



Consorzio inter-Universitario per la Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi
Università degli Studi di Salerno – Università di Napoli Federico II

I PORTI TURISTICI, DALLA PROGETTAZIONE ALLA REALIZZAZIONE:
IL “MARINA D’ARECHI”



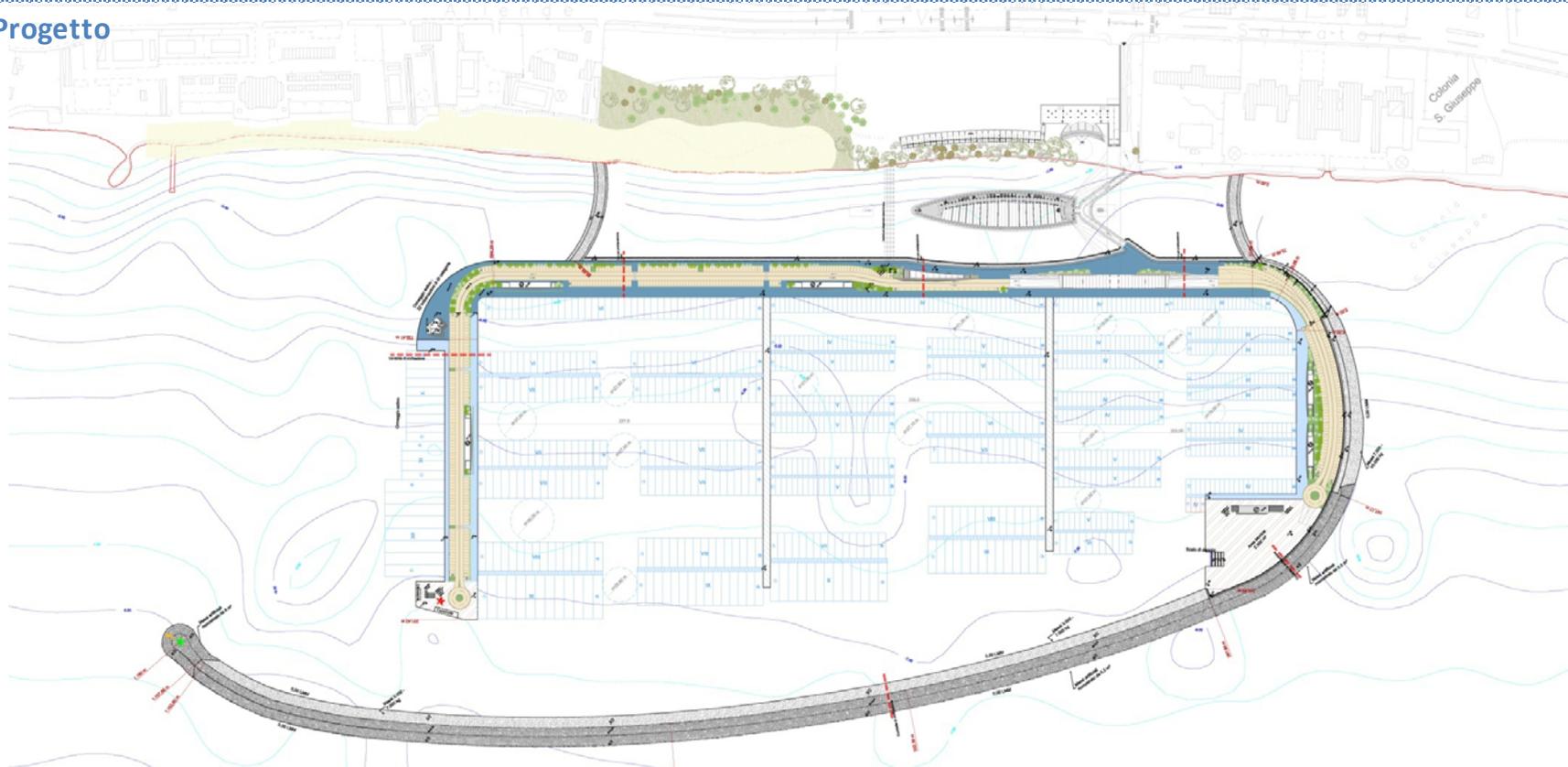
17 Aprile 2012 ore 9.00
Aula delle Lauree – Facoltà di Ingegneria
Università degli Studi di Salerno – Fisciano - Salerno

Relatore:
Ing. Guglielmo Migliorino
g.migliorino@migliorinoassociati.it

**MIGLIORINO
ASSOCIATI**

VIALE LAZIO, 13 - 90144 PALERMO (ITALY)
TEL. +39 91 625 12 65 - FAX +39 91 30 46 63
E-MAIL: POSTMASTER@MIGLIORINOASSOCIATI.IT

Il Progetto



- realizzare un porto isola staccato da terra;
- creare una nuova centralità urbana, dotata di nuovi servizi e spazi pubblici;
- valorizzare la peculiare condizione ambientale e paesaggistica del sito;
- caratterizzare il marina con tutti i più moderni accorgimenti tecnici, funzionali ed impiantistici (cfr. PIANC - *“Raccomandazioni tecniche per la progettazione dei porti turistici”* – Febbraio 2002);
- arricchire le funzioni portuali di attività e servizi per la città;



NUOVO PORTO TURISTICO "MARINA D'ARECHI"

**MIGLIORINO
ASSOCIATI**
Relatore: Ing. Guglielmo Migliorino

LO SPECCHIO ACQUEO E LE OPERE A TERRA



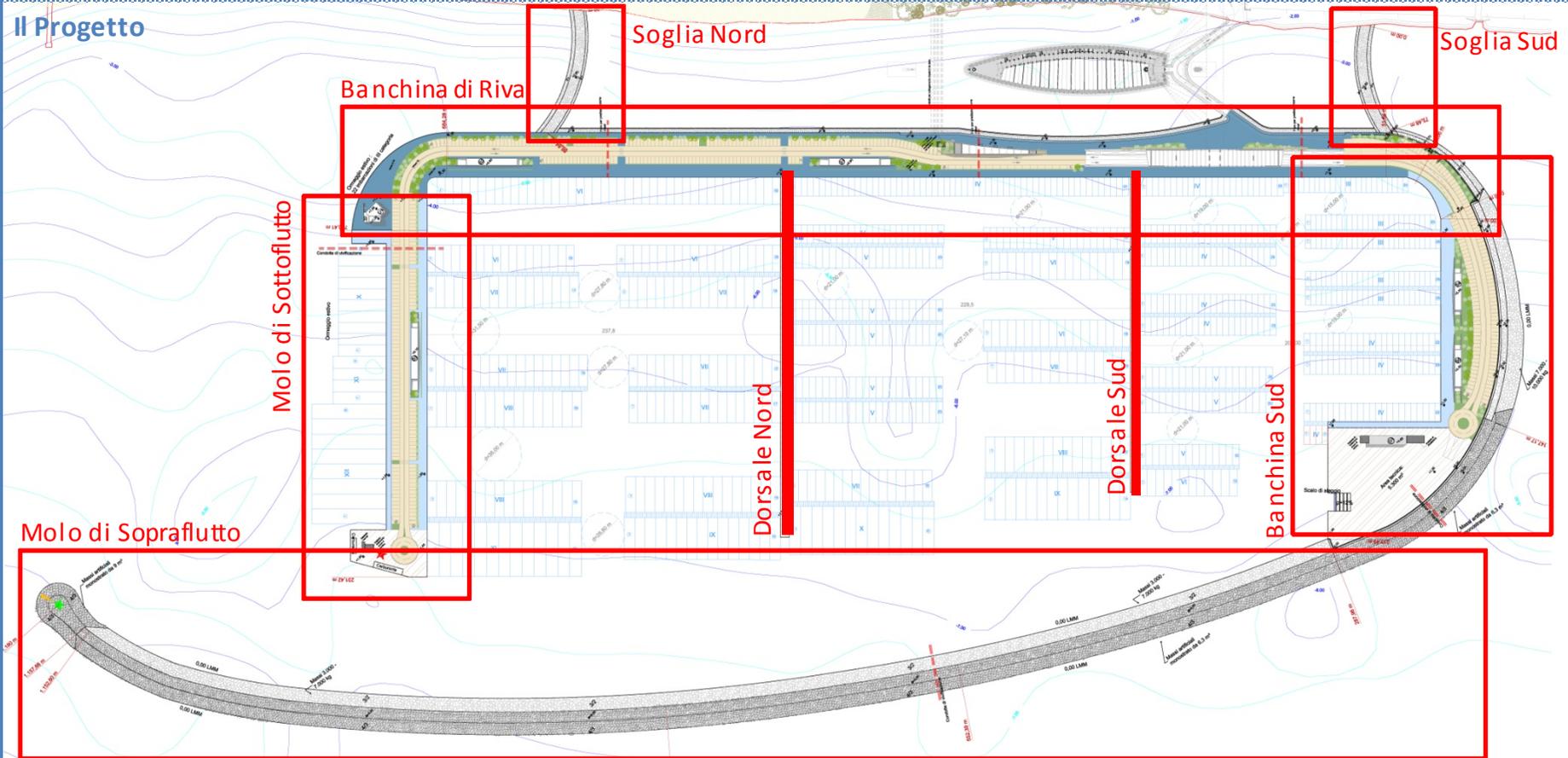
NUOVO PORTO TURISTICO "MARINA D'ARECHI"

**MIGLIORINO
ASSOCIATI**
Relatore: Ing. Guglielmo Migliorino



DISEGNO DEL LAYOUT PORTUALE - ASPETTI FUNZIONALI

Il Progetto



PARAMETRI CARATTERISTICI

Specchio acqueo protetto	202.496,57 m ²	Lunghezza banchine interne	2.007,00 m
Opere marittime in progetto		Lunghezza banchine esterne	543,69 m
① Molo di sopraflutto	1.180,00 m	Lunghezza pontili galleggianti	1.967,00 m
② Molo di sottoflutto	231,42 m	Edilizia per servizi: Superficie totale	1.115,65 m ²
③ Banchina di riva	730,41 m	Volume	3.853,82 m ³
④ Banchina sud	10.687,42 m ²	Posti auto	490

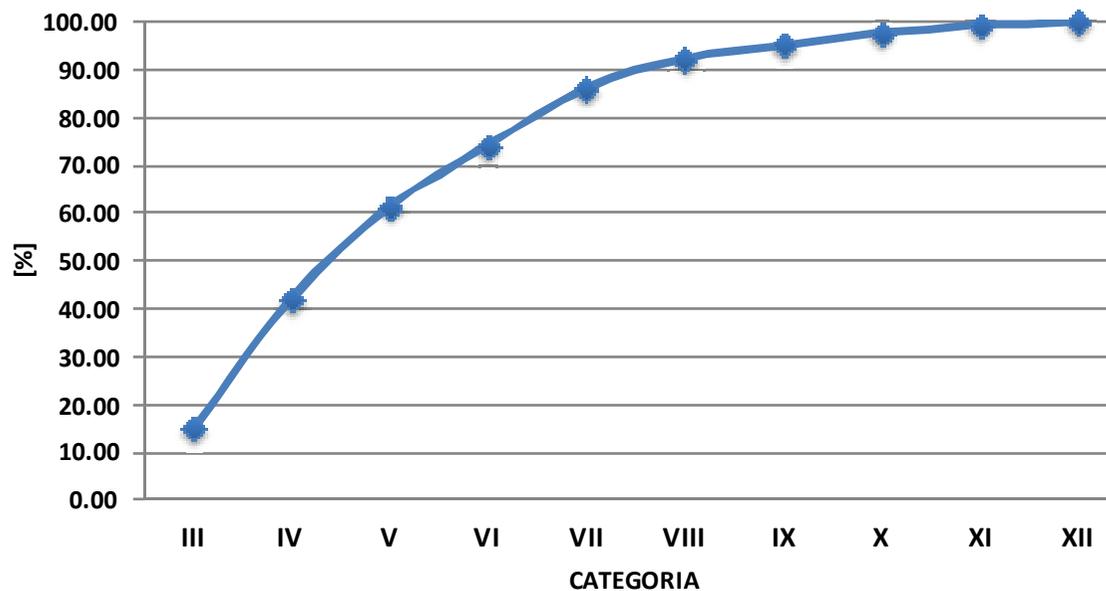
	Banchina di riva	Banchina Sud	Molo sottoflutto	Totale
Posti barca	682	176	142	1.000
Posti Auto	215	128	147	490



NUOVO PORTO TURISTICO "MARINA D'ARECHI"

MIGLIORINO ASSOCIATI
Relatore: Ing. Guglielmo Migliorino

Dimensionamento della flotta tipo – Curve percentuali cumulate

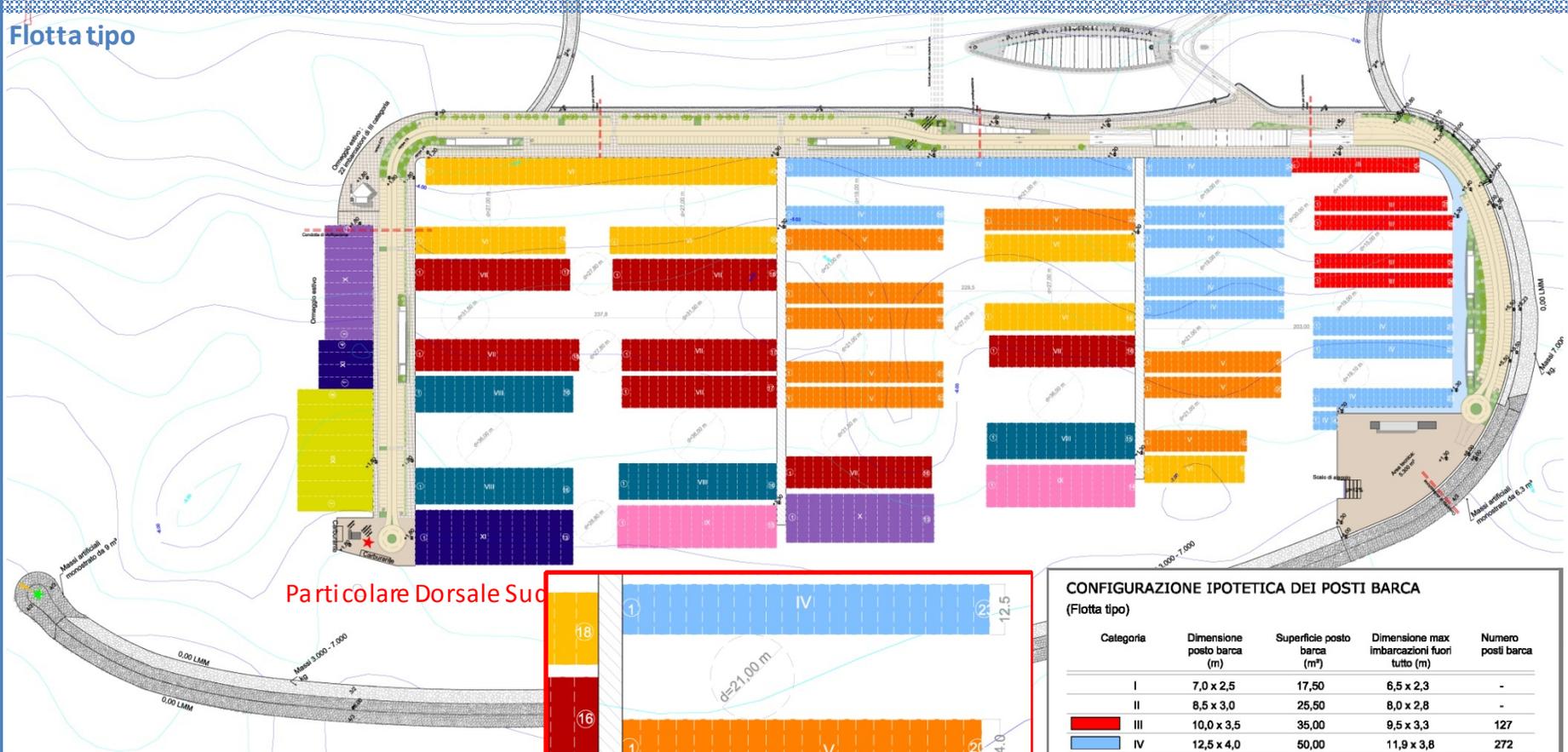


CATEGORIA	N. POSTI BARCA	DIM. POSTO BARCA (m x m)
III	149	10,0 x 3,5
IV	272	12,5 x 4,0
V	192	14,0 x 4,5
VI	128	18,0 x 5,5
VII	119	21,,0 x 5,5
VIII	63	24,0 x 6,5
IX	29	28,0 x 7,0
X	23	32,0 x 7,5
XI	17	36,0 x 8,0
XII	8	50,0 x 10,0

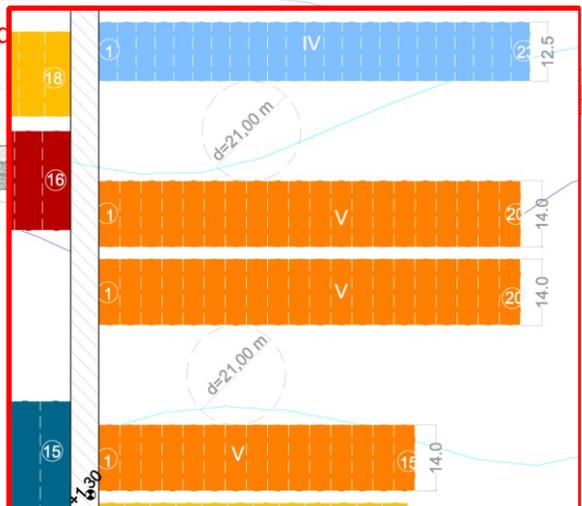


DISEGNO DEL LAYOUT PORTUALE - ASPETTI FUNZIONALI

Flotta tipo



Particolare Dorsale Sud



CONFIGURAZIONE IPOTETICA DEI POSTI BARCA
(Flotta tipo)

Categoria	Dimensione posto barca (m)	Superficie posto barca (m ²)	Dimensione max imbarcazioni fuori tutto (m)	Numero posti barca
I	7,0 x 2,5	17,50	6,5 x 2,3	-
II	8,5 x 3,0	25,50	8,0 x 2,8	-
III	10,0 x 3,5	35,00	9,5 x 3,3	127
IV	12,5 x 4,0	50,00	11,9 x 3,8	272
V	14,0 x 4,5	63,00	13,3 x 4,3	192
VI	18,0 x 5,5	99,00	17,1 x 5,2	128
VII	21,0 x 6,0	126,00	19,9 x 5,7	119
VIII	24,0 x 6,5	156,00	22,8 x 6,2	63
IX	28,0 x 7,0	196,00	26,6 x 6,7	29
X	32,0 x 7,5	240,00	30,4 x 7,1	23
XI	36,0 x 8,0	288,00	34,2 x 7,6	17
XII	50,0 x 10,0	500,00	47,5 x 9,5	8
Totale				978
Ormezzi estivi (imbarcazioni III cat.)				22
TOTALE				1.000

AIPCN – PIANC - ASSOCIAZIONE INTERNAZIONALE DI NAVIGAZIONE - Sezione Italiana
“Raccomandazioni tecniche per la progettazione dei porti turistici” – Febbraio 2002

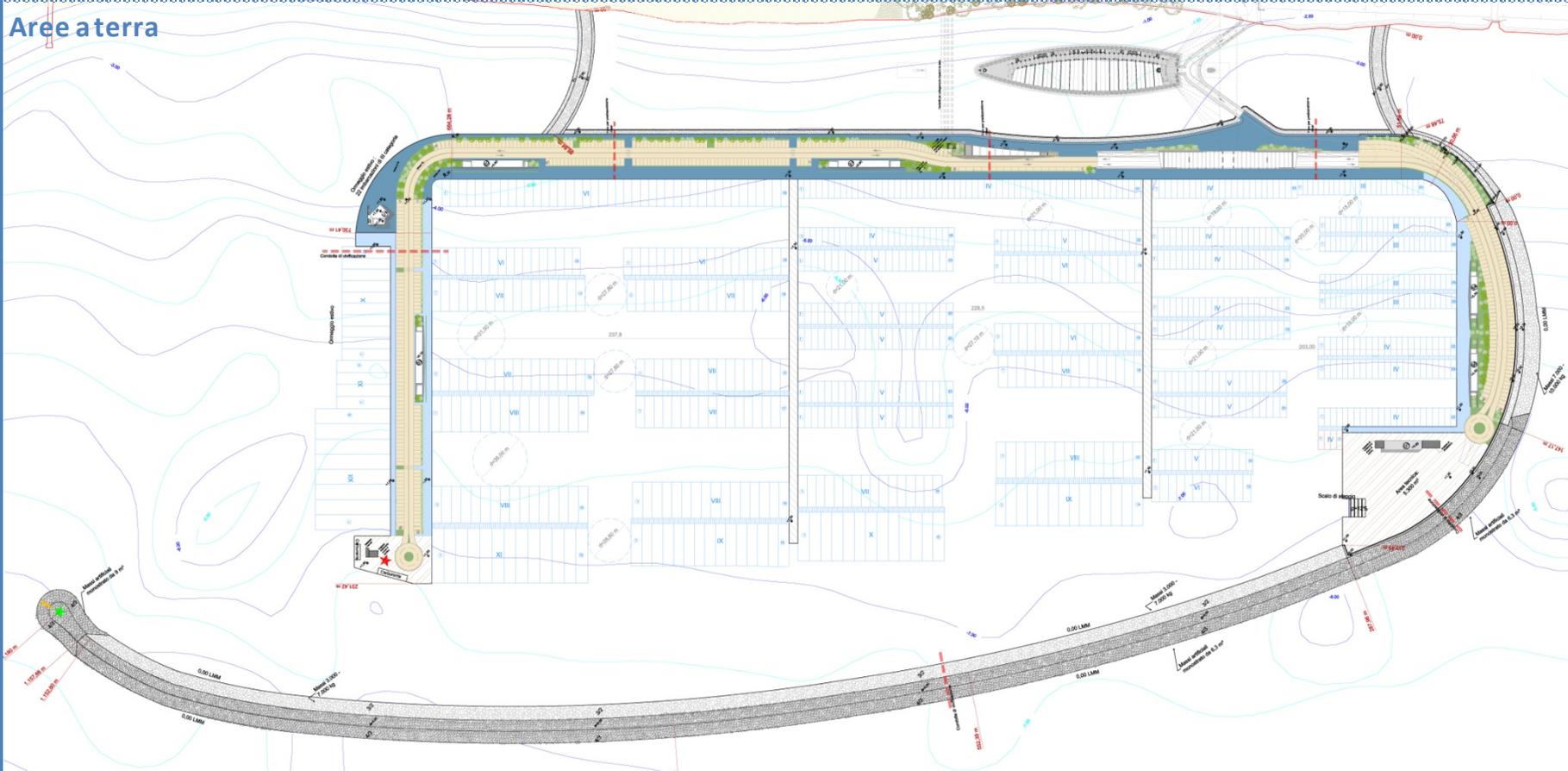


NUOVO PORTO TURISTICO “MARINA D’ARECHI”

MIGLIORINO ASSOCIATI
 Relatore: Ing. Guglielmo Migliorino

DISEGNO DEL LAYOUT PORTUALE - ASPETTI FUNZIONALI

Aree a terra



<p> AREA PER DIPORTISTI</p> <p>Superficie complessiva 7.664,60 m² coperta: 1.055,00 m² scoperta: 6.609,60 m²</p>	<p> AREA TECNICA</p> <p>Superficie complessiva 6.610,52 m² coperta: 340,00 m² scoperta: 6.270,52 m²</p>	<p> AREA USO URBANO</p> <p>Superficie complessiva 10.530,00 m² coperta: 570,00 m² scoperta: 9.960,00 m²</p>
<p> AREE A VERDE</p> <p>Superficie complessiva: 3.720,25 m²</p>	<p> PARCHEGGI E VIABILITA'</p> <p>Viabilità interna: 13.987,40 m²</p>	

