



Camera di Commercio Industria Artigianato ed Agricoltura di Gorizia  
Azienda Speciale per il Porto di Monfalcone  
Via Terme Romane, 5 - 34074 Monfalcone (Go)  
e-mail: info@monfalconeport.it - tel 0481.414097 - fax 0481.414099



AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE  
PER LA QUALITÀ CERTIFICATO DA DNV  
= UNI EN ISO 9001:2000 =

REGIONE AUTONOMA  
FRIULI-VENEZIA-GIULIA

COMUNE DI  
MONFALCONE

PROVINCIA DI  
GORIZIA

## PROGETTO DEFINITIVO

PER I LAVORI DI APPROFONDIMENTO DEL CANALE DI ACCESSO E DEL BACINO DI  
EVOLUZIONE DEL PORTO DI MONFALCONE

QUOTA DI PROGETTO: -12,50m s.l.m.m.



Tavola <b>ED_04</b>	Titolo <b>RELAZIONE SPECIALISTICA GEOTECNICA</b>		
Riferimento U:\OPERE\OP171\Definitivo CSIM_ASPM	Scala:	Redatto UFFICIO TECNICO CSIM	Approvato C.C.I.A.A. - A.S.P.M.

Ente preposto alla Progettazione



CONSORZIO PER LO  
SVILUPPO INDUSTRIALE  
DEL COMUNE DI  
MONFALCONE

Coordinatore per la Sicurezza

ing. Vittorio Bozzetto

Il Commitente

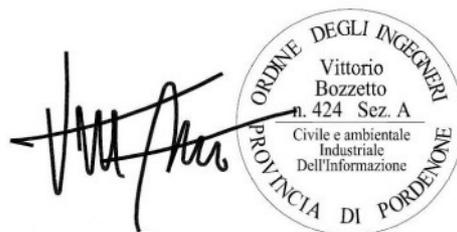
C.C.I.A.A. - A.S.P.M.

con la Consulenza Ambientale

MONFALCONE AMBIENTE

S.p.A.

a socio unico - Società sottoposta alla direzione e  
coordinamento dello CSIM



Progettista

ing. FABIO POCECCO

Responsabile Ufficio Tecnico CSIM

Il R.U.P.

ing. Sergio SIGNORE

*Fabio Pocecco*



0	marzo 2013	EMISSIONE
rev.	data	note

## SOMMARIO

<b>Introduzione</b>	<b>3</b>
<b>Normativa</b>	<b>4</b>
<b>DESCRIZIONE DELLA CASSA DI COLMATA</b>	<b>5</b>
Stato di fatto	5
Interventi di progetto	5
<b>CAMPAGNA D'INDAGINI GEOGNOSTICHE</b>	<b>7</b>
<b>CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO</b>	<b>8</b>
Unità litologica A	8
Unità litologica B	10
Unità litologica C	12
Unità litologica D	15
Unità litologica E	15
Sedimenti marini	15
Sezioni stratigrafiche	20
Profondità dell'acqua sotterranea	20
<b>CATEGORIA DEL SUOLO E SISMICITA' DELL'AREA</b>	<b>22</b>
Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche	22
Amplificazione stratigrafica e topografica	22
Analisi del potenziale di liquefazione del terreno	22
<b>PREPARAZIONE DELL'AREA</b>	<b>24</b>
Operazioni di scavo	24
Classificazione delle terre di scavo	24
Criteri di impiego delle terre	25
<b>RILEVATO PERIMETRALE</b>	<b>25</b>
Prima fase	25
Costipamento	25
Controllo del costipamento	26
Controllo del coefficiente di permeabilità	26
Seconda fase	26
<b>RILEVATO LUNGO IL CONFINE CON LA ZONA SIC</b>	<b>27</b>
<b>REALIZZAZIONE DELLA BARRIERA IMPERMEABILE</b>	<b>27</b>
Profondità della barriera impermeabile	28
Verifica dello spessore del diaframma	29
Verifica della lunghezza di immersione del diaframma	30
Attraversamento dell'argine	34
<b>VERIFICHE DI STABILITA' DEGLI ARGINI PERIMETRALI</b>	<b>35</b>
Criteri di verifica	36
Condizioni sismiche	36
Pressioni interstiziali	36
Resistenza al taglio del terreno	36
Carichi applicati	37
Resistenza al taglio del diaframma plastico	37
Caratteristiche geometriche	37
Stabilità degli argini perimetrali verso l'esterno della cassa	37
Stabilità degli argini perimetrali verso l'interno della cassa	42
Stabilità degli argini di confine con la zona SIC	44
<b>RETE DI DRENAGGIO ORIZZONTALE</b>	<b>46</b>
Predimensionamento della rete di drenaggio	47
<b>CAPACITA' DI STOCCAGGIO DELLA VASCA A BREVE TERMINE</b>	<b>50</b>
<b>TEMPO DI RITENZIONE PER LA RIMOZIONE DEI SOLIDI</b>	<b>51</b>
<b>ASSESTAMENTI DELLA CASSA DI COLMATA</b>	<b>55</b>
Essiccazione del materiale di dragaggio	56
Assestamento del materiale di dragaggio per peso proprio	56
Assestamento del terreno naturale	58

Cedimento per compressione secondaria	59
Riepilogo degli assestamenti totali e del loro decorso	59
<b>GESTIONE DELLA CASSA DI COLMATA</b>	<b>60</b>
<b>CONTROLLI E MONITORAGGI</b>	<b>61</b>
Allegati:	62
Allegato A simulazione dei moti di filtrazione dell'acqua all'interno degli argini	62
Allegato B : The Corps of Engineers Telescoping Weir for Confined Placement Sites	62

# Progetto definitivo per i lavori di approfondimento del canale di accesso e del bacino di evoluzione del Porto di Monfalcone

*Quota di progetto: -12,50 m s.l.m.m.*

## Introduzione

La relazione è stata redatta usando le informazioni contenute nei seguenti documenti:

Anno	Titolo	Autore	Committente
30/07/1990	Studio geotecnico geognostico presso la cassa di colmata di Portorosega	STA Hydraulica S.r.l.	Consorzio Sviluppo Industriale del Comune di Monfalcone (GO)
Maggio 2010	Lavori di esecuzione di indagini per la caratterizzazione dei sedimenti in attuazione al piano di caratterizzazione approvato dalla Regione Friuli Venezia Giulia con decreto ALP 8/2981/GO/BS/20 del 7/12/2006 CIG 007748891C T1: Relazione conclusiva T3: Stratigrafie e foto cassette T7: Certificati delle prove di laboratorio	PROTER S.r.l.	Genio Civile Opere per le Opere Marittime di Trieste
Giugno 2010	Piano di caratterizzazione della casa di colmata nel porto di Monfalcone	Dip. di Geoscienze Università Trieste	Genio Civile Opere per le Opere Marittime di Trieste
Novembre 2010	• Analisi storica del sito della cassa di colmata nel porto di Monfalcone e delle aree immediatamente contermini; Valutazione di incidenza ambientale nei confronti dell'adiacente SIC – Carso triestino e Goriziano	Dipartimento di Geoscienze Università di Trieste	Genio Civile Opere per le Opere Marittime di Trieste
30/06/2011	Studio di fattibilità relativo al dragaggio a -12,50 m s.l.m.m del canale di accesso al porto di Monfalcone	Hydrosoil S.r.l.	Azienda speciale per il porto di Monfalcone
Giugno 2012	indagini geognostiche e geotecniche per la caratterizzazione dei terreni della "cassa di colmata" in comune di Monfalcone	Geostudio Monfalcone	Azienda speciale per il porto di Monfalcone

## Normativa

La presente relazione è stata redatta in conformità alle seguenti Leggi, Normative e Raccomandazioni:

- D.M. 14 gennaio 2008 - " Norme tecniche per le costruzioni “– Supplemento Ordinario n. 30 alla Gazzetta Ufficiale del 04/02/2008
- DECRETO DEL PRESIDENTE DELLA GIUNTA REGIONALE 5 aprile 1989, n. 0164/Pres. Norme sull’osservanza delle disposizioni sismiche ed attuazione dell’articolo 20 della legge 10 dicembre 1981, n. 741
- L.R. Fvg 16/2009, art,3, comma 2, lett a) – “Norme per la costruzione in zona sismica e per la tutela fisica del territorio”. DGR n. 845 del 6 maggio 2010.
- Legge 28 gennaio 1994, n. 84 (G.U. n. 28 del 4 febbraio 1994). Riordino della legislazione in materia portuale.
- - UNI EN 1997-1:2005. Parte 1: Regole generali
- - UNI EN 1998-5:2005. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecniciIndirizzi e criteri per la microzonazione sismica (2008) . Dipartimento della Protezione Civile
- Confined disposal of dredged materials (1987) U.S.A.C.E. 1110-2-5027

## DESCRIZIONE DELLA CASSA DI COLMATA

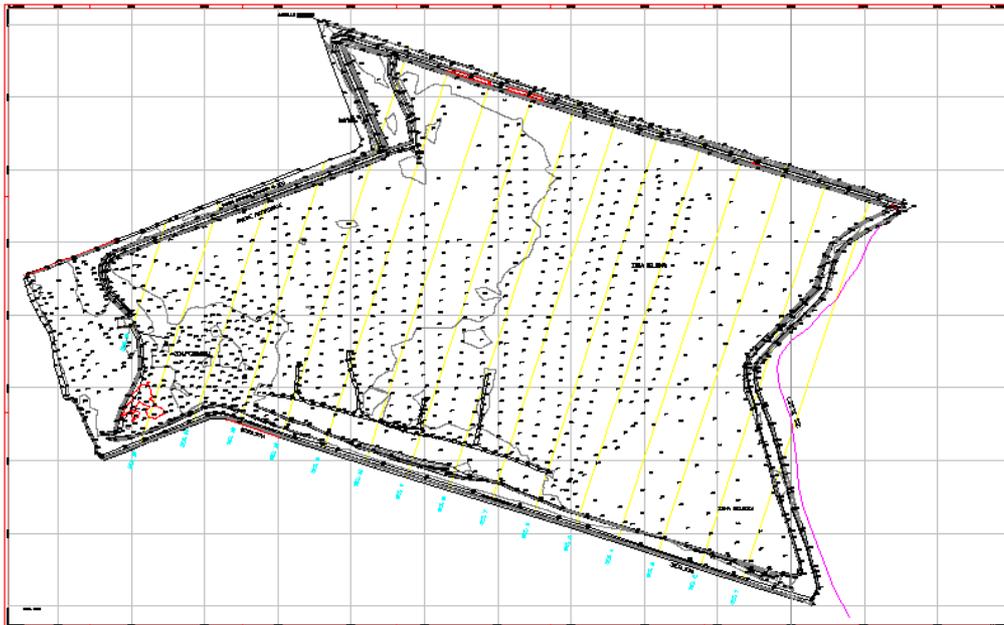
La cassa di colmata, di proprietà del demanio marittimo, è ubicata nella zona industriale del Comune di Monfalcone ed è stata realizzata dal CSIM negli anni 1978 - 1979, perimetrando una zona barenicola con un argine di conterminazione. L'area è stata utilizzata per sversamenti di materiale dragato nell'area portuale e nel 1990 è stata oggetto di uno studio geotecnico geognostico commissionato dal CSIM alla STA Hydraulica S.r.l. per verificarne la fattibilità.

In un periodo antecedente al 1998, all'interno della vecchia cassa di colmata è stato realizzato un argine che delimita verso occidente una zona SIC (Sito di Importanza Comunitaria).

*30/07/1990 - Studio geotecnico geognostico presso la cassa di colmata di Portorosega commissionato dal Consorzio Sviluppo Industriale del Comune di Monfalcone (GO)*

### Stato di fatto

Lo stato di fatto della cassa di colmata è desumibile dal rilievo planoaltimetrico eseguito nel 2012 in concomitanza all'esecuzione delle indagini geognostiche eseguite in sito.



Rispetto alla quota del livello del medio mare, gli argini perimetrali si sviluppano diversamente in altezza fino a raggiungere quote pari a  $+3,03\text{m} \div +3,73\text{m}$  lungo il lato sud e più elevate,  $+4,3\text{m} \div +4,8\text{m}$ , lungo quello occidentale e settentrionale. La quota più bassa, variabile fra  $+2,6$  e  $+3,0$ , è stata misurata per l'argine che separa la cassa di colmata dalla zona SIC.

Le quote del terreno all'interno della cassa di colmata variano da valori medi di  $+1,5$  e  $+2,0$  m nella zona centrale per raggiungere valori localmente più elevati,  $+2,5\text{m} \div 3,0\text{m}$ , al piede degli argini perimetrali.

### Interventi di progetto

Il progetto prevede la bonifica bellica, il dragaggio del canale di accesso e del bacino di evoluzione del Porto di Monfalcone alla profondità di  $-12,50$  m s.m.m. e la messa a dimora dei

fanghi nell'esistente cassa di colmata del Lisert a Monfalcone, previo rinfianco, innalzamento, impermeabilizzazione degli argini di contenimento, allontanamento dei materiali eccedenti, preparazione del piano di posa, realizzazione del drenaggio delle acque di consolidamento, realizzazione del sistema di allontanamento delle acque di supero.

I dati principali di progetto sono i seguenti:

– Estensione dell'area di dragaggio (canale e bacino di evoluzione)	1.214.000 mq
– Profondità di dragaggio	-12,50 m s.m.m.
– Volume dragato	885.000 mc
– Volume refluito in cassa di colmata (magg. media 16%)	1.033.000 mc
– Estensione della cassa di colmata (escluso SIC)	380.000 mq
– Lunghezza complessiva dei rilevati arginali di contenimento della colmata e della barriera impermeabile artificiale	3.300 m
– Altezza dei rilevati arginali (escluso rilevato lato SIC)	+ 6,0 m s.m.m.
– Altezza rilevato arginale lato SIC	+ 7,5 m s.m.m.
– Volumetria complessiva dei movimenti terra in colmata	222.400 mc
– di cui impiegati per irrobustimento argini	166.200 mc
– Altezza complessiva barriera impermeabile	9÷10 m
– Capacità di invaso della colmata dopo l'innalzamento degli argini	1.260.000 mc

## CAMPAGNA D'INDAGINI GEOGNOSTICHE

Le caratteristiche stratigrafiche e geotecniche del sottosuolo, parzialmente già note dai risultati di precedenti indagini eseguite a partire dagli anni 90, sono state individuate mediante un'apposita campagna d'indagini eseguita nel mese di giugno 2012 per la redazione del progetto definitivo della cassa di colmata.

Per la redazione delle sezioni stratigrafiche di progetto e la definizione dei modelli geotecnici di riferimento si è fatto riferimento ai risultati delle seguenti indagini:

1. Campagna di indagini eseguita nel 1990 nell'ambito dello studio eseguito dalla S.T.A. Hydraulica s.r.l. :
  - n. 15 sondaggi a carotaggio continuo fino alla profondità di 15m – 25m;
  - Esecuzione di prove S.P.T., misure con penetrometro e scissometro tascabili nei terreni coesivi, prelievo di campioni indisturbati;
  - Esecuzione di prove di classificazione, di compressibilità edometrica e di resistenza al taglio in cella triassiale.
2. Indagini eseguite nel 2010 nell'ambito del piano di caratterizzazione redatto dal Dipartimento di Geoscienze dell'Università di Trieste:
  - n. 98 sondaggi di cui n. 67 profondi 5m, n. 25 profondi 6m e n. 6 profondi 8m;
  - n. 14 sondaggi ubicati lungo l'argine, profondi 7,0m;
  - esecuzione di prove di permeabilità in sito e prelievo di campioni indisturbati;
  - prove di permeabilità in cella triassiale.
3. Dati relativi alla composizione granulometria del terreno più superficiale contenuti nel documento "Analisi storica e valutazione di incidenza ambientale" redatto dal dipartimento di Geoscienze dell'Università di Trieste.
4. Indagini geognostiche eseguite in sito e in laboratorio eseguite dal dr. Geologo G.B. Graziani per conto dell'Azienda Speciale per il Porto di Monfalcone nel mese di giugno 2012:
  - N. 7 sondaggi a carotaggio continuo profondi 20m;
  - Esecuzione di prove S.P.T., prove di permeabilità Lefranc, misure con penetrometro e scissometro tascabile, prelievo di campioni indisturbati;
  - N. 20 prove penetrometriche statiche con punta piezoconica (CPTU) fino a profondità comprese fra 15m e 20m;
  - N. 20 prove di dissipazione durante l'esecuzione delle CPTU;
  - Esecuzione di prove di classificazione, e di permeabilità in cella triassiale

## CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

Nel seguito vengono indicati i valori caratteristici dei parametri geotecnici che, in relazione alle indagini eseguite, possono essere attribuiti ai diversi litotipi presenti nell'area di interesse progettuale. I simboli usati hanno il significato seguente.

Wl	=	Limite liquido
Wp	=	Limite plastico
IP	=	Indice di plasticità
Gs	=	peso specifico dei grani
IA	=	indice di attività colloidale
Dr	=	densità relativa
Cu	=	coesione non drenata
c'	=	coesione efficace
$\phi'$	=	angolo d'attrito efficace
E	=	modulo di compressione normale
Vs	=	velocità delle onde di taglio
$\gamma$	=	peso di volume del terreno
Go	=	modulo di taglio iniziale
Cc	=	indice di compressione
Eed	=	modulo di compressione edometrica

### Unità litologica A

Questa unità, di origine antropica, può essere suddivisa in due sottogruppi, 1-A e 2-A, diversi prevalentemente per provenienza, granulometria e caratteristiche meccaniche.

#### Unità litologica 1-A

Il terreno denominato 1-A è caratterizzato dalla presenza di terreno di riporto prevalentemente granulare, sabbioso ghiaioso, e da ruderi di grandi dimensioni. Esso si ritrova prevalentemente all'interno degli argini esistenti e si sviluppa fino a profondità spesso considerevoli dalla sommità arginale, 4,5m - 5,5m. A questa unità si possono associare i valori di resistenza al taglio e di deformabilità riportate nella tabella seguente.

Litotipo	Densità relativa %	Peso di volume kN/m <sup>3</sup>	Coesione kPa	Angolo d'attrito °	Modulo di deformazione MPa
1 A	30	16	0	30	10

In relazione alle sue caratteristiche è presumibile che esso possa essere classificato come appartenente ai gruppi A1, A3 ed A-2 della classificazione AASHTO.

#### Unità litologica 2-A

Il terreno denominato 2-A è costituito dai sedimenti provenienti dai dragaggi eseguiti negli anni passati e depositati all'interno della cassa. Le sue caratteristiche granulometriche sono desumibili dalle analisi fatte eseguire dal DIGe per la redazione del piano di caratterizzazione su n. 354 campioni. Da quanto riportato nel documento si evince la seguente distribuzione granulometria media dei materiali già versati.

Pelite (Limo + argilla) %	Sabbia %	Ghiaia %
47	44	9

Dalle tavole contenute nel documento del DIGe, al quale si rimanda, si evince inoltre che i sedimenti limosi argillosi sono prevalenti con una percentuale superiore al 70% nella zona meridionale ed in quella orientale confinante con la zona SIC mentre la sabbia è prevalente, >70%, in due differenti aree poste nel settore settentrionale. La percentuale più rilevante di ghiaia si rileva invece in due aree poco estese ubicate alle estremità nord e sud occidentale della cassa.

Il grafico seguente riporta invece i valori percentuali medi delle diverse frazioni granulometriche in funzione della profondità di prelievo (da l.m.m.) e si può osservare che la frazione limosa argillosa è prevalente sulle altre ad eccezione del livello posto a -1,5m dove invece la sabbia presenta la percentuale più rilevante; la ghiaia è presente in quantità non trascurabile solo nella zona più superficiale.

La presenza di una frazione limosa argillosa superiore al 35% fa presumere che questo materiale possa essere classificato come appartenete ai gruppi A-4 ed A-5 della classificazione AASHTO.

I materiali dragati sono stati semplicemente depositati all'interno della cassa senza alcun intervento, compattazione meccanica od altro, volto a migliorarne l'addensamento e quindi le loro caratteristiche meccaniche sono quelle di un materiale consolidatosi sotto il proprio peso e quindi presumibilmente molto scadenti.

Litotipo 2A	Coesione non drenata Cu (kPa)	Peso di volume $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Coesione efficace c' (kPa)	Angolo d'attrito efficace $\phi'$ (°)	Modulo edometrico E <sub>edom</sub> (MPa)
	15	16	0	25	10

In assenza di misure dirette della permeabilità, si assume cautelativamente un valore di progetto pari a  $K = 1,0 \text{ E-}05 \text{ m/s}$ , pari a circa 315m/anno

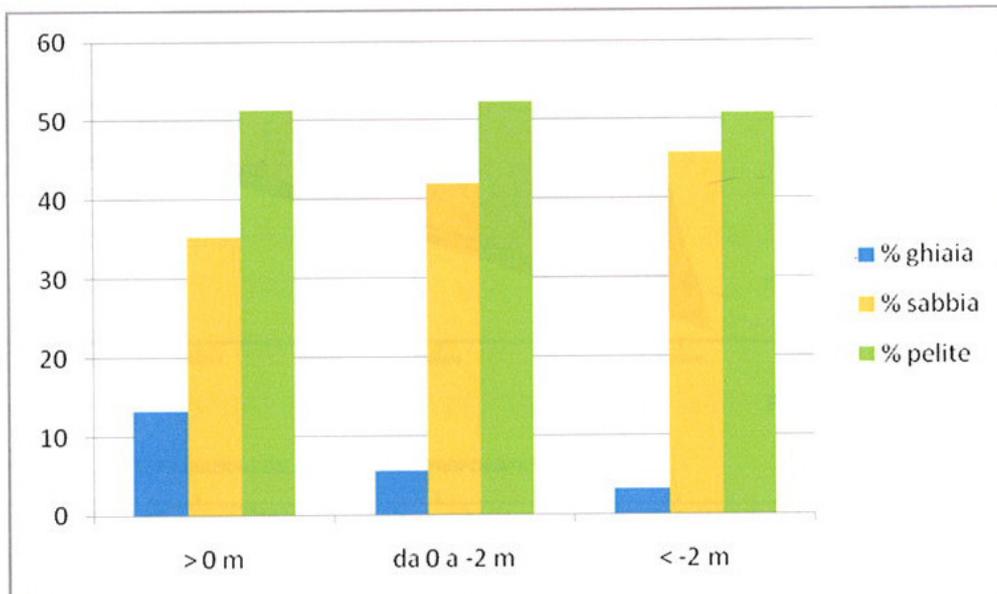


Figura 1: Istogramma tratto dal documento "Piano di caratterizzazione della cassa di colmata nel porto di Monfalcone" redatto dal Dip. Di Geoscienze – Univ. Di Trieste

## Unità litologica B

In questa unità sono presenti limi prevalentemente sabbiosi e sabbie limose, la loro continuità è spesso interrotta da livelli di limo argilloso con spessore compreso fra 1,0m e 2,0m circa.

Le sue caratteristiche geotecniche sono desumibili dai risultati delle prove SPT eseguite in foro di sondaggio e dalle proprietà indici misurate in laboratorio.

