

COMMITTENTE



**AUTORITA' PORTUALE DI PALERMO**  
Porti di Palermo e Termini Imerese

## LAVORI DI COMPLETAMENTO DEL MOLO FORANEO DI SOPRAFLUTTO DEL PORTO DI TERMINI IMERESE

**PROGETTO DEFINITIVO  
PROGETTO GENERALE**

TITOLO

**RELAZIONE TECNICHE  
STUDIO DELL'AGITAZIONE RESIDUA E DELL'OPERATIVITA' NAUTICA  
DEL SISTEMA PORTUALE**

ELABORATO	B.3	SCALA	-	NS. RIF	B_3.doc	RIF. ARC. - NA4	AUTAPA11 - 64
-----------	-----	-------	---	---------	---------	-----------------	---------------

DATA	REVISIONE	REDATTORE	CONTROLLO	APPROVAZIONE
17 giugno 2013	emissione	AL	GI	EC



**AUTORITA' PORTUALE DI PALERMO**  
Porti di Palermo e Termini Imerese

**PROGETTAZIONE IMPIANTI**

Ing. Salvatore Acquista  
Ing. Enrico Petralia

*Collaboratori per la progettazione  
degli impianti*

Geom. Vincenzo D'Amico  
Geom. Antonino Martorana

**IL RESPONSABILE  
DEL PROCEDIMENTO**  
Ing. Sergio La Barbera

**COORDINATORE PER  
LA SICUREZZA IN FASE  
DI PROGETTAZIONE**

Ing. Paolo Tusa



**IL PROGETTISTA**

*Responsabile dell'integrazione  
tra le prestazioni specialistiche*  
Ing. Elio Ciralli

*Coordinamento*  
Ing. Giancarlo Inserra

*Collaboratori*  
Arch. Ivana Lorenzano  
Ing. Alfredo Lucarelli

**AUTORITA' PORTUALE DI PALERMO**

*Porti di Palermo e Termini Imerese*

**LAVORI DI COMPLETAMENTO DEL MOLO FORANEO  
DI SOPRAFLUTTO DEL PORTO DI TERMINI IMERESE**

**-PROGETTO DEFINITIVO  
PROGETTO GENERALE**

**STUDIO DELL'AGITAZIONE RESIDUA  
E DELL'OPERATIVITA' NAUTICA  
DEL SISTEMA PORTUALE**

**GIUGNO 2013**

VERSIONE:	DESCRIZIONE:	PREPARATO:	APPROVATO:	DATA:
01	EMISSIONE	AL	GI	17 GIU 2013
NOME FILE: B3.DOC			DISTRIBUZIONE: RISERVATA	

## INDICE

---

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
<b>2. ORGANIZZAZIONE ATTUALE E FUTURA DEL PORTO .....</b>	<b>4</b>
<b>3. ANALISI DELL'AGITAZIONE PORTUALE.....</b>	<b>6</b>
3.1 INTRODUZIONE .....	6
3.2 MODELLO DI CALCOLO .....	7
3.2.1 <i>Equazioni di governo</i> .....	7
3.2.2 <i>Condizioni al contorno</i> .....	8
3.3 COSTRUZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO .....	10
3.3.1 <i>Configurazione di stato di fatto (Layout 0)</i> .....	10
3.3.2 <i>Configurazione di progetto (Layout A e Layout B)</i> .....	11
3.3.3 <i>Caratteristiche geometriche dei domini di calcolo</i> .....	11
3.4 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI DI RIFLESSIONE .....	12
3.5 INDIVIDUAZIONE DEGLI ACCOSTI.....	15
3.6 STATI DEL MARE .....	16
3.7 SIMULAZIONI EFFETTUATE.....	18
3.7.1 <i>Mareggiata sottocosta da 330 °N</i> .....	18
3.7.2 <i>Mareggiata sottocosta da 45°N</i> .....	22
3.7.3 <i>Mareggiata sottocosta da 135 °N</i> .....	26
3.7.4 <i>Conclusioni sui livelli di agitazione residua</i> .....	30
3.8 CONFRONTO TRA I COEFFICIENTI DI AMPLIFICAZIONE .....	31
<b>4. ANALISI DELL'OPERATIVITA' DEL PORTO COMMERCIALE .....</b>	<b>34</b>
4.1 SCELTA DEGLI STANDARD INTERNAZIONALI DA CONFRONTARE .....	34
4.2 METODOLOGIA APPLICATA .....	35
4.3 STATI DEL MARE RESPONSABILI DEL DOWNTIME PER LE OPERAZIONI DI MOVIMENTAZIONE MERCI .....	36
4.4 FREQUENZE DI ACCADIMENTO DEL DOWNTIME PER LE OPERAZIONI DI MOVIMENTAZIONE MERCI .....	37
<b>5. VERIFICA DEI LIVELLI DI AGITAZIONE RESIDUA PER IL DIPORTO NAUTICO.....</b>	<b>41</b>
<b>6. OPERATIVITA' NAUTICA DEL CANALE DI ACCESSO E DELL' IMBOCCATURA .....</b>	<b>42</b>
6.1 CANALE DI ACCESSO .....	42
6.1.1 <i>Larghezza del canale di accesso</i> .....	42
6.1.2 <i>Profondità</i> .....	44
6.2 VERIFICA DEI TEMPI DI INOPERATIVITA' PORTUALE PER LE OPERAZIONI DI INGRESSO E USCITA INDOTTI DAL FENOMENO DI FRANGIMENTO DELLE ONDE ALL'IMBOCCATURA .....	49
6.2.1 <i>Richiami sulla teoria del frangimento</i> .....	49
6.2.2 <i>Determinazione del downtime per le operazioni portuali di ingresso e di uscita</i> .....	51
<b>7. ANALISI DELLA RISONANZA PORTUALE .....</b>	<b>53</b>

7.1	SIMULAZIONI NUMERICHE ESEGUITE.....	53
<b>8.</b>	<b>CONCLUSIONI.....</b>	<b>61</b>

## 1. PREMESSA

---

L'Autorità Portuale di Palermo, a seguito di due distinte gare espletate, secondo i principi della procedura negoziata, ex art.125, comma 11, del D.Lgs 163/2006 e secondo il criterio dell'offerta economicamente più vantaggiosa, e in virtù dei finanziamenti regionali ex art. 111 della L.R.S. n. 11/2010, ha affidato:

- alla "Progetti e Opere S.R.L." il servizio di redazione del progetto definitivo dei "Lavori di completamento del molo foraneo di sopraflutto del porto di Termini Imerese";
- allo "Studio Mallandrino S.R.L." il servizio di redazione del progetto definitivo dei "Lavori di completamento del molo foraneo di sottoflutto del porto di Termini Imerese".

A supporto di tali progettazioni sono stati redatti una serie di studi specialistici, tra cui il presente "Studio dell'agitazione residua e dell'operatività nautica del sistema portuale".

Il presente studio è stato redatto al fine per valutare i livelli di agitazione residua all'interno degli specchi acquei protetti e la compatibilità delle nuove opere con gli standards internazionali di operatività nautica.

Dapprima si è riportata una descrizione relativa alla descrizione dell'organizzazione del porto attuale e di quella prevista dal PRP vigente nonché alla gestione delle destinazione d'uso durante la realizzazione delle opere di completamento in attuazione del PRP stesso.

Si è quindi proceduto alla stima dell'agitazione residua all'interno dei bacini portuali durante le mareggiate.

In particolare è stata eseguita la determinazione dei livelli di agitazione residua e la verifica dei tempi di inoperatività per gli accosti commerciali (downtime per la movimentazione delle merci) e sono state eseguite considerazioni sulla funzionalità degli accosti turistici.

Inoltre sono state eseguite le verifiche di operatività nautica sulla larghezza e la profondità del canale di accesso e dell'imboccatura, nonché della valutazione dei tempi di inoperatività per le operazioni portuali di ingresso e di uscita indotte dalla persistenza temporale dei fenomeni di frangimento all'imboccatura stessa (downtime dell'imboccatura).

Infine è stato eseguito lo studio della risonanza portuale.

## 2. ORGANIZZAZIONE ATTUALE E FUTURA DEL PORTO

Per comprendere a pieno le modalità di redazione di questo studio, occorre fare luce sull'organizzazione del sito portuale.

Allo stato attuale l'organizzazione degli specchi acquei prevede:

- un bacino ad uso principalmente commerciale, definito in questo studio come “bacino 1” (cfr. la figura 2.1);
- un bacino ad uso principalmente turistico e peschereccio, indicato in questo studio come “bacino 2” (cfr. la figura 2.1).

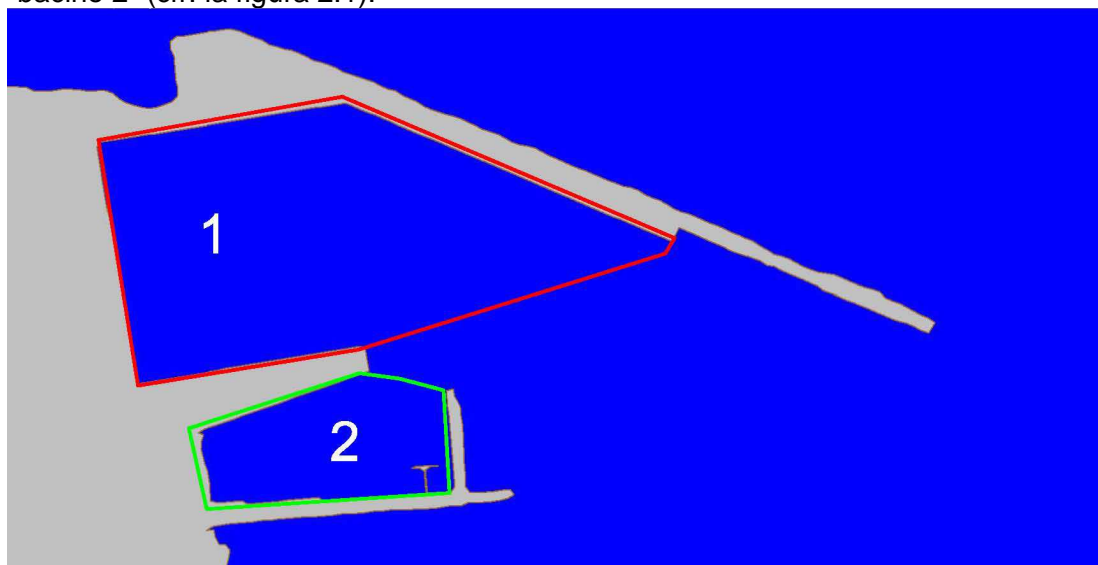


Figura 2.1 – Specchi acquei protetti attuali.

Il PRP vigente del porto di Termini Imerese prevede la rifunzionalizzazione del bacino portuale, con la costruzione di alcune opere interne e di sporgenti e la realizzazione tre bacini, aventi le seguenti funzioni:

- un bacino coincidente con la parte settentrionale del suddetto bacino 1 ad uso turistico (identificato nella figura 2.2 con la lettera A);
- un bacino coincidente con la parte meridionale del suddetto bacino 1 ad uso commerciale-crocieristico (identificato nella figura 2.2 con la lettera B);
- un bacino parzialmente coincidente con il precedente bacino 2 ad uso commerciale (identificato nella figura 2.2 con la lettera C).

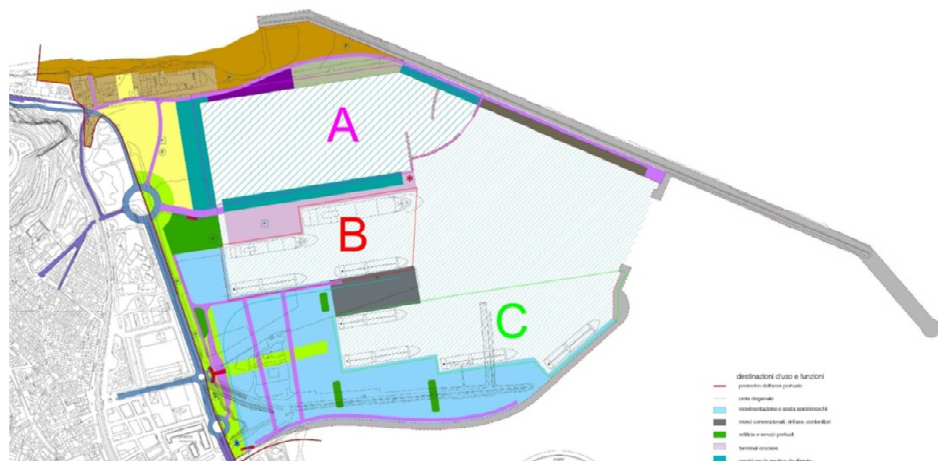


Figura 2.2 – Specchi acquei protetti come previsti nel PRP vigente

I lavori di completamento del molo di sopraflutto e del molo di sottoflutto, coerentemente al PRP approvato, rappresentano una delle fasi di attuazione dello strumento di pianificazione.

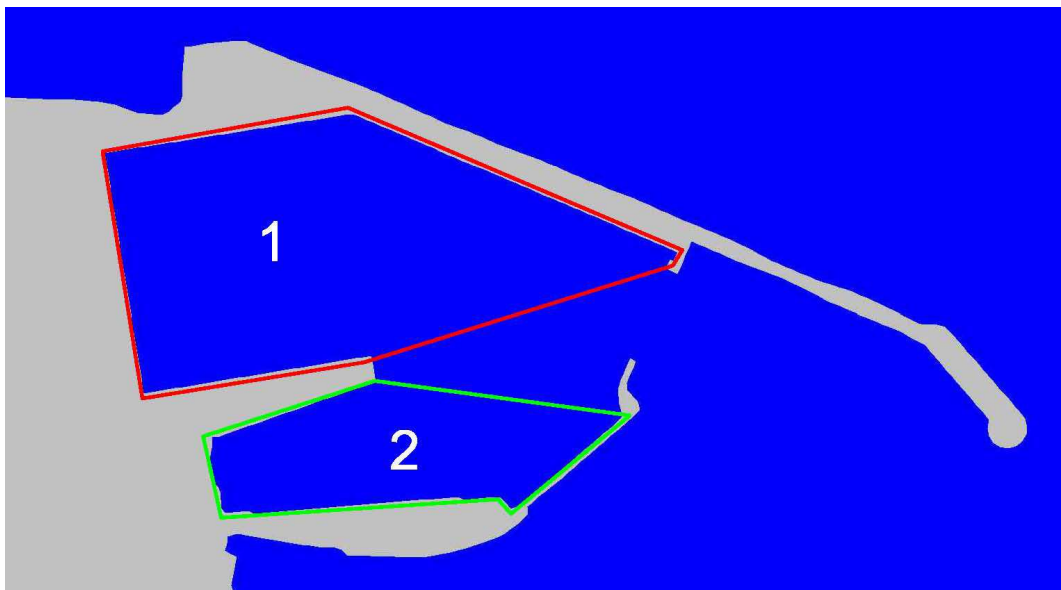


Figura 2.3 – Specchi acquei protetti secondo la configurazione progettuale proposta

### 3. ANALISI DELL'AGITAZIONE PORTUALE

---

#### 3.1 INTRODUZIONE

---

Al fine di offrire un chiaro ed esaustivo quadro sintetico relativo all'analisi dell'agitazione residua all'interno dei bacini portuali, saranno descritti i fenomeni cui sono soggette le onde durante la propagazione dal largo verso riva.

Durante il fenomeno di propagazione dell'onda da acque profonde (acque in cui il rapporto tra la lunghezza dell'onda e la profondità del fondale è minore o uguale a 2) ad acque basse i parametri che contraddistinguono l'onda subiscono delle variazioni, principalmente a seguito di fenomeni rifrattivi, diffrattivi e riflessivi.

Il fenomeno della diffrazione consiste nel *trasferimento di energia lateralmente rispetto alla cresta dell'onda*; esso risulta evidente allorché un treno d'onda intercettato da un ostacolo (molo, promontorio etc.) pone in oscillazione la massa liquida dello specchio acqueo retrostante l'ostacolo stesso, con onde di espansione laterale radiali aventi per centro l'estremità di questo.

Nell'ambito della zona costiera, e più ancora all'interno di bacini protetti, si risentono pesantemente gli effetti combinati della diffrazione e della riflessione, potendo tali fenomenologie dar luogo a condizioni di agitazione significative e non compatibili con le attività portuali.

A partire dagli anni '80, i ricercatori impegnati nel campo dell'ingegneria costiera hanno riconosciuto l'importanza degli effetti combinati della rifrazione e della diffrazione da una parte, della diffrazione e della riflessione dall'altra, sviluppando teorie e modelli che fossero in grado di tenere conto dei singoli fenomeni.

Esiste oggi una copiosa serie di teorie disponibili che consentono di descrivere, in maniera appropriata, i fenomeni sopra richiamati che caratterizzano il moto ondoso nella sua migrazione da acque profonde ad acque basse; tra queste, una delle più efficaci è la *mild slope equation*, equazione differenziale alle derivate parziali di tipo ellittico mediata sulla profondità, alla base della quale sussiste l'ipotesi che le variazioni della profondità del fondale nell'ambito di una lunghezza d'onda siano contenute, da cui la dizione "*mild slope*".

In pratica, le simulazioni numeriche confrontate con esperienze di pieno campo hanno mostrato che la *mild slope equation* è in grado di fornire soluzioni accurate in situazioni in cui il fondale presenti un valore di pendenza al massimo pari ad 1:3.



## 3.2 MODELLO DI CALCOLO

Il modello numerico utilizzato per lo studio dei fenomeni in questione è *CGWAVE*, modello agli elementi finiti messo a punto da Zeki Demirbilek e Vijay Panchang; come confermato da numerosi studi presenti in letteratura, il modello rappresenta oggi uno degli strumenti più efficaci per studiare l'agitazione interna di un bacino portuale.

Le ipotesi semplificative introdotte nella formulazione del modello, da tenere ben presente per una corretta interpretazione dei risultati, possono essere così sintetizzate:

- nessuna trasmissione dell'onda attraverso le barriere frangiflutti;
- non sussiste il fenomeno dell'overtopping delle strutture;
- si trascurano gli effetti sulla propagazione dell'onda legati alla presenza delle correnti;
- i fenomeni diffrattivi in corrispondenza delle estremità delle strutture sono assimilati a quelli che si verificano nel caso di parete verticale caratterizzata da un dato coefficiente di riflessione.

Il modello è in grado di simulare:

- effetti combinati della rifrazione e della diffrazione;
- effetto dissipativo legato all'attrito del fondo;
- effetto dissipativo dovuto al frangimento dell'onda;
- propagazione di onde non lineari.
- Il modello simula di fatto la propagazione di onde regolari (monocromatiche); lo studio delle onde irregolari può farsi combinando opportunamente i risultati relativi a casi diversi di onde regolari.

### 3.2.1 Equazioni di governo

L'equazione di governo, come precedentemente discusso, è la *mild slope equation*; essa può scriversi nella seguente forma:

$$\nabla \cdot (CC_g \nabla \hat{\eta}) + \frac{C_g}{C} \sigma^2 \hat{\eta} = 0$$

dove:

- $\hat{\eta} = \hat{\eta}(x, y)$ : surface elevation function, funzione complessa a partire dalla quale può essere derivata l'altezza d'onda;
- $C = C(x, y)$ : velocità di fase, pari al rapporto  $\sigma / k$ ;
- $C_g = C(x, y)$ : velocità di gruppo, pari a  $\partial \sigma / \partial k = nC$ , con

$$n = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2kd}{\sinh 2kd} \right)$$

- $k = k(x, y)$ : numero d'onda ( $= 2\pi / L$ ), dipendente dalla profondità  $d(x, y)$  per mezzo della relazione;
- $\sigma$ : frequenza d'onda avente la seguente espressione

$$\sigma^2 = gk \tanh(kd).$$

La *mild slope equation* è in grado di descrivere analiticamente i fenomeni della rifrazione, diffrazione e riflessione di un'onda, nell'ambito di una regione costiera di forma qualunque.

Dal momento che anche altri fenomeni influenzano il comportamento dell'onda nella zona costiera, la *mild slope equation* può essere modificata in maniera tale da includere gli effetti relativi a:

- dissipazione energetica per l'attrito del fondale (Dalrymple et al, 1984; Chen, 1986; Liu e Tsay, 1985);
- frangimento dell'onda (Dally et al., 1985; De Girolamo et al., 1988).

L'equazione risultante in questo caso si può scrivere nella forma:

$$\nabla \cdot (CC_g \nabla \hat{\eta}) + \left( \frac{C_g}{C} \sigma^2 + i\sigma w + iC_g \sigma \gamma \right) \hat{\eta} = 0$$

dove  $w$  è un fattore di attrito e  $\gamma$  è un parametro di frangimento dell'onda; per il parametro  $w$  il modello utilizza l'espressione proposta da Dalrymple et al. (1984):

$$w = \left( \frac{2n\sigma}{k} \right) \left[ \frac{2f_r}{3\pi} \frac{ak^2}{(2kd + \sinh 2kd) \sinh kd} \right]$$

dove  $a = H/2$  è l'ampiezza d'onda ed  $f_r$  è un coefficiente di attrito dipendente dal numero di Reynolds e dalla scabrezza del fondale (Madsen, 1976, Dalrymple et al., 1984); valori usuali per  $f_r$  sono dello stesso ordine di grandezza del coefficiente di Manning.

Per il parametro  $\gamma$  si utilizza la seguente espressione (Dally et al., 198; Demirbilek, 1994; Demirbilek et al., 1996):

$$\gamma = \frac{\chi}{d} \left( 1 - \frac{\Gamma^2 d^2}{4a^2} \right)$$

dove  $\chi$  è una costante il cui valore può porsi pari a 0,15 (Dally et al, 1985), e  $\Gamma$  è un parametro sperimentale a cui si attribuisce il valore 0,4.

