

REGIONE SICILIANA

ASSESSORATO DELLE INFRASTRUTTURE E DELLA MOBILITA'
DIPARTIMENTO DELLE INFRASTRUTTURE DELLA MOBILITA' E DEI TRASPORTI

ISOLA DI SALINA (MESSINA)

COMUNE DI MALFA

LAVORI DI RIQUALIFICA E DI ADEGUAMENTO
DELLE OPERE FORANEE, DELLE BANCHINE, DELLO SCALO DI
ALAGGIO E DEI FONDALI DELL' APPRODO DI SCALO GALERA

Progetto Definitivo:

Approvato in linea tecnica in Conferenza Speciale di Servizi Ufficio del Genio Civile di Messina in data 21.07.2004

Progetto Esecutivo 1° stralcio funzionale:

Approvato in linea tecnica in Conferenza Speciale di Servizi del Genio Civile di Messina in data 20.12.2006 dell'importo complessivo di € 4.800.000,00

Progetto Esecutivo 1° stralcio di completamento:

A seguito di rescissione contrattuale ed approvazione Perizia di riparazione danni di forza maggiore di variante in diminuzione in Conferenza Speciale di Servizi del Genio Civile di Messina in data 07 marzo-26 marzo 2013 dell'importo complessivo di € 1.612.247,45

Progetto Esecutivo stralcio di completamento:

Approvato in linea tecnica in Conferenza Speciale di Servizi del Genio Civile di Messina in data 19.07.2017 dell'importo complessivo di € 13.700.00,00



PROGETTO ESECUTIVO DI RIUNIONE ED AGGIORNAMENTO DEI LAVORI DEL 1° STRALCIO E DI QUELLO DI COMPLETAMENTO

REV.	DATA	EMISSIONE	RED.	VER.	APPR.
0	270619	PRIMA EMISSIONE	C.VALORE	C.VALORE	C.VALORE
1	041019	PRIMA REVIISIONE	C.VALORE	C.VALORE	F. GIORDANO
2					
CODICE PROGETTO 1 9 0 1		ELABORATO: All. 10.1	REV. B	SCALA: -	

Relazione geotecnica
(Redatta dal Prof. Ing. Calogero Valore)

IL R.U.P.:

Geom. Arturo Ciampi

4° Settore Tecnico Lavori Pubblici



IL PROGETTISTA:

Ing. Francesco Giordano

ingfrancescogiordano@gmail.com

COLLABORAZIONE:

Sigma Ingegneria S.r.l.

sigmaingsrl@gmail.com

IL SUPPORTO ESTERNO AL R.U.P.:

Ing. Salvatore Perillo



IL SINDACO:

Dott.ssa Clara Rametta

Regione Siciliana
 Assessorato delle Infrastrutture e della Mobilità
 Dipartimento Regionale Tecnico
COMMISSIONE REGIONALE DEI LAVORI PUBBLICI
 Legge regionale 12 luglio 2011, n. 12 art.5, comma 12
 Copia conforme all'elaborato esaminato nelle sedute
 del 04 Dicembre 2019 e 17 Dicembre 2019
 Parere n° 128

Il Relatore: Ing. Antonino Platania
 (Capo Ufficio del Genio Civile di Messina)



[Handwritten signature]

REGIONE SICILIANA
 UFFICIO DEL GENIO CIVILE - MESSINA
 Visione di esec. favorevole in linea tecnica
 ai sensi dell'art. 12 del R. C. N. e con riferimento alla
 nota di pari data e numero di protocollo.

MESSINA, 15 NOV. 2019
 UFFICIO DEL GENIO CIVILE - MESSINA
 Ing. Antonino Platania

UFFICIO DEL GENIO CIVILE
 — MESSINA —

Attestato che le previsioni del presente progetto
 sono conformi alle norme di edilizia sismica.
 L'ufficio del Genio Civile di Messina è subordinato
 alla Legge 63/1974

MESSINA, 15 NOV. 2019
 Messina

Ing. Antonino Platania
[Handwritten signature]

Elenco figure

- Fig.1 Corografia
Fig.2 Vista dall'alto dello Scalo Galera
Fig.3 Planimetria schematica delle opere
Fig.4 Planimetria con ubicazione delle sezioni tipo
Fig.5a SEZIONE TIPO A - Tratto di raccordo
Fig.5b SEZIONE TIPO B - Dalla Progr. 0.00m alla Progr. 15.50m
Fig.5c SEZIONE TIPO C - Dalla Progr. 15.50m alla Progr. 25.50m
Fig.5d SEZIONE TIPO D - Dalla Progr. 25.50m alla Progr. 34.10m
Fig.5e SEZIONE TIPO E - Dalla Progr. 34.10m alla Progr. 43.85m
Fig.5f SEZIONE TIPO F - Dalla Progr. 43.85m alla Progr. 50.15m
Fig.5g SEZIONE TIPO G - Dalla Progr. 50.15m alla Progr. 62.15m
Fig.5h SEZIONE TIPO H - Dalla Progr. 62.15m alla Progr. 104.40m
Fig.5i SEZIONE TIPO I - Dalla Progr. 104.40m alla Progr. 122.80m
Fig.5l SEZIONE TIPO L - Dalla Progr. 122.80m alla Progr. 135.80m
Fig.5m SEZIONE TIPO M - Dalla Progr. 135.80m alla Progr. 140.80m
Fig.6 Planimetria con l'ubicazione dei sondaggi meccanici eseguiti nel 2004
Fig.7 Profili schematici dei sondaggi ST1-ST6.
Fig.8 Composizione granulometrica
Fig.9 Resistenza a compressione uniassiale σ_f delle rocce laviche in funzione del peso dell'unità di volume γ
Fig.10 Andamento del modulo tangente E_t e del modulo secante E_s in funzione della resistenza a compressione uniassiale σ_f
Fig.11 Molo foraneo di sopraflutto. Sezione di calcolo 1A
Fig.12 Molo foraneo di sopraflutto. Sezione di calcolo 1B
Fig.13 Molo foraneo di sopraflutto. Sezione di calcolo 1C
Fig.14 Molo foraneo di sopraflutto. Sezione di calcolo 1D
Fig.15 Molo foraneo di sopraflutto. Sezione di calcolo 2A
Fig.16 Molo foraneo di sopraflutto. Sezione di calcolo 2B
Fig.17 Molo foraneo di sopraflutto. Sezione di calcolo 3A
Fig.18 Molo foraneo di sopraflutto. Sezione di calcolo 3B
Fig.19 Sezione tipo 1A. Paramento lato mare aperto. Verifiche di stabilità generale. Metodo di Morgernstern e Price
Fig.20 Sezione tipo 1B. Paramento lato mare aperto. Verifiche di stabilità generale. Metodo di Morgernstern e Price
Fig.21 Sezione tipo 1C. Paramento lato mare aperto. Verifiche di stabilità generale. Metodo di Morgernstern e Price
Fig.22 Sezione tipo 1D. Paramento lato mare aperto. Verifiche di stabilità generale. Metodo di Morgernstern e Price
Fig.23 Sezione tipo 2A. Paramento lato mare aperto. Verifiche di stabilità generale. Metodo di Morgernstern e Price
Fig.24 Sezione tipo 2B. Paramento lato mare aperto. Verifiche di stabilità generale. Metodo di Morgernstern e Price
Fig.25 Sezione tipo 3A. Paramento lato mare aperto. Verifiche di stabilità generale. Metodo di Morgernstern e Price
Fig.26 Sezione tipo 3B. Paramento lato mare aperto. Verifiche di stabilità generale. Metodo di Morgernstern e Price
Fig. 27 Sezione 1 C. Azioni dovute all'onda avente caratteristiche $H=9.01m$ e $T= 12.43$. Vale anche per le sezioni 1A, 1B, 1D.
Fig. 28 Sezione 2B. Azioni dovute all'onda avente caratteristiche $H=9.01m$ e $T= 12.43$ -
Fig. 29 Sezione 3B. Azioni dovute all'onda avente caratteristiche $H=9.01m$ e $T= 12.43$. Vale anche per la sezione 3A.
Fig.30 Banchina di levante. Sezione trasversale e azioni idrodinamiche
Fig.31 Banchina di levante. Sezione trasversale della cella antiriflettente con relativa azione idrodinamica
Fig.32 Banchina di ponente. Sezione trasversale con relative azioni idrodinamiche.

INDICE

1	OGGETTO DELLA RELAZIONE	4
2	UBICAZIONE E CARATTERISTICHE DELLE OPERE	4
3	TERRENI DI FONDAZIONE	5
3.1	Indagini	5
3.2	Costituzione del sottosuolo	6
3.3	Rapporti opere-terreni	7
3.4	Proprietà fisiche e meccaniche dei terreni e delle rocce	7
4	CRITERI GEOTECNICI PER LA SCELTA DELLE SOLUZIONI COSTRUTTIVE	8
5	PROPRIETÀ GEOTECNICHE DEI MATERIALI DA IMPIEGARE PER LA FORMAZIONE DELLA SCOGLIERA	9
6	VERIFICHE GEOTECNICHE	9
6.1	Caratterizzazione sismica del sito	9
6.2	Valori caratteristici dei parametri geotecnici	11
6.3	Liquefazione	11
6.4	Verifiche di stabilità generale del fianco esterno (lato mare aperto) del molo foraneo di sopraflutto	12
6.5	Verifiche geotecniche del sistema massiccio (oppure cassone)-sovrastuttura-muro paraonde del molo foraneo	14
6.6	Verifiche geotecniche delle banchine di riva	17
6.6.1	Banchina di riva di levante e banchina di riva centrale	17
6.6.2	Banchina di riva di ponente	22
7	CEDIMENTI	22
8	MISURE E CONTROLLI	23

Allegato [A] Verifiche di stabilità generale del fianco esterno (lato mare aperto) del molo foraneo di sopraflutto. Relazione di calcolo.

Allegato [B] Verifiche geotecniche del sistema massiccio (oppure cassone)–sovrastuttura–muro paraonde della banchina del molo foraneo. Relazione di calcolo.

Allegato [C] Verifiche geotecniche delle banchine di riva di levante, centrale e di ponente. Relazione di calcolo.

1 OGGETTO DELLA RELAZIONE

Le vicende progettuali e costruttive del Porto di Scalo Galera del Comune di Malfa in provincia di Messina sono state piuttosto complesse e sono riassunte dal progettista Ing. F. Giordano in un apposito elaborato del “Progetto esecutivo di riunione ed aggiornamento dei lavori del 1° stralcio e di quello di completamento“, al quale si rimanda. Qui basta ricordare che la soluzione costruttiva è stata messa a punto dal progettista anche con l’ausilio di prove su modello fisico a scala 1:80 eseguite presso il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell’Università di Catania.

Nella presente relazione si riportano i risultati delle indagini geotecniche *in situ* e di laboratorio eseguite nel 2004, si propone il modello geotecnico del sottosuolo basato sia sulle indagini del 2004 sia su quelle geofisiche integrative eseguite nel 2019, si riportano i risultati dei calcoli geotecnici eseguiti con riferimento alle Norme Tecniche sulle Costruzioni emanate nel 2018 (NTC 2018).

Il presente studio è stato eseguito con la collaborazione del Prof. Ing. M. Zicarelli e degli ingegneri A.M. Tedesco e B. Valore.

2 UBICAZIONE E CARATTERISTICHE DELLE OPERE

L’ubicazione del paraggio di Scalo Galera è indicata sulla Corografia di Fig.1. Una vista dall’alto ripresa da drone, riportata in Fig.2, pone in evidenza lo stato attuale dell’area sulla quale insisteranno le opere da realizzare: si osservano blocchi di calcestruzzo e massi posti in opera nel corso dei lavori (non completati) di 1° stralcio, disordinatamente sparsi per effetto del moto ondoso. Tali massi e blocchi saranno salpati alla ripresa dei lavori.

In Fig. 3 è riportata la planimetria schematica delle opere che comprendono il molo foraneo di sopraflutto, le due banchine di riva antiriflettenti (di levante e centrale) e la banchina di ponente. Sulla stessa planimetria sono indicate le tracce delle sezioni richiamate nel seguito.

Il **molo foraneo** comprende, a partire dalla radice, (cfr. Fig.3):

- un tratto di raccordo e un’opera a gettata emersa;
- un’opera a gettata tra le progressive 0,00 e 50,15m;
- un tratto di opera di tipo composito tra le progressive 50,15 e 104,40m, (parzialmente realizzato con i lavori di 1° stralcio);

- un tratto di opera di tipo composito tra le progressive 140,40 e 140,80m;
- un riccio di testata e opera a gettata sommersa.

Le sezioni tipo del molo foraneo, ubicate come indicato sulla planimetria di Fig.4, sono rappresentate sulle figure 5a-5m.

Si noti che fino alla progr. 50,15m il muro paraonde poggia su un massiccio di calcestruzzo, mentre nel tratto successivo fino alla progr. 104,40 esso insiste su cassoni cellulari a doppia cella prefabbricati riempiti di calcestruzzo; tra le progressive 104,40 e 122,80m la cella esterna è riempita di scogli di 400-500 kg con funzione antiriflettente.

La testata sarà realizzata con cassoni cellulari prefabbricati riempiti di cls ciclopico.

È prevista anche la costruzione di due banchine di riva (di levante e centrale) antiriflettenti, e di una banchina di riva di ponente realizzata con massi di cls gettato in opera entro casseri metallici. Per le caratteristiche delle banchine di riva in esame si rimanda al paragrafo 6.6 della presente relazione.

3 TERRENI DI FONDAZIONE

3.1 Indagini

I terreni sono stati esplorati nel 2004 con 6 sondaggi meccanici a rotazione a carotaggio continuo, verticali, denominati ST1-ST6. L'ubicazione dei sondaggi è indicata sulla planimetria di Fig. 6. I sondaggi sono stati eseguiti "da terra" ossia a partire dalla sommità delle opere esistenti accessibili o dalla superficie dei terreni circostanti all'area portuale. I profili stratigrafici sono stati descritti dal geologo Dott. Ventura Bordenca, che ha curato anche l'assistenza *in situ*, e sono riportati nella Relazione Geologica.

La massima profondità raggiunta con i sondaggi è di m 20; la quota assoluta dei boccafori è compresa tra +1.10 e + 6.50 m.s.m..

Sulla Fig. 7 sono riportati i profili schematici dei sondaggi.

Lungo le verticali di sondaggio sono stati prelevati campioni indisturbati e rappresentativi, sui quali sono state eseguite prove geotecniche di laboratorio presso il laboratorio Metro di Palermo. I risultati delle prove sono riportati in un fascicolo compreso tra gli elaborati di progetto.

Non è stata possibile l'esecuzione dei sondaggi meccanici a mare, che erano stati programmati. Per ottenere comunque elementi conoscitivi obiettivi sui terreni e sulle rocce sottostanti al fondale marino sono state eseguite indagini geofisiche i cui risultati sono riportati nella relazione "Caratteristiche geo-bati-morfologiche dei fondali prospicienti il porto di Malfa" a cura dell'Impresa Lavorini-Fichera allegata al progetto.

Nel Maggio 2019 sono state eseguite ulteriori indagini geofisiche finalizzate alla definizione del modello sismico e alla classificazione dei terreni di fondazione aggiornata secondo le NTC 2018. I risultati di tali indagini sono riportati nella relazione Geologica del Dott. Geol. G. Ventura Bordenga. In particolare sono state eseguite una prova sismica attiva MASW e due misure di microtremore sismico ambientale nelle pertinenze dell'approdo di Scalo Galera.

3.2 Costituzione del sottosuolo

I terreni e le rocce e i materiali attraversati lungo le verticali dei sondaggi possono classificarsi per gli scopi geotecnici come indicato in Tab. I.

Tab.I. *Classificazione geotecnica sintetica dei terreni e delle rocce*

Terreni e materiali di copertura	<i>Cls</i>	Conglomerato cementizio della banchina esistente con inerti costituiti di lava scoriacea.
	<i>TR</i>	Terreno di riporto costituito di materiale lavico di varia pezzatura.
	<i>Ghl</i>	Ghiaia formata da elementi di lava a spigoli arrotondati (per rielaborazione marina) di colore bianco, rossastro, grigio-nerastro. Costituiscono i depositi di spiaggia.
Formazione di base	<i>Ls</i>	Lave scoriacee debolmente cementate di colore grigio, rossastro, nerastro, spesso carotate come sabbia e ghiaia.
	<i>P</i>	Piroclastiti di colore nerastro o rossastro carotate come ghiaia e sabbia. Contengono elementi lapidei di varia pezzatura (bombe, lapilli) a spigoli vivi e talvolta arrotondati. Nel sondaggio ST5 è stato riconosciuto tra le profondità di 7.00 e 7.10 m un livello di argille e sabbie giallastre.
	<i>L</i>	Lave grigiastre, più raramente rossastre o nerastre, massive, talvolta carotate in dischi e blocchi o come ghiaia.

Sulla base dei risultati delle indagini eseguite e delle osservazioni di superficie, il geologo incaricato ha ricostruito la costituzione del sottosuolo con adeguato dettaglio per gli scopi del progetto e ha tracciato quattro sezioni trasversali per le quali si rimanda alla relazione geologica (cfr. figure 5.2 e 5.3 della Relazione Geologica).

Dalle indagini eseguite risulta che il sottosuolo è costituito di rocce di origine vulcanica essenzialmente lapidee, che possono distinguersi in *lave scoriacee*, *piroclastiti* nerastre, *lave massive* grigiastre, rossastre o nerastre. Questi tre tipi di roccia costituiscono la formazione di base, il cui tetto è affiorante o si rinviene comunque a profondità molto piccola dalla superficie dei fondali. Laddove non affiorante la formazione di base è sormontata da terreni di copertura formati di ghiaia, materiali di riporto di natura prevalentemente lavica e da calcestruzzo cementizio in corrispondenza della banchina esistente. **In corrispondenza dell'area di impronta del molo foraneo i terreni sciolti sopra menzionati costituiscono lenti di piccola estensione planimetrica e di spessore molto esiguo.**

Il geologo non segnala faglie o dislocazioni.

Il **modello geotecnico del sottosuolo** è piuttosto semplice; di fatti **il sottosuolo nell'ambito del volume geotecnicamente significativo è costituito essenzialmente di rocce lapidee laviche.**

3.3 Rapporti opere-terreni

Il molo foraneo e le banchine di riva poggeranno direttamente sulla formazione di base in gran parte dell'area di impronta delle opere in progetto.

3.4 Proprietà fisiche e meccaniche dei terreni e delle rocce

Rocce sciolte

Si precisa che le rocce di questo gruppo nella loro sede naturale sono a volte debolmente cementate, ma sono state carotate come rocce sciolte a causa del disturbo da campionamento. Non è stato possibile il prelievo di campioni indisturbati.

È stata determinata la composizione granulometrica di 6 campioni dei terreni in esame. I risultati sono riportati sulla Fig.8. Si tratta di sabbia con ghiaia e in un caso di

sabbia ghiaiosa. Per questi terreni si può stimare un peso dell'unità di volume saturo d'acqua di $2t/m^3$, e un valore dell'angolo di resistenza a taglio ϕ' di $35-38^\circ$.

Rocce lapidee laviche

Il peso dell'unità di volume di queste rocce è compreso tra 23.5 e 26 kN/m³.

Su 10 campioni indisturbati sono state eseguite prove di compressione semplice (ossia uniassiale); i risultati sono diagrammati in Fig.9 in funzione del peso dell'unità di volume.

La resistenza a compressione uniassiale σ_f varia da 41.8 a 151.5 MPa ($\cong 418-1515$ kg/cm²) e cresce con il peso dell'unità di volume.

Il modulo tangente E_t è compreso tra 8890 e 15690 MPa, mentre il modulo secante varia da 5510 a 9340 MPa, v. Fig. 10.

Per le rocce lapidee della formazione di base si possono stimare cautelativamente i seguenti parametri di resistenza a taglio:

$$c' = 0.2 - 10 \text{ MPa } (\cong 20-1000 \text{ t/m}^2)$$

$$\phi' = 40 - 45^\circ$$

I valori più bassi di c' e ϕ' si riferiscono alle rocce più porose.

4 CRITERI GEOTECNICI PER LA SCELTA DELLE SOLUZIONI COSTRUTTIVE

I fattori geotecnici principali per la scelta delle soluzioni costruttive sono:

- la presenza di una formazione di rocce lapidee affioranti o a profondità molto piccola dalla superficie del fondale marino;
- la configurazione dei fondali, caratterizzata da pendenze modeste lungo un primo tratto adiacente o prossimo alla linea di costa, e subito dopo – procedendo verso il largo- da pendenze nettamente più accentuate.

In dipendenza di questo ultimo fattore e per ragioni economiche è stata privilegiata una soluzione che consente di mantenere l'area d'impronta della diga di sopraflutto entro il tratto di minor pendenza del fondale marino. Per tale scopo si è resa necessaria l'adozione di un paramento esterno della diga con pendenza relativamente alta, che può essere realizzato con massi naturali di grossa pezzatura e con una mantellata costituita di massi artificiali del tipo accropodi.

Il piede della mantellata sarà realizzato con massi naturali di 7-15t e avrà sezione trapezia con larghezza di 5m in sommità (a quota -8 m s.m.) e pendenza del paramento esterno di 2/3 (cfr. sezioni trasversali rappresentate sulle figure 5a-5m).

5 PROPRIETÀ GEOTECNICHE DEI MATERIALI DA IMPIEGARE PER LA FORMAZIONE DELLA SCOGLIERA

I materiali costituiti da scogli naturali (1^a e 3^a categoria da 2-5t) e da pietrame, da massi e scogli provenienti da salpamenti si possono caratterizzare con i seguenti valori dei parametri geotecnici .

- peso dell'unità di volume saturo d'acqua $\gamma_{sat} = 2t/m^3$
- coesione intercetta $c' = 0$.
- angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 42^\circ$

Per quanto riguarda lo strato costituito di massi del tipo accropodi non si dispone di dati riguardanti i parametri di resistenza a taglio. I massi in esame sono mutuamente e fortemente interconnessi. Per questo “materiale”, nell'ipotesi di poterlo trattare alla stregua di un materiale con comportamento “alla Mohr–Coulomb”, si possono introdurre nei calcoli di stabilità valori estremamente cautelativi dell'angolo di resistenza a taglio φ' di $42^\circ - 45^\circ$ e un valore della coesione intercetta c' non minore di $10t/m^2$ (≈ 100 kPa).

Il peso secco dell'unità di volume, γ_d , può considerarsi pari a $1.7 t/m^3$, mentre il peso dell'unità di volume saturo di acqua γ_{sat} può porsi pari a $2 t/m^3$.

6 VERIFICHE GEOTECNICHE

6.1 Caratterizzazione sismica del sito

Si fa riferimento alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018).

Per la caratterizzazione sismica del sito si considerano le seguenti grandezze.

- 1) vita nominale delle opere: $V_N = 50$ anni;
- 2) **classe d'uso: III (coefficiente d'uso $C_U = 1.5$);**
- 3) periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.5 = 75$ anni.

Per lo stato limite di danno (stato limite di esercizio, SLD) per il sito in esame valgono i seguenti valori dei parametri sismici (periodo di riferimento $T_R = 75$ anni):

$$a_g/g=0.101;$$

$$T_c^*=0.293;$$

$$F_0=2.511.$$

essendo :

a_g l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito

g l'accelerazione di gravità

T_c^* il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

F_0 il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per lo stato limite di salvaguardia della vita (stato limite ultimo, SLV) si hanno i seguenti valori dei parametri sismici (per periodo di riferimento $T_R=712$ anni):

$$a_g/g=0.253;$$

$$T_c^*=0.312;$$

$$F_0=2.619.$$

Il sottosuolo è di tipo B (Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s), come si deduce dallo studio geologico del Dott. G. Ventura Bordenca al quale si rimanda per i dettagli. Si noti che prima dell'esecuzione delle prove MASW il sottosuolo era ascrivibile secondo le NTC 2008 al tipo A.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S per sottosuolo di tipo B è pari a:

$$S_S=1.40-0.40F_0 (a_g/g)=1.40-0.4*2.619*(0.253)=1.40-0.265=1.135.$$

Il coefficiente di amplificazione topografica S_T per pendio di categoria topografica T1 (superficie pianeggiante, pendii e rilievi con inclinazione media $\leq 15^\circ$) è pari a 1.

Il coefficiente di accelerazione orizzontale massima attesa al sito è dato dalla seguente espressione:

$$(a_{max}/g)=S (a_g/g) = S_S S_T (a_g/g) = 1.135*1.0*0.253=0.287,$$

dalla quale si ottiene:

$$a_{max} = 0.287 \times 9.81 = 2.815 \text{ m/s}^2.$$

6.2 Valori caratteristici dei parametri geotecnici

I valori caratteristici dei parametri geotecnici dei terreni e delle rocce sono riportati in Tab.II.

Tab.II. Valori caratteristici dei parametri geotecnici dei terreni e delle rocce.

