase ha l'unico scopo di ricostruire il campo tensionale dei terreni di fondazione in condizioni ante – operam.

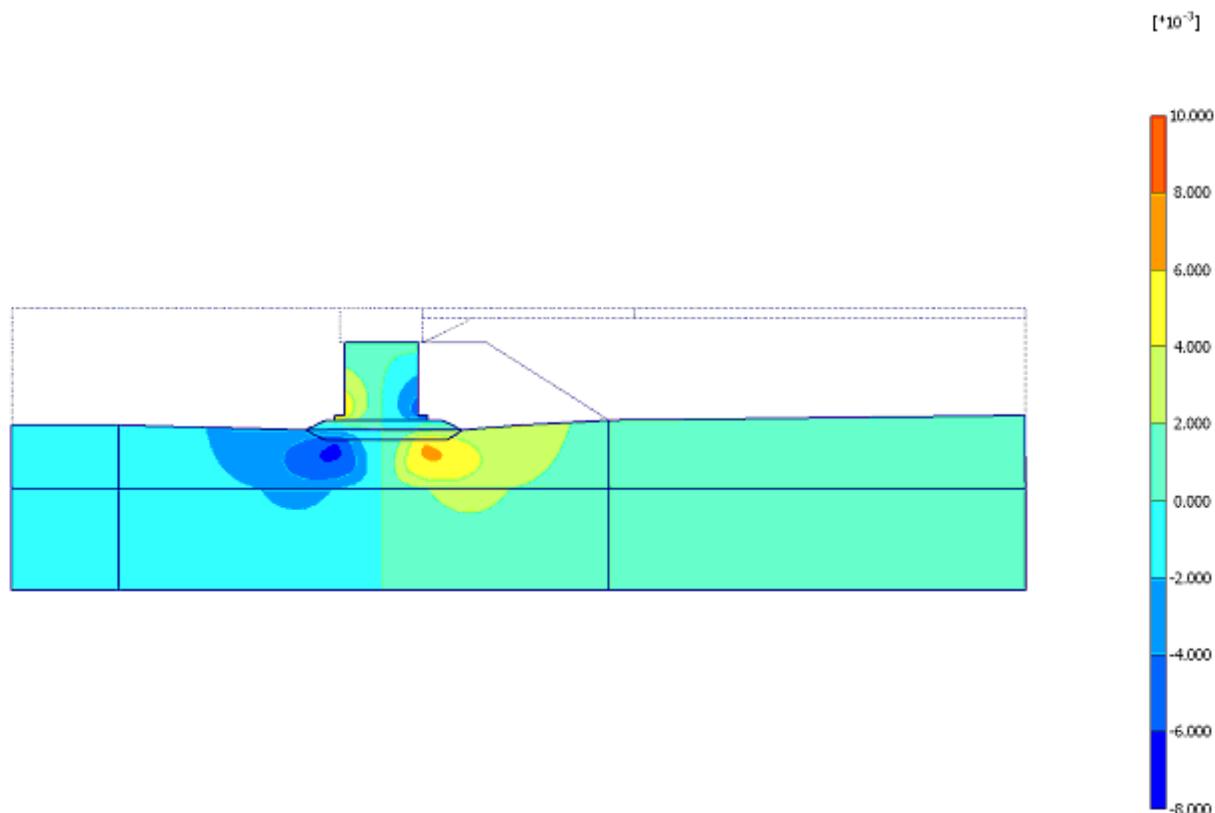


Figura 11.11 fase 2 – realizzazione del rilevato di imbasamento e posa dei cassoni – spostamenti orizzontali

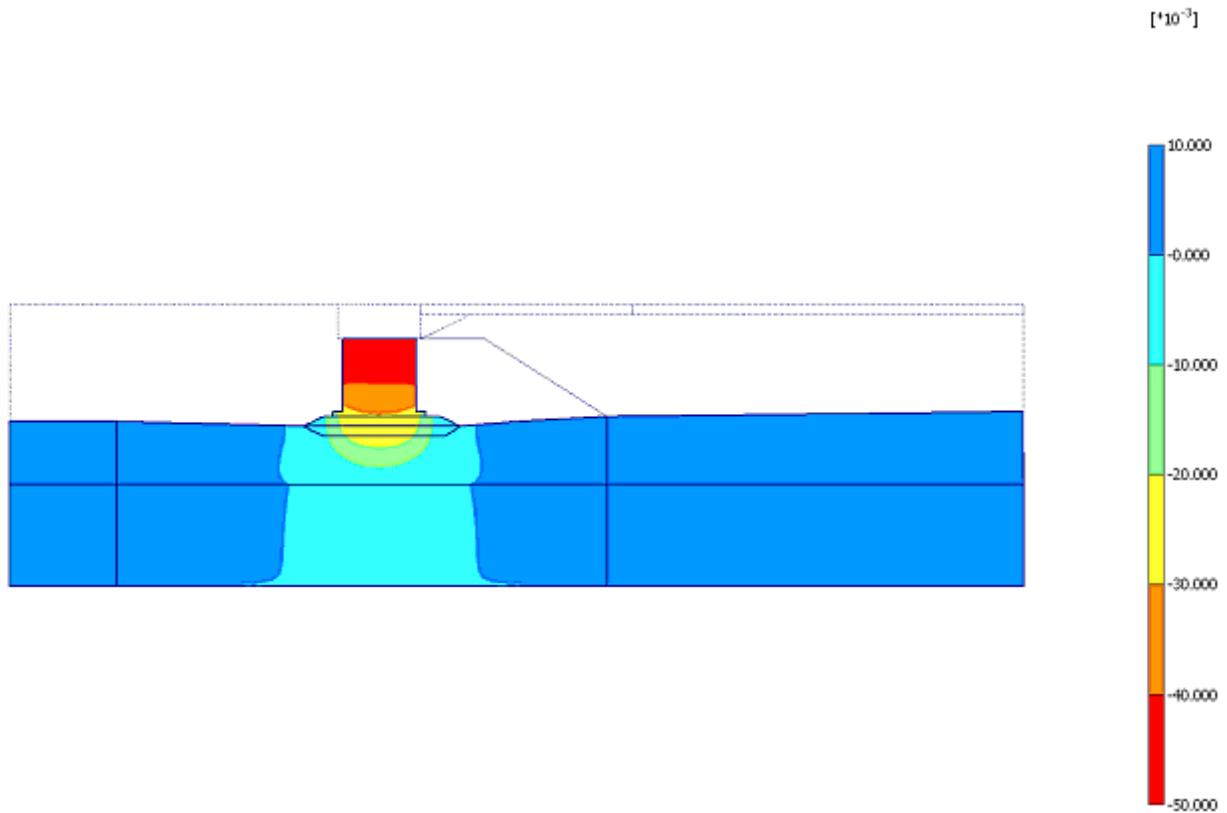


Figura 11.12 fase 2 – realizzazione del rilevato di imbasamento e posa dei cassoni – spostamenti verticali

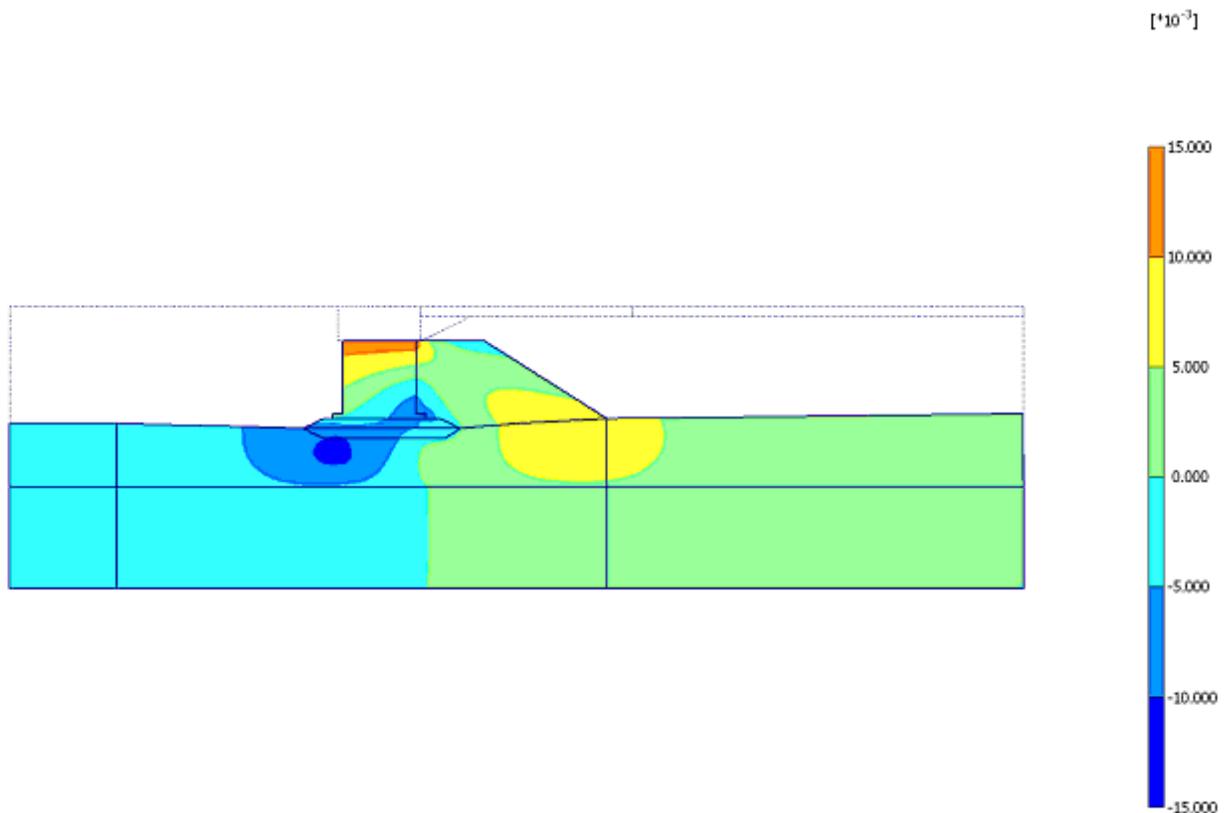


Figura 11.13 fase 3 – realizzazione del rinfianco a tergo– spostamenti orizzontali

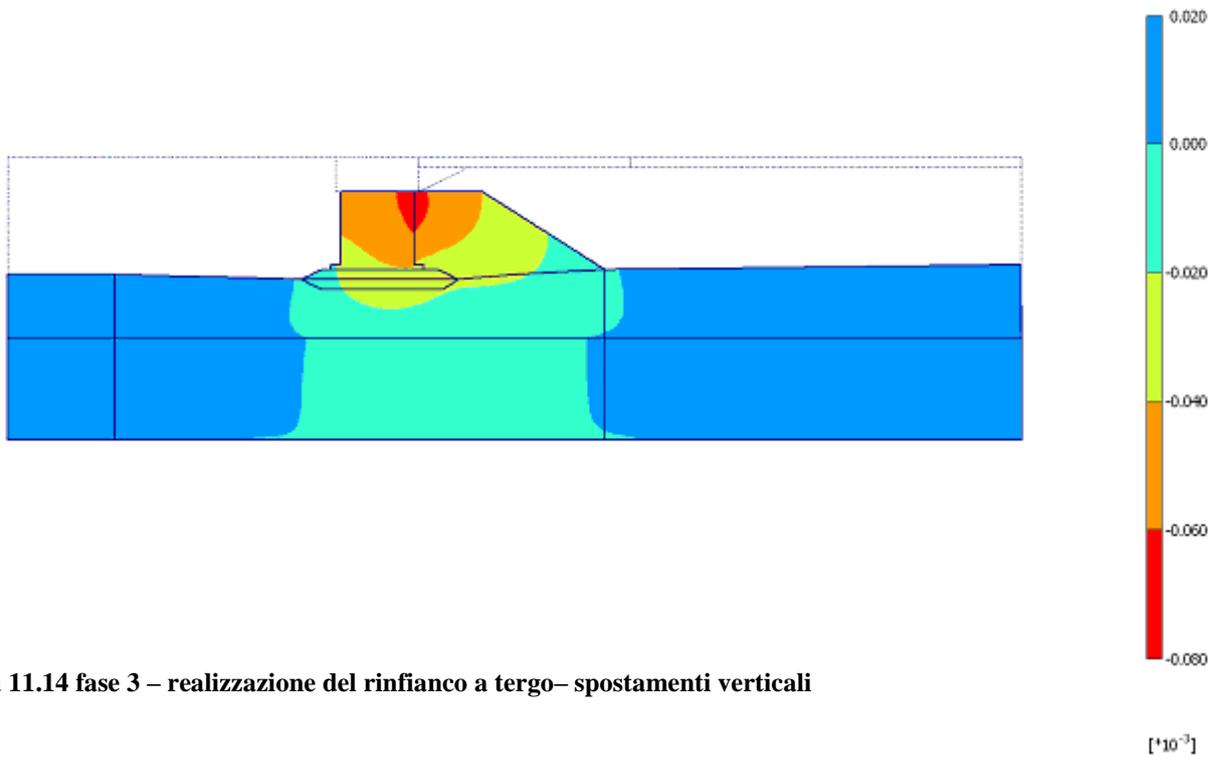


Figura 11.14 fase 3 – realizzazione del rinfianco a tergo– spostamenti verticali

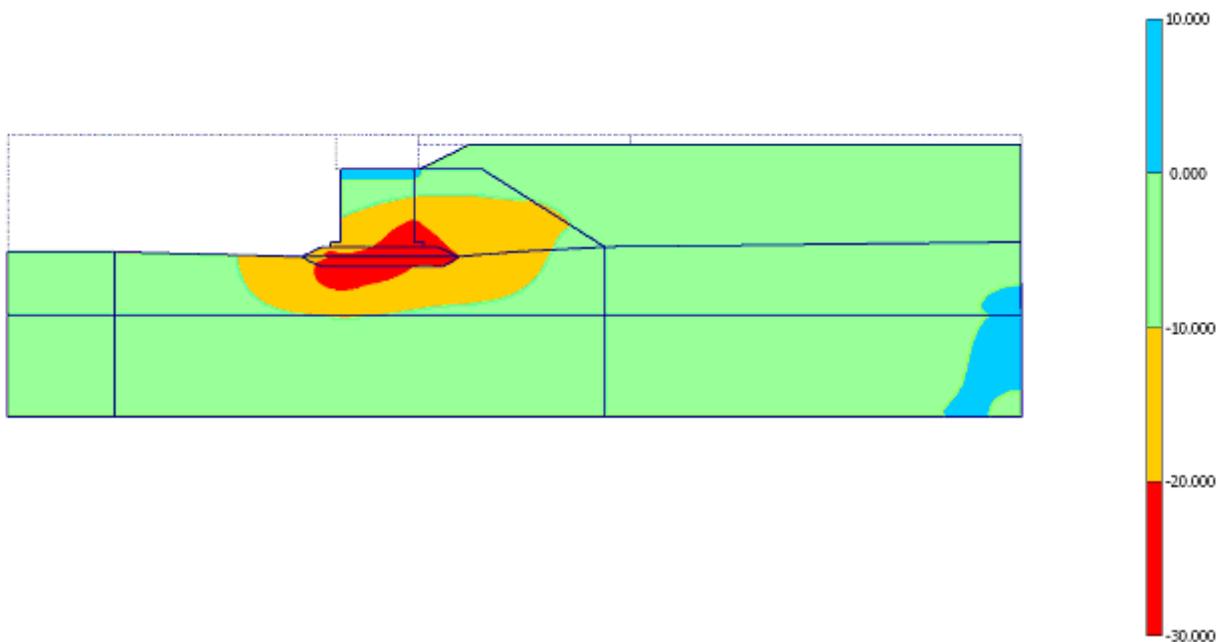


Figura 11.15 fase 4 – riempimento della colmata– spostamenti orizzontali

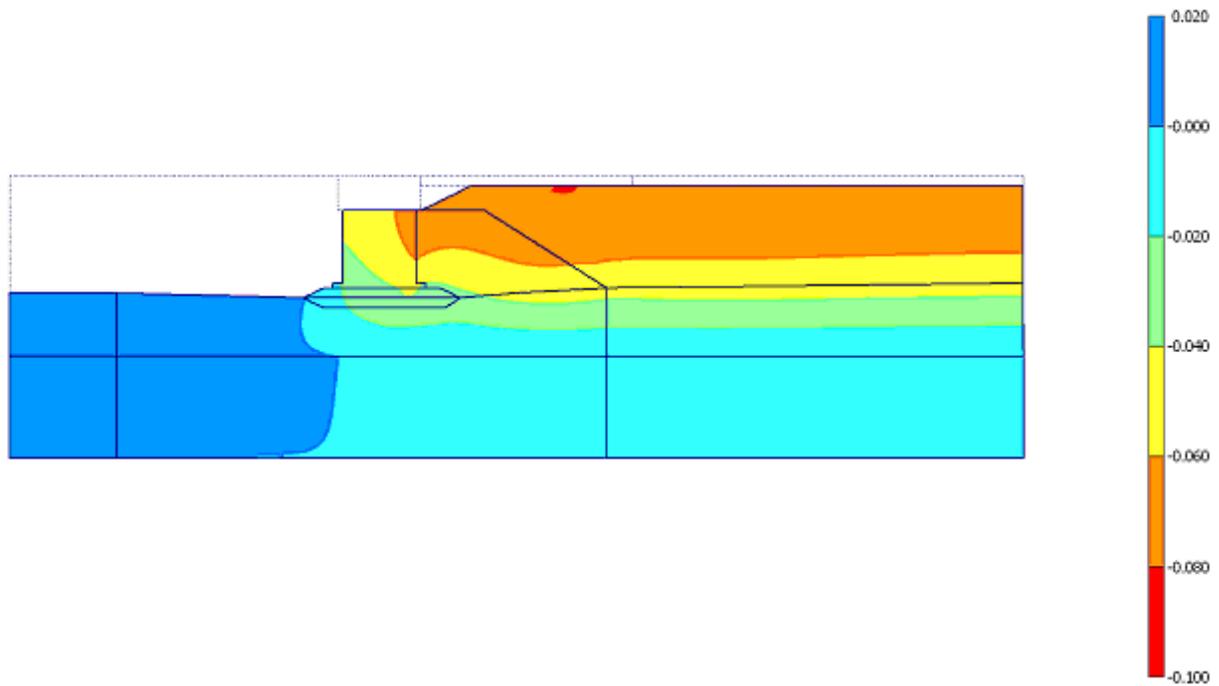


Figura 11.16 fase 4 – riempimento della colmata– spostamenti verticali

[*10⁻³]

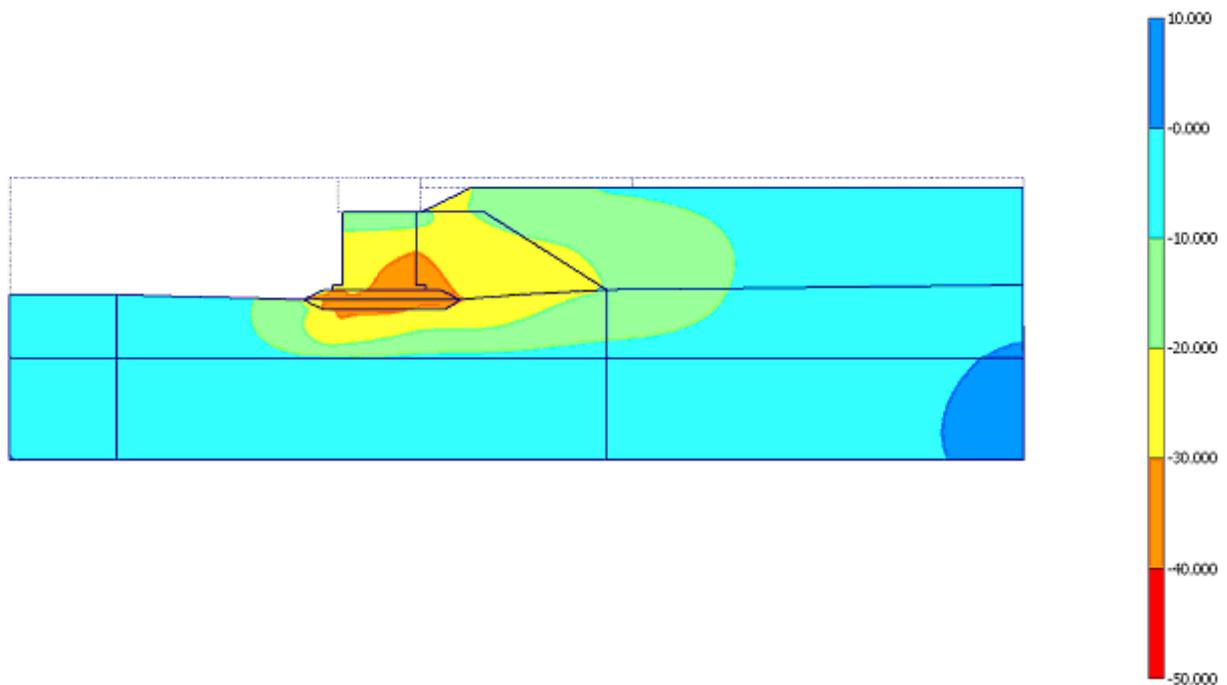


Figura 11.17 fase 5 – realizzazione del rilevato di precarica– spostamenti orizzontali

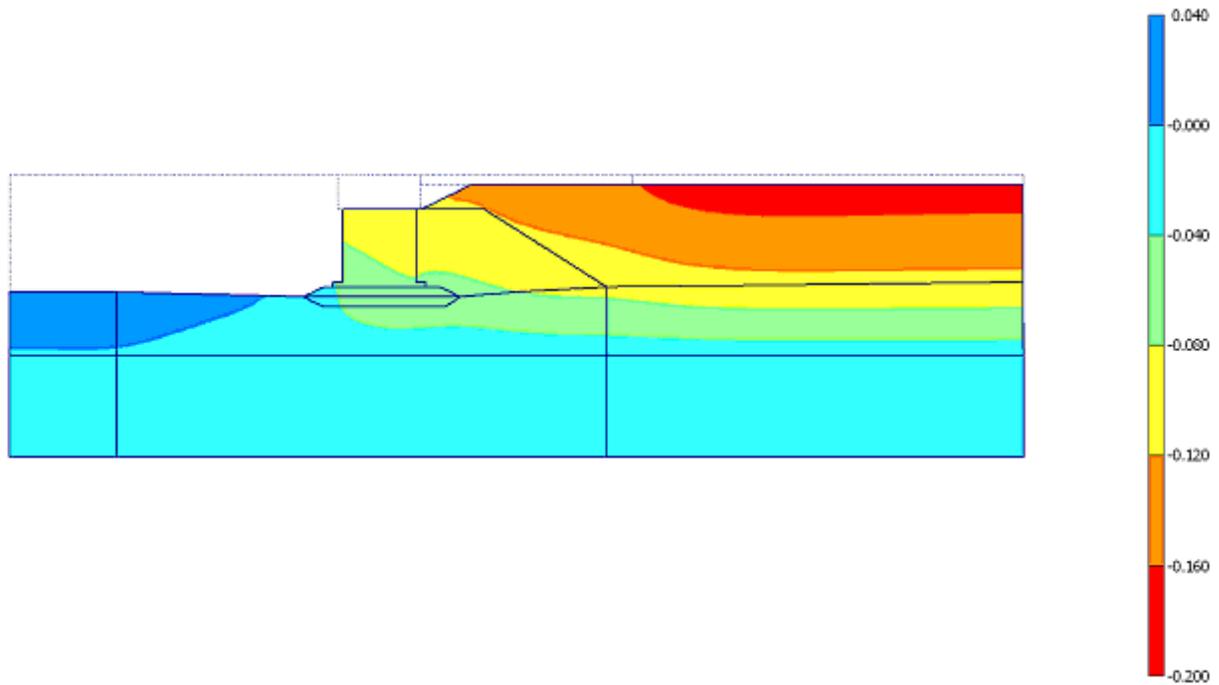


Figura 11.18 fase 5 – realizzazione del rilevato di precarica– spostamenti verticali

[*10⁻³]

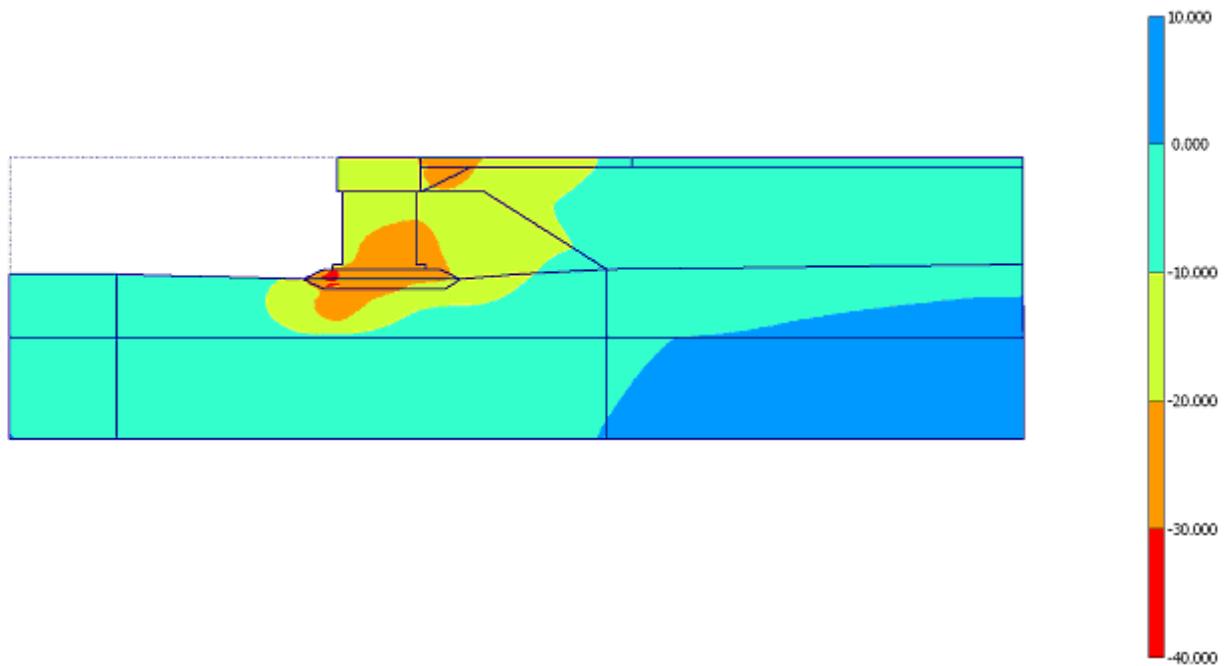


Figura 11.19 fase 6 – realizzazione della sovrastruttura e della pavimentazione di piazzale– spostamenti orizzontali

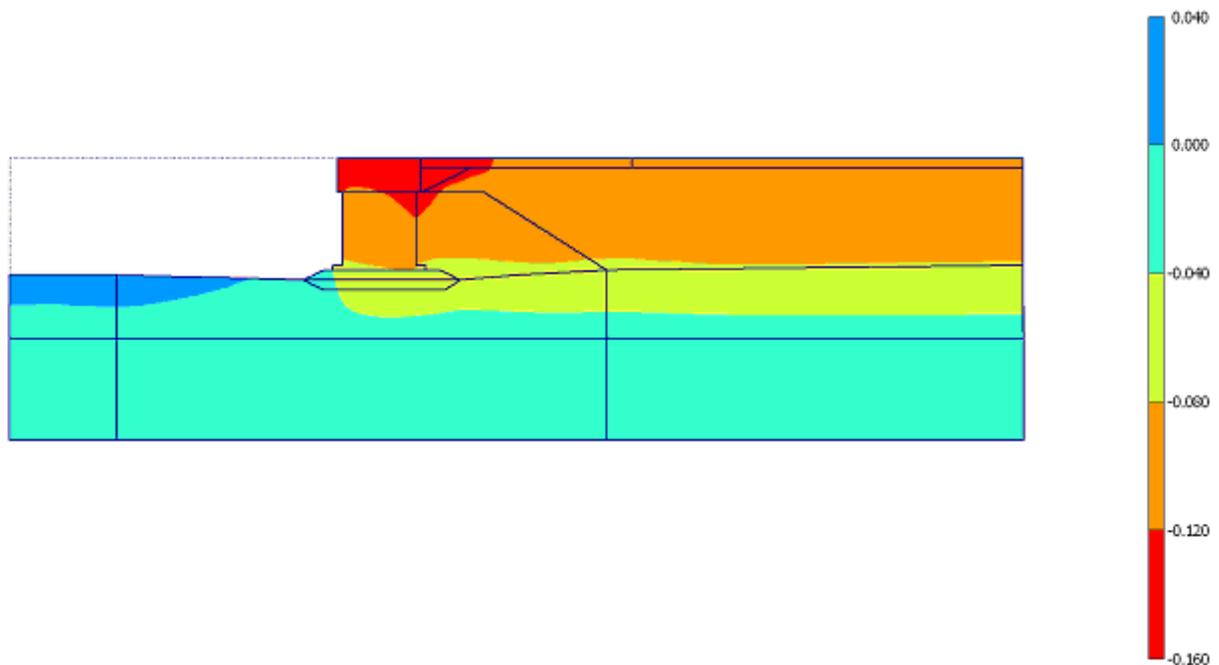


Figura 11.20 fase 6 – realizzazione della sovrastruttura e della pavimentazione di piazzale– spostamenti verticali

