

AUTORITA' PORTUALE DI PALERMO

PORTO DI TERMINI IMERESE *LAVORI DI COMPLETAMENTO DEL MOLO DI SOTTOFLUTTO* PROGETTO DEFINITIVO

Studio Mallandrino 

 **qualityaustria**
SYSTEMZERTIFIZIERT
ISO 9001:2008 NR.09369/0



AUTORITA' PORTUALE DI PALERMO



Progettisti:

Ing. G. Mallandrino

(Responsabile dell'integrazione tra le varie prestazioni specialistiche)

Ing. V. Favara

Ing. A. Novara

Ing. M. A. Rizzo

Ing. P. Traina

Progettazione impianti:

Ing. E. Petralia

Ing. P. Tusa

Collaboratori alla progettazione impianti:

Geom. V. D'Amico

Geom A. Martorana

Coordinatore Sicurezza in fase di progettazione:

Ing. Salvatore Acquista

Responsabile Unico del Procedimento:

Ing. Sergio La Barbera

Elaborati dattiloscritti <i>2. Relazioni tecniche e specialistiche</i>		Data 18/06/2013	Archivio 689
Elaborato	Relazione geotecnica	Traina	
Verificato		Rizzo 689	Progetto Definitivo 18/06/2013
Validato		Mallandrino	Proprietà riservata L. 633 del 22/04/41

2.7



AUTORITÀ PORTUALE DI PALERMO

Porti di Palermo e Termini Imerese

LAVORI DI COMPLETAMENTO DEL MOLO DI SOTTOFLUTTO DEL PORTO DI TERMINI IMERESE

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA

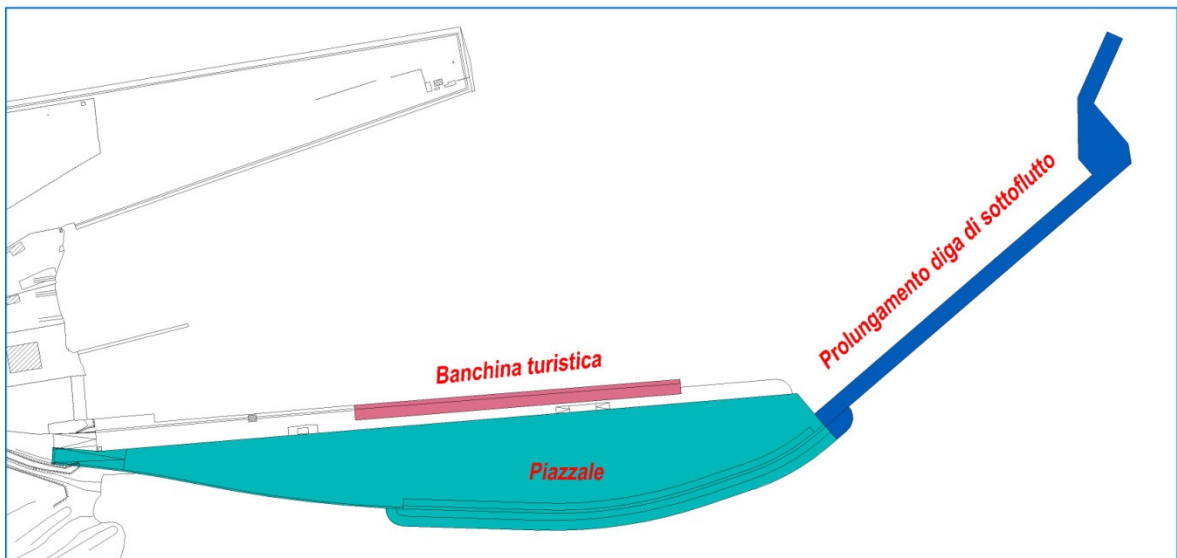
Indice

1. <i>PREMESSA ed OBIETTIVI da CONSEGUIRE</i>	2
2. <i>DEFINIZIONE delle AZIONI e TIPO di VERIFICHE</i>	3
3. <i>Quantificazione delle AZIONI</i>	6
4. <i>Caratterizzazione dei terreni di fondazione e prestazioni meccaniche</i>	9
5. <i>AZIONE Sismica E</i>	10
6. <i>Spinte attive in condizioni statiche ed in caso di sisma</i>	11
7. <i>VERIFICHE collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno</i>	17
8. <i>VERIFICHE di scorrimento sul piano di posa</i>	35
9. <i>VERIFICHE al ribaltamento</i>	37
10. <i>VERIFICHE di stabilità globale</i>	40
11. <i>Verifica di stabilità della palanca</i>	62
<i>APPENDICE suscettibilità alla liquefazione</i>	66

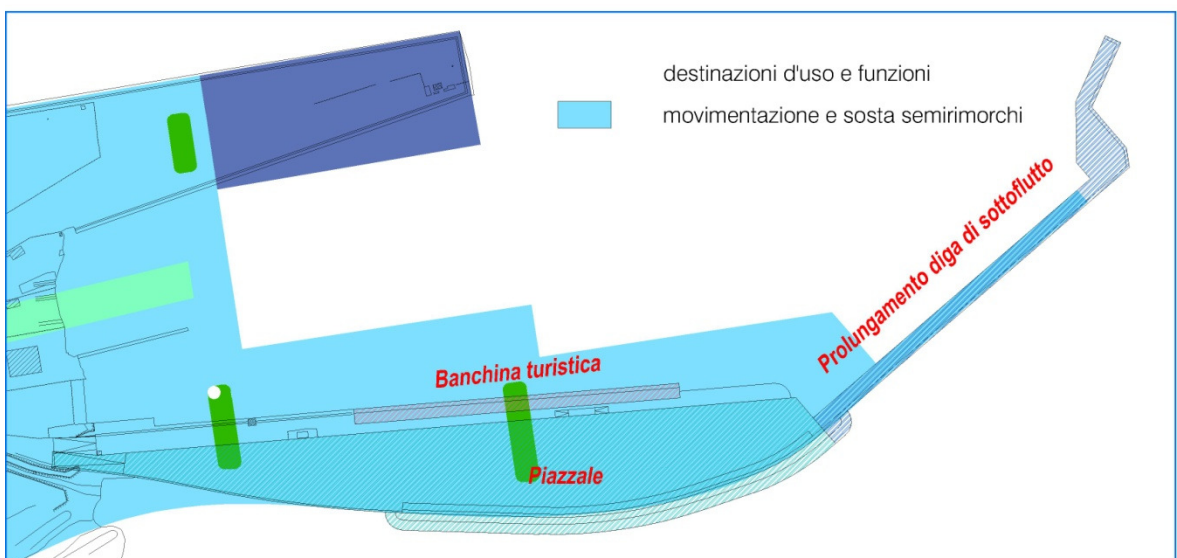
1. **PREMESSA ed OBIETTIVI da CONSEGUIRE**

Il seguente studio geotecnico verte sulla valutazione delle sollecitazioni trasmesse dal complesso struttura in elevazione al terreno e, di conseguenza, al corretto dimensionamento delle strutture di fondazione ponendo come fine l'ammissibilità o meno delle opere fondate sui sottostanti terreni di supporto.

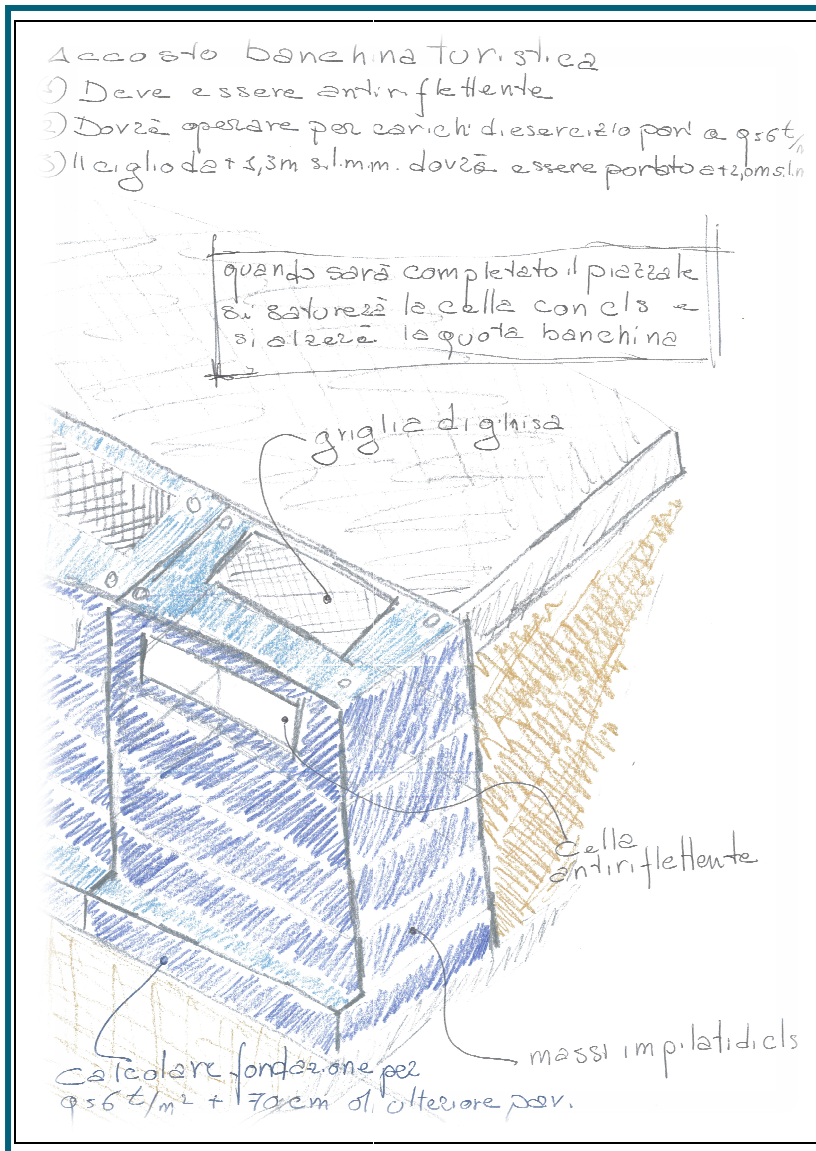
La nuova configurazione del molo di sottoflutto sarà compiuta intervenendo direttamente sull'opera esistente, con la realizzazione del piazzale commerciale e la definizione di una banchina turistica, e con il prolungamento della stessa elevando lo standard di protezione cui è preposta.



Le caratteristiche degli interventi devono poter consentire la fruizione commerciale del piazzale e delle opere di prolungamento, ed al contempo devono essere dimensionate per i successivi interventi di completamento, non previsti in questo progetto, costituiti dall'approfondimento dei fondali operativi, e con riguardo alla banchina turistica alla successiva elevazione a standard commerciale.



sovrapposizione tavola delle funzioni del PRP con interventi di progetto



Quanto esposto ha fatto propendere, con riguardo alla definizione della banchina turistica, alla definizione di un muro di sponda che potesse assolvere alla funzione preposta, ma che al contempo potesse facilmente essere integrato in termini dimensionali ed adattamento al futuro standard commerciale, senza introdurre interventi di demolizione o adeguamento strutturale.

Circa la definizione del prolungamento del molo di sottoflutto, da realizzarsi con cassoni cellulari dotati di celle antiriflettenti, la configurazione adottata è quella definitiva; similmente le opere di

definizione del piazzale, costituite da muri di sostegno, riempiimenti e opere di difesa dal moto ondoso, saranno articolate e verificate per prestare servizio nella configurazione definitiva prevista dal PRP.

La ricostruzione dell'assetto geologico-strutturale è stato elaborato sulla scorta dei dati acquisiti con la campagna di indagine geognostica relativa al progetto di completamento del molo di sottoflutto nel porto di Termini Imerese.

2. DEFINIZIONE delle AZIONI e TIPO di VERIFICHE

In accordo con le NTC2008 (capitolo 6), la condizione di verifica di sicurezza delle opere e dei sistemi geotecnici è garantita se vale:

$$E_d \leq R_d$$

Dove E_d rappresenta l'azione di progetto ed R_d la resistenza offerta dal sistema geotecnico. La definizione delle azioni e delle resistenze di progetto, definite in funzione dei valori caratteristici E_k (frattile inferiore al 5%) ed R_k (frattile inferiore al 95%), è valutato in termini deterministici (metodo semiprobabilistico agli stati limite) tramite l'introduzione di opportuni coefficienti parziali.

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

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

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_P \times P + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_{k2} + \gamma_{Q3} \times \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$$

Con: G_i azioni permanenti;

Q_{ki} azioni variabili;

E azione sismica;

A_d azioni eccezionali;

P azioni di pretensione e precompressione.

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

La norma definisce due tipologie di approccio progettuale per la combinazione dei gruppi di coefficienti; in dettaglio:

Approccio 1) prevede due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2) prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti da adottare sia nelle verifiche strutturali che nelle verifiche geotecniche.

- Combinazione: (A1+M1+R3)

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>	<i>Coefficiente Parziale γ_F o (γ_E)</i>	<i>EQU</i>	<i>(A1) STR</i>	<i>(A2) GEO</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,10	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30

Tab. 6.2.I NTC2008 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

<i>Parametro</i>	<i>Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale</i>	<i>Coefficiente Parziale γ_M</i>	<i>(M1)</i>	<i>(M2)</i>
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_Y	1,00	1,00

Tab. 6.2.II NTC2008 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Circa la definizione dei coefficienti di combinazione ψ_{ij} delle azioni variabili Q_{ki} si assumeranno nelle verifiche di seguito esposte coefficienti restrittivi compatibili con le presumibili peculiarità dell'ambiente di progetto, in particolare:

<i>Verifica</i>	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria E ambienti ad uso industriale	1	0,9	0,8

Circa la definizione dei coefficienti di resistenza si assimilano i muri di sponda ad opere di sostegno.

Per il piazzale commerciale e la diga costituita da cassoni si adottano i criteri relativi alle fondazioni superficiali, introducendo i coefficienti parziali riportati nella tabella 6.4.1.

In generale, saranno condotte le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)*
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale sarà condotta per i settori delimitati dai muri di sponda.

La norma specifica che la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di

materiali sciolti e fronti di scavo. Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo almeno uno dei seguenti approcci:

Approccio 1 combinazione 1 o combinazione 2, ovvero Approccio 2 tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 6.2.I e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

<i>Verifica</i>	<i>Coefficiente Parziale (R1)</i>	<i>Coefficiente Parziale (R2)</i>	<i>Coefficiente Parziale (R3)</i>
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R=1,00$	$\gamma_R=1,00$	$\gamma_R=1,40$
Scorrimento	$\gamma_R=1,00$	$\gamma_R=1,00$	$\gamma_R=1,10$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R=1,00$	$\gamma_R=1,00$	$\gamma_R=1,40$

Tab. 6.5.I NTC2008 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

<i>Coefficiente</i>	<i>R2</i>
γ_R	1,10

Tab. 6.8.I NTC2008 - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

<i>Verifica</i>	<i>Coefficiente Parziale (R1)</i>	<i>Coefficiente Parziale (R2)</i>	<i>Coefficiente Parziale (R3)</i>
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R=1,0$	$\gamma_R=1,8$	$\gamma_R=2,3$
Scorrimento	$\gamma_R=1,0$	$\gamma_R=1,1$	$\gamma_R=1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R=1,0$	$\gamma_R=1,0$	$\gamma_R=1,40$

Tab. 6.4.I NTC2008 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

3. Quantificazione delle AZIONI

Le opere previste in progetto devono garantire prestazioni adeguate alla funzione di esercizio cui saranno preposte. In particolare, la definizione del quadro di sollecitazione, connesso all'azione antropica ed all'ambiente di progetto, definisce standard prestazionali attesi severi. I tipi di azione incidenti sulla struttura saranno tradotti in due macrocategorie fondamentali, azioni statiche ed azioni dinamiche. Alle azioni statiche saranno ricondotte anche sollecitazioni che per propria natura sono chiaramente di natura dinamica (ad es. azione del moto ondoso, le spinte idrodinamiche).

Azioni statiche	Azioni dinamiche	urti
Pesi propri		
sovraccarichi		
Tiro bitta		
Spinte terreni		
Spinte idrostatiche		

←	<i>Goda</i>	Moto ondoso
←	<i>Mononobe & Okabe</i>	Sisma terreni
←	<i>Westrgaard</i>	Spinte idrodinamiche
←	<i>Forza di inerzia</i>	Sisma strutture
←	<i>Forze di collisione pseudostatiche</i>	Urti imbarcazione

Di seguito sono illustrati, per ogni macroambito di intervento, le azioni che saranno considerate nelle verifiche di tipo geotecnico e di equilibrio di corpo rigido

PIAZZALE COMMERCIALE ED OPERA DI PROTEZIONE SLU			coefficienti
Azioni permanenti	G1	ammasso riempimento	
	G2	Peso pacchetto di pavimentazione corazzata comprensiva della fondazione di calcestruzzo	
Azioni variabili	Q1	Sovraccarico q=6 t/m²	$\gamma_{Q1}=1,3, \Psi_{01}=1$

PIAZZALE COMMERCIALE muri di sponda posti in radice SLU			coefficienti
Azioni permanenti	G3	Spinta ammasso riempimento	
	G4	Peso muro di sponda calcestruzzo	
	G5	Forze indotte dal terreno	
Azioni variabili	Q1	Sovraccarico q=6 t/m²	$\gamma_{Q1}=1,3, \Psi_{01}=1$

PIAZZALE COMMERCIALE COMBINAZIONE SISMICA			coefficienti
Sisma	E	Valutata in corrispondenza muri di sponda posti in radice del piazzale, consentirà di stimare l'incremento di spinta dovuto all'ammasso di riempimento	
Azioni permanenti	G3	Spinta ammasso riempimento	
	G6	Muro di sponda di calcestruzzo	
Azioni variabili	Q1	Sovraccarico q=6 t/m²	$\Psi_{21}=0,8$

SETTORE PROLUNGAMENTO DIGA SLU			coefficienti
Azioni permanenti	G7	peso cassone cellulare in configurazione definitiva (riempito)	
	G8	Peso sovrastruttura diga	
Azioni variabili	Q1	Sovraccarico q=6 t/m²	$\gamma_{Q1}=1,3, \Psi_{01}=1$
	Q2	Forze indotte dal moto ondoso	$\gamma_{Q2}=1,3, \Psi_{02}=1$
	Q3	Tiro bitta t=150t	$\gamma_{Q2}=1,3, \Psi_{02}=1^*$

* se favorevole $\Psi_{02}=0$

SETTORE PROLUNGAMENTO DIGA definito con palancole SLU			coefficienti
--	--	--	--------------

Azioni permanenti	G9	Spinta ammasso di riempimento	
	G8	Peso sovrastruttura diga	
Azioni variabili	Q1	Sovraccarico q=6 t/m²	$\gamma_{Q1}=1,3, \Psi_{01}=1$
	Q3	Tiro bitta t=150t	$\gamma_{Q2}=1,3, \Psi_{02}=1$

SETTORE PROLUNGAMENTO DIGA COMBINAZIONE SISMICA			coefficienti
Sisma	E	sarà valutato l'incremento di spinta dovuto all'ammasso liquido	
Azioni permanenti	G7	peso cassone cellulare in configurazione definitiva (riempito)	
	G8	Peso sovrastruttura diga	
Azioni variabili	Q1	Sovraccarico q=6 t/m²	$\Psi_{21}=0,8$
	Q3	Tiro bitta t=150t	$\Psi_{22}=0,8$

SETTORE PROLUNGAMENTO DIGA COMBINAZIONE ECCEZIONALE			coefficienti
Azione eccezionale	Ad	Urto imbarcazione	
Azioni permanenti	G7	peso cassone cellulare in configurazione definitiva (riempito)	
	G8	Peso sovrastruttura diga	
Azioni variabili	Q1	Sovraccarico q=6 t/m²	$\Psi_{21}=0,8$

SETTORE BANCHINA TURISTICA SLU			coefficienti
Azioni permanenti	G9	Spinta ammasso riempimento	
	G10	Peso muro di sponda calcestruzzo in configurazione definitiva (secondo le previsioni di PRP)	
Azioni variabili	Q4	Sovraccarico q=2 t/m²	$\gamma_{Q1}=1,3, \Psi_{01}=1$

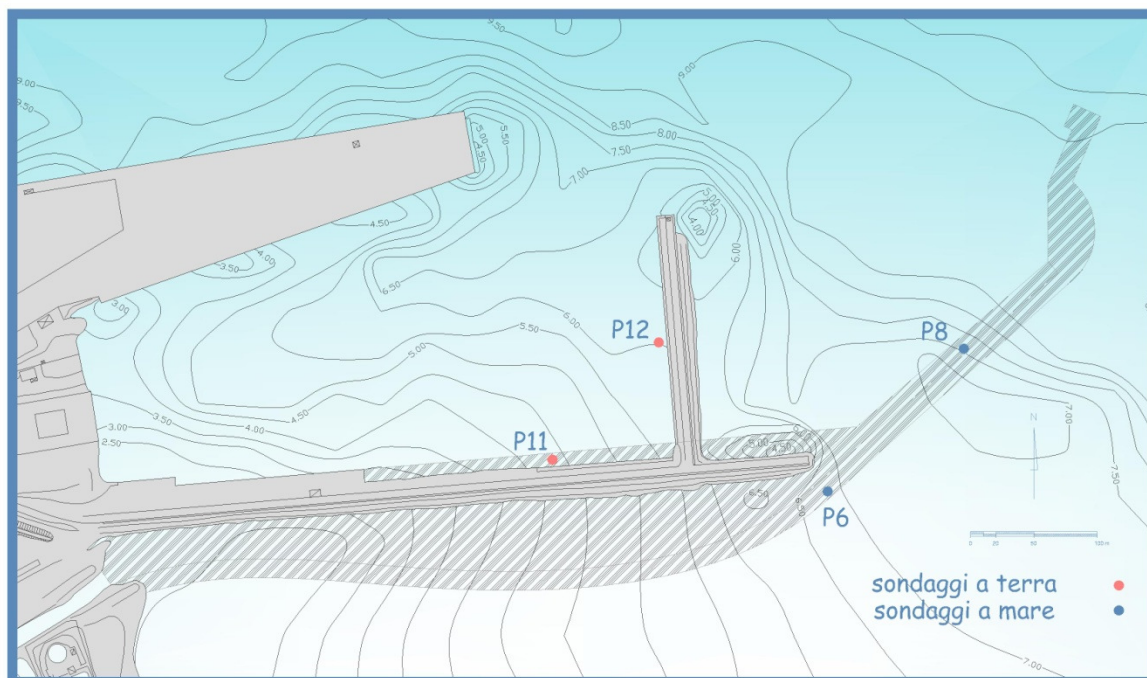
Non si considera Q2 poiché ridossato

SETTORE BANCHINA TURISTICA COMBINAZIONE SISMICA			coefficienti
Sisma	E	Valutata nei muri di sponda posti in radice del piazzale, consentirà di stimare l'incremento di spinta dovuto all'ammasso di riempimento	
Azioni permanenti	G9	Spinta ammasso riempimento	
	G10	Muro di sponda di calcestruzzo	
Azioni variabili	Q4	Sovraccarico q=2 t/m²	$\Psi_{21}=0,8$

SETTORE BANCHINA TURISTICA COMBINAZIONE ECCEZIONALE			coefficienti
Azione eccezionale	Ad	Urto imbarcazione da diporto	
Azioni permanenti	G9	Spinta ammasso riempimento	
	G10	Peso muro di sponda calcestruzzo	
Azioni variabili	Q4	Sovraccarico q=2 t/m²	$\Psi_{21}=0,8$

4. Caratterizzazione dei terreni di fondazione e prestazioni meccaniche

Le indagini geognostiche, e le conseguenti analisi di laboratorio condotte, hanno consentito di classificare i terreni di fondazione come sabbie limose debolmente argillose o sabbie limose argillose, in più sono stati individuati i seguenti parametri:



Campione	Profondità m	γ_{sat} kN/m ³	γ_d kN/m ³	φ °	E_d Modulo edometrico kN/m ²	K cm/s	Passante setaccio 75 μ %
P6C1	13.50	20.67	17.14		1.7×10^4	3.6×10^{-8}	28.49
P6C2	18.50	20.03	16.52	36 $c' \approx 0$	1.6×10^4	2.2×10^{-8}	37.20
P6C3	23.50	20.76	17.64		1.7×10^4	3.6×10^{-8}	35.52
P8C1	14.00	19.91	16.34	45 $c' \approx 0$	1.8×10^4	1.9×10^{-8}	14.03
P8C2	22.00	19.85	16.48	42 $c' \approx 0$	2.5×10^4	2.5×10^{-8}	27.58
P8C3	28.50	20.80	17.18		1.9×10^4	3.2×10^{-8}	27.01
P8C4	34.50	21.17	17.74		1.8×10^4	3.4×10^{-8}	33.13
P11C1	10.50	19.28	15.13		1.0×10^4	5.7×10^{-8}	25.09

Mediando i valori riscontrati, nelle successive verifiche di tipo geotecnico si adotteranno i seguenti parametri:

γ_{sat} kN/m ³	γ_d kN/m ³	φ °	E_d Modulo edometrico kN/m ²
-------------------------------------	---------------------------------	----------------	--

20.3	16.7	40 con c'=0	1.75x10 ⁴
------	------	----------------	----------------------

Le caratteristiche propriamente meccaniche dei terreni di fondazione porgono risultati confortanti. Tuttavia, l'ambiente di progetto, rappresentato da terreni saturi, la loro classificazione, con passante al setaccio 75 μ , pari anche al 37.20% e con coesione nulla, potrebbe, in caso di innesco di meccanismo sismico, indurre fenomeni di degenerazione della resistenza a taglio, e delle caratteristiche di rigidità della matrice solida del terreno, connessi all'aumento delle pressioni interstiziali, generando deformazioni permanenti inammissibili o liquefazione in caso di annullamento degli sforzi efficaci offerti dallo scheletro solido da parte delle pressioni interstiziali.

