



Comune di Messina

IMPRESA APPALTATRICE



30015 Chioggia (VE)
Banchina F - Val da Rio
www.coedmar.it

Tel. +39 041 4967 925
Fax +39 041 4967 914
contratti@coedmar.it

COOPTATA



40132 Bologna
Via M. E. Lepido, 182/2
www.consorziointegra.it

Tel. +39 051 3161 300
integra@consorziointegra.it

PROGETTAZIONE



30035 Mirano (VE)
Viale Belvedere, 8/10
www.fm-ingegneria-com

Tel. +39 041 5785 711
Fax +39 041 4355 933
tremestieri@fm-ingegneria.com



20148 Milano
Via Caccialepori, 27

Tel. +39 02 8942 2685
Fax +39 02 8942 5133
mail@idrotec-ingegneria.it

Ing. Vincenzo Iacopino

Viale Regina Elena, 125 - Messina

Studio Tecnico Falzea

Via 1° Settembre, 37 - Messina

Arch. Claudio Lucchesi

Via Roma, 117 - Pace del Mela (ME)

Ing. Manlio Marino

Via Placida, 6 - Messina

Dott. Geol. Sergio Dolfin

Via Marina, 4 - Torre Faro (ME)

PROGETTO

**COMUNE DI MESSINA
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA
LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO
SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE**

EMISSIONE

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO

N – DOCUMENTI DI SUPPORTO

Riscontro alle richieste della Commissione di Validazione
(seduta di verifica del 19 dicembre 2017)

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.
1					
2					
3					
4					
5					

ELABORATO N.

N002

DATA: 8 gennaio 2017	SCALA: -	FILE: 1044_N002_0.doc	J.N. 1044
PROGETTO F&M - Idrotec	DISEGNO F&M - Idrotec	VERIFICA F&M - Idrotec	APPROVAZIONE T. Tassi – P. Atzeni

INDICE

1	PREMESSA	3
2	PERCENTUALI INCIDENZA DELLE LAVORAZIONI	4
2.1	RISPOSTA	4
3	MOLO FORANEO/CONFRONTO TRA LE SOLUZIONI STRUTTURALI.....	5
3.1	PREMESSA	5
3.2	DESCRIZIONE DELL'OPERA STRUTTURALE	5
3.2.1	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUATO	5
3.2.2	PROGETTO ESECUTIVO	7
3.2.3	COMPARATIVA.....	9
3.3	CARICHI AGENTI.....	10
3.3.1	PESO PROPRIO	10
3.3.2	CARICHI PERMANENTI.....	10
3.3.2.1	Permanenti impalcato	10
3.3.3	AZIONI ANTROPICHE	10
3.3.3.1	Accidentali impalcato	10
3.3.3.2	Tiro bitte	10
3.3.3.3	Carichi di accosto	10
3.3.3.3.1	<i>Dimensionamento parabordi per gli accosti dedicati ai traghetti bidirezionali</i>	<i>10</i>
3.3.3.3.2	<i>Carichi Di Accosto</i>	<i>11</i>
3.3.4	AZIONI AMBIENTALI.....	13
3.3.4.1	Neve.....	13
3.3.4.2	Vento	13
3.3.4.3	Moto ondoso.....	13
3.3.4.3.1	<i>Azione del moto ondoso.....</i>	<i>14</i>
3.3.4.4	Azione termica.....	22
3.3.5	SISMA	23
3.3.5.1	Parametri di base.....	23
3.3.5.2	Fattore di struttura.....	23
3.3.5.3	Terreno di fondazione.....	24
3.3.5.4	Stato limite – SLV	25
3.3.5.5	Stato limite – SLD	27
3.3.5.6	Stato limite – SLO	29
3.3.5.7	Stato limite – SLC	30
3.3.5.8	Spinta idrodinamica	32
3.3.6	COMBINAZIONI DI CARICO	33
3.3.6.1	Combinazioni di carico allo stato limite ultimo	33
3.3.6.2	Combinazioni di carico agli stati limite di esercizio	34
3.4	MODELLAZIONE STRUTTURALE	35
3.4.1	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUATO	35
3.4.2	PROGETTO ESECUTIVO	36
3.5	SETTORE D – VERIFICHE STRUTTURALI	37
3.5.1	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUATO	37
3.5.1.1	Azione termica.....	37
3.5.1.2	Moto ondoso – fase di cavo	38

3.5.1.3	Moto ondoso – fase di cresta	38
3.5.1.4	Azioni sismiche	39
3.5.1.5	Inviluppo delle combinazioni SLU	39
3.5.1.6	Verifiche principali di resistenza	40
3.5.2	PROGETTO ESECUTIVO	41
3.5.2.1	Azione termica.....	41
3.5.2.2	Moto ondoso – fase di cavo	41
3.5.2.3	Moto ondoso – fase di cresta	42
3.5.2.4	Azioni sismiche	42
3.5.2.5	Inviluppo delle combinazioni SLU	42
3.5.2.6	Verifiche principali di resistenza	44
3.6	CONCLUSIONI	45
4	VERIFICA AGITAZIONE INTERNA DEL MOTO ONDOSI	46
4.1	PREMESSA	46
4.2	VERIFICA MODELLISTICA CON MIKE21-BW	49
4.3	CONFRONTO CON I RISULTATI PREGRESSI.....	56
4.4	CONCLUSIONI	58

1 PREMESSA

La presente relazione è stata redatta in riscontro alle quanto richiesto della Commissione di Verifica e Validazione nel corso della seduta del 19 dicembre 2017; si articola in 4 paragrafi nei quali viene dato puntuale riscontro alle singole richieste.

- PARAGRAFO 2 - PERCENTUALI INCIDENZA DELLE LAVORAZIONI
- PARAGRAFO 3 - MOLO FORANEO/CONFRONTO TRA LE SOLUZIONI STRUTTURALI
- PARAGRAFO 4 - VERIFICA AGITAZIONE INTERNA DEL MOTO ONDOSI

2 PERCENTUALI INCIDENZA DELLE LAVORAZIONI

Richiesta della Commissione: *Considerato che la computazione delle opere del progetto esecutivo produce un importo maggiore rispetto all'importo contrattuale, prendendo atto che l'appalto è a corpo e il suo prezzo rimane invariabile, è stato chiesto di riparametrare le percentuali di incidenza delle lavorazioni che compongono l'appalto sull'importo dei lavori previsto a livello definitivo anche ai fini di una più agevole contabilizzazione degli stati di avanzamento. Ciò risulta ben dettagliato nell'elaborato integrativo e condivisibile nella sua rappresentazione. Si chiede alla CoEdMar di integrare il CSA (elaborato n.1044_M007_0) con la suddetta rappresentazione.*

2.1 RISPOSTA

Viene consegnato il CSA (elaborato M007_1) aggiornato con le percentuali di incidenza delle lavorazioni.

3 MOLO FORANEO/CONFRONTO TRA LE SOLUZIONI STRUTTURALI

Richiesta della Commissione: *In merito alla necessità di prevedere una diversa tipologia strutturale del molo foraneo in virtù degli aggiornamenti sulle quote batimetriche dei fondali, del moto ondoso e dello studio di microzonazione sismica, si chiede una ulteriore giustificazione della variazione apportata con un elaborato aggiuntivo che mostri il confronto tra le due soluzioni strutturali in termini di risposta alle sollecitazioni termiche, marine e sismiche previste a progetto.*

3.1 PREMESSA

A seguire si riportano le soluzioni strutturali di progetto definitivo adeguato e di progetto esecutivo con particolare riferimento alla geometria e alla concezione delle strutture. Dopo una breve descrizione della struttura (paragrafo 3.2), si riportano nell'ordine:

- i carichi di progetto utilizzati in sede di progettazione esecutiva, aggiornati sulla base delle indagini e rilievi integrativi eseguiti nel 2017 – paragrafo 3.3;
- la presentazione del modello strutturale sviluppato per il progetto definitivo adeguato e per il progetto esecutivo – paragrafo 3.43.3;
- le verifiche strutturali eseguite per il settore più sollecitato (settore D) – paragrafo 3.5;
- le conclusioni in cui si evidenziano le peculiarità strutturali della soluzione del progetto esecutivo in termini di resistenza – paragrafo 3.6.

3.2 DESCRIZIONE DELL'OPERA STRUTTURALE

3.2.1 Progetto definitivo adeguato

La soluzione in progetto prevedeva un impalcato a giorno di spessore variabile costituito in parte da soletta piena in calcestruzzo (lato mare) di spessore totale pari a 1.75m e in parte da un solaio, anch'esso in calcestruzzo, di spessore totale 0.95 m ma alleggerito da elementi in polistirene. L'impalcato è sostenuto da una fila di pali in c.a. di diametro 1.5 m (lato mare) e da due file di pali di diametro 1.2 m (lato interno), tutti di lunghezza variabile tra i 23.5 e i 34 m e disposti ad un interasse longitudinale pari a circa 6 m e trasversale pari a 7.50 m. I pali sono realizzati previa infissione di camicia metallica avente funzione di cassero a perdere. Per i pali lato terra è previsto il consolidamento alla punta tramite iniezione jet-grouting di altezza 7 m e diametro equivalente 2 m. La rigidità della struttura nel senso trasversale allo sviluppo del molo è realizzata mediante setti in c.a. di spessore 70 cm di collegamento tra i pali di diametro 1.20 m, da quota +0.45 m s.l.m.m a – 10.00/-15.00 m s.l.m.m a seconda della batimetrica del fondale interessato. La solidarizzazione dei pali ai setti è realizzata mediante l'annegamento dei primi all'interno di pilastri in c.a. di sezione 2.0 x 1.6 m gettati contestualmente al getto dei muri. L'irrigidimento della struttura nel senso parallelo allo sviluppo del molo viene garantito, invece, dalla presenza di setti in c.a. di spessore pari a 70 cm disposti tra i pali centrali, realizzati limitatamente nelle prime due e nelle ultime due campate di ogni corpo strutturale.

Il paramento esterno lato mare è realizzato mediante l'interposizione ai pali in c.a di diametro 1.50 m. di pali in acciaio, denominati "pali di chiusura" di diametro 1.5 m, tangenti tra loro, vincolati superiormente all'impalcato in c.a., inferiormente al terreno di fondazione e collegati tra loro da appositi gargami.

Il molo presenta un tratto prevalente di larghezza 16.9 m ed un tratto terminale, di 80 m, di larghezza 10.3 m. La struttura presenta giunti tecnici ogni 70 m circa. A protezione del moto ondoso è realizzato un muro paraonde in c.a. con sommità a quota +6.50 m. s.l.m.m.

In corrispondenza del settore D lungo il tratto con larghezza 10.3 m su fondali di -12/-15 m s.l.m.m m, la maglia strutturale procede con lo stesso schema, di un palo diametro 1.5 m più due pali diametro 1.2 m collegati tra loro mediante setti in c.a. di spessore 70 cm, riducendo però l'interasse da 6 a 4.5 m e prevedendo per le due file di pali più interne una quota di sommità limitata a -4 m s.l.m.m. in modo da garantire l'accosto delle imbarcazioni degli ormeggiatori, piloti, VVF, ecc. I setti trasversali all'impalcato ma limitati alla sola campata lato terra determinano la formazione di un'unica "camera" retrostante la parete frontale. Si riportano in seguito estratti degli elaborati grafici rappresentanti le strutture descritte, con particolare attenzione ai settori C e D.

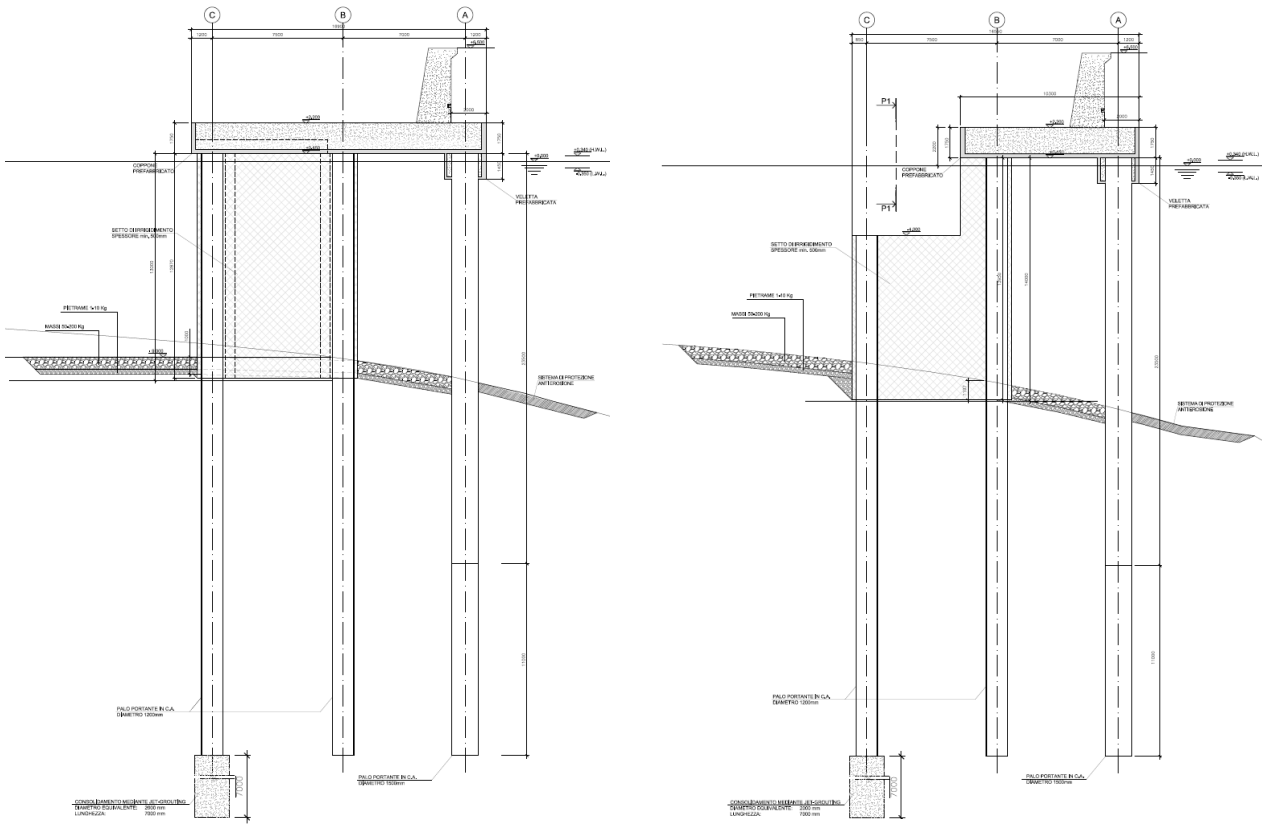


Figura 1 – PD adeguato: Settore C (a sinistra) e D (a destra) – sezione tipologica.

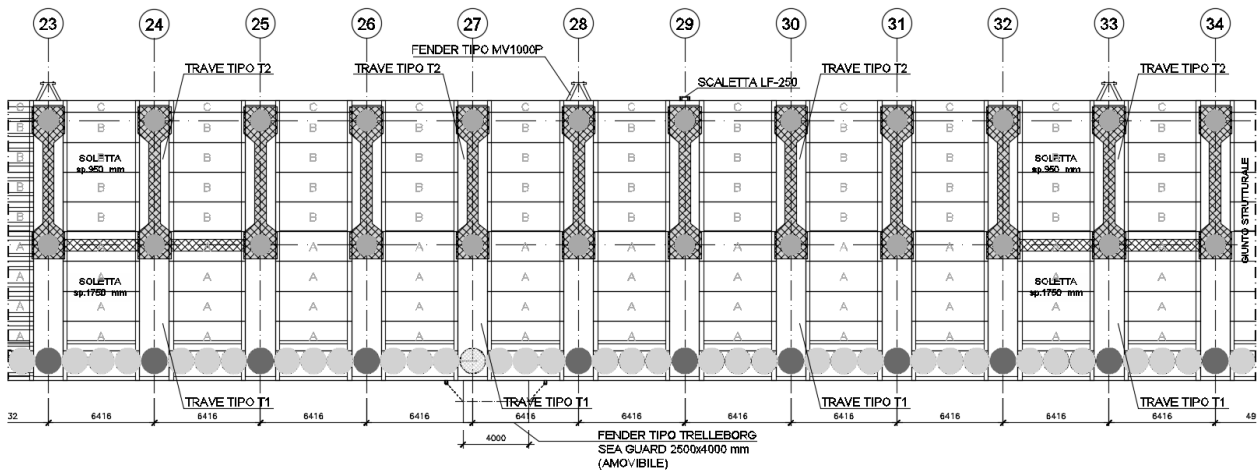


Figura 2 – PD adeguato: Settore C – pianta fondazioni – stralcio.

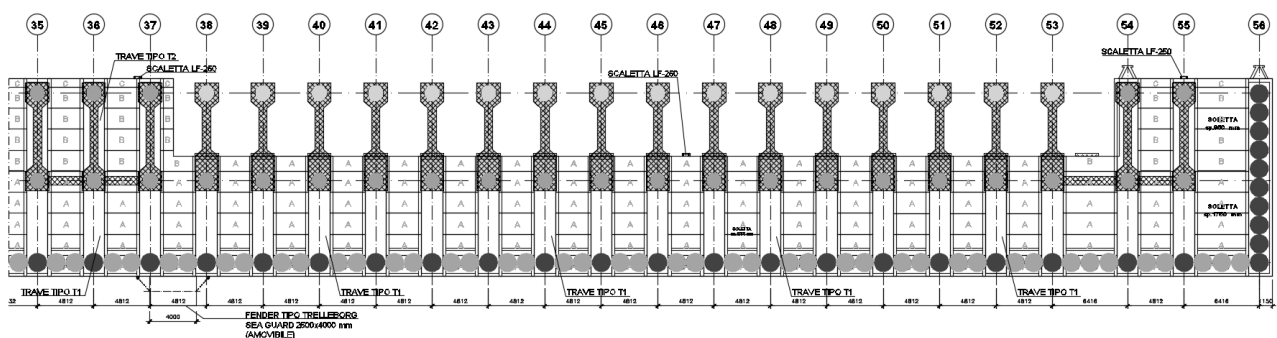


Figura 3 – PD adeguato: Settore D – pianta fondazioni – stralcio.

3.2.2 Progetto esecutivo

La soluzione in progetto prevede un impalcato su pali proteso verso il mare aperto di spessore variabile costituito in parte da soletta piena in calcestruzzo di spessore totale pari a 1.00m e in parte da travi di collegamento dei pali sottostanti con sezione 2500x1500 mm. La prima fase di realizzazione dell'impalcato consisterà nella posa di predalles prefabbricate autoportanti in calcestruzzo, in grado da fungere da cassero collaborante, mentre la seconda fase conterà del getto di completamento delle solette sopraccitate.

L'impalcato è sostenuto da una fila di pali in c.a. di diametro 1.5 m (lato mare) e da tre file di pali di diametro 1.8 m (lato interno) con la sola parte sommitale con forma tronco-conica di raccordo alla trave di testa superiore, tutti con profondità variabile tra i -23.3 e i -39.3 m s.l.m.m. e disposti ad un interasse longitudinale pari a circa 6.40 m e trasversale pari a 4.80/4.90 m. I pali sono realizzati previa infissione di camicia metallica avente funzione di cassero a perdere.

Il paramento esterno lato mare è realizzato mediante l'interposizione ai pali in c.a di diametro 1.50 m. di pali in acciaio, denominati "pali di chiusura" o portati, di diametro 1.5 m, tangenti tra loro, vincolati superiormente all'impalcato in c.a., inferiormente al terreno di fondazione e collegati tra loro da appositi gargami.

Il molo presenta un tratto prevalente di larghezza 16.9 m ed un tratto terminale, di 80 m, di larghezza 10.3 m. A protezione del moto ondoso è realizzato un muro paraonde in c.a. con sommità a quota +6.50 m. s.l.m.m, sagomato verso il mare aperto, formato da una struttura classificabile come muro in calcestruzzo con contrafforti ad interasse tipico di 6416 mm e sezione di base 1500x1200 mm e un muro di spessore costante pari a 800mm.

Lungo il lato interno del molo sono disposte bitte da 1000 kN e parabordi ad interasse di 30 m, mentre nel tratto terminale sono disposti parabordi ogni 4.5 m. Per garantire l'ormeggio di imbarcazioni anche all'esterno del molo, nel caso di condizioni meteomarine particolarmente favorevoli, sono state previste ulteriori 3 bitte e 7 parabordi in corrispondenza del lato esterno del molo, dove si è anche previsto l'arretramento di 2m del muro paraonde del filo esterno.

In corrispondenza del tratto di molo di larghezza 10.3 m, su fondali di -12/-15 m s.l.m.m m, la maglia strutturale procede con lo stesso schema, di un palo diametro 1.5 m più due pali diametro 1.8 m collegati tra loro mediante trave sommitale in c.a. di dimensioni 2500x15000mm, riducendo però l'interasse da 6 a 4.5 m. Tra i settori è prevista l'adozione di un giunto in grado di assorbire la deformazione termica e, nel contempo di garantire l'efficace accoppiamento, in particolar modo trasversale, dei vari settori alle altre azioni. Il giunto è realizzato utilizzando dei tubolari in acciaio Ø224.5x25 dotati di piastra di testa, armatura di frettaggio e di rinforzo locale della soletta parzialmente inguainati in un tubo corrugato.

**COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO**

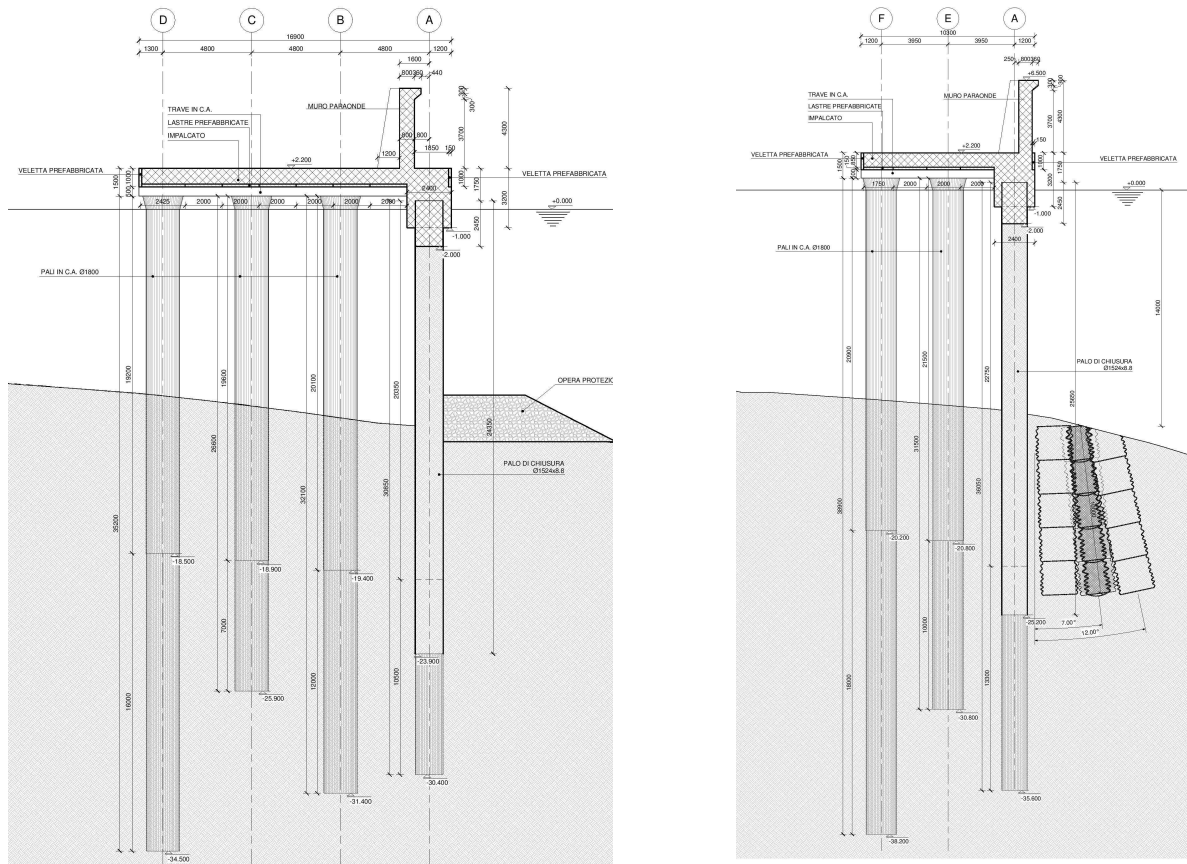


Figura 4 – PE: Settore C (a sinistra) e D (a destra) – sezione tipologica.

