

REGIONE CAMPANIA

PROVINCIA DI SALERNO



COMUNE DI CETARA

ADEGUAMENTO E AMPLIAMENTO DEL MOLO DI SOTTOFLUTTO FUNZIONALE ALLE ATTIVITA' MERCATALI DELLA PESCA ED AL TRASPORTO PUBBLICO MARITTIMO

PROGETTO ESECUTIVO



Codice elaborato:

R.6.2

Titolo elaborato:

**Relazione Geotecnica: banchina ampliamento
e prolungamento sottoflutto**

Scala:

Data:

GIUGNO 2021

R. T. P.:

S.A.I.L. - Studio Associato d'Ingegneria Linguiti

Dott. ing. Fabio Linguiti
Dott. ing. Antonio Fabozzi

Capogruppo/Mandatario

Dott. ing. Francesco Sarnicola

Mandante

Dott. ing. Antonio Giuseppe Volpe

Mandante

Dott. geol. Federico Tarallo

Mandante

Rif.	Data	DESCRIZIONE	



COMUNE DI CETARA

ADEGUAMENTO INFRASTRUTTURALE E REALIZZAZIONE DI LOCALI PER ATTIVITA' DI ESPOSIZIONE E VENDITA DEL PESCATO NEL MOLO DI SOTTOFLUTTO

Progetto Esecutivo: R.6.2 - Relazione Geotecnica: Banchina ampliamento e prolungamento sottoflutto

INDICE

PREMESSA	2
1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
2 INDAGINI GEOGNOSTICHE	2
2.1 Caratterizzazione Geotecnica	3
3 INTERVENTI IN PROGETTO: ALLARGAMENTO E ALLUNGAMENTO BANCHINA DI SOTTOFLUTTO	6
4 MODELLAZIONE E PROGETTO BANCHINA DI SOTTOFLUTTO	10
4.1 Geometria e Terreni	11
4.2 Condizioni di carico e posizione della falda	12
4.3 Metodo di calcolo	13
4.3.1 Calcolo della spinta del terreno	13
4.3.2 Verifica a ribaltamento	14
4.3.3 Verifica a scorrimento	14
4.3.4 Verifica a carico limite	14
4.3.5 Verifica di stabilità del pendio	15
4.3.6 Progetto delle armature	15
4.3.7 Combinazioni di carico	15
4.4 Risultati	17
4.4.1 Cuneo di spinta statico	17
4.4.2 Diagramma delle spinte	18
4.4.3 Verifiche ribaltamento, scorrimento, carico limite, e alla stabilità globale	20

PREMESSA

Nella presente relazione sono state eseguite le verifiche geotecniche dei moduli di progetto costituenti l'ampliamento e l'allungamento del molo sottoflutto sulla scorta delle Indagini geognostiche eseguite dalla Isogea s.r.l..

1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche sono state effettuate sulla base delle Normative e Circolari Tecniche vigenti in materia, in particolare:

- *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione”*- Decreto Ministeriale 11 marzo 1988;
- *“Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione di cui al Decreto Ministeriale 11 marzo 1988”*- Circolare Ministero Lavori Pubblici 24 settembre 1988, n. 30483;
- *“Norme tecniche per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi”* - Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996;
- *“Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996”*- Circolare 4 luglio 1996, n. 156AA.GG./STC.;
- *“Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime”* – Ministero dei Lavori Pubblici – Consiglio Nazionale delle Ricerche (GNDCI), 1996;
- Ordinanza P.C.M. n° 3274 del 20 marzo 2003 (e succ. modifiche): Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica
- Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08 NTC 2008

2 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per la conoscenza della struttura del sottosuolo e delle caratteristiche fisico meccaniche dei terreni che saranno interessati dalle opere in progetto è stata eseguita una campagna di indagini in sito e in laboratorio da

parte della "ISOGEA s.r.l." su incarico diretto del Comune di Cetara. Le indagini in sito, sono consistite nella esecuzione di n. 3 sondaggi geognostici, di cui n.2 sul molo di sopraflutto in testata e n.1 sul molo di sottoflutto, quest'ultimo spinto fino alla profondità di 25m. Qui di seguito si riporta la caratterizzazione geotecnica del suolo sottostante il molo di sottoflutto.

2.1 Caratterizzazione Geotecnica

La caratterizzazione geotecnica dei litotipi presenti è stata effettuata attraverso prove in sito ed in laboratorio. In particolare sono state eseguite n. 4 prove SPT e prelevati n.4 campioni rimaneggiati. Le caratteristiche meccaniche dei terreni sono state rilevate attraverso l'elaborazione di n.4 prove SPT eseguite nei fori di sondaggio e sui 4 campioni rimaneggiati che è stato possibile prelevare sono state effettuate prove di laboratorio. Le tabelle che seguono riportano i risultati delle prove e delle analisi eseguite:

N°	Prova	Profondità	N° colpi	Nspt	Tipo	Descrizione
5.	S2 SPT1	10,00 ÷ 10,45	8 - 7 - 1	8	Punta Aperta	Sabbia grigia con sparsi litici calcarei (Dmax=2cm) a spigoli vivi
6.	S2 SPT2	15,00 ÷ 15,45	4 - 1 - 1	2	Punta Aperta	Sabbia grigio scuro con sparsi litici calcarei arrotondati e frequenti millimetrici
7.	S2 SPT3	17,50 ÷ 17,95	2 - 2 - 1	3	Punta Aperta	Sabbia grigio scuro con sparsi litici calcarei arrotondati e frequenti millimetrici
8.	S2 SPT4	21,00 ÷ 21,45	6 - 7 - 11	18	Punta Aperta	Clasti calcarei subarrotondati in abbondante matrice sabbiosa grigio scuro

Tab. 1 – Risultati Prove SPT

Campione	Tipo	Profondità	Granulometria
S2C1	Rimaneggiato	9,00 ÷ 9,50	Sabbia con ghiaia debolmente limosa
S2C2	Rimaneggiato	13,50 ÷ 14,00	Sabbia debolmente limosa
S2C3	Rimaneggiato	19,30 ÷ 19,70	Ghiaia sabbiosa debolmente limosa
S2C4	Rimaneggiato	20,00 ÷ 20,50	Ghiaia con sabbia limosa

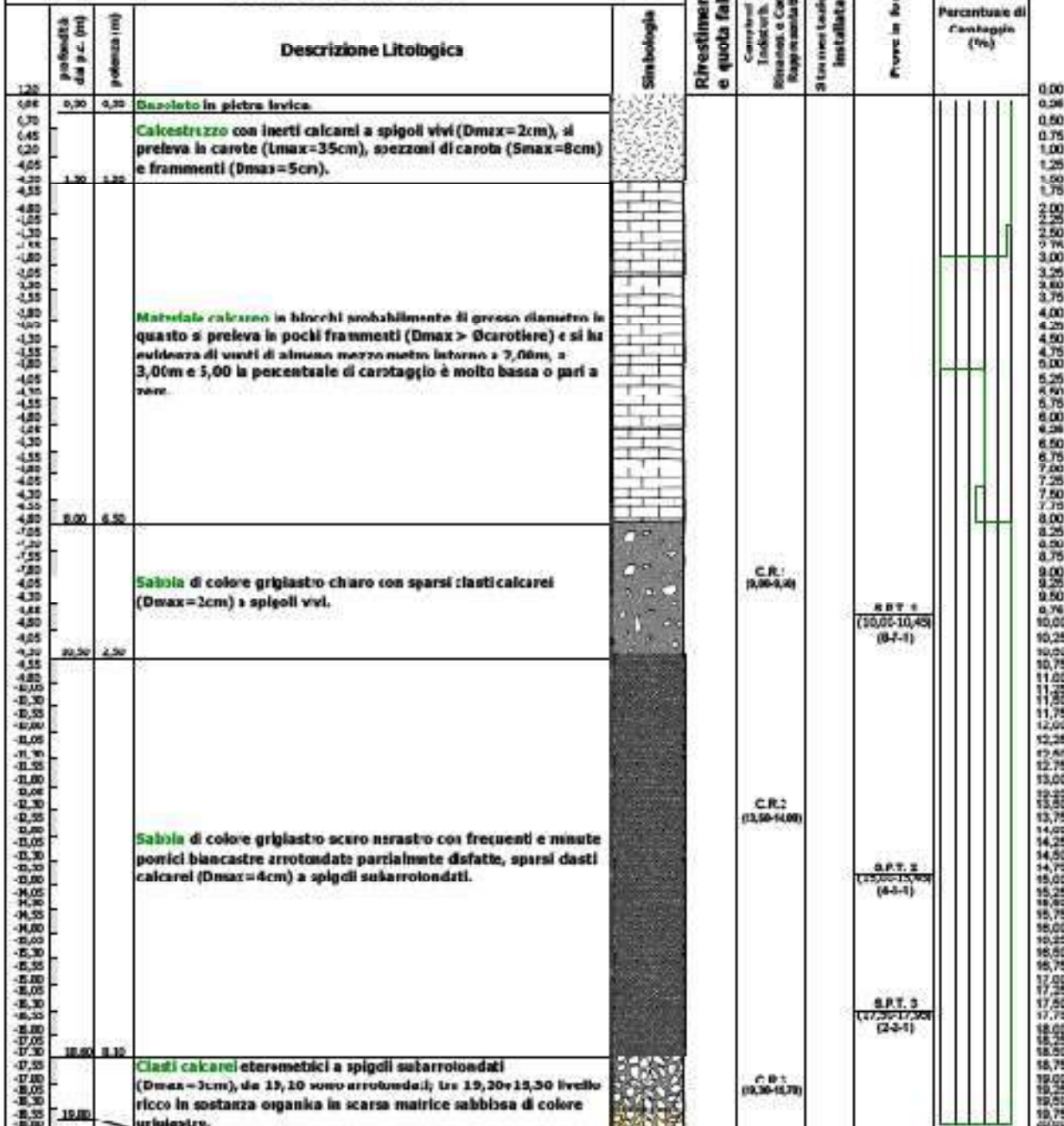
Tab. 2 – Risultati Campioni rimaneggiati