	γ_d [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c' [kPa]	φ' [°]
Rocce laviche	18	22	1000-2000	35
Massi artificiali tipo accropodi da 16 t	17	20	0-100	42-45
Massi e scogli provenienti dai salpamenti e scogli di 1 ^a categoria	17	20	0	42-45
Massi e scogli provenienti dai salpamenti e scogli di 1 ^a categoria e pietrame	17	20	0	42-45
Scogli da 2-5 t	17	20	0	42-45
Scogli da 7-10 t	17	20	0	42-45
Scogli da 7-15 t	17	20	0	42-45
Scogli di 3 ^a categoria	17	20	0	42-45
Scogli di 2 ^a e 3 ^a categoria	17	20	0	42-45
Scogli di 3 ^a categoria	17	20	0	42-45
Calcestruzzo ciclopico, cls materiali provenienti dai salpamenti e dalle demolizioni	22	24	1000	40-42

- γ_d peso secco dell'unità di volume
- γ_{sat} peso dell'unità di volume saturo d'acqua
- c' coesione intercetta
- φ' angolo di resistenza a taglio

6.3 Liquefazione

Tenendo conto che i terreni di fondazione sono costituiti di rocce lapidee molto resistenti, che le rare lenti di materiali sciolti di natura vulcanica hanno spessore modesto ed estensione laterale esigua e che i materiali del molo foraneo sono di grande pezzatura, il rischio di liquefazione non sussiste.

6.4 Verifiche di stabilità generale del fianco esterno (lato mare aperto) del molo foraneo di sopraflutto

Le verifiche di stabilità generale del fianco esterno del molo di sopraflutto sono state eseguite con riferimento a 8 sezioni significative denominate 1A, 1B, 1C, 1D, 2A, 2B, 3A, 3B rappresentate sulle figure 11-18 sulle quali sono indicate anche le sezioni tipo cui corrispondono. La corrispondenza tra sezioni tipo e sezioni di calcolo è indicata pure in Fig.3.

I calcoli sono stati eseguiti col programma Stap full versione 14.01 C, Numero licenza AIU5551JD, metodo di Morgenstern & Price e per stato piano di deformazione.

Si è fatto riferimento ai valori caratteristici più bassi degli intervalli dei parametri geotecnici indicati in Tab. II.

I risultati dei calcoli sono riportati sulle figure; sulle stesse figure sono riportati i valori caratteristici dei parametri geotecnici utilizzati.

La relazione di calcolo e i tabulati sono riportati nell'Allegato [A].

Le verifiche sono state eseguite in termini di tensioni efficaci. Sono state considerate le condizioni statica e sismica.

Le verifiche in condizioni statiche sono state eseguite con riferimento alla combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R2) delle NTC2018 con coefficienti parziali sulle azioni pari a 1 e 1.3 per le azioni permanenti e variabili, con coefficienti parziali sull'angolo di resistenza a taglio e sulla coesione intercetta pari a 1.25, e con coefficiente di sicurezza globale $\gamma_R=1.1$.

Le verifiche in condizioni sismiche sono state eseguite con riferimento ai parametri caratteristici (ossia con coefficiente di sicurezza parziale pari a 1) sulle azioni (permanenti e variabili) e sui parametri di resistenza a taglio dei terreni e delle rocce e degli altri materiali, e con coefficiente di sicurezza globale $\gamma_R=1.2$, come previsto al punto 7.11.4 (Capitolo 7) delle NTC2018.

Si è tenuto conto delle azioni sismiche col metodo pseudo-statico, considerando applicate nel baricentro delle "strisce" di terreno e del corpo diga forze orizzontali di intensità pari al prodotto del coefficiente sismico k_h per il peso proprio (totale) delle strisce stesse e con forze verticali (dirette verso l'alto o verso il basso) di intensità pari al prodotto del coefficiente sismico k_v per il peso proprio (totale) delle strisce stesse con $k_v=0.5 k_h$.

I risultati dei calcoli sono indicati, unitamente alle superfici di scivolamento analizzate, sulle figure 19-26 e sintetizzati in Tab.III. In tutti i casi i margini di sicurezza risultano adeguati.

Tab. III Risultati delle verifiche di stabilità generale. *F_s*: coefficiente di sicurezza in condizioni statiche; *F_d*: coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche. I valori minimi dei coefficienti di sicurezza sono evidenziati in grassetto.

Sezione	Superficie di scivolamento	F _s	F _d
1A	S1	2.12	1.80
	S2	1.88	1.63
	S3	1.65	1.45
	S4	1.57	1.39
	S5	1.58	1.37
	S6	1.20	1.20
	S7	2.94	1.80
1B	S1	1.66	1.47
	S2	1.43	1.30
	S3	1.31	1.23
	S4	1.23	1.20
1C	S1	1.54	1.36
	S2	1.39	1.25
	S3	1.40	1.24
	S4	1.36	1.21
	S5	1.24	1.20
1D	S1	1.54	1.36
	S2	1.39	1.25
	S3	1.40	1.24
	S4	1.36	1.21
	S5	1.24	1.20
2A	S1	1.50	1.33
	S2	1.36	1.22
	S3	1.37	1.25
	S4	1.39	1.25
	S5	1.64	1.51
2B	S1	1.50	1.33
	S2	1.36	1.22
	S3	1.37	1.25
	S4	1.39	1.25
	S5	1.64	1.51
3A	S1	1.50	1.33
	S2	1.36	1.23
	S3	1.37	1.21
	S4	1.52	1.42
	S5	1.23	1.20
3A	S1	1.50	1.33
	S2	1.36	1.23
	S3	1.37	1.21
	S4	1.52	1.42
	S5	1.23	1.20

I valori minimi dei coefficienti di sicurezza sono in tutti i casi maggiori di quelli minimi previsti dalla normativa ($\gamma_R=1.1$ in condizioni statiche e $\gamma_R=1.2$ in condizioni sismiche) pertanto le verifiche di stabilità generale sono soddisfatte.

6.5 Verifiche geotecniche del sistema massiccio (oppure cassone)-sovrastuttura-muro paraonde del molo foraneo

Le verifiche geotecniche del sistema cassoni-sovrastuttura-muro paraonde del molo foraneo sono state eseguite con riferimento alle sezioni 1A (Fig.11), 1B (Fig.12), 1C (Fig. 13), 1D (Fig.14), 2A (Fig.15), 2B (Fig.16), 3A (Fig.17) e 3B (Fig. 18).

Le azioni idrodinamiche sono indicate sulle figure 27-29.

Le verifiche sono state eseguite con riferimento alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018).

I dettagli dei calcoli e i relativi tabulati sono riportati nell'Allegato [B]

I valori caratteristici dei parametri geotecnici dei terreni e delle rocce sono riportati nei tabulati e sono sempre quelli più bassi indicati nel precedente paragrafo 6.2.

Per il calcolo del peso proprio delle strutture, si è considerato un valore medio del peso dell'unità di volume del calcestruzzo di 23 kN/m^3 .

I calcoli sono stati eseguiti col programma Max 15.0 dell'Aztec informatica, Numero licenza AIU5551JD.

Sono state esaminate le combinazioni di carico previste dalle NTC2018 per gli stati limite ultimi. Nelle tabelle IV - XI si riportano i valori dei coefficienti di sicurezza del sistema massiccio (oppure cassone) – sovrastuttura –muro paraonde per le combinazioni di carico esaminate distinte per sezione. Più precisamente nella Tab.IV sono riportati i risultati relativi alla sezione 1A, nella Tab.V quelli della sezione 1B, nella Tab.VI quelli relativi alla sezione 1C, nella Tab.VII quelli della sezione 1D, nella Tab.VIII quelli della sezione 2A, nella Tab. IX quelli della sezione 2B, nella Tab.X quelli della sezione 3A e nella Tab.XI quelli della sezione 3B.

Tab.IV. Risultati delle verifiche geotecniche del sistema massiccio (oppure cassone)-sovrastuttura – muro paraonde del molo foraneo. Sezione 1A.

Combinazione	Tipo combinazione	Presenza di sisma	F_{trasl}	F_{rib}	F_{qlim}
1	A1+M1	no	5.32	/	14.75
2	A1+M1	Si Vert (+)	2.99	/	15.61
3	A1+M1	Si Vert (-)	5.02	/	16.37
4	EQU	NO	/	45.97	/
5	EQU	Si Vert (+)	/	10.31	/
6	EQU	Si Vert (-)	/	5.77	/

Tab.V. Risultati delle verifiche geotecniche del sistema massiccio (oppure cassone)-sovrastuttura – muro paraonde del molo foraneo. Sezione 1B.

Combinazione	Tipo combinazione	Presenza di sisma	F_{trasl}	F_{rib}	F_{qlim}
1	A1+M1	no	5.32	/	14.75
2	A1+M1	Si Vert (+)	2.99	/	15.61
3	A1+M1	Si Vert (-)	5.02	/	16.37
4	EQU	NO	/	45.97	/
5	EQU	Si Vert (+)	/	10.31	/
6	EQU	Si Vert (-)	/	5.77	/

Tab.VI. Risultati delle verifiche geotecniche del sistema massiccio (oppure cassone)-sovrastuttura – muro paraonde del molo foraneo. Sezione 1C.

Combinazione	Tipo combinazione	Presenza di sisma	F_{trasl}	F_{rib}	F_{qlim}
1	A1+M1	no	5.32	/	14.75
2	A1+M1	Si Vert (+)	2.99	/	15.61
3	A1+M1	Si Vert (-)	5.02	/	16.37
4	EQU	NO	/	45.97	/
5	EQU	Si Vert (+)	/	10.31	/
6	EQU	Si Vert (-)	/	5.77	/

Tab.VII. *Risultati delle verifiche geotecniche del sistema massiccio (oppure cassone)-sovrastuttura – muro paraonde del molo foraneo. Sezione 1D.*

Combinazione	Tipo combinazione	Presenza di sisma	F_{trasl}	F_{rib}	F_{qlim}
1	A1+M1	no	5.32	/	14.75
2	A1+M1	Si Vert (+)	2.99	/	15.61
3	A1+M1	Si Vert (-)	5.02	/	16.37
4	EQU	NO	/	45.97	/
5	EQU	Si Vert (+)	/	10.31	/
6	EQU	Si Vert (-)	/	5.77	/

Tab.VIII. *Risultati delle verifiche geotecniche del sistema massiccio (oppure cassone)-sovrastuttura – muro paraonde del molo foraneo. Sezione 2A.*

Combinazione	Tipo combinazione	Presenza di sisma	F_{trasl}	F_{rib}	F_{qlim}
1	A1+M1	no	1.14	/	3.19
2	A1+M1	Si Vert (+)	3.11	/	6.01
3	A1+M1	Si Vert (-)	2.86	/	6.72
4	EQU	NO	/	1.31	/
5	EQU	Si Vert (+)	/	2.89	/
6	EQU	Si Vert (-)	/	2.28	/

Tab.IX. *Risultati delle verifiche geotecniche del sistema massiccio (oppure cassone)-sovrastuttura – muro paraonde del molo foraneo. Sezione 2B.*

Combinazione	Tipo combinazione	Presenza di sisma	F_{trasl}	F_{rib}	F_{qlim}
1	A1+M1	no	1.14	/	3.19
2	A1+M1	Si Vert (+)	3.11	/	6.01
3	A1+M1	Si Vert (-)	2.80	7	6.72
4	EQU	NO	/	1.31	/
5	EQU	Si Vert (+)	/	2.89	/
6	EQU	Si Vert (-)	/	2.28	/

Tab.X. Risultati delle verifiche geotecniche del sistema massiccio (oppure cassone)-sovrastuttura – muro paraonde del molo foraneo. Sezione 3A.

Combinazione	Tipo combinazione	Presenza di sisma	F_{trasl}	F_{rib}	F_{qlim}
1	A1+M1	no	1.20	/	3.77
2	A1+M1	Si Vert (+)	2.26	/	3.34
3	A1+M1	Si Vert (-)	1.99	/	3.69
4	EQU	NO	/	3.56	/
5	EQU	Si Vert (+)	/	1.88	/
6	EQU	Si Vert (-)	/	2.65	/

Tab.XI. Risultati delle verifiche geotecniche del sistema massiccio (oppure cassone)-sovrastuttura – muro paraonde del molo foraneo. Sezione 3B.

Combinazione	Tipo combinazione	Presenza di sisma	F_{trasl}	F_{rib}	F_{qlim}
1	A1+M1	no	1.20	/	3.77
2	A1+M1	Si Vert (+)	2.26	/	3.34
3	A1+M1	Si Vert (-)	1.99	/	3.69
4	EQU	NO	/	3.56	/
5	EQU	Si Vert (+)	/	1.88	/
6	EQU	Si Vert (-)	/	2.65	/

6.6 Verifiche geotecniche delle banchine di riva

6.6.1 Banchina di riva di levante e banchina di riva centrale

Sono state eseguite le verifiche nei riguardi:

- della traslazione sul piano di posa;
- del sollevamento in presenza di sottospinte;
- del ribaltamento;
- del carico limite.

I risultati dei calcoli sono riportati nell' Allegato [C].

Nelle verifiche si è fatto riferimento al setto di cls compreso tra due celle antiriflettenti fondato su quattro micropali.

Queste due banchine antiriflettenti hanno le stesse caratteristiche e sono assoggettate alle stesse azioni idrodinamiche. Si fa pertanto riferimento alla banchina di levante, cfr. figure 30 e 31 sulle quali sono diagrammate le azioni idrodinamiche. Queste ultime sono state considerate eccezionali e pertanto non sono state amplificate (ciò vale a dire che si è considerato un coefficiente di sicurezza parziale unitario). In tutti i casi si è fatto riferimento alle condizioni di deformazione piana.

I risultati delle verifiche relativi alla banchina di levante sono riportati nella Tab. XII con riferimento al tratto pieno con micropali.

Tab.XII. *Blocco di cls della banchina di riva di levante e della banchina centrale. Risultati delle verifiche nei riguardi della traslazione, del ribaltamento e del carico limite*

Combinazione	Tipo combinazione	Presenza di sisma	F_{trasl}	F_{rib}	F_{qlim}
1	A1+M1	no	5.50	/	101.08
2	A1+M1	Si Vert (+)	4.03	/	70.47
3	A1+M1	Si Vert (-)	3.70	/	74.92
4	EQU	NO	/	2.71	/
5	EQU	Si Vert (+)	/	2.37	/
6	EQU	Si Vert (-)	/	1.90	/

Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa, è stata considerata una resistenza a taglio aggiuntiva c^* all'interfaccia banchina-terreni di fondazione di 20 kPa per tenere conto dei micropali; nelle verifiche nei riguardi del ribaltamento e del carico limite per forze verticali i micropali sono stati trascurati a vantaggio di sicurezza.

La coesione aggiuntiva c^* è stata valutata considerando la resistenza limite $Hlim$ del sistema micropali-roccie di fondazione con il metodo di Broms. Per ogni micropalo considerato incastrato in testa, per terreno di fondazione dotato di solo attrito (ipotesi a vantaggio di sicurezza), considerando un valore caratteristico prudenziale $\phi'_k=37^\circ$ per:

- $D=250$ mm: diametro del micropalo;
- $d=139.7$ mm: diametro esterno del tubolare di acciaio (armatura del micropalo);
- $s=12.5$ mm: spessore del tubolare;
- S275: tipo di acciaio dell'armatura tubolare (ex Fe430) con tensione di snervamento di 255 MPa;

- $M_y=44.99$ kNm (4.5 tm): momento di plasticizzazione della sezione del tubolare d'acciaio;

si ottiene:

$H_{lim}=63.2$ kN (6.32 t) carico limite per forze orizzontali del singolo micropalo.

Considerando che per ogni blocco di calcestruzzo saranno installati 4 micropali (v. Fig. 30), la resistenza a taglio aggiuntiva complessiva dovuta ai micropali risulta di $4 \times 6.32=25.28$ t (252.8 kN) e quindi, tenendo conto che i blocchi hanno larghezza di 3m e lunghezza di 3m, la resistenza aggiuntiva unitaria c^* è: c^*_k è: $252.8/(3 \times 3)=28$ kPa.

La coesione aggiuntiva di progetto risulta quindi:

$$c^*_d = c^*_k / \gamma_M = 28 / 1.4 = 20 \text{ kPa},$$

essendo γ_M il coefficiente di sicurezza parziale sui materiali.

I risultati dei calcoli riportati in Tab. XII sono stati ottenuti considerando la resistenza $c^*_d=20$ kPa agente all'interfaccia blocco di calcestruzzo-rocce di fondazione.

I micropali sono stati verificati anche nei riguardi dello sfilamento, ipotizzando che essi debbano equilibrare tutta la sottospinta agente sulla base del muro. Questa ipotesi è estremamente gravosa e a vantaggio di sicurezza poiché nella verifica non si tiene conto del peso (immerso in acqua) del blocco.

Sotto le ipotesi precedenti la sottospinta in condizioni idrostatiche alla base del blocco di cls risulta:

$$S_{w1} = \gamma_w h B L = 10 * 2 * 3 * 3 = 180 \text{ kN}$$

essendo

$\gamma_w = 10$ kN/m³ il peso specifico dell'acqua;

$h=2$ m la profondità della base del blocco di cls;

$B=3$ m la larghezza del blocco di cls;

$L=3$ m la lunghezza del singolo blocco di cls.

La sottospinta dovuta alle azioni idrodinamiche vale:

$$S_{w2} = p_2 B L = 1 * 12.02 * 3 * 3 = 108.18 \text{ kN}$$

essendo

$p_2 = 12.02$ kPa la pressione idrodinamica in corrispondenza della base del blocco di cls, considerata uniforme a vantaggio di sicurezza.

La sottospinta dovuta alle azioni idrodinamiche nelle due semicelle antiriflettenti della banchina adiacenti al blocco di cls al di sotto della piastra che collega superiormente i vari blocchi), vale:

$$S_{w3} = 2 * (p_3 B L / 2) = 2 * 48.5 * 3 * (3/2) = 434.43 \text{ kN}$$

essendo

$p_2 = 48.27$ kPa la pressione idrodinamica, considerata uniforme, in corrispondenza dell'intradosso della piastra.

Il valore di progetto delle azioni che tendono a far sollevare il muro di blocchi unitamente alla soprastante piastra di calcestruzzo risulta:

$$V_{inst,d} = \gamma_{G1} S_{w1} + \gamma_{q1} S_{w2} + \gamma_{q2} S_{w3} = 1.1 * 180 + 1.5 * 108.18 + 1.5 * 434.43 = 198 + 162.27 + 651.65 = 1011.92 \text{ kN}$$

essendo

$\gamma_{G1} = 1.1$ il coefficiente di sicurezza parziale sulle azioni permanenti di tipo sfavorevole;

$\gamma_{q1} = \gamma_{q2} = 1.5$ il coefficiente di sicurezza parziale sulle azioni variabili di tipo sfavorevole, avendo considerato le azioni idrodinamiche come azioni variabili.

La resistenza a sfilamento dei micropali (trascurando il loro peso proprio) è la seguente:

$$R_{sf,d} = 4 R_d$$

essendo R_d la resistenza a sfilamento di progetto di ciascuno dei quattro micropali.

$$\text{Si ha : } R_d = (1/\gamma_{st}) (R_k/\xi_4)$$

essendo:

R_k la resistenza caratteristica a sfilamento del singolo micropalo;

$\xi_4 = 1.7$ il coefficiente di correlazione con riferimento a una sola verticale indagata e ai parametri di resistenza a taglio minimi indicati in precedenza;

$\gamma_{st}=1.25$ il coefficiente di sicurezza parziale sulla resistenza del sistema geotecnico per pali assoggettati a sforzi di trazione.

$$R_k = \pi d L (c_a + 0.5 \gamma' K \operatorname{tg} \delta' L)$$

essendo:

$c_a = 100$ kPa l'adesione all'interfaccia micropalo-roccie di fondazione;

$d = 0.25$ m il diametro del micropalo;

$L=3$ m la lunghezza della parte di micropalo infissa nella roccia;

$\gamma' = 10$ kN/m³ il peso dell'unità di volume immerso in acqua delle rocce di fondazione;

$K = 0.4$ il coefficiente di spinta laterale per pali trivellati;

$\delta' = 37^\circ$ l'angolo di resistenza a taglio all'interfaccia micropalo-terreno.

Risulta

$$R_k = \pi d L (c_a + 0.5 \gamma' K \operatorname{tg} \delta' L) = \pi * 0.25 * 3 (100 + 0.5 * 10 * 0.4 * \operatorname{tg} 37^\circ * 3) = \pi * 0.25 * 3 (100 + 4.52) = 246.27 \text{ kN.}$$

In definitiva la resistenza a trazione di progetto del singolo micropalo vale:

$$R_d = (1/\gamma_{st}) (R_k/\xi_4) = (1/1.25) (246.27/1.7) = (1/1.25) * 144.86 = 115.89 \text{ kN.}$$

Quindi quella del sistema di 4 micropali risulta:

$$R_{sf,d} = 4 R_d = 4 * 115.89 = 463.57 \text{ kN.}$$

Il peso del blocco di calcestruzzo è pari a $W_m = B L h \gamma_{cls} = 3 \times 3 \times 2.7 \times 23 = 558.9$ kN, essendo $h=2.7$ m l'altezza del blocco stesso.

Il peso della piastra superiore di calcestruzzo armato è pari a $W_p = B 2 (L/2) s \gamma_{ca} = 3 \times (3 + 2 \times (3/2)) \times 0.7 \times 25 = 315$ kN, essendo $s=0.7$ m il suo spessore.

Il valore della resistenza di progetto nei riguardi del galleggiamento dell'opera risulta:

$$R_d = R_{sf,d} + \gamma_{G1} (W_m + W_p) = 463.57 + 0.9 (558.9 + 315) = 463.57 + 0.9 \times 873.9 = 1321.36 \text{ kN,}$$

essendo in questo caso $\gamma_{G1} = 0.9$ il coefficiente di sicurezza parziale sulle azioni permanenti di tipo sfavorevole.

Nel termine $R_{sf,d}$ sono stati già considerati i coefficienti di sicurezza parziali $\xi_4=1.7$ associato a una sola verticale indagata e il coefficiente di sicurezza $\gamma_{st}=1.25$ sulla resistenza dell'intero sistema pari a 1.25.

La verifica del blocco di calcestruzzo in esame nei riguardi del sollevamento (o galleggiamento) causata dalle sottospinte è soddisfatta essendo $R_d > V_{inst,d}$.

I coefficienti di sicurezza rispettano in tutti i casi i valori richiesti dalla normativa vigente, pertanto le verifiche geotecniche del blocco di cls delle banchine in esame sono sempre soddisfatte.

6.6.2 Banchina di riva di ponente

Le verifiche per questa banchina sono state eseguite con riferimento alla Fig. 32. La relazione di calcolo e i tabulati sono riportati nell'Allegato [C]. Le azioni idrodinamiche sono rappresentate sulla Fig.32.

I risultati dei calcoli sono sintetizzati in Tab. XIII.

Tab. XIII. *Banchina di riva di ponente*

Combinazione	Tipo combinazione	Presenza di sisma	F_{trasl}	F_{rib}	F_{qlim}
1	A1+M1	no	3.01	/	56.79
2	A1+M1	Si Vert (+)	2.72	/	40.79
3	A1+M1	Si Vert (-)	2.42	/	41.19
4	EQU	NO	/	1.91	/
5	EQU	Si Vert (+)	/	1.68	/
6	EQU	Si Vert (-)	/	1.41	/

I coefficienti di sicurezza sono in tutti i casi maggiori dei minimi richiesti dalla normativa vigente; pertanto le verifiche di questa banchina sono soddisfatte.

7 CEDIMENTI

I cedimenti della scogliera, dei cassoni e dei muri paraonde e dei muri di sponda della banchina di riva risulteranno molto piccoli e si verificheranno in gran parte in corso

di costruzione, dal momento che i terreni e le rocce di fondazione sono scarsamente deformabili e che il coefficiente di consolidazione dei materiali della scogliera è molto alto.

Parimenti trascurabili saranno gli spostamenti orizzontali delle opere esaminate.

8 MISURE E CONTROLLI

In corso d'opera si preleveranno campioni delle rocce e dei terreni di fondazione. Su tali campioni si eseguiranno prove di identificazione e prove di compressione semplice.

Sulle opere e in particolare sui cassoni e sui muri paraonde, saranno installate mire delle quali si misureranno con precisione gli spostamenti verticali e orizzontali.