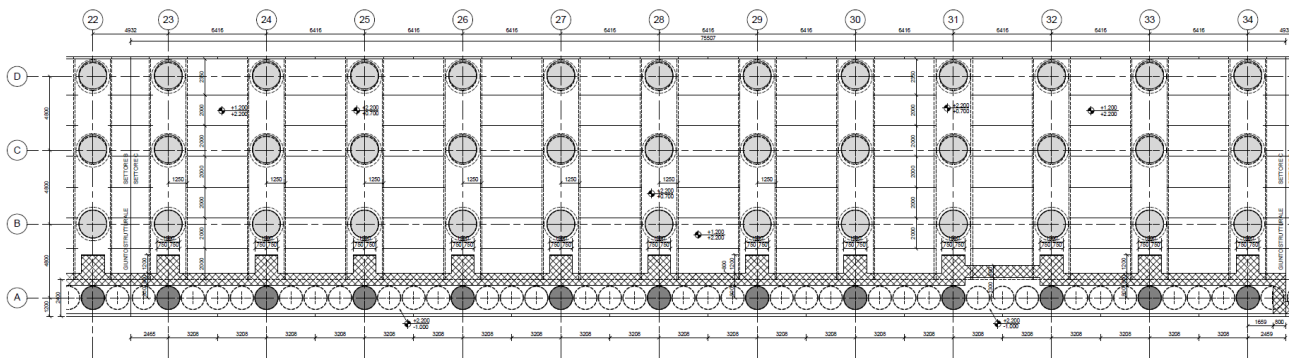


Figura 5 – PE: Settore C – pianta fondazioni – stralcio.

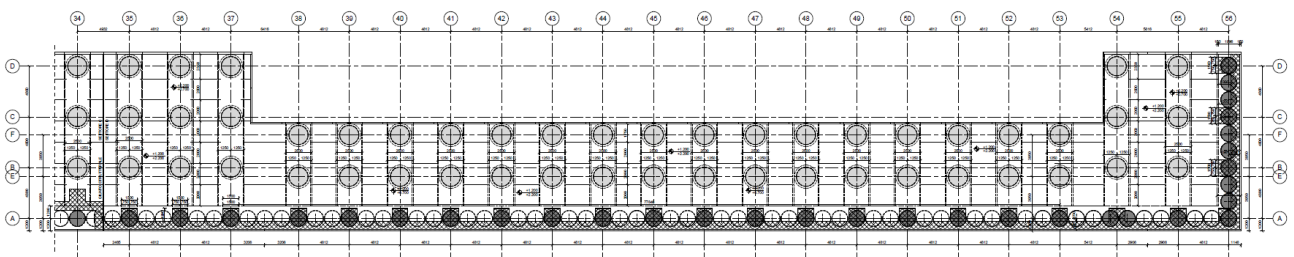


Figura 6 – PE: Settore D – pianta fondazioni – stralcio.

3.2.3 Comparativa

Nelle seguenti figure è riportato uno stralcio planimetrico ed una sezione trasversale del molo del progetto definitivo adeguato, del progetto esecutivo e una comparazione con riportato in rosso la configurazione di progetto definitivo adeguato ed in nero quella di progetto esecutivo.

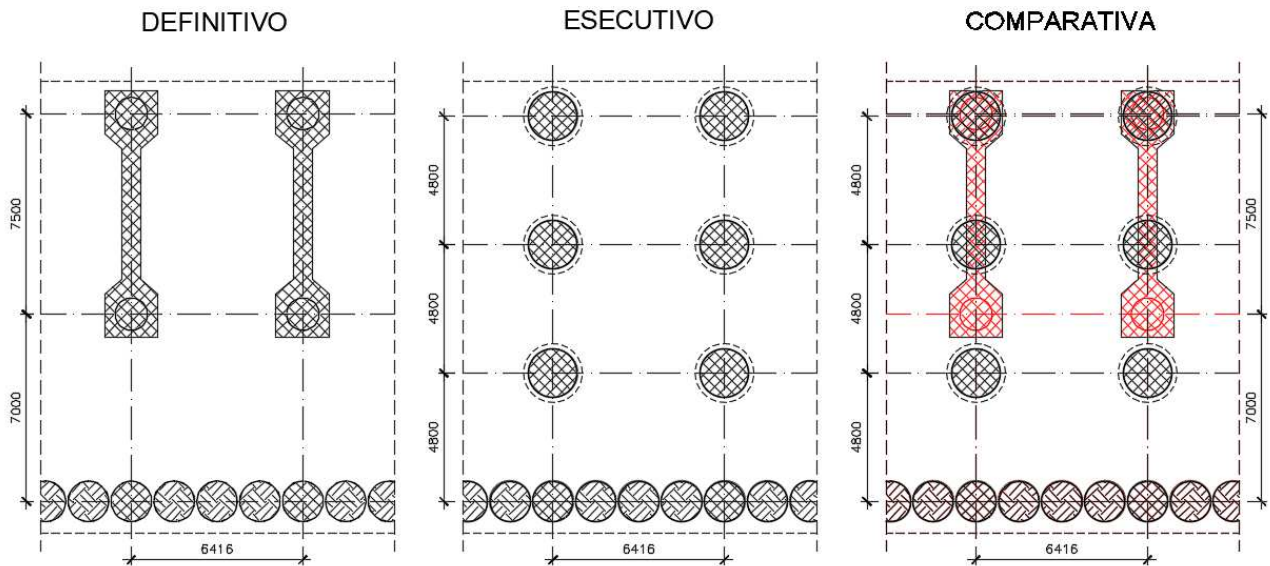


Figura 7 – Comparativa: stralcio planimetrico.

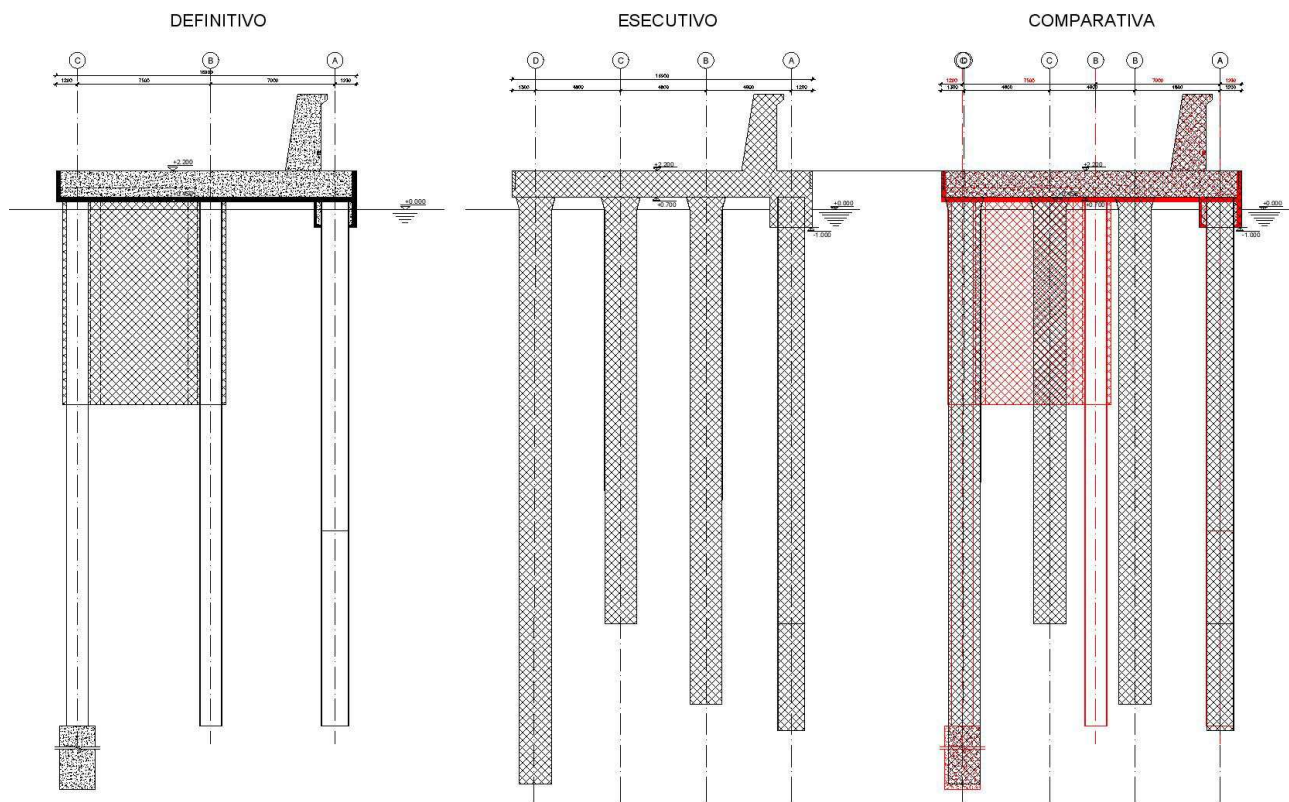


Figura 8 – Comparativa: sezione tipologica.

3.3 CARICHI AGENTI

Il presente paragrafo illustra i carichi di progetto agenti a seguito delle indagini e studi integrativi eseguiti nel periodo febbraio/marzo 2017 nell'area oggetto d'intervento relativi a:

- Rilievi batimetrici e conseguente aggiornamento del calcolo del moto ondoso;
- Studio di microzonazione sismica.

3.3.1 Peso proprio

I pesi propri degli elementi strutturali sono autodeterminati dai software di calcolo in funzione delle dimensioni e del peso specifico del materiale.

I pesi specifici valgono:

- $\gamma_{\text{cls,armato}} = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_{\text{acciaio}} = 78.50 \text{ kN/m}^3$

3.3.2 Carichi permanenti

3.3.2.1 Permanenti impalcato

Per l'impalcato di banchina non sono provvisti di massetti o pavimenti di finitura. Il getto di completamento costituisce anche il pavimento finito.

3.3.3 Azioni antropiche

3.3.3.1 Accidentali impalcato

L'impalcato è progettato per un carico accidentale di $q = 40 \text{ kN/m}^2$.

3.3.3.2 Tiro bitte

Le bitte trasmettono alla banchina un tiro di $T=1000 \text{ kN}$.

3.3.3.3 Carichi di accosto

3.3.3.3.1 Dimensionamento parabordi per gli accosti dedicati ai traghetti bidirezionali

Si seguono le procedure del rapporto PIANC: Guidelines for the design of Fender System 2002.

Le dimensioni delle navi traghetto bidirezionali che accostano alle banchine ad esse dedicate sono:

LOA = 120 m
B = 20 m
d = 4.50 m
Dislocamento W = 6000 t

L'energia normale di progetto è:

$$Ed = \frac{1}{2} * W * V^2 * C_e * C_m * C_s * C_l$$

Ed = energia che deve essere assorbita da 1 fender (KN*m)

W = dislocamento nave (in tonnellate)

V = velocità di accosto (componente perpendicolare alla banchina)

C_e	= coefficiente di eccentricità
C_m	= coefficiente di massa virtuale
C_s	= softness factor
C_c	= coefficiente di configurazione dell'accosto

Nel caso in esame si adottano:

C_e	= 0.5 (quarter point berthing)
C_m	= 1.82
C_s	= 1.0
C_c	= 0.9 (banchina a parete piena)

Il parametro critico è la velocità di accosto. In base alla Tab. 4.2.1 del rapporto PIANC si adotta:

$$V = 0.2 \text{ m/s}$$
$$E = 98 \text{ KN*m}$$

Per il dimensionamento del fender si considera la condizione di “abnormal berthing”, con coefficiente moltiplicativo dell'energia normale pari a 2.

L'energia di progetto è pertanto:

$$E = 200 \text{ KN*m} = 20.4 \text{ t*m}$$

Il fender di progetto risulta adeguato in quanto consente di assorbire un'energia di oltre 200 KN*m con reazione dell'ordine di 80 t.

3.3.3.3.2 Carichi Di Accosto

Per la verifica ad urto sono previste due condizioni:

1. verifica locale in combinazione di carico allo SLU: carico d'urto concentrato in corrispondenza del fender $N=800 \text{ kN}$, carico di progetto del singolo fender.
2. verifica globale in combinazione di carico eccezionale: carico d'urto distribuito in accordo al §3.6.3.5 del D.M. 14.1.08. La normativa prevede due azioni, non contemporanee, nelle direzioni parallela ($F_{d,x}$) e ortogonale ($F_{d,y} = 0.5 F_{d,x}$).

L'imbarcazione di progetto ha DWT = 40 ton e lunghezza $L = 200 \text{ m}$. Da Normativa ne deriva una $F_{d,x}=240000 \text{ kN}$. Tale forza è riferita ad una velocità di navigazione di 5 m/s.

Nel caso in esame la velocità di accosto è stata assunta pari a 0.28 m/s, in accordo con le linee guida per la progettazione dei fender del 2002 (PIANC).

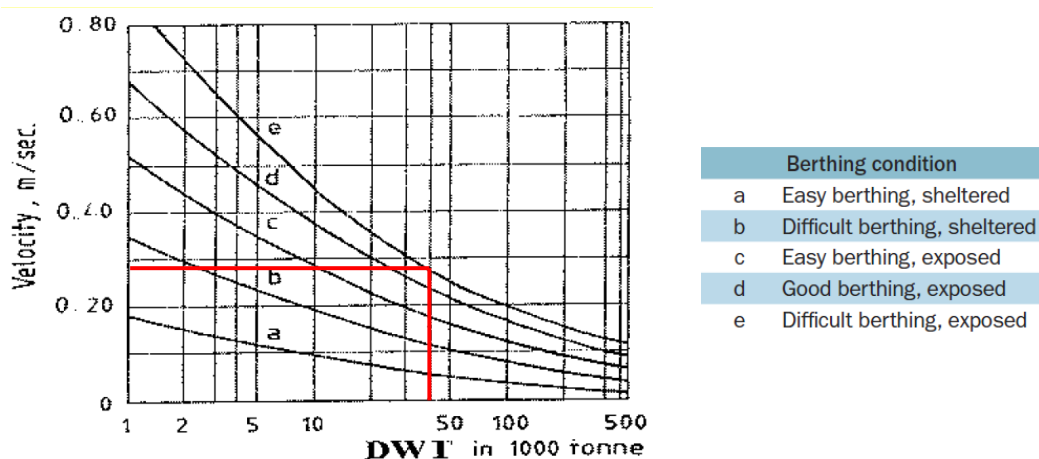


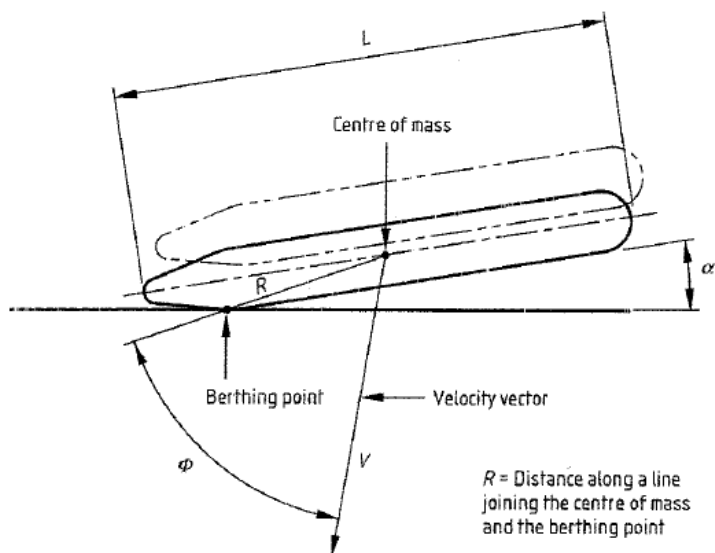
Figura 9 – velocità di accosto

Le forze $F_{d,x}$ e $F_{d,y}$ di conseguenza sono state ridotte proporzionalmente alla velocità e risultano essere:

$$F_{d,x}^* = \frac{0.28}{5} \cdot F_{d,x} = 13440 \text{ kN}$$

$$F_{d,y}^* = 0.5 \cdot F_{d,x}^* = 6720 \text{ kN}$$

Per imbarcazioni che hanno $DWT < 50$ ton e che entrano in porto senza l'ausilio di rimorchiatori, l'angolo di impatto (α) può essere tra 10 e 15 gradi.



La forza d'urto è applicata ad una superficie d'impatto determinata come da normativa. Nello specifico la superficie d'impatto laterale si estende in larghezza di $0.1L$, dove L è la lunghezza dell'imbarcazione, e in altezza di $0.05L$. Quindi l'area di impatto ha dimensioni 20×10 m.

3.3.4 Azioni ambientali

3.3.4.1 Neve

Il carico da neve è circa un quarantesimo del carico accidentale e pertanto è trascurato in fase di progettazione.

3.3.4.2 Vento

Il carico da vento è un quindicesimo dei carichi orizzontali quali tiro trasmesso dalle bitte od urto delle imbarcazioni, ed è stato trascurato in fase di progettazione.

3.3.4.3 Moto ondososo

I carichi dovuti al moto ondososo agente sono riportati nella tabella seguente in funzione della profondità del fondale:

PRESSIONI IN FASE DI CRESTA (t/m ²)				
	prof [m]	p1	p2	p3
non frangimento (Sainflou)	17	7.44	1.51	5.33
	16	7.48	1.58	5.44
	15	7.52	1.64	5.56
	14	7.58	1.72	5.7
	13	7.64	1.81	5.85
	12	7.69	1.92	5.92
frangimento (Goda)	11	8.61	4.24	7.31
	10	9.02	4.44	7.86
	9	9.37	4.44	8.3
	8	9.46	4.66	8.44
	7	10.03	4.94	9.12
	6	10.87	5.35	10.06

p1	pressione al livello medio mare
p2	pressione alla sommità del muro paraonde (+6.50 m s.l.m.)
p3	pressione alla quota del fondale

PRESSIONI IN FASE DI CAVO (t/m ²)					
	prof [m]	p1	p2	p3	h _{min} [m]
(Sainflou)	17	6.61	0	6.36	6.39
	16	6.54	0	6.49	6.32
	15	6.45	0	6.63	6.23
	14	6.36	0	6.81	6.14
	13	6.25	0	6.98	6.03
	12	6.1	0	7.06	5.89
	11	5.89	0	6.96	5.69
	10	5.7	0	7.13	5.5
	9	5.45	0	7.26	5.27
	8	5.12	0	7.31	4.95
	7	4.73	0	7.45	4.52
	6	4.2	0	7.58	4.05

p1	pressione alla quota -h _{min}
p2	pressione al livello medio mare
p3	pressione alla quota del fondale

3.3.4.3.1 Azione del moto ondoso

I carichi dovuti al moto ondoso agente in fase di esercizio (con tempo di ritorno ridotto $Tr=5$ anni) sono riportati nella tabella seguente in funzione della profondità del fondale:

Profondità -8m

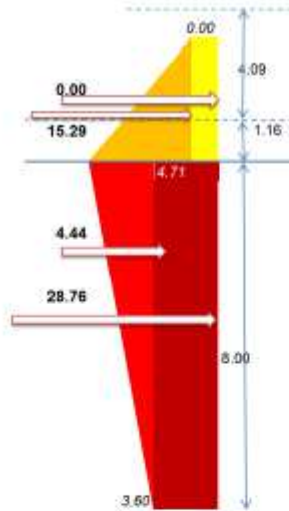


Figura 1 – Spinte sul molo foraneo in fase di cresta

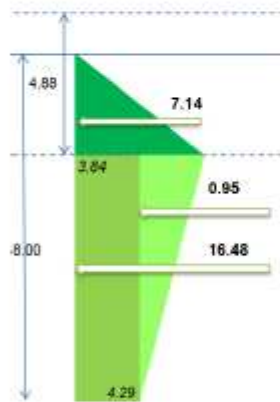


Figura 2 – Spinte sul molo foraneo in fase di cavo

Hs [m]	2.92	
Ts [sec]	9.38	
$h = d_p$ [m]	8.00	
h_b [m]	10.00	
h_c [m]	6.50	
$H_{1/20}$ [m]	4.09	
$H_{1/100}$ [m]	4.88	
L [m]	85.75	
$d_p/H_{1/20}$	1.96	>1.5 Sainflou
$d_p/H_{1/100}$	1.64	>1.5 Sainflou

	Forma	CRESTA			
		Valore [t/m]	Area [m²]		
Triangolo superiore		15.29	0.00		
Rettangolo superiore		0.00	0.00		
Triangolo inferiore		4.44	0.00		
Rettangolo inferiore		28.76	0.00		
Spinta totale		48.49			
	Forma	CAVO			
		Valore [t/m]	Area [m²]		
		Triangolo superiore		7.14	0.00
		Triangolo inferiore		0.95	0.00
Rettangolo inferiore		16.48	0.00		
Spinta totale		24.57			

Tabella 1 – Dati e valori delle spinte sul molo in fase di cresta e in fase di cavo per $d_p = -8$ m

Profondità [m]	Spinta totale cresta [t/m]	Spinta totale cavo [t/m]
15	71.35	59.62
14	68.47	53.87
13	65.22	48.36
12	61.76	43.02
11	58.49	37.71
10	55.29	32.73
9	52.01	28.71
8	48.49	24.57

Goda
Sainflou

DATI	
Tr [anni]	5
Hs0 [m]	4.51
Hs [m]	2.92
Tp [s]	10.32
Ts [s]	9.38

Tabella 2 – Sintesi dei risultati: spinta totale in fase di cresta e in fase di cavo sul molo alle diverse profondità

Profondità -9m

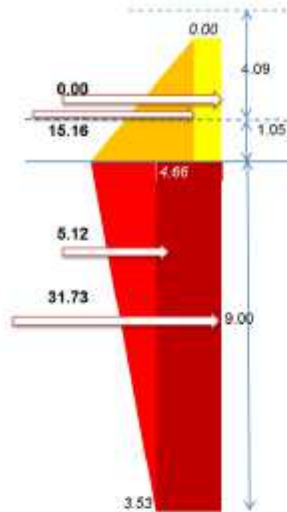


Figura 3 – Spinte sul molo foraneo in fase di cresta

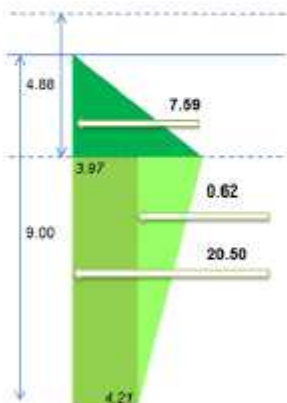


Figura 4 – Spinte sul molo foraneo in fase di cavo

Hs [m]	2.92	
Ts [sec]	9.38	
h = d _p [m]	9.00	
h _b [m]	11.50	
h _c [m]	6.50	
H _{1/20} [m]	4.09	
H _{1/100} [m]	4.88	
L [m]	90.81	
d _p /H _{1/20}	2.20	>1.5 Sainflou
d _p /H _{1/100}	1.85	>1.5 Sainflou

CRESTA	Triangolo superiore [t/m]	15.16
	Rettangolo superiore [t/m]	0.00
	Triangolo inferiore [t/m]	5.12
	Rettangolo inferiore [t/m]	31.73
	Spinta totale [t/m]	52.01
CAVO	Triangolo superiore [t/m]	7.59
	Triangolo inferiore [t/m]	0.62
	Rettangolo inferiore [t/m]	20.50
	Spinta totale [t/m]	28.71

Tabella 3 – Dati e valori delle spinte sul molo in fase di cresta e in fase di cavo per d_p= - 9m

Profondità [m]	Spinta totale cresta [t/m]	Spinta totale cavo [t/m]
15	71.35	59.62
14	68.47	53.87
13	65.22	48.36
12	61.76	43.02
11	58.49	37.71
10	55.29	32.73
9	52.01	28.71
8	48.49	24.57

Goda
Sainflou

DATI	
Tr [anni]	5
H ₅₀ [m]	4.51
Hs [m]	2.92
T _p [s]	10.32
Ts [s]	9.38

Tabella 4 – Sintesi dei risultati: spinta totale in fase di cresta e in fase di cavo sul molo alle diverse profondità

Profondità -10m

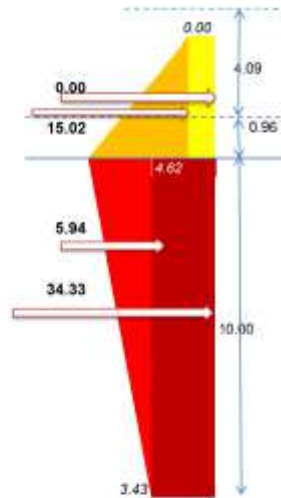


Figura 5 – Spinte sul molo foraneo in fase di cresta

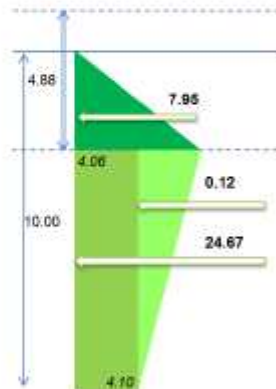


Figura 6 – Spinte sul molo foraneo in fase di cavo

Hs [m]	2.92	
Ts [sec]	9.38	
h = d _p [m]	10.00	
h _b [m]	12.50	
h _c [m]	6.50	
H _{1/20} [m]	4.09	
H _{1/100} [m]	4.88	
L [m]	93.88	
d _p /H _{1/20}	2.45	>1.5 Sainflou
d _p /H _{1/100}	2.05	>1.5 Sainflou