[$\cdot 10^{-3}$]

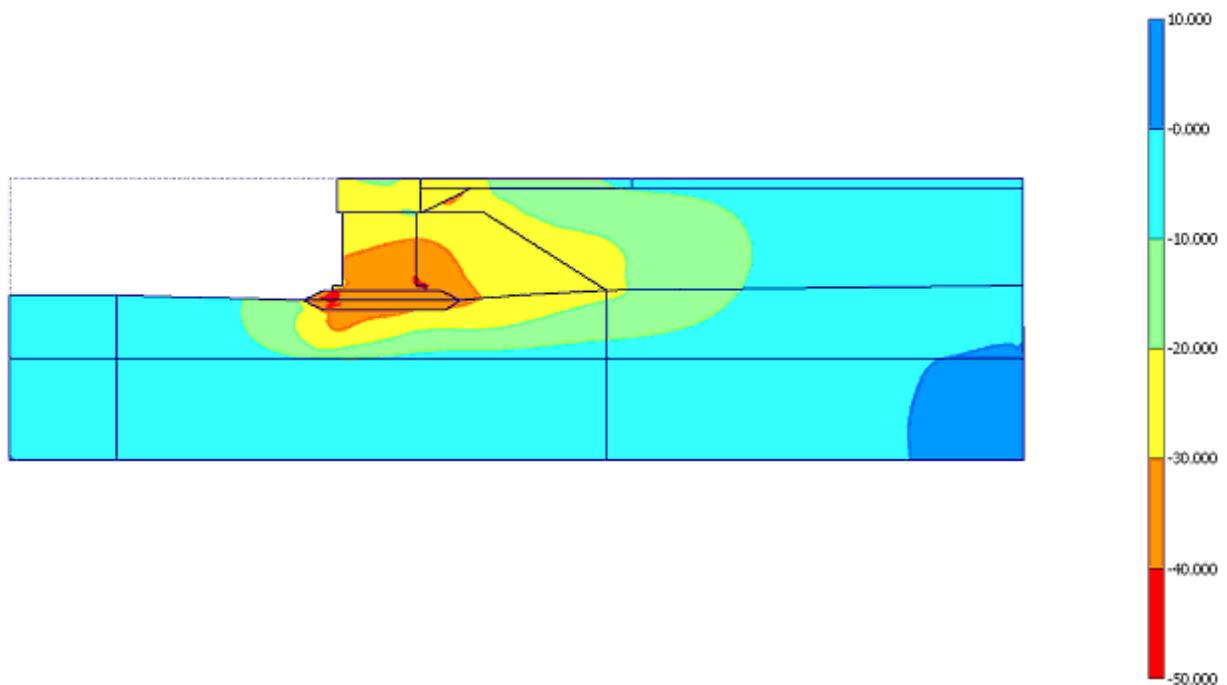


Figura 11.21 fase 7 – SLE rara| q– spostamenti orizzontali

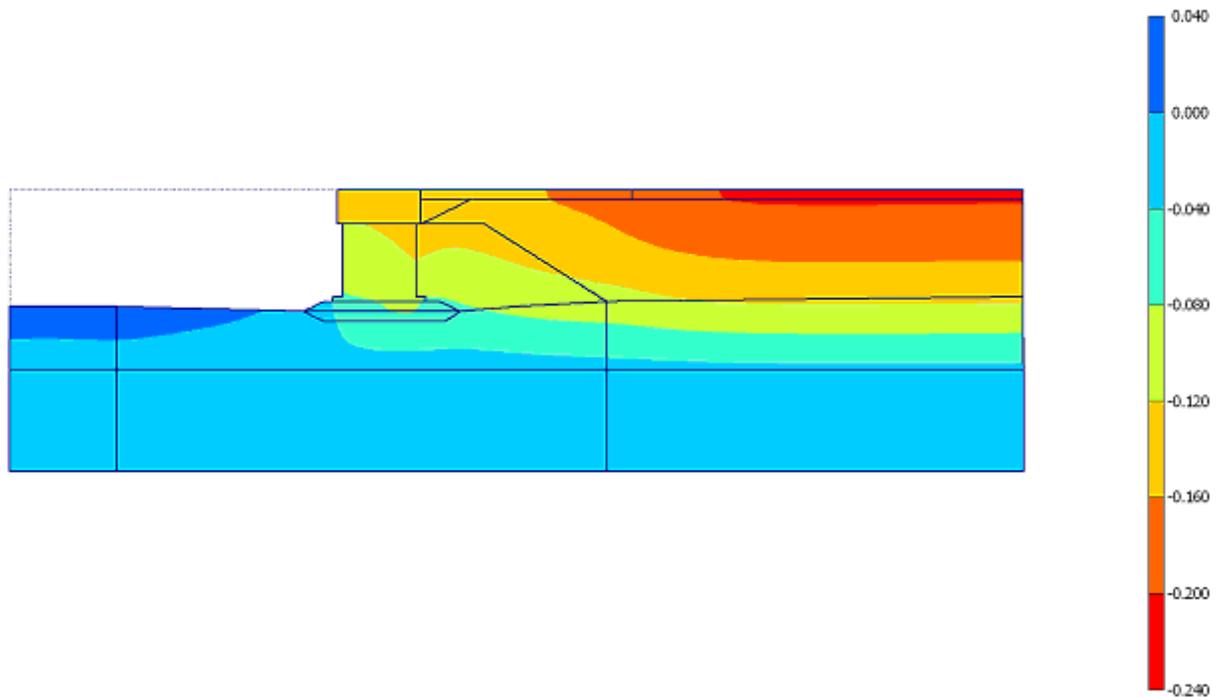
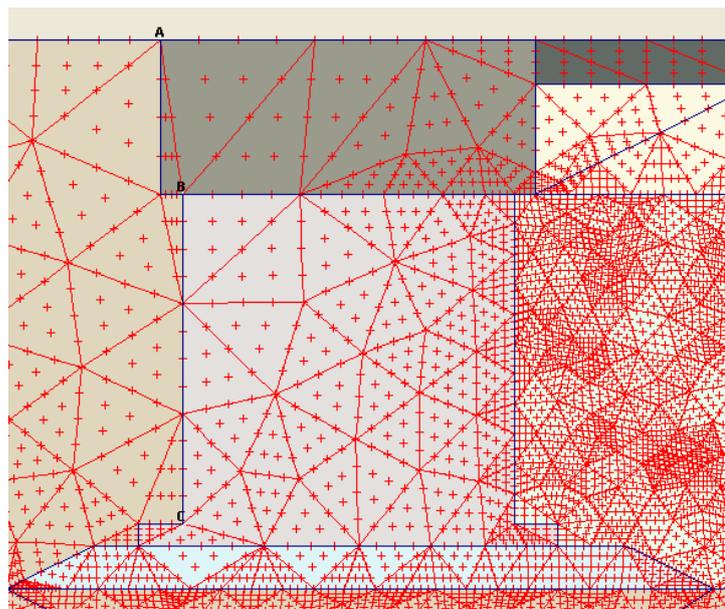


Figura 11.22 fase 7 – SLE rara | q– spostamenti verticali

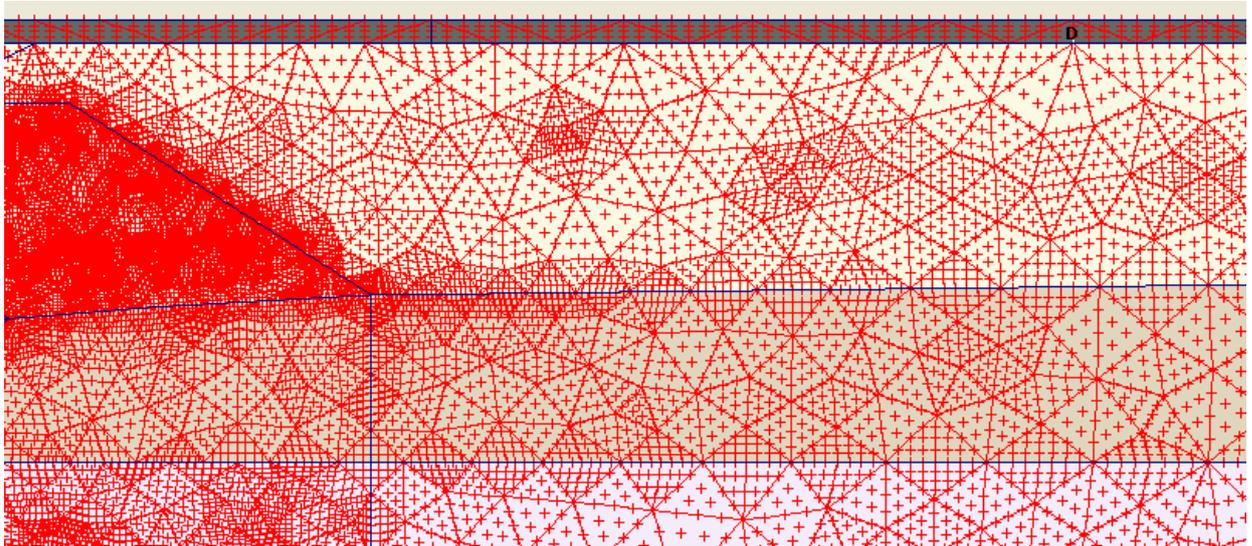
Per quanto riguarda in particolare la deformabilità delle opere in esercizio, si possono esaminare i seguenti parametri di controllo:

- Andamento nel tempo degli spostamenti della sommità e della base dei cassoni (punti A, B, C, vedi figura sottostante)





- Andamento nel tempo degli spostamenti della colmata a quota +3.28 m s.m.m.(punto D, vedi figura sottostante)



I seguenti grafici mostrano l'andamento degli spostamenti al variare delle fasi realizzative e di carico. I risultati principali che si possono ricavare sono:

- Spostamento orizzontale della testa dei cassoni e rotazioni:**

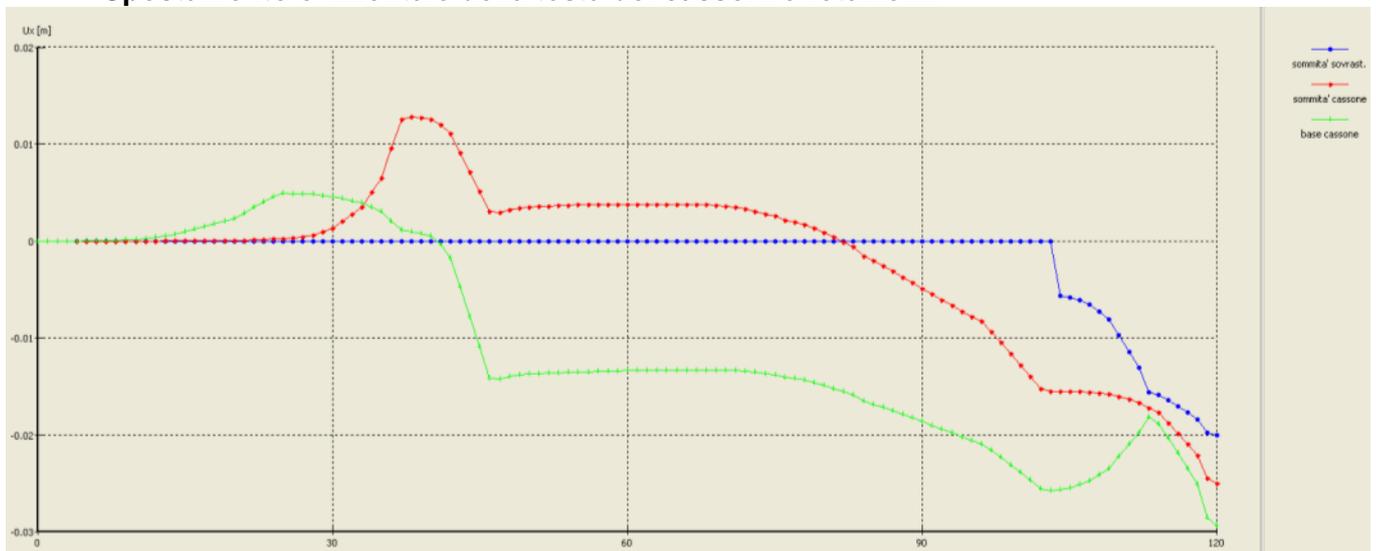


Figura 11.23: evoluzione degli spostamenti orizzontali del cassone

Dall'analisi della figura precedente si può notare che:

- Lo spostamento massimo del cassone si verifica alla base (linea verde), dove si riscontra $u_x=2.9\text{cm}$ in condizioni SLE;
- La rotazione massima del cassone si verifica al termine della fase 4 (riempimento della colmata): si riscontra una differenza di spostamenti orizzontali tra testa (linea rossa) e base cassone (linea verde) di 1.7cm che, stante la differenza di quota pari a 7.5m , genera una



rotazione di 0.13° circa (senso orario). In condizioni SLE la rotazione ammonta a circa 0.07° (senso antiorario);

• **Cedimento in esercizio del piazzale di banchina.**

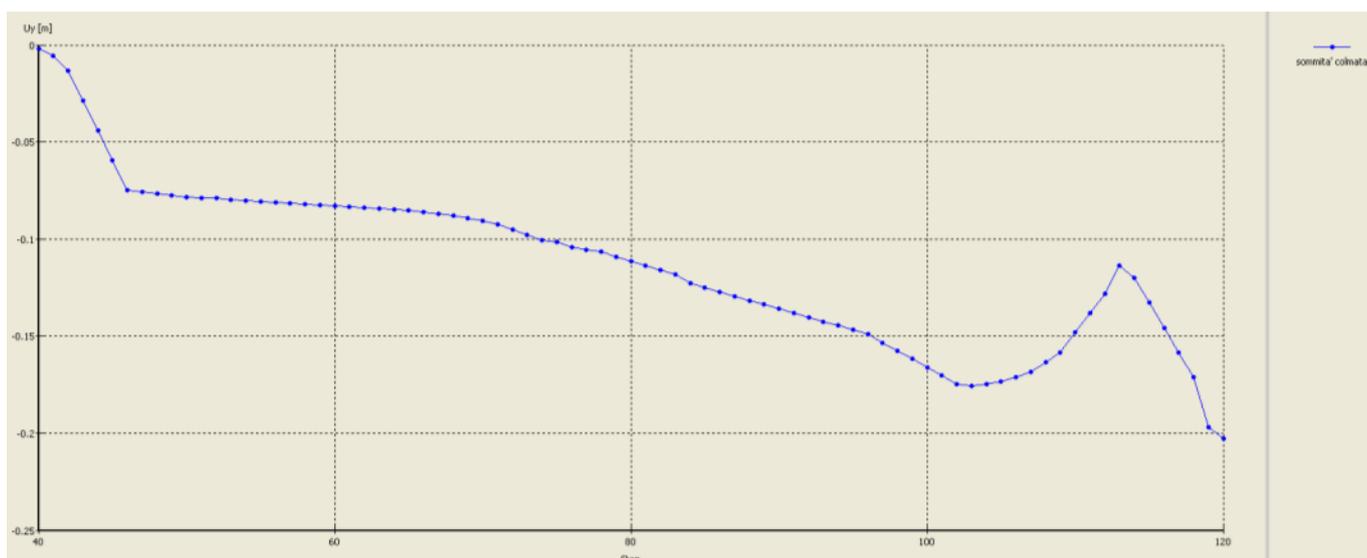


Figura 11.24: evoluzione dei cedimenti del piazzale di banchina

Dall'analisi della figura precedente si può notare che:

- Il cedimento a 10 mesi dalla realizzazione del rilevato di precarica ammonta a 17.5cm;
- Il cedimento al termina della realizzazione della pavimentazione di banchina risulta pari a 11.4cm;
- Il cedimento in condizioni SLE ammonta a 20.3cm.

In altri termini il cedimento che si instaura alle peggiori condizioni di esercizio risulta pari a $20.3\text{cm} - 11.4\text{cm} = 8.9\text{cm}$.

Il cedimento al termine della fase 5 (rilevato di precarica) non risulta compensativo di quello agli SLE per i seguenti motivi:

- Il rilevato di precarica è progettato per generare una pressione pari a quella del sovraccarico di progetto al netto dei carichi verticali generati dal peso della pavimentazione;
- I cedimenti calcolati alla fase 5 sono calcolati tenendo conto dell'effettivo sviluppo e dissipazione delle sovrappressioni idrauliche, mentre agli SLE si è fatto riferimento a condizioni drenate;
- Nei 10 mesi in cui il rilevato di precarica rimane in opera non si raggiunge la completa dissipazione della sovrappressione negli strati argillosi, come si vede dalla seguente figura.

Il cedimento risulta comunque accettabile sia in valore assoluto sia perchè il comportamento deformativo agli SLE è stato assunto perfettamente drenato (a favore di sicurezza).

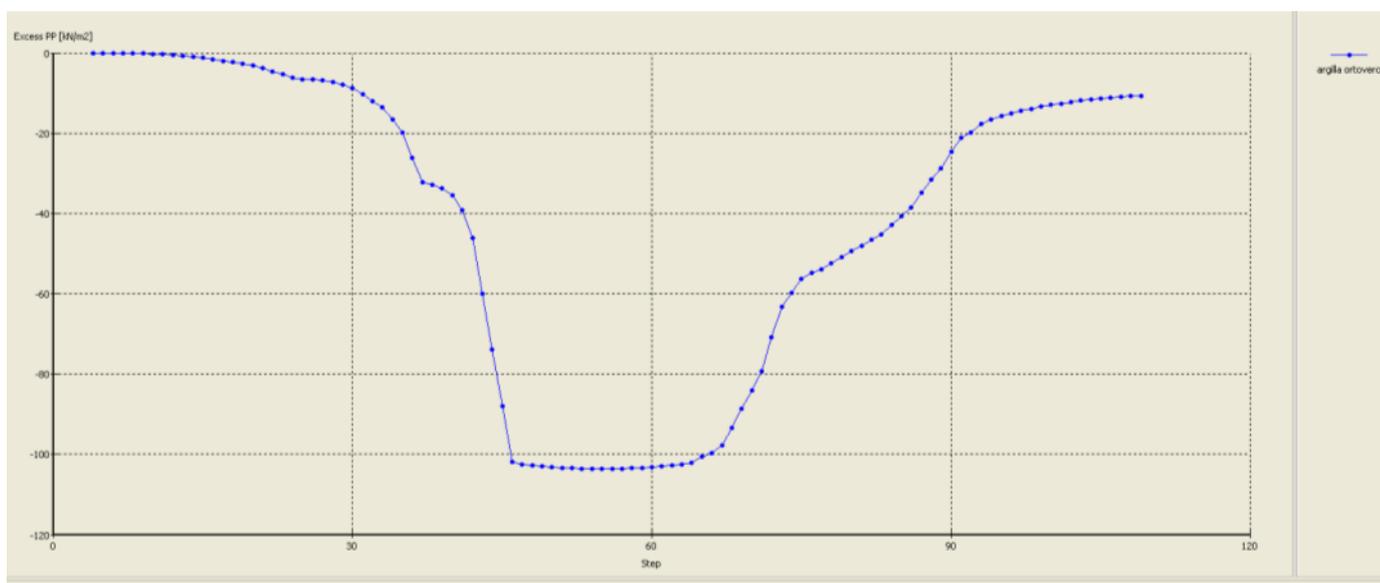


Figura 11.25: andamento della sovrappressione neutra nello strato A

11.1.4. SLU - Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno

Il controllo degli SLU di stabilità globale è stato svolto impiegando lo stesso modello FEM descritto nel paragrafo precedente, introducendo fasi di verifica $\phi - c$ reduction al termine delle seguenti fasi:

- Al termine della realizzazione del rinfiacco dei cassoni;
- Al termine delle fasi di riempimento della colmata;
- All'applicazione dei sovraccarichi di banchina e del tiro bitta;
- In condizioni sismiche

Per poter condurre le verifiche come disposto da normativa, sono state introdotte nel modello le seguenti modifiche:

1. I valori di resistenza (ϕ' e c') dei terreni sono stati ridotti secondo quanto previsto dalla colonna "parametri M2" della Tabella 6-5 (pag. 17);
2. Le azioni esterne (sovraccarico di banchina, tiro bitta) sono stati amplificati per un coefficiente $\gamma_q=1.3$ secondo quanto previsto dalla Tabella 6-1 (pag. 15);
3. In condizioni sismiche il coefficiente γ_q è posto pari a 1.0, mentre l'incremento di accelerazione impressa al sistema (in condizioni pseudostatiche) è posta pari a :
 - a. $a_x=0.824\text{m/s}^2$;
 - b. $a_y=0.412\text{m/s}^2$;

Le verifiche si intendono superate se la riduzione complessiva dei parametri di resistenza ϕ' e c' al termine di ciascuna analisi $\phi - c$ reduction risulta superiore al coefficiente $\gamma_R=1.1$ (Tabella 6-3, pag. 16)



Le seguenti figure mostrano l'ubicazione delle superfici di scivolamento ed i coefficienti di riduzione raggiunti per ciascuna verifica.

- Realizzazione del rinfiacco a tergo dei cassoni:

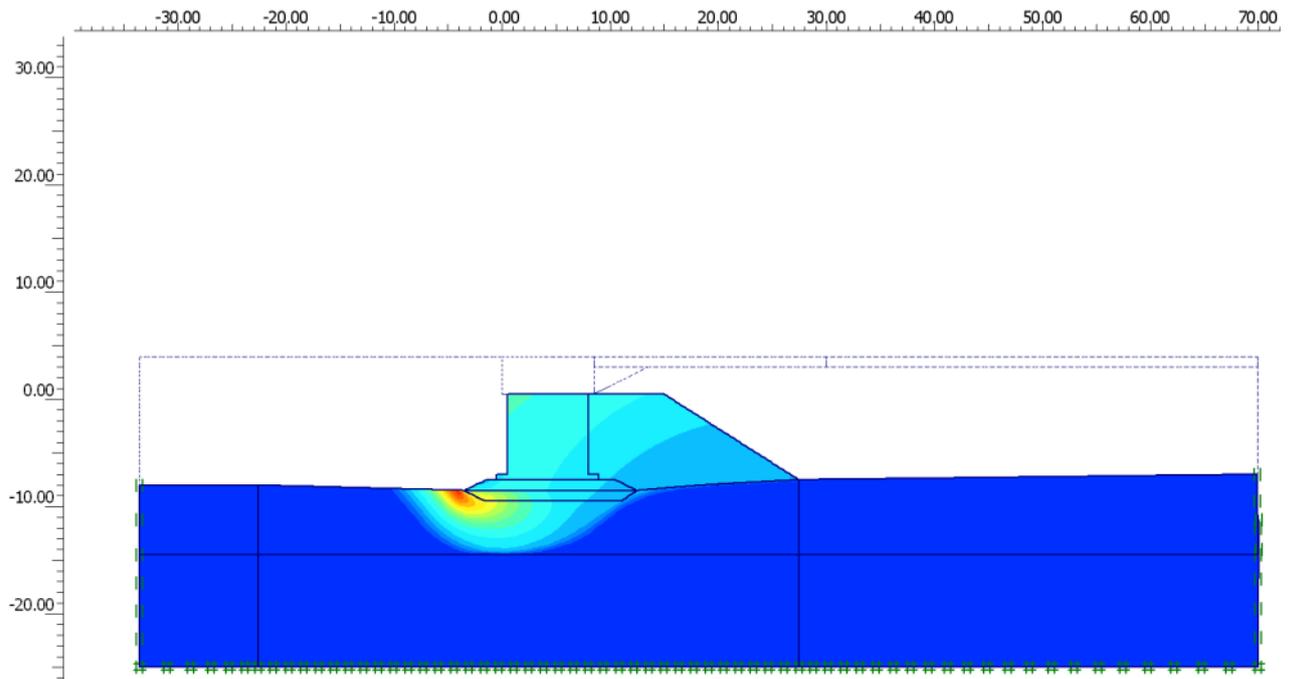


Figura 11.26: individuazione della superficie di scivolamento critica

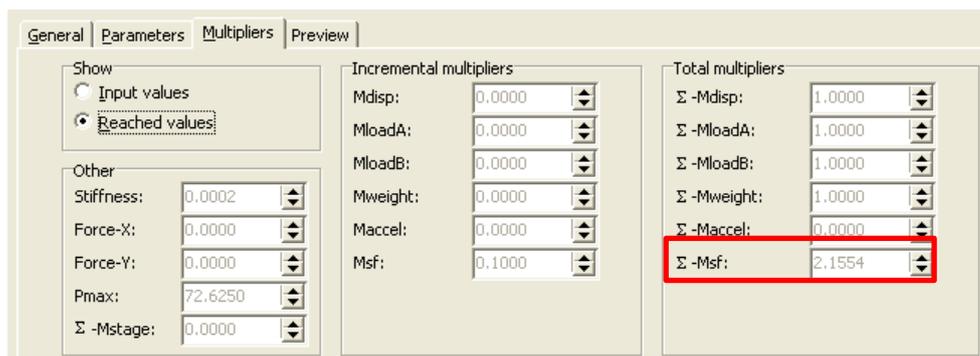


Figura 11.27: coefficiente γ_R raggiunto



• **Completamento del riempimento a teco del cassone:**

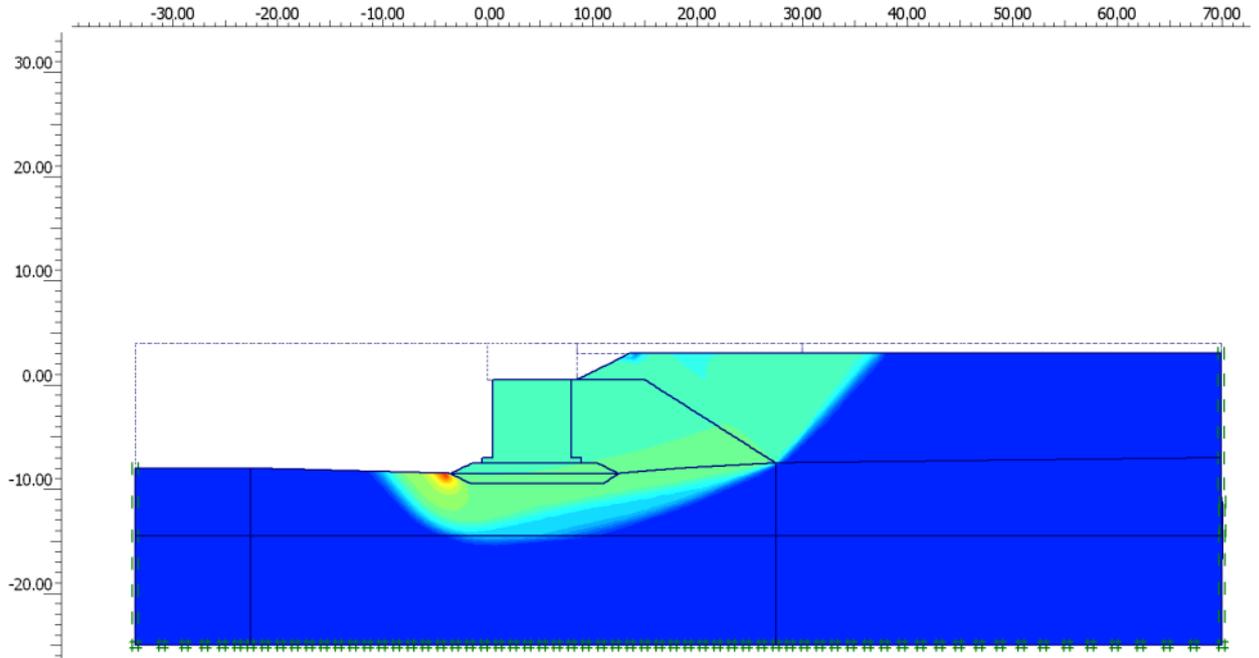


Figura 11.28: individuazione della superficie di scivolamento critica

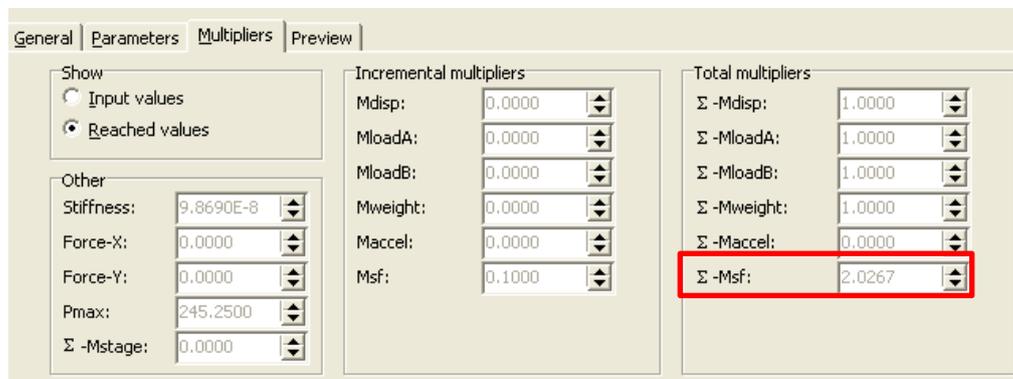


Figura 11.29: coefficiente γ_R raggiunto



- **Applicazione del sovraccarico di banchina:**

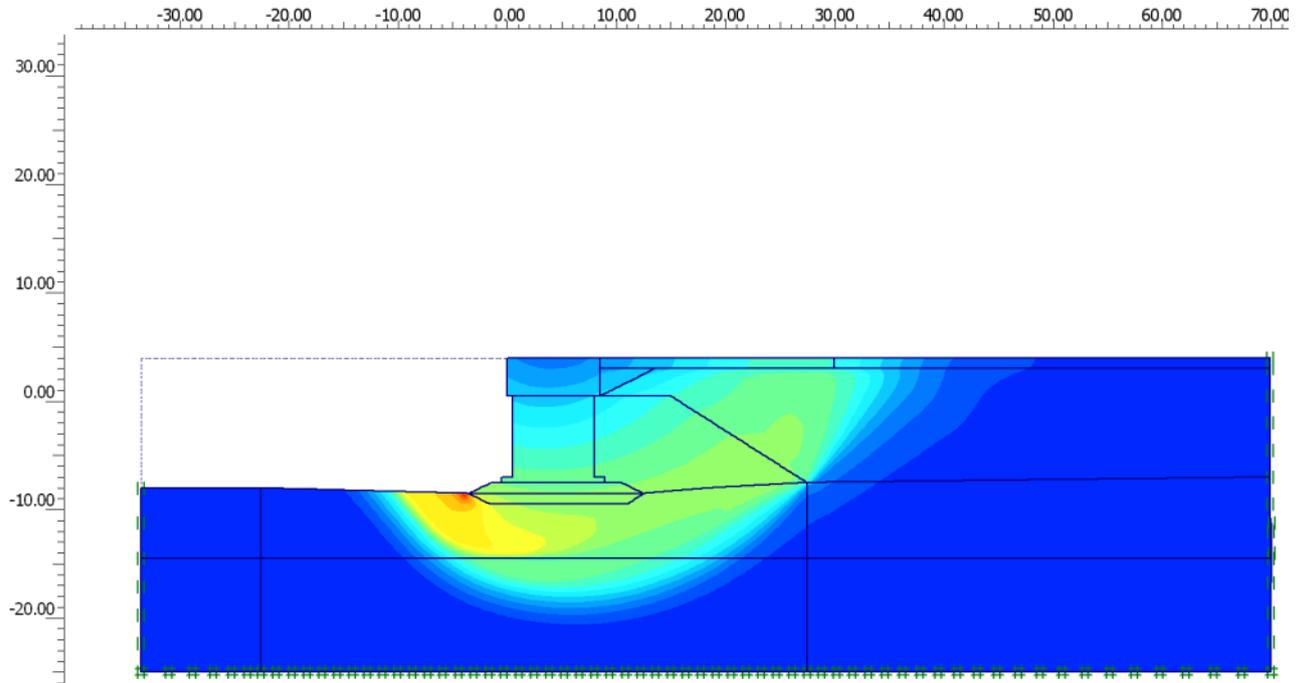


Figura 11.30: individuazione della superficie di scivolamento critica

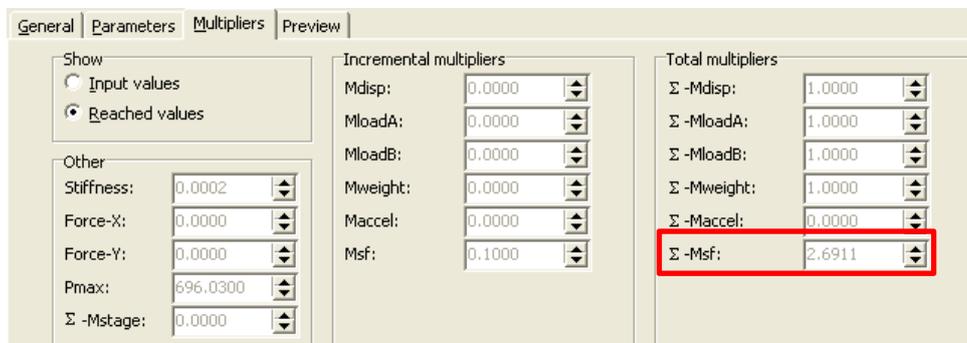


Figura 11.31: coefficiente γ_R raggiunto



• **Condizioni sismiche:**

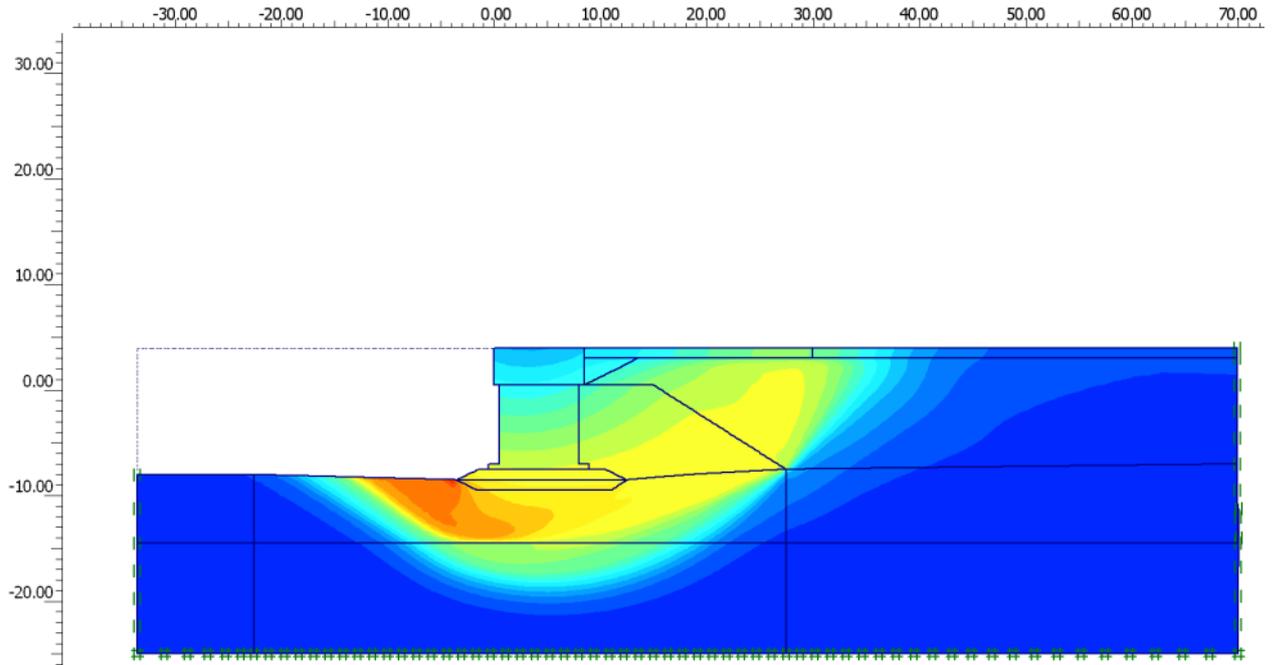


Figura 11.32: individuazione della superficie di scivolamento critica

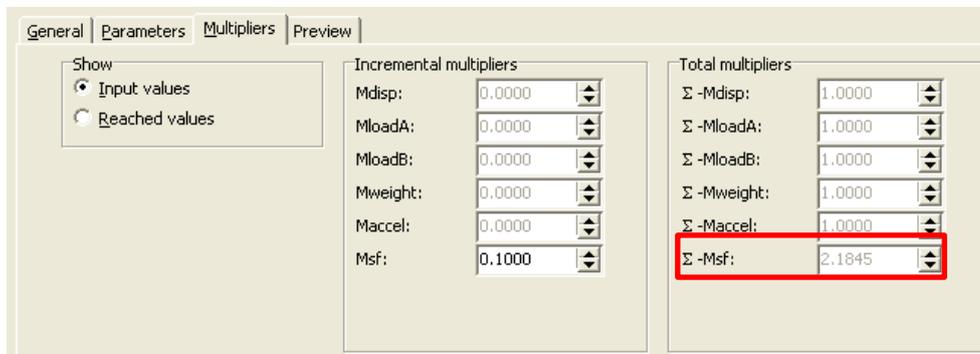


Figura 11.33: coefficiente γ_R raggiunto

Come si vede in tutte le simulazioni si è ottenuto un coefficiente di riduzione dei parametri di resistenza sempre superiore a $\gamma_R=1.1$. Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.



11.2. Cassone tipo B

11.2.1. SLU - Scorrimento sul piano di posa, ribaltamento

Le verifiche sono condotte seguendo le verifiche descritte al §6, con le azioni definite al §8 e le combinazioni di cui al §9, introducendo le ipotesi di calcolo introdotte al §10.1.

Nei seguenti paragrafi si riportano i risultati delle verifiche in condizioni statiche e sismiche.

11.2.1.1. Verifiche in condizioni statiche

Nel calcolo sono state introdotte tutte le azioni relative ai pesi propri strutturali e non, con i coefficienti amplificativi previsti da normativa.

Per quanto riguarda i carichi variabili occorre tenere presente che non tutti risultano sfavorevoli per le verifiche. In particolare i seguenti carichi risultano a sfavore di sicurezza e pertanto non sono stati introdotti nella modellazione:

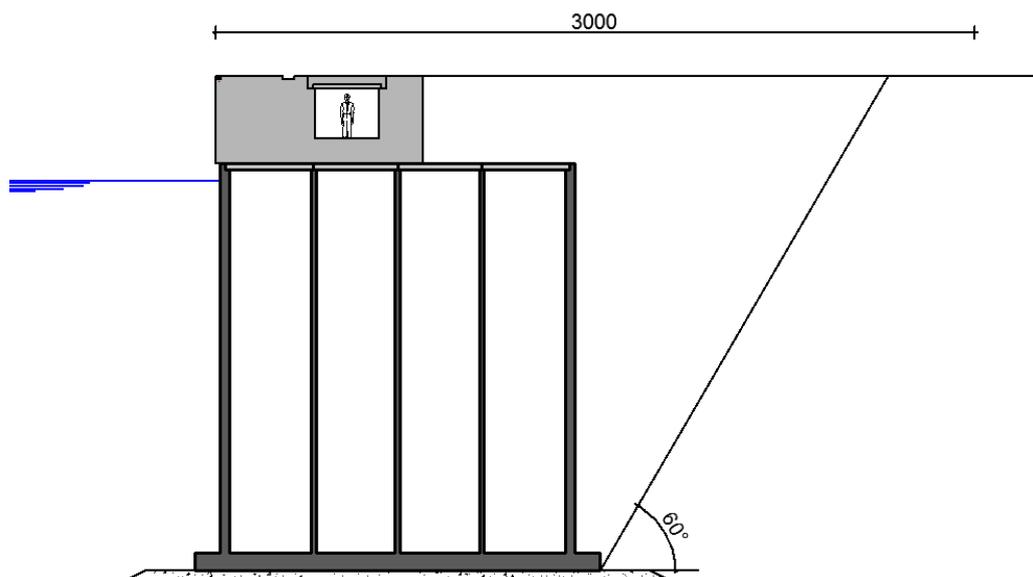
- Carico trasmesso da carroponete;
- Reazione vincolare dovuta al parabordo;
- Sovraccarico superficiale distribuito localizzato al di sopra del cassone.

Si sono considerate pertanto le sole azioni destabilizzanti, ovvero:

- Tiro alla bitta;
- Sovraccarico superficiale distribuito localizzato dietro al cassone.

Per quanto riguarda l'ultimo punto si precisa che, sebbene il progetto prevede che all'interno del piazzale sia ammissibile un sovraccarico massimo distribuito di 100kPa, si prevede una fascia di rispetto di larghezza 30m da ciglio banchina dove i carichi non possono superare i 50kPa.

La situazione di carico è schematizzata nella figura sottostante.





Come si nota dalla figura la linea che individua il piano di formazione del cuneo di spinta attiva (costruita a partire dal ciglio inferiore lato terra della platea con inclinazione di 60° sull'orizzontale) risulta interno alla fascia di 30m, per cui risulta ragionevole introdurre nella modellazione il solo sovraccarico superficiale di 50kPa.

Dal momento che i coefficienti di contemporaneità Ψ_0 sono stati posti pari all'unità, è sufficiente introdurre una sola combinazione di calcolo, che risulta rappresentativa per tutte i carichi variabili presenti.

La figura seguente mostra il dettaglio del calcolo.

I coefficienti di sicurezza minimi per quanto riguarda sollevamento, traslazione e ribaltamento risultano sempre superiori a quanto definito al §6.



PESO TERRENO SOPRA CASSONE=	19 kN/m ³
H TERRENO SOPRA CASSONE=	3.5 m
LARGHEZZA TERRENO SOPRA C.=	6.96 m
SOVRACCARICO SOPRA=	0 kPa
SOVRACCARICO DIETRO=	50 kPa
ANGOLO ATTRITO TERRAPIENO=	30 °
ANGOLO ATTRITO BASE=	40 °
ATTRITO TERRA - MURO=	2/3
COEFFICIENTE ATTRITO BASE=	1
COEFFICIENTE KH SISMICO=	0.084
COEFFICIENTE KV SISMICO=	0.042

H=	19.7 m
B=	16 m
PESO SPEC. MEDIO=	19.47 kN/m ³
PESO SPEC. SOVRASTRUTTURA=	25 kN/m ³
ALTEZZA SOVRASTRUTTURA=	3.5 m
LARGHEZZA SOVRASTRUTTURA=	6.75 m
PESO TERRAPIENO=	19 kN/m ³
ALTEZZA ACQUA A MONTE=	16.5 m
ALTEZZA ACQUA A VALLE=	15 m
TIRO BITTA=	33.3 kN/m

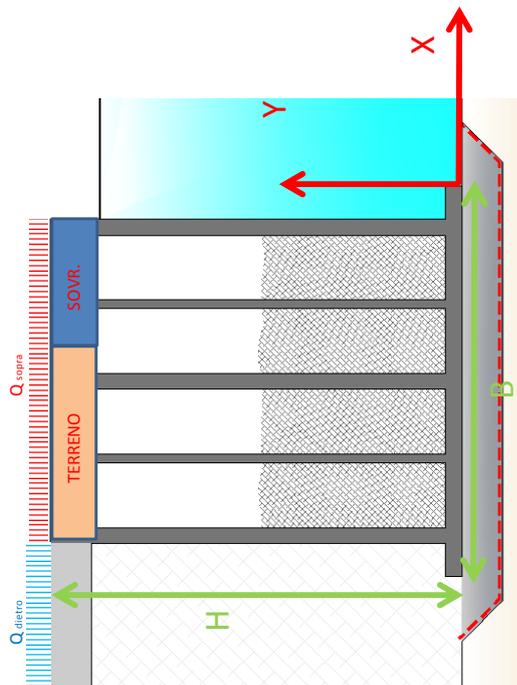
CONTRIBUTI ELEMENTARI CARATTERISTICI

BRACCIO RISPETTO AD ORIGINE	
BARICENTRO CASSONE X	8.00 m
BARICENTRO CASSONE Y	7.87 m
BRACCIO Q SOPRA X	8.00 m
BRACCIO Q DIETRO Y	9.85 m
BRACCIO TERRAPIENO Y	7.16 m
BRACCIO TERRAPIENO X	16.00 m
BRACCIO SOVRASTRUTTURA X	3.58 m
BRACCIO SOVRASTRUTTURA Y	17.95 m
BRACCIO ACQUA DAVANTI	5.00 m
BRACCIO ACQUA DIETRO	5.50 m
BRACCIO TERRENO SOPRA X	10.23 m
BRACCIO TERRENO SOPRA Y	17.95 m
BRACCIO BITTA Y	19.70 m

BRACCIO RISPETTO AD ORIGINE	
BARICENTRO CASSONE X	8.00 m
BARICENTRO CASSONE Y	7.78 m
BRACCIO SOVRASTRUTTURA X	3.38 m
BRACCIO SOVRASTRUTTURA Y	17.95 m
BRACCIO TERRAPIENO Y	7.16 m
BRACCIO ACQUA DAVANTI	6.00 m
BRACCIO ACQUA DIETRO	6.60 m

STATICI		
NOIOME	M1	M2
PESO CASSONE	4430.00 kN/m	4430.00 kN/m
TIRO BITTA	33.33 kN/m	33.33 kN/m
SOTTOSPINTA ACQUA	2583.00 kN/m	2583.00 kN/m
SPINTA TERRAPIENO V	237.54 kN/m	241.48 kN/m
SPINTA TERRAPIENO H	652.64 kN/m	842.12 kN/m
SPINTA Q SOPRA	0.00 kN/m	0.00 kN/m
SPINTA Q DIETRO	292.85 kN/m	369.40 kN/m
SPINTA ACQUA DAVANTI	1153.13 kN/m	1153.13 kN/m
SPINTA ACQUA DIETRO	1395.28 kN/m	1395.28 kN/m
PESO SOVRASTRUTTURA	590.63 kN/m	590.63 kN/m
PESO TERRENO SOPRA CASSONE	462.84 kN/m	462.84 kN/m

SISMICI		
NOIOME	M1	M2
INERZ. CASSONE V	186.06 kN/m	186.06 kN/m
INERZ. CASSONE H	372.12 kN/m	372.12 kN/m
INERZ. SOVR. V	24.81 kN/m	24.81 kN/m
INERZ. SOVR. H	49.61 kN/m	49.61 kN/m
SPINTA TERRAPIENO H	911.03 kN/m	981.11 kN/m
SPINTA ACQUA DAVANTI	113.01 kN/m	113.01 kN/m
SPINTA ACQUA DIETRO	136.74 kN/m	136.74 kN/m
SPINTA ACQUA SOTTO	124.87 kN/m	124.87 kN/m
INERZ. TERRENO SOPRA V	38.88 kN/m	38.88 kN/m



RISULTATI			
VERIFICHE	SILU		ESITO
	FS	FS min	
SOLLEVAMENTO	1.81	1.00	VERIFICATO
RIBALTAMENTO	1.05	1.00	VERIFICATO
SCORRIMENTO	1.20	1.10	VERIFICATO



11.2.1.2. Verifiche in condizioni sismiche

Nel calcolo sono state introdotte tutte le azioni relative ai pesi propri strutturali e non, con i coefficienti amplificativi previsti da normativa.

Seguendo quanto riportato nel paragrafo precedente, per quanto riguarda i carichi variabili introdotti si sono considerati solamente i seguenti:

- Tiro alla bitta;
- Sovraccarico superficiale distribuito localizzato dietro al cassone (50kPa).

I valori di calcolo sono stati moltiplicati per il valore del coefficienti di contemporaneità $\Psi_2=0.8$.

La figura seguente mostra il dettaglio del calcolo.

I coefficienti di sicurezza minimi per quanto riguarda sollevamento, traslazione e ribaltamento risultano sempre superiori a quanto definito al §6.



DATI INGRESSO

H=	19,7 m
B=	16 m
PESO SPEC. MEDIO=	19,47 kN/m³
PESO SPEC. SOVRASTRUTTURA=	25 kN/m³
AUTEZZA SOVRASTRUTTURA=	3,5 m
LARGHEZZA SOVRASTRUTTURA=	6,75 m
PESO TERRAPIENO=	19 kN/m³
ALTEZZA ACQUA A MONTE=	15,5 m
ALTEZZA ACQUA A VALLE=	15,5 m
TIRO BITTA=	33,3 kN/m

PESO TERRENO SOPRA CASSONE=	19 kN/m³
H TERRENO SOPRA CASSONE=	3,5 m
LARGHEZZA TERRENO SOPRA C=	6,96 m
SOVRACCARICO SOPRA=	0 kPa
SOVRAACCARICO DIETRO=	50 kPa
ANGOLO ATTRITO TERRAPIENO=	30°
ANGOLO ATTRITO BASE=	40°
ATTRITO TERRA - MURO=	2/3
COEFFICIENTE ATTRITO BASE=	1
COEFFICIENTE KV SISMICO=	0,084
COEFFICIENTE KV SISMICO=	0,042

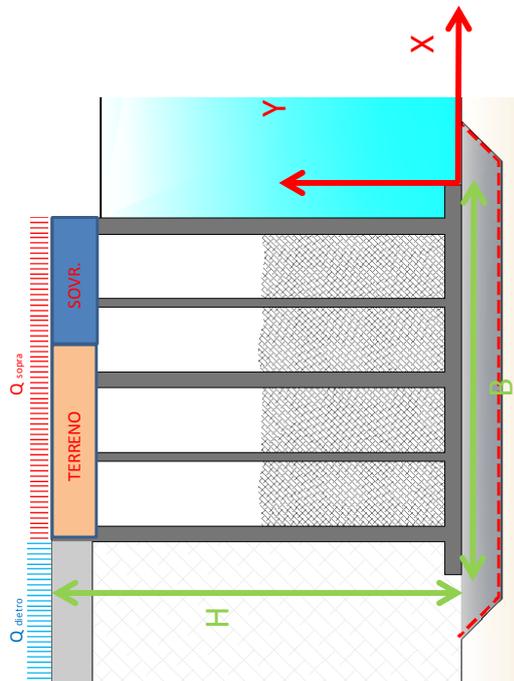
CONTRIBUTI ELEMENTARI CARATTERISTICI

NOME	STATICI		M2
	M1	M2	
PESO CASSONE	4430,00 kN/m	4430,00 kN/m	
TIRO BITTA	33,33 kN/m	33,33 kN/m	
SOTTOSPINTA ACQUA	2480,00 kN/m	2480,00 kN/m	
SPINTA TERRAPIENO V	253,86 kN/m	258,07 kN/m	
SPINTA TERRAPIENO H	697,48 kN/m	899,98 kN/m	
SPINTA Q. SOPRA	0,00 kN/m	0,00 kN/m	
SPINTA Q. DIETRO	292,85 kN/m	369,40 kN/m	
SPINTA ACQUA DAVANTI	1201,25 kN/m	1201,25 kN/m	
SPINTA ACQUA DIETRO	1201,25 kN/m	1201,25 kN/m	
PESO SOVRASTRUTTURA	590,63 kN/m	590,63 kN/m	
PESO TERRENO SOPRA CASSONE	462,84 kN/m	462,84 kN/m	

BRACCIO RISPETTO AD ORIGINE	
BARICENTRO CASSONE X	8,00 m
BARICENTRO CASSONE Y	7,87 m
BRACCIO Q. SOPRA X	8,00 m
BRACCIO Q. DIETRO Y	9,85 m
BRACCIO TERRAPIENO Y	7,21 m
BRACCIO TERRAPIENO X	16,00 m
BRACCIO SOVRASTRUTTURA X	3,38 m
BRACCIO SOVRASTRUTTURA Y	17,95 m
BRACCIO ACQUA DAVANTI	5,17 m
BRACCIO ACQUA DIETRO	5,17 m
BRACCIO TERRENO SOPRA X	10,23 m
BRACCIO TERRENO SOPRA Y	17,95 m
BRACCIO BITTA Y	19,70 m

NOME	SISMICI		M2
	M1	M2	
INERZ. CASSONE V	186,06 kN/m	186,06 kN/m	
INERZ. CASSONE H	372,12 kN/m	372,12 kN/m	
INERZ. SOVR. V	24,81 kN/m	24,81 kN/m	
INERZ. SOVR. H	49,61 kN/m	49,61 kN/m	
SPINTA TERRAPIENO H	973,63 kN/m	1048,52 kN/m	
SPINTA ACQUA DAVANTI	117,72 kN/m	117,72 kN/m	
SPINTA ACQUA DIETRO	117,72 kN/m	117,72 kN/m	
SPINTA ACQUA SOTTO	117,72 kN/m	117,72 kN/m	
INERZ. TERRAPIENO SOPRA V	33,33 kN/m	33,33 kN/m	

BRACCIO RISPETTO AD ORIGINE	
BARICENTRO CASSONE X	8,00 m
BARICENTRO CASSONE Y	7,78 m
BRACCIO SOVRASTRUTTURA X	3,38 m
BRACCIO SOVRASTRUTTURA Y	17,95 m
BRACCIO TERRAPIENO Y	7,21 m
BRACCIO ACQUA DAVANTI	6,20 m
BRACCIO ACQUA DIETRO	6,20 m



VERIFICHE	RISULTATI	
	FS	ESTO
SOLLEVAMENTO	1,94	VERIFICATO
RIBALTAMENTO	1,07	VERIFICATO
SCORRIMENTO	1,10	VERIFICATO



11.2.2. SLU - Carico limite dell'insieme fondazione-terreno

11.2.2.1. Verifiche in condizioni statiche

Le verifiche sono condotte seguendo le verifiche descritte al §6, con le azioni definite al §8 e le combinazioni di cui al §9, introducendo le ipotesi di calcolo introdotte al §10.2. Si è scelto di verificare seguendo la seguente procedura:

- Approccio 2:
 - Combinazione 2: A1+M1+R3.

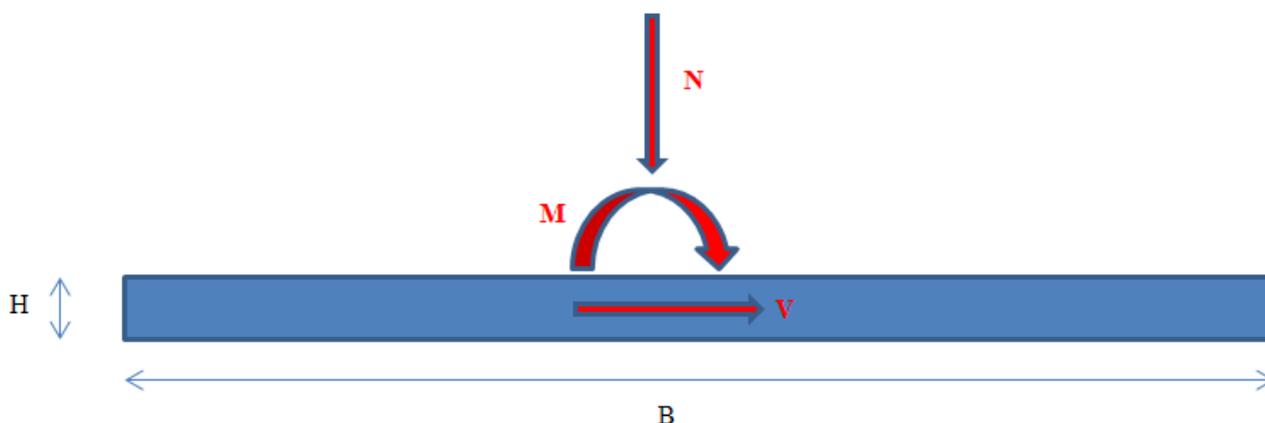
Il coefficiente di sicurezza minimo da rispettare risulta $\gamma_R=1.4$ (cfr. §6).

Le azioni esterne sono le medesime calcolate nel §11.2.1.1, trasportate al baricentro della platea di fondazione di dimensioni in pianta 16m×27.95m.

Non sono state incluse le seguenti azioni esterne variabili perchè stabilizzanti (diminuiscono l'eccentricità dei carichi rispetto al baricentro della fondazione o riducono il momento ribaltante):

- Sovraccarico verticale sopra il cassone;
- Carico verticale trasmesso dal carroonte;
- Reazione vincolare del parabordo.

La seguente figura mostra la schematizzazione di calcolo:



I valori da inserire nel calcolo sono:

$H=0.7\text{m}$;

$B=16\text{m}$

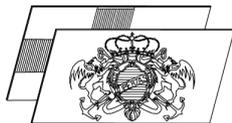
$L= 27.95\text{m}$ (lunghezza fuori piano della fondazione);

$M=392'228\text{kNm}$

$N=126'297\text{kN}$

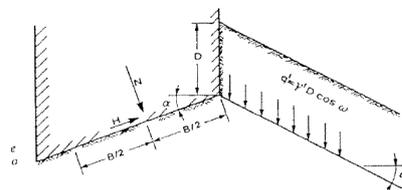
$V=46'188\text{kN}$

Il dettaglio del calcolo è riportato nella seguente figura.