Palermo, 4 Ottobre 2019

Prof. Ing. Calogero Valore

PORTO DI SCALO GALERA

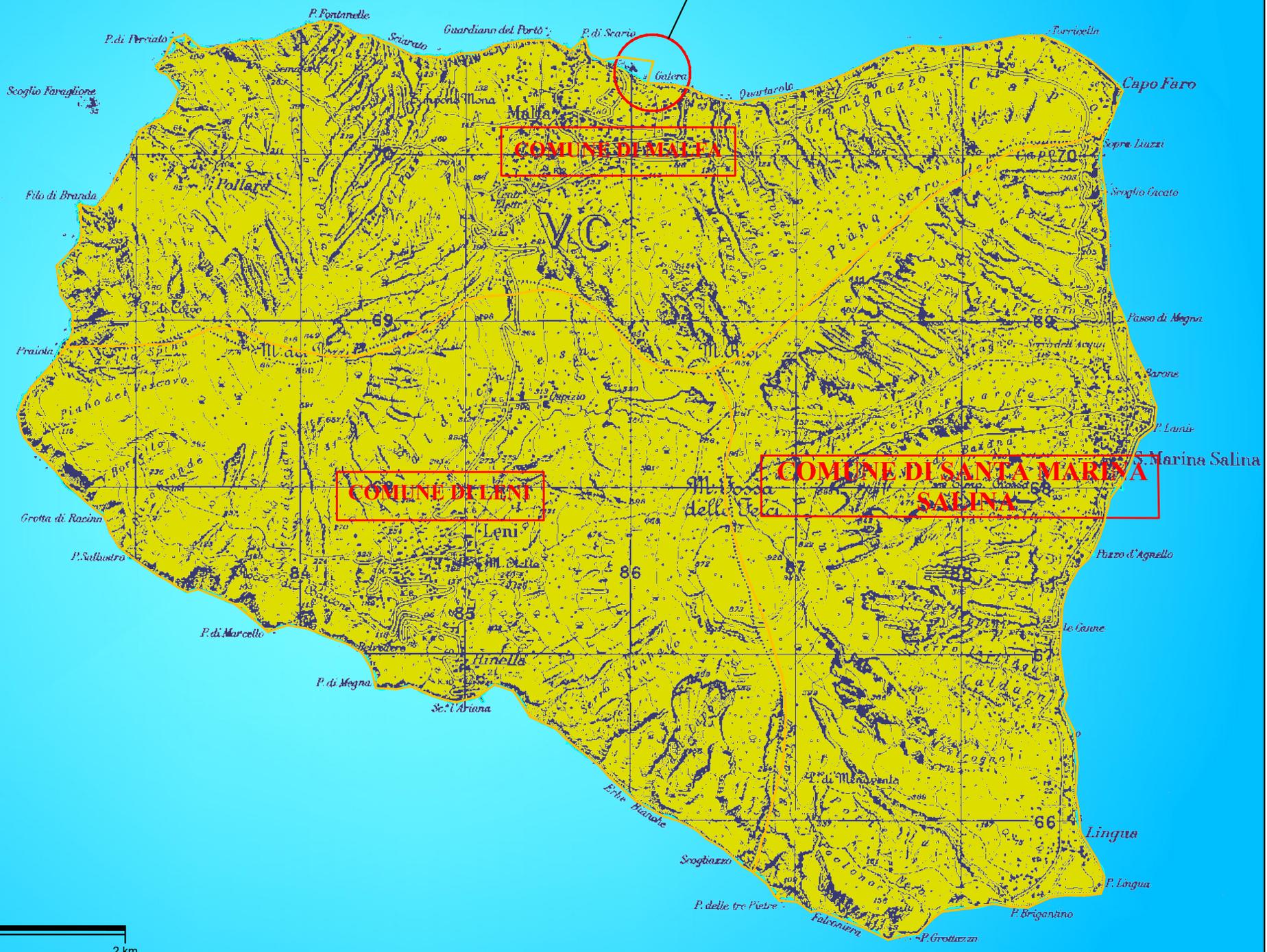




Fig. 2. Vista dall'alto dello Scalo Galera

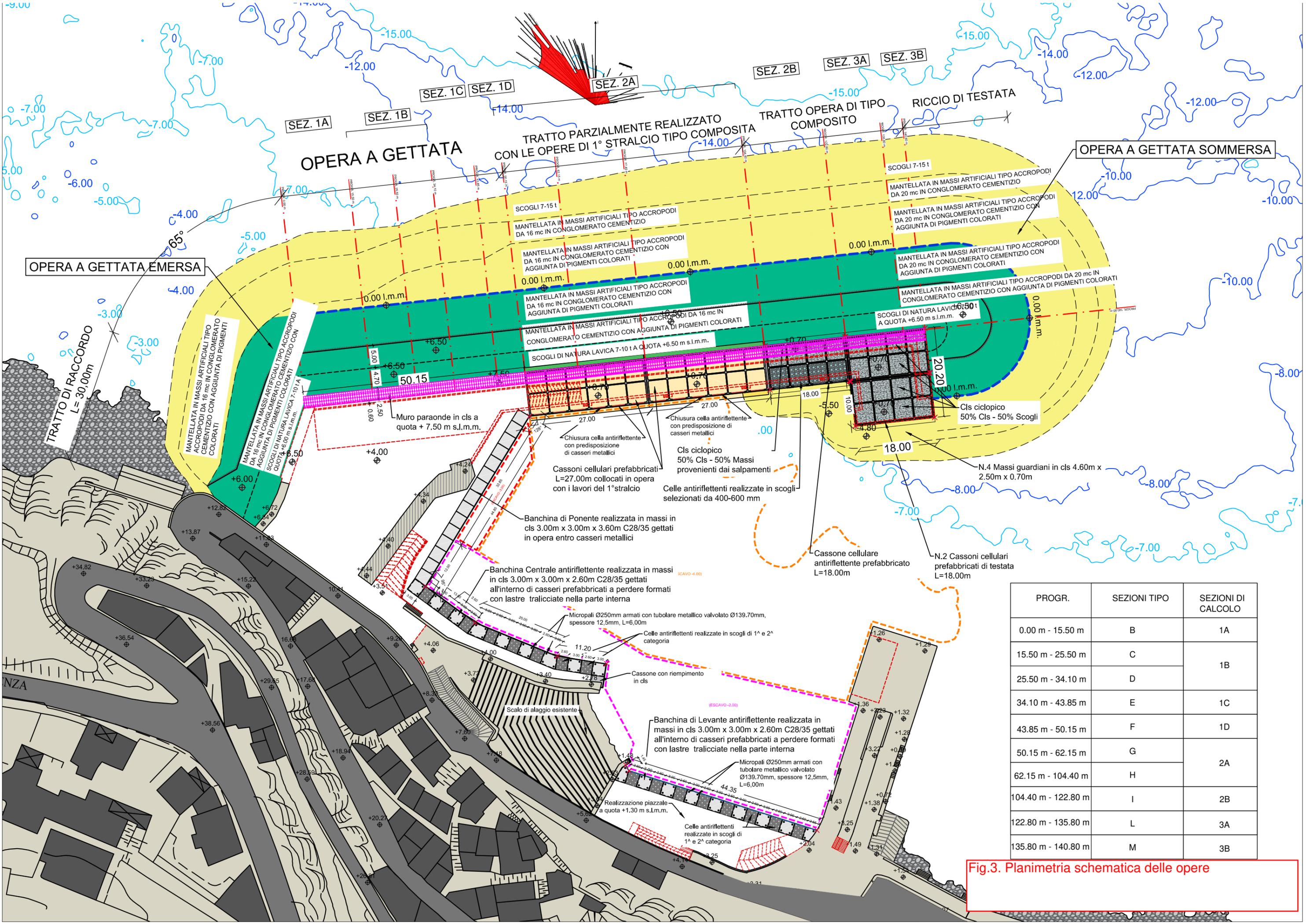


Fig.3. Planimetria schematica delle opere

PROGR.	SEZIONI TIPO	SEZIONI DI CALCOLO
0.00 m - 15.50 m	B	1A
15.50 m - 25.50 m	C	1B
25.50 m - 34.10 m	D	
34.10 m - 43.85 m	E	1C
43.85 m - 50.15 m	F	1D
50.15 m - 62.15 m	G	
62.15 m - 104.40 m	H	2A
104.40 m - 122.80 m	I	
122.80 m - 135.80 m	L	3A
135.80 m - 140.80 m	M	3B

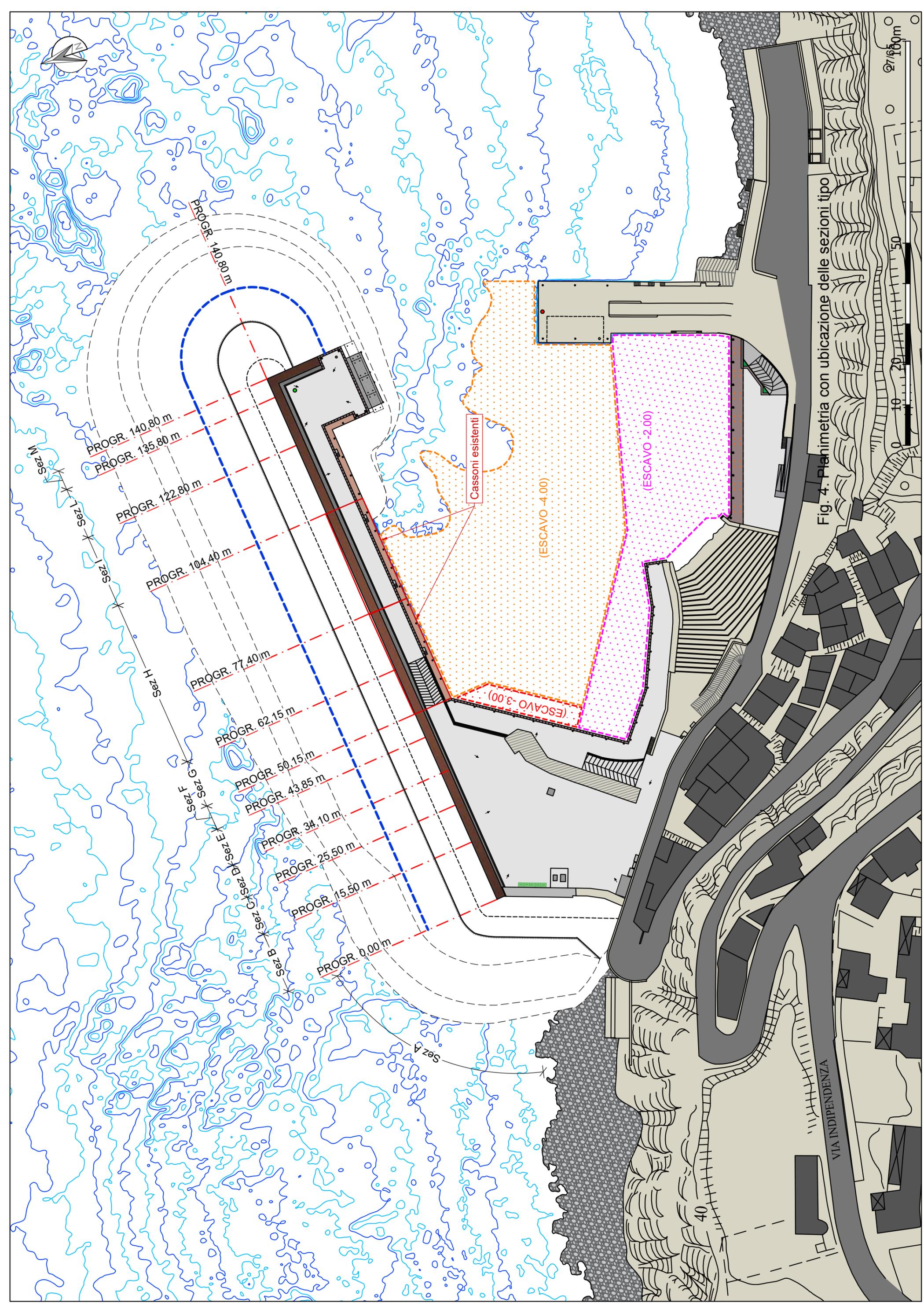


Fig. 4. Planimetria con ubicazione delle sezioni tipo

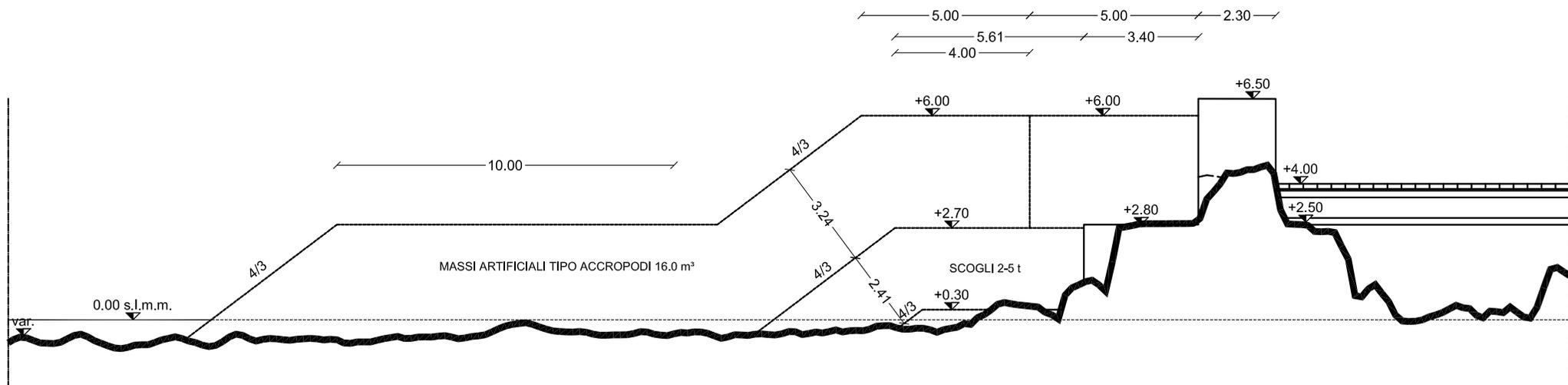
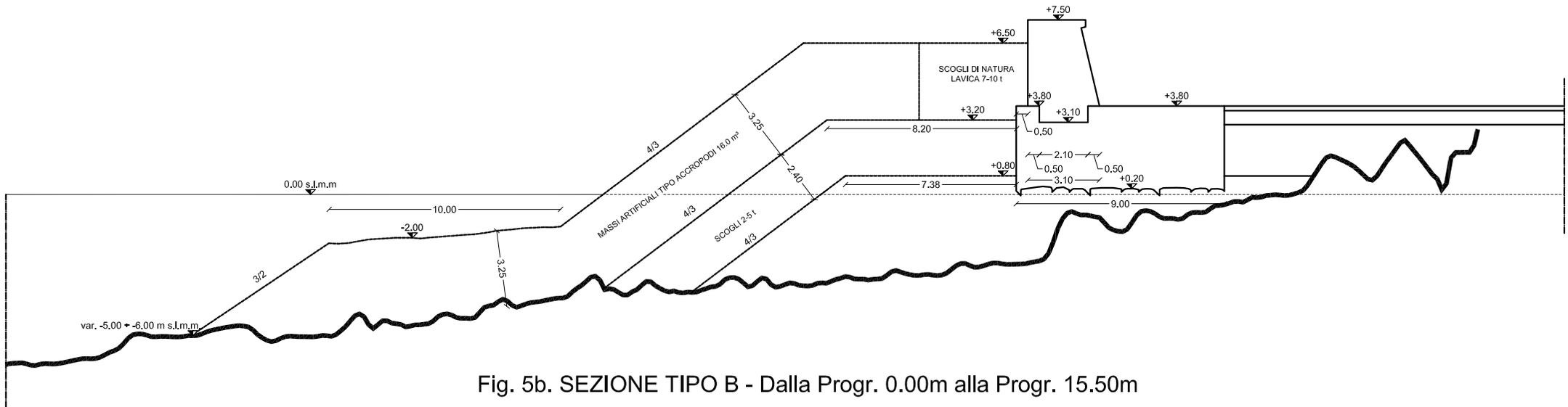
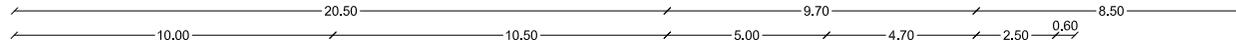
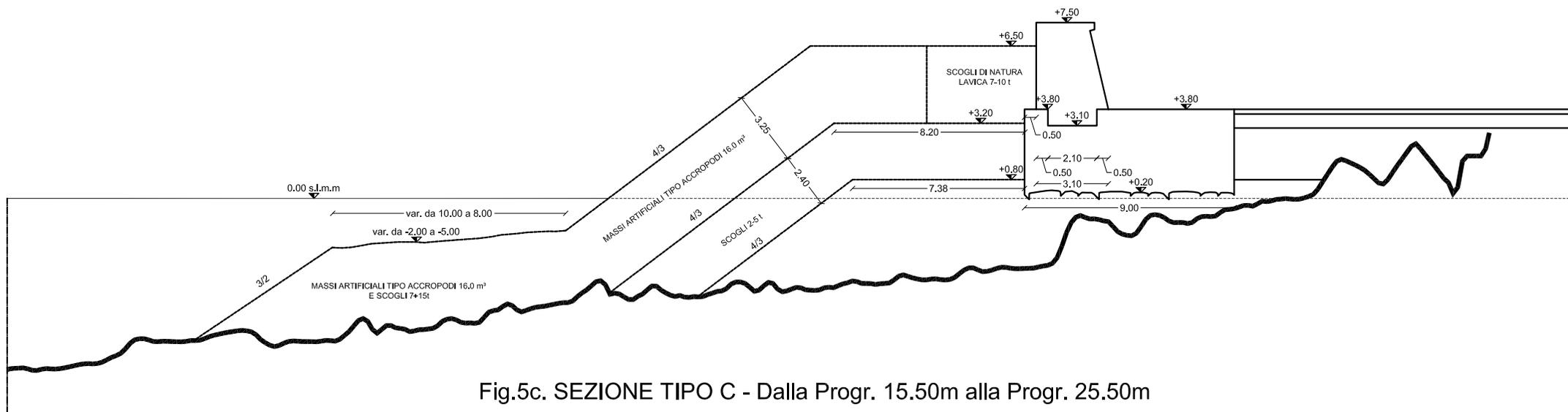