CRESTA	Triangolo superiore [t/m]	15.02
	Rettangolo superiore [t/m]	0.00
	Triangolo inferiore [t/m]	5.94
	Rettangolo inferiore [t/m]	34.33
	Spinta totale [t/m]	55.29
	CAVO	Triangolo superiore [t/m]
Triangolo inferiore [t/m]		0.12
Rettangolo inferiore [t/m]		24.67
Spinta totale [t/m]		32.73

Tabella 5 – Dati e valori delle spinte sul molo in fase di cresta e in fase di cavo per d_p = - 10m

Profondità [m]	Spinta totale cresta [t/m]	Spinta totale cavo [t/m]
15	71.35	59.62
14	68.47	53.87
13	65.22	48.36
12	61.76	43.02
11	58.49	37.71
10	55.29	32.73
9	52.01	28.71
8	48.49	24.57

Goda
Sainflou

DATI	
Tr [anni]	5
Hs ₀ [m]	4.51
Hs [m]	2.92
Tp [s]	10.32
Ts [s]	9.38

Tabella 6 – Sintesi dei risultati: spinta totale in fase di cresta e in fase di cavo sul molo alle diverse profondità

Profondità -11m

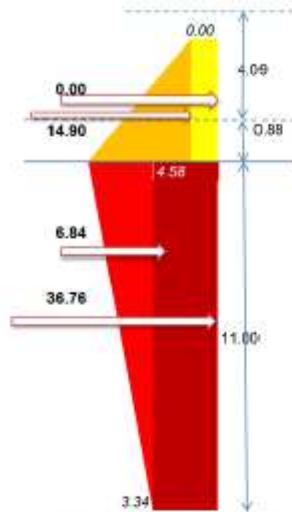


Figura 7 – Spinte sul molo foraneo in fase di cresta

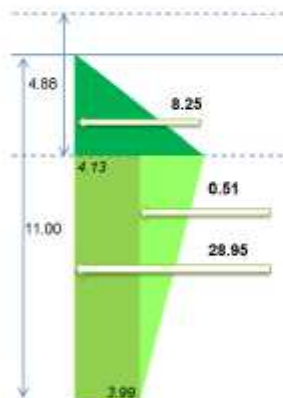


Figura 8 – Spinte sul molo foraneo in fase di cavo

Hs [m]	2.92	
Ts [sec]	9.38	
h = d _p [m]	11.00	
h _b [m]	13.50	
h _c [m]	6.50	
H _{1/20} [m]	4.09	
H _{1/100} [m]	4.88	
L [m]	96.74	
d _p /H _{1/20}	2.69	>1.5 Sainflou
d _p /H _{1/100}	2.26	>1.5 Sainflou

CRESTA	Triangolo superiore [t/m]	14.90
	Rettangolo superiore [t/m]	0.00
	Triangolo inferiore [t/m]	6.84
	Rettangolo inferiore [t/m]	36.76
	Spinta totale [t/m]	58.49
CAVO	Triangolo superiore [t/m]	8.25
	Triangolo inferiore [t/m]	0.51
	Rettangolo inferiore [t/m]	28.95
	Spinta totale [t/m]	37.71

Tabella 7 – Dati e valori delle spinte sul molo in fase di cresta e in fase di cavo per d_p= - 11m

Profondità [m]	Spinta totale cresta [t/m]	Spinta totale cavo [t/m]
15	71.35	59.62
14	68.47	53.87
13	65.22	48.36
12	61.76	43.02
11	58.49	37.71
10	55.29	32.73
9	52.01	28.71
8	48.49	24.57

Goda
Sainflou

DATI	
Tr [anni]	5
Hs ₀ [m]	4.51
Hs [m]	2.92
Tp [s]	10.32
Ts [s]	9.38

Tabella 8 – Sintesi dei risultati: spinta totale in fase di cresta e in fase di cavo sul molo alle diverse profondità

Profondità -12m

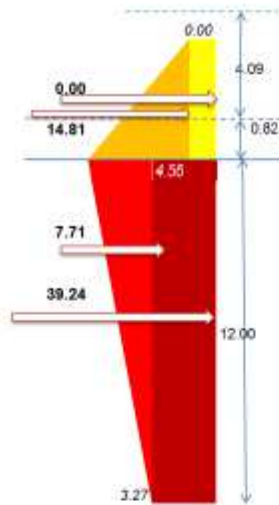


Figura 9 – Spinte sul molo foraneo in fase di cresta

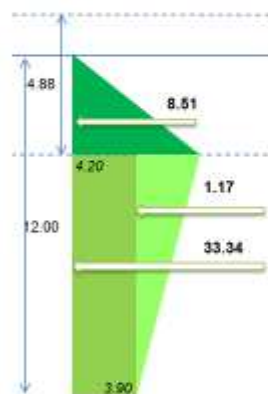


Figura 10 – Spinte sul molo foraneo in fase di cavo

Hs [m]	2.92	
Ts [sec]	9.38	
h = d _p [m]	12.00	
h _b [m]	15.00	
h _c [m]	6.50	
H _{1/20} [m]	4.09	
H _{1/100} [m]	4.88	
L [m]	100.67	
d _p /H _{1/20}	2.94	>1.5 Sainflou
d _p /H _{1/100}	2.46	>1.5 Sainflou

CRESTA	Triangolo superiore [t/m]	14.81
	Rettangolo superiore [t/m]	0.00
	Triangolo inferiore [t/m]	7.71
	Rettangolo inferiore [t/m]	39.24
	Spinta totale [t/m]	61.76
CAVO	Triangolo superiore [t/m]	8.51
	Triangolo inferiore [t/m]	1.17
	Rettangolo inferiore [t/m]	33.34
	Spinta totale [t/m]	43.02

Tabella 9 – Dati e valori delle spinte sul molo in fase di cresta e in fase di cavo per d_p = -12m

Profondità [m]	Spinta totale cresta [t/m]	Spinta totale cavo [t/m]
15	71.35	59.62
14	68.47	53.87
13	65.22	48.36
12	61.76	43.02
11	58.49	37.71
10	55.29	32.73
9	52.01	28.71
8	48.49	24.57

Goda
Sainflou

DATI	
Tr [anni]	5
Hs ₀ [m]	4.51
Hs [m]	2.92
Tp [s]	10.32
Ts [s]	9.38

Tabella 10 – Sintesi dei risultati: spinta totale in fase di cresta e in fase di cavo sul molo alle diverse profondità

Profondità -13m

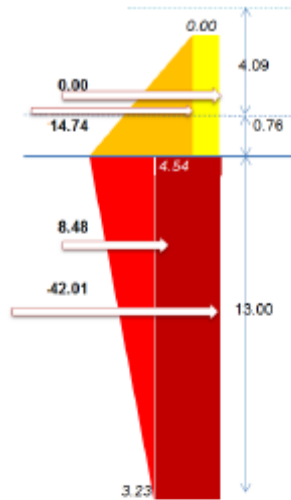


Figura 11 – Spinte sul molo foraneo in fase di cresta

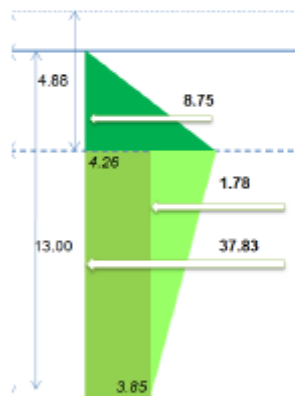


Figura 12 – Spinte sul molo foraneo in fase di cavo

Hs [m]	2.92	
Ts [sec]	9.38	
h = d _p [m]	13.00	
h _b [m]	17.50	
h _c [m]	6.50	
H _{1/20} [m]	4.09	
H _{1/100} [m]	4.88	
L [m]	106.41	
d _p /H _{1/20}	3.18	>1.5 Sainflou
d _p /H _{1/100}	2.67	>1.5 Sainflou

CRESTA	Triangolo superiore [t/m]	14.74
	Rettangolo superiore [t/m]	0.00
	Triangolo inferiore [t/m]	8.48
	Rettangolo inferiore [t/m]	42.01
	Spinta totale [t/m]	65.22
CAVO	Triangolo superiore [t/m]	8.75
	Triangolo inferiore [t/m]	1.78
	Rettangolo inferiore [t/m]	37.83
	Spinta totale [t/m]	48.36

Tabella 11 – Dati e valori delle spinte sul molo in fase di cresta e in fase di cavo per d_p= -13m

Profondità [m]	Spinta totale cresta [t/m]	Spinta totale cavo [t/m]
15	71.35	59.62
14	68.47	53.87
13	65.22	48.36
12	61.76	43.02
11	58.49	37.71
10	55.29	32.73
9	52.01	28.71
8	48.49	24.57

Goda
Sainflou

DATI	
Tr [anni]	5
Hs ₀ [m]	4.51
Hs [m]	2.92
Tp [s]	10.32
Ts [s]	9.38

Tabella 12 – Sintesi dei risultati: spinta totale in fase di cresta e in fase di cavo sul molo alle diverse profondità

Profondità -14m

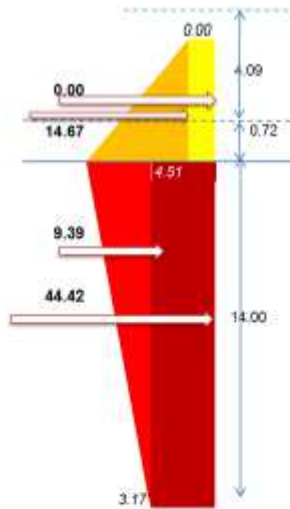


Figura 13 – Spinte sul molo foraneo in fase di cresta

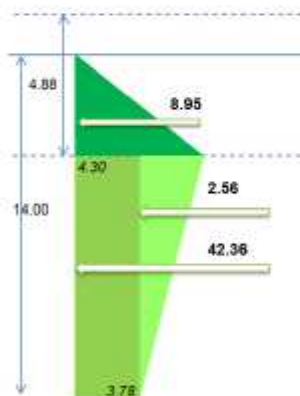


Figura 14 – Spinte sul molo foraneo in fase di cavo

Hs [m]	2.92	
Ts [sec]	9.38	
h = d _p [m]	14.00	
h _b [m]	19.60	
h _c [m]	6.50	
H _{1/20} [m]	4.09	
H _{1/100} [m]	4.88	
L [m]	110.55	
d _p /H _{1/20}	3.42	>1.5 Sainflou
d _p /H _{1/100}	2.87	>1.5 Sainflou

CRESTA	Triangolo superiore [t/m]	14.67
	Rettangolo superiore [t/m]	0.00
	Triangolo inferiore [t/m]	9.39
	Rettangolo inferiore [t/m]	44.42
	Spinta totale [t/m]	68.47
	CAVO	Triangolo superiore [t/m]
Triangolo inferiore [t/m]		2.56
Rettangolo inferiore [t/m]		42.36
Spinta totale [t/m]		53.87

Tabella 13 – Dati e valori delle spinte sul molo in fase di cresta e in fase di cavo per d_p= - 14m

Profondità [m]	Spinta totale cresta [t/m]	Spinta totale cavo [t/m]
15	71.35	59.62
14	68.47	53.87
13	65.22	48.36
12	61.76	43.02
11	58.49	37.71
10	55.29	32.73
9	52.01	28.71
8	48.49	24.57

Goda
Sainflou

DATI	
Tr [anni]	5
Hs ₀ [m]	4.51
Hs [m]	2.92
T _p [s]	10.32
Ts [s]	9.38

Tabella 14 – Sintesi dei risultati: spinta totale in fase di cresta e in fase di cavo sul molo alle diverse profondità

Profondità -15m

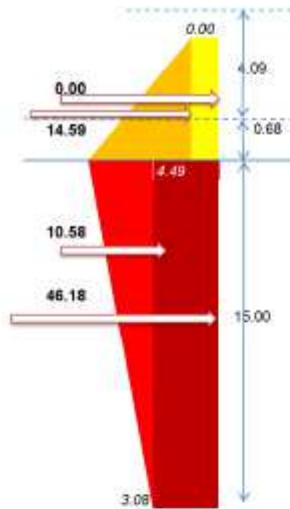


Figura 15 – Spinte sul molo foraneo in fase di cresta

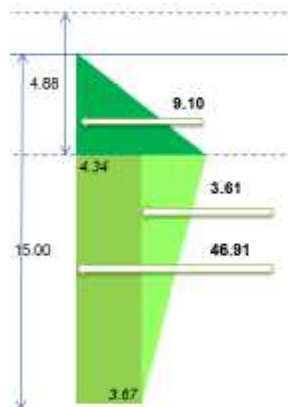


Figura 16 – Spinte sul molo foraneo in fase di cavo

Hs [m]	2.92	
Ts [sec]	9.38	
h = d _p [m]	15.00	
h _b [m]	20.50	
h _c [m]	6.50	
H _{1/20} [m]	4.09	
H _{1/100} [m]	4.88	
L [m]	112.17	
d _p /H _{1/20}	3.67	>1.5 Sainflou
d _p /H _{1/100}	3.08	>1.5 Sainflou

CRESTA	Triangolo superiore [t/m]	14.59
	Rettangolo superiore [t/m]	0.00
	Triangolo inferiore [t/m]	10.58
	Rettangolo inferiore [t/m]	46.18
	Spinta totale [t/m]	71.35
CAVO	Triangolo superiore [t/m]	9.10
	Triangolo inferiore [t/m]	3.61
	Rettangolo inferiore [t/m]	46.91
	Spinta totale [t/m]	59.62

Tabella 15 – Dati e valori delle spinte sul molo in fase di cresta e in fase di cavo per d_p= -15m

Profondità [m]	Spinta totale cresta [t/m]	Spinta totale cavo [t/m]
15	71.35	59.62
14	68.47	53.87
13	65.22	48.36
12	61.76	43.02
11	58.49	37.71
10	55.29	32.73
9	52.01	28.71
8	48.49	24.57

Goda
Sainflou

DATI	
Tr [anni]	5
H ₅₀ [m]	4.51
Hs [m]	2.92
T _p [s]	10.32
Ts [s]	9.38

Tabella 16 – Sintesi dei risultati: spinta totale in fase di cresta e in fase di cavo sul molo alle diverse profondità

3.3.4.4 Azione termica

In conformità a quanto prescritto dalla Normativa Italiana si adottano i seguenti valori di variazione termica:

Tabella 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$

Si considera quindi una variazione termica pari a $\Delta T = +15 \text{ }^\circ\text{C}$ applicata, all'impalcato della banchina in c.a. e al muro paraonde, rispetto alla sottostante struttura, simulando così gli effetti di un rapido riscaldamento della struttura superiore, per irraggiamento solare.

3.3.5 Sisma

3.3.5.1 Parametri di base

La definizione della pericolosità del sito di progetto è stata condotta con riferimento alle seguenti coordinate geografiche relative alla zona portuale di Tremestieri:

Latitudine: 38°13'54.7"

Longitudine: 15°52'31.5"

Si opera nell'ipotesi di infrastruttura di importanza normale, con vita nominale prevista corrispondente a: $V_N=50$ anni

La struttura si considera di Classe d'uso III, corrispondente ad una costruzione il cui uso preveda affollamenti significativi.

Si applica dunque un coefficiente: $C_u=1.5$

Il periodo di riferimento dell'azione sismica corrisponde dunque a:

$$V_R=V_N \times C_U=50 \times 1.5=75 \text{ anni}$$

Si riportano, nella tabella seguente, i valori di accelerazione di picco e gli altri parametri significativi degli spettri di progetto, per i diversi stati limiti da analizzare.

STATO LIMITE	Tr	a _g	F ₀	T _c *
SLO	45	0.080	2.349	0.287
SLD	75	0.105	2.297	0.309
SLV	712	0.305	2.410	0.372
SLC	1462	0.407	2.345	0.403

3.3.5.2 Fattore di struttura

La scelta del fattore di struttura, all'interno delle strutture in calcestruzzo ricade nelle seguenti tipologie:

- *strutture a telaio*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;
- *strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale⁴;
- *strutture miste telaio-pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di *strutture miste equivalenti a telai*, altrimenti si parla di *strutture miste equivalenti a pareti*;
- *strutture deformabili torsionalmente*, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r/l_s > 0.8$, nella quale:

La struttura presenta un sistema sismo-resistente basato su telai in calcestruzzo, e può essere assimilata ad una struttura a telaio di un singolo piano, regolare in altezza ed in pianta, con fattore di strutture q_0 pari quindi a:

Tipologia	q_0	
	CD" B "	CD" A "
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Le strutture a pareti estese debolmente armate devono essere progettate in CD "B". Strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD "B" a meno che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_u / α_1 :

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano	$\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata	$\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate	$\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$

Pertanto si ricava un fattore di struttura massimo:

$$q = q_0 \cdot K_R = 3,0 \cdot (\alpha_u / \alpha_1) \cdot K_R = 3,0 \cdot 1,1 \cdot 1 = 3,3$$

Tuttavia, considerata la sostanziale diversità di una struttura come il molo foraneo rispetto ad una classica tipologia strutturale di tipo civile, a cui le norme fanno riferimento, appare più corretto un approccio cautelativo che tenga conto dei seguenti aspetti:

- limitare il danneggiamento della struttura post-sisma;
- considerare le incertezze intrinseche di calcolo dovute all'interazione terreno del fondale e struttura in fase sismica;
- avere la certezza che la struttura sia in grado di dissipare l'energia sismica attraverso la formazione di plasticizzazioni locali con abbondante grado di ridondanza;

Considerato inoltre che le norme italiane indicano i seguenti valori minimi come riferimento per altre tipologie strutturali:

[§7.4.3.2] Strutture in CA a pendolo inverso $q=1,50$

[§C8.7.2.4] Strutture in CA esistenti $q=1,50$

Appare comunque troppo cautelativo ed irrealistico considerare un fattore di struttura unitario, pertanto, alla luce di quanto sopra esposto, risulta adeguato e cautelativo assumere un fattore di struttura pari a:

$$q=1,50 \quad (\text{NTC} - 7.5.2.2)$$

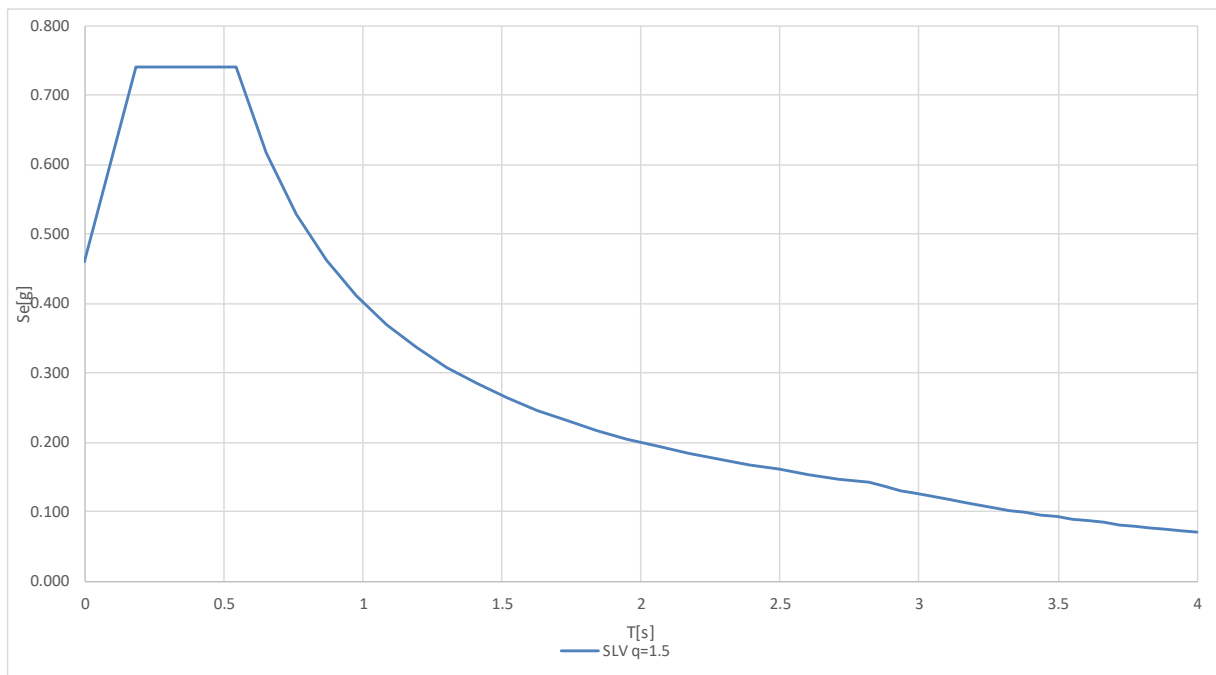
3.3.5.3 Terreno di fondazione

In accordo al D.M. 14 gennaio 2008, l'area rientra in **Categoria di suolo C** (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*).

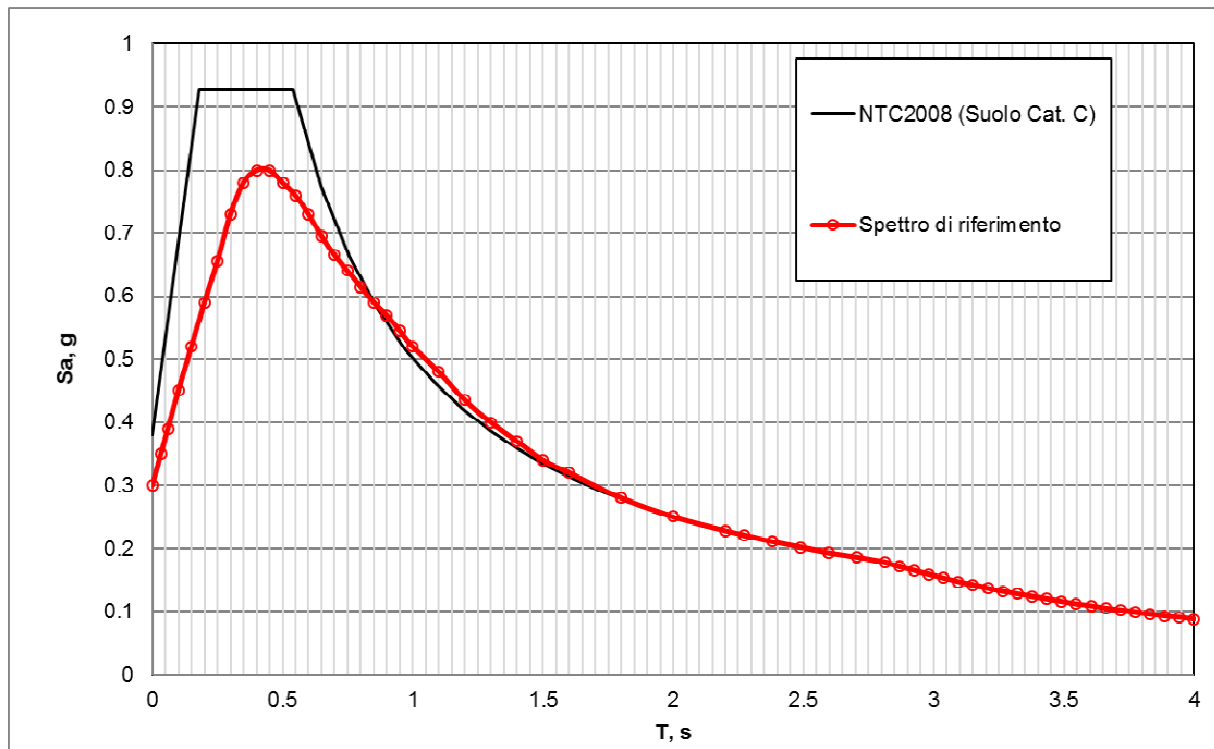
3.3.5.4 Stato limite – SLV

Si riportano nel seguito i parametri di calcolo e i grafici corrispondenti agli spettri di progetto previsto secondo le NTC 08 previste nelle analisi per lo Stato Limite corrispondente alla perdita di vite umane – SLV.