Durante la campagna di indagini geognostiche sono state eseguite 15 prove S.P.T. I valori riscontrati hanno consentito di definire le caratteristiche dimensionale ed i tipi di trattamento e stabilizzazione dei terreni di fondazione atti all'incremento della capacità dissipativa delle pressioni interstiziali in caso di sisma.

Le indagini, espresse nell'appendice 1 alla presente relazione, hanno consentito di caratterizzare il sito di progetto, e di definire le misure di stabilizzazione. In dettaglio, si è optato per l'incremento della potenza degli scanni di imbasamento costituiti da pietrame.

Nell'appendice 2 sono esposti i commenti e l'interpretazione delle prove di laboratorio che, in definitiva, ha condotto alla definizione dei parametri geotecnici riportati sopra.

5. AZIONE Sismica E

Le norme tecniche per le costruzioni (NTC2008) individuano per la definizione delle azioni e delle risposte, approcci normalmente di natura probabilistica, quindi la sicurezza e la verifica di un manufatto si basa sulla valutazione della probabilità di superamento di una certa condizione per fissato tempo di ritorno T_r . Il tempo di ritorno T_r è determinato dalla propedeutica definizione della vita di riferimento V_R di un'opera. In sede progettuale, per determinare la vita di riferimento, bisogna indicare due parametri, la vita nominale V_N ¹ e la classe d'uso², cui è associato il coefficiente d'uso C_u . In definitiva:

¹ La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

TIPI DI COSTRUZIONE

1 Opere provvisorie: opere provvisoriale, strutture in fase costruttiva $V_N \leq 10$;

2 Opere ordinarie: ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale $V_N \geq 50$;

3 Grandi opere: ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica $V_N \geq 100$.

² In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. $C_u = 0,7$.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti

$$V_R = V_N \times C_U$$

La vita nominale indicata dal committente è posta pari a $V_N = 50$ anni con classe d'uso II, quindi per classe II si ricava il dato fondamentale:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \text{ anni} \times 1 = 50 \text{ anni}$$

Per il sito di Termini Imerese valgono i seguenti parametri relativi agli spettri di risposta, calcolati con il foglio di calcolo Spettri-NTC ver.1.0.3.

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	30	0.047	2.340	0.245
SLD	50	0.064	2.328	0.261
SLV	475	0.178	2.376	0.293
SLC	975	0.230	2.417	0.308

A complemento delle indagini geognostiche di supporto al progetto per il prelievo dei campioni finalizzati alle indagini ed al campionamento per le caratterizzazioni ambientali e meccaniche dei fondali nell'ambito dei lavori di completamento dei moli di sopraflutto e sottoflutto del Porto di Termini Imerese, è stata eseguita un'indagine sismica in foro del tipo Down Hole in data 05/11/2012. La velocità media di propagazione delle onde di taglio S entro 30 m di profondità (calcolate a partire dal p.c.) è risultata pari a:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} = 590,4 \text{ m/s}$$

la categoria del suolo di fondazione di riferimento è la "B" - *Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s.*

6. Spinte attive in condizioni statiche ed in caso di sisma

Terreno asciutto

ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. $C_U = 1,0$.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso. $C_U = 1,5$.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n.6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica. $C_U = 2,0$.

Le opere oggetto di verifica sono assimilabili a muri di sostegno fondati su fondazioni di tipo superficiale, quindi, in accordo con la norma (paragrafo 7.11.5), la sicurezza del complesso muro-fondazione-terreno sarà verificata nei confronti del collasso per carico limite e per scorrimento, e nei confronti dello stato limite di danno valutando gli spostamenti permanenti indotti dal sisma, e verificando che essi siano accettabili per la fondazione e siano compatibili con la funzionalità dell'intera opera.

Circa le verifiche di sicurezza nei confronti dell'azione sismica del piazzale, assimilato ad un rilevato, in accordo con le norme (paragrafo 7.4) sarà condotta la verifica con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali.

Nelle verifiche esposte di seguito si procederà con il metodo pseudo-statico di valutazione delle condizioni sismiche.

In generale, il calcolo della spinta attiva sarà basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida, secondo il metodo di *Coulumb*.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \times \gamma_t \times z$$

La spinta S_t è applicata ad 1/3 dell'altezza del muro di sponda H:

$$S_t = K_a \times (1 - k_v) \times \gamma_t \times \frac{1}{2} \times H^2$$

Avendo indicato con:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \psi)}{\cos \psi \times \cos^2 \theta \times \cos(\delta + \theta + \psi) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \times \sin(\varphi - \iota - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \times \cos(\iota - \theta)}} \right]^2}$$

γ_t Peso unità di volume del terreno;

θ Inclinazione della parete interna dell'opera rispetto al piano verticale passante per il piede;

ϕ Angolo di resistenza al taglio del terreno;

ψ angolo della risultante rispetto alla direzione verticale delle forze di inerzia innescate dal sisma;

δ Angolo di attrito terra-muro;

ι Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

H Altezza della parete.

La valutazione della spinta attiva in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico è condotta con il metodo di *Mononobe & Okabe*. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo ι , di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo θ , di inclinazione della parete interna rispetto al piano verticale passante per il piede, vengono incrementati di una quantità ψ tale che:

$$\tan \psi = \frac{K_h}{(1 - K_v)}$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

La determinazione dei coefficienti sismici da applicare alle masse coinvolte dall'eccitazione dinamica K_h (orizzontale) K_v (verticale) sono posti:

$$K_h = \beta_s \times (a_{\max} / g); \quad K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

Dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito che nei casi in esame è posta pari a **0,31** (Tabella 7.11.II - *Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito delle NTC*);

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito, valutata con la relazione

$$a_{\max} = S_t \times S_s \times a_g;$$

con:

S_s = coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica. Nel caso in esame con categoria di suolo B, in caso di SLC

$$\Rightarrow S_s = 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} = 1,17$$

S_T = coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione topografica pari ad 1 in quanto l'ambiente di progetto è sostanzialmente pianeggiante

g = accelerazione di gravità.

In definitiva in caso SLC:

$$K_h = \beta_s \times (a_{\max} / g) = 0,084; \quad K_v = \pm 0,5 \times K_h = 0,042 \text{ e } K_{a \text{ sisma}} = 0,308$$

Terreno sommerso

Durante l'evento sismico, gli effetti della massa liquida incidono in modo non indifferente sul quadro di azione che investe l'opera di sostegno, con funzione precipua di muro di sponda.

Più in dettaglio, saranno distinte due categorie di pressioni e quindi, per integrazione, di spinte, le *pressioni idrodinamiche* e l'eventuale insorgenza di *sovrappressioni interstiziali*.

Nel caso in esame saranno considerate le sole pressioni idrodinamiche in quanto tutte le opere di sponda, atte a definire il piazzale operativo e la banchina turistica, saranno realizzate introducendo rinfianchi di pietrame. In definitiva, la sola correzione rispetto al caso di terreno asciutto, nei casi trattati di seguito, consiste nel proporzionare l'inerzia sismica al solo terreno asciutto, ancorché sommerso, quindi:

$$\tan \psi = \frac{\gamma_t}{\gamma_{sat} - \gamma_w} K_h / (1 - K_v)$$

Il contributo dell'acqua sarà in definitiva, dato dalla pressione idrostatica con distribuzione triangolare ed integrale pari alla spinta U_{st} :

Influenza della Permeabilità

Per riempimenti a tergo del muro di sponda permeabili si ipotizza la condizione di acqua libera, attribuendo all'acqua interstiziale una capacità di movimento dovuta all'eccitazione dinamica, indipendente dallo scheletro solido; similmente, vale la stessa ipotesi per i terreni di fondazione, costituiti da sabbia limosa (campagna di indagini geognostiche condotte dalla GLOBALGEO S.r.l.).

Le NTC 2008 fissano (§ 7.11.6.2.1):

$k < 5 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ terreni con permeabilità bassa;

$k > 5 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ terreni con permeabilità alta.

fra $k \cong 2 \div 3 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$.

$$U_{st} = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times H^2$$

Ed in caso di sisma anche dalla pressione idrodinamica, che in accordo con la teoria di Westergaard, si considera proporzionale alla radice della profondità, ed il cui integrale porge la spinta U_{din} :

$$U_{din} = \pm \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times H^2$$

Con risultante a $0,4H$ rispetto alla base del muro di sponda.

Carico uniforme sul terrapieno

Un carico Q_i , uniformemente distribuito induce delle pressioni costanti pari a:

$$P_{qi} = K_a \times Q_i \times \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Per integrazione, una spinta pari a S_{qi} :

$$PS_{qi} = K_a \times Q_i \times H \times \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Con:

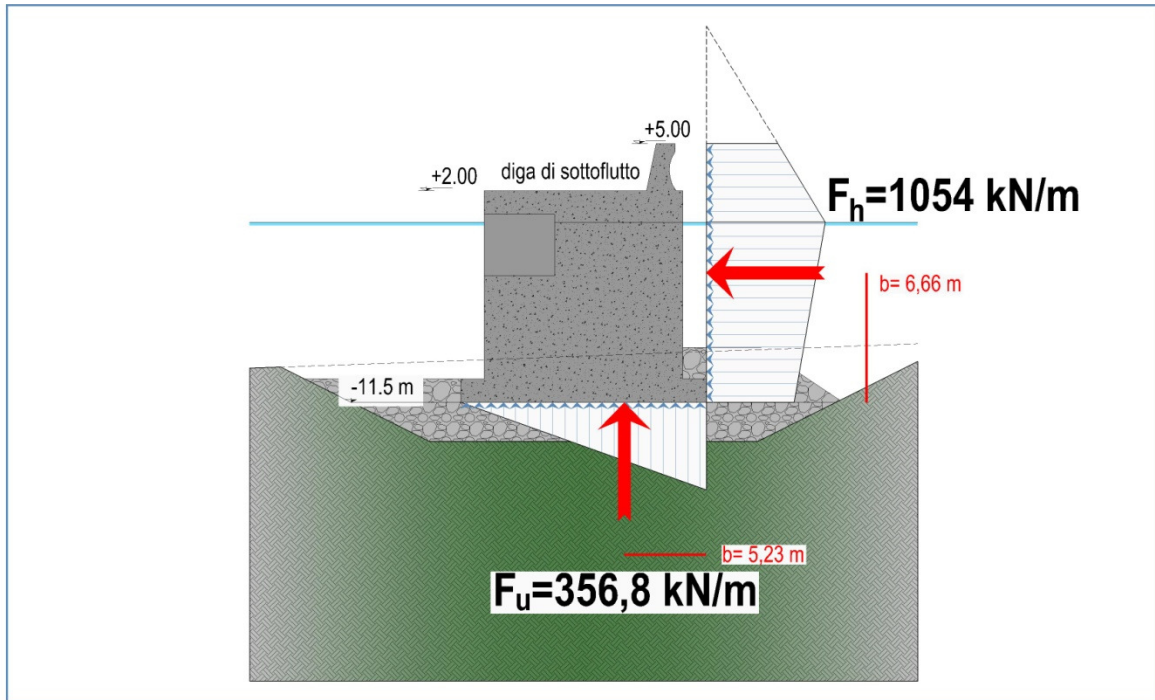
H altezza del muro e punto di applicazione della spinta ad $H/2$;

β Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

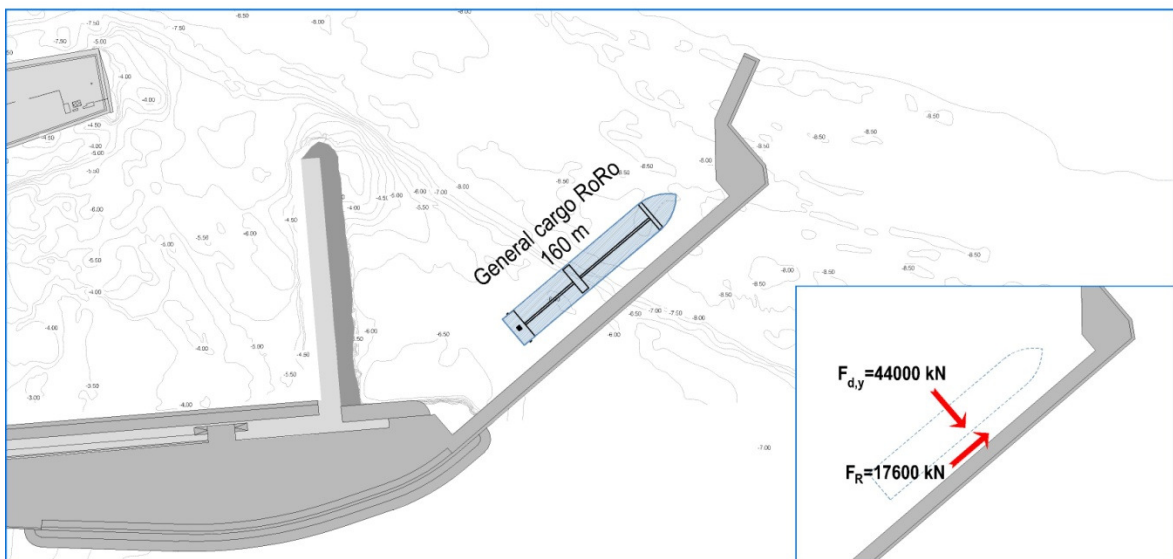
ε Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

Forza prodotta dall'onda sulla diga di sottoflutto

I parametri di definizione del campo di sollecitazione discendono dallo studio dell'altezza d'onda di progetto e dal periodo, cui si rimanda allo specifico capitolo progettuale per approfondimenti. Il modello di valutazione della forza incidente l'opera a parete verticale costituita dai cassoni, è definita sulla scorta del modello proposto da GODA.



Azione eccezionale - urto da imbarcazione



Il paragrafo 3.6.3.5 delle NTC 2008 definisce l'approccio per la definizione della verifica dagli urti da imbarcazione, introducendo azioni statiche equivalenti. Più in dettaglio, trascurando la capacità dissipativa della struttura di accosto, sono introdotte le forze di collisione:

$$F_{d,x} \parallel \text{alla direzione del moto del natante}$$

$$F_{d,y} = 0,5 \times F_{d,x} \perp \text{alla direzione del moto del natante,}$$

$$\text{accompagnata da un forza tangente } F_R = 0,4 \times F_{d,y}$$

In più, la norma ammette un coefficiente riduttivo delle forze esposte sopra, pari al 50%, in quanto studiate all'interno dell'ambito portuale. Inoltre, la norma specifica che $F_{d,x}$ ed $F_{d,y}$ agiscono non simultaneamente.

L'ambiente di progetto oggetto di indagine, costituisce il settore di porto destinato alla funzione commerciale. Il PRP (capitolo 9 – studi preparatori al PRP) al paragrafo 9.2.2³ individua lo standard di traffico atteso in funzione tra l'altro, delle dimensioni delle navi cargo non specializzate cui sono destinate le infrastrutture portuali. Le navi "RoRo full cargo" potenzialmente ammesse hanno dimensioni variabili comprese fra 150÷210 m. È plausibile ipotizzare che il settore di prolungamento della diga di sottoflutto, con notevole limite operativo, in termini di disponibilità di spazi a terra, rispetto agli accosti funzionali ai futuri piazzali operativi del porto commerciale, sia riservato alle navi RoRo con dimensioni più contenute, compatibili allo standard minimo individuato dal PRP. In tal senso, in definitiva, in corrispondenza del prolungamento della diga di sottoflutto sarà indagato l'urto prodotto da **navi di classe media-grande con lunghezza pari a 160m**.

In ogni caso si evidenzia, che il settore di intervento costituisce zona di passaggio e di manovra di tutti i vettori marittimi in entrata e uscita dal porto. L'urto potenziale è quindi correlato alle caratteristiche di navi aventi dislocamento a pieno carico ben superiore a quello ammesso – il PRP prevede anche un terminal crociere -, ed in tal senso è da escludere la disposizione sul settore di prolungamento di attività che ammettano la presenza continuativa di persone ed eventuali manufatti all'uopo funzionali.

Interpolando linearmente i dati della Tabella 3.6.IV delle NTC2008– *Forze statiche equivalenti agli urti di imbarcazioni*

Classe imbarcazione	Lunghezza [m]	Massa a pieno carico [t]	Forza $F_{d,x}$ [kN]
Piccola	50	3.000	30.000
Media	100	10.000	80.000
Grande	200	40.000	240.000
Molto grande	300	100.000	460.000

Per $L=160$ m si ricava: $F_{d,x} = 176.000$ kN ed $F_{d,y}=88.000$ kN, che ridotte del 50%, in definitiva si traducono:

$$F_{d,x} = 88.000 \text{ kN}, F_{d,y}=44.000 \text{ kN ed } F_R=35.200 \text{ kN}$$

Nelle verifiche esposte di seguito, si ipotizza che la direzione dell'urto sia ortogonale allo sviluppo del natante.

³ "Navi di progetto", potenzialità di traffico

"Le ipotesi di riferimento considerate circa le caratteristiche delle navi e della movimentazione di mezzi e di merci, nonché le conseguenti potenzialità di traffico al variare delle dimensioni delle navi utilizzate ("piccola", "media" e "grande") sono riportate in Tab. 9.2.1. I dati si riferiscono ad un solo accosto RoRo full cargo.

In sintesi le principali ipotesi sono:

- navi - lunghezza variabile tra 150 e 210 m;
- fondale richiesto: max 9 m;
- capacità di carico: variabile tra 1.100 e 2.200 m;"...

Tiro alla bitta

Il tiro alla bitta T_b , in accordo con quanto indicato dal committente, è posto pari a:

$$T_b = 150 \text{ t}$$

Le bitte saranno disposte in misura di una per cassone.

7. VERIFICHE collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

Nel presente paragrafo, specificamente per ogni settore di realizzazione delle opere contemplate in questo progetto, è indagato il cedimento dell'insieme fondazione terreno per la definizione dello stato limite di danno SLE, ed il carico limite dell'insieme fondazione terreno in condizione di SLU. In dettaglio, la verifica sarà condotta in funzione dello scenario che massimizza le azioni di progetto, in accordo con l'approccio 1 combinazione 2 definito dalle NTC2008.

Nella formulazione generale, Il cedimento della fondazione su sabbie sovraconsolidate è stimata come:

$$w = f_s \times f_1 \times q \times B^{0,7} \times I_c / 3 \quad \text{se } q < \sigma'_{v0}$$

$$w = f_s \times f_1 \times \left(q - \frac{2}{3} \times \sigma'_{v0} \right) \times B^{0,7} \times I_c \quad \text{se } q > \sigma'_{v0}$$

Con:

B è larghezza fondazione,

f_s è il fattore di forma della fondazione:

$$f_s = \left(\frac{1,25 \times L/B}{L/B + 1,25} \right)^2$$

con L lunghezza fondazione.

f_1 fattore di spessore che indica la ripercussione di sollecitazione indotta sull'ammasso con spessore H_s :

$$f_1 = \frac{H_s}{B^{0,763}} \times \left(2 - \frac{H_s}{B^{0,763}} \right)$$

se $H_s > B^{0,763} \Rightarrow f_1 = 1$

q è la sollecitazione trasmessa alla fondazione

I_c è l'indice di compressibilità, che per sabbie molto fini o limose sotto falda vale:

$$I_c = \frac{1,71}{[15 + 0,5 \times (N_{SPT} - 15)]^{1,4}}$$

σ'_{v0} pressione di consolidazione. Infatti, in media, saranno operati scavi fra 1 e 2 m rispetto al fondale.

Il carico limite è definito con la soluzione proposta da BRINCH--HANSEN.

$$q_{lim} = u + q'_{lim}$$

$$= u + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot z_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot d_c \cdot z_c$$

$$+ q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot d_q \cdot z_q$$

Con N_q, N_c, N_γ , fattori di capacità portante

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \varphi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

In dettaglio, con $\varphi=34^\circ$, dedotto dall'introduzione del coefficiente parziale per il parametro geotecnico del terreno (approccio 1 combinazione 2) $\gamma_\varphi= 1,25$ applicato a $\tan \varphi$:

$$\tan \varphi / \gamma_\varphi = \tan 40^\circ / 1,25 \Rightarrow \varphi = 34^\circ$$

Si ottiene: $N_q= 29,44$, $N_c=42,16$, $N_\gamma=41,06$.

Per carichi eccentrici, con eccentricità e_B ed e_L le dimensioni in pianta della fondazione B ed L sono ricondotte a:

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

s_γ, s_c, s_q sono i fattori di forma della fondazione che tengono dell'effetto di bordo, in particolare:

$$s_c = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \varphi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$$

In più, q' è valore di pressione efficace agente in corrispondenza del piano di fondazione cui si riconduce l'effetto di stabilizzazione dell'ammasso posto al contorno della fondazione.

i_γ, i_c, i_q fattori di correzione per inclinazione del carico agente sulla fondazione, nei casi in esame pari ad 1;

b_γ, b_c, b_q fattori di correzione per inclinazione della base della fondazione, nei casi in esame pari ad 1;

g_γ, g_c, g_q fattori di correzione per inclinazione del piano di campagna, in particolare:

$$g_\gamma = g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \omega}$$

Nei casi in esame si pongono uguali ad 1.

d_γ, d_c, d_q fattori di correzione per profondità del piano di posa, in particolare in condizioni drenate adottando la soluzione proposta da VESIC;

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan\varphi \cdot (1 - \sin\varphi)^2 \cdot \frac{D}{B'} \quad \text{se } D \leq B$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan\varphi \cdot (1 - \sin\varphi)^2 \cdot \arctan\frac{D}{B'} \quad \text{se } D > B$$

Con D distanza fra il piano di posa della fondazione ed il fondale

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan\varphi}$$

$$d_v = 1$$

In caso di sisma, per tener conto degli effetti inerziali indotti dal meccanismo dinamico sulla determinazione del q_{lim} , sono introdotti i fattori correttivi z proposti da PAOLUCCI E PECKER:

$$z_v = z_q = \left(1 - \frac{K_h}{\tan\varphi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

Dove K_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Nei casi in esame si è in presenza di terreni incoerenti in condizioni drenate, quindi:

$$c=c'=0$$

$$\varphi=\varphi'$$

Piazzale operativo

Tipo fondazione	Terreno fondazione	Metodo di verifica
flessibile	Sabbia (cfr. sondaggio P11) $N_{SPT}=8$	Burland e Burbridge
IPOTESI SCENARIO DI CARICO		
Il piazzale sarà realizzato da una colmata costituita dal materiale dragato per l'esecuzione del prolungamento della diga di sottoflutto, su cui verrà impostata la struttura di pavimentazione realizzata con piastre di calcestruzzo armato, ciascuna con dimensioni in pianta pari a 5 x 5 ed altezza al finito pari ad h=60 cm e 40 cm di fondazione. Gli elementi strutturali nella condizione più gravosa saranno sollecitati dal sovraccarico q, con scenario in cui q agisca su un singolo elemento, con tale ipotesi i cedimenti differenziali fra piastre adiacenti sono massimi.		