Dati			
Terreno			
Angolo di attrito del terreno	φ'	°	33,5
	k_p		3,46
Peso efficace del terreno	γ'	kN/m ³	9
Coesione	c' oppure c_u	kPa	0
Sovraccarico est. a fondaz.	q'	kPa	22,5
Fondazione			
Larghezza reale fondazione	B_R	m	16
Lunghezza reale fondazione	L_R	m	27,95
Eccentricità carico lungo B	e_B	m	3,11
Eccentricità carico lungo L	e_L	m	0
Larghezza effettiva fondazione	B	m	9,79
Lunghezza effettiva fondazione	L	m	27,95
Profondità piano fondazione	D	m	0
Carico			
Carico // piano fondazione	V	kN	126.297,32
Carico ⊥ piano fondazione	H	kN	46.187,68
	M	kNm	392.228,10
	θ_n	°	0

Capacità portante			
N_c	N_q	N_γ	
40,351	27,707414	28,540165	
Forma della fondazione (Vesic)			
S_c	S_q	S_γ	
1,3966	1,1982774	1,19827737	
Profondità della fondazione			
d_c	d_q	d_γ	
1	1	1	
Inclinazione del carico			
i_c	i_q	i_γ	
0,5801	0,5801186	0,12936296	
Fattore riduttivo di Bowles:			
in funzione di B			r_γ
			0,82757498



q_{ult}	=	0	+	433,36384	+	161,277477	=	594,6413169	kPa
P_{ult}	=	0	+	1,94E+05	+	7,21E+04	=	265,923,60	kN

$\gamma_r = 2,11$ VERIFICA SODDISFATTA

Il coefficiente di sicurezza risulta superiore a quanto richiesto da normativa. La verifica risulta pertanto soddisfatta.

11.2.2.2. Verifiche in condizioni sismiche

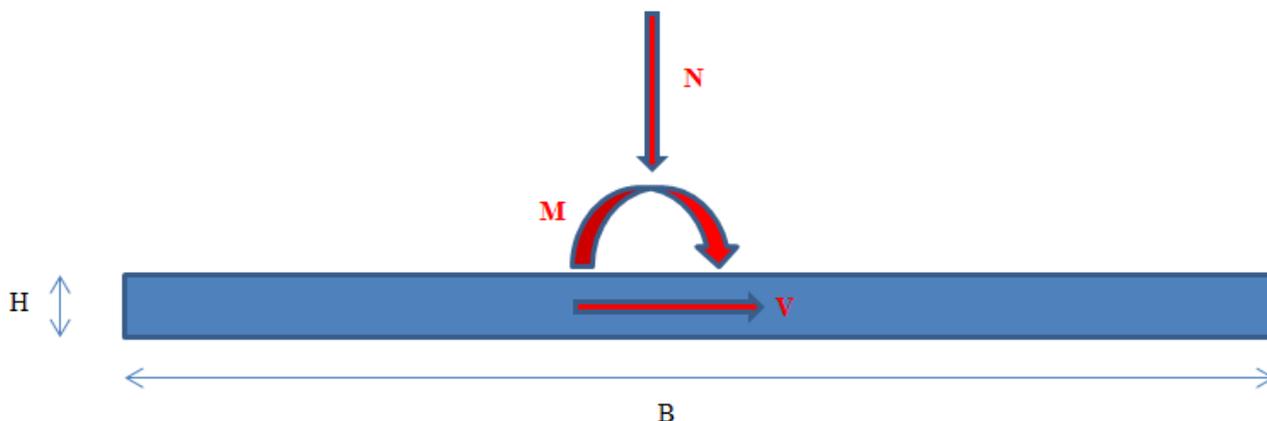
Le verifiche sono condotte seguendo le verifiche descritte al §6, con le azioni definite al §8 e le combinazioni di cui al §9, introducendo le ipotesi di calcolo introdotte al §10.2. Si è scelto di verificare seguendo la seguente procedura:

- Approccio 2:
 - Combinazione 2: A1+M1+R3.

Il coefficiente di sicurezza minimo da rispettare risulta $\gamma_R=1.4$ (cfr. §6).

Le azioni esterne sono le medesime calcolate nel §11.2.1.2, trasportate al baricentro della platea di fondazione di dimensioni in pianta 16m×27.95m.

La seguente figura mostra la schematizzazione di calcolo:





I valori da inserire nel calcolo sono:

$H=0.7m$;

$B=16m$

$L= 27.95m$ (lunghezza fuori piano della fondazione);

$M=392'228kNm$

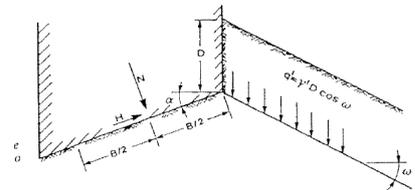
$N=126'297kN$

$V=46'188kN$

Il dettaglio del calcolo è riportato nella seguente figura.

Dati			
Terreno			
Angolo di attrito del terreno	φ'	°	33,5
	k_p		3,46
Peso efficace del terreno	γ'	kN/m ³	9
Coesione	c' oppure c_u	kPa	0
Sovraccarico est. a fondaz.	q'	kPa	22,5
Fondazione			
Larghezza reale fondazione	B_R	m	16
Lunghezza reale fondazione	L_R	m	27,95
Eccentricità carico lungo B	e_B	m	6,02
Eccentricità carico lungo L	e_L	m	0
Larghezza effettiva fondazione	B	m	3,97
Lunghezza effettiva fondazione	L	m	27,95
Profondità piano fondazione	D	m	0
Carico			
Carico ⊥ piano fondazione	V	kN	87.319,76
Carico // piano fondazione	H	kN	46.293,90
	M	kNm	525.390,44
	θ_n	°	0

Capacità portante		
N_c	N_q	N_γ
40,351	27,707414	28,540165
Forma della fondazione (Vesic)		
S_c	S_q	S_γ
1,3966	1,1982774	1,19827737
Profondità della fondazione		
d_c	d_q	d_γ
1	1	1
Inclinazione del carico		
i_c	i_q	i_γ
0,4151	0,4150707	0,00196072
Fattore riduttivo di Bowles:		
in funzione di B		
r_f		
0,92566143		



q_{ult}	=	0	+	310,06868	+	1.10784141	=	311,1765198 kPa
P_{ult}	=	0	+	1,39E+05	+	4,95E+02	=	139.158,14 kN

γ_r	=	1,59	VERIFICA SODDISFATTA
------------	---	------	----------------------

Il coefficiente di sicurezza risulta superiore a quanto richiesto da normativa. La verifica risulta pertanto soddisfatta.



11.2.1. SLE - Valutazione dei cedimenti

Nei seguenti paragrafi vengono presentate le caratteristiche principali del modello FEM implementato con PLAXIS e le fasi realizzative considerate. Vengono poi discussi i risultati

11.2.1.1. Geometria

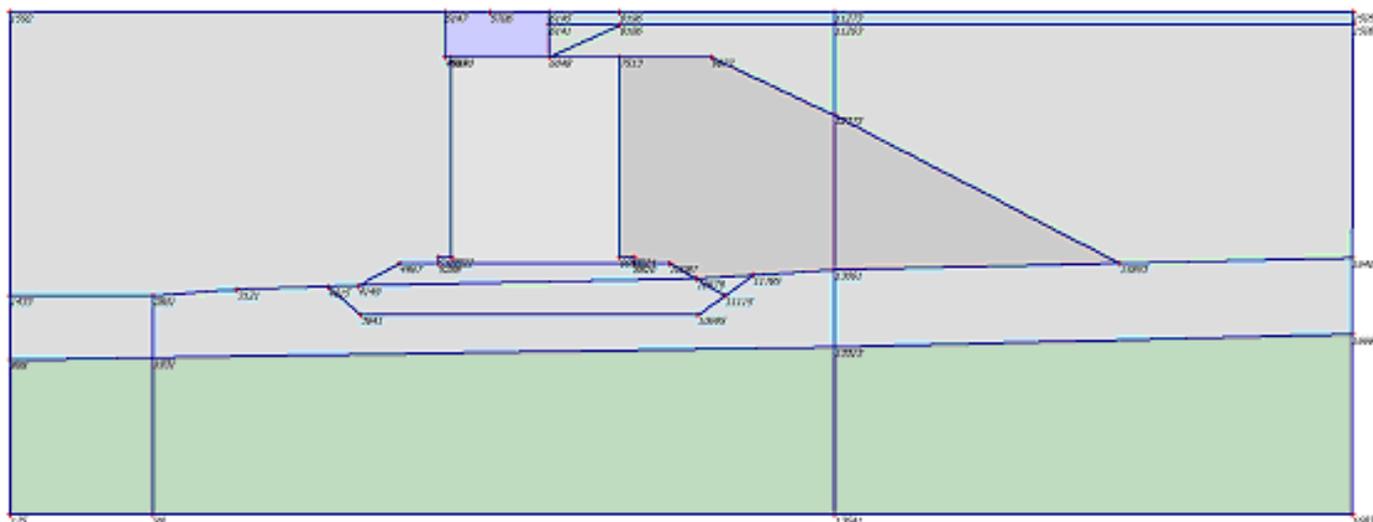


Figura 11.34 geometria di calcolo

Node no.	x-coord.	y-coord.	Node no.	x-coord.	y-coord.
5147	0.000	4.000	11115	21.579	-17.988
4887	0.000	0.500	11785	23.740	-16.417
5440	0.500	0.500	4015	-9.027	-17.289
5722	0.500	-15.000	15058	69.948	4.000
5189	-0.500	-15.000	6141	8.000	3.000
5288	-0.500	-15.500	15082	69.947	3.000
8820	14.500	-15.500	5706	3.500	4.000
8824	14.500	-15.000	8196	13.500	4.000
8816	13.500	-15.000	11273	30.000	4.000
7513	13.500	0.500	955	-33.500	-23.000
6145	8.000	4.000	16661	69.930	-21.000
6048	8.000	0.500	99	-22.500	-34.994
4967	-3.500	-15.500	1931	-22.500	-22.818
10679	19.384	-16.697	13641	30.000	-35.000
16402	69.930	-15.085	13061	30.000	-16.000
3121	-16.000	-17.500	11263	30.000	3.000
4149	-6.715	-17.219	13313	30.000	-22.000
2801	-22.500	-18.000	1592	-33.500	4.000
1433	-33.500	-18.000	9877	20.500	0.500
175	-33.500	-35.000	15853	52.000	-15.500
16835	69.930	-34.947	12373	30.000	-4.000
3841	-6.500	-19.500	10087	17.350	-15.500
10695	19.500	-19.500	8186	13.500	3.000

Tabella 11-4 : coordinate dei nodi



11.2.1.2. Condizioni al contorno



Figura 11.35 geometria di calcolo

Node no.	Sign	Horizontal	Vertical	Node no.	Sign	Horizontal	Vertical
175	#	Fixed	Fixed	14213	#	Fixed	Fixed
16835	#	Fixed	Fixed	14503	#	Fixed	Fixed
99	#	Fixed	Fixed	14645	#	Fixed	Fixed
13641	#	Fixed	Fixed	14965	#	Fixed	Fixed
67	#	Fixed	Fixed	15069	#	Fixed	Fixed
57	#	Fixed	Fixed	15351	#	Fixed	Fixed
35	#	Fixed	Fixed	15631	#	Fixed	Fixed
34	#	Fixed	Fixed	15811	#	Fixed	Fixed
249	#	Fixed	Fixed	16063	#	Fixed	Fixed
317	#	Fixed	Fixed	16263	#	Fixed	Fixed
569	#	Fixed	Fixed	16389	#	Fixed	Fixed
795	#	Fixed	Fixed	16577	#	Fixed	Fixed
1169	#	Fixed	Fixed	16651	#	Fixed	Fixed
1793	#	Fixed	Fixed	16785	#	Fixed	Fixed
1957	#	Fixed	Fixed	16801	#	Fixed	Fixed
2465	#	Fixed	Fixed	16402		Fixed	Free
2743	#	Fixed	Fixed	1433		Fixed	Free
3189	#	Fixed	Fixed	15058		Fixed	Free
3503	#	Fixed	Fixed	15082		Fixed	Free
3809	#	Fixed	Fixed	955		Fixed	Free
4111	#	Fixed	Fixed	16661		Fixed	Free
4423	#	Fixed	Fixed	1592		Fixed	Free
4813	#	Fixed	Fixed	1423		Fixed	Free
5173	#	Fixed	Fixed	16811		Fixed	Free
5628	#	Fixed	Fixed	16792		Fixed	Free
6404	#	Fixed	Fixed	16759		Fixed	Free
6648	#	Fixed	Fixed	15383		Fixed	Free
7314	#	Fixed	Fixed	15651		Fixed	Free
7812	#	Fixed	Fixed	15915		Fixed	Free
8630	#	Fixed	Fixed	16083		Fixed	Free
8961	#	Fixed	Fixed	16273		Fixed	Free
9619	#	Fixed	Fixed	611		Fixed	Free
9945	#	Fixed	Fixed	527		Fixed	Free



Node no.	Sign	Horizontal	Vertical	Node no.	Sign	Horizontal	Vertical
10737	#	Fixed	Fixed	310		Fixed	Free
10941	#	Fixed	Fixed	16509		Fixed	Free
11579	#	Fixed	Fixed	1487		Fixed	Free
11987	#	Fixed	Fixed	1497		Fixed	Free
12459	#	Fixed	Fixed	1531		Fixed	Free
12923	#	Fixed	Fixed	1535		Fixed	Free
13409	#	Fixed	Fixed	1551		Fixed	Free
14065	#	Fixed	Fixed	1599		Fixed	Free

Tabella 11-5 : gradi di libertà dei nodi

11.2.1.3. Mesh di calcolo

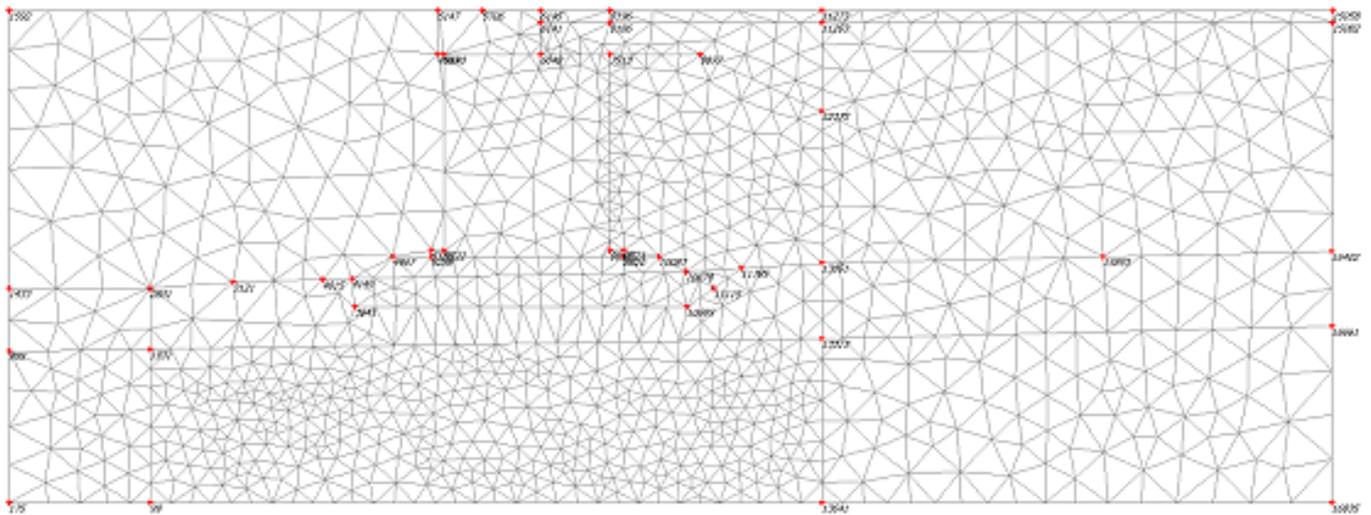


Figura 11.36 mesh di calcolo



11.2.1.4. Fasi di calcolo

I modelli sviluppati con “Plaxis” sono stati creati considerando le fasi di costruzione e i carichi elencati di seguito.

La modellazione condotta tiene conto delle condizioni iniziali e riproduce le reali fasi di costruzione previste in progetto. La modellazione per fasi è in grado di simulare il reale percorso tenso deformativo a cui sarà soggetto il complesso strutture-terreno.

Phase	Ph-No.	Start phase	Calculation type	Load input	First step	Last step
Initial phase	0	0		-	0	0
geo	1	0	Plastic analysis	Staged construction	1	4
posa cassone	2	1	Plastic analysis	Staged construction	5	39
realizzazione rin fianco	3	2	Plastic analysis	Staged construction	40	45
riempimento colmata	4	3	Plastic analysis	Staged construction	46	52
precarica	5	4	Consolidation analysis	Staged construction	53	61
termine costruzione	6	5	Plastic analysis	Staged construction	62	79
SLE rara q + bitta	7	6	Plastic analysis	Staged construction	80	82
SLE rara q + carropon te	8	6	Plastic analysis	Staged construction	83	85

Tabella 11-6 : fasi di calcolo

Le fasi da 0 a 4 sono state calcolate tenendo conto dello sviluppo delle sovrappressioni neutre legate alla presenza dei materiali argillosi presenti in profondità. Nella fase 5 è stato condotto un calcolo di consolidazione in concomitanza dell’applicazione della precarica di progetto (50kPa nella fascia di 30m dal ciglio banchina, 100kPa a tergo) di durata pari a 10 mesi. Infine le fasi numero 7 e 8 riguardano le verifiche di deformabilità SLE in presenza di sovraccarichi di banchina e tiro bitta (fase 7), di sovraccarichi di banchina e carico da carropon te (fase 9). A favore di sicurezza entrambe le condizioni di carico sono state applicate in condizioni drenate.

Le figura sottostanti mostrano in forma grafica le fasi introdotte nel calcolo.

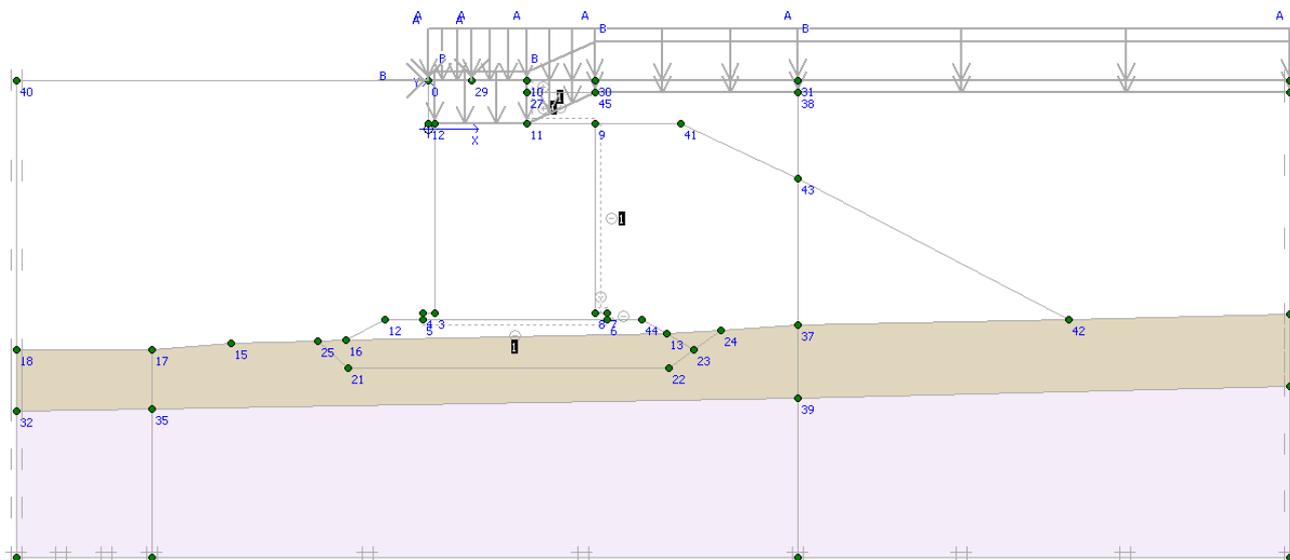


Figura 11.37 fase 1 – condizione geostatica

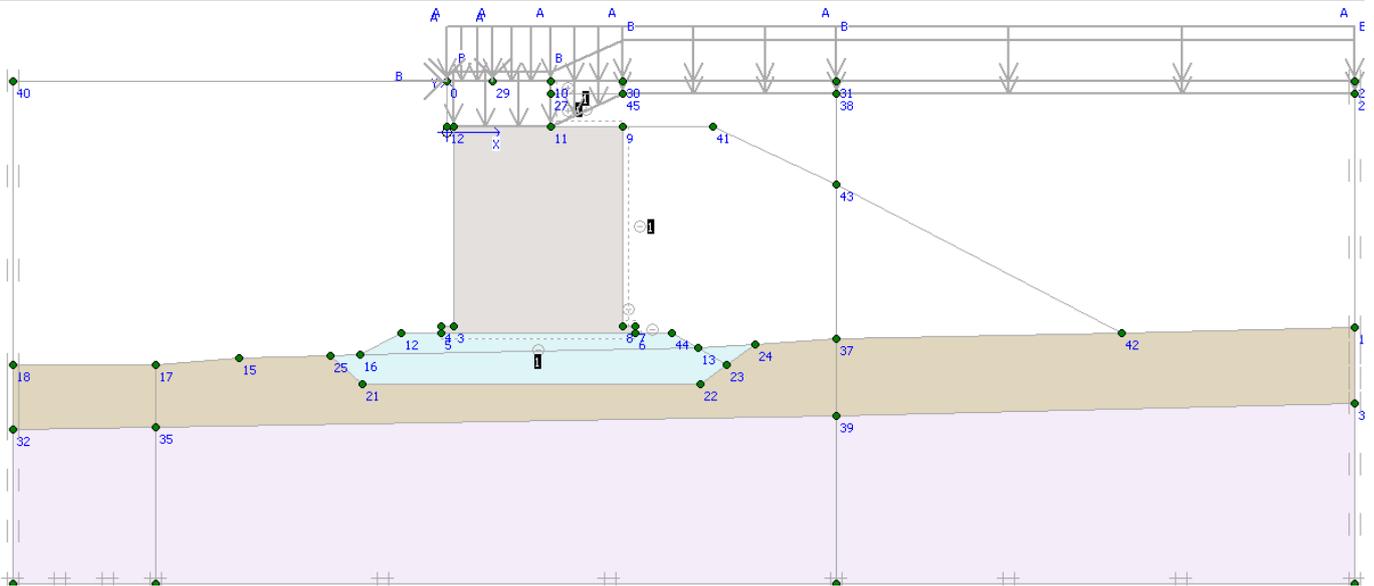


Figura 11.38 fase 2 – realizzazione del rilevato di imbasamento e posa dei cassoni

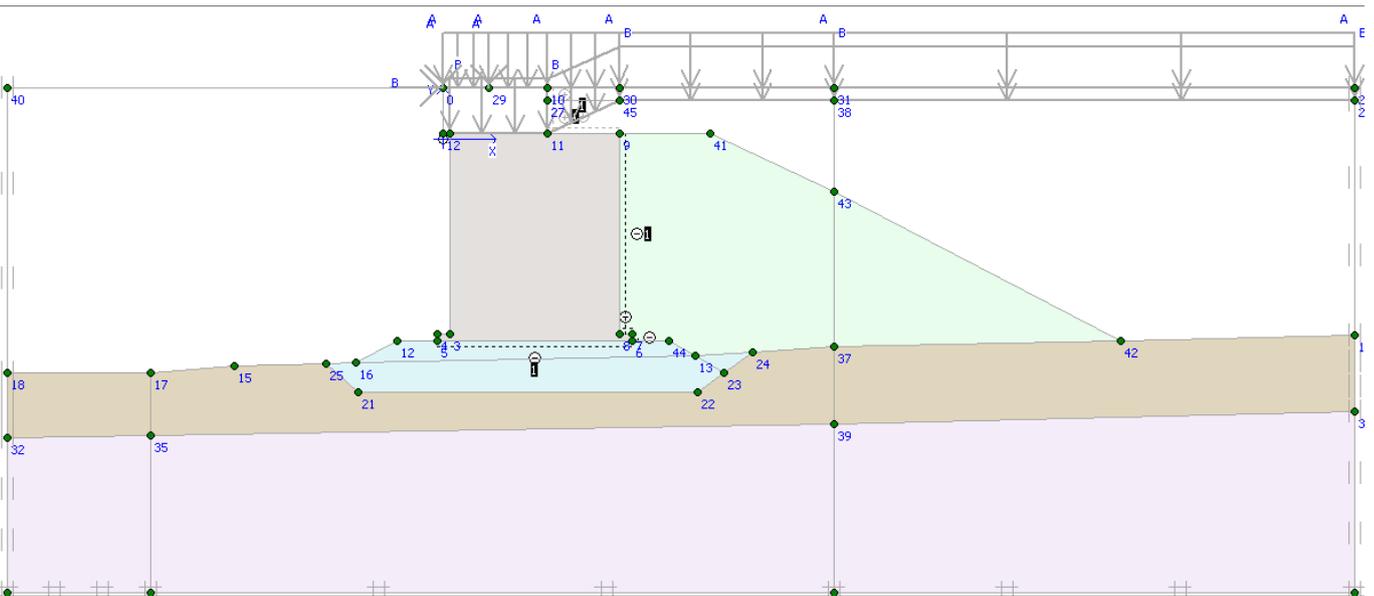


Figura 11.39 fase 3 – realizzazione del rinfianco a tergo

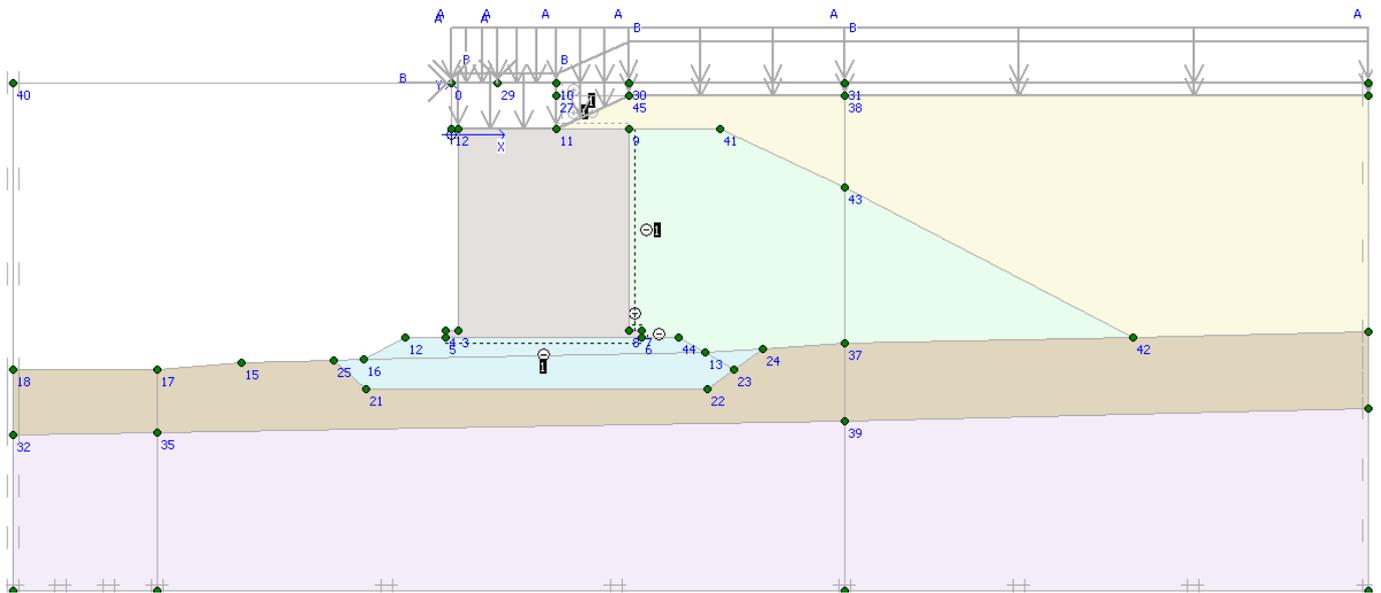


Figura 11.40 fase 4 – riempimento della colmata

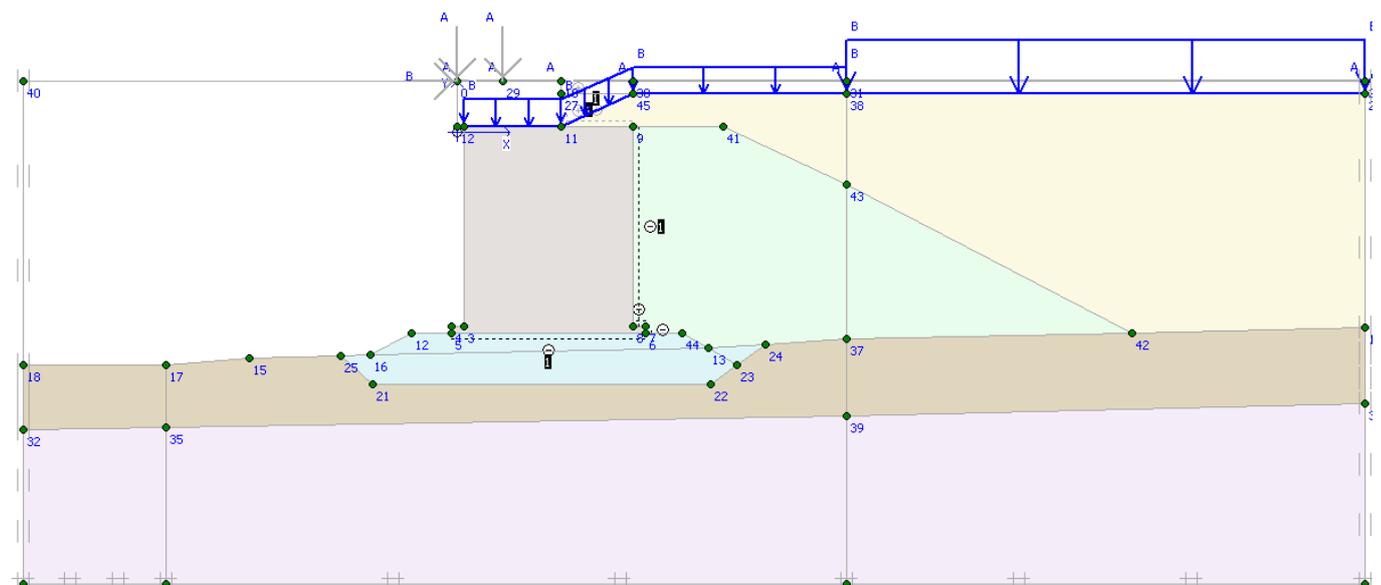


Figura 11.41 fase 5 – realizzazione del rilevato di precarica

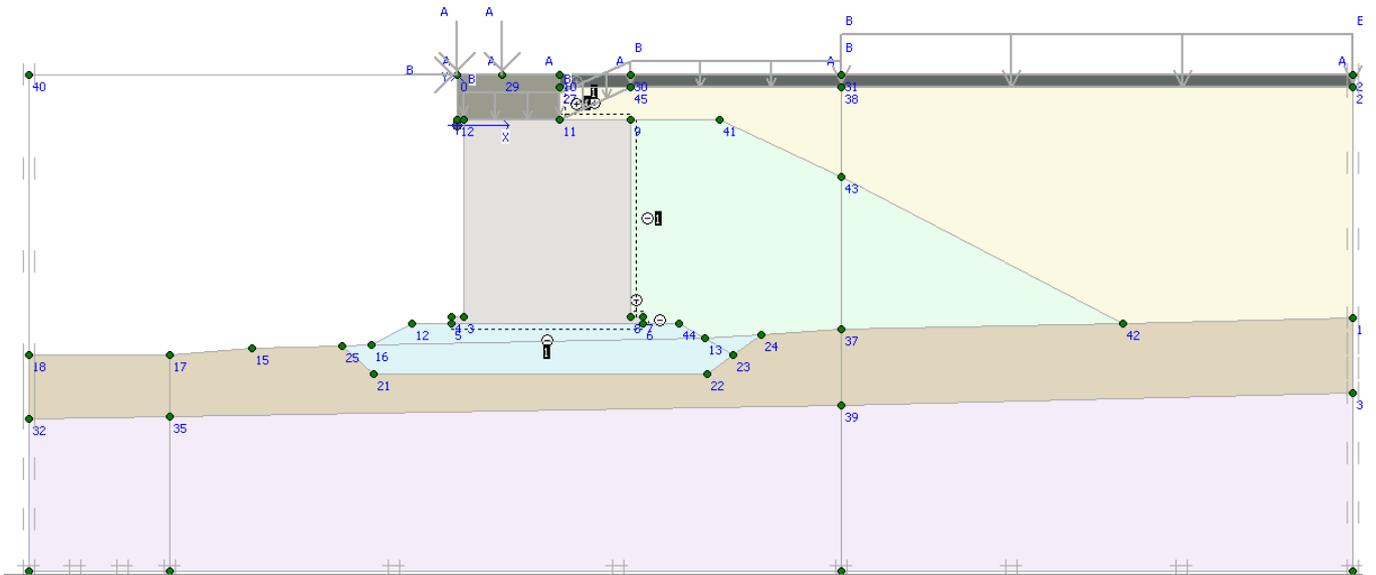


Figura 11.42 fase 6 – realizzazione della sovrastruttura e della pavimentazione di piazzale