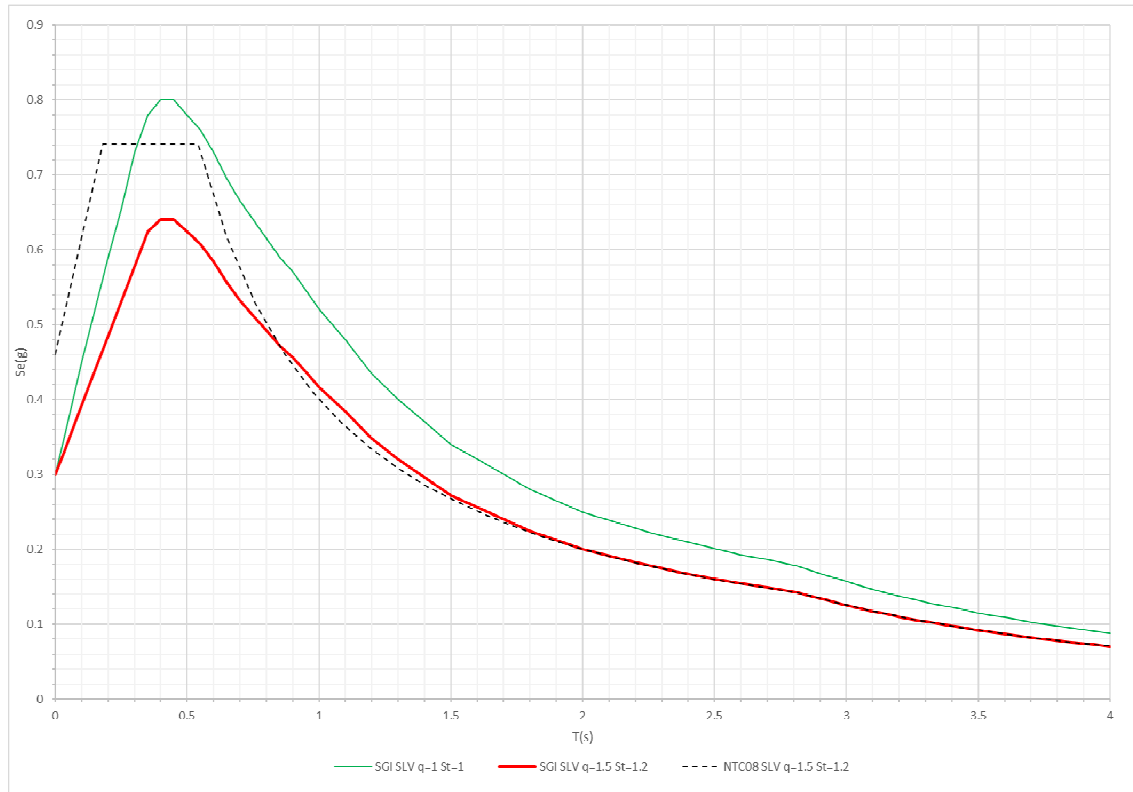
		SLV q=1.5
$a_g =$ 0.305 g	$S_T =$ 1.200	T(s) Se(g)
$F_0 =$ 2.410	$S_S =$ 1.259	0 0.461
$T_c^* =$ 0.372 s	$C_c =$ 1.455	$T_B \Rightarrow$ 0.180 0.740
$q =$ 1.50	$S =$ 1.511	$T_C \Rightarrow$ 0.541 0.740
Tipo di suolo: C	$\eta =$ 0.667	0.650 0.617
a topografica: T2	$T_B =$ 0.180 s	0.758 0.528
	$T_C =$ 0.541 s	0.867 0.462
	$T_D =$ 2.820 s	0.975 0.411
		1.084 0.370
		1.192 0.336
		1.301 0.308
		1.409 0.284
		1.518 0.264
		1.626 0.246
		1.735 0.231
		1.843 0.217
		1.952 0.205
		2.060 0.194
		2.169 0.185
		2.277 0.176
		2.386 0.168
		2.494 0.161
		2.603 0.154
		2.711 0.148
		$T_D \Rightarrow$ 2.820 0.142
		2.876 0.137
		2.932 0.131
		2.989 0.127
		3.045 0.122
		3.101 0.118
		3.157 0.113
		3.213 0.109
		3.270 0.106
		3.326 0.102
		3.382 0.099
		3.438 0.096
		3.494 0.093
		3.550 0.090
		3.607 0.087
		3.663 0.084
		3.719 0.082
		3.775 0.079
		3.831 0.077
		3.888 0.075
		3.944 0.073
		4.000 0.071



Per il progetto allo SLV del molo foraneo vengono considerati i risultati del documento “A013 Studio di microzonazione sismica”, che fornisce il seguente spettro locale (il confronto è fornito per $q=1.0$ e $St=1.0$).

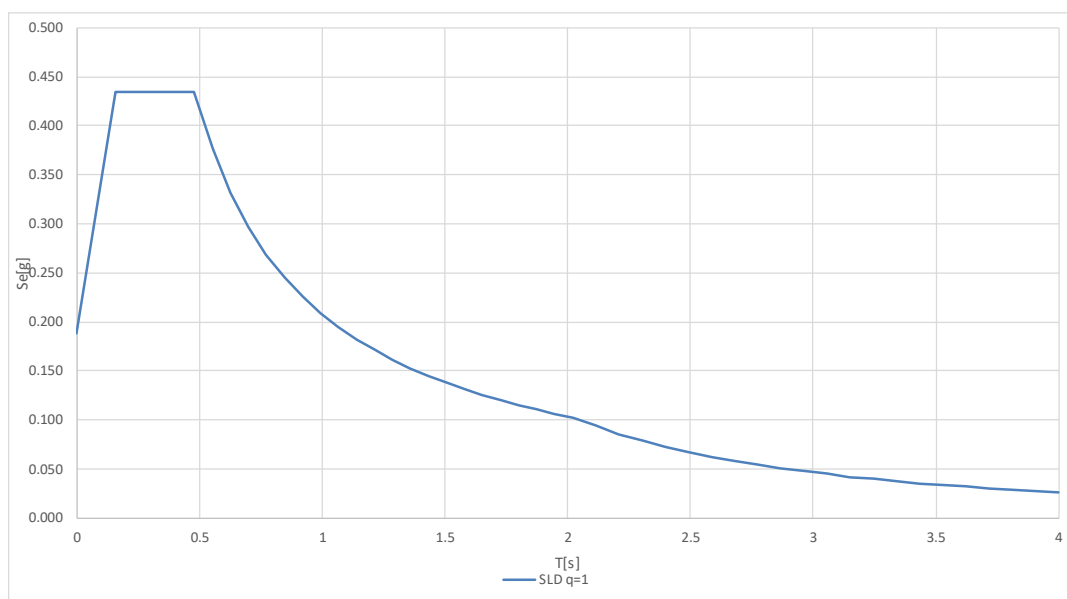


Lo spettro sopra raffigurato viene modificato per tenere conto del fattore di amplificazione topografica $St=1.20$ e del fattore di struttura $q=1.50$, ottenendo il seguente (viene riportato anche il confronto con lo spettro di normativa e con lo spettro originale fornito dallo Studio):



3.3.5.5 Stato limite – SLD

Si riportano nel seguito i parametri corrispondenti agli spettri di progetto da considerare nelle analisi per lo Stato Limite di Danno – SLD.



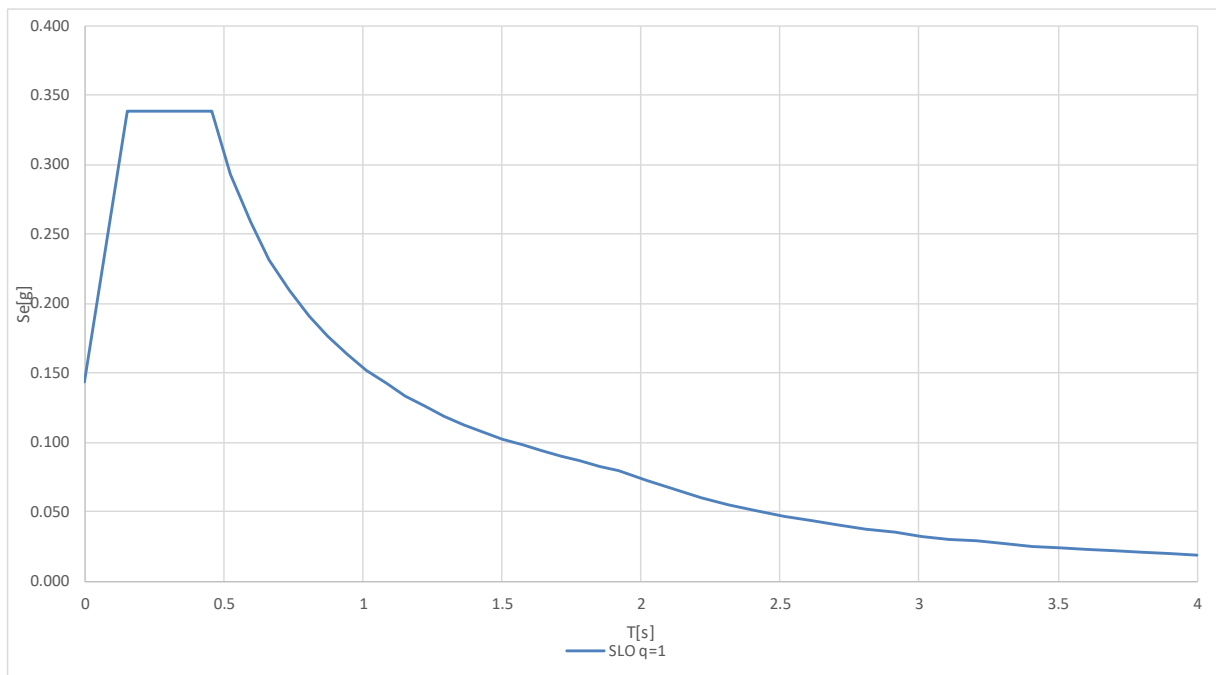
COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
 INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO ESECUTIVO

SLD				SLD q=1	
				T(s)	Se(g)
$a_g=$	0.105 g	$S_r=$	1.200	0	0.189
$F_0=$	2.297	$S_s=$	1.500		
$T_c^*=$	0.309 s	$C_c=$	1.547	$T_B \Rightarrow$ 0.159	0.434
$q=$	1.00	$S=$	1.800	$T_c \Rightarrow$ 0.478	0.434
Tipo di suolo:	C	$\eta=$	1.000		0.551 0.376
Categoria topografica:	T2	$T_B=$	0.159 s		0.625 0.332
		$T_c=$	0.478 s		0.698 0.297
		$T_D=$	2.020 s		0.772 0.269
					0.845 0.246
					0.919 0.226
					0.992 0.209
					1.065 0.195
					1.139 0.182
					1.212 0.171
					1.286 0.161
					1.359 0.153
					1.433 0.145
					1.506 0.138
					1.579 0.131
					1.653 0.126
					1.726 0.120
					1.800 0.115
					1.873 0.111
					1.947 0.107
				$T_D \Rightarrow$ 2.020	0.103
					2.114 0.094
					2.209 0.086
					2.303 0.079
					2.397 0.073
					2.491 0.068
					2.586 0.063
					2.680 0.058
					2.774 0.054
					2.869 0.051
					2.963 0.048
					3.057 0.045
					3.151 0.042
					3.246 0.040
					3.340 0.038
					3.434 0.036
					3.529 0.034
					3.623 0.032
					3.717 0.030
					3.811 0.029
					3.906 0.027
				4.000	0.026

3.3.5.6 Stato limite – SLO

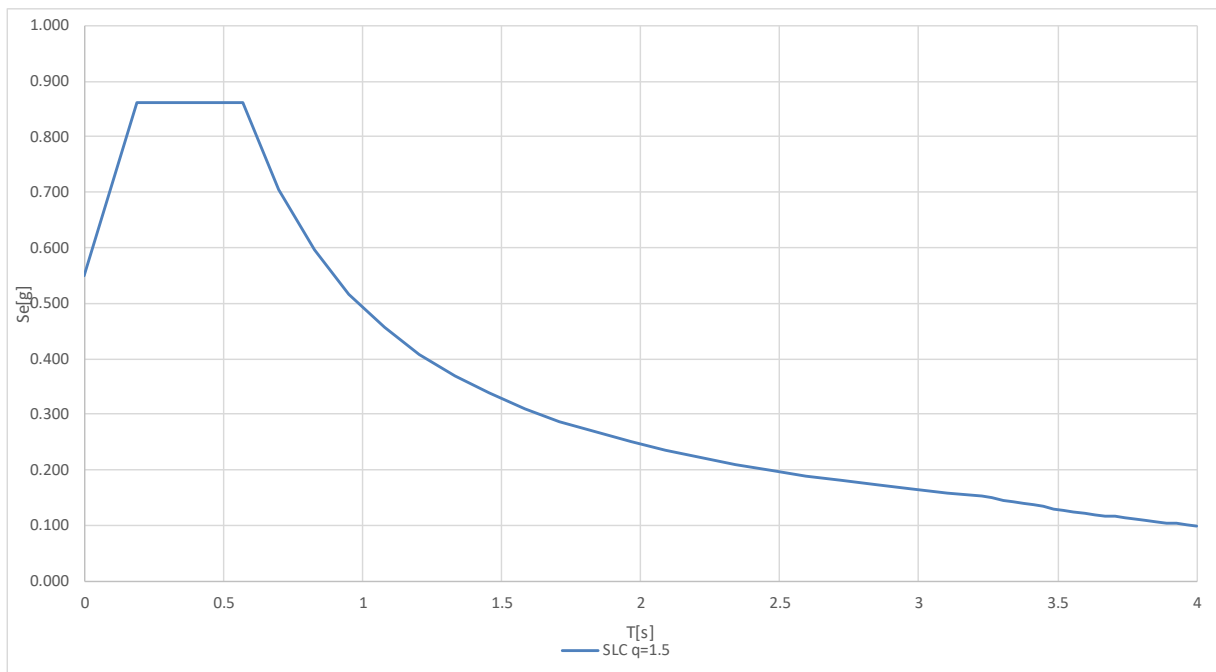
Si riportano nel seguito i parametri corrispondenti agli spettri di progetto da considerare nelle analisi per lo Stato Limite di Operatività – SLO.

SLO			SLO q=1	
			T(s)	Se(g)
$a_g =$	0.080	g	$S_T =$	1.200
$F_0 =$	2.349		$S_S =$	1.500
$T_c^* =$	0.287	s	$C_c =$	1.585
$q =$	1.00		$S =$	1.800
Tipo di suolo:	C		$\eta =$	1.000
Categoria topografica:	T2		$T_B =$	0.152 s
			$T_c =$	0.455 s
			$T_D =$	1.920 s
				0.525 0.293
			$T_B \Rightarrow$	0.152 0.338
			$T_c \Rightarrow$	0.455 0.338
				0.594 0.259
				0.664 0.232
				0.734 0.210
				0.804 0.191
				0.874 0.176
				0.943 0.163
				1.013 0.152
				1.083 0.142
				1.153 0.134
				1.222 0.126
				1.292 0.119
				1.362 0.113
				1.432 0.107
				1.501 0.102
				1.571 0.098
				1.641 0.094
				1.711 0.090
				1.780 0.086
				1.850 0.083
			$T_D \Rightarrow$	1.920 0.080
				2.019 0.072
				2.118 0.066
				2.217 0.060
				2.316 0.055
				2.415 0.051
				2.514 0.047
				2.613 0.043
				2.712 0.040
				2.811 0.037
				2.910 0.035
				3.010 0.033
				3.109 0.031
				3.208 0.029
				3.307 0.027
				3.406 0.025
				3.505 0.024
				3.604 0.023
				3.703 0.022
				3.802 0.020
				3.901 0.019
				4.000 0.018



3.3.5.7 Stato limite – SLC

Si riportano nel seguito i parametri corrispondenti agli spettri di progetto da considerare nelle analisi per lo Stato Limite di Collasso – SLC.



COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
 INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO ESECUTIVO

SLC				SLC q=1.5				
				T(s)	Se(g)			
$a_g=$	0.407	g	$S_r=$	1.200	0	0.551		
$F_0=$	2.345		$S_s=$	1.127				
$T_c^*=$	0.403	s	$C_c=$	1.417	$T_B \Rightarrow$	0.190	0.861	
$q=$	1.50		$S=$	1.353	$T_c \Rightarrow$	0.571	0.861	
Tipo di suolo:	C		$\eta=$	0.667		0.698	0.705	
Categoria topografica:	T2		$T_B=$	0.190	s	0.824	0.596	
			$T_c=$	0.571	s	0.951	0.517	
			$T_D=$	3.228	s	1.077	0.456	
						1.204	0.408	
						1.330	0.370	
						1.457	0.337	
						1.583	0.311	
						1.710	0.288	
						1.836	0.268	
						1.963	0.250	
						2.089	0.235	
						2.216	0.222	
						2.342	0.210	
						2.469	0.199	
						2.595	0.189	
						2.722	0.181	
						2.848	0.173	
						2.975	0.165	
						3.101	0.159	
						$T_D \Rightarrow$	3.228	0.152
						3.265	0.149	
						3.302	0.146	
						3.338	0.142	
						3.375	0.139	
						3.412	0.136	
						3.449	0.133	
						3.485	0.131	
						3.522	0.128	
						3.559	0.125	
						3.596	0.123	
						3.632	0.120	
						3.669	0.118	
						3.706	0.116	
						3.743	0.113	
						3.779	0.111	
						3.816	0.109	
						3.853	0.107	
						3.890	0.105	
						3.926	0.103	
						3.963	0.101	
						4.000	0.099	

3.3.5.8 Spinta idrodinamica

La pressione idrodinamica dell'acqua varia in altezza con legge (Westergaard, 1933):

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

dove:

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

h è la quota del pelo libero dell'acqua

z è la coordinata verticale diretta verso il basso con origine al pelo libero dell'acqua.

La spinta si considera agente due volte: al lato interno ed esterno della paratia di pali frontale.

SLV – fondale massimo

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1.259$

Amplificazione topografica: $S_T = 1.200$

Acc. orizz. massima: $a_g = 0.305 \text{ g}$

Acc. orizz. massima attesa: $a_{\max} = 0.461 \text{ g}$

Coeff. di deformabilità: $\alpha = 0.70$

Coeff. di spostamento: $\beta = 0.50$

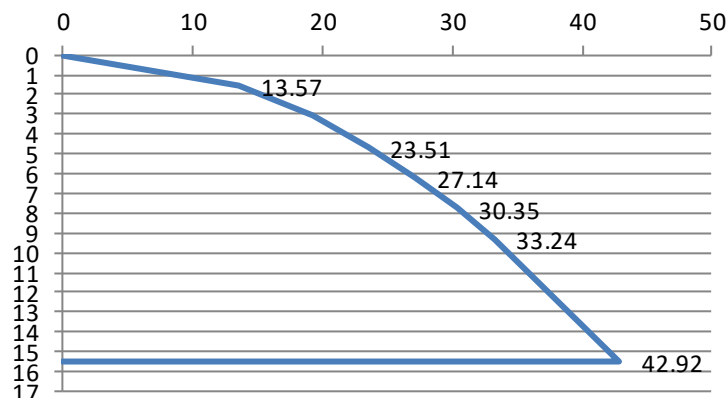
Coefficiente sismico orizzontale: $k_h = 0.161$

Altezza di riferimento: $H_w = 15.50 \text{ m}$

Andamento delle pressioni: $W_{\text{sism}} = 10.90 \times z_w^{0.5} \text{ KN/m}^2$

Risultante delle pressioni: $R_{W_{\text{sism}}} = 443.5 \text{ KN/m}$

Distanza della risultante dal fondo: $d = 6.20 \text{ m}$



3.3.6 Combinazioni di carico

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali seguono il Metodo Semi-Probabilistico agli Stati Limite.

Le condizioni elementari di carico vengono cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU), Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), Stato Limite di Esercizio (SLE) e Stato Limite di Danno (SLD).

3.3.6.1 Combinazioni di carico allo stato limite ultimo

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le azioni statiche}$$

$$F_d = E + G_k + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \quad \text{per le azioni sismiche}$$

con il seguente significato dei simboli:

G_k	valore caratteristico delle azioni permanenti
P_k	valore caratteristico della forza di precompressione
Q_{ik}	valore caratteristico dell'azione variabile i-esima
E	azione sismica
$\gamma_g = 1,3$	(1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
$\gamma_p = 1$	
$\gamma_q = 1,5$	(0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
$\psi_{0i} = 1,0$	per ambienti ad uso industriale
$\psi_{1i} = 0,9$	per ambienti ad uso industriale
$\psi_{2i} = 0,8$	per ambienti ad uso industriale

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

3.3.6.2 Combinazioni di carico agli stati limite di esercizio

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = G_k + P_k + \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le combinazioni caratteristiche}$$

$$F_d = G_k + P_k + \left[\psi_{1,1} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le combinazioni frequenti}$$

$$F_d = G_k + P_k + \left[\sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le combinazioni quasi permanenti}$$

con il seguente significato dei simboli:

G_k	valore caratteristico delle azioni permanenti
P_k	valore caratteristico della forza di precompressione
Q_{ik}	valore caratteristico dell'azione variabile i-esima
$\psi_{0i} = 1,0$	per ambienti ad uso industriale
$\psi_{1i} = 0,9$	per ambienti ad uso industriale
$\psi_{2i} = 0,8$	per ambienti ad uso industriale

3.4 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Sulla base delle risultanze delle indagini e studi integrativi, sono state eseguite modellazioni geotecniche e strutturali per la struttura del molo foraneo presentata in sede di progetto definitivo adeguato.

Le analisi sono state eseguite simulando le profondità del fondale aggiornate al 2017 nelle aree antistanti il molo, inserendo i nuovi valori di pressione dell'onda nelle fasi di cresta e di cavo, e lo spettro di risposta ricavato dallo studio di microzonazione sismica per l'area del molo. Le modellazioni hanno evidenziato sollecitazioni non compatibili in corrispondenza dei setti in c.a. e sottostanti pali di fondazione previsti nel progetto definitivo adeguato.

La modellazione e l'analisi quindi sono state ripetute, a parità di condizioni di carico e di fondale, per la struttura del molo del progetto esecutivo.

3.4.1 Progetto definitivo adeguato

Si è realizzato un modello agli elementi finiti per l'intero sviluppo del molo. Impalcato e setti sono modellati con elementi bidimensionali *plate* a quattro nodi; mentre i pali sono modellati con elementi *beam*. Plate e beam sono dotati di rigidità in regime non fessurato delle sezioni di calcestruzzo. I vincoli applicati al modello della banchina sono:

1. Vincolo elastico puntuale verticale alla base dei diaframmi e dei pali;
2. Vincolo elastico distribuito lungo la lunghezza dei pali infissi nel fondale;

Le costanti elastiche caratteristiche di tali vincoli sono state tarate sulla scorta delle analisi geotecniche eseguite.

Si allega un'immagine del modello di calcolo agli elementi finiti:

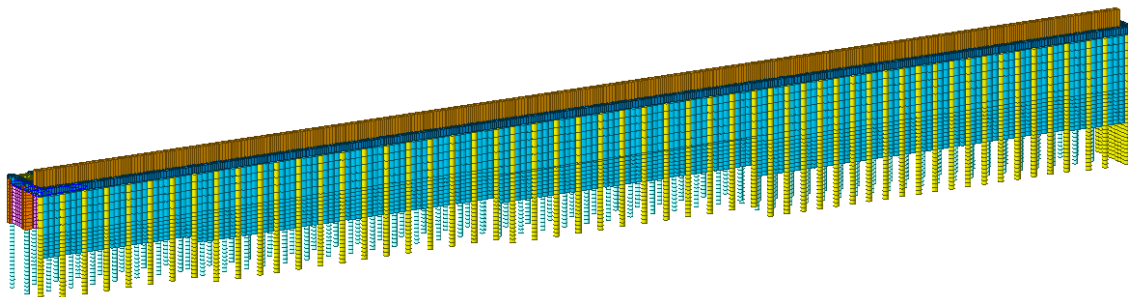


Figura 10 – Modello strutturale: vista lato mare.

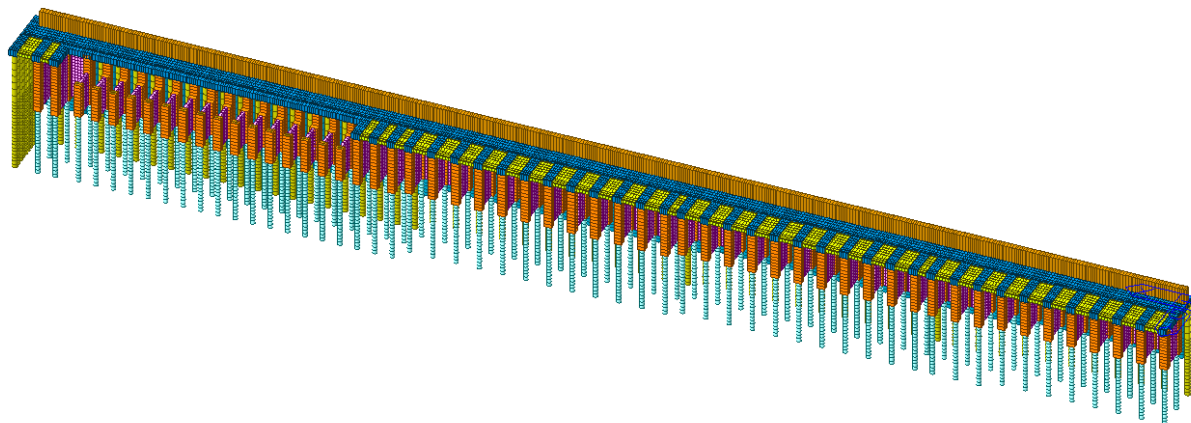


Figura 11 – Modello strutturale: vista lato darsena.

3.4.2 Progetto esecutivo

Si è realizzato un modello agli elementi finiti per l'intero sviluppo del molo. Impalcato e travi sono modellati con elementi bidimensionali plate a quattro nodi; mentre i pali sono modellati con elementi beam. Plate e beam sono dotati di rigidità in regime non fessurato delle sezioni di solo calcestruzzo, trascurando la presenza delle armature.