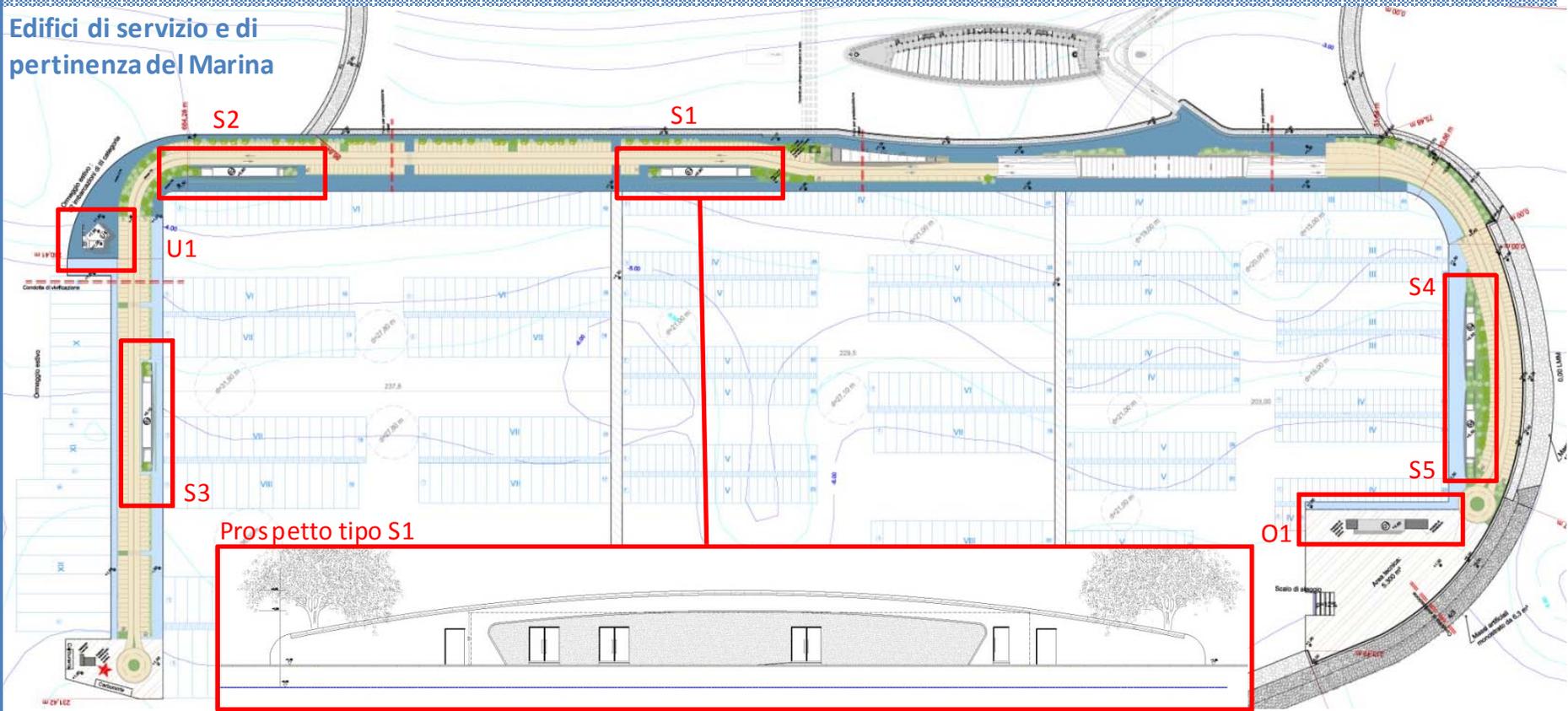


NUOVO PORTO TURISTICO "MARINA D'ARECHI"

MIGLIORINO ASSOCIATI
 Relatore: Ing. Guglielmo Migliorino

DISEGNO DEL LAYOUT PORTUALE - ASPETTI FUNZIONALI

Edifici di servizio e di pertinenza del Marina



Edificio	Livello	Funzione	Superfici [m ²]	Volume [m ³]
S1	1	Servizi igienici	100 m ²	
		Cabina elettrica	60,05 m ²	
		Lavanderia	21,70 m ²	
TOTALE			172,75 m²	630,70 m³
S2	1	Servizi igienici	100 m ²	
		Chiosco per servizi commerciali e di ristoro	30,00 m ²	
		Lavanderia	18,25 m ²	
		Locale tecnico	23,50 m ²	
TOTALE			172,75 m²	630,70 m³

Edificio	Livello	Funzione	Superfici [m ²]	Volume [m ³]
S3	1	Servizi igienici	100 m ²	
		Cabina elettrica	39,40 m ²	
		Lavanderia	33,75 m ²	
TOTALE			172,75 m²	630,70 m³
S4	1	Servizi igienici	100 m ²	
		Locale tecnico	25,00 m ²	
TOTALE			125,00 m²	429,80 m³
S5	1	Servizi igienici	100 m ²	
		Lavanderia	25,00 m ²	
TOTALE			125,00 m²	429,80 m³

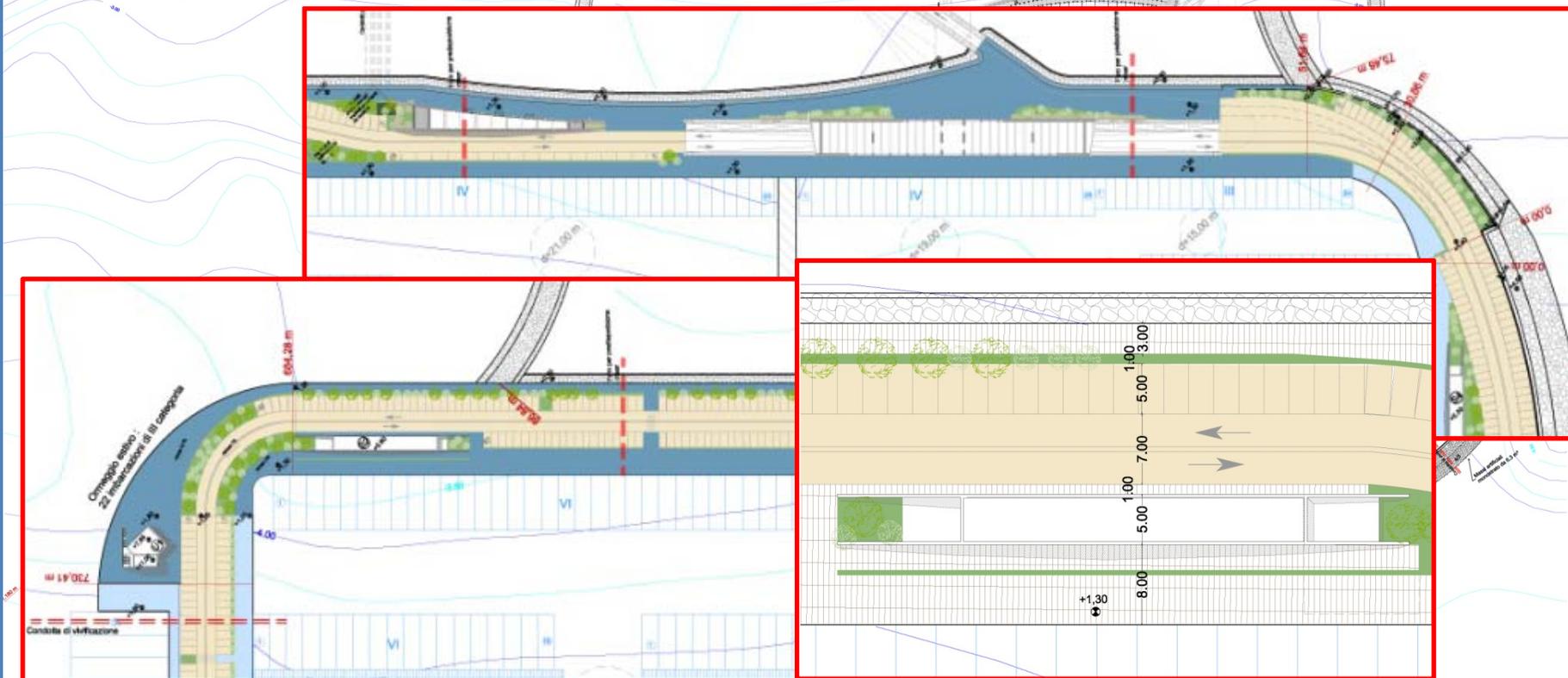
Edificio	Livello	Funzione	Superfici [m ²]	Volume [m ³]
U1	3	Guardia costiera	30,00 m ²	
		Forze dell'ordine	20,00 m ²	
		Pronto soccorso	40,00 m ²	
		Uffici del Porto	90,00 m ²	
		Torre di controllo	17,40 m ²	
TOTALE			197,40 m²	606,57 m³
O1	1	Officina	150 m ²	495,00 m ³



NUOVO PORTO TURISTICO "MARINA D'ARECHI"

MIGLIORINO ASSOCIATI
Relatore: Ing. Guglielmo Migliorino

Opere marittime in progetto – Banchina di Riva



BANCHINA DI RIVA:

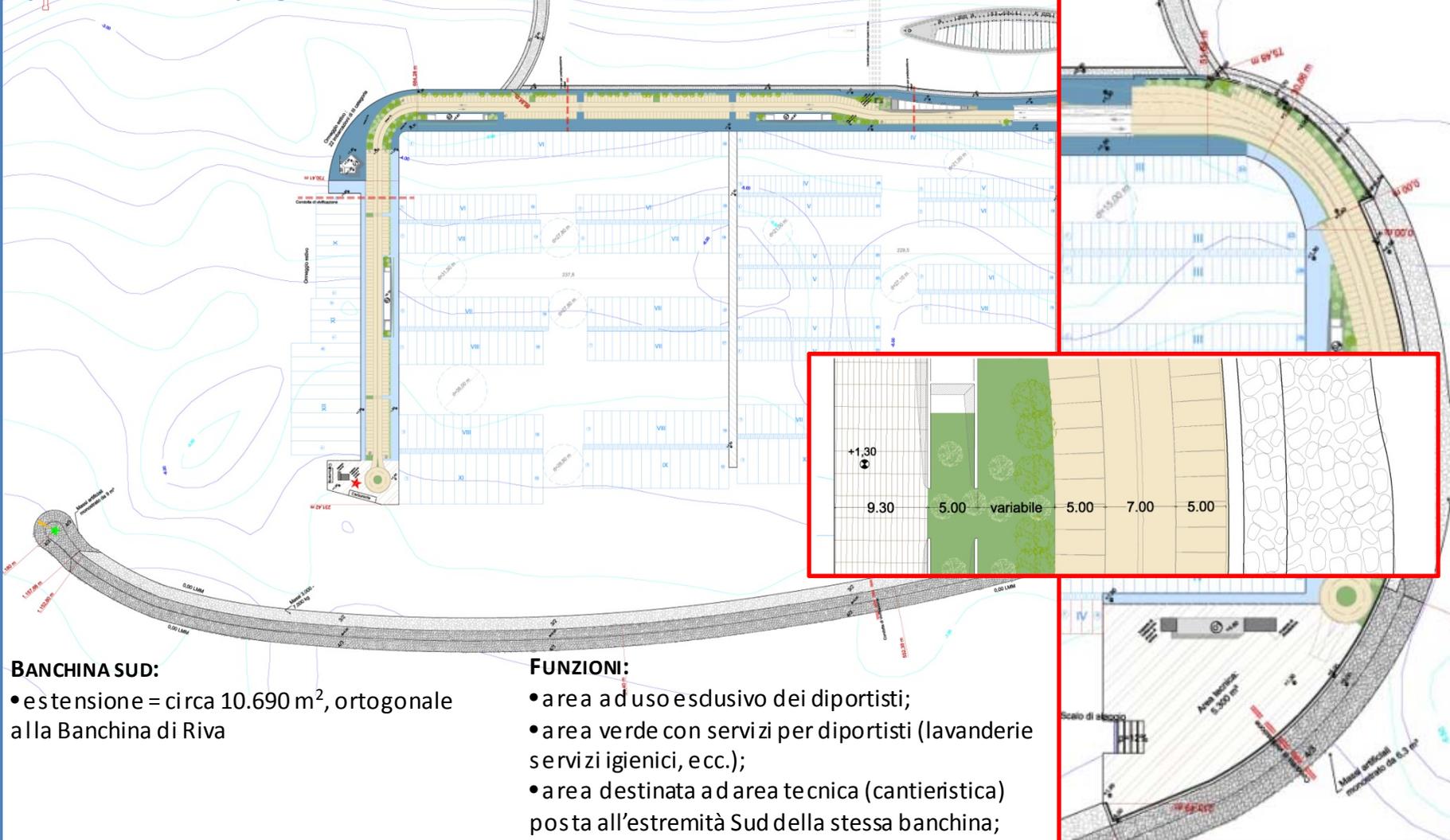
- lunghezza = 730 m, in direzione Nord Est – Nord Ovest;
- accesso consentito da due ponti carrabili e pedonali.

FUNZIONI:

- lato canale una banchina ad uso urbano;
- una fascia di verde;
- zona parcheggi (216 posti a auto);
- viabilità a doppio senso di marcia;
- banchina operativa di larghezza variabile dove si affacciano edifici di servizio per gli utenti.



Opere marittime in progetto – Banchina Sud



BANCHINA SUD:

- estensione = circa 10.690 m², ortogonale alla Banchina di Riva

FUNZIONI:

- area ad uso esclusivo dei diportisti;
- area verde con servizi per diportisti (lavanderie, servizi igienici, ecc.);
- area destinata ad area tecnica (cantieristica) posta all'estremità Sud della stessa banchina;
- area destinata a viabilità di collegamento fra la banchina di riva e l'area tecnica.



Conformità delle strutture alla nuova normativa di settore ed agli studi su modello fisico e matematico

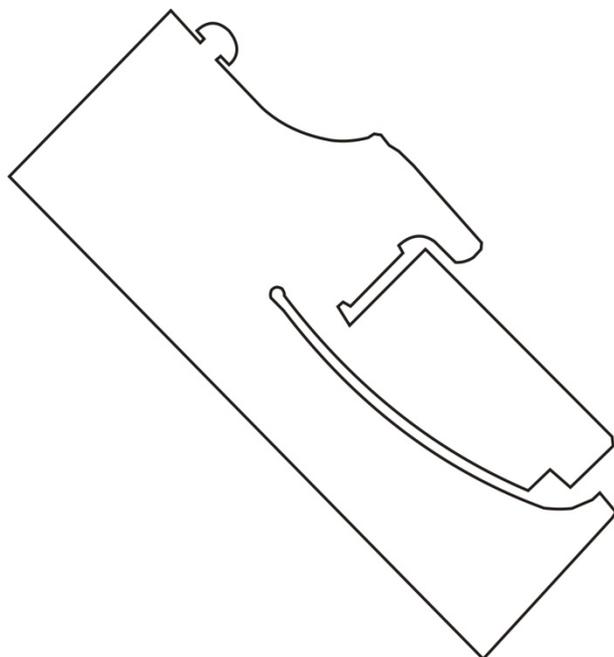
I diversi studi dell'agitazione residua hanno portato ad un prolungamento del Molo di Sopraflutto che ha consentito di ridurre l'agitazione ondata, incrementando sia il comfort sia la sicurezza delle barche ormeggiate nel marina.

L'agitazione interna residua nel bacino portuale verifica gli standard raccomandati.

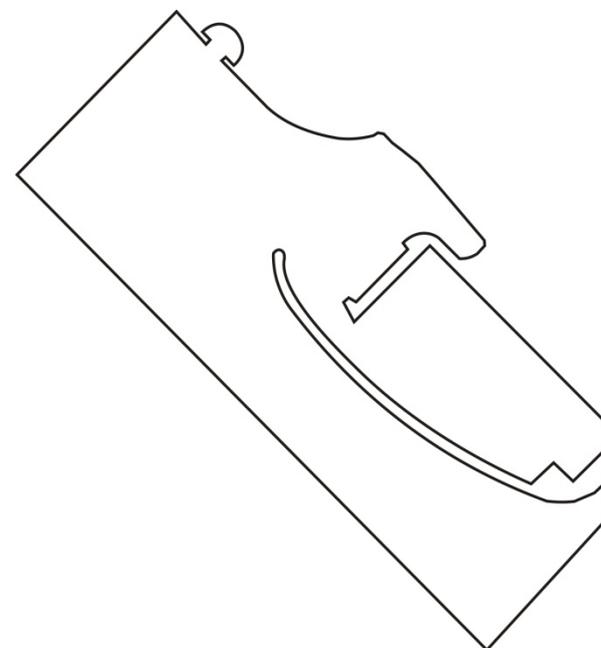
In particolare la parte esterna del Molo di Sottoflutto è una zona di protezione 'moderata' dell'azione delle onde, secondo la definizione delle linee guida australiane (Standards Australia, 2001). Poiché tali ormeggi saranno utilizzati da mega yacht (f.t.>24 m), durante il periodo estivo, le condizioni ondose residue possono considerarsi verificate.

Nelle slide successive si riportano due alternative studiate:

Alternativa 1 – soluzione scartata



Alternativa 2 – soluzione adottata



DISEGNO DEL LAYOUT PORTUALE - ASPETTI IDRAULICI MARITTIMI

ALTERNATIVA 1

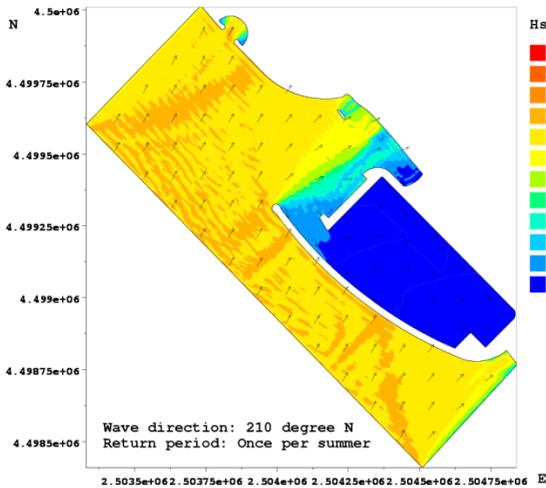


Figura 1.1 - Risultato del modello d'onda: direzione di provenienza a largo 210°N; condizione estiva

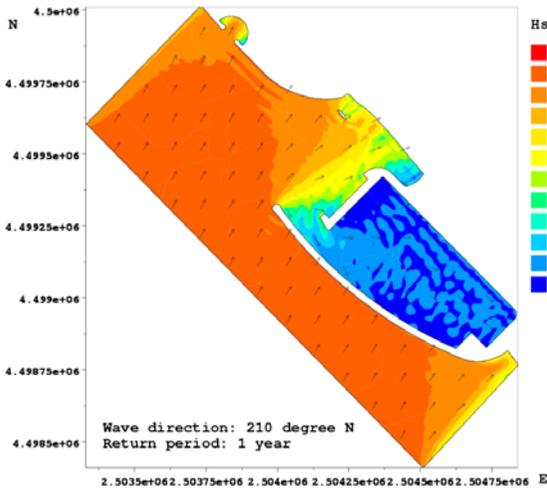


Figura 1.2 - Risultato del modello d'onda: direzione a largo 210°N; condizione annuale

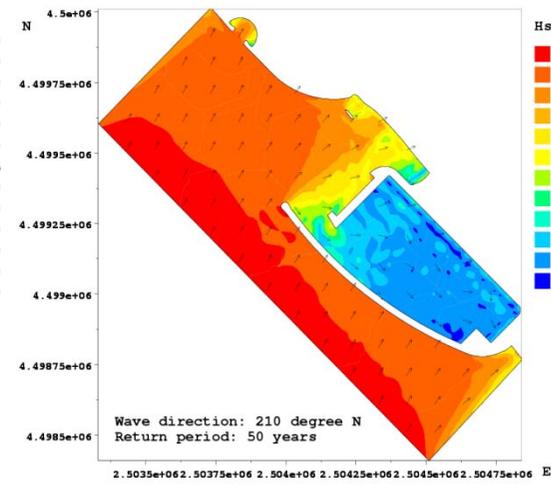


Figura 1.3 - Risultato del modello d'onda: direzione a largo 210°N; condizione cinquantennale

ALTERNATIVA 2

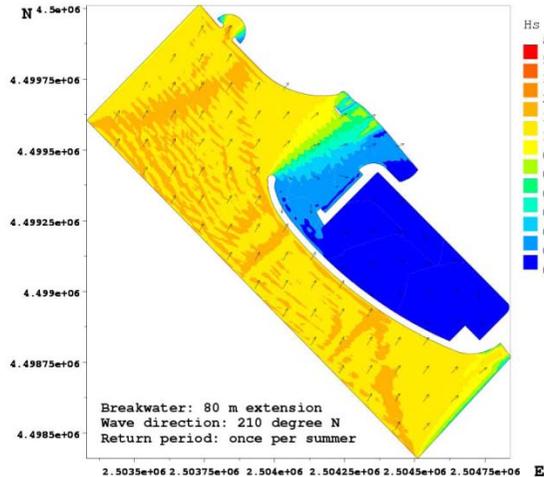


Figura 2.1 - Risultato del modello d'onda: direzione di provenienza a largo 210°N; condizione estiva

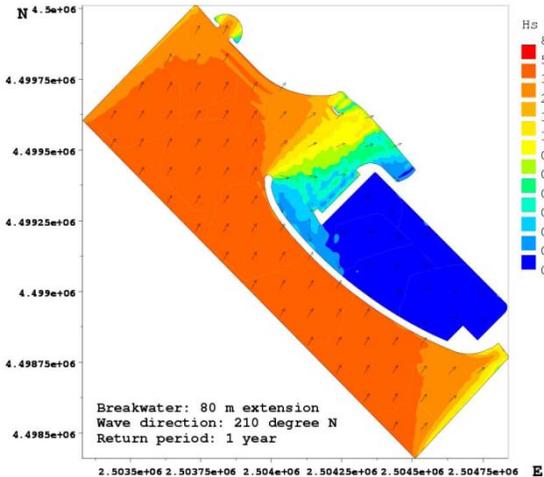


Figura 2.2 - Risultato del modello d'onda: direzione a largo 210°N; condizione annuale

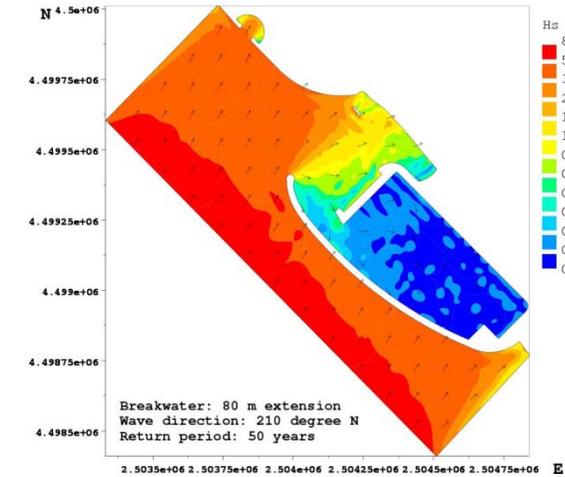


Figura 2.3 - Risultato del modello d'onda: direzione al largo 210°N; condizione cinquantennale



NUOVO PORTO TURISTICO "MARINA D'ARECHI"

MIGLIORINO ASSOCIATI
Relatore: Ing. Guglielmo Migliorino

DISEGNO DEL LAYOUT PORTUALE - ASPETTI IDRAULICI MARITTIMI

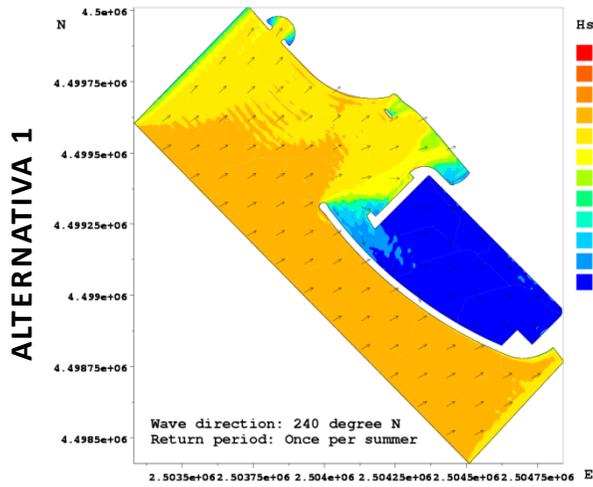


Figura 1.4 - Risultato del modello d'onda: direzione di provenienza a largo 240°N; condizione estiva

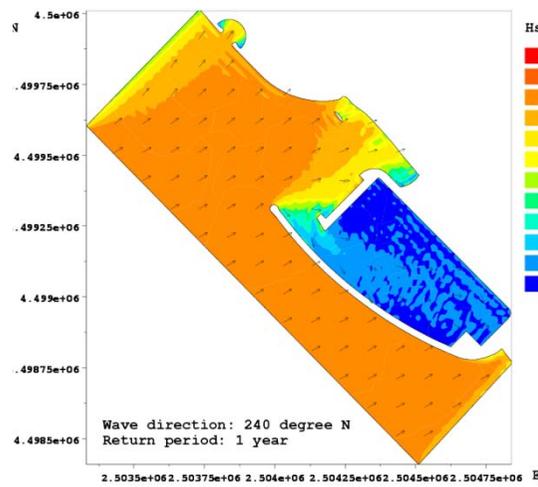


Figura 1.5 - Risultato del modello d'onda: direzione a largo 240°N; condizione annuale

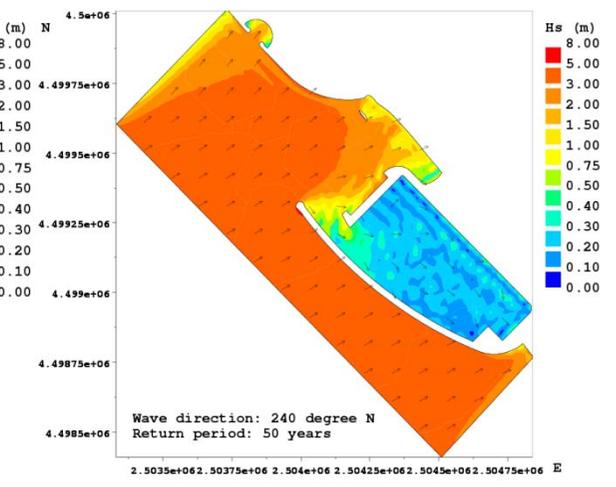


Figura 1.6 - Risultato del modello d'onda: direzione al largo 240°N; condizione cinquantennale

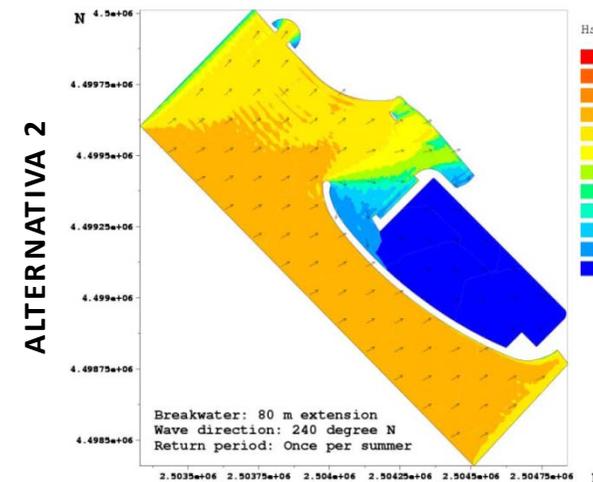


Figura 2.4 - Risultato del modello d'onda: direzione di provenienza a largo 240°N; condizione estiva