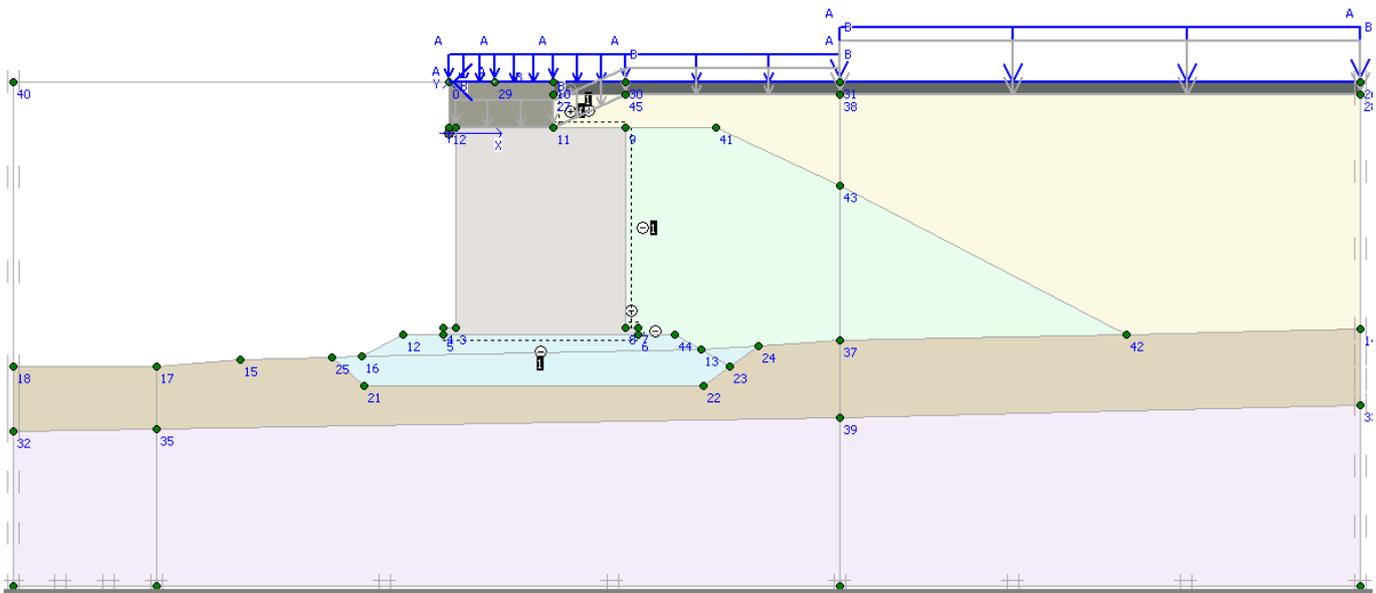


Figura 11.43 fase 7 – SLE rara| q + bitta

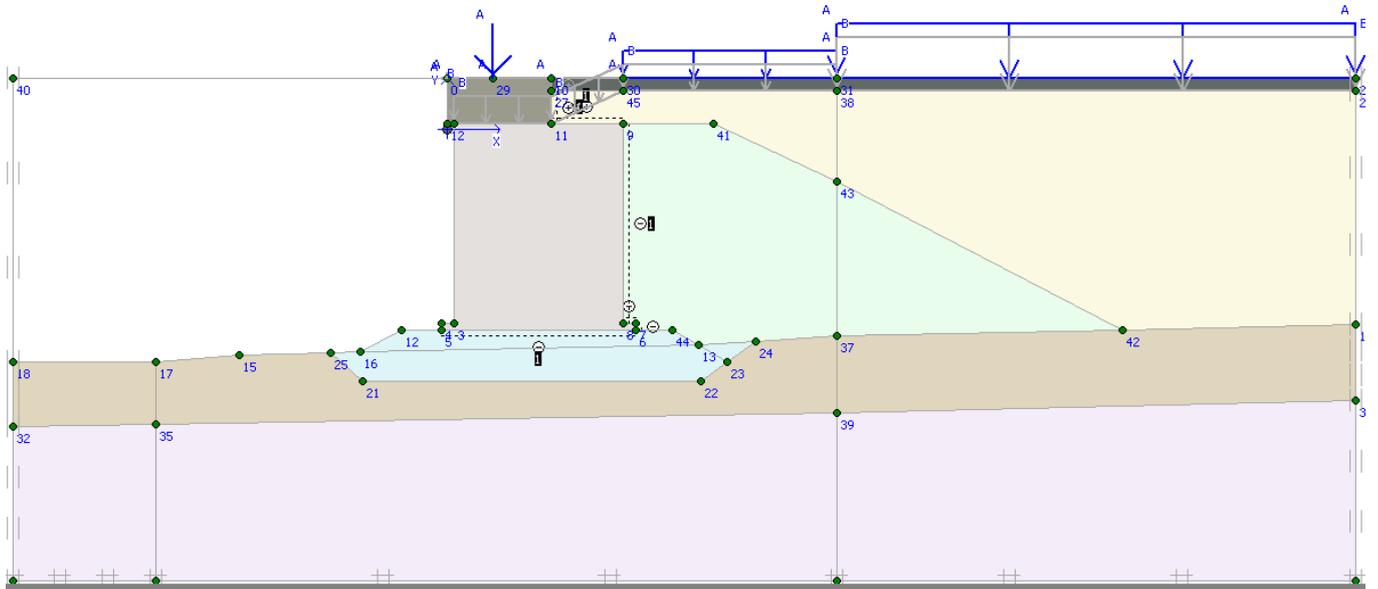


Figura 11.44 fase 8 – SLE rara| q + carroponete

11.2.1.5. Risultati in termini deformativi

Nel presente paragrafo vengono riportati i risultati della modellazione per ciascuna fase, in termini di spostamenti orizzontali e verticali. I risultati deformativi relativi alla fase n.1 non sono significativi, dal momento che la fase ha l'unico scopo di ricostruire il campo tensionale dei terreni di fondazione in condizioni ante – operam.

[*10⁻³]

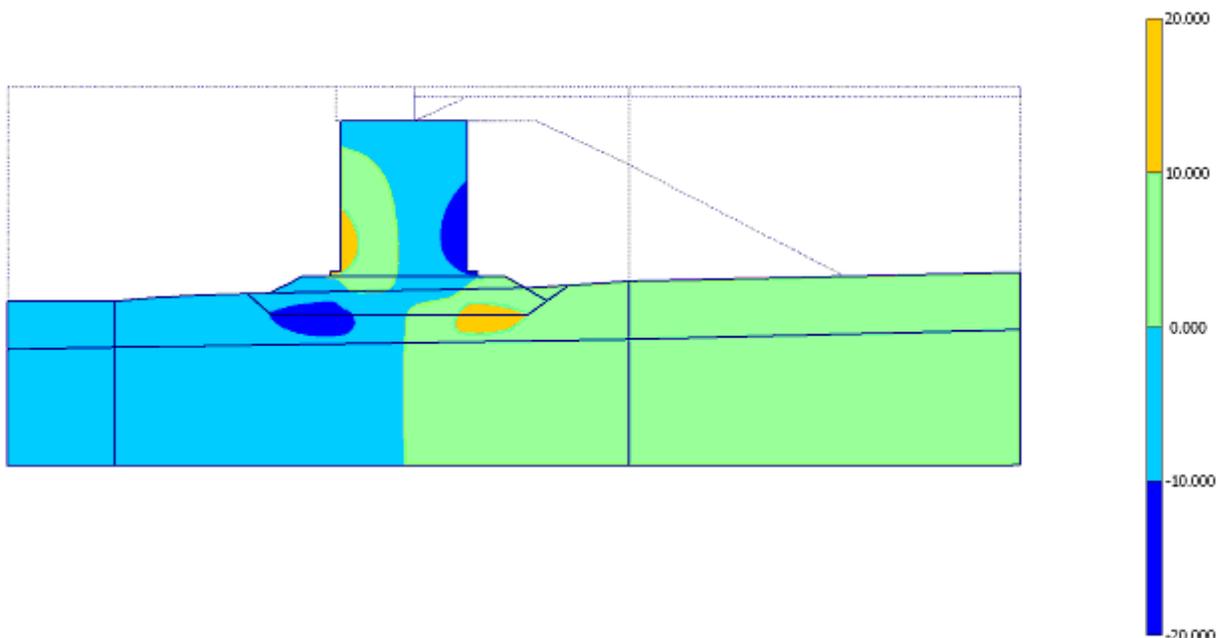




Figura 11.45 fase 2 – realizzazione del rilevato di imbasamento e posa dei cassoni – spostamenti orizzontali

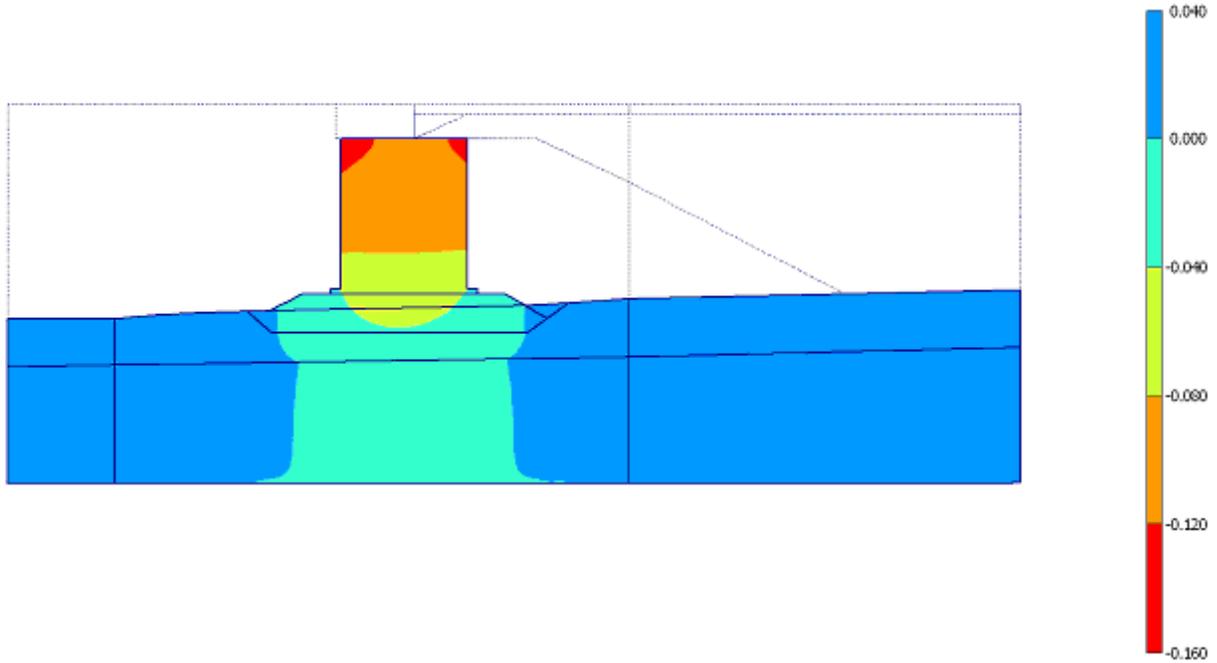


Figura 11.46 fase 2 – realizzazione del rilevato di imbasamento e posa dei cassoni – spostamenti verticali

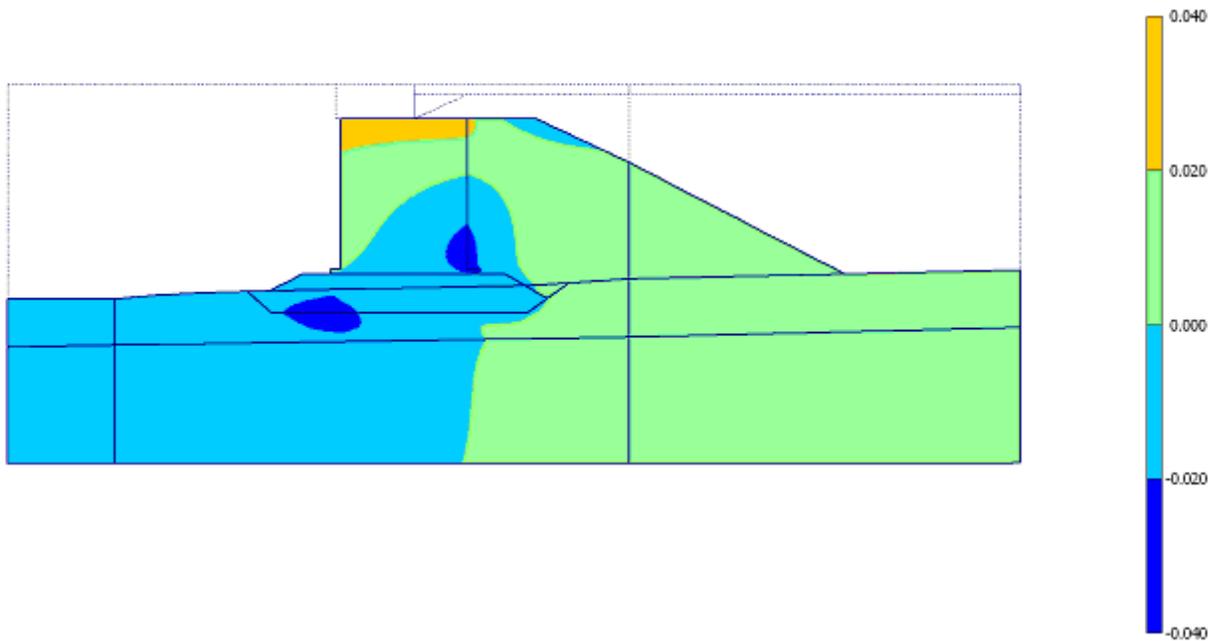


Figura 11.47 fase 3 – realizzazione del rinfianco a tergo– spostamenti orizzontali

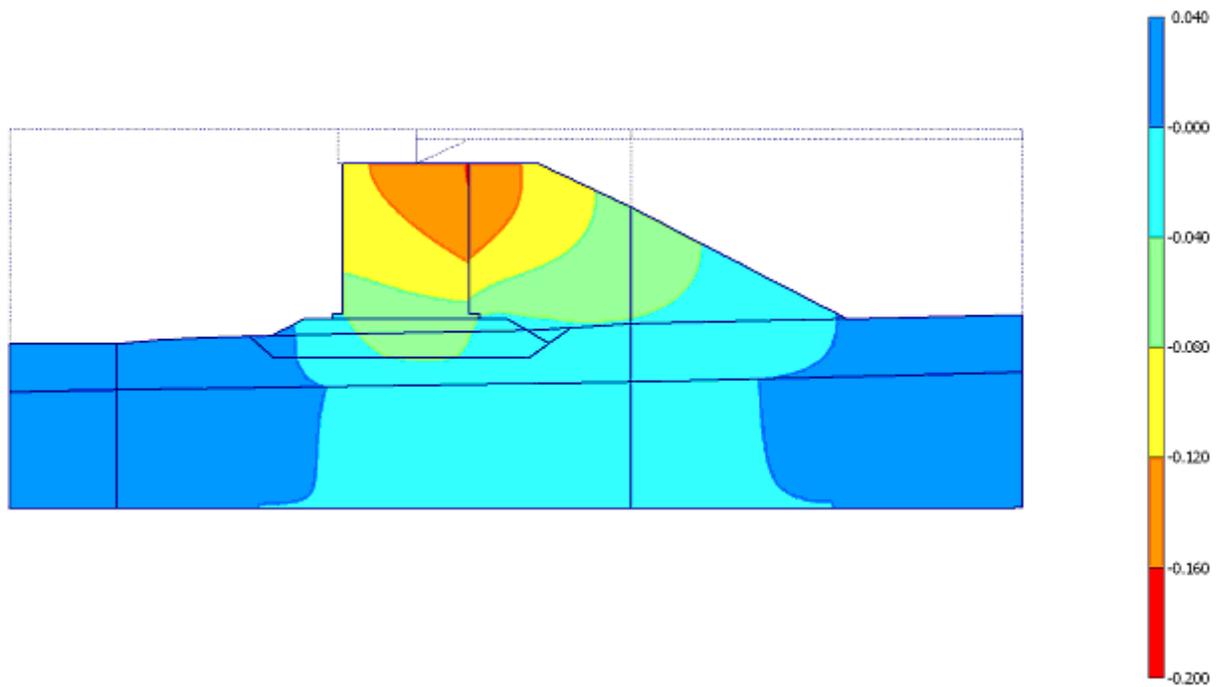


Figura 11.48 fase 3 – realizzazione del rinfianco a tergo– spostamenti verticali

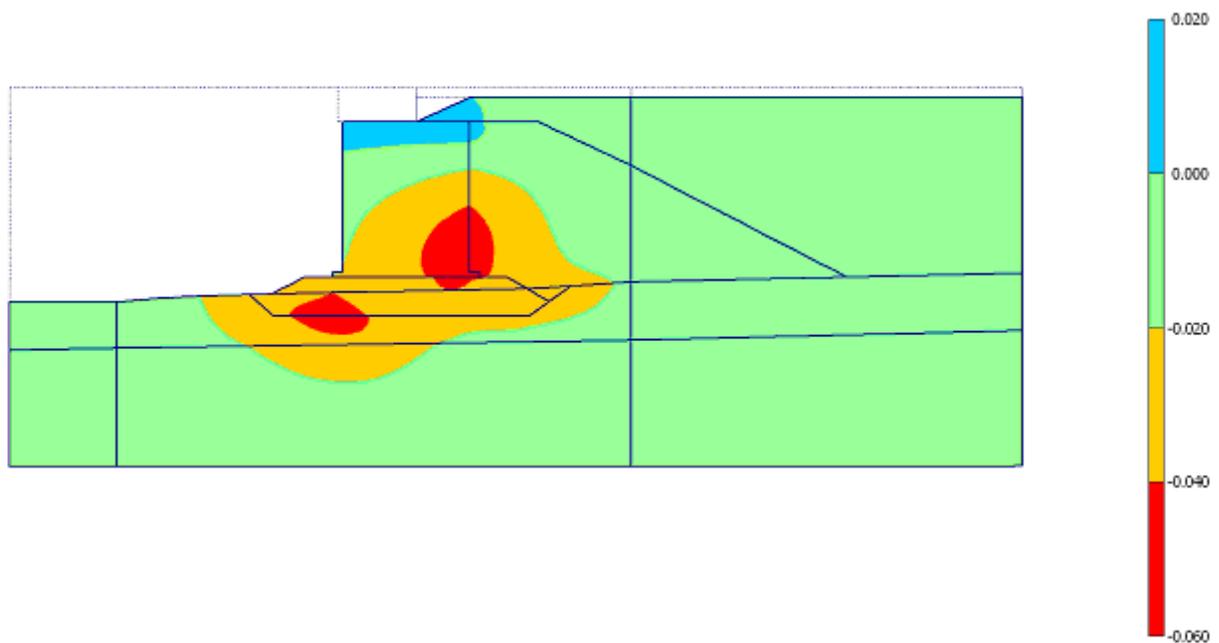


Figura 11.49 fase 4 – riempimento della colmata– spostamenti orizzontali

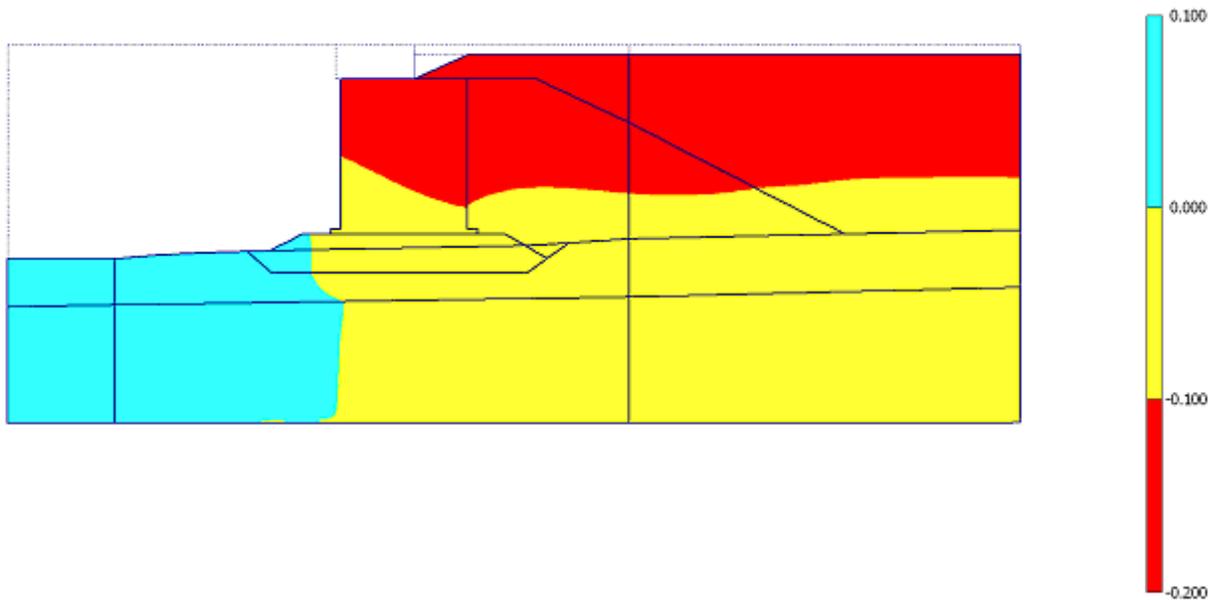


Figura 11.50 fase 4 – riempimento della colmata– spostamenti verticali

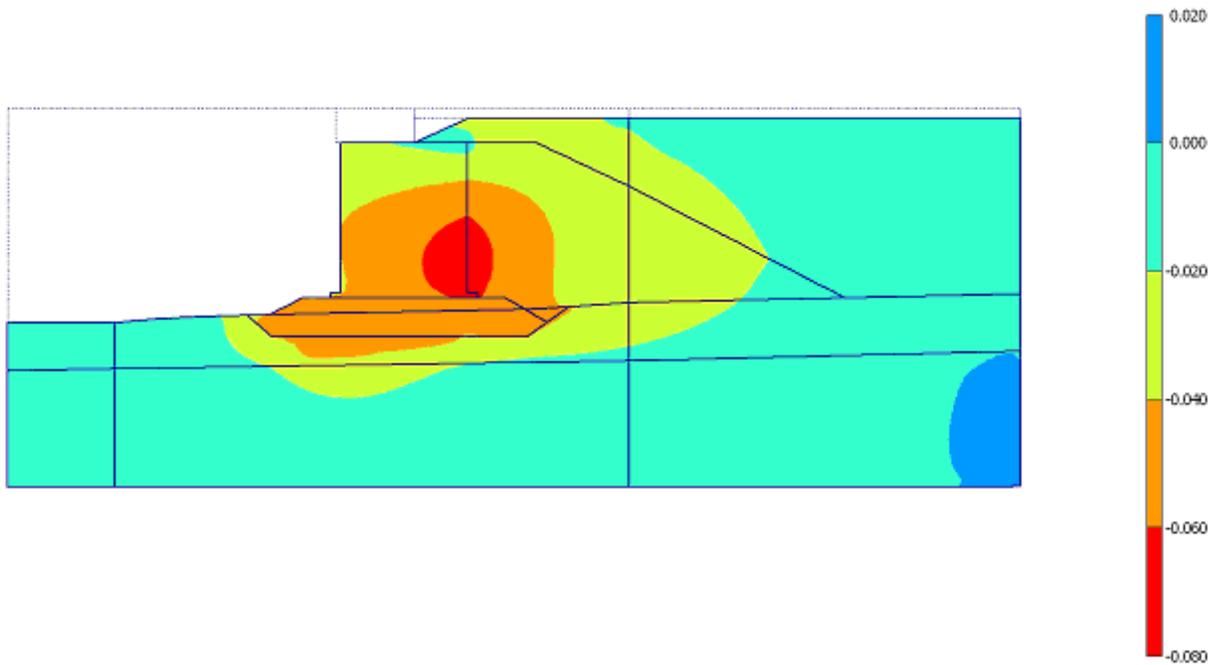


Figura 11.51 fase 5 – realizzazione del rilevato di precarica– spostamenti orizzontali