Di seguito si riporta la stratigrafia del sottosuolo indagato

SONDAGGIO GEOGNOSTICO

Committente: Comune di Cetara		Quota(m s.l.m.):	
Località: Fonde di Cetara (SA)		PL	1,20
Lavori: Realizzazione di Infrastrutture e Servizi del Porto Turistico di Cetara		Fondo foro:	-23,80
Sondaggio n°: 52		Tipo perforazione:	a carotaggio continuo
Data: inizio h 09:00 09/04/2021 fine h 15:10 09/04/2021		tipo carotiere:	semplice Ø110mm
Coordinate: 40°38'44.18"N 14°42'08.58"E		Macchina perforatrice:	CPV 606

STRATIGRAFIA				Sintologia	Rivestimento e quota faMa	Carotatori Indipendenti, Romanos e Carotie Rappresentativa	Sistemi Lascio in Installata	Prove in Foro	Percentuale di Carotaggio (%)
Profondità da p.c. (m)	Profondità (m)	Descrizione Litologica	Sintologia						
1,20									0,00
0,66	0,30	0,30	Graziolo in pietra levica.						0,30
0,70			Calcestruzzo con inerti calcarei a spigoli vivi (Dmax=2cm), si preleva la carote (Lmax=35cm), sezioni di carota (Smax=8cm) e frammenti (Dmax=5cm).						0,50
0,45									0,75
0,20									1,00
0,05									1,25
0,20	1,30	1,30							1,50
0,55									1,75
0,80									2,00
1,05									2,25
1,30									2,50
1,55									2,75
1,80									3,00
2,05									3,25
2,30									3,50
2,55									3,75
2,80									4,00
3,05									4,25
3,30									4,50
3,55									4,75
3,80									5,00
4,05									5,25
4,30									5,50
4,55									5,75
4,80									6,00
5,05									6,25
5,30									6,50
5,55									6,75
5,80									7,00
6,05									7,25
6,30									7,50
6,55									7,75
6,80	8,00	8,50							8,00
7,05									8,25
7,30									8,50
7,55									8,75
7,80									9,00
8,05									9,25
8,30									9,50
8,55									9,75
8,80									10,00
9,05									10,25
9,30	10,50	2,50							10,50
9,55									10,75
9,80									11,00
10,05									11,25
10,30									11,50
10,55									11,75
10,80									12,00
11,05									12,25
11,30									12,50
11,55									12,75
11,80									13,00
12,05									13,25
12,30									13,50
12,55									13,75
12,80									14,00
13,05									14,25
13,30									14,50
13,55									14,75
13,80									15,00
14,05									15,25
14,30									15,50
14,55									15,75
14,80									16,00
15,05									16,25
15,30									16,50
15,55									16,75
15,80									17,00
16,05									17,25
16,30									17,50
16,55									17,75
16,80									18,00
17,05									18,25
17,30	18,00	3,30							18,50
17,55									18,75
17,80									19,00
18,05									19,25
18,30									19,50
18,55									19,75
18,80	19,80								20,00



SONDAGGIO GEOGNOSTICO

Committente : Comune di Cetara		Quota (m s.l.m.):	
Località: Porto di Cetara (SA)		P.C.	1,20
Lavori: Realizzazione di Infrastrutture e Servizi nel Porto Turistico di Cetara		Fondo foro	-23,80
Sondaggio n°:	52	Tipo perforazione:	a carotaggio continuo
Data:	Inizio h 08.40 09/04/2021 Fine h 15.10 09/04/2021	Tipo carotiere:	semplice Ø110mm
Coordinate:	40°38'44,18"N 14°42'08,58"E	Macchina perforatrice:	CMV 600




		STRATIGRAFIA		Descrizione Litologica	Simbologia	Rivestimento e quota falda	Campioni Individ. Ritrovati e Carote Rappresentative Strati in sezione e installate	Prove in foro	Percentuale di Carotaggio (%)	
-18,00										30,00
-18,00		26,00	1,30	Clasti calcarei (Dmax=3cm) a spigoli subarrotondati in matrice sabbiosa di colore ocra.			C.R.4 (26,00-26,50)	S.P.T. 4 (21,00-21,45) (5-7-11)		30,25
-19,00										30,50
-19,50										30,75
-20,00										31,00
-20,50										31,25
-21,00										31,50
-21,50										31,75
-22,00										32,00
-22,50										32,25
-23,00										32,50
-23,50										32,75
-24,00		24,00	1,30	Clasti calcarei a spigoli subarrotondati (Dmax=2,5cm) in abbondante matrice sabbiosa limosa di colore grigiastro scuro.		Ø127				33,00
-24,50										33,25
-25,00										33,50
-25,50										33,75
-26,00										34,00
-26,50										34,25
-27,00										34,50
-27,50		25,00	1,00	Clasti calcarei arrotondati (Dmax=0,5cm) in scarsa matrice sabbiosa.		24,00m				34,75
-28,00										35,00
-28,50										35,25
-29,00										35,50
-29,50										35,75
-30,00										36,00
-30,50										36,25

Fig. 1 - Stratigrafia

3 INTERVENTI IN PROGETTO: ALLARGAMENTO E ALLUNGAMENTO BANCHINA DI SOTTOFLUTTO

Il progetto prevede un allargamento di 5.25m del molo sottoflutto - lato Largo Marina -, per tutta la sua estensione e un allungamento, in testata, di 6.0 m per una lunghezza di 8.00 m.

L'intervento vede la realizzazione, dal punto di vista strutturale, di 6 differenti moduli (Modulo A, B, C, C1, E, E1) costituiti da muri di sostegno a mensola con contrafforti le cui dimensioni sono variabili in funzione della profondità di posa e della loro ubicazione. In Fig.1 si riporta la disposizione planimetria dei moduli.

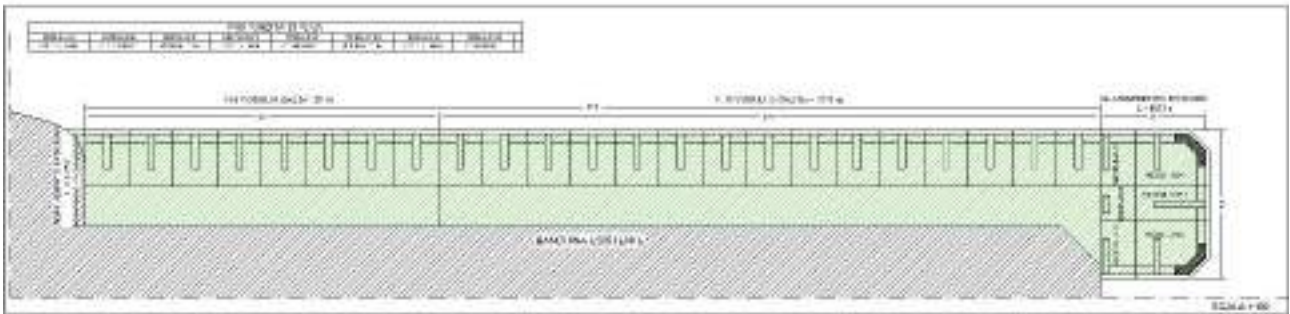


Fig. 2 – Disposizione planimetria dei moduli

Per i primi 20m l'allargamento della banchina è ottenuto con n.8 moduli del tipo A con piano di posa ad una profondità di - 3m s. l. m.m. (Vedi Fig. 3). Nei successivi 37.5m l'allargamento è ottenuto con n.15 moduli del tipo B con piano di posa ad una profondità di - 4m s. l. m.m. (Vedi Fig. 4).