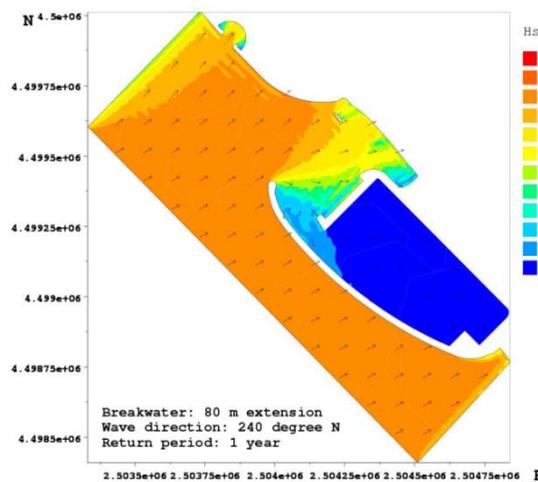


Figura 2.5 - Risultato del modello d'onda: direzione a largo 240°N; condizione annuale

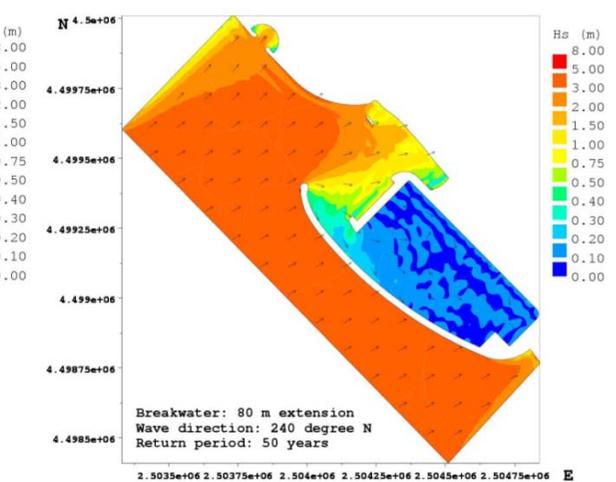


Figura 2.6 - Risultato del modello d'onda: direzione al largo 240°N; condizione cinquantennale



DISEGNO DEL LAYOUT PORTUALE - ASPETTI IDRAULICI MARITTIMI

ALTERNATIVA 1

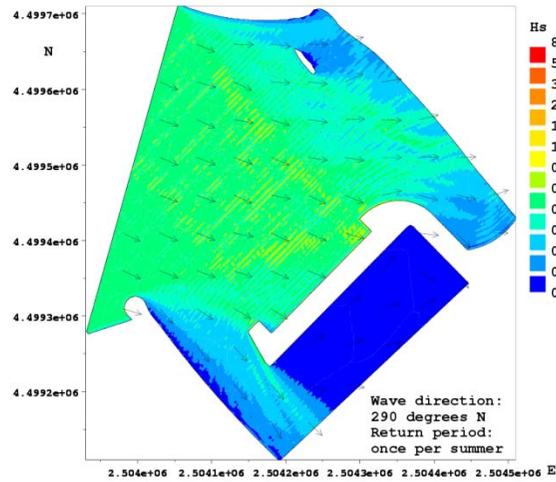


Figura 1.7 - Risultato del modello d'onda: direzione di provenienza a largo 290°N; condizione estiva

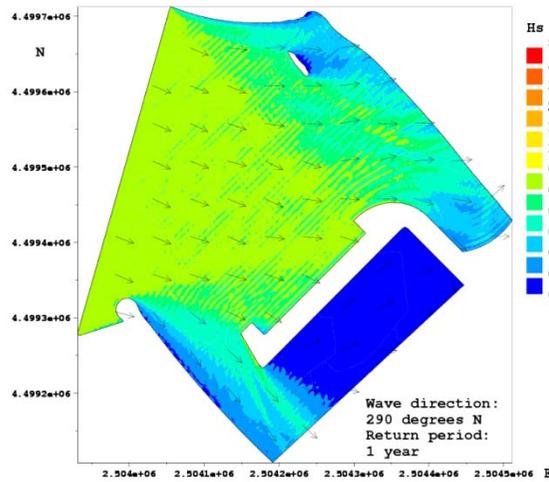


Figura 1.8 - Risultato del modello d'onda: direzione al largo 290°N; condizione annuale

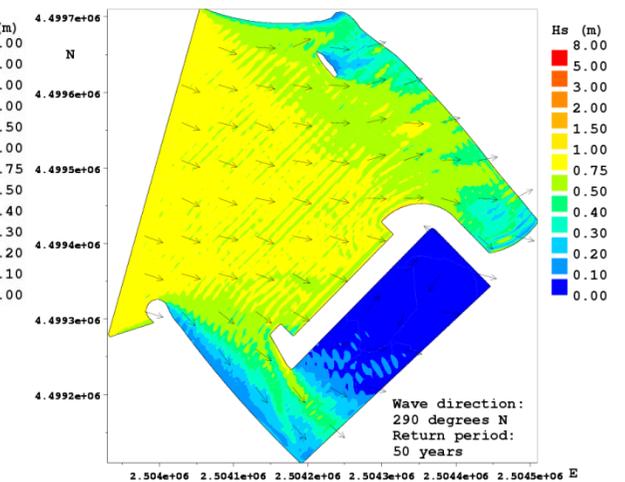


Figura 1.9 - Risultato del modello d'onda: direzione al largo 290°N; condizione cinquantennale

ALTERNATIVA 2

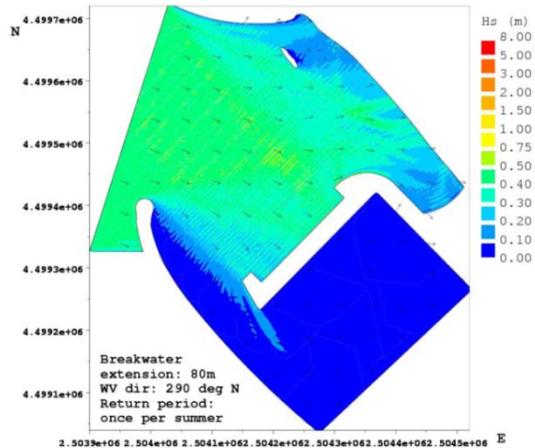


Figura 2.7 - Risultato del modello d'onda: direzione di provenienza a largo 290°N; condizione estiva

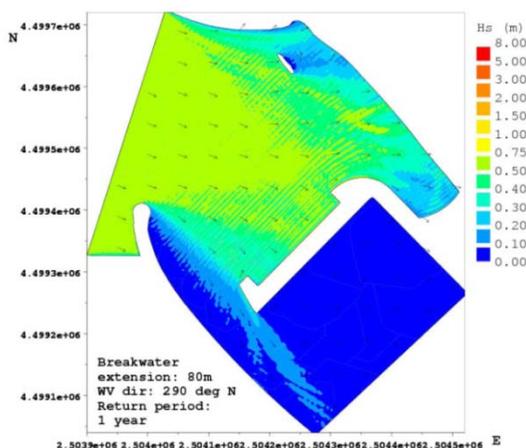


Figura 2.8 - Risultato del modello d'onda: direzione al largo 290°N; condizione annuale

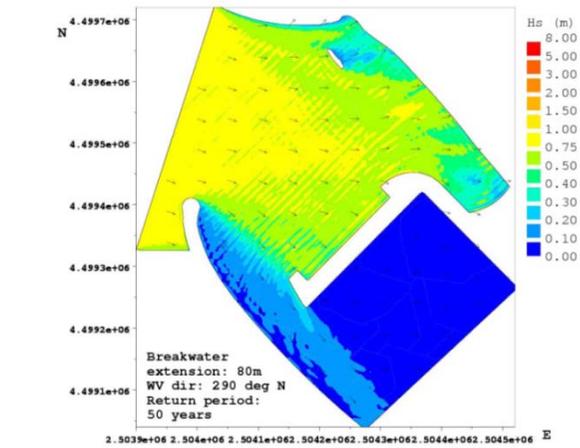


Figura 2.9 - Risultato del modello d'onda: direzione al largo 290°N; condizione cinquantennale



NUOVO PORTO TURISTICO "MARINA D'ARECHI"

MIGLIORINO ASSOCIATI
Relatore: Ing. Guglielmo Migliorino

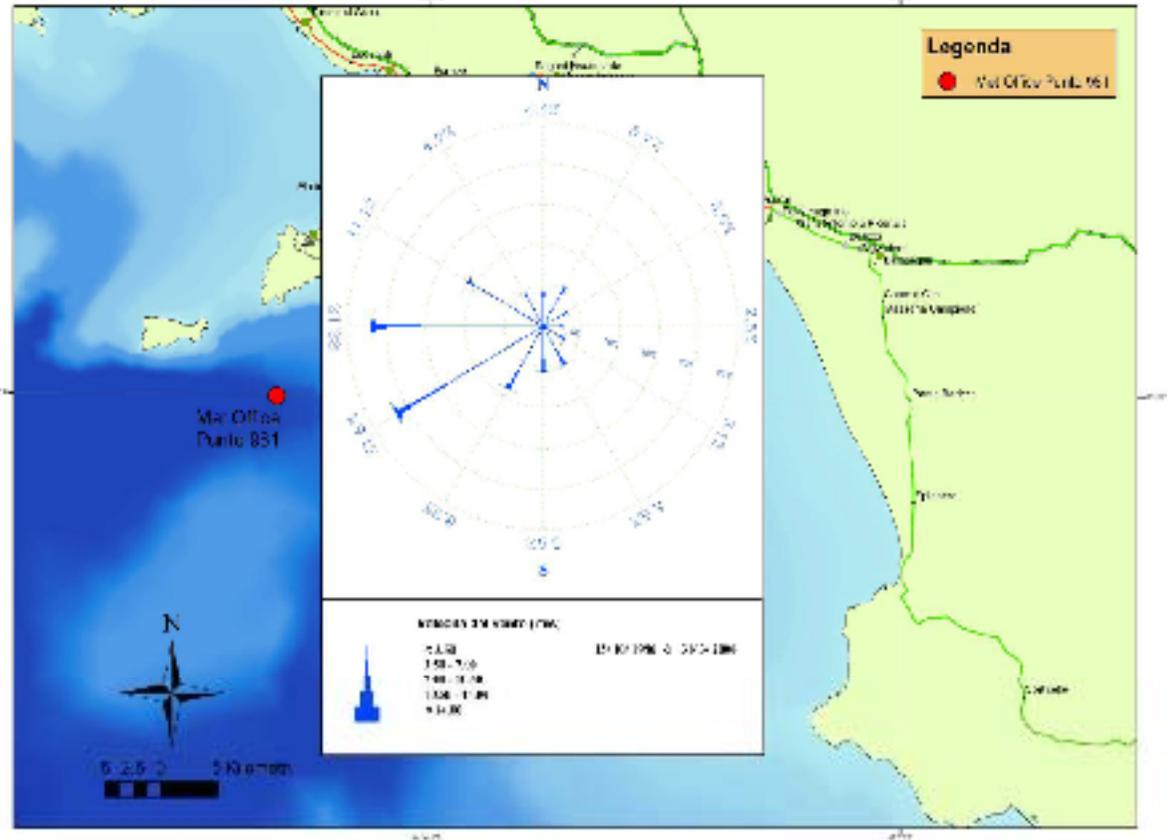
Modello WAVEMaT

Il metodo utilizzato da WAVEMaT per determinare il clima ondoso sottocosta richiede che i dati di moto ondoso siano ricostruiti a partire dalle serie storiche di vento. In particolare per effettuare le operazioni di calibrazione e validazione, sono state utilizzate le serie storiche di dati di vento estratte dal Modello Europeo di previsione delle Onde del Met Office, in due punti differenti. Il punto 964 (40° 75' N e 13° 14' E) vicino alla boa di Ponza è stato utilizzato per le operazioni di calibrazione; mentre il punto 981 è stato utilizzato per le operazioni di validazione. I dati di vento relativi al punto 981 (40° 50' N e 13° 34' E) situato a circa 40 km a largo della linea di costa, sono stati considerati rappresentativi del paraggio in esame, e sono stati utilizzati per la ricostruzione del clima ondoso sottocosta.



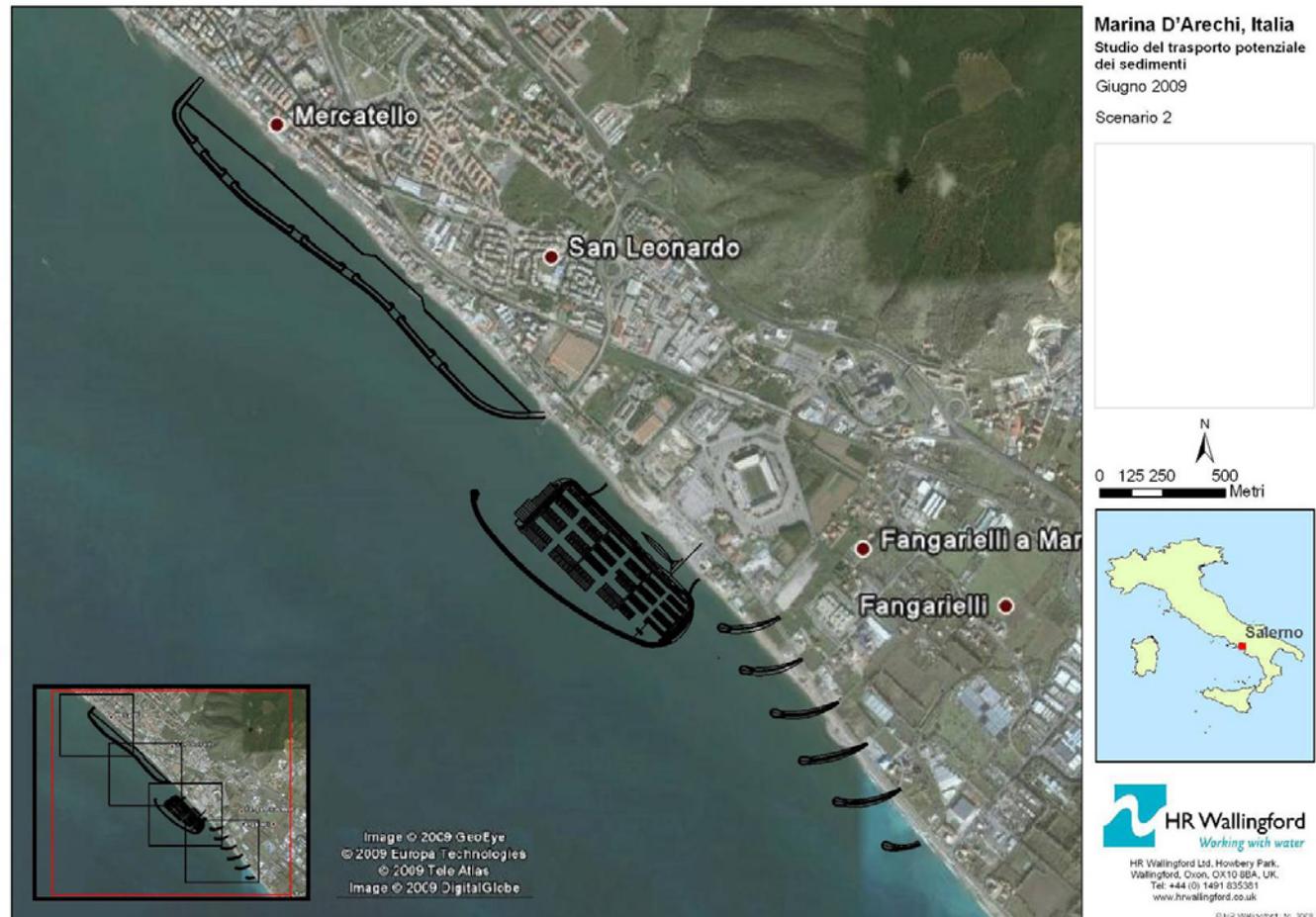
I posti barca sono stati orientati secondo le direzioni dei venti più frequenti e dominanti.

Ubicazione del punto n. 981 del modello Met Office e digramma polare dei dati di vento utilizzati per la validazione del modello WAVEMaT per derivare il clima ondoso sottocosta



Marina D'Arechi – Progetto di Waterfront di Salerno

Marina D'Arechi, insieme ad altri interventi portuali previsti sul litorale di Salerno, risulta integrato, dal punto di vista ambientale, con la realizzazione delle opere di protezione previste nel "Progetto di Waterfront di Salerno".



NUOVO PORTO TURISTICO "MARINA D'ARECHI"

MIGLIORINO
ASSOCIATI
Relatore: Ing. Guglielmo Migliorino

Studio del moto ondoso sottocosta

Il clima ondoso sottocosta è stato diviso in due direzioni (210°N e 240° N) e la distribuzione di Weibull è stata applicata a ciascun settore. Si Risultati dell’analisi di probabilità congiunta tra livelli di mare e altezze d’onda estreme per ciascun settore di provenienza del moto ondoso:

Livelli estremi del mare/altezze d’onda estreme (-8,5 m s.l.m.m.) per la direzione 210°N – Altezze d’onda non frante

1 anno			10 anni			50 anni			100 anni			200 anni			Sovraccarico		
Livello del mare	Hs	Tp															
(m. s.l.m.m.)	(m)	(s)															
0.2	3.3	10.1	0.2	4.6	12.1	0.2	5.6	13.4	0.2	6.1	13.9	0.2	6.5	14.4	0.2	7.3	15.2
0.26	2.0	8.0	0.26	3.8	11.0	0.26	5.0	12.6	0.26	5.6	13.3	0.26	6.2	14.0	0.26	6.7	14.6
0.34	1.6	7.1	0.34	3.4	10.3	0.34	4.6	12.1	0.34	5.1	12.8	0.34	5.7	13.5	0.34	6.2	14.0
0.42	1.1	5.8	0.42	2.7	9.3	0.42	4.1	11.4	0.42	4.6	12.1	0.42	5.1	12.7	0.42	5.5	13.2
0.45	0.7	4.6	0.45	2.3	8.6	0.45	3.6	10.7	0.45	4.2	11.5	0.45	4.7	12.2	0.45	5.0	12.6
			0.47	2.0	7.9	0.47	3.3	10.1	0.47	3.7	10.9	0.47	4.3	11.7	0.47	4.5	12.0
			0.5	1.4	6.7	0.5	2.6	9.1	0.5	3.2	10.1	0.5	3.7	10.9	0.5	3.9	11.0
			0.52	1.0	5.7	0.52	2.2	8.4	0.52	2.7	9.2	0.52	3.4	10.2	0.52	3.2	10.1
						0.55	1.8	7.6	0.55	2.3	8.6	0.55	2.8	9.5	0.55	2.8	9.4
						0.57	1.3	6.4	0.57	1.8	7.5	0.57	2.3	8.5	0.57	2.1	8.2
									0.6	1.4	6.6	0.6	1.9	7.8	0.6	1.7	7.3

Nota: Periodo medio d’onda $T_m=4.4\sqrt{H_s}$ (onda non franta)

Livelli estremi del mare/altezze d’onda estreme (-8,5 m s.l.m.m.) per la direzione 240°N – Altezze d’onda non frante

1 anno			10 anni			50 anni			100 anni			200 anni			Sovraccarico		
Livello del mare	Hs	Tp	Livello del mare	Hs	Tp	Livello del mare	Hs	Tp	Livello del mare	Hs	Tp	Livello del mare	Hs	Tp	Livello del mare	Hs	Tp
(m. s.l.m.m.)	(m)	(s)	(m. s.l.m.m.)	(m)	(s)	(m. s.l.m.m.)	(m)	(s)	(m. s.l.m.m.)	(m)	(s)	(m. s.l.m.m.)	(m)	(s)	(m. s.l.m.m.)	(m)	(s)
0.2	2.4	8.6	0.2	3.4	10.3	0.2	4.4	11.8	0.2	4.9	12.5	0.2	5.4	13.1	0.2	5.9	13.7
0.26	1.5	6.9	0.26	2.7	9.3	0.26	3.8	11.0	0.26	4.4	11.8	0.26	5.0	12.6	0.26	5.3	12.9
0.34	1.3	6.4	0.34	2.5	8.8	0.34	3.4	10.3	0.34	3.9	11.2	0.34	4.5	12.0	0.34	4.7	12.3
0.42	1.0	5.7	0.42	2.0	8.0	0.42	2.9	9.6	0.42	3.4	10.3	0.42	3.9	11.2	0.42	4.0	11.3
0.45	0.8	5.1	0.45	1.7	7.4	0.45	2.6	9.1	0.45	2.9	9.7	0.45	3.5	10.5	0.45	3.6	10.6
			0.47	1.5	6.8	0.47	2.4	8.6	0.47	2.7	9.2	0.47	3.1	9.8	0.47	3.3	10.1
			0.5	1.2	6.2	0.5	1.9	7.7	0.5	2.3	8.6	0.5	2.7	9.2	0.5	2.8	9.4
			0.52	1.0	5.7	0.52	1.6	7.1	0.52	2.0	7.9	0.52	2.4	8.8	0.52	2.3	8.6
						0.55	1.4	6.7	0.55	1.7	7.3	0.55	2.1	8.1	0.55	2.0	8.0
						0.57	1.1	6.0	0.57	1.4	6.7	0.57	1.7	7.3	0.57	1.7	7.3
									0.6	1.2	6.2	0.6	1.4	6.8	0.6	1.4	6.8

Nota: Periodo medio d’onda $T_m=4.4\sqrt{H_s}$ (onda non franta)



Studio del moto ondoso sottocosta – Criteri di frangimento (Goda 2000)

Da i risultati presentati nelle precedenti tabelle è facile prevedere un’importante riduzione delle altezze d’onda significative verso costa dovute al frangimento delle onde più alte durante eventi estremi, per tale motivo i valori sopra presentati risultano poco rappresentativi. Al fine di ottenere valori più realistici i valori derivati dall’analisi di probabilità congiunta sono stati corretti utilizzando il criterio di frangimento sviluppato da Goda (2000) che permette di tener conto delle trasformazioni subite del moto ondoso durante la sua propagazione attraverso l’area dei frangenti. Il metodo opera la redistribuzione dell’energia associata alle onde più alte a beneficio delle componenti associate alle onde con altezza minore, con legge di proporzionalità diretta al loro contenuto energetico.