Fig. 5a. SEZIONE TIPO A - Tratto di raccordo





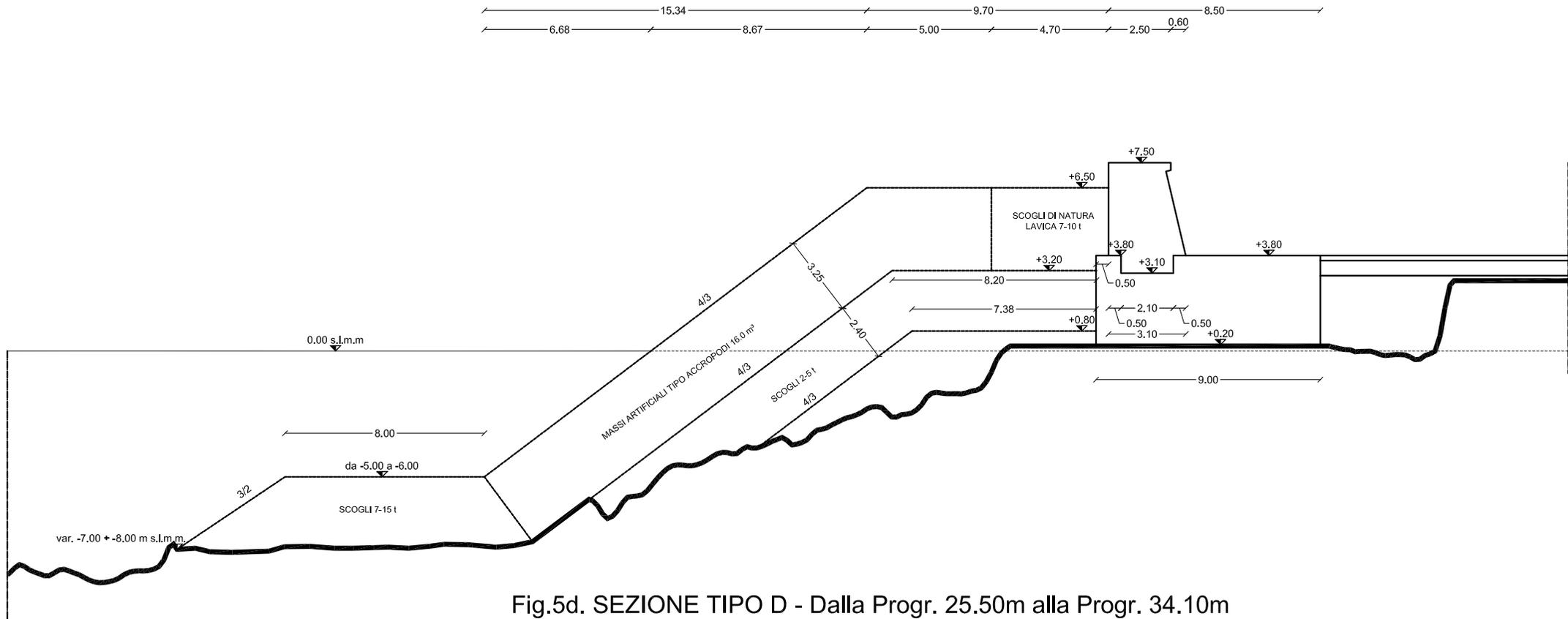


Fig.5d. SEZIONE TIPO D - Dalla Progr. 25.50m alla Progr. 34.10m

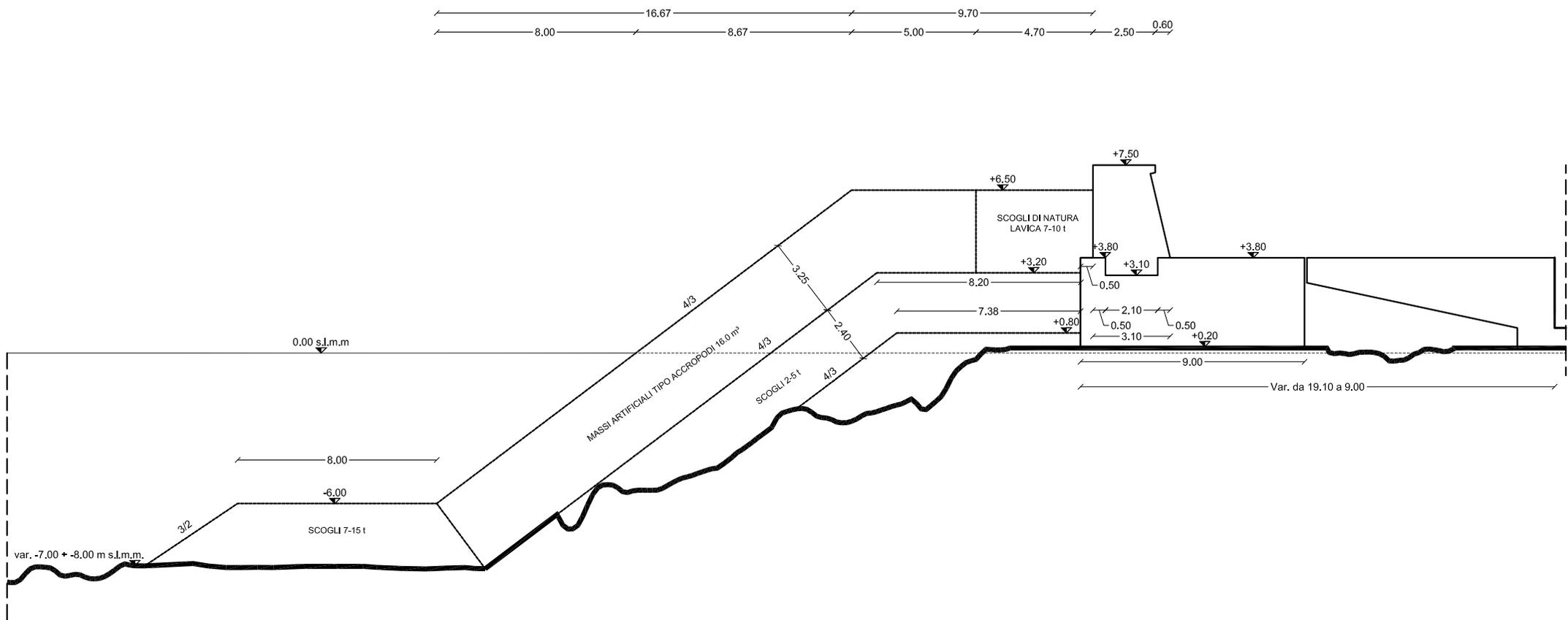


Fig. 5e. SEZIONE TIPO E - Dalla Progr. 34.10m alla Progr. 43.85m

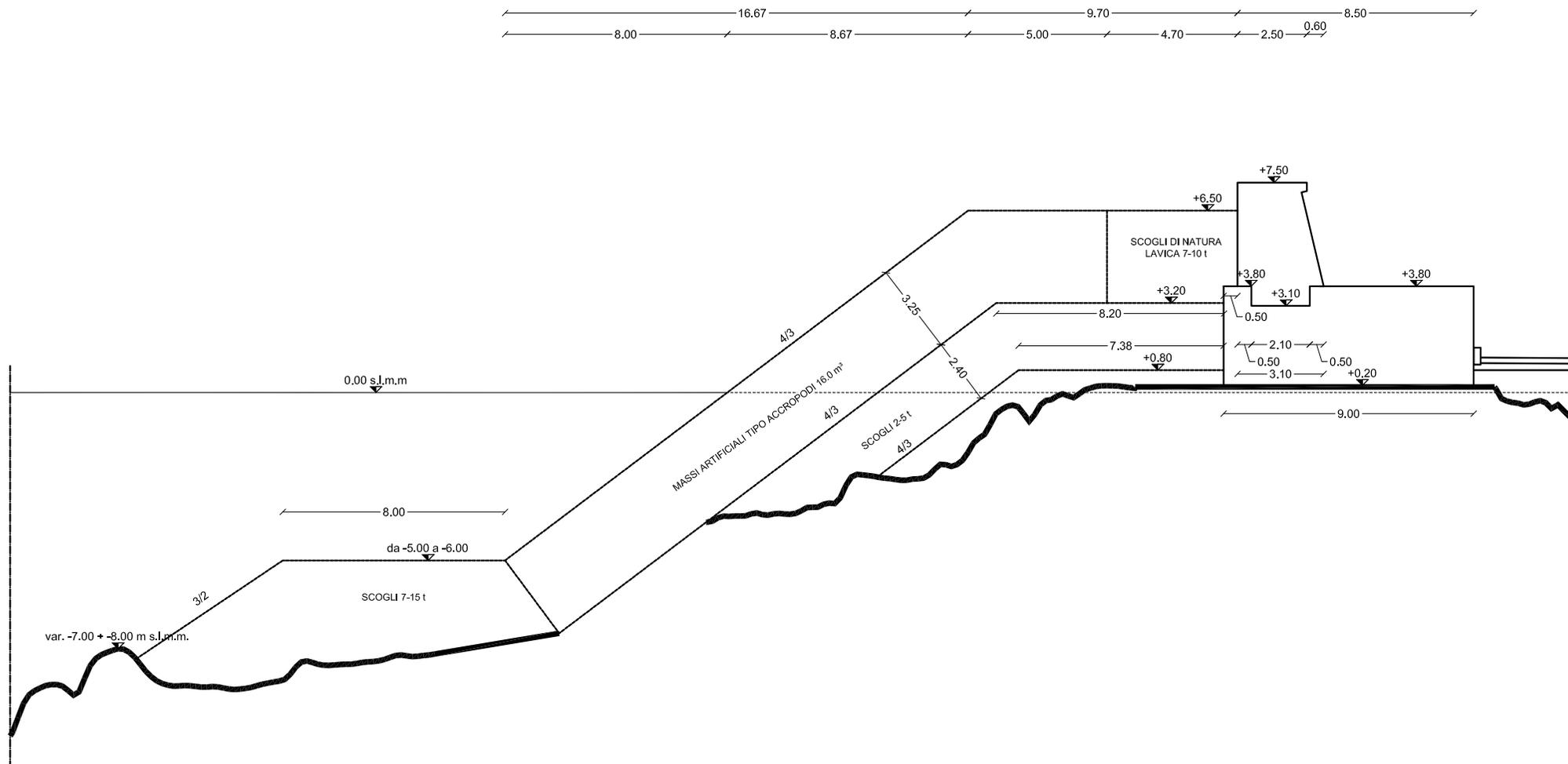


Fig. 5f. SEZIONE TIPO F - Dalla Progr. 43.85m alla Progr. 50.15m

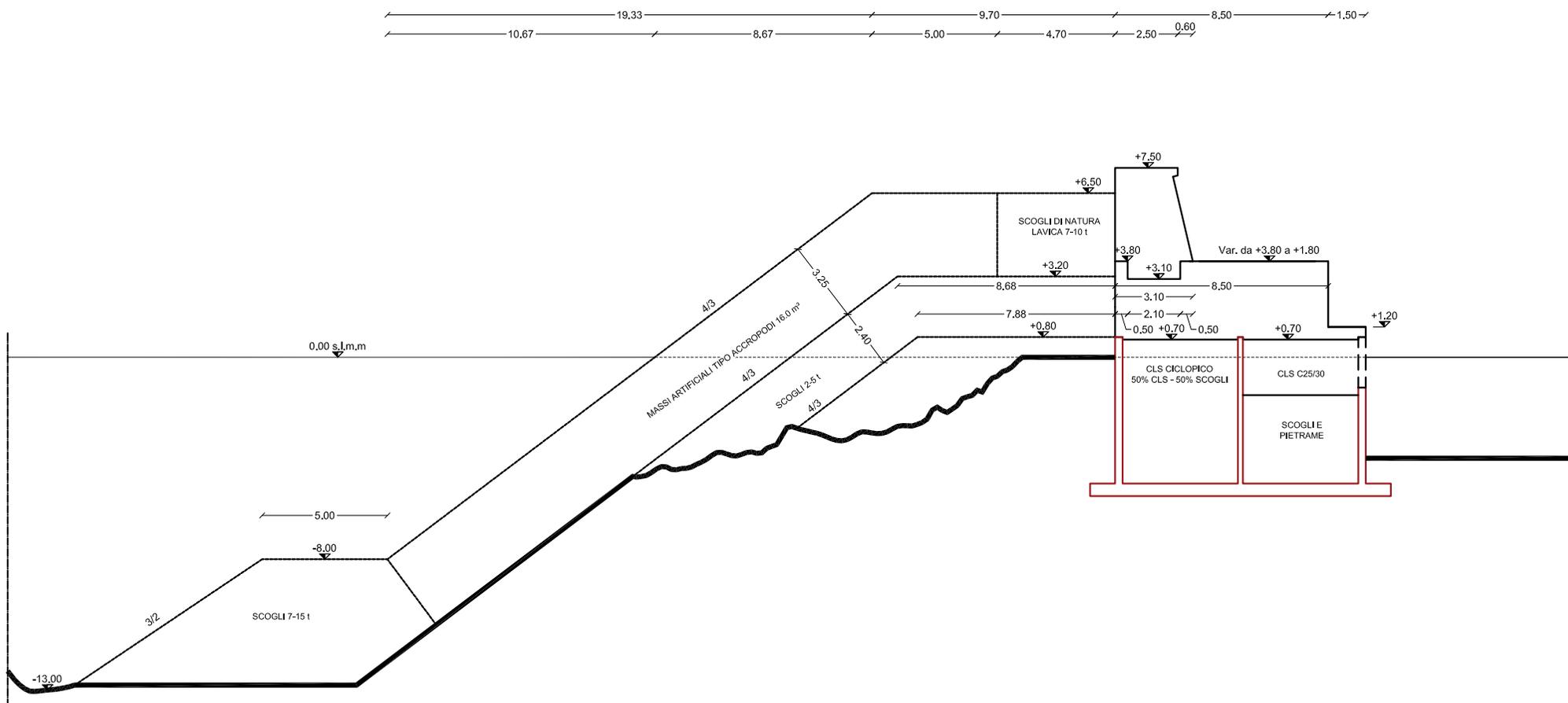


Fig. 5g. SEZIONE TIPO G - Dalla Progr. 50.15m alla Progr. 62.15m

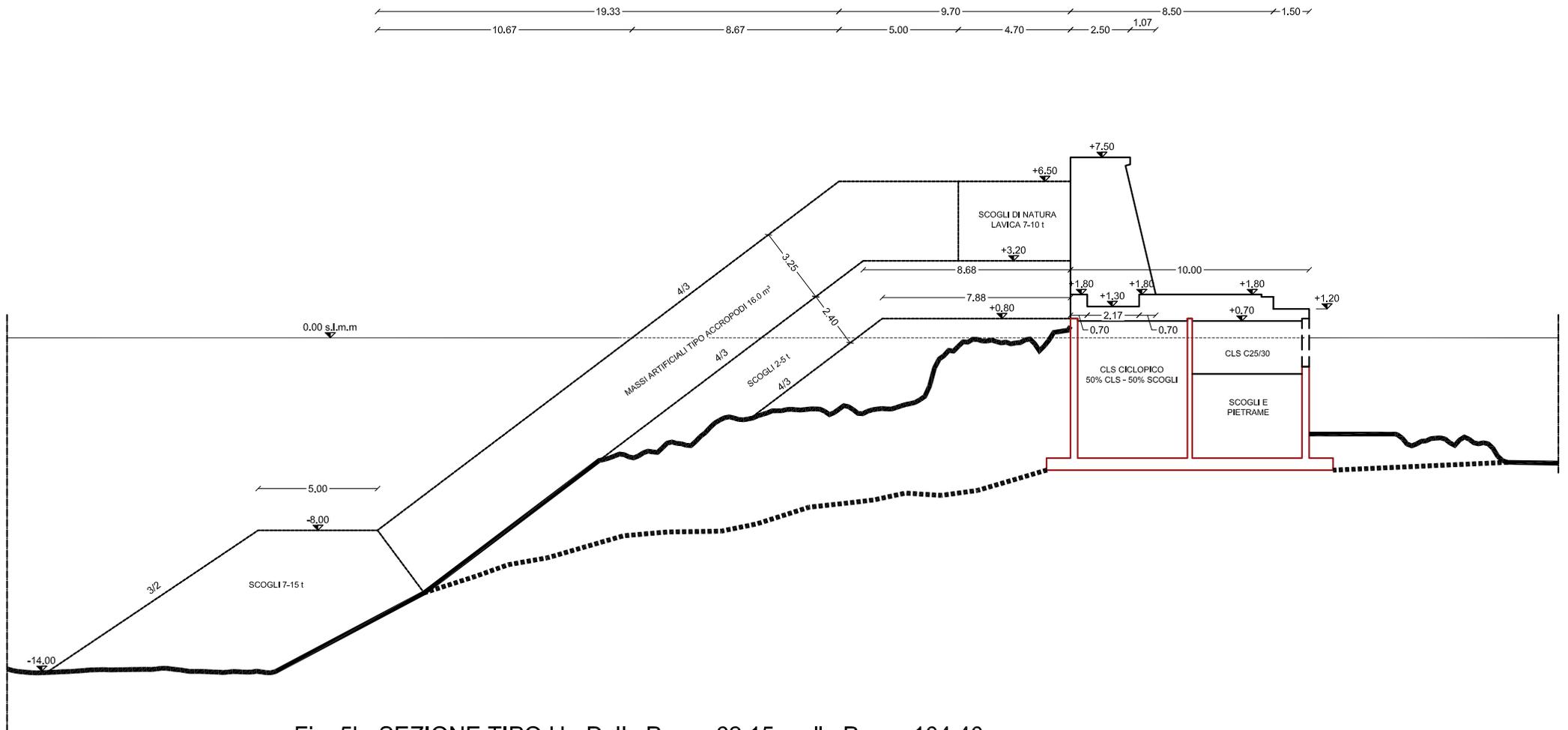


Fig. 5h. SEZIONE TIPO H - Dalla Progr. 62.15m alla Progr. 104.40m

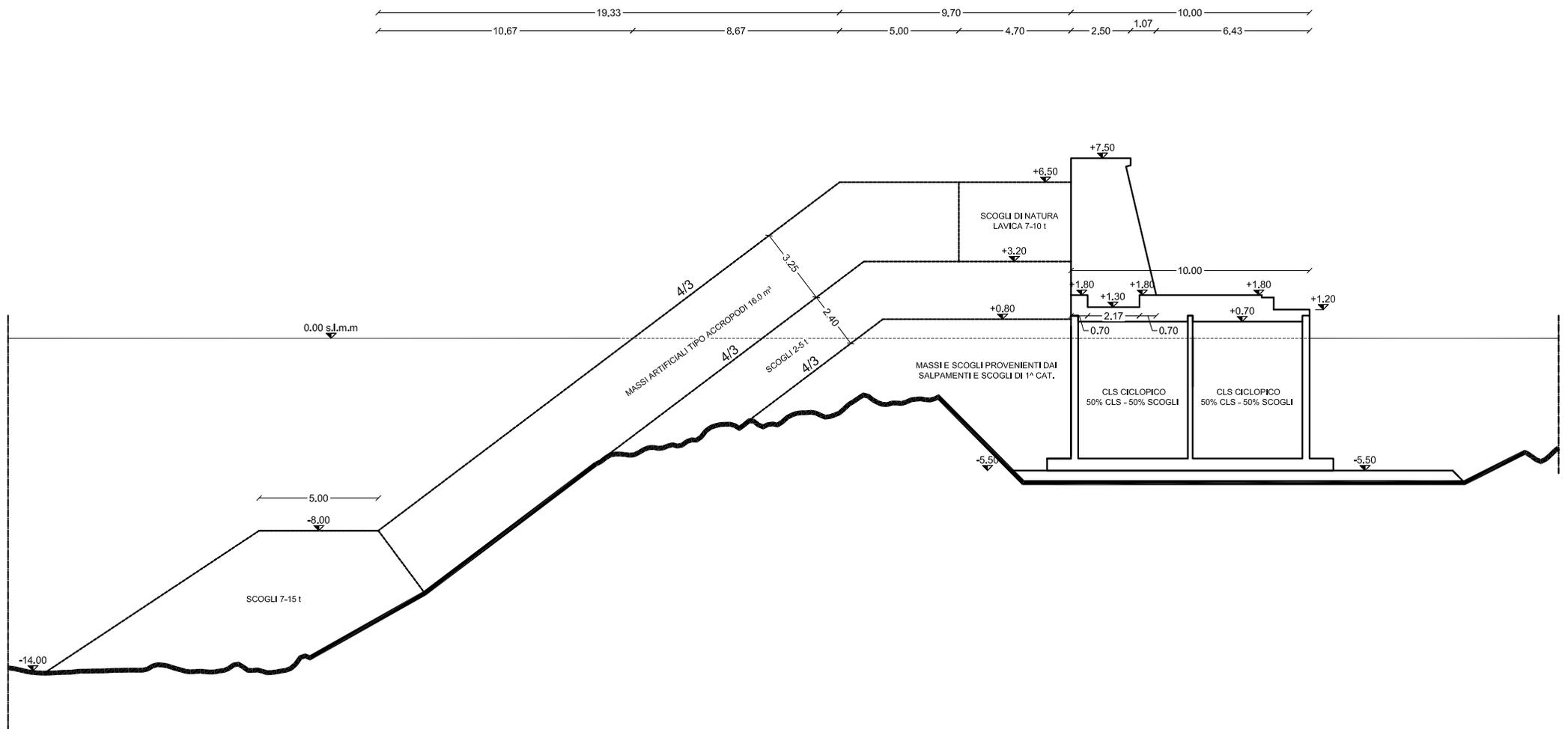


Fig.5i. SEZIONE TIPO I - Dalla Progr. 104.40m alla Progr. 122.80m

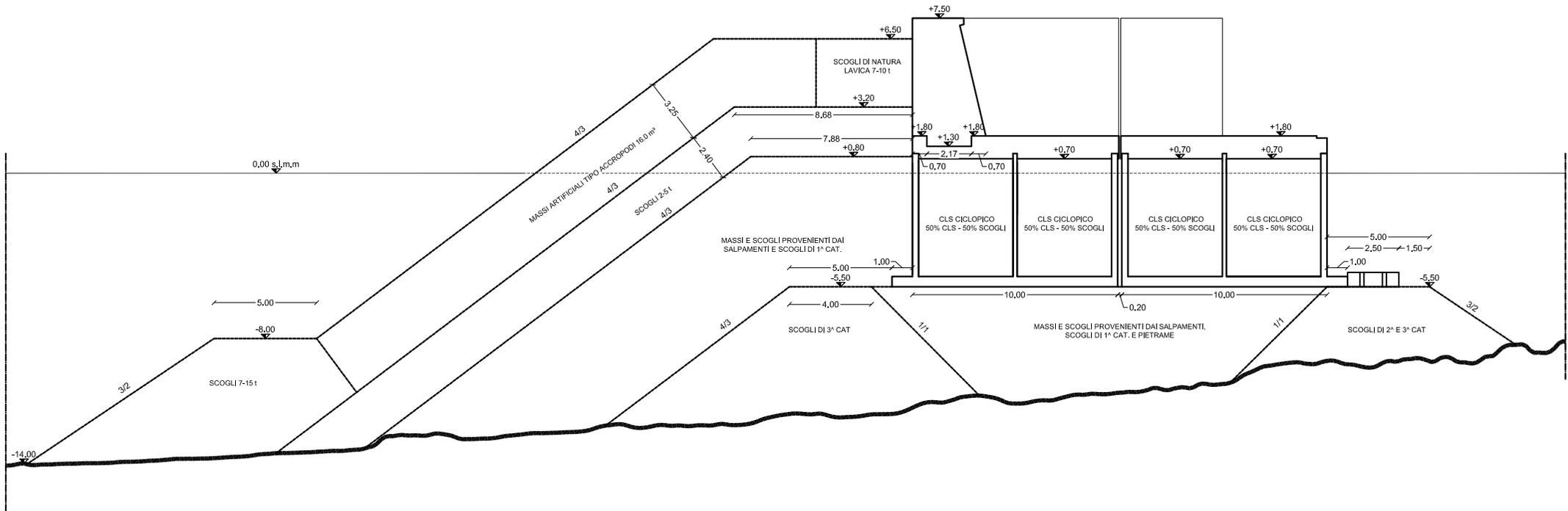
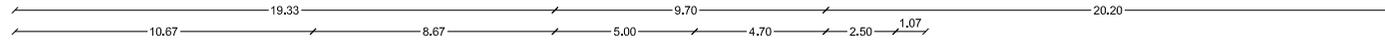


Fig.5I. SEZIONE TIPO L - Dalla Progr. 122.80m alla Progr. 135.80m

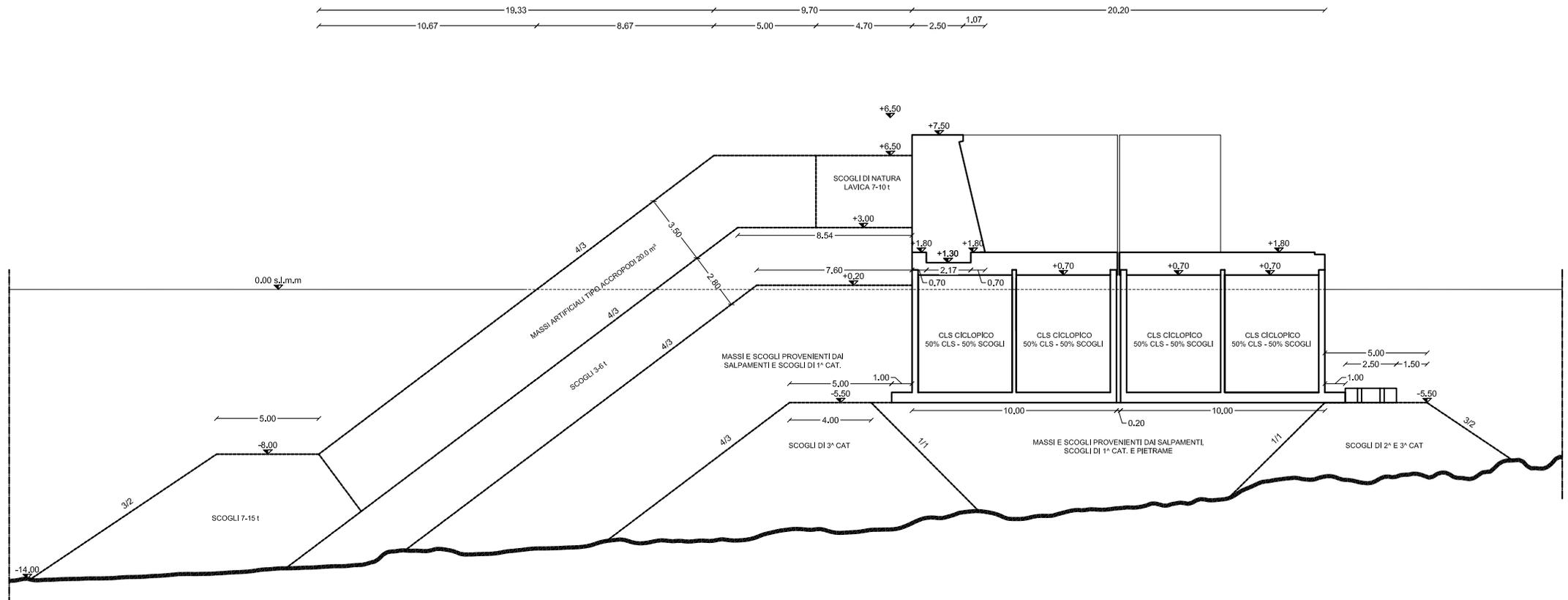


Fig. 5m. SEZIONE TIPO M - Dalla Progr. 135.80m alla Progr. 140.80m

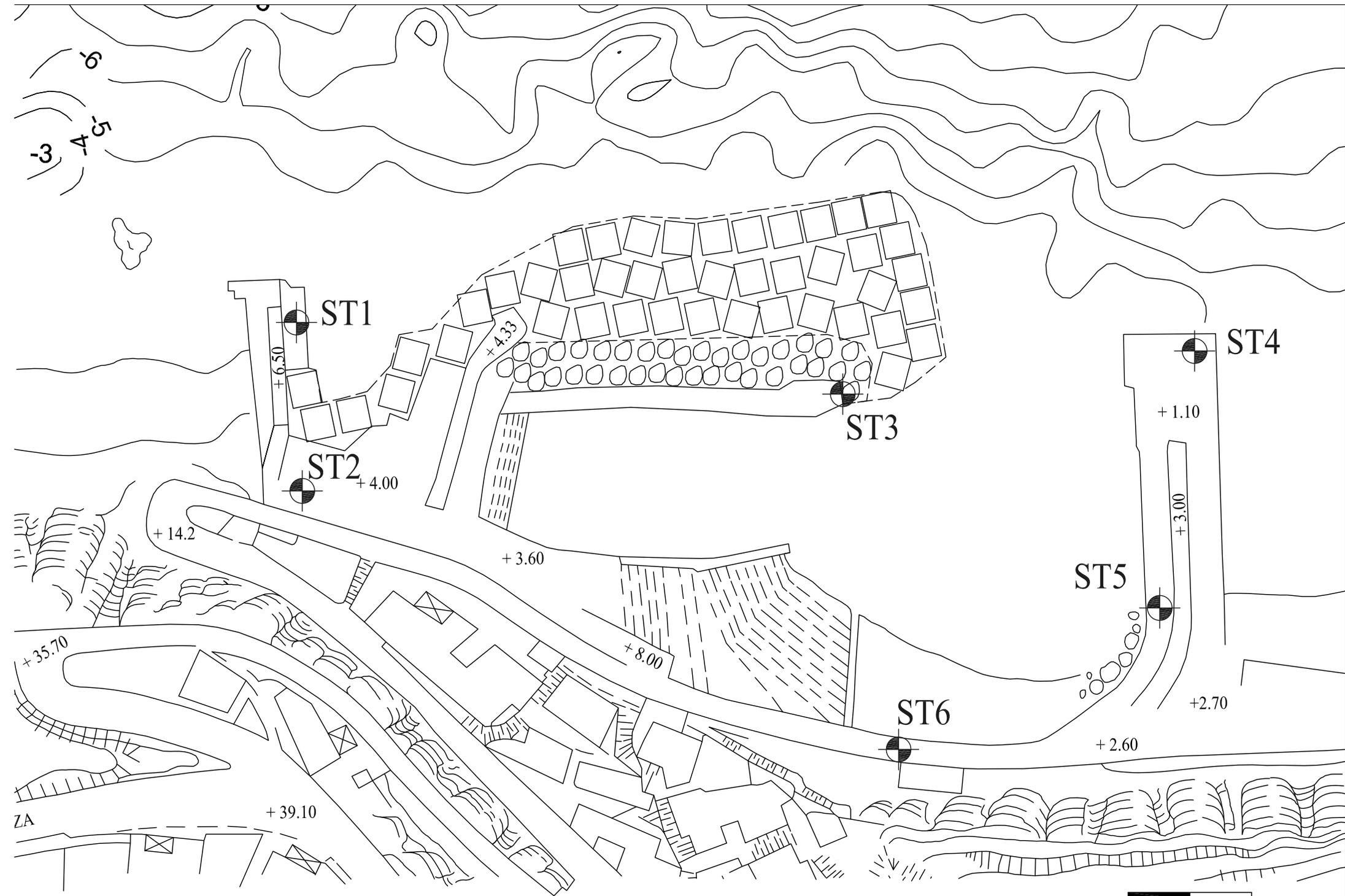


Fig.6. Planimetria con l'ubicazione dei sondaggi meccanici eseguiti nel 2004.