### Proprietà indici

Sond	Prof	quota	WI	Wp	Ip	Gs	ghiaia	sabbia	limo	argilla	IA
N	m	m	%	%	%	kN/mc	%	%	%	%	
S6 1RSPT	3,00	-1.58	25,00	20,00	5,00	27,6	0,0	45,0	45,0	10,0	0,5
S2 C1	5,00	-1.95	25,0	20,0	5,0	27,5	0,0	9,0	83,0	8,0	0,6
S4 CR1	5,00	-2.1	38,00	23,00	15,00	27,2	0,0	2,0	83,0	15,0	1,0
S1 C1	5,50	-2.86	31,0	18,0	13,0	27,0	0,0	60,0	37,0	3,0	4,3
S5 CR1	6,00	-2.78	24,00	21,00	3,00	27,5	0,0	15,0	75,0	10,0	0,3
S3 1RSPT	6,00	-3.0	34,00	19,00	15,00	27,2	0,0	15,0	65,0	20,0	0,8
S7 C1	6,00	-4.23	28,00	17,00	11,00	27,5	0,0	71,0	25,0	4,0	2,8
S6 C1	6,20	-4.78	23,00	21,00	2,00	27,6	0,0	47,0	45,0	8,0	0,3
S1 C1a	9,30	-11.9	35,0	19,0	16,0	27,1	0,0	79,0	20,0	1,0	---

Valori medi	WI	Wp	Ip	Gs	ghiaia	sabbia	limo	argilla	IA
	%	%	%	kN/mc	%	%	%	%	--
	29	10	9	27,36	0,00	38	53	9	1,3

Secondo il sistema di classificazione AASHTO, il litotipo B può essere classificato come un materiale appartenente generalmente alle classi A-4 ed A-6; solo alcuni campioni hanno un percentuale di sabbia superiore al 65% e quindi sono classificabili come appartenenti al gruppo A-2-6.

Le caratteristiche di resistenza al taglio e di rigidità del terreno sono state dedotti dai valori normalizzati ( $N_{160}$ ) dei risultati de prove SPT.

prof m	(N1) <sub>60</sub>	Dr %	φ (°)	E MPa	Vs m/s	γ kN/mc	Go MPa
3,0	4	26	32	9,2	114	16,4	22
3,0	6	30	32	9,8	120	16,5	24
4,8	5	30	32	9,7	131	16,5	29
6,0	4	25	31	8,9	128	16,3	27
6,0	4	25	31	8,9	128	16,3	27
6,0	4	25	31	8,9	128	16,3	27

Valori medi

(N1) <sub>60</sub>	Dr	φ	E	G	Vs	γ	Go
	%	(°)	MPa	MPa	m/s	kN/mc	MPa
4	27	32	9,2	4	125	16,4	26

I valori stimati con i risultati normalizzati della prove Nspt risultano in buon accordo con quelli dedotti dai risultati delle prove penetrometriche statiche eseguite con punta piezoconica (CPTU).

### Permeabilità

Le prove LeFranc eseguite in sito hanno evidenziato valori di permeabilità tipici dei terreni con caratteristiche di drenaggio povere.

Sond N	Prof m	Quota m	Litologia	k m/s
S1	10,5	-7.9	Sabbia fine limosa	1,56E-05
S2	5,5	-2.4	Sabbia fine limosa	1,71E-05
S4	6,3	-3.4	Sabbia fine limosa	4,91E-06
A 1	4,6	-0.05	Sabbia	-----
A 2	5,6	+0.5	Ghiaia con sabbia	8,47E-06
A 4	5,6	-1.0	Sabbia deb. Limosa	1,83E-05
A 6	4,1	-0.6	Sabbia limosa	4,11E-06
A 8	4,1	-0.27	Sabbia media	1,33E-05
A 9	4,0	-1.4	Sabbia limosa argil.	5,10E-06
A 10	4,0	-1.2	Limo argilloso	1,43E-06
A 12	4,1	+0.6	Limo sabbioso	1,80E-06
A 13	4,25	-0.15	Sabbia limosa	5,32E-06
A 14	4,7	-0.23	Sabbia limosa	2,98E-06

Valore medio (m/s)

8,20 E-06

Le prove eseguite in cella triassiale sui campioni indisturbati prelevati durante il sondaggio hanno indicato valori di permeabilità inferiori di un ordine di grandezza.

Sondaggio n	Profondità (m)	Quota (m)	Natura -----	Permeabilità (m/s)
A 3	3,0	+1.42	Sabbia limosa	4,31E-07
A 7	1,8	1,23	Sabbia limosa	1,05E-07
A 11	2,64	+0.1	Limo con sabbia	1,31E-07
A 15	2,4	+2.44	Ghiaia e sabbia lim	1,39E-07
S7 C1	6,00	-4.23	Sabbia limosa	4,01E-07
S6 C1	6,20	-4.78	limo sabbioso	1,32E-08



Le caratteristiche di permeabilità di questo litotipo sono desumibili sia dai tests a carico costante eseguiti in laboratorio con la cella triassiale che dalle prove di dissipazione eseguite in sito durante l'esecuzione delle CPTU.

Le prove eseguite in cella triassiale sui campioni indisturbati prelevati durante il sondaggio hanno indicato i valori di permeabilità verticale riportati nella tabella seguente.

#### Permeabilità verticale in cella triassiale

Sondaggio n	Prof. (m)	Quota (m)	Natura -----	Permeabilità (m/s)
S4 C1	7,70	-4.8	Limo sabbioso deb argilloso	6,69E-09
S3 C1	7,90	-4.9	Limo argilloso deb. sabbioso	7,44E-10
S7 C2	9,20	-7.4	Limo argilloso deb. sabbioso	1,85E-09
S4 C2	10,80	-7.9	Limo argilloso deb. sabbioso	2,34E-09
S3 C3	10,80	-7.8	Sabbia limosa deb. argillosa.	1,62E-09
S5 C1	11,00	-7.8	Limo argilloso deb. sabbioso	2,31E-09
S6 C2	12,00	-10.6	Limo argilloso deb. sabbioso	7,45E-10
S2 C2	12,90	-9.9	Limo sabbioso deb argilloso	4,31E-10
S5 C2	14,20	-11.0	Limo argilloso deb. sabbioso	3,79E-10

Permeabilità verticale  $K_v$  Valore medio (m/s) 1,90E-09  
I valori di permeabilità misurati con le prove di dissipazione sono associabili alla direzione orizzontale e sono di seguito riportati.

#### Permeabilità orizzontale da tests di dissipazione

CPTU n	prof m	Kh m/s	CPTU n	prof m	Kh m/s
1	8,54	5,22E-09	12	9,00	2,35E-08
2	9,34	5,27E-09	13	5,28	8,76E-08
3	13,76	5,92E-08	13	6,50	2,59E-08
4	11,64	2,61E-08	13	11,44	2,31E-09
5	12,24	5,79E-08	14	10,94	2,21E-09
6	13,18	1,03E-08	15	11,68	2,10E-09
7	7,80	8,63E-09	16	12,94	3,19E-09
8	8,28	1,01E-08	17	8,56	4,30E-08
8	10,90	1,93E-08	17	11,92	5,18E-09
9	12,14	3,40E-09	18	11,98	1,31E-08
10	9,26	1,14E-08	18	14,84	4,48E-09
10	11,16	2,69E-09	23	7,66	1,40E-07
11	6,02	3,50E-09	23	10,00	3,90E-08
11	8,20	6,16E-09	24	11,48	6,74E-09

Permeabilità orizzontale  $K_h$  Valore medio (m/s) 2,24E-08

La permeabilità in direzione orizzontale è risultata più elevata di quella verticale di un ordine di grandezza. I valori di calcolo verranno assunti rispettivamente pari a

$$K_v = 2,0E-09 \text{ m/s} = 0.063 \text{ m/anno} \quad \text{e} \quad K_h = 2,0E-08 \text{ m/s} = 0.63 \text{ m/anno.}$$

#### Compressibilità edometrica

L'esecuzione delle prove in laboratorio non ha contemplato l'esecuzione di prove edometriche e quindi si fa riferimento ai risultati di precedenti indagini ed ai risultati delle CPTU e delle prove di dissipazione.

**Da prove edometriche** valori medi misurati

Indice dei vuoti	Modulo edometrico MPa	Indice di compressibilità	Coeff. di consolidazione verticale $c_v$ (cmq/s)	Permeabilità K m/s
1,0	3.0	0.32	1.5 E-3	4.2 E-10

**Da prove di dissipazione durante le CPTU**

CPTU n	prof M	ch m <sup>2</sup> /anno	M MPa	CPTU n	prof m	ch m <sup>2</sup> /anno	M MPa
1	8,54	69	4,12	12	9,00	353	4,67
2	9,34	89	5,24	13	5,28	191	0,68
3	13,76	699	3,67	13	6,50	90	1,08
4	11,64	556	6,62	13	11,44	19	2,58
5	12,24	759	4,08	14	10,94	62	8,68
6	13,18	80	2,44	15	11,68	43	6,31
7	7,80	134	4,83	16	12,94	54	5,3
8	8,28	79	2,45	17	8,56	1085	7,86
8	10,90	212	3,43	17	11,92	72	4,35
9	12,14	48	4,43	18	11,98	138	3,28
10	9,26	142	3,88	18	14,84	41	2,84
10	11,16	26	3,0	23	7,66	1463	3,24
11	6,02	33	1,69	23	10,00	358	2,86
11	8,20	26	2,33	24	11,48	60	2,76

I valori medi del modulo edometrico e del coefficiente di consolidazione orizzontale, calcolati escludendo i valori più elevati, sono risultati pari rispettivamente a :

M = 3,6 MPa

Ch = 81m<sup>2</sup>/anno

**Storia tensionale**

Nelle zone ubicate presso gli argini o nelle zone che sono state già oggetto di deposito di materiale dragato, la parte superficiale di questo litotipo si presenta variamente sovraconsolidato, OCR > 5 ÷ 10, mentre altrove il suo stato è solo leggermente sovraconsolidato, OCR < 2.

**Resistenza al taglio**

L'esecuzione delle prove in laboratorio non ha contemplato l'esecuzione di prove di compressione triassiale o di compressione semplice e quindi si fa riferimento ai risultati di precedenti indagini ed ai risultati delle CPTU e dei sondaggi.

**In condizioni non drenate**

$C_u$  = 25kPa coesione non drenata

$E_u$  = 40MPa Modulo di compressione non drenato

**In condizioni drenate**

$C'$	= 0	coesione efficace
$\phi'$	= 27°	angolo d'attrito efficace
$E'$	= 10MPa	modulo di compressione drenato

### Unità litologica D

Questa unità litologica è caratterizzata da alternanza di strati, spesso sottili, di sabbie fini, sabbie limose e limi sabbiosi argillosi con caratteristiche brevemente riassunte nella tabella seguente.

#### Terreni a grana grossa

Densità relativa %	Peso di volume $kN/m^3$	Coesione kPa	Angolo d'attrito °	Modulo di deformazione MPa	Permeabilità K m/s
50	18	0	32	20	1.0 E-6

#### Terreni a grana fine

Peso di volume $kN/m^3$	Coesione Non drenata kPa	Angolo d'attrito efficace °	Modulo di deformazione MPa	Permeabilità K m/s
18	25	27	40	1.0 E-9

Il valore della permeabilità di progetto si assume prudenzialmente pari al valore massimo misurato,  $k = 1.0 E-6 \text{ m/s} = 31 \text{ m/anno}$ .

### Unità litologica E

L'unità più profonda è costituita da ghiaia poligenica prevalentemente calcarea e con spigoli arrotondati.

Densità relativa %	Peso di volume $kN/m^3$	Coesione kPa	Angolo d'attrito °	Modulo di deformazione MPa	Permeabilità K m/s
60	18	0	36	40	1.0 E-4

### Sedimenti marini

*Informazioni riguardanti la granulometria dei sedimenti che saranno dragati e posti all'interno della cassa sono riportate nel documento "Studio di fattibilità relativo al dragaggio a -12,50 m s.l.m.m del canale di accesso al porto di Monfalcone" redatto dalla Hydrosol s.r.l. Si riporta integralmente quanto riportato nel documento:*

*"Le caratteristiche dei sedimenti delle aree interessate dalle operazioni di dragaggio sono state investigate nel corso di una campagna di caratterizzazione dei sedimenti, eseguita nel 1999, seguendo le modalità previste dal D.M. 24/01/1996. Durante l'indagine sono stati prelevati e sottoposti ad analisi per la caratterizzazione chimico-fisica e microbiologica un totale di 184 campioni di sedimento. Le analisi per la caratterizzazione fisica sono state condotte presso l'Istituto Sperimentale per la nutrizione delle Piante di Gorizia, mentre le analisi chimico-microbiologiche sono state eseguite dai laboratori A.R.P.A. dei dipartimenti provinciali di Trieste, Gorizia e Udine. Il prelievo dei campioni ha interessato tutto lo strato di sedimento da dragare,*

partendo dalla superficie fino alla quota prevista di dragaggio (-12.5 m s.m.m.), e adottando il seguente criterio:

1. per carote con lunghezza fino a 1.5 m è stata sezionata la parte relativa ai primi 20 cm e ai 20 cm di fondo;
2. per le carote con lunghezza compresa fra 1,5 e 2 m è stata sezionata, oltre alla parte superficiale e di fondo, anche la parte relativa ai 20 cm intermedi.

Per le aree in cui sono state prese due carote è stato preparato un campione medio mescolando le sezioni ricavate alla stessa profondità.

“Dalle analisi è stato riscontrato che i fondali del tratto di costa interessato dall'intervento presentano sedimenti con granulometrie comprese fra le argille limose e le sabbie limose, con una prevalenza di argille limose e limi argillosi lungo il canale di accesso al porto, e di sabbie limose e di limi sabbiosi all'interno del bacino portuale”. “Nel complesso il contenuto medio in sabbia è risultato pari a 21.6% (Fig. 6.1), mentre solamente 8 campioni hanno dimostrato di possedere un contenuto in sabbia superiore a quello di pelitico (65.7% di sabbia). I campioni prelevati lungo il canale di accesso presentano, infatti, una percentuale in sabbia che si attesta intorno ad un valore medio del 6.7%, mentre i campioni prelevati all'interno del bacino portuale presentano un contenuto medio in sabbia più elevato, pari al 24.5% (Fig. 6.2). Il contenuto d'acqua dei campioni analizzati oscilla da un minimo del 23% fino a un massimo del 90%, mentre il peso specifico si aggira intorno ad un valore di 2.655 kg/m<sup>3</sup>”.

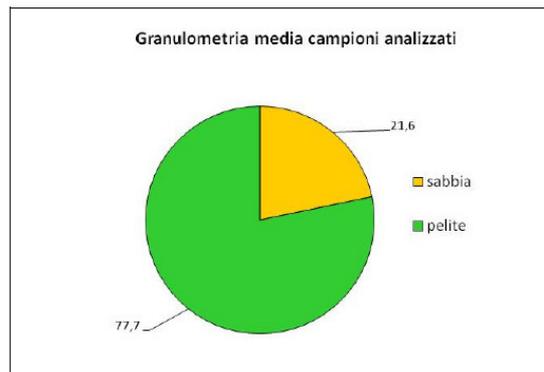


Fig. 6.1 - Granulometria media dei campioni di sedimento analizzati

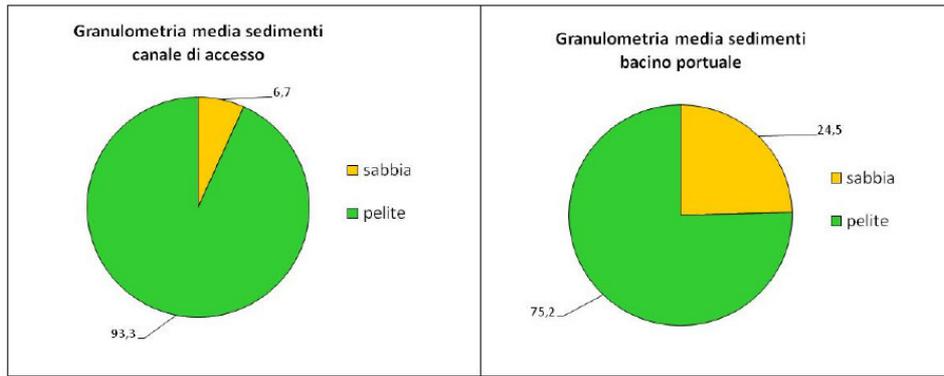


Fig. 6.2 - Granulometria media dei campioni di sedimento analizzati

Figura 2 – Granulometria campioni (Elaborazione della Hydrosolil)

Ulteriori indagini sono state eseguite nel mese di dicembre 2011 dalla Geosurvey mediante prelievo di campioni rimaneggiati estratti dal fondale tramite operatore subacqueo nelle aree indicate nella planimetria allegata.



Alcuni di questi campioni sono stati sottoposti ad analisi per la determinazione dei limiti di Atterberg; i risultati riportati nella tabella e nel grafico seguenti evidenziano che nel fondale del canale di accesso al porto sono prevalenti le argille di media plasticità (CL) mentre due campioni prelevati all'interno del bacino portuale sono risultati costituiti da terreni granulari misti ad argille di bassa plasticità.

Campione	Limite Plastico	Limite Liquido	Indice Plasticità	Classificazione Casagrande
NS. 1	22	45	23	Argille di media plasticità
NS. 2	21	44	23	Argille di media plasticità
NS. 3 FONDO	24	45	21	Argille di media plasticità
NS. 3 SUP.	22	44	22	Argille di media plasticità
NS. 4	21	44	23	Argille di media plasticità
NS. 5	22	46	24	Argille di media plasticità
NS. 6	23	48	25	Argille di media plasticità
NS. 7 FONDO	22	46	24	Argille di media plasticità
NS. 7 SUP.	22	46	24	Argille di media plasticità
NS. 8	21	47	26	Argille di media plasticità
NS. 9	21	46	25	Argille di media plasticità
NS. 10	20	41	21	Argille di media plasticità
NS. 11 FONDO	20	37	17	Argille di media plasticità
NS. 11 SUP.	21	36	15	Argille di media plasticità
NS. 12	19	36	17	Argille di media plasticità
NS. 13	18	35	17	Argille di media plasticità
AREA 07	23	42	19	Argille di media plasticità
AREA 23	18	25	7	Terreni incoerenti/Argille di bassa plasticità
AREA 42	18	26	8	Argille di bassa plasticità

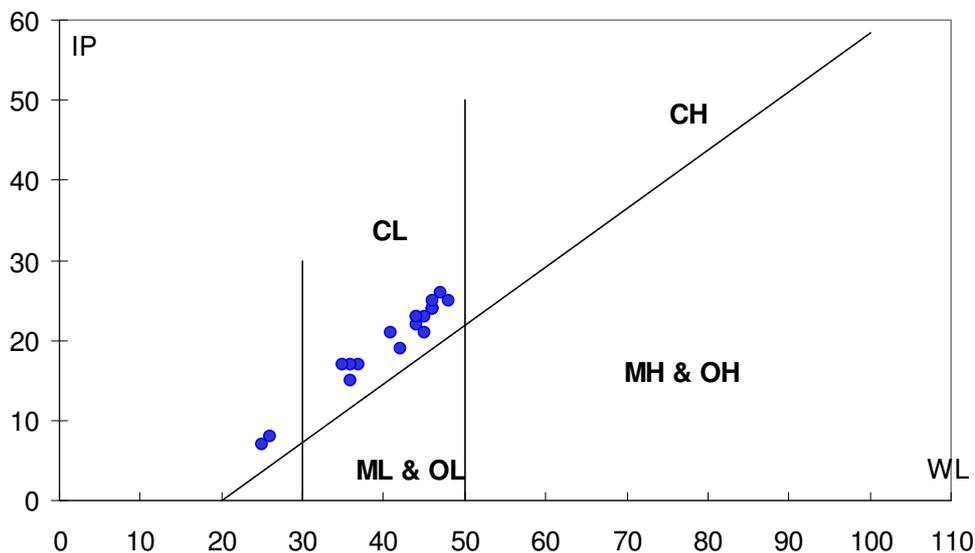


DIAGRAMMA DI PLASTICITA' DI CASAGRANDE

Ulteriori indagini eseguite nel mese di dicembre 2011 dalla Geosurvey mediante operatore subacqueo ha evidenziato la presenza di ghiaia arrotondata in percentuali che non sembrano trascurabili all'interno delle carote estratte dal fondo del bacino di evoluzione.

I due sondaggi a mare eseguiti nel 2012 ed ubicati in prossimità del bacino di evoluzione del porto (Graziani, 2012) hanno evidenziato che al di sotto di uno straterello di limo spesso 20cm-30cm vi è presenza di ghiaie fino ad una profondità di 1.5m dal fondo. Le analisi granulometriche eseguite sulle carote hanno confermato la loro natura prevalentemente ghiaiosa sabbiosa.

Campione	ghiaia	sabbia	Limo + argilla	D <sub>10</sub>	D <sub>60</sub>	U
%	%	%	%	mm	mm	D <sub>60</sub> /D <sub>10</sub>
SM 1	66	25	9	0,2	8.0	40
SM2	73	22	5	0.25	12.0	48

E' verosimile ipotizzare che questi materiali appartengano all'Unità litologica E rilevata con le indagini a terra al disotto delle profondità di 16m – 18m dal p.c.

Per le valutazioni successive si farà riferimento ai seguenti valori di progetto delle proprietà indici dei sedimenti da dragare.

#### **Sedimenti nel bacino di evoluzione**

ghiaia	sabbia	Limo + argilla	D <sub>10</sub>	D <sub>60</sub>	U	WL	IP
%	%	%	mm	mm	D <sub>60</sub> D <sub>10</sub>	--	--
70	23	7	0,2	8.0	40	26	8

#### **Sedimenti nel canale di accesso**

ghiaia	sabbia	Limo + argilla	Gs	W	e	WL	IP
%	%	%		%		--	--
0	6.7	93.3	2,655	90	2,4	43	22

I sedimenti dragati saranno sversati all'interno della cassa mediante pompaggio idraulico e per effetto della diversità di velocità di sedimentazione saranno soggetti alla separazione granulometrica.

I sedimenti più grossolani si sedimenteranno sul fondo in breve tempo mentre la frazione più fine rimarrà in sospensione per un tempo più lungo e la loro consistenza, inizialmente liquida, aumenterà progressivamente prima per sedimentazione naturale e quindi per consolidazione sotto il peso proprio.

Le caratteristiche di sedimentazione e di consolidazione dei terreni a granulometria più fine non sono note e quindi nella trattazione successiva si utilizzeranno valori tipici dei sedimenti limosi argillosi.

Cc	= 0.009 (WI -10) ~ 0,300	indice di compressibilità (Terzaghi e Peck (1967);
C <sub>α</sub>	= (0.05 ± 0.01)C <sub>c</sub> = 0,015	l'indice di compressione secondaria.
Gs	= 27 kN/mc	peso specifico della frazione solida
K	= 1,0 E -8m/sec	permeabilità
Cv	= 1,0 E-3 ÷5,0 E-4cmq/sec	coefficiente di consolidazione primaria
Φ'	= 22°	angolo d'attrito (Casagrande et al., 1996) $\phi' = 35,7^\circ - 0.28(IP) + 0.00145(IP)^2 \pm 8^\circ$

## Sezioni stratigrafiche

Le indagini eseguite in sito hanno consentito di tracciare le sezioni stratigrafiche lungo l'intero sviluppo degli argini perimetrali.

**Sezione 1:** Lungo questa sezione il banco di argille limose poco permeabili (unità litologica C) si sviluppa con continuità da quote relativamente superficiali, 0.0 ÷ -3.0, con spessori considerevoli fino a quote comprese fra circa -11.0 e -15.0. In alcuni sondaggi, S5 e SM1, la continuità di questo strato è risultata interrotta da banchi di ghiaia, blocchi e trovanti, spessi circa 2,0m.