Livelli estremi del mare/altezze d’onda estreme (-8,5 m s.l.m.m.) per la direzione 210°N – Altezze d’onda frante

1 anno			10 anni			50 anni			100 anni			200 anni			Sovraccarico		
Livello del mare	Hs	Tp															
(m. s.l.m.m.)	(m)	(s)															
0.2	3.3	10.1	0.2	4.5	12.1	0.2	5.3	13.4	0.2	5.5	13.9	0.2	5.6	14.4	0.2	5.6	15.2
0.26	2.0	8.0	0.26	3.8	11.0	0.26	4.8	12.6	0.26	5.3	13.3	0.26	5.6	14.0	0.26	5.6	14.6
0.34	1.6	7.1	0.34	3.4	10.3	0.34	4.5	12.1	0.34	4.9	12.8	0.34	5.4	13.5	0.34	5.6	14.0
0.42	1.1	5.8	0.42	2.7	9.3	0.42	4.0	11.4	0.42	4.5	12.1	0.42	4.9	12.7	0.42	5.2	13.2
0.45	0.7	4.6	0.45	2.3	8.6	0.45	3.6	10.7	0.45	4.1	11.5	0.45	4.6	12.2	0.45	5.0	12.6
			0.47	2.0	7.9	0.47	3.3	10.1	0.47	3.7	10.9	0.47	4.2	11.7	0.47	4.4	12.0
			0.5	1.4	6.7	0.5	2.6	9.1	0.5	3.2	10.1	0.5	3.7	10.9	0.5	3.8	11.0
			0.52	1.0	5.7	0.52	2.2	8.4	0.52	2.7	9.2	0.52	3.4	10.2	0.52	3.2	10.1
						0.55	1.8	7.6	0.55	2.3	8.6	0.55	2.8	9.5	0.55	2.7	9.4
						0.57	1.3	6.4	0.57	1.8	7.5	0.57	2.3	8.5	0.57	2.1	8.2
									0.6	1.4	6.6	0.6	1.9	7.8	0.6	1.7	7.3

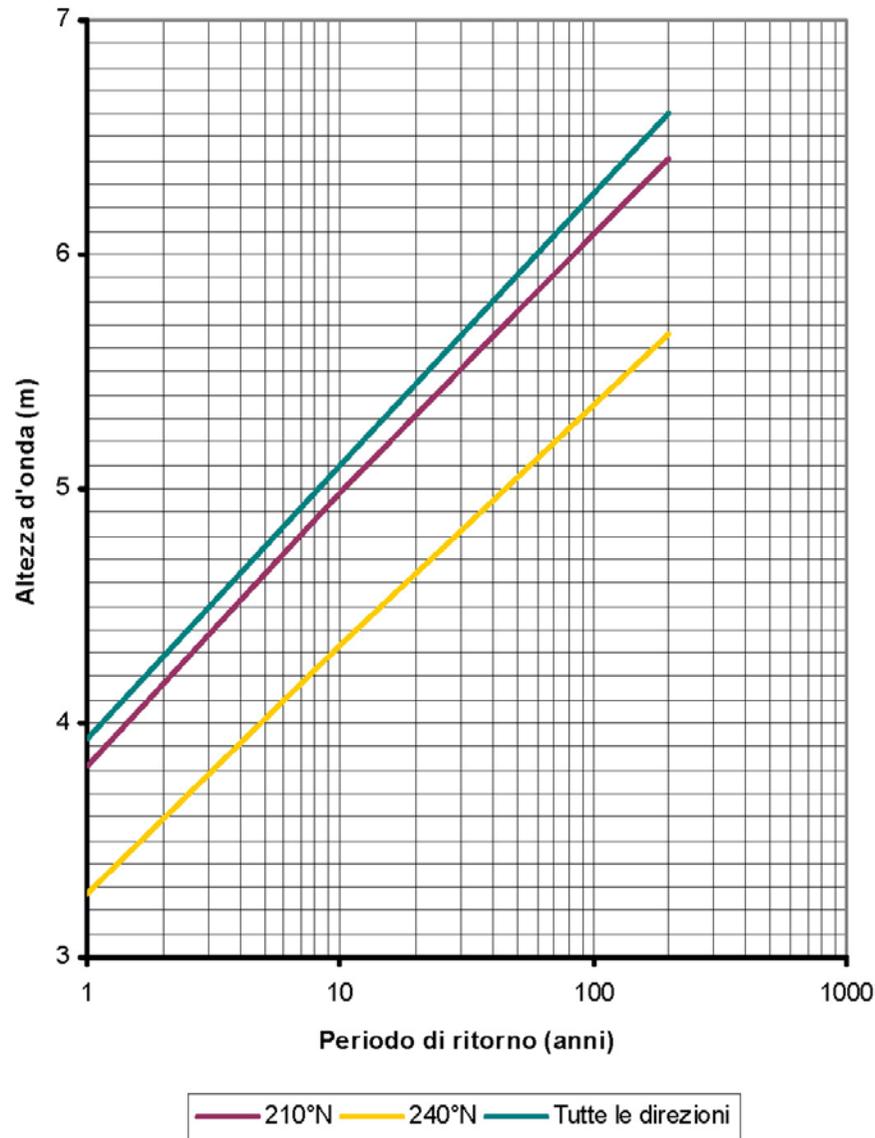
Nota: Periodo medio d’onda $T_m=4.4\sqrt{H_s}$ (onda non franta)

Livelli estremi del mare/altezze d’onda estreme (-8,5 m s.l.m.m.) per la direzione 240°N – Altezze d’onda frante

1 anno			10 anni			50 anni			100 anni			200 anni			Sovraccarico		
Livello del mare	Hs	Tp	Livello del mare	Hs	Tp	Livello del mare	Hs	Tp	Livello del mare	Hs	Tp	Livello del mare	Hs	Tp	Livello del mare	Hs	Tp
(m. s.l.m.m.)	(m)	(s)	(m. s.l.m.m.)	(m)	(s)	(m. s.l.m.m.)	(m)	(s)	(m. s.l.m.m.)	(m)	(s)	(m. s.l.m.m.)	(m)	(s)	(m. s.l.m.m.)	(m)	(s)
0.2	2.4	8.6	0.2	3.4	10.3	0.2	4.3	11.8	0.2	4.7	12.5	0.2	5.1	13.1	0.2	5.5	13.7
0.26	1.5	6.9	0.26	2.7	9.3	0.26	3.8	11.0	0.26	4.3	11.8	0.26	4.8	12.6	0.26	5.0	12.9
0.34	1.3	6.4	0.34	2.5	8.8	0.34	3.4	10.3	0.34	3.9	11.2	0.34	4.4	12.0	0.34	4.7	12.3
0.42	1.0	5.7	0.42	2.0	8.0	0.42	2.9	9.6	0.42	3.4	10.3	0.42	3.9	11.2	0.42	4.0	11.3
0.45	0.8	5.1	0.45	1.7	7.4	0.45	2.6	9.1	0.45	2.9	9.7	0.45	3.5	10.5	0.45	3.6	10.6
			0.47	1.5	6.8	0.47	2.4	8.6	0.47	2.7	9.2	0.47	3.1	9.8	0.47	3.3	10.1
			0.5	1.2	6.2	0.5	1.9	7.7	0.5	2.3	8.6	0.5	2.7	9.2	0.5	2.8	9.4
			0.52	1.0	5.7	0.52	1.6	7.1	0.52	2.0	7.9	0.52	2.4	8.8	0.52	2.3	8.6
						0.55	1.4	6.7	0.55	1.7	7.3	0.55	2.1	8.1	0.55	2.0	8.0
						0.57	1.1	6.0	0.57	1.4	6.7	0.57	1.7	7.3	0.57	1.7	7.3
									0.6	1.2	6.2	0.6	1.4	6.8	0.6	1.4	6.8

Nota: Periodo medio d’onda $T_m=4.4\sqrt{H_s}$ (onda non franta)



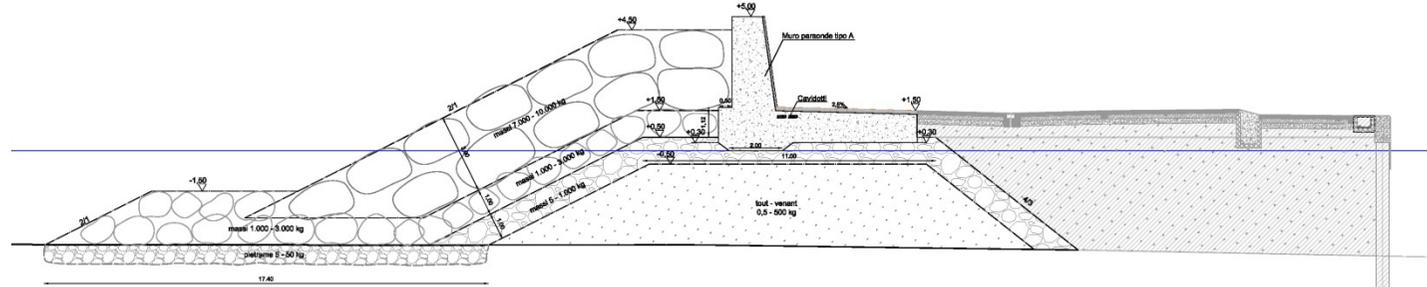


Valori estremi di altezza d'onda (Weibull) per diversi settori di provenienza del moto ondoso

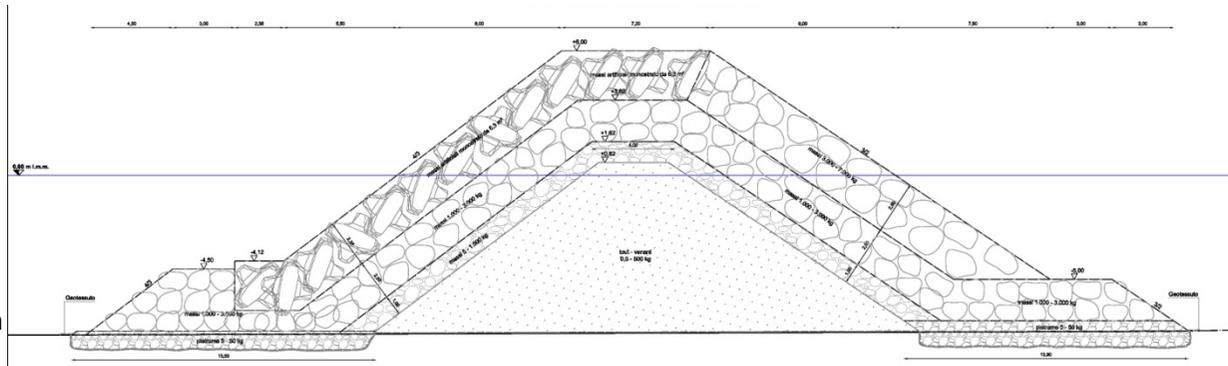
PROGETTO MOLO DI SOPRAFLUTTO

Sezioni tipo

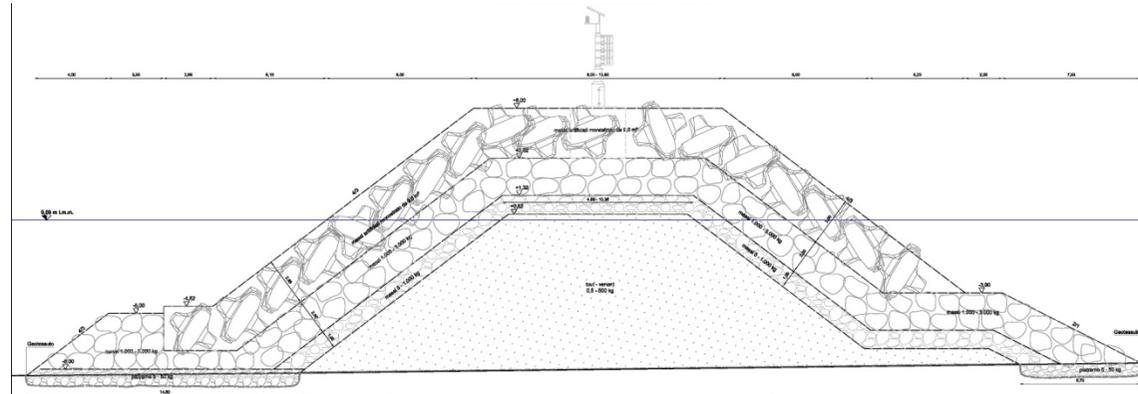
Sezione tipo dalla prog. 0,00 m
alla prog. 55,92 m



Sezione tipo dalla prog. 287,96 m alla
prog. 631,41 m



Sezione tipo dalla prog. 1.157,66 m
alla prog. 1.180,00 m



NUOVO PORTO TURISTICO "MARINA D'ARECHI"

MIGLIORINO
ASSOCIATI
Relatore: Ing. Guglielmo Migliorino

Tempo di ritorno dell'onda di progetto

Il periodo di ritorno dell'onda di progetto (definito in conformità alle "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe frangiflutti" edite dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e dal Gruppo Nazionale Difesa Catastrofi Idrogeologiche, 1996) dipende da:

- vita tecnica dell'opera
- dalla massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera.

Tipo dell'opera	Livello di sicurezza richiesto		
	1	2	3
	Vita di progetto (anni)		
Infrastrutture di uso generale	25	50	100
Infrastrutture ad uso specifico	15	25	50

Durata minima di vita per opere/strutture di carattere definitivo (T_v)

Il livello di sicurezza 2 si riferisce ad opere ed installazioni di interesse generale, comportanti un moderato rischio di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso dell'opera (opere di grandi porti, scarichi a mare di grandi città, ecc..)

Strutture flessibili



Danneggiamento incipiente

Ripercussione economica

- Bassa
- Media
- Alta

	Rischio per la vita umana	
	Limitato	Elevato
Bassa	0.50	0.30
Media	0.30	0.20
Alta	0.25	0.15

0.40

Per rischio limitato: a seguito del danneggiamento, non è logico prevedere alcuna perdita di vite umane.

La combinazione del tempo di vita dell'opera T_v e della probabilità di danneggiamento P_f, determina il tempo di ritorno dell'evento di progetto T_{rp}:

$$T_{rp} = T_v / [-\ln(1 - P_f)]$$

TIPO OPERA	T _v (anni)	P _f	T _{rp} teorico (anni)	T _{rp} adottato (anni)
Diga foranea	50	0,4	98	112



Geologia

INDAGINI EFFETTUATE (maggio 2009)

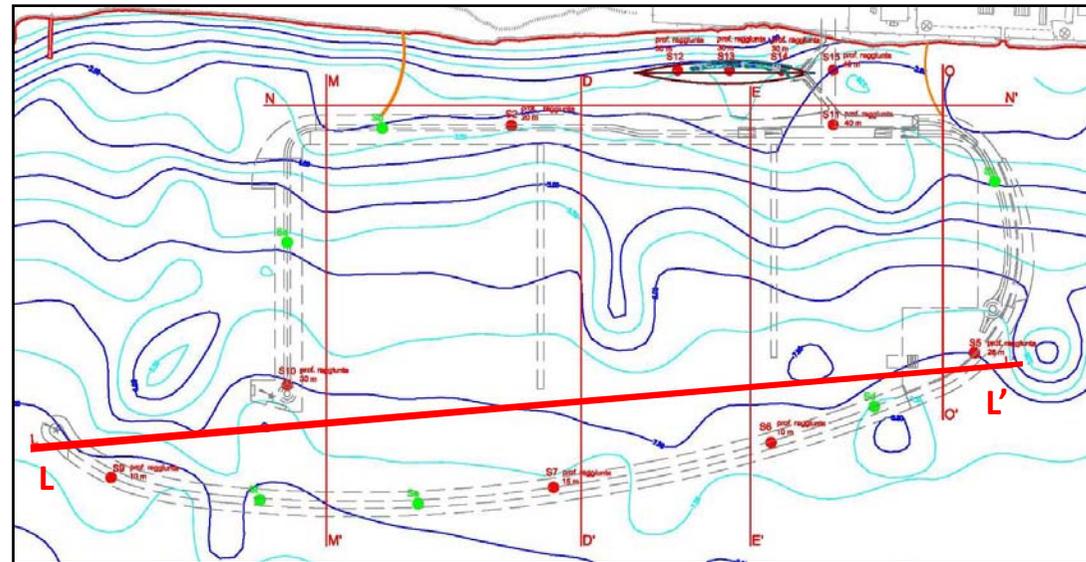
● S2, S5, S6, S7, S8, S10, S11, S12, S13, S14, S15 Sondaggi eseguiti

INDAGINI EFFETTUATE (novembre 2009)

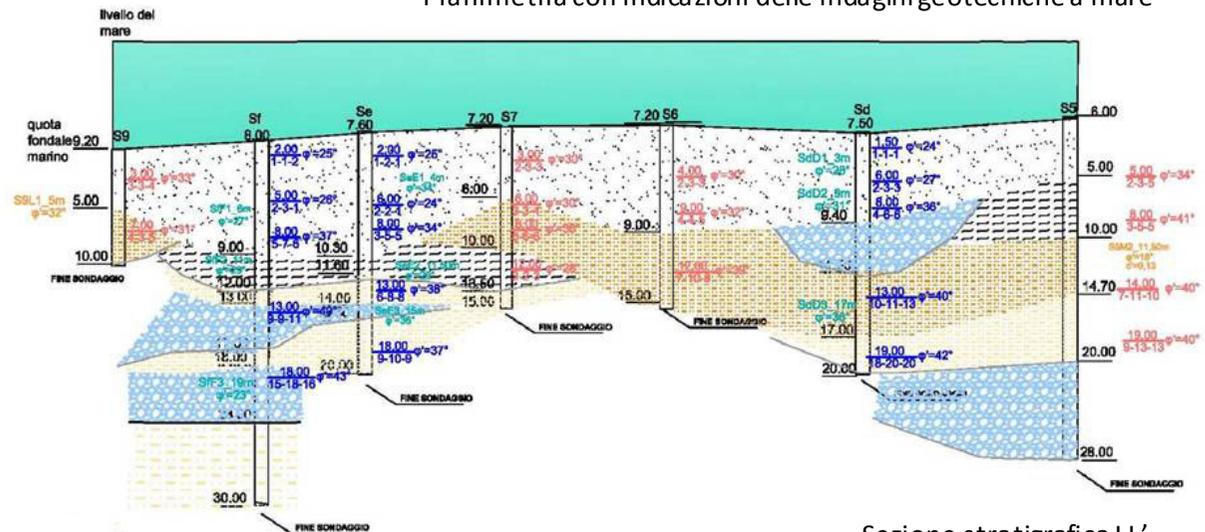
● Sa, Sb, Sc, Sd, Se, sondaggi con lunghezza di almeno 20m
 ● Sf sondaggio con lunghezza di almeno 30m

-  sabbia fine grigiastria e/o marrone
-  limi e sabbie torbose, con livelli di torba nerastra
-  sabbia e/o limo argilloso marrone
-  ghiaia di varia pezzatura in matrice sabbiosa giallognola e/o grigiastria
-  sabbie fini di colore variabile dall'ocra al giallognolo

Risultati SPT maggio 2009
 Risultati Prove Taglio Diretto maggio 2009
 Risultati SPT novembre 2009
 Risultati Prove Taglio Diretto novembre 2009



Planimetria con indicazioni delle indagini geotecniche a mare



Sezione stratigrafica LL'



Principali verifiche effettuate:

- Dimensionamento del masso accropode;
- Dimensionamento della protezione al piede;
- Dimensionamento strati filtro;
- Verifiche di stabilità globale;
- Verifiche in condizioni di esercizio (SLE) - previsione dei cedimenti;
- Stabilità della mantellata;
- Tracimazione ondosa.

Prove su modello fisico

Dimensionamento della protezione al piede

Il piede dell'opera è stato progettato in modo tale da garantire:

- la stabilità della mantellata in massi artificiali monostrato;
- la protezione dall'erosione del fondale in prossimità della scogliera;
- la stabilità globale dell'opera.

Il piede è costituito da una berma composta da un triplo strato di massi di categoria 1.000-3.000 kg, con larghezza sommitale pari a 3,00 m, posta a protezione diretta dei massi artificiali monostrato;

Formula di Van der Meer (1998):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left[2 + 6.2 \left(\frac{h_t}{h} \right)^{2.7} \right] N_{od}^{0.15}$$

dove:

H_s = altezza d'onda significativa incidente sull'opera

D_{n50} = diametro nominale medio dell'elemento lapideo

= densità relativa del materiale immerso, dove:

$$\Delta = \frac{\rho_a}{\rho_w} - 1$$

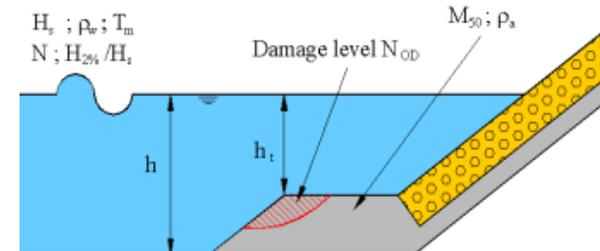
$\rho_a = 2450 \text{ kg/m}^3$ è la densità del pietrame

$\rho_w = 1025 \text{ kg/m}^3$ è la densità dell'acqua

h_t = profondità dal l.m.m. alla sommità della berma

h = profondità dall.l.m.m. al livello di imbasamento della berma

N_{od} = livello di danneggiamento, definito come il numero di elementi spostati in una fascia di scogliera di larghezza pari a D_n .



Schema di riferimento per la verifica di stabilità della berma al piede

	H_s	4,23 m
dalla progressiva 147,17 alla prog.	ρ_a	2450 kg/m^3
287,96 m considerando un $H_s = 4,23$ m;	ρ_w	1025 kg/m^3
	h_t	3,5 m
	h	5,53 m
	D_{n50}	1
	N_{od}	0,226

$N_{od} < 0,5$

	H_s	4,7 m
dalla progressiva 287,96 m alla prog.	ρ_a	2450 kg/m^3
1157,66 m considerando un $H_s = 4,70$ m;	ρ_w	1025 kg/m^3
	h_t	4,5 m
	h	7,6 m
	D_{n50}	1
	N_{od}	0,415

Dimensionamento strati filtro (“Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime”, C.S.LL.PP. e CNR-GNDICI, 1996)

Lo spessore minimo del filtro è dato dalla seguente:

$$S = n K (P / \gamma_m)^{1/3}$$

dove:

S= spessore del filtro in m

n= numero degli strati di cui si compone il filtro (n = 2)

K= coefficiente di strato (K = 1,00 per massi naturali a spigoli vivi)

P= peso medio dei massi dello strato filtro (P ≈ 2000 kg per massi da 1.000-3.000 kg)

γ_m = peso specifico della roccia ($\gamma_m = 2.500 \text{ kg/m}^3$).

In base ai valori indicati si ottiene uno spessore minimo dello strato filtro pari a 1,86 m. In conformità a quanto raccomandato nelle specifiche tecniche degli Accropode (6,30 m³), lo strato filtro è previsto con spessore pari a 2,00 m.

Secondo la REGOLA DEI FILTRI DI TERZAGHI, note le caratteristiche granulometriche degli strati a contatto, per verificare l’efficienza dello strato filtro si devono rispettare le seguenti condizioni:

$$\frac{D_{15s}}{D_{85i}} < 4 - 5 \quad \frac{D_{15s}}{D_{15i}} < 20 - 25$$

dove D_{15s} , D_{15i} sono, rispettivamente, i diametri del 15% del passante degli strati superiore e inferiore e D_{85i} è il diametro dell’85% del passante dello strato inferiore.

Come si osserva dalla seguente tabella la regola dei filtri è verificata.

Categoria massi strato superiore	Categoria massi strato inferiore	D_{15s} [m]	D_{15i} [m]	D_{85s} [m]	D_{85i} [m]	D_{15s}/D_{85i}	D_{15s}/D_{15i}
1.000-3.000 kg	5-1.000 kg	0,76	0,53	1,02	0,71	1,07	1,44
5-1.000 kg	0,5-300 kg	0,53	0,07	0,71	0,47	1,11	7,05



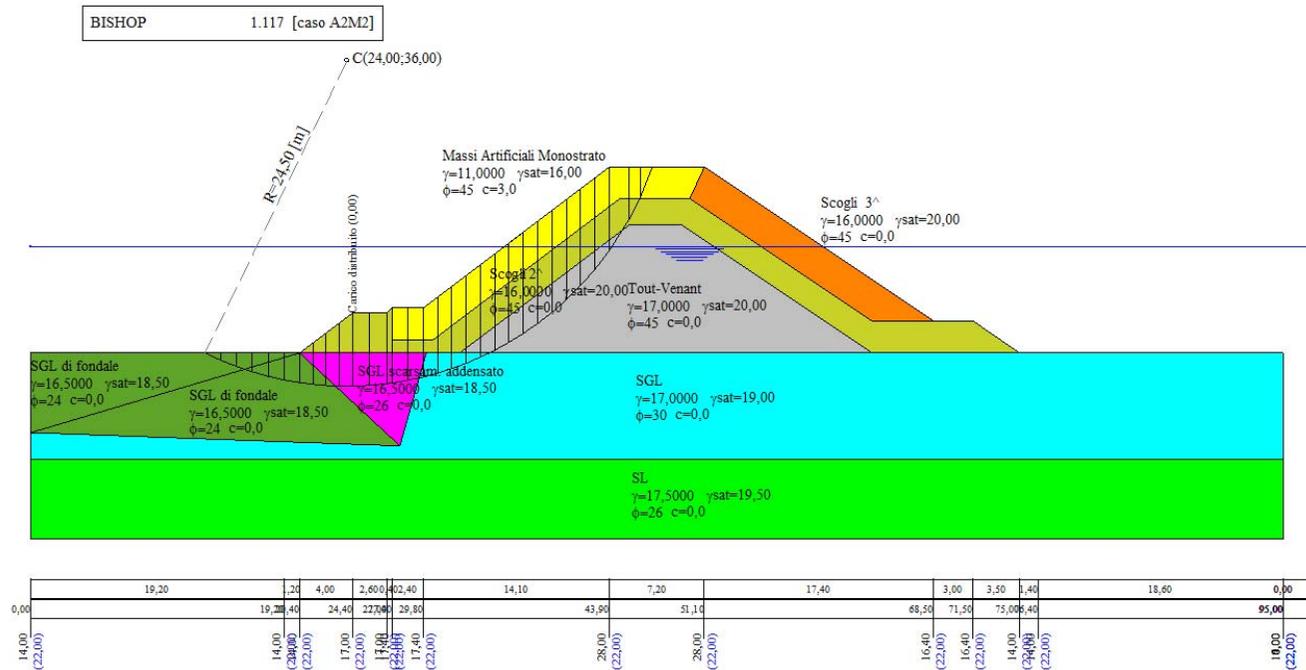
PROGETTO MOLO DI SOPRAFLUTTO

Verifiche di stabilità globale (slu)

COMBINAZIONI DI CARICO PIU' GRAVOSE:

COMB. A: L.M.M. + SISMA;

E' stata assunta una riduzione di resistenza dei terreni al piede per fenomeni di liquefazione locale



Molo di Sopraflutto – Verifica di Stabilità globale
 COMB. A: L.M.M. + Sisma - Isolinee coefficienti di sicurezza



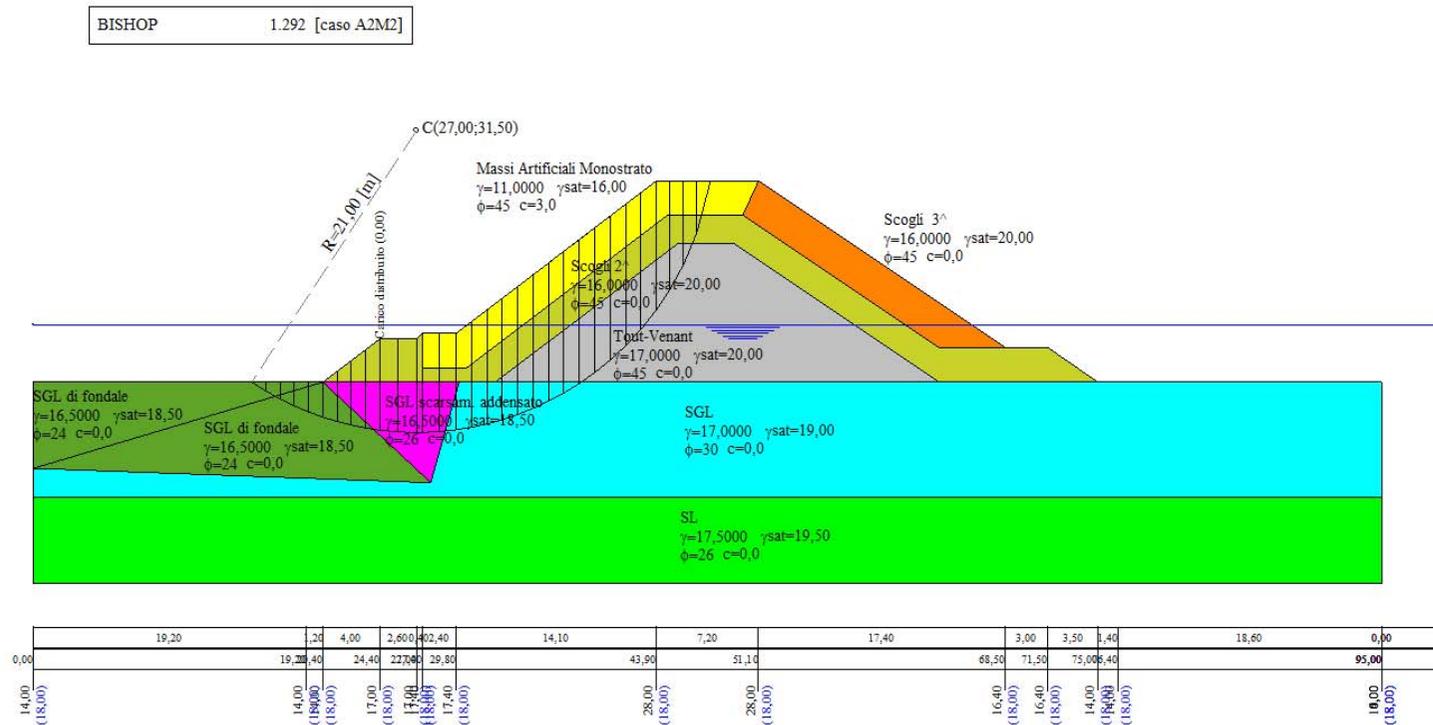
PROGETTO MOLO DI SOPRAFLUTTO

Verifiche di stabilità globale (slu)

COMBINAZIONI DI CARICO PIU' GRAVOSE:

COMB. B: *livello del mare pari a -4,00 m sul L.M.M. (Cavo d'onda) + SISMA;*

E' stata assunta una riduzione di resistenza dei terreni al piede per fenomeni di liquefazione locale



Molo di Sopraflutto – Verifica di Stabilità globale
 COMB. B: L.M.M. + Cavo d'Onda - Isolinee coefficienti di sicurezza



Verifiche in condizioni di esercizio (sle) - Previsione dei cedimenti

CRITICITA':

- Il terreno di fondazione non viene assoggettato ad un carico applicato staticamente, ma ad un carico dinamico dovuto alla caduta sul fondo dei blocchi lapidei scaricati dalla superficie;
- il cedimento è somma di due aliquote dovute al terreno di fondazione e allo stesso rilevato;
- il cedimento del rilevato dipende oltre che dal peso proprio e dal sovraccarico, anche dall'assestamento degli elementi lapidei della diga sotto gli effetti del moto ondoso.