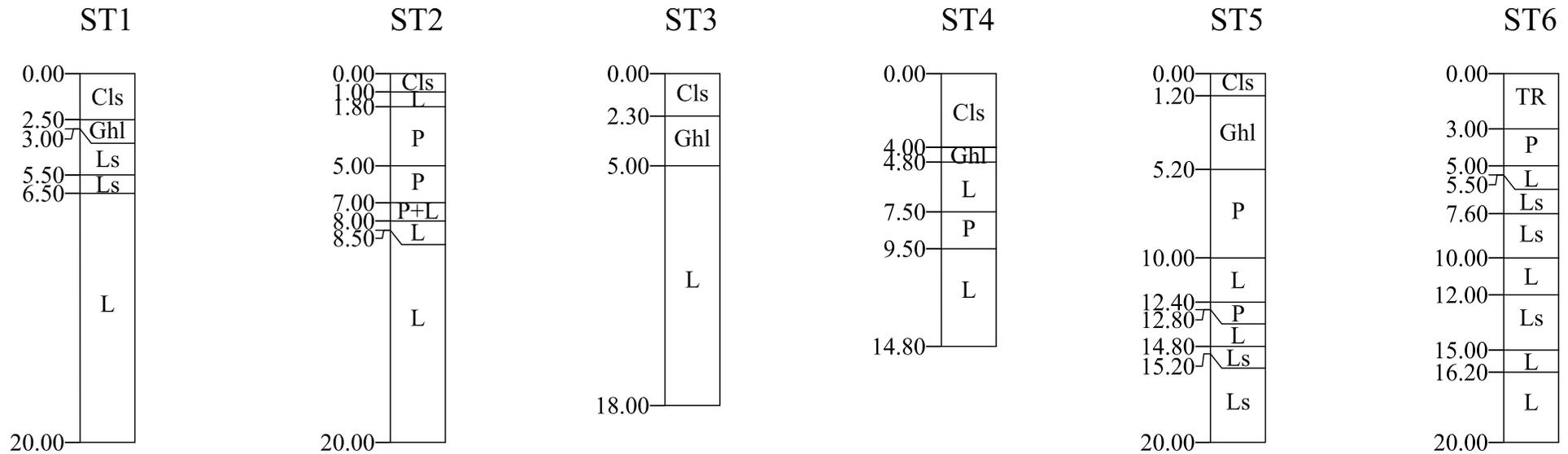


Fig.7. Profili schematici dei sondaggi ST1-ST6.
Per il significato delle sigle v. Tab. I.

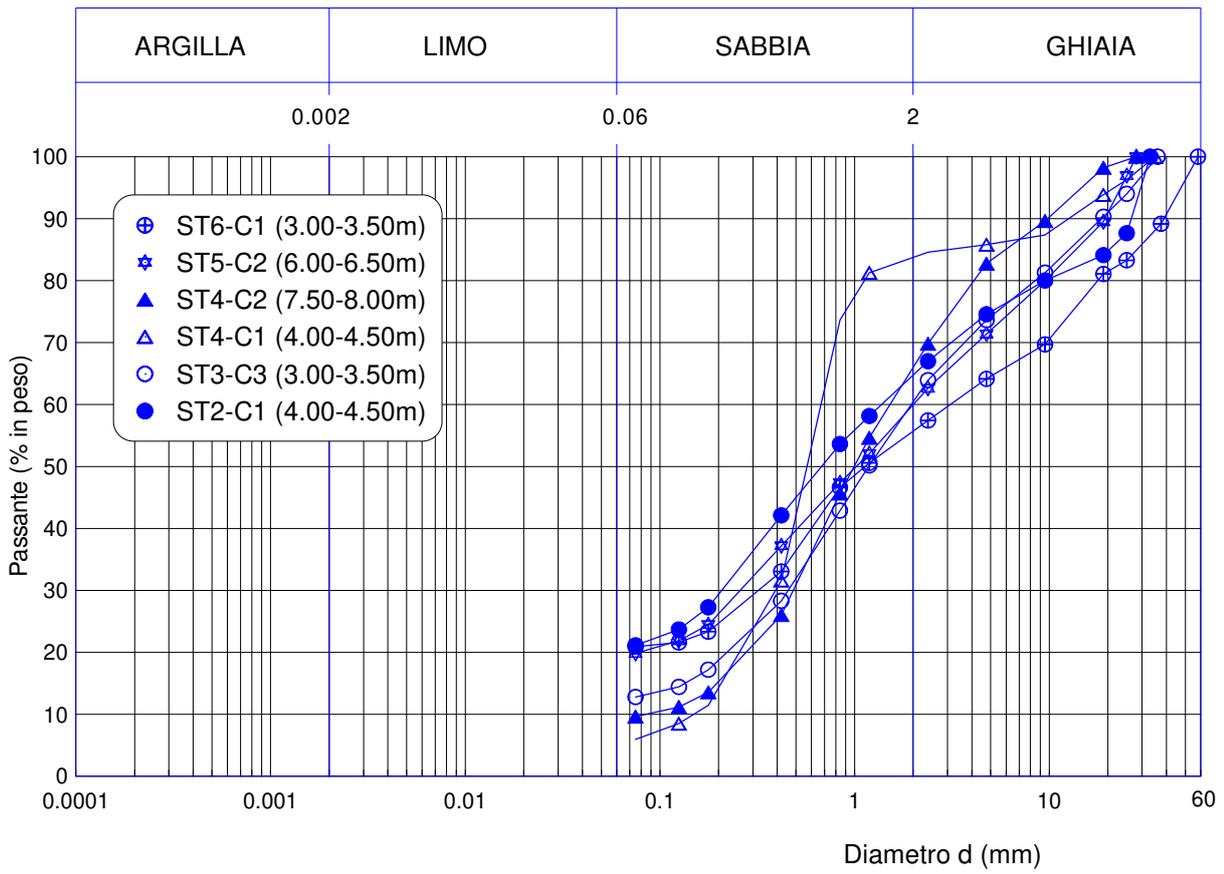


Fig. 8. Composizione granulometrica . Nella legenda è indicato il sondaggio, il campione e la profondità di prelievo.

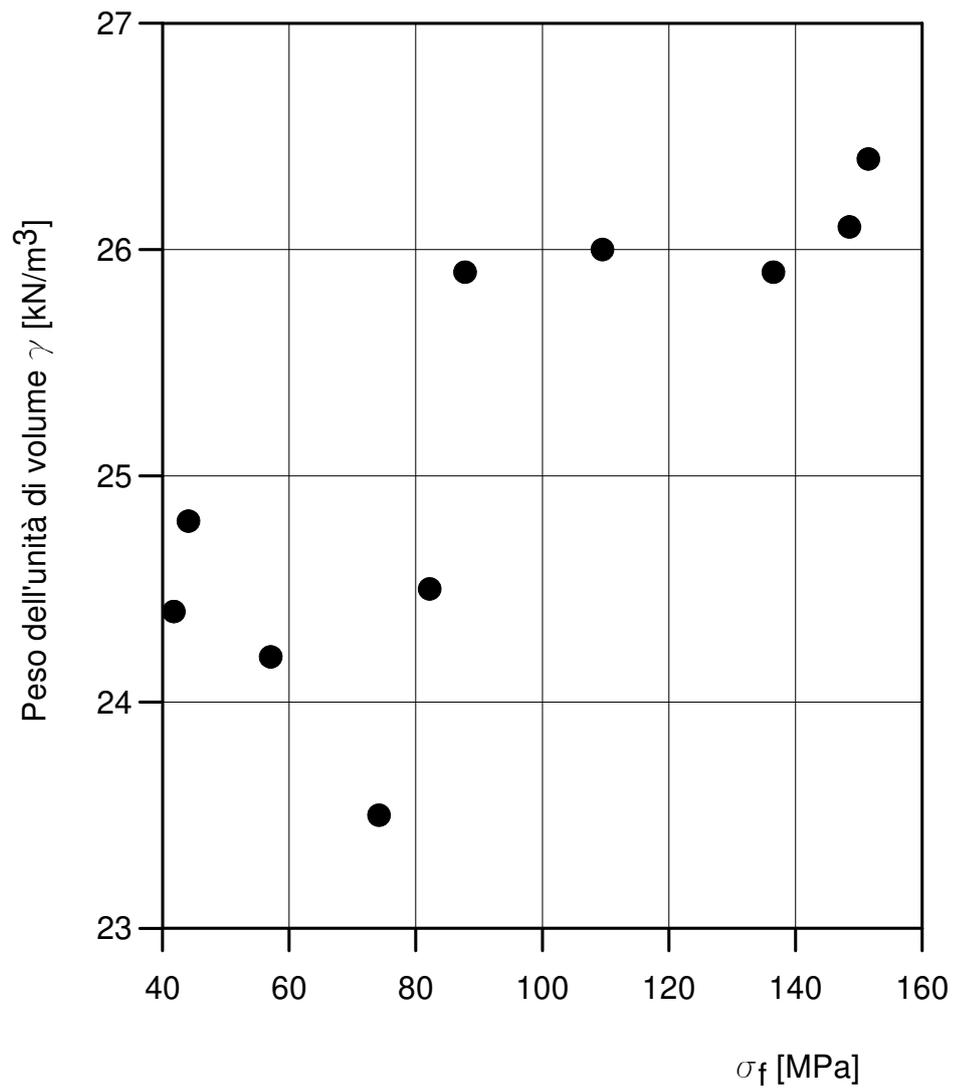


Fig. 9. Resistenza a compressione uniassiale σ_f delle rocce laviche in funzione del peso dell'unità di volume γ .

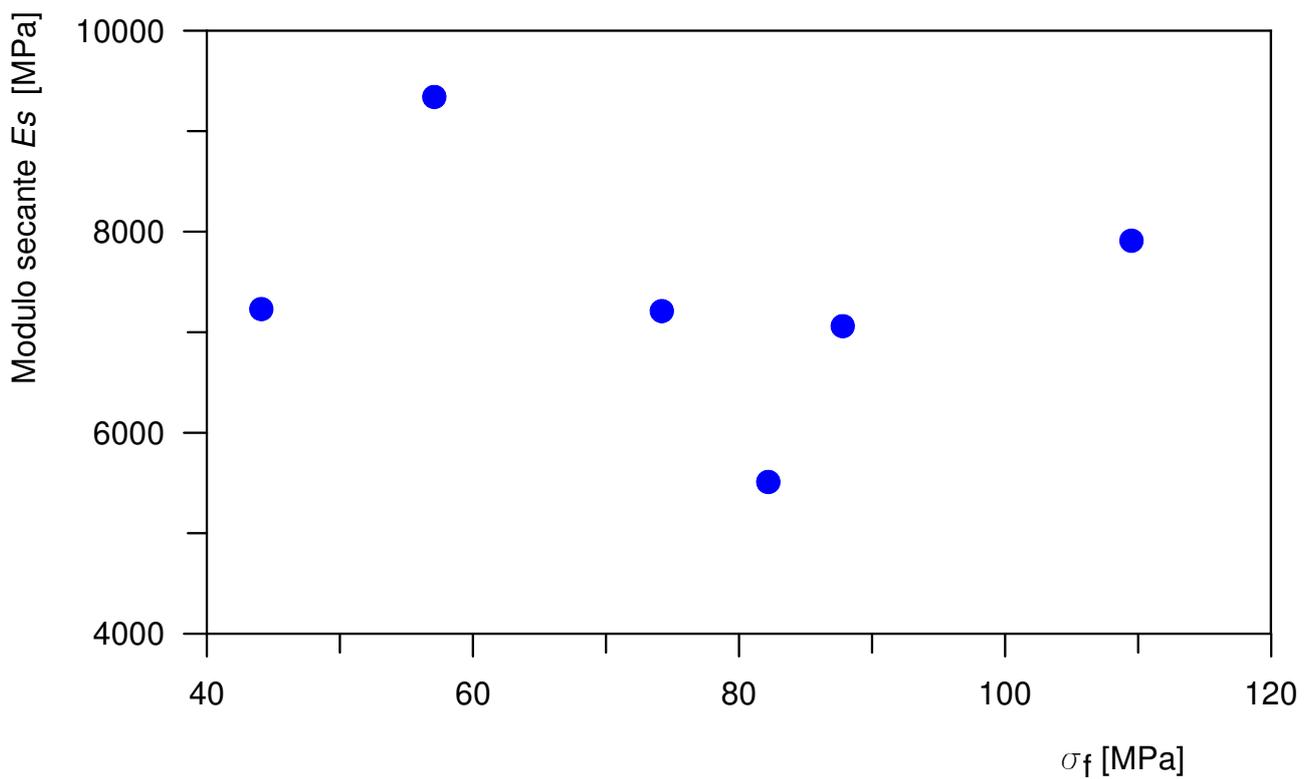
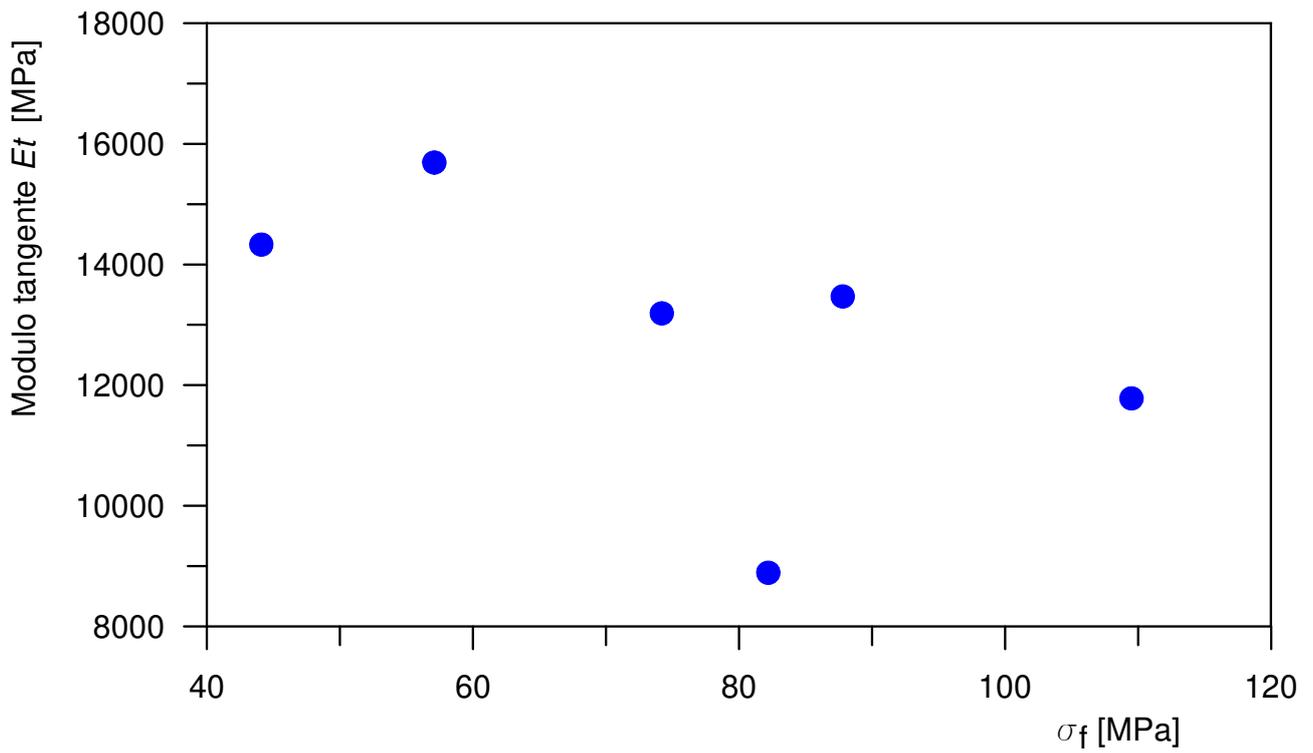


Fig. 10. Andamento del modulo tangente E_t e del modulo secante E_s in funzione della resistenza a compressione uniassiale σ_f

SEZIONE TIPO B - Dalla Progr. 0.00m alla Progr. 15.50m

MASSICCIO DI SOVRACCARICO - MURO PARAONDE - FONDAZIONE PIAZZALE	
Calcestruzzo	Classe di resistenza C 25/35 Classe di esposizione XS1 Classe di consistenza S4
MASSI ARTIFICIALI TIPO ACCROPODI DA 16 m ²	
Calcestruzzo	Classe di resistenza C 25/35 Classe di esposizione XS1 Classe di consistenza S4
SCOGLI DI NATURA LAVICA	
Scogli da 71 a 101	Peso specifico non inferiore a 2,70m ⁻³

1A

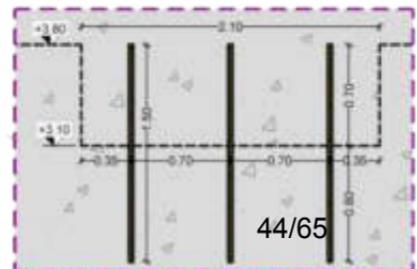
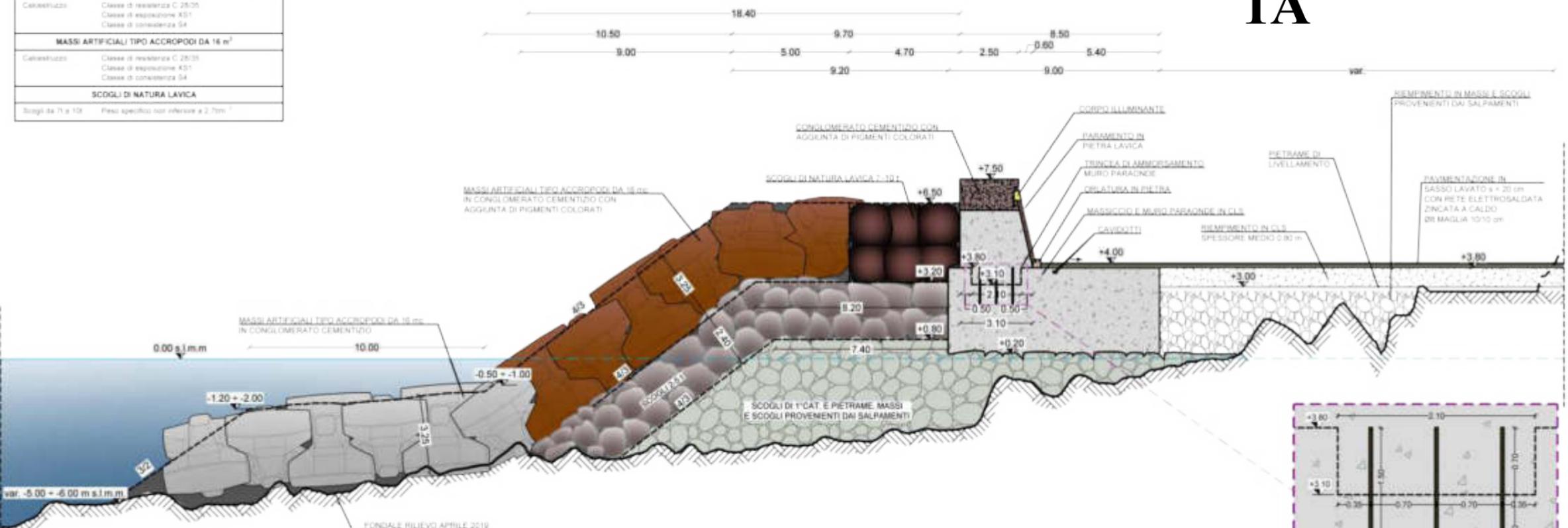


Fig.11. Molo foraneo di sopraflutto. Sezione di calcolo 1A

SEZIONE TIPO D - Dalla Progr. 25.50m alla Progr. 34.10m

1B

MASSICO DI SOVRACCARICO - MURO PARAONDE - FONDAZIONE PIAZZALE	
Cat. muratura	Classe di resistenza C 20/25 Classe di esposizione XS1 Classe di consistenza S4
MASSI ARTIFICIALI TIPO ACCROPODI DA 16 m ²	
Cat. muratura	Classe di resistenza C 20/25 Classe di esposizione XS1 Classe di consistenza S4
SCOGLI DI NATURA LAVICA	
Scogli da 71 a 100	Peso specifico non inferiore a 2.70n ³
Scogli da 71 a 150	Peso specifico non inferiore a 2.75n ³

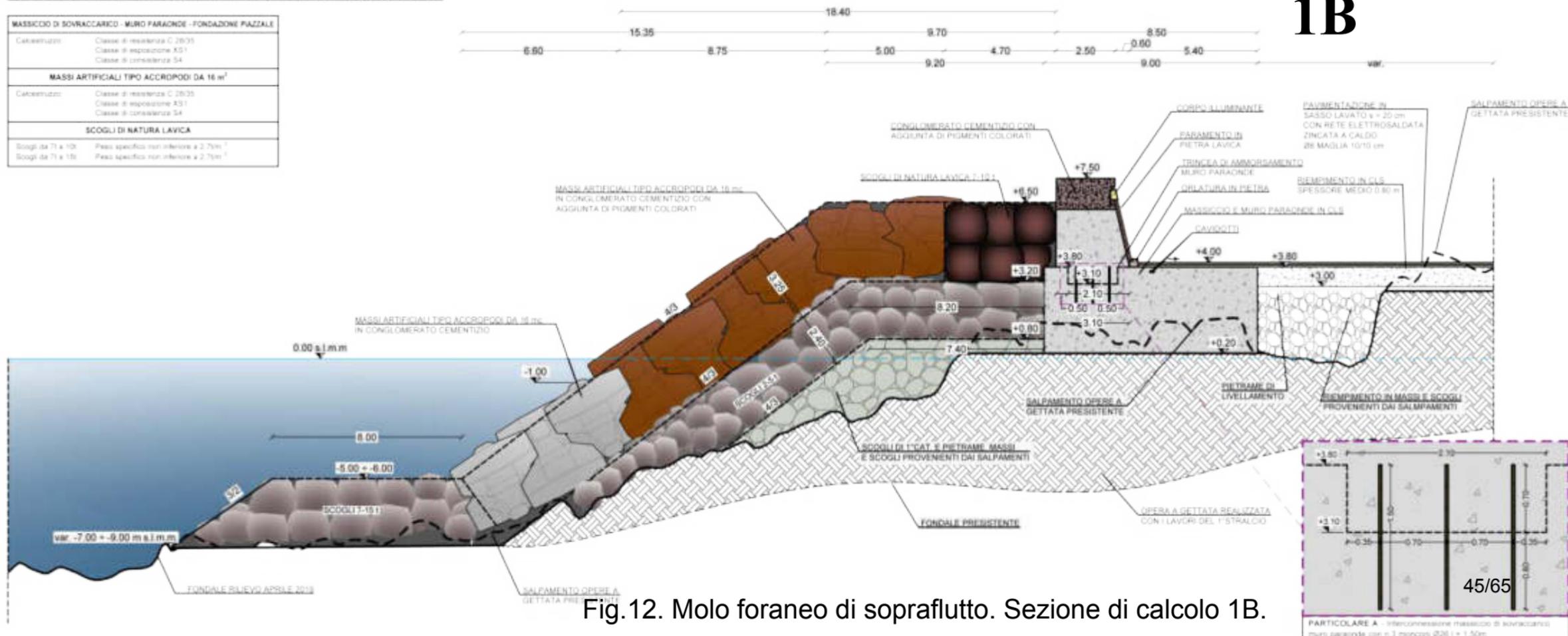
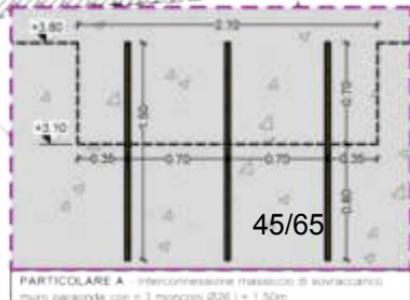


Fig.12. Molo foraneo di sopraflutto. Sezione di calcolo 1B.