**Sezione 2:** anche lungo questa sezione l'unità litologica C presenta spessore rilevante, 7,0m ÷ 14m, a partire da quote comprese fra -1.0 e -4.8.

**Sezione 3 – 3:** l'unità litologica C presenta ancora spessori rilevanti, 7,0m ÷ 8m, ma il suo tetto si approfondisce fino a quote fra -4.8 e -5.7.

**Sezione 4:** lungo il lato settentrionale della cassa l'unità litologica C presenta spessori minimi, 1,0m ÷ 2.0m circa, a partire da una quota pressoché costante, -5.0 ÷ -5.5 circa. Lo strato ghiaioso ( Unità E) si sviluppa a partire da quote comprese fra -12.0 e -16.0.

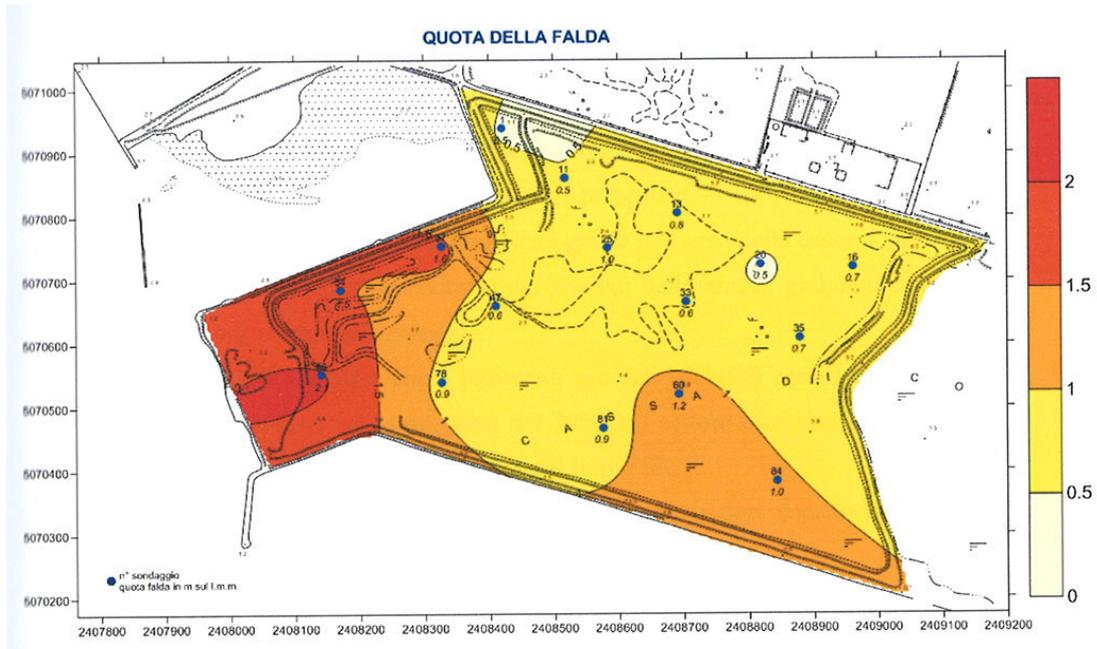
**Sezione 5:** lungo il confine con la zona SIC lo spessore dell'unità litologica C è minimo, 1,0m ÷ 2,0m, circa nella zona più settentrionale, CPT 05 e Sond. n. 2, ed aumenta progressivamente fino a circa 10m nella zona più meridionale in concomitanza con l'approfondimento del banco di ghiaie.

**Sezione 6:** l'unità litologica C presenta spessore rilevante, 12,0m, a partire da quote comprese fra -2.5 e -3.5.

**Sezione 7:** l'unità litologica C presenta uno spessore minimo, 2.0m circa, in corrispondenza della CPT n. 1 per poi aumentare fino a 7,5 nella CPT n. 18 mentre il suo tetto mantiene una quota costante pari a -4.5.

## Profondità dell'acqua sotterranea

Nell'ambito delle indagini eseguite all'interno della cassa di colmata per la caratterizzazione del sito, il DIGe di Trieste aveva attrezzato n. 16 fori di sondaggio con tubi piezometrici microfessurati e le misure del livello di falda avevano consentito di redigere la figura seguente che riporta le curve isovalore della quota della falda che è risultata mediamente compresa fra +0,5 e +2,0m.



Durante l'esecuzione dei sondaggi eseguiti nel mese di giugno 2012, il pelo dell'acqua all'interno dei fori di sondaggio si è stabilizzato alle quote riportate nella tabella seguente.

Sondaggio	Quota p.c. m.l.m.	Profondità falda m	Quota falda m
S1	+2.64	1.9	0,74
S2	+3.05	2.0	1.05
S3	+3.0	2.5	0.5
S4	+2.90	2.5	0,4
S5	+3.22	3.5	-0.28
S6	+1.42	1.5	-0.08
S7	+1.77	3.5	-1.73

Le misure eseguite su campioni d'acqua prelevati nei piezometri hanno evidenziato valori di salinità variabili in relazione ai punti di prelievo ma che evidenziano la penetrazione dell'acqua marina nella falda.

Si può quindi presumere che la quota dell'acqua sotterranea all'interno della cassa di colmata dipenda, più o meno marcatamente, dalle oscillazioni del livello di marea.

## CATEGORIA DEL SUOLO E SISMICITA' DELL'AREA

L'azione sismica di riferimento per la cassa di colmata del porto di **Monfalcone**, (Lat. 45.779 e Long. 13.568) per un **tempo di ritorno di 475 anni** (Spettri di risposta.xls 1.03 del C.S.L.P.) è caratterizzata dai seguenti valori che si riferiscono al basamento rigido orizzontale:

$a_g = 0,130g$  accelerazione massima di riferimento per  $T_r = 475$  anni.

$F_o = 2,492$  fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

$T^*_c = 0,335$  periodo d'inizio tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

### **Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche**

Entro la profondità massima indagata, circa 20m, la velocità delle onde di taglio  $V_s$ , ricavata dai risultati delle CPTU, è risultata crescere quasi linearmente da circa 100m/s a 150 -200 m/s e quindi, anche se non sono noti i valori di  $V_s$  nello strato ghiaioso più profondo, il terreno può essere considerato appartenere alla **categoria D**, depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30m. La superficie è pianeggiante, quindi il sito può essere considerato appartenente alla **categoria topografica T1**.

### **Amplificazione stratigrafica e topografica**

In relazione a quanto riportato dalla L.R. Fvg 16/2009, art,3, comma 2, lett a) – “Norme per la costruzione in zona sismica e per la tutela fisica del territorio”. DGR n. 845 del 6 maggio 2010, si assume una vita nominale della struttura pari a  $V_n = 50$  anni ed un coefficiente d'uso pari a  $C_u = II$ .

Per il suolo appartenente alla categoria D, i fattori correttivi relativi allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) assumono i valori riportati nelle tabelle successive.

Stato limite	$T_r$ Anni	$a_g$ g	$F_o$	$T^*_c$	$S_s$	$C_c$	$S_t$
SLV	475	0,130	2,492	0,335	1,80	2,160	1,0

L'accelerazione massima prevista al suolo è quindi pari a:

$$a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g = 1,80 \cdot 1,0 \cdot 0,130g = 0,234g$$

### **Analisi del potenziale di liquefazione del terreno**

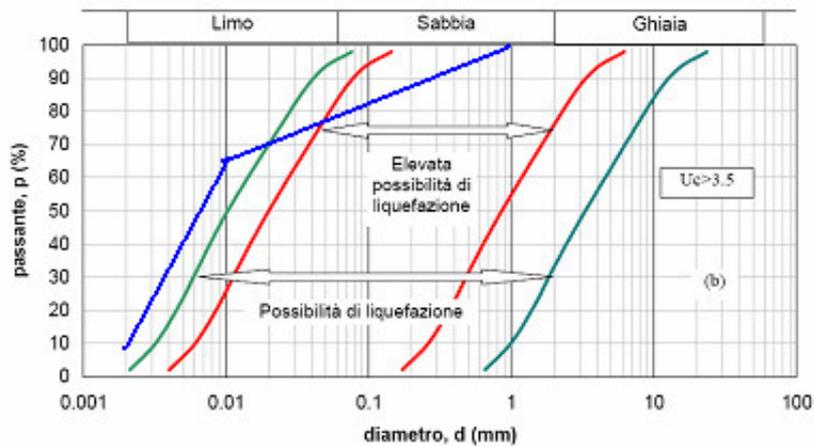
L'incremento di pressione interstiziale che si sviluppa all'interno dei terreni granulari saturi e poco addensati in occasione di eventi sismici può dare origine alla riduzione o all'annullamento delle pressioni litostatiche efficaci e quindi a fenomeni di collasso delle opere interagenti con il terreno o a fenomeni di subsidenza generati dalla riduzione dell'indice dei vuoti.

Nel sito oggetto dell'intervento progettuale sono presenti litotipi prevalentemente limosi argillosi e solo in quello naturale più superficiale, il litotipo B, vi è una frazione sabbiosa che tuttavia non supera, mediamente, il 38% in percentuale come evidenziato nella tabella successiva.

Valori medi del litotipo B	Wl %	Wp %	Ip %	Gs kN/mc	ghiaia %	sabbia %	limo %	argilla %	IA --

	29	10	9	27,36	0,00	38	53	9	1,3
--	----	----	---	-------	------	----	----	---	-----

Come evidenziato nella figura seguente, la distribuzione granulometrica media del terreno B ricade prevalentemente all'esterno del fuso granulometrico dei terreni potenzialmente liquefacibili riportato nelle NTC 2008.



Inoltre, la frazione fine totale, costituita da limo ed argilla, è pari a  $FC = 64\%$  e quindi supera il valore di 20, indicato come limite per i terreni liquefacibili dal documento "Indirizzi e criteri per la microzonizzazione sismica" redatto dal Dipartimento della Protezione Civile.

Si può quindi concludere che sussistono le condizioni che portano ad escludere la possibilità di fenomeni di liquefazione e quindi la verifica viene omessa.

## PREPARAZIONE DELL'AREA

Attualmente le quote all'interno della cassa di colmata sono variabili da zona a zona e si ritrovano zone di accumulo che raggiungono quote anche elevate,  $+3.5 \div +3.8$ , e zone di bassura,  $+1.33 \div +1.46$ , dove l'acqua meteorica ristagna. Il progetto prevede quindi di regolarizzare il fondo alla quota di  $+1.5\text{m.l.m.}$  allo scopo sia di aumentare la capacità di stoccaggio della casa sia di reperire le terre necessarie per il rinforzo e l'innalzamento degli argini perimetrali.

### Operazioni di scavo

L'acqua sotterranea si localizza a quote variabili fra  $+1,05\text{m}$  e  $-1,7\text{m}$  e quindi è possibile che in alcune zone lo scavo debba essere eseguito in presenza d'acqua. Per evitare fenomeni di instabilità, la quota del fondo dovrà essere raggiunta gradualmente, mantenendo la quota esistente al piede dell'argine per una distanza di almeno  $5.0\text{m}$  per poi approfondirsi fino alla  $+1,5$  con una pendenza di  $1/4$ .

### Classificazione delle terre di scavo

I lavori di sterro consentiranno il recupero di circa  $222.435 \text{ m}^3$  del materiale terroso più superficiale appartenente alle unità litologiche 1-A e 2-A, ambedue di origine antropica, ma diverse per dimensione dei grani. La Direzione Lavori dovrà quindi prevedere l'accumulo delle terre con caratteristiche granulometriche simili in zone interne o esterne alla cassa per procedere poi alla loro caratterizzazione geotecnica prima di poterle impiegare per la costruzione degli argini e dei drenaggi.

La caratterizzazione di ogni cumulo di terreno di escavo dovrà prevedere l'esecuzione delle seguenti prove di laboratorio:

- Analisi granulometrica per vagliatura meccanica;
- Analisi granulometrica per sedimentazione;
- Determinazione del peso specifico assoluto dei grani;
- Determinazione dell'umidità relativa,
- Determinazione dei limiti di Atterberg sulla frazione granulometrica passante al setaccio n. 40 della serie ASTM;
- Curva di costipamento con energia AASHO Standard;
- Determinazione del coefficiente di permeabilità del materiale con prova a carico idraulico costante in cella triassiale. Le prove saranno eseguite su un provino ricostruito con energia PROCTOR Standard, ed umidificato con una quantità d'acqua superiore al 2 - 3 % del valore "Optimum".
- Resistenza alla compressione con espansione laterale libera su un provino ricostruito con energia PROCTOR Standard, ed umidificato con una quantità d'acqua superiore al 2 - 3 % del valore "Optimum".
- Prova di taglio diretto eseguita su almeno n. 3 provini ricostruiti con energia PROCTOR Standard, ed umidificati con una quantità d'acqua superiore al 2 - 3 % del valore "Optimum".
- Prova di compressione edometrica standard su un provino ricostruito con energia PROCTOR Standard, ed umidificato con una quantità d'acqua superiore al 2 - 3 % del valore "Optimum".

Le prove di laboratorio sopra indicate dovranno essere eseguite ogni 15.000m<sup>3</sup> di terreno posto in opera.

### **Criteria di impiego delle terre**

L'unità litologica 1-A è caratterizzata dalla presenza prevalente di terreno granulare sabbioso ghiaioso, classificabile come appartenente ai gruppi A1, A3 ed A2 della classificazione AASHTO. La frazione prevalentemente ghiaiosa di questa unità, classificabile come A1a o A1b, potrà essere usata per il ricoprimento dei tubi di drenaggio posti sul fondo della vasca mentre la frazione prevalentemente limosa, appartenete al gruppo A2, potrà trovare impiego nel rinforzo del piede dei nuovi argini perimetrali. Le terre prevalentemente sabbiose, classificabili come A3, potranno essere mescolate alle terre del gruppo A2 o impiegate per regolarizzare il fondo. I ruderi che si ritrovano in questa unità dovranno essere raccolti a parte e, se non impiegabili altrimenti, dovranno essere smaltiti in discarica.

L'unità litologica 2-A è costituita dai sedimenti provenienti dai dragaggi eseguiti negli anni passati e depositati all'interno della cassa. Le sue caratteristiche granulometriche sono tipiche dei terreni appartenenti ai gruppi A4 ed A5 della classificazione AASHTO, terre limose argillose caratterizzate da debole resistenza al taglio e scarsa permeabilità. In relazione a queste proprietà, esse dovranno trovare impiego nella realizzazione del nucleo degli argini perimetrali.

### **RILEVATO PERIMETRALE**

L'argine attualmente esistente lungo il perimetro della cassa di colmata verrà rinforzato ed alzato in due fasi distinte per adeguarlo ai requisiti di progetto.

Il nuovo argine avrà uno sviluppo lineare di 3.300m, un volume complessivo di 166.200 mc e confinerà un'area pari a 360.000 mq. I fanghi depositati all'interno della cassa, compresa l'acqua di trasporto, raggiungeranno la quota massima di +5,0 e quindi la capacità massima di invaso è prevista pari a 1.260.000mc, maggiore del 42% circa del volume dei sedimenti in sito che si prevede di asportare, pari a 885.000mc.

### **Prima fase**

Nella prima fase si prevede di innalzare la sommità dell'argine fino alla quota di +3.5 con pendenza pari a 2/3 (orizzontale/verticale) per realizzare un piano di lavoro sufficientemente largo per consentire alle macchine operatrici di muoversi ed operare senza difficoltà. La pendice interna dell'argine esistente ed il piano di posa del rilevato dovranno essere scarificate per eliminare le zolle del terreno più superficiale e gli eventuali arbusti cresciuti o altro materiale vegetale presente. Sulla superficie così preparata si riporterà materiale terroso appartenente ai gruppi A2 o A4 ed A5 del sistema di classificazione AASHTO per spessori non superiori a 50cm.

### **Costipamento**

Lo strato di terreno riportato dovrà essere compattato fino ad ottenere uno strato finito di spessore non superiore a 30cm e caratterizzato da una densità secca non inferiore al 95% della densità Proctor (AASHO) Standard e contenuto d'acqua superiore del 2 -3 % del valore Optimum. Il numero ottimale delle passate del mezzo costipante per raggiungere il valore di permeabilità di progetto sarà determinato prima dell'inizio dei lavori mediante l'esecuzione di un campo prova. Prima di porre in opera gli strati successivi di materiale argilloso, ciascuno strato

finito sarà scarificato per una profondità di circa 2.0cm per permettere la compenetrazione ottimale degli strati adiacenti ed evitare la formazione di superfici di discontinuità.

### Controllo del costipamento

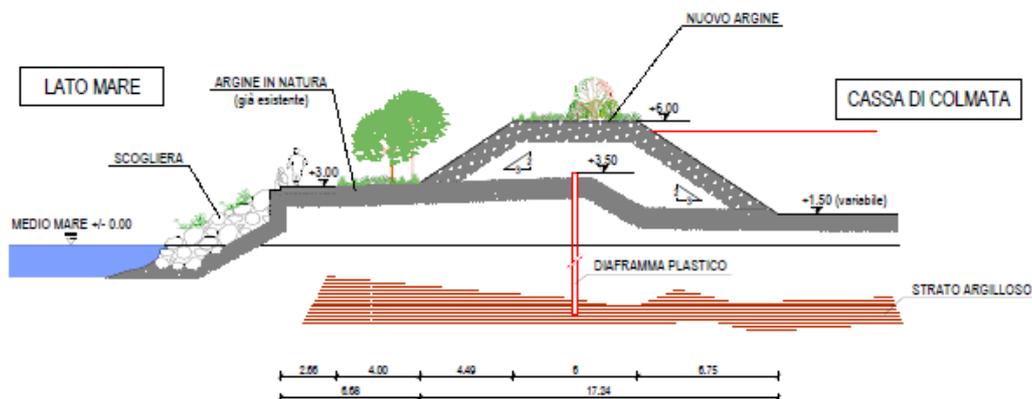
Il controllo del grado di costipamento di ciascuno strato sarà effettuato su materiale posto in opera mediante strumenti idonei: metodo della sabbia tarata, metodo del pallone ad acqua, penetrometro PROCTOR, o prelievo di campione cilindrico mediante fustella in acciaio. Il grado di umidità del terreno sarà determinato mediante essiccazione in forno di un campione prelevato dal manto dopo il costipamento. La frequenza di questi controlli è prevista ogni 1000 mq di strato. La continuità dello strato impermeabile sarà ovviamente ripristinata utilizzando bentonite sodica. Se la densità secca sarà inferiore al 95% del valore massimo, si aumenterà il numero delle passate del mezzo costipante.

### Controllo del coefficiente di permeabilità

Dopo la posa in opera di almeno due strati finiti, si provvederà alla determinazione della permeabilità ottenuta in sito mediante permeametro di Boutwell. Se la permeabilità misurata con questi strumenti sarà superiore al valore minimo previsto,  $k = 10^{-7}$  m/s, si provvederà ad aumentare il grado di costipamento aumentando il numero delle passate del mezzo costipante. La frequenza di questi controlli è prevista in numero di 5 prove ogni ettaro.

### Seconda fase

Una volta completata la realizzazione della barriera impermeabile verticale si provvederà all'eliminazione degli eventuali cordoli guida ed alla regolarizzazione della superficie dell'argine compattando ed erpicando la superficie per renderla idonea ad accogliere altro materiale terroso senza pericolo di formazione di superficie preferenziali di filtrazione. La sommità arginale, prevista alla quota di +6.0, sarà larga 6,0m e si raccorderà con la parte inferiore dell'argine con una pendenza pari a 2/3 (circa 34°). La parte di argine compresa fra le quote di +3.5 e +6.0 non sarà attraversata dalla barriera e quindi è opportuno utilizzare per la sua costruzione terre poco permeabili e quindi prevalentemente limose argillose appartenenti ai gruppi A4 ed A5 (AASHTO). Queste terre dovranno essere poste in opera e costipate secondo quanto previsto al paragrafo precedente e la loro permeabilità non dovrà essere superiore a  $k = 10^{-8}$  m/s. Il controllo del costipamento e della permeabilità dovrà essere eseguito con la frequenza precedentemente indicata.

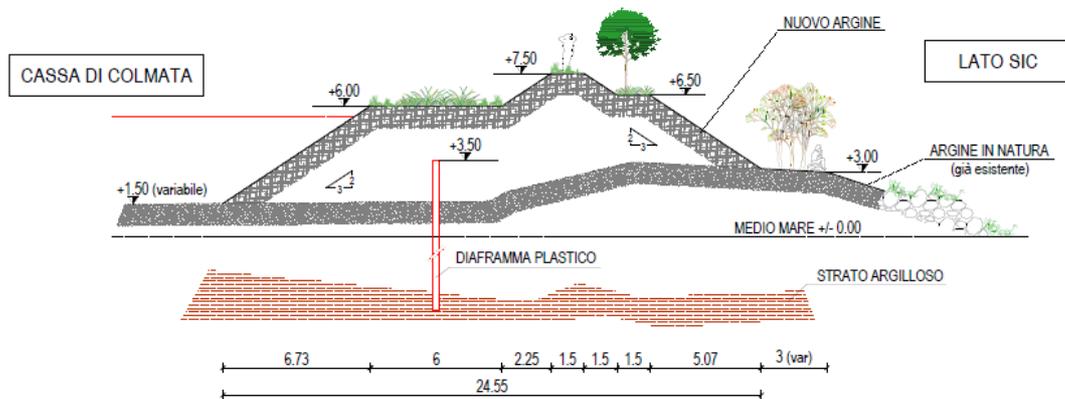


## RILEVATO LUNGO IL CONFINE CON LA ZONA SIC

L'argine che si svilupperà ad Est lungo il confine con il Sito di Interesse Comunitario sarà caratterizzato da una sezione tipo con le caratteristiche illustrate nella figura seguente. Verso il lato della cassa di colmata il terreno sarà riportato e costipato con pendenza pari a 2/3 fino a raggiungere la quota di +6,0 che verrà mantenuta costante per 6,0m. L'innalzamento dell'argine continuerà quindi con pendenza di 2/3 fino a raggiungere la sommità, larga 1,5m e posta a quota +7.5. Il raccordo con la zona SIC verrà effettuato con le stesse pendenze interrompendo la continuità della scarpata con una berma, larga 1,5m, alla quota di +6.50.

La costruzione sarà eseguita in due fasi successive come precedentemente descritto e realizzando la barriera impermeabile a partire da quota +3.5.

La compattazione ed il controllo della posa in opera dovranno seguire quanto specificato per l'argine lato mare.



## REALIZZAZIONE DELLA BARRIERA IMPERMEABILE

L'art. 11 quater della legge 84 del 1994 relativa alla "Programmazione e realizzazione delle opere portuali. Piano regolatore portuale", prescrive che i materiali derivanti dalle attività di dragaggio e di bonifica, se non pericolosi all'origine, possono essere confinati all'interno di case di colmata che devono presentare un sistema di impermeabilizzazione naturale o completato artificialmente al perimetro e sul fondo, in grado di assicurare requisiti di permeabilità almeno equivalenti a:  $K$  minore o uguale  $1,0 \times 10^{-9}$  m/s e spessore maggiore o uguale a 1 m. Il tempo di attraversamento di questo tipo di barriera risulta pari a  $t = 1,0E+09$  s = 32 anni circa. Il tempo minimo di attraversamento richiesto sarà soddisfatto mediante l'impiego di una barriera impermeabile verticale estesa dalla quota di +3.5, fino ad raggiungere una quota sufficiente a farli penetrare per almeno 1,0m all'interno dell'unità litologica C, costituita da argille e limi argillosi poco permeabili,  $K = 2,0E-09$  m/s.