PIAZZALE OPERATIVO SLU			
Azioni permanenti	G1	ammasso riempimento	Si ipotizza che gli strati di pietrame abbiano lo stesso γ_{sat} dell'ammasso di sabbia. $\gamma_{pietrame} \approx 2,1 \text{ t/m}^3$ con vuoti pari al 20% $\Rightarrow \gamma_{sat \text{ pietrame}} \approx 2,3 \text{ t/m}^3$
	G2	Peso pacchetto di pavimentazione corazzata	Posto in media spesso 100 cm con $\gamma_{pavimentazione} \approx 2,4 \text{ t/m}^3$

		comprensiva della fondazione di calcestruzzo	
Azioni variabili	Q1	Sovraccarico	q=6 t/m²

Cedimenti

Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine si considera lo stato limite di danno con coefficienti $\psi=1$:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3}$$

Fondale posto a $h_{medio} = -4,5$ m, N_{SPT} pari ad 8 $\Rightarrow I_c = 0,056$, $B = 5$ m, $L = 5$ m $\Rightarrow f_s = 1$

In definitiva:

FASE 1 - escavazione fondale

$$\sigma'_{v0} = \gamma_w \times h_{medio} + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \times 1,5 = 6,45 \text{ t/m}^2$$

FASE 2 - costruzione colmata fino alla quota +1m r.l.m.m.

$$q_{fase2} = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \times (1,5 + 4,5) + \gamma_{pietrame} \times 1 = 9,9 \text{ t/m}^2$$

FASE 3 - costruzione pacchetto pavimentazione fino alla quota +2m r.l.m.m.

$$q_{fase3} = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \times (1,5 + 4,5) + \gamma_{pietrame} \times 1 + \gamma_{pavimentazione} \times 1 = 12,3 \text{ t/m}^2$$

Cedimenti totali fine costruzione $w_0 = 1,4$ cm

FASE4 - sovraccarico singolo elemento

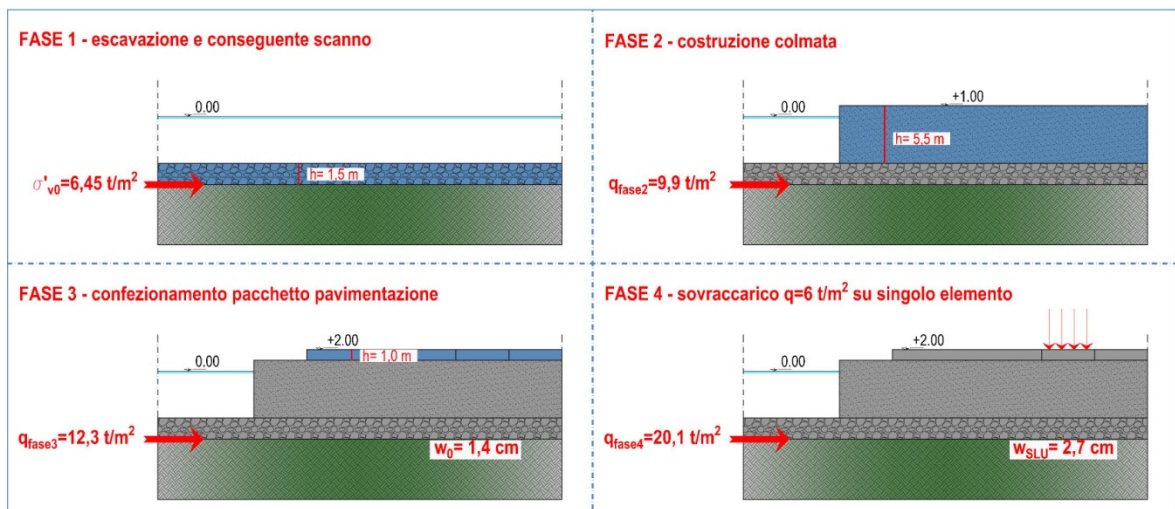
$$q_{fase4} = q_{fase3} + \gamma_{Q1} \times q = 12,3 \text{ t/m}^2 + 1,3 \times 6 \text{ t/m}^2 = 20,1 \text{ t/m}^2$$

Cedimenti totali stato limite ultimo $w_{SLU} = 2,7$ cm

\Rightarrow

Cedimenti differenziali fra elementi adiacenti

$$w_{SLU} - w_0 = 2,7 - 1,4 = 1,3 \text{ cm}$$



Carico limite piazzale SLU

Combinazione fondamentale, per SLU:

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G1} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} = 1 \times G_1 + 1 \times G_2 + 1,3 \times Q_{k1}$$

In questa condizione si sviluppa anche lo scenario più severo per la determinazione del carico limite sul piazzale. Infatti, il carico trasmesso dalla porzione di piazzale B x L = 5x5 m solleciterà il terreno di fondazione, per unità di profondità L, con:

$$E_d = P/L = \gamma_{G1} \cdot \gamma_{pavimentazione} \cdot h_{pavimentazione} \cdot B + \gamma_{G1} \cdot \gamma_{pietrame} \cdot h_{emerso} \cdot B + \gamma' \cdot (h_{immerso} + D) \cdot B + \gamma_q \cdot q \cdot B = 91,9 \text{ t/m}$$

Con:

$$h_{immerso} = 4,5 \text{ m};$$

$$h_{emerso} = 1 \text{ m};$$

$$h_{pavimentazione} = 1 \text{ m};$$

D = 1,5 m profondità di escavazione fondale;

In questa configurazione il carico risulta centrato; infatti, le spinte attive indotte dagli elementi adiacenti sono in equilibrio con quelle prodotte dalla porzione indagata. In definitiva:

$$S_{rilevato} = S_{rilevato \text{ elemento contiguo}}$$

$$S_{pavimentazione} + S_q = S_{pavimentazione \text{ elemento contiguo}} + S_q \text{ elemento contiguo}$$

Ciò implica: B = B'

Per B = B' = 5 m, L = 5m, profondità del dragaggio D = 1,5m < B

$$\Rightarrow s_\gamma = 0,6, s_q = 1,67, d_q = 1,10,$$

e con $q' = \gamma' \cdot D = 1,95 \text{ t/m}^2$ e $u = \gamma_w \cdot (h_{immerso} + D) = 6 \text{ t/m}^2$ si ricava in definitiva;

$$q_{lim} = u + q'_{lim} = u + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q = 154 \text{ t/m}^2$$

$$\text{poiché: } \gamma_R = 1,8 \Rightarrow R_d = B' \cdot q_{lim} / \gamma_R = Q_{ult} / \gamma_R = 426 \text{ t/m}$$

Da cui la verifica, che risulta soddisfatta:

$$R_d / E_d = 4,64 > 1$$

In caso di sisma, la combinazione delle azioni

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Q_{k1} = G_1 + G_2 + 0,8 \times Q_{k1}$$

induce:

$$E_d = P/L = \gamma_{pavimentazione} \cdot h_{pavimentazione} \cdot B + \gamma_{pietrame} \cdot h_{emerso} \cdot B + \gamma' \cdot (h_{immerso} + D) \cdot B + \psi_q \cdot q \cdot B = 76,9 \text{ t/m}$$

Per B = B' = 5 m, L = 5m, profondità del dragaggio D = 1,5 m < B

$$\Rightarrow s_\gamma = 0,6, s_q = 1,67, d_q = 1,10,$$

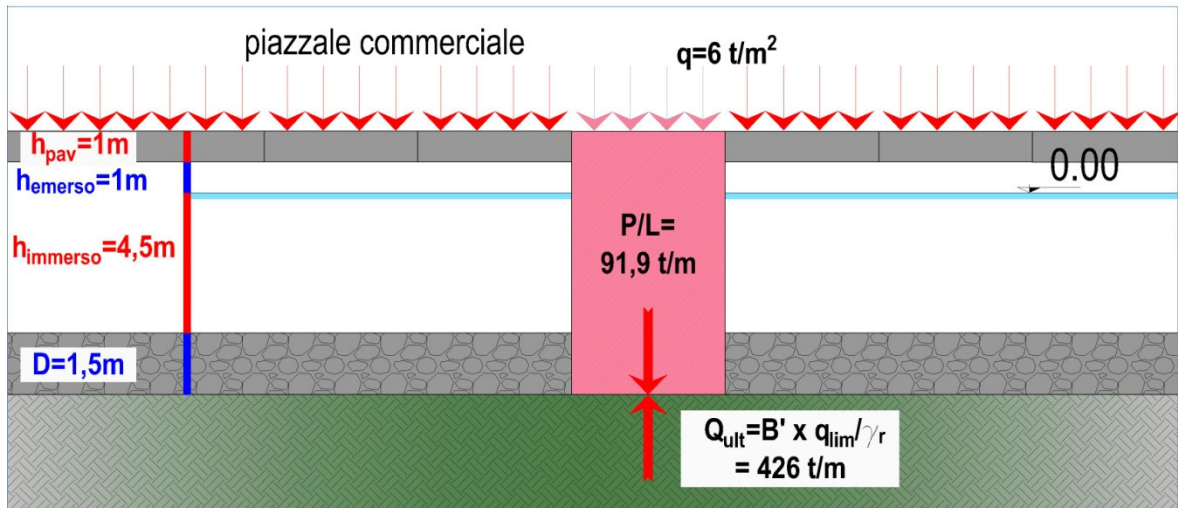
e con $z_\gamma = z_q = 0,954$, $q' = \gamma' \cdot D = 1,95 \text{ t/m}^2$ e $u = \gamma_w \cdot (h_{immerso} + D) = 6 \text{ t/m}^2$ si ricava in definitiva;

$$q_{lim} = u + q'_{lim} = u + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot z_{\gamma} + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot z_q = 147 \text{ t/m}^2$$

poiché: $\gamma_R=1,8 \Rightarrow R_d = B' \cdot q_{lim} / \gamma_R = Q_{ult} / \gamma_R = 408 \text{ t/m}$

Da cui la verifica, che risulta soddisfatta:

$$R_d / E_d = 5,30 > 1$$



Piazzale operativo opera di protezione e massiccio

Tipo fondazione	Terreno fondazione	Metodo di verifica
flessibile	Sabbia (cfr. sondaggio P11)	Burland e Burbridge

IPOTESI SCENARIO DI CARICO

In corrispondenza dell'opera a gettata di protezione del piazzale, e del relativo massiccio corredato da muro paraonde, è previsto il carico di esercizio $q=6 \text{ t/m}^2$. Si prevede di confezionare il massiccio ed il muro, definendo giunti posti ogni 15 m.. Gli elementi strutturali nella condizione più gravosa saranno sollecitati dal sovraccarico q , con scenario in cui q agisca su un singolo elemento, con tale ipotesi i cedimenti differenziali sono massimi.

PIAZZALE OPERATIVO SLU			
Azioni permanenti	G1	Opera a gettata	Si ipotizza per gli strati di pietrame: $\gamma_{\text{pietrame}} \approx 2,1 \text{ t/m}^3$ con vuoti pari al 20% $\Rightarrow \gamma_{\text{sat pietrame}} \approx 2,3 \text{ t/m}^3$. Per lo strato di transizione di II categoria si ipotizzano $\gamma_{\text{II cat}} \approx 1,8 \text{ t/m}^3$ vuoti del 25% $\Rightarrow \gamma_{\text{sat II cat}} \approx 2,15 \text{ t/m}^3$
	G2	Massiccio	spesso 1,7 m con $\gamma_{\text{massiccio}} \approx 2,3 \text{ t/m}^3$
Azioni variabili	Q1	Sovraccarico	$q=6 \text{ t/m}^2$

Cedimenti

Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine si considera lo stato limite di danno con coefficienti $\psi=1$:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3}$$

Fondale posto a $h_{medio} = -4,5$ m, $I_c = 0,056$, $B = 7,5$ m, $L = 15$ m $\Rightarrow f_s = 0,59$

FASE 1 – escavazione fondale

$$\sigma'_{v0} = \gamma_w \times h_{medio} + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \times 1,5 = 6,45 \text{ t/m}^2$$

FASE 2 – costruzione opera a gettata fino alla quota +0,3m r.l.m.m.

$$q_{fase2} = (\gamma_{sat\text{pietrame}} - \gamma_w) \times (1,5 + 2,7) + (\gamma_{sat\text{llcat}} - \gamma_w) \times 1,8 + \gamma_{llcat} \times 0,3 = 8,07 \text{ t/m}^2$$

FASE 3 – costruzione massiccio fino alla quota +2m r.l.m.m.

$$q_{fase3} = (\gamma_{sat\text{pietrame}} - \gamma_w) \times (1,5 + 2,7) + (\gamma_{sat\text{llcat}} - \gamma_w) \times 1,8 + \gamma_{llcat} \times 0,3 + \gamma_{massiccio} \times 1,7 = 11,98 \text{ t/m}^2$$

Cedimenti totali fine costruzione $w_0 = 1,04$ cm

FASE4 – sovraccarico singolo elemento

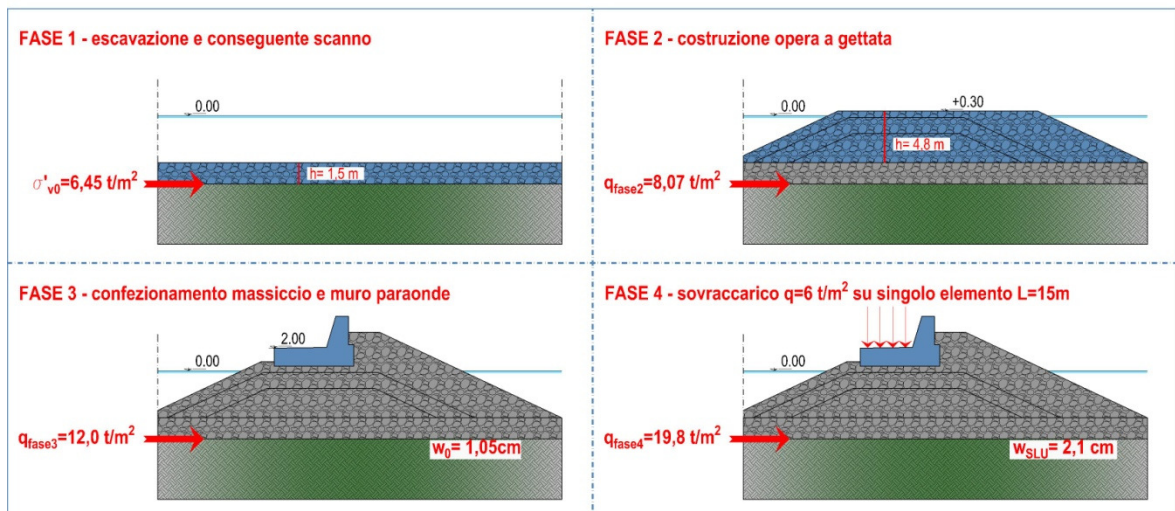
$$q_{fase4} = q_{fase3} + \gamma_{Q1} \times q = 12,63 \text{ t/m}^2 + 1,3 \times 6 \text{ t/m}^2 = 19,78 \text{ t/m}^2$$

Cedimenti totali stato limite ultimo $w_{SLU} = 2,1$ cm

\Rightarrow

Cedimenti differenziali fra elementi adiacenti

$$w_{SLU} - w_0 = 2,1 - 1,04 = 1,05 \text{ cm}$$



Carico limite

Combinazione fondamentale, per SLU:

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} = 1 \times G_1 + 1 \times G_2 + 1,3 \times Q_{k1}$$

In questa condizione si sviluppa anche lo scenario più severo per la determinazione del carico limite sull'opera di difesa del piazzale. Infatti, il carico trasmesso dalla

porzione di piazzale $B \times L = 7,5 \times 15$ m solleciterà il terreno di fondazione, per unità di profondità L , con:

$$E_d = P/L = \gamma_{G1} \cdot \gamma_{massiccio} \cdot h_{massiccio} \cdot B + \gamma_{G1} \cdot \gamma_{pietrame} \cdot h_{emerso} \cdot B + \gamma' \cdot (h_{immerso} + D) \cdot B + \gamma_q \cdot q \cdot B \approx 139 \text{ t/m}$$

Dove si è assimilato il carico trasmesso dal muro paraonde a q

Con:

$$h_{immerso} = 4,5 \text{ m};$$

$$h_{emerso} = 0,3 \text{ m};$$

$$h_{massiccio} = 1,7 \text{ m}$$

$$D = 1,5 \text{ m profondità di escavazione fondale};$$

In questa configurazione il carico risulta centrato; infatti, le spinte attive indotte dai settori contigui sono in equilibrio con quelle prodotte dalla porzione indagata. Ciò implica: $B = B'$

Per $B = B' = 7,5$ m, $L = 15$ m, profondità del dragaggio $D = 1,5$ m $< B$

$$\Rightarrow s_\gamma = 0,8, s_q = 1,33, d_q = 1,06,$$

e con $q' = \gamma' \cdot D = 1,95 \text{ t/m}^2$ e $u = \gamma_w \cdot (h_{immerso} + D) = 6 \text{ t/m}^2$ si ricava in definitiva;

$$q_{lim} = u + q'_{lim} = u + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q = 199 \text{ t/m}^2$$

$$\text{poiché: } \gamma_R = 1,8 \Rightarrow R_d = B' \cdot q_{lim} / \gamma_R = Q_{ult} / \gamma_R = 831 \text{ t/m}$$

Da cui la verifica, che risulta soddisfatta:

$$R_d / E_d = 6 > 1$$

In caso di sisma, la combinazione delle azioni

$$\mathbf{E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Q_{k1} = G_1 + G_2 + 0,8 \times Q_{k1}}$$

induce:

$$E_d = P/L = \gamma_{massiccio} \cdot h_{massiccio} \cdot B + \gamma_{pietrame} \cdot h_{emerso} \cdot B + \gamma' \cdot (h_{immerso} + D) \cdot B + \psi_q \cdot q \cdot B \approx 120 \text{ t/m}$$

Per $B = B' = 7,5$ m, $L = 15$ m, profondità del dragaggio $D = 2$ m $< B$

$$\Rightarrow s_\gamma = 0,8, s_q = 1,33, d_q = 1,06,$$

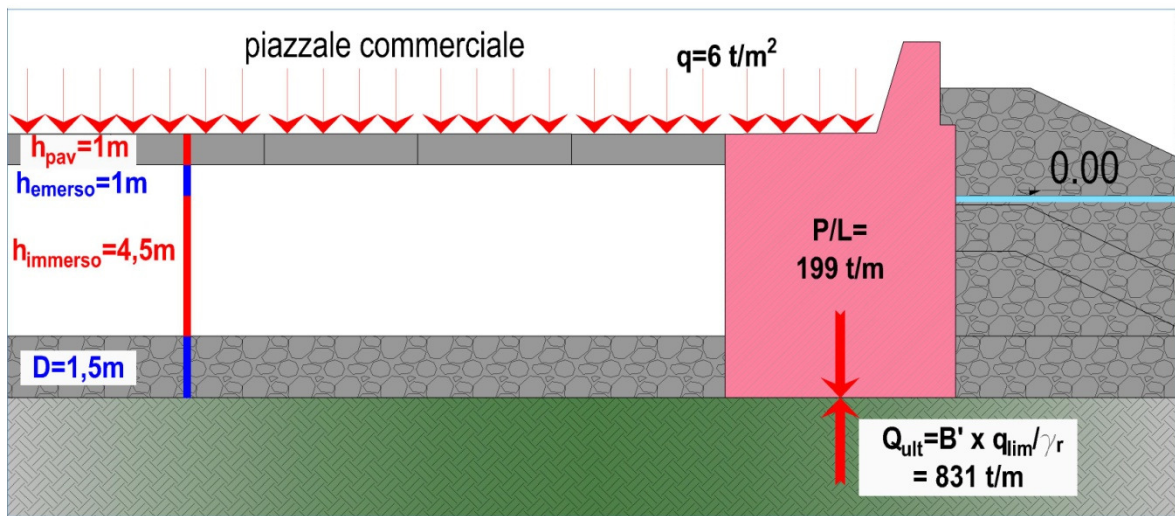
e con $z_\gamma = z_q = 0,954$, $q' = \gamma' \cdot D = 1,95 \text{ t/m}^2$ e $u = \gamma_w \cdot (h_{immerso} + D) = 6 \text{ t/m}^2$ si ricava in definitiva;

$$q_{lim} = u + q'_{lim} = u + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot z_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot z_q = 191 \text{ t/m}^2$$

$$\text{poiché: } \gamma_R = 1,8 \Rightarrow R_d = B' \cdot q_{lim} / \gamma_R = Q_{ult} / \gamma_R = 795 \text{ t/m}$$

Da cui la verifica, che risulta soddisfatta:

$$R_d/E_d = 6,8 > 1$$



Piazzale operativo muro di sponda posto in radice

Tipo fondazione	Terreno fondazione	Metodo di verifica
rigida	Sabbia (cfr. sondaggio P11)	Burland e Burbridge
IPOTESI SCENARIO DI CARICO		
In corrispondenza della radice del piazzale, si prevede di delimitare l'opera con un muro di sponda, inibito, per ragioni di sicurezza, alla fruizione commerciale, in ogni caso si prevede un carico di esercizio $q=1 \text{ t/m}^2$. Si prevede di confezionare il muro, definendo elementi di calcestruzzo con dimensioni in pianta $3,5 \times 3 \text{ m}$. Gli elementi strutturali nella condizione più gravosa saranno sollecitati dal sovraccarico q , con scenario in cui q agisca su un singolo elemento, con tale ipotesi i cedimenti differenziali sono massimi.		

Combinazione fondamentale, per SLU:

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G4} \times G_4 + \gamma_Q \times Q_{k1} = 1 \times G_1 + 1 \times G_2 + 1,3 \times Q_{k1}$$

PIAZZALE OPERATIVO SLU			
Azioni permanenti	G1	Scanno imbasamento $h_{\text{scanno}}=2,0 \text{ m}$	Si ipotizza per lo scanno di pietrame: $\gamma_{\text{pietrame}} \approx 2,1 \text{ t/m}^3$ con vuoti pari al 20% $\Rightarrow \gamma_{\text{sat pietrame}} \approx 2,3 \text{ t/m}^3$.
	G4	Muro di sponda	$\gamma_{\text{muro}} \approx 2,3 \text{ t/m}^3$
Azioni variabili	Q5	Sovraccarico	$q=1 \text{ t/m}^2$

Cedimenti

Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine si considera lo stato limite di danno con coefficienti $\psi=1$:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3}$$

Fondale posto a $h_{medio} = -1,5$ m, $I_c = 0,056$, $B = 3$ m, $L = 5$ m $\Rightarrow f_s = 0,51$

FASE 1 – escavazione fondale

$$\sigma'_{v0} = \gamma_w \times h_{medio} + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \times 2 = 4,1 \text{ t/m}^2$$

FASE 2 – costruzione imbasamento fino a -1,5m r.l.m.m.

$$q_{fase2} = \gamma_w \times h_{medio} + (\gamma_{sat\text{pietrame}} - \gamma_w) \times 2 = 4,1 \text{ t/m}^2$$

FASE 3 – costruzione muro di sponda fino alla quota +2,3 m r.l.m.m.

$$q_{fase3} = (\gamma_{sat\text{pietrame}} - \gamma_w) \times 2 + \gamma_{muro} \times (2,3 + 1,5) - \gamma_w \times h_{medio} = 9,84 \text{ t/m}^2$$

Cedimenti totali fine costruzione $w_0 = 0,4$ cm

FASE4 – sovraccarico singolo elemento

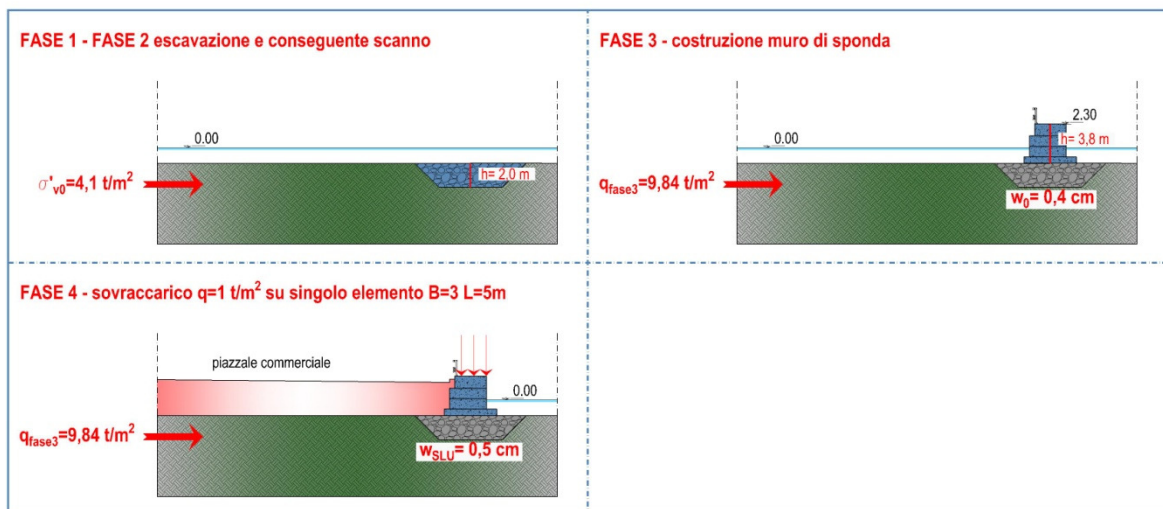
$$q_{fase4} = q_{fase3} + \gamma_{Q5} \times q = 9,84 \text{ t/m}^2 + 1,3 \times 1 \text{ t/m}^2 = 11,14 \text{ t/m}^2$$

Cedimenti totali stato limite ultimo $w_{SLU} = 0,5$ cm

\Rightarrow

Cedimenti differenziali fra elementi adiacenti

$$w_{SLU} - w_0 = 0,5 - 0,4 = 0,1 \text{ cm}$$



Carico limite

Combinazione fondamentale, per SLU:

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G4} \times G_4 + \gamma_Q \times Q_{k1} = 1 \times G_1 + 1 \times G_2 + 1,3 \times Q_{k1}$$

Il muro con sviluppo di ogni singolo blocco pari ad $L = 3$ m, sarà sollecitato dalla spinta indotta dalla colmata, dal pacchetto di pavimentazione e dal carico agente sul piazzale commerciale. La verifica di seguito esposta, inoltre, è condotta in corrispondenza della porzione di muro con quota del fondale massima per cui si ha: $h_{immerso} = 2,5$ m.