1C

SEZIONE TIPO E - Dalla Progr. 34.10m alla Progr. 43.85m

MASSICCIO DI SOVRACCARICO - MURO PARAONDE - FONDAZIONE PIAZZALE	
Catestrutto:	Classe di resistenza C 20/35 Classe di esposizione XS1 Classe di consistenza S4
MASSI ARTIFICIALI TIPO ACCROPODI DA 16 m ²	
Catestrutto:	Classe di resistenza C 20/35 Classe di esposizione XS1 Classe di consistenza S4
SCOGLI DI NATURA LAVICA	
Scogli da 71 a 101:	Peso specifico non inferiore a 2,70m ³
Scogli da 71 a 151:	Peso specifico non inferiore a 2,70m ³

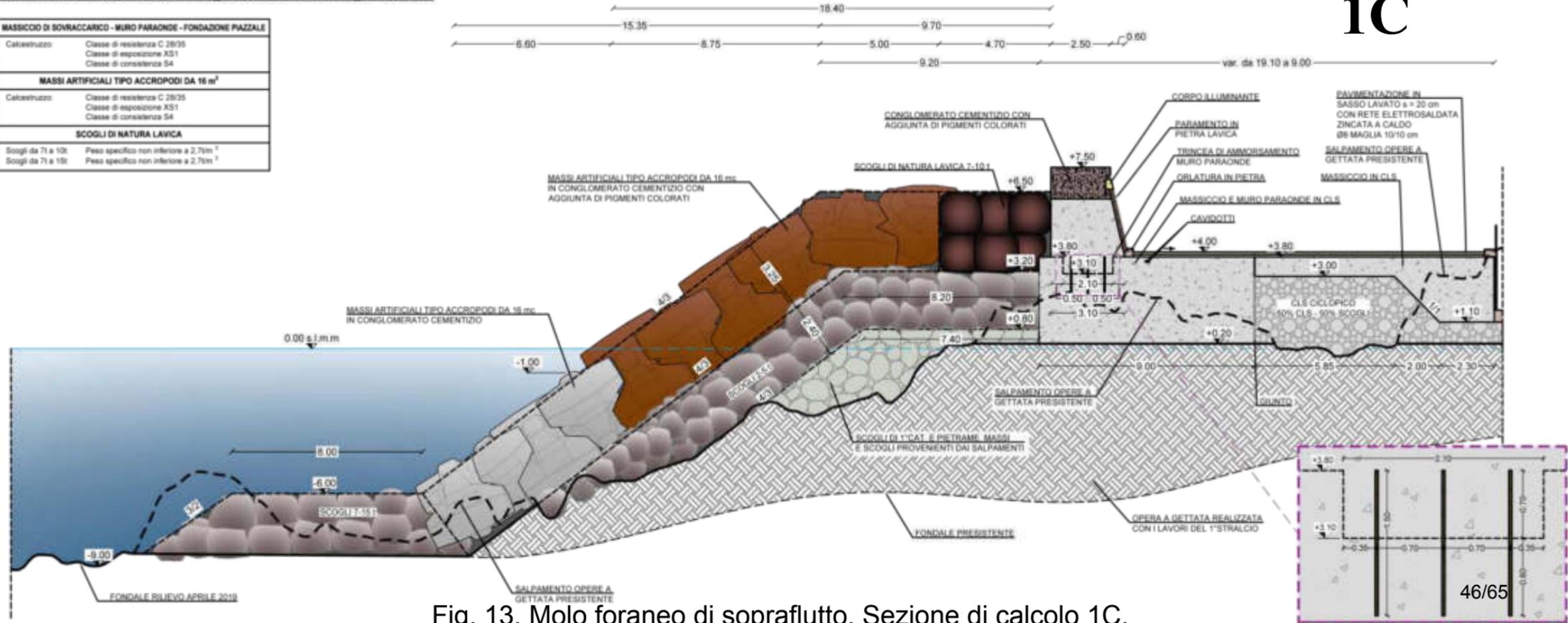


Fig. 13. Molo foraneo di sopraflutto. Sezione di calcolo 1C.

PARTICOLARE A - Interconnessione massiccio di sovraccarico muro paraonde con n.3 monconi Ø28 l=1,50m

SEZIONE TIPO F - Dalla Progr. 43.85m alla Progr. 50.15m

1D

MASSICCIO DI SOVRACCARICO - MURO PARAONDE - FONDAZIONE PIAZZALE	
Cat.estrutto:	Classe di resistenza C 20/35 Classe di esposizione XS1 Classe di consistenza S4
MASSI ARTIFICIALI TIPO ACCROPODI DA 16 m ²	
Cat.estrutto:	Classe di resistenza C 20/35 Classe di esposizione XS1 Classe di consistenza S4
SCOGLI DI NATURA LAVICA	
Scogli da 71 a 10t:	Peso specifico non inferiore a 2,70m ³
Scogli da 71 a 15t:	Peso specifico non inferiore a 2,70m ³

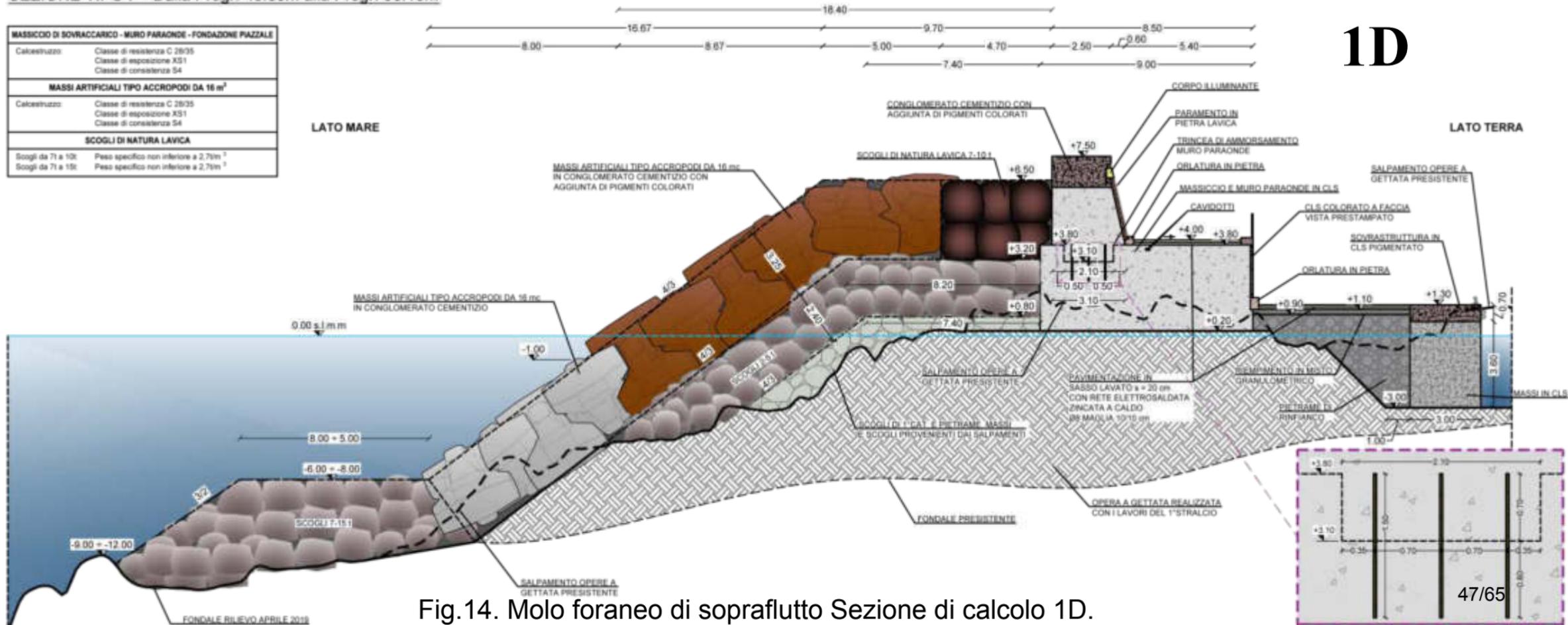
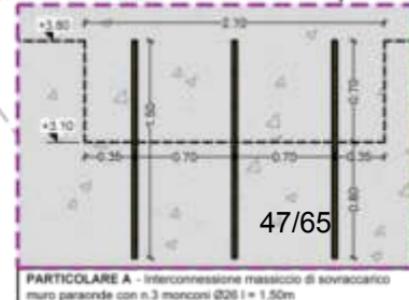


Fig.14. Molo foraneo di sopraflutto Sezione di calcolo 1D.



CALCESTRUZZO PER REMPIMENTO CELLE - MURO PARAONDE	
Calcestruzzo:	Classe di resistenza C 28/35 Classe di esposizione XS1 Classe di consistenza S4
CALCESTRUZZO SOVRASTRUTTURA	
Calcestruzzo:	Classe di resistenza C 35/45 Classe di esposizione XS2-XS3 Classe di consistenza S3
MASSI ARTIFICIALI TIPO ACCIROPODI DA 16 m³	
Calcestruzzo:	Classe di resistenza C 28/35 Classe di esposizione XS1 Classe di consistenza S4
SCOGLI DI NATURA LAVICA	
Scogli da 7 a 10:	Peso specifico non inferiore a 2,7 t/m³
Scogli da 11 a 16:	Peso specifico non inferiore a 2,7 t/m³

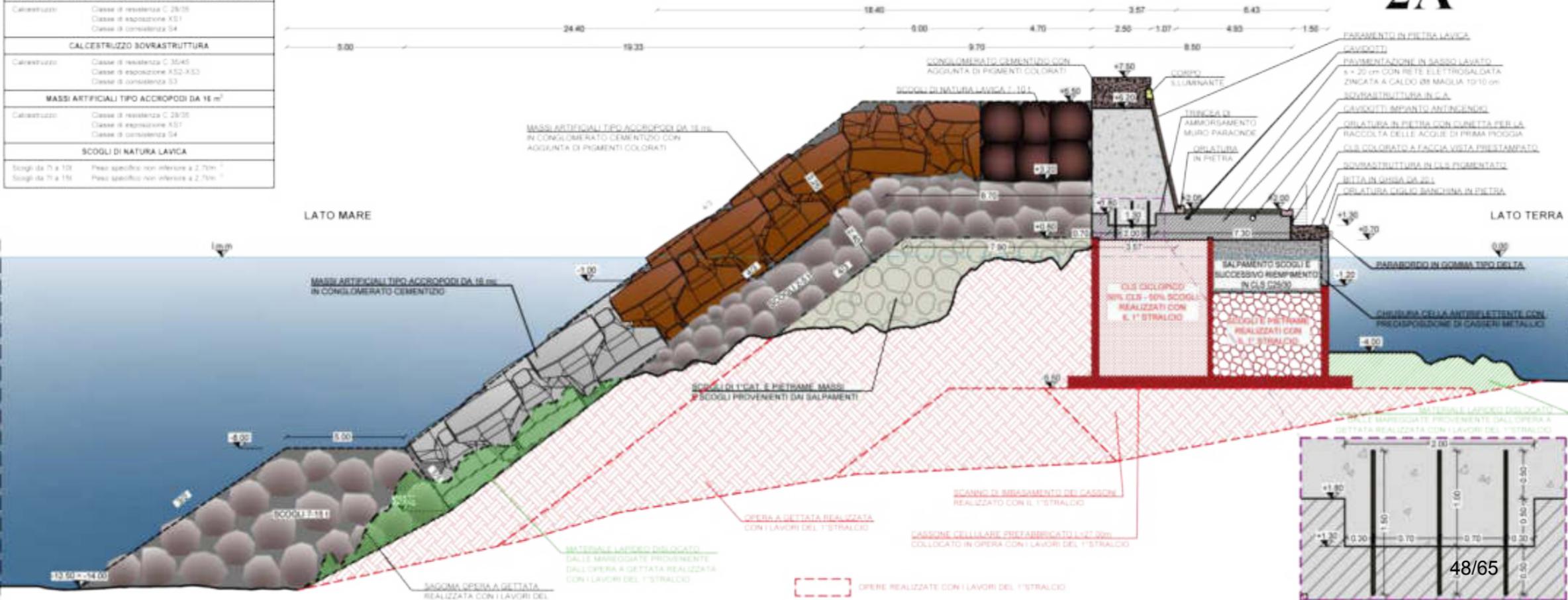
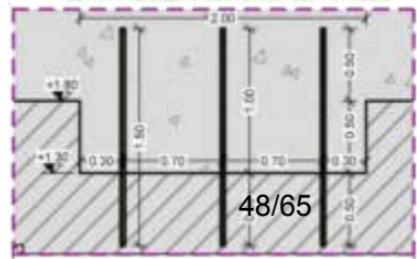


Fig.15. Molo foraneo di sopraflutto. Sezione di calcolo 2A.



CALCESTRUZZO PER RIPIEMTO CELLE - MURO PARAONDE	
Calcestruzzo:	Classe di resistenza C 28/35 Classe di esposizione XS1 Classe di consistenza S4
CALCESTRUZZO SOVRASTRUTTURA	
Calcestruzzo:	Classe di resistenza C 35/45 Classe di esposizione XS2-XS3 Classe di consistenza S3
MASSI ARTIFICIALI TIPO ACCROPODI DA 16 m ³	
Calcestruzzo:	Classe di resistenza C 28/35 Classe di esposizione XS1 Classe di consistenza S4
SCOGGI DI NATURA LAVICA	
Scogli da 7h a 10h:	Peso specifico non inferiore a 2,71m ³
Scogli da 7h a 15h:	Peso specifico non inferiore a 2,71m ³

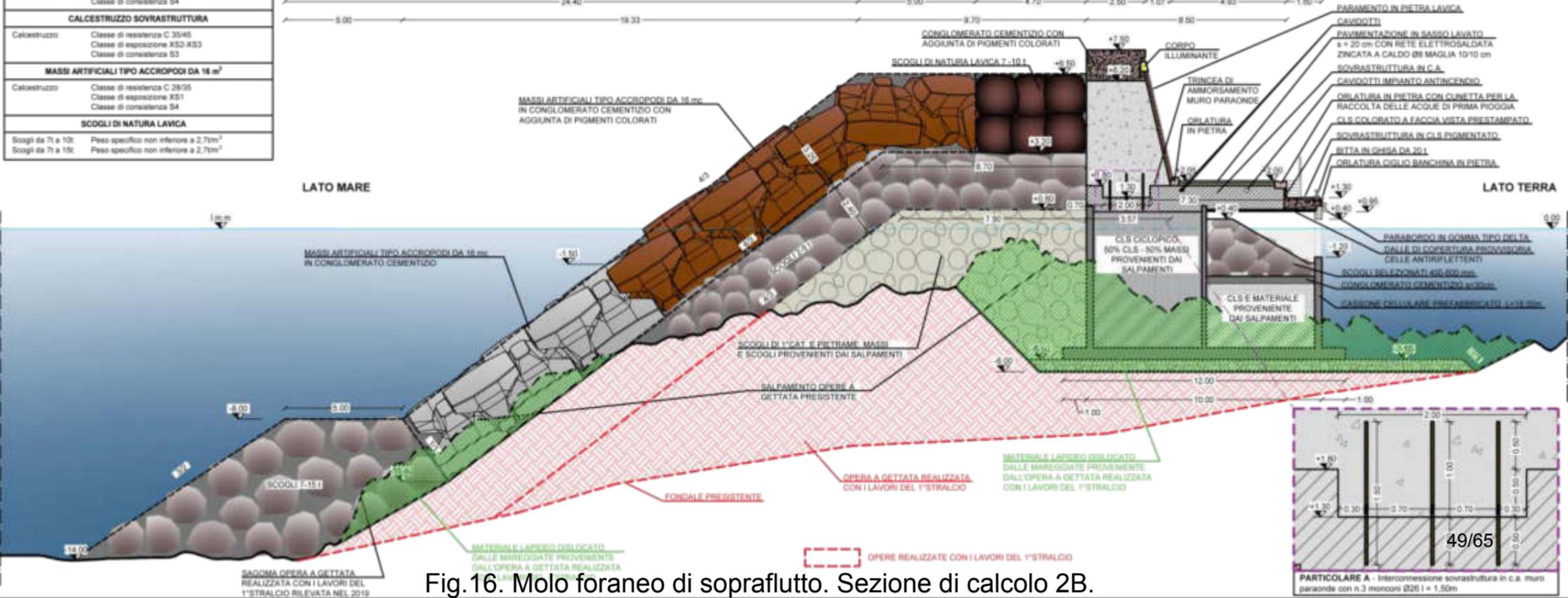


Fig.16. Molo foraneo di sopraflutto. Sezione di calcolo 2B.



CALCESTRUZZO PER RIPIEMTO CELLE - MURO PARAOIDE	
Calcestruzzo	Classe di resistenza C 28/30 Classe di esposizione AS1 Classe di consistenza S4
CALCESTRUZZO SOVRASTRUTTURA	
Calcestruzzo	Classe di resistenza C 30/36 Classe di esposizione F12-F13 Classe di consistenza S1
MASSI ARTIFICIALI TIPO ACCROPODI DA 16 m ³	
Calcestruzzo	Classe di resistenza C 28/30 Classe di esposizione AS1 Classe di consistenza S4
SCOGLI DI NATURA LAVICA	
Scogli da 7 a 10	Peso specifico non inferiore a 2.700
Scogli da 11 a 15	Peso specifico non inferiore a 2.700

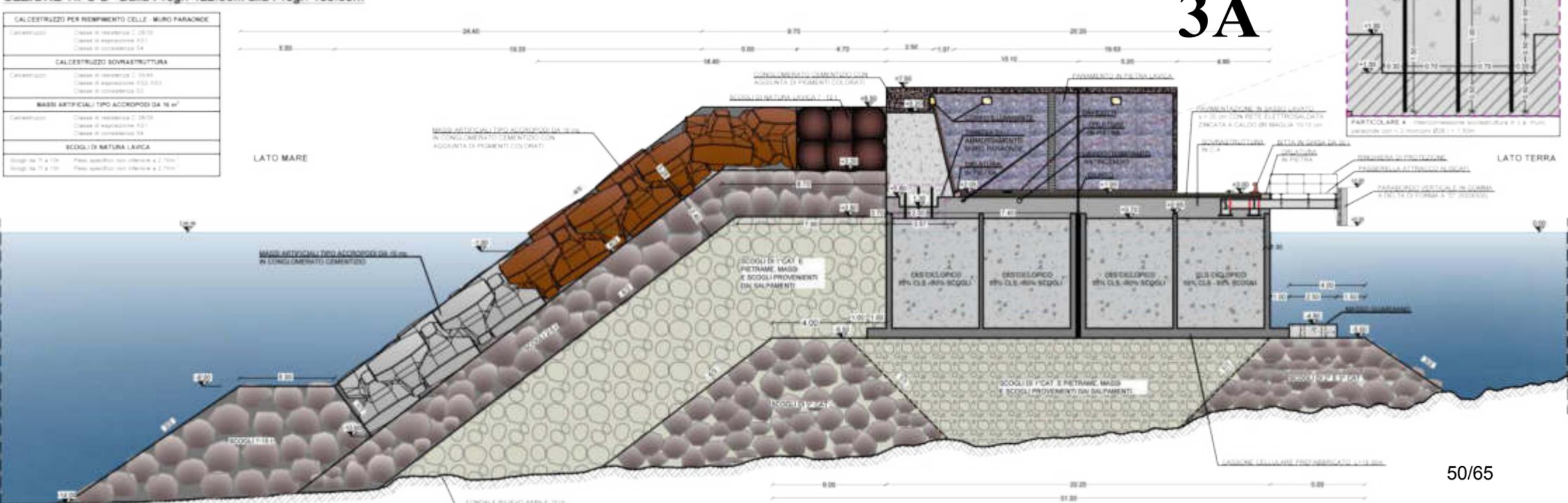


Fig. 17. Molo foraneo di sopraflutto. Sezione di calcolo 3A.

CALCESTRUZZO PER RIPIEMTO CELLE - MURO PARAONDE	
Calcestruzzo	Classe di resistenza C 28/33 Classe di esposizione AS1 Classe di consistenza S4
CALCESTRUZZO SOVRASTRUTTURA	
Calcestruzzo	Classe di resistenza C 35/45 Classe di esposizione AS2-AE3 Classe di consistenza S3
MASSI ARTIFICIALI TIPO ACCORPIDI DA 20 m ³	
Calcestruzzo	Classe di resistenza C 28/33 Classe di esposizione AS1 Classe di consistenza S4
SCOGLI DI NATURA LAVICA	
Scogli da 7 a 15	Peso specifico non inferiore a 2.70 t/m ³
Scogli da 15 a 150	Peso specifico non inferiore a 2.70 t/m ³

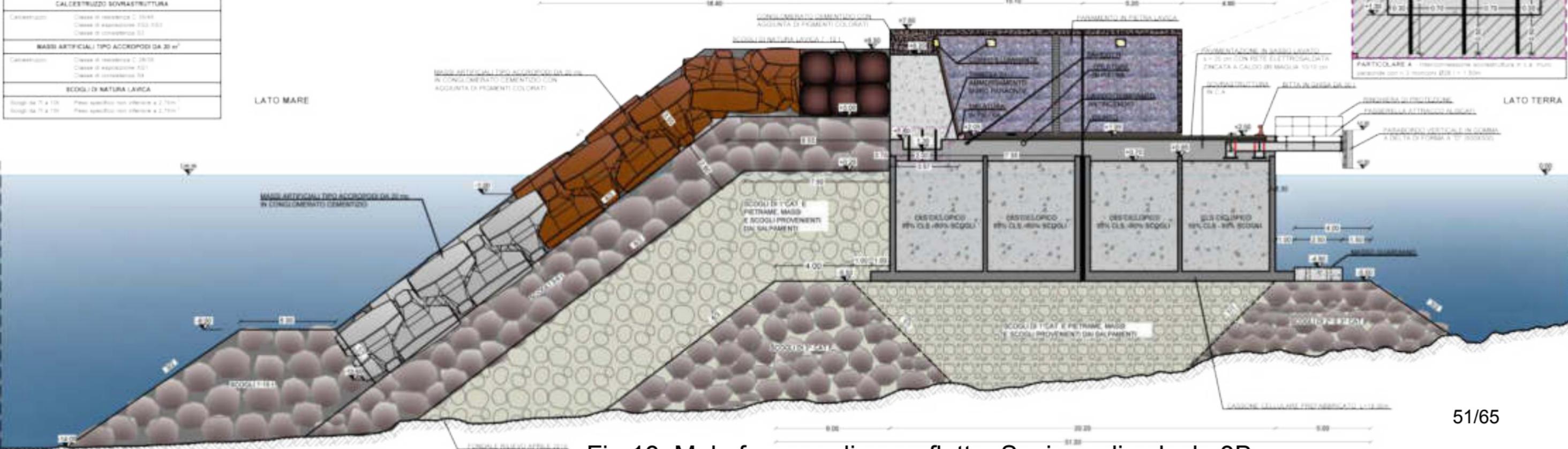


Fig.18. Molo foraneo di sopraflutto. Sezione di calcolo 3B.

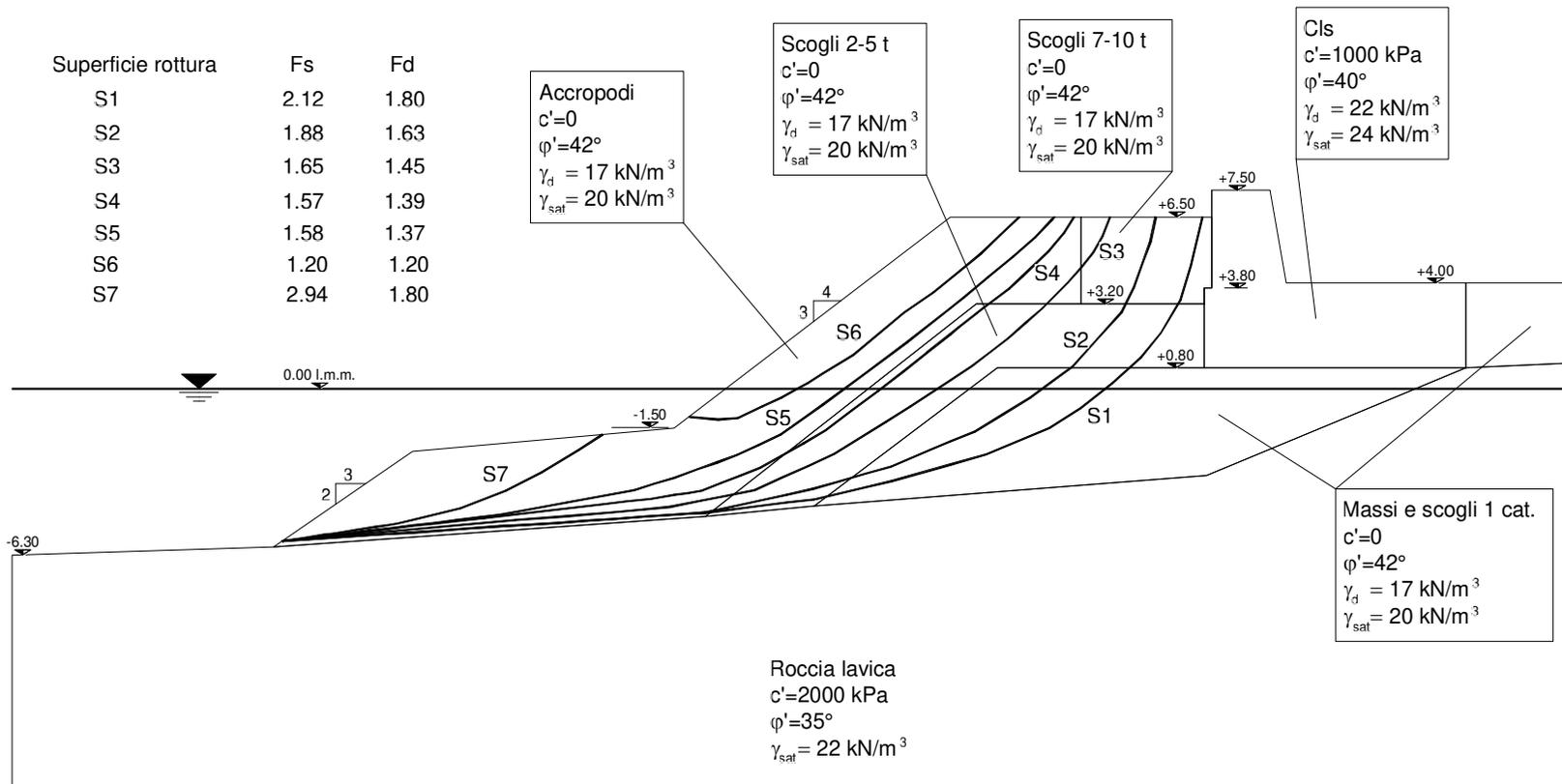


Fig.19. Sezione tipo 1A. Paramento lato mare aperto. Verifiche di stabilità generale. Metodo di Morgenstern e Price. Fs: coefficiente di sicurezza in condizioni statiche;Fd: coefficiente di sicurezza in presenza di sisma.