**La barriera impermeabile artificiale potrà essere realizzata con la tecnica che l'impresa riterrà più opportuno utilizzare in relazione alla tecnologia di cui dispone: jet grouting lamellare, diaframma plastico, deep mixing, ecc.**

Lo spessore minimo della barriera impermeabile richiesto per soddisfare i requisiti di legge dovrà essere non inferiore a 0,30m e la miscela utilizzata per confezionarla dovrà avere i seguenti requisiti:

Dopo 28 giorni dal confezionamento e posa in opera:

$k = 1,0 \times 10^{-8}$  m/s      permeabilità  
 $q_u = 100$  kPa              resistenza a compressione semplice

Poiché è noto che le caratteristiche delle miscele acqua cemento bentonite aumentano con il tempo, i valori di progetto per l'esecuzione delle verifiche idrauliche e meccaniche non dovranno essere inferiori a:

$k = 5,0 \times 10^{-10}$  m/s      permeabilità  
 $q_u = 150$  kPa              resistenza a compressione semplice

**Le caratteristiche prestazionali richieste in opera dovranno essere misurate in laboratorio mediante l'esecuzione di prove di permeabilità e di compressione semplice eseguite su provini prelevati mediante carotatura di pannelli di prova.**

### **Profondità della barriera impermeabile**

Le sezioni stratigrafiche allegate evidenziano il grado di immersione dei diaframmi all'interno dell'unità litologica C lungo l'intero perimetro della cassa.

#### **SEZIONE 1 - Lato sud:**

**fra le progressive 0.0 e 129.04 e fra la progressiva 414.09 e 841.81**

**Lunghezza del diaframma plastico D = 9.0m da +3.5 a -5.5**

**fra le progressive 129.04 e 414.09**

**Lunghezza del diaframma plastico D = 10.0m da +3.5 a -6.5**

Lungo questo tratto il terreno argilloso poco permeabile (Unità C) è relativamente poco profondo ed ha uno spessore generalmente considerevole, 8.0m-10m, e quindi è sufficiente una lunghezza della barriera pari a  $L = 9,0m$ , da +3.5 a -5.5, per avere lunghezze di immersione comprese fra 5,0m e 6.0m e tempi minimi di filtrazione pari a 106 anni. Solo in un tratto identificato dal sondaggio S5, dove è stata anche rilevata la presenza di ghiaie e ciottoli, lo spessore del banco argilloso è modesto e quindi si dovrà adottare una lunghezza totale pari a  $L = 10,0m$ , da +3.5 a -6.5, per ottenere un tempo di filtrazione pari a  $t = 110$ anni.

#### **SEZIONE 2 - Lato sudovest:**

**fra le progressive 0.0 e 169.31**

**Lunghezza del diaframma plastico L = 6.0m da +0.5 a -5.5**

La lunghezza di immersione varia da valori massimi pari a circa 5,0m a valori minimi di 1.0m in corrispondenza rispettivamente del sondaggio 6 e della CPT n. 14. Facendo riferimento a questa ultima condizione, il tempo richiesto per la filtrazione al di sotto del diaframma è pari a 92anni.

#### **SEZIONE 3 - Lato ovest:**

**fra le progressive 0.0 e 502,60**

**Lunghezza del diaframma plastico L = 10.0m da +3.5 a -6.5**

La lunghezza di immersione del diaframma varia da valori massimi pari a circa 2,0m a valori minimi di 0.8m in corrispondenza rispettivamente delle CPT n. 14 e 16. Facendo riferimento a

queste condizioni più sfavorevoli, il tempo richiesto per la filtrazione al di sotto del diaframma è pari a 85anni.

**SEZIONE 4 - Lato nord:****fra le progressive 0.0 e 832,00****Lunghezza del diaframma plastico L = 10.0m da +3.5 a -6.5**

La lunghezza di immersione del diaframma varia da valori massimi pari a circa 1,6m a valori minimi di 1.2m in corrispondenza rispettivamente delle CPT n. 001 e 5. Facendo riferimento a queste condizioni più sfavorevoli, il tempo richiesto per la filtrazione al di sotto del diaframma è pari a 106 anni.

**SEZIONE 5 – Lato est:****fra le progressive 0.0 e 628,00****Lunghezza del diaframma plastico L = 9.0m da +3.5 a -5.5**

La lunghezza di immersione del diaframma varia da valori massimi pari a circa 2,4m a valori minimi di 1.2m in corrispondenza rispettivamente del sondaggio 3 e della CPT n. 6 . Facendo riferimento a queste condizioni più sfavorevoli, il tempo richiesto per la filtrazione al di sotto del diaframma è pari a 129 anni.

**SEZIONE 6 - Lato sudovest:****fra le progressive 0.0 e 170.0****Lunghezza del diaframma plastico L = 9.0m da +3.5 a -5.5**

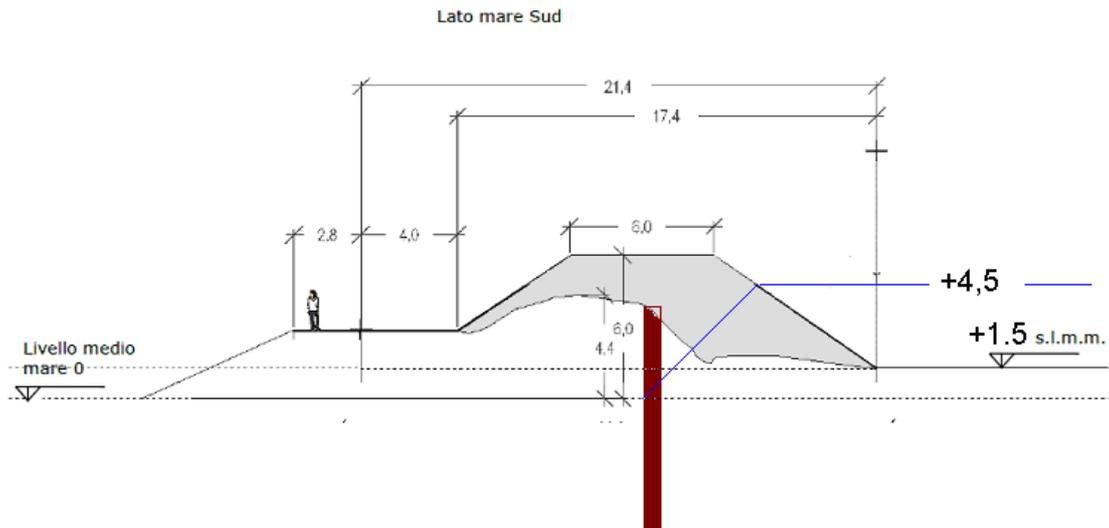
La lunghezza di immersione varia da valori massimi pari a circa 3,0m a valori minimi di 2.0m. Facendo riferimento a questa ultima condizione, il tempo richiesto per la filtrazione al di sotto del diaframma è pari a 184anni.

**SEZIONE 7 - Lato ovest:****fra le progressive 0.0 e 170.0****Lunghezza del diaframma plastico L = 10.0m da +3.5 a -6.5**

La lunghezza di immersione varia da valori massimi pari a circa 2,0m a valori minimi di 1.5m. Facendo riferimento a questa ultima condizione, il tempo richiesto per la filtrazione al di sotto del diaframma è pari a 159 anni.

**Verifica dello spessore del diaframma**

La verifica del tempo di attraversamento del diaframma è stata eseguita facendo riferimento allo schema grafico riportato.



Prima del conferimento dei materiali dragati all'interno della cassa, il livello dell'acqua sotterranea può essere assunto uniforme e pari al livello medio mare, 0.0 s.l.m. Immediatamente dopo il conferimento e l'allontanamento delle acque di trasporto, il livello dell'acqua all'interno della cassa si può assumere pari a quello del materiale depositato, +4.5 m.l.m e quindi la differenza di carico idraulico fra l'interno e l'esterno della cassa risulta uguale a  $\Delta h = (4.5 - 0.0) = 4.5\text{m}$ .

Ipotizzando che il livello dell'acqua verso il lato mare si mantenga costante, il percorso minimo che l'acqua deve percorrere filtrando attraverso l'argine non saturo e pari a quello indicato in figura e pari a  $L = 7.0\text{m}$ .

Il gradiente idraulico che governa la filtrazione è pari a  $\Delta h / L = 4.5\text{m} / 7.0\text{m} = 0.64$ .

Assumendo un valore di progetto della permeabilità del diaframma pari a  $k_d = 5,0 \times 10^{-10} \text{ m/s} = 0.015768 \text{ m/anno}$ , il tempo necessario all'attraversamento dello spessore  $S = 0.30\text{m}$  risulta pari a

$$t = \frac{S}{k_d \cdot i} = 30 \text{ anni}$$

In realtà, la quota dell'acqua all'interno della cassa si abbasserà nell'arco di qualche anno per effetto del sistema di drenaggio posto sul fondo e quindi, assumendo l'ipotesi più favorevole che il dislivello idraulico sia pari  $\Delta H = +1,5 \text{ m}$ , il tempo di attraversamento si allunga notevolmente.

Per  $i = +1.5\text{m} / 10\text{m} = 0.15$  si ha

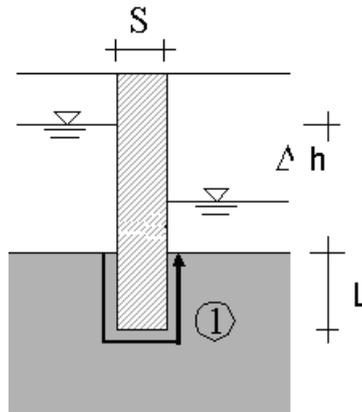
$$t = \frac{S}{k_d \cdot i} = 127 \text{ anni}$$

Risulta quindi soddisfatto il criterio secondo il quale il tempo di attraversamento debba essere maggiore di 32 anni.

### Verifica della lunghezza di immersione del diaframma

Il tempo impiegato dall'acqua per filtrare al di sotto dell'estremità inferiore della palanca, secondo il percorso 1 della figura seguente ed è stato calcolato con la relazione:

$$v_1 = k_v \cdot i = k_v \cdot \Delta H / 2L \rightarrow v_1 = 2L / t$$



Dove  $K_v$  è la permeabilità verticale del terreno,  $L$  la lunghezza del diaframma nel terreno naturale, da +1,0 alla quota di fondo variabile fra -5,5 e -6,5, e  $\Delta h = 4.5$  m la perdita di carico massima fra l'interno e l'esterno della cassa. Poiché il diaframma attraversa terreni con permeabilità diversa, il calcolo è stato eseguito facendo riferimento al valore della permeabilità equivalente espressa dalla relazione:

$$K_{equiv} = L / \sum \frac{L_i}{k_{vi}}$$

dove  $k_{vi}$  è la permeabilità del singolo strato con spessore  $L_i$  ed  $L = \sum L_i =$  è la lunghezza di totale del diaframma nel terreno variabile fra  $L = 9,0$ m e  $L = 10,0$ m.

Di seguito si riportano i valori del tempo di attraversamento calcolati lungo il perimetro della cassa di colmata facendo riferimento alle condizioni stratigrafiche più sfavorevoli rappresentata dal minimo spessore dell'unità litologica C.

**Sezione 1**

**Riferimento Sondaggio n. 5**

Lunghezza totale del diaframma  $D = 10,0$ m (da +3.5 a - 6.5)

Lunghezza di immersione  $L = 7,5$ m (da +1,0 a - 6.5)

litotipo	permeabilità m/anno	spessore $H_i$ (m)	$h_i/k$
A	315,0	1	0,0032
B	260,0	5,5	0,0212
C	0,063	1,0	15,8730
		7,5	15,8973

$K_{equiv}$ m/anno	$\Delta h$ m	$L$ m	$t$ anni
0,47178	4,5	7,5	106

**Riferimento Sondaggio n. SM 4**

Lunghezza totale del diaframma  $D = 9,0$ m (da +3.5 a - 5.5)

Lunghezza di immersione  $L = 6,5$ m (da +1,0 a - 5.5)

litotipo	permeabilità m/anno	spessore $H_i$ (m)	$h_i/k$

A	315,0	1,5	0,0048
B	260,0	3,8	0,0146
C	0,063	1,2	19,0476
		6,5	19,0670

$K_{equiv}$	$\Delta h$	L	t
m/anno	m	m	anni
0,3409	4,5	6,5	110

**Sezione 2 Riferimento CPT n. 14**

Lunghezza totale del diaframma D = 9.0m (da +3.5 a - 5.5)

Lunghezza di immersione L = 6,5m (da +1,0 a - 5.5)

litotipo	permeabilità	spessore	
	m/anno	Hi (m)	hi/k
A	315,0	2,1	0,0067
B	260,0	3,4	0,0131
C	0,063	1,0	15,8730
		6,5	15,8928

$K_{equiv}$	$\Delta h$	L	t
m/anno	m	m	anni
0,40899	4,5	6,5	92

**Sezione 3 Riferimento CPT n. 16**

Lunghezza totale del diaframma D = 10.0m (da +3.5 a - 6.5)

Lunghezza di immersione L = 7,5m (da +1,0 a - 6.5)

litotipo	permeabilità	spessore	
	m/anno	Hi (m)	hi/k
A	315,0	1,1	0,0035
B	260,0	5,6	0,0215
C	0,063	0,8	12,6984
		7,5	12,7234

$K_{equiv}$	$\Delta h$	L	t
m/anno	m	m	anni
0,58946	4,5	7,5	85

**Sezione 4 Riferimento CPT n. 5**

Lunghezza totale del diaframma D = 10.0m (da +3.5 a - 6.5)

Lunghezza di immersione L = 7,5m (da +1,0 a - 6.5)

litotipo	permeabilità	spessore	
	m/anno	Hi (m)	hi/k
A	315,0	3,0	0,0095
B	260,0	3,5	0,0135
C	0,063	1,0	15,8730

		7,5	15,8960
--	--	-----	---------

$K_{equiv}$	$\Delta h$	L	t
m/anno	m	m	anni
0,47182	4,5	7,5	106

**Sezione 5 Riferimento CPT n. 5**

Lunghezza totale del diaframma D = 9.0m (da +3.5 a - 5.5)

Lunghezza di immersione L = 6,5m (da +1,0 a - 5.5)

litotipo	permeabilità	spessore	
	m/anno	Hi (m)	hi/k
A	315,0	0,1	0,0003
B	260,0	5,0	0,0192
C	0,063	1,4	22,2222
		6,5	22,24

$K_{equiv}$	$\Delta h$	L	t
m/anno	m	m	anni
0,29224	4,5	6,5	129

**Sezione 6 Riferimento CPT n. 12**

Lunghezza totale del diaframma D = 9.0m (da +3.5 a - 5.5)

Lunghezza di immersione L = 6,5m (da +1.0 a - 5.5)

litotipo	permeabilità	spessore	
	m/anno	Hi (m)	hi/k
A	315,0	2,0	0,0063
B	260,0	2,5	0,0096
C	0,063	2,0	31,7460
		6,5	31,76

$K_{equiv}$	$\Delta h$	L	t
m/anno	m	m	anni
0,20465	4,5	6,5	184

**Sezione 7 Riferimento CPT n. 01**

Lunghezza totale del diaframma D = 9.0m (da +3.5 a - 6.5)

Lunghezza di immersione L = 7,5m (da +1.0 a - 6.5)

litotipo	permeabilità	spessore	
	m/anno	Hi (m)	hi/k
A	315,0	3,0	0,0095
B	260,0	3,0	0,0115
C	0,063	1,5	23,8095
		7,5	23,83

$K_{equiv}$	$\Delta h$	L	t
m/anno	m	m	anni
0,31472	4,5	7,5	159

### Attraversamento dell'argine

La parte sommitale dell'argine perimetrale, compresa fra le quote di +3,5 e +6,0, non è protetta dal diaframma ma la lunghezza minima del percorso che l'acqua deve compiere per filtrare attraverso di esso è rilevante, circa  $L = 25\text{m}$ , e quindi sufficiente ad impedirne l'attraversamento in tempi brevi.

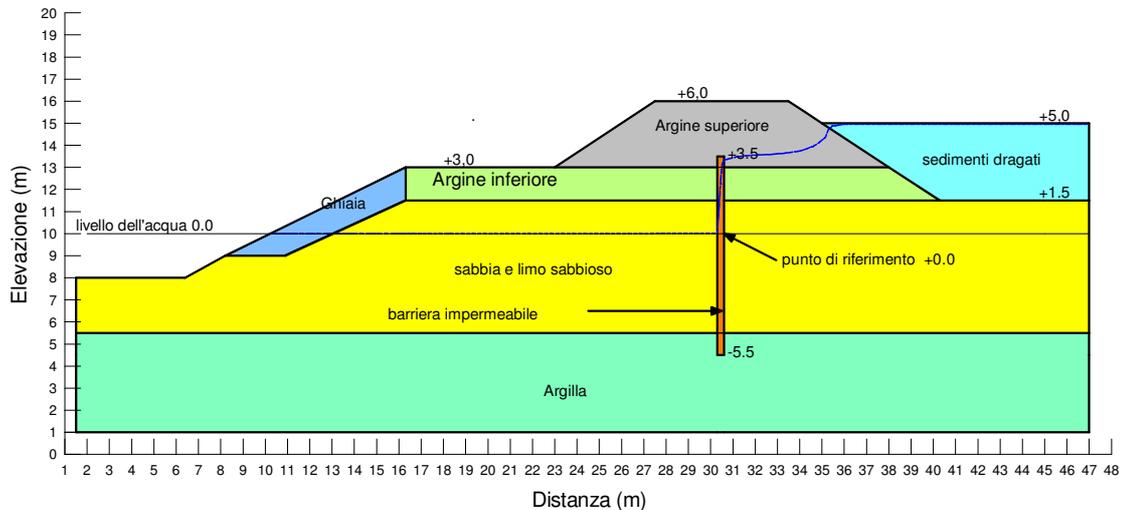
Per la verifica si assume un valore di progetto della permeabilità dell'argine pari a  $k_d = 1,0 \times 10^{-8} \text{ m/s} = 0.31536 \text{ m/anno}$ , ed una differenza di carico idraulico fra la zona interna ed esterna della cassa pari a  $\Delta H = +4,5\text{m}$ .

$$t = \frac{L}{k_d \cdot i} = \frac{L^2}{k_d \cdot \Delta h} = 460 \text{ anni}$$

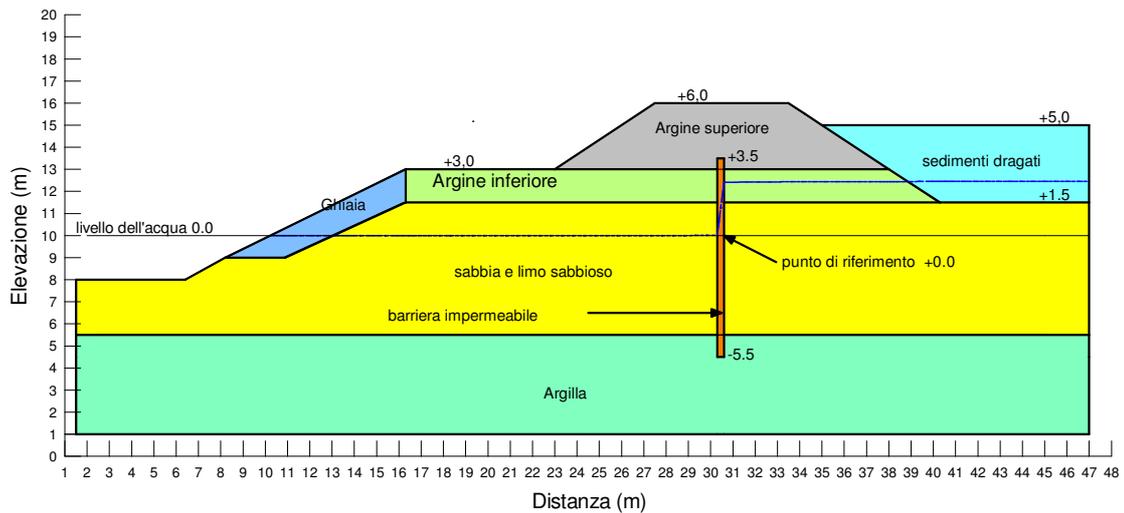
Le analisi numeriche riportate nell'allegato A hanno evidenziato che il livello dell'acqua all'interno della cassa dopo 1 anno e 3 mesi dal conferimento dei materiali dragati dovrebbe essere pari a +2.4, circa 1,1m al disotto della sommità della barriera posta a +3.5.

Di seguito vengono riportate le rappresentazioni grafiche del livello d'acqua in funzione del tempo.

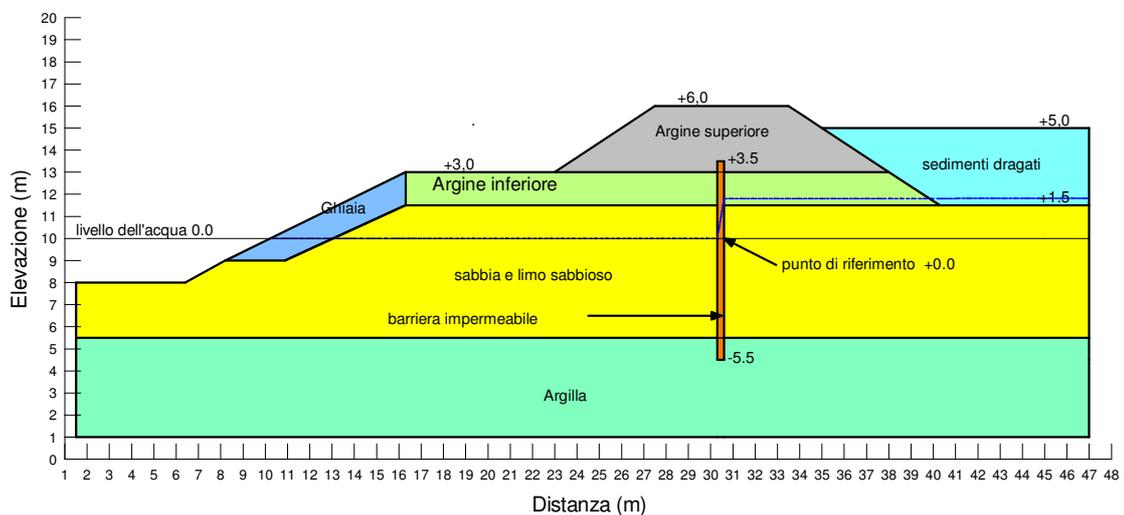
### Dopo cinque mesi dal deposito dei sedimenti



### dopo 1 anno e 3 mesi dal deposito dei sedimenti



### Dopo quattro anni dal deposito dei sedimenti



## VERIFICHE DI STABILITA' DEGLI ARGINI PERIMETRALI

L'analisi di stabilità degli argini perimetrali è stata condotta applicando le prescrizioni contenute nelle "Norme tecniche per le Costruzioni - D.M. 14/01/2008" ai paragrafi 6.8, 6.10 e 7.11.4, utilizzando l'Approccio I, Combinazione 2: A2+M2+R2.