Le spinte indotte dal piazzale valgono:

$$S_{rilevato} = k_a \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_{G2} \cdot (\gamma_{pietrame} \cdot h_{emerso}^2 + (2 \cdot \gamma_{pietrame} \cdot h_{emerso} + \gamma' \cdot h_{immerso}) \cdot h_{immerso}) = 3,5 \text{ t/m}$$

con punto di applicazione: $H_{Sril} = 1,28$ m dal piano del fondale

$$S_{pavimentazione} + S_q = k_a \cdot (\gamma_{G1} \cdot \gamma_{pavimentazione} \cdot h_{pavimentazione} + \gamma_q \cdot q_1) \cdot (h_{emerso} + h_{immerso}) = 10 \text{ t/m}$$

con punto di applicazione: $H_{Spav} = \frac{h_{emerso} + h_{immerso}}{2} = 1,75 \text{ m}$ dal piano del fondale

Dove:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{34^\circ}{2} \right) = 0,28$$

$$\gamma' = \gamma_{satsabbia} - \gamma_w = 1,03 \text{ t/m}^3 ; \gamma_{pietrame} = 2,1 \text{ t/m}^3$$

$h_{immerso} = 2,5 \text{ m}$ in corrispondenza del settore di piazzale, definito dal muro, con quota del fondale massima.

$$h_{emerso} = 1$$

$$h_{pavimentazione} = 1 \text{ m}$$

il peso per unità di profondità L della porzione di piazzale $B \times L = 5 \times 3 \text{ m}$ è pari:

$$E_d = \frac{P}{L} = \gamma_{G1} \cdot (\gamma_{muro} \cdot a_{muro} - \gamma_w \cdot a_{muroimmersa} + \gamma' \cdot D \cdot B) + \gamma_q \cdot q_5 \cdot B \approx 45,6 \text{ t/m}$$

Tale che, introducendo il coefficiente γ_{G2} in quanto l'effetto della spinta è sfavorevole:

$$e = \gamma_{G2} \cdot S_{rilevato} \cdot H_{Sril} + (S_{pavimentazione} + S_q) \cdot H_{Spav} / \frac{P}{L} = 0,51 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow B' = B - 2 \cdot e = 5 - 2 \cdot 0,51 = 3,98 \text{ m}$$

Per $B' = 3,98 \text{ m}$, $L = 5 \text{ m}$, $D = 2 \text{ m} < B$ profondità del dragaggio $\Rightarrow s_\gamma = 0,47$, $s_q = 1,89$, $d_q = 1,13$, e con $q' = \gamma' \cdot D = 2,06 \text{ t/m}^2$ e $u = \gamma_w \cdot (h_{immerso} + D) = 4,5 \text{ t/m}^2$ si ricava in definitiva;

$$q_{lim} = u + q'_{lim} = u + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q = 176 \text{ t/m}^2$$

$$\text{poiché: } \gamma_R = 1,8 \Rightarrow R_d = \frac{B' \cdot q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{Q_{ult}}{\gamma_R} = 389 \text{ t/m}$$

Da cui la verifica, che risulta soddisfatta:

$$R_d / E_d = 8,5 > 1$$

In caso di sisma, la combinazione delle azioni

$$\mathbf{E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Q_{k1} = G_1 + G_2 + 0,8 \times Q_{k1}}$$

induce:

$$E_d = \frac{P}{L} = \gamma_{muro} \cdot a_{muro} - \gamma_w \cdot a_{muroimmersa} + \gamma' \cdot D \cdot B + \psi_q \cdot q_5 \cdot B \approx 43,1 \text{ t/m}$$

Le spinte indotte dal piazzale valgono:

$$S_{rilevato} = k_{asisma} \cdot (1 - k_v) \cdot \frac{1}{2} \cdot (\gamma_{pietrame} \cdot h_{emerso}^2 + (2 \cdot \gamma_{pietrame} \cdot h_{emerso} + \gamma' \cdot h_{immerso}) \cdot h_{immerso}) = 2,8 \text{ t/m}$$

con punto di applicazione: $H_{Sril} = 1,23 \text{ m}$ dal piano del fondale

Il prolungamento sarà definito con un'opera a parete verticale realizzata con cassoni cellulari, con dimensione in pianta pari a 12,7 x 19,75 m, con B alla base pari a 16,7 m. Il fusto del cassone sarà alto 12 m, ed in configurazione definitiva emergerà fino alla quota +0,50 m s.l.m.m., la quota di imbasamento risulterà pertanto posta a -11,5 m s.l.m.m., con scanno di imbasamento con potenza pari a 2,5 m. Tale disposizione discende dalle previsioni di PRP che prevedono, per il settore di porto di pertinenza, fondali posti a -10,0 m s.l.m.m. In accordo con tale previsione operativa, in questo momento progettuale è prevista l'operazione di dragaggio dei fondali in corrispondenza della porzione di area portuale ove insisterà l'opera di protezione con funzione di accosto. La diga, in condizioni di esercizio dovrà garantire standard operativi con carichi $q=6 \text{ t/m}^2$, con piano al finito posto a +2,0 m s.l.m.m., corredato da muro paraonde alto 3 m. Gli elementi strutturali nella condizione più gravosa saranno sollecitati dal sovraccarico q , con scenario in cui q agisca su un singolo cassone, con tale ipotesi i cedimenti differenziali fra cassoni adiacenti sono massimi.

SETTORE PROLUNGAMENTO DIGA SLU			
Azioni permanenti	G1	Scanno imbasamento $h_{\text{scanno}}=2,5 \text{ m}$	Si ipotizza per lo scanno di pietrame: $\gamma_{\text{pietrame}} \approx 2,1 \text{ t/m}^3$ con vuoti pari al 20% $\Rightarrow \gamma_{\text{sat pietrame}} \approx 2,3 \text{ t/m}^3$.
	G7	peso cassone cellulare in configurazione definitiva (riempito)	$\gamma_{\text{cassone}} \approx 2,3 \text{ t/m}^3$
Azioni variabili	Q1	Sovraccarico	$q=6 \text{ t/m}^2$

Cedimenti

Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine si considera lo stato limite di danno con coefficienti $\psi=1$:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3}$$

Fondale posto a $h_{\text{medio}} = -8,0 \text{ m}$, quota imbasamento cassone $h^* = -11,5 \text{ m}$, bonifica pietrame 1 m, $I_c = 0,068$, $B = 15,7 \text{ m}$, $L = 19,75 \text{ m} \Rightarrow f_s = 0,39$

FASE 1 - escavazione fondale

$$\sigma'_{v0} = \gamma_w \times h_{\text{medio}} + (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \times (h^* - h_{\text{medio}} + 1) = 13,85 \text{ t/m}^2$$

FASE 2 - costruzione imbasamento fino a -11,5m r.l.m.m.

$$q_{\text{fase2}} = \gamma_w \times h^* + (\gamma_{\text{sat pietrame}} - \gamma_w) \times 2 = 12,8 \text{ t/m}^2$$

FASE 3 - affondamento cassone, riempimento e sovrastruttura fino alla quota +2,0 m r.l.m.m.

$$q_{\text{fase3}} = (\gamma_{\text{sat pietrame}} - \gamma_w) \times 1 + \gamma_{\text{muro}} \times (11,5 + 1,5) - \gamma_w \times h^* = 21,5 \text{ t/m}^2$$

Cedimenti totali fine costruzione $w_0 = 2,2 \text{ cm}$

FASE4 - sovraccarico singolo elemento

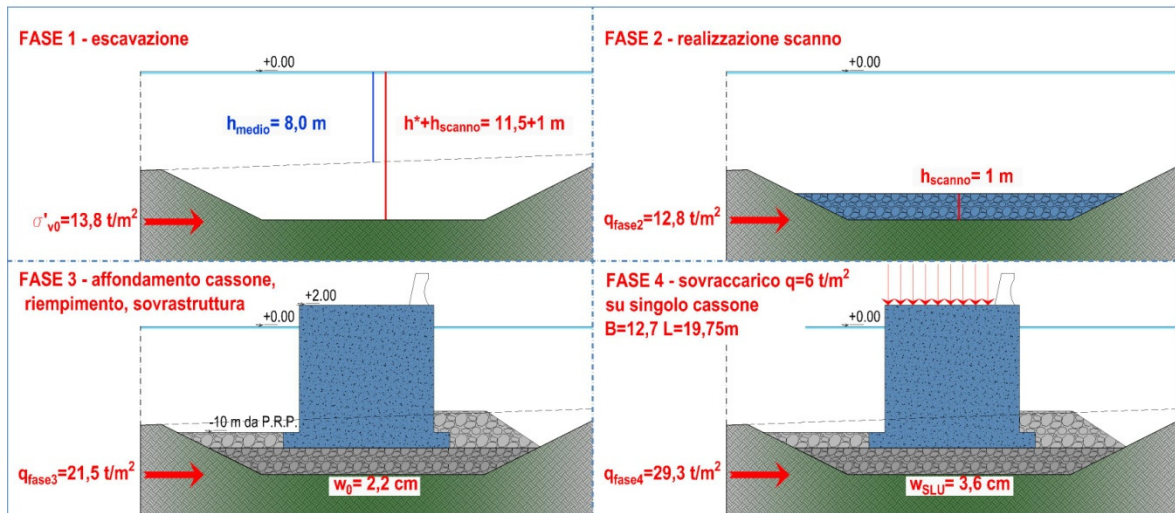
$$q_{\text{fase4}} = q_{\text{fase3}} + \gamma_{Q1} \times q = 21,5 \text{ t/m}^2 + 1,3 \times 6 \text{ t/m}^2 = 29,3 \text{ t/m}^2$$

Cedimenti totali stato limite ultimo $w_{SLU} = 3,6 \text{ cm}$

⇒

Cedimenti differenziali fra elementi adiacenti

$$w_{SLU} - w_0 = 3,6 - 2,2 = 1,4 \text{ cm}$$



Carico limite

$$A + G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Q_{k1} = G_1 + G_2 + 0 \times Q_{k1}$$

Lo scenario più severo è determinato nella configurazione di carico eccezionale indotto dall'urto da imbarcazione. Più in dettaglio la forza d'urto $F_{d,y} = 44.000 \text{ kN}$, si ipotizza che agisca su due elementi cassone contigui, in corrispondenza della quota del ciglio banchina posta a $+2,0 \text{ m r.l.m.m.}$ quindi, $F_{d,y} = 22.000 \text{ kN}$. Il carico trasmesso dal cassone $B \times L = 15,7 \times 20 \text{ m}$ solleciterà il terreno di fondazione, per unità di sviluppo longitudinale del cassone L , con:

$$E_d = P/L = \gamma_{G1} \cdot (\gamma_{cassone} \cdot a_{cassone} - \gamma_w \cdot a_{cassoneimmersa}) \approx 254 \text{ t/m}$$

Non si è considerato il carico q poiché favorevole.

Con $h_{immerso} = 11,5 \text{ m}$, $h_{emerso} = 2 \text{ m}$, $D = 1 \text{ m}$ profondità di escavazione fondale, $b_F = 13,5 \text{ m}$ braccio forza urto rispetto al piede del cassone, risulta:

$$e = \frac{F_d \cdot b_F}{P/L} = 584 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow B' = B - 2 \cdot e = 15,7 - 2 \cdot 5,84 = 4,02 \text{ m}$$

Per $B' = 4,03 \text{ m}$, $L = 20 \text{ m}$, profondità del dragaggio $D = 2 \text{ m} < B$

$$\Rightarrow s_\gamma = 0,9, s_q = 1,13, d_q = 1,13,$$

e con $q' = \gamma' \cdot D = 1,95 \text{ t/m}^2$ e $u = \gamma_w \cdot (h_{immerso} + D) = 12,5 \text{ t/m}^2$ si ricava in definitiva;

$$q_{lim} = u + q'_{lim} = u + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q = 130 \text{ t/m}^2$$

$$\text{poiché: } \gamma_R = 1,8 \Rightarrow R_d = \frac{B' \cdot q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{Q_{ult}}{\gamma_R} = 291 \text{ t/m}$$

Da cui la verifica, che risulta soddisfatta:

$$R_d/E_d = 1,15 > 1$$

Combinazione fondamentale, per SLU:

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G7} \times G_7 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1}$$

La verifica a SLU è condotta considerando lo stress massimo prodotto dall'onda che induce:

$$E_d = P/L = \gamma_{cassone} \cdot a_{cassone} - \gamma_w \cdot a_{cassoneimmersa} \approx 254 \text{ t/m}$$

Non si è considerato il carico q poiché favorevole.

La spinta idrodinamica E_w in caso di SLU produce un momento per metro di cassone pari a:

$$M_{E_w} = F_h \cdot b_h + F_u \cdot b_u = 105 \text{ t} \cdot 6,66 + 35,68 \cdot (B - 5,23) = 1073 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

Da cui

$$e = M_{E_w} / P/L = 422 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow B' = B - 2 \cdot e = 15,7 - 2 \cdot 4,22 = 7,25 \text{ m}$$

Per $B' = 7,25 \text{ m}$, $L=20\text{m}$, profondità del dragaggio $D=1\text{m} < B$

$$\Rightarrow s_\gamma=0,85, s_q=1,25, d_q=1,07,$$

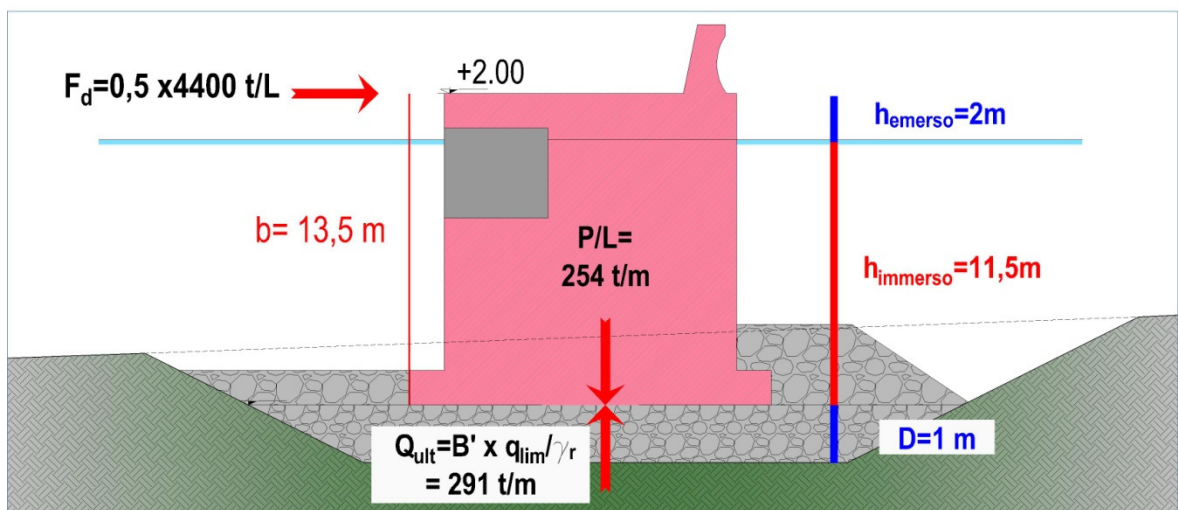
e con $z_\gamma=z_q=0,954$, $q' = \gamma' \cdot D = 1,95 \text{ t/m}^2$ e $u = \gamma_w \cdot (h_{immerso} + D) = 12,5 \text{ t/m}^2$ si ricava in definitiva;

$$q_{lim} = u + q'_{lim} = u + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot z_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot z_q = 177 \text{ t/m}^2$$

poiché: $\gamma_R=1,8 \Rightarrow R_d = B' \cdot q_{lim} / \gamma_R = Q_{ult} / \gamma_R = 715 \text{ t/m}$

Da cui la verifica, che risulta soddisfatta:

$$R_d/E_d = 2,16 > 1$$



Muro di sponda banchina turistica

Tipo fondazione	Terreno fondazione	Metodo di verifica
rigida	Sabbia (cfr. sondaggio P11)	Burland e Burbridge

IPOTESI SCENARIO DI CARICO

In corrispondenza della rettifica della banchina turistica, si prevede di delimitare l'opera con un muro di sponda, con standard di carico di esercizio dedicato alla fruizione turistica pari a $q = 2 \text{ t/m}^2$, e quota al finito posta a +1,3 m s.l.m.m. Si prevede di confezionare il muro, definendo elementi di calcestruzzo con dimensioni in pianta $3 \times 3 \text{ m}$. Gli elementi strutturali nella condizione più gravosa saranno sollecitati dal sovraccarico q , con scenario in cui q agisca su un singolo elemento, con tale ipotesi i cedimenti differenziali sono massimi.

SETTORE BANCHINA TURISTICA SLU

Azioni permanenti	G1	Scanno imbasamento $h_{\text{scanno}} = 2,0 \text{ m}$	Si ipotizza per lo scanno di pietrame: $\gamma_{\text{pietrame}} \approx 2,1 \text{ t/m}^3$ con vuoti pari al 20% $\Rightarrow \gamma_{\text{sat pietrame}} \approx 2,3 \text{ t/m}^3$.
	G10	Muro di sponda	$\gamma_{\text{muro}} \approx 2,3 \text{ t/m}^3$
Azioni variabili	Q4	Sovraccarico	$q = 2 \text{ t/m}^2$

SETTORE BANCHINA TURISTICA SLU

SETTORE BANCHINA TURISTICA SLU			coefficienti
Azioni permanenti	G9	Spinta ammasso riempimento	
	G10	Peso muro di sponda calcestruzzo in configurazione definitiva (secondo le previsioni di PRP)	
Azioni variabili	Q4	Sovraccarico $q = 2 \text{ t/m}^2$	$\gamma_{Q1} = 1,3, \Psi_{01} = 1$

Cedimenti

Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine si considera lo stato limite di danno con coefficienti $\psi = 1$:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3}$$

Fondale posto a $h_{\text{medio}} = -4,5 \text{ m}$, $I_c = 0,056$, $B = 3 \text{ m}$, $L = 5 \text{ m} \Rightarrow f_s = 0,51$

FASE 1 – escavazione fondale

$$\sigma'_{v0} = \gamma_w \times h_{\text{medio}} + (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \times 2 = 7,1 \text{ t/m}^2$$

FASE 2 – costruzione imbasamento fino a -4,5m r.l.m.m.

$$q_{\text{fase2}} = \gamma_w \times h_{\text{medio}} + (\gamma_{\text{sat pietrame}} - \gamma_w) \times 2 = 7,1 \text{ t/m}^2$$

FASE 3 – costruzione muro di sponda fino alla quota +1,3 m r.l.m.m.

$$q_{\text{fase3}} = (\gamma_{\text{sat pietrame}} - \gamma_w) \times 2 + \gamma_{\text{muro}} \times (4,5 + 1,3) - \gamma_w \times h_{\text{medio}} = 11,4 \text{ t/m}^2$$

Cedimenti totali fine costruzione $w_0 = 0,4 \text{ cm}$

FASE4 – sovraccarico singolo elemento

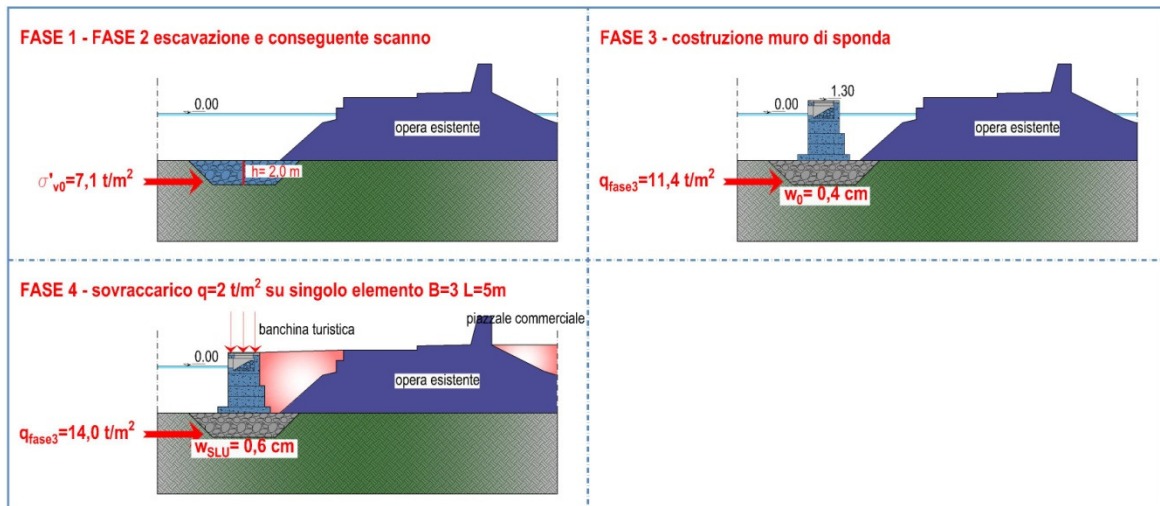
$$q_{\text{fase4}} = q_{\text{fase3}} + \gamma_{Q4} \times q = 11,4 \text{ t/m}^2 + 1,3 \times 1 \text{ t/m}^2 = 14,0 \text{ t/m}^2$$

Cedimenti totali stato limite ultimo $w_{SLU} = 0,6 \text{ cm}$

⇒

Cedimenti differenziali fra elementi adiacenti

$$w_{SLU} - w_0 = 0,6 - 0,4 = 0,2 \text{ cm}$$



Carico limite

Combinazione fondamentale, per SLU:

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G10} \times G_{10} + \gamma_{Q4} \times Q_{k4}$$

Il muro con sviluppo di ogni singolo blocco pari ad $L = 3 \text{ m}$, sarà sollecitato dalla spinta indotta dal riempimento, dal pacchetto di pavimentazione e dal carico agente sulla banchina turistica. La verifica di seguito esposta, inoltre, è condotta in corrispondenza della porzione di muro con quota del fondale massima per cui si ha: $h_{immerso} = 4,5 \text{ m}$.

Le spinte indotte dal riempimento valgono:

$$S_{riempimento} = k_a \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_{G1} \cdot (\gamma_{pietrame} \cdot h_{emerso}^2 + (2 \cdot \gamma_{pietrame} \cdot h_{emerso} + \gamma' \cdot h_{immerso}) \cdot h_{immerso}) = 4,9 \text{ t/m}$$

con punto di applicazione: $H_{Sril} = 1,68 \text{ m}$ dal piano del fondale

$$S_{pavimentazione} + S_q = k_a \cdot (\gamma_{G1} \cdot \gamma_{pavimentazione} \cdot h_{pavimentazione} + \gamma_q \cdot q_4) \cdot (h_{emerso} + h_{immerso}) = 6,6 \text{ t/m}$$

con punto di applicazione: $H_{Spav} = \frac{h_{emerso} + h_{immerso}}{2} = 2,4 \text{ m}$ dal piano del

fondale

Dove:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{34^\circ}{2} \right) = 0,28$$

$$\gamma' = \gamma_{satsabbia} - \gamma_w = 1,03 \text{ t/m}^3 ; \gamma_{pietrame} = 2,1 \text{ t/m}^3$$

$h_{immerso} = 4,5 \text{ m}$ in corrispondenza del settore di banchina turistica, definito dal muro, con quota del fondale massima.