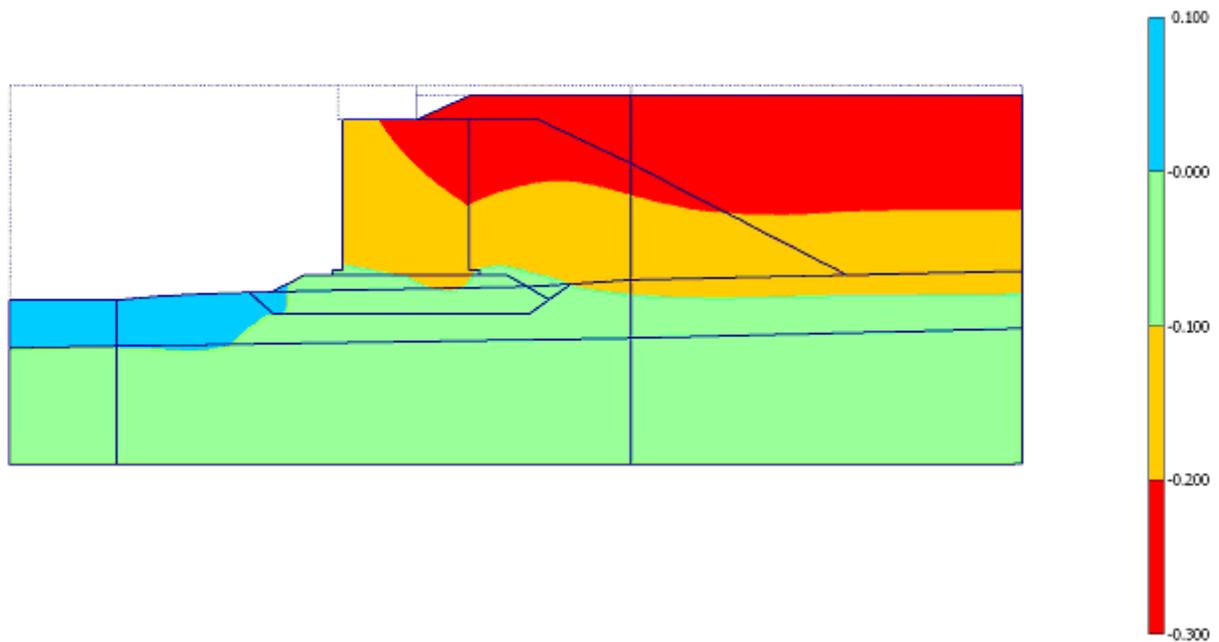


Figura 11.52 fase 5 – realizzazione del rilevato di precarica– spostamenti verticali

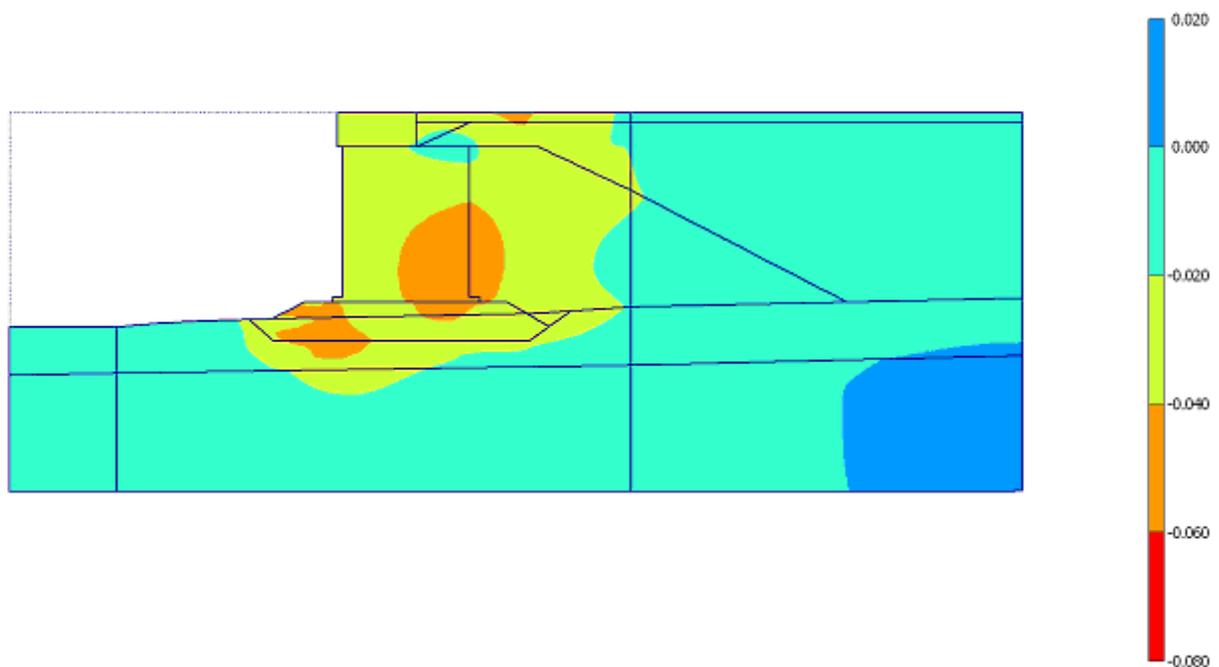


Figura 11.53 fase 6 – realizzazione della sovrastruttura e della pavimentazione di piazzale– spostamenti orizzontali

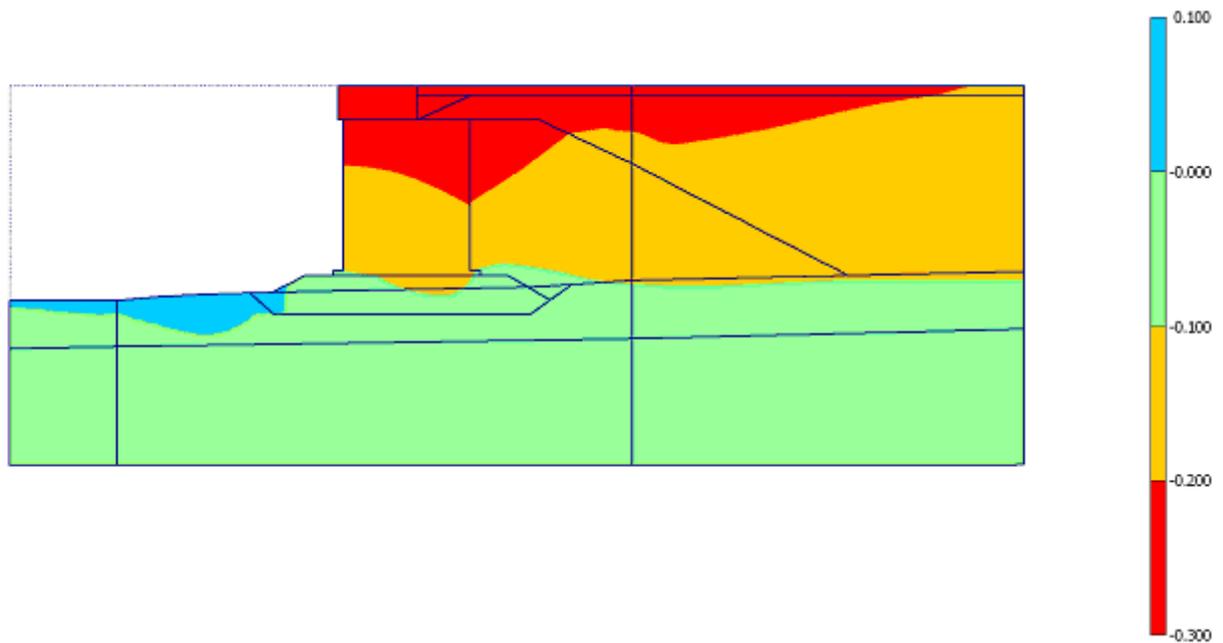


Figura 11.54 fase 6 – realizzazione della sovrastruttura e della pavimentazione di piazzale– spostamenti verticali

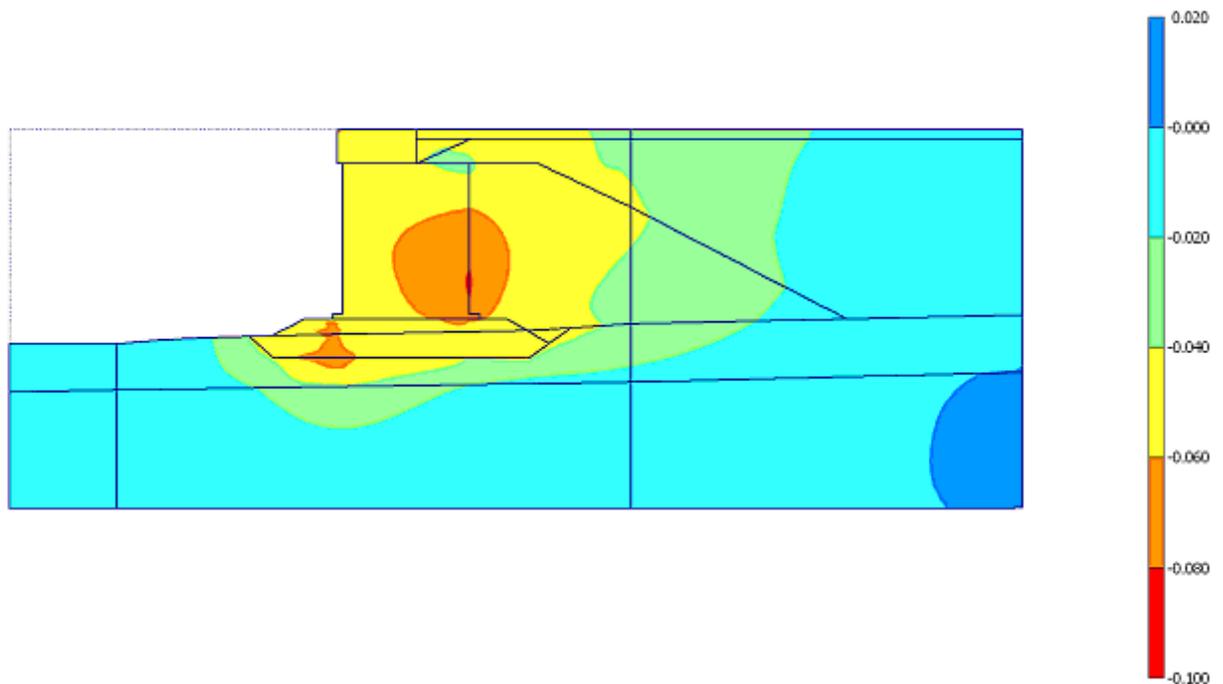


Figura 11.55 fase 7 – SLE rara| q + bitta– spostamenti orizzontali

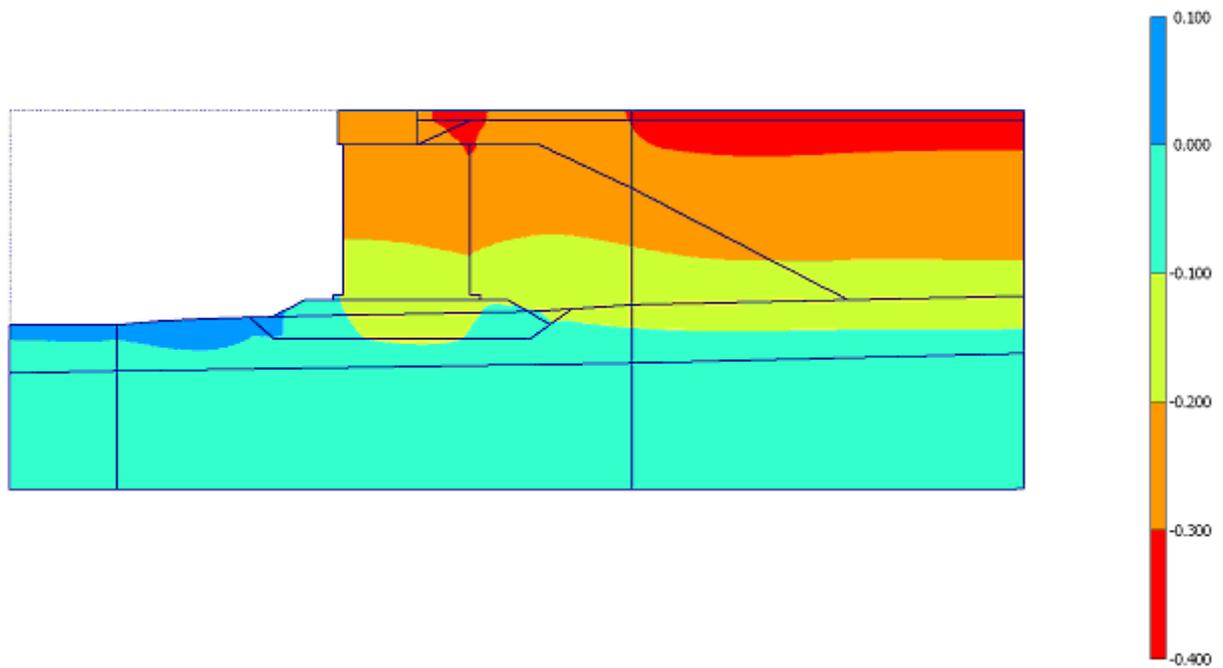


Figura 11.56 fase 7 – SLE rara| q + bitta– spostamenti verticali

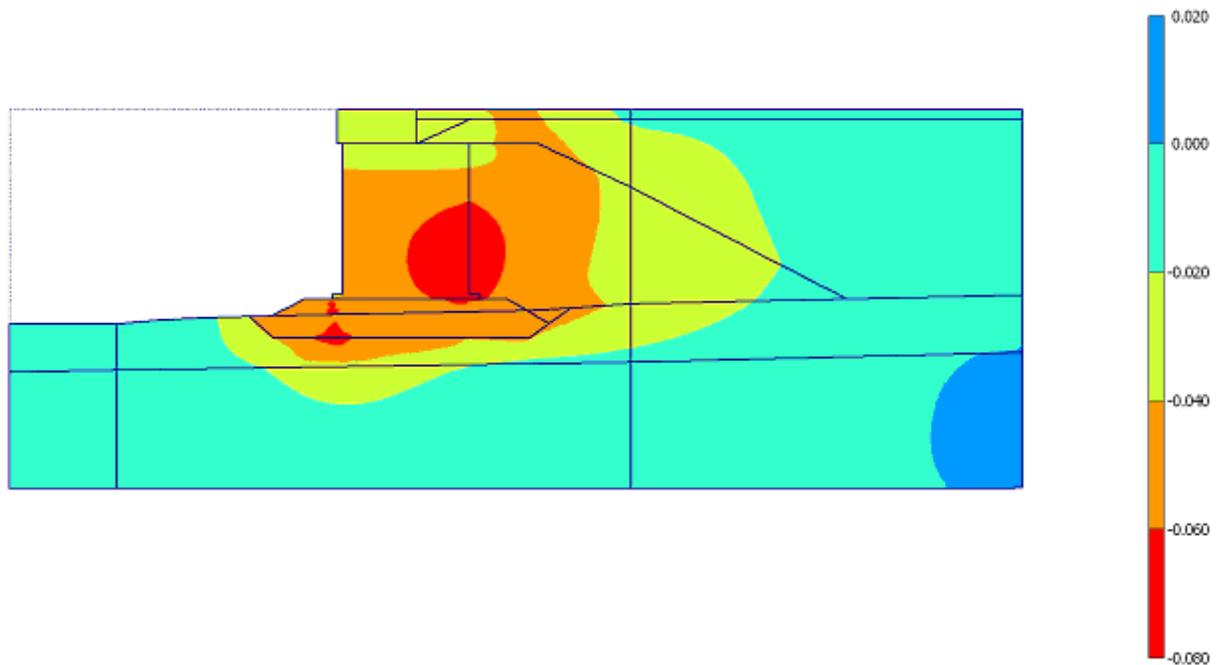


Figura 11.57 fase 8 – SLE rara| q + carroponte– spostamenti orizzontali

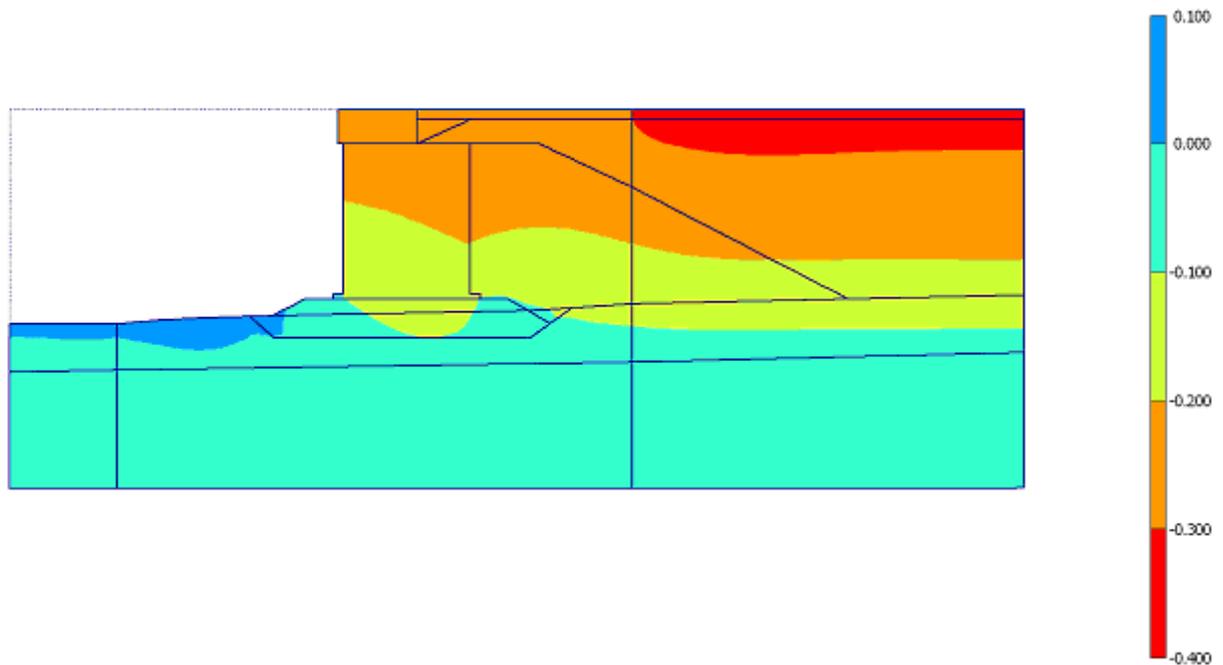
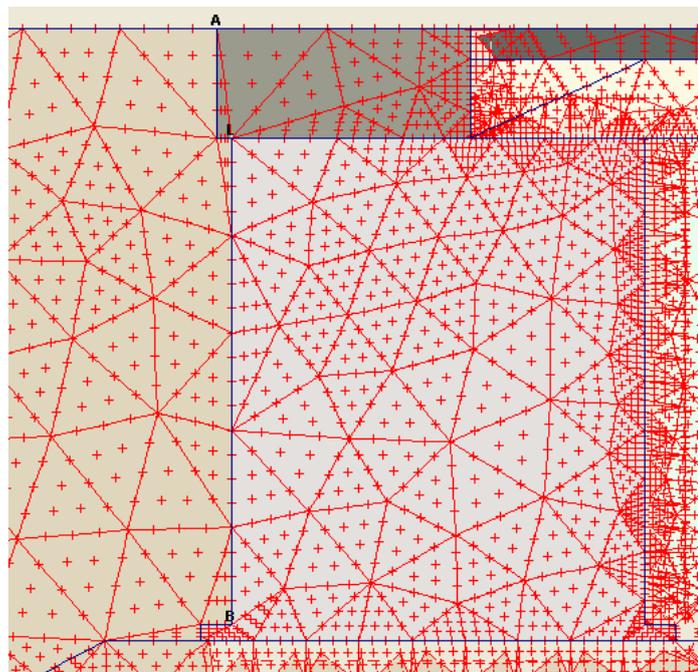


Figura 11.58 fase 8 – SLE rara| q + carroponente– spostamenti verticali

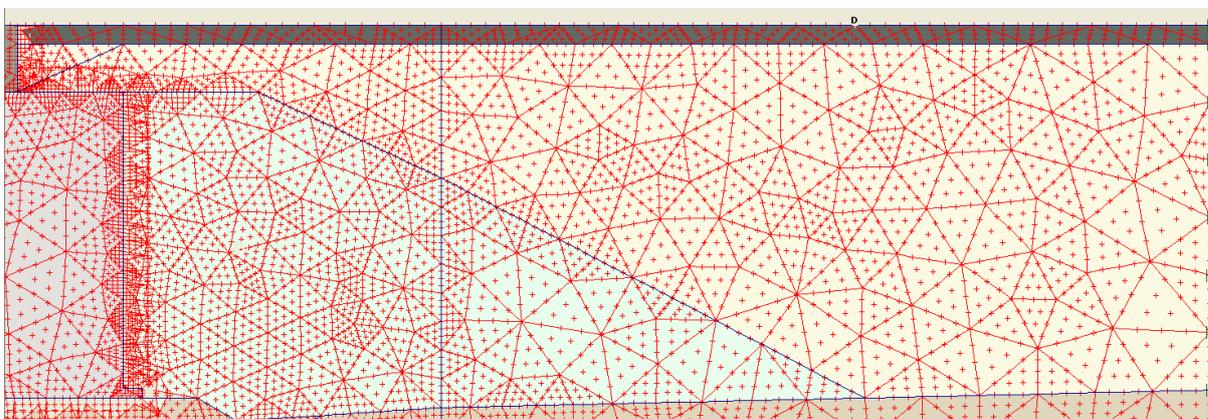
Per quanto riguarda in particolare la deformabilità delle opere in esercizio, si possono esaminare i seguenti parametri di controllo:

- Andamento nel tempo degli spostamenti della sommità e della base dei cassoni (punti A, L, B, vedi figura sottostante)





- Andamento nel tempo degli spostamenti della sommità del piazzale (punto D, vedi figura sottostante)



I seguenti grafici mostrano l'andamento degli spostamenti al variare delle fasi realizzative e di carico. I risultati principali che si possono ricavare sono:

- Spostamento orizzontale della testa dei cassoni e rotazioni:**

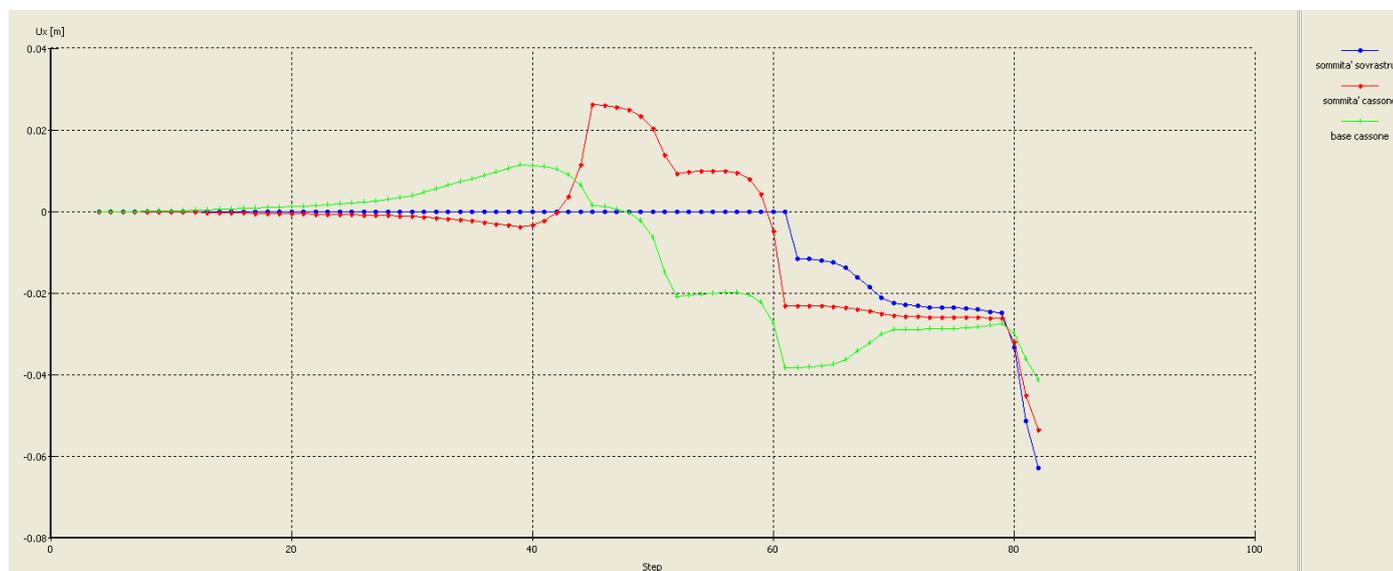


Figura 11.59: evoluzione degli spostamenti orizzontali del cassone

Dall'analisi della figura precedente si può notare che:

- Lo spostamento massimo del cassone si verifica in sommità della sovrastruttura (linea blu), dove si riscontra $u_x=6.3\text{cm}$ in condizioni SLE (q + bitta);
- La rotazione massima del cassone si verifica al termine della fase 5 (esecuzione del rilevato di precarica e consolidazione per 10 mesi): si riscontra una differenza di spostamenti orizzontali tra testa (linea rossa) e base cassone (linea verde) di 3.0cm che, stante la differenza di quota pari a 15.5m, genera una rotazione di 0.11° circa (senso orario). In condizioni SLE (q + bitta) la rotazione ammonta a circa 0.03° (senso antiorario);



• **Cedimento in esercizio del piazzale di banchina.**

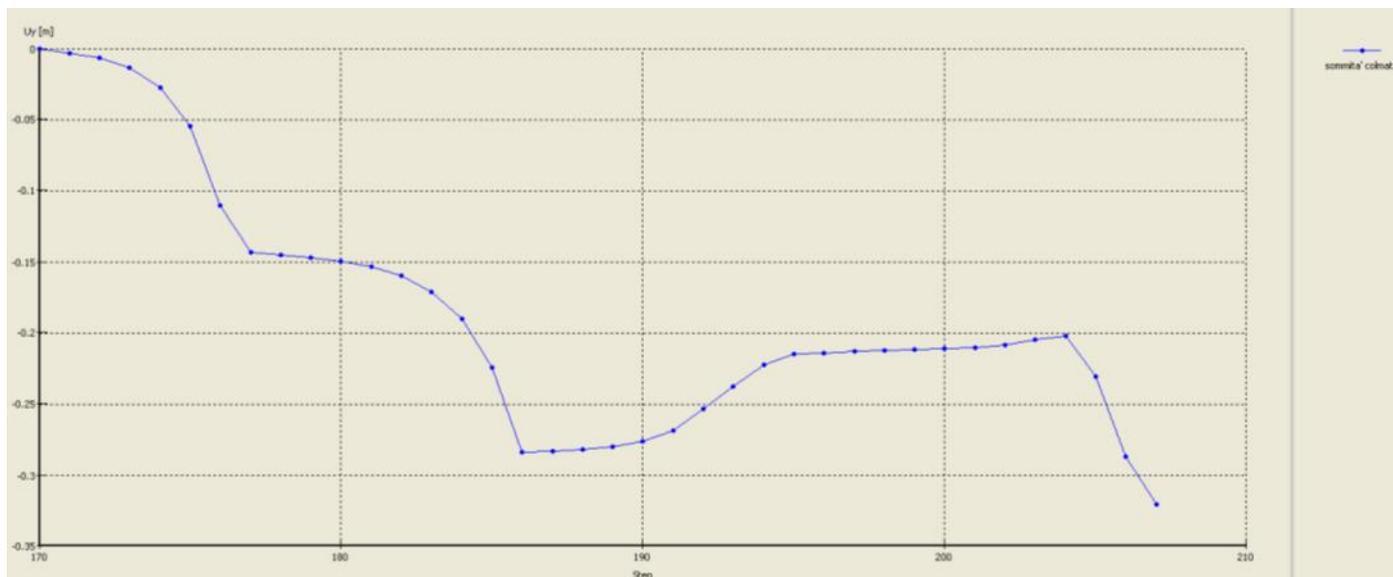


Figura 11.60: evoluzione dei cedimenti del piazzale di banchina

Dall'analisi della figura precedente si può notare che:

- Il cedimento a 10 mesi dalla realizzazione del rilevato di precarica ammonta a 28.4cm;
- Il cedimento al termina della realizzazione della pavimentazione di banchina risulta pari a 20.2cm;
- Il cedimento in condizioni SLE (q + bitta) ammonta a 32.1cm.

In altri termini il cedimento che si instaura alle peggiori condizioni di esercizio risulta pari a 32.1cm – 20.2cm=11.9cm.

Il cedimento al termine della fase 5 (rilevato di precarica) non risulta compensativo di quello agli SLE per i seguenti motivi:

- Il rilevato di precarica è progettato per generare una pressione pari a quella del sovraccarico di progetto al netto dei carichi verticali generati dal peso della pavimentazione;
- I cedimenti calcolati alla fase 5 sono calcolati tenendo conto dell'effettivo sviluppo e dissipazione delle sovrappressioni idrauliche, mentre agli SLE si è fatto riferimento a condizioni drenate;
- Nei 10 mesi in cui il rilevato di precarica rimane in opera non si raggiunge la completa dissipazione della sovrappressione negli strati argillosi, come si vede dalla seguente figura.

Il cedimento risulta comunque accettabile sia in valore assoluto sia perchè il comportamento deformativo agli SLE è stato assunto perfettamente drenato (a favore di sicurezza).