I vincoli applicati al modello del molo sono:

1. Vincolo elastico distribuito verticale lungo la lunghezza dei pali infissi nel fondale;
2. Vincolo elasto-plastico distribuito orizzontale lungo la lunghezza dei pali infissi nel fondale;

Le costanti elastiche caratteristiche di tali vincoli sono state tarate sulla scorta delle analisi geotecniche eseguite. Si allegano alcune immagini del modello di calcolo agli elementi finiti:

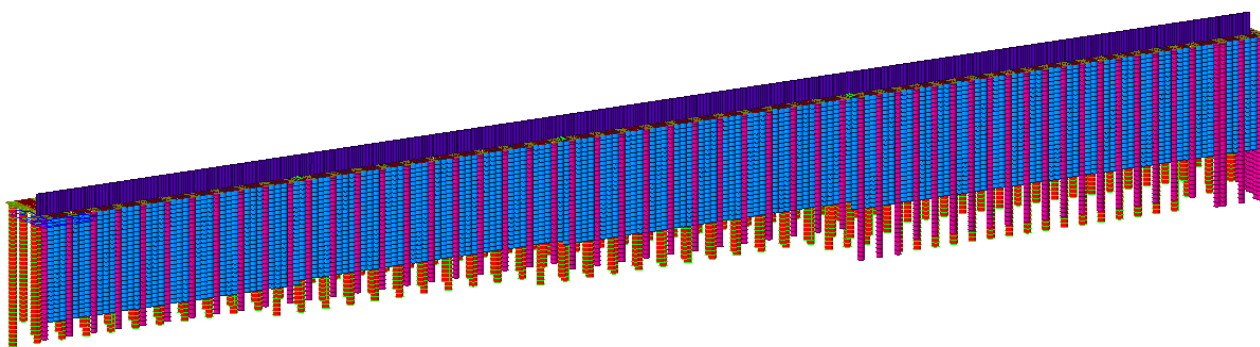


Figura 12 – Modello strutturale: vista lato mare.

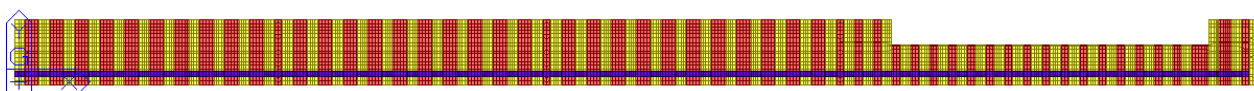


Figura 13 – Modello strutturale: vista dall'alto.

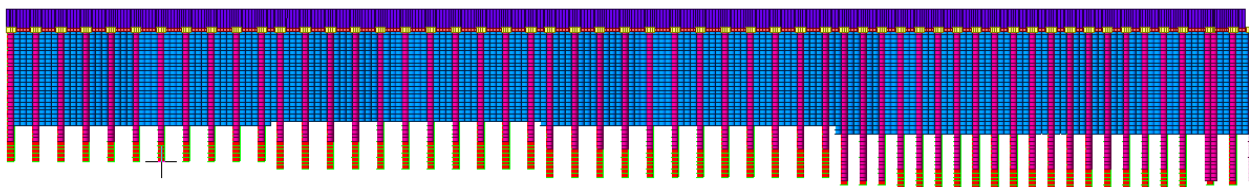


Figura 14 – Modello strutturale: vista lato mare.

3.5 SETTORE D – VERIFICHE STRUTTURALI

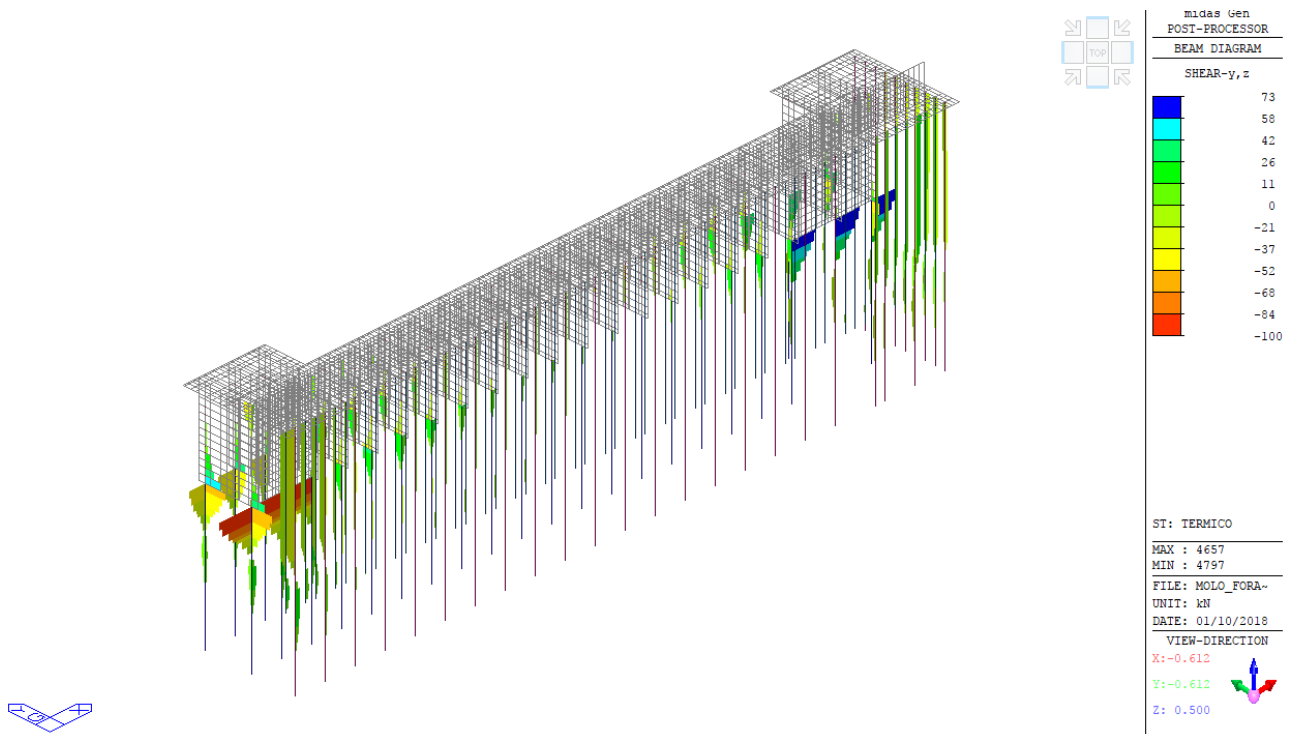
Nel presente paragrafo si analizza il solo settore D nella versione prevista nel progetto definitivo adeguato e progetto esecutivo come esemplificativo delle differenze di comportamento strutturale a parità di carichi sollecitanti e di condizioni al contorno.

Si presentano nel seguito solo le risultanze principali delle modellazioni, quelle azioni od effetti che costituiscono le situazioni dimensionanti.

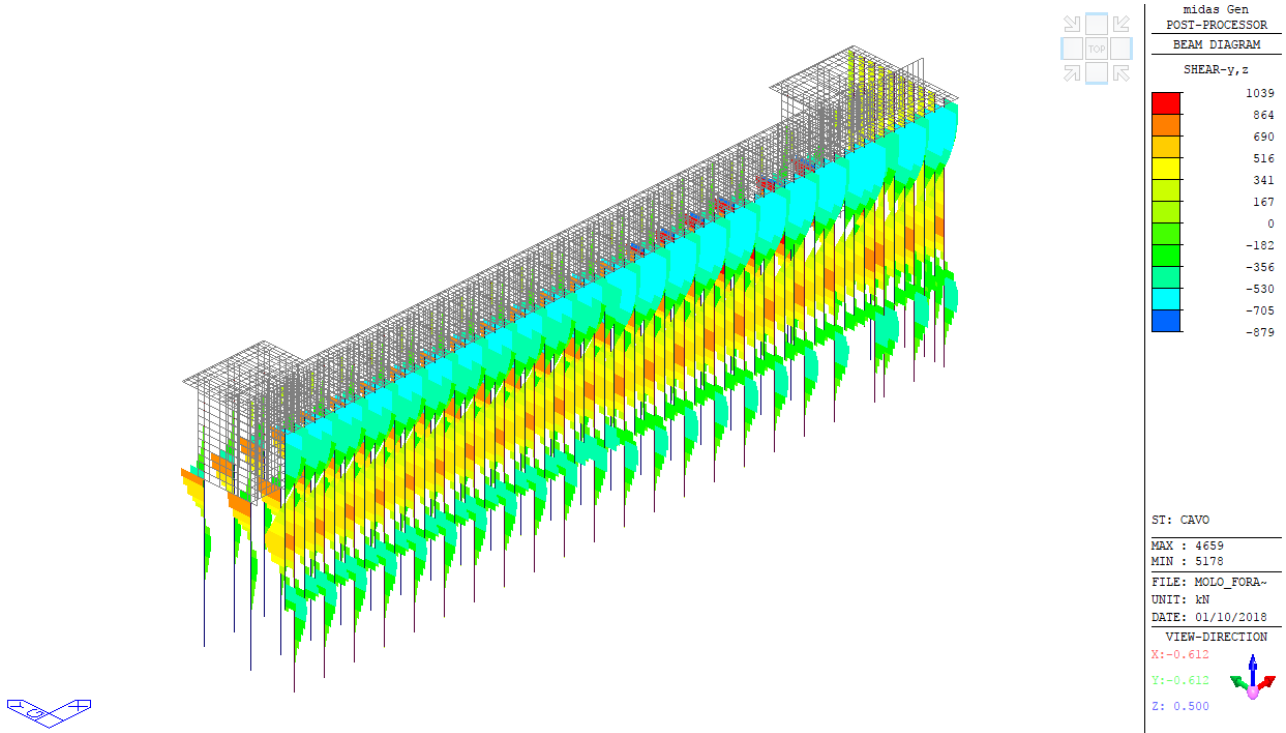
3.5.1 Progetto definitivo adeguato

Si presentano nel seguito gli effetti delle singole azioni elementari.

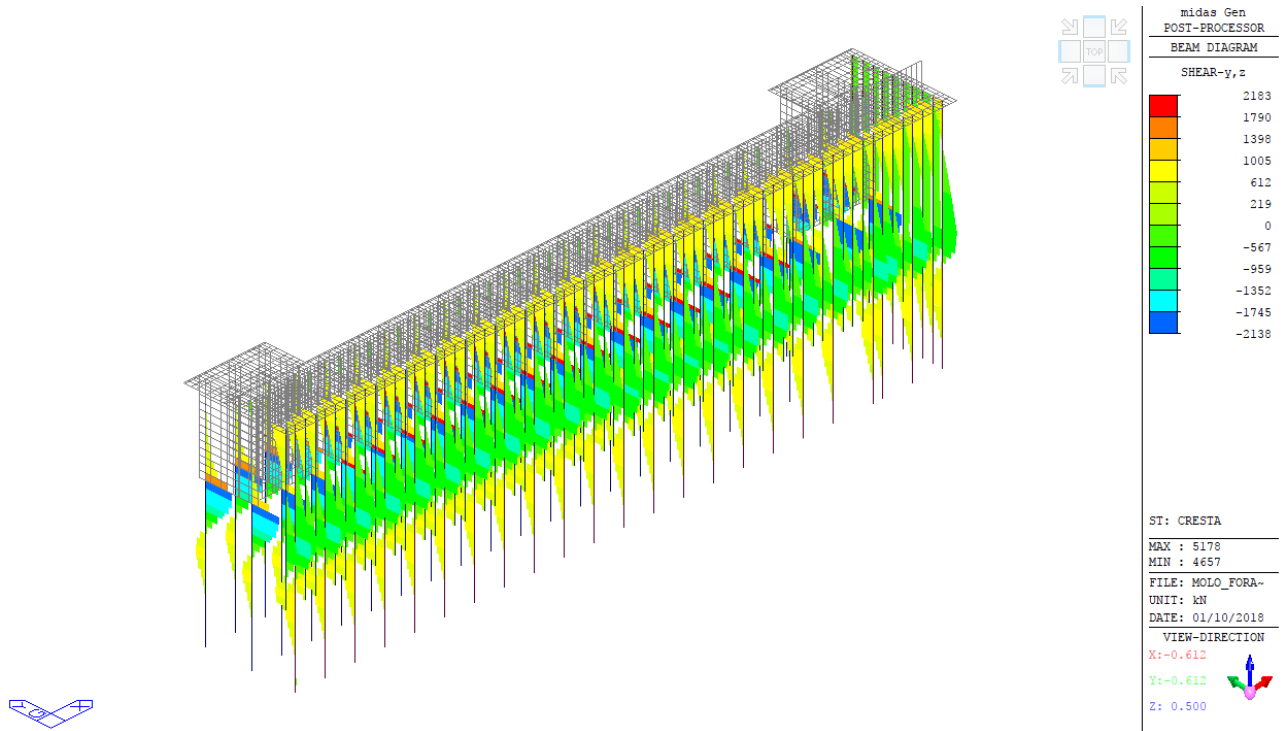
3.5.1.1 Azione termica



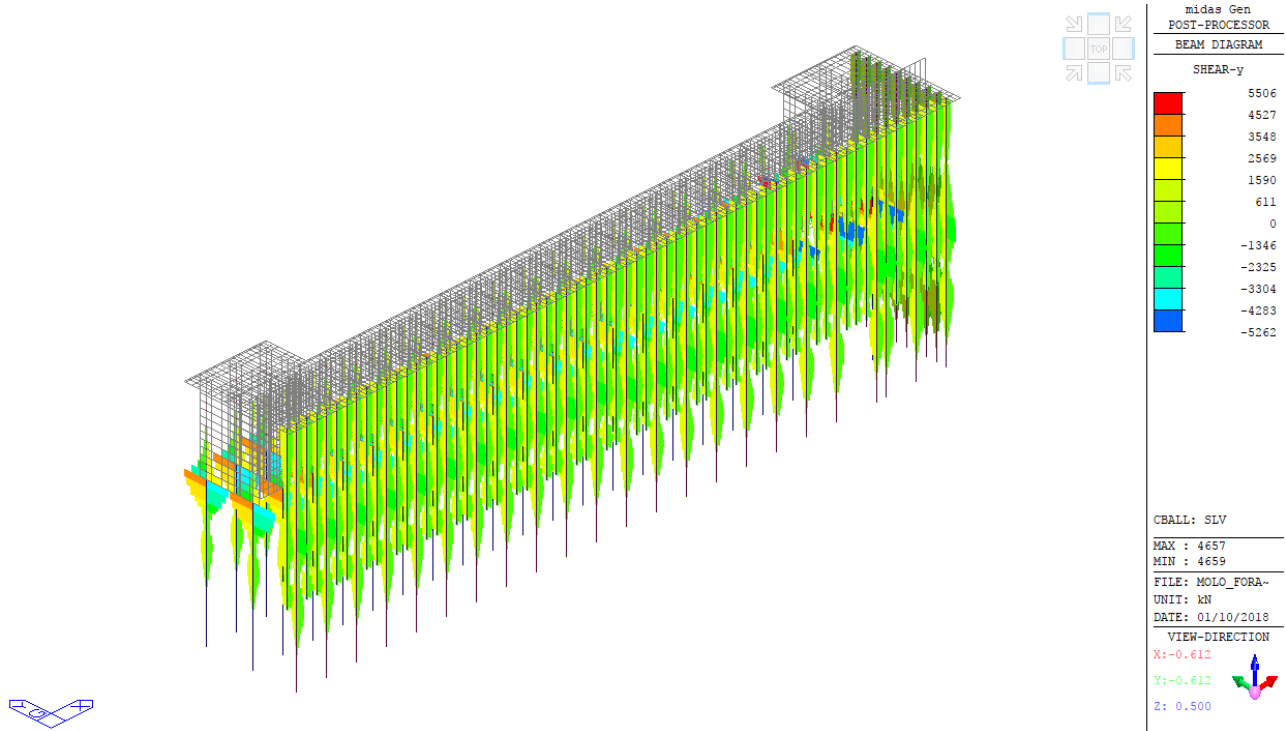
3.5.1.2 Moto ondoso – fase di cavo



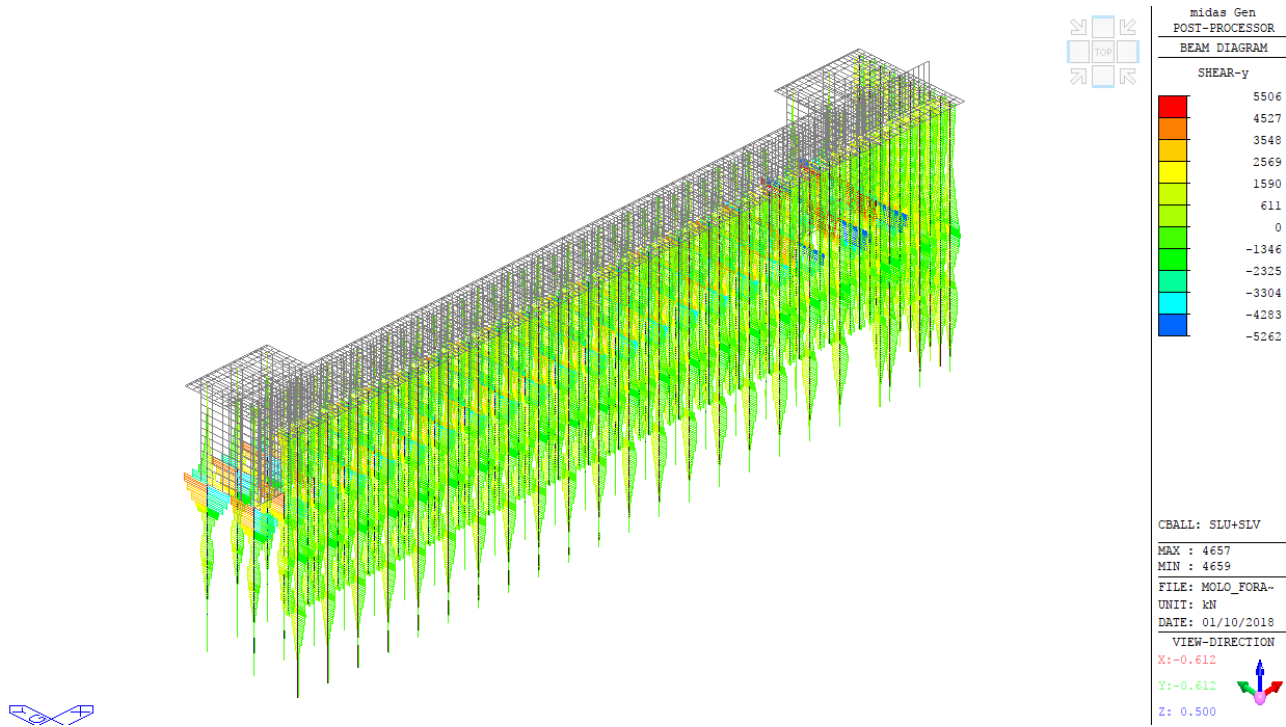
3.5.1.3 Moto ondoso – fase di cresta



3.5.1.4 Azioni sismiche



3.5.1.5 Involuppo delle combinazioni SLU



3.5.1.6 Verifiche principali di resistenza

Si riporta nel seguito la verifica di resistenza strutturale più significativa.

RESISTENZA DI ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO (NTC08 §4.1.2.1.3.2)

Sollecitazioni

sforzo di taglio sollecitante	V_{Ed}	5506.00	kN
sforzo assiale sollecitante(+compressione;- trazione)	N_{Ed}	0.00	kN

Geometria della sezione

diametro del palo	D	150.00	cm
(NTC08 §7.9.5.2.2) d equivalente $d = D/2 + D/\pi$	d	122.75	cm
area totale di calcestruzzo	A_c	11833.36	cmq

Resistenza a taglio

classe di resistenza del calcestruzzo		C35/45	
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck}	35.00	MPa
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	19.83	MPa
resistenza di calcolo a compressione ridotta	f'_{cd}	9.92	MPa
tipo di acciaio		B450C	
resistenza di calcolo	f_{yd}	391.30	MPa
armatura longitudinale tesa	$A_{SL,tot}$	0.000	cmq
n° braccia armatura trasversale	$n_{b,sw}$	2	
diametro armatura trasversale	Φ_{sw}	14	mm
passo armatura trasversale	s	15.00	cm
area armatura trasversale	A_{sw}	307.88	mm ²
angolo armatura trasversale rispetto asse elemento	α	90	°
angolo puntoni di cls rispetto asse elemento	ϑ	21.8	°
	ctg α	0.00	
	ctg ϑ	2.50	
$1 \leq \cot \vartheta \leq 2.50$			
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2 \times f_{cd}$	σ_{cp}	0.00	MPa
coeff. maggiorativo	α_c	1	
coeff. riduttivo per fessurazione a taglio	ν	0.5	
resistenza a taglio-trazione	V_{Rsd}	2218.15	kN
resistenza a taglio-compressione	V_{Rcd}	3641.82	kN
limite superiore della resistenza a taglio	$V_{Rd,max}$	5867.37	kN
Resistenza a taglio con armatura specifica	V_{Rd}	2218.15	kN

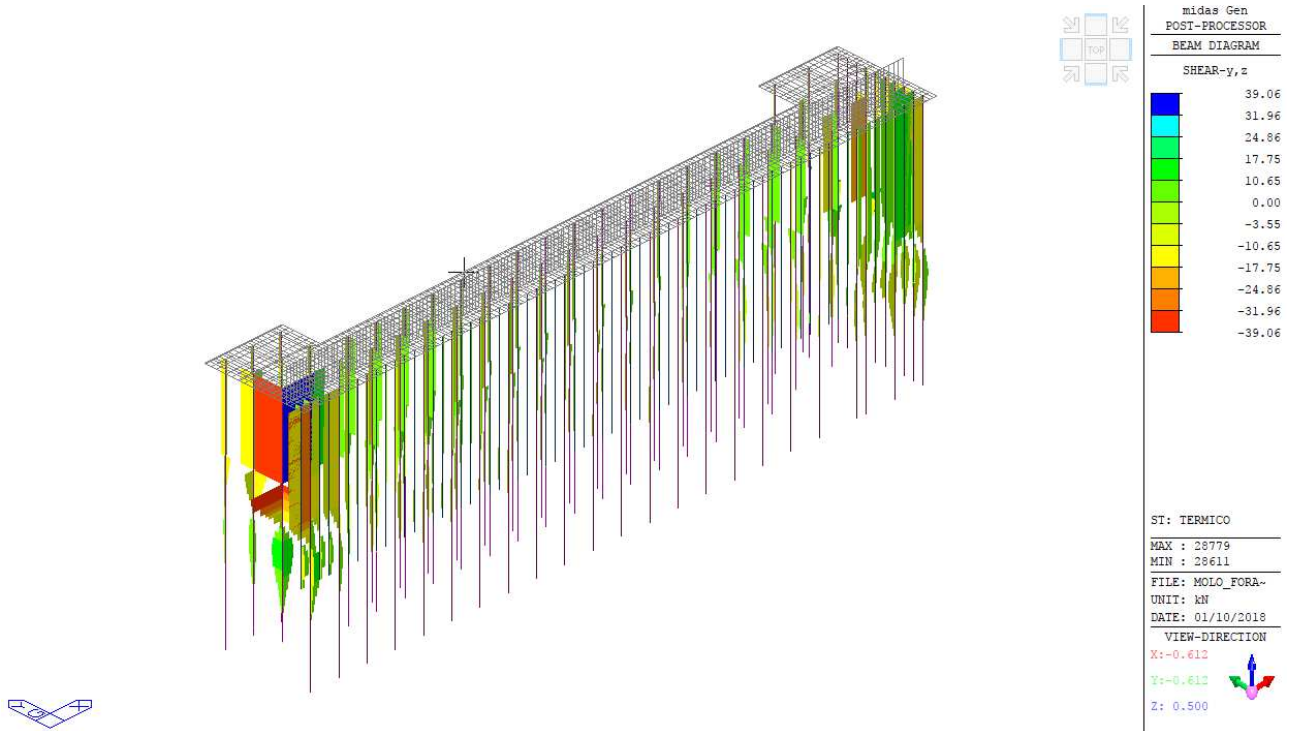
≤ Ved - AUMENTARE L'ARMATURA A TAGLIO

L'analisi evidenzia che la resistenza strutturale del palo – pari a 2218 kN – è inferiore all'azione agente nella zona d'interfaccia setto in c.a./palo di fondazione, pari a 5506 kN. Essendo la resistenza strutturale dipendente dalla geometria del palo (e quindi del diametro) anche aumentando la quantità di armatura, la resistenza massima della sezione è rappresentata dalla resistenza a taglio-compressione, pari a 3641 kN, inferiore al carico agente.