$h_{\text{emerso}} = 0,3 \text{ m}$

$h_{\text{pavimentazione}} = 1 \text{ m}$

il peso per unità di profondità L della porzione di piazzale $B \times L = 5 \times 3 \text{ m}$ è pari:

$$E_d = P/L = \gamma_{G1} \cdot (\gamma_{\text{muro}} \cdot a_{\text{muro}} - \gamma_w \cdot a_{\text{muroimmersa}} + \gamma' \cdot D \cdot B) + \gamma_q \cdot q_5 \cdot B \\ \approx 46 \text{ t/m}$$

Tale che, introducendo il coefficiente γ_{G2} in quanto l'effetto della spinta è sfavorevole:

$$e = \gamma_{G2} \cdot S_{\text{rilevato}} \cdot H_{\text{Sril}} + (S_{\text{pavimentazione}} + S_q) \cdot H_{\text{Spav}} / P/L = 0,58 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow B' = B - 2 \cdot e = 5 - 2 \cdot 0,58 = 3,84 \text{ m}$$

Per $B' = 3,10 \text{ m}$, $L = 5 \text{ m}$, $D = 2 \text{ m} < B$ profondità del dragaggio $\Rightarrow s_\gamma = 0,49$, $s_q = 1,86$, $d_q = 1,13$, e con $q' = \gamma' \cdot D = 2,06 \text{ t/m}^2$ e $u = \gamma_w \cdot (h_{\text{immerso}} + D) = 6,5 \text{ t/m}^2$ si ricava in definitiva;

$$q_{\text{lim}} = u + q'_{\text{lim}} = u + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q = 176 \text{ t/m}^2$$

$$\text{poiché: } \gamma_R = 1,8 \Rightarrow R_d = B' \cdot q_{\text{lim}} / \gamma_R = Q_{\text{ult}} / \gamma_R = 376 \text{ t/m}$$

Da cui la verifica, che risulta soddisfatta:

$$R_d / E_d = 8,2 > 1$$

In caso di sisma, la combinazione delle azioni

$$\mathbf{E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Q_{k1} = G_1 + G_2 + 0,8 \times Q_{k1}}$$

induce:

$$E_d = P/L = \gamma_{\text{muro}} \cdot a_{\text{muro}} - \gamma_w \cdot a_{\text{muroimmersa}} + \gamma' \cdot D \cdot B + \psi_q \cdot q_4 \cdot B \approx 41 \text{ t/m}$$

Le spinte indotte dal piazzale valgono:

$$S_{\text{riempimento}} = k_{\text{asisma}} \cdot (1 - k_v) \cdot \frac{1}{2} \cdot (\gamma_{\text{pietrame}} \cdot h_{\text{emerso}}^2 + (2 \cdot \gamma_{\text{pietrame}} \cdot h_{\text{emerso}} + \gamma' \cdot h_{\text{immerso}}) \cdot h_{\text{immerso}}) = 3,95 \text{ t/m}$$

con punto di applicazione: $H_{\text{Sril}} = 1,60 \text{ m}$ dal piano del fondale

$$S_{\text{pavimentazione}} + S_q = k_{\text{asisma}} \cdot (1 - k_v) \cdot (\gamma_{\text{pavimentazione}} \cdot h_{\text{pavimentazione}} + \psi_q \cdot q_4) \cdot (h_{\text{emerso}} + h_{\text{immerso}}) = 5,5 \text{ t/m}$$

$$\text{con punto di applicazione: } H_{\text{Spav}} = \frac{h_{\text{emerso}} + h_{\text{immerso}}}{2} = 2,4 \text{ m}$$
 dal piano del

fondale

Dove:

$$K_{\text{asisma}} = 0,301 \text{ e } K_v = 0,042$$

$$\gamma' = \gamma_{\text{satsabbia}} - \gamma_w = 1,03 \text{ t/m}^3 ; \gamma_{\text{pietrame}} = 2,1 \text{ t/m}^3$$

$$e = S_{rilevato} \cdot H_{Sril} + (S_{pavimentazione} + S_q) \cdot H_{Spav} / P/L = 0,48 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow B' = B - 2 \cdot e = 5 - 2 \cdot 0,55 = 4,04 \text{ m}$$

Le spinte

Per $B = B' = 4,04 \text{ m}$, $L = 3 \text{ m}$, profondità del dragaggio $D = 2 \text{ m} < B$

$$\Rightarrow s_\gamma = 0,46, s_q = 1,91, d_q = 1,13,$$

$$\text{e con } z_\gamma = z_q = 0,954, q' = \gamma' \cdot D = 2,06 \text{ t/m}^2 \text{ e } u = \gamma_w \cdot (h_{immerso} + D) = 6,5 \text{ t/m}^2$$

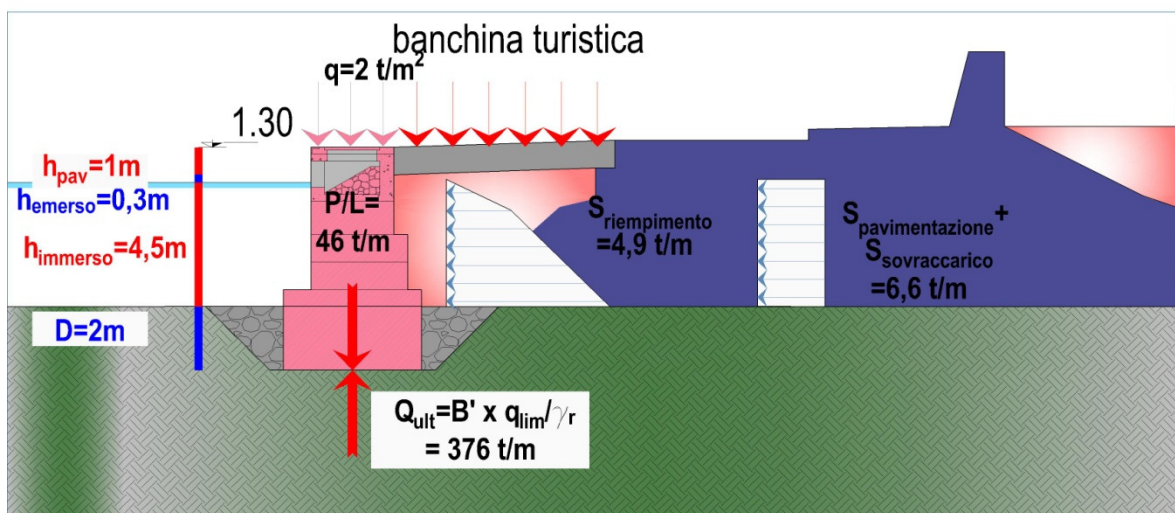
si ricava in definitiva;

$$q_{lim} = u + q'_{lim} = u + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot z_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot z_q = 171 \text{ t/m}^2$$

$$\text{poiché } \gamma_R = 1,8 \Rightarrow R_d = B' \cdot q_{lim} / \gamma_R = Q_{ult} / \gamma_R = 383 \text{ t/m}$$

Da cui la verifica, che risulta soddisfatta:

$$R_d / E_d = 9,4 > 1$$



8. VERIFICHE di scorrimento sul piano di posa

Nel presente paragrafo, specificamente per i muri di sponda e per il settore di prolungamento della diga, con approccio analogo alla verifica a carico limite è condotta la verifica di scorrimento del piano di fondazione.

La verifica è condotta in funzione dello scenario che massimizza le azioni di progetto, in accordo con l'approccio 1 combinazione 2 definito dalle NTC2008, vale sempre:

$$R_d / E_d > 1$$

Con R_d abbattuto del coefficiente $\gamma_R = 1,1$. R_d nella condizione più sfavorevole è determinato in funzione del solo peso del muro e del cassone, senza l'applicazione di sovraccarichi.

In dettaglio, per la valutazione del coefficiente di attrito μ si considera un angolo di attrito fondazione struttura pari a $\varphi=35^\circ$, introducendo il fattore $\gamma_\varphi=1,25$ si ricava:

$$\mu = \tan \varphi / \gamma_\varphi = \tan 35^\circ / 1,25 = 0,56$$

Piazzale operativo muro di sponda posto in radice

In caso di SLU le spinte indotte dal piazzale costituiscono l'azione E_d e valgono:

$$E_d = S_{rilevato} + S_{pavimentazione} + S_q = 13,5 \text{ t/m}$$

La resistenza allo scorrimento è funzione del peso del muro di sponda:

$$R_d = \mu \cdot (\gamma_{muro} \cdot a_{muro} - \gamma_w \cdot a_{muroimmersa}) \approx 16,1 \text{ t/m}$$

poiché: $\gamma_R=1,1 \Rightarrow R_d = 16,1 / \gamma_R \approx 14,7 \text{ t/m}$

Da cui la verifica, che risulta soddisfatta:

$$R_d / E_d = 1,08 > 1$$

Settore prolungamento diga

La verifica è condotta in funzione dello scenario che massimizza le azioni di progetto, in dettaglio, in caso di azione eccezionale prodotta dall'urto del natante.

In caso di azione eccezionale la forza d'urto sul cassone è pari a:

$$E_d = \frac{F_d}{L} = \frac{2200}{20} = 110 \text{ t/m}$$

La resistenza allo scorrimento è funzione del peso del cassone:

$$R_d = P/L = \mu \cdot (\gamma_{cassone} \cdot a_{cassone} - \gamma_w \cdot a_{cassoneimmersa}) \approx 142 \text{ t/m}$$

poiché: $\gamma_R=1,1 \Rightarrow R_d = 142 / \gamma_R \approx 129 \text{ t/m}$

Da cui la verifica, che risulta soddisfatta:

$$R_d / E_d = 1,18 > 1$$

Muro di sponda banchina turistica

In caso di SLU le spinte indotte dalla retrostante banchina turistica costituiscono l'azione E_d e valgono:

$$E_d = S_{rilevato} + S_{pavimentazione} + S_q = 11,55 \text{ t/m}$$

La resistenza allo scorrimento è funzione del peso del muro di sponda:

$$R_d = \mu \cdot (\gamma_{muro} \cdot a_{muro} - \gamma_w \cdot a_{muroimmersa}) \approx 12,8 \text{ t/m}$$

poiché: $\gamma_R=1,1 \Rightarrow R_d = 12,8/\gamma_R \approx 11,56 \text{ t/m}$

Da cui la verifica, che risulta soddisfatta:

$$R_d/E_d = 1,01 > 1$$

9. VERIFICHE al ribaltamento

Nel presente paragrafo, specificamente per i muri di sponda e per il settore di prolungamento della diga, è condotta la verifica al ribaltamento della fondazione.

La verifica è condotta in funzione dello scenario che massimizza le azioni di progetto, con l'analisi di equilibrio di corpo rigido EQU definito dalle NTC2008, utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>	<i>Coefficiente Parziale γ_F o (γ_E)</i>	<i>EQU</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,90
	Sfavorevole		1,10
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,00
	Sfavorevole		1,50
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,00
	Sfavorevole		1,50

e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) vale sempre:

$$R_d/E_d > 1$$

Piazzale operativo muro di sponda posto in radice

In caso di SLU le spinte indotte dal piazzale costituiscono l'azione E_d e valgono:

$$S_{rilevato} = k_a \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_{G2} \cdot (\gamma_{pietrame} \cdot h_{emerso}^2 + (2 \cdot \gamma_{pietrame} \cdot h_{emerso} + \gamma' \cdot h_{immerso}) \cdot h_{immerso}) = 4 \text{ t/m}$$

con punto di applicazione: $H_{Sril} = 1,28 \text{ m}$ dal piano del fondale

$$S_{pavimentazione} + S_q = k_a \cdot (\gamma_{G1} \cdot \gamma_{pavimentazione} \cdot h_{pavimentazione} + \gamma_q \cdot q_1) \cdot (h_{emerso} + h_{immerso}) = 11,2 \text{ t/m}$$

con punto di applicazione: $H_{Spav} = (h_{emerso} + h_{immerso})/2 = 1,75 \text{ m}$ dal piano del

fondale.

Il momento per unità di sviluppo longitudinale della fondazione è pari a:

$$E_d = M_{rib} = S_{rilevato} \cdot H_{Sril} + (S_{pavimentazione} + S_q) \cdot H_{Spav} \approx 24,75 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

La resistenza al ribaltamento è funzione del peso del muro di sponda:

$$P_d = \gamma_{G1} \cdot (\gamma_{muro} \cdot a_{muro} - \gamma_w \cdot a_{muroimmersa}) \approx 16,1 \text{ t/m}$$

con punto di applicazione rispetto al piede della fondazione larga $B=5$ m, pari a $B/2=2,5$ m:

$$\Rightarrow R_d = M_{stab} = P_d \cdot B/2 \approx 39,8 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{m}$$

Da cui la verifica, che risulta soddisfatta:

$$R_d/E_d = 7,7 > 1$$

Settore prolungamento diga

La verifica è condotta in funzione dello scenario che massimizza le azioni di progetto, in dettaglio, in caso di azione eccezionale prodotta dall'urto del natante.

In caso di azione eccezionale la forza d'urto sul cassone è pari a:

$$\frac{F_d}{L} = \frac{2200}{20} = 110 \text{ t}/\text{m}$$

Il momento per unità di sviluppo longitudinale della fondazione è pari a:

$$E_d = M_{rib} = \frac{F_d}{L} \cdot b_F \approx 1485 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{m}$$

Con $b_F=13,5$ m braccio forza urto rispetto al piede del cassone, risulta:

La resistenza al ribaltamento è funzione del peso del cassone:

$$P_d = P/L = \gamma_{G1} \cdot (\gamma_{cassone} \cdot a_{cassone} - \gamma_w \cdot a_{cassoneimmersa}) \approx 229 \text{ t}/\text{m}$$

con punto di applicazione rispetto al piede della fondazione larga $B=15,7$ m, pari a $B/2=7,85$ m:

$$\Rightarrow R_d = M_{stab} = P_d \cdot B/2 \approx 1795 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{m}$$

Da cui la verifica, che risulta soddisfatta:

$$R_d/E_d = 1,2 > 1$$

Muro di sponda banchina turistica

In caso di SLU le spinte indotte dalla retrostante banchina turistica costituiscono l'azione E_d e valgono:

$$S_{rilevato} = k_a \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_{G2} \cdot (\gamma_{pietrame} \cdot h_{emerso}^2 + (2 \cdot \gamma_{pietrame} \cdot h_{emerso} + \gamma' \cdot h_{immerso}) \cdot h_{immerso}) = 5,7 \text{ t}/\text{m} \text{ con punto di applicazione: } H_{Sril} = 1,68 \text{ m} \text{ dal piano del fondale}$$

$$S_{pavimentazione} + S_q = k_a \cdot (\gamma_{G1} \cdot \gamma_{pavimentazione} \cdot h_{pavimentazione} + \gamma_q \cdot q_1) \cdot (h_{emerso} + h_{immerso}) = 7,2 \text{ t}/\text{m}$$

con punto di applicazione: $H_{Spav} = \frac{h_{emerso} + h_{immerso}}{2} = 2,4 \text{ m}$ dal piano del fondale.

Il momento per unità di sviluppo longitudinale della fondazione è pari a:

$$E_d = M_{rib} = S_{rilevato} \cdot H_{Sril} + (S_{pavimentazione} + S_q) \cdot H_{Spav} \approx 26,8 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{m}$$

La resistenza al ribaltamento è funzione del peso del muro di sponda:

$$P_d = \gamma_{G1} \cdot (\gamma_{muro} \cdot a_{muro} - \gamma_w \cdot a_{muroimmersa}) \approx 20,4 \text{ t/m}$$

con punto di applicazione rispetto al piede della fondazione larga $B=5$ m, pari a $B/2=2,5$ m:

$$\Rightarrow R_d = M_{stab} = P_d \cdot B/2 \approx 51 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

Da cui la verifica, che risulta soddisfatta:

$$R_d/E_d = 5,3 > 1$$

10. VERIFICHE di stabilità globale

Nel presente paragrafo è condotta la verifica di stabilità globale per i settori del piazzale commerciale definiti dal muro di sponda posto in radice e da quello definito dall'opera a gettata di difesa, e per il settore ove sarà realizzata la futura banchina turistica. Le verifiche esposte di seguito, sono state condotte con l'ausilio di pacchetto software geoStru con licenza:

44722F514367486D33786F434F44736D5655346969727862486B5852494B467047676E727267412B714B4D41.

Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

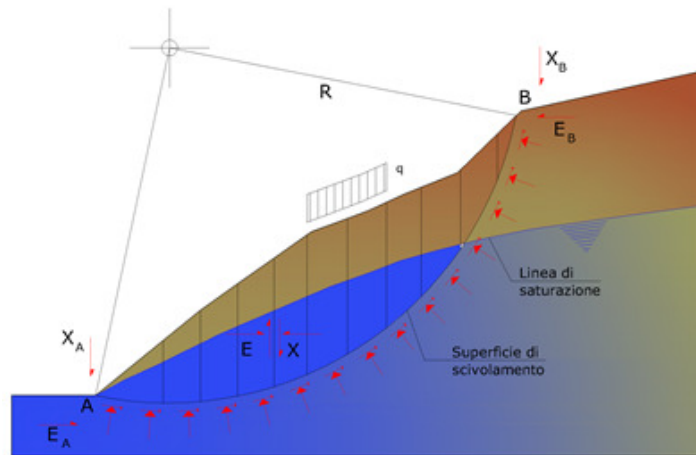
1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (φ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
2. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.). Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i ;
- $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n ;
- equazioni relative al criterio di rottura n .

Totale numero di equazioni $4n$.

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a (n-2) in quanto si fa l'assunzione che N_j sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite. I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le (n-2) indeterminazioni.

Metodo di Fellenius (1927)

Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:

- n valori delle forze normali N_j ;
- n valori delle forze da taglio T_j ;
- 1 fattore di sicurezza.

Incognite (2n+1).

Le equazioni a disposizione sono:

- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni relative al criterio di rottura;
- equazione di equilibrio dei momenti globale.

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times l_i + (W_i \times \cos \alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan \phi_i \}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

Metodo di Bishop (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \phi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \phi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

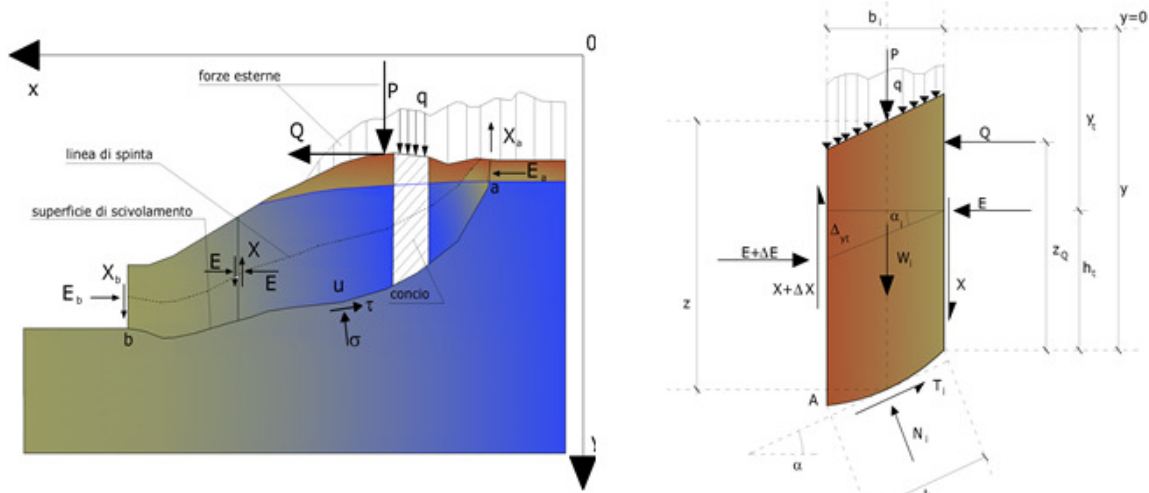
I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Metodo di Janbu (1956)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$

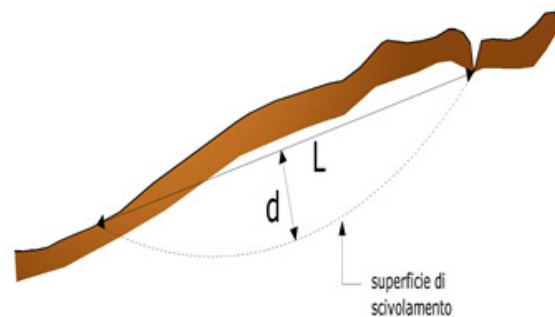
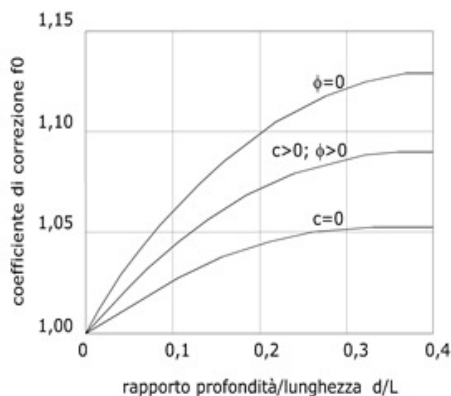


Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario. Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

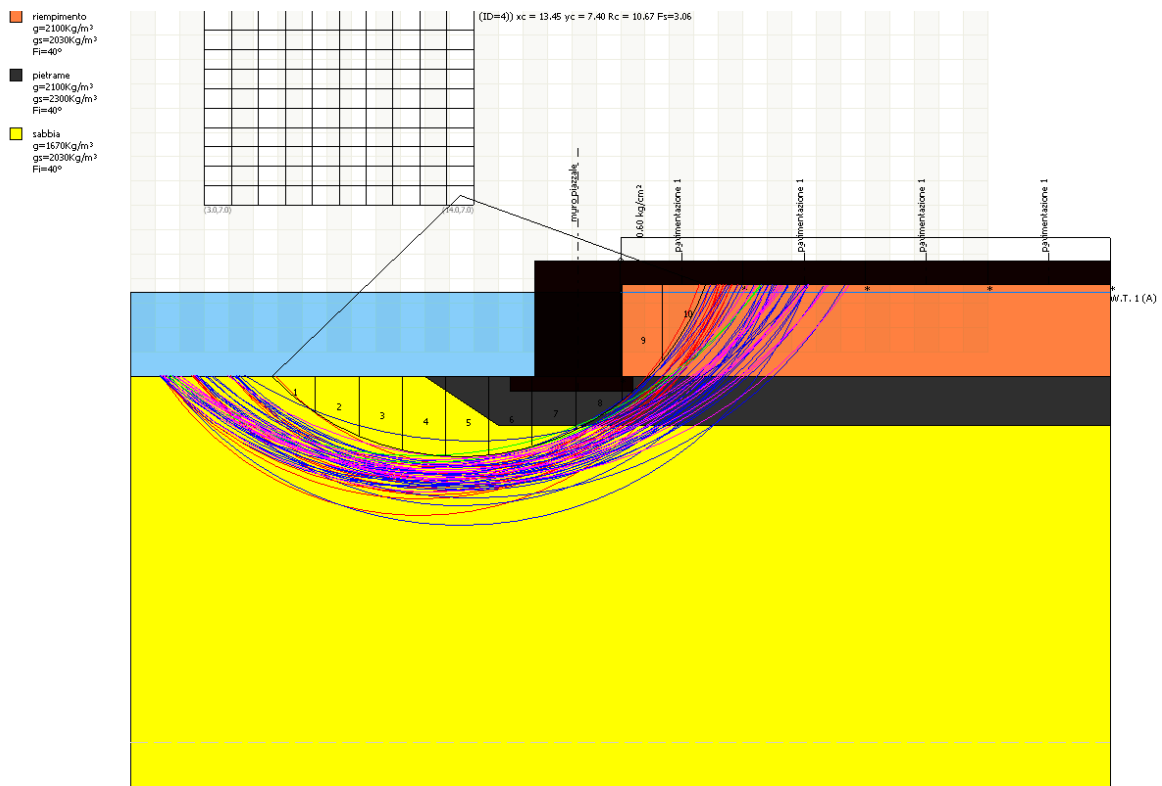
$$F_{\text{corretto}} = f_0 \cdot F$$

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.