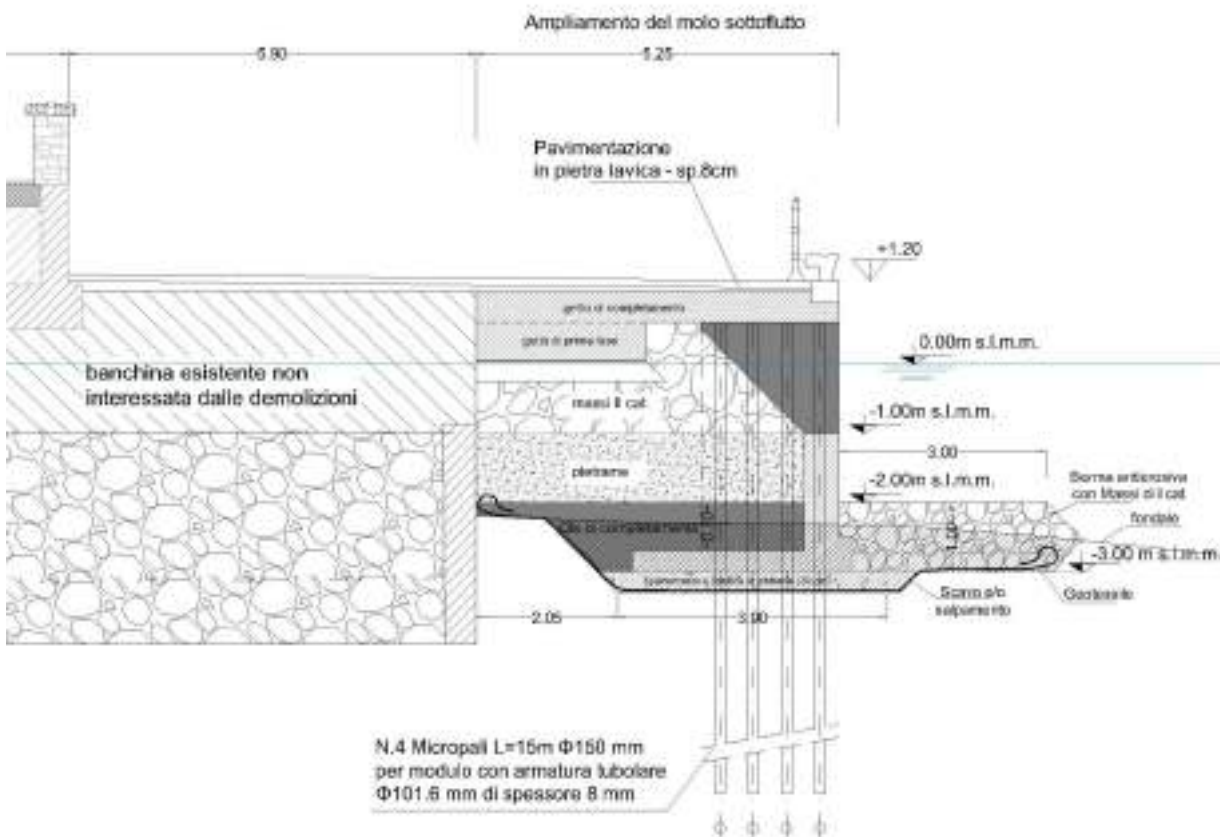


Fig. 3-Sezione tipo MODULO A

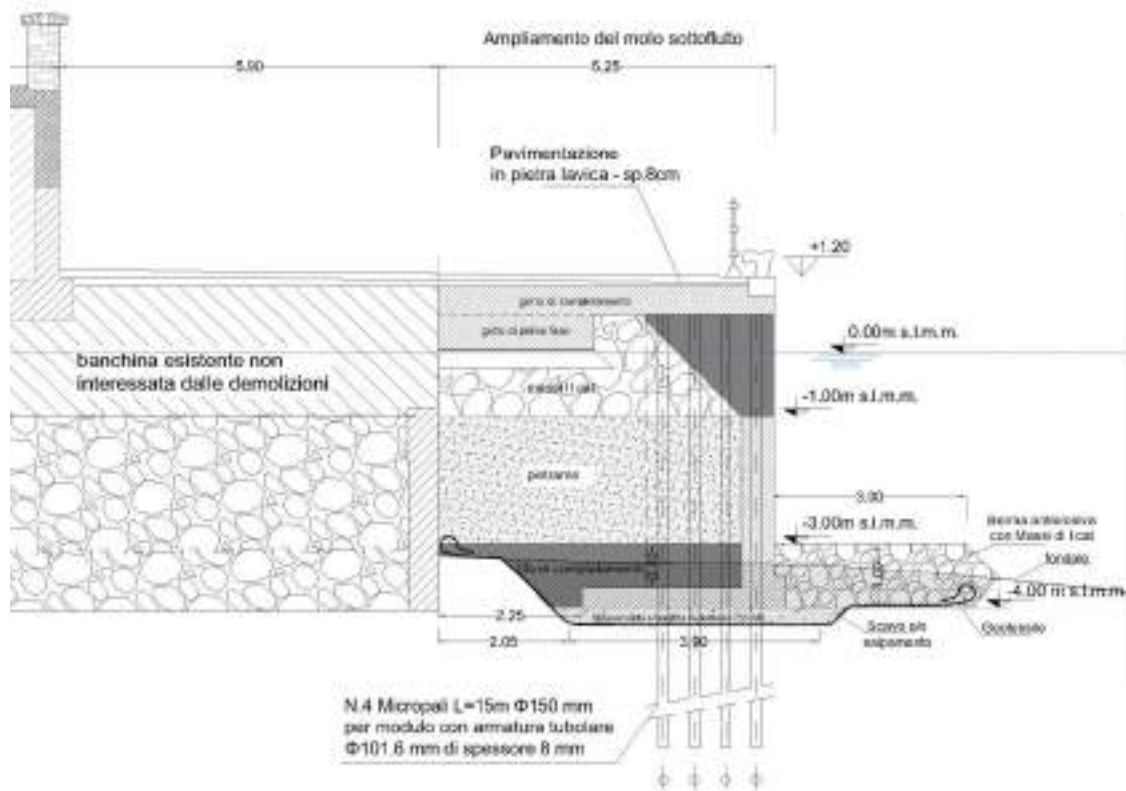


Fig. 4- Sezione tipo MODULO B

Per l'allungamento, che ha uno sviluppo in pianta di 6x8m, si utilizzano 4 diverse tipologie di moduli per un totale di n.6 moduli (n.2 moduli C, n.2 moduli E, n.1 modulo C1 e n.1 modulo E1). (Vedi Fig. 5).

Nello specifico, per i primi due metri, si utilizzano le tipologie C e C1 che poggiano su una profondità di -4.5m s.l.m. Per i restanti 4m di allungamento si utilizzano le tipologie , E ed E1 con piano di posa sempre pari a -4.5m s.l.m.m.

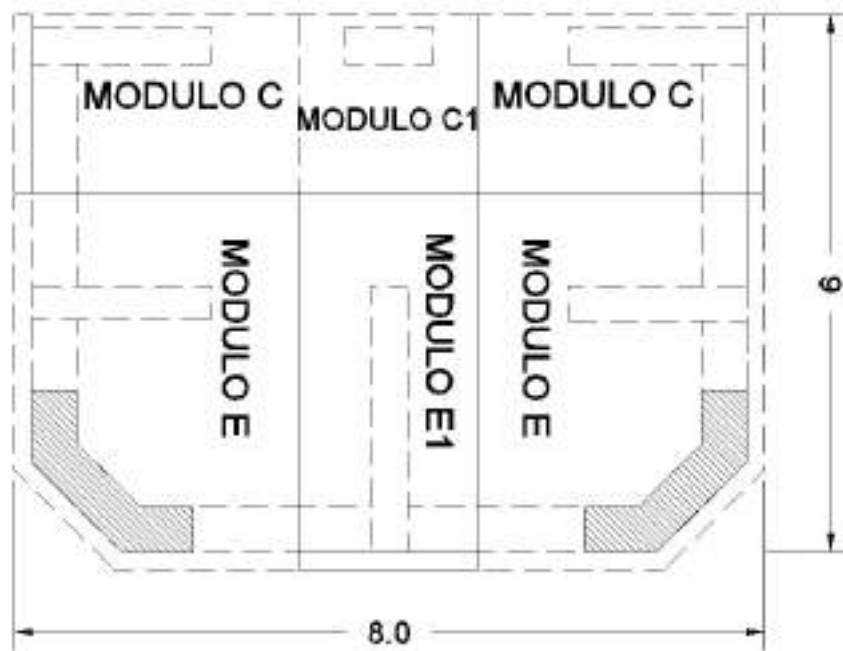


Fig. 5- Planimetria allungamento molo di sopraflutto

Di seguito si riposta inoltre la la sezione trasversale e longitudinale tipo del tratto di allungamento. (Vedi Fig. 6 e Fig. 7).