ANALISI EFFETTUATE (2D):

- Metodo Elastico
- FEM (Plaxis)

Risultati comparabili

sezione in prossimità della testa del sopraflutto, dove i fondali sono più profondi e cedimenti attesi sono maggiori.

METODO ELASTICO

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_i} \Delta z_i$$

Lo spessore dello strato compressibile $H_s = 50.00$ m.

Per il calcolo degli incrementi di tensione (D_s) il METODO DI WESTERGAARD considera il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo. Contrariamente all'equazione di Boussinesq l'equazione di Westergaard contiene il coefficiente di Poisson ν . Dato un carico concentrato Q applicato in direzione verticale indotta in un punto $P(x,y,z)$ posto alla profondità z :

$$\Delta \sigma_v = \frac{Q a^{1/2}}{2\pi z^2 (a + (r/z)^2)^{3/2}}$$

dove:

$$r = (x^2 + y^2)^{1/2}$$

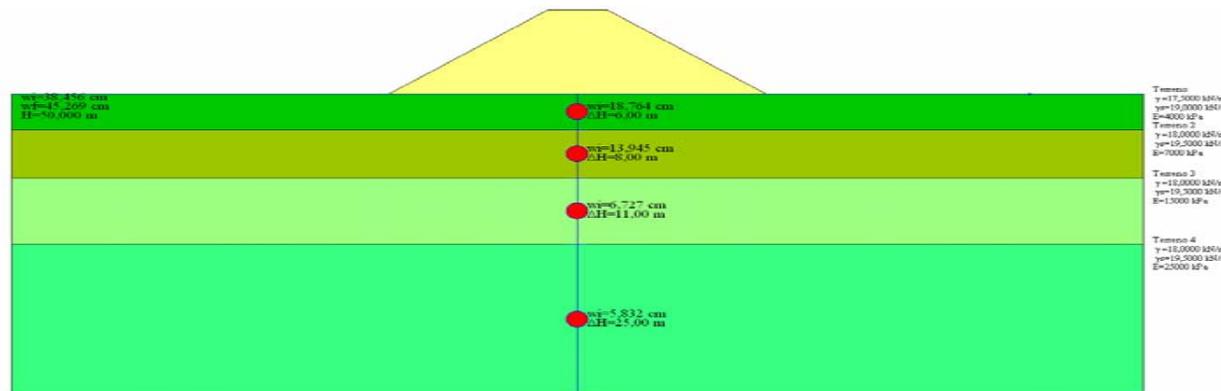
$$a = (1 - 2\nu)/(2 - 2\nu).$$



Verifiche in condizioni di esercizio (sle) - Previsione dei cedimenti

Per ottenere la pressione indotta da un carico distribuito occorre integrare tale espressione su tutta l'area di carico, considerando il carico Q come un carico infinitesimo agente su una areola dA .

Nel modello il livello della falda è posto a p.c.. Il rilevato ha un peso per unità di volume pari a $12,70 \text{ kn/m}^3$, che fornisce un incremento di tensione vert. $\Delta\sigma_v$ e equivalente ad uno schema con livello di falda a L.M.M. (pari a +8,00 m sul fondale).



Strato	Terreno	ΔH [m]	Δw _i [cm]
1	SGL1	6,00	18,7645
2	SGL2	8,00	13,9454
3	SL	11,00	6,7275
4	LS	25,00	5,8319
Totale		50,00	45,2693

Pertanto, considerati i limiti dei calcoli sopradescritti è presumibile attendersi un cedimento medio dei soli terreni di fondazione dell'ordine di **50 cm**.

Data la natura dei terreni (Coeff. di consolidaz. $C_v = 10^{-1} - 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$) i cedimenti sono pressoché immediati.

OPERA A GETTATA → DEFORMABILE → CEDIMENTI COMPATIBILI CON LA SUA FUNZIONALITÀ.

Stabilità della mantellata

Tabella 1. Percentuale di elementi della mantellata (lato esterno) mobilitati durante i test con ondazione 210°N, Posizione A (massi naturali)

Condizione	0.2 ~ 0.5D _{n50}	0.5>D _{n50}	>1 D _{n50}
1:1	1.5 (1.5)	0.2 (0.2)	0.2 (0.2)
1:10	0.8 (2.3)	0.2 (0.4)	0.1 (0.3)
1:112	1.4 (3.7)	0.1 (0.5)	0.1 (0.4)
Sovraccarico	2.1 (5.8)	0.3 (0.8)	0.1 (0.5)

Tabella 2. Percentuale di elementi della mantellata (lato esterno) mobilitati durante i test con ondazione 210°N, Posizione B (massi Accropode™)

Condizione	0.2 ~ 0.5D _{n50}	0.5>D _{n50}	>1 D _{n50}
1:1	0 (0)	0 (0)	0 (0)
1:10	0 (0)	0 (0)	0 (0)
1:112	0 (0)	0 (0)	0 (0)
Sovraccarico	0 (0)	0 (0)	0 (0)

Tabella 3. Percentuale di elementi della mantellata (lato esterno) mobilitati durante i test con ondazione 210°N, Posizione C (massi Accropode™)

Condizione	0.2 ~ 0.5D _{n50}	0.5>D _{n50}	>1 D _{n50}
1:1	0 (0)	0 (0)	0 (0)
1:10	0 (0)	0 (0)	0 (0)
1:112	0 (0)	0 (0)	0 (0)
Sovraccarico	0 (0)	0 (0)	0 (0)

Modello fisico 3D ultimato, vista dalla costa a Sud

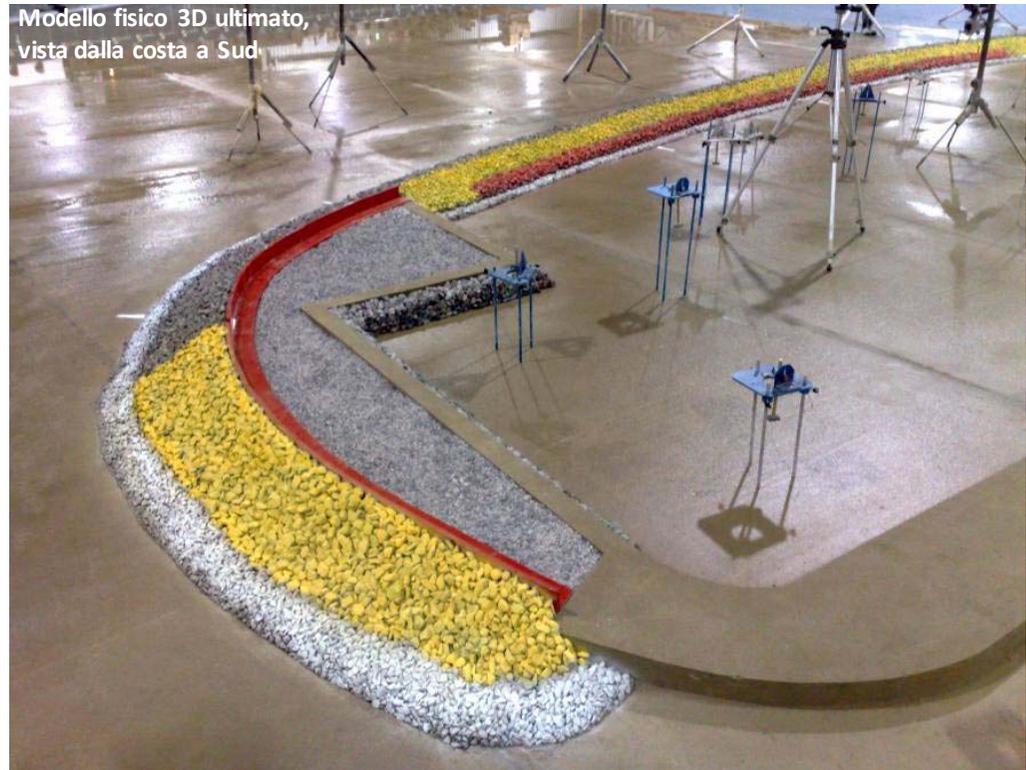


Tabella 4. Percentuale di elementi della mantellata (lato esterno) mobilitati durante i test con ondazione 210°N, Posizione D (massi Accropode™)

Condizione	0.2 ~ 0.5D _{n50}	0.5>D _{n50}	>1 D _{n50}
1:1	0 (0)	0 (0)	0 (0)
1:10	0 (0)	0 (0)	0 (0)
1:112	0 (0)	0 (0)	0 (0)
Sovraccarico	0 (0)	0 (0)	0 (0)

Stabilità della mantellata

Tabella 5. Percentuale di elementi della mantellata (lato esterno) mobilitati durante i test con ondazione 210°N, Posizione A (massi naturali)

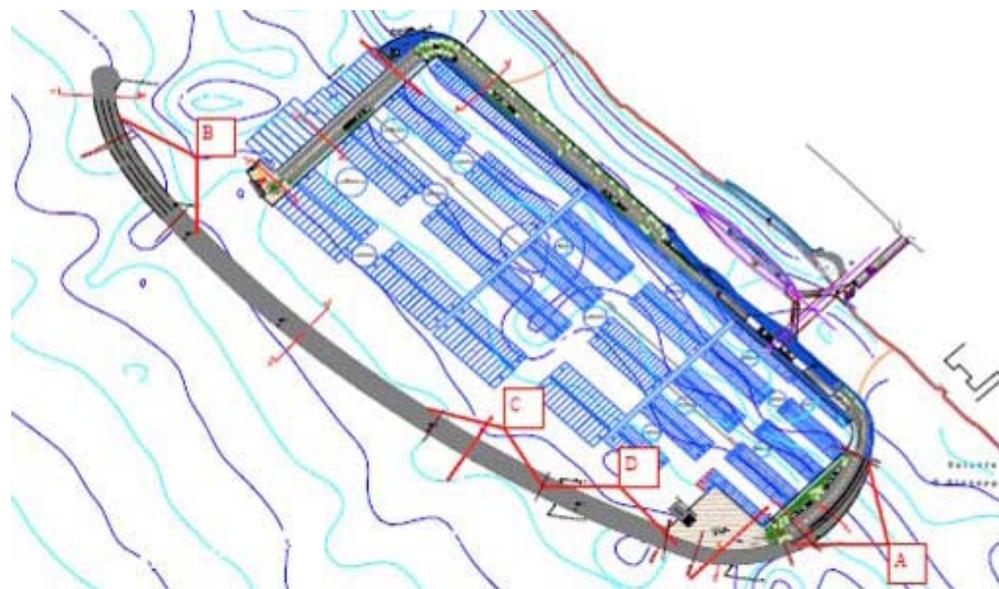
Condizione	0.2 ~ 0.5D _{n50}	0.5>D _{n50}	>1 D _{n50}
1:1	0 (0)	0 (0)	0 (0)
1:10	0.3 (0.3)	0 (0)	0 (0)
1:112	0.3 (0.6)	0 (0)	0 (0)
Sovraccarico	0.6 (1.2)	0 (0)	0 (0)

Tabella 6. Percentuale di elementi della mantellata (lato esterno) mobilitati durante i test con ondazione 210°N, Posizione B (massi Accropode™)

Condizione	0.2 ~ 0.5D _{n50}	0.5>D _{n50}	>1 D _{n50}
1:1	0 (0)	0 (0)	0 (0)
1:10	0 (0)	0 (0)	0 (0)
1:112	0 (0)	0 (0)	0 (0)
Sovraccarico	0 (0)	0 (0)	0 (0)

Tabella 7. Percentuale di elementi della mantellata (lato esterno) mobilitati durante i test con ondazione 210°N, Posizione C (massi Accropode™)

Condizione	0.2 ~ 0.5D _{n50}	0.5>D _{n50}	>1 D _{n50}
1:1	0 (0)	0 (0)	0 (0)
1:10	0 (0)	0 (0)	0 (0)
1:112	0 (0)	0 (0)	0 (0)
Sovraccarico	0 (0)	0 (0)	0 (0)



Posizioni delle fotocamere utilizzate per l'analisi e apertura delle foto utilizzate per la valutazione della stabilità degli elementi della mantellata durante i test con ondazioni provenienti da 210°N e 240°N.

Tabella 8. Percentuale di elementi della mantellata (lato esterno) mobilitati durante i test con ondazione 240°N, Posizione D (massi Accropode™)

Condizione	0.2 ~ 0.5D _{n50}	0.5>D _{n50}	>1 D _{n50}
1:1	0 (0)	0 (0)	0 (0)
1:10	0 (0)	0 (0)	0 (0)
1:112	0 (0)	0 (0)	0 (0)
Sovraccarico	0 (0)	0 (0)	0 (0)

Stabilità della mantellata

Tabella 9. Percentuale di elementi della mantellata (lato interno) mobilitati durante i test con ondatazione 210°N, Posizione B (massi naturali)

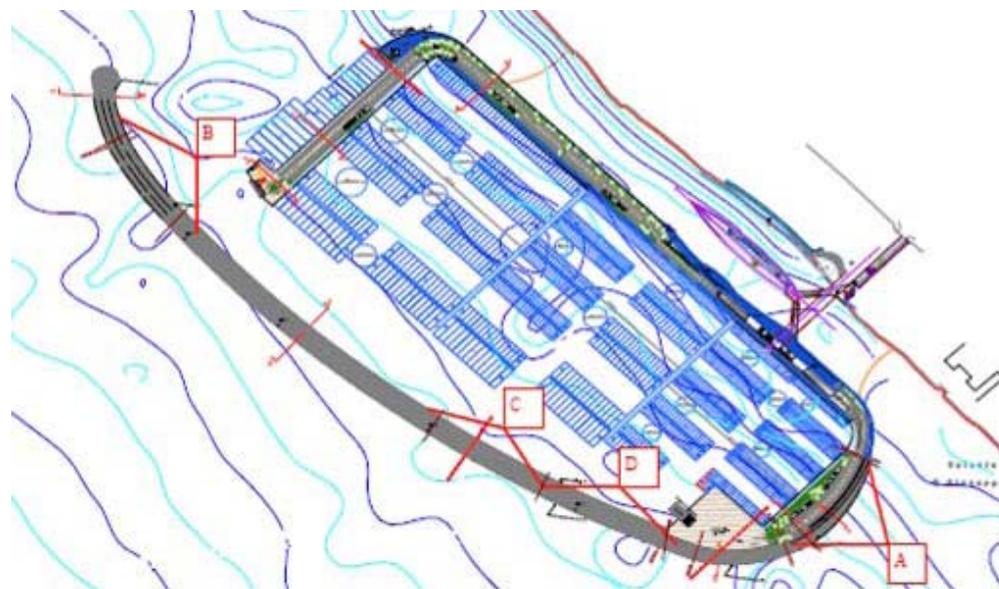
Condizione	0.2 ~ 0.5D _{n50}	0.5>D _{n50}	>1 D _{n50}
1:1	0.1 (0.1)	0 (0)	0 (0)
1:10	0.5 (0.6)	0.5 (0.5)	0 (0)
1:112	1.5 (2.1)	2.5 (3.0)	0 (0)
Sovraccarico	6.3 (8.4)	4.5 (7.5)	3.3 (3.3)

Tabella 10. Percentuale di elementi della mantellata (lato interno) mobilitati durante i test con ondatazione 210°N, Posizione C (massi naturali)

Condizione	0.2 ~ 0.5D _{n50}	0.5>D _{n50}	>1 D _{n50}
1:1	0 (0)	0 (0)	0 (0)
1:10	0.2 (0.2)	0.1 (0.1)	0.2 (0.2)
1:112	1.5 (1.7)	1.3 (1.4)	0 (0.2)
Sovraccarico	6.8 (8.5)	2.0 (3.4)	3.6 (3.8)

Tabella 11. Percentuale di elementi della mantellata (lato interno) mobilitati durante i test con ondatazione 210°N, Posizione D (massi naturali)

Condizione	0.2 ~ 0.5D _{n50}	0.5>D _{n50}	>1 D _{n50}
1:1	0 (0)	0 (0)	0 (0)
1:10	1.6 (1.6)	0 (0)	0 (0)
1:112	2.6 (4.2)	0.2 (0.2)	0.3 (0.3)
Sovraccarico	4.5 (8.7)	0.5 (0.7)	0.6 (0.9)



Posizioni delle fotocamere utilizzate per l'analisi e apertura delle foto utilizzate per la valutazione della stabilità degli elementi della mantellata durante i test con ondatazioni provenienti da 210°N e 240°N.

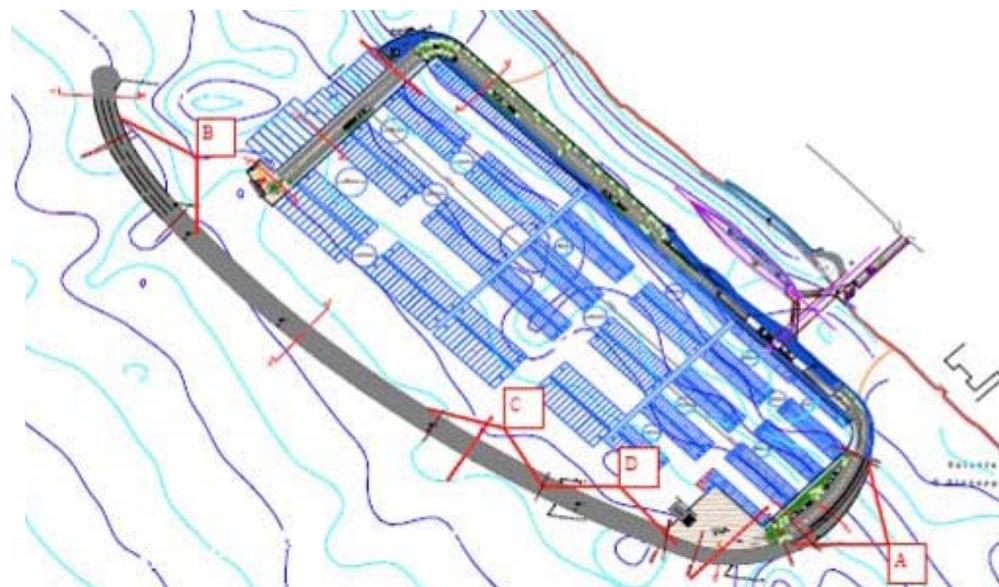
Tabella 12. Percentuale di elementi della mantellata (lato interno) mobilitati durante i test con ondatazione 240°N, Posizione B (massi naturali)

Condizione	0.2 ~ 0.5D _{n50}	0.5>D _{n50}	>1 D _{n50}
1:1	0 (0)	0 (0)	0 (0)
1:10	0.4 (0.4)	0 (0)	0 (0)
1:112	1.5 (1.9)	0.7 (0.7)	0 (0)
Sovraccarico	1.7 (3.6)	0.6 (1.3)	1.5 (1.5)

Stabilità della mantellata

Tabella 13. Percentuale di elementi della mantellata (lato interno) mobilitati durante i test con ondazione 240°N, Posizione C (massi naturali)

Condizione	0.2 ~ 0.5D _{n50}	0.5>D _{n50}	>1 D _{n50}
1:1	0 (0)	0 (0)	0 (0)
1:10	0 (0)	0 (0)	0 (0)
1:112	0 (0)	0 (0)	0 (0)
Sovraccarico	0.3 (0.3)	0.7 (0.7)	0 (0)



Posizioni delle fotocamere utilizzate per l’analisi e apertura delle foto utilizzate per la valutazione della stabilità degli elementi della mantellata durante i test con ondazioni provenienti da 210°N e 240°N.

Tabella 14. Percentuale di elementi della mantellata (lato interno) mobilitati durante i test con ondazione 240°N, Posizione D (massi naturali)

Condizione	0.2 ~ 0.5D _{n50}	0.5>D _{n50}	>1 D _{n50}
1:1	0 (0)	0 (0)	0 (0)
1:10	1.3 (1.3)	0 (0)	0 (0)
1:112	0.1 (1.4)	0 (0)	0 (0)
Sovraccarico	0.4 (1.8)	0 (0)	0 (0)

Tracimazione ondosu

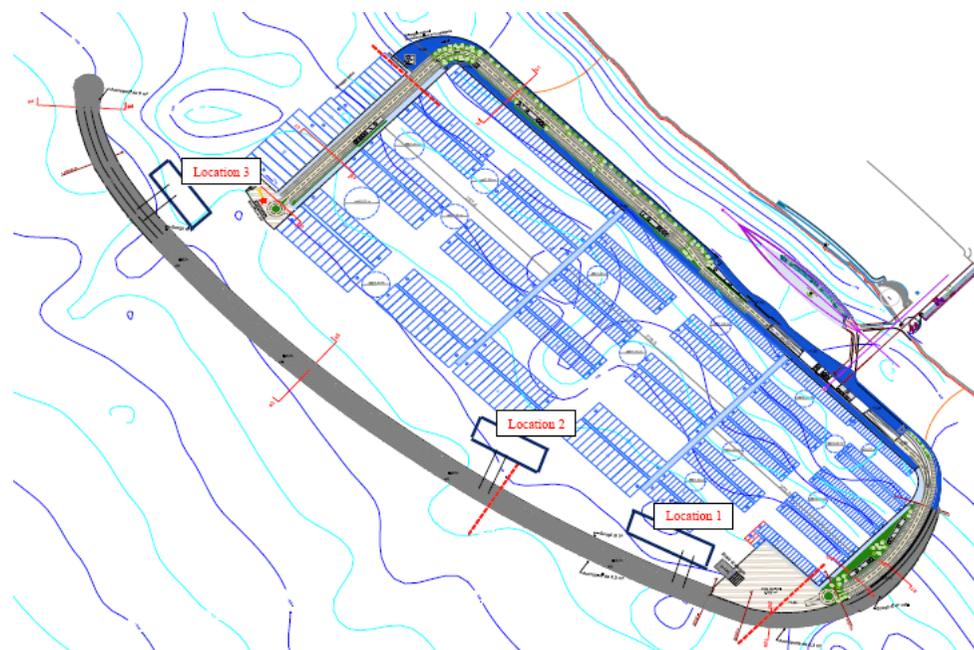
Condizione di sovraccarico: maggiorazione del 20% delle altezze d'onda (e periodo associato) e livelli equivalenti rispetto a quelli utilizzati per le condizioni di progetto.