Figura 11.61: andamento della sovrappressione neutra nello strato A

11.2.2. SLU - Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno

Il controllo degli SLU di stabilità globale è stato svolto impiegando lo stesso modello FEM descritto nel paragrafo precedente, introducendo fasi di verifica $\phi - c$ reduction al termine delle seguenti fasi:

- Al termine della realizzazione del rinfianco dei cassoni;
- Al termine delle fasi di riempimento della colmata;
- All'applicazione dei sovraccarichi di banchina;
- In condizioni sismiche

Per poter condurre le verifiche come disposto da normativa, sono state introdotte nel modello le seguenti modifiche:

4. I valori di resistenza (ϕ' e c') dei terreni sono stati ridotti secondo quanto previsto dalla colonna "parametri M2" della Tabella 6-5 (pag. 17);
5. Le azioni esterne (sovraccarico di banchina, tiro bitta) sono stati amplificati per un coefficiente $\gamma_q=1.3$ secondo quanto previsto dalla Tabella 6-1 (pag. 15);
6. In condizioni sismiche il coefficiente γ_q è posto pari a 1.0, mentre l'incremento di accelerazione impressa al sistema (in condizioni pseudostatiche) è posta pari a :
 - a. $a_x=0.824\text{m/s}^2$;
 - b. $a_y=0.412\text{m/s}^2$;

Le verifiche si intendono superate se la riduzione complessiva dei parametri di resistenza ϕ' e c' al termine di ciascuna analisi $\phi - c$ reduction risulta superiore al coefficiente $\gamma_R=1.1$ (Tabella 6-3, pag. 16).

Le seguenti figure mostrano l'ubicazione delle superfici di schivolamento ed i coefficienti di riduzione raggiunti per ciascuna verifica.



- Realizzazione del rinfiango a tergo dei cassoni:

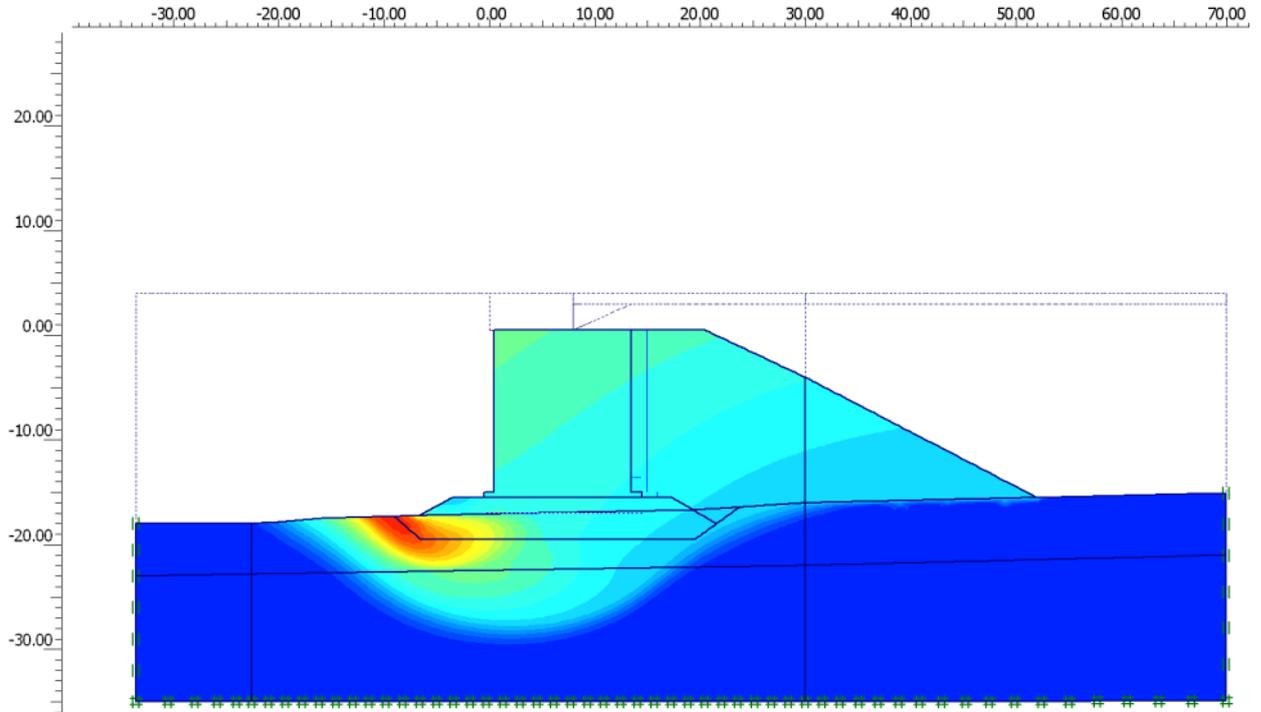


Figura 11.62: individuazione della superficie di scivolamento critica

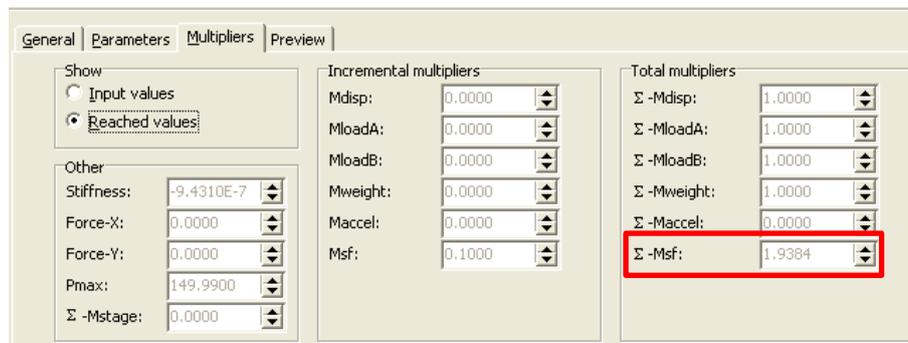


Figura 11.63: coefficiente γ_R raggiunto



• **Completamento del riempimento a teco del cassone:**

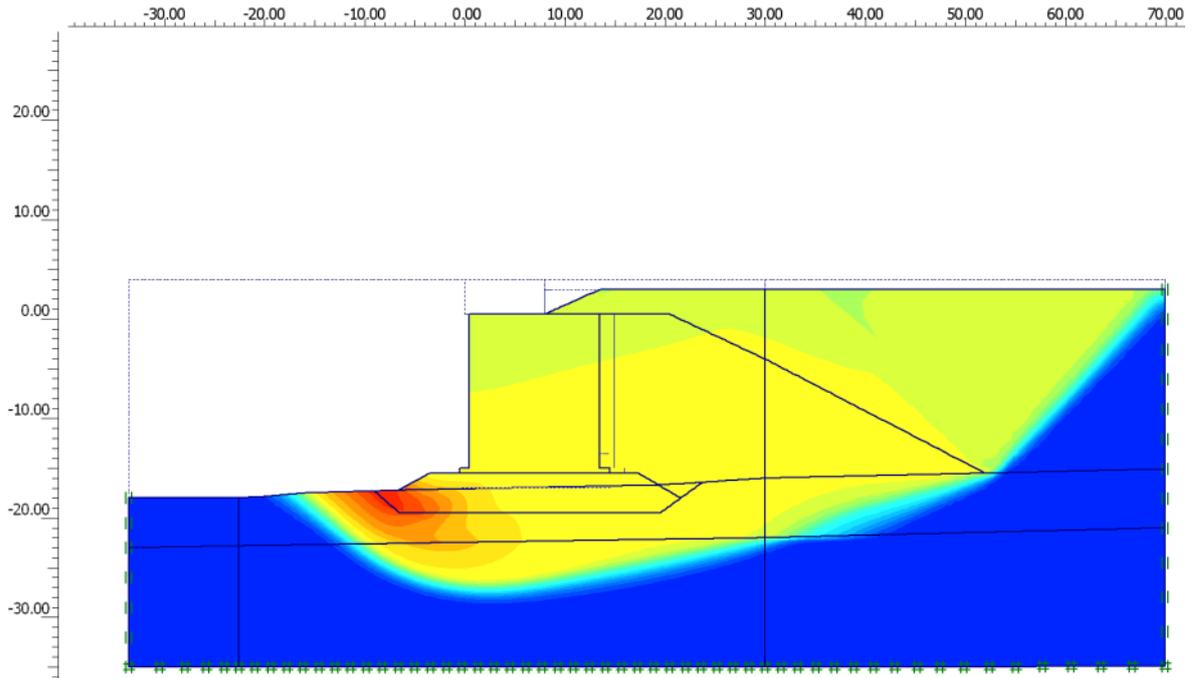


Figura 11.64: individuazione della superficie di scivolamento critica

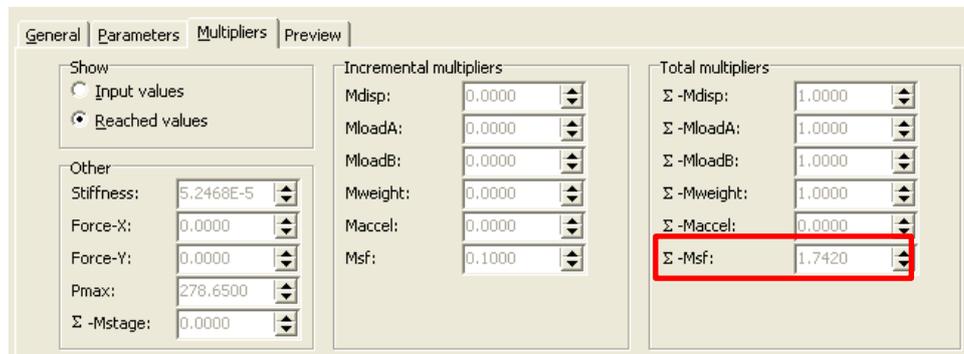


Figura 11.65: coefficiente γ_R raggiunto



- **Applicazione del sovraccarico di banchina e del tiro bitta:**

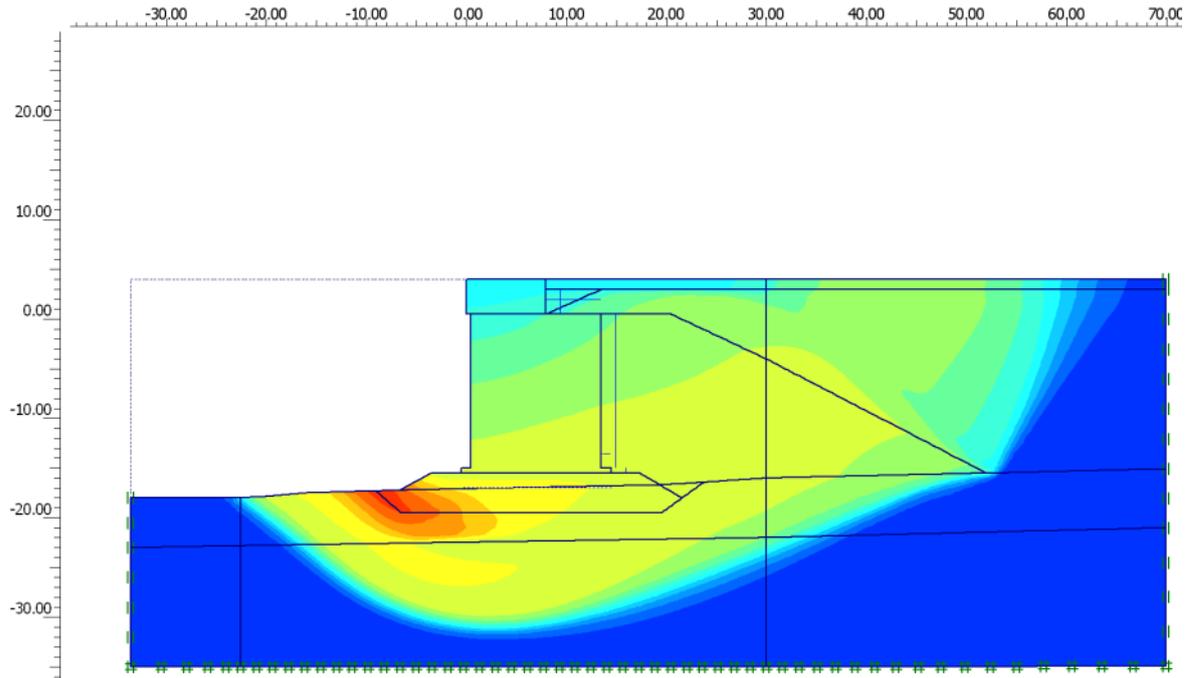


Figura 11.66: individuazione della superficie di scivolamento critica

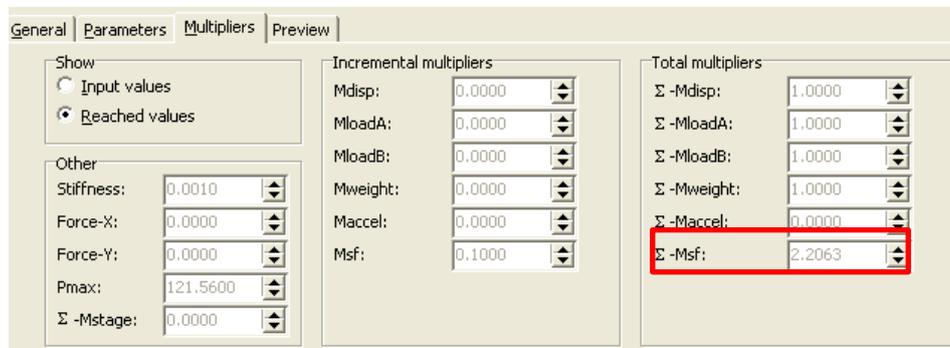
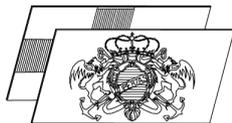


Figura 11.67: coefficiente γ_R raggiunto



• **Condizioni sismiche:**

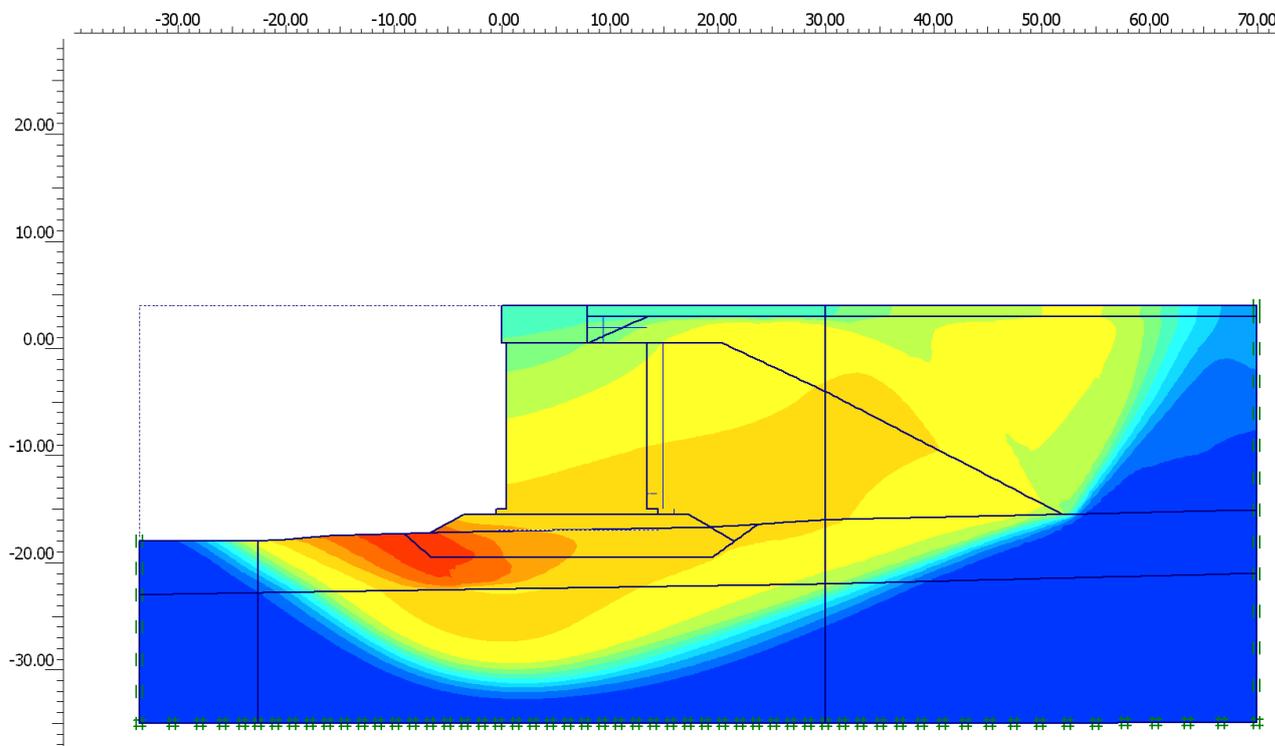


Figura 11.68: individuazione della superficie di scivolamento critica

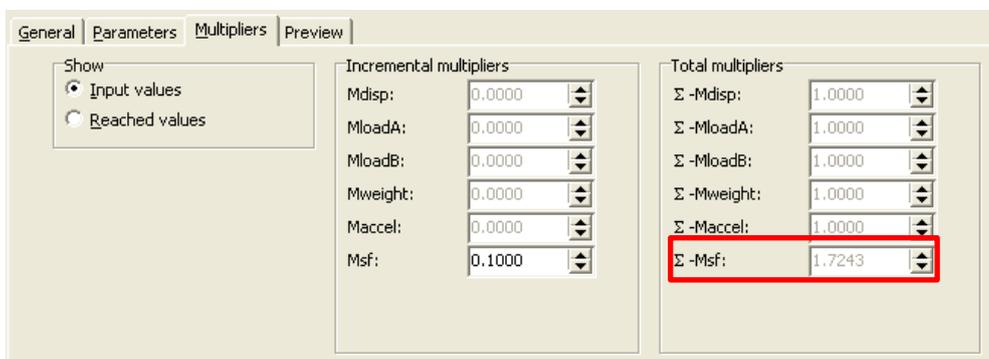


Figura 11.69: coefficiente γ_R raggiunto

Come si vede in tutte le simulazioni si è ottenuto un coefficiente di riduzione dei parametri di resistenza sempre superiore a $\gamma_R=1.1$. Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.



12. DIMENSIONAMENTO DEI PARABORDI

12.1. Introduzione

La funzione principale dei parabordi è quella di prevenire che la nave o la banchina vengano danneggiato durante le fasi di ormeggio. Le forze durante l'attracco di una nave possono presentarsi sotto forma di impatto, di azione abrasiva o pressione diretta. Queste forze possono creare ingenti danni alla nave e alla struttura se non viene impiegato un opportuno sistema di parabordi.

I parametri principali per un corretto dimensionamento del sistema di parabordi sono la quantità di energia assorbita e la forza di impatto massimo trasmessa.

12.2. Metodologia di calcolo

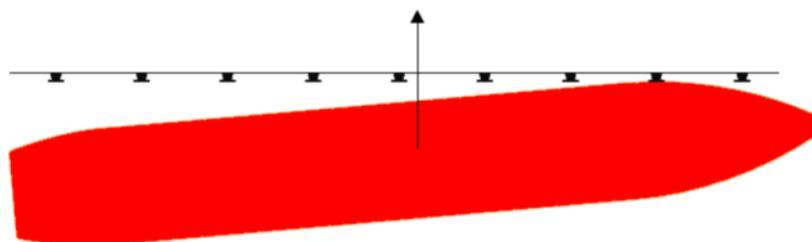
La progettazione di un sistema di parabordi si basa sulla legge di conservazione dell'energia.

Occorre dapprima valutare la quantità di energia introdotta nel sistema e valutare poi quale sia il mezzo adeguato ad assorbire tale energia limitando gli sforzi strutturali sia sulla nave in ormeggio che sul molo.

Le fasi di progettazione da seguire sono le seguenti:

1. Determinare l'energia che verrà trasmessa al molo al momento dell'impatto iniziale.
2. Determinare l'energia che può essere assorbita dal molo.
3. Sottrarre l'energia che il molo può assorbire dall'energia totale, al fine di calcolare la quantità di energia che deve essere assorbita dal parabordo.
4. Selezionare un parabordo in grado di assorbire la quantità di energia così determinata.

L'equazione per la determinazione dell'energia di impatto è riportata sotto.



la determinazione dell'energia dissipata dai parabordi di accosto si utilizza la seguente espressione:

$$E_N = 0.5 \times M \times V_B^2 \times C_M \times C_E \times C_C \times C_S;$$

$$E_A = F_S \times E_N$$

Dove:

E_N = Energia di accosto nominale che deve essere dissipata dal parabordo (kNm);



M = Massa del natante (ton);

V_B = Componente perpendicolare all'asse dell'imbarcazione della velocità di approccio;

C_M = Coefficiente di massa;

C_E = Coefficiente di eccentricità;

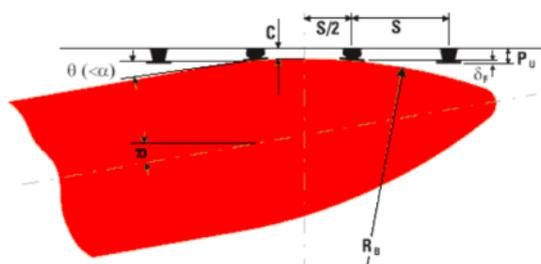
C_C = Coefficiente sulla modalità di approccio;

C_S = Coefficiente di deformabilità.

E_A = Energia di progetto che deve essere assorbita dal parabordo;

F_S = Fattore di sicurezza.

Per quanto riguarda invece il calcolo dell'interasse dei parabordi, si farà riferimento al seguente schema.



L'interasse minimo dei parabordi dovrà risultare pari a:

$$i = 2 \cdot \sqrt{R_B^2 - (R_B - P_U + \delta_F + C)^2},$$

dove:

i = interasse dei parabordi;

R_B = raggio di prua;

P_U = diametro del parabordo in condizioni indeformate;

δ_F = deformazione del parabordo in fase di urto;

C = distanza minima tra lo scafo e la banchina a parabordo deformato in fase d'urto.

Nel calcolo che segue si è ipotizzato che la banchina in progetto sarà in grado di garantire l'accosto in sicurezza per navi porta-container di tipo "Panamax", avente le seguenti caratteristiche:

SHIP DATA		
Ship Category		Panamax Container
Select Dimensions By		Length Overall
Deadweight	dwt	26.667 t
Displacement	MD	35.833 t
Overall Length	LOA	200,0 m
Length Between Perpendiculars	LBP	190,0 m
Beam	B	29,00 m
Laden Draft	D	10,30 m
Freeboard	F	5,50 m
Block Coefficient	CB	0,616



SHIP DATA

Ship Category		Panamax Container
Select Dimensions By		Length Overall
Deadweight	dwt	26.667 t
Displacement	M _D	35.833 t
Overall Length	LoA	200,0 m
Length Between Perpendiculars	LBP	190,0 m
Beam	B	29,00 m
Laden Draft	D	10,30 m
Freeboard	F	5,50 m
Block Coefficient	C _B	0,616

BERTHING DATA

Berthing Mode		Side Berthing
Structure Type		Closed Structure
Eccentricity Calculation Method		Simplified Calculation
Under Keel Clearance	K _D	3,00 m
Impact from Bow	x	25,00 %
		47,50 m
Radius of Gyration	K	43,14 m
Impact to Centre of Mass	R	49,66 m
Berthing Angle	α	5,00 deg
Velocity Vector Angle	Φ	90,00 deg
Added Mass Coefficient	C _M	1,657
Eccentricity Coefficient	C _E	0,430
Berth Configuration Coefficient	C _C	0,800
Softness Coefficient	C _S	1,000

PIANC (2002)

BERTHING ENERGY

Berthing Velocity	V _B	105 mm/s*
Normal Energy	E _N	113 kNm 11,5 t-m
Factor of Safety	F _S	1,50
	E _A	169 kNm 17,2 t-m

Il parabordo di progetto deve quindi essere in grado di assorbire un'energia di impatto pari a 169kNm.

Impiegando ad esempio un parabordo cilindrico Ø1250/625 di lunghezza 2000mm di ottiene un'energia assorbita variabile tra 155 e 211kNm, valore in linea con quanto richiesto in termini di prestazioni. A tale valore di energia assorbita corrispondono valori medi di reazioni vincolari e deformazioni pari rispettivamente a 725kN e 60%.

Per quanto riguarda infine l'interasse di progetto dei parabordi, applicando la formula vista in precedenza si ottiene un interasse minimo pari a 15m.



13. PROTEZIONE DALL'EROSIONE DELLO SCANNO DI IMBASAMENTO

L'intervento prevede che la porzione del perimetro di colmata rivolto a sud sia attrezzata a banchina portuale per consentire un utilizzo operativo del tratto ad usi cantieristici e/o navali.

Al fine di garantire la stabilità dello scanno di imbasamento dei cassoni nei confronti delle azioni erosive generate dalle navi in fase di manovra (le azioni idrodinamiche generate dal moto ondoso sono trascurabili e comunque sicuramente inferiori a quelle generate dalle eliche delle navi) si prevede la formazione di uno strato di filtro da posizionare sullo scanno di imbasamento e la posa in opera di una fila di massi guardiani in adiacenza al cassone.

La figura seguente mostra quanto appena descritto.

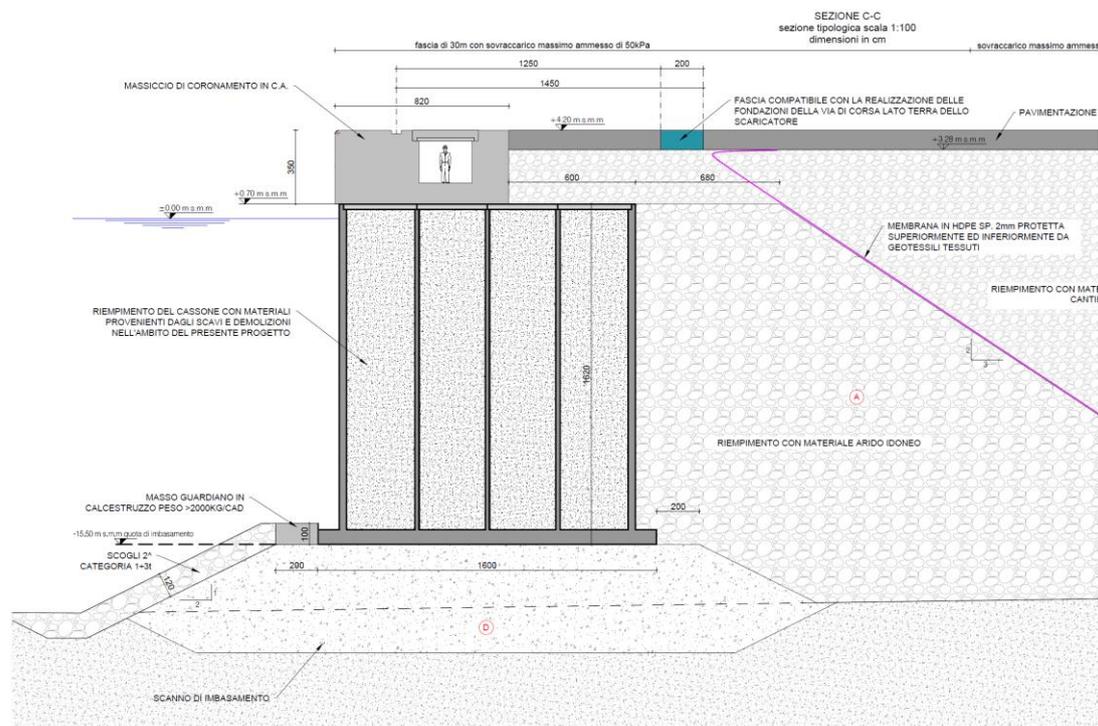


Figura 13.1: tratto di sponda operativo - opere di protezione dall'erosione

Per verificare la stabilità delle opere previste occorre dapprima valutare le azioni idrodinamiche indotte dalle navi in fase di manovra. Nel caso in esame risulta impossibile l'attracco di poppa e di prua, essendo possibile solamente un accosto laterale in banchina. Le azioni idrodinamiche sono generate pertanto dai bow thruster.

La velocità del getto in uscita dal canale dei bow thruster possono essere stimate utilizzando il seguente grafico.

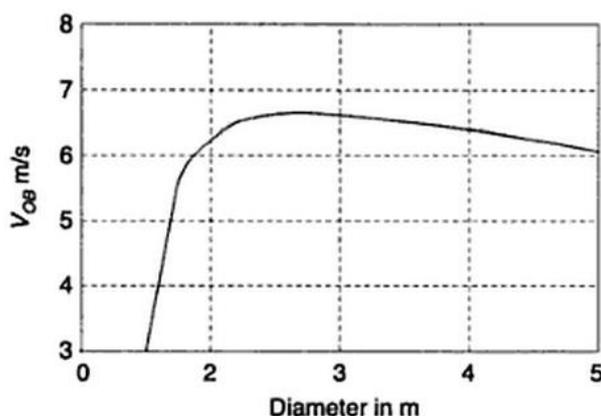


Figura 13.2: diagramma tipico velocità – diametro di eliche bow thruster a piena potenza (tratto da Port Designer's Handbook: Recommendations and Guidelines di Carl A. Thoresen)

Con riferimento al grafico di cui sopra e cautelativamente nei calcoli si farà riferimento ad una velocità $V_{OB}=6.5\text{m/s}$ e ad un diametro di 2.5m.