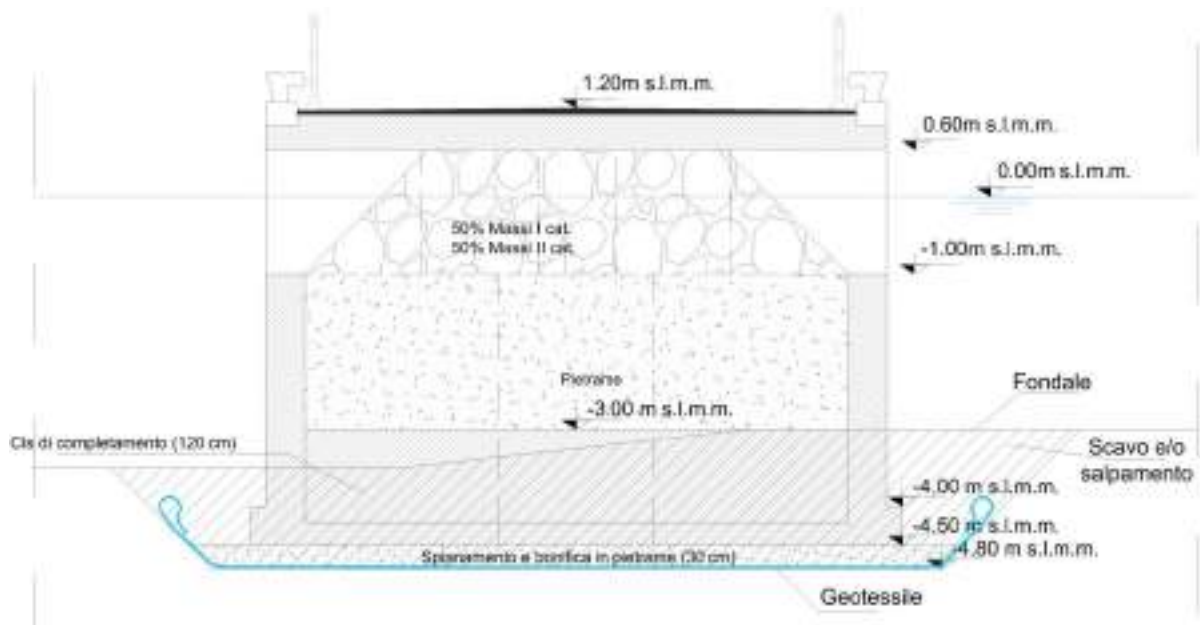


Fig. 6- Sezione trasversale tipo allungamento

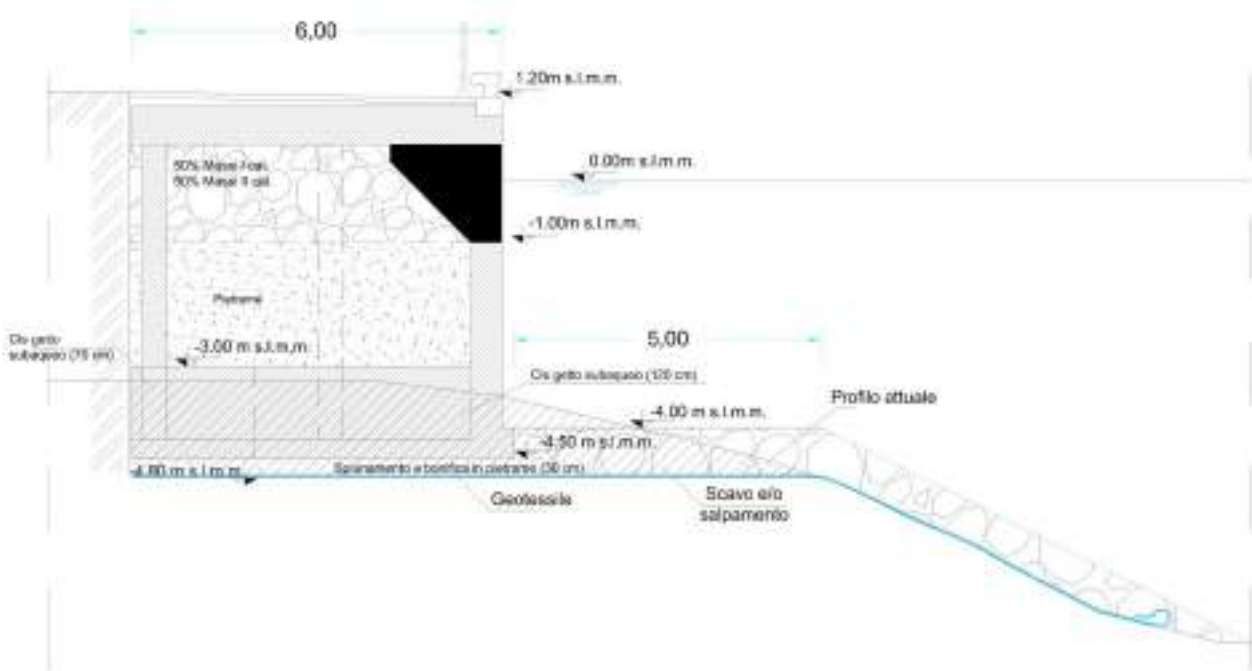


Fig. 7- Sezione longitudinale tipo allungamento

Ciascun modulo, ad eccezione dei moduli C1 e E1, presentano una predisposizione verso il lato esterno per la messa in opera di micropali, come si può osservare in (Fig. 8).

Inoltre su ciascun modulo viene posta la banchina di progetto, in particolare sui contrafforti, la quale ha uno spessore di 0.6 m e larghezza di 5.25 m fino al limite della banchina esistente (57.5 m), mentre in testata è larga 8.0 m.

I contrafforti presentano le medesime dimensioni per ciascuno dei moduli, vale a dire 0.4 x 1.5 m, tranne il modulo centrale del tratto di allungamento (modulo C1), che invece presenta le dimensioni di 0.4 x 1 m ed arrivano tutti alla quota di +0.6 m s. l. m.m, dovendo ospitare su di essi la banchina, la quale ha dunque la quota sommitale a +1.20 m s. l. m.m.

I moduli per la realizzazione della pavimentazione, vengono riempiti dall'alto verso il basso, a partire dalla quota +0.6 m s. l. m.m fino a - 1.0 m s. l. m.m da massi naturali di I categoria, con una inclinazione a 45° della mantellata lato mare e da - 1.0 m s. l. m.m fino alla profondità del fondale incontrato da pietrame, contrapponendo tra quest'ultimo strato e la profondità di posa del muro, un getto di calcestruzzo di completamento (Fig. 8).

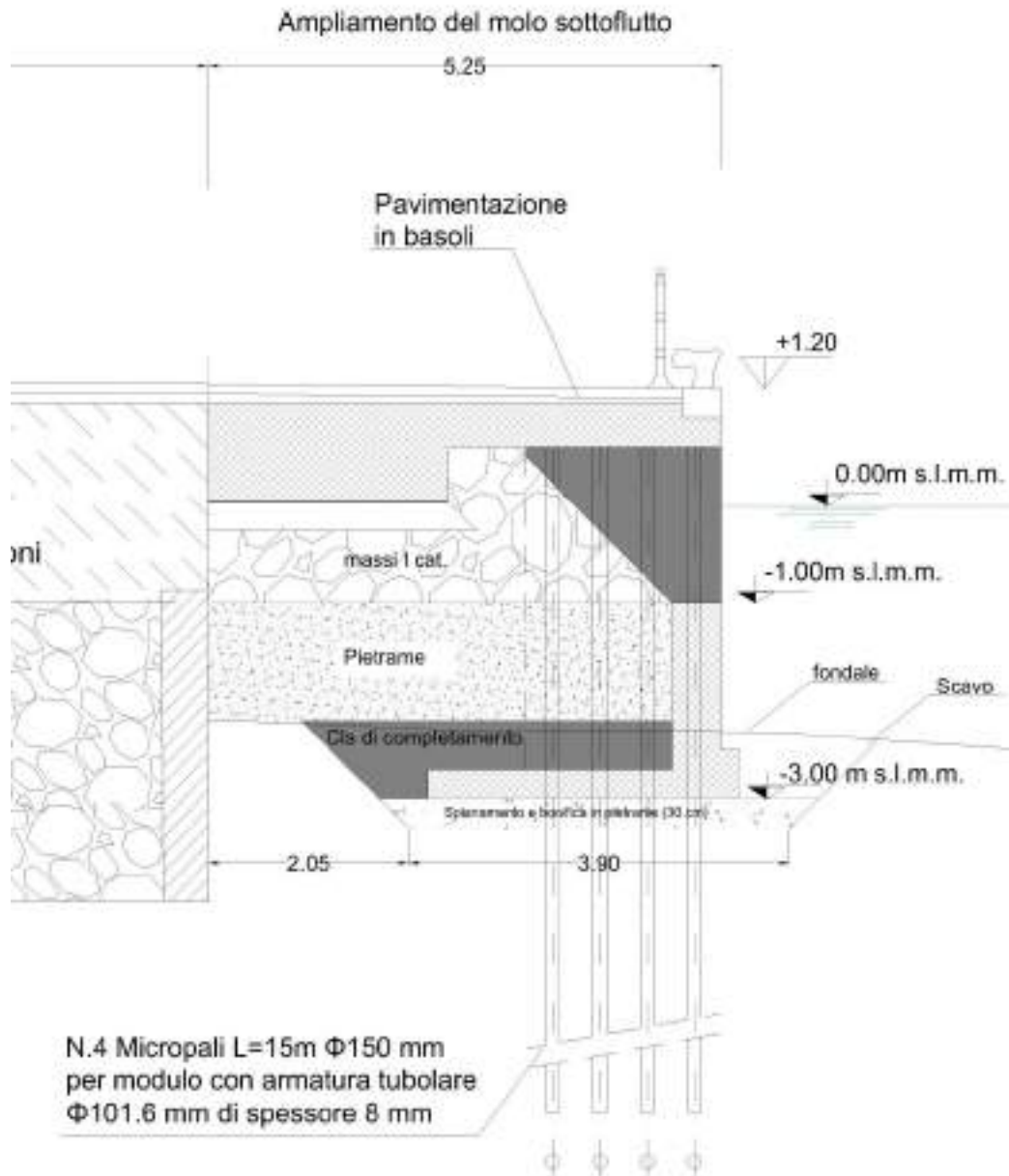


Fig. 8 - Sezione di progetto

4 MODELLAZIONE E PROGETTO BANCHINA DI SOTTOFLUTTO

La modellazione ha riguardato tre tipologie di muro, in funzione delle profondità di posa e cioè:

- TIPOLOGIA 1, profondità di posa -3.0 m s.l.m.m.,
- TIPOLOGIA 2, profondità di posa -4.0 m s.l.m.m.,
- TIPOLOGIA 3, profondità di posa -4.5 m s.l.m.m.

La Tipologia 1 schematizza i moduli Tipo A che sono utilizzati per i primi 20m di ampliamento del molo, la Tipologia 2 i moduli Tipo B per i successivi 37.5m di ampliamento del molo e infine, la Tipologia 3 schematizza i moduli che sono utilizzati per la realizzazione dell'allungamento in testata.

Il software utilizzato per il dimensionamento e la verifica del muro è MAX versione 15.0, della Aztec Informatica, strumento molto robusto e performante per effettuare l'analisi ed il calcolo dei muri di sostegno nell'ambito geotecnico-strutturale, dialogando con le norme N.T.C. 2018 attraverso l'applicazione dei coefficienti parziali e di combinazione.