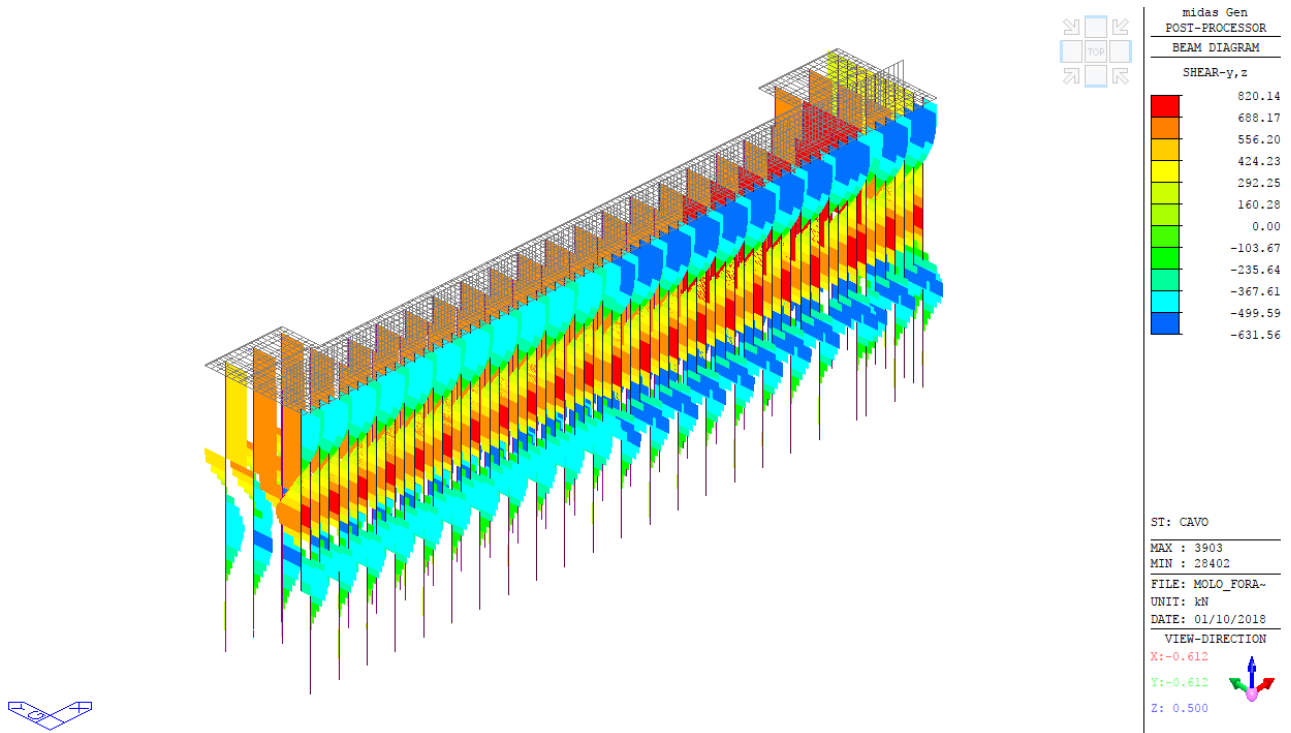
3.5.2 Progetto esecutivo

Si presentano nel seguito gli effetti delle singole azioni elementari.

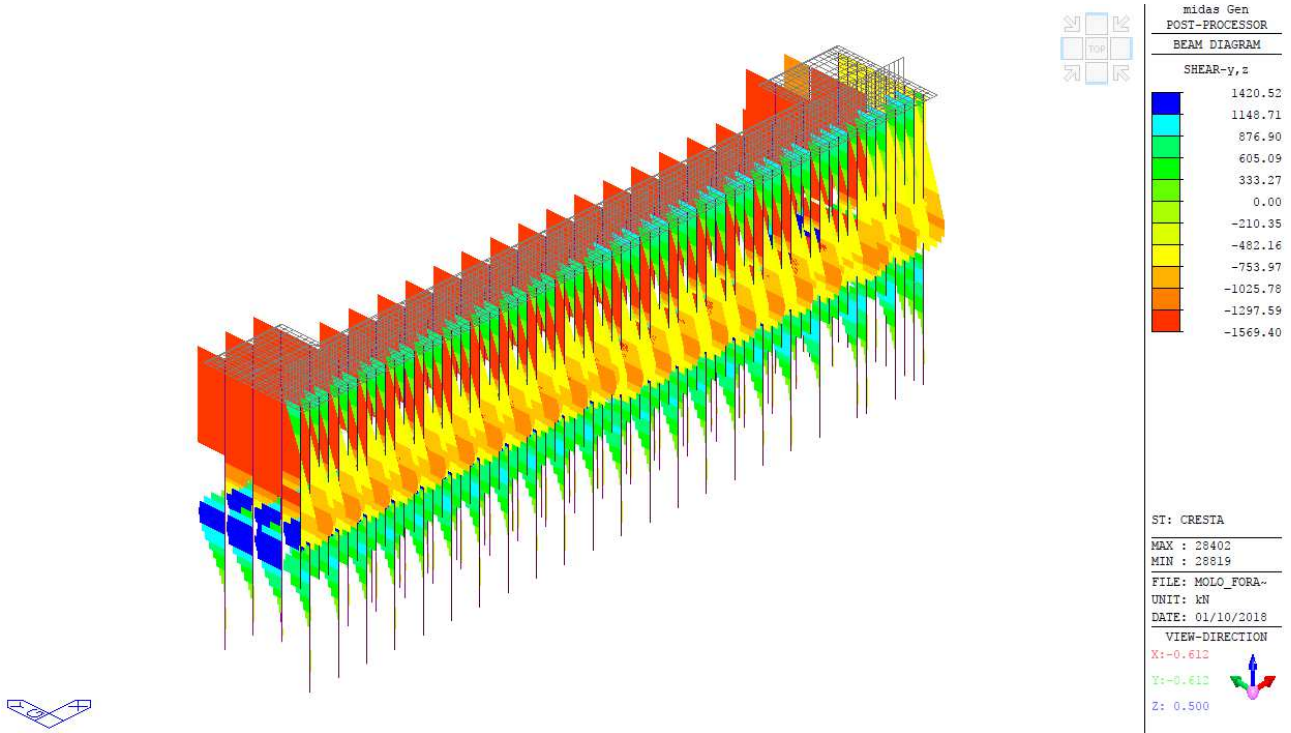
3.5.2.1 Azione termica



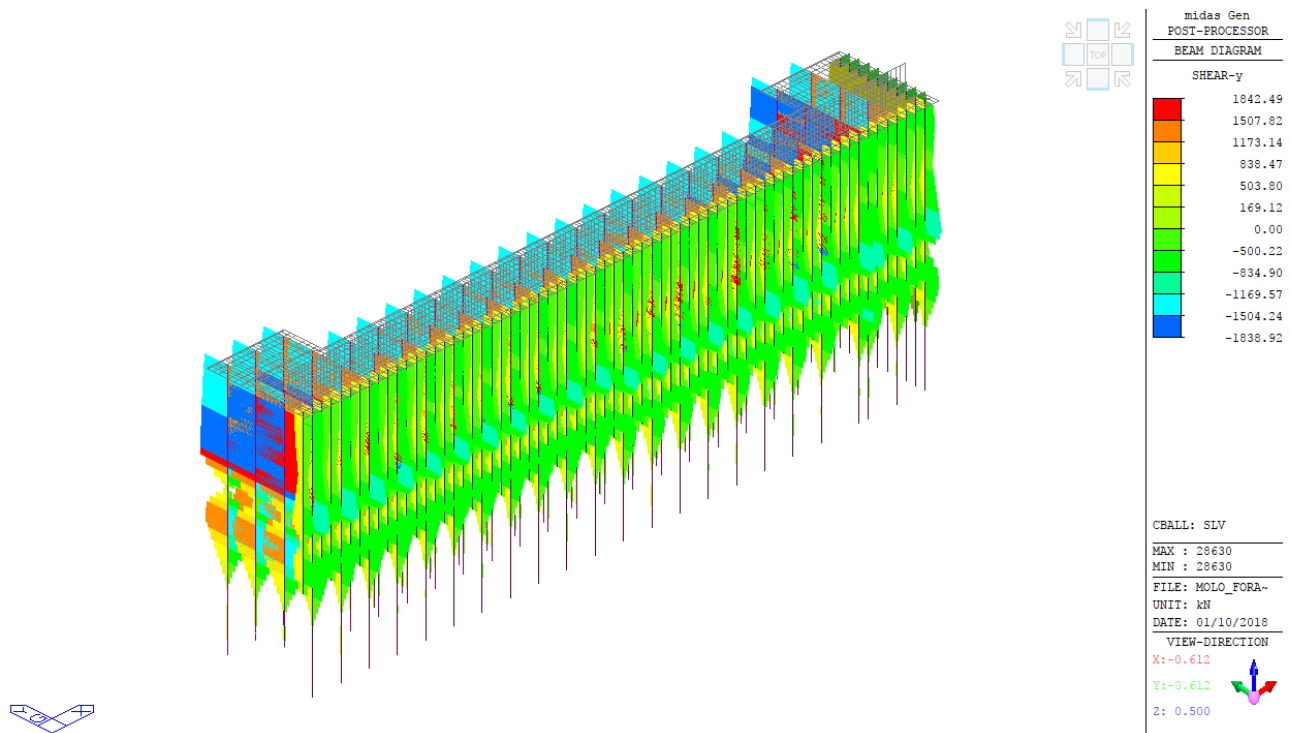
3.5.2.2 Moto ondoso – fase di cavo



3.5.2.3 Moto ondoso – fase di cresta

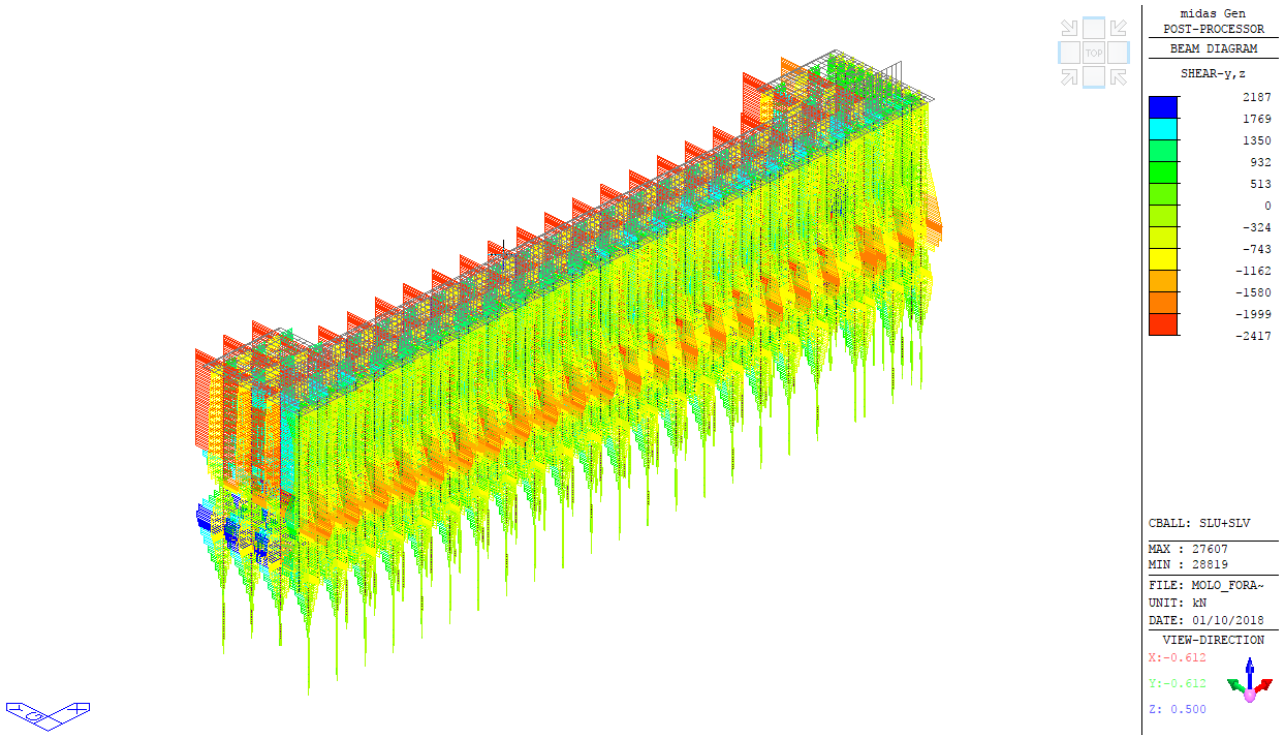


3.5.2.4 Azioni sismiche



3.5.2.5 Involuppo delle combinazioni SLU

COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO



3.5.2.6 Verifiche principali di resistenza

Si riporta nel seguito la verifica di resistenza strutturale più significativa.

RESISTENZA DI ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO (NTC08 §4.1.2.1.3.2)

Sollecitazioni

sfuerzo di taglio sollecitante	V_{Ed}	2417.00	kN
sfuerzo assiale sollecitante(+compressione;- trazione)	N_{Ed}	0.00	kN

Geometria della sezione

diametro del palo	D	180.00	cm
(NTC08 §7.9.5.2.2) d equivalente $d = D/2 + D/\pi$	d	147.30	cm
area totale di calcestruzzo	A_c	17040.04	cmq

Resistenza a taglio

classe di resistenza del calcestruzzo		C35/45	
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck}	35.00	MPa
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	19.83	MPa
resistenza di calcolo a compressione ridotta	f'_{cd}	9.92	MPa
tipo di acciaio		B450C	
resistenza di calcolo	f_{yd}	391.30	MPa
armatura longitudinale tesa	$A_{SL,tot}$	0.000	cmq
n° braccia armatura trasversale	$n_{b,sw}$	2	
diametro armatura trasversale	Φ_{sw}	16	mm
passo armatura trasversale	s	12.00	cm
area armatura trasversale	A_{sw}	402.12	mm ²
angolo armatura trasversale rispetto asse elemento	α	90	°
angolo puntoni di cls rispetto asse elemento	ϑ	35.0	°
	ctg α	0.00	
$1 \leq \cot \vartheta \leq 2.50$	ctg ϑ	1.42	
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2 \times f_{cd}$	σ_{cp}	0.00	MPa
coeff. maggiorativo	α_c	1	
coeff. riduttivo per fessurazione a taglio	ν	0.5	
resistenza a taglio-trazione	V_{Rsd}	2468.39	kN
resistenza a taglio-compressione	V_{Rcd}	7159.42	kN
limite superiore della resistenza a taglio	$V_{Rd,max}$	8449.02	kN
Resistenza a taglio con armatura specifica	V_{Rd}	2468.39	kN

≥ V_{Ed} - VERIFICATO

La resistenza strutturale del palo risulta verificata.

3.6 CONCLUSIONI

La modellazione strutturale del progetto definitivo adeguato aggiornata sulla base dei carichi indicati nel paragrafo 3.3, ha rilevato una criticità per la struttura del molo con particolare riguardo alle opere di fondazione lato darsena nella zona di attacco fra i pali di diametro 1200 mm ed i setti di irrigidimento in c.a.; tale criticità è rappresentata da un incremento del carico agente che supera sia la resistenza strutturale della sezione in c.a., sia la resistenza massima a taglio-compressione (funzione della geometria del palo).

I primi tentativi di verifica del molo foraneo secondo l'impianto progettuale del progetto definitivo adeguato, si sono concentrati sul rinforzo delle parti più sollecitate dell'opera, in particolare quelle presentate ai precedenti capitoli. Per aumentare la resistenza dei pali era necessario, non solo agire sulla resistenza a taglio-trazione aumentando l'armatura, ma anche aumentando la resistenza a taglio-compressione aumentando la sezione del palo; questa soluzione ha per conseguenza non solo l'aumento delle dimensioni del palo, ma anche un aumento delle dimensioni dei setti di collegamento dei pali medesimi alla sovrastruttura garantendo il corretto immorsamento.

Il risultato di queste azioni progettuali è quello di aumentare la massa generale dell'opera e quindi esasperare sempre di più gli effetti dell'azione sismica, ad essa proporzionale, senza mai raggiungere l'ottimo equilibrio tra azioni sollecitanti e resistenti.

Di conseguenza è stata modificata la struttura del molo foraneo, tenendo come input progettuali la funzionalità e la sagoma esterna della struttura, riuscendo quindi ad arrivare all'attuale configurazione strutturale che consente un aumento di resistenza strutturale, ma in modo non proporzionale alla massa (e quindi alle azioni sismiche) a favore di una geometria che garantisca la necessaria resistenza alle azioni incidenti in combinazione statica (onda) e sismica (terremoto).

La soluzione intrapresa grazie all'eliminazione dei setti, all'aumento del diametro dei pali da 1200 a 1800 mm, all'introduzione di una ulteriore fila di pali, ha permesso di migliorare la risposta strutturale dell'opera alle azioni agenti, declassando l'entità del carico sismico (grazie alla riduzione della massa agente) con conseguentemente dimensionando l'opera per il carico principale (moto ondoso). Infatti, se nel progetto definito adeguato il carico sismico superava il carico indotto dal moto ondoso, nel progetto esecutivo diventa predominante l'azione del moto ondoso.

L'impiego di pali di grande diametro, consente un maggior immorsamento dell'opera al terreno di fondazione ed una miglior risposta strutturale dell'opera ai carichi accidentali e sismici. Infatti, mentre nel progetto definitivo adeguato l'opera manifestava un comportamento disaccoppiato nelle due direzioni del molo (longitudinale e trasversale), la soluzione adottata rende più simili gli spostamenti dell'opera nelle due direzioni. Tale circostanza consente all'opera di assorbire meglio il carico indotto dagli effetti frequenti del moto ondoso che, dato il particolare ambito in cui si inserisce il progetto, è risultata essere l'azione di maggior interesse per l'intera progettazione strutturale.

Infine, per contrastare il carico indotto dalla variazione termica sulla massa cementizia, sono stati introdotti particolari giunti di collegamento fra i vari settori che, oltre a rendere monolitica l'intera struttura, assorbono la deformazione termica, consentendo, nel contempo, di trasferire gli sforzi derivanti da carichi impulsivi e dinamici quali le azioni sismiche tra i vari settori. Il giunto è concepito quindi per assorbire le azioni dovute ai carichi termici, e per accoppiare gli spostamenti tra i due lati del giunto, tra settore e settore, per le azioni dimensionanti orizzontali quali il sisma e i carichi del moto ondoso. Tale soluzione migliora ulteriormente la resistenza strutturale del molo essendo stati collegati i vari settori, a differenza della soluzione del progetto definitivo adeguato ove i 4 settori non erano uniti fra loro e particolari giunti di dilatazione dovevano essere introdotti per garantire lo spostamento durante le azioni longitudinali in campo sismico, dell'ordine di ± 20 cm.

4 VERIFICA AGITAZIONE INTERNA DEL MOTO ONDOSI

Richiesta della Commissione: *Si chiede di riprodurre un modello per la verifica dell'agitazione interna in darsena del moto ondoso che, tenendo conto della nuova banchina realizzata con impalcato, dimostri il rispetto del limite di 0,4 (previsto a livello definitivo) del coefficiente di riflessione.*

4.1 PREMESSA

Il coefficiente di riflessione, di seguito indicato come K_r , non è un valore intrinseco della struttura, ovvero non dipende esclusivamente dai materiali o dalla geometria della stessa, ma è funzione anche del tipo di condizione di moto ondoso a cui la struttura viene sottoposta. Si pensi ad esempio al coefficiente di riflessione di una spiaggia che è quasi zero per onde di pochi secondi di periodo mentre è quasi 1 per onde infragravitazionali (tsunami, onde di marea).

In particolare, il K_r dipende, oltre che dal tipo di struttura, anche dalla ripidità dell'onda quindi dal rapporto tra altezza e lunghezza e dall'angolo di incidenza. Maggiore sarà la ripidità dell'onda minore sarà il K_r ; minore sarà l'angolo che la direzione di incidenza forma con la normale alla parete maggiore sarà il K_r .

Lungo la parete interna del molo foraneo la definizione del K_r non è per niente banale in quanto, per i motivi citati sopra, non si può prescindere dalle caratteristiche dell'onda ma anche dal contesto dell'intero bacino portuale.

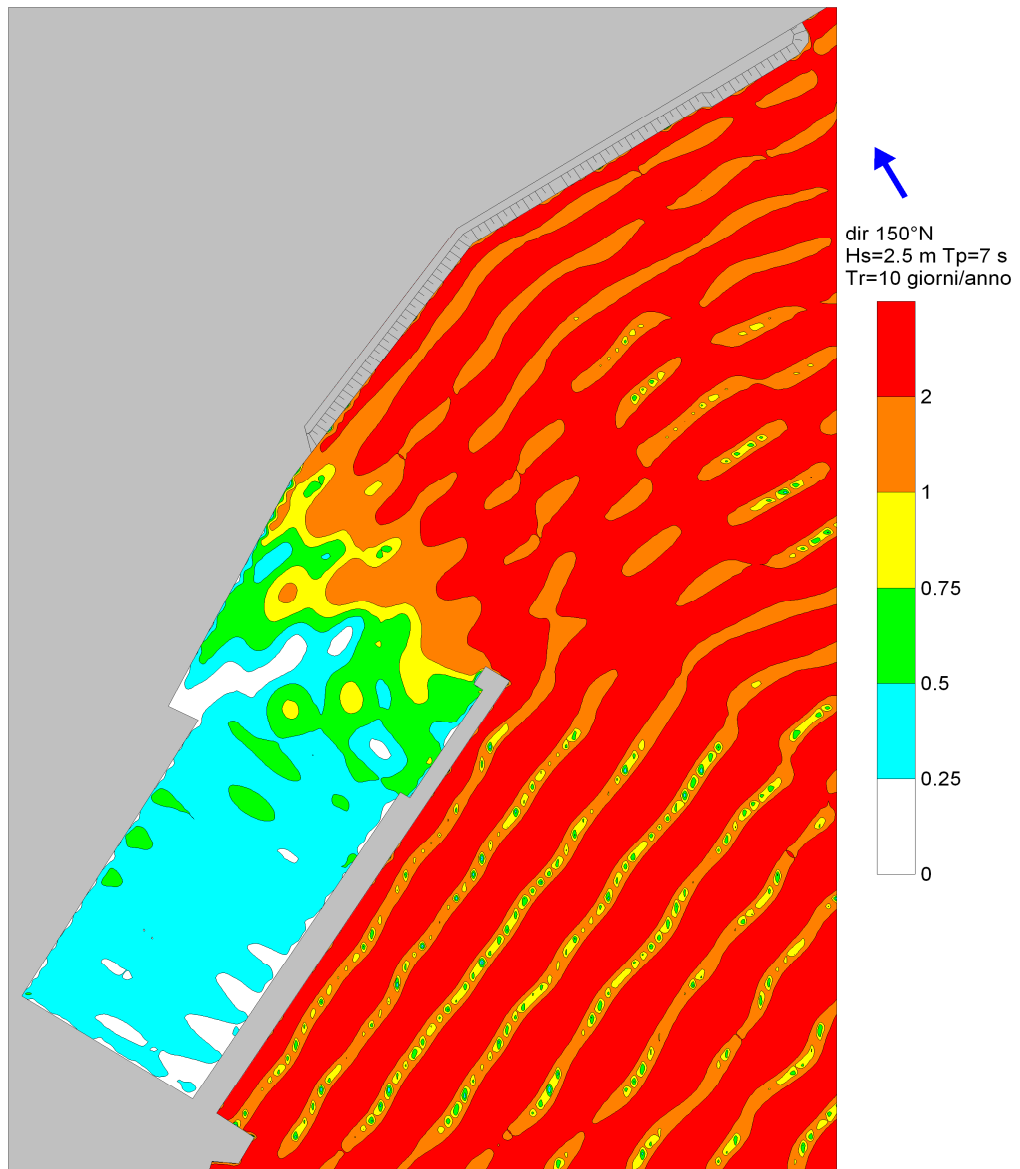
La parete interna del molo inoltre viene investita solamente da onde riflesse dalla banchina di riva (di cui il K_r è stato studiato con modello fisico e che risulta essere ampiamente al di sotto di 0.4) pertanto è di difficile individuazione la stessa onda incidente.

Si ritiene quindi più utile eseguire la verifica non tanto in termini di K_r lungo il lato interno del molo, quanto verificare che l'agitazione residua interna sia compatibile con l'operatività del porto e comunque confrontabile con quanto ottenuto in sede di progettazione definitiva.