Per l'esecuzione delle verifiche in **condizioni statiche**, i valori caratteristici di resistenza al taglio del terreno sono stati penalizzati utilizzando i coefficienti riduttivi riportati nella tabella 6.2. Il mentre le azioni sono state amplificate utilizzando i coefficienti riportati nella tabella 6.2.I. Il coefficiente di riduzione del sistema è stato assunto pari a  $\gamma_R = 1,1$ .

Per l'esecuzione delle verifiche in **condizioni sismiche**, sono stati assunti i valori caratteristici di resistenza al taglio del terreno, mentre le azioni sono state moltiplicate per coefficienti di amplificazione unitari. La norma non prevede alcun valore del coefficiente di riduzione del sistema.

## Criteria di verifica

Per eseguire la verifica di stabilità è stato utilizzato il metodo dell'equilibrio limite utilizzando il programma STABL6 elaborato presso il Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Purdue nello Stato dell'Indiana - USA. Fra i diversi metodi di verifica che il programma permette di utilizzare, è stato scelto il metodo di Bishop Semplificato che permette di analizzare le condizioni di equilibrio limite per superfici di scorrimento cilindriche. L'ammasso di terreno compreso fra la superficie topografica e la superficie di scivolamento viene diviso in conci per ciascuno dei quali viene ricercato l'equilibrio alla rotazione intorno al centro della superficie di scivolamento. Tramite un processo iterativo, si arriva alla definizione di un coefficiente di sicurezza che, esprimendo il rapporto fra i momenti resistenti ed i momenti ribaltanti, rappresenta la condizione di equilibrio per la superficie ipotizzata. Fra le diverse superfici di scorrimento possibili, viene indicata come superficie critica quella che presenta il rapporto  $FS = M_{stab}/M_{rib} = R_d/E_d = \gamma_R$  minore. La ricerca della superficie critica di scorrimento è stata eseguita con il metodo Entry Exit fissando un tratto di pendio per l'ingresso delle superfici di scorrimento ed un altro tratto per la loro uscita. Per ogni analisi sono state ipotizzate 100 diverse superfici di scorrimento.

L'analisi è stata eseguita considerando le condizioni di equilibrio dei rilevati arginali sia verso l'esterno che l'interno della cassa di colmata e considerando le tre diverse fasi costruttive:

1. realizzazione dell'argine fino alla quota di +3.5;
2. realizzazione del diaframma plastico da quota +3.5 a quota -5.5/ -6.5;
3. innalzamento dell'argine fino alla quota di progetto, +6.0.

Nel calcolo non è stata considerata la presenza dei sedimenti depositati all'interno della cassa in quanto essi sviluppano un contributo equilibrante nel caso di movimenti rototraslatori rivolti verso l'interno mentre la loro presenza è ininfluenza nel caso di scoscendimenti rivolti verso il lato mare.

## Condizioni sismiche

L'opera ricade in zona sismica e quindi l'analisi è stata effettuata in condizioni pseudo-statiche, imponendo a ciascun concio un sistema di forze orizzontali e verticali valutate con le relazioni:  $F_h = k_h \times W$  e  $F_v = k_v \times W$  nelle quali  $W$  è il peso di ciascun concio e  $k_h$  e  $k_v$  sono rispettivamente il coefficiente pseudostatico orizzontale e verticale che valgono:

$$k_h = \beta_s \times a_{max}/g = 0,24 \times 0,234 = 0,056$$

$$k_v = +/- 0,5k_h = 0,028$$

dove  $\beta_s = 0,24$  è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per terreno tipo D ed  $ag < 0,2g$  e  $a_{max} = 0,234$  l'accelerazione massima al suolo.

## Pressioni interstiziali

Le analisi preliminari eseguite hanno evidenziato che le condizioni idrauliche più sfavorevoli per equilibrio si hanno quando il livello dell'acqua sotterranea all'esterno alla cassa rimane a quota 0.0 mentre all'interno vi è un battente d'acqua che raggiunge la quota di +4.5.

## Resistenza al taglio del terreno

I valori caratteristici e di progetto della resistenza al taglio utilizzati nelle analisi sono riportati nella tabella seguente. Il comportamento meccanico dell'argilla molle durante la fase costruttiva è stato assunto non drenato.

**Valori caratteristici dei parametri geotecnici**

Suolo	Peso di volume naturale	Peso di volume saturo	coesione	Angolo d'attrito
-	$\gamma$ (kN/mc)	$\gamma_s$ kN/mc)	$C_k$ kPa	$\phi_k$ °
Argine	18	19	5	30
Limo sabbioso	16	17	0	32
Argilla molle	16	17	25	0

**Valori di progetto dei parametri geotecnici**

Suolo	Peso di volume naturale	Peso di volume saturo	coesione	Angolo d'attrito
-	$\gamma$ (kN/mc)	$\gamma_s$ kN/mc)	$c_d$ kPa	$\phi_d$ °
Argine	18	19	4	25
Limo sabbioso	16	17	0	26
Argilla molle	16	17	18	0

**Carichi applicati**

Durante la costruzione degli argini perimetrali e del diaframma plastico, i mezzi d'opera transiteranno anche sulla loro superficie e quindi l'analisi in condizioni statiche è stata eseguita considerando la presenza di un carico variabile distribuito pari a  $q_k = 20$  kPa, amplificato a  $q_d = 1,3 \times q_k = 26$  kPa per la combinazione dei carichi A2+M2+R2. In condizioni di esercizio non vi sarà transito di automezzi, se non occasionalmente, e quindi l'analisi in condizioni sismiche è stata eseguita senza considerare la presenza di carichi variabili.

**Resistenza al taglio del diaframma plastico**

Le caratteristiche di resistenza al taglio del diaframma vengono assimilate a quelle di un terreno con resistenza caratteristica non drenata pari alla resistenza limite a taglio di un calcestruzzo classe 20/25,  $\tau_k = 0.5$ MPa. I valori di progetto utilizzati sono riportati nella tabella successiva

$\gamma_{s,d}$ kN/mc	$c_{u,d}$ kPa	$\phi$ °
20	350	0

**Caratteristiche geometriche**

Le verifiche di stabilità sono state eseguite per la sezione dell'argine tipo assumendo due diverse condizioni stratigrafiche. La prima, più sfavorevole, è caratterizzata da uno spessore minimo della strato sabbioso limoso, l'Unità B, e quindi dallo sviluppo delle superfici di scorrimento all'interno dell'argilla molle, l'unità C. Tale condizione è stata rilevata, a tratti, lungo le sezione n. 1 e n. 2. (CPT n. 8, n.9 , n.10, SM, SM 15 e S6) .

La seconda è invece caratterizzata da uno spessore considerevole dello strato sabbioso limoso e dallo sviluppo dei possibili meccanismi di collasso al suo interno.

**Stabilità degli argini perimetrali verso l'esterno della cassa****Condizione stratigrafica sfavorevole → CPT 10**

Nella tabella successiva si riportano i risultati delle analisi eseguite mentre di seguito i risultati sono riportati in forma grafica.

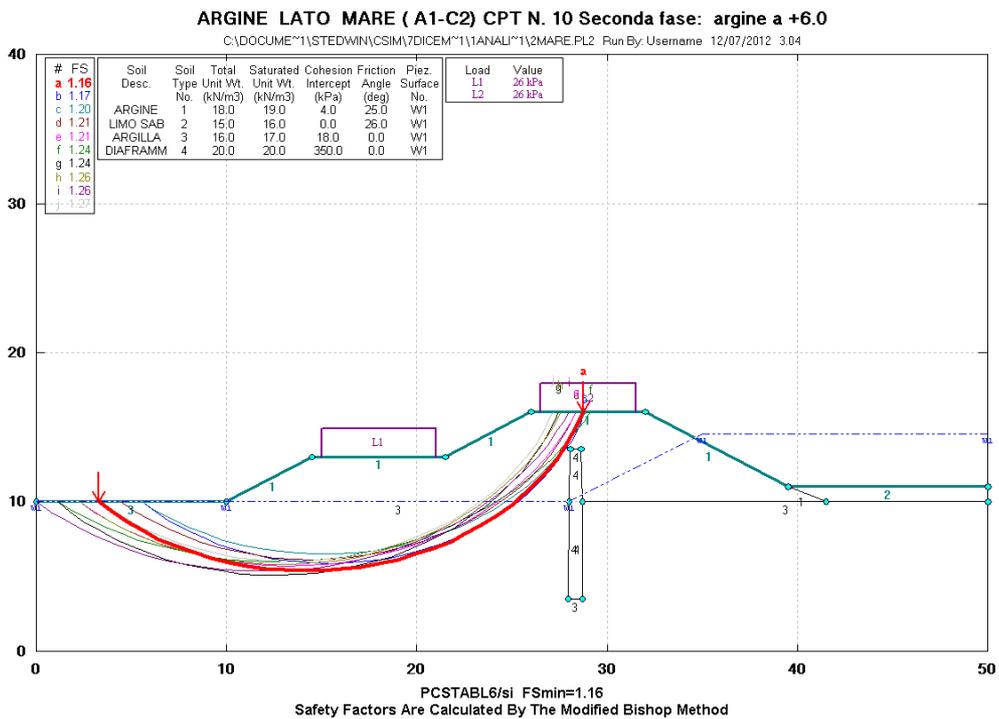
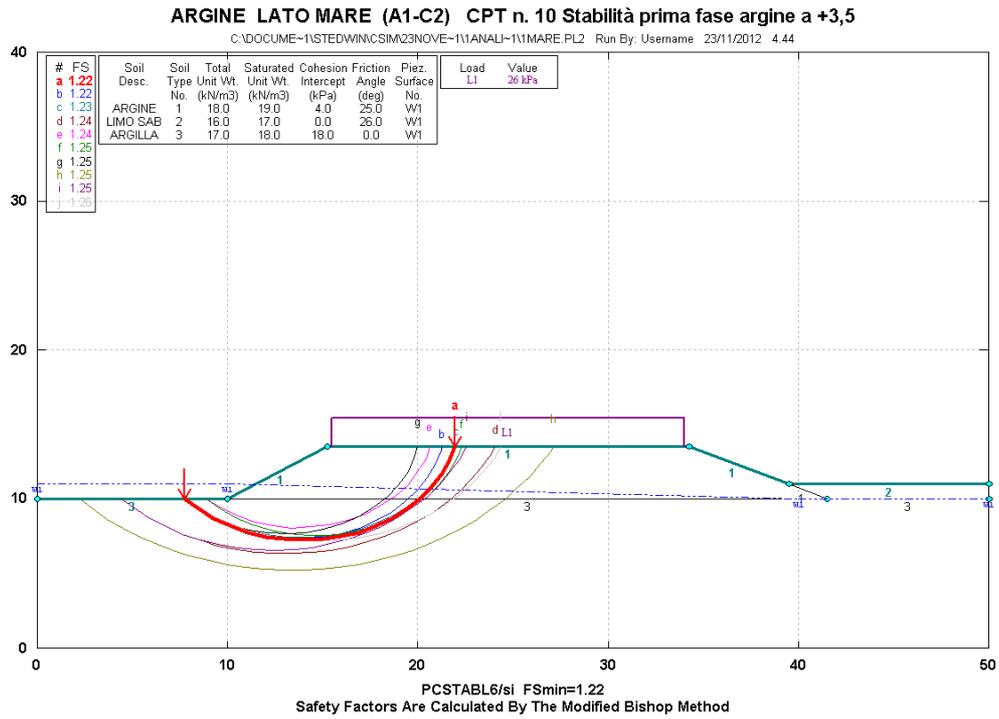
Analisi	Rd/Ed	$\gamma_R$ minimo	
Prima Fase	1,22	1,1	Verificato
Seconda fase	1,16	1,1	Verificato
Condizione sismica	1,51	1,0	Verificato

**Condizione stratigrafica favorevole → CPT 16**

Nella tabella successiva si riportano i risultati delle analisi eseguite mentre di seguito i risultati sono riportati in forma grafica.

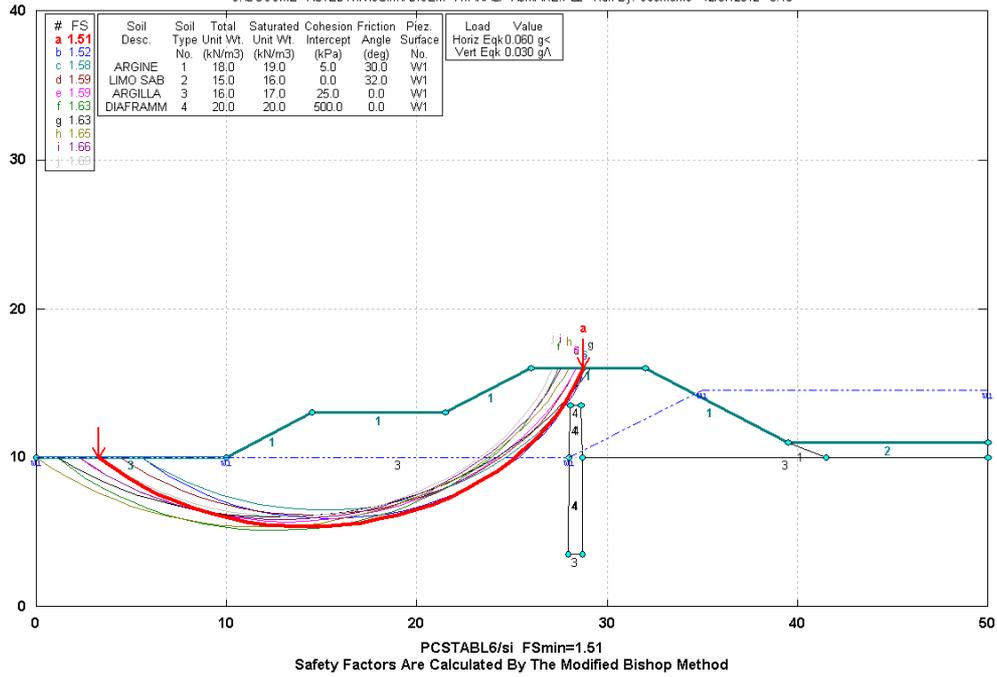
Analisi	Rd/Ed	$\square_R$ minimo	
Prima Fase	1,14	1,1	Verificato
Seconda fase	1,55	1,1	Verificato
Condizione sismica	1,66	1,0	Verificato

Condizione stratigrafica sfavorevole → CPT 10



**ARGINE LATO MARE ( A1-C2) CPT N. 10 Analisi sismica pseudostatica**

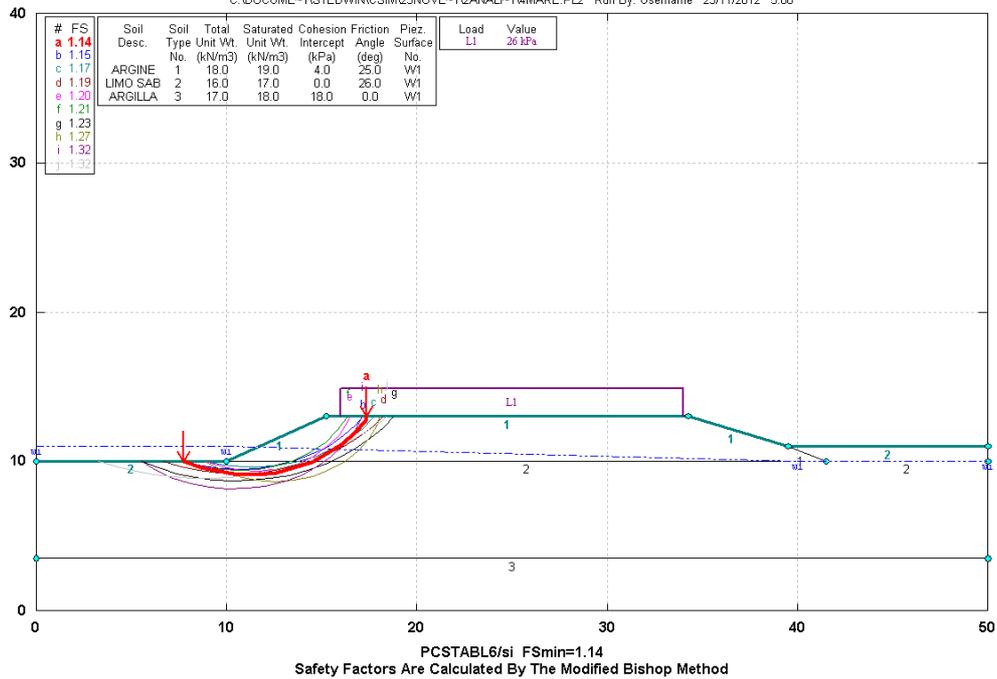
C:\DOCUME~1\STEDWIN\CSIM7\DICEM~1\1\ANALI~1\3\MARE.PL2 Run By: Username 12/07/2012 3.18



**Condizione stratigrafica favorevole → CPT 16**

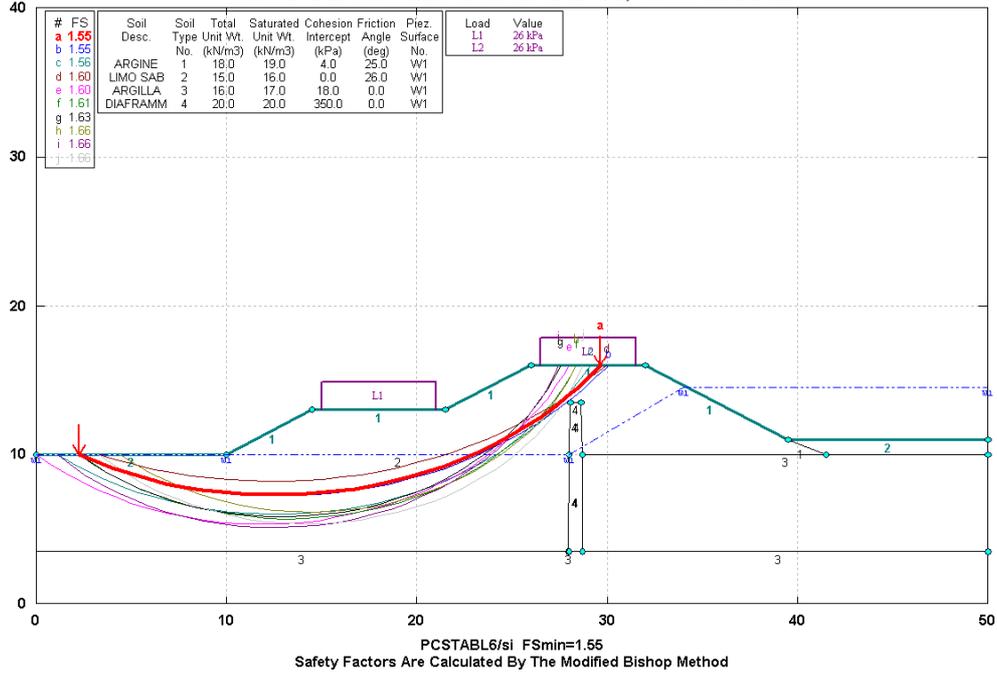
**ARGINE LATO MARE (A1-C2) CPT n. 16 Stabilità prima fase argine a +3,5**

C:\DOCUME~1\STEDWIN\CSIM2\3\NOVE~1\2\ANALI~1\4\MARE.PL2 Run By: Username 23/11/2012 5.00



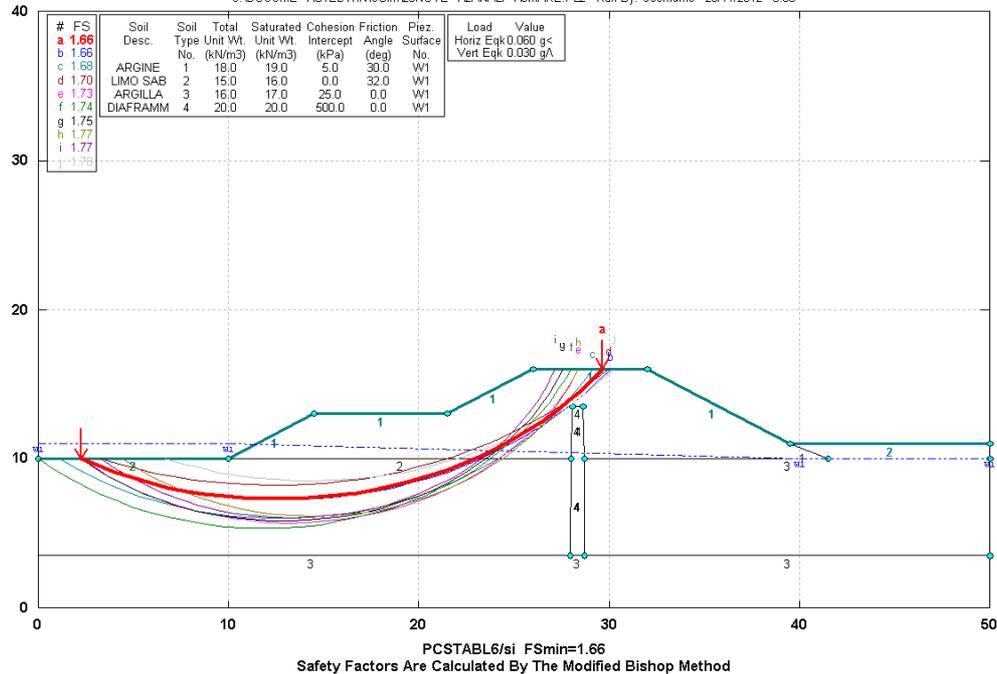
**ARGINE LATO MARE ( A1-C2) CPT N. 16 Seconda fase: argine a +6.0**

C:\DOCUME~1\STEDWIN\CSIM7\DICEM~1\2\ANALI~1\5\MARE.PL2 Run By: Username 12/07/2012 3.25



**ARGINE LATO MARE ( A1-C2) CPT N. 16 Analisi sismica pseudostatica**

C:\DOCUME~1\STEDWIN\CSIM23\NOVE~1\2\ANALI~1\6\MARE.PL2 Run By: Username 23/11/2012 5.05



### Stabilità degli argini perimetrali verso l'interno della cassa

#### Condizione stratigrafica sfavorevole → CPT 10

L'analisi è stata eseguita senza considerare il contributo equilibrante dell'acqua e dei sedimenti all'interno della cassa

Nella tabella successiva si riportano i risultati delle analisi eseguite mentre di seguito i risultati sono riportati in forma grafica.