Oltre ai meccanismi sopracitati, la *mild slope equation* è in grado di simulare onde non lineari, per mezzo dell'adozione di una relazione tra frequenza d'onda, numero d'onda e profondità, che tenga conto anche dell'ampiezza d'onda:

$$\sigma^2 = gk \left[ 1 + (ka)^2 F_1 \tanh^5 kd \right] \tanh \{ kd + ka F_2 \}$$

con:

$$F_1 = \frac{\cosh(4kd) - 2 \tanh^2(kd)}{8 \sinh^4(kd)} \quad e \quad F_2 = \left( \frac{kd}{\sinh(kd)} \right)^4$$

### 3.2.2 Condizioni al contorno

Lungo una parete verticale impermeabile la condizione che il flusso normale alla superficie stessa sia nullo, è matematicamente espressa dalla relazione  $\partial \hat{\eta} / \partial n = 0$ . Nel caso di una parete parzialmente riflettente l'espressione diventa:

$$\frac{\partial \hat{\eta}}{\partial n} = \alpha \hat{\eta}$$

dove  $\alpha = \alpha_1 + i\alpha_2$  è un coefficiente complesso, che può essere messo in relazione al coefficiente di riflessione del contorno ( $K_r$ ) per mezzo della seguente espressione (Tsay e Liu, 1983; Chen e Houston, 1987):

$$\alpha = ik \frac{1 - k_r}{1 + k_r};$$

Il dominio di calcolo, nella direzione del mare aperto, è delimitato da un arco di circonferenza centrato in corrispondenza del *waypoint* del bacino portuale; lungo tale porzione del contorno si assume che le onde in uscita si propaghino all'infinito. Tale condizione è analiticamente espressa dal soddisfacimento della seguente relazione (*Sommerfield Radiation Condition*):

$$\lim_{kr \rightarrow \infty} \sqrt{kr} \left( \frac{\partial}{\partial r} - ik \right) \hat{\eta}_s \rightarrow 0$$

dove  $\hat{\eta}_s$  è lo *scattering wave potential*. Può dimostrarsi (May, 1983) che l'espressione per  $\hat{\eta}_s$  soluzione della *mild slope equation* e che soddisfa la condizione precedente può scriversi come:

$$\hat{\eta}_s = \sum_{n=0}^{\infty} H_n(kr) (\alpha_n \cos n\Theta + \beta_n \sin n\Theta)$$

dove  $H_n(kr)$  rappresentano i valori delle funzioni di Hankel del primo tipo calcolati nel punto  $kr$ ; l'espressione vista per  $\hat{\eta}_s$  è valida nell'ipotesi in cui:

- la profondità del fondale nella regione esterna al dominio si mantenga costante;
- i tratti di contorno della regione esterna A0-A1 e A2-A3 (cfr. figura 3.1) siano rettilinei, appartengano alla stessa retta di sostegno e possano considerarsi totalmente riflettenti.

Per superare le limitazioni imposte dalle ipotesi suddette, alcuni autori (Xu, Panchang e Demirbilek, 1996) hanno proposto un modo alternativo di trattare il contorno della regione esterna; in particolare gli autori suggeriscono l'utilizzo della seguente approssimazione parabolica:

$$\frac{\partial \hat{\eta}_s}{\partial r} + p \hat{\eta}_s + q \frac{\partial \hat{\eta}_s^2}{\partial \Theta^2} = 0$$

dove:

$$p = \frac{k^2 r^2 + k_0^2 r^2 + ik_0 r + \frac{1}{4}}{2ik_0 r^2}$$

$$q = \frac{1}{2ik_0 r^2}$$

in cui  $k_0$  è assunto pari al numero d'onda corrispondente al valore medio della profondità lungo l'arco di chiusura del dominio.

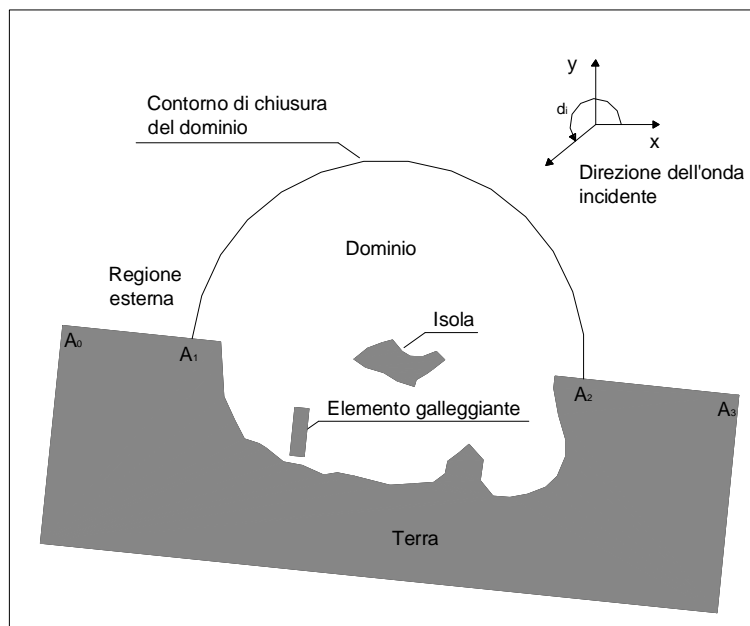


Figura 3.1 – Dominio di calcolo

### 3.3 COSTRUZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Lo scopo dello studio è eseguire un confronto diretto tra le configurazioni portuali, al fine di verificare se le condizioni di agitazione residua indotte dalla configurazione progettuale, definita “Layout A”, siano migliorative rispetto a quelle di stato di fatto, detto “Layout 0”.

Solo ai fini dell'ottimizzazione delle condizioni di agitazione residua nell'avanporto è stata studiata un'ulteriore configurazione portuale definita “Layout B” che, come vedremo più avanti, differisce dal “Layout A”, per le proprietà riflesse della parte terminale delle opere esterne del nuovo molo di sottoflutto e dello sporgente posto al termine della banchina della diga foranea.

Dapprima sarà descritta la configurazione di stato di fatto (Layout 0); in seguito verranno descritte le opere in progetto (Layout A e Layout B).

Infine sarà descritto sommariamente i domini di calcolo elaborati.

#### 3.3.1 Configurazione di stato di fatto (Layout 0)

Nelle attuali condizioni (Layout 0), il molo foraneo di sopraflutto è costituito da una bilatera; il primo tratto è lungo circa 110 m ed orientato in direzione E, il secondo è lungo circa 1483 m, ed è deviato in direzione SE di circa 20° rispetto al primo.

A tergo del primo tratto della diga foranea sono stati realizzati dei piazzali, delimitati dalla banchina Veniero.

Lungo il secondo tratto del molo di sopraflutto, è presente un banchinamento avente una larghezza di circa 30 m.

La sezione tipica è costituita da un nucleo in scogli di prima categoria e pietrame con berma orizzontale larga 14,00 m a quota 1,40 m rispetto al l.m.m.; la scarpa lato mare ha una pendenza 3/1, invece la scarpa lato porto ha una pendenza 3/2.

Il nucleo è rivestito, lato mare, da strati successivi di blocchi, che vanno da un primo strato di scogli naturali di II categoria con spessore 2,40 m da un secondo strato in scogli naturali di III categoria rasata a quota di 2,00 m e scarpa 3/1. Infine la mantellata più esterna è costituita da massi artificiali cubici da 40 t e dello spessore di 4,5 m e scarpa 3/1. La berma orizzontale è a

+5,50 rispetto al l.m.m. ed ha una larghezza di 7,00 m. Nel tratto terminale non banchinato gli strati in massi naturali sono realizzati anche lato porto con una pendenza 3/2.

Il tutto è sormontato da una sovrastruttura composta dal massiccio di carico, rettangolare e carrabile, e dal muro paraonde la cui quota di sommità progettuale è + 9,00 m slm.

La sezione tipica della banchina della diga foranea è costituita da un muro di sponda in cassoni cellulari imbasati a -10 m slm, con mensole alla base. La sovrastruttura è in conglomerato cementizio. Il riempimento dei cassoni è in tout-venant e a tergo dei cassoni vi è un rinfiacco di pietrame.

Il molo di sottoflutto è costituito da una bilatera il cui primo tratto ha una lunghezza di 480 m, prolungato di altri 70 m, mentre il secondo formante un angolo di 90° con il primo è lungo circa 200 m. La radice del molo di sottoflutto è ortogonale alla linea di riva. Il molo di sottoflutto è banchinato per la sua lunghezza. La sezione tipica è costituita da un nucleo in massi naturali di I e II categoria, con sovrastante fascia di rivestimento in scogli di III categoria. Al di sopra è stato realizzato un massiccio di sovraccarico e un muro paraonde che raggiunge la quota di +5,00 m slm. La mantellata è in massi artificiali da 16t, con pendenza 2/1 e berma a + 3,5 m slm.

Il molo trapezoidale, è ortogonale alla banchina di riva e divide lo specchio acqueo del porto in due sottobacini. La banchina del molo trapezoidale lato Nord è costituita in cassoni cellulari imbasati a -10 m slm; la banchina lato Sud dello stesso molo è costituita da massi in conglomerato cementizio sovrapposti a pile indipendenti. Sui cassoni e sulle pile vi è una sovrastruttura in conglomerato cementizio. A tergo dei muri di sponda vi è un rinfiacco in pietrame e poi una colmata in tout-venant, al di sopra della quale è disteso un manto stradale. Sul lato est del molo, vi è un tratto di raccordo in pile di massi; in fregio a tale tratto è posta una struttura antiriflettente a gettata in scogli naturali di II categoria.

### 3.3.2 Configurazione di progetto (Layout A e Layout B)

Le opere in progetto prevedono il completamento del molo di sopraflutto e di sottoflutto secondo quanto indicato dagli schemi planimetrici previsti nel P.R.P. vigente.

Per quanto riguarda il molo di sopraflutto, nello specifico sarà realizzata una diga a gettata con massiccio e muro paraonde, secondo l'impronta planimetrica indicata nel PRP e in continuità con il tronco esistente per una lunghezza emersa di 250 m. La sezione tipica sarà mutuata dalla sezione della diga preesistente, imbasata mediamente ad una profondità di circa -10 m rispetto al livello medio mare.

Inoltre si prevede anche la realizzazione di un dente al termine della banchina della diga foranea ed ortogonalmente ad essa mediante cassoni.

Per quanto riguarda il molo di sottoflutto, esso sarà prolungato di circa 360 m in direzione NE, secondo la sagoma prevista nel Piano Regolatore Portuale vigente.

In questo studio saranno analizzate due configurazioni progettuali denominate "Layout A" e "Layout B". Il primo, come vedremo più avanti, differisce dal secondo per le proprietà riflessive della parte terminale delle opere esterne del nuovo molo di sottoflutto e del dente posto al termine della banchina della diga foranea.

### 3.3.3 Caratteristiche geometriche dei domini di calcolo

I contorni esterni del dominio di calcolo del modello sono di forma semicircolare (R=3050 m circa).

Le batimetrie sono comprese tra 0 e -25,00 m sul l.m.m.; i dati batimetrici sono stati estratti dai rilievi batimetrici più recenti in possesso dell'Autorità committente e dalle Carte Nautiche dell' I.I.M. disponibili per il sito in esame.

Di seguito si riportano gli schemi planimetrici relativi alle configurazioni analizzate negli studi effettuati.

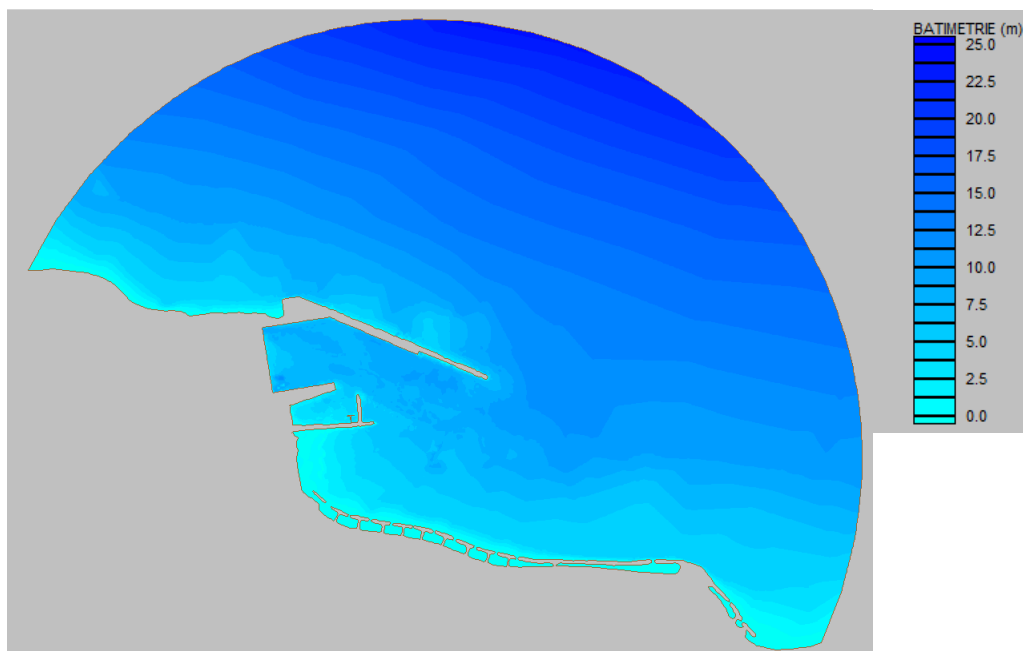


Figura 3.2 – Batimetrie nello stato di fatto. Layout 0.

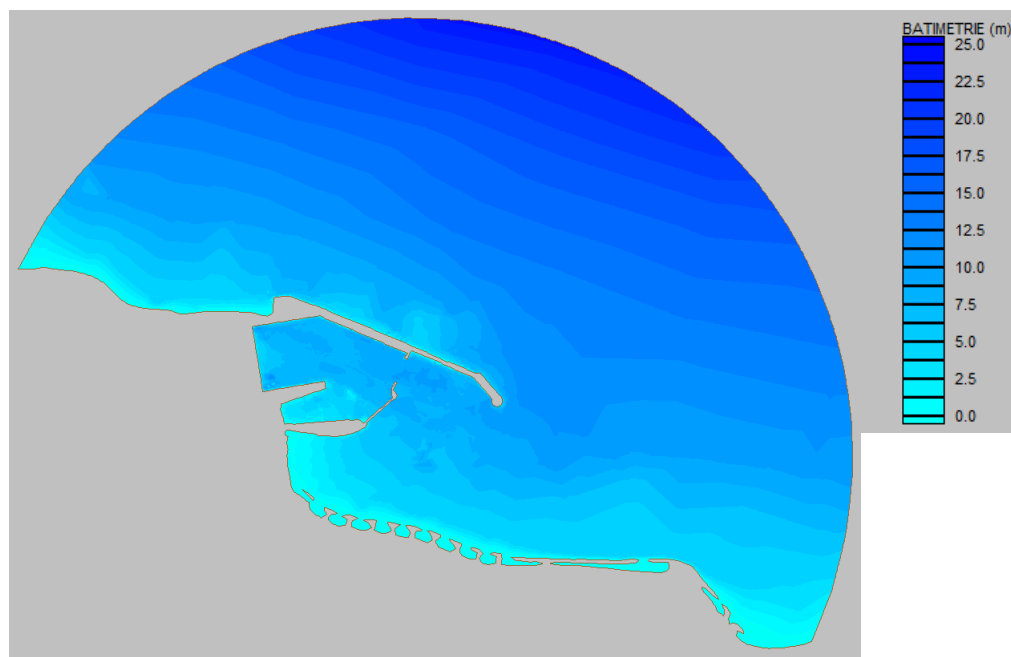


Figura 3.3 – Batimetrie di progetto. Layout A e Layout B.

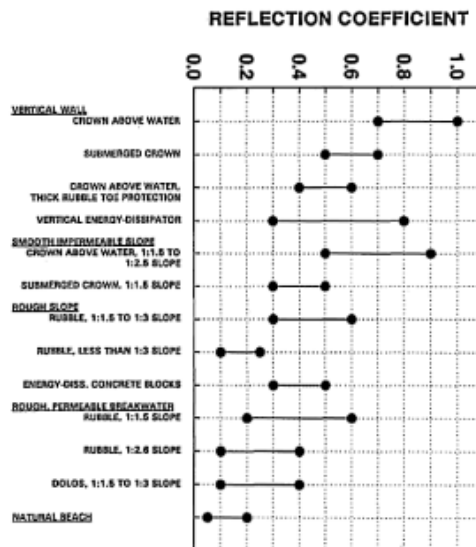
### 3.4 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI DI RIFLESSIONE

Il coefficiente di riflessione è definito come il rapporto tra l'altezza d'onda riflessa e quella incidente.

Nel caso di opere non impermeabili e non perfettamente lisce, come le scogliere in massi, tali coefficienti vengono scalati mediante dei parametri correttivi che dipendono dalla densità dei massi, dalle loro dimensioni caratteristiche e dalla loro distribuzione.

I valori di tali coefficienti correttivi sono tabellati in molte pubblicazioni che formano la letteratura tecnica del settore, alle quali si rimanda.

Per la determinazione dei coefficienti di riflessione  $K_r$ , si è fatto riferimento a studi di Thompson del 1996, secondo lo schema di seguito riportato:



**Tabella 3.1 – Coefficienti di riflessione (Fonte: “Validation of numerical model for wind waves and swell in harbours”. J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, E. F. Thompson, H. S. Chen and L. L. Hadley, 1996)**

I coefficienti di riflessione  $K_r$  richiesti dal modello sono stati così attribuiti secondo quanto suggerito dalla letteratura di settore e dagli studi di riferimento:

- $K_r = 0,2-0,7$  per strutture caratterizzate da un grado intermedio di riflessione (diga a parete verticale antiriflettente, scogliera emersa in massi naturali, emerse o soffolte; costa rocciosa bassa, barriere Rewec),
- $K_r = 0,8-1,0$  per strutture con un grado di riflessività dell'onda elevato (dighe a pareti verticali semplici, falesie naturali),
- $K_r = 0,1-0,4$  per coste basse come spiagge sabbiose e/o ciottolose.

In questo studio, a vantaggio di sicurezza, è stato attribuito:

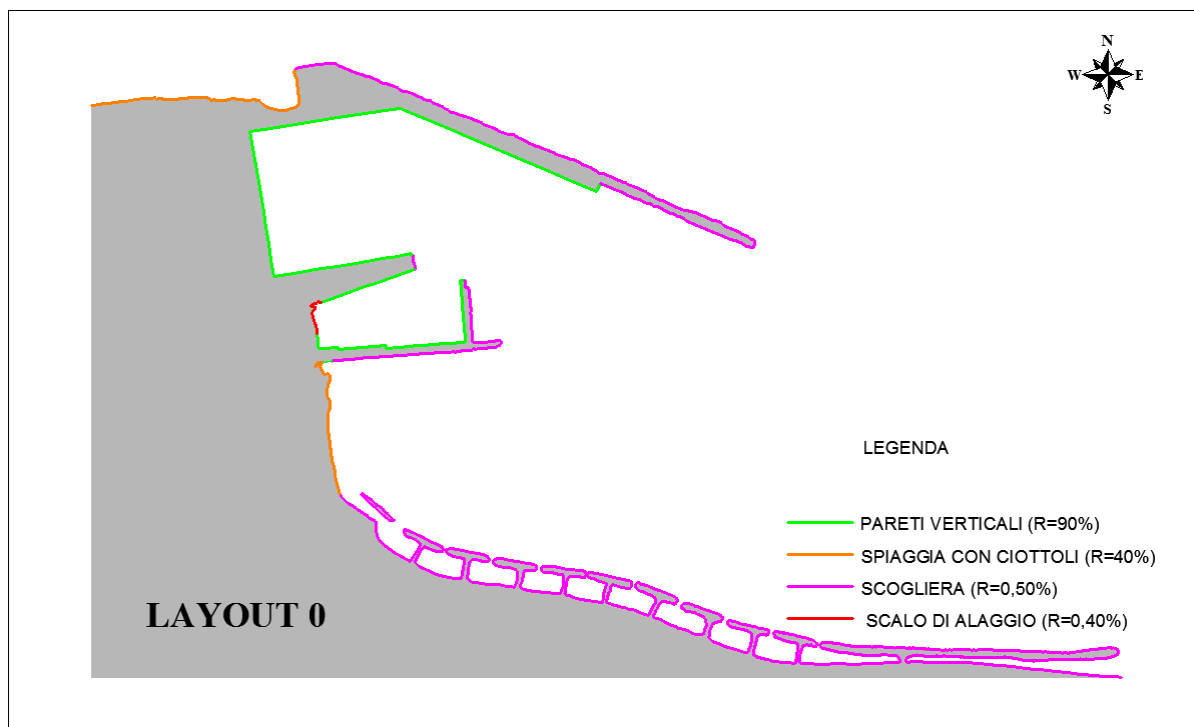
- a tutte le opere a parete verticale (cassoni, pile di massi, diaframmi) nelle attuali condizioni  $K_r = 0,9$ ;
- alle mantellate in massi artificiali:  $K_r = 0,5$ ;
- alle pareti verticali (cassoni, pile di massi) previste in progetto:  $K_r = 0,9$ ;
- opere antiriflettenti a parete verticale (cassoni forati, pile di massi con cassoncino antiriflettente) previste in progetto:  $K_r = 0,65$

Di seguito si riportano gli schemi grafici di riferimento per l'individuazione dei coefficienti di riflessione medi utilizzati.

I Layout A e B si differenziano per via dei coefficienti di riflessione attribuiti al tratto finale del molo di sottoflutto lato mare e al dente alla testata della banchina sul molo di sopraflutto lato avanporto.

Per il layout A tali coefficienti sono pari a 0,9 (pareti verticali).

Per il layout B essi sono pari a 0,65 (pareti antiriflettenti).