MURO RADICE PIAZZALE COMMERCIALE

La verifica risulta soddisfatta $F_s=3>1$, in dettaglio:



Superfici calcolate

Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1956)

Normativa	NTC 2008
Numero di strati	3.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.1
Coefficiente parziale resistenza	1.0
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	3.0 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	7.0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	14.0 m
Ordinata vertice destro superiore ys	15.0 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

Vertici profilo

N	X m	y m
1	0.0	0.0
2	20.0	0.0
3	20.0	3.75
4	40.0	3.75

Falda

Nr.	X (m)	y (m)
1	0.0	3.45
2	40.0	3.45

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	0.0	0.0
2	20.0	0.0
3	20.0	0.0
4	40.0	0.0

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	0.0	0.0
2	12.0	0.0
3	15.0	-2.0
4	40.0	-2.0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1.25
Coesione efficace	1.25
Coesione non drenata	1.4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Stratigrafia

c: coesione; cu: coesione non drenata; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia	
1	0	40	2100	2030	0.00	riempimento	
2	0	40	2100	2300	0.00	pietrame	
3	0	40	1670	2030	0.00	sabbia	

Muri di sostegno - Caratteristiche geometriche

N°	x (m)	y (m)	Base mensola a valle (m)	Base mensola a monte (m)	Altezza muro (m)	Spessor e testa (m)	Spessor e base (m)	Peso specifico (Kg/m ³)

1	20	0	1	0.5	4.75	3.5	3.5	2400
2	25	3.75	0	0	1	5	5	2300

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm ²)
1	20	4.75	40	4.75	0.6

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

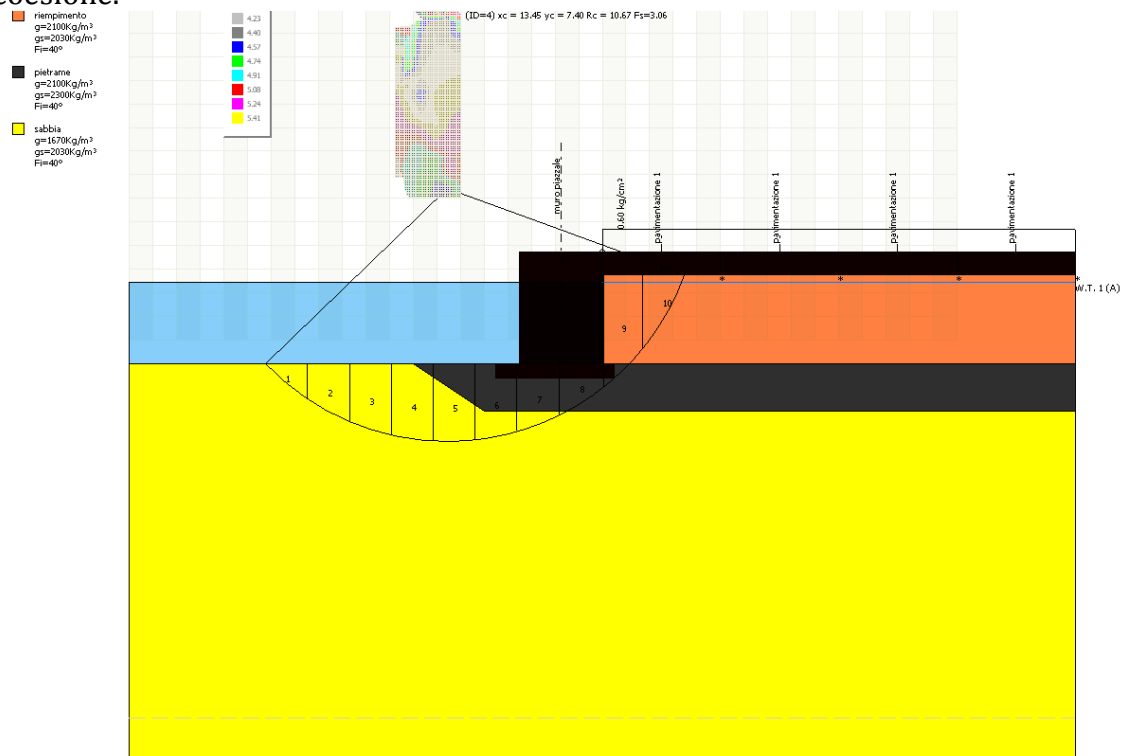
Numero di superfici esaminate....(52)

N°	Xo	Yo	Ro	Fs
1	11.8	7.0	12.7	3.51
2	12.4	7.4	12.2	3.34
3	12.9	7.0	11.2	3.17
4	13.5	7.4	10.7	3.06
5	14.0	7.0	10.7	3.39
6	11.8	7.8	12.1	3.45
7	12.4	8.2	12.7	3.38
8	12.9	7.8	11.8	3.21
9	13.5	8.2	13.5	3.80
10	14.0	7.8	12.4	3.66
11	11.3	9.0	13.5	3.67
12	11.8	8.6	13.6	3.54
13	12.4	9.0	13.3	3.42
14	12.9	8.6	12.3	3.27
15	13.5	9.0	15.1	3.75
16	14.0	8.6	13.0	3.70
17	11.3	9.8	14.0	3.72
18	11.8	9.4	14.1	3.57
19	12.4	9.8	13.8	3.77
20	12.9	9.4	12.9	3.90
21	13.5	9.8	13.5	3.87
22	14.0	9.4	13.5	3.76
23	11.8	10.2	14.7	3.90
24	12.4	10.6	15.3	4.26
25	12.9	10.2	14.4	4.13
26	13.5	10.6	15.0	3.93
27	14.0	10.2	14.0	3.83
28	11.3	11.4	15.2	3.87
29	12.4	11.4	15.0	4.55
30	12.9	11.0	15.0	4.03
31	13.5	11.4	15.4	3.99
32	14.0	11.0	15.5	3.91
33	12.4	12.2	16.4	4.21
34	12.9	11.8	16.5	4.09
35	13.5	12.2	15.9	4.09

36	14.0	11.8	15.9	4.01
37	11.8	12.6	16.4	4.73
38	12.4	13.0	16.9	4.29
39	12.9	12.6	17.0	4.15
40	13.5	13.0	17.5	4.17
41	14.0	12.6	17.6	4.12
42	11.8	13.4	16.9	4.85
43	12.4	13.8	17.5	4.40
44	12.9	13.4	17.5	4.23
45	13.5	13.8	18.0	4.27
46	14.0	13.4	16.7	4.29
47	11.8	14.2	17.5	5.00
48	12.4	14.6	18.0	4.52
49	12.9	14.2	18.0	4.23
50	13.5	14.6	18.5	4.38
51	14.0	14.2	18.6	4.67
52	14.0	15.0	17.7	5.41

Fs minimo individuato	3.06
Ascissa centro superficie	13.45 m
Ordinata centro superficie	7.4 m
Raggio superficie	10.67 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

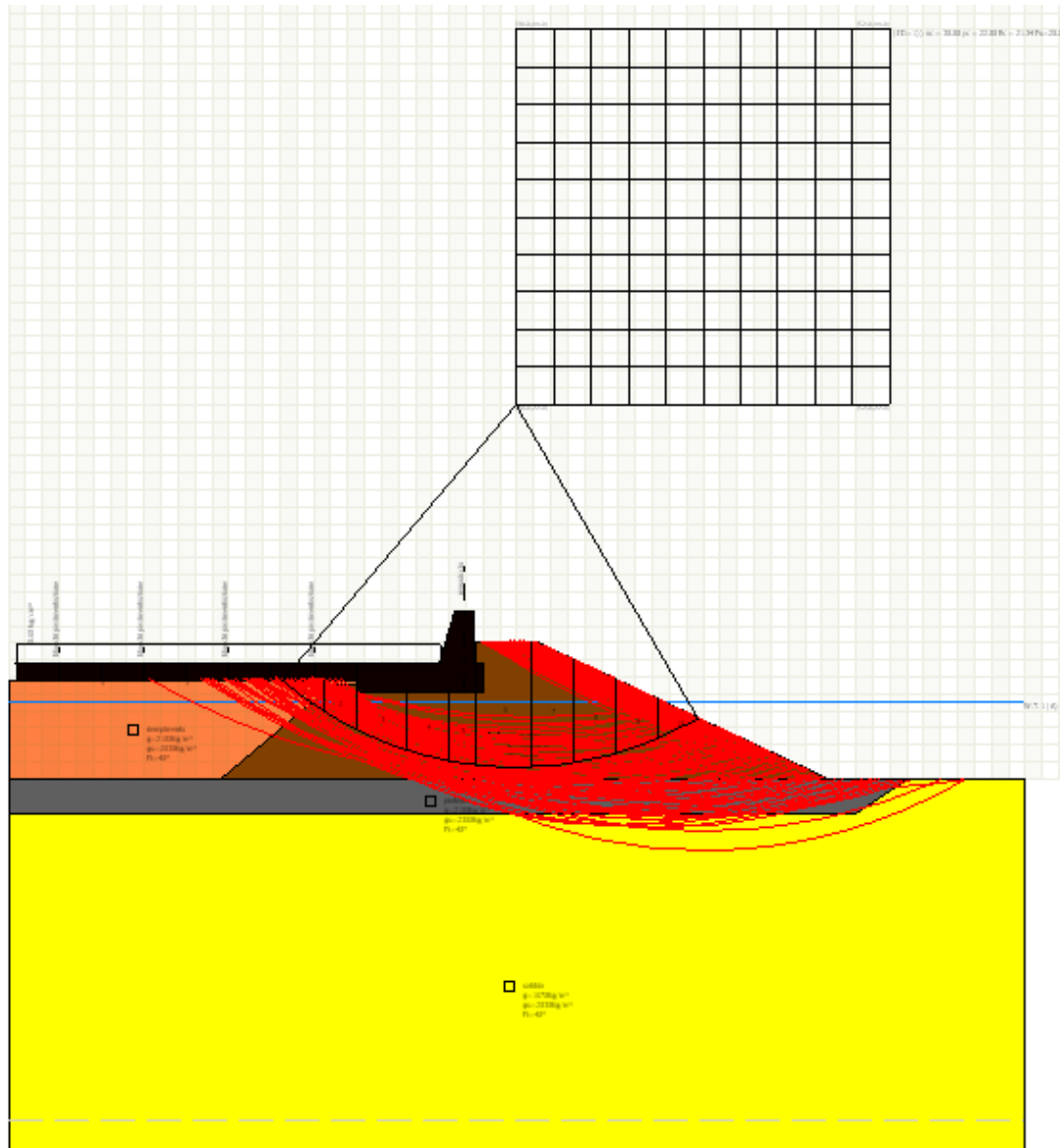


(ID=4) $x_c = 13.45$ $y_c = 7.40$ $R_c = 10.671$ $F_s = 3.056$

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	1.77	-39.9	2.31	2430.67	0.0	33.9	0.0	4062.5	1395.5
2	1.77	-28.3	2.01	5947.87	0.0	33.9	0.0	7868.2	2354.8
3	1.77	-17.9	1.86	8167.79	0.0	33.9	0.0	9377.3	2596.9
4	1.77	-8.0	1.79	9368.05	0.0	33.9	0.0	9827.1	2616.1
5	1.77	1.5	1.77	10545.69	0.0	33.9	0.0	10475.7	2762.3
6	1.77	11.1	1.81	10608.76	0.0	33.9	0.0	10278.9	2761.6
7	1.77	21.1	1.9	9099.96	0.0	33.9	0.0	8853.5	2501.5
8	1.89	32.2	2.23	53933.24	0.0	33.9	0.0	54665.0	17030.0
9	1.66	44.4	2.32	23879.52	0.0	33.9	0.0	26577.3	9813.0
10	1.77	60.3	3.58	28428.71	0.0	33.9	0.0	39271.7	20919.7

DIGA PROTEZIONE PIAZZALE COMMERCIALE

La verifica risulta soddisfatta $F_s = 20 > 1$, in dettaglio:



Superfici calcolate

Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1956)

Normativa	NTC 2008
Numero di strati	4.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.1
Coefficiente parziale resistenza	1.0
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	30.0 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	22.0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	52.0 m
Ordinata vertice destro superiore ys	44.0 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

Vertici profilo

N	X m	y m
1	0.0	5.8
2	20.5	5.8
3	20.5	5.2
4	27.5	5.2
5	27.5	8.0
6	31.2	8.0
7	48.4	0.0
8	60.0	0.0

Falda

Nr.	X (m)	y (m)
1	-25.0	4.5
2	50.0	4.5

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	0.0	0.0
2	12.5	0.0
3	19.16	5.5
4	20.5	5.5
5	20.5	5.2
6	27.5	5.2
7	27.5	8.0

8	31.2	8.0
9	48.4	0.0
10	60.0	0.0

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	0.0	0.0
2	60.0	0.0

Vertici strato3

N	X (m)	y (m)
1	0.0	-2.0
2	50.0	-2.0
3	53.0	0.0
4	60.0	0.0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1.25
Coesione efficace	1.25
Coesione non drenata	1.4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Stratigrafia

c: coesione; cu: coesione non drenata; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kg/cm ²)	cu (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia	
1	0		40	2100	2030	0.00	riempimento	
2	0		40	1800	2015	0.00	corpo diga	
3	0		40	2100	2300	0.00	pietrame	
4	0		40	1670	2030	0.00	sabbia	

Muri di sostegno - Caratteristiche geometriche

N°	x (m)	y (m)	Base mensola a valle (m)	Base mensola a monte (m)	Altezza muro (m)	Spessore testa (m)	Spessore base (m)	Peso specifico (Kg/m ³)
1	27.5	6.8	4.9	0.5	3	1.2	2.1	2400
2	5.5	5.8	0	0	1	5	5	2400
3	10.5	5.8	0	0	1	5	5	2400
4	15.5	5.8	0	0	1	5	5	2400
5	20.5	5.8	0	0	1	5	5	2400

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm ²)
1	0.5	6.8	25.5	6.8	0.6

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

Numero di superfici esaminate....(190)

N°	Xo	Yo	Ro	Fs
1	30.0	22.0	21.3	20.00
2	31.1	23.1	22.7	20.00
3	32.2	22.0	23.0	20.00
4	33.3	23.1	23.4	20.00
5	34.4	22.0	22.9	20.00
6	35.5	23.1	25.9	20.00
7	36.6	22.0	15.8	20.00
8	37.7	23.1	25.4	20.00
9	38.8	22.0	16.9	20.00
10	39.9	23.1	17.6	20.00
11	41.0	22.0	18.0	20.00
12	42.1	23.1	18.8	20.00
13	43.2	22.0	18.1	20.00
14	44.3	23.1	20.2	20.00
15	45.4	22.0	19.0	20.00
16	46.5	23.1	20.9	20.00
17	47.6	22.0	20.8	20.00
18	48.7	23.1	21.5	20.00
19	49.8	22.0	21.2	20.00
20	50.9	23.1	22.9	20.00
21	52.0	22.0	22.5	20.00
22	30.0	24.2	22.0	20.00
23	31.1	25.3	23.3	20.00
24	32.2	24.2	23.9	20.00
25	33.3	25.3	18.0	20.00
26	34.4	24.2	23.8	20.00
27	35.5	25.3	18.7	20.00
28	36.6	24.2	26.2	20.00
29	37.7	25.3	19.4	20.00
30	38.8	24.2	19.4	20.00
31	39.9	25.3	20.1	20.00
32	41.0	24.2	20.2	20.00
33	42.1	25.3	20.9	20.00
34	43.2	24.2	21.0	20.00
35	44.3	25.3	21.8	20.00
36	45.4	24.2	21.0	20.00
37	46.5	25.3	23.0	20.00
38	47.6	24.2	22.8	20.00
39	48.7	25.3	23.5	20.00

40	49.8	24.2	23.2	20.00
41	50.9	25.3	25.0	20.00
42	52.0	24.2	23.6	20.00
43	30.0	26.4	26.1	20.00
44	31.1	27.5	27.5	20.00
45	32.2	26.4	24.7	20.00
46	33.3	27.5	28.5	20.00
47	34.4	26.4	27.7	20.00
48	35.5	27.5	28.1	20.00
49	36.6	26.4	27.3	20.00
50	37.7	27.5	30.3	20.00
51	38.8	26.4	29.3	20.00
52	39.9	27.5	29.7	20.00
53	41.0	26.4	30.6	20.00
54	42.1	27.5	23.5	20.00
55	43.2	26.4	23.3	20.00
56	44.3	27.5	24.0	20.00
57	45.4	26.4	23.8	20.00
58	46.5	27.5	24.6	20.00
59	47.6	26.4	23.8	20.00
60	48.7	27.5	25.6	20.00
61	49.8	26.4	25.3	20.00
62	50.9	27.5	26.1	20.00
63	52.0	26.4	25.7	20.00
64	30.0	28.6	27.0	20.00
65	31.1	29.7	28.4	20.00
66	32.2	28.6	28.9	20.00
67	33.3	29.7	29.6	20.00
68	34.4	28.6	28.8	20.00
69	35.5	29.7	29.2	20.00
70	36.6	28.6	31.3	20.00
71	37.7	29.7	23.5	20.00
72	38.8	28.6	23.2	20.00
73	39.9	29.7	23.9	20.00
74	41.0	28.6	23.7	20.00
75	43.2	28.6	24.2	20.00
76	44.3	29.7	26.7	20.00
77	45.4	28.6	24.8	20.00
78	46.5	29.7	27.0	20.00
79	47.6	28.6	26.6	20.00
80	48.7	29.7	27.4	20.00
81	49.8	28.6	27.4	20.00
82	50.9	29.7	28.3	20.00
83	52.0	28.6	27.9	20.00
84	30.0	30.8	27.9	20.00
85	31.1	31.9	29.4	20.00
86	32.2	30.8	29.8	20.00
87	33.3	31.9	30.7	20.00
88	34.4	30.8	30.0	20.00
89	35.5	31.9	33.7	20.00

90	36.6	30.8	32.7	20.00
91	37.7	31.9	33.1	20.00
92	38.8	30.8	32.1	20.00
93	41.0	30.8	33.9	20.00
94	42.1	31.9	27.6	20.00
95	43.2	30.8	27.1	20.00
96	44.3	31.9	27.9	20.00
97	45.4	30.8	27.4	20.00
98	46.5	31.9	29.8	20.00
99	47.6	30.8	27.8	20.00
100	48.7	31.9	29.9	20.00
101	49.8	30.8	29.3	20.00
102	50.9	31.9	30.1	20.00
103	52.0	30.8	30.0	20.00
104	30.0	33.0	32.8	20.00
105	31.1	34.1	34.3	20.00
106	32.2	33.0	30.8	20.00
107	33.3	34.1	31.9	20.00
108	34.4	33.0	34.7	20.00
109	35.5	34.1	35.1	20.00
110	36.6	33.0	34.1	20.00
111	37.7	34.1	34.5	20.00
112	38.8	33.0	33.5	20.00
113	39.9	34.1	28.5	20.00
114	41.0	33.0	28.0	20.00
115	42.1	34.1	28.7	20.00
116	43.2	33.0	28.3	20.00
117	46.5	34.1	31.2	20.00
118	47.6	33.0	30.6	20.00
119	48.7	34.1	31.4	20.00
120	49.8	33.0	30.7	20.00
121	50.9	34.1	32.8	20.00
122	52.0	33.0	32.0	20.00
123	30.0	35.2	34.0	20.00
124	31.1	36.3	35.5	20.00
125	32.2	35.2	35.7	20.00
126	33.3	36.3	37.1	20.00
127	34.4	35.2	36.1	20.00
128	35.5	36.3	29.3	20.00
129	36.6	35.2	35.5	20.00
130	37.7	36.3	36.0	20.00
131	38.8	35.2	29.0	20.00
132	39.9	36.3	38.5	20.00
133	41.0	35.2	37.3	20.00
134	44.3	36.3	32.6	20.00
135	45.4	35.2	31.9	20.00
136	46.5	36.3	32.6	20.00
137	47.6	35.2	32.0	20.00
138	48.7	36.3	34.5	20.00
139	49.8	35.2	33.7	20.00

140	50.9	36.3	34.5	20.00
141	52.0	35.2	33.7	20.00
142	30.0	37.4	35.2	20.00
143	31.1	38.5	36.7	20.00
144	32.2	37.4	36.9	20.00
145	33.3	38.5	38.4	20.00
146	34.4	37.4	37.5	20.00
147	35.5	38.5	38.0	20.00
148	36.6	37.4	37.0	20.00
149	38.8	37.4	39.8	20.00
150	41.0	37.4	39.0	20.00
151	44.3	38.5	34.0	20.00
152	45.4	37.4	33.3	20.00
153	48.7	38.5	36.2	20.00
154	49.8	37.4	35.4	20.00
155	50.9	38.5	36.2	20.00
156	52.0	37.4	36.8	20.00
157	30.0	39.6	36.5	20.00
158	31.1	40.7	38.0	20.00
159	32.2	39.6	38.2	20.00
160	33.3	40.7	39.6	20.00
161	34.4	39.6	39.0	20.00
162	35.5	40.7	39.5	20.00
163	36.6	39.6	38.5	20.00
164	38.8	39.6	41.5	20.00
165	39.9	40.7	42.0	20.00
166	41.0	39.6	40.8	20.00
167	42.1	40.7	35.3	20.00
168	43.2	39.6	34.6	20.00
169	47.6	39.6	37.1	20.00
170	48.7	40.7	37.9	20.00
171	49.8	39.6	37.1	20.00
172	50.9	40.7	39.8	20.00
173	31.1	42.9	39.3	20.00
174	32.2	41.8	39.4	20.00
175	33.3	42.9	40.9	20.00
176	34.4	41.8	40.5	20.00
177	35.5	42.9	41.0	20.00
178	39.9	42.9	36.7	20.00
179	41.0	41.8	36.0	20.00
180	47.6	41.8	38.8	20.00
181	48.7	42.9	39.6	20.00
182	49.8	41.8	38.7	20.00
183	52.0	41.8	40.7	20.00
184	30.0	44.0	43.9	20.00
185	32.2	44.0	40.8	20.00
186	34.4	44.0	42.0	20.00
187	36.6	44.0	45.7	20.00
188	38.8	44.0	37.4	20.00
189	41.0	44.0	44.4	20.00

190 47.6 44.0 40.5 20.00

=====

=====

Fs minimo individuato 20.0

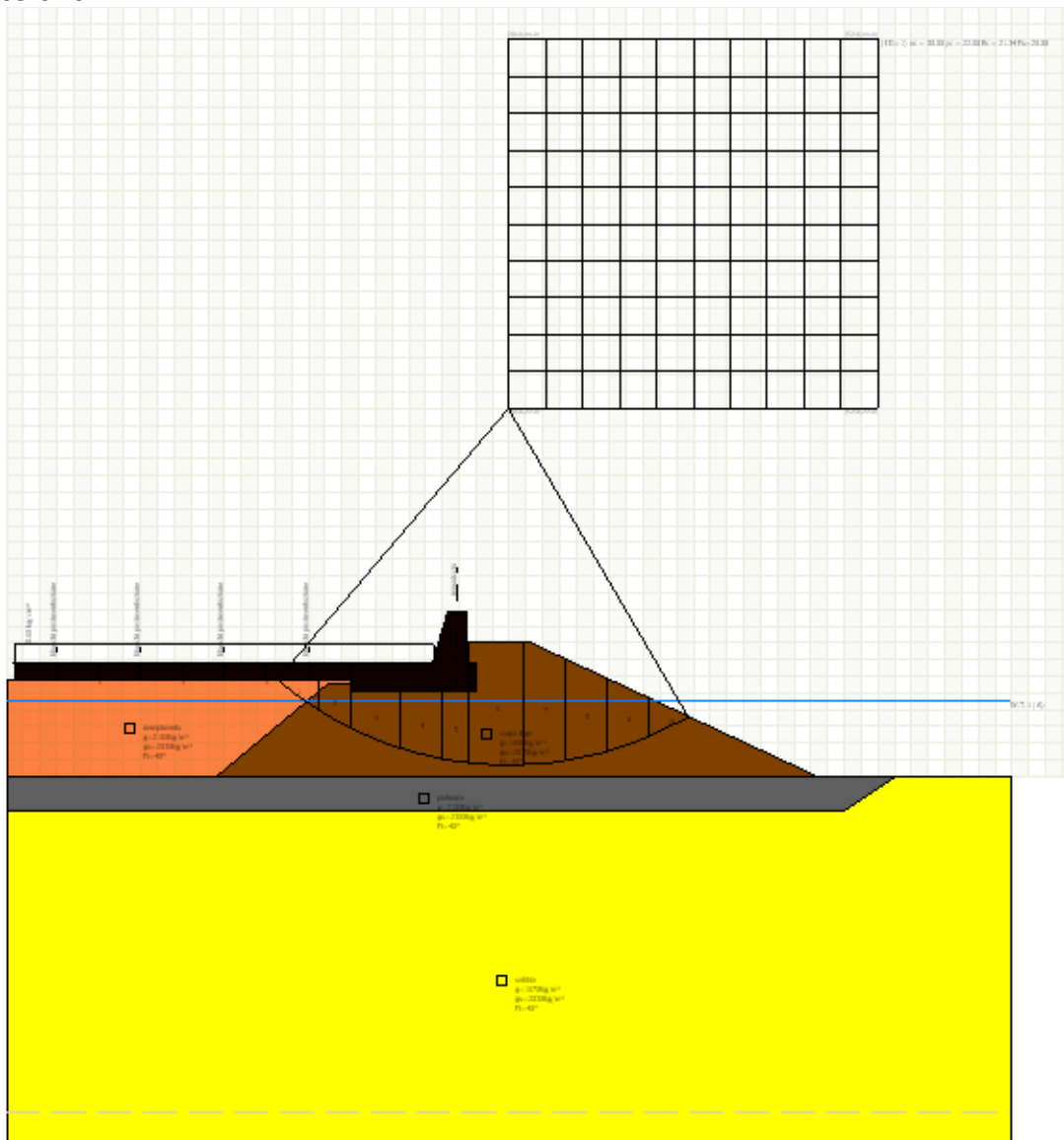
Ascissa centro superficie 30.0 m

Ordinata centro superficie 22.0 m

Raggio superficie 21.34 m

=====

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.