Analisi	Rd/Ed	$\gamma_R$ minimo	
Prima Fase (omessa)			
Seconda fase	1,23	1,1	Verificato
Condizione sismica	1,48	1,0	Verificato

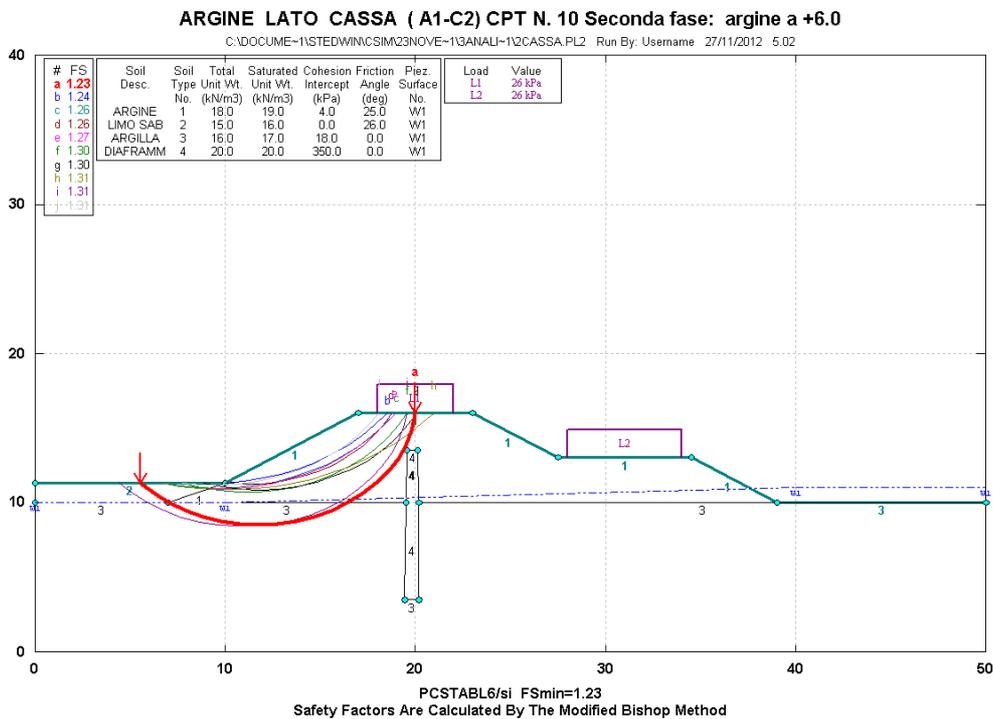
#### Condizione stratigrafica favorevoli → CPT 16

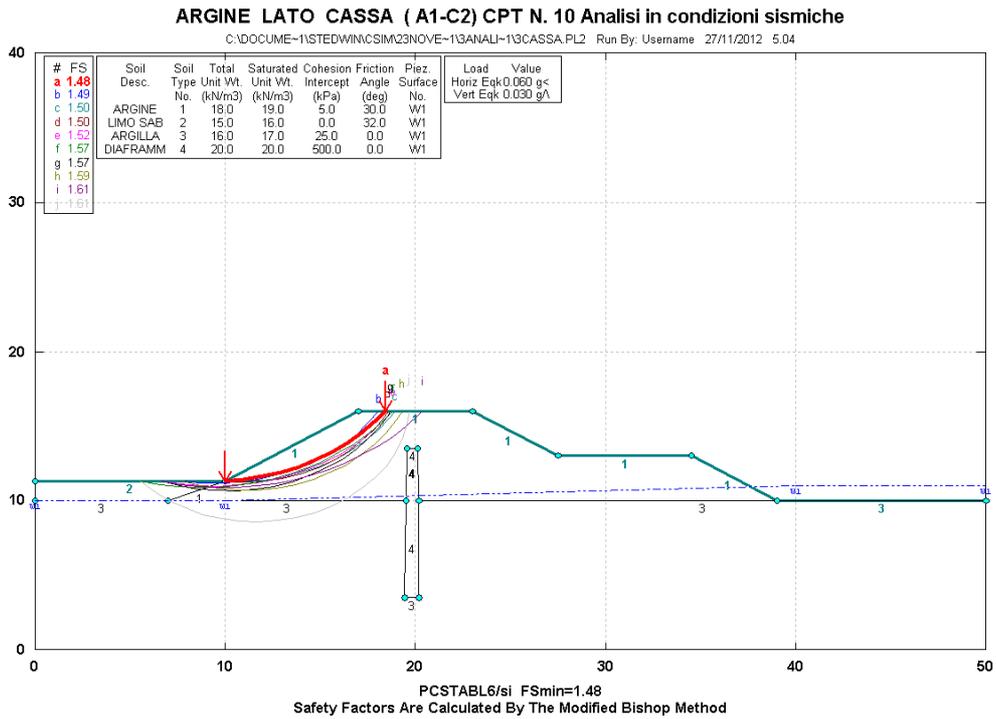
Nella tabella successiva si riportano i risultati delle analisi eseguite mentre di seguito i risultati sono riportati in forma grafica.

Analisi	Rd/Ed	$\gamma_R$ minimo	
Prima Fase (omessa)			
Seconda fase	1,23	1,1	Verificato
Condizione sismica	1,48	1,0	Verificato

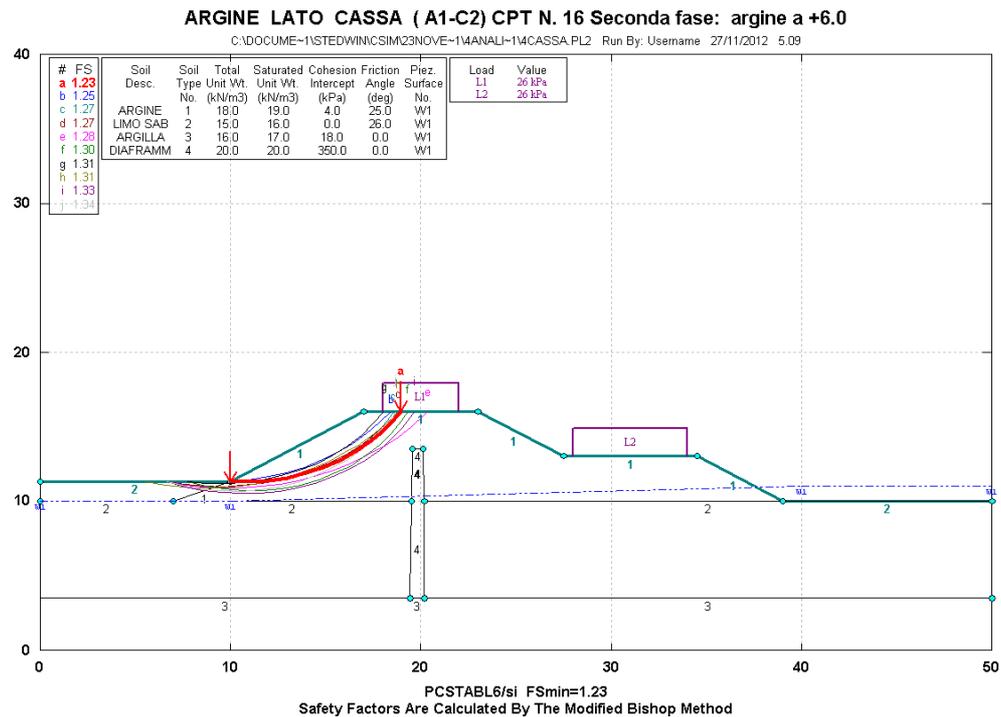
L'analisi in condizioni statiche e sismiche è stata eseguita senza considerare l'effetto equilibrante del materiale di dragaggio depositato all'interno della cassa.

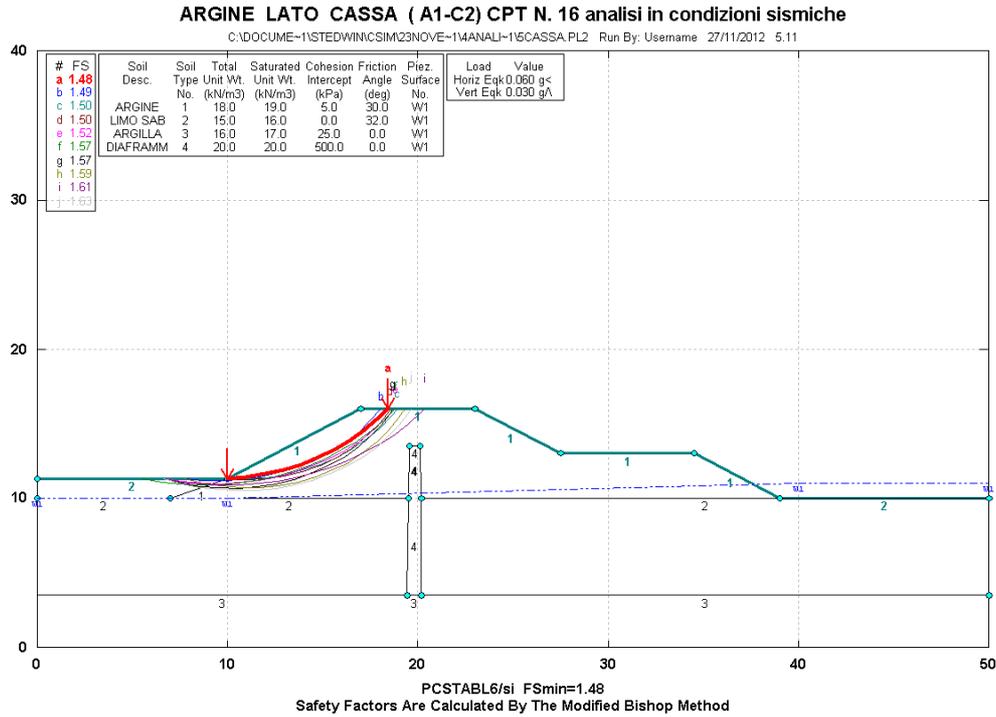
#### Condizione stratigrafica sfavorevole → CPT 10





**Condizione stratigrafica favorevoli → CPT 16**





**Stabilità degli argini di confine con la zona SIC**

L'analisi è stata eseguita senza considerare il contributo equilibrante dell'acqua e dei sedimenti all'interno della cassa

La stabilità di queste opere in terra è stata analizzata facendo riferimento alle geometria della sezione tipica, caratterizzata da una sommità arginale posta a quota +7.5, ed utilizzando i risultati della CPTU n. 16 per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione. Inoltre è stato ipotizzato lo sviluppo di superfici di scorrimento passanti sia sopra che al di sotto del setto impermeabile. Nella tabella successiva si riportano i risultati delle analisi eseguite mentre di seguito i risultati sono riportati in forma grafica.

**Superfici di scorrimento passanti al di sopra del setto**

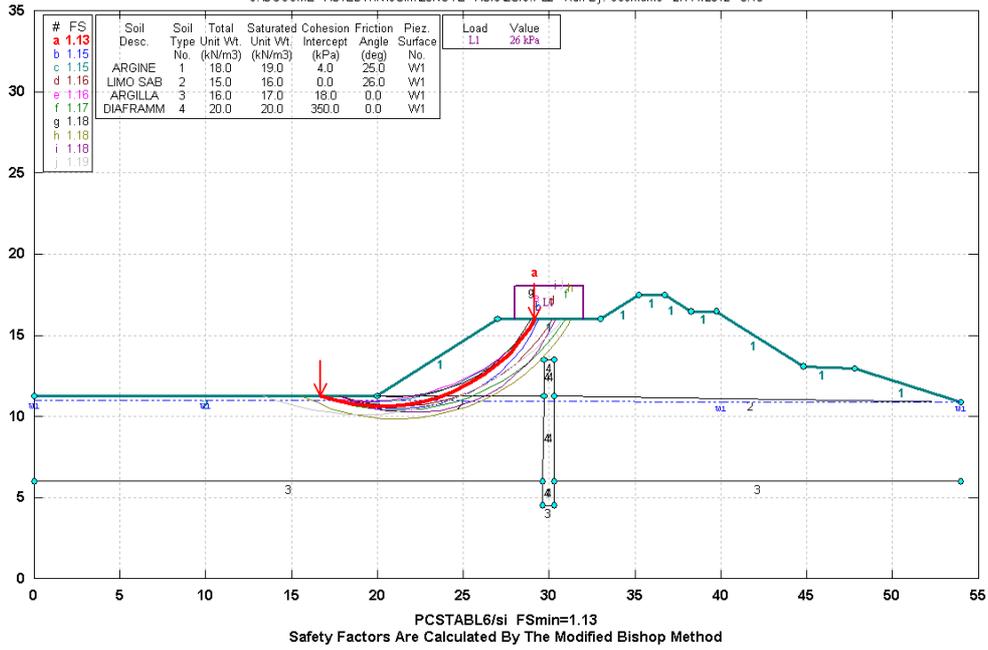
Analisi	Rd/Ed	$\gamma_R$ minimo	
Condizione statica	1,13	1,1	Verificato
Condizione sismica	1,37	1,0	Verificato

**Superfici di scorrimento passanti al di sotto del setto**

Analisi	Rd/Ed	$\gamma_R$ minimo	
Condizione statica	1,39	1,1	Verificato
Condizione sismica	1,42	1,0	Verificato

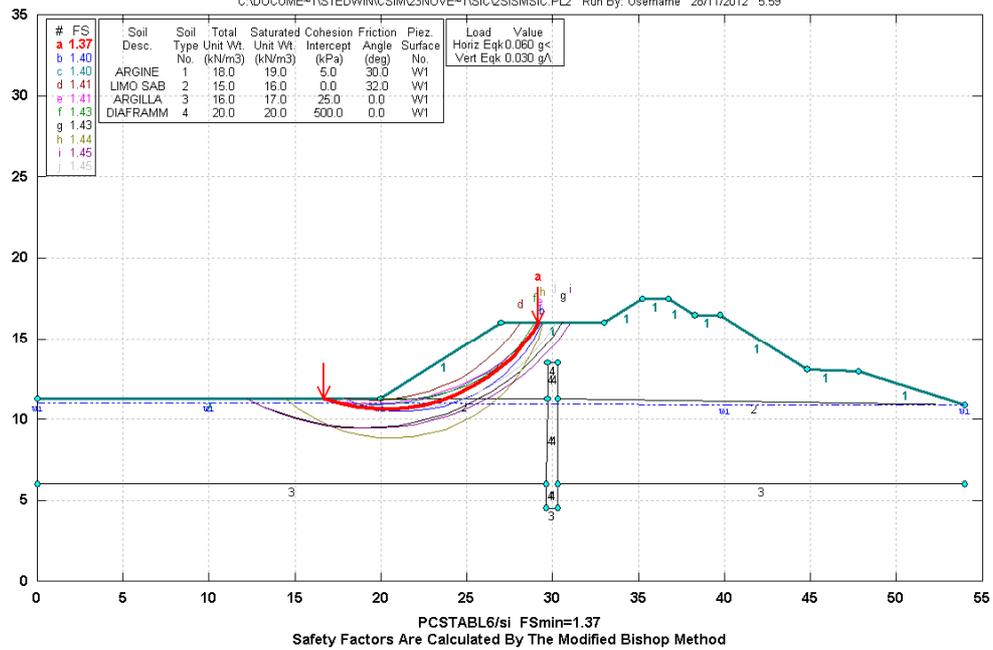
**ARGINE LATO SIC ( A1-C2) CPT N. 16 Argine a +7.5 - verifica 1**

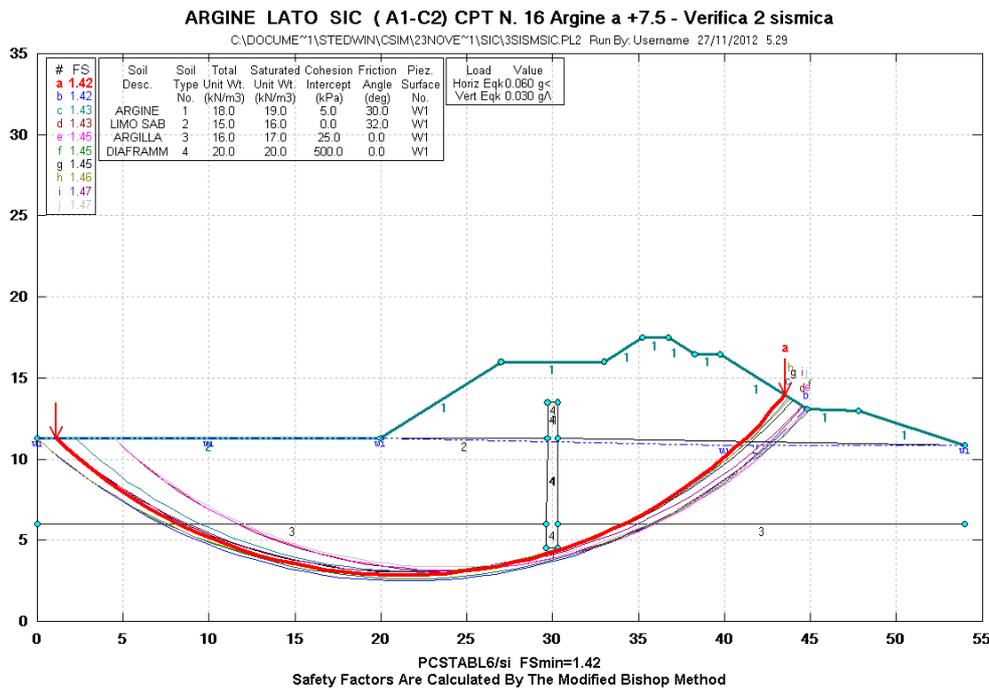
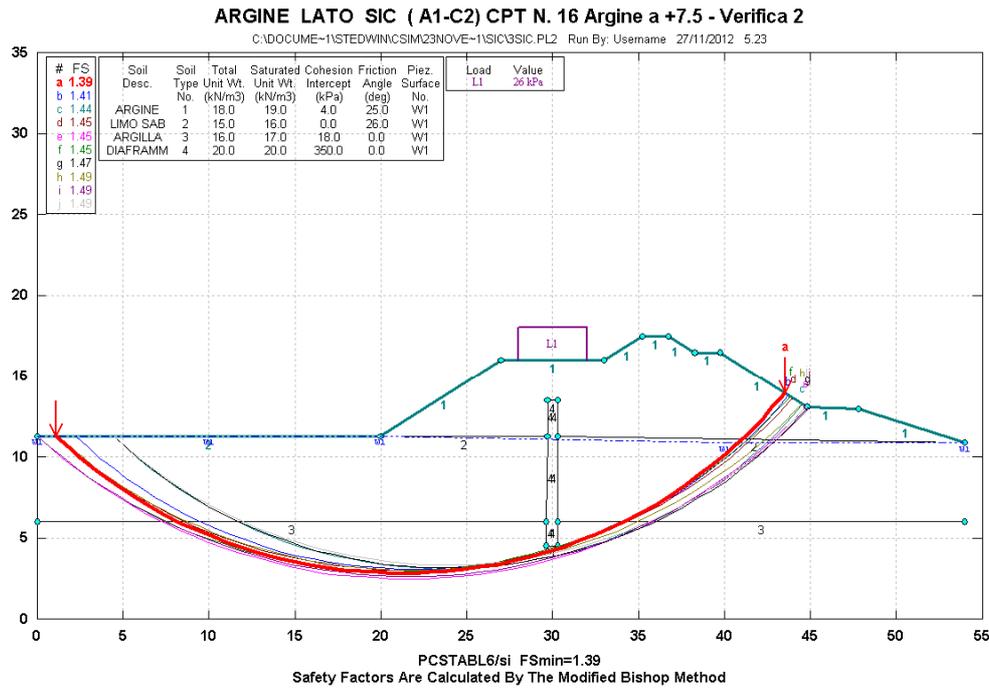
C:\DOCUME~1\STEDWIN\CSIM23NOVE~1\SIC2\SIC.PL2 Run By: Username 27/11/2012 5.18



**ARGINE LATO SIC ( A1-C2) CPT N. 16 Argine a +7.5 - verifica 1 sismica**

C:\DOCUME~1\STEDWIN\CSIM23NOVE~1\SIC2\SISMSIC.PL2 Run By: Username 28/11/2012 5.59



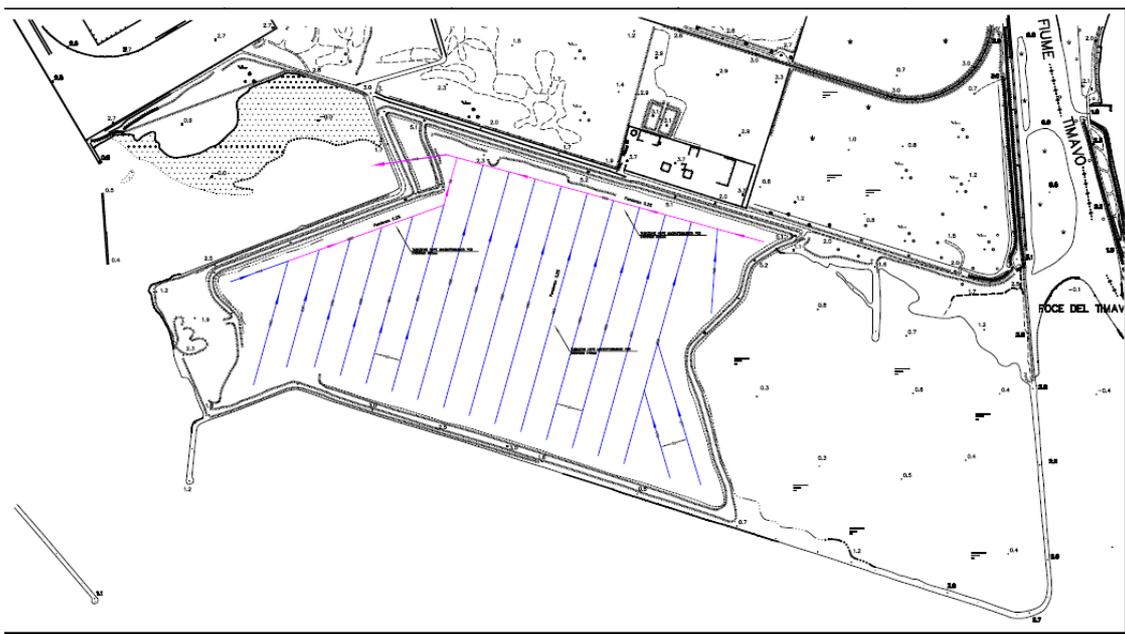
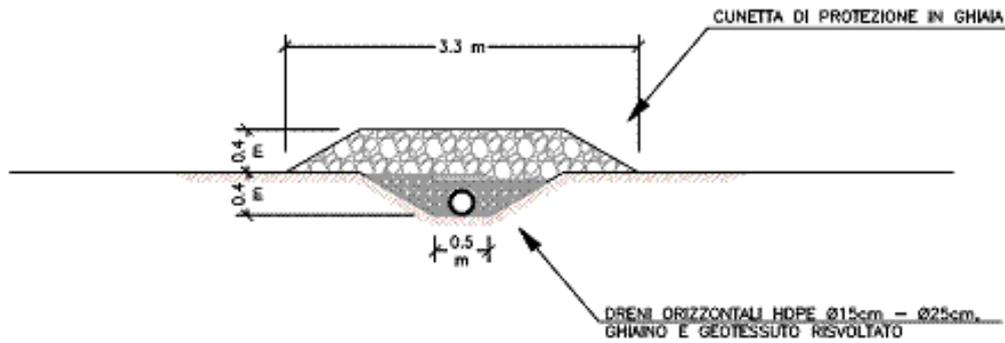


## RETE DI DRENAGGIO ORIZZONTALE

Anche dopo il completamento della fase di sedimentazione, il contenuto in acqua del materiale dragato sarà tale da conferirgli una consistenza non superiore a quella di un fango semiliquido e tale da impedire il transito non solo di qualsiasi mezzo meccanico ma anche di personale a piedi. Per accelerare il decorso della consolidazione per peso proprio, sul fondo della cassa di colmata sarà predisposta una rete di tubi microfessurati in HDPE, con diametro di almeno 15cm ÷ 25cm, ricoperti di ghiaia grossolana, e disposti ad interasse di 50m secondo lo schema

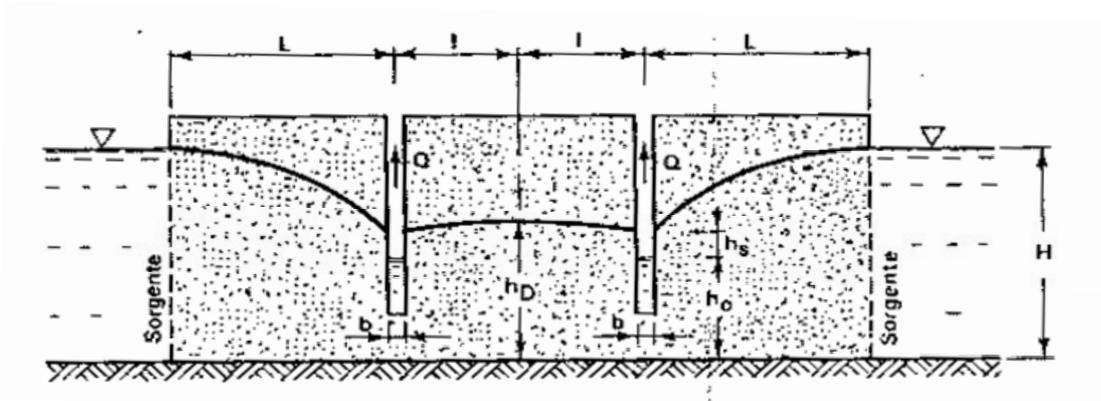
indicato in figura. L'acqua interstiziale, raccolta per gravità all'interno dei tubi drenanti, sarà convogliata in uno o più collettori che la scaricheranno all'interno di apposite vasche il cui livello dovrà essere mantenuto ad una quota non superiore a quella dei dreni, +1,10m.