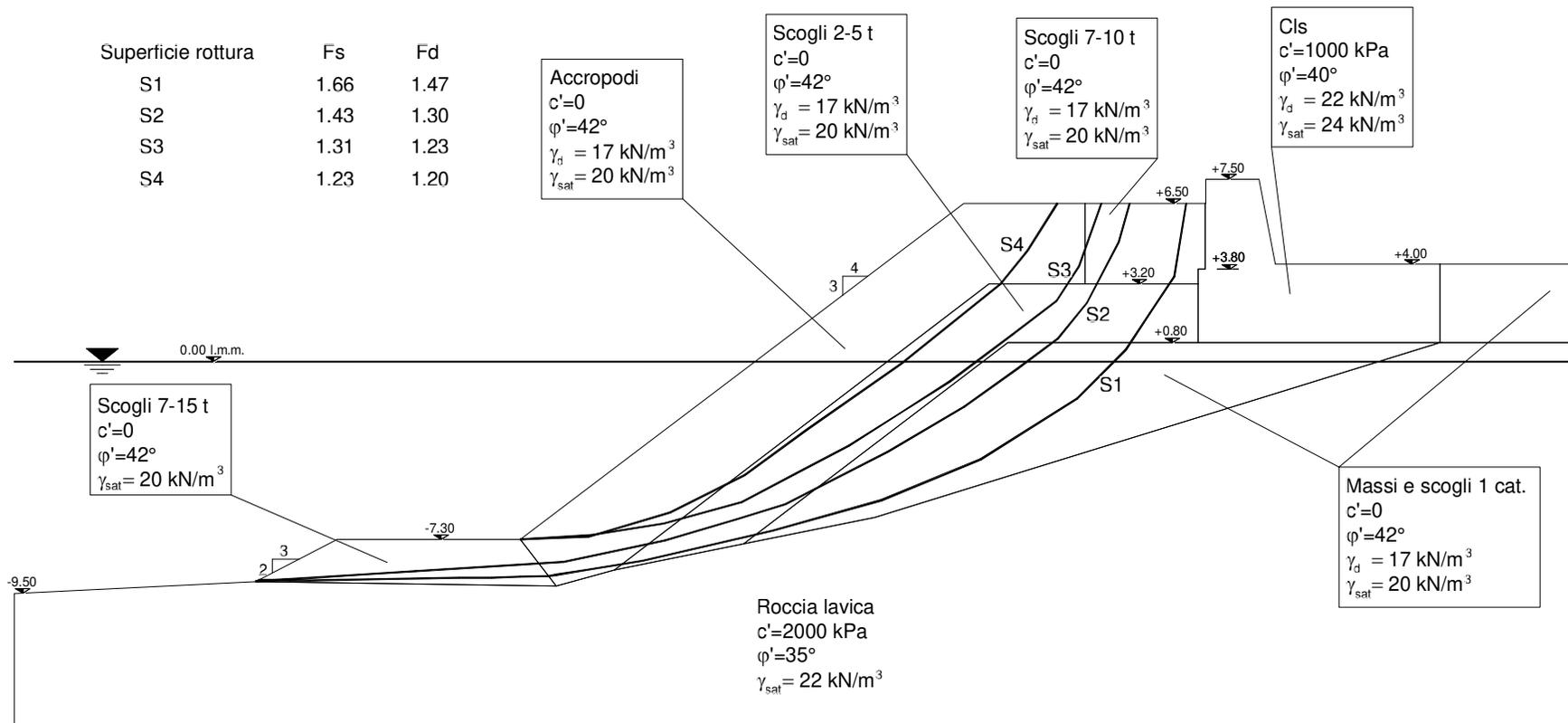


Fig.20. Sezione tipo 1B. Paramento lato mare aperto. Verifiche di stabilità generale. Metodo di Morgenstern e Price. Fs: coefficiente di sicurezza in condizioni statiche; Fd: coefficiente di sicurezza in presenza di sisma.

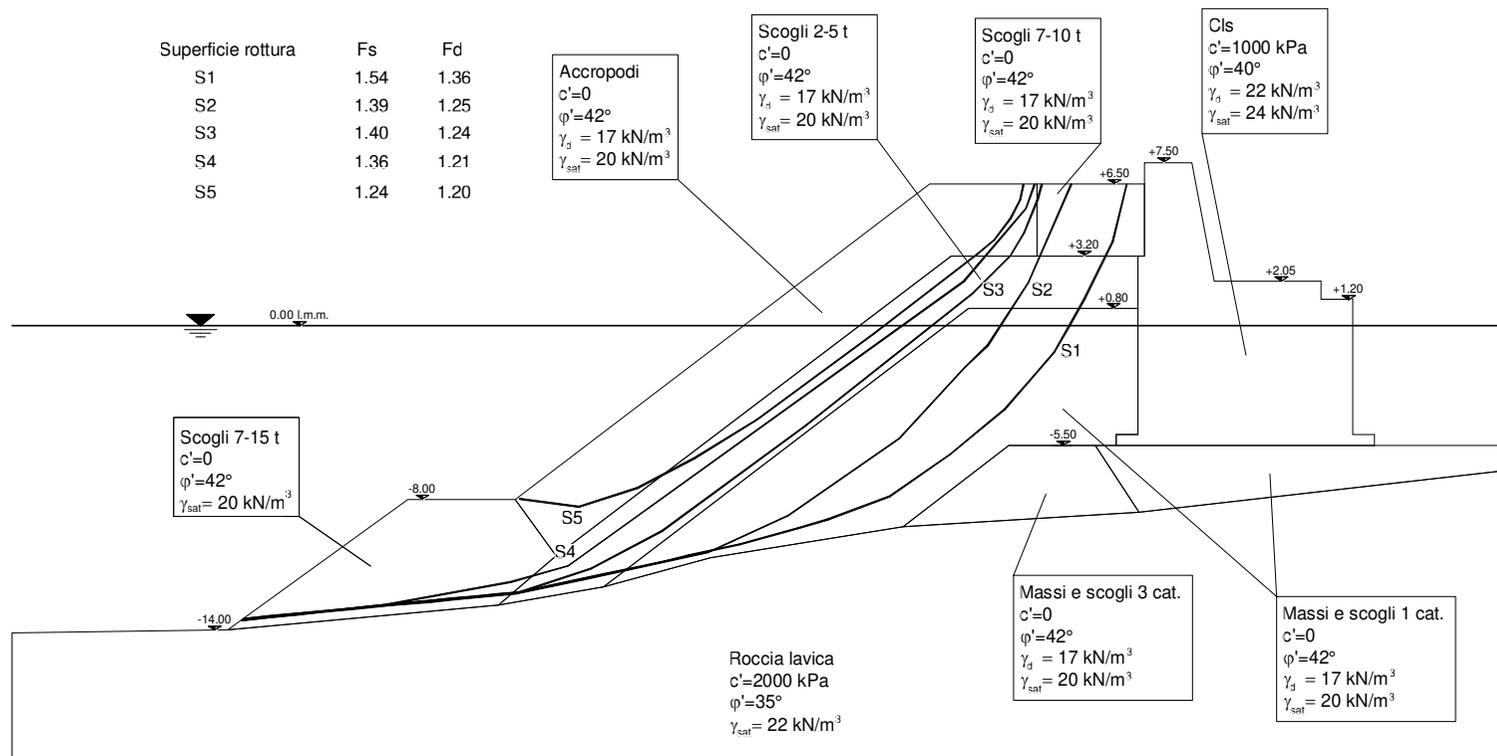


Fig.21. Sezione tipo 1C. Paramento lato mare aperto. Verifiche di stabilità generale. Metodo di Morgenstern e Price. Fs: coefficiente di sicurezza in condizioni statiche; Fd: coefficiente di sicurezza in presenza di sisma.

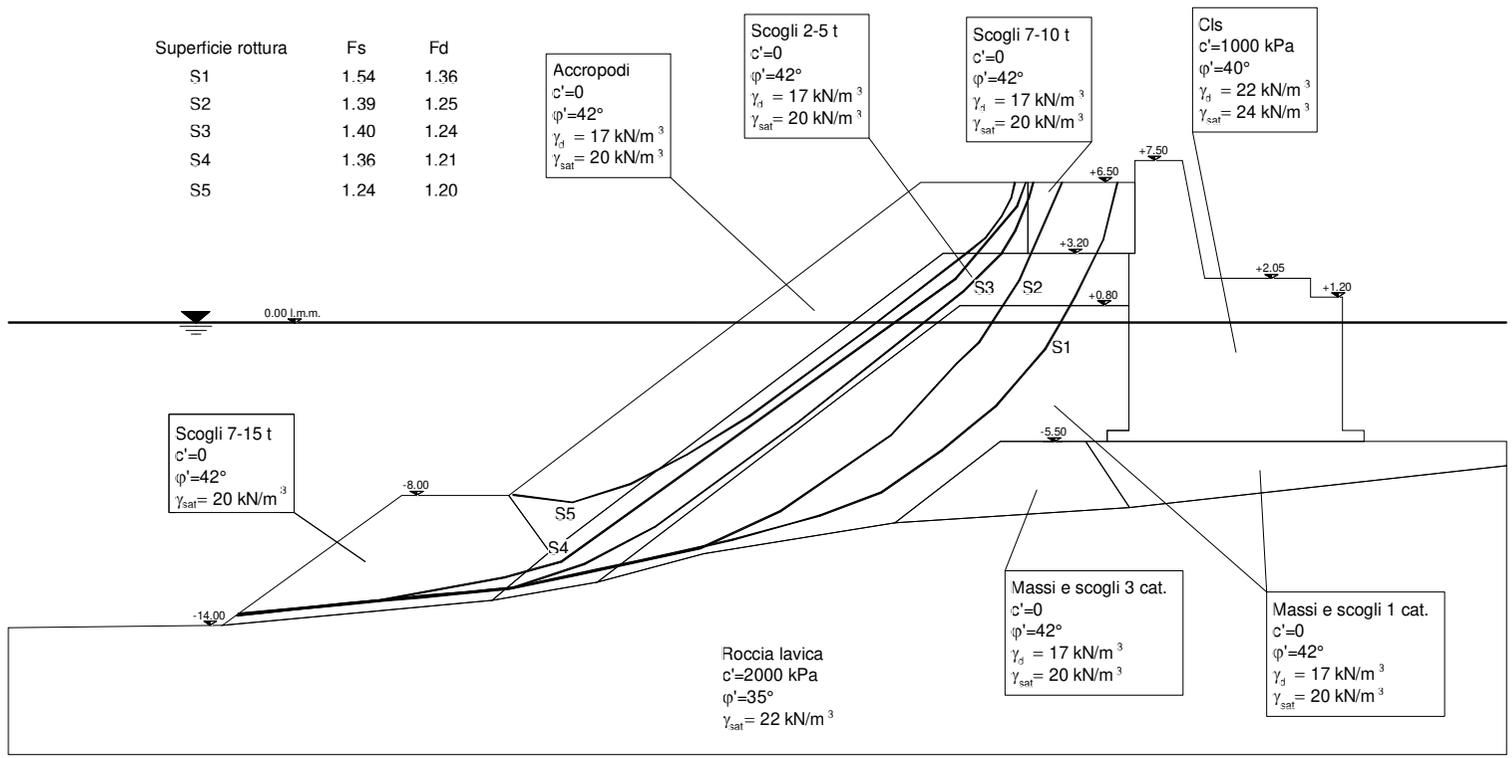


Fig.22. Sezione tipo 1D. Paramento lato mare aperto. Verifiche di stabilità generale. Metodo di Morgenstern e Price. Fs: coefficiente di sicurezza in condizioni statiche; Fd: coefficiente di sicurezza in presenza di sisma.

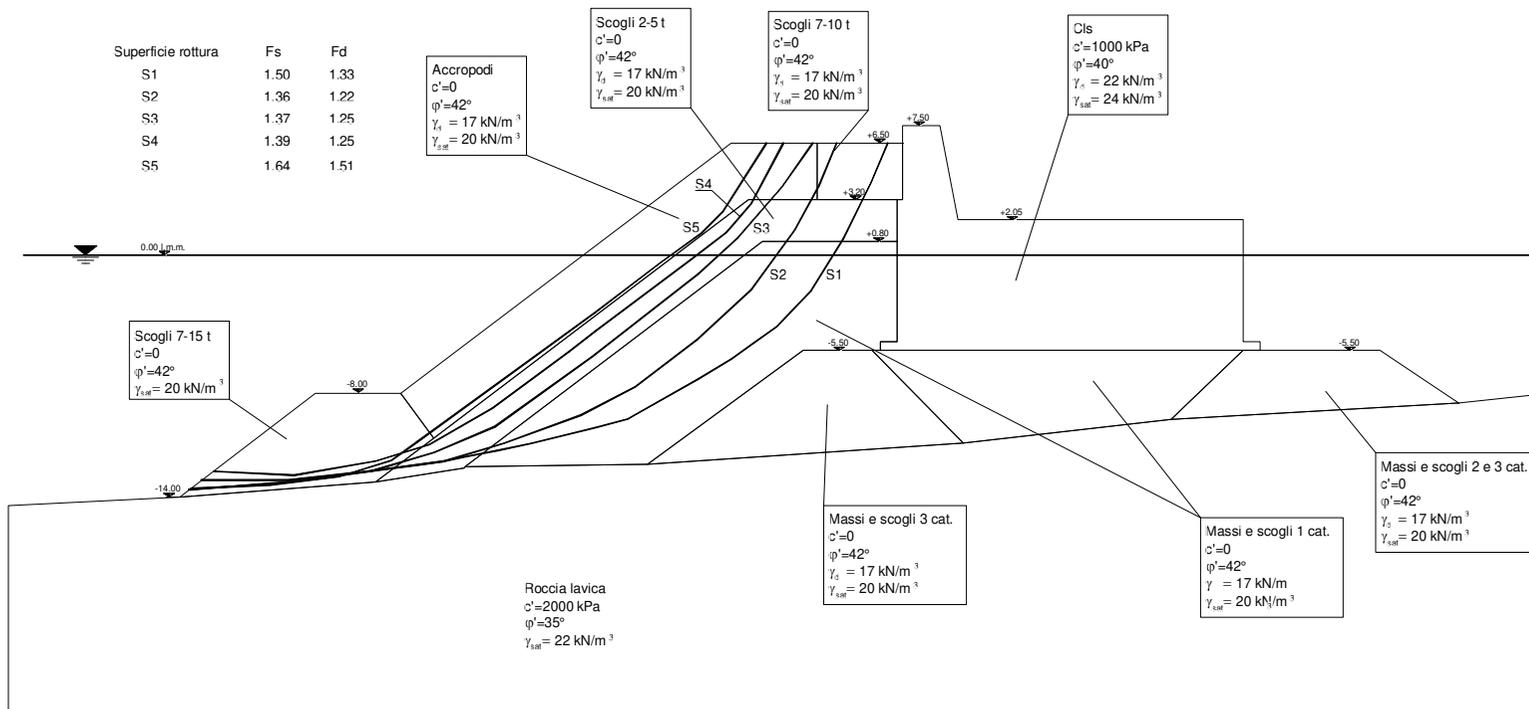


Fig. 23. Sezione tipo 2A. Paramento lato mare aperto. Verifiche di stabilità generale. Metodo di Morgenstern e Price. Fs: coefficiente di sicurezza in condizioni statiche; Fd: coefficiente di sicurezza in presenza di sisma.

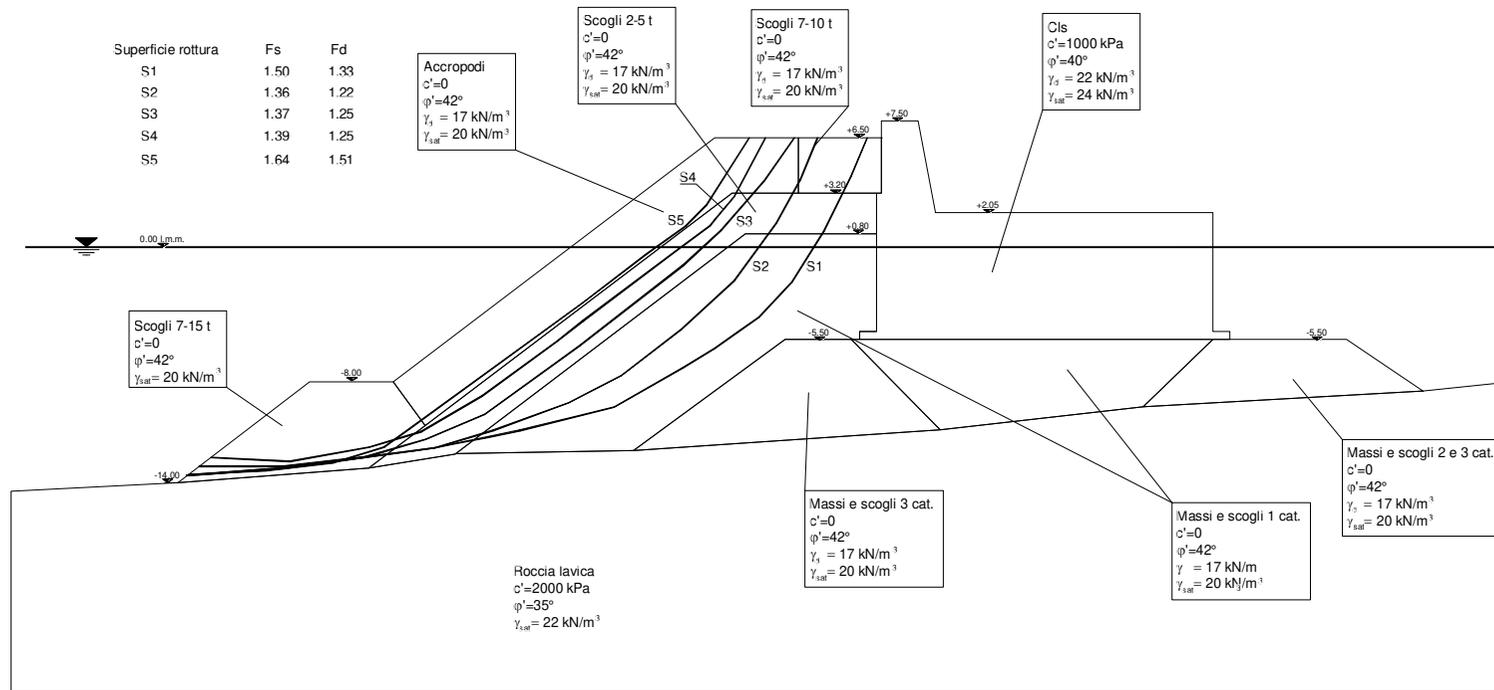


Fig. 24. Sezione tipo 2B. Paramento lato mare aperto. Verifiche di stabilità generale. Metodo di Morgenstern e Price. Fs: coefficiente di sicurezza in condizioni statiche; Fd: coefficiente di sicurezza in presenza di sisma.

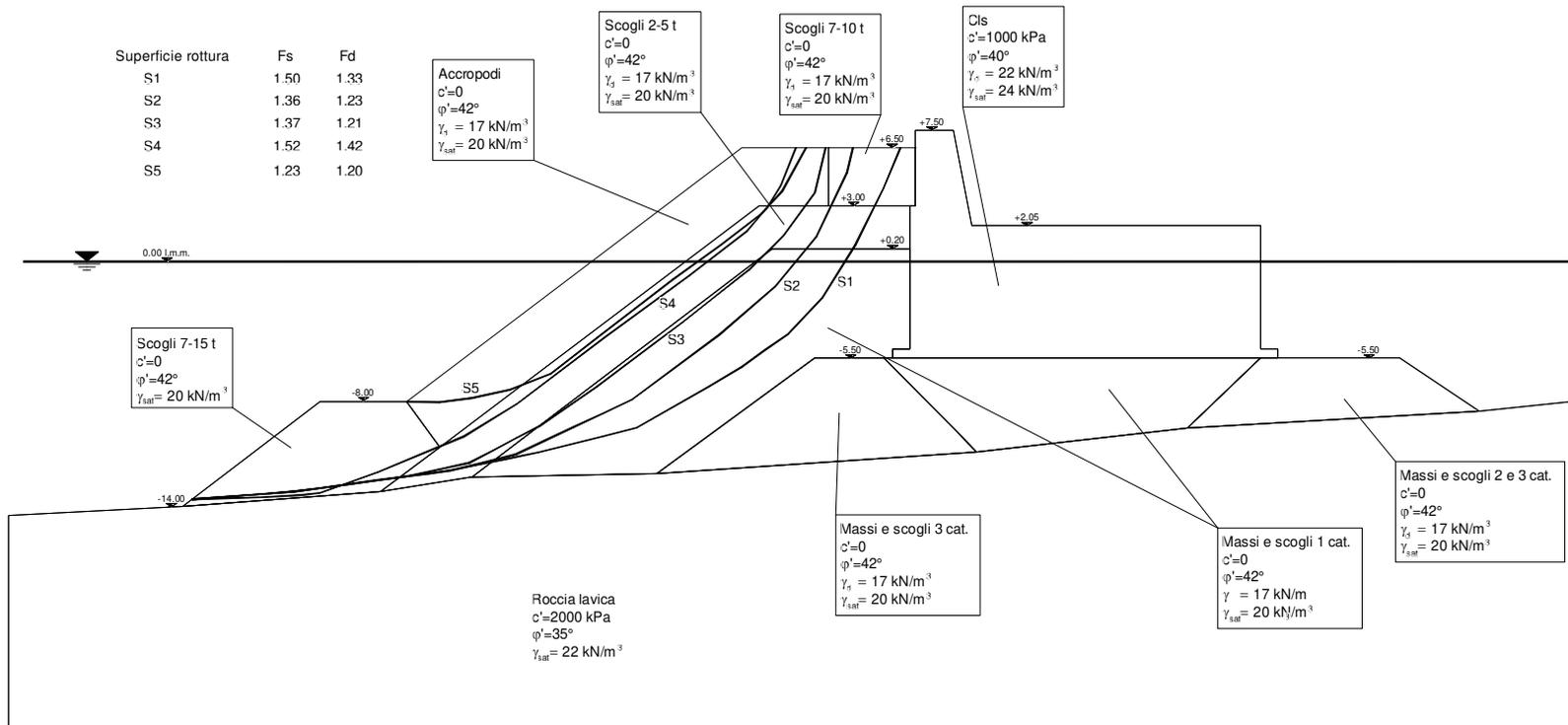


Fig. 25. Sezione tipo 3A. Paramento lato mare aperto. Verifiche di stabilità generale. Metodo di Morgenstern e Price. Fs: coefficiente di sicurezza in condizioni statiche;Fd: coefficiente di sicurezza in presenza di sisma.

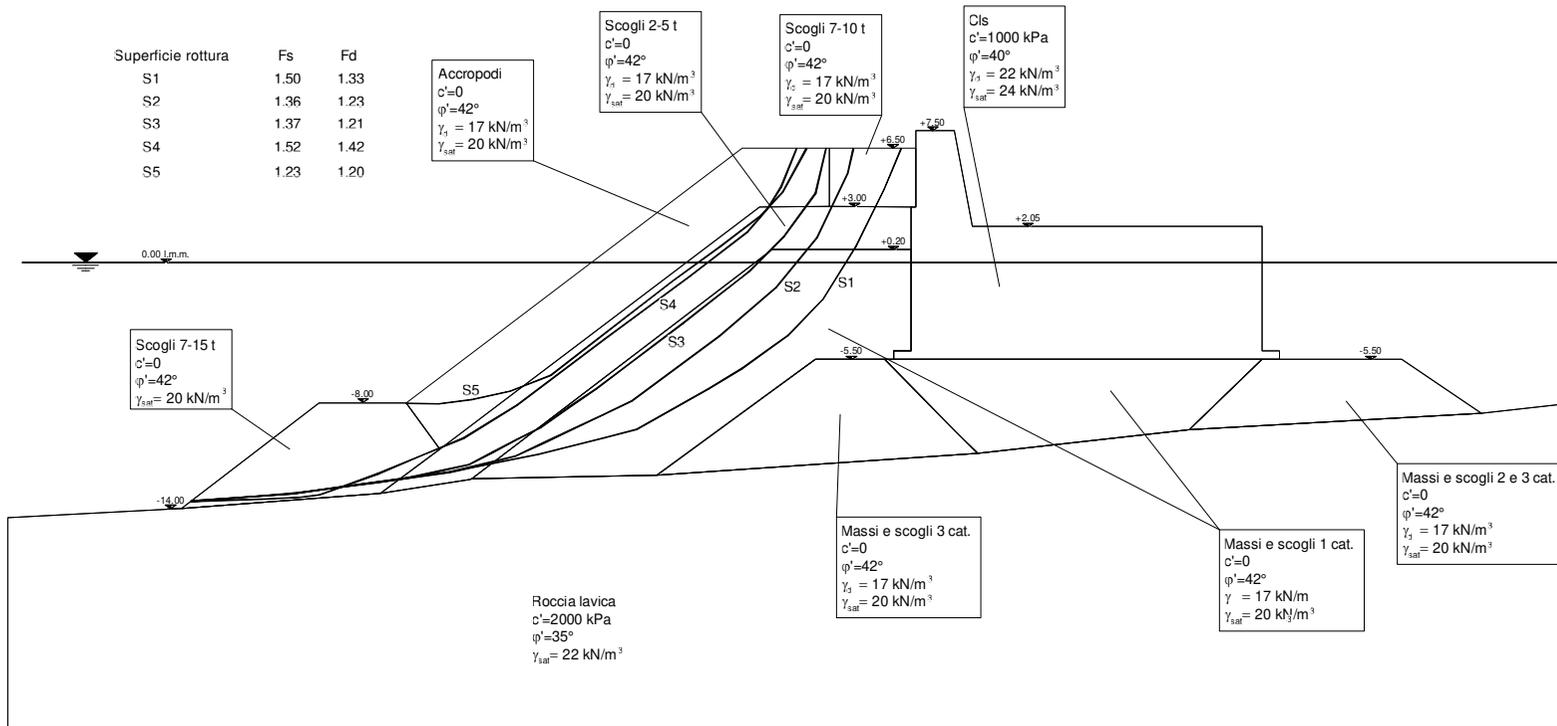


Fig. 26. Sezione tipo 3B. Paramento lato mare aperto. Verifiche di stabilità generale. Metodo di Morgenstern e Price. Fs: coefficiente di sicurezza in condizioni statiche;Fd: coefficiente di sicurezza in presenza di sisma.