X

Figura 3.4 – Distribuzione dei coefficienti di riflessione, *Layout 0*

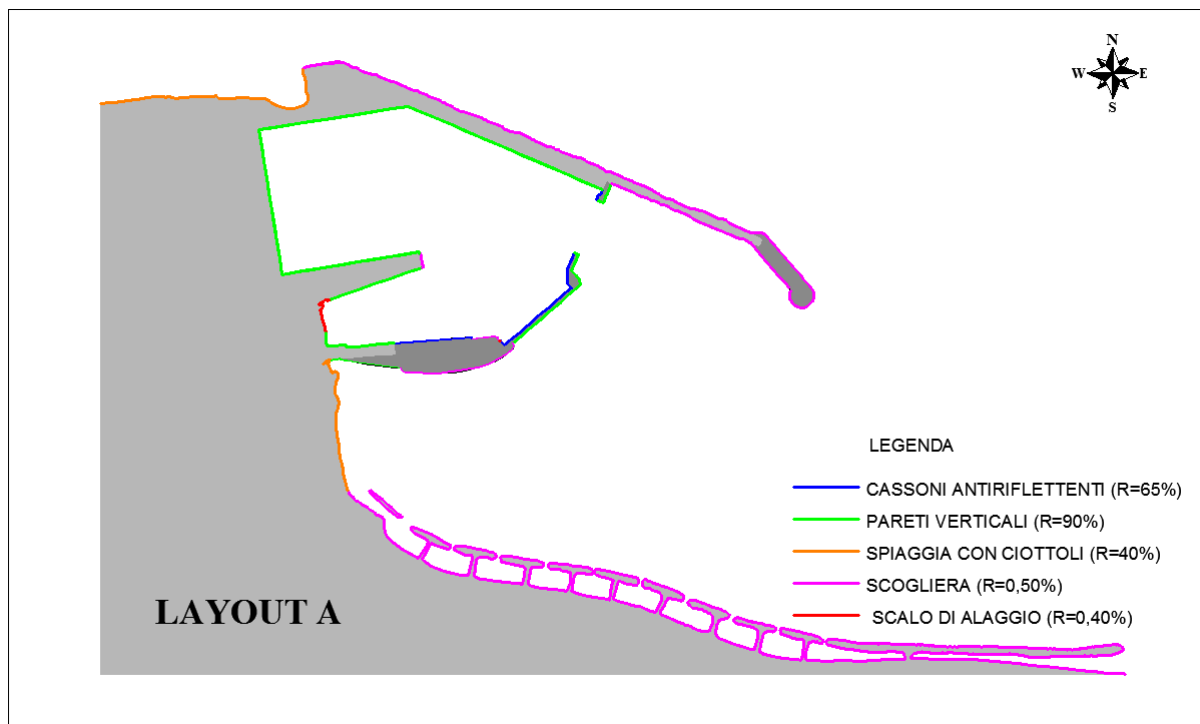


Figura 3.5 – Distribuzione dei coefficienti di riflessione, *Layout A*



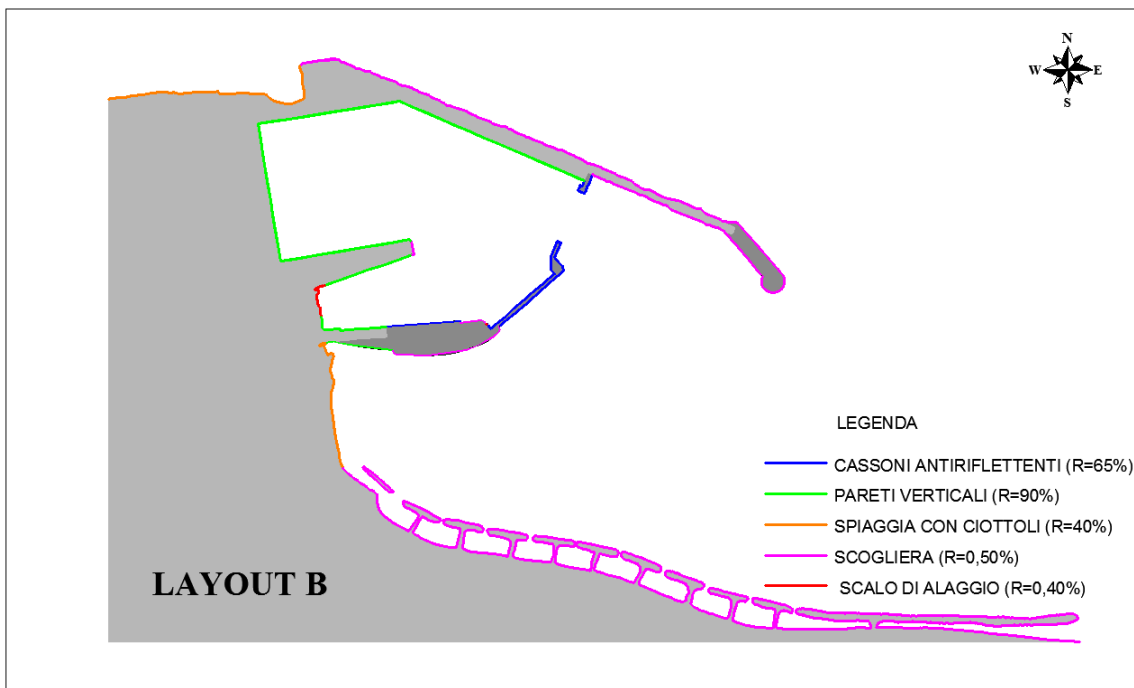


Figura 3.6 – Distribuzione dei coefficienti di riflessione, *Layout B*

### 3.5 INDIVIDUAZIONE DEGLI ACCOSTI

Ai fini di un'adeguata disamina dell'agibilità operativa all'interno dello specchio acqueo protetto si riporta, in Figura 3.7, l'individuazione all'interno dello specchio idrico degli accosti e degli ormeggi; tale zonizzazione, viste le similitudini, è valida per ciascuna delle configurazioni in esame.

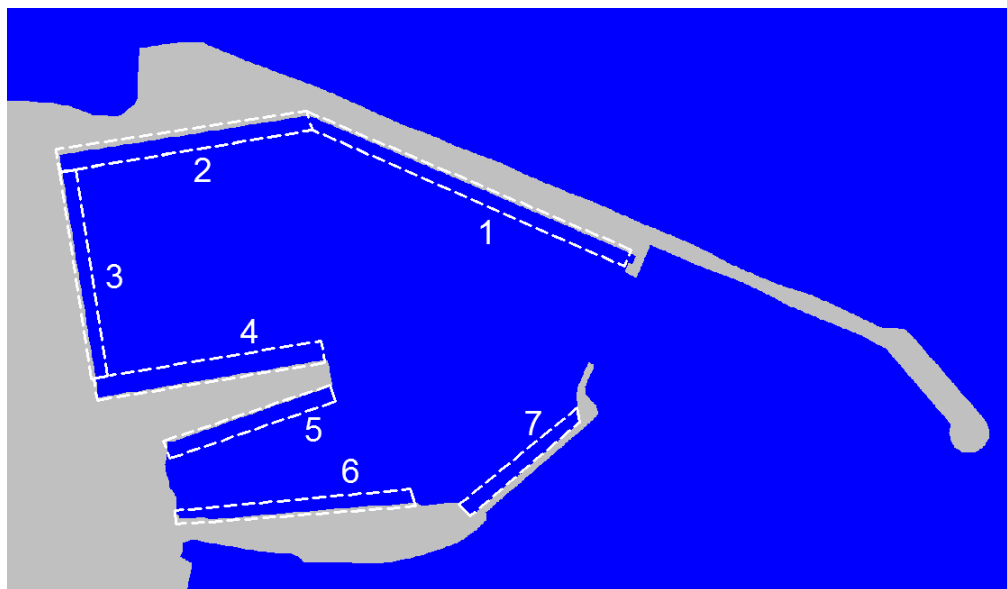


Figura 3.7 – Individuazione degli accosti

Si ricorda che gli accosti denominati 1,2, 3 e 4 fanno parte dello specchio acqueo definito "bacino 1", i gli ormeggi 5, 6, e 7 appartengono allo specchio acqueo definito "bacino 2".

In particolare l'ormeggio 7 è presente solo nella configurazione di progetto e l'ormeggio 6, coincide, praticamente con lo sviluppo del banchinamento esistente presso le opere di sottoflutto nelle condizioni attuali.

### 3.6 STATI DEL MARE

Il modello di calcolo è stato utilizzato per simulare l'agitazione indotta da onde incidenti, caratterizzate da diverse combinazioni di altezza d'onda, direzione e periodo.

Come già indicato le simulazioni sono state realizzate considerando onde di altezza unitaria, al fine di ottenere la distribuzione dei coefficienti di amplificazione (rapporto tra l'altezza dell'onda in un punto e l'altezza dell'onda in ingresso) valevoli per qualsiasi valore dell'altezza dell'onda incidente.

A tal fine non sono stati inclusi nel modello gli apporti di termini non lineari: difatti, per la tipologia di onde in esame (*short wave*) e per la limitata estensione del dominio, si è ritenuto opportuno trascurare gli effetti dell'attrito sui fondali sulla propagazione dell'onda e la dissipazione energetica causata dal frangimento dell'onda.

A causa delle semplificazioni sopra esposte, così come ampiamente dimostrato in letteratura, i valori del coefficiente di amplificazione ottenuti risultano sovrastimati, e sono, pertanto, da ritenersi cautelativi.

La scelta relativa alle direzioni di propagazione del moto ondoso utilizzate per le simulazioni trova giustificazione nel voler rappresentare la distribuzione dei treni d'onda sottocosta ed in prossimità delle opere (cfr. elaborato "*Studio Meteomarinò*").

Si è osservato che l'onda al largo, proveniente dal settore 300-90°N, si propaga sottocosta con una direzione quasi normale alla linea di riva; in particolar modo i treni d'onda tendono a disporsi sottocosta con direzione compresa nel settore 315°N - 60°N.

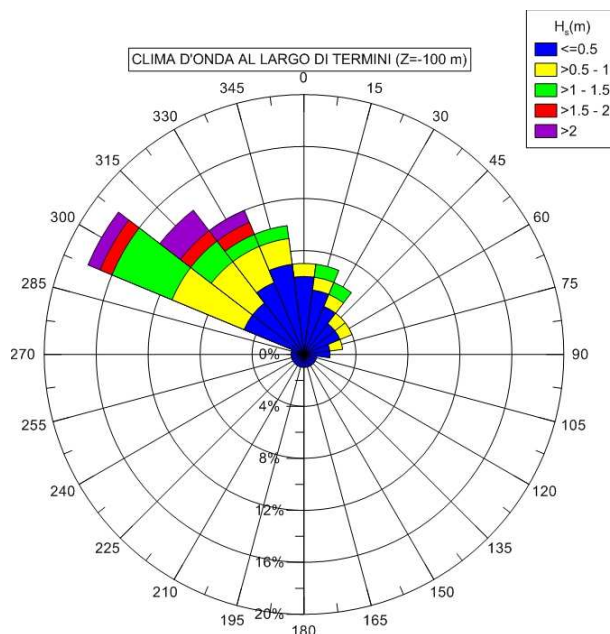


Figura 3.8 - Diagramma polare del clima d'onda al largo di Termini Imerese

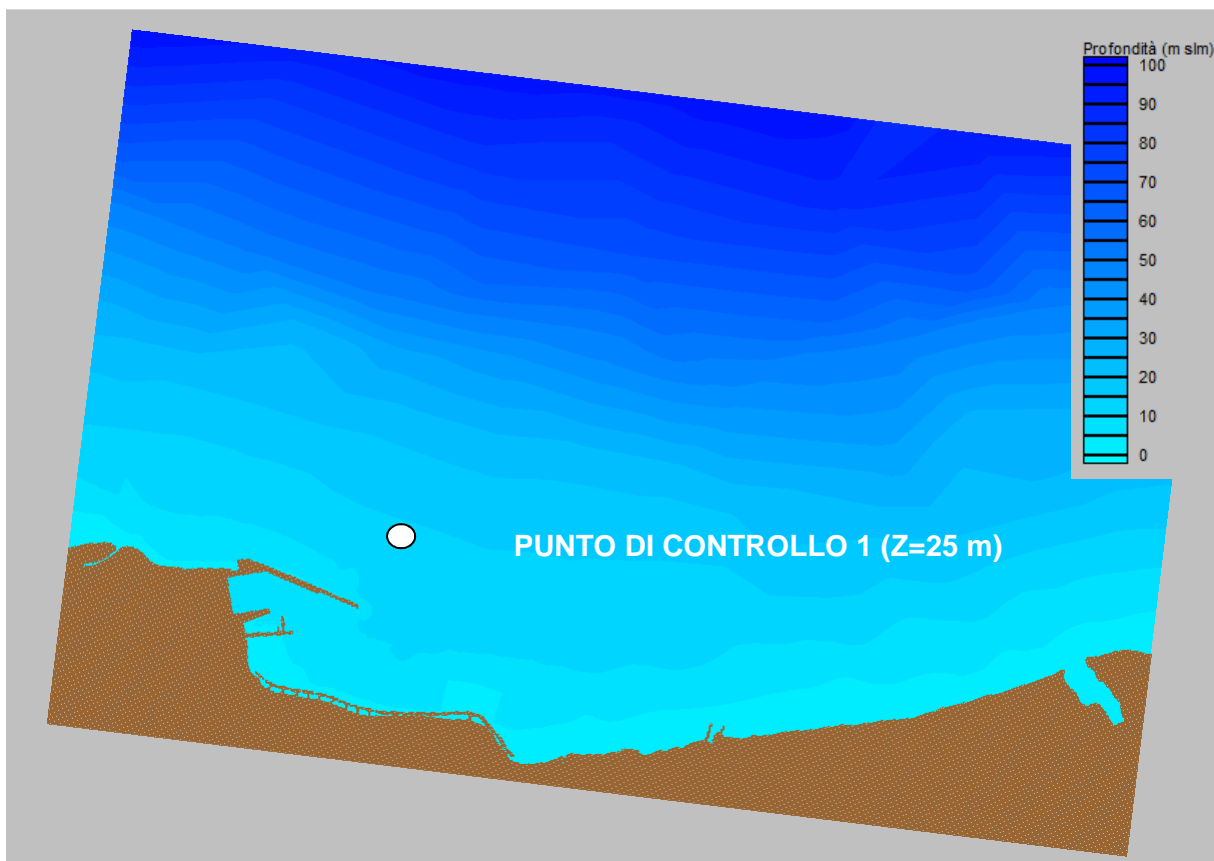


Figura 3.9 – Localizzazione del punto di controllo sottocosta.

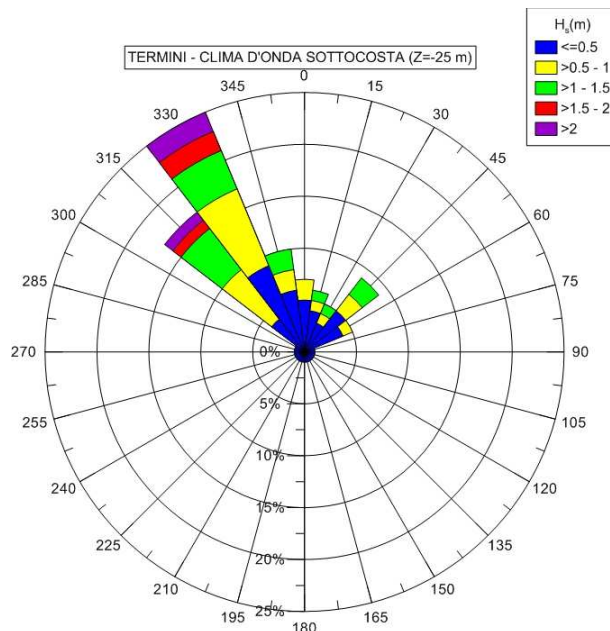


Figura 3.10 - Diagramma polare del clima d'onda locale sottocosta nel punto di controllo 1

In particolare, sulla batimetrica dei -25 m, i treni d'onda sottocosta tendono a disporsi secondo due "direzioni medie di propagazione":

- Maestrale (315°N - 0°N), come traversia principal e
- Grecale (0°N - 75°N), come traversia secondaria.

Da osservazioni in situ è noto che il sito portuale è caratterizzato da alcune criticità in termini di agitazione residua per quanto riguarda il moto ondoso generato dall'azione del vento, proveniente dal II quadrante, e generalmente inteso a livello locale come "scirocco".

E' stato quindi scelto di considerare per le simulazioni dell'agitazione residua le seguenti direzioni:

- $D_s=330^\circ N$ , rappresentativa degli eventi del IV quadrante;
- $D_s=45^\circ N$ , rappresentativa degli eventi del I quadrante;
- $D_s=135^\circ N$ , rappresentativa degli eventi del II quadrante.

Le classi di periodo scelte sono tali da ricoprire il range riscontrato nell'analisi di frequenza delle onde effettuata durante la redazione dell'elaborato "Studio Meteomarino" a cui si rimanda.

In particolare, per la redazione del presente report, sono state eseguite, per ogni configurazione in analisi, le simulazioni per le seguenti condizioni di stato del mare.

D ( $^\circ N$ )	T(s)	H (m)
330	6	1
	8	
	10	
	12	
	14	
45	6	
	8	
	10	
	12	
	14	
135	6	
	8	
	10	
	12	
	14	

**Tabella 3.2 – Stati del mare simulati**

### 3.7 SIMULAZIONI EFFETTUATE

Ai fini di un miglior confronto dei layout in esame sono riportate, a seguire, le immagini relative alla distribuzione dei coefficienti di amplificazione medi in prossimità dell'area oggetto di studio, per gli stati di mare analizzati. La scala cromatica associa al blu valori nulli del coefficiente di amplificazione, al rosso valori maggiori o uguali a 1,5.

In totale sono state eseguite 45 simulazioni.

#### 3.7.1 Mareggiata sottocosta da 330 $^\circ N$

Di seguito si riportano le immagini concernenti la distribuzione del coefficiente di amplificazione in prossimità dell'area oggetto di studio per mareggiata sottocosta da 330  $^\circ N$ .

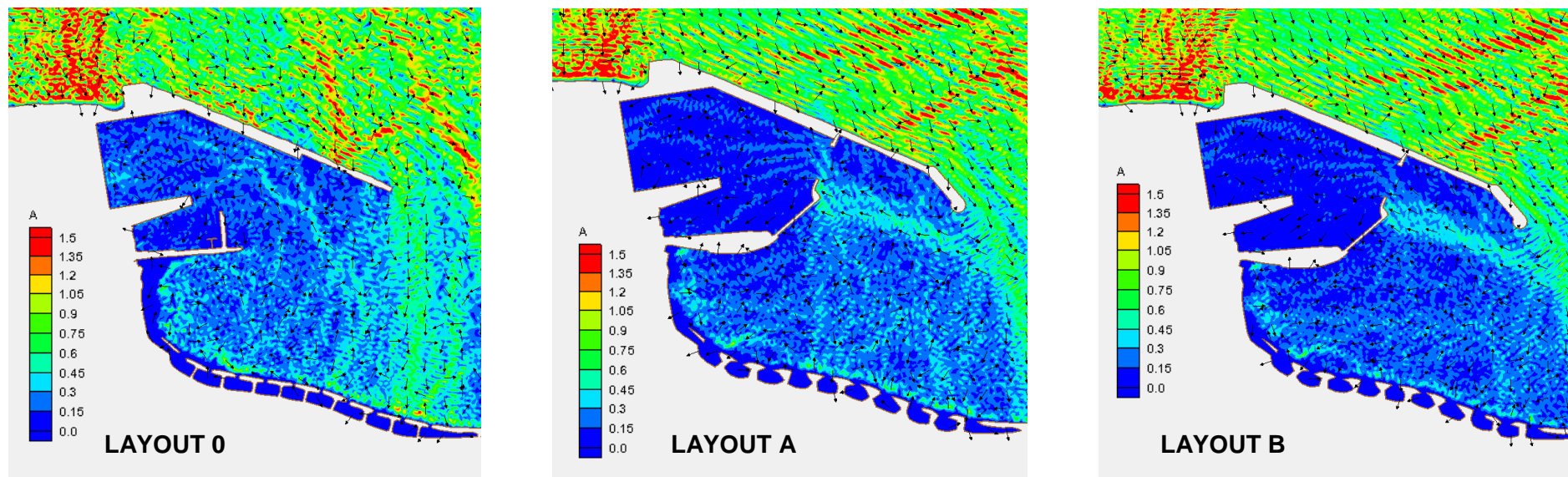


Figura 3.11 – Distribuzione del coefficiente di amplificazione ( $H_s=1,00\text{ m}$ ;  $T=6,0\text{ s}$ ;  $D_s=330\text{ N}$ )

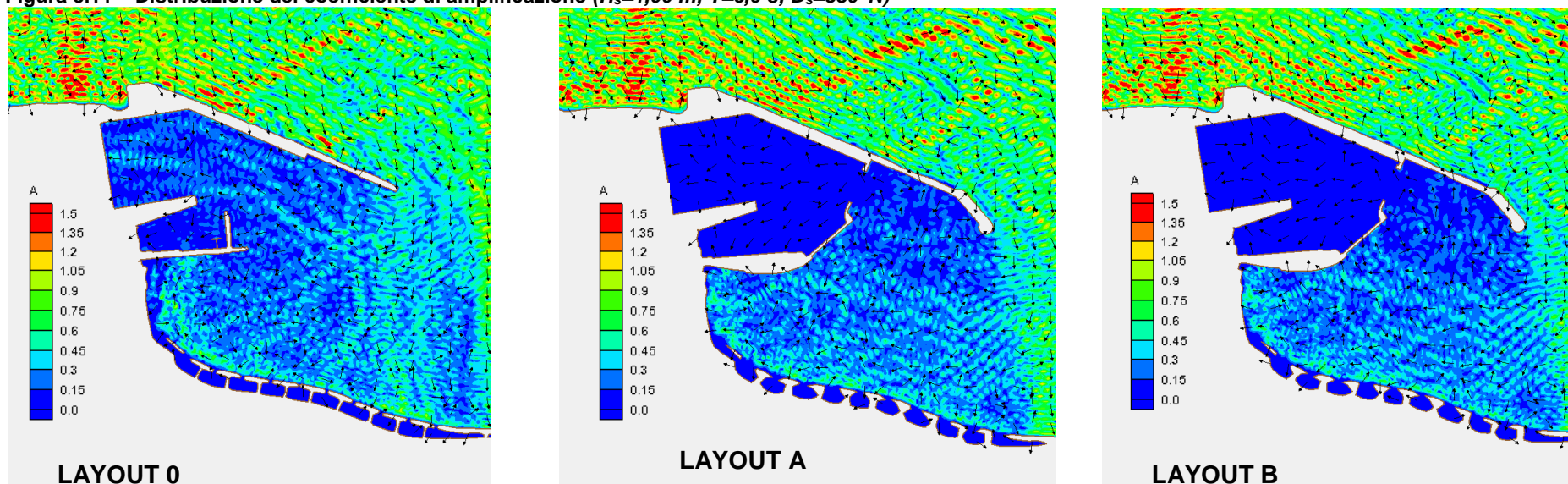


Figura 3.12 – Distribuzione del coefficiente di amplificazione ( $H_s=1,00\text{ m}$ ;  $T=8,0\text{ s}$ ;  $D_s=330\text{ N}$ )

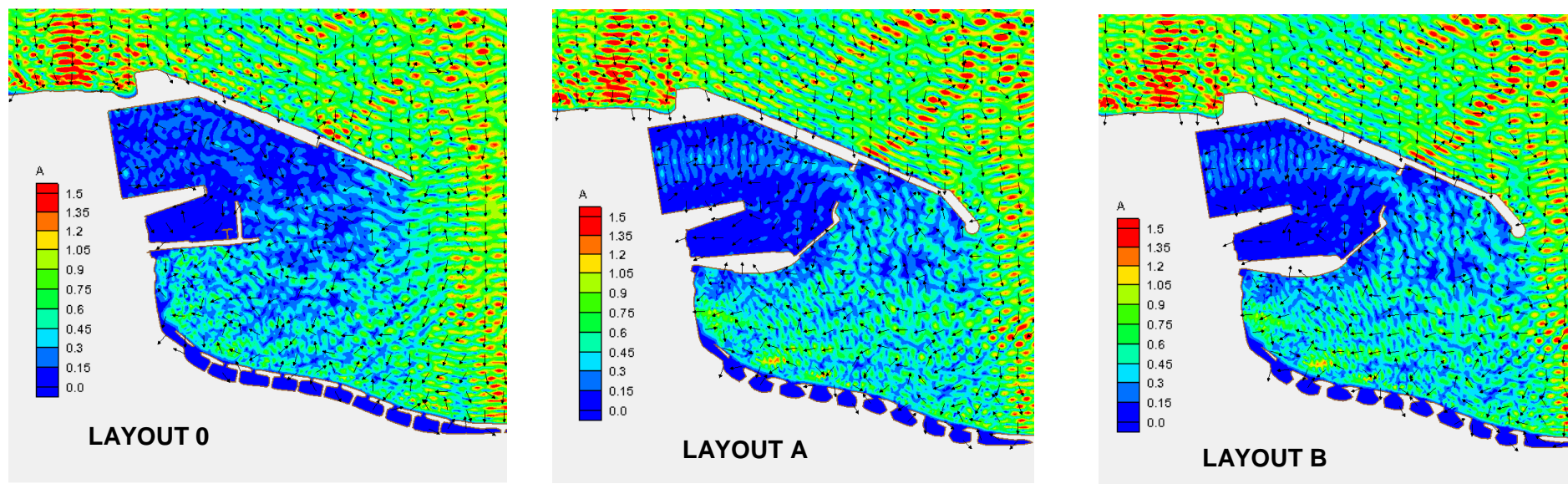


Figura 3.13 – Distribuzione del coefficiente di amplificazione ( $H_s=1,00$  m;  $T=10,0$  s;  $D_s=330$  N)