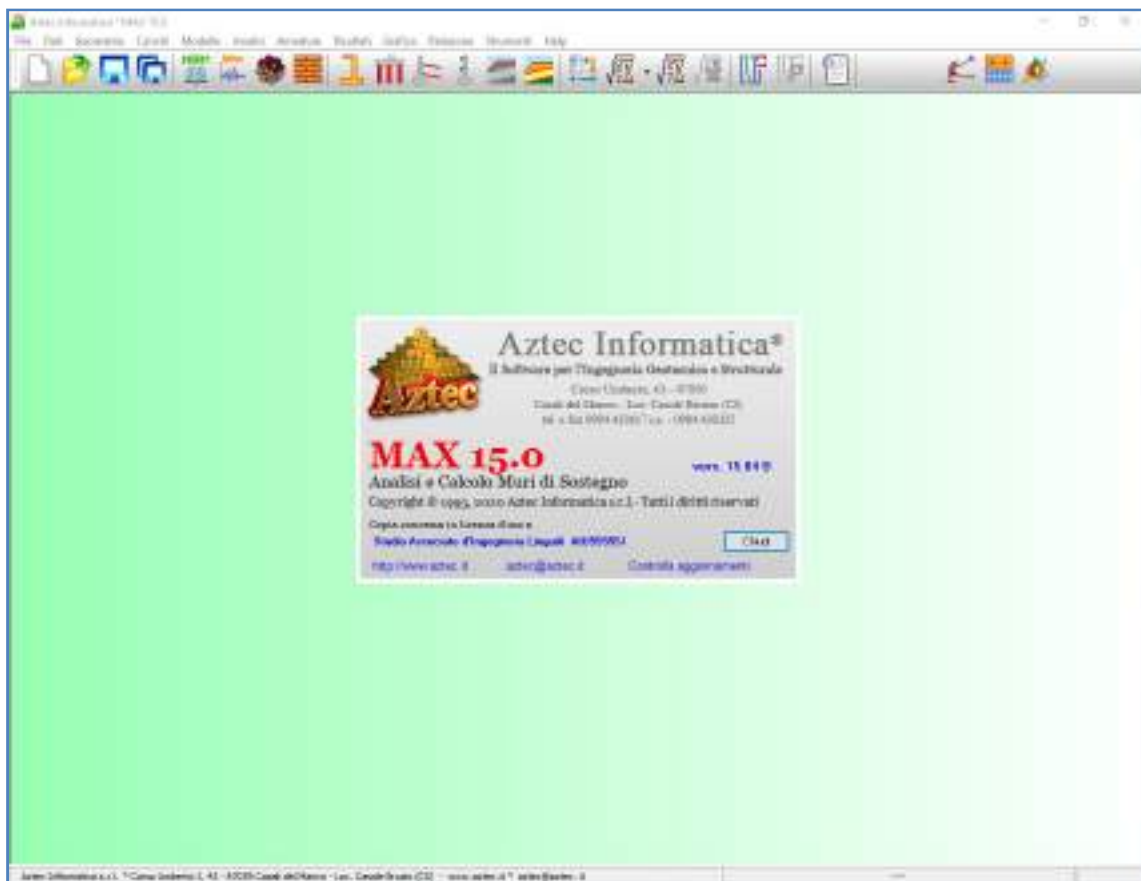


Fig. 9- Interfaccia grafica MAX 15.0

4.1 Geometria e Terreni

Per ciascuno dei tre casi individuati, è stato disegnato un muro dallo spessore sia in fondazione che in testa di 0.5 m, con fondazione larga in sezione trasversale 3.2 m e contrafforte di 1.5 m, come riportato a titolo di esempio per il tipo 1 in Fig. 5.

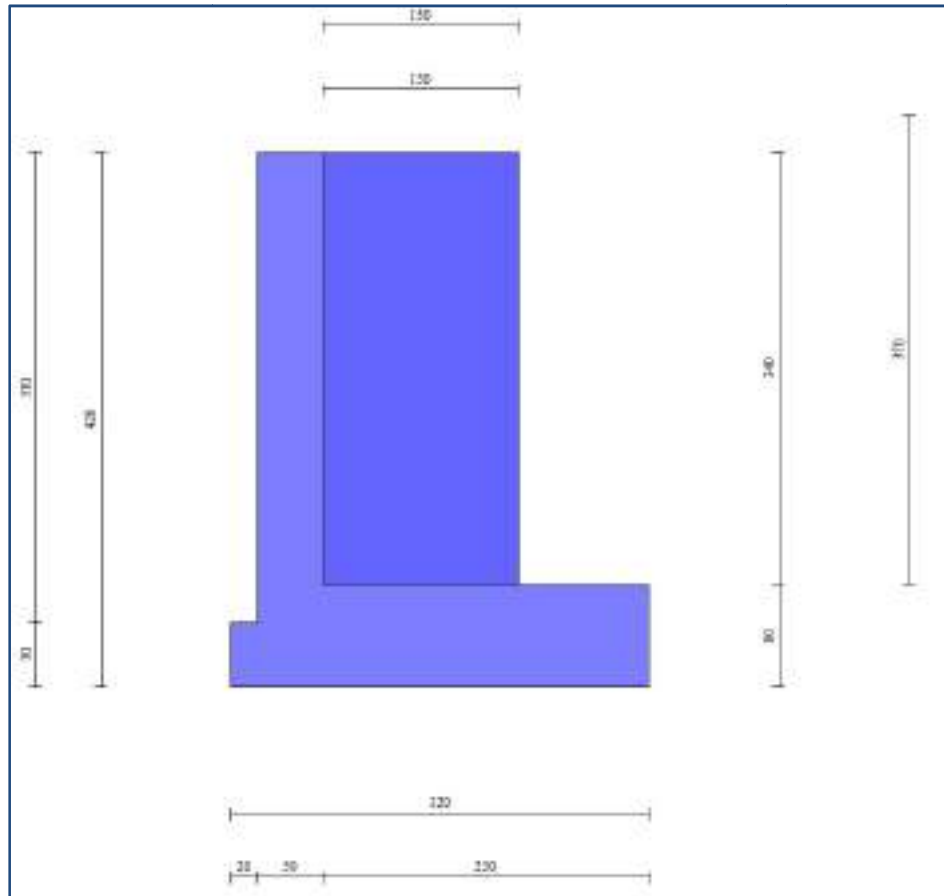


Fig. 10 - Sezione trasversale tipo 1 in Aztec

Si rende noto che nella realtà il muro si realizza con un'altezza minore di quanto rappresentato in Aztec, ad esempio per il tipo 1 l'altezza del paramento libero non sarà 3.70 m, ma 3.10 m e l'altezza comprensiva della fondazione non è di 4.20 m, ma di 3.6 m.

In pratica sono stati aggiunti, rispetto alla realtà, 0.6 m in altezza, per poter tenere conto della soprastante banchina di progetto e dei carichi ivi insistenti che Aztec non sarebbe riuscito a cogliere, in quanto necessita in sommità di continuità tra il muro, il contrafforte ed il profilo del terreno: ribassando il muro come nella realtà, sarebbe risultato scarico in testa.

Un secondo aspetto, non meno importante, è stato quello della scelta del terreno di riempimento e di sottofondo, vale a dire delle loro caratteristiche geotecniche, le quali vengono riportate in (Tab. 3).

TERRENI	PESO DI VOLUME (kg/m ³)	PESO DI VOLUME SATURO (kg/m ³)	ANGOLO DI ATERITO INTERNO [°]
MASSI CALCAREI	1900	2000	40
SABBIA GRIGIASTRA	1800	2000	30
SABBIA GRIGIO-NERASTRA	1800	2000	22
CLASTI CALCAREI	1900	2000	30
RIEMPIMENTO (PIETRAE DI SCAVO)	2100	2350	45

Tab. 3 - Caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti.

4.2 Condizioni di carico e posizione della falda

I muri di sostegno oggetto dell'intervento, ospitano in sommità, come già espresso, la banchina di progetto, la quale rappresenta una condizione di carico presente per ciascuno dei tre casi considerati (tipo 1, 2 e 3), in particolare risulta incidente sia direttamente sul muro che sui massi di riempimento.

Essendo l'intervento di progetto un allargamento ed un ampliamento della banchina esistente, anche quest'ultima rappresenta una condizione di carico che occorre considerare per ciascuno dei tre casi, andando ad incidere sui massi di riempimento.

Tra gli interventi previsti sul molo sottoflutto, è inclusa anche la costruzione di un edificio avente pianta rettangolare di dimensioni 28 m x 7 m ed una altezza totale di 3.80 m, il quale rappresenta un'ulteriore condizione di carico per il muro soltanto per il tipo 1 (profondità di posa - 3 m s.l.m.m.), in quanto gli altri moduli sono da ritenersi sufficientemente lontani dall'edificio per poter risentire della sua presenza.

Altra condizione di carico che occorre includere è quella relativa al traffico veicolare, in quanto si prevede la realizzazione di stalli per il parcheggio delle auto lungo la troncostruttura del molo.

Di seguito si riporta uno schema riassuntivo delle condizioni di carico prese in considerazione, andando a specificarne il loro valore numerico, la tipologia e la localizzazione (Tab.4).

CONDIZIONI DI CARICO	CASO 1	CASO 2	CASO 3	TIPOLOGIA	DISTRIBUITO	LOCALIZZAZIONE
CARICO BANCHINA DI PROGETTO	1500	1500	1500	PERMANENTE	SI	PROFILO
CARICO BANCHINA ESISTENTE	1500	1500	1500	PERMANENTE	SI	PROFILO
CARICO EDIFICIO	3500	3500	-	PERMANENTE	SI	PROFILO
TRAFFICO VEICOLARE	500	500	500	VARIABILE	SI	PROFILO
CARICO BANCHINA DI PROGETTO SU MURO	3000	3000	3000	PERMANENTE	NO	MURO

Tab. 4 - Condizioni di carico

L'analisi della valutazione dei carichi si riferisce a n.2 moduli, per un totale di 5 metri lineari, essendo ciascun modulo largo 2.5 m.

Per poter considerare anche l'azione del mare, è stato possibile introdurre in Aztec la presenza della falda, alla profondità a cui si attesterà il livello medio mare, vale a dire a -1.2 m s.l.m.m. rispetto alla quota sommitale della banchina, come è possibile notare, a titolo di esempio, nella sezione riportata in (Fig. 11) relativa alla sezione Tipo 1.

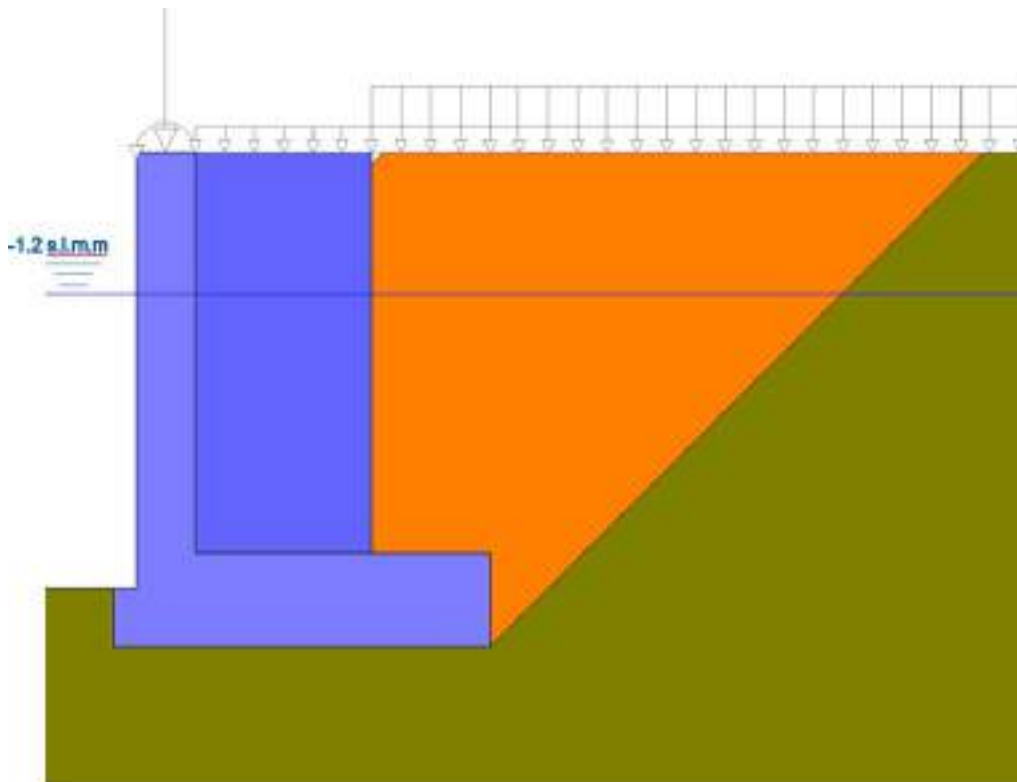


Fig. 11 - Sezione relativa al tipo 1, illustrativa del posizionamento del livello medio mare e dei carichi considerati