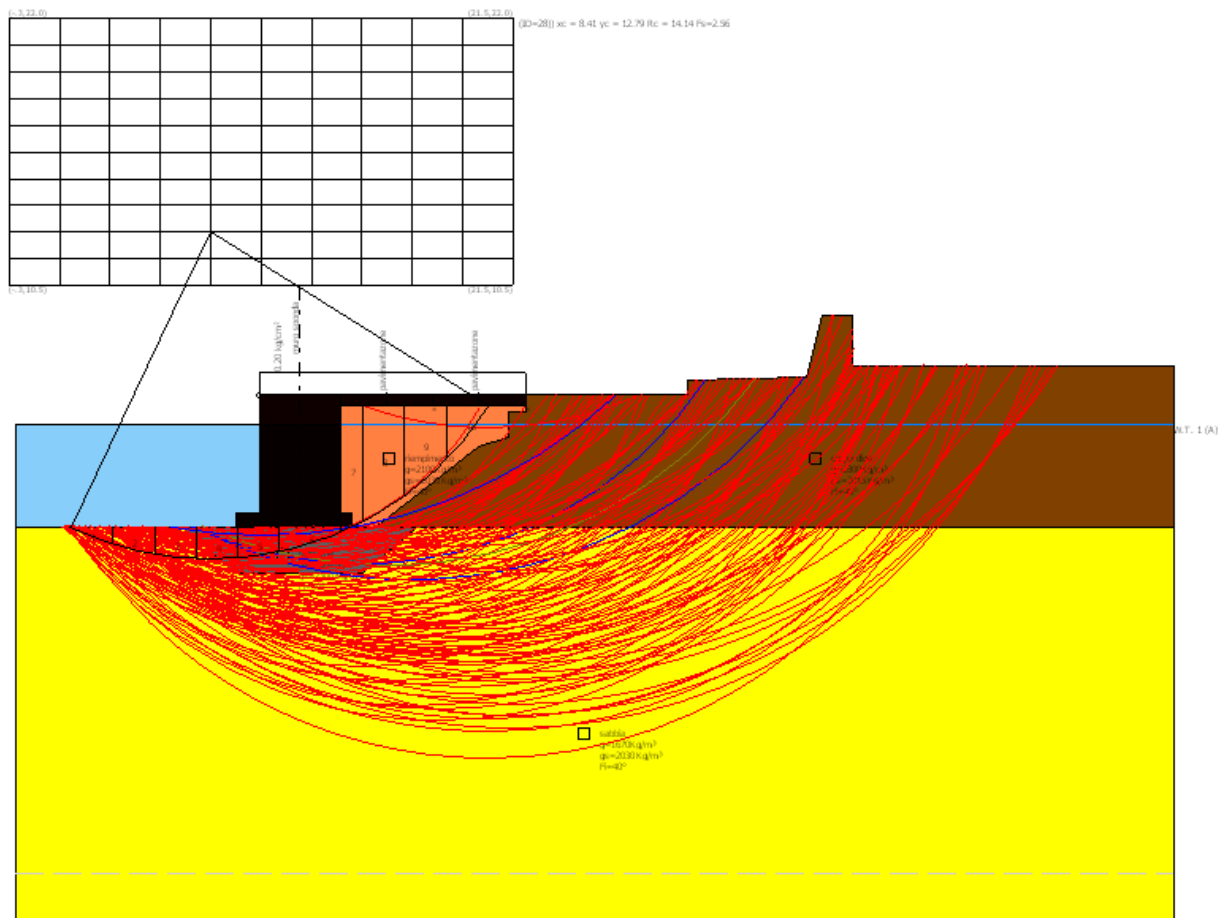
(ID=1) xc = 30.00 yc = 22.00 Rc = 21.337 Fs=20.00

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	2.46	-36.5	3.06	31237.47	0.0	33.9	0.0	31948.2	-11610.7

2	1.97	-29.3	2.26	20575.58	0.0	33.9	0.0	20272.6	-6794.5
3	2.95	-22.0	3.18	33600.66	0.0	33.9	0.0	32413.6	-10215.6
4	2.46	-14.3	2.54	71650.7	0.0	33.9	0.0	68815.6	-20752.1
5	1.59	-8.7	1.6	12240.89	0.0	33.9	0.0	11852.1	-3503.9
6	3.34	-2.1	3.34	44012.85	0.0	33.9	0.0	43575.1	-12741.0
7	2.46	5.7	2.47	30153.32	0.0	33.9	0.0	31216.5	-9166.8
8	2.46	12.4	2.52	23337.3	0.0	33.9	0.0	25541.5	-7642.1
9	2.46	19.3	2.61	15163.2	0.0	33.9	0.0	17901.7	-5542.9
10	2.46	26.5	2.75	5482.05	0.0	33.9	0.0	7172.8	-2342.4

MURO BANCHINA TURISTICA

La verifica risulta soddisfatta $F_s=2,5>1$, in dettaglio:



Superfici calcolate

Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1956)

=====	
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	4.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.3
Coefficiente parziale resistenza	1.0
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

=====

Maglia dei Centri

=====

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	-0.29 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	10.48 m
Ascissa vertice destro superiore xs	21.47 m
Ordinata vertice destro superiore ys	22.02 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

=====

Vertici profilo

N	X m	y m
1	0.0	0.0
2	10.0	0.0
3	14.0	0.0
4	14.0	5.25
5	22.0	5.25
6	22.0	5.75
7	29.0	5.75
8	29.0	6.4
9	34.1	6.5
10	34.8	9.2
11	36.1	9.2
12	36.1	7.0
13	50.0	7.0

Falda

Nr.	X (m)	y (m)
1	0.0	4.45
2	50.0	4.45

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	0.0	0.0
2	15.5	0.0
3	20.0	3.5
4	21.3	3.9
5	21.3	5.0
6	22.0	5.0
7	22.0	5.75
8	22.0	5.75
9	29.0	5.75
10	29.0	6.4
11	34.1	6.5
12	34.8	9.2
13	36.1	9.2

14	36.1	7.0
15	50.0	7.0

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	50.0	0.0
2	50.0	0.0

Vertici strato3

N	X (m)	y (m)
1	0.0	0.0
2	7.2	0.0
3	9.5	-2.0
4	15.0	-2.0
5	17.3	0.0
6	50.0	0.0
7	50.0	0.0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1.25
Coesione efficace	1.25
Coesione non drenata	1.4
Riduzione parametri geotecnici terreno	No

Stratigrafia

c: coesione; cu: coesione non drenata; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kg/cm ²)	cu (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia	
1	0		40	2100	2030	0.00	riempimento	
2	0		40	1800	2015	0.00	corpo diga	
3	0		40	2100	2300	0.00	pietrame	
4	0		40	1670	2030	0.00	sabbia	

Muri di sostegno - Caratteristiche geometriche

N°	x (m)	y (m)	Base mensola a valle (m)	Base mensola a monte (m)	Altezza muro (m)	Spessor e testa (m)	Spessor e base (m)	Peso specifico (Kg/m ³)
1	14	0.6	1	0.5	5.15	3.5	3.5	2400
2	22	5.25	0	0	0.5	4	4	2400
3	18	5.25	0	0	0.5	4	4	2400

Carichi distribuiti

N°	xi	yi	xf	yf	Carico
----	----	----	----	----	--------

	(m)	(m)	(m)	(m)	esterno (kg/cm ²)
1	10.5	5.75	22	5.75	0.2

Risultati analisi pendio

Numero di superfici esaminate....(126)

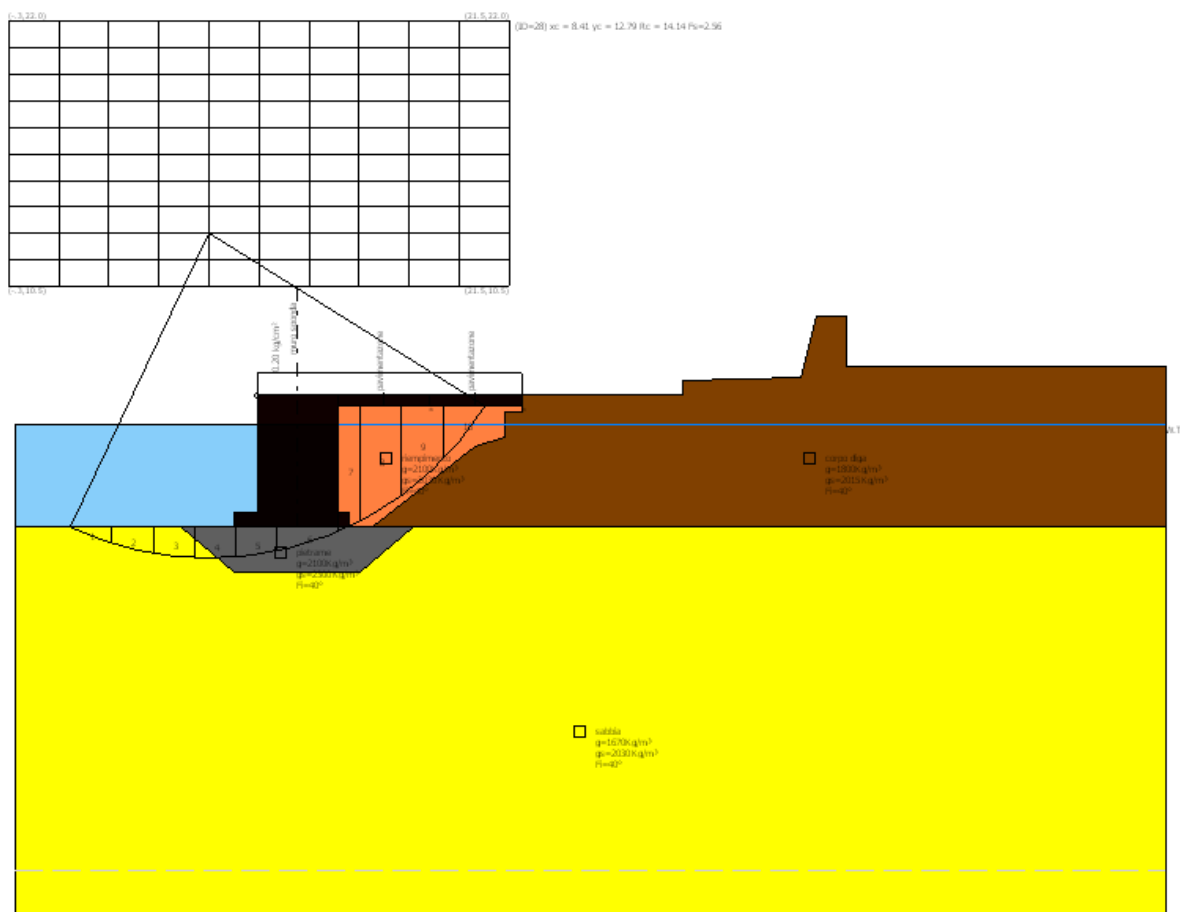
N°	Xo	Yo	Ro	Fs
1	7.3	11.1	12.1	20.00
2	8.4	10.5	11.0	11.30
3	9.5	11.1	12.0	7.86
4	10.6	10.5	13.5	6.68
5	11.7	11.1	14.7	7.43
6	12.8	10.5	15.0	8.13
7	13.9	11.1	16.0	10.12
8	14.9	10.5	16.5	5.99
9	16.0	11.1	17.7	6.35
10	17.1	10.5	18.2	6.66
11	18.2	11.1	19.4	6.39
12	19.3	10.5	17.8	6.83
13	20.4	11.1	21.1	7.80
14	21.5	10.5	17.0	9.72
15	8.4	11.6	12.0	14.16
16	9.5	12.2	13.0	20.00
17	10.6	11.6	13.1	7.31
18	11.7	12.2	15.4	8.05
19	12.8	11.6	15.7	10.23
20	13.9	12.2	16.6	10.61
21	14.9	11.6	11.7	4.06
22	16.0	12.2	16.5	7.07
23	17.1	11.6	17.0	7.68
24	18.2	12.2	20.0	6.40
25	19.3	11.6	18.5	6.94
26	20.4	12.2	19.5	8.15
27	21.5	11.6	19.8	9.53
28	8.4	12.8	14.1	2.56
29	9.5	13.4	14.0	20.00
30	10.6	12.8	15.3	7.30
31	11.7	13.4	16.2	8.64
32	12.8	12.8	14.7	4.57
33	13.9	13.4	17.4	5.72
34	14.9	12.8	17.8	10.53
35	16.0	13.4	19.0	10.28
36	17.1	12.8	19.5	6.52
37	18.2	13.4	18.9	6.92
38	19.3	12.8	19.2	6.90
39	20.4	13.4	22.2	7.69
40	21.5	12.8	15.5	7.22

41	9.5	14.5	16.1	8.75
42	10.6	13.9	16.1	8.15
43	11.7	14.5	17.0	9.32
44	12.8	13.9	15.4	15.68
45	13.9	14.5	18.1	12.60
46	14.9	13.9	18.5	6.09
47	16.0	14.5	19.7	6.58
48	17.1	13.9	14.4	6.56
49	18.2	14.5	19.4	7.01
50	19.3	13.9	19.8	6.67
51	20.4	14.5	22.8	7.85
52	21.5	13.9	15.9	7.29
53	10.6	15.1	17.0	8.86
54	11.7	15.7	16.1	37.18
55	12.8	15.1	17.9	12.09
56	13.9	15.7	18.9	13.80
57	14.9	15.1	19.2	12.05
58	16.0	15.7	20.4	7.22
59	17.1	15.1	18.9	8.04
60	18.2	15.7	20.0	12.17
61	19.3	15.1	20.3	6.91
62	20.4	15.7	21.1	9.52
63	21.5	15.1	23.8	7.46
64	7.3	16.8	17.2	28.63
65	8.4	16.3	17.0	20.00
66	10.6	16.3	17.8	10.11
67	11.7	16.8	18.7	14.14
68	12.8	16.3	16.8	51.68
69	13.9	16.8	19.6	13.20
70	14.9	16.3	17.8	84.34
71	16.0	16.8	21.1	16.19
72	17.1	16.3	21.5	6.12
73	18.2	16.8	22.7	7.68
74	19.3	16.3	20.9	7.49
75	20.4	16.8	21.7	9.64
76	21.5	16.3	24.4	7.50
77	8.4	17.4	18.0	20.00
78	9.5	18.0	18.8	10.66
79	10.6	17.4	18.7	15.42
80	11.7	18.0	19.5	15.26
81	12.8	17.4	19.6	5.31
82	13.9	18.0	20.5	5.73
83	14.9	17.4	20.7	17.47
84	16.0	18.0	19.6	456.35
85	17.1	17.4	18.0	6.47
86	18.2	18.0	21.3	7.52
87	19.3	17.4	21.6	9.57
88	20.4	18.0	22.3	9.84
89	21.5	17.4	25.0	7.76
90	8.4	18.6	18.9	13.88

91	10.6	18.6	19.6	17.32
92	14.9	18.6	21.5	6.67
93	16.0	19.1	22.7	12.89
94	17.1	18.6	20.8	112.35
95	18.2	19.1	19.7	7.36
96	19.3	18.6	24.5	7.60
97	20.4	19.1	20.5	6.78
98	21.5	18.6	20.4	7.73
99	8.4	19.7	19.9	23.83
100	9.5	20.3	20.6	20.00
101	10.6	19.7	20.5	18.06
102	11.7	20.3	21.3	22.41
103	12.8	19.7	21.3	20.57
104	14.9	19.7	22.3	6.73
105	16.0	20.3	21.1	20.00
106	17.1	19.7	23.8	10.83
107	18.2	20.3	22.6	24.31
108	19.3	19.7	20.5	6.42
109	20.4	20.3	15.9	20.00
110	21.5	19.7	26.4	15.55
111	9.5	21.4	21.6	17.60
112	10.6	20.9	21.4	21.86
113	12.8	20.9	22.2	44.64
114	13.9	21.4	23.0	28.50
115	14.9	20.9	23.2	22.54
116	16.0	21.4	21.8	10.07
117	17.1	20.9	24.6	6.43
118	18.2	21.4	23.3	33.11
119	19.3	20.9	26.0	11.97
120	20.4	21.4	26.9	12.59
121	21.5	20.9	27.2	15.95
122	10.6	22.0	22.4	103.26
123	12.8	22.0	23.1	48.95
124	17.1	22.0	22.9	11.79
125	19.3	22.0	26.8	13.11
126	21.5	22.0	27.9	9.86

Fs minimo individuato	2.56
Ascissa centro superficie	8.41 m
Ordinata centro superficie	12.79 m
Raggio superficie	14.14 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.



(ID=28) xc = 8.413 yc = 12.788 Rc = 14.135 Fs=2.559

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	1.8	-21.3	1.93	1159.06	0.0	40.0	0.0	1469.6	620.7
2	1.8	-13.6	1.85	2854.23	0.0	40.0	0.0	3247.1	1314.8
3	1.8	-6.2	1.81	3797.16	0.0	40.0	0.0	3990.7	1579.7
4	1.8	1.1	1.8	5035.29	0.0	40.0	0.0	4998.5	1967.3
5	1.8	8.4	1.82	6273.83	0.0	40.0	0.0	5992.8	2384.0
6	2.67	17.8	2.8	59593.3	0.0	40.0	0.0	5568.2	22967.2
7	0.93	25.6	1.03	11995.87	0.0	40.0	0.0	11191.4	4882.7
8	1.8	32.0	2.12	25262.88	0.0	40.0	0.0	23907.6	11089.5
9	1.8	41.1	2.39	15457.72	0.0	40.0	0.0	15271.6	7975.8
10	1.8	51.9	2.91	12977.18	0.0	40.0	0.0	13998.3	8919.8

11. Verifica di stabilità della palanca

In corrispondenza della testata dell'opera di prolungamento della diga di sottoflutto, sarà definito un piazzale operativo a servizio delle operazioni di imbarco e sbarco. La definizione dell'accosto e del relativo muro di sponda sarà realizzato con palancole di acciaio con profilo combinato HZ. La quota di infissione dell'opera è posta - 8,5 m rispetto al l.m.m. Nella verifica esposta si ipotizza un profondità di infissione pari a $H_{infissa}=8$ m, ed uno sviluppo complessivo del profilo pari a 17,5 m, in

definitiva i profili emergeranno di 1 m. La sponda sarà completata da una trave di coronamento di conglomerato cementizio armato, e dovrà prestare esercizio garantendo sicurezza per sovraccarichi $q=6\text{t/m}^2$ e tiro alla bitta $T=150$, con bitte disposte ogni 20 m..

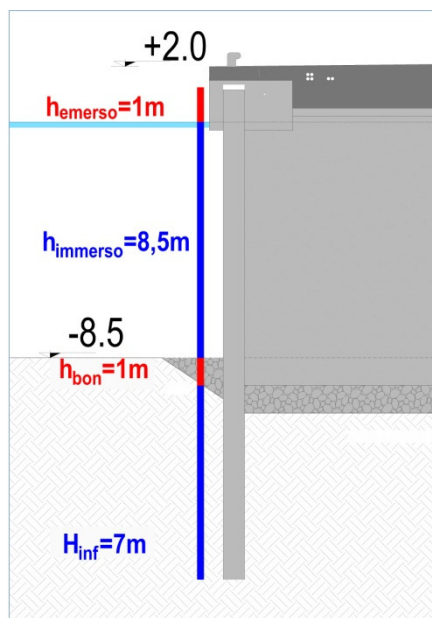
Tale scenario rappresenta l'ipotesi più severa per la verifica di stabilità dell'opera.

SETTORE PROLUNGAMENTO DIGA definito con palancole SLU			coefficienti
Azioni permanenti	G9	Spinta ammasso di riempimento	
	G8	Peso sovrastruttura diga	
Azioni variabili	Q1	Sovraccarico $q=6\text{ t/m}^2$	$\gamma_{Q1}=1,3, \Psi_{01}=1$
	Q2	Tiro bitta $t=150\text{t}$	$\gamma_{Q2}=1,3, \Psi_{02}=0,8$

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{Q1} + \Psi_{21} \times \gamma_{Q2} \times Q_{Q2} = 1 \times G_1 + 1 \times G_2 + 1,3 \times Q_{Q1} + 0,8 \times 1,3 \times Q_{Q2}$$

La verifica di stabilità della palanca, fissata la profondità di infissione prevede necessariamente la propedeutica ipotesi circa il meccanismo di collasso, qui si ipotizza che il punto di rotazione coincida con la quota di infissione, quindi per l'equilibrio deve essere $\sum M_i = 0$

In particolare il momento resistente e pari a quello esercitato dalla spinta passiva meno la spinta attiva, considerata la quota di infissione $H_{infissa}=8\text{ m}$, secondo il seguente schema:



La spinta sulla palanca ipotizzando il tiro alla bitta uniformemente distribuito su 5 metri di struttura è pari:

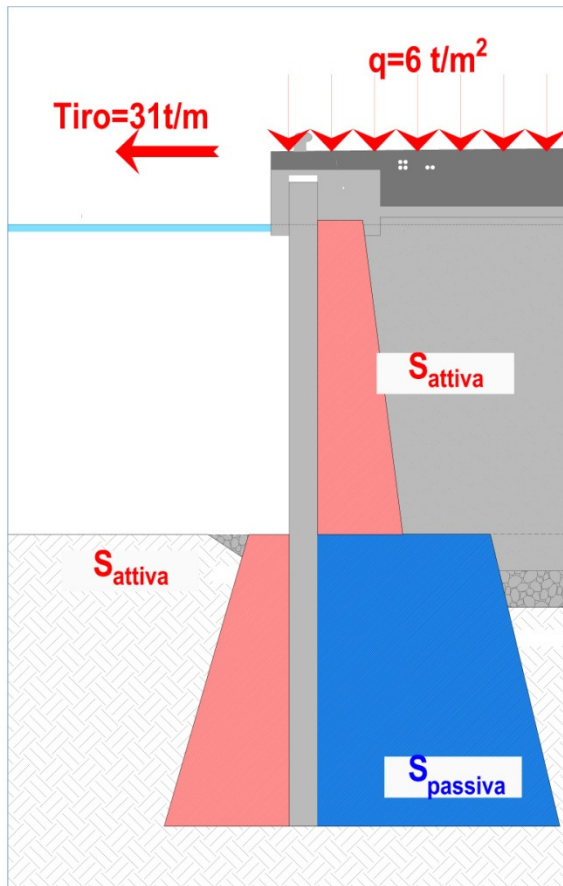
$$S_{rilevato} = k_a \cdot \frac{1}{2} \cdot (\gamma'_{riempimento} \cdot h_{emerso}^2) = 10,52\text{ t/m} \text{ con punto di applicazione: } H_{Sril} = 2,83\text{ m dal piano del fondale}$$

$S_{pavimentazione} + S_q = k_a \cdot h_{immerso} \cdot (\gamma_{pavimentazione} \cdot h_{pavimentazione} + \gamma_{Q1} \cdot \psi_{Q1} \cdot q_1) = 29,8 \text{ t/m}$ con punto di applicazione posto ad $H_{Ssovra} = h_{immerso}/2 = 4,25 \text{ m}$

$$S_{bitta} = \gamma_{Q2} \cdot \psi_{Q2} \cdot 150/5 = 31,5 \text{ t/m}$$

con punto di applicazione posto ad $H_{Sbitta} = h_{immerso} + 2 = 10,5 \text{ m}$.