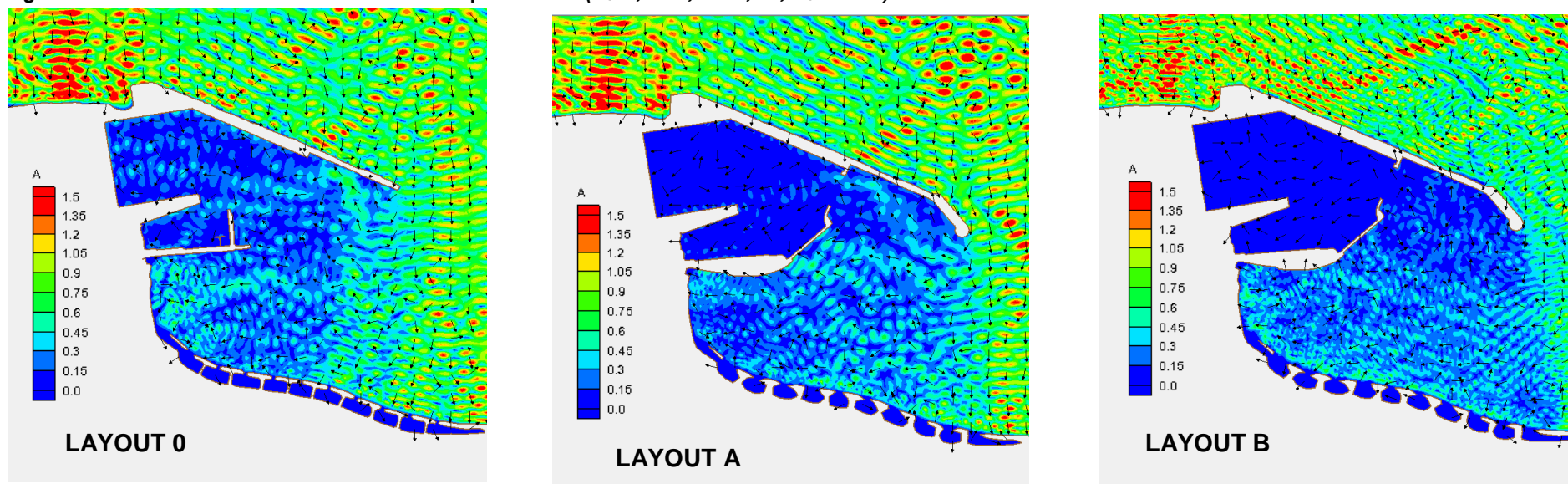


Figura 3.14 – Distribuzione del coefficiente di amplificazione ( $H_s=1,00$  m;  $T=12,0$  s;  $D_s=330$  N)

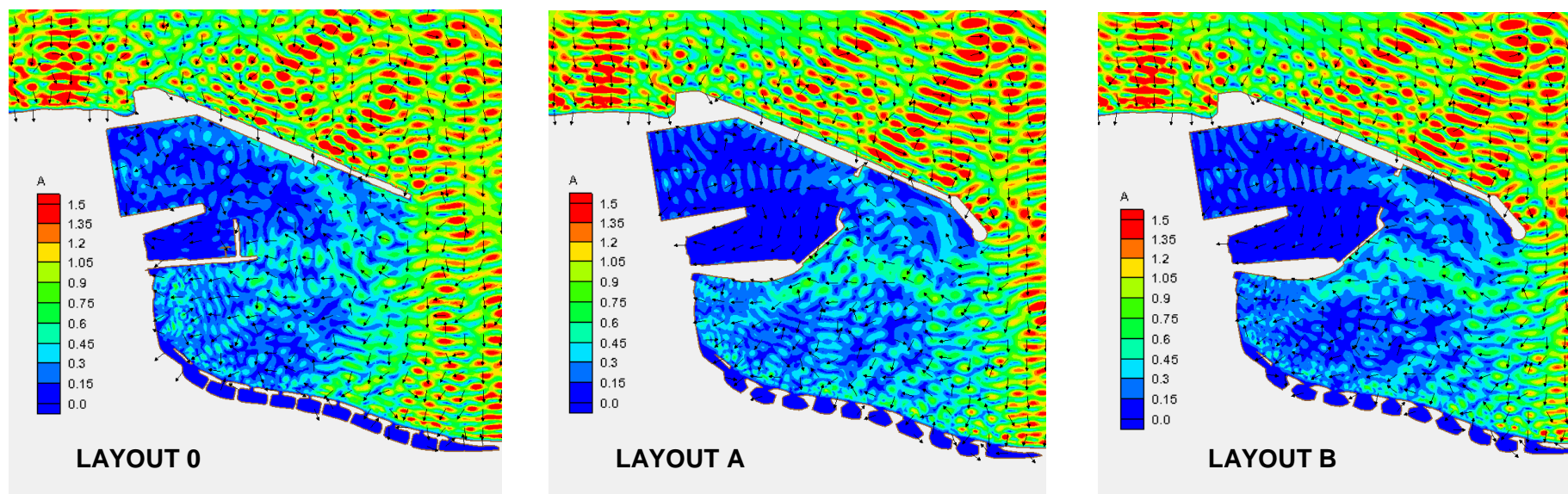


Figura 3.15 – Distribuzione del coefficiente di amplificazione ( $H_s=1,00$  m;  $T=14,0$  s;  $D_s=330$  N)

### *3.7.2 Mareggiata sottocosta da 45°N*

---

Di seguito si riportano le immagini concernenti la distribuzione del coefficiente di amplificazione, in prossimità dell'area oggetto di studio, per mareggiata sottocosta da 45°N.



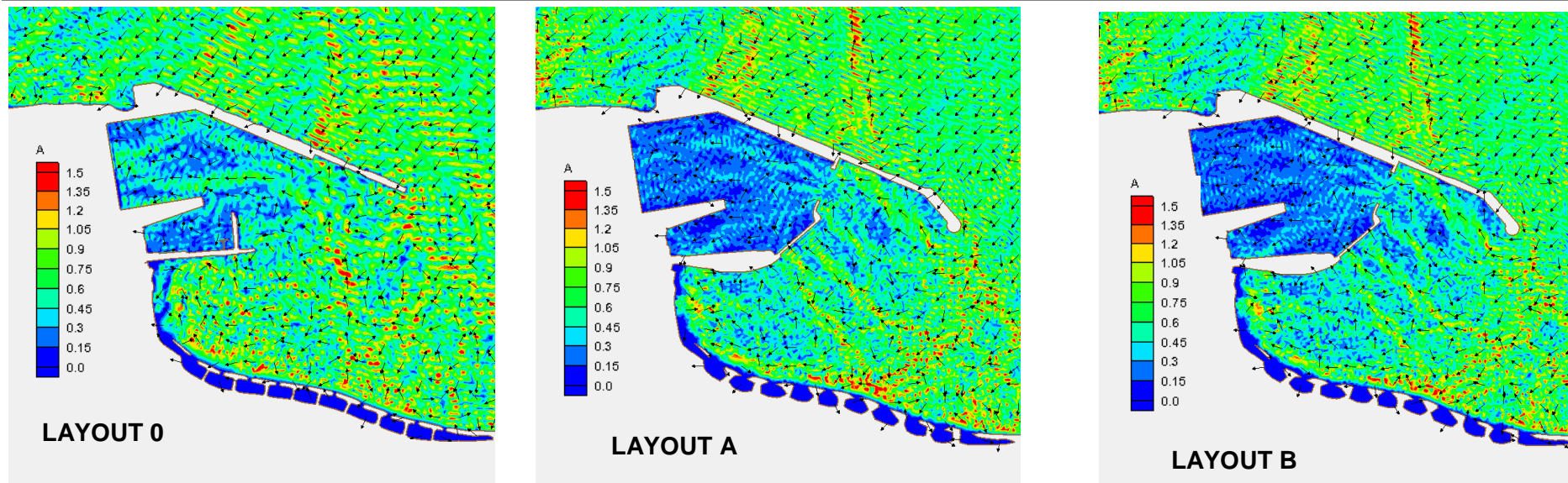


Figura 3.16 – Distribuzione del coefficiente di amplificazione ( $H_s=1,00$  m;  $T=6,0$  s;  $D_s=45$  N).

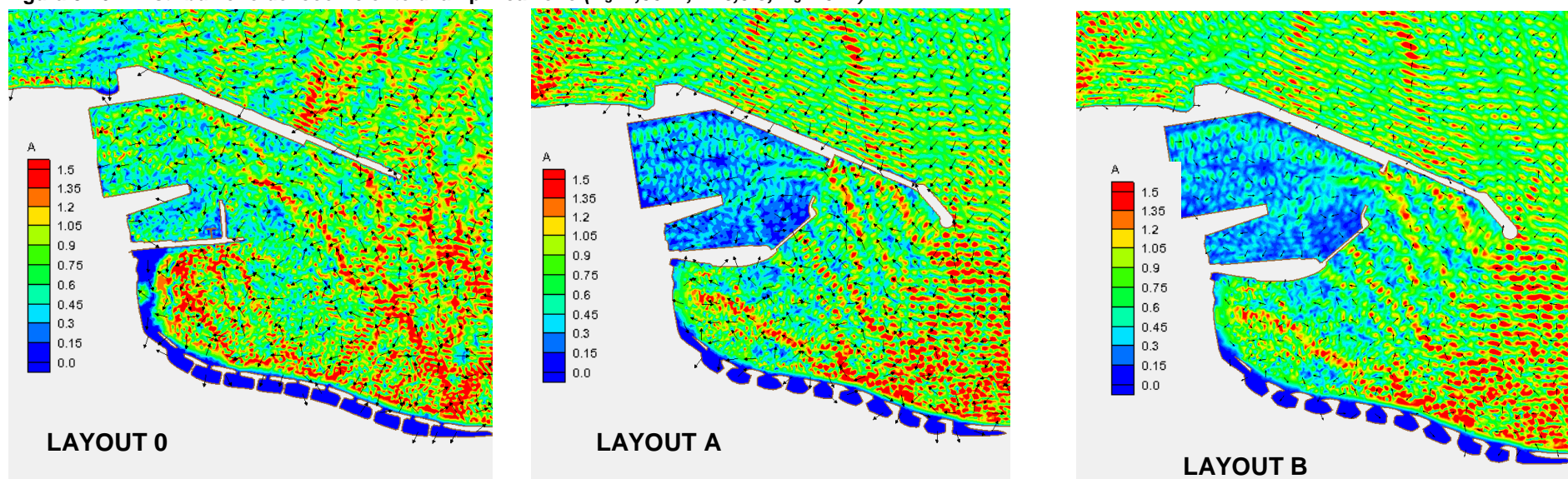


Figura 3.17 – Distribuzione del coefficiente di amplificazione ( $H_s=1,00$  m;  $T=8,0$  s;  $D_s=45$  N).

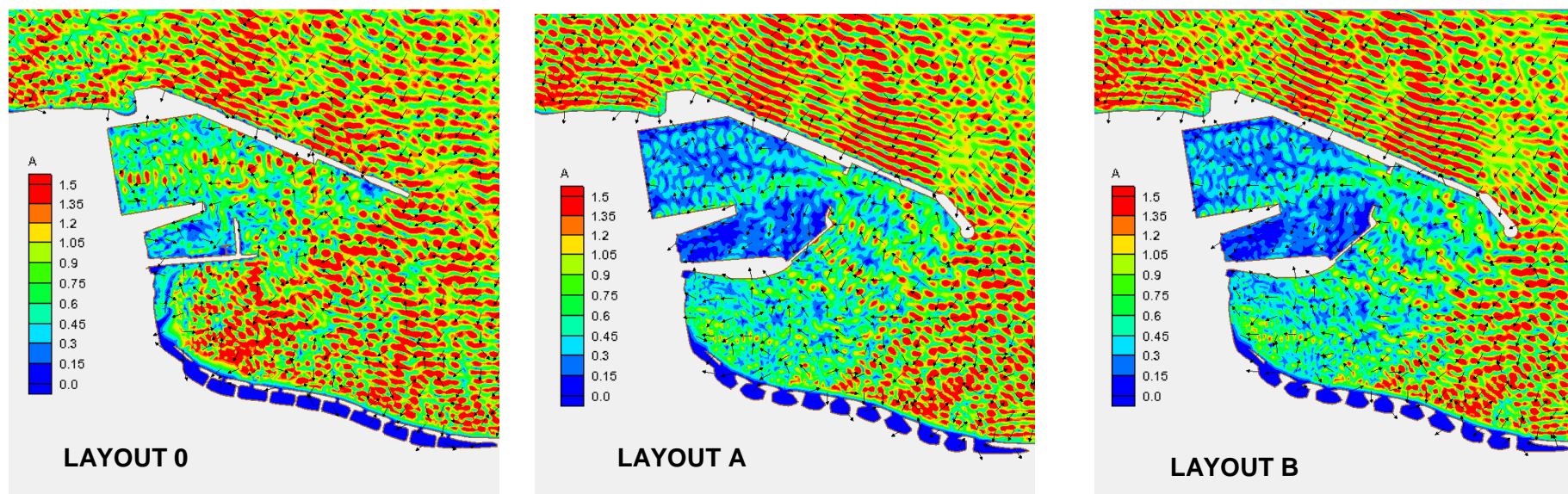


Figura 3.18 – Distribuzione del coefficiente di amplificazione ( $H_s=1,00$  m;  $T=10,0$  s;  $D_s=45$  N).

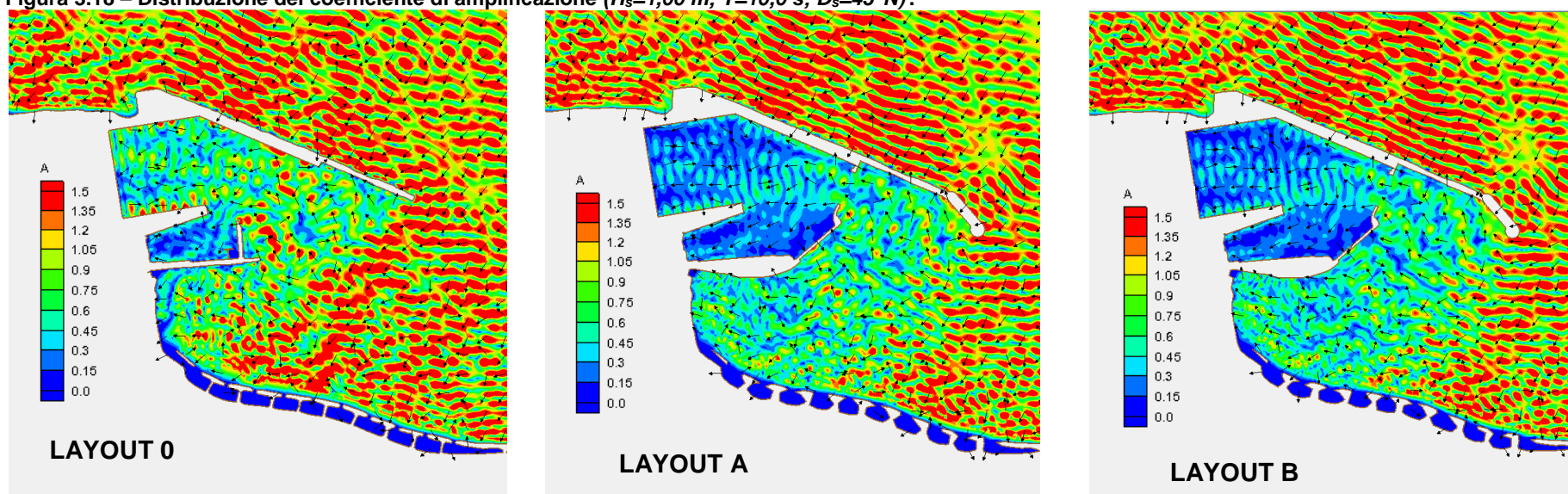


Figura 3.19 – Distribuzione del coefficiente di amplificazione ( $H_s=1,00$  m;  $T=12,0$  s;  $D_s=45$  N).

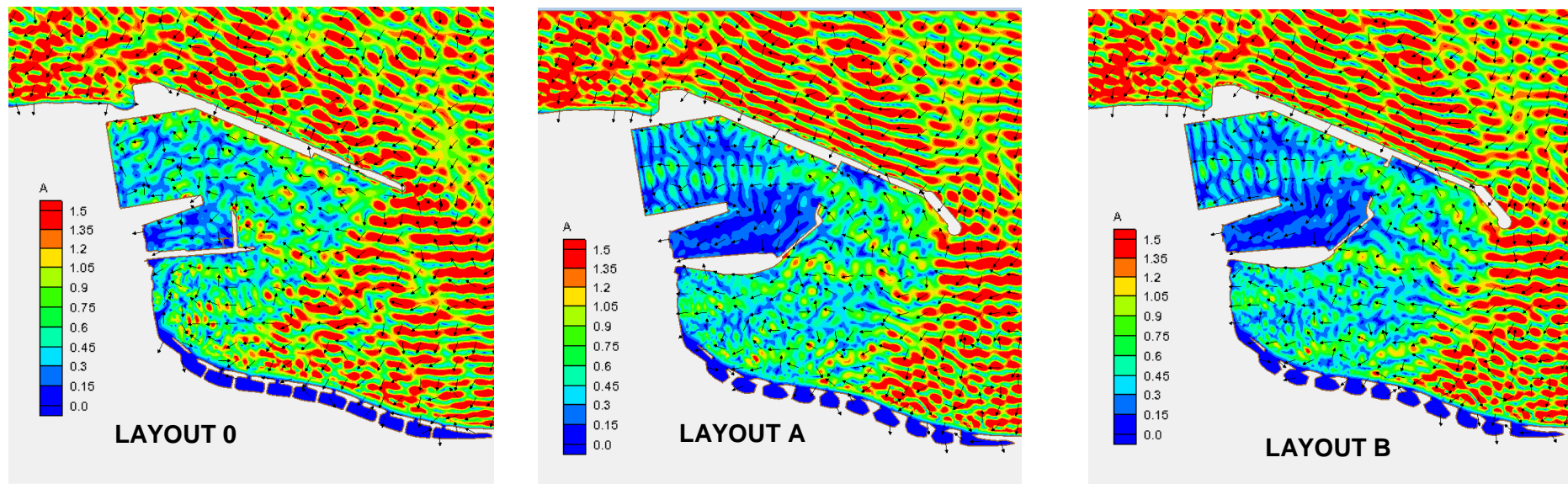


Figura 3.20 – Distribuzione del coefficiente di amplificazione ( $H_s=1,00$  m;  $T=14,0$  s;  $D_s=45$  N).

### 3.7.3 *Mareggiata sottocosta da 135 N*

---

Di seguito si riportano le immagini concernenti la distribuzione del coefficiente di amplificazione, in prossimità dell'area oggetto di studio, per mareggiata sottocosta da 135 N.

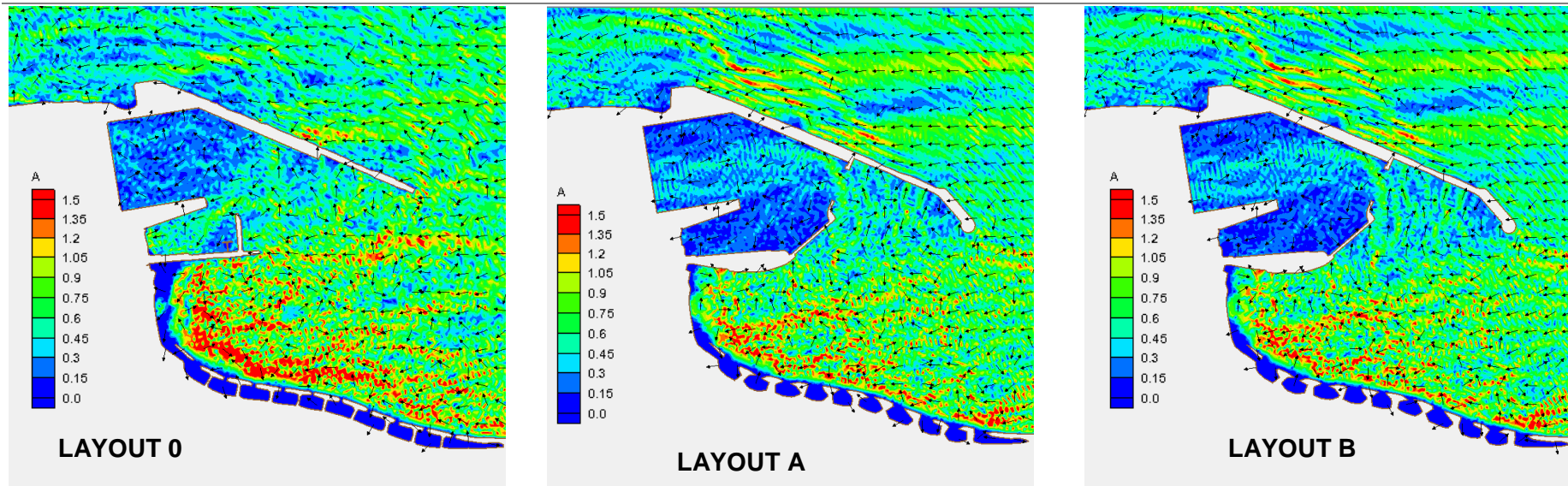


Figura 3.21 – Distribuzione del coefficiente di amplificazione ( $H_s=1,00\text{ m}$ ;  $T=6,0\text{ s}$ ;  $D_s=135\text{ N}$ ).