4.3 Metodo di calcolo

Un'opera di sostegno a gravità si oppone alla spinta del terrapieno alle spalle esclusivamente con il peso proprio, quindi generalmente sono opere "tozze" questo perché per il loro principio di funzionamento non conviene aumentarne l'altezza poiché la spinta sull'opera aumenta con il quadrato dell'altezza stessa, e aumenterebbe esponenzialmente il costo dell'opera. Tali opere sono considerate rigide nel senso che le tensioni di interazione opera-terreno (ovvero la spinta sull'opera) sono indipendenti dalla dimensione della sezione strutturale dell'opera stessa e quindi dalla rigidità flessionale e dalla deformabilità della stessa.

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le seguenti verifiche:

- Calcolo della spinta del terreno sull'opera e valutazione di tutti i carichi agenti sulla struttura,
- Verifiche di stabilità globali del muro (ribaltamento e scorrimento) ed allo schiacciamento del terreno di fondazione,
- Verifica di stabilità del pendio,
- Calcolo delle armature del paramento e delle fondazioni.

4.3.1 Calcolo della spinta del terreno

Per il calcolo della spinta attiva del terreno è stato utilizzato il metodo di Culmann, il quale adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb, vale a dire:

- il cuneo di spinta a monte del muro si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea,
- inclinazione della retta di spinta rispetto alla normale al paramento pari all'angolo di attrito terra-muro.

La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che consente di ottenere una espressione in forma chiusa per il valore della spinta), il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti, come nel tipo in esame.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura inclinata di ρ rispetto all'orizzontale,
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta (il peso proprio W , i carichi agenti sul terreno, la resistenza di attrito R e coesione C lungo la superficie di rottura e la resistenza per coesione A lungo la parete),
- dall'equilibrio si ricava la spinta S .

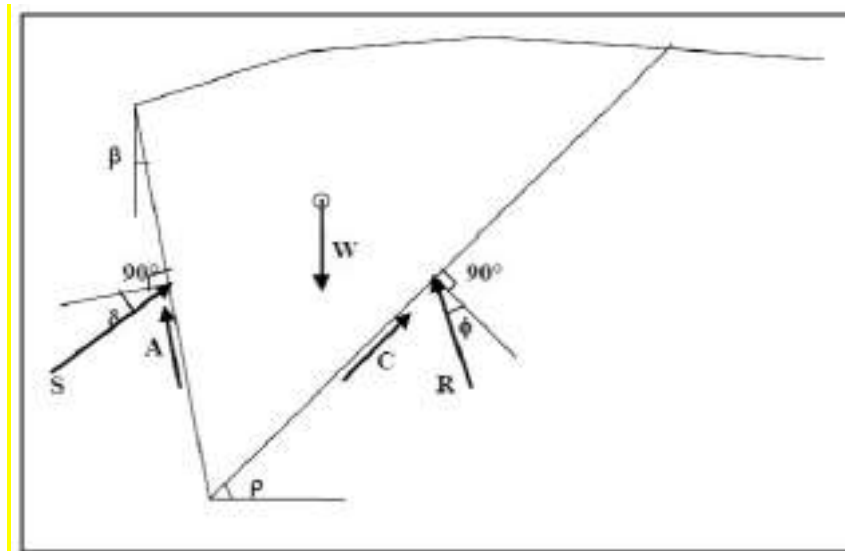


Fig. 12 - Schema grafico del metodo di Culmann

4.3.2 Verifica a ribaltamento

Come noto, la verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a far ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) e di quelle che tendono a farlo stabilizzare (momento stabilizzante M_s), andando poi a verificare la seguente disuguaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq FS$$

4.3.3 Verifica a scorrimento

La verifica a scorrimento viene eseguita lungo il piano di fondazione e consiste nel verificare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa e che tendono a far scorrere il muro sia minore di tutte le forze che si oppongono allo scorrimento, secondo un certo coefficiente di sicurezza.

La normativa italiana richiede che il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e quella delle forze che tendono a far scorrere il muro F_s sia:

$$\frac{F_r}{F_s} \geq FS$$

4.3.4 Verifica a carico limite

Nella verifica al carico limite il rapporto fra il carico ultimo in fondazione e la risultante dei carichi indotta dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore ad un fattore di sicurezza.

Il carico ultimo in fondazione si valuta con la nota equazione del trinomio di Terzaghi ($q_{lim} = c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma$), mentre il carico q gravante in fondazione sarà il risultato dell'analisi dei carichi eseguita. In definitiva la verifica consiste nel soddisfare la seguente disequazione:

$$\frac{q_{lim}}{q} \geq FS$$

4.3.5 Verifica di stabilità del pendio

Per la verifica di stabilità del pendio è stato adottato il metodo di Bishop, utilizzando la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento, supposta circolare. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di dimensioni 10 x10 posta in prossimità della sommità del muro, per un totale di 25 strisce.

La verifica alla stabilità globale del complesso muro più terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore al valore proposto dalla normativa.

Tale coefficiente ha la seguente formulazione:

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{b_i c_i + W_i \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{sen} \alpha_i}$$

con

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i}{\eta} \right) \operatorname{cos} \alpha_i$$

dove n è il numero di strisce considerate, b_i ed a_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop va risolta per successive iterazioni, assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fino a quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

4.3.6 Progetto delle armature

Il calcolo delle armature nelle piastre è più complesso rispetto al calcolo delle armature di una trave, a causa dello stato di sollecitazione pluriassiale che si genera, agendo nel generico punto:

- Momenti flettenti M_x ,
- Momenti flettenti M_y ,
- Momenti torcenti M_{xy} ,
- Taglio T_x ,
- Taglio T_y .

Inoltre per la trave la direzione delle armature coincide con la direzione principale di sollecitazione, ma per la piastra tali sollecitazioni cambiano di punto in punto, per tale motivo il procedimento è il seguente:

- si fissano due direzioni di armatura ortogonali tra loro,
- si suddivide idealmente la piastra in due famiglie di piastre disposte secondo tali due direzioni,
- si calcolano le sollecitazioni lungo le travi ideali,
- si calcolano le aree di armature necessarie per assorbire tali sollecitazioni.

4.3.7 Combinazioni di carico

Se si imposta la normativa N.T.C. 2018 per l'analisi dei carichi, le verifiche di sezione verranno effettuate con il metodo degli Stati Limite Ultimi e Stati Limite d'Esercizio, in accordo con le Norme Tecniche.

Tale norma si basa sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziali e considera le seguenti famiglie di combinazioni generate con le seguenti modalità:

Norme Tecniche 2008 (D.M. 14-01-2008) - Approccio 1

- caso A1-M1-R1: in questo tipo di combinazioni vengono incrementati le azioni permanenti e variabili con i coefficienti (γ_G , γ_Q) e vengono lasciate inalterate le caratteristiche di resistenza del terreno. Per la verifiche vengono presi in considerazione i coefficienti γ_{R1} .

- caso A2-M2-R2: in questo tipo di combinazioni vengono incrementati i carichi variabili e vengono ridotte le caratteristiche di resistenza del terreno ($\text{tg}(\phi)$, c' e c_u) secondo i coefficienti parziali ($\gamma_{\text{tg}}(\phi')$, $\gamma_{c'}$, ...) definiti nella finestra Coefficienti di sicurezza. Per la verifiche vengono presi in considerazione i coefficienti γ_{R2} .

La soluzione si ottiene dalla combinazione dei casi A1-M1 e A2-M2.

Norme Tecniche 2008 (D.M. 14-01-2008) - Approccio 2

- caso A1-M1-R3: in questo tipo di combinazioni vengono incrementati le azioni permanenti e variabili con i coefficienti (γ_G , γ_Q) e vengono lasciate inalterate le caratteristiche di resistenza del terreno. Per la verifiche vengono presi in considerazione i coefficienti γ_{R3} .

Avendo considerato le cinque condizioni di carico illustrate al Par.3.2 e avendo introdotto il sisma nella combinazioni di esercizio, la verifica al sifonamento e generato anche il sisma verticale, risultano complessivamente 16 combinazioni di carico, di seguito riportate (Tab. 5).

	N°	Caso	Sisma	Peso muro/terrapieno
•	1	STR (A1-M1-R3)	Assente	FAV - FAV
	2	STR (A1-M1-R3)	H + V	FAV - FAV
	3	STR (A1-M1-R3)	H - V	SFAV - SFAV
	4	STR (A1-M1-R3)	Assente	SFAV - SFAV
	5	STR (A1-M1-R3)	Assente	FAV - SFAV
	6	STR (A1-M1-R3)	Assente	SFAV - FAV
	7	GEO (A2-M2-R2)	Assente	SFAV - SFAV
	8	GEO (A2-M2-R2)	H + V	SFAV - SFAV
	9	GEO (A2-M2-R2)	H - V	SFAV - SFAV
	10	EQU (A1-M1-R3)	Assente	FAV - FAV
	11	EQU (A1-M1-R3)	H + V	FAV - FAV
	12	EQU (A1-M1-R3)	H - V	FAV - FAV
	13	SLER	Assente	FAV - FAV
	14	SLEF	Assente	FAV - FAV
	15	SLEQ	Assente	FAV - FAV
	16	HYD	Assente	FAV - FAV
	17	UPL	Assente	FAV - FAV

Tab. 5 - Combinazioni di carico

4.4 Risultati

4.4.1 Cuneo di spinta statico

Il cuneo di spinta statico è stato valutato e verificato sul paramento per ciascuna delle 17 combinazioni di carico generate, a titolo di esempio si sceglie di riportare unicamente la condizione che si è rivelata essere più gravosa per i tre casi esaminati.