Durante quest'ultima fase infatti era stato applicato un modello numerico (di tipo BEM – Boundary Element Method), nella fattispecie si trattava del DIFFRAC, sottoponendo il bacino a tre diverse ondatazioni:

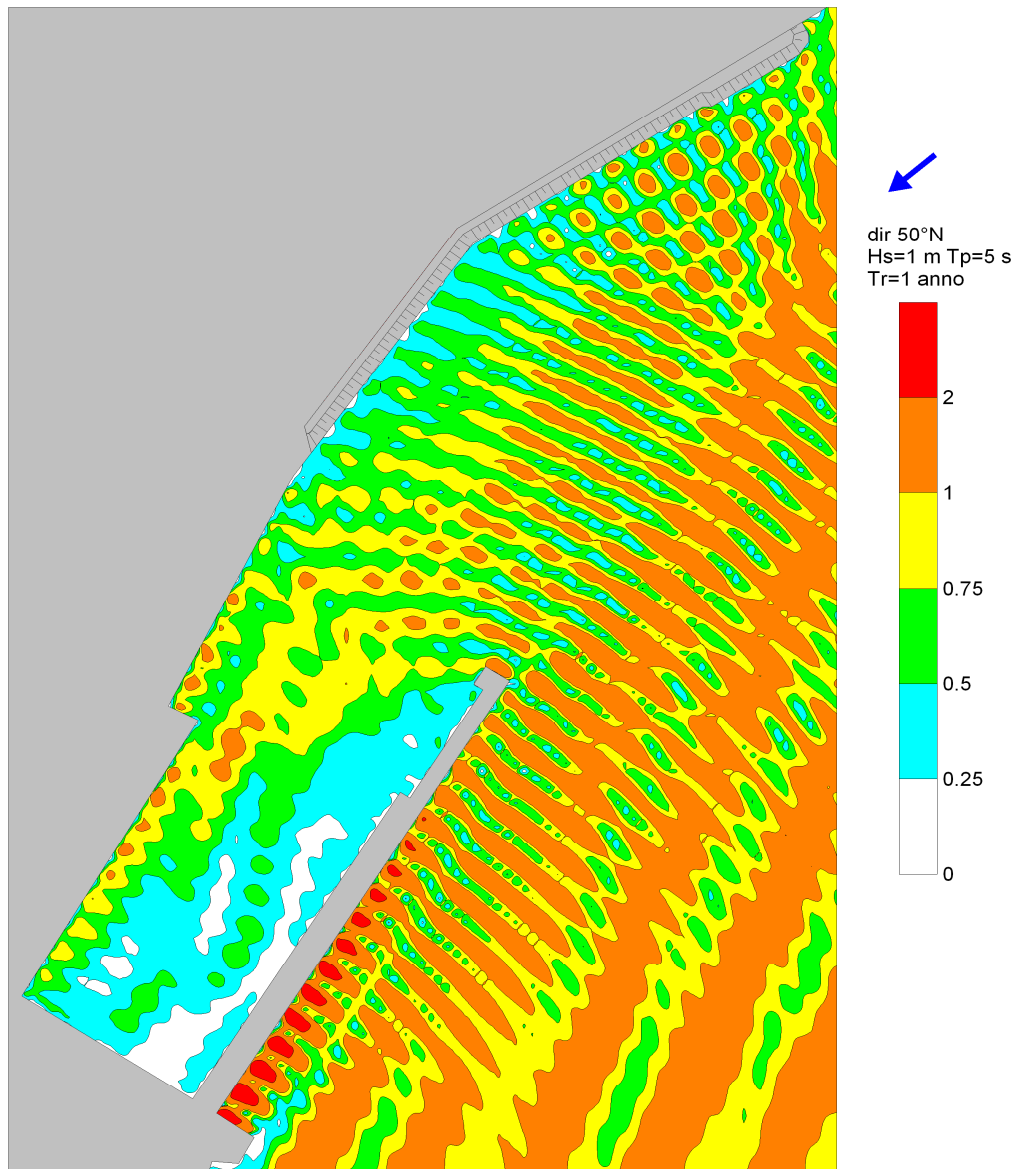
- 1) onda con Hs 2.5 m, Dir 150°N, Tp 7 s (occorrenza di 10 giorni all'anno),
- 2) onda con Hs 1 m, Dir 50°N, Tp 5s (Tempo di Ritorno di 1 anno),
- 3) onda con Hs 3.9 m, Dir 140°N, Tp 9 s (Tempo di Ritorno di 10 anni).

I risultati di tali simulazioni sono riportati di seguito.



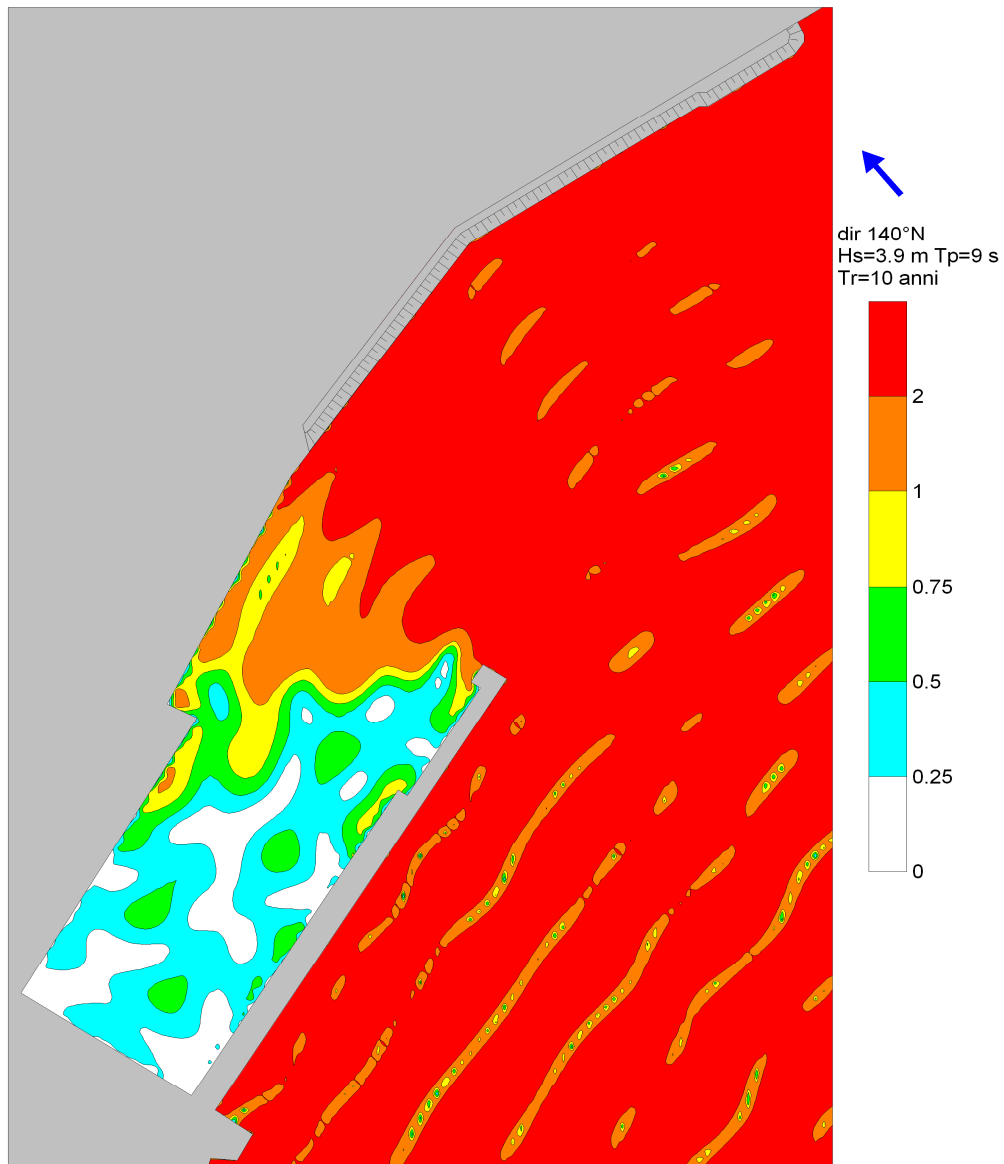
coefficienti di riflessione banchine darsena: 0.28

Figura 4.1 – Risultati DIFFRAC per onda con Hs 2.5, dir 150°N, Tp=7 s



coefficienti di riflessione banchine darsena: 0.29

Figura 4.2 – Risultati DIFFRAC per onda con Hs 1m, dir 50°N, Tp=5 s



coefficienti di riflessione banchine darsena: 0.36

Figura 4.3 – Risultati DIFFRAC per onda con Hs 3.9 m, dir 140°N, Tp=9 s

4.2 VERIFICA MODELLISTICA CON MIKE21-BW

Al fine di verificare lo stato di agitazione interna del porto, detta anche tranquillità del porto (dal termine anglosassone “*harbour tranquillity*”) è stato applicato un codice di calcolo numerico molto più complesso e sofisticato ma certamente più affidabile del DIFFRAC, che è allo stato dell’arte nel panorama della modellistica numerica per la propagazione del moto ondoso. Il codice di calcolo è il MIKE21 Boussinesq Wave sviluppato dal Danish Hydraulic Institute il quale permette di propagare all’interno di griglie strutturate (quindi basato su differenze finite) onde irregolari, basate su un determinato spettro di frequenze, e con una certa distribuzione direzionale (in parole più semplici, molto simili alle onde reali) simulando per esse i fenomeni di rifrazione, diffrazione, frangimento, shoaling, attrito con il fondale e soprattutto, riflessione totale e parziale.

Per quanto riguarda il problema della riflessione il MIKE21 Boussinesq Wave (BW di qui in avanti) non tratta un vero e proprio coefficiente di riflessione per i motivi esposti nella premessa, ma tiene conto di un coefficiente di porosità del contorno che è da calcolare per ogni condizione ondometrica

ed è funzione dell'altezza d'onda locale, del periodo, della profondità del fondale al piede del contorno stesso e infine di un coefficiente di riflessione.

Il modello costruito per tali verifiche è stato fatto con una risoluzione spaziale molto elevata al fine di tenere conto il più possibile dei vari fenomeni che potessero verificarsi. Nella figura seguente si riporta la rappresentazione grafica della batimetria del modello.

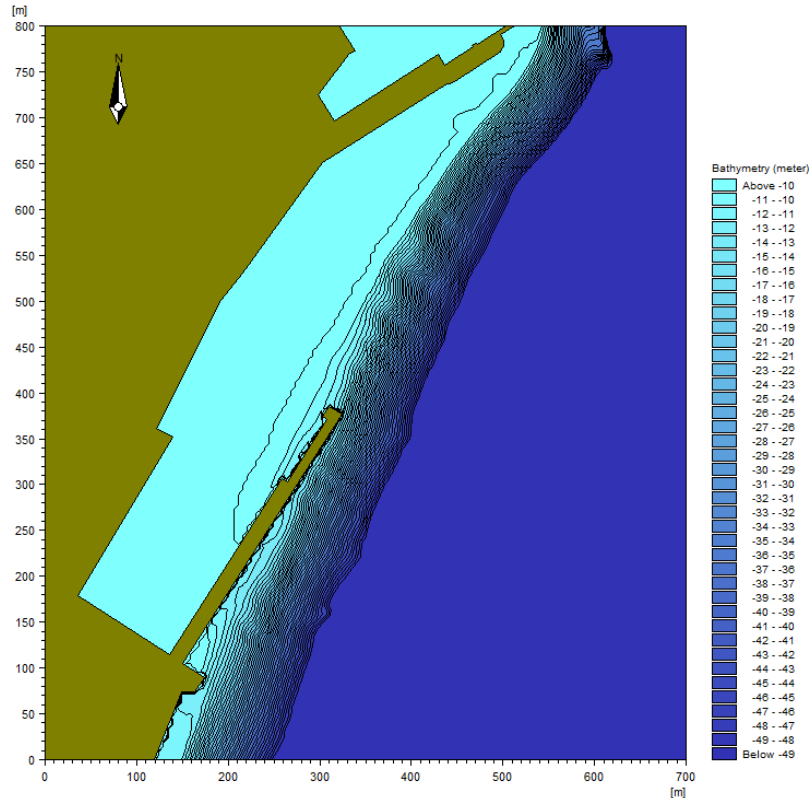


Figura 4.4 – Batimetria del modello

Per quanto riguarda l'oggetto di tale studio, ovvero la riflessione della parete interna del molo foraneo, sono state fatte alcune considerazioni.

Innanzitutto è doveroso mettere in evidenza che il lato interno del molo è investito dall'onda, a sua volta riflessa dalla banchina di riva, in maniera prevalentemente obliqua a seconda dell'onda che si verifica fuori dal porto.

Nelle figure seguenti si mostra come diversi angoli di attacco ondoso in mare aperto interessino diversi settori del paramento interno del molo con diversi angoli di incidenza.

Si può notare che con un'onda proveniente da $70^{\circ}N$ il tratto di molo interessato dalle onde riflesse è di circa 200 m. Tuttavia l'incidenza dell'onda varia tra 40 e 50° (si intende l'angolo che la direzione di propagazione dell'onda forma con la normale al paramento così come in figura) pertanto, come è noto, il coefficiente di riflessione è di per se attenuato dall'inclinazione di attacco, e peraltro la presenza della selva di pali attenua ulteriormente il fenomeno a causa delle dissipazioni dovute alla turbolenza che si crea tra un palo e l'altro durante il passaggio dell'onda. Infine si deve tenere in considerazione che le onde che possono arrivare da tale direzione ($70^{\circ}N$) sono limitate dal fetch in altezza e periodo pertanto sono più facilmente soggette alla dissipazione di energia a seguito della riflessione.

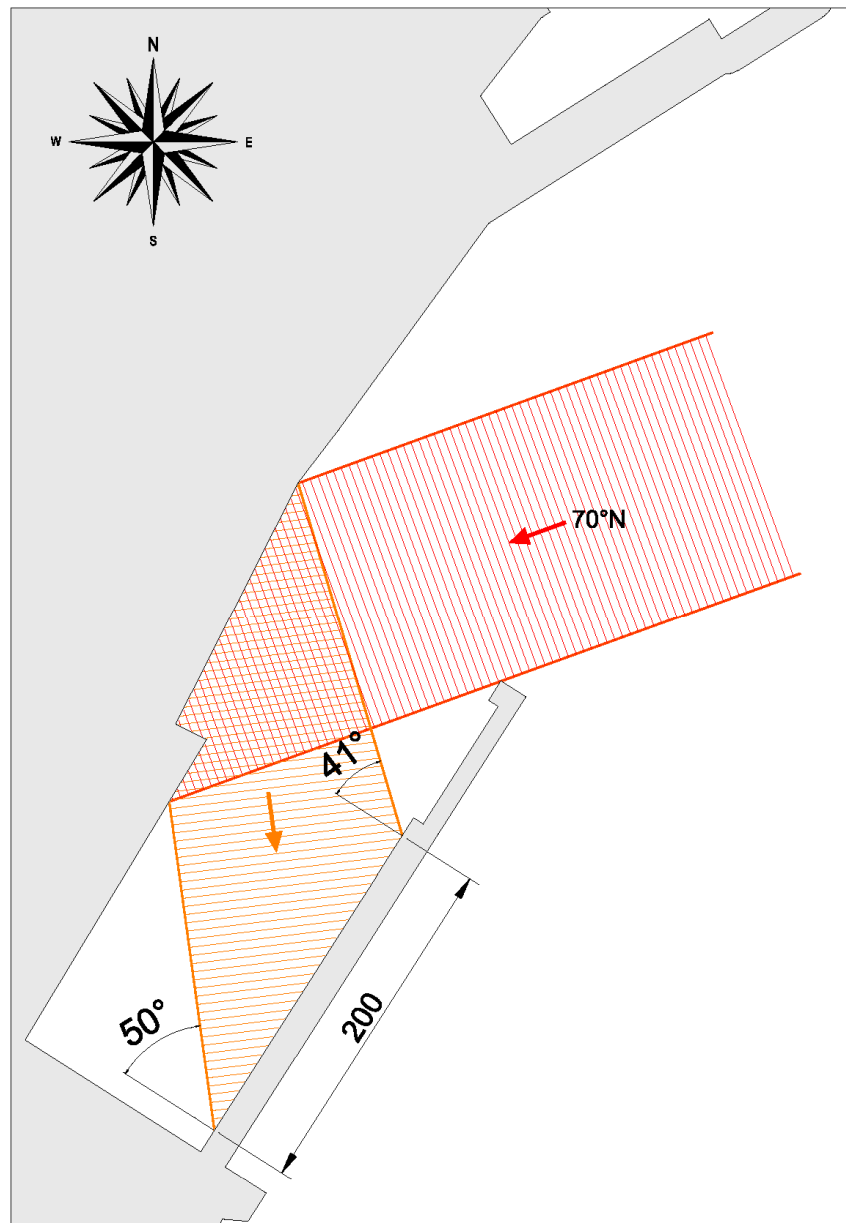


Figura 4.5 – Schema di riflessione all'interno della darsena per un'onda con direzione di provenienza 70°N

Per una direzione di attacco ondoso da 90°N il tronco di molo interessato dalla riflessione si riduce a 120 m. In questo caso l'angolo di incidenza si riduce rispetto al caso precedente tuttavia le ondazioni provenienti da tale direzione sono molto rare e comunque ancor più limitate dal fetch.

Analogamente si può dire per le onde che arrivano dalla direzione di 100°N, in questo caso peraltro il tratto di molo interessato è ancora minore (circa 90 m).

La direzione limite oltre la quale le onde riflesse dalla banchina di riva non vanno più ad incidere nel lato interno del molo ma vengono riflesse fuori dal porto è la direzione di 110 °N. Per tale direzione l'onda incide sul molo in direzione quasi normale, tuttavia solamente un tratto lungo 35 m ne è interessato.

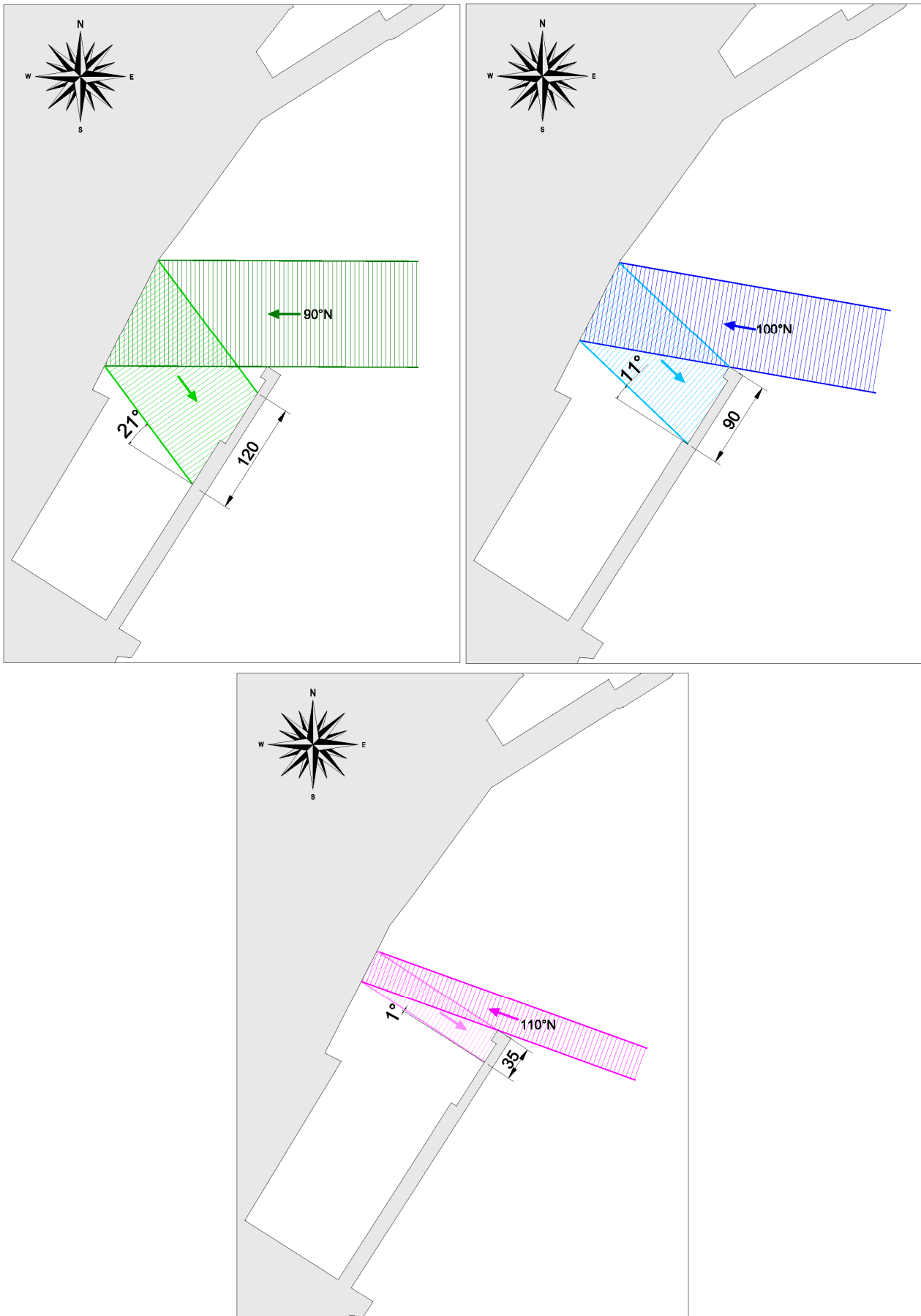


Figura 4.6 – Schemi di riflessione all'interno della darsena per onde con diverse direzioni di provenienza

Si aggiunga inoltre che il massimo coefficiente di riflessione si verifica in corrispondenza della parete e man mano che ci si discosta da essa il coefficiente di riflessione si attenua. Nella fattispecie la parete verticale è sormontata dall'impalcato e solamente a circa 14.5 m (7.5 nella zona rientrante) si ha il filo banchina.

Inoltre e non da poco, la parete verticale è costituita da una superficie piana solamente nel tratto più superficiale mentre il resto del paramento è costituito da pali accostati, quindi da semi cilindri con diametro di 1.5 m che grazie alla loro geometria contribuiscono alla dissipazione dell'energia dell'onda.

Per tali motivi si ritiene che il coefficiente di riflessione possa essere quasi influente per la determinazione dell'agitazione interna.

Al fine di verificare tale ipotesi sono state quindi eseguite delle simulazioni di agitazione considerando i coefficienti di riflessione del lato interno del molo di 0.4 e di 0.9 per le stesse onde simulate in fase di progettazione definitiva ed elencate di seguito:

- 1) onda con Hs 2.5 m, Dir 150°N, Tp 7 s (occorrenza di 10 giorni all'anno)
- 2) onda con Hs 1 m, Dir 50°N, Tp 5s (Tempo di Ritorno di 1 anno)
- 3) onda con Hs 3.9 m, Dir 140°N, Tp 9 s (Tempo di Ritorno di 10 anni)

I risultati sono riportati nelle figure seguenti.

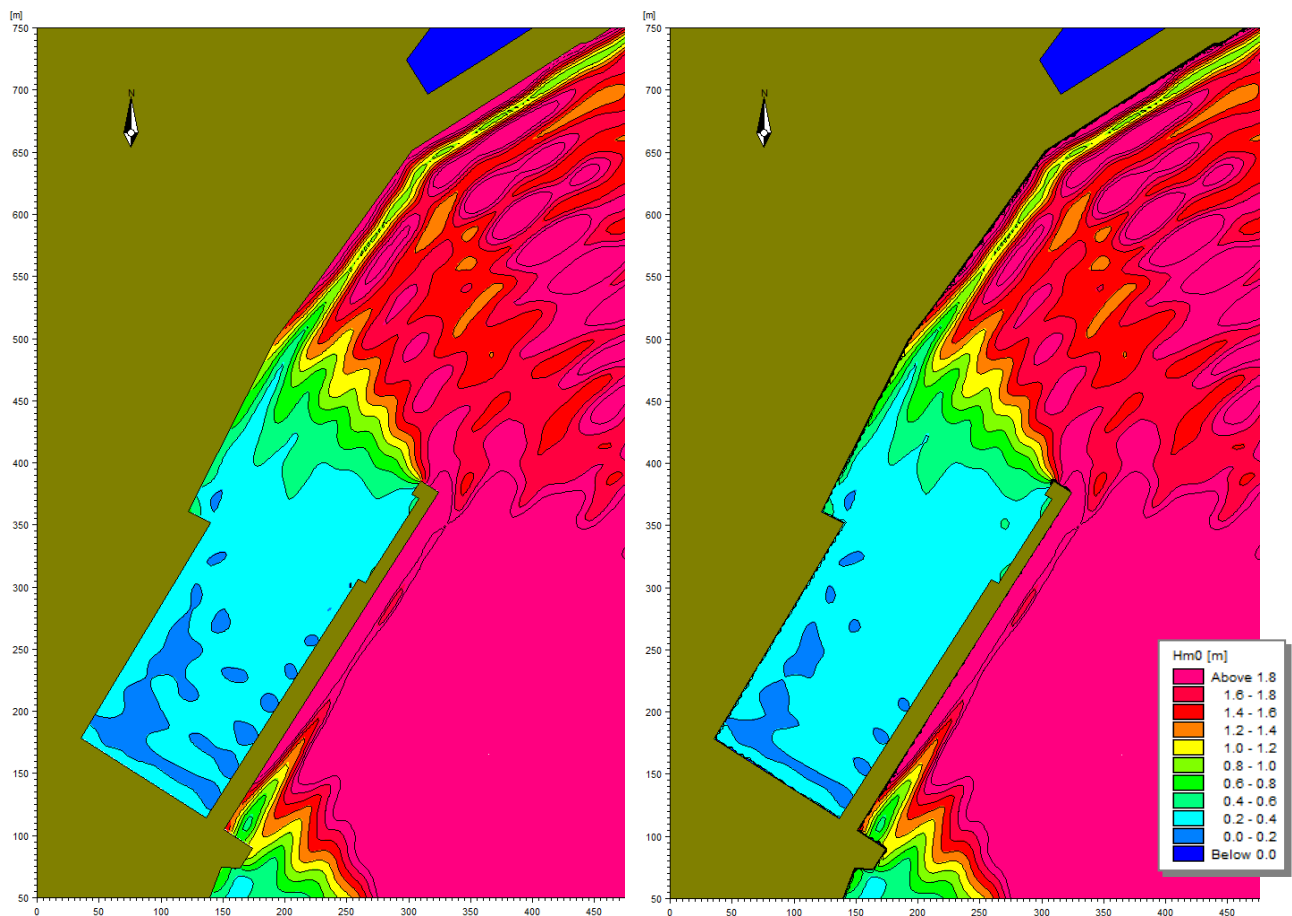


Figura 4.7 – Campi di altezza d'onda significativa per un'onda proveniente da 150°N con Hs 2.5 m e periodo di picco Tp 5 s che corrisponde ad una occorrenza di circa 10 giorni all'anno. A sinistra il lato interno del molo foraneo ha un Kr di circa 0.4, a destra ha un Kr di circa 0.9.