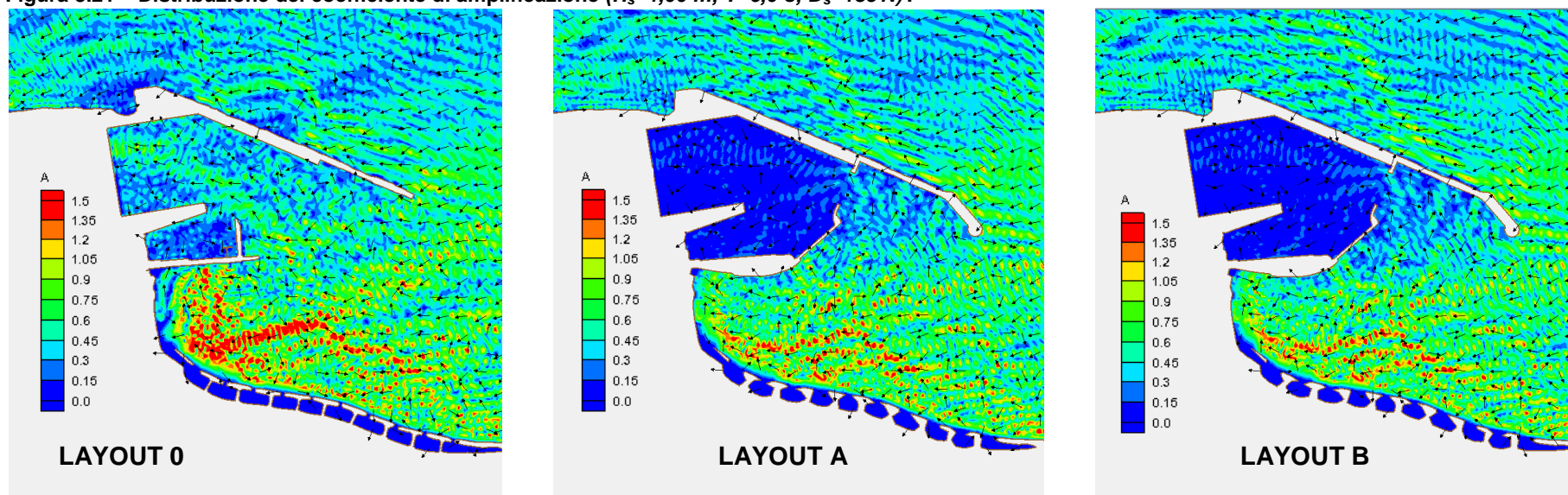


Figura 3.22 – Distribuzione del coefficiente di amplificazione ( $H_s=1,00\text{ m}$ ;  $T=8,0\text{ s}$ ;  $D_s=135\text{ N}$ ).

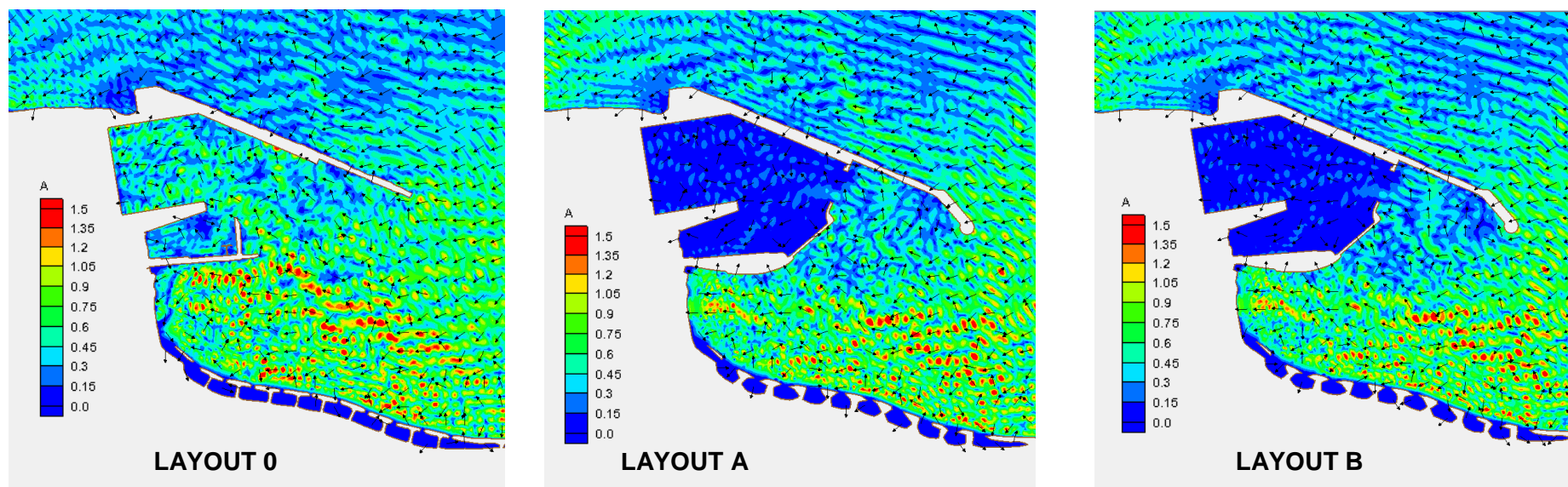


Figura 3.23 – Distribuzione del coefficiente di amplificazione ( $H_s=1,00$  m;  $T=10,0$  s;  $D_s=135^\circ$ ).

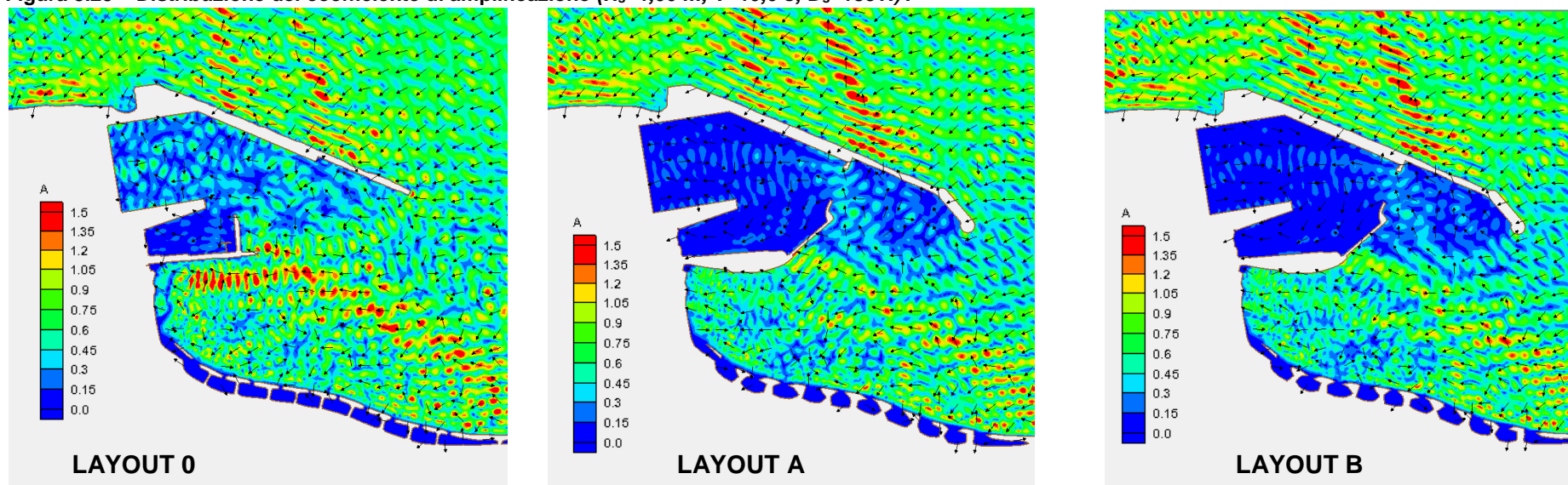


Figura 3.24 – Distribuzione del coefficiente di amplificazione ( $H_s=1,00$  m;  $T=12,0$  s;  $D_s=135^\circ$ ).

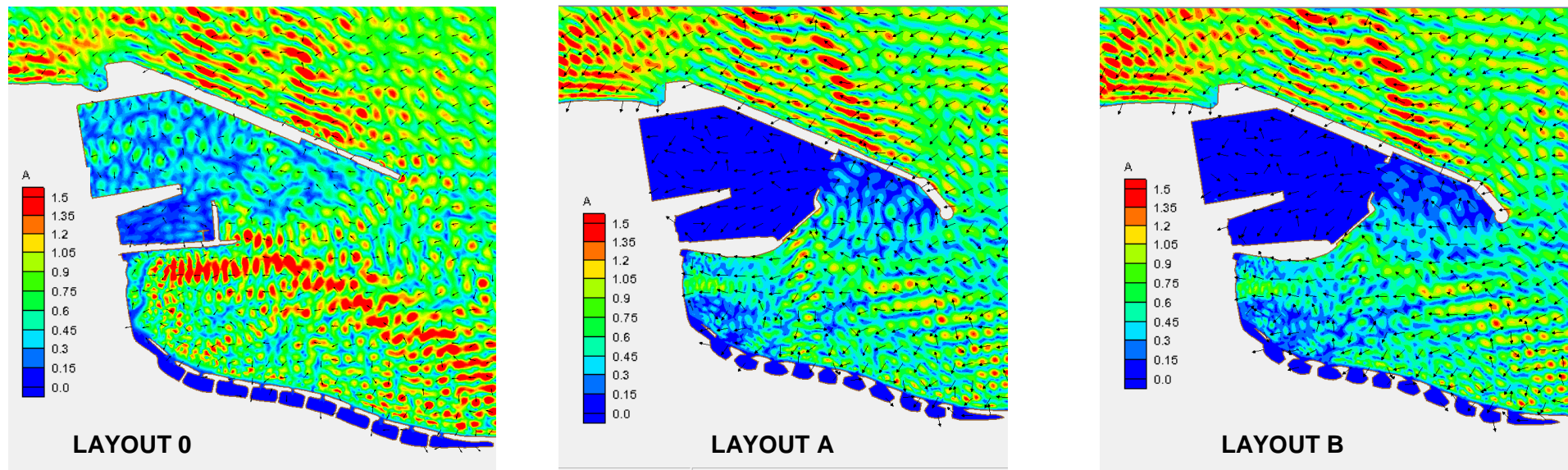


Figura 3.25 – Distribuzione del coefficiente di amplificazione ( $H_s=1,00\text{ m}$ ;  $T=14,0\text{ s}$ ;  $D_s=135\text{ N}$ ).

### 3.7.4 Conclusioni sui livelli di agitazione residua

---

Dalle simulazioni effettuate, in relazione ai regimi di agitazione all'interno del bacino portuale, è possibile trarre le seguenti conclusioni.

Per ciascun accosto, a parità di periodo, i coefficienti di amplificazione più elevati in generale si riscontrano per onde da  $45^{\circ}N$ , mentre, per le direzioni  $330^{\circ}N$  e  $135^{\circ}N$ , i valori si riducono.

Dalle immagini estratte è possibile anche osservare che per via degli effetti indotti dal fenomeno della diffrazione, in prossimità delle nuove opere del molo di sopraflutto, i treni d'onda si presentano con direzione  $\vartheta$  compresa tra  $0^{\circ}N$  e  $80^{\circ}N$ .

Per il layout 0:

- a parità di periodo  $T$  si riscontrano maggiori valori del coefficiente di amplificazione per il moto ondoso sottocosta da  $45^{\circ}N$ ;
- per la direzione di propagazione  $330^{\circ}N$  i livelli di agitazione residua maggiori si riscontrano per  $T=14$  s;
- per la direzione di propagazione  $45^{\circ}N$  i livelli di agitazione residua maggiori si riscontrano per  $T=8$  s;
- per la direzione di propagazione  $135^{\circ}N$  i livelli di agitazione residua maggiori si riscontrano per  $T=10$  s.

Per il layout A:

- a parità di periodo  $T$  si riscontrano maggiori valori del coefficiente di amplificazione per il moto ondoso sottocosta da  $45^{\circ}N$ ;
- per la direzione di propagazione  $330^{\circ}N$  i livelli di agitazione residua maggiori si riscontrano per  $T=14$  s;
- per la direzione di propagazione  $45^{\circ}N$  i livelli di agitazione residua maggiori si riscontrano per  $T=8$  s;
- per la direzione di propagazione  $135^{\circ}N$  i livelli di agitazione residua maggiori si riscontrano per  $T=6$  s.

Per il layout B:

- a parità di periodo  $T$  i massimi valori del coefficiente di amplificazione si hanno per onde con direzione di propagazione sottocosta  $45^{\circ}N$ ;
- per la direzione di propagazione  $330^{\circ}N$ , i livelli di agitazione residua maggiori si riscontrano per un periodo 14 s;
- per la direzione di propagazione  $45^{\circ}N$ , i livelli di agitazione residua maggiori si riscontrano per  $T=8$  s;
- per la direzione di propagazione  $135^{\circ}N$ , i livelli di agitazione residua maggiori si riscontrano per  $T=6$  s.

La realizzazione delle nuove opere conduce una riduzione dei livelli di agitazione residua rispetto alle condizioni attuali, soprattutto per gli eventi da  $45^{\circ}N$  e  $135^{\circ}N$

Nell'avanporto, come si evince dalle immagini estratte, per la direzione di propagazione  $45^{\circ}N$  i livelli di agitazione sono elevati; inoltre a parità di periodo  $T$  ed di direzione  $D$ , il layout A è caratterizzato da livelli di agitazione leggermente superiori al layout B.

Inoltre i risultati ottenuti sono compatibili con quelli presentati negli studi di supporto per la redazione del PRP del 2002, e con quelli della VAS del 2009, relativamente sia alle condizioni attuali, sia all'avanporto e alle aree esterne allo specchio acqueo di progetto.



### 3.8 CONFRONTO TRA I COEFFICIENTI DI AMPLIFICAZIONE

Nelle tabelle di seguito presentate sono riportati, per gli accosti, i valori del coefficiente di amplificazione per ciascuna delle configurazioni in esame.

Per facilitarne il confronto, per ogni caso, e ove possibile, sono riportati in rosso il coefficiente di amplificazione maggiore, in blu il coefficiente di amplificazione minore.

CONFRONTO DEI COEFFICIENTI DI AMPLIFICAZIONE PER LA DIREZIONE $D_s=330^\circ N$															
ACCOSTI	H=1m, T=6 s			H=1m, T=8 s			H=1m, T=10s			H=1m, T=12 s			H=1m, T=14 s		
	LAYOUT			LAYOUT			LAYOUT			LAYOUT			LAYOUT		
	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B
1	0.19	0.11	0.11	0.22	0.05	0.04	0.23	0.21	0.22	0.23	0.14	0.14	0.36	0.26	0.26
2	0.16	0.08	0.09	0.17	0.04	0.03	0.23	0.13	0.13	0.18	0.09	0.09	0.24	0.24	0.24
3	0.17	0.09	0.09	0.16	0.04	0.04	0.13	0.08	0.09	0.16	0.05	0.05	0.16	0.11	0.11
4	0.19	0.15	0.13	0.16	0.06	0.06	0.14	0.12	0.13	0.13	0.12	0.13	0.19	0.11	0.12
5	0.21	0.09	0.08	0.15	0.04	0.04	0.11	0.11	0.11	0.22	0.11	0.12	0.14	0.11	0.11
6	0.15	0.12	0.11	0.13	0.04	0.04	0.11	0.09	0.09	0.17	0.11	0.11	0.09	0.09	0.09
7	-	0.08	0.07	-	0.03	0.03	-	0.09	0.09	-	0.05	0.05	-	0.09	0.09

LEGENDA:

- X.XX Coefficiente di amplificazione minore  
Y.YY Coefficiente di amplificazione maggiore

**Tabella 3.3 – Confronto dei coefficienti medi di amplificazione per gli accosti per la direzione  $D_s=330^\circ N$ .**

CONFRONTO DEI COEFFICIENTI DI AMPLIFICAZIONE PER LA DIREZIONE $D_s=45^\circ N$															
ACCOSTI	H=1m, T=6 s			H=1m, T=8 s			H=1m, T=10 s			H=1m, T=12 s			H=1m, T=14 s		
	LAYOUT			LAYOUT			LAYOUT			LAYOUT			LAYOUT		
	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B
1	0.63	0.18	0.19	0.43	0.31	0.28	0.62	0.35	0.36	0.91	0.46	0.46	0.97	0.62	0.61
2	0.58	0.16	0.16	0.39	0.25	0.24	0.58	0.22	0.21	0.69	0.31	0.31	0.99	0.54	0.54
3	0.53	0.19	0.17	0.33	0.13	0.14	0.54	0.17	0.18	0.54	0.16	0.18	0.41	0.23	0.25
4	0.61	0.13	0.13	0.52	0.27	0.21	0.59	0.49	0.51	0.68	0.42	0.42	0.64	0.28	0.29
5	0.44	0.19	0.21	0.39	0.29	0.29	0.45	0.24	0.23	0.62	0.31	0.29	0.37	0.23	0.24
6	0.54	0.25	0.26	0.25	0.25	0.25	0.46	0.23	0.21	0.31	0.26	0.25	0.28	0.13	0.15
7	-	0.21	0.21	-	0.18	0.18	-	0.19	0.18	-	0.16	0.16	-	0.22	0.21

LEGENDA:

- X.XX Coefficiente di amplificazione minore  
Y.YY Coefficiente di amplificazione maggiore

**Tabella 3.4 – Confronto dei coefficienti medi di amplificazione per gli accosti per la direzione  $D_s=45^\circ N$ .**

CONFRONTO DEI COEFFICIENTI DI AMPLIFICAZIONE PER LA DIREZIONE $D_s=135^\circ N$															
ACCOSTI	H=1m, T=6 s			H=1m, T=8 s			H=1m, T=10 s			H=1m, T=12 s			H=1m, T=14 s		
	LAYOUT			LAYOUT			LAYOUT			LAYOUT			LAYOUT		
	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B
1	0.33	0.24	0.27	0.37	0.15	0.14	0.47	0.11	0.09	0.39	0.16	0.15	0.47	0.08	0.09
2	0.23	0.12	0.13	0.39	0.09	0.08	0.57	0.09	0.09	0.37	0.09	0.08	0.19	0.06	0.07
3	0.23	0.21	0.21	0.34	0.07	0.08	0.36	0.08	0.08	0.25	0.08	0.08	0.22	0.04	0.06
4	0.29	0.29	0.29	0.32	0.09	0.08	0.58	0.15	0.14	0.32	0.15	0.14	0.27	0.09	0.09
5	0.41	0.15	0.15	0.41	0.11	0.11	0.29	0.09	0.07	0.16	0.14	0.13	0.18	0.09	0.09
6	0.41	0.19	0.18	0.21	0.14	0.13	0.29	0.12	0.11	0.15	0.13	0.11	0.12	0.05	0.05
7	-	0.13	0.14	-	0.08	0.08	-	0.11	0.09	-	0.11	0.09	-	0.06	0.06

LEGENDA:

- X.XX Coefficiente di amplificazione minore  
Y.YY Coefficiente di amplificazione maggiore

**Tabella 3.5 – Confronto dei coefficienti medi di amplificazione per gli accosti per la direzione  $D_s=135^\circ N$ .**

Dalle tabelle riportate è possibile desumere che:

- per ciascun accosto, a parità di periodo, i coefficienti di amplificazione più elevati in generale si riscontrano per ondatazioni sottocosta da  $45^\circ N$ , mentre, per le direzioni  $330^\circ N$  e  $135^\circ N$ , i valori si riducono;
- il *Layout A* e il *layout B* presentano coefficienti di amplificazione estremamente ridotti rispetto al *Layout 0* e molto simili tra di loro.

Per ogni stato del mare è stata valutata la riduzione percentuale del coefficiente di amplificazione tra la configurazione progettuale e quella di stato di fatto, applicando la seguente formula:

$$\Delta A = (A_p - A_0) / A_0 [\%];$$

in cui

- $A_0$  è il coefficiente di amplificazione valutato per il layout di stato di fatto;
- $A_p$  è il coefficiente di amplificazione valutato per il layout progettuale.

$\Delta A$  viene espresso in percentuale.

RIDUZIONE DEL COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE $\Delta A = (A_p - A_0) / A_0$ [%] DIREZIONE $D_s = 330^\circ N$										
ACCOSTI	H=1m, T=6 s		H=1m, T=8 s		H=1m, T=10s		H=1m, T=12 s		H=1m, T=14 s	
	LAYOUT		LAYOUT		LAYOUT		LAYOUT		LAYOUT	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
1	-42%	-42%	-77%	-82%	-9%	-4%	-39%	-39%	-28%	-28%
2	-50%	-44%	-76%	-82%	-43%	-43%	-50%	-50%	0%	0%
3	-47%	-47%	-75%	-75%	-38%	-31%	-69%	-69%	-31%	-31%
4	-21%	-32%	-63%	-63%	-14%	-7%	-8%	0%	-42%	-37%
5	-57%	-62%	-73%	-73%	0%	0%	-50%	-45%	-21%	-21%
6	-20%	-27%	-69%	-69%	-18%	-18%	-35%	-35%	0%	0%
7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

RIDUZIONE DEL COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE $\Delta A = (A_p - A_0) / A_0$ [%] DIREZIONE $D_s = 45^\circ N$										
ACCOSTI	H=1m, T=6 s		H=1m, T=8 s		H=1m, T=10s		H=1m, T=12 s		H=1m, T=14 s	
	LAYOUT		LAYOUT		LAYOUT		LAYOUT		LAYOUT	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
1	-71%	-70%	-28%	-35%	-44%	-42%	-49%	-49%	-36%	-37%
2	-72%	-72%	-36%	-38%	-62%	-64%	-55%	-55%	-45%	-45%
3	-64%	-68%	-61%	-58%	-69%	-67%	-70%	-67%	-44%	-39%
4	-79%	-79%	-48%	-60%	-17%	-14%	-38%	-38%	-56%	-55%
5	-57%	-52%	-26%	-26%	-47%	-49%	-50%	-53%	-38%	-35%
6	-54%	-52%	0%	0%	-50%	-54%	-16%	-19%	-54%	-46%
7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

RIDUZIONE DEL COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE $\Delta A = (A_p - A_0) / A_0$ [%] DIREZIONE $D_s = 135^\circ N$										
ACCOSTI	H=1m, T=6 s		H=1m, T=8 s		H=1m, T=10s		H=1m, T=12 s		H=1m, T=14 s	
	LAYOUT		LAYOUT		LAYOUT		LAYOUT		LAYOUT	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
1	-27%	-18%	-59%	-62%	-77%	-81%	-59%	-62%	-83%	-81%
2	-48%	-43%	-77%	-79%	-84%	-84%	-76%	-78%	-68%	-63%
3	-9%	-9%	-79%	-76%	-78%	-78%	-68%	-68%	-82%	-73%
4	0%	0%	-72%	-75%	-74%	-76%	-53%	-56%	-67%	-67%
5	-63%	-63%	-73%	-73%	-69%	-76%	-13%	-19%	-50%	-50%
6	-54%	-56%	-33%	-38%	-59%	-62%	-13%	-27%	-58%	-58%
7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

**Tabella 3.6 – Variazione del coefficiente di amplificazione A.**

Per il layout A, per i treni d'onda da  $330^\circ N$  la riduzione media è pari al - 39%, la riduzione massima è pari al - 77%, che si osserva per T=8 s per l'accosto 1.

Per il layout B, per i treni d'onda da  $330^\circ N$  la riduzione media è pari al -39%; la riduzione massima è pari a - 82%, che si osserva per T=8 s per l'accosto 1.

Per il layout A, per i treni d'onda da  $45^\circ N$  la riduzione media è pari al -48%, la riduzione massima è pari a - 79%, che si osserva si osserva per T=6 s e per l'accosto 4.

Per il layout B, per i treni d'onda da 45°N la riduzione media è pari al -48% e la riduzione massima è pari al -79%, che si osserva per T=6 s e per l'accosto 4.