Tabella 1. Portate di tracimazione per condizioni di moto ondosu con direzione 210°N, Posizione 1

Condizione testata	Tracimazione q (l/s/m)
1:1 anno	0
1:10 anni	2
1:112 anni	3.2
Sovraccarico	30.1

Tabella 2. Portate di tracimazione per condizioni di moto ondosu con direzione 210°N, Posizione 2

Condizione testata	Tracimazione q (l/s/m)
1:1 anno	0
1:10 anni	0.5
1:112 anni	2.7
Sovraccarico	14.1



Posizione dei contenitori calibrati per la misura della tracimazione per ondatazioni con incidenza 210°N e 240°N

Tabella 3. Portate di tracimazione per condizioni di moto ondosu con direzione 210°N, Posizione 3

Condizione testata	Tracimazione q (l/s/m)
1:1 anno	0
1:10 anni	6.2
1:112 anni	12.8
Sovraccarico	18.0

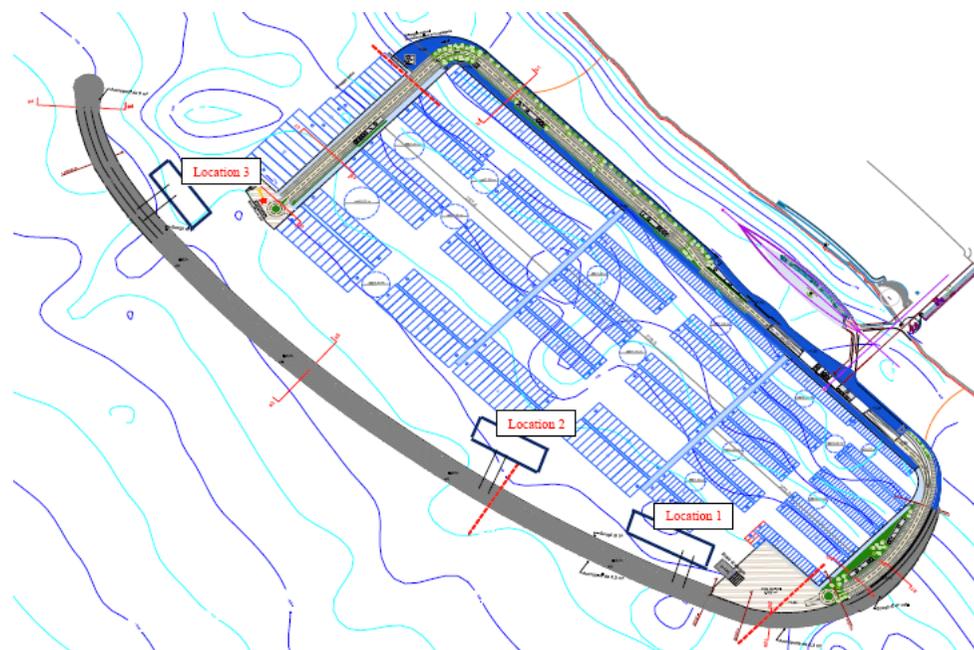
Tracimazione ondosu

Tabella 4. Portate di tracimazione per condizioni di moto ondosu con direzione 240°N, Posizione 1

Condizione testata	Tracimazione q (l/s/m)
1:1 anno	0
1:10 anni	<0.01
1:112 anni	0.8
Sovraccarico	21.3

Tabella 5. Portate di tracimazione per condizioni di moto ondosu con direzione 240°N, Posizione 2

Condizione testata	Tracimazione q (l/s/m)
1:1 anno	0
1:10 anni	<0.01
1:112 anni	1.2
Sovraccarico	3.7



Posizione dei contenitori calibrati per la misura della tracimazione per ondazioni con incidenza 210°N e 240°N

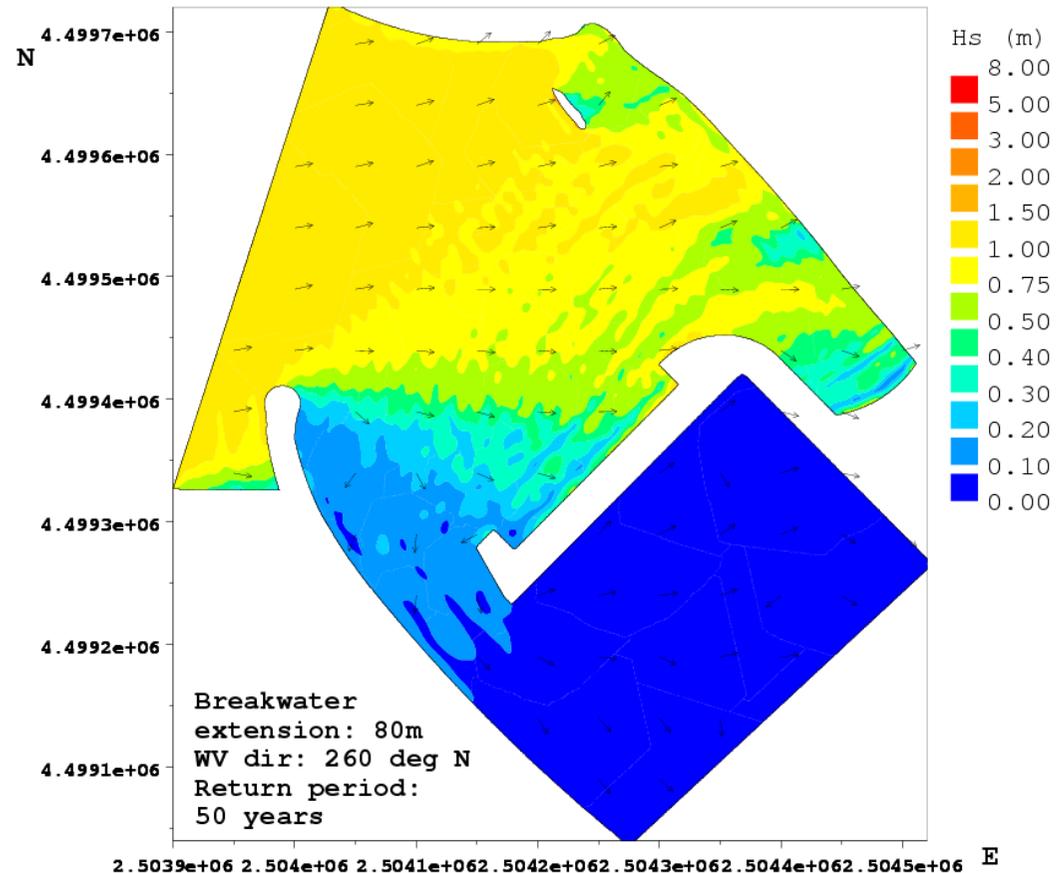
Tabella 6. Portate di tracimazione per condizioni di moto ondosu con direzione 240°N, Posizione 3

Condizione testata	Tracimazione q (l/s/m)
1:1 anno	0
1:10 anni	<0.01
1:112 anni	10.2
Sovraccarico	38.7



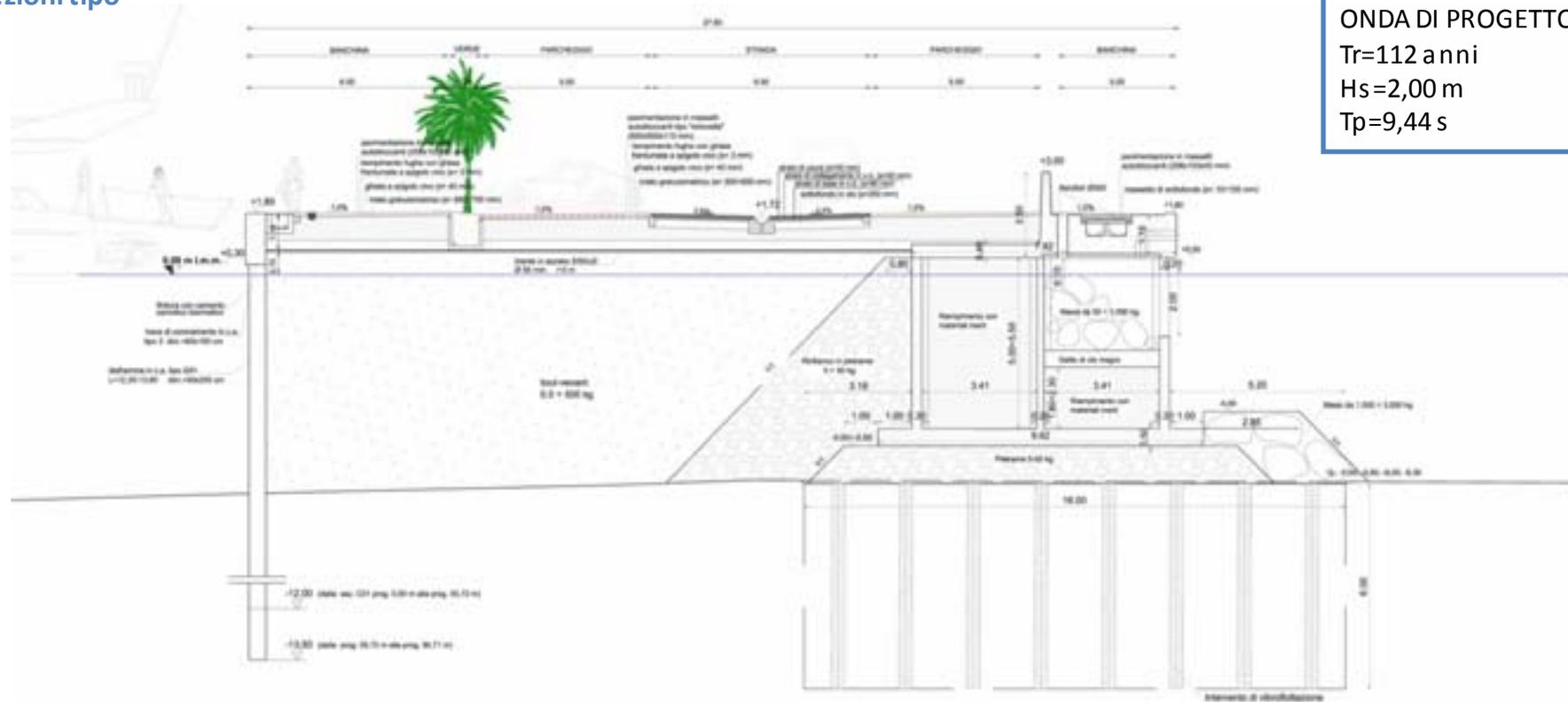
Onda di progetto

Il prolungamento del Molo di Sopraflutto, necessario per ridurre l'agitazione interna del marina e per garantire un'adeguata protezione al tratto di costa in corrispondenza del lido in cui non è prevista alcuna opera di protezione, ha consentito di avere altezza d'onda non elevate e quindi di prevedere un'opera di sottoflutto banchinato anche sul lato esterno per garantire l'ormeggio di imbarcazioni di grandi dimensioni (f.t.>24 m) da Giugno ad Agosto, orientate in posizione favorevole.



Particolare dell'imboccatura – simulazione modello matematico Artemis - Risultato del modello d'onda: direzione di provenienza a largo 260°N; condizione cinquantennale

Sezioni tipo



ONDA DI PROGETTO
 Tr=112 anni
 Hs=2,00 m
 Tp=9,44 s

Da prog 0,00 a prog. 222,29 m

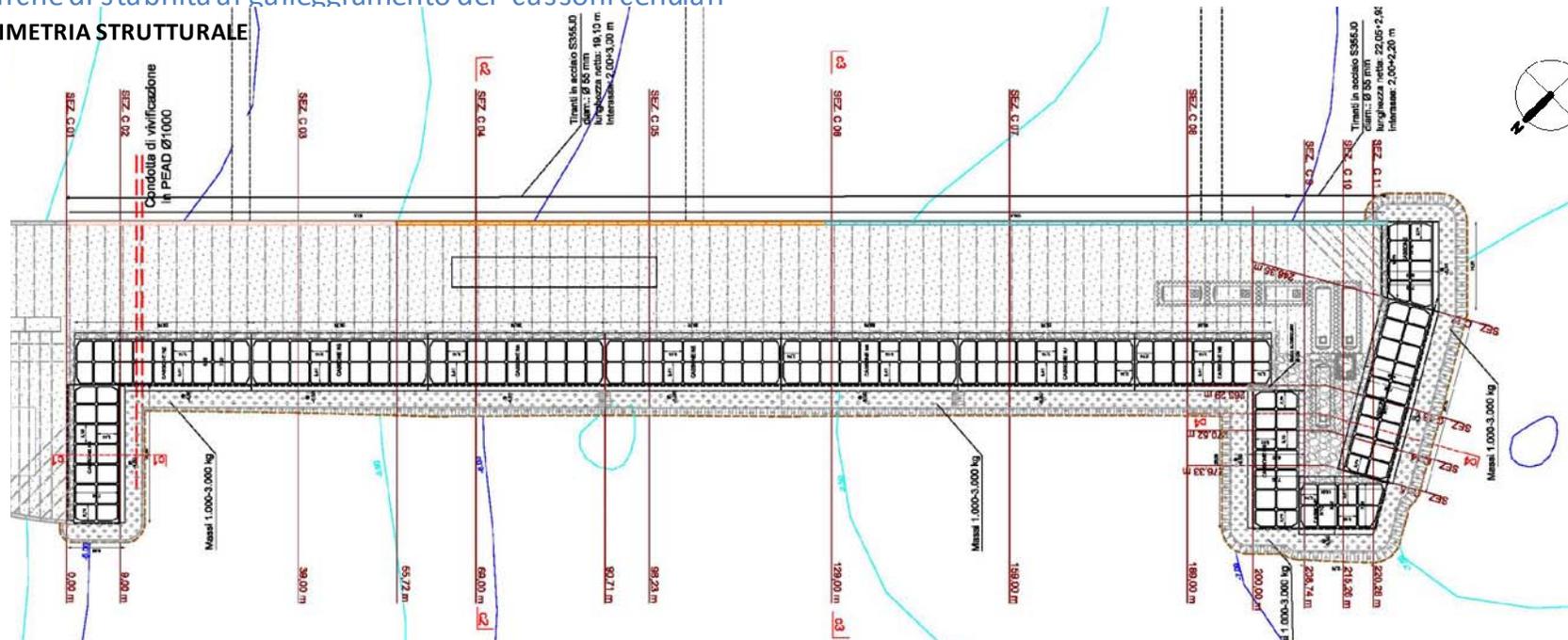
- La to esterno: muro di sponda realizzato con cassoni cellulari in c.a.. Il cassone è di tipo antiriflettente e presenta, lungo il lato esterno, 1 foro per ogni cella di dimensione 198x230 cm. Le celle hanno dimensione di 3,41x3,15m. Le pareti esterne hanno spessore di 0,30 m, mentre i setti longitudinali interni e quelli trasversali hanno uno spessore di 0,20m.
- Paramento di banchina lato porto: paramento verticale realizzato con diaframmi in c.a. di dimensioni 50x250 cm. I diaframmi sono tirantati in testa con tiranti in acciaio S355J0 e di diametro Ø55, posti ad interasse di 3,00 m e a quota +0,70 m s.l.m.m., e ancorati nella sovrastruttura gettata in opera dei cassoni cellulari. La quota in banchina è di +1,80 m s.l.m.m..



PROGETTO MOLO DI SOTTOFLUTTO

Verifiche di stabilità al galleggiamento dei cassoni cellulari

PLANIMETRIA STRUTTURALE



Nel Molo di Sottoflutto si distinguono n°7 cassoni tipo, in funzione delle dimensioni in pianta e dell'altezza, così come definiti di seguito:

Tipo	Dimensioni in pianta [m]	Altezza [m]	Quantità [n.]
A	23,08 x 9,62	5,50	1
B	23,08 x 9,62	7,00	2
C	29,76 x 9,62	5,50	1
D	29,76 x 9,62	6,00	2
E	29,76 x 9,62	6,50	2
F	29,76 x 9,62	7,00	2
G	Trapezio	7,00	2
			Tot.: 12

Caratteristiche dei materiali per i cassoni e diaframmi

Calcestruzzo:

(UNI EN 206 e D.M. 14 gennaio 2008):

CLASSE DI RESISTENZA Rck: C35/45 (45MPa)
 CLASSE DI CONSISTENZA: S4
 DIMENSIONE MASSIMA AGGREGATO: 32mm
 RAPPORTO MASSIMO A/C: 0.45
 TIPO DI CEMENTO: D'altoforno (III) –
 Pozzolánico (IV)
 CONTENUTO MINIMO DI CEMENTO: 340 Kg/m³
 CLASSE DI ESPOSIZIONE: XS2-XS3
 COPRIFERRO: 50mm

Acciaio D'armatura Ordinaria Per C.A.

(D.M. 14 gennaio 2008):

ACCIAIO TIPO B450C (fyk > 450 N/mm² ; fyt > 540 N/mm²)

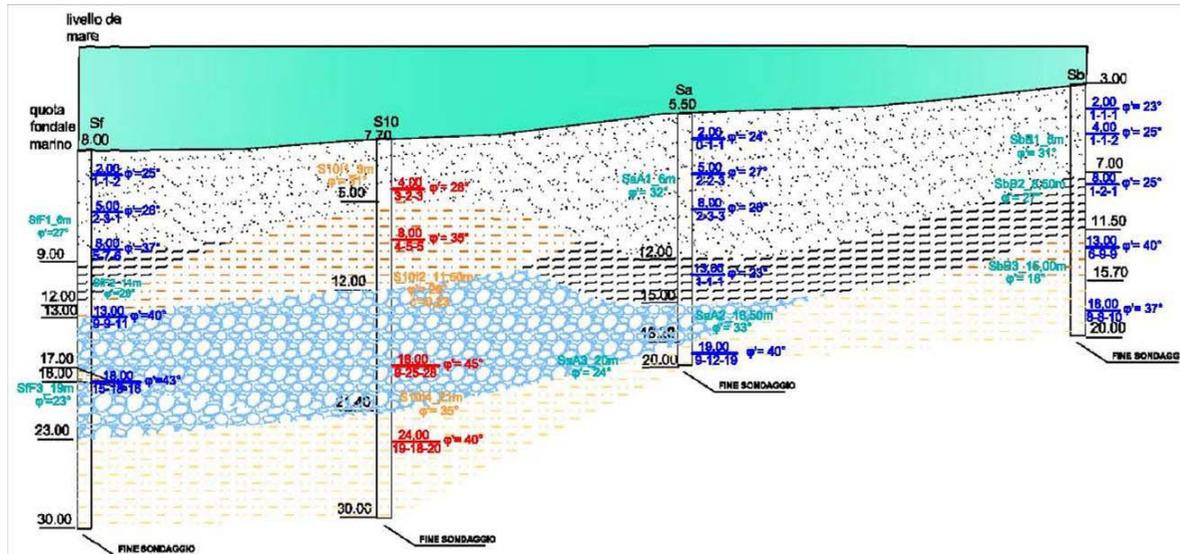


NUOVO PORTO TURISTICO "MARINA D'ARECHI"

MIGLIORINO ASSOCIATI

Relatore: Ing. Guglielmo Migliorino

Vibroflottazione



LEGENDA

- sabbia fine grigiastra e/o marrone
- limi e sabbie torbose, con livelli di torba a sinistra
- sabbia e/o limo argilloso marrone
- ghiaie di varia pezzatura in matrice sabbiosa giallognola e/o grigiastra
- sabbie fini di colore variabile dall'ocra al giallognolo

Risultati SPT maggio 2009
 Risultati Prove Taglio Diretto maggio 2009
 Risultati SPT novembre 2009
 Risultati Prove Taglio Diretto novembre 2009

L'intervento di preconsolidamento dei terreni di fondazione mediante vibroflottazione prevede le seguenti fasi operative:

- Livellamento dei fondali per raggiungimento della quota Q_L ;
- Posa di un letto di ghiaia sul fondale a quota Q_L con granulometria da 10 a 125 mm, con la prescrizione che il 70% sia compreso tra 40 e 100 mm, di spessore pari a 2,00 m per tutta l'area di intervento (A_L);
- Formazione di pali di costipamento (vibroflottazione) disposti ad interasse medio di 2,00 m fino a raggiungere la profondità di 6,00 m a partire dalla quota Q_L , **intervenendo in tal modo sullo strato suscettibile di liquefazione**;
- Asportazione di strato superficiale di materiale portato in superficie durante la vibroflottazione regolarizzando il fondale marino, garantendo la quota Q_L ;
- Realizzazione dell'imbasamento per i cassoni alla quota Q_p .



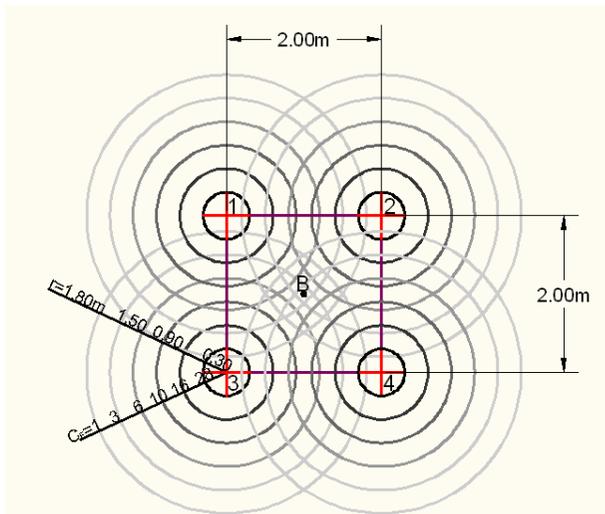
Vibroflottazione

Per il dimensionamento di massima dell'intervento si fa riferimento alla relazione sperimentale nota in letteratura, fra un coefficiente d'influenza, che decresce all'aumentare della distanza dalla verticale, e posto pari all'unità per $r=1,80$ m, e D_R (Densità relativa):

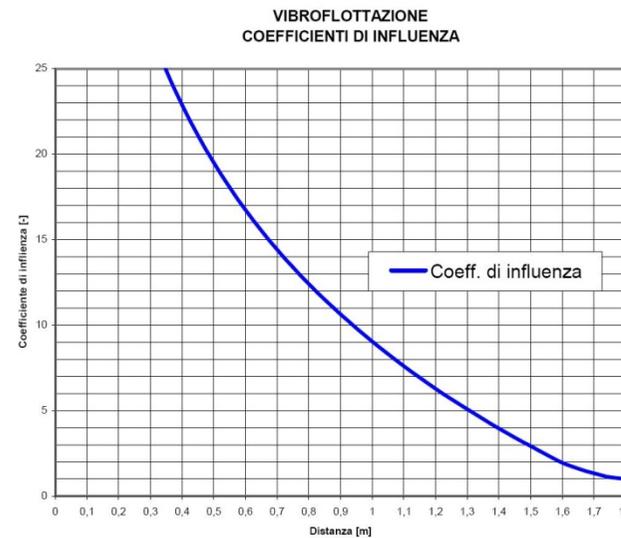
$$D_{RF} = D_{R0} + C_{Ftot} = D_{R0} + \sum_{i=1}^4 2C_{Fi}$$

in cui D_{R0} rappresenta la densità relativa iniziale ante-trattamento.

L'esperienza mostra che per il proporzionamento vale un principio di sovrapposizione degli effetti secondo il quale l'incremento di compattazione che si ottiene in un punto generico del terreno per effetto di un trattamento di vibroflottazione applicato contemporaneamente lungo determinate verticali è all'incirca pari alla somma degli incrementi di D_R che si verificherebbero qualora i medesimi trattamenti fossero applicati singolarmente.



Coefficienti di influenza dei trattamenti colonnari di vibroflottazione



FORMAZIONE	Condizioni ante trattamento				Condizioni post trattamento			
	γ [kN/m ³]	D_{R0} [%]	ϕ' [°]	E' [MPa]	γ [kN/m ³]	D_{RF} [%]	ϕ' [°]	E' [MPa]
SGL	19	30-40	26	2-4	21	70-80	33-36	20-30



PROGETTO MOLO DI SOTTOFLUTTO

Verifiche di stabilità al galleggiamento dei cassoni cellulari

Si riporta di seguito la verifica di stabilità a galleggiamento effettuata nel Cassone tipo F di dimensioni 29,75x7,62x7,00 m:

TABELLA DEI PESI DEL CASSONE

	VOLUME [m ³]	PESO [kN]	Z _{G_i} [m]	X _{G_i} rispetto a O _T [m]	X _{G_i} rispetto a O _M [m]
Solettone di base (esclusi i piedi)	113,35	2833,69	0,25	4,81	4,81
fusto	263,14	6578,40	3,70	4,81	4,81
Solaio di copertura	22,67	566,74	6,95	4,81	4,81
Fori parete lunga esterna	-10,80	-270,00	5,70	8,47	1,15
Fori pareti corte	0,00	0,00	0,00	4,81	4,81
Fori setti interni	0,00	0,00	0,00	4,81	4,81
zavorra	0,00	0,00	0,50	4,81	4,81
piede valle	14,88	371,88	0,25	9,12	0,5
piede monte	14,88	371,88	0,25	0,50	9,12
TOTALE	VOLUME [m³]	PESO [kN]	Y_G [m]	X_G rispetto a O_T [m]	X_G rispetto a O_M [m]
	418,10	10452,58	2,64	4,72	4,90

VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO

Immissione 4,35 m

V=Volume della parte immersa 1014,81 m³

Y_C=altezza Centro di carena 2,12 m

Y_G>Y_C

I_x=m.m. d'inerzia della sezione di fluttuazione 1.096,91 m⁴

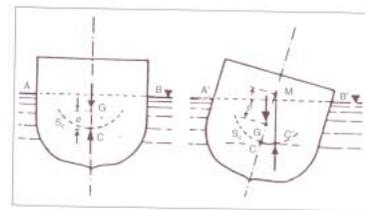
deve verificarsi che il metacentro sia superiore al baricentro (MC> MG)

MC=distanza tra metacentro e centro di carena 1,08 m

MG=distanza tra metacentro e baricentro 0,55 m

M è sopra G;
MG è pari a 0,55

LA VERIFICA È SODDISFATTA



$$\overline{MC} = \frac{I}{V}$$

$$\overline{MG} = \overline{MC} - (y_G - y_C)$$

DETERMINAZIONE DEL RIMEPIIMENTO DELLE CELLE CON ACQUA PER AFFONDAMENTO DEL CASSONE SU PIANO DI POSA

	VOLUME [m ³]	PESO [kN]	Y _G [m]	X _{G_i} rispetto a O _T [m]	X _{G_i} rispetto a O _M [m]
CASSONE ASQUITTO	418,10	10.452,58	2,64	4,72	4,90
RIEMPIMENTO CON ACQUA PER AFFONDAMENTO	488,45	5.031,08	1,82	4,81	4,81
SPINTA DI ARCHIMEDE	1.503,27	<u>15.483,66</u>			
		0,00			

Per consentire l'affondamento del cassone fino al piano di posa, il riempimento delle celle deve essere pari a 2,63 m

Risulta pertanto che per consentire l'affondamento del cassone fino al piano di posa le celle devono essere riempite d'acqua per un'altezza di 2,63 m.