Lo scopo dell'intervento è quindi quello inserire degli elementi drenanti orizzontali per favorire la dissipazione delle pressioni interstiziali che altrimenti potrebbero ridursi naturalmente solo per essiccazione e/o per peso proprio. Inoltre, l'allontanamento dell'acqua dai pori del terreno darà luogo alla progressiva desaturazione dei sedimenti favorendone ulteriormente il consolidamento.



### Predimensionamento della rete di drenaggio

Il predimensionamento del sistema di drenaggio viene eseguito facendo riferimento alla trattazione di Chapman che valuta l'abbassamento di falda per una erogazione continua lungo due fenditure di lunghezza indefinita secondo lo schema di figura.



La portata emunta da ciascun dreni per metro lineare di lunghezza è pari a

$$Q = \left( 0.73 + 0.27 \cdot \frac{H - h_0}{H} \right) \cdot \frac{K \cdot L}{2R} \cdot (H^2 - h_0^2) = 7,7 \text{ E-}8 \text{ m}^3/\text{s}$$

= 0,28 litri/ora per metro lineare

Dove i simboli usati hanno il seguente significato e valore:

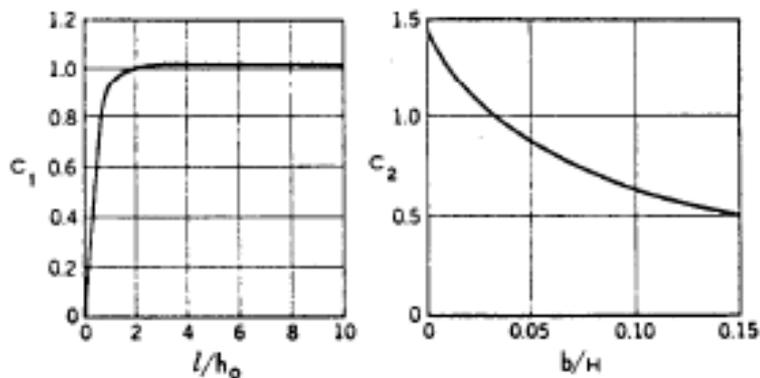
H = (4.5-1.5)m = 3,0m	altezza dell'acqua rispetto al fondo della cassa
h <sub>0</sub> = 0.10m	altezza dell'acqua all'interno di ciascuna cunetta drenante
L = 1,0m	lunghezza di riferimento
K = 1,0 E -8m/s	permeabilità dei sedimenti

L'estensione del raggio d'influenza R è stato calcolato con la relazione di Sichard ed è risultato pari a:

$$R = 2000 \cdot (H - h_0) \cdot \sqrt{k} = 0.58\text{m}$$

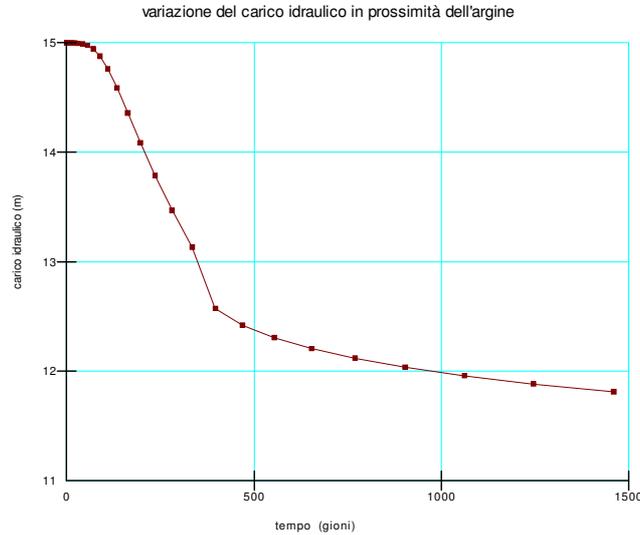
L'altezza dell'acqua fra i dreni viene calcolata con la relazione:

$$h_d = h_0 \cdot \left[ \frac{C_1 \cdot C_2}{R} \cdot (H - h_0) + 1 \right] = 0.56\text{m}$$



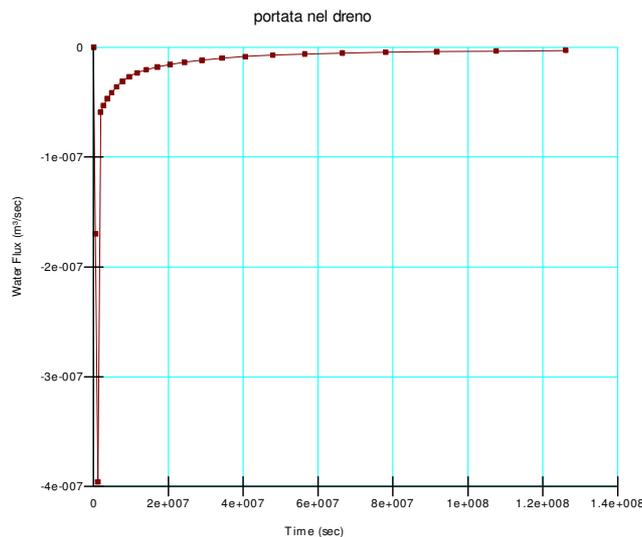
Dove  $C_1 = 1,02$  dipende dal rapporto fra il semiinterasse dei dreni, 25m, e  $h_0 = 0.10\text{m}$  mentre  $C_2 = 0,9$  dipende dal rapporto fra il diametro del dreni, 15cm, e l'altezza iniziale dell'acqua,  $H = 3,0$ . La quota teorica dell'acqua all'interno della cassa risulta quindi pari a  $H_w = (+1,50 + 0,56)\text{m} \sim +2,0\text{m}$ .

In realtà, l'acqua interstiziale dei sedimenti depositati all'interno della cassa, confinata lungo il perimetro da setti impermeabili, sarà debolmente alimentata solo dalle precipitazioni meteoriche e quindi il suo livello si ridurrà progressivamente fino a raggiungere quote di pochi centimetri superiori a quelle della cassa. Le analisi numeriche eseguite (allegato A) hanno evidenziato che il livello dell'acqua all'interno della cassa dovrebbe ridursi a quello della fondo dopo circa 3 – 4 anni.



L'ordine di grandezza del valore di portata misurato con le analisi numeriche immediatamente dopo il conferimento dei materiali dragati è pari a quello dedotto per via analitica,  $Q = 7,7 \text{ E-}8 \text{ m}^3/\text{sec}$  per metro lineare del dreno.

La portata indicata è quella relativa alla fase iniziale di funzionamento dei dreni e tenderà progressivamente a ridursi come anche evidenziato dalle analisi numeriche eseguite (Allegato A) di cui di seguito si riporta un estratto grafico.



La portata indicata è quindi quella relativa alla fase iniziale di funzionamento dei dreni.

**Porosità del geosintetico**

Per evitare l'ingresso delle particelle più fini dei sedimenti nel filtro in ghiaia, esso dovrà essere ricoperto da un geotessuto, del tipo non tessuto, dotato di opportuna porosità e scelto seguendo il seguente criterio:

$$AOS < 1,8 D_{85}$$

Dove AOS è la dimensione apparente delle aperture del geosintetico e  $D_{85}$  il diametro al quale corrisponde l'85% del granulometria dei sedimenti.

Inoltre la permeabilità del geotessuto dovrà essere superiore a quella dei sedimenti e non inferiore a  $K_{\text{geotessuto}} > 10 \times K_{\text{sedimenti}} = 1,0 \times 10^{-8} \text{ m/s} = 1,0 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ .

Il conferimento dei sedimenti avverrà per via idraulica e quindi durante la successiva fase di sedimentazione vi sarà una separazione granulometrica che favorirà il deposito delle particelle a granulometria più grossolana sul geosintetico impedendone, o comunque ritardandone, l'intasamento.

La rete drenante riverserà l'acqua nella darsena previo trattamento nel dissabbiatore dimensionato per una portata di 40 l/s di gran lunga superiore a quella in arrivo, infatti, ricordando che la portata per metro lineare dei dreni è stata calcolata pari a  $7,7 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$  e la lunghezza della rete è di metri 7.745 si ottiene una portata totale di 0,6 l/s ben inferiore a quella del dissabbiatore proposto con capacità di  $7,5 \text{ m}^3$ , si è tenuto conto delle dimensioni delle particelle in sospensione già filtrate dal geotessuto.

## CAPACITA' DI STOCCAGGIO DELLA VASCA A BREVE TERMINE

Le informazioni relative alle caratteristiche geotecniche dei sedimenti marini da dragare ed anche quelle relative alla metodologia di dragaggio non sono completamente note e quindi le valutazioni successive hanno un carattere di larga massima e dovranno essere approfondite nella progettazione esecutiva.

I volumi teorici di sedimenti da asportare lungo l'intera estensione del canale di accesso al porto e dal bacino di evoluzione sono rispettivamente pari a 500.000mc e 385.000mc.

### Canale di accesso → Volume estratto 500.000mc

Le analisi eseguite sui campioni di sedimenti prelevati dal fondo del canale di accesso hanno evidenziato le proprietà indicate riportate nelle tabelle seguenti.

Sabbia	Pelite	Peso specifico	Contenuto in acqua	Indice dei vuoti
%	%	Gs	W (%)	$e_i$
6.7	93.3	2,655	90	2,4

I volumi di materiale a granulometria fine e grossolana da asportare risultano quindi rispettivamente pari a

$$V_{f1} = V_{\text{canale}} \times 93,3\% = 466.500 \text{ mc} \quad \text{granulometria fine}$$

$$V_{g1} = V_{\text{canale}} \times 6,70\% = 33.500 \text{ mc} \quad \text{granulometria grossolana}$$

Una volta asportato dal fondo e conferito nella cassa per via idraulica, il terreno occupa un volume maggiore, stimabile pari 1,3 volte quello occupato dalla frazione più fine e a 1.0 volte quello occupato dalla frazione più grossolana.

Il volume occupato nella cassa dai sedimenti estratti dal canale di accesso è dato quindi dalla somma dei seguenti volumi

$$V_1 = 1,3 \cdot V_{f1} = 606.450mc \quad \text{Volume occupato dalla frazione fine}$$

$$V_2 = 1,0 \cdot V_{g1} = 33.500mc \quad \text{Volume occupato dalla frazione grossolana}$$

$$V_{canale} = V_1 + V_2 \approx 640.000mc \quad \text{Volume totale occupato}$$

### Bacino di evoluzione → Volume estratto 385.000mc

Le analisi eseguite sui campioni di sedimenti prelevati dal fondo del canale di accesso hanno evidenziato le proprietà indici riportate nelle tabelle seguenti.

Ghiaia	Sabbia	Pelite
%	%	%
70	23	7

I volumi di materiale a granulometria fine e grossolana da asportare risultano quindi rispettivamente pari a

$$V_{f1} = V_{bacino} \times 7\% = 26.950 \text{ mc} \quad \text{granulometria fine}$$

$$V_{g1} = V_{bacino} \times 93\% = 358.050 \text{ mc} \quad \text{granulometria grossolana}$$

Una volta asportato dal fondo e conferito nella cassa per via idraulica, il terreno occupa un volume maggiore, stimabile pari 1,3 volte quello occupato dalla frazione più fine e a 1.0 volte quello occupato dalla frazione più grossolana. Il volume occupato nella cassa dai sedimenti estratti dal bacino di evoluzione è dato quindi dalla somma dei seguenti volumi

$$V_1 = 1,3 \cdot V_{f1} = 35.035mc \quad \text{Volume occupato dalla frazione fine}$$

$$V_2 = 1,0 \cdot V_{g1} = 358.050mc \quad \text{Volume occupato dalla frazione grossolana}$$

$$V_{bacino} = V_1 + V_2 \approx 393.000mc \quad \text{Volume totale occupato}$$

### Il volume totale occupato dai sedimenti conferiti nella cassa risulta pari a

$$V_{totale} = V_{canale} + V_{bacino} = (640.000 + 393.000)mc = 1.033.000mc$$

Il valore calcolato risulta inferiore al valore massimo della capacità di invaso della cassa di colmata, pari a 1.260.000 mc che quindi risulta adeguatamente dimensionata per contenere la cubatura di scavo prevista dal progetto.

## TEMPO DI RITENZIONE PER LA RIMOZIONE DEI SOLIDI

La valutazione del tempo di ritenzione sufficiente per consentire la sedimentazione dei solidi sospesi viene eseguita facendo riferimento a dati presenti nella letteratura tecnica<sup>1</sup> ricavati da test eseguiti in colonne di sedimentazione su materiali a granulometria fine. I dati sono riportati nella tabella e nella figura seguente.

TAB. Percentuale delle concentrazioni iniziali e dei solidi sospesi in funzione del tempo , profondità del battente d'acqua 60cm.

Tempo di estrazione	% sedimentata	% in sospensione	Solidi sospesi
---------------------	---------------	------------------	----------------

<sup>1</sup> Confined Disposal of Dredged Material ( 1987) USACE EM 1110-2- 5227 30

del campione (ore)	Rc	Pt	mg/litri
3	14	86	145
7	47	53	90
14	78	22	37
24	90	10	17
48	94	6	10

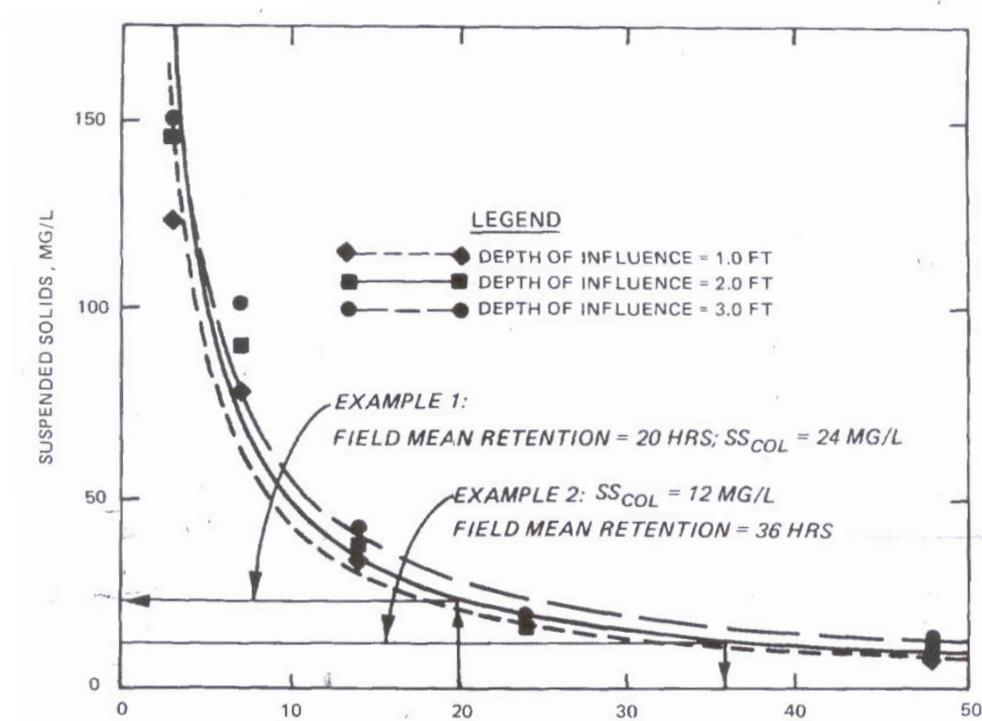


Grafico della concentrazione dei solidi sospesi nel surnatante in funzione del tempo (ore) derivati da test di sedimentazione

Tenendo conto delle condizioni in sito che possono alterare il processo di sedimentazione e dell'estensione della superficie disponibile, pari a 380.000mq, si assume un fattore di risospensione pari a  $RF = 2$ .

Il valore limite ammesso della concentrazione dei solidi sospesi nel punto di scarico a mare è pari a  $C_{eff} = 80\text{mg/litro}$  che equivale a una concentrazione dei solidi in condizioni di sedimentazione in acque calme pari a

$$C_{Colonna} = C_{eff} / RF = 80\text{mg/litro} / 2 = 40\text{ mg /litro}$$

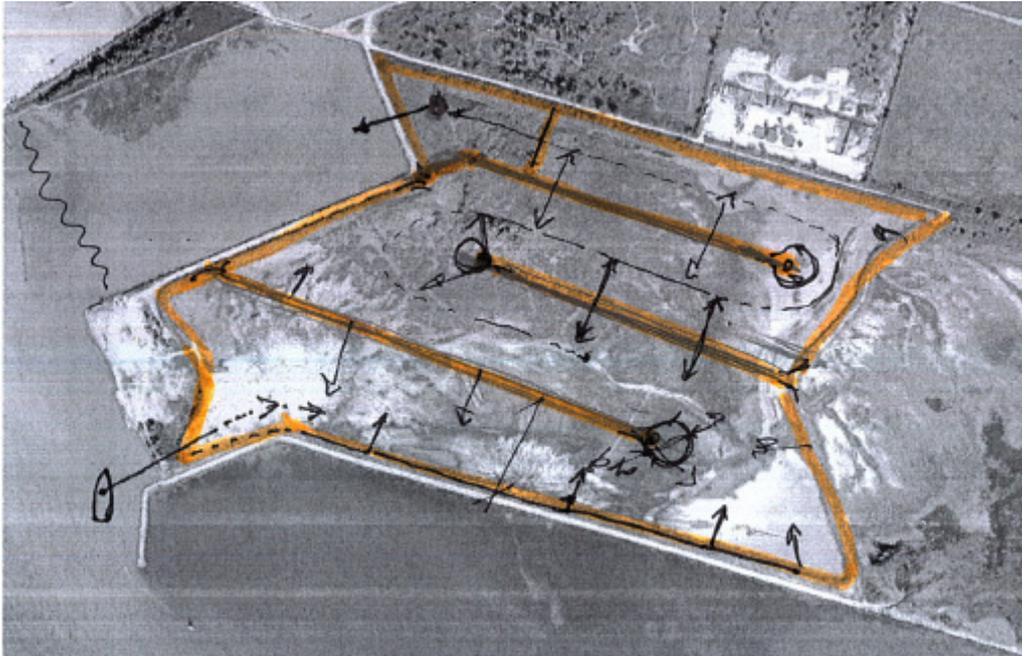
Dal grafico riportato si evince che per ottenere una concentrazione dei solidi nel surnatante di 40mg/litro è necessari un tempo di ritenzione pari a circa  $T_d = 12$  ore.

Il coefficiente che esprime l'efficienza idraulica della cassa di colmata è espresso dalla relazione:

$$\frac{T_d}{T} = \frac{1}{HECF} = 0,9 \cdot \left[ 1 - e^{\left( -0,3 \frac{L}{W} \right)} \right] = 0,406$$

Dove L = 1000m e W = 500m sono rispettivamente la lunghezza e l'ampiezza media della area disponibile.

*Nota: Se però pensiamo all'inserimento di argini intermedi che abbiano la funzione di allungare il percorso restringendo così anche la larghezza ad esempio imponendo L=2700 metri e W=140 metri dimezziamo il tempo, infatti il reciproco di HECF assume valore 0,9.*



*possibile inserimento di argini per allungare il percorso del sedimento*

Il tempo di ritenzione teorico necessario per ottenere allo scarico una concentrazione pari a 80mg/litro diventa quindi pari a

$$T = T_d \cdot HECF = \frac{12ore}{0,406} = 29,55ore$$

L'estensione dell'area necessaria per consentire la sedimentazione richiesta viene calcolata assumendo che lo scarico dei sedimenti dragati avvenga tramite un tubo da 24" (60cm) e che la portata di efflusso sia pari a  $Q_i = 1,33 \text{ m}^3/\text{sec}$ . L'area richiesta diventa pari a :

$$A_{sed} = \frac{T \cdot Q_i}{H_{sed}} = \frac{29,55ore \cdot 1,33 \text{ m}^3/\text{sec}}{0,60m} = 235.809 \text{mq} \text{ (già moltiplicato per 3600)}$$

L'area teorica sufficiente a consentire la riduzione della concentrazione dei solidi allo scarico è inferiore a quella disponibile, pari ad  $A = 380.000 \text{mq}$

Tuttavia se si ritenesse necessaria una maggiore cautela al riguardo è possibile allungare la lunghezza L del percorso che le acque devono compiere per raggiungere lo scarico tramite argini interni.

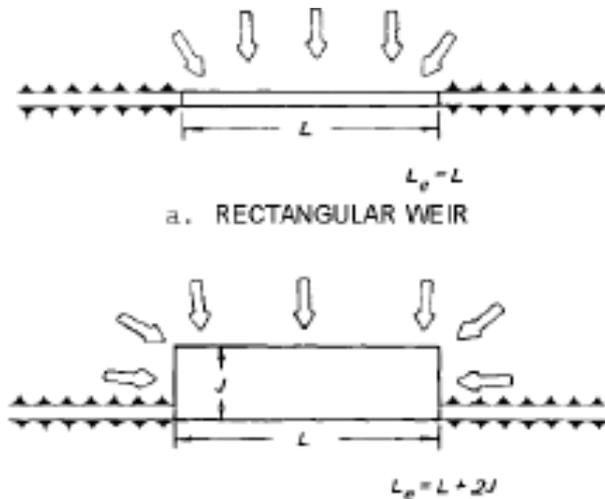
Ad esempio, se la disposizione degli argini è tale da avere un valore pari ad  $L = 1500\text{m}$  si ha

$$\frac{T_d}{T} = \frac{1}{HECF} = 0,9 \cdot \left[ 1 - e^{\left( -0,3 \frac{L}{W} \right)} \right] = 0,534$$

$$T = T_d \cdot HECF = \frac{12\text{ore}}{0,534} = 22,5\text{ore}$$

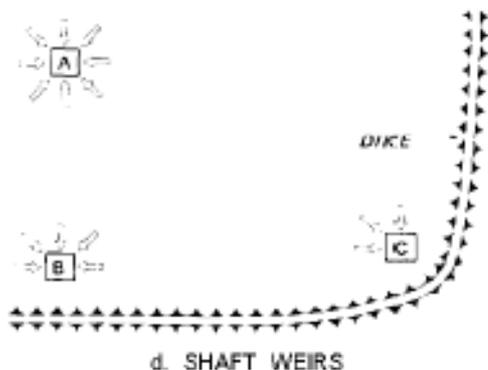
$$A_{sed} = \frac{T \cdot Q_i}{H_{sed}} = \frac{22,5\text{ore} \cdot 1,33\text{m}^3/\text{sec}}{0,60\text{m}} = 179,296\text{mq}$$

Per l'allontanamento delle acque si può predisporre una soglia telescopica con stramazzo in parete sottile Bazin come indicato in figura sottostante.