Per il layout A, per i treni d'onda da 135°N la riduzione media è pari al -58% e la riduzione massima è pari al -84%, che si osserva per T=10 s e per l'accosto 2.

Per il layout B, per i treni d'onda da 135°N, la riduzione media è pari al -58% e la riduzione massima è pari al -84%, che si osserva per T=10 s e per l'accosto 2.

Si conclude che la realizzazione delle nuove opere determina una riduzione notevole dei livelli di agitazione residua, in termini di coefficienti di amplificazione, rispetto alle condizioni attuali, e i due layout progettuali forniscono valori molto simili tra di loro.

## 4. ANALISI DELL'OPERATIVITA' DEL PORTO COMMERCIALE

---

Il completamento delle opere di protezione del porto di Termini Imerese comporta, come si è visto nei capitoli precedenti, una notevole riduzione delle condizioni di agitazione residua all'interno dello specchio acqueo protetto. Tale situazione, particolarmente importante durante il verificarsi di condizioni meteomarine avverse, si riflette sull'operatività in genere ed in particolare su quella commerciale relativa alle operazioni di movimentazione delle merci, ovvero sulla riduzione dei tempi di inoperatività commerciale, definita "downtime".

Di seguito sono descritte le modalità di valutazione di tali fenomeni.

### 4.1 SCELTA DEGLI STANDARD INTERNAZIONALI DA CONFRONTARE

---

Per l'analisi dell'operatività all'interno del bacino commerciale è stata eseguita una verifica secondo standard internazionali; nel caso di navi da carico e passeggeri in letteratura sono presenti vari criteri per verificare che l'agitazione residua sia compatibile con la relativa operatività.

Nel caso di navi da carico e passeggeri secondo *Thoresen (2003)*, deve essere garantita un'altezza d'onda pari al massimo a 0,7 m per periodi fino a 10 s.

Secondo *Velsink (1987)*, deve essere garantita un'altezza d'onda massima pari a 0,5 m per periodi da 7 a 12 s.

Il *PIANC*, organizzazione internazionale per le infrastrutture per la navigazione, suggerisce, in merito al possibile svolgimento delle operazioni portuali, i seguenti valori limite per l'agitazione residua in funzione del tipo di imbarcazione (cfr. *PIANC WG II 30 "Approach Channels: A guide for Design", Giugno 1997*):

- altezza d'onda significativa per le operazioni di rimorchio: 1,5 m;
- altezza d'onda significativa per le operazioni di ormeggio: 1,0 m;
- limiti per la movimentazione merci su imbarcazioni all'ormeggio:
  - navi Container all'ormeggio:
    - avanzo: da  $\pm 1,0$  a  $\pm 2,0$  m;
    - sussulto: da  $\pm 0,8$  a  $\pm 1,2$  m;
    - deriva: da  $\pm 0,6$  a 1,2 m;
    - imbardata:  $\pm 1^\circ$  a  $1,5^\circ$ ;
    - beccheggio:  $\pm 1^\circ$  a  $2^\circ$ ;
    - rollio:  $\pm 3^\circ$  a  $6^\circ$ .
  - navi Ro-Ro all'ormeggio:
    - avanzo: da  $\pm 0,4$  a  $\pm 0,8$  m;
    - sussulto: da  $\pm 0,1$  a  $\pm 0,8$  m;
    - deriva: da  $\pm 0,6$  m;
    - rollio:  $\pm 3^\circ$  a  $6^\circ$ .

L'ente pubblico spagnolo "Puertos del Estado", che si occupa delle politiche portuali e del coordinamento e controllo del sistema portuale e della supervisione tra le autorità portuali locali, ha emanato nel 1999 la direttiva ROM 3.1 99 "Proyecto de la configuracion maritima de los puertos; canales de acceso y areas de flotacion".

Essa specifica le condizioni limite per l'operatività portuale nei bacini commerciali in funzione delle condizioni di navigazione, manovra e tipologia di imbarcazione in termini di altezza d'onda significativa:

- attracco delle imbarcazioni:
  - per azioni parallele alla banchina: 2,5 m;
  - per azioni normali alla banchina: 1,5 m;
- paralisi delle operazioni di scarico e carico di merci:

- Per azioni parallele alla banchina:
  - Petroliere: 1,5 m-2,5 m;
  - Rinfuse: 1,0 – 1,5 m;
  - General Cargo: 1,0 m;
  - Navi Container, Ro-Ro e Ferries: 0,5 m,
  - Transaltantici e Crociere: 0,5 m;
  - Pescherecci: 0,6 m.
- per azioni normali alla banchina:
  - Petroliere: 1,0 m-1,5 m,
  - Rinfuse: 0,8 – 1,0 m,
  - General Cargo: 0,8 m;
  - Navi Container, Ro-Ro e Ferries: 0,3 m;
  - Transaltantici e Crociere: 0,3 m;
  - Pescherecci: 0,4 m.
- Permanenza in banchina:
  - Petroliere:
    - per azioni parallele alla banchina: 3,0 m;
    - per azioni normali alla banchina: 2,0 m;
  - Transaltantici e Crociere:
    - per azioni parallele alla banchina: 1,0 m;
    - per azioni normali alla banchina: 0,7 m.

Stante attualmente l'assenza di specializzazione rigida degli accosti per il porto in esame, è senz'altro idoneo utilizzare un approccio maggiormente speditivo e, pertanto, è stata individuata l'ampiezza temporale dei fenomeni di downtime portuale, applicando gli standard ROM 3.1 99, che per operazioni di carico e scarico di navi Ro-Ro prevedono un'altezza d'onda significativa limite pari a 0,3 m. La condizione è ritenuta identificativa dello stato di operatività all'interno del bacino portuale in quanto tra le più severe tra quelle individuate in letteratura e, quindi, cautelativa.

#### 4.2 METODOLOGIA APPLICATA

---

La metodologia applicata consente di individuare un intervallo temporale indicativo per l'occorrenza dei fenomeni di downtime commerciale, risalendo alle statistiche di accadimento delle "onde generatrici" dello stato critico.

La risoluzione temporale del downtime dipende dai seguenti fattori:

- ordine di grandezza dei coefficienti di amplificazione medi all'interno della zonizzazione omogenea, ampiezza dei settori direzionali di propagazione sottocosta e scelta dei periodi di riferimento;
- frequenza di accadimento e ampiezza direzionale e ondometrica dei dati associati al clima d'onda al largo e sottocosta;
- valore di riferimento di agitazione residua, funzionalmente tollerabile.

In particolare per la presente analisi, i coefficienti di amplificazione sono stati stimati con un ordine di grandezza pari a  $10^{-2}$ , i dati degli eventi ondosi sottocosta sono stati derivati dalle analisi del clima d'onda al largo e sottocosta secondo settori direzionali di ampiezza  $15^\circ$  e settori ondometrici con ampiezza 0,5 m, la frequenza di accadimento degli eventi ondosi sottocosta è stata valutata in funzione delle registrazioni della boa R.O.N. di Capo Gallo (cfr. l'elaborato "Studio Meteomarinò") e il valore di riferimento dello standard è pari a 0,30 m.

Si ricorda che i coefficienti di amplificazione sono stati estratti per gli accosti attualmente a destinazione commerciale. Dapprima saranno valutati gli “stati del mare responsabili del downtime”, in seguito ne sarà determinata la frequenza di occorrenza.

#### 4.3 STATI DEL MARE RESPONSABILI DEL DOWNTIME PER LE OPERAZIONI DI MOVIMENTAZIONE MERCI

Di seguito, per gli accosti commerciali attuali, si riportano le tabelle riepilogative dei valori calcolati di altezza d'onda che causano il downtime, sul punto di controllo, al variare del periodo  $T$  e della direzione sottocosta  $D_s$  in funzione dei coefficienti di amplificazione già indicati al capitolo precedente. Gli stati del mare analizzati sono quelli da 330°N e 45°N, ritenuti già rappresentativi del clima d'onda sottocosta (cfr. capitolo 3). Le *onde responsabili del downtime* sono state ottenute “scalando” il valore limite di 0,30 m suggerito dagli standard, tramite i coefficienti di amplificazione medi per ogni accosto, ottenuti dalle simulazioni CGWAVE in funzione delle direzioni sottocosta. Per la localizzazione del punto di controllo si faccia riferimento alla fig. 4.1: esso è individuato dal punto bianco.

Si ricorda che CGWAVE, è un modello agli elementi finiti messo a punto da Zeki Demirebilek e Vijay Panchang che permette di stimare gli effetti indotti da fenomeni diffrattivi e riflessivi e che durante le simulazioni eseguite gli effetti dissipativi non lineari sono stati considerati trascurabili; ciò implica che i valori del coefficiente di amplificazione ottenuti risultano sovrastimati, e sono, pertanto, da ritenersi cautelativi.



Figura 4.1 – Ubicazione del punto di controllo per i fenomeni di downtime

Per ogni caso direzionale in analisi è stato possibile identificare con il colore rosso lo stato del mare meno elevato e con il colore blu lo stato del mare più elevato.

ALTEZZE GENERATRICI DEL DOWNTIME PER $D_s=330^\circ N$ e $Z=25$ m s.l.m. [ STANDARD ROM 3.1 99 ( $H_s < 0.30$ m)]															
ACCOSTO	T=6 s			T=8 s			T=10 s			T=12 s			T=14 s		
	$H_0$ (m)			$H_0$ (m)			$H_0$ (m)			$H_0$ (m)			$H_0$ (m)		
	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B
1	1.58	2.73	2.73	1.36	6.00	7.50	1.30	1.43	1.36	1.30	2.14	2.14	0.83	1.15	1.15
2	1.88	3.75	3.33	1.76	7.50	10.00	1.30	2.31	2.31	1.67	3.33	3.33	1.25	1.25	1.25
3	1.76	3.33	3.33	1.88	7.50	7.50	2.31	3.75	3.33	1.88	6.00	6.00	1.88	2.73	2.73
4	1.58	2.00	2.31	1.88	5.00	5.00	2.14	2.50	2.31	2.31	2.50	2.31	1.58	2.73	2.50

LEGENDA:

X.XX Altezza d'onda generatrice maggiore  
Y.YY Altezza d'onda generatrice minore

Tabella 4.1 – Determinazione dello stato del mare che genera il downtime negli accosti commerciali (Direttiva ROM 3.1 99,  $H_s=1,00$  m;  $D_s=330^\circ N$ )

ALTEZZE GENERATRICI DEL DOWNTIME PER $D_s=45^\circ N$ e $Z=25$ m s/m [ STANDARD ROM 3.1 99 ( $H_s < 0.30$ m)]															
ACCOSTO	T=6 s			T=8 s			T=10 s			T=12 s			T=14 s		
	$H_G$ (m)			$H_G$ (m)			$H_G$ (m)			$H_G$ (m)			$H_G$ (m)		
	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B
1	0.48	1.67	1.58	0.70	0.97	1.07	0.48	0.86	0.83	0.33	0.65	0.65	0.31	0.48	0.49
2	0.52	1.88	1.88	0.77	1.20	1.25	0.52	1.36	1.43	0.43	0.97	0.97	0.30	0.56	0.56
3	0.57	1.58	1.76	0.91	2.31	2.14	0.56	1.76	1.67	0.56	1.88	1.67	0.73	1.30	1.20
4	0.49	2.31	2.31	0.58	1.11	1.43	0.51	0.61	0.59	0.44	0.71	0.71	0.47	1.07	1.03

**LEGENDA:**

X.XX Altezza d'onda generatrice maggiore  
Y.YY Altezza d'onda generatrice minore

**Tabella 4.2 – Determinazione dello stato del mare che genera il downtime negli accosti commerciali (Direttiva ROM 3.1 99,  $H_s=1,00$  m;  $D_s=45^\circ N$ )**

Le onde così determinate, soprattutto le più alte, potrebbero non essere presenti tra gli stati del mare caratteristici del clima d'onda sottocosta per il sito in esame; pertanto occorre verificarne la presenza e, in caso positivo, calcolarne le frequenze di occorrenza.

#### 4.4 FREQUENZE DI ACCADIMENTO DEL DOWNTIME PER LE OPERAZIONI DI MOVIMENTAZIONE MERCI

A partire dagli stati del mare che generano il downtime, nella condizione limite per operazioni di carico e scarico per navi Ro-Ro (cfr. paragrafo 4.1), al variare del periodo  $T$  e della direzione sottocosta  $D_s$ , è stato possibile individuare la relativa frequenza di accadimento per assegnata direzione di propagazione al largo.

Come già indicato, le direzioni di propagazione sottocosta sono state scelte in maniera tale da rappresentare la distribuzione dei treni d'onda sottocosta ed in prossimità delle opere marittime (cfr. elaborato "Studio Meteomarinò").

Dall'analisi, si deduce che:

- al treno d'onda sottocosta con direzione  $D_s=330^\circ N$  corrisponde il settore di direzione di onde al largo  $300^\circ N < D_L \leq 0^\circ N$ ;
- al treno d'onda sottocosta con direzione  $D_s=45^\circ N$  corrisponde il settore di direzione di onde al largo  $0^\circ N < D_L < 90^\circ N$ .

Dalle analisi già eseguite e relative alla propagazione del clima d'onda dal largo verso riva, applicando il codice di calcolo STWAVE (cfr. elaborato "Studio Meteomarinò"), è stato possibile determinare le altezze d'onda e le relative frequenze d'accadimento nel punto sul contorno esterno del dominio CGWAVE.

Di seguito si riportano le tabelle di occorrenza del clima d'onda sottocosta.

F (h<H)	AL LARGO		SOTTOCOSTA			
	h/anno	H <sub>L</sub> (m)	D <sub>L</sub> (°N)	D <sub>S</sub> (°N)		
0,16	5,5	300	3,7	315		
0,16	5,0		3,5			
0,32	4,5		3,3			
1,13	4,0		2,8			
1,61	3,5		2,5			
1,29	3,0		2,2			
43,72	2,5		1,9			
70,35	2,0		1,6			
439,02	1,5		1,2			
491,30	1,0		0,9			
324,15	0,5		0,4			
0,16	8,5		315		6,2	325
0,16	7,0				5,2	
0,16	5,5	4,1				
1,29	5,0	3,8				
0,81	4,5	3,5				
1,13	4,0	3,2				
10,00	3,5	2,8				
20,49	3,0	2,5				
46,15	2,5	2,2				
111,97	2,0	1,8				
216,53	1,5	1,4				
383,36	1,0	0,9				
366,26	0,5	0,5				
0,16	7,0	330	5,8	335		
0,16	6,5		5,4			
0,16	6,0		5,0			
0,48	5,5		4,5			
0,65	5,0		4,2			
1,45	4,5		3,8			
3,87	4,0		3,4			
5,00	3,5		3,1			
13,23	3,0		2,7			
21,62	2,5		2,3			
50,18	2,0		1,9			
115,04	1,5		1,5			
284,94	1,0		1,0			
462,10	0,5	0,5				
0,16	6,5	345	5,8	348		
0,32	6,0		5,3			
0,16	5,0		4,4			
0,32	4,5		4,0			
0,81	4,0		3,6			
1,77	3,5		3,2			
4,84	3,0		2,8			
8,87	2,5		2,4			
17,91	2,0		2,0			
60,02	1,5		1,5			
155,86	1,0		1,0			
485,98	0,5		0,5			
0,16	7,0		0		6,4	2
0,16	5,0	4,5				
0,32	3,5	3,3				
2,26	3,0	2,8				
8,71	2,5	2,4				
14,04	2,0	2,0				
36,79	1,5	1,5				
85,19	1,0	1,0				
399,98	0,5	0,5				

Tabella 4.3 – Occorrenza del clima d'onda sottocosta in h/anno per le direzioni al largo 300°N < D<sub>L</sub> < 0°N



F (h<H)	AL LARGO		SOTTOCOSTA	
	h/anno	H <sub>L</sub> (m)	D <sub>L</sub> (°N)	D <sub>S</sub> (°N)
1,13	3,5	15	3,3	15
6,13	3,0		2,9	
9,68	2,5		2,4	
13,71	2,0		2,0	
38,24	1,5		1,5	
102,94	1,0		1,0	
360,13	0,5		0,5	
0,16	4,0	30	3,7	28
1,61	3,5		3,3	
3,71	3,0		2,8	
12,75	2,5		2,4	
18,88	2,0		2,0	
38,56	1,5		1,5	
97,45	1,0		1,0	
301,07	0,5	0,5		
0,32	4,5	45	3,9	40
0,32	4,0		3,5	
0,48	3,5		3,1	
2,10	3,0		2,7	
2,42	2,5		2,3	
3,23	2,0		1,9	
34,37	1,5		1,5	
66,80	1,0	1,0		
254,44	0,5	0,5		
4,03	3,0	60	2,6	53
9,20	2,5		2,2	
8,23	2,0		1,8	
14,84	1,5		1,4	
70,99	1,0		0,9	
225,40	0,5	0,5		
0,16	6,0	75	4,1	55
0,16	5,0		3,4	
0,16	4,0		2,9	
0,32	3,5		2,5	
3,07	3,0		2,3	
19,04	2,0		1,6	
23,88	1,5		1,2	
57,76	1,0	0,8		
187,97	0,5	0,4		
0,16	6,5	90	4,32	60
0,65	2,5		1,94	
1,94	2,0		1,61	
7,26	1,5		1,25	
37,11	1,0		0,84	
163,77	0,5	0,42		

Tabella 4.4 – Occorrenza del clima d'onda sottocosta in h/anno per le direzioni al largo  $15^{\circ}\text{N} < D_L < 90^{\circ}\text{N}$ .

Si è determinato, per ciascuno degli stati di mare individuati, il range temporale di occorrenza del downtime, cioè del verificarsi di quei stati del mare al di sopra del valore limite che innesca l'inoperatività per la movimentazione delle merci; la verifica è stata effettuata per gli accosti attualmente a destinazione commerciale.

La persistenza complessiva degli eventi di downtime è stata determinata cumulando tutte le occorrenze di accadimento degli stati del mare responsabili di tale fenomeno.

Dato che il fine ultimo di questo studio è quello di confrontare la configurazione progettuale rispetto allo stato di fatto relativamente alle condizioni di agitazione residua, si è ritenuto che gli ordini delle variabili in gioco siano adeguati per eseguire tale confronto.

Sono stati valutati i tempi complessivi di downtime su base annuale in giorni/anno.

Di seguito si presenta la tabella di valutazione del downtime commerciale; per ogni accosto commerciale è stato possibile identificare con il colore rosso il tempo di occorrenza più elevato e relativo al layout più esposto al downtime, e con il colore blu il tempo di occorrenza meno elevato e relativo al layout più protetto dai rischi di inoperatività. Si ricorda che le durate riportate sono in giorni all'anno.

TEMPI DOWNTIME (GIORNI/ANNO)											
ACCOSTO 1			ACCOSTO 2			ACCOSTO 3			ACCOSTO 4		
0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B
82.8	9.8	11.4	48.2	6.7	6.7	37.8	2.1	4.7	37.8	2.1	2.1

**LEGENDA:**

**XX.XX** Tempo di downtime più elevato

**YY.YY** Tempo di downtime meno elevato

**Tabella 4.5 – Tempi globali di downtime commerciale per i layout in esame in giorni/anno**

La tabella mostra, come il *Layout A* presenta i tempi di inoperatività per il traffico commerciale più contenuti, con notevole riduzione in corrispondenza degli accosti più interni rispetto alla configurazione di stato di fatto (*Layout 0*).

## 5. VERIFICA DEI LIVELLI DI AGITAZIONE RESIDUA PER IL DIPORTO NAUTICO

Nelle condizioni attuali la localizzazione degli ormeggi per le imbarcazioni da diporto presso il molo di sottoflutto è temporanea, in attesa dell'attuazione completa del PRP (cfr. il capitolo 2 di questo elaborato).

Si ricorda, infatti, che il PRP vigente prevede la localizzazione dell'approdo per il diporto nel bacino denominato A, a seguito della realizzazione delle opere interne che permetteranno la delimitazione e l'ulteriore protezione dello stesso (cfr. il capitolo 2 di questo elaborato).

Si rimanda pertanto la verifica dell'agitazione residua secondo le linee guida del PIANC, indicate quali standard di settore di riferimento per la progettazione ai sensi del D.M. 14/04/1998, al completamento delle opere interne da realizzare nelle successive fasi di attuazione del PRP.

Si riportano di seguito le tabelle di confronto dei coefficienti di agitazione per gli ormeggi attualmente usati per il diporto nella situazione di stato di fatto ed in quella post operam.

Per facilitarne il confronto, per ogni caso, e ove possibile, sono riportati in rosso il coefficiente di amplificazione maggiore, in blu il coefficiente di amplificazione minore.

CONFRONTO DEI COEFFICIENTI DI AMPLIFICAZIONE PER LA DIREZIONE $D_s=330^\circ N$															
ORMEGGI	H=1m, T=6 s			H=1m, T=8 s			H=1m, T=10s			H=1m, T=12 s			H=1m, T=14 s		
	LAYOUT			LAYOUT			LAYOUT			LAYOUT			LAYOUT		
	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B
5	0,21	0,09	0,08	0,15	0,04	0,04	0,11	0,11	0,11	0,22	0,11	0,12	0,14	0,11	0,11
6	0,15	0,12	0,11	0,13	0,04	0,04	0,11	0,09	0,09	0,17	0,11	0,11	0,09	0,09	0,09
7	-	0,08	0,07	-	0,03	0,03	-	0,09	0,09	-	0,05	0,05	-	0,09	0,09

CONFRONTO DEI COEFFICIENTI DI AMPLIFICAZIONE PER LA DIREZIONE $D_s=45^\circ N$															
ORMEGGI	H=1m, T=6 s			H=1m, T=8 s			H=1m, T=10 s			H=1m, T=12 s			H=1m, T=14 s		
	LAYOUT			LAYOUT			LAYOUT			LAYOUT			LAYOUT		
	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B
5	0,44	0,19	0,21	0,39	0,29	0,29	0,45	0,24	0,23	0,62	0,31	0,29	0,37	0,23	0,24
6	0,54	0,25	0,26	0,25	0,25	0,25	0,46	0,23	0,21	0,31	0,26	0,25	0,28	0,13	0,15
7	-	0,21	0,21	-	0,18	0,18	-	0,19	0,18	-	0,16	0,16	-	0,22	0,21

CONFRONTO DEI COEFFICIENTI DI AMPLIFICAZIONE PER LA DIREZIONE $D_s=135^\circ N$															
ORMEGGI	H=1m, T=6 s			H=1m, T=8 s			H=1m, T=10 s			H=1m, T=12 s			H=1m, T=14 s		
	LAYOUT			LAYOUT			LAYOUT			LAYOUT			LAYOUT		
	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B
5	0,41	0,15	0,15	0,41	0,11	0,11	0,29	0,09	0,07	0,16	0,14	0,13	0,18	0,09	0,09
6	0,41	0,19	0,18	0,21	0,14	0,13	0,29	0,12	0,11	0,15	0,13	0,11	0,12	0,05	0,05
7	-	0,13	0,14	-	0,08	0,08	-	0,11	0,09	-	0,11	0,09	-	0,06	0,06

### LEGENDA:

- X.XX Coefficiente di amplificazione minore  
Y.YY Coefficiente di amplificazione maggiore

**Tabella 5.1 – Coefficienti di amplificazione presso gli ormeggi temporaneamente usati per l'approdo delle imbarcazioni da diporto.**

In esse si evince che tutti gli ormeggi attualmente usati per il diporto denominati 5, 6 e 7, sono caratterizzati secondo le configurazioni di progetto (layout A e layout B) da valori dei coefficienti di amplificazione più contenuti rispetto a quelli relativi alle condizioni attuali.