SEZIONE TIPO RAPPRESENTATIVA DEL TRATTO DI DIGA FORANEA A GETTATA

DALLA Progr. 0.00 m alla 50.15 m - Scala 1:200

AZIONI DOVUTE ALL'ONDA AVENTE CARATTERISTICHE H=9.01 m E T=12.43 s SULLA STRUTTURA MURO PARAONDE-MASSICCIO

Scala grafica pressioni

1 cm = 2×10^4 N/m²

Scala grafica forze

1 cm = 2×10^2 kN

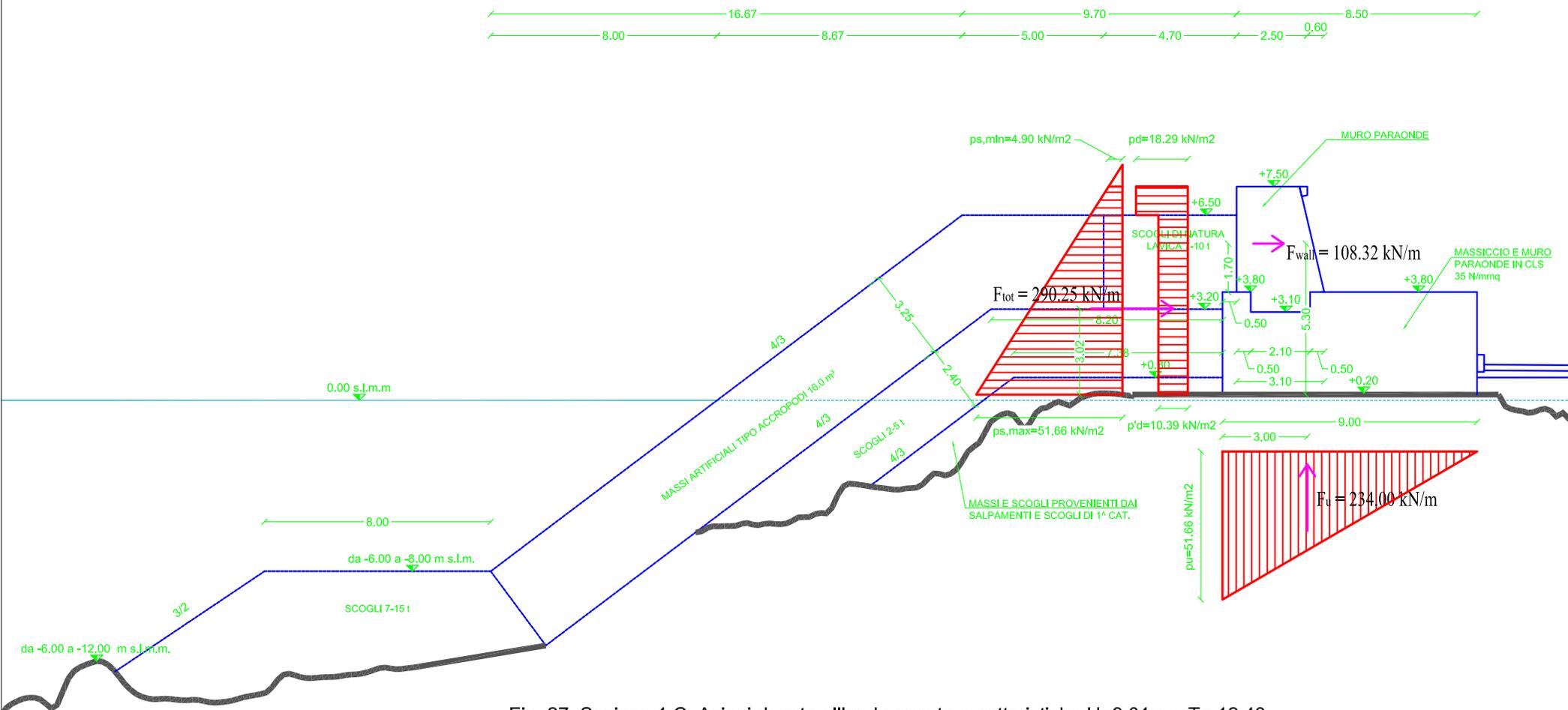


Fig. 27. Sezione 1 C. Azioni dovute all'onda avente caratteristiche H=9.01m e T= 12.43
Vale anche per le sezioni 1A, 1B, 1D.

SEZIONE TIPO DEL TRATTO DI DIGA FORANEA COMPOSITA (CASSONI PROTETTI DA OPERA A GETTATA)

DALLA Progr. 50.15 m alla 122.80 m - Scala 1:200

AZIONI DOVUTE ALL'ONDA AVENTE CARATTERISTICHE H=9.01 m e T=12.43 s SULLA STRUTTURA COMPOSTA MURO PARAONDE-CASSONE

Scala grafica pressioni

1 cm = 2×10^4 N/m²

Scala grafica forze

1 cm = 2×10^2 kN

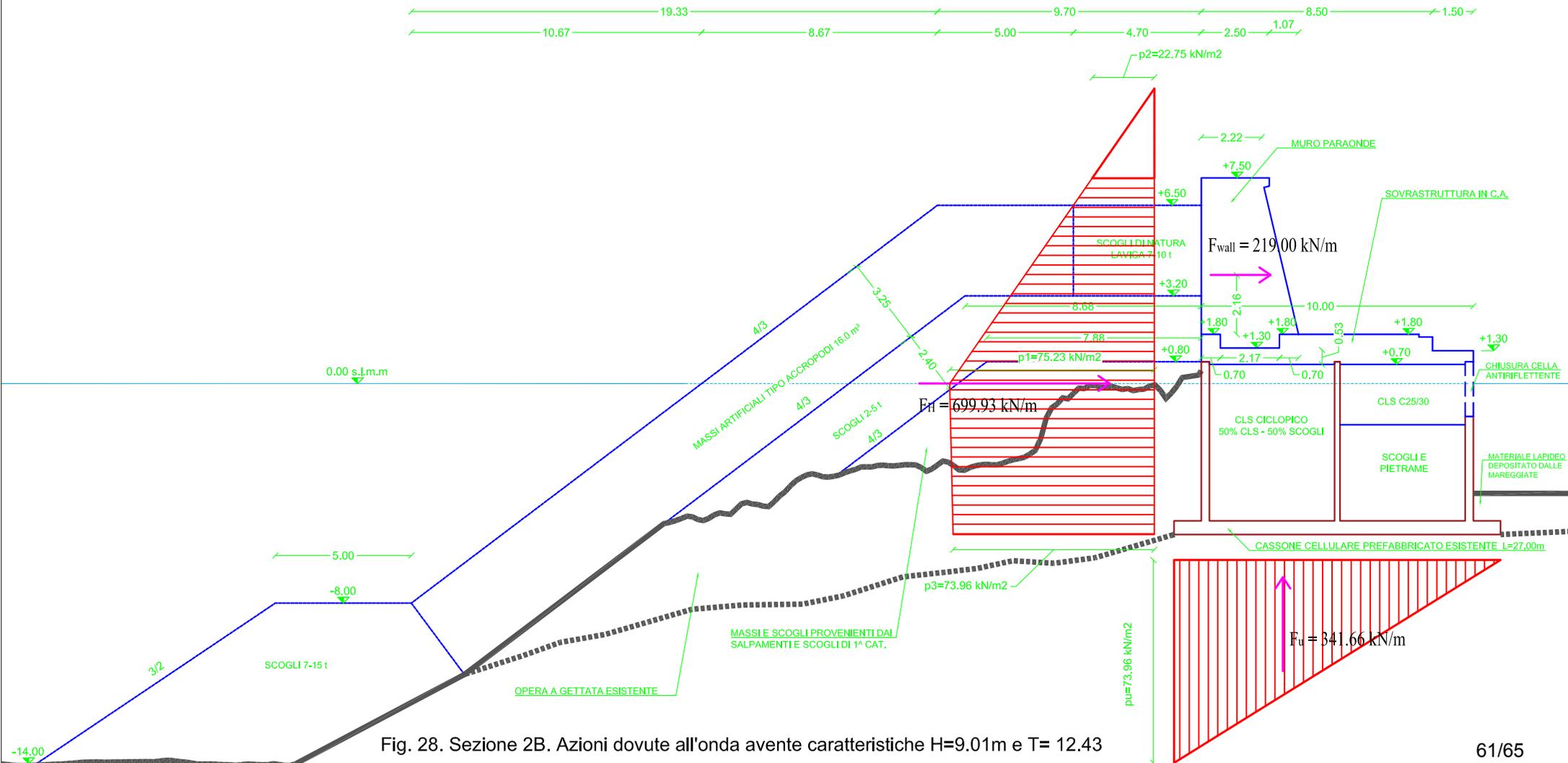


Fig. 28. Sezione 2B. Azioni dovute all'onda avente caratteristiche H=9.01m e T= 12.43

SEZIONE TIPO DEL TRATTO DI DIGA FORANEA COMPOSITA (CASSONI PROTETTI DA OPERA A GETTATA)
DALLA Progr. 122.80 m alla 140.80 m - Scala 1:300
AZIONI DOVUTE ALL'ONDA AVENTE CARATTERISTICHE H=9.01 m e T=12.43 s SULLA STRUTTURA COMPOSTA MURO PARAONDE-CASSONE

Scala grafica pressioni

1 cm = 3×10^4 N/m²

Scala grafica forze

1 cm = 3×10^2 kN

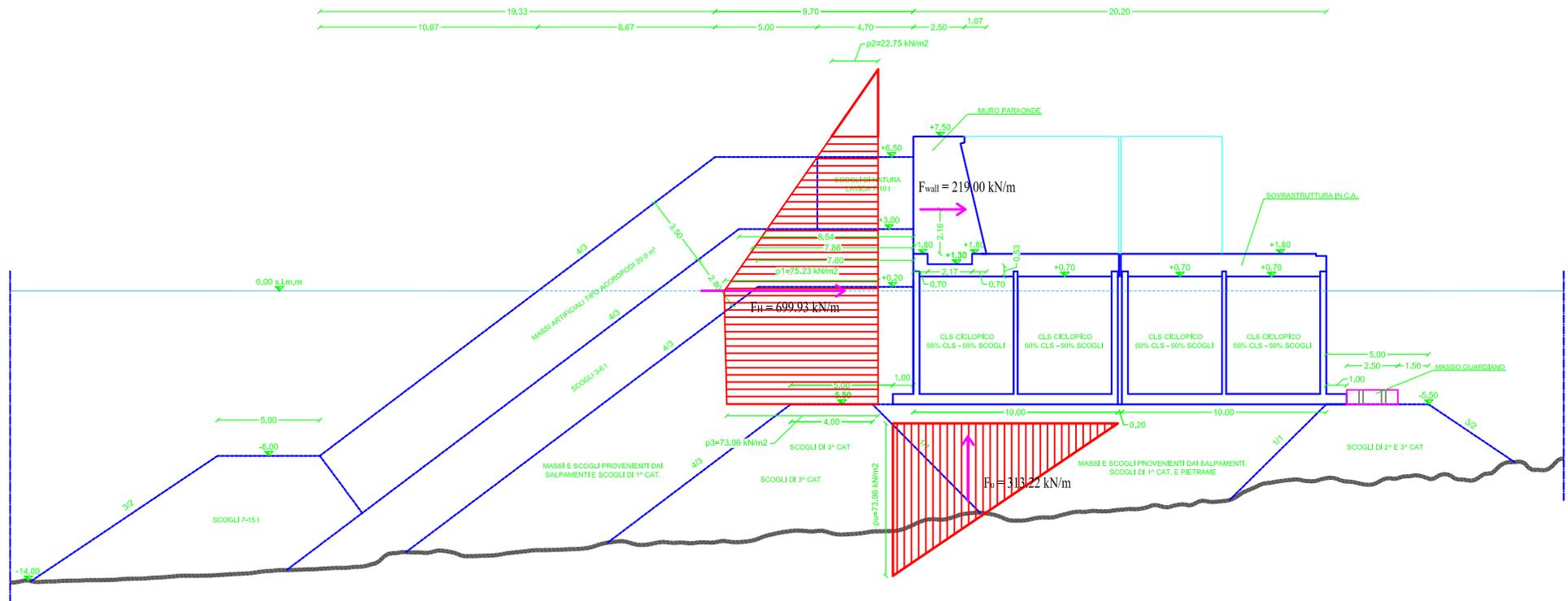
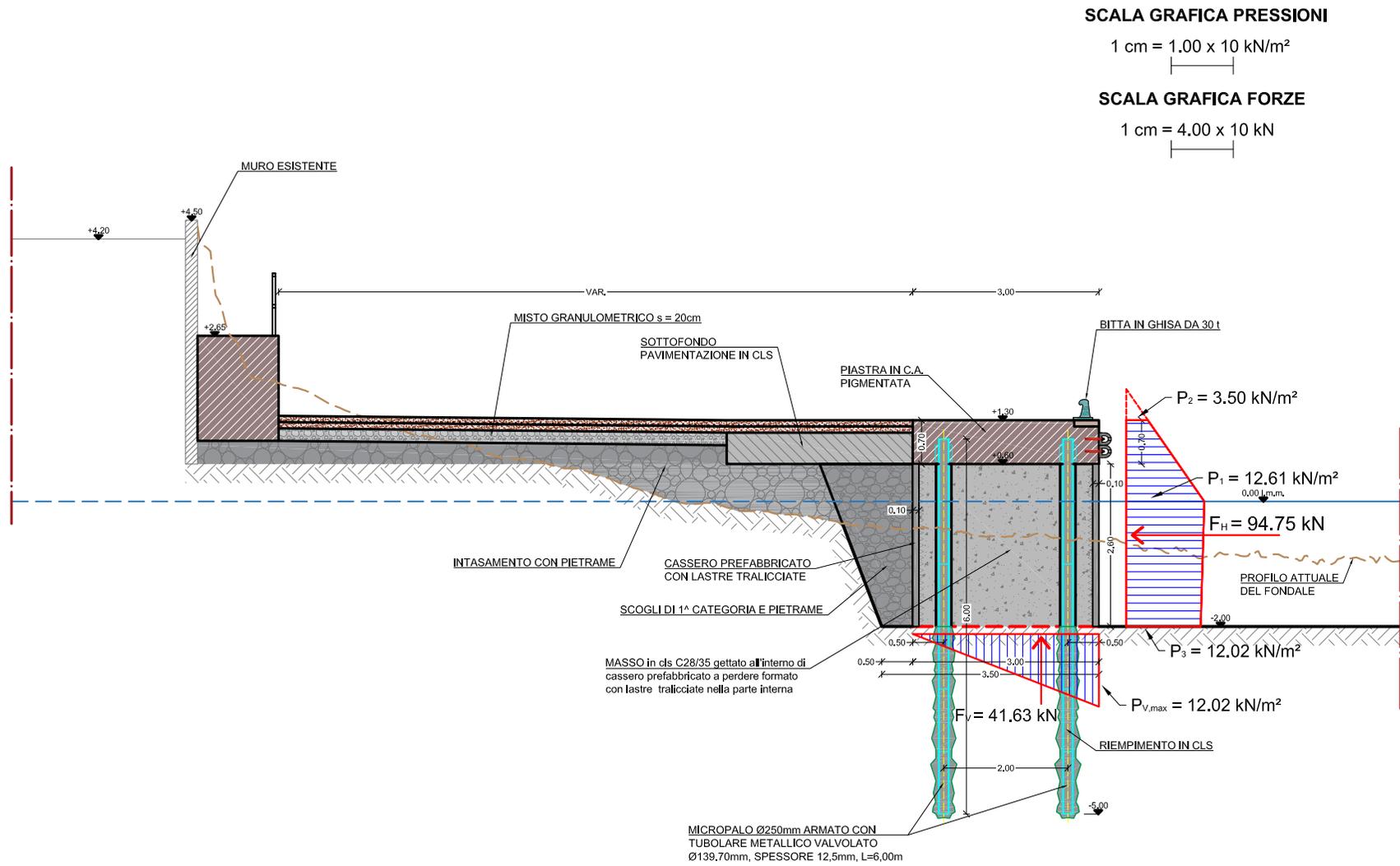


Fig. 29. Sezione 3B. Azioni dovute all'onda avente caratteristiche H=9.01m e T= 12.43
 Vale anche per la sezione 3A.



N.B: Le forze sono riferite all'intera larghezza del blocco di cls pari a 3.00 m

Fig.30. Banchina di levante. Sezione trasversale e azioni idrodinamiche.

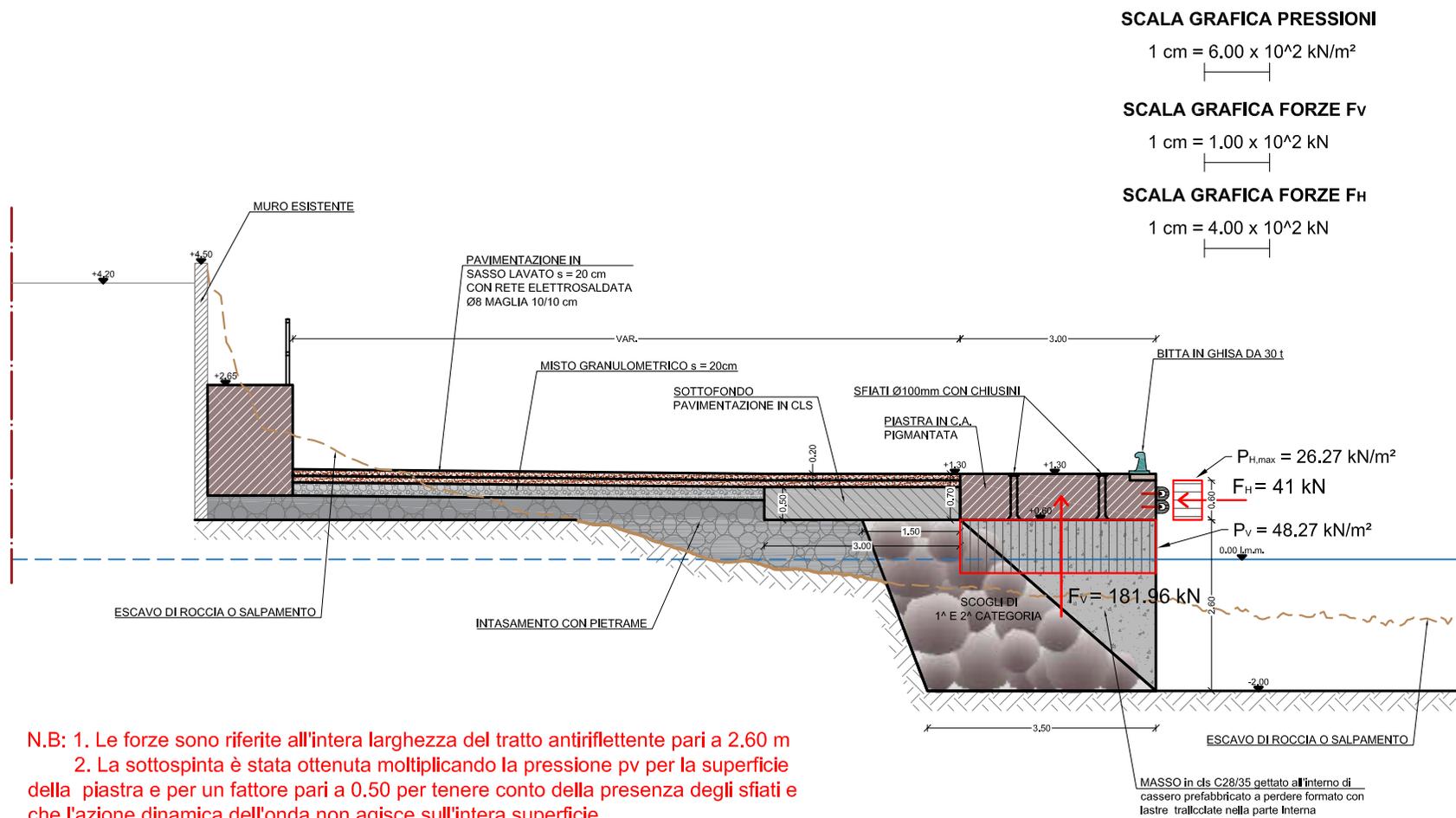


Fig.31. Banchina di levante. Sezione trasversale della cella antiriflettente con relativa azione idrodinamica.

SCALA GRAFICA PRESSIONI

1 cm = 6.00×10^2 kN/m²

SCALA GRAFICA FORZE F_v

1 cm = 1.00×10^2 kN

SCALA GRAFICA FORZE F_H

1 cm = 4.00×10^2 kN

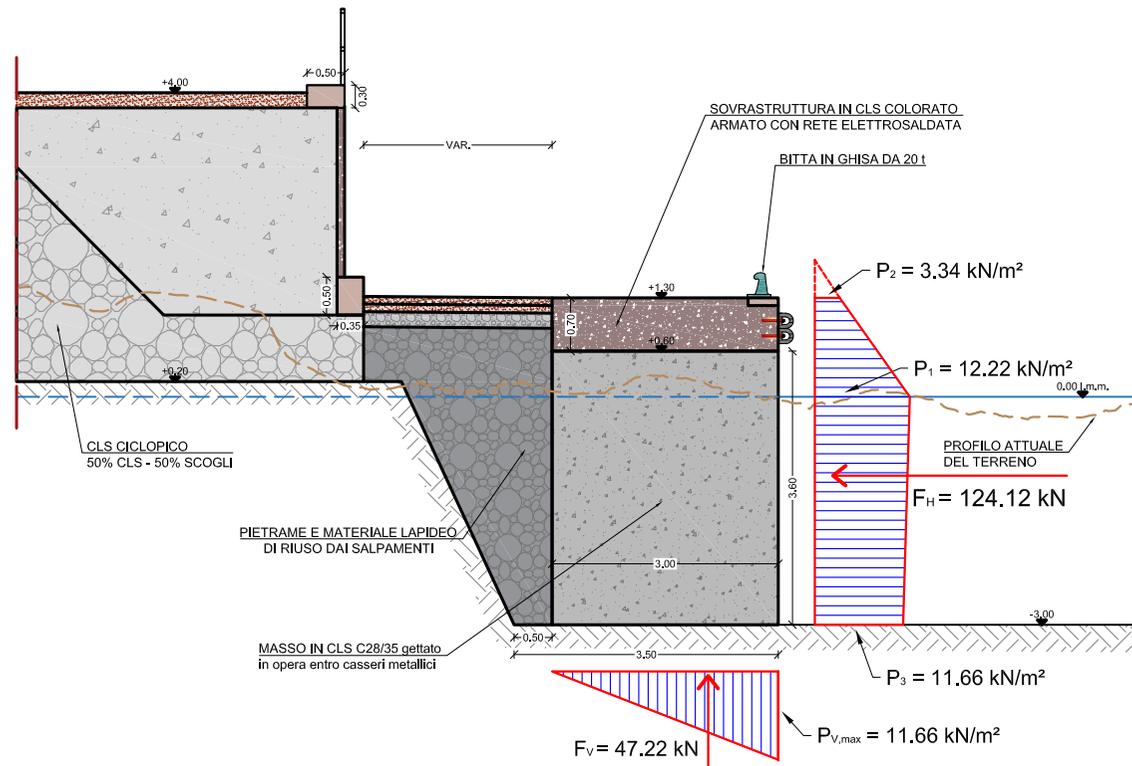


Fig.32. Banchina di ponete. Sezione trasversale con relative azioni idrodinamiche.