3 tratto dal *Confined Disposal of Dredged Material* (1987) USACE EM 1110-2- 5227 30

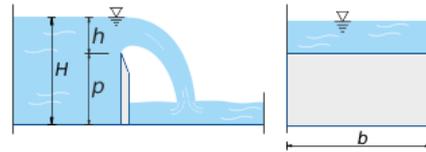
Ovvero viene proposto quella cilindrica telescopica del tipo in figura



La lunghezza della soglia viene di seguito verificata. Si suppone una soglia telescopica cilindrica (vedi allegata pubblicazione della USA Army con diametro di 2,20 metri ( $b = 3,14 \cdot 2,20$ ) e supponendo una altezza d'acqua di  $H = 0,55$  metri dal sedimento con battente d'acqua  $h = 0,25$  m.

$$Q = \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h^3}$$

$$\mu = \left(0,405 + \frac{0,003}{h}\right) \cdot \left(1 + 0,55 \cdot \frac{h^2}{H^2}\right)$$



$Q$    $m^3/s$

$b$    $m$

\*  $h$    $m$

\*  $p$    $m$

$Q = [m^3/s]$ : portata del getto

$b = [m]$ : larghezza della soglia

$p = [m]$ : altezza della soglia

$H = [m]$ : altezza totale del fluido a monte della soglia

$h = [m]$ : altezza del fluido sopra la soglia

$\mu$ : coefficiente di efflusso

Vengono calcolati i giorni necessari per lo svuotamento con portata dello stramazzo pari a 1,77  $m^3/s$ .

Portata [ $m^3/s$ ]	numero giorni calcolati per il refluimento di 4.000.000 di mc di acqua apertura stramazzo. Con apertura di 11 ore ogni secondo giorno [giorni]
1,77	115,1

## ASSESTAMENTI DELLA CASSA DI COLMATA

Nel corso degli anni, la sommità del materiale depositato all'interno della cassa di colmata subirà una sensibile riduzione di quota a causa di quattro fenomeni naturali: l'essiccazione superficiale dei fanghi per effetto dell'evapotraspirazione, la loro consolidazione per effetto del peso proprio, la compressione del terreno naturale sotto il peso del materiale depositato e la compressione per creep dei terreni coesivi organici.

Poiché non risulta possibile eseguire una valutazione che tenga conto contemporaneamente di tutti i fattori che entrano in gioco nel calcolo dei cedimenti, sono state assunte alcune ipotesi semplificative calcolando separatamente gli assestamenti causati dai diversi fenomeni. In particolare il calcolo è stato eseguito ipotizzando il deposito istantaneo del terreno dragato sul terreno naturale, ritenuto prudenzialmente allo stato normalconsolidato.

Il fango di dragaggio sarà depositato al di sopra delle unità litologiche A e/o B, relativamente permeabili, da quota +1,5 a quota +4,5 per uno spessore pari a  $H = 3,0m$ .

L'assestamento dell'unità litologica B, prevalentemente sabbiosa limosa, avverrà in tempi brevi e sarà di entità modesta in relazione allo spessore che non supera i 5m – 6m.

La consolidazione dell'unità litologica C, prevalentemente argillosa limosa molle, poco consistente e caratterizzata da spessori elevati avrà un decorso temporale molto lento e darà luogo ad assestamenti rilevanti.

Le valutazioni seguenti, relative all'entità ed al decorso dei cedimenti, hanno un carattere di larga massima in quanto le proprietà geotecniche dei sedimenti da dragare non sono completamente note e quindi dovranno essere approfondite nella progettazione esecutiva.

### Essiccazione del materiale di dragaggio

L'essiccazione dei fanghi è dovuta essenzialmente all'evapotraspirazione della frazione liquida, e quindi da un insieme di fenomeni molto variabili per intensità e frequenza quali l'irraggiamento solare, la temperatura dell'aria, la velocità del vento e l'intensità di pioggia, che rendono aleatoria la stima dell'assestamento causato dall'evaporazione. Una valutazione empirica può essere effettuata ipotizzando che la crosta superficiale si mantenga satura raggiungendo un indice dei vuoti pari a:

$$e_{SL} = 1,8 \text{ WL} \times G_s/100 = 1,7$$

dove WL = 35 è il valore medio del limite liquido dei fanghi e  $G_s = 2,7$  il peso specifico dei grani.

Facendo riferimento ai grafici che esprimono la variazione dell'indice dei vuoti in funzione della profondità (paragrafo seguente), si evince che il valore di  $e_{SL} = 1,7$  viene raggiunto ad una profondità media di circa  $H_{ess} = 30\text{cm}$  dalla sommità della colmata.

L'assestamento relativo viene calcolato con la relazione edometrica ed è pari

$$S_{ess} = H_{ess} \cdot \frac{e_o - e_{SL}}{1 + e_o} = 10\text{cm}$$

assumendo un valore medio dell'indice dei vuoti iniziale pari a  $e_o = 3.0$ .

### Assestamento del materiale di dragaggio per peso proprio

I fanghi depositati nella cassa di colmata saranno soggetti a cedimenti causati dal peso proprio, e quindi, prima di procedere al loro calcolo, è stato necessario valutare la distribuzione al suo interno delle pressioni efficaci e dell'indice dei vuoti a fine consolidazione. Per fare ciò è stata utilizzata la relazione che esprime il valore del peso di volume saturo del terreno in funzione dell'indice dei vuoti:

$$\gamma_s = \frac{G_s + e}{1 + e} \cdot \gamma_w$$

con  $G_s = 2,7$  e  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ , pari rispettivamente al peso specifico della frazione solida e dell'acqua. La variazione dell'indice dei vuoti è stata invece calcolata con la relazione edometrica:

$$e = e_o - C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_o}\right)$$

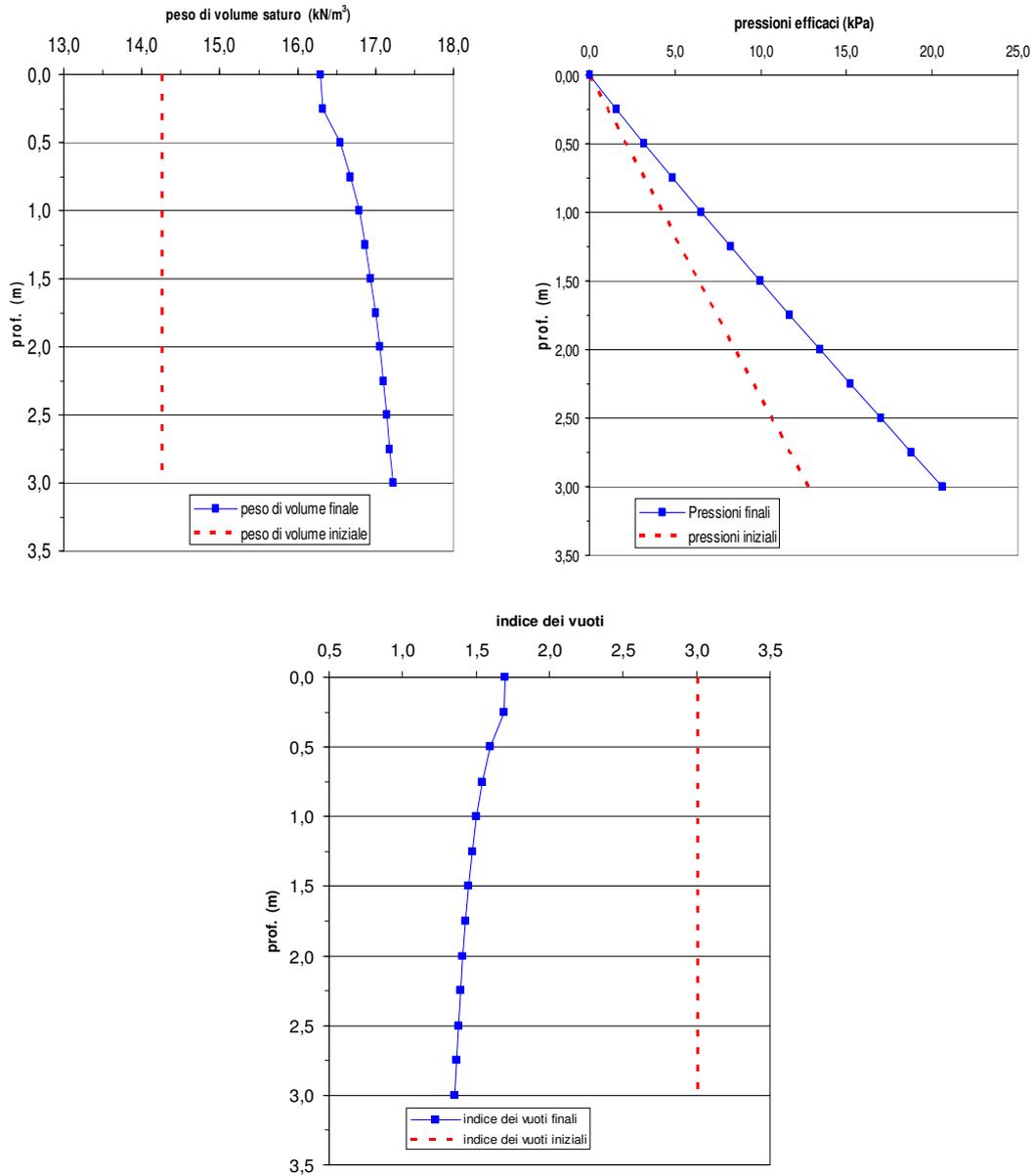
Dove  $C_c = 0.300$  è il valore assunto dell'indice di compressione,  $e_o$  è l'indice dei vuoti corrispondente a  $\sigma'_o$  e  $\sigma'$  la pressione applicata pari al peso della colonna di terreno che grava alla profondità considerata,  $\sigma' = \gamma' \times z = (\gamma_s - \gamma_w) \times z$ . Il valore di  $\gamma_s$  è stato calcolato per tentativi fino a convergenza.

Il calcolo dell'assestamento è stato effettuato dividendo l'intero spessore dei fanghi,  $H = 300\text{cm}$ , in n. 6 strati con spessore pari a  $h_i = 50 \text{ cm}$  ed applicando la relazione:

$$S_{fanghi} = \sum_1^6 \frac{e_o - e_i}{1 + e_o} \cdot h_i$$

dove  $e_o$  è l'indice dei vuoti dei fanghi appena posti in opera ed  $e_i$  l'indice dei vuoti relativo alla pressione litostatica efficace esercitata dalla colonna di terreno sovrastante la mezzeria dello

strato considerato. I grafici successivi mostrano l'andamento del peso di volume saturo, della pressione verticale efficace e dell'indice dei vuoti immediatamente dopo il conferimento dei sedimenti dragati e a fine consolidazione.



Come risulta dai calcoli riportati nei paragrafi seguenti, l'ordine di grandezza dell'assestamento subito dal terreno dragato per consolidazione sotto il peso proprio è pari a 114cm, pari all'incirca al 38% dello spessore iniziale, 300cm.

Strato n	inizio m	fine m	H cm	eo	H/(1+eo) cm	$\sigma'$ kPa	$e_1$	s cm
1	0,0	0,5	50	3,0	12,50	1,58	1,69	16,4
2	0,5	1,0	50	3,0	12,50	4,84	1,54	18,2
3	1,0	1,5	50	3,0	12,50	8,23	1,47	19,1
4	1,5	2,0	50	3,0	12,50	11,70	1,43	19,6
5	2,0	2,5	50	3,0	12,50	15,22	1,39	20,1
6	2,5	3,0	50	3,0	12,50	18,80	1,37	20,4
			300		75,00			113,8

Il tempo necessario per completare la consolidazione primaria viene stimato facendo uso della relazione di Terzaghi:

$$t = T_v \cdot \frac{H_{drenaggio}^2}{C_v}$$

Dove  $T_v = 0,848$  è il fattore di tempo relativo al 90% della consolidazione e  $C_v = (1,0 \div 5,0) E - 4\text{cmq/s} = (0,31536 \div 1,5768) \text{mq/anno}$  è il coefficiente di consolidazione verticale.

La realizzazione della rete di drenaggio sul fondo della cassa consente di ridurre la lunghezza del percorso che le pressioni interstiziali devono compiere per dissiparsi e quindi si assume  $H_{drenaggio} = 3,0\text{m}/2 = 1,5\text{m}$ .

Assumendo questa ipotesi, il tempo richiesto per il completamento degli assestamenti risulta compreso fra  $t = 6,0$ anni e  $t = 1,2$  anni.

Nell'ipotesi sfavorevole che i dreni non siano sufficienti ad accelerare la dissipazione delle pressioni interstiziali, il tempo richiesto per la consolidazione viene calcolato per  $H_{drenaggio} = 3,0\text{m}$  e risulta compreso fra  $t = 24$  anni e  $t = 4,8$  anni.

### Assestamento del terreno naturale

Il peso del materiale di dragaggio scaricato all'interno della cassa di colmata darà luogo all'assestamento del terreno naturale e la maggior aliquota dei cedimenti sarà causata dai fenomeni di consolidazione indotti nello strato di argilla molle, l'unità litologica C, presente al di sotto dello strato limoso sabbioso superficiale, l'unità litologica B. L'entità dei cedimenti attesi è stata calcolata con la relazione edometrica:

$$s_{terreno} = H_t \cdot \frac{\Delta q}{E_{edom}}$$

in cui H è lo spessore, variabile, dello strato compressibile ed  $E_{edom} = 3.6\text{MPa}$  il valore medio del modulo edometrico misurato con le prove edometriche e le prove di dissipazione.

Il tempo necessario per completare la consolidazione primaria viene stimato facendo uso della relazione di Terzaghi :

$$t = T_v \cdot \frac{H_{drenaggio}^2}{C_v}$$

Dove  $T_v = 0,848$  è il fattore di tempo relativo al 90% della consolidazione e  $C_v = 1,0E-3\text{cmq/s} = 3,15 \text{mq/anno}$  è il coefficiente di consolidazione.

La lunghezza del percorso di drenaggio per la dissipazione delle pressioni interstiziali viene assunto pari a metà dello strato considerato che risulta confinato fra strati di terreno permeabile,  $H_{\text{drenaggio}} = H/2$ . La cassa di colmata ha un'estensione molto rilevante e quindi l'incremento di pressione sul fondo della cassa viene assunto uniforme e pari al peso totale dei sedimenti accumulati,  $\Delta q = 3,0\text{m} \times 17\text{kN/m}^3 \sim 50\text{kPa}$ . Nella tabella seguente vengono riportati i valori dei cedimenti attesi in funzione dello spessore ed il tempo necessario per completare il 90% della consolidazione.

Spessore	Cedimento	Tempo
H (m)	cm	$T_{90}$ (anni)
2,0	2,8	0,3
3,0	4,2	0,6
4,0	5,6	1,1
5,0	6,9	1,7
6,0	8,3	2,4
7,0	9,7	3,3
8,0	11,1	4,3
9,0	12,5	5,5
10,0	13,9	6,7
12,0	16,7	9,7
14,0	19,4	13,2

### Cedimento per compressione secondaria

Il cedimento per compressione secondaria dovuto dal comportamento viscoso di ambedue i materiali è espresso dalla relazione:

$$s_{\text{secondario}} = H \cdot C_{\alpha} \log\left(\frac{t}{t_{100}}\right) \quad (\text{per } t > t_{100})$$

Dove H è lo spessore del terreno,  $C_{\alpha}$  il valore del coefficiente di compressione secondaria misurato con le prove edometriche e il tempo necessario per completare la consolidazione primaria. Dai calcoli riportate nel paragrafo successivo si sono trovati valori di  $t_{100}$  superiori anche a 10 anni e quindi, agli effetti pratici, l'entità del cedimento secondario diventa trascurabile ed il suo calcolo non è stato effettuato.

### Riepilogo degli assestamenti totali e del loro decorso

La somma degli assestamenti dei fanghi e del terreno naturale, calcolati facendo uso di valori tipici dei terreni argillosi, ha indicato i valori riportati nelle tabelle successive.

#### Assestamenti minimi

Per essiccazione dei fanghi	10,0 cm
Per consolidazione dei fanghi sotto peso proprio	113,8 cm
Per consolidazione del terreno naturale (H = 2,0m)	2,8 cm

<b>Assestamento complessivo</b>	126,5cm
---------------------------------	---------

**Assestamenti massimi**

Per essiccazione dei fanghi	10,0 cm
Per consolidazione dei fanghi sotto peso proprio	113,8 cm
Per consolidazione del terreno naturale (H = 14,0m)	19,4 cm
<b>Assestamento complessivo</b>	143,2cm

L'aliquota maggiore degli assestamenti, circa 1,14m, è causata dalla consolidazione dei sedimenti conferiti nella cassa di colmata ed il loro decorso temporale dipenderà prevalentemente dall'efficienza del sistema di drenaggio posto sul fondo della cassa.

Assumendo valori del coefficiente di consolidazione compresi fra  $C_v = 1,0E-4 \text{ cm}^2/\text{s}$  e  $C_v = 5,0E-4 \text{ cm}^2/\text{s}$ , tipici dei sedimenti limosi argillosi, ed ipotizzando che il sistema di drenaggio consenta di dissipare le pressioni interstiziali, il tempo richiesto per la consolidazione dei fanghi risulta compreso fra  $t = 6,0$ anni e  $t = 1,2$  anni.

Nell'ipotesi più sfavorevole rappresentata dall'assenza di drenaggio dal fondo della cassa, il tempo richiesto per la consolidazione risulta sensibilmente più lungo, compreso fra  $t = 24$  anni e  $t = 4,8$  anni, e tale da impedire l'utilizzo della cassa di colmata come piazzale di deposito merci o altro.

**GESTIONE DELLA CASSA DI COLMATA**

Dopo il conferimento e la sedimentazione dei sedimenti all'interno della cassa è opportuno mettere in atto alcuni interventi per favorire sia l'allontanamento delle acque meteoriche stagnanti sia i fenomeni di evapotraspirazione che consentono l'essiccamento della parte più superficiale del materiale dragato.

Questi obiettivi possono essere conseguiti tramite l'apertura progressiva di canalette drenanti sulla superficie della cassa di colmata. La loro corretta realizzazione e disposizione consente infatti di estendere in profondità l'azione favorevole svolta dalle forze evaporative anche in zone piovose e umide come quella di Monfalcone.

Per essere efficaci, le canalette di drenaggio dovrebbero soddisfare i seguenti requisiti:

- intersecare il maggior numero di fratture che si formano per essiccazione sulla superficie finita in modo da raccogliere le acque piovane e convogliarle all'esterno della cassa di colmata.
- per evitare il ristagno superficiale delle acque meteoriche, la loro quota di fondo dovrebbe essere inferiore a quella raggiunta dalle fratture;
- poiché il livello dell'acqua all'interno dei sedimenti tende a diminuire insieme a quello della crosta essiccata, la loro quota dovrebbe essere progressivamente approfondita per consentire loro di continuare a svolgere un'azione drenante.

Le prime canalette di sgrondo potrebbero essere eseguite lungo il perimetro della colmata utilizzando un escavatore, ed essere in seguito sviluppate verso l'interno non appena la consistenza della crosta superficiale sarà tale da consentire l'impiego delle normali attrezzature di cantiere. La disposizione delle canalette interne dovrebbe decisa in cantiere in relazione alla formazione di zone di ristagno d'acqua.

## CONTROLLI E MONITORAGGI

Nell'ambito del progetto esecutivo dovranno essere definiti in dettaglio i controlli da attuare prima, durante e dopo l'esecuzione dell'opera nonché la loro frequenza. Allo stato attuale si prevede quanto segue.

### Analisi della miscela utilizzata per la realizzazione della barriera impermeabile

La composizione ottimale della miscela utilizzata per la realizzazione della barriera impermeabile con permeabilità non superiore a  $k = 5 \times 10^{-10}$  m/s dovrà essere messa a punto mediante prove di laboratorio che dovranno comprendere:

- analisi del dosaggio e delle caratteristiche dei singoli componenti;
- prove di permeabilità eseguite su provini con tempo diverso di maturazione e di composizione;
- prove di compressione triassiale per valutarne resistenza e deformabilità.

### Controlli in corso d'opera

In corso d'opera, si dovranno eseguire test per valutare la rispondenza della composizione della miscela con quella ottimale studiata in laboratorio. In particolare dovranno essere controllati il peso dell'unità di volume ( $\gamma$ ), la viscosità ( $\mu$ ) con cono di Marsh ed il rendimento volumetrico. I prelievi di miscela potranno essere eseguiti all'uscita della centrale di preparazione, all'immissione nello scavo e/o, con appositi campionatori, all'interno della trincea a diverse profondità. Il controllo della permeabilità in sito del diaframma plastico da realizzare dovrà essere eseguito su pannelli di prova appositamente eseguiti mediante perforazione del pannello per il prelievo di campioni da sottoporre a prove di laboratorio: permeabilità e compressione;

- esecuzione di prove di permeabilità tipo Lefranc all'interno dei fori di sondaggio
- esecuzione di CPTU con prove di dissipazione delle pressioni interstiziali.

### Monitoraggi

Il comportamento geotecnico ed ambientale della cassa di colmata, sia nella fase di costruzione che di esercizio, dovrà essere controllato mediante l'installazione di un sistema di monitoraggio che dovrà prevedere quanto segue.

#### Monitoraggio geotecnico

- installazione di assestimetri a piastra, n. 1 ogni 50m, sul piano d'imposta degli argini perimetrali per verificare l'assestamento del terreno di fondazione.
- installazione di una rete di capisaldi, n. 1 ogni 50m, sulla sommità degli argini perimetrali per verificarne l'assestamento;
- installazione di assestimetri a piastra sul fondo della cassa, di colmata, n. 1 ogni 2.500mq, per verificare l'assestamento del terreno naturale e dei sedimenti dragati.
- Installazione di piezometri di tipo idraulico all'interno della cassa di colmata per misurare le variazioni nel tempo delle pressioni interstiziali e controllare il decorso della consolidazione dei sedimenti depositati.
- Procedere annualmente o biannualmente ad un rilievo planoaltimetrico dell'intera area della cassa di colmata mediante laser scan da elicottero o da aereo per valutare l'entità ed il decorso temporale degli assestamenti.

#### Monitoraggio ambientale

Si dovrà prevedere l'installazione di piezometri a canna aperta o di tipo Bat, ubicati sia internamente che esternamente alla cassa di colmata, per il prelievo di campioni d'acqua per misurarne le caratteristiche chimiche e fisiche e la loro compatibilità con la normativa ambientale.

Si prevede inoltre l'installazione di una coppia di piezometri, uno interno ed uno esterno alla cassa, ogni 100m lungo l'intero perimetro e più frequenti, ogni 50m lungo il confine con l'area SIC.

**Allegati:**

**Allegato A simulazione dei moti di filtrazione dell'acqua all'interno degli argini**

**Allegato B : The Corps of Engineers Telescoping Weir for Confined Placement Sites**