Ai fini di assicurare condizioni di agitazione residua maggiormente compatibili con l'attuale uso diportistico degli ormeggi sopra indicati, l'Autorità Portuale di concerto con la Capitaneria di Porto di Termini Imerese e con l'amministrazione comunale locale, hanno optato per il mantenimento del pennello di protezione esistente radicato sull'attuale opera di sottoflutto.

## 6. OPERATIVITA' NAUTICA DEL CANALE DI ACCESSO E DELL' IMBOCCATURA

In questa sezione si è eseguita la verifica dell'operatività nautica del canale di accesso e dell'imboccatura.

In particolare sono state eseguite:

- la verifica sulle dimensioni e della profondità del canale di accesso e dell'imboccatura del porto commerciale;
- la verifica dei tempi di inoperatività per le operazioni di ingresso e di uscita dovuti ai fenomeni di frangimento all'imboccatura.

### 6.1 CANALE DI ACCESSO

Per il dimensionamento del canale di accesso ai bacini commerciali sono state applicate le linee guida PIANC "Approach Channels: a Guide for Design", supplemento del bollettino n.95 del giugno 1997, W.G. II-30, in analogia a quanto fatto negli studi di supporto del PRP vigente.

#### 6.1.1 Larghezza del canale di accesso

La metodologia di approccio ha consentito di individuare la larghezza del canale di accesso fissata la nave di progetto e le condizioni meteomarine.

Per i calcoli si è fatto, quindi, riferimento alla "nave di progetto" secondo il PRP vigente avente le seguenti caratteristiche dimensionali:

- L.O.A. :280 m
- larghezza B: 35 m.

La larghezza del canale di accesso, secondo standard PIANC, è fornita dalla seguente espressione:

$$W = w_{BM} + \sum_{i=1}^n w_i + w_{Br} + w_{Bg}$$

avendo indicato con:

- $w_{BM}$ : aliquota funzione delle condizioni di manovrabilità della nave;
- $w_i$ : aliquote addizionali in funzione dell'esposizione del canale, dei parametri della nave e delle condizioni meteomarine;
- $w_{Br}$  e  $w_{Bg}$ : aliquote addizionali in funzione della tipologia delle opere di bordo del canale di accesso, rispettivamente a destra e a sinistra del canale.

Per quanto riguarda la prima aliquota, ipotizzando una buona manovrabilità della nave (cfr. Tabella 6.1) si determina un valore di  $w_{BM}$  pari a 1,3 B, avendo indicato con B la larghezza della nave di progetto.

Ship Manoeuvrability	Good	Moderate	Poor
Basic Manoeuvring Lane $w_{BM}$	1,3 B	1,5 B	1,8 B

Tabella 6.1 – Determinazione della prima aliquota della larghezza del canale di accesso,  $w_{BM}$

La seconda aliquota è somma di varie componenti, in funzione dei parametri della nave e delle condizioni meteomarine, come indicato in Tabella 6.2.

WIDTH $w_i$	Vessel Speed	Outer Channel exposed to open water	Inner Channel protected water	
<b>(a) Vessel speed (knots)</b> - fast > 12 - moderate > 8 - 12 - slow 5 - 8		0.1 B	0.1 B	
		0.0	0.0	
		0.0	0.0	
<b>(b) Prevailing cross wind (knots)</b> - mild $\leq 15$ ( $\leq$ Beaufort 4) - moderate > 15 - 33 ( $>$ Beaufort 4 - Beaufort 7)  - severe > 33 - 48 ( $>$ Beaufort 7 - Beaufort 9)	all	0.0	0.0	
	fast	0.3 B	-	
	mod	0.4 B	0.4 B	
	slow	0.5 B	0.5 B	
	fast	0.6 B	-	
	mod	0.8 B	0.8 B	
	slow	1.0 B	1.0 B	
<b>(c) Prevailing cross current (knots)</b> - negligible < 0.2 - low 0.2 - 0.5  - moderate > 0.5 - 1.5  - strong > 1.5 - 2.0	all	0.0	0.0	
	fast	0.1 B	-	
	mod	0.2 B	0.1 B	
	slow	0.3 B	0.2 B	
	fast	0.5 B	-	
	mod	0.7 B	0.5 B	
	slow	1.0 B	0.8 B	
	fast	0.7 B	-	
	mod	1.0 B	-	
	slow	1.3 B	-	
	<b>(d) Prevailing longitudinal current (knots)</b> - low $\leq 1.5$ - moderate > 1.5 - 3  - strong > 3	all	0.0	0.0
fast		0.0	-	
mod		0.1 B	0.1 B	
slow		0.2 B	0.2 B	
fast		0.1 B	-	
mod		0.2 B	0.2 B	
slow		0.4 B	0.4 B	
<b>(e) Significant wave height <math>H_s</math> and length <math>\lambda</math> (m)</b> - $H_s \leq 1$ and $\lambda \leq L$  - $3 > H_s > 1$ and $\lambda = L$  - $H_s > 3$ and $\lambda > L$	all	0.0	0.0	
	fast	$\approx 2.0$ B		
	mod	$\approx 1.0$ B		
	slow	$\approx 0.5$ B		
	fast	$\approx 3.0$ B		
	mod	$\approx 2.2$ B		
	slow	$\approx 1.5$ B		
	<b>(f) Aids to Navigation</b> - excellent with shore traffic control - good - moderate with infrequent poor visibility - moderate with frequent poor visibility		0.0	0.0
			0.1 B	0.1 B
		0.2 B	0.2 B	
		$\geq 0.5$ B	$\geq 0.5$ B	
<b>(g) Bottom surface</b> - if depth $\geq 1.5T$ - if depth < 1.5T then - smooth and soft - smooth or sloping and hard - rough and hard		0.0	0.0	
		0.1 B	0.1 B	
		0.1 B	0.1 B	
		0.2 B	0.2 B	
<b>(h) Depth of waterway</b> - $\geq 1.5T$ - 1.5T - 1.25T - < 1.25T		0.0	$\geq 1.5T$ 0.0	
		0.1 B	< 1.5T-1.15T 0.2 B	
		0.2 B	< 1.15T 0.4 B	
<b>(i) Cargo hazard level</b> - low - medium - high		0.0	0.0	
		$\sim 0.5$ B	$\sim 0.4$ B	
		$\sim 1.0$ B	$\sim 0.8$ B	

Tabella 6.2 – Calcolo delle componenti per la determinazione della aliquota  $\sum w_i$

Le aliquote relative alle opere di bordo del canale di accesso sono determinabili dalla Tabella 6.3.

Width for bank clearance	Vessel Speed	Outer Channel exposed to open water	Inner Channel protected water
Sloping channel edges and shoals	fast	0,7 B	-
	moderate	0,5 B	0,5 B
	slow	0,3 B	0,3 B
Steep and hard embankments, structures	fast	1,3 B	-
	moderate	1,0 B	1,0 B
	slow	0,5 B	0,5 B

Tabella 6.3 – Determinazione delle aliquote denominate  $W_{Br}$  e  $W_{Bg}$

Nel caso in esame, in conformità a quanto calcolato nel P.R.P vigente, come mostra la tabella successiva, sono state ritenute idonee le seguenti aliquote:

DIMENSIONAMENTO DEL CANALE DI ACCESSO ["APPROACH CHANNELS: A GUIDE FOR DESIGN" - (PIANC 1997)]		
IMBARCAZIONE DI RIFERIMENTO: L.O.A. = 280 m; B=35 m		
CONTRIBUTO	ALIQUOTA	(m)
larghezza base (manovrabilità della nave "moderata")	1,5 B	52,5
incremento per bassa velocità della nave	0,0 B	-
incremento per "severa" velocità del vento al traverso (> 39-48 nodi) con bassa velocità della nave	1,0 B	35,0
incremento per "moderata" corrente al traverso (0,5÷1,5 nodi) con bassa velocità della nave	0,8 B	28,0
incremento per bassa velocità della corrente longitudinale (< 1,5 nodi)	0,0 B	-
incremento per onde con $H_s > 3$ m, bassa velocità della nave	0,5 B	17,5
incremento per buoni ausili navigazionali, assenza di nebbia	0,1 B	3,5
incremento per fondale soffice, tirante d'acqua inferiore ad 1,5 volte l'immersione della nave	0,1 B	3,5
incremento per profondità compresa tra 1,15 ed 1,5 l'immersione della nave	0,2B	7,0
incremento per basso livello di rischio del carico	0,0 B	-
incremento per presenza ai due lati di ostacoli rigidi fissi, con bassa velocità della nave	1,0 B	35,0
<b>LARGHEZZA COMPLESSIVA</b>	<b>5,2 B</b>	<b>182,0</b>

Tabella 6.4 – Dimensionamento del canale di accesso

La somma delle aliquote considerate conduce a stabilire una larghezza minima dell'imboccatura pari a 182 m, confermando quanto già calcolato durante gli studi a supporto del P.R.P. vigente.

### 6.1.2 Profondità

Un ulteriore parametro geometrico indispensabile per la definizione del canale di accesso ai bacini commerciali è la profondità.

La progettazione della profondità del canale di accesso deve essere tale da garantire un adeguato uso per le navi che vi transiteranno.

La profondità del canale di accesso viene stabilita una volta definita la nave di progetto, contestualmente ad un'analisi di tipo economica, determinandone i benefici ed i costi connessi al progetto.

La nave di progetto secondo PRP, come già riferito, presenta le seguenti caratteristiche:

- L.O.A. (lunghezza over all) 220 m,
- larghezza B 35 m.

Secondo quanto emerso dalle analisi degli elaborati del PRP tale imbarcazione corrisponde alla tipologia "Cruise Ship".

Il pescaggio per navi di questo tipo è pari a circa 8 m (cfr. PIANC "Approach Channels: a Guide for Design", supplemento del bollettino n.95 del giugno 1997, W.G. II-30).

La profondità del canale di accesso non deve, necessariamente, essere costante per l'intero sviluppo, ma può variare, nel rispetto delle condizioni di sicurezza di navigabilità ed operatività dello stesso.

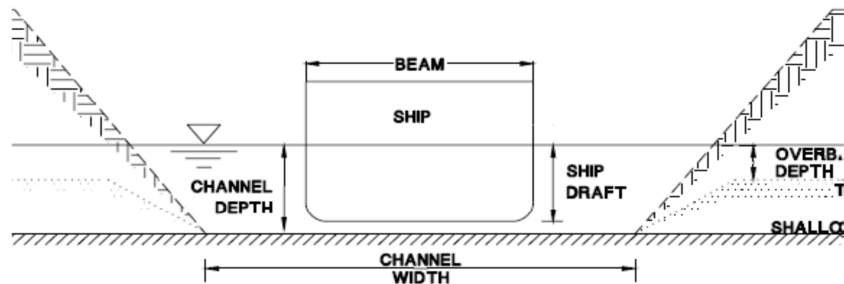


Figura 6.1 – Schematizzazione del canale di accesso (Fonte: “Hydraulic Design of Deep-Draft Navigation Projects”, EM 1110-2-1613, 31 maggio 2006)

Per la determinazione della profondità del canale di accesso si farà riferimento alla metodologia proposta nell’ Engineering Manual 1110-2-1613 del 31 maggio 2006 “Hydraulic Design of Deep-Draft Navigation Projects”.

Si riporta, in Figura 6.2, la rappresentazione delle aliquote che intervengono nella definizione della profondità del canale di accesso.

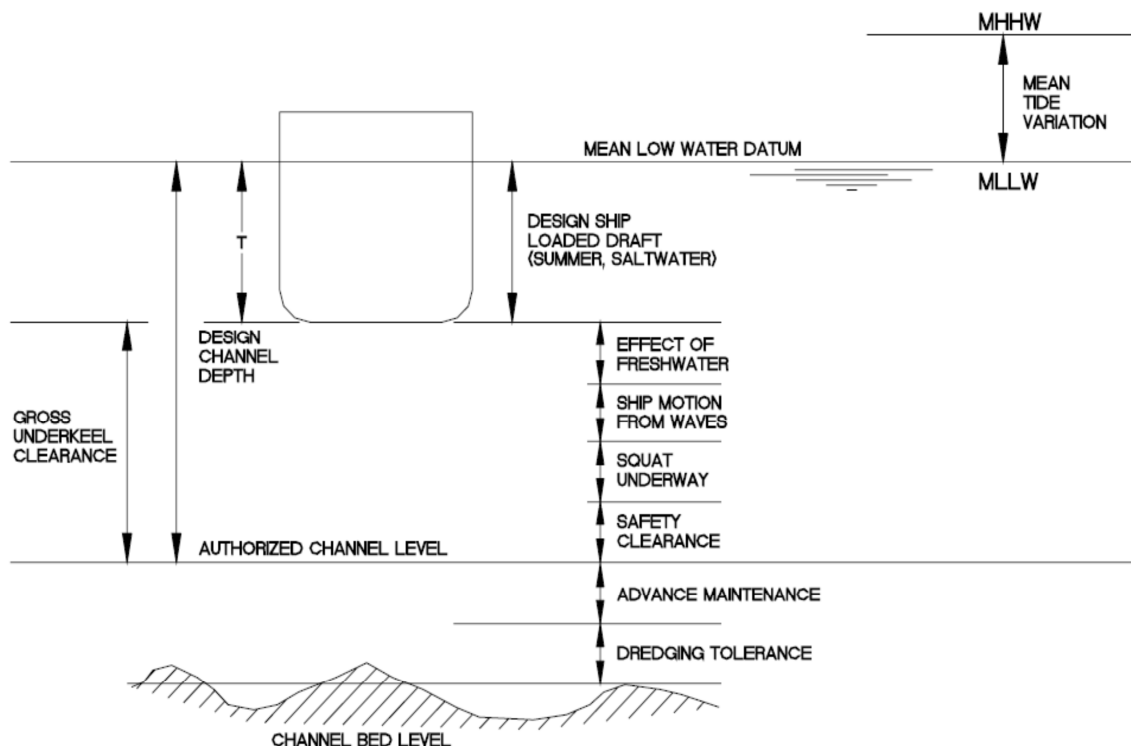


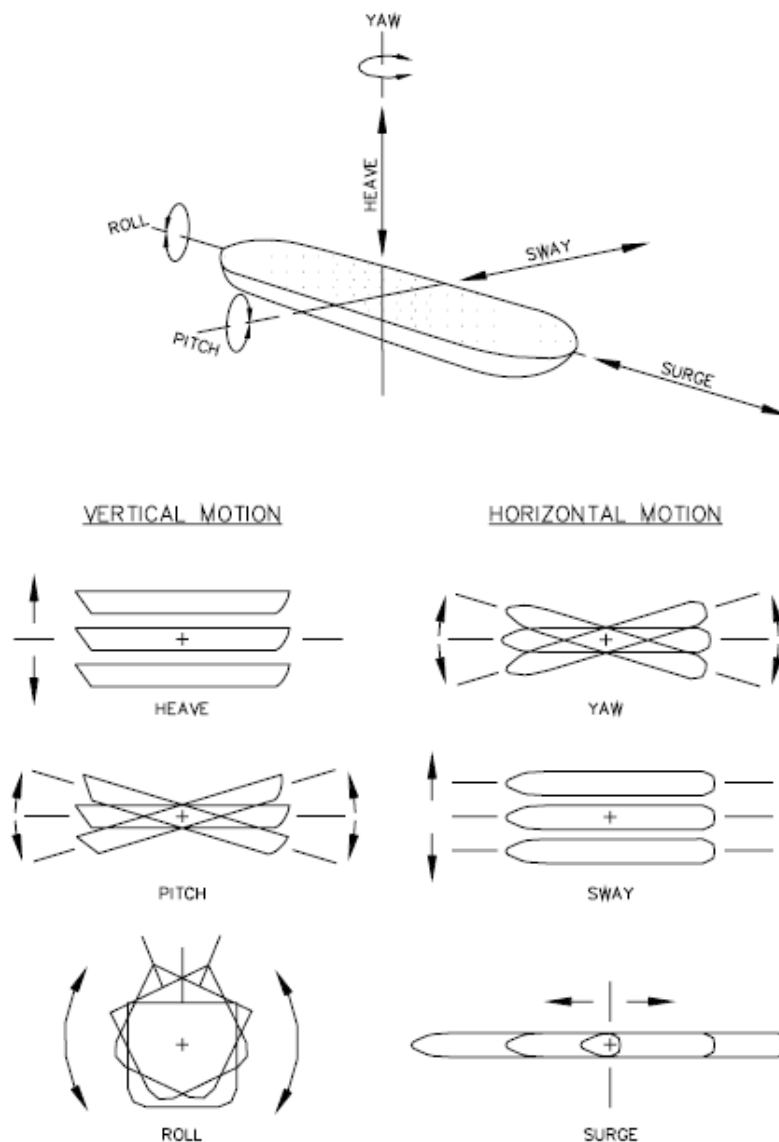
Figura 6.2 – Aliquote per la determinazione della profondità del canale di accesso (Fonte: “Hydraulic Design of Deep-Draft Navigation Projects”, EM 1110-2-1613, 31 maggio 2006)

La profondità del canale di accesso sarà data dalla somma di varie aliquote:

- *pescaggio della nave di progetto (design ship loaded draft)*: in funzione del pescaggio della nave di progetto si definisce la prima aliquota che concorrerà a determinare la profondità complessiva del canale di accesso ( $D= 8$  m);
- *effetti dell'acqua dolce (effect of freshwater)*: quando il canale di accesso è ubicato nelle vicinanze di sbocchi fociali occorre considerare il decremento della densità dell'acqua. La differenza, infatti, tra acqua salata ed acqua dolce è  $1.025,84 \text{ kg/m}^3$  a  $998,98 \text{ kg/m}^3$ : pertanto il peso della nave di progetto aumenterà del 2,691% passando da acqua

salata ad acqua dolce. Generalmente tale aliquota si assume variabile tra 0,15 m e 0,25 m;

- *movimenti della nave causati dal moto ondoso (ship motion from waves):* l'escursione verticale cui è soggetta una nave, causata del moto ondoso, è data dalla combinazione di tre differenti movimenti, ovvero sussulto (*heave*), beccheggio (*pitch*) e rollio (*roll*). Il sussulto e il beccheggio sono molto importanti quando la nave transita all'interno di un canale di accesso in presenza di onde che si propagano lungo l'asse di sviluppo del canale; il rollio, invece, diviene importante quando il fronte d'onda si propaga normalmente all'asse del canale. A causa della non reale contemporaneità di questi movimenti, l'escursione verticale complessiva potrebbe non essere combinazione lineare dei singoli effetti.



**Figura 6.3 – Definizione dei movimenti della nave (Fonte: “Hydraulic Design of Deep-Draft Navigation Projects”, EM 1110-2-1613, 31 maggio 2006)**

Per la determinazione dell'escursione verticale dovuta ai movimenti di *heavy*, *pitch* e *roll* si farà riferimento ad uno studio realizzato dal ricercatore Tim Gourlay, “*Ship Underkeel Clearance in Waves*”, pubblicato nel Proceedings of Coasts and Ports (Luglio 2007). Il metodo presentato consente di determinare l'aliquota di escursione verticale della nave



causata dal moto ondoso; questa può essere calcolata facendo riferimento ad un software denominato "Seaway", sviluppato dalla Delft University. La metodologia implementata nel software fa riferimento alla teoria delle onde che si propagano sulle shallow water (dove sono massimi gli effetti delle escursioni verticali per moto ondoso), sotto alcune ipotesi fondamentali:

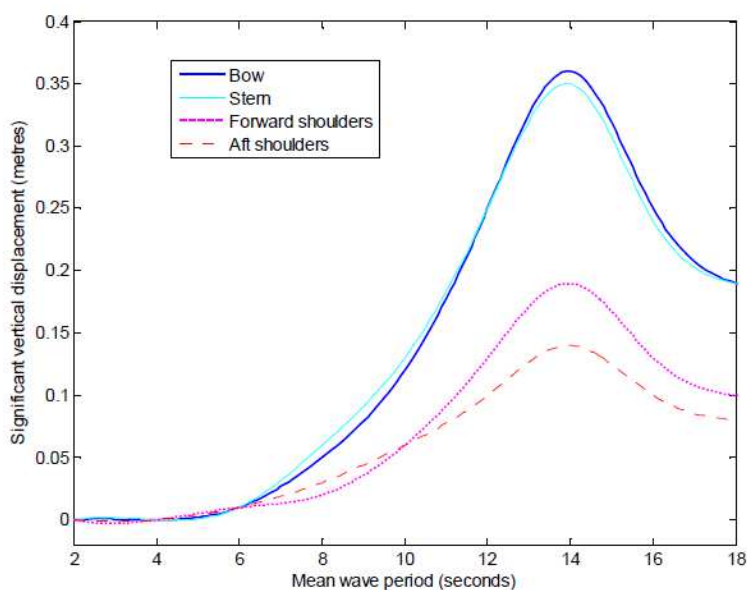
- linearità delle onde (il calcolo viene effettuato con un'onda con altezza d'onda significativa  $H_s$  pari ad 1 m);
- intervallo di periodo dell'onda compreso tra 2 e 20 secondi.

Si è fatto riferimento, stante l'analogia col caso in specie, all'output grafico che fa riferimento ad una nave di lunghezza  $L_{pp} = 230 \text{ m}$  e altezza d'onda significativa 1 m.

Per il calcolo dell'escursione verticale si è scelta come stato di mare di progetto l'onda significativa massima in corrispondenza della opere con tempo di ritorno pari a 150 anni e avente altezza significativa pari a 5,90 m. Per quanto riguarda i periodi, si è fatto riferimento allo spettro JONSWAP (Hasselmann 1973) ed in particolare a considerazioni sulla frequenza di picco e sui "momenti" dello spettro stesso. Il periodo di picco vale:

$$T_p = 8,5 \pi \sqrt{\frac{H_s}{4g}}$$

In particolare secondo Goda (1974) il rapporto  $T_m/T_p \cong 0,79$ . All'altezza onda significativa  $H_s$  pari a 5,90 m corrisponde un periodo medio  $T_m$  di 8,18 s.