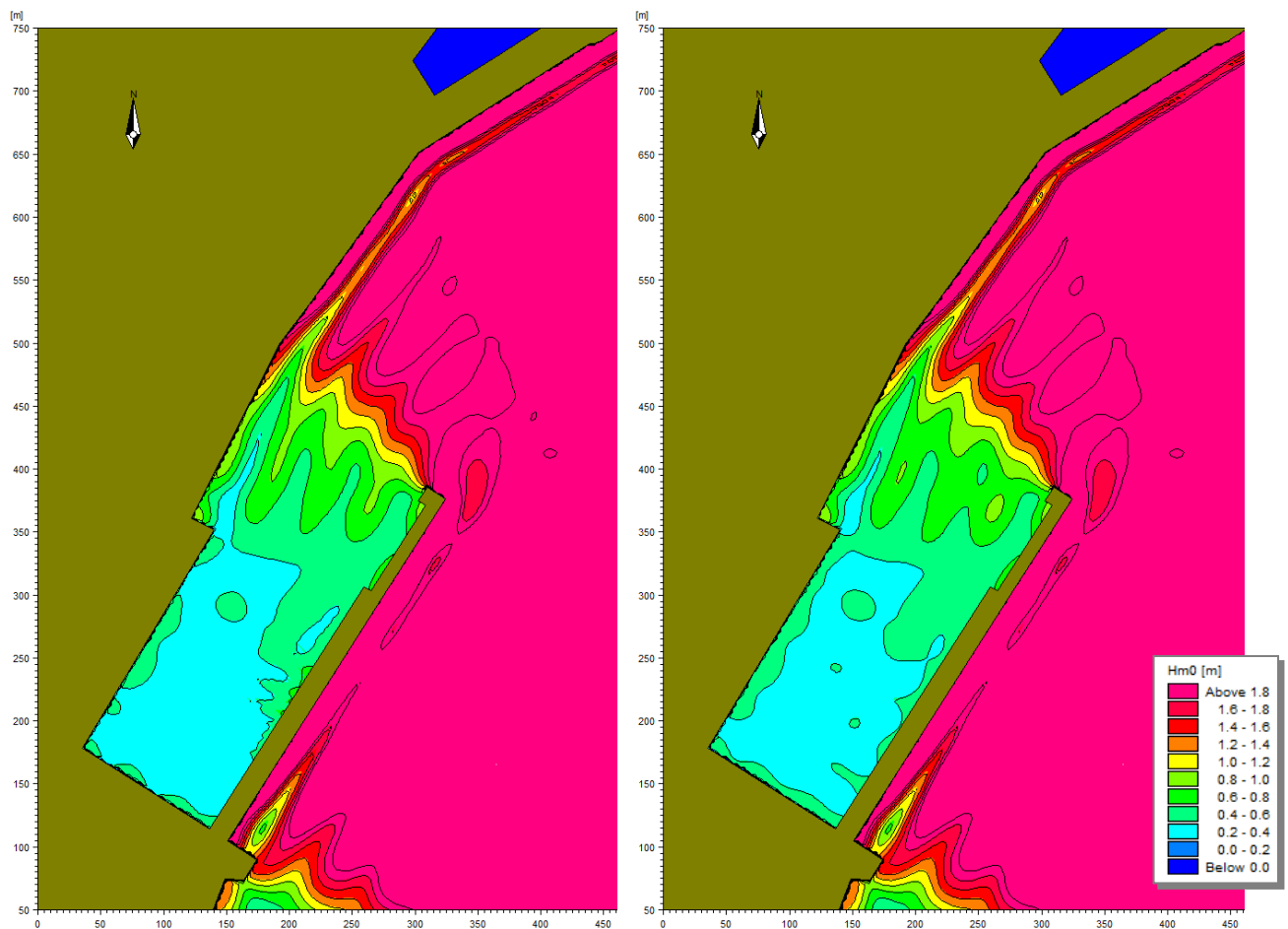


Figura 4.8 – Campi di altezza d’onda significativa per un’onda proveniente da 140°N con Hs 3.9 m e periodo di picco Tp 9 s che corrisponde ad un tempo di ritorni di 10 anni. A sinistra il lato interno del molo foraneo ha un Kr di circa 0.4, a destra ha un Kr di circa 0.9.

Come si nota dalle Figura 4.7 e Figura 4.8 il coefficiente di riflessione ha un’incidenza trascurabile nel campo di agitazione dato che il bacino è ben riparato dal molo foraneo e solamente in maniera indiretta viene interessato dalle onde residue.

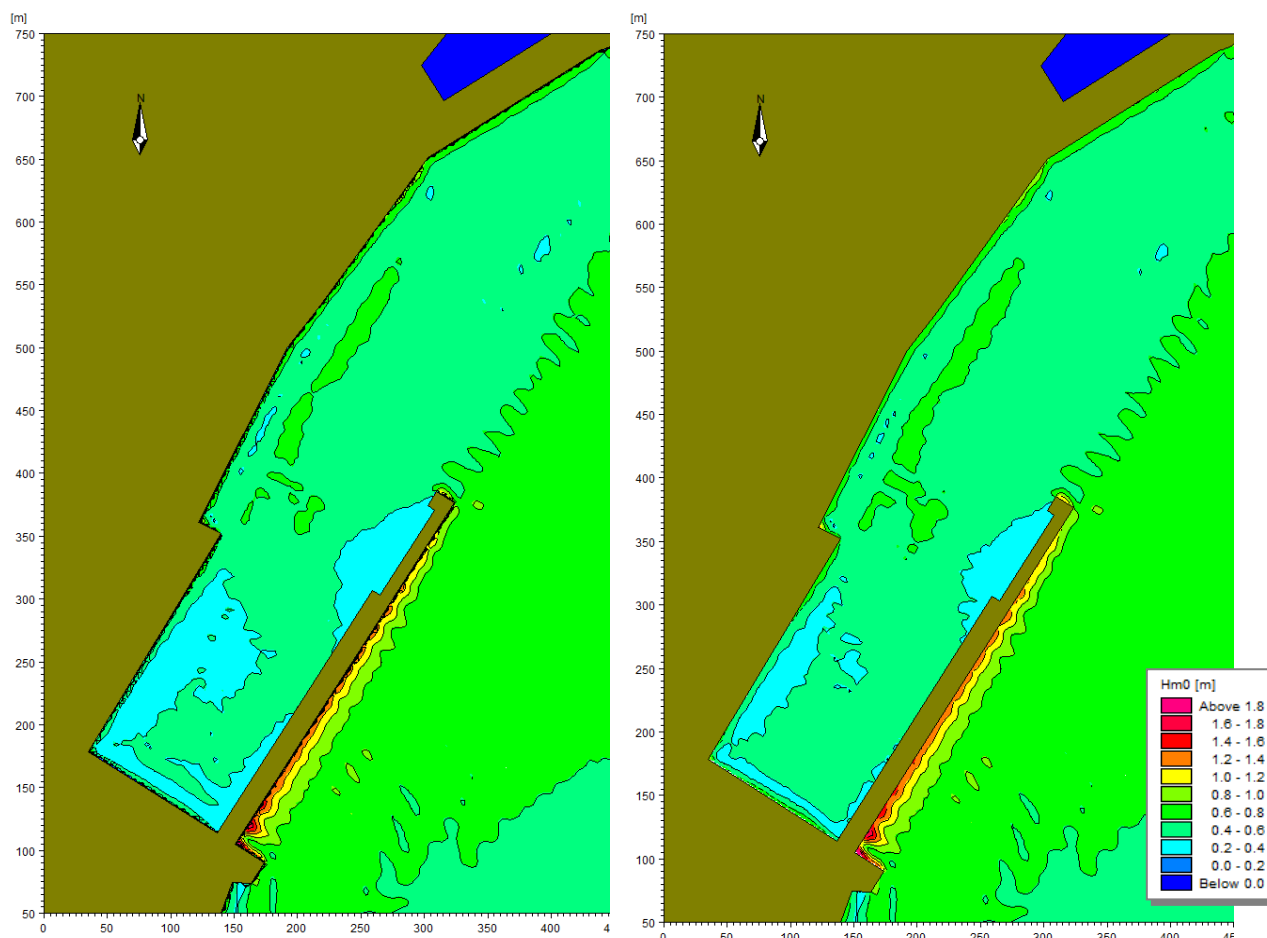


Figura 4.9 – Campi di altezza d’onda significativa per un’onda proveniente da 50°N con Hs 1 m e periodo di picco Tp 5 s che corrisponde ad un tempo di ritorni di 1 anno. A sinistra il lato interno del molo foraneo ha un Kr di circa 0.4, a destra ha un Kr di circa 0.9.

Nel caso dell’onda con tempo di ritorno di 1 anno e con provenienza da 50°N si nota che nonostante la direzione permetta la penetrazione dei fronti direttamente dentro il bacino si ha una agitazione residua molto limitata stante il fatto che l’onda è di altezza modesta (appena 1 m) e altrettanto limitato periodo (5 s di picco).

Peraltro anche in questo caso il coefficiente di riflessione del lato interno del molo influisce molto limitatamente a riprova di quanto detto precedentemente quando si sono considerate le direzioni di attacco ondosio.

Al fine di rendere completa la presente analisi sono state fatte le simulazioni anche con un’onda con provenienza 90°N. Tali onde nel clima ondoso locale sono pressoché assenti pertanto si è ipotizzato un vento molto forte (30 m/s ovvero circa 60 nodi) con una lunghezza di fetch di circa 8 km che riguarda il porto di Reggio Calabria.

L’onda risultante, con l’adozione delle formule di Hindcasting tratte dallo SPM84, conducono ad un’onda di circa Hs di 1 m e periodo di picco di 3.4 s. Il risultato è visibile nella Figura 4.10.

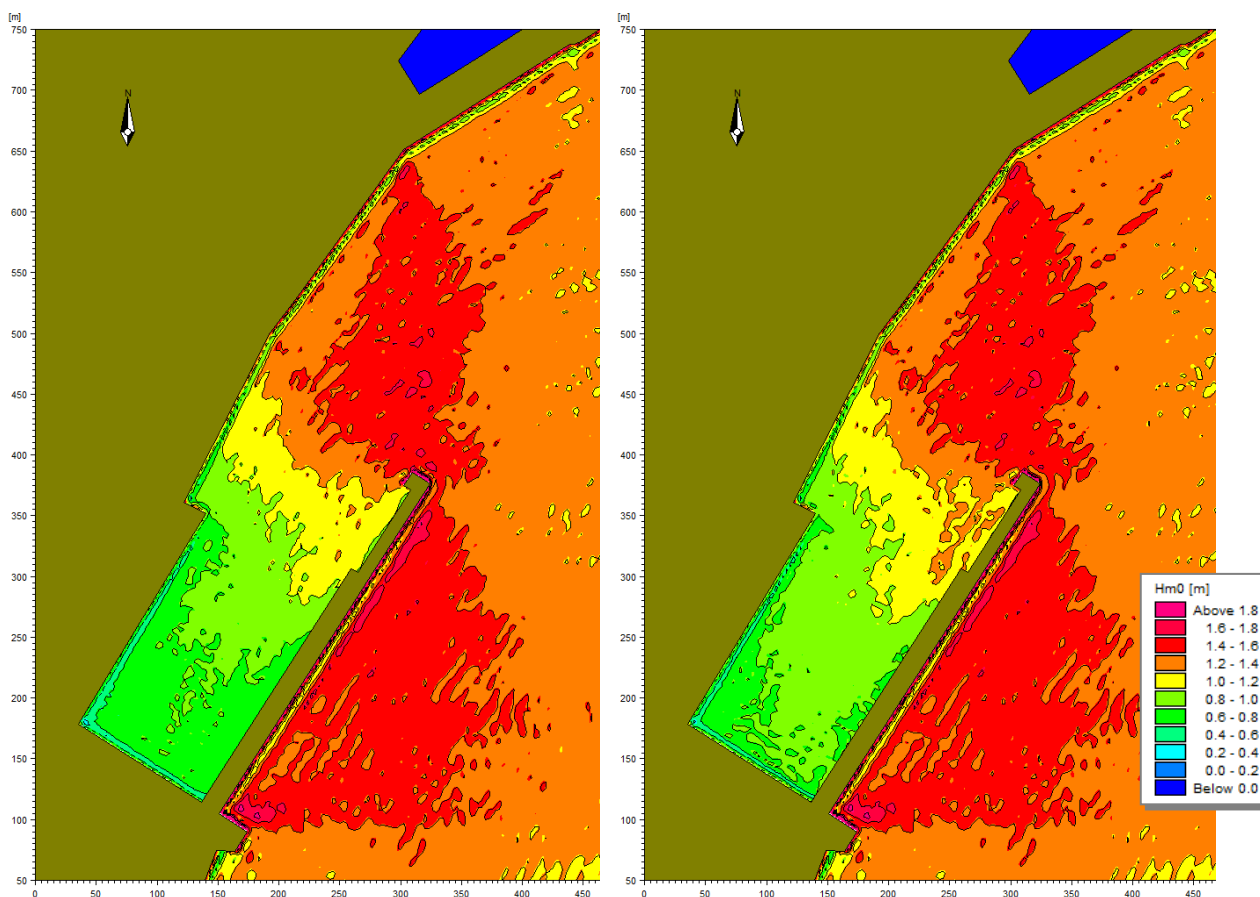


Figura 4.10 – Campi di altezza d’onda significativa per un’onda proveniente da 90°N con Hs 1 m e periodo di picco Tp 3.5 s. A sinistra il lato interno del molo foraneo ha un Kr di circa 0.4, a destra ha un Kr di circa 0.9.

Si nota che in questo caso solamente nella parte più interna della darsena si ha una evidenza della differenza di Kr. Tuttavia tale differenza è molto limitata e peraltro posto che tale onda possa mai verificarsi, i valori di agitazione sarebbero ancora accettabili dato che si tratta in ogni caso di onde corte.

4.3 CONFRONTO CON I RISULTATI PREGRESSI

Al fine di confrontare più agevolmente i risultati ottenuti in questa sede con quelli ottenuti durante la stesura del progetto definitivo si riportano le figure con le stesse scale di colori.

Come si evince dalle figure seguenti, nonostante il Kr della simulazione fatta in questa sede (MIKE21 - BW) sia stato considerato cautelativamente maggiore che nella simulazione fatta per il progetto definitivo (DIFFRAC) i campi di agitazione ondosa mostrano dei valori inferiori a quelli ottenuti con DIFFRAC. Le differenze che si ottengono con i due modelli sono sostanzialmente dovute alla diversa natura dei codici di calcolo. Si osservi però la maggiore complessità e affidabilità del codice MIKE21 - BW.

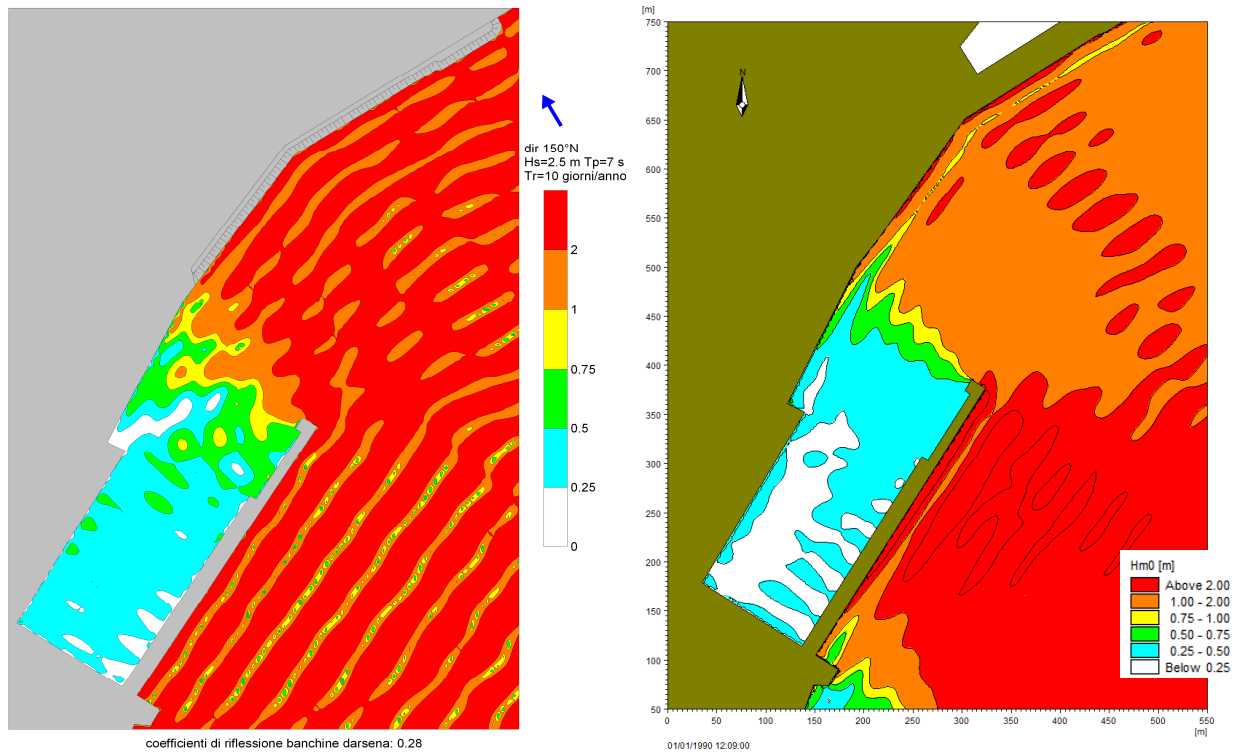


Figura 4.11 – Risultati simulazione onda Hs 2.5 m, Tp 7s, dir. 150°N

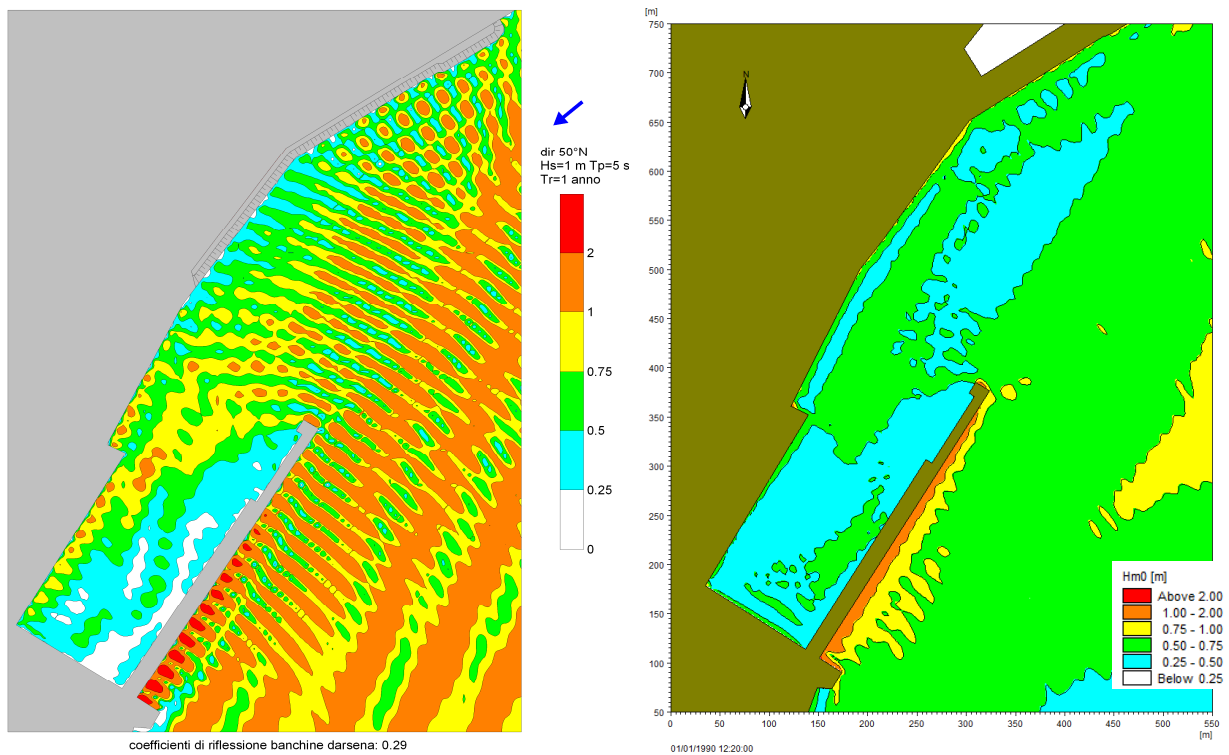


Figura 4.12 – Risultati simulazione onda Hs 1 m, Tp 5s, dir. 50°N

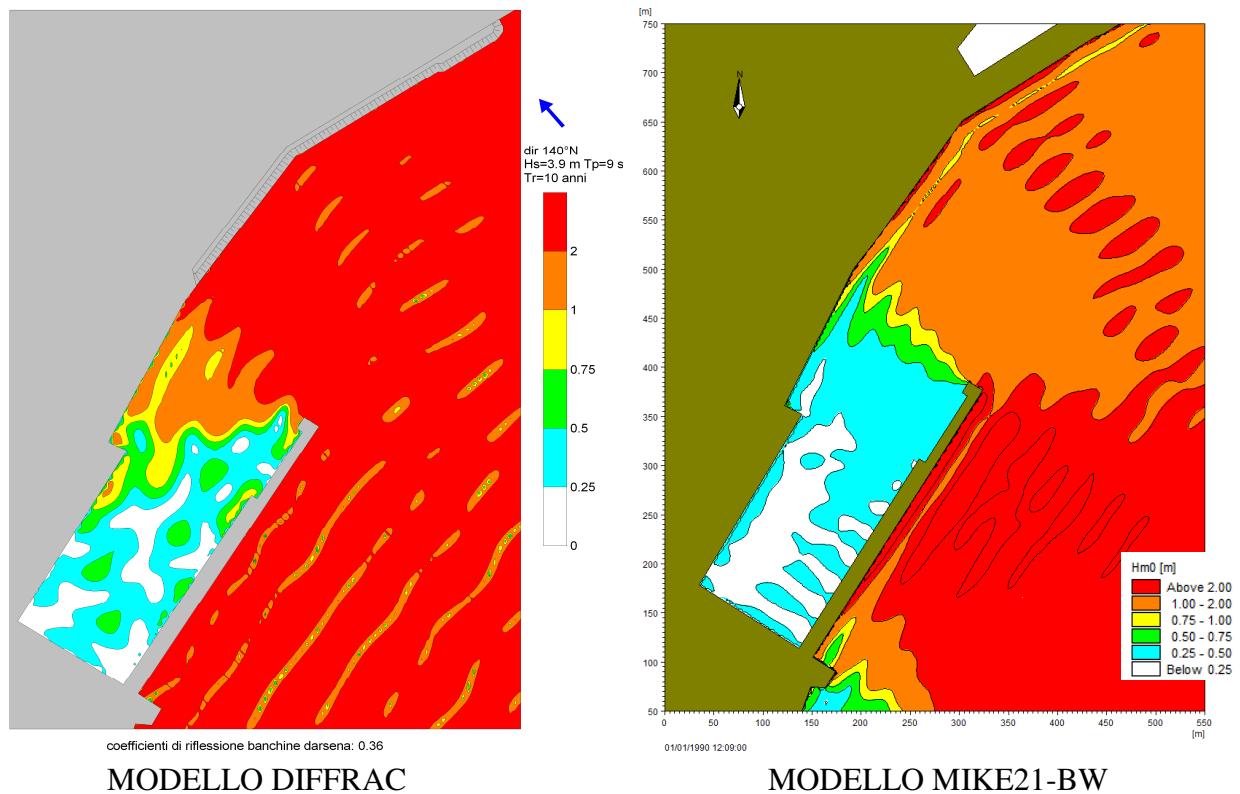


Figura 4.13 – Risultati simulazione onda Hs 3.9 m, Tp 9s, dir. 140°N

4.4 CONCLUSIONI

È stato messo a punto un modello per la verifica dell'agitazione interna utilizzando un codice di calcolo allo stato dell'arte nel campo della modellistica numerica per la propagazione delle onde marine. Tale modello ha messo in evidenza che anche utilizzando un coefficiente di riflessione ipotetico ma conservativo per il lato interno del molo di sopraflutto si ha il rispetto dei limiti di agitazione interna.