Per il cuneo statico relativo al tipo 1, (Fig. 13), la condizione più gravosa a parità di peso instabilizzante, viene riscontrata per le combinazioni n°1,4,5,6 STR (A1+M1+R3) e 10 EQU (A1+M1+R3).

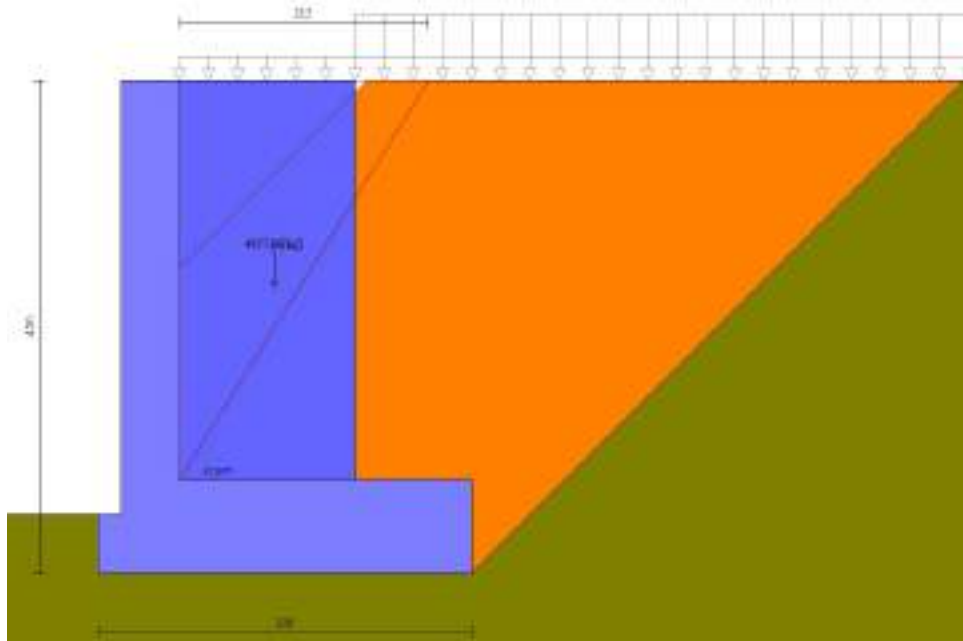


Fig. 13 - Cuneo statico del tipo 1

Per il cuneo statico relativo al tipo 2, (Fig. 14), la condizione più gravosa a parità di peso instabilizzante, viene riscontrata per la sola combinazione n°17 (UPL).

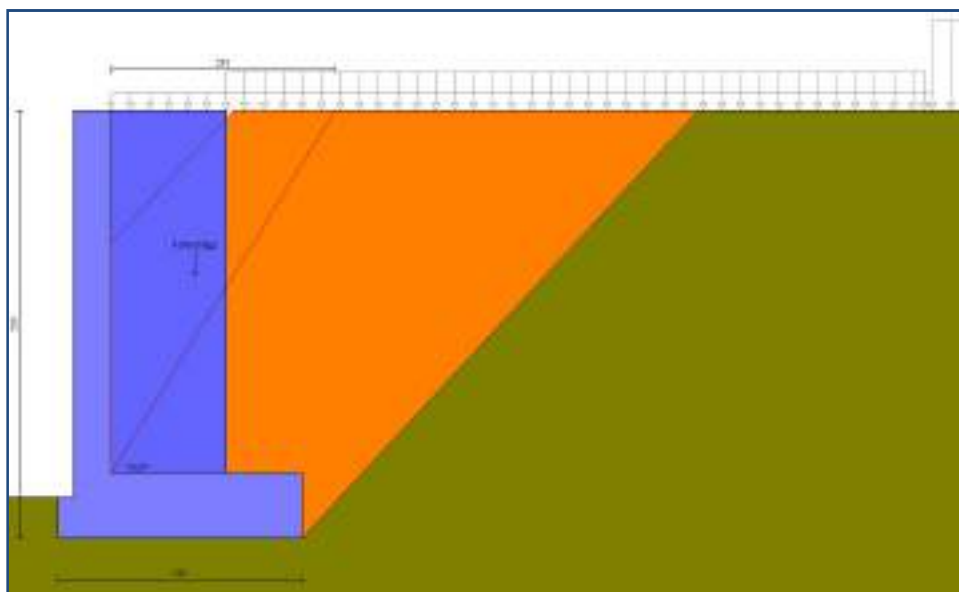


Fig. 14 - Cuneo statico tipo 2.

Infine, per il cuneo statico relativo al tipo 3, (Fig. 15), la condizione più gravosa a parità di peso instabilizzante, viene riscontrata anche qui per la sola combinazione n°17 (UPL).

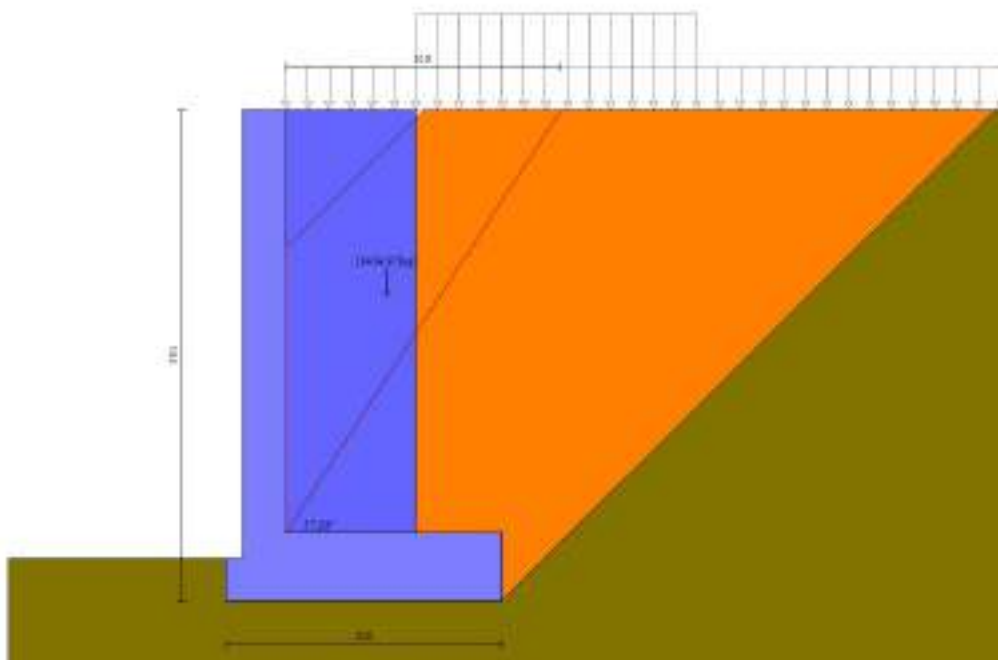


Fig. 15 - Cuneo statico tipo 3

4.4.2 Diagramma delle spinte

Come accennato precedentemente al paragrafo 2.3.1, per il calcolo delle spinte è stato utilizzato il metodo grafico di Culmann. Di seguito vengono mostrati i risultati per i tre casi indagati e per le diverse combinazioni analizzate, facendo riferimento alla massima spinta attiva che agisce sul muro di sostegno.

Per il **tipo 1**, la spinta attiva maggiore da cui discende un fattore di sicurezza minore viene riscontrata per la combinazione n°7 GEO (A2+M2+R2), così come mostra la (Fig. 16).

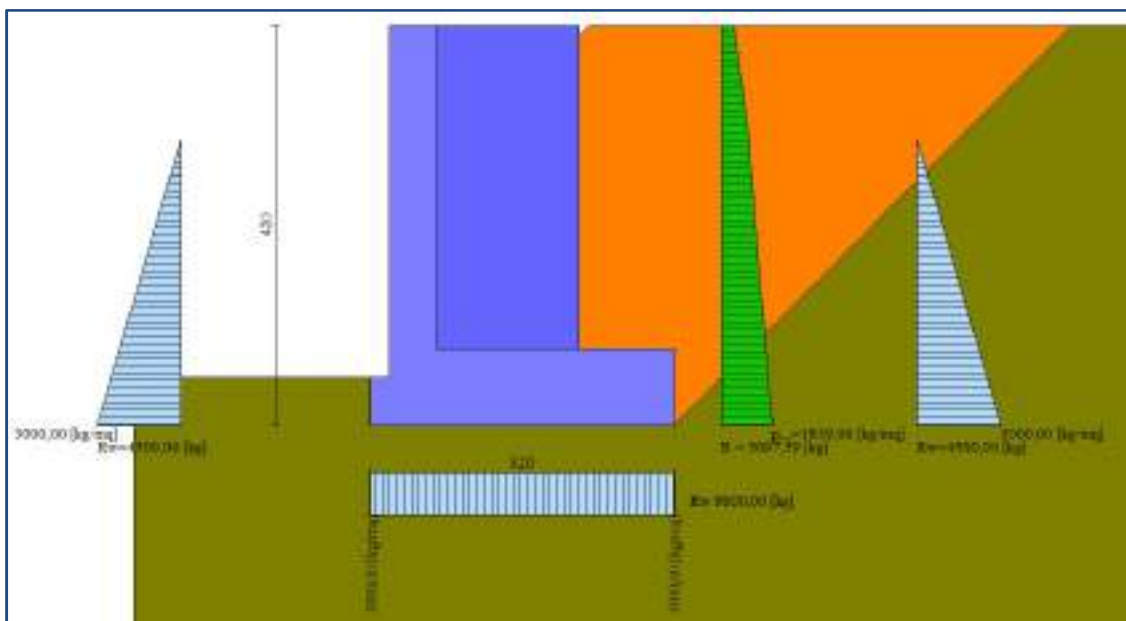


Fig. 16- Diagramma spinte Tipo 1

Per il **tipo 2** invece, la spinta attiva maggiore (diagramma in verde di Fig.13), viene riscontrata per la combinazione n°17 (UPL), così come mostra la (Fig. 17).