Risulta pertanto che l'immersione del cassone a galleggiamento è pari a 4,35 m.



NUOVO PORTO TURISTICO "MARINA D'ARECHI"

MIGLIORINO ASSOCIATI
Relatore: Ing. Guglielmo Migliorino

Verifiche di stabilità dei cassoni cellulari

Le verifiche di sicurezza dei muri di banchina prevedono:

- Stato limite di resistenza del terreno: scorrimento sul piano di posa;
- Stato limite di equilibrio di corpo rigido: ribaltamento;
- Stato limite di resistenza del terreno: collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- Stato limite di resistenza del terreno: collasso per instabilità globale

Per ciascuna delle verifiche di sicurezza di cui sopra sono state considerate le seguenti combinazioni:

1. Combinazione fondamentale: (SLU);
2. Combinazione sismica (SLV):

Le verifiche a scorrimento e a carico limite sono state eseguite secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) (vedi tabelle 1-2-4).

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno è stata effettuata secondo l'Approccio - Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU+M2),

Analisi dei carichi

Carichi permanenti:

- peso proprio del cassone in cemento armato;
- peso proprio del materiale a ridosso di riempimento delle celle dei cassoni;
- peso proprio del calcestruzzo di chiusura delle celle assorbenti;
- peso proprio della sovrastruttura;
- peso proprio del materiale di rifianco che grava sul piede interno;
- spinta di galleggiamento dell'acqua;
- spinta del terreno in condizioni statiche;

PROGETTO MOLO DI SOTTOFLUTTO

Verifiche di stabilità dei cassoni cellulari

Azioni variabili

Le azioni variabili agenti sul terrapieno a tergo del muro di banchina sono costituite da:

- sovraccarico accidentale uniformemente ripartito (20 kN/m²);
- moto ondoso in fase di cavo;
- Tiro alla bitta (10 kN/m).

DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL MOTO ONDOSO

Geometria cassone

d, profondità di imbasamento rispetto il l.m.m. (m)
 hc, quota struttura sul l.m.m. (m)
 b, larghezza cassone escluso piede (m)
 m, larghezza piede cassone (m)
 h piede (m)

6,50
3,10
8,62
1,00
0,50

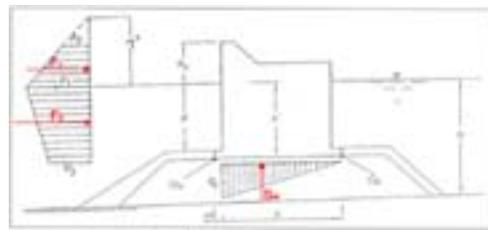
LATO MARE

H_s (m)
 T_p (s)
 storm surge (m)
 escursione di marea
 γ_w (kN/m³)

1,65
9,44
0,00
0,25
10,30

H _{1/20} (m)	2,31
H _{1/100} (m)	2,76
L (m)	139,06
k=2π/L	0,05

CRESTA



$$p_1 = \frac{1}{2} \rho g H^2 \left(\frac{H}{\cosh kd} + \frac{H^3}{3 \cosh^3 kd} \right) \left(\frac{H}{d} + \frac{H^3}{3d^3} \right)$$

$$p_2 = p_1 \frac{H^2 + b^2}{d^2}$$

$$p_3 = \gamma \frac{H}{\cosh kd} \left(\frac{H}{d} - \frac{H^3}{3d^3} \right) \left(\frac{H}{d} - \frac{H^3}{3d^3} \right)$$

$$p_4 = p_3 \frac{b}{b+m}$$

$$H^* = H + \frac{H^3}{L} \frac{1}{\cosh kd}$$

$$k = \frac{2\pi}{L}$$

CAVO



$$p_1 = \rho g H^2$$

$$p_2 = \gamma \frac{H}{\cosh kd} \left(\frac{H}{d} - \frac{H^3}{3d^3} \right) \left(\frac{H}{d} - \frac{H^3}{3d^3} \right)$$

$$p_3 = p_2 \frac{b}{b+m}$$

$$\eta^* = H - \frac{H^3}{L} \frac{1}{\cosh kd}$$

Cresta

Possibili condizioni di livelli idrici				Pressioni sulla parete				Forze risultanti				bracci delle forze rispetto OB			
d	h'	hc	η	p ₁	p ₂	p ₃	p ₄	F ₁	F ₂	F ₁₀₁	S _w	b ₁	b ₂	b _a	b _w
(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
6,38	6,88	3,23	2,74	26,60	-4,71	22,54	20,20	35,31	156,66	191,97	87,07	7,72	3,53	4,30	5,75
6,42	6,92	3,18	2,74	26,59	-4,33	22,53	20,19	35,43	157,61	193,04	87,03	7,77	3,55	4,33	5,75
6,46	6,96	3,14	2,73	26,58	-3,95	22,52	20,18	35,53	158,55	194,09	86,99	7,82	3,57	4,35	5,75
6,50	7,00	3,10	2,73	26,56	-3,58	22,51	20,17	35,63	159,50	195,13	86,95	7,87	3,60	4,38	5,75
6,52	7,02	3,08	2,73	26,55	-3,39	22,51	20,17	35,67	159,97	195,64	86,93	7,90	3,61	4,39	5,75
6,54	7,04	3,06	2,73	26,55	-3,20	22,50	20,16	35,71	160,44	196,15	86,91	7,92	3,62	4,40	5,75
6,56	7,06	3,04	2,73	26,54	-3,01	22,50	20,16	35,74	160,91	196,65	86,89	7,95	3,63	4,41	5,75
6,58	7,08	3,02	2,73	26,53	-2,82	22,49	20,16	35,77	161,38	197,16	86,87	7,97	3,64	4,42	5,75
6,60	7,10	3,00	2,73	26,53	-2,63	22,49	20,15	35,80	161,85	197,65	86,85	7,99	3,65	4,44	5,75
6,63	7,13	2,98	2,72	26,52	-2,44	22,48	20,15	35,82	162,32	198,15	86,80	8,02	3,66	4,45	5,75
								max		198,15	96,90		4,45	5,75	

Cavo

Possibili condizioni di livelli idrici				Pressioni sulla parete				Forze risultanti				bracci delle forze rispetto OB			
d	h'	hc	η	p ₁	p ₂	p ₃	p ₄	F ₁	F ₂	F ₃	S _w	b ₁	b ₂	b _a	b _w
(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
6,38	6,88	3,23	2,74	22,08	49,93	44,74	23,66	152,36	1,76,02	1,92,85	5,45	2,06	2,52	5,75	
6,42	6,92	3,18	2,74	22,12	49,86	44,76	23,66	152,88	1,77,68	1,93,88	5,49	2,08	2,53	5,75	
6,46	6,96	3,14	2,73	22,16	49,96	44,77	23,83	153,31	1,79,14	1,94,94	5,52	2,09	2,55	5,75	
6,50	7,00	3,10	2,73	22,19	49,97	44,78	23,91	153,79	1,80,70	1,95,99	5,56	2,11	2,57	5,75	
6,52	7,02	3,08	2,73	22,21	49,98	44,78	23,95	154,23	1,81,48	1,97,01	5,58	2,12	2,58	5,75	
6,54	7,04	3,06	2,73	22,23	49,98	44,79	23,99	154,77	1,82,26	1,98,03	5,60	2,13	2,59	5,75	
6,56	7,06	3,04	2,73	22,25	49,99	44,79	24,03	155,01	1,83,04	1,99,05	5,62	2,14	2,60	5,75	
6,58	7,08	3,02	2,73	22,27	49,99	44,80	24,07	155,75	1,83,82	1,99,06	5,64	2,15	2,60	5,75	
6,60	7,10	3,00	2,73	22,29	50,00	44,80	24,11	156,49	1,84,60	1,99,10	5,66	2,16	2,61	5,75	
6,63	7,13	2,98	2,72	22,30	50,01	44,81	24,15	157,23	1,85,38	1,99,12	5,68	2,16	2,62	5,75	
								max	185,38	193,12		2,62	5,75		

Forizz 5.515,16 kN
 Fscotoso 5.745,32 kN



NUOVO PORTO TURISTICO "MARINA D'ARECHI"

MIGLIORINO ASSOCIATI
 Relatore: Ing. Guglielmo Migliorino

Verifiche di stabilità dei cassoni cellulari

Carichi Sismici:

Il Porto di Marina d'Arechi è assimilabile al tipo di costruzione 2, Con $V_N=50$ anni e con classe d'uso III. Pertanto si ha V_R pari a 75 anni.

STATI LIMITE		P _{VR} [%]	T _R [anni]	a _g	F _o	T _C *
Stati limite di esercizio	SLO	0,81	45	0,044	2,392	0,316
	SLD	0,63	75	0,054	2,444	0,349
Stati limite ultimi	SLV	0,1	712	0,112	2,677	0,461
	SLC	0,05	1462	0,135	2,773	0,493

I terreni di fondazione delle Opere in progetto possono essere classificati come Sottosuolo di categoria C: *Deposito di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente caratterizzati da:*

- spessore > 30 m,
- miglioramento caratteristiche meccaniche con la profondità
- $180 \text{ m/s} < V_{s,30} > 360 \text{ m/s}$

Per la determinazione delle azioni sismiche si è utilizzato il metodo pseudostatico:

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

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

k_h = coefficiente sismico orizzontale

k_v = coefficiente sismico verticale

Il coefficiente β_m assume i valori:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B C D, E
	β_m	β_m
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.18

Tabella Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (tab. 7.11.11 del D.M. 14/01/2008)

Il valore di accelerazione massima a_{\max} attesa in superficie può quindi essere ricavato dalla relazione seguente:

$$a_{\max} = S_s S_T a_g$$

Pertanto si ha $a_{\max} 0,168$



Verifiche di stabilità dei cassoni cellulari

Forze conseguenti all'azione sismica:

- 1) forze d'inerzia prodotta nelle masse;
- 2) spinta dinamica del terreno dovuta al sisma;
- 3) spinta del terreno in condizioni sismiche dovuta al sovraccarico accidentale;
- 4) spinta idrodinamica dell'acqua sul muro di banchina indotta dal sisma.

1. Forze d'inerzia prodotta nelle masse

L'accelerazione indotta dal sisma produce delle forze d'inerzia nelle masse costituenti la struttura di sostegno.

Le componenti orizzontale e verticale di tali forze possono esprimersi come:

- Forza orizzontale: $F_h = k_h \times W$
- Forza verticale: $F_v = \pm k_v \times W$

dove W è il peso del singolo elemento della struttura.

2. La spinta dinamica del terreno dovuta al sisma

La spinta attiva E_{AE} esercitata dal terrapieno retrostante in condizione sismiche ed agente sull'opera di sostegno è data dalla seguente formulazione:

$$E_{AE} = 0.5 \times (1 \pm k_v) \times K_{AED} \times \gamma_d \times H_D^2 + (1 \pm k_v) \times K_{AES} \times \gamma_d \times H_D \times H_S + 0.5 \times (1 \pm k_v) \times K_{AES} \times \gamma' \times H_S^2$$

Dove:

- k_v è il coefficiente di spinta sismica verticale;
- K_{AED} e K_{AES} sono i coefficienti di spinta attiva in condizioni sismiche del terreno rispettivamente al di sopra e al di sotto del livello marino;
- γ_d peso specifico del terreno asciutto;
- γ' peso specifico del terreno immerso;
- H_D è l'altezza del fronte di terreno al di sopra del l.m.m.;
- H_S è l'altezza del fronte di terreno al di sotto del l.m.m..

Verifiche di stabilità dei cassoni cellulari

3. La spinta del terreno in condizioni sismiche dovuta al sovraccarico accidentale

La spinta del terreno in condizioni sismiche dovuta al sovraccarico accidentale è data dalla seguente espressione :

$$E_{AEQ} = (1 \pm k_v) \times K_{AED} \times Q \times H_d + (1 \pm k_v) \times K_{AES} \times Q \times H_s$$

dove:

- Q è il sovraccarico accidentale sul terrapieno;
- k_v è il coefficiente di spinta sismica verticale;
- K_{AED} e K_{AES} sono i coefficienti di spinta attiva in condizioni sismiche del terreno rispettivamente al di sopra e al di sotto del livello marino;
- H_d è l'altezza del fronte di terreno al di sopra del l.m.m.;
- H_s è l'altezza del fronte di terreno al di sotto del l.m.m..

4. L'azione idrodinamica dell'acqua sul muro di banchina

In presenza di acqua libera sulla faccia esterna della parete si deve tenere conto della sovrappressione dell'acqua sulla stessa, dovuta all'effetto idrodinamico indotto dal sisma. Tale effetto può essere preso in conto applicando alla massa del corpo immerso una massa fittizia cilindrica.

La distribuzione delle pressioni idrodinamiche (q) lungo la parete immersa ha la seguente legge:

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

dove:

k_h è il coefficiente di spinta sismica orizzontale;

γ_w è il peso specifico dell'acqua;

h è il tirante idrico;

z è la coordinata verticale diretta verso il basso, con origine sul l.m.m.

Integrando l'espressione precedente lungo la verticale, la spinta idrodinamica E_{WD} dell'acqua è così esplicitabile:

$$E_{WD} = \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times H^2$$

Dove H è l'altezza della colonna di acqua libera.

Verifiche di stabilità dei cassoni cellulari

Nella tabella seguente vengono sintetizzate tutte le azioni considerate:

AZIONI

		FORZA [kN]	Z_{Gi} [m]	X_{Gi} rispetto a O_T [m]	X_{Gi} rispetto a O_M [m]
CASSONE IN OPERA		23.168,07	4,49	4,82	4,80
RINTERRO SU MENSOLA DI MONTE		2.856,00	4,40	0,50	9,12
SPINTA DEL RINFIANCO (M1)	(spinta orizz.)	2.594,54	2,77	x	x
	(spinta verticale)	944,34	x	0,00	9,62
SPINTA DEL RINFIANCO (M2)	(spinta orizz.)	3.445,69	2,77	x	x
	(spinta verticale)	1.049,27	x	0,00	9,62
SPINTA SOVRACCARICO SU RINTERRO (M1)		959,56	4,15	x	x
SPINTA SOVRACCARICO SU RINTERRO (M2)		1.251,79	4,15	x	x
TIRO ALLA BITTA		297,50	8,30	x	x
CAVO D'ONDA	(spinta orizz.)	5.515,16	2,62	x	x
	(sottospinta)	5.745,32	0	3,87	5,75
AZIONE SISMICA RINTERRO (M1)		674,81	2,77	x	x
AZIONE SISMICA RINTERRO (M2)		437,30	2,77	x	x
SPINTA IDRODINAMICA		341,04	2,60	x	x
AZIONE SISMICA CASSONE orizzontale		1.546,50	4,00	x	x
AZIONE SISMICA CASSONE verticale		773,25	x	4,82	4,80
AZIONE SISMICA SPINTA PER SOVRACCARICO (M1)		230,23	4,15	x	x
AZIONE SISMICA SPINTA PER SOVRACCARICO (M2)		133,63	4,15	x	x
AZIONE SISMICA SU RINTERRO SU MENSOLA		187,13	4,40	9,12	0,50

Con:

- Z_G bracci della forza rispetto al piano di posa del cassone;
- X_{GOM} bracci della forza rispetto all'estremo lato mare della fondazione del cassone;
- X_{GOT} bracci della forza rispetto all'estremo lato terra della fondazione del cassone.

PROGETTO MOLO DI SOTTOFLUTTO

Verifiche di stabilità dei cassoni cellulari

Stato limite di resistenza del terreno: scorrimento sul piano di posa

Verifiche Statiche

COMBINAZIONE DI CARICO		Combinazione 1- sovraccarico dominante			Combinazione 2- cavo d'onda dominante			Combinazione 3- Tiro alla bitta dominante			
Carico	U.M.	Coeff. Parziali ($\gamma_G; \gamma_Q$)	Coeff. Combin. (ψ_0)	Azioni di calcolo	Coeff. Parziali ($\gamma_G; \gamma_Q$)	Coeff. Combin. (ψ_0)	Azioni di calcolo	Coeff. Parziali ($\gamma_G; \gamma_Q$)	Coeff. Combin. (ψ_0)	Azioni di calcolo	
Peso struttura in acqua	23.168,07	kN	1,0	-	23.168,07	1,0	-	23.168,07	1,0	-	23.168,07
Peso rinterro su mensola di monte	2.856,00	kN	1,0	-	2.856,00	1,0	-	2.856,00	1,0	-	2.856,00
Spinta rinfianco	2.594,54	kN	1,3	-	3.372,91	1,3	-	3.372,91	1,3	-	3.372,91
Spinta sovraccarico	959,56	kN	1,5	1,0	1.439,34	1,5	0,7	1.007,54	1,5	0,7	1.007,54
Tiro alla bitta	297,50	kN	1,5	0,7	312,38	1,5	0,7	312,38	1,5	1,0	446,25
Spinta orizzontale cavo d'onda	5.515,16	kN	1,5	0,7	5.790,92	1,5	1,0	8.272,74	1,5	0,7	5.790,92
Spinta verticale cavo d'onda	5.745,32	kN	1,5	0,7	6.032,59	1,5	1,0	8.617,98	1,5	0,7	6.032,59

	Combinazione 1		Combinazione 2		Combinazione 3	
Risultante forze verticali	N	32.056,65		34.642,05		32.056,65
Coeff. Attrito		0,60		0,60		0,60
coeff. Pariale resistenza	γ_R	1,10		1,10		1,10
Forza resistente	R_{stab}	17.485,45		18.895,66		17.485,45
Forza mobilizante	R_{instab}	10.915,55		12.965,57		10.617,62
	R_{stab} / R_{instab}	1,60		1,46		1,65

Verifiche con sisma

COMBINAZIONE DI CARICO		Combinazione 4- Sisma			
Carico	U.M.	Coeff. Parziali ($\gamma_G; \gamma_Q$)	Coeff. Combin. (ψ_0)	Azione di calcolo	
Peso struttura in acqua	23.168,07	kN	1,0	-	23.168,07
Peso rinterro su mensola di monte	2.856,00	kN	1,0	-	2.856,00
Spinta rinfianco	2.594,54	kN	1,0	-	2.594,54
Spinta sismica rinfianco	674,81	kN	1,0	-	674,81
Spinta idrodinamica sismica	341,04	kN	1,0	-	341,04
Azione sismica di massa orizzontale	1.546,50	kN	1,0	-	1.546,50
Azione sismica di massa verticale	773,25	kN	0,0	-	0,00
Spinta sismica sovraccarico	230,23	kN	1,0	0,6	138,14
Azione sismica rinterro su mensola	187,13	kN	1,0	-	187,13
Spinta sovraccarico	959,56	kN	1,0	0,6	575,74
Tiro alla bitta	297,50	kN	1,0	0,0	0,00
Spinta orizzontale cavo d'onda	5.515,16	kN	1,0	0,0	0,00
Spinta verticale cavo d'onda	5.745,32	kN	1,0	0,0	0,00
Combinazione 4					
Risultante forze verticali	N	26.024,07			
Coeff. Attrito		0,60			
coeff. Pariale Resistenza	γ_R	1,10			
Forza resistente	R_{stab}	14.194,95			
Forza mobilizante	R_{instab}	6.057,89			
	R_{stab} / R_{instab}	2,34			

In tutti i casi

$$R_{stab} / R_{instab} \geq \gamma_R = 1,1$$



NUOVO PORTO TURISTICO "MARINA D'ARECHI"

MIGLIORINO ASSOCIATI

Relatore: Ing. Guglielmo Migliorino

PROGETTO MOLO DI SOTTOFLUTTO

Verifiche di stabilità dei cassoni cellulari

Stato limite di corpo rigido: ribaltamento

Verifiche Statiche

COMBINAZIONE DI CARICO			Combinazione 1- sovraccarico dominante			Combinazione 2 -cavo d'onda dominante			Combinazione 3-Tiro allabitta dominante			
Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coef. Parziali ($\gamma_G; \gamma_Q$)	Coef. Combin. (ψ_0)	Momento di Calcolo [kNm]	Coef. Parziali ($\gamma_G; \gamma_Q$)	Coef. Combin. (ψ_0)	Momento di Calcolo [kNm]	Coef. Parziali ($\gamma_G; \gamma_Q$)	Coef. Combin. (ψ_0)	Momento di Calcolo [kNm]	
Peso struttura in acqua	23.168,07	480	111.252,09	0,9	-	100.126,88	1,0	-	111.252,09	0,9	-	100.126,88
Peso rinterro su mensola di morte	2.856,00	9,12	26.046,72	0,9	-	23.442,05	1,0	-	26.046,72	0,9	-	23.442,05
Spinta infianco (M2)	3.445,69	277	9.533,08	1,1	-	10.486,39	1,1	-	10.486,39	1,1	-	10.486,39
Spinta sovraccarico (M2)	1.251,79	415	5.194,92	1,5	1,0	7.792,38	1,5	0,7	5.454,67	1,5	0,7	5.454,67
Tiro allabitta	297,50	830	2.469,25	1,5	0,7	2.592,71	1,5	0,7	2.592,71	1,5	1,0	3.703,88
Spinta orizzontale cavo d'onda	5.515,16	262	14.457,58	1,5	0,7	15.180,46	1,5	1,0	21.686,37	1,5	0,7	15.180,46
Spinta verticale cavo d'onda	5.745,32	575	33.016,45	1,5	0,7	34.667,27	1,5	1,0	49.524,67	1,5	0,7	34.667,27

Combinazione 1		
Momento Resistente	M_{Res}	158.236,20
coefficiente parziale resistenza	γ_R	1,0
Momento Ribaltante	M_{Rib}	36.051,94
Resistente/Azione	M_{res}/M_{rib}	4,4

Combinazione 2	
Momento Resistente	186.823,48
coefficiente parziale resistenza	1,0
Momento Ribaltante	40.220,14
Resistente/Azione	4,6

Combinazione 3	
Momento Resistente	158.236,20
coefficiente parziale resistenza	1,0
Momento Ribaltante	34.825,39
Resistente/Azione	4,5

Verifiche con sisma

Carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Combinazione 4 - Sisma		
				Coef. Parziali ($\gamma_G; \gamma_Q$)	Coef. Combin. (ψ_0)	Momento di Calcolo [kNm]
Peso struttura in acqua	23.168,07	480	111.252,09	1	-	111.252,09
Peso rinterro su mensola di morte	2.856,00	4,40	12.566,40	1	-	12.566,40
Spinta infianco (M2)	3.445,69	277	9.533,08	1	-	9.533,08
Spinta sismica infianco (M2)	437,30	277	1.209,87	1	-	1.209,87
Spinta idrodinamica sismica	341,04	260	886,71	1	-	886,71
Azione sismica di massa orizzontale	1.546,50	4,00	6.184,42	1	-	6.184,42
Azione sismica di massa verticale	773,25	4,80	3.713,11	1	-	3.713,11
Spinta sismica sovraccarico (M2)	133,63	4,15	554,57	1	0,6	332,74
Azione sismica rinterro su mensola	187,13	4,40	823,35	1	-	823,35
Spinta sovraccarico (M2)	1.251,79	4,15	5.194,92	1	0,6	3.116,95
Tiro allabitta	297,50	8,30	2.469,25	1	0,0	0,00
Spinta orizzontale cavo d'onda	5.515,16	2,62	14.457,58	1	0,0	0,00
Spinta verticale cavo d'onda	5.745,32	5,75	33.016,45	1	0,0	0,00

Combinazione 4		
Momento Resistente	M_{Res}	123.818,49
coefficiente parziale resistenza	γ_R	1,0
Momento Ribaltante	M_{Rib}	22.087,13
Resistente/Azione	M_{res}/M_{rib}	5,6

In tutti i casi

$$M_{res} / M_{rib} \geq 1,0$$



NUOVO PORTO TURISTICO "MARINA D'ARECHI"

MIGLIORINO ASSOCIATI
Relatore: Ing. Guglielmo Migliorino

PROGETTO MOLO DI SOTTOFLUTTO

Verifiche di stabilità dei cassoni cellulari

Stato limite di resistenza del terreno: collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