La resistenza offerta dalla palancola è pari alla spinta passiva cui si deve sottrarre la spinta attiva della parte infissa, secondo il seguente schema:



$$S_{passiva} = k_p \cdot \frac{H_{infissa}}{2} \cdot [2 \cdot (\gamma'_{sabbia} \cdot h_{immerso} + \gamma_{pavimentazione} \cdot h_{pavimentazione} + \gamma_{Q1} \cdot \psi_{Q1} \cdot q_1) + \gamma'_{sabbia} \cdot H_{infissa}] = 715,2 \text{ t/m}$$

con punto di applicazione posto ad $H_{Spassiva} = 5,6 \text{ m}$ rispetto alla quota di infissione.

$$S_{attiva} = k_a \cdot \frac{H_{infissa}}{2} \cdot [2 \cdot h_{immerso} \cdot \gamma_w + \gamma'_{sabbia} \cdot H_{infissa}] = 28,5 \text{ t/m}$$

con punto di applicazione posto ad $H_{Sattiva} = 6 \text{ m}$ rispetto alla quota di infissione.

Dove:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{34^\circ}{2} \right) = 0,28$$

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ - \frac{34^\circ}{2}\right) = 3,53$$

$$; \gamma_{satsabbia} = 2,03 \text{ t/m}^3$$

Infine la verifica che risulta soddisfatta:

$$E_d = M_{ribaltante} = S_{rilevato} \cdot H_{Sril} + (S_{pavimentazione} + S_q) \cdot H_{Ssovr} + S_{bitta} \cdot H_{Sbitta} \\ = 485 \text{ tm/m}$$

$$R_d = M_{resistente} = S_{rpassiva} \cdot H_{Spassiva} - S_{rattiva} \cdot H_{Sattiva} = 3836 \text{ tm/m}$$

$$R_d/E_d = 7,9 > 1$$

APPENDICE - Suscettibilità alla LIQUEFAZIONE e pianificazione degli interventi di consolidamento

Come esposto nel paragrafo 3, le opere di definizione del piazzale operativo e del prolungamento della diga di sottoflutto, saranno inseriti in contesti ove i terreni di fondazione potrebbero essere suscettibili di liquefazione. In tal senso, è opportuno condurre una indagine specifica, circa lo studio parametrico della suscettibilità alla liquefazione in funzione delle caratteristiche dei terreni al variare della profondità. Tale necessario momento cognitivo, trattato in questa appendice, consentirà di definire le appropriate misure di pianificazione degli interventi di consolidamento e trattamento dei terreni di fondazione.

Valutazione della suscettibilità alla liquefazione

La stima della suscettibilità è valutata con il metodo semplificato di Seed ed Idriss. L'obiettivo consiste nell'individuazione del fattore di sicurezza alla resistenza alla liquefazione $F_s > 1,3$:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} = \frac{\text{resistenza del terreno agli sforzi di taglio}}{\text{sforzo di taglio ciclico indotta da sisma}}$$

CRR è determinato come:

$$CRR = \frac{N_m \times \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0,5} + 7,5}{90}$$

Dove:

N_m = numero colpi prova S.P.T.

$\left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0,5}$ = fattore di correzione per il rilascio di energia standardizzata al 60%, con P_a = pressione atmosferica = 1 kg/cm²

7,5 = fattore di correzione per frazione fine in quanto vale sempre $D_{50} \leq 0,25$

CSR è determinato come:

$$CSR = 0,65 \times \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \times \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right) \times r_d \times \frac{1}{MSF}$$

Dove:

a_{max} = accelerazione orizzontale di picco assunta pari a 0.178 g (SLV)

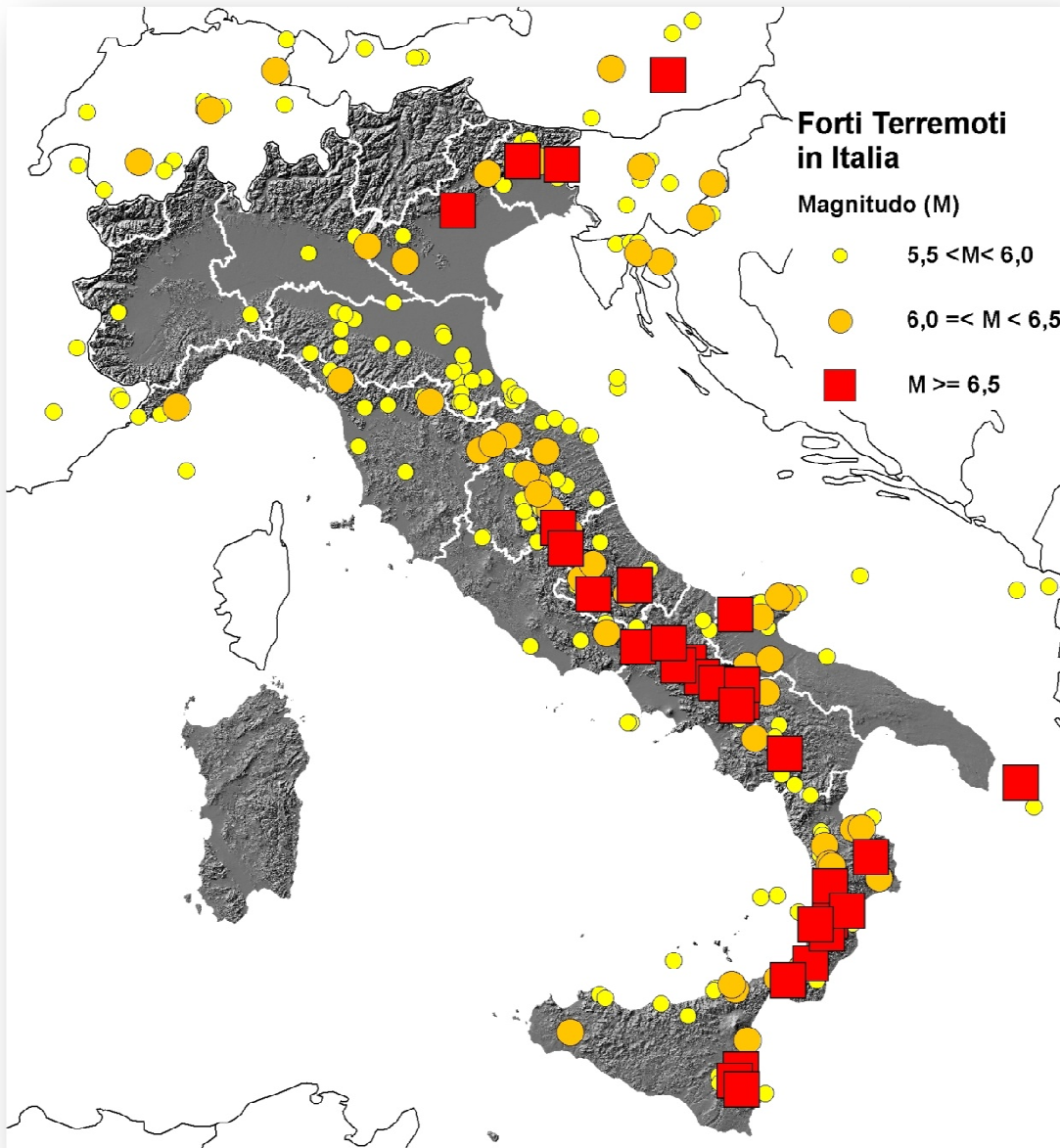
σ_{v0} = tensione totale citostatica alla profondità z

σ'_{v0} = tensione efficace litostatica alla profondità z

$r_d = 1 - 0,015 z$ = fattore di riduzione della tensione tangenziale alla profondità z

MSF = 1,32 = fattore di correzione per sismi diversi da magnitudo 7,5

Circa la scelta del fattore di correzione MSF si specifica che dall'analisi storica degli eventi sismici accaduti nel sito di progetto (max Magnitudo Termini Imerese M=4.63 evento sismico del 21 gennaio 1907), ed in correlazione con la carta della sismicità storica, ha fatto propendere per la definizione di una magnitudo attesa pari a 6, cui è associato un valore di MSF=1.32 secondo Seed ed Idriss.



Carta della Sismicità storica dei forti terremoti in Italia dall'anno 800 all'anno 2004 –Fonte IGNV

Durante la campagna di indagini geognostiche sono state eseguite 15 prove S.P.T.:

<i>Sondaggio</i>	<i>Profondità m</i>	<i>S.P.T. n. colpi</i>
P6	-13.50	5
P6	-18.50	21
P6	-23.50	28
P6	-30.00	36
P8	-12.00	3
P8	-14.50	13
P8	-18.00	20
P8	-22.50	23
P8	-29.00	37
P11	-8.00	4

P11	-12.00	8
P11	-15.00	12
P12	-7.50	2
P12	-14.00	16
P12	-19.50	37

Sulla scorta delle prove eseguite, e dallo studio dello stato tensionale associato alle profondità indagate, sono state ricostruite, in corrispondenza di ogni sondaggio, le curve $F_s=1$ ed $F_s=1,3$, in tutti i casi analizzati è stato anche individuato il potenziale di liquefazione che è risultato pari a zero, porgendo una condizione generalizzata di rischio di liquefazione molto bassa.

Valutazione dell'indice del potenziale di liquefazione

La stima del potenziale è valutata con:

$$P_{IL} = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

dove:

$$F(z) = \begin{cases} 1 - F_s(z), & \text{per } F_s \leq 1 \\ 0, & \text{per } F_s > 1 \end{cases}$$

$$w(z) = 10 - 10 \cdot \frac{z}{z_{crit}}$$

z = profondità

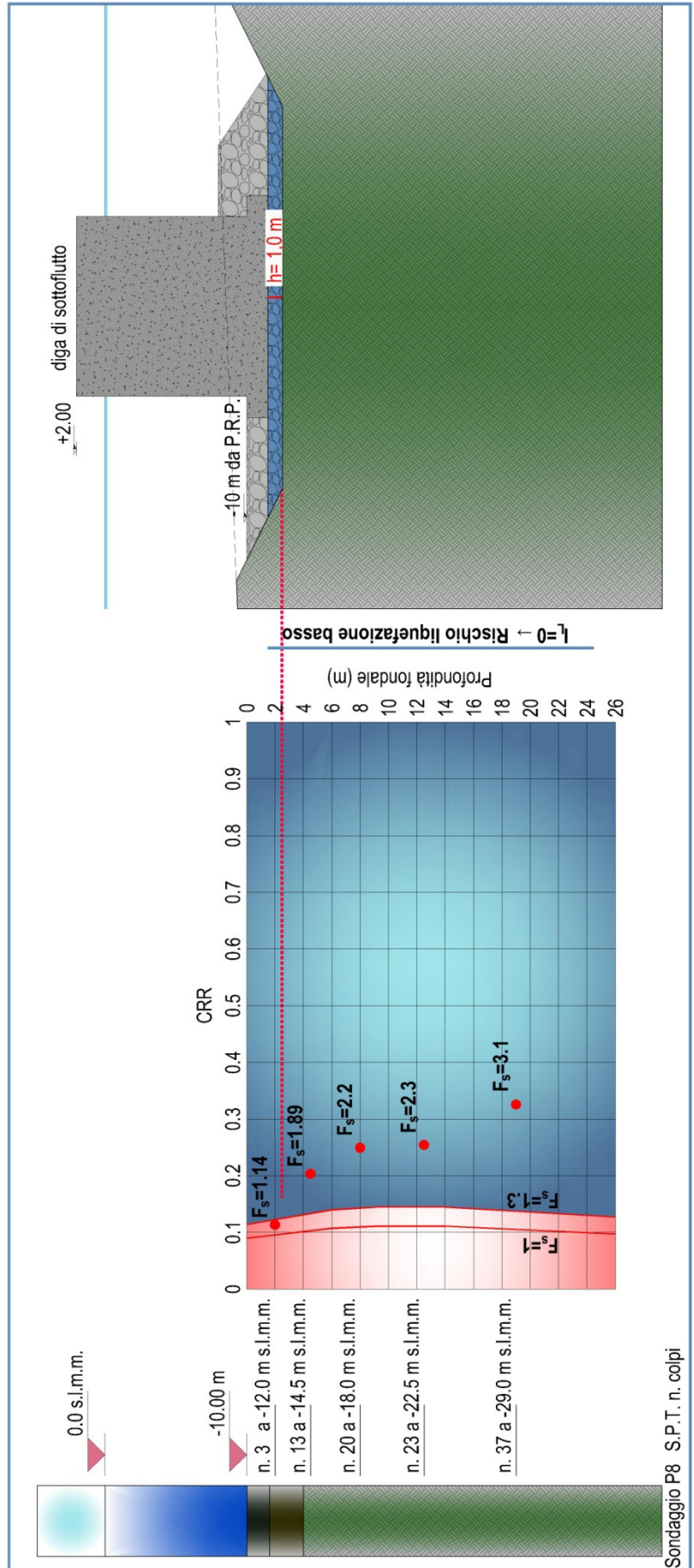
$z_{crit} = 20$ m profondità oltre la quale sono da escludersi fenomeni di liquefazione

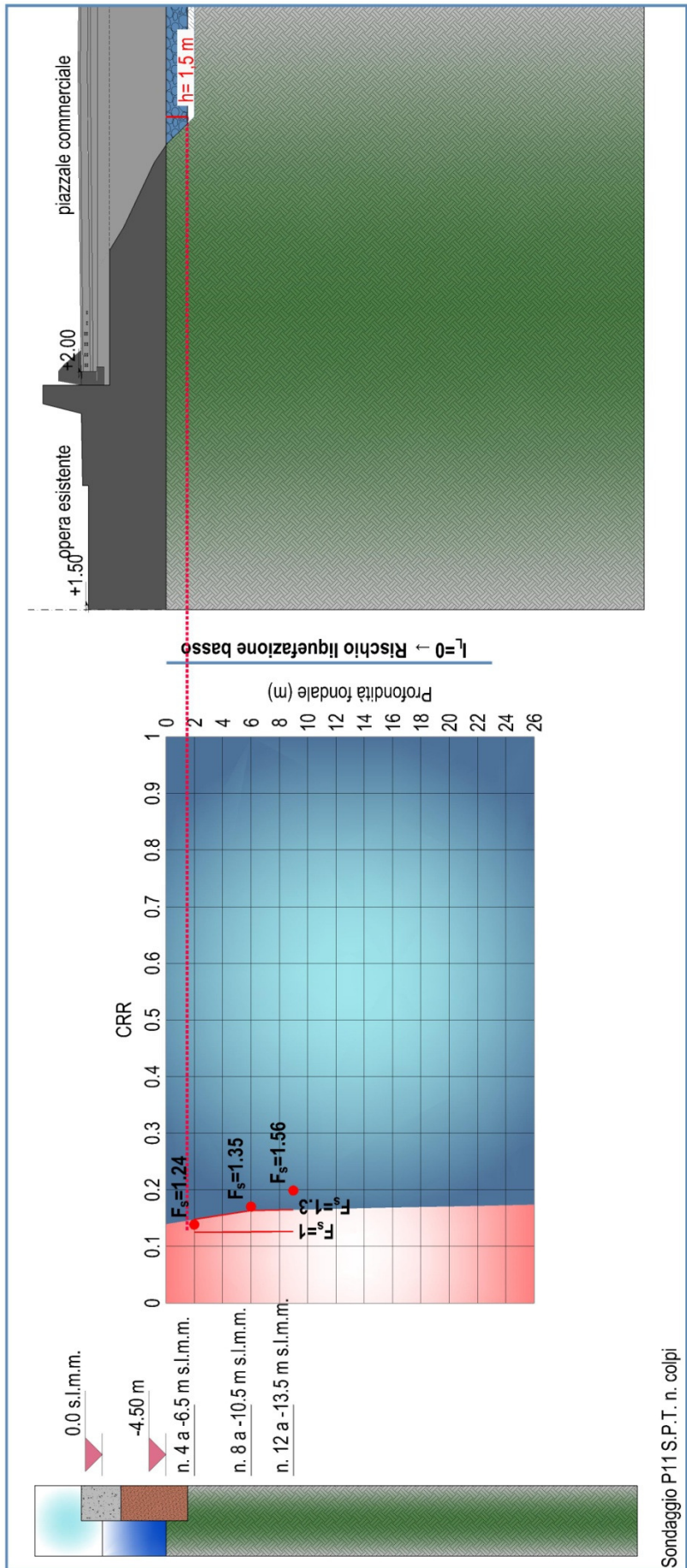
Di seguito sono individuati i macroambiti di intervento oggetto di analisi, in particolare sono indagati:

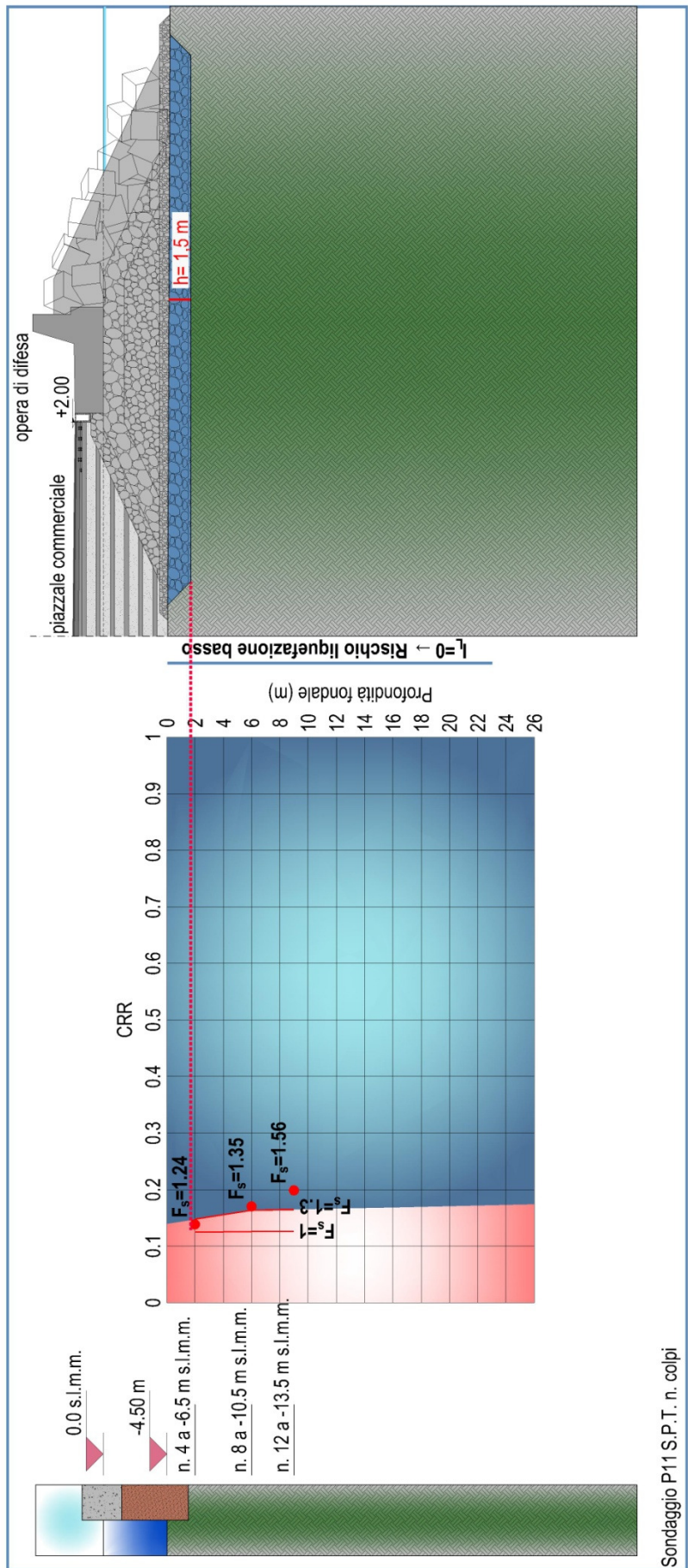
- macroambito 1 – settore prolungamento diga sottoflutto;
- macroambito 2 – piazzale commerciale;
- macroambito 3 – opere di protezione e muri di sponda piazzale commerciale;
- macroambito 4 – banchina turistica.

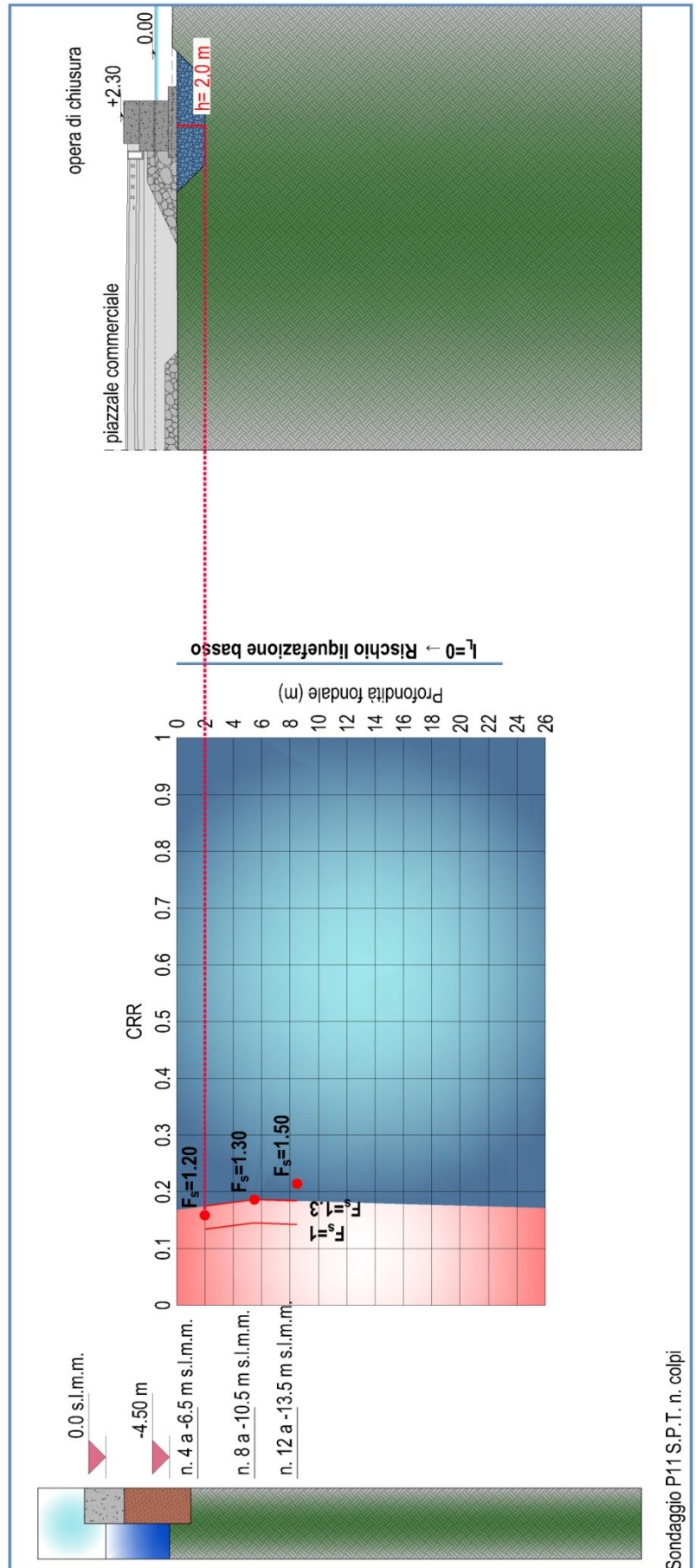
Le indagini hanno consentito di caratterizzare il sito di progetto, e di definire le misure di stabilizzazione. In dettaglio, si è optato per l'incremento della potenza degli scanni di imbasamento costituiti da pietrame con $F_{s \min} \geq 1,15$ funzione del necessario equilibrio costi-benefici, in definitiva si tratta di opere non suscettibili di affollamento, con funzione di imbarco-sbarco di prodotti commerciali, e stoccaggio.

Macroambito	F_s	Misura di stabilizzazione
Settore prolungamento diga sottoflutto	1,35	Scanno h=1,0 m
Piazzale commerciale	1,22	Scanno h=1,5 m
Opera difesa piazzale commerciale	1,22	Scanno h=1,5 m
Opera di chiusura piazzale commerciale	1,18	Scanno h=2,0 m
Muro sponda banchina turistica	1,24	Scanno h=2,0 m









Sondaggio P11 S.P.T. n. colpi