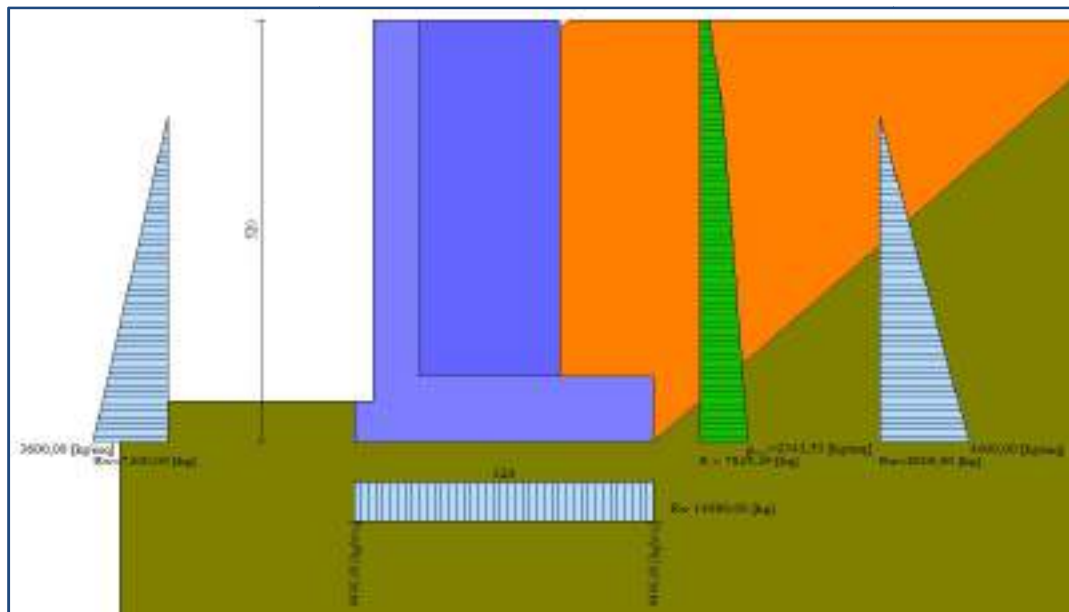


Fig. 17- Diagramma spinte Tipo 2

Infine il **tipo 3** presenta la spinta attiva maggiore (diagramma in verde di Fig.14), ancora una volta per la combinazione n°17 (UPL), così come mostra la (Fig. 18).

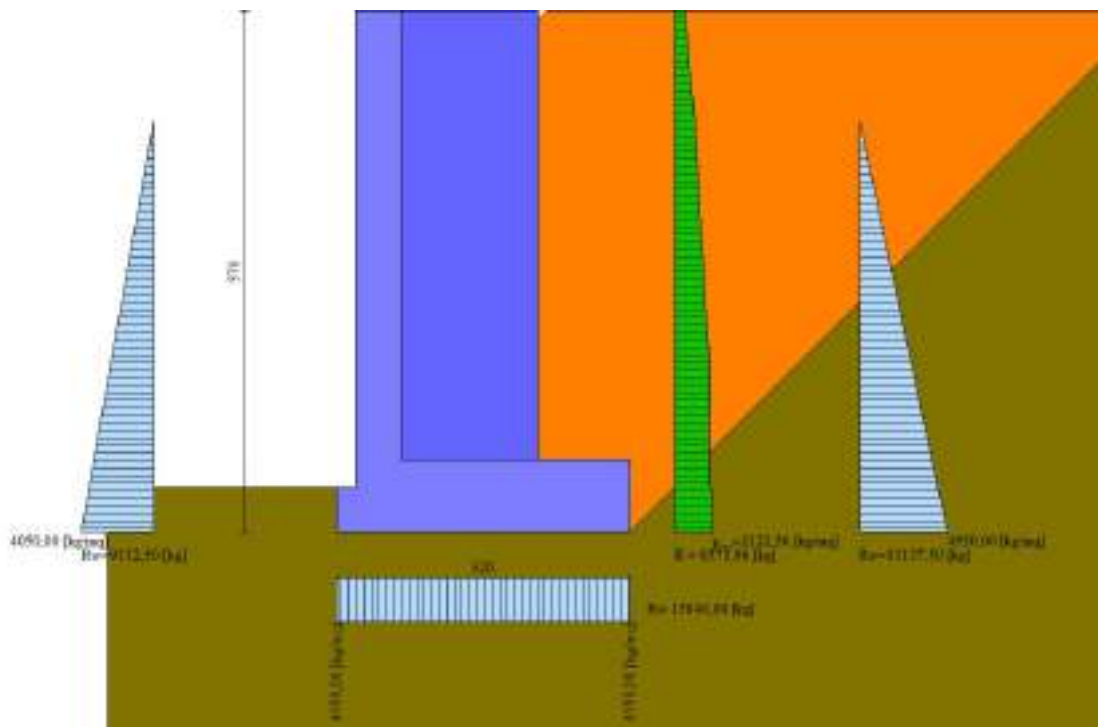


Fig. 18- Diagramma delle spinte Tipo 3

4.4.3 Verifiche ribaltamento, scorrimento, carico limite, e alla stabilità globale.

Le verifiche a ribaltamento, scorrimento, carico limite, e alla stabilità globale, risultano pienamente soddisfatte per il **tipo 1**, per tutte le 17 combinazioni di carico considerate, come riportato in Tab. 6.

n°	Combinazione	Sismica	F _{Ssco}	F _{SqLim}	F _{Srib}	F _{Sstab}	F _{Shyd}	F _{Supl}
1	STR (A1-M1-R3)		1,744	21,881	—	—	—	—
2	STR (A1-M1-R3)	H + V	1,804	28,824	—	—	—	—
3	STR (A1-M1-R3)	H - V	1,738	21,314	—	—	—	—
4	STR (A1-M1-R3)		2,287	18,306	—	—	—	—
5	STR (A1-M1-R3)		2,127	28,878	—	—	—	—
6	STR (A1-M1-R3)		1,903	19,182	—	—	—	—
7	GEO (A2-M2-R2)		—	—	—	1,586	—	—
8	GEO (A2-M2-R2)	H + V	—	—	—	1,782	—	—
9	GEO (A2-M2-R2)	H - V	—	—	—	1,714	—	—
10	EQU (A1-M1-R3)		—	—	1,805	—	—	—
11	EQU (A1-M1-R3)	H + V	—	—	1,804	—	—	—
12	EQU (A1-M1-R3)	H - V	—	—	1,778	—	—	—

Tab. 6 - Risultati delle verifiche per il tipo 1

Anche per il **tipo 2** tutte le verifiche risultano pienamente soddisfatte per tutte le 17 combinazioni di carico considerate, come riportato in Tab. 7.

n°	Combinazione	Sismica	F _{Ssco}	F _{SqLim}	F _{Srib}	F _{Sstab}	F _{Shyd}	F _{Supl}
1	STR (A1-M1-R3)		1,425	18,333	—	—	—	—
2	STR (A1-M1-R3)	H + V	1,573	18,704	—	—	—	—
3	STR (A1-M1-R3)	H - V	1,520	17,777	—	—	—	—
4	STR (A1-M1-R3)		1,893	15,758	—	—	—	—
5	STR (A1-M1-R3)		1,782	17,778	—	—	—	—
6	STR (A1-M1-R3)		1,536	18,208	—	—	—	—
7	GEO (A2-M2-R2)		—	—	—	1,387	—	—
8	GEO (A2-M2-R2)	H + V	—	—	—	1,548	—	—
9	GEO (A2-M2-R2)	H - V	—	—	—	1,504	—	—
10	EQU (A1-M1-R3)		—	—	1,830	—	—	—
11	EQU (A1-M1-R3)	H + V	—	—	1,842	—	—	—
12	EQU (A1-M1-R3)	H - V	—	—	1,531	—	—	—
16	HYD		—	—	—	—	66905E016	—
17	UPL		—	—	—	—	—	2,981

Tab. 7 - Risultati delle verifiche per il tipo 2

Infine il **tipo 3**, dove anche qui è possibile affermare come tutte le verifiche risultano essere soddisfatte per tutte le 17 combinazioni di carico considerate, così come mostrato in Tab. 8.

n°	Combinazione	Sismica	F _{Ssco}	F _{SqLim}	F _{Srib}	F _{Sstab}	F _{Shyd}	F _{Supl}
1	STR (A1-M1-R3)		1,331	18,171	—	—	—	—
2	STR (A1-M1-R3)	H + V	1,510	14,832	—	—	—	—
3	STR (A1-M1-R3)	H - V	1,462	15,887	—	—	—	—
4	STR (A1-M1-R3)		1,776	14,108	—	—	—	—
5	STR (A1-M1-R3)		1,680	15,925	—	—	—	—
6	STR (A1-M1-R3)		1,427	14,377	—	—	—	—
7	GEO (A2-M2-R2)		—	—	—	1,326	—	—
8	GEO (A2-M2-R2)	H + V	—	—	—	1,483	—	—
9	GEO (A2-M2-R2)	H - V	—	—	—	1,445	—	—
10	EQU (A1-M1-R3)		—	—	1,585	—	—	—
11	EQU (A1-M1-R3)	H + V	—	—	1,537	—	—	—
12	EQU (A1-M1-R3)	H - V	—	—	1,442	—	—	—
16	HYD		—	—	—	—	53279E018	—
17	UPL		—	—	—	—	—	2,885

Tab. 8 - Risultati delle verifiche per il tipo 3