La velocità di riferimento per la valutazione dell'erosione al piede del cassone è data dalla seguente espressione:

$$V_{\text{BOTTOM}}=V_{\text{OB}}\times 2\times D/L,$$

dove V_{OB} è la velocità di uscita appena calcolata, D è il diametro del canale e L indica la distanza dalla sezione di uscita del canale bow thruster al paramento della banchina (cfr. figura sottostante)

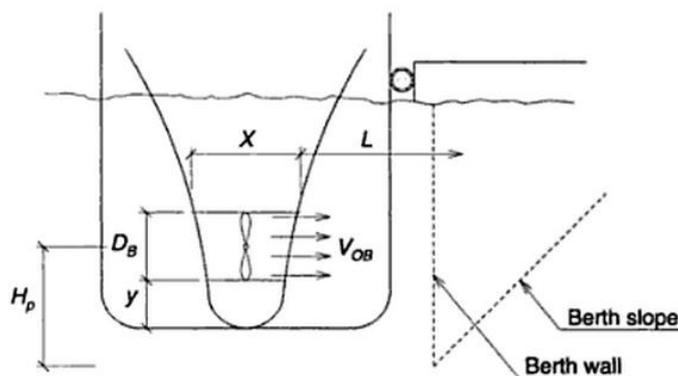


Figura 13.3: schema per la valutazione dei parametri geometrici (tratto da Port Designer's Handbook: Recommendations and Guidelines di Carl A. Thoresen)

La grandezza X può essere valutata nella misura del 30% della larghezza complessiva della nave.

Vista le geometrie della banchina appare ragionevole fare riferimento a navi di tipo Handymax e Supramax, caratterizzate dalle seguenti proprietà:

- Tonnellaggio: 40'000÷60'000 DWT
- Lunghezza complessiva: 150÷200m
- Larghezza: 30÷34m



- Pescaggio: 11.5÷13.5m

Il calcolo della distanza L porge:

$$L = B/2 + \emptyset - X/2 = 7.4m$$

dove:

B= 32m – larghezza della nave;

\emptyset = 1m – distanza minima tra scafo e banchina;

X=9.6m

La velocità di riferimento per il calcolo dell'erosione vale pertanto:

$$V_{\text{BOTTOM}} = V_{\text{OB}} \times 2 \times D/L = 6.5m/s \times 2 \times 2.5m/7.4m = 4.4m/s.$$

La dimensione del masso mediano che garantisce la stabilità all'erosione si ricava dal seguente grafico in funzione della velocità V_{BOTTOM} appena calcolata.

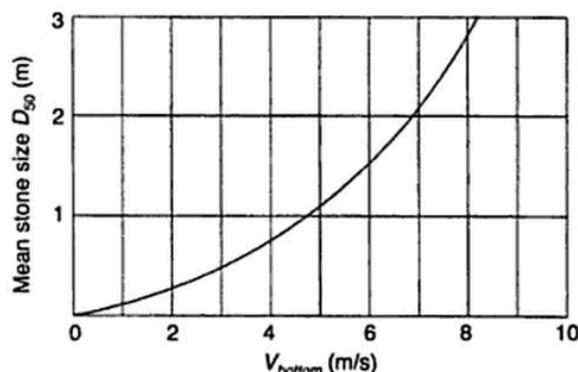


Figura 13.4: relazione tra V_{bottom} e diametro equivalente del masso mediano (tratto da Port Designer's Handbook: Recommendations and Guidelines di Carl A. Thoresen)

Risulta un diametro equivalente del masso mediano pari a circa 0.9m, che equivale ad un masso naturale mediano di peso 1'900kg circa.

Sulla scorta dei calcoli eseguiti e delle assunzioni (cautelative) fatte, appare ragionevole porre in opera uno strato filtro costituito da massi di 2^a categoria del peso 1÷3t.

Il calcolo dello spessore del filtro si può fare ricorso alla seguente formula:

$$S_m = n \times k \times \left(\frac{W_{50}}{\gamma_m} \right)^{1/3},$$

dove:

W_{50} =2.0t, peso del masso mediano;

γ_s =26kN/m³;

k=1.1, coefficiente di strato che tiene conto della compenetrazione tra i massi;



$n=1$, strati di massi da porre in opera.

Si ottiene $S_m=1.01m$. Si pone in opera uno strato di spessore finito minimo pari a **1.2m**.

Per quanto riguarda il dimensionamento del masso guardian valgono le stesse considerazioni fatte per le verifiche dello strato filtro. Il peso di ciascun masso guardiano dovrà quindi essere non inferiore a 2'000kg.



14. VERIFICHE DELLA PAVIMENTAZIONE DI PIAZZALE

14.1. Verifica della vita utile della sovrastruttura

14.1.1. Metodologia di calcolo

Il calcolo condotto nella presente relazione segue il metodo razionale, che prevede la verifica dello stato di tensione e di deformazione della pavimentazione, schematizzata come una serie di strati orizzontali sovrapposti, indefiniti in pianta e di spessore costante, costituiti da materiali omogenei, isotropi ed elastici. Gli strati poggiano sul sottofondo, schematizzato come un sempispazio indefinito, anch'esso omogeneo, elastico ed isotropo.

Il metodo di calcolo utilizzato nella presente relazione si basa sul modello BISAR 3.0, alla cui base risiede la teoria di Boussinesq, rivista ed adattata per l'impiego al dimensionamento di pavimentazioni flessibili e semirigide.

La pavimentazione è schematizzata come multistrato, costituito da materiali a comportamento elastico-lineare espresso dalla legge di Hooke riformulata secondo le analisi di Sneddon-Muky. L'applicazione di sollecitazioni normali/tangenziali sulla sovrastruttura dà luogo ad uno stato tenso-deformativo nei singoli strati di pavimentazione. Tensioni e deformazioni sono poi da confrontarsi con i valori ammissibili relativi ai materiali utilizzati per il dimensionamento della sovrastruttura. Risulta in genere sufficiente valutare le sollecitazioni tangenziali lungo le interfacce degli strati bituminosi, nello strato di fondazione e nello strato di base: i valori delle sollecitazioni non devono superare i valori limiti ritenuti usualmente ammissibili; i valori delle deformazioni unitarie sono impiegati, come si vedrà poi, per la verifica a fatica della pavimentazione. Altro parametro molto importante è il valore della sollecitazione verticale σ_z da calcolarsi sulle varie tipologie di materiale impiegato verificando che non si producano, per il sommarsi dei cedimenti plastici dovuti ai successivi passaggi dei veicoli, ormaie sulla pavimentazione.

14.1.2. Proprietà dei materiali costituenti le pavimentazioni

Le caratteristiche meccaniche dei materiali bituminosi sono normalmente dipendenti, oltre che da proprietà intrinseche degli stessi (coesione, attrito interno, dosaggio del bitume, assortimento granulometrico dell'inerte), anche da agenti esogeni, quali le condizioni meteo-climatiche e le modalità di sollecitazione, che influiscono sulle proprietà interne delle miscele. In tal modo, risulta che le caratteristiche termiche del territorio interessato dall'opera variano e la frequenza di applicazione dei carichi determinino in modo specifico il comportamento dei conglomerati bituminosi degli strati superficiali e, di conseguenza, la durabilità nel tempo dell'opera progettata. Nota pertanto la temperatura media della pavimentazione nei singoli strati, è possibile perfezionare l'attribuzione dei parametri meccanici di calcolo ai materiali costituenti.

I conglomerati bituminosi da utilizzare per la pavimentazione in oggetto sono del tipo modificato ad alto modulo. I valori di riferimento a 20°C del modulo elastico minimo di ciascuno strato sono i seguenti:

- Binder: $E_{\min,20^{\circ}\text{C}}=10'000\text{MPa}$;



- Base: $E_{\min,20^{\circ}\text{C}}=8'000\text{MPa};$

Per tener conto in modo sufficientemente attendibile del comportamento reologico delle miscele bituminose si può articolare l'analisi considerando distinti periodi stagionali. Di norma, parametro termico rappresentativo allo scopo è la Temperatura Media Mensile dell'Aria (TMMA) ricavata dagli Annali Idrologici del Servizio Idrografico del Ministero dei Lavori Pubblici. Sulla base di tale indice, l'anno può essere suddiviso in 4 periodi (estivo, primaverile, autunnale, invernale), ad ognuno dei quali si attribuisce una Temperatura Media rappresentativa.

Per la zona in esame si considerano le seguente temperature medie atmosferiche al livello del suolo, caratteristiche del 95% delle zone del Nord-Italia ad altitudini inferiori a 1000 m slm. In fase di progettazione esecutiva tali valori potranno essere rivisti in base a misurazioni sito specifiche disponibili.

	TEMPERATURA MEDIA STAG. DELL'ARIA (°C)	MEDIA STAG. ESCURS.TERMICA GIORNALIERA (°C)	RADIAZIONE SOLARE MEDIA STAG. (Kcal/m ² ,d)	VELOCITA' DEL VENTO MEDIA ANNUA(km/h)
INVERNO	5.03	7.66	1886	12.45
PRIMAVERA	13.39	10.66	5425	
ESTATE	23.93	12.38	6337	
AUTUNNO	15.03	9.39	3380	

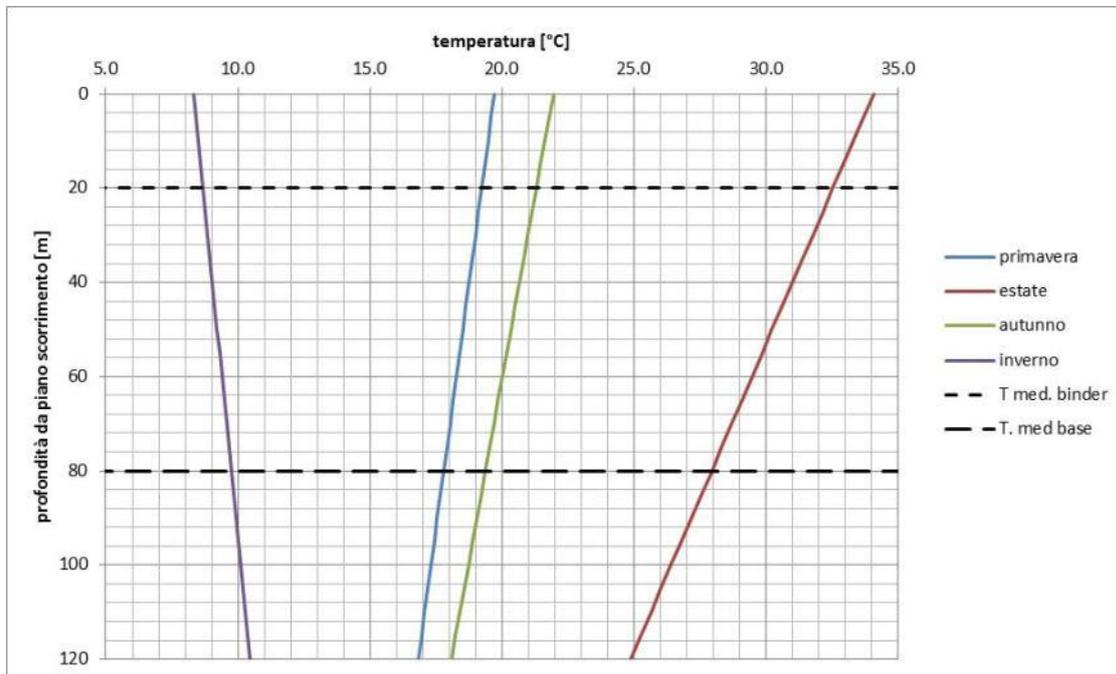
La Temperatura Media Mensile della Pavimentazione (TMMP negli strati bituminosi) può essere valutata attraverso leggi sperimentali (Witczak, Camomilla), in funzione della profondità Z [cm] dal piano viabile e della TMMA, espressa dalla seguente formulazione:

$$TMMP[^{\circ}\text{C}] = 1.467 + 0.043 \times (z + s / 2) + [1.362 - 0.005 \times (z + s / 2)] \times TMMA[^{\circ}\text{C}],$$

dove:

- TMMP= temperatura media mensile della pavimentazione a metà strato;
- z= profondità dal piano campagna del top dello strato bituminoso;
- s= spessore dello strato bituminoso;
- TMMA= temperatura media mensile dell'aria alla superficie della pavimentazione.

Utilizzando la relazione descritta in precedenza si ottiene la seguente distribuzione delle temperature:



strato	spessore [mm]	temperatura a metà strato			
		inverno [°C]	primavera [°C]	estate [°C]	autunno [°C]
binder modificato ad alto modulo	40	8.7	19.2	32.5	19.2
base modificata ad alto modulo	80	9.7	17.8	27.9	19.4

Da essi scaturiscono i valori di Modulo dinamico che rappresentano il comportamento del conglomerato nel corso dei diversi periodi stagionali; tali valori possono essere ricavati mediante il nomogramma di Van der Poel e lo SMIX nomograph, rappresentati nelle figure seguenti

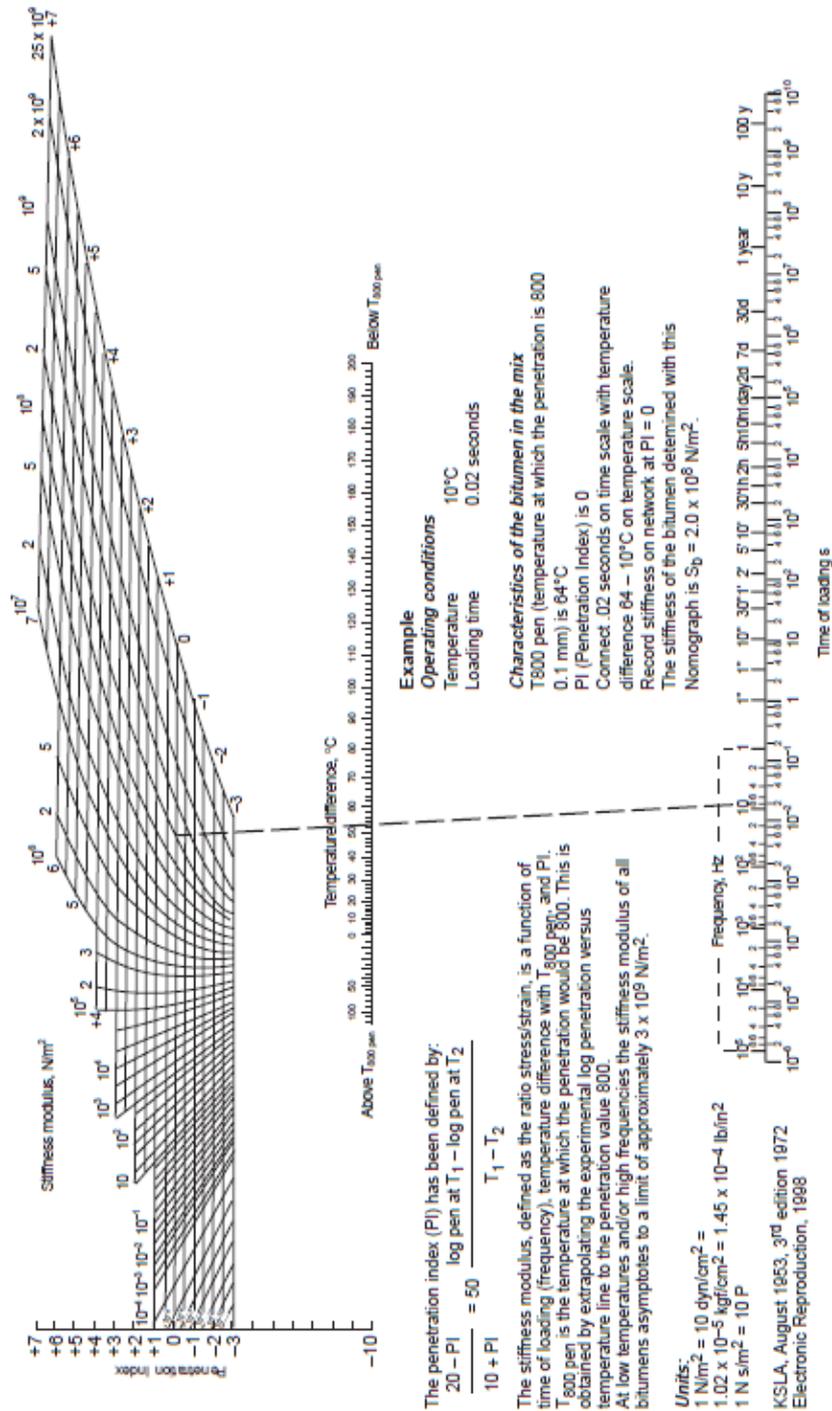


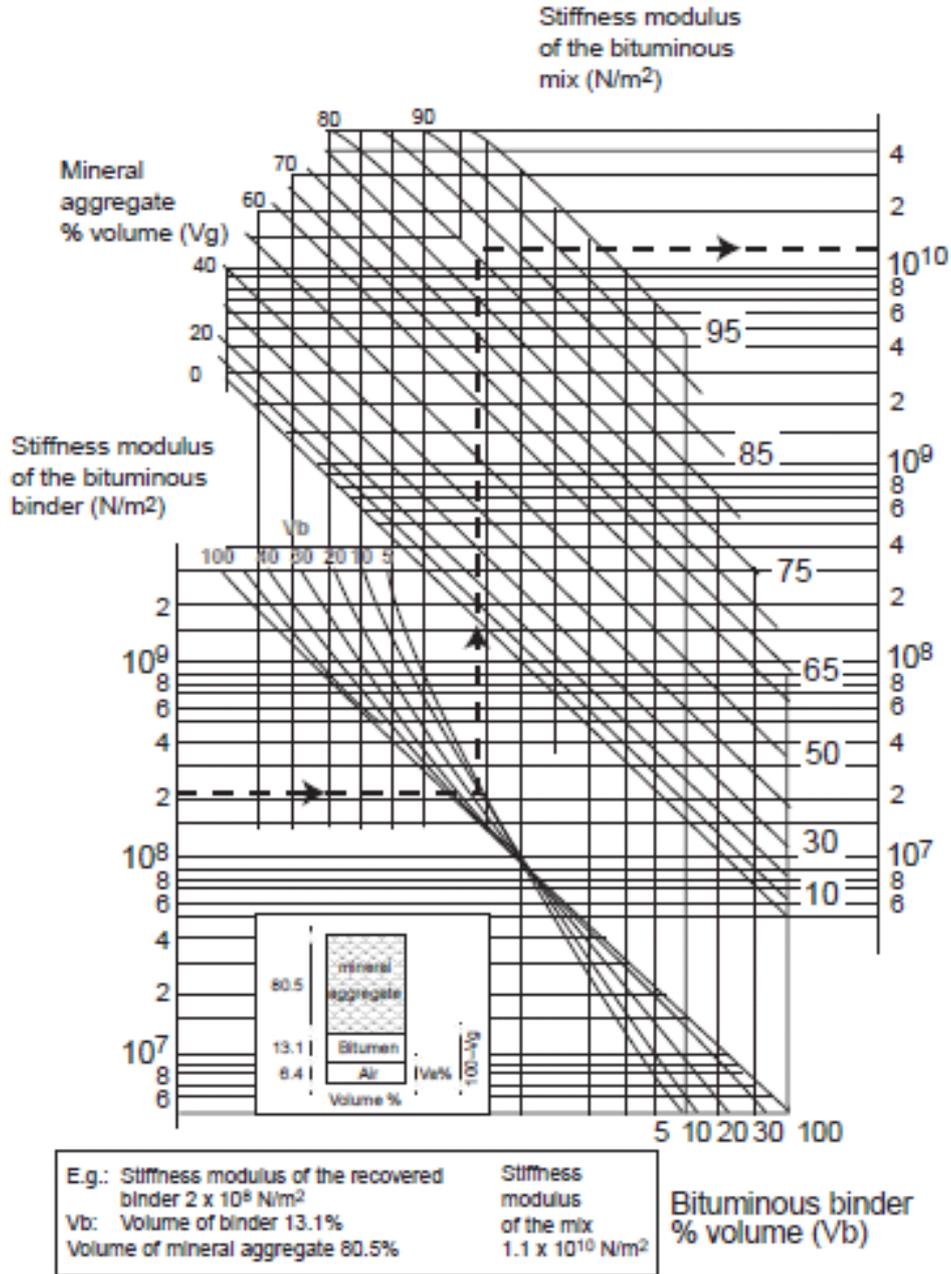
Figure 1: The Van der Poel Nomograph



AUTORITA' PORTUALE DI GENOVA



Relazione geotecnica specialistica – dimensionamento opere



Electronic Reproduction, 1998

Figure 2: The SMIX Nomograph



Si fissano i seguenti valori di Modulo elastico considerando tre temperature medie di riferimento.

strato	spessore [mm]	temperatura a metà strato				a 20°C [Mpa]	modulo elastico			
		inverno [°C]	primavera [°C]	estate [°C]	autunno [°C]		inverno [Mpa]	primavera [Mpa]	estate [Mpa]	autunno [Mpa]
binder modificato ad alto modulo	40	8.7	19.2	32.5	21.3	10000	26875	10300	2388	9500
base modificata ad alto modulo	80	9.7	17.8	27.9	19.4	8000	20000	8240	3200	8080

Le valutazioni dei materiali costituenti la fondazione della sovrastruttura bitumata sono state condotte con l'ausilio delle correlazioni proposte da Ferrari – Giannini e da Dormon – Klomp, assumendo una portanza del piano di posa pari a $M_d=30\text{MPa}$.

- **Piano di posa:** $E=2 \times M_d=60\text{MPa}$;
- **Misto granulare:** $E=0.206 \times h^{0.45} \times E_1=183.2\text{MPa}$

dove:

- $h=400\text{mm}$;
- $E_1=60\text{MPa}$

Per quanto riguarda lo strato di **misto cementato** appare cautelativo, in assenza di prove specifiche sulla miscela, assumere **$E=2000\text{MPa}$**

14.1.3. Stima del traffico

Il piazzale sarà sottoposto a carichi pesanti, legati alla movimentazione di componenti per la cantieristica navale.

In base alle indicazioni ricevute da Fincantieri in sede di progettazione definitiva, si prevede che le tipologie di mezzo che impegnano maggiormente la pavimentazione siano le seguenti:

- Carrelloni autosollevanti tipo “Cometto SYT” fino a 40 ruote con portata max 520t, dimensioni indicative 16x9m collegabili a coppia;
- Carrelli modulari semoventi tipo “Cometto MSPE”;
- Autocarri articolati con portate massime di 44t e dimensioni massime 16.5m;
- Autovetture e furgoni;
- Pianali e rimorchi non autopropulsi con portate massime di 50t e dimensioni massime di 16.5m;
- Carrelli e forche laterali e frontali portata massima di 9t e dimensioni massime di 5m;
- Gru gommate con portata massima di 100t e dimensioni massime di 16.5m con stabilizzatori.

La condizione più gravosa è sempre rappresentata da un gruppo di ruote gemellate con carico complessivo a coppia pari a 20t.



Il progetto preliminare prevede che il transito più pesante sia quello dovuto a carrelli gommati per movimentazione di containers che scaricano al suolo 50t attraverso ruote gemellate gonfiate alla pressione di 7.50kg/cm².

Il carico viene applicato attraverso due superfici equivalenti aventi raggio $r=32.6\text{cm}$ poste ad interasse di 50cm.

I carichi previsti in sede di progetto preliminare risultano più gravosi rispetto a quanto suggerito da Fincosit e pertanto si sviluppano i calcoli mantenendo tali carichi.

Per quanto riguarda invece la vita utile della pavimentazione si confermano le assunzioni del progetto preliminare, ossia:

- Vita utile della sovrastruttura: > 20 anni;
- Numero complessivo di transiti: > 1'000'000

14.1.4. Verifica a fatica della pavimentazione

Le verifiche di fatica sui materiali della pavimentazione - basate sulla legge di Miner di accumulo del danno - vengono impostate utilizzando:

- per gli strati bituminosi, la legge di Miner;
- per i sottofondi, leggi empiriche.

Secondo la legge di Miner, poste ε_i le ampiezze di deformazione relative a n_i ripetizioni del carico, posto N_i il numero di cicli che porta alla rottura il materiale nella i -esima condizione di carico, la rottura per fatica degli strati bitumati si ha quando:

$$D = \sum_{i=1}^k \varepsilon_i / N_i > 1$$

Gli strati bituminosi, per effetto dei ripetuti passaggi veicolari sono sottoposti per flessione a deformazioni orizzontali di trazione, il cui cumulo porta a fessure che compaiono, dapprima a livello microscopico, alla base degli strati legati (ove maggiori sono le ε e quindi sono consentite minori ripetizioni). Col procedere dei passaggi, le fessure si ampliano e si propagano nella massa di conglomerato sino alla superficie, ove assumono la caratteristica configurazione a ragnatela, indicativa della perdita di capacità portante dell'intera sovrastruttura. Tale stato è espresso dal raggiungimento di un valore unitario del coefficiente di danno cumulato D .

Per il sottofondo, la massima sollecitazione verticale σ_z da non superare, affinché non si producano, per il ripetersi dei cedimenti plastici dovuti al transito veicolare, ormaie nella sovrastruttura, è legata al numero "N" di ripetizioni di carico ed al modulo "E_d" del sottofondo secondo la relazione (cfr. relazione 7.12 - Ingegneria Stradale / 2. Corpo stradale e pavimentazioni. Paolo Ferrari e Franco Giannini. ISEDI - 2004.):

$$\sigma_z = 0,006 \times E / (1 + 0,7 \log N).$$



14.1.5. Verifica tensionale

Si riporta di seguito l'esito delle verifiche effettuate per la soluzione di progetto e per la nuova soluzione progettuale.

Con riferimento al sistema di coordinate utilizzato da BISAR, le seguenti grandezze sono così definite:

σ_{x-y} [daN/cm²] = tensioni di trazione / compressione alla base dei singoli strati, in corrispondenza dell'asse della singola ruota;

σ_z [daN/cm²] = tensioni di compressione in sommità dei singoli strati, in corrispondenza dell'asse della singola ruota;

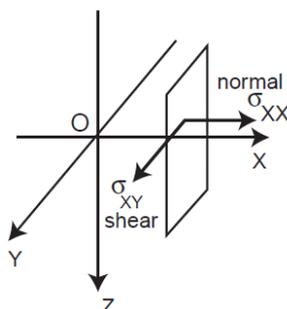
strato	Z	grandezza	risultato			
	[cm]		primavera	estate	autunno	inverno
superficie	0	u_z	0.20 cm	0.23 cm	0.21 cm	0.19 cm
binder	4	σ_{x-y}	-0.16 MPa	-0.03 MPa	-0.12 MPa	-0.29 MPa
base	12	σ_{x-y}	-0.18 MPa	0.10 MPa	-0.09 MPa	0.14 MPa
sottofondo	42	σ_z	-0.09 MPa	-0.10 MPa	-0.09 MPa	-0.08 MPa

L'analisi dei dati risultanti dalla verifica condotta per la pavimentazione proposta evidenzia tensioni tangenziali massime di circa 0.3MPa < 1.0MPa. Non sono pertanto probabili rotture per taglio nei singoli strati di conglomerato bituminoso.

14.1.6. Verifica a fatica

L'analisi del comportamento a fatica è impostata sulla legge di Miner, concernente l'accumulo del danno per sollecitazioni ripetute.

I risultati delle verifiche condotte sono così riassunti:



ROTTURA PER FATICA						
stagione	giorni	%gg	E	e	Ni	%gg/Ni
	gg		[psi]	[ε]		
inverno	150	0.411	2'898'550.72	2.57E-05	307'695'160.80	1.3356E-09
primavera	60	0.164	1'275'362.32	6.27E-05	5'416'925.94	3.0346E-08
estate	90	0.247	463'768.12	2.12E-04	349'840.78	7.0482E-07
autunno	65	0.178	1'275'362.32	6.27E-05	5'868'336.44	3.0346E-08
						7.6685E-07
totale cicli						1.30E+06

La pavimentazione adottata risulta pertanto capace di sopportare circa 1'300'000 passaggi di assi ruote tandem da 50t prima di mostrare deterioramenti per fatica.

Per il sottofondo, la massima sollecitazione verticale σ_z da non superare, affinché non si producano, per il ripetersi dei cedimenti plastici dovuti al transito veicolare, ormaie nella sovrastruttura, è:



$\sigma_z = 0,006 \times E / (1 + 0,7 \log N) = (0,006 \times 40'000) / [1+0,7 \times \log(1.30 \times 10^6)] = 45,45 \text{ daN/cm}^2$,
valore al di sopra di quello massimo calcolato per il sottofondo e pari a $0,6 \text{ daN/cm}^2$.

La “fatica” non risulta quindi parametro critico per la verifica del sottofondo.

Risolvendo per tentativi si conclude che la pavimentazione proposta ha una vita utile di **33 anni**, garantendo un numero di passaggi di veicoli commerciali pari a 10'886'411.

L'incremento di vita utile della presente proposta rispetto a quanto posto a base di gara risulta pertanto pari al **65%**. L'incremento del numero di passaggi di veicoli commerciali risulta invece incrementato del **97%**.