Verifiche Statiche

	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Combinazione 1- sovraccarico dominante				Combinazione 2- cavo d'onda dominante				Combinazione 3- Tiro alla bitta dominante			
				Coeff. Parziali ($\gamma_{oi}; \gamma_{oi}$)	Coeff. Combin. (ψ_{oi})	Forza di calcolo [kN]	Momento di Calcolo [kNm]	Coeff. Parziali ($\gamma_{oi}; \gamma_{oi}$)	Coeff. Combin. (ψ_{oi})	Forza di calcolo [kN]	Momento di Calcolo [kNm]	Coeff. Parziali ($\gamma_{oi}; \gamma_{oi}$)	Coeff. Combin. (ψ_{oi})	Forza di calcolo [kN]	Momento di Calcolo [kNm]
Peso struttura in acqua	23.168,07	4,80	111.252,09	1,0	-	23.168,07	111.252,09	1,0	-	23.168,07	111.252,09	1,0	-	23.168,07	111.252,09
Peso riporto su mensola di monte	2.856,00	9,12	26.046,72	1,0	-	2.856,00	26.046,72	1,0	-	2.856,00	26.046,72	1,0	-	2.856,00	26.046,72
Spinta rifianco (M2)	2.594,54	2,77	7.178,24	1,3	-	3.372,91	9.331,71	1,3	-	3.372,91	9.331,71	1,3	-	3.372,91	9.331,71
Spinta sovraccarico (M2)	959,56	4,15	3.982,19	1,5	1,0	1.439,34	5.973,28	1,5	0,7	1.007,54	6.271,94	1,5	0,7	1.007,54	6.271,94
Tiro alla bitta	297,50	8,30	2.469,25	1,5	0,7	312,38	2.592,71	1,5	0,7	312,38	2.592,71	1,5	1,0	446,25	3.703,88
Spinta orizzontale cavo d'onda	5.515,16	2,62	14.457,58	1,5	0,7	5.790,92	15.180,46	1,5	1,0	8.272,74	21.686,37	1,5	0,7	5.790,92	15.180,46
Spinta verticale cavo d'onda	5.745,32	5,75	33.016,45	1,5	0,7	6.032,59	34.667,27	1,5	1,0	8.617,98	49.524,67	1,5	0,7	6.032,59	34.667,27

		Combinazione 1	Combinazione 2	Combinazione 3
Risultante forze verticali	N	32.056,65	34.642,05	32.056,65
Risultante forze orizzontali	R	10.915,55	12.965,57	10.617,62
Momento Resistente	M_{Res}	171.966,08	186.823,48	171.966,08
Momento Ribaltante	M_{Rib}	33.078,16	39.882,74	34.487,99
Eccentricità	e	0,48	0,57	0,52
sezione parzializzata		0,00	0,00	0,00
larghezza fondazione efficace	B'	9,62	9,62	9,62
lunghezza fondazione	L'	29,75	29,75	29,75
tensione verticale efficace massima	σ'_{max}	145,36	163,95	148,44
tensione verticale efficace minima	σ'_{min}	78,66	78,14	75,58



NUOVO PORTO TURISTICO "MARINA D'ARECHI"

MIGLIORINO ASSOCIATI
Relatore: Ing. Guglielmo Migliorino

Verifiche di stabilità dei cassoni cellulari

Stato limite di resistenza del terreno: collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

Verifiche con sisma

Carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Combinazione 4 - Sisma				Combinazione 4		
				Coeff. Parziali ($\gamma_{G1}; \gamma_{G2}$)	Coeff. Combin. (ψ_{0i})	Forza di calcolo [kN]	Momento di Calcolo [kNm]			
Peso struttura in acqua	23.168,07	4,80	111.252,09	1,0	-	23.168,07	111.252,09	Risultante forze verticali	N'	26.024,07
Peso rinterro su mensola di monte	2.856,00	4,40	12.566,40	1,0	-	2.856,00	12.566,40	Risultante forze orizzontali	R	7.115,89
Spinta rinfianco (M1)	2.594,54	2,77	7.178,24	1,0	-	2.594,54	7.178,24	Momento Resistente	M _{Res}	123.818,49
Spinta sismica rinfianco (M1)	959,56	2,77	2.654,79	1,0	-	959,56	2.654,79	Momento Ribaltante	M _{Rib}	20.690,08
Spinta idrodinamica sismica	341,04	2,60	886,71	1,0	-	341,04	886,71	Eccentricità	e	0,85
Azione sismica di massa orizzontale	1.546,50	4,00	6.184,42	1,0	-	1.546,50	6.184,42	sezione parzializzata		0,00
Azione sismica di massa verticale	773,25	4,80	3.713,11	1,0	-	773,25	3.713,11	larghezza fondazione efficace	B'	9,62
Spinta sismica sovraccarico (M1)	230,23	4,15	955,44	1,0	0,6	138,14	573,26	lunghezza fondazione	L'	29,75
Azione sismica rinterro su mensola	187,13	4,40	823,35	1,0	-	187,13	823,35	tensione verticale efficace massima	σ'_{max}	138,98
Spinta sovraccarico (M1)	959,56	4,15	3.982,19	1,0	0,6	575,74	2.389,31	tensione verticale efficace minima	σ'_{min}	42,88
Tiro alla bita	297,50	8,30	2.469,25	1,0	0,0	0,00	0,00			
Spinta orizzontale cavo d'onda	5.515,16	2,62	14.457,58	1,0	0,0	0,00	0,00			
Spinta verticale cavo d'onda	5.745,32	5,75	33.016,45	1,0	0,0	0,00	0,00			



Verifiche di stabilità dei cassoni cellulari

Stato limite di resistenza del terreno: collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

Risultati

VERIFICA A CARICO LIMITE

Caratteristiche della fondazione

B=	m	9,62
L=	m	29,75
D=	m	0,00

Caratteristiche dei terreni

$\gamma_1=$	kNm ³	9,00
$\gamma_2=$	kNm ³	10,00
$c' =$	kNm ²	0,00
$\varphi' =$	°	27,00
$K_\gamma =$		2,66

Coefficienti di carico limite

$N_q =$	13,19	$N_q = K_p e^{\gamma \varphi}$
$N_c =$	23,92	$N_c = (N_q - 1) ctg \varphi$
$N_\gamma =$	14,46	$N_\gamma = 2(N_q + 1) tg \varphi$

Carichi di esercizio

COMBINAZIONE DI CARICO

		S1	S2	S3	S4
$R_{\gamma f} =$	kN	32.056,65	34.642,05	32.056,65	26.024,07
$R_{\gamma c} =$	kN	10.915,55	12.965,57	10.617,62	7.115,89
$e_B =$	m	0,48	0,57	0,52	0,85
$e_\gamma =$	m	0,00	0,00	0,00	0,00

Carichi eccentrici

B=	m	8,67	8,48	8,58	7,93
L=	m	29,75	29,75	29,75	29,75

Forma della fondazione

rettangolare di lati B<L'

$\zeta'_q =$	1,15	1,15	1,15	1,14
$\zeta'_c =$	1,16	1,16	1,16	1,15
$\zeta'_\gamma =$	1,16	1,16	1,16	1,15

Carichi indinati

terreno incoerente

$\delta =$	°	18,80	20,52	18,33	15,29
------------	---	-------	-------	-------	-------

$m = m_B =$	1,77	1,78	1,78	1,79
-------------	------	------	------	------

$\zeta''_q =$	0,48	0,43	0,49	0,56
$\zeta''_c =$	0,00	0,00	0,00	0,00
$\zeta''_\gamma =$	0,32	0,27	0,33	0,41

Inclinazione della superficie del terreno

$\alpha < 45^\circ$ $\omega < \varphi$

$\omega =$	°	0,00	0,00	0,00	0,00
------------	---	------	------	------	------

$\beta_q =$	1,00	1,00	1,00	1,00
$\beta_c =$	1,00	1,00	1,00	1,00
$\beta_\gamma =$	1,00	1,00	1,00	1,00

$$\zeta_q = 1 + \frac{B'}{L'} tg \varphi'$$

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

$$\zeta_\gamma = 1 + \frac{B'}{L'} \frac{N_q}{N_c}$$

$$m = m_B = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'} \quad R_q \text{ parallela a B}$$

$$\zeta_q = (1 - tg \delta)^m$$

$$\zeta_c = 0$$

$$\zeta_\gamma = (1 - tg \delta)^{m+1}$$

$$\beta_q = (1 - tg \omega)^2 \cos \omega$$

$$\beta_c = \beta_q - \frac{1 - \beta_q}{N_c tg \varphi}$$

$$\beta_\gamma = \frac{\beta_q}{\cos \omega}$$

$q_{lim} =$	kNm ²	229,07	192,94	235,22	269,56
$q_{es} =$	kNm ²	124,35	137,26	125,63	110,37

$$q_{lim} = \zeta'_q \zeta''_q \beta_q N_q \gamma_1 D + \zeta'_c \zeta''_c \beta_c N_c c' + \zeta'_\gamma \zeta''_\gamma \beta_\gamma N_\gamma \frac{1}{2} B' \gamma_2$$

In tutti i casi $F \geq \gamma_R = 1,4$

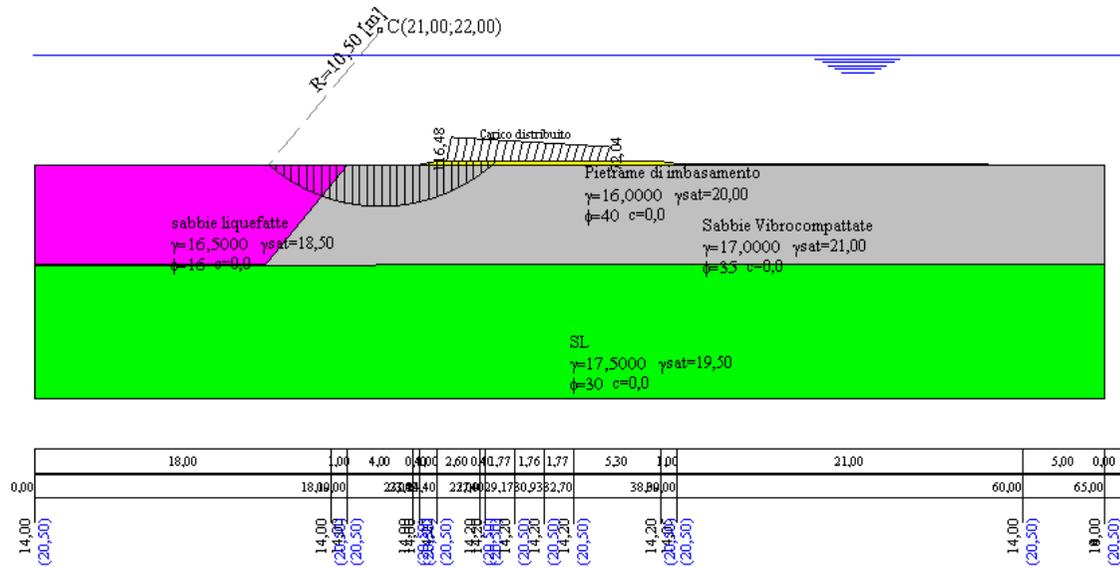


Stabilità globale dell'insieme fondazione-terreno

Software: STAP Full 11.0

Metodo: Bishop

BISHOP 1.136 [caso A.2M2]



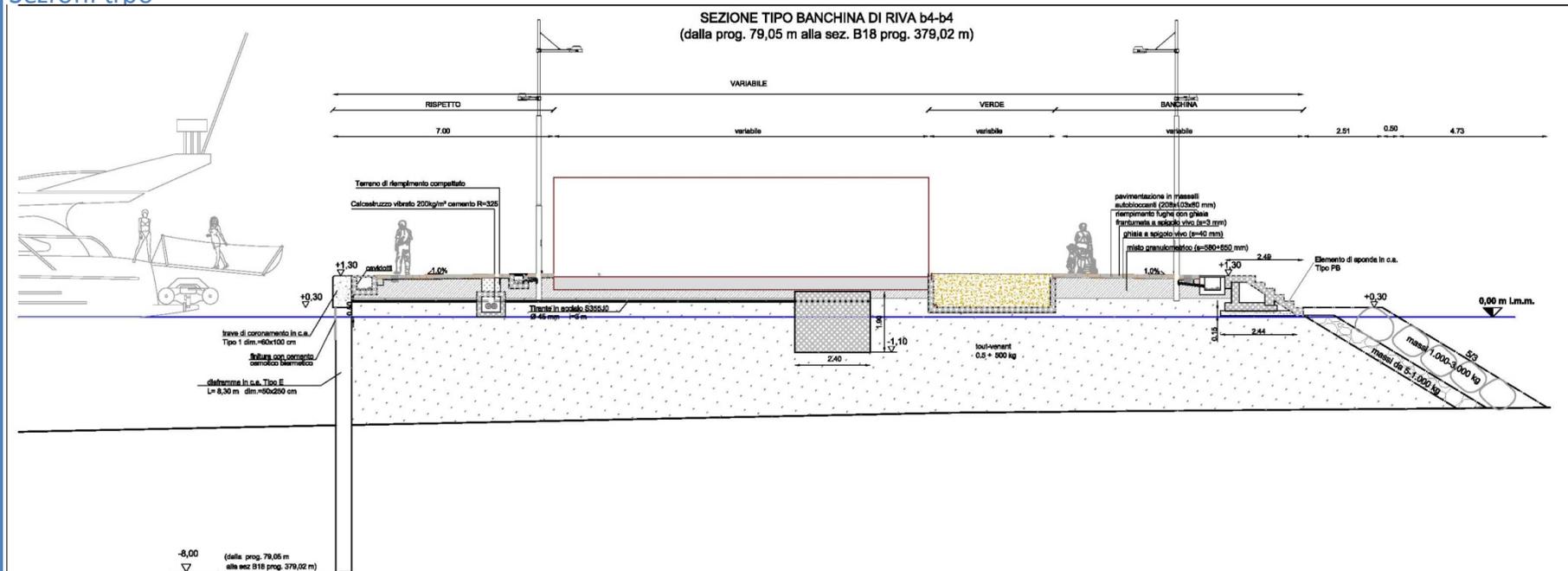
Verifica di Stabilità globale – Combinazione 4: Sisma - Superficie di scivolamento critico

Si ipotizza un decadimento delle caratteristiche meccaniche dello strato superficiale dovuto a liquefazione ($c'=0,00 \text{ kN/m}^2$, $f'=16^\circ$).

Il coefficiente di sicurezza minimo FS_{\min} è pari a 1,136 ($> \gamma_R=1,1$).

PROGETTO BANCHINA DI RIVA

Sezioni tipo



I terreni di fondazione, essendo di origine alluvionale, sono caratterizzati da notevole eterogeneità di granulometria e di addensamento a causa del frequente mutare delle condizioni di trasporto e sedimentazione sia in orizzontale che in verticale. **La necessità di attestarsi sugli strati più profondi ha indirizzato verso una soluzione a diaframma in c.a. tirantato in testa.**

Sezione tipo:

- Il paramento lato canale: costituito da elementi di sponda in c.a. con gradini, di dimensioni 2,49x6,00x1,25 m, e che permettono di raggiungere, dalla quota +1,30 m s.l.m., la quota 0,00 m l.m.m. L'elemento dotato di gradini è incastrato ad un elemento ad L, allo scopo di impedire eventuali fenomeni di scorrimento.
- Il paramento lato porto: costituito da diaframmi in c.a. 50x250 cm L=8,30 m (TIPO E), collegati in testa da una trave in c.a. 60X100 cm (TIPO 1). **La soluzione a diaframma è dovuta alla necessità di attestarsi sugli strati più profondi.**
- Le quote dei piani banchina sono pari a +1,30 m sul l.m.m..

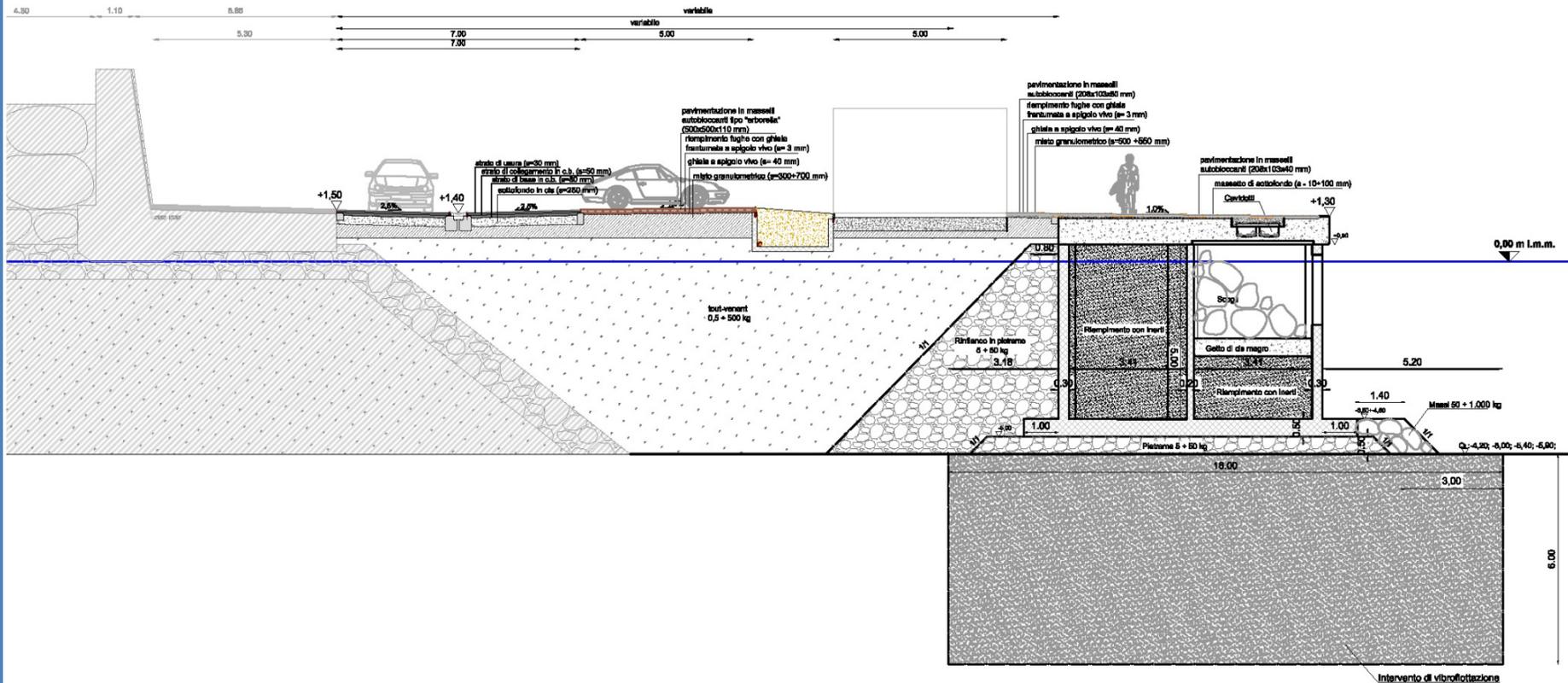


NUOVO PORTO TURISTICO "MARINA D'ARECHI"

MIGLIORINO
ASSOCIATI
Relatore: Ing. Guglielmo Migliorino

PROGETTO BANCHINA SUD

Sezioni tipo



Da prog. 6,72 m a prog. 158,19 m

• Banchina lato interno: è definita da cassoni cellulari in c.a. che presentano una protezione al piede definita da un layer di massi naturali 50-1.000 kg. Il cassone sarà di tipo antiriflettente e presenterà, lungo il lato dello specchio d'acqua interno, 1 foro per ogni cella di dimensione 200x200x30 cm. Le celle hanno dimensione di 3,41x3,15m. I setti longitudinali esterni hanno spessore di 0,30 m, mentre i setti longitudinali interni e quelli trasversali hanno uno spessore di 0,20m.

Il cassone è dotato, lato mare e lato monte, di due ali di fondazione della lunghezza di 1,00 m.

Sopra i cassoni è previsto il getto di una sovrastruttura dello spessore di 0,75m, assicurando la quota in banchina di +1,30 m s.l.m.m..



NUOVO PORTO TURISTICO "MARINA D'ARECHI"

MIGLIORINO ASSOCIATI
Relatore: Ing. Guglielmo Migliorino

Verifiche di stabilità al galleggiamento dei cassoni cellulari

Nella Banchina Sud si distinguono n°5 cassoni tipo, in funzione delle dimensioni in pianta e dell'altezza, così come definiti di seguito:

Tipo	Dimensioni in pianta [m]	Altezza [m]	Quantità [n.]
H	23,08 x 9,62	4,50	2
A	23,08 x 9,62	5,50	1
I	23,08 x 9,62	6,50	3
C	29,76 x 9,62	5,50	1
E	29,76 x 9,62	6,50	2

Per i cassoni della Banchina Sud sono state effettuate le stesse verifiche viste in precedenza per i cassoni del Molo di Sottoflutto:

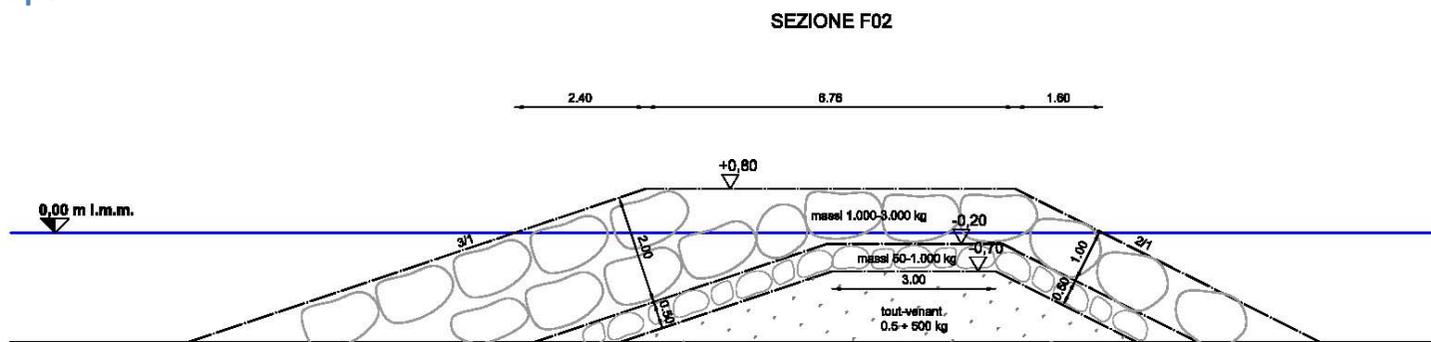
Le verifiche di sicurezza dei muri di banchina :

- Stato limite di resistenza del terreno: scorrimento sul piano di posa;
- Stato limite di equilibrio di corpo rigido: ribaltamento;
- Stato limite di resistenza del terreno: collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- Stato limite di resistenza del terreno: collasso per instabilità globale

Per ciascuna delle verifiche di sicurezza di cui sopra sono state considerate le seguenti combinazioni:

1. Combinazione fondamentale: (SLU):
2. Combinazione sismica (SLV):

Sezioni tipo



Soglia Sud



Soglia Nord

Soglie del canale – Sezione tipo:

La sezione tipo prevede un nucleo in tout-venant e scarpate con pendenza pari a 3/1 sul lato esterno, e a 2/1 sul lato interno, con soprastante strato di transizione in massi da 5-1.000 kg e mantellata in massi da 1.000 ÷ 3.000 kg, a doppio strato sul lato esterno e a singolo strato sulla berma e sul lato interno.

Studio del trasporto potenziale dei sedimenti

Attraverso il modello numerico di HR Wallingford denominato BEACHPLAN è stata effettuata l’analisi dei potenziali impatti indotti dalla presenza della nuova infrastruttura sul trasporto potenziale dei sedimenti al fine di definire:

- La risposta del profilo trasversale della spiaggia sotto condizioni estreme di attacco ondososo;
- La previsione dell’evoluzione della linea di riva (compreso la posizione massima e minima) per 2 scenari e per 3 intervalli temporali futuri (dopo 5, 10, 20 anni);
- La stima delle portate iniziali di insabbiamento nel canale retrostante tra la marina e la linea di riva, con suggerimenti, se necessario, per la mitigazione potenziale degli effetti negativi.

Si riportano di seguito 2 delle condizioni planimetriche simulate della linea di riva previste in 20 anni:

Scenario 1

Scenario 2



Marina D'Arechi, Italia
 Studio del trasporto potenziale dei sedimenti
 Giugno 2009
 Scenario 1



Marina D'Arechi, Italia
 Studio del trasporto potenziale dei sedimenti
 Giugno 2009
 Scenario 2



Studio del trasporto potenziale dei sedimenti

Scenario 1

attuale configurazione della linea di riva e la Marina D'Arechi

Scenario 2

attuale configurazione della linea di riva, la Marina D'Arechi e le altre strutture previste nel Progetto del Waterfront di Salerno e ricadenti all'interno dell'area di studio



Dallo studio condotto si evince:

Scenario 1

(a attuale configurazione della linea di riva e la Marina D'Arechi)

Esiste la possibilità che la zona retrostante la marina si insabbi. Per evitare fenomeni di sedimentazione nella zona tra la Marina D'Arechi e la costa, in corrispondenza di entrambe le estremità della Banchina di Riva verranno costruiti due rilevati emergenti dal livello medio mare (soglie) e dell'acqua pulita verrà pompata all'interno del bacino contenente l'isola a forma di yacht progettata dall'architetto Caltrava. Si può, inoltre, guardare positivamente ai fenomeni di sedimentazione che, in corrispondenza delle due soglie, darebbero luogo alla formazione di nuove spiagge.

Scenario 2

(a attuale configurazione della linea di riva, la Marina D'Arechi e le altre strutture previste nel Progetto del Waterfront di Salerno e ricadenti all'interno dell'area di studio)

Con le strutture di protezione costiera previste nel Progetto del Waterfront di Salerno, le due soglie hanno il ruolo di evitare lo sversamento di possibili inquinanti provenienti dalle mareggiate e/o dalla foce del fiume Fuormi, ad est del Marina. Inoltre si evince che il porto ha un effetto di protezione sul litorale retrostante.