**Figura 6.4 – Spostamento verticale per una nave con  $L_{pp} = 230 \text{ m}$ , al variare del periodo dell'onda, per altezza d'onda significativa unitaria (1 m)**

In corrispondenza di tale periodo, per un'altezza d'onda unitaria, si ricava dalla Figura 6.4 un valore dello spostamento verticale complessivo pari a 0,06 m; nell'ipotesi di linearità delle onde, un'onda con altezza significativa pari a 5,90 m provoca uno spostamento verticale pari a 0,36 m;

- *squat (squat underway)*: l'avanzamento di una nave induce una velocità relativa tra la nave e l'acqua. Inoltre, a causa del reflusso dell'acqua questa velocità relativa è

differente dalla velocità di avanzamento della nave e non uniforme lungo tutto il suo asse longitudinale. Tale differenza di velocità induce delle pressioni di natura idrodinamica sullo scafo che esercitano una forza verticale diretta verso il basso ed un momento lungo l'asse orizzontale trasversale, provocando un effetto sul piano longitudinale di simmetria della nave denominato *squat*.

Tale effetto comprende:

- uno spostamento verticale, *sinkage*;
- una rotazione, *trim*.

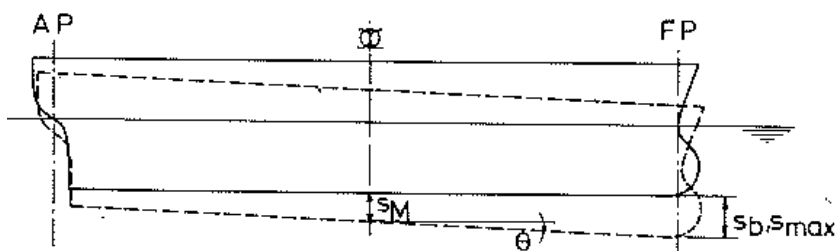


Figura 6.5 – Movimenti verticali di una nave; *sinkage* e *trim* (Fonte: “Approach Channels A Guide for Design”, PIANC, Supplemento Bollettino n.95, Giugno 1997)

Il movimento verticale complessivo (*squat*) è, quindi, il risultato degli effetti del *sinkage* e del *trim*; esso può essere calcolato con la seguente relazione, presentata da Norrbinn (1986) e proposta nell'Engineering Manual 1110-2-1613 (2006), valida quando il numero di Froude è inferiore a 0,4:

$$z_{max} = \frac{C_B B d V^2}{4,573 L h}$$

avendo indicato con:

- $z_{max}$ : risultante del movimento verticale complessivo della nave (*squat*);
- $C_B$ : il valore  $W/LBT$ , dove  $W$  è il volume della nave di progetto,  $L$  è la lunghezza,  $B$  è la larghezza e  $d$  il pescaggio, pari a 2,4;
- $h$ : profondità del canale di accesso;
- $V$ : velocità della nave.

In questa fase si è ipotizzata una profondità del canale pari a 11 m, ottenendo un valore di  $z_{max}$  pari a 0,35 m;

- *franco di sicurezza (safety clearance)*: a vantaggio di sicurezza, al fine di evitare danni all'imbarcazione, è normalmente previsto un franco variabile tra 0,6 m e 0,9 m tra la chiglia della nave e il fondale del canale di accesso;
- *franco di manutenzione per insabbiamento (advance maintenance)*: generalmente, in considerazione dei potenziali fenomeni di insabbiamento che possono verificarsi, si assegna al canale un franco, in ragione anche alla natura economica degli interventi da realizzare, compreso tra 0,6 m e 0,9 m;
- *tolleranza di dragaggio (dredging tolerance)*: in virtù della non uniformità della profondità di dragaggio viene prevista una aliquota variabile tra 0,3 m e 0,9 m, da sommarsi alle aliquote precedentemente definite.

Qualora il dimensionamento non fornisca un valore della profondità pari a quello ipotizzato si procederà con un calcolo iterativo, al fine di annullare l'errore di chiusura.

La profondità complessiva di progetto del canale di accesso comprenderà, pertanto, tutte le aliquote sopra definite, per ciascuna delle quali sono esplicitati i valori adottati (cfr. Tabella 6.5).

DETERMINAZIONE DELLA PROFONDITA' DEL CANALE DI ACCESSO		
ALIQUOTA	VALORE	
<i>Pescaggio della nave di progetto</i>	8.00	m
<i>Effetti dell'acqua dolce</i>	0.25	m
<i>Effetti di regolazione dell'assetto della nave</i>	0.36	m
<i>Effetti delle acque poco profonde</i>	0.34	m
<i>Distanza di sicurezza</i>	0.90	m
<i>Franco di manutenzione per insabbiamento</i>	0.60	m
<i>Tolleranza di dragaggio</i>	0.50	m
<b>Profondità di progetto</b>	<b>10.95</b>	<b>m</b>

**Tabella 6.5 – Profondità di progetto del canale di accesso al bacino commerciale**

Poiché si è determinata una profondità pressochè coincidente con quella ipotizzata nella fase preliminare, non si ritiene necessario effettuare alcun calcolo iterativo.

Si ritiene opportuno stabilire la profondità di progetto del canale di accesso pari a 11 m, confermando quindi quanto già indicato negli elaborati del P.R.P. vigente.

## 6.2 VERIFICA DEI TEMPI DI INOPERATIVITA' PORTUALE PER LE OPERAZIONI DI INGRESSO E USCITA INDOTTI DAL FENOMENO DI FRANGIMENTO DELLE ONDE ALL'IMBOCCATURA

In questo paragrafo si riporta la verifica dei tempi di inoperatività (downtime) dell'imboccatura portuale causati dal fenomeno della frangenza delle onde in condizioni meteomarine avverse. In tali condizioni, infatti, molto difficoltose le operazioni portuali di ingresso e di uscita potrebbero diventare molto difficoltose.

Alla luce di ciò, anche la verifica dei tempi di downtime per le operazioni portuali di ingresso e di uscita risulta fondamentale ai fini della valutazione dell'operatività globale portuale, al pari della verifica di downtime per le operazioni di movimentazioni merci, descritta nel capitolo 4 di questo elaborato, a cui si rimanda.

### 6.2.1 Richiami sulla teoria del frangimento

Durante i fenomeni di trasferimento delle onde verso riva, quando, per via dell'interazione con i fondali marini, ed in particolare al decrescere di quest'ultimi, il rapporto tra l'altezza d'onda e la sua lunghezza, definito come "ridipidità dell'onda", aumenta fino ad un certo limite, oltre il quale l'onda, perdendo le sue caratteristiche lineari, "frange" con dissipazione dell'energia e innalzamento del livello idrico.

Molti studi sono stati eseguiti per determinare un criterio per la determinazione dell'onda frangente. Di seguito si riporta una breve descrizione dei criteri più presenti in letteratura.

McCowan nel 1891 aveva proposto il seguente criterio valevole per fondali piani e onde "solitarie":

$$\gamma_b = \frac{H_b}{d_b}$$

in cui:

- $H_b$  è l'altezza d'onda frangente;
- $d_b$  è la profondità di frangimento
- $\gamma_b$  è l'indice di frangimento pari a 0,78 .

Munk nel 1949 aveva proposto il seguente criterio, anche esso valevole per fondali piani e onde "solitarie":

$$\Omega_b = \frac{H_b}{H_0}$$

in cui:

- $H_b$  è l'altezza d'onda frangente;
- $H_0$  è l'onda al largo non rifratta
- $\Omega_b$  è l'indice di frangimento avente la seguente espressione:

$$\Omega_b = 0.3(H_0/L_0)^{1/3}$$

dove  $L_0$  è la lunghezza d'onda di  $H_0$

Weggel nel 1972 stabilì il seguente criterio .

$$\gamma_b = b - a \frac{H_b}{g T^2}$$

dove:

- $H_b$  è l'altezza d'onda frangente;
- $g$  è l'accelerazione di gravità
- $T$  è il periodo dell'onda,
- $a$  e  $b$  sono parametri che dipendono dalla pendenza del fondale secondo le seguenti espressioni

$$a = 43.8 (1 - e^{-19 \tan \beta})$$

$$b = \frac{1.56}{(1 + e^{-19.5 \tan \beta})}$$

Il criterio di Weggel è valevole per le seguenti condizioni:

- $H_0/L_0 \leq 0.06$ ,
- $\tan \beta \leq 0.1$

Komar e Gaughan (1973) derivarono la seguente relazione semiempirica per le onde lineari per la stima dell'indice di frangimento.

$$\Omega_b = 0.56 \left( \frac{H_0'}{L_0} \right)^{-\frac{1}{3}}$$

in cui:

- $H_0'$  è l'onda al largo non rifratta
- $L_0$  è la lunghezza d'onda di  $H_0$

Un altro criterio di frangimento è quello di di Miche (1951), implementato anche nel modello STWAVE:

$$H_{m0,b} = 0.1 L \tan h kd$$

in cui:

- $H_{m0,b}$  è l'altezza significativa frangente
- $K$  è il numero d'onda
- $d$  è la profondità del fondale
- $L$  è la lunghezza d'onda al largo.

### 6.2.2 Determinazione del downtime per le operazioni portuali di ingresso e di uscita

Si è scelto di individuare il downtime per le operazioni portuali di ingresso e di uscita risalendo alle statistiche di accadimento delle "onde generatrici" dello stato critico tramite una procedura "step by step", mutuata da quanto già applicato per il downtime operativo degli accosti commerciali (cfr. capitolo 4 di questo elaborato). Dapprima è stata determinata l'onda frangente all'imboccatura  $H_b$ . Quindi sono stati riconosciuti i coefficienti di amplificazione all'imboccatura. In seguito sono state determinate le onde responsabili dei fenomeni di downtime all'imboccatura. Infine è stata stimata la persistenza temporale su base statistica media annua di tali onde. Per completezza, tali stime sono state eseguite sia per il layout progettuale che per lo stato di fatto, al fine di poter effettuare il confronto tra le configurazioni portuali.

#### 6.2.2.1 Determinazione dell'onda frangente

L'onda frangente all'imboccatura  $H_b$  è stata determinata applicando la teoria di Komar e Gaughan (1973). Per applicare tale teoria è necessario calcolare l'altezza d'onda al largo non rifratta  $H_0$ : ciò è stato fatto in riferimento alla teoria di Nielsen (1984).

La quota dei fondali è stata considerata pari a - 9 m slm, come nelle attuali condizioni. Ciò appare cautelativo, anche per quanto riguarda le condizioni di agibilità successive all'attuazione completa del PRP: esso prevede fondali prossimi ai - 11 m slm, sui quali frangono onde maggiori.

L'altezza d'onda frangente  $H_b$  è stata calcolata pari a 6,8 m.

#### 6.2.2.2 Determinazione dei coefficienti di amplificazione all'imboccatura

Con il modello CGWAVE sono stati determinati i coefficienti di amplificazione dovuti ai fenomeni di diffrazione e riflessione (cfr. il capitolo 3 di questo elaborato). Di seguito si riporta la tabella relativa ai coefficienti massimi all'imboccatura. Per facilitarne il confronto, per ogni caso, e ove possibile, sono riportati in rosso il coefficiente di amplificazione maggiore, in blu il coefficiente di amplificazione minore. Gli stati del mare analizzati sono quelli da 330°N e 45°N, ritenuti già rappresentativi del clima d'onda sottocosta (cfr. capitolo 3).

CONFRONTO DEI COEFFICIENTI DI AMPLIFICAZIONE DI PICCO ALL'IMBOCCATURA																
		H=1m, T=6 s			H=1m, T=8 s			H=1m, T=10s			H=1m, T=12 s			H=1m, T=14 s		
D(°N)	LAYOUT			LAYOUT			LAYOUT			LAYOUT			LAYOUT			
	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	
330°N	0.56	0.51	0.52	0.52	0.35	0.39	0.79	0.68	0.71	0.57	0.45	0.45	0.69	0.55	0.47	
45°N	1.4	1.2	1.1	1.8	1.5	1.5	1.6	1.23	1.31	1.9	1.1	1.2	1.4	1	1.1	

**LEGENDA:**

X.XX Coefficiente di amplificazione minore

Y.YY Coefficiente di amplificazione maggiore

**Tabella 6.6 – Determinazione dei coefficienti di amplificazione di picco all'imboccatura**

I risultati riportati nella tabella mostrano come le configurazioni progettuali comportino una riduzione dell'agitazione residua all'imboccatura rispetto alle condizioni attuali.

### 6.2.2.3 Stati del mare responsabili dei fenomeni di downtime per le operazioni portuali di ingresso e di uscita

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa dei valori calcolati di altezza d'onda che causano i fenomeni di downtime per frangimento all'imboccatura sul punto di controllo, al variare del periodo  $T$  e della direzione sottocosta  $D_s$  in funzione dei coefficienti di amplificazione già indicati alla sezione precedente.

Gli stati del mare analizzati sono quelli da 330°N e 45°N, ritenuti già rappresentativi del clima d'onda sottocosta (cfr. capitolo 3). Le onde responsabili dei fenomeni di downtime per le operazioni portuali di ingresso e di uscita sono state ottenute "scalando" il valore dell'altezza d'onda frangente di 6,8 m tramite i coefficienti di amplificazione.

Per la localizzazione del punto di controllo si faccia riferimento alla fig. 4.1, già riportata : esso è individuato dal punto bianco. Per ogni caso direzionale in analisi è stato possibile identificare con il colore rosso lo stato del mare meno elevato e con il colore blu lo stato del mare più elevato.

D(°N)	ALTEZZE GENERATRICI DEI FENOMENI DI DOWNTIME ALL'IMBOCCATURA														
	T=6 s			T=8 s			T=10 s			T=12 s			T=14 s		
	H <sub>0</sub> (m)			H <sub>0</sub> (m)			H <sub>0</sub> (m)			H <sub>0</sub> (m)			H <sub>0</sub> (m)		
	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B	0 (SDF)	A	B
330°N	12.14	13.33	13.08	13.08	19.43	17.44	8.61	10.00	9.58	11.93	15.11	15.11	9.86	12.36	14.47
45°N	4.86	5.67	6.18	3.78	4.53	4.53	4.25	5.53	5.19	3.58	6.18	5.67	4.86	6.80	6.18

**LEGENDA:**

X.XX Altezza d'onda generatrice maggiore  
Y.YY Altezza d'onda generatrice minore

**Tabella 6.7 – Determinazione degli stati del mare che generano i fenomeni downtime per frangimento all'imboccatura**

I valori così determinati, soprattutto i più alti, potrebbero non essere presenti tra gli stati del mare caratteristici del clima d'onda sottocosta per il sito in esame; pertanto occorre verificarne la presenza e, in caso positivo, calcolarne le frequenze di occorrenza.

### 6.2.2.4 Frequenze di accadimento dei fenomeni di downtime per le operazioni portuali di ingresso e di uscita

A partire dagli stati del mare generatori della condizione limite per frangimento all'imboccatura, determinate nella sezione precedente, al variare del periodo  $T$  e della direzione sottocosta  $D_s$ , è stato possibile individuare la relativa frequenza di accadimento per assegnata direzione di propagazione al largo. Si è determinato, per ciascuno degli stati di mare individuati, il range temporale di occorrenza del downtime per le operazioni di ingresso e di uscita, cioè del verificarsi di quei stati del mare al di sopra del valore dell'altezza d'onda generatrice del downtime per frangimento all'imboccatura, facendo riferimento alle tabelle 4.3 e 4.4 già riportate nel capitolo 4.

La persistenza complessiva degli eventi di downtime per le operazioni di ingresso e di uscita è stata determinata cumulando tutte le occorrenze di accadimento degli stati del mare responsabili di tale fenomeno.

Per le condizioni attuali è stato valutato che la persistenza complessiva del downtime dell'imboccatura indotta dai fenomeni di frangimento è pari a 3 ore/anno.

Per entrambe le configurazioni di progetto è stato valutato che la persistenza complessiva del downtime dell'imboccatura indotta dai fenomeni di frangimento è pari a 1 ora/anno.

Quanto riportato indica chiaramente, che per via della ridotta persistenza temporale media annua dei fenomeni di frangimento del moto ondoso all'imboccatura portuale, i tempi di downtime per le operazioni di ingresso e di uscita sono praticamente nulli.

## 7. ANALISI DELLA RISONANZA PORTUALE

---

Il fenomeno della risonanza si manifesta quando il moto ondoso raggiunge l'imboccatura di un porto ed interagisce dinamicamente con lo specchio d'acqua protetto, provocando l'amplificazione ovvero lo smorzamento delle diverse componenti dello spettro d'onda incidente, a seconda che queste coincidano o meno con i periodi propri di oscillazione del bacino, in funzione delle sue caratteristiche geometriche (Miles, 1974).

In particolare, le onde lunghe (cioè quelle infragravitazionali, generate dall'interazione non lineare delle onde di vento; Herberts, 1995, Lo & Dean, 1995), caratterizzate da periodi dell'ordine delle centinaia di secondi, sono le più interessanti: infatti si riscontra la corrispondenza tra i periodi di picco di tali onde con i periodi propri di oscillazione di molti porti commerciali.

Più raramente, fenomeni simili possono essere innescati da oscillazioni del bacino durante un terremoto (tsunami) o dalle escursioni della pressione dovute al transito di celle di convezione atmosferiche (fenomeni quali il "Marrobbio", che si verifica in Sicilia presso la costa del Trapanese).

Queste oscillazioni di lungo periodo (dette anche sesse) possono essere amplificate dalla risposta dinamica del bacino dando origine ad ampi movimenti delle navi in banchina e provocando sforzi eccessivi sulle cime e sui dispositivi di ormeggio, fino a compromettere l'integrità strutturale dei dispositivi stessi, rendendo pericolose le attività del porto e l'ormeggio stesso delle navi.

La valutazione della potenziale inoperatività del porto indotta dai fenomeni di risonanza viene effettuata sulla stima della capacità di amplificazione delle componenti di lungo periodo del moto ondoso derivante da uno studio preliminare di risonanza mediante un modello numerico agli elementi finiti basato sulla versione ellittica dell'equazione di mild-slope (Beltrami et al., 2001).

Dall'esame delle cosiddette *curve di risonanza*, ottenute diagrammando i coefficienti di amplificazione  $A$  restituiti dalle simulazioni numeriche delle onde lunghe, in funzione della frequenza, si possono infatti evincere le frequenze delle onde che possono indurre la risonanza del porto.

Si ricorda che per tali fenomeni (*Harkins and Dorrel, 2000*) sono riconosciuti degli *standard internazionali di operatività* per le attività di un porto secondo i quali tali attività non subiscono gravi disagi per coefficienti di amplificazione  $A < 5$ , mentre per coefficienti di amplificazione  $A > 10$  esse diventano molto difficoltose.

### 7.1 SIMULAZIONI NUMERICHE ESEGUITE

---

Di seguito sono riportati i risultati delle simulazioni di onde lunghe di altezza unitaria con periodo  $T_p$  compreso nel range 20-800 s; tali simulazioni sono state effettuate con l'ausilio del codice di calcolo CGWAVE.

Lo scenario simulato è quello delle onde con direzione sottocosta 45°N.

La scrivente ha optato per tale scenario in quanto esso, da quanto emerso nello studio dell'agitazione residua (cfr. capitolo 3 di questo elaborato), è caratterizzato, per via del comportamento riflessivo dei banchinamenti interni, da elevati livelli di sovrapposizione delle onde.

Il coefficiente di riflessione  $K_R$  assegnato alle infrastrutture portuali è pari all'unità; in questo modo si considera una riflessione totale delle onde, provocando la massima sovrapposizione delle stesse; tale situazione è quella che meglio simula il comportamento delle strutture costiere, in presenza delle cosiddette *onde lunghe* (cfr. Panchang - 2002).

All'interno del porto sono stati individuati alcuni punti di controllo in prossimità degli spigoli interni delle banchine.

Per tali punti, sono stati estratti dalle simulazioni i valori dei coefficienti di amplificazione e sono state costruite per ognuno di essi le curve di risonanza, che permetteranno di individuare i modi di risonanza del bacino, cioè le frequenze più sfavorevoli per cui si riscontrano dei picchi di amplificazione maggiori, che, quindi, potrebbero mettere in crisi l'operatività del porto.

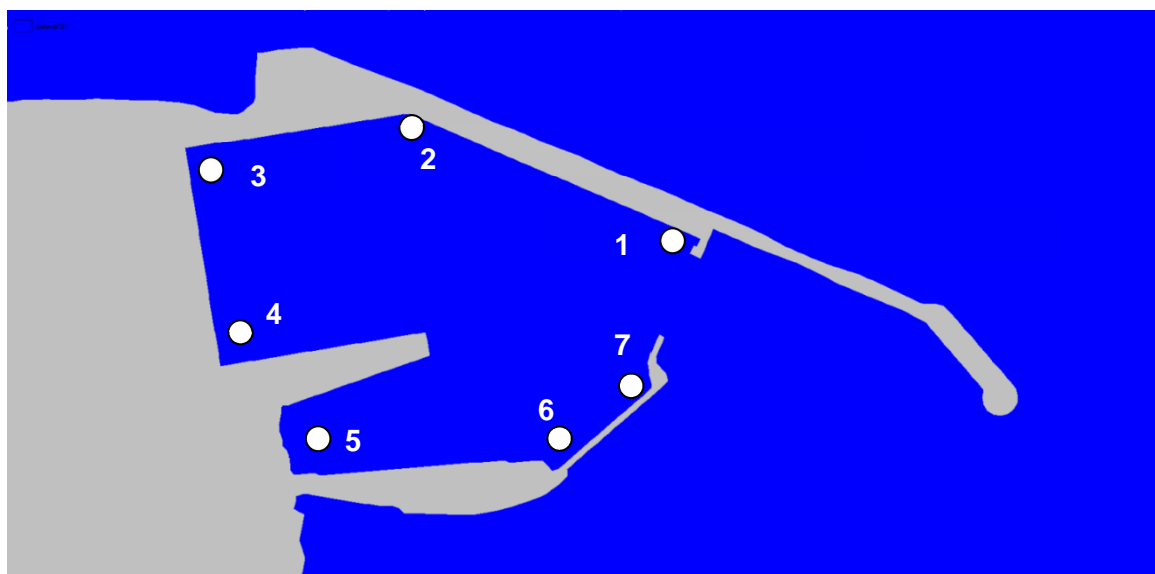


Figura 7.1 – Punti di controllo per la risonanza portuale

ANALISI DELLA RISONANZA										
COEFFICIENTI DI AMPLIFICAZIONE A [ADIMENSIONALE]										
PERIODO [s] PER $D_3 = 45^\circ N$										
PUNTO	20	50	100	200	300	400	500	600	700	800
1	1.47	1.00	0.47	0.19	0.40	0.59	0.68	0.71	0.71	0.54
2	1.14	1.20	0.17	0.14	0.38	0.57	0.67	0.70	0.69	0.64
3	0.88	0.61	0.12	0.16	0.44	0.61	0.67	0.70	0.59	0.67
4	0.34	0.49	0.09	0.16	0.45	0.61	0.67	0.70	0.61	0.68
5	0.42	0.78	0.16	0.18	0.47	0.65	0.67	0.70	0.64	0.70
6	0.63	0.68	0.25	0.13	0.39	0.59	0.67	0.70	0.70	0.59
7	0.31	0.66	0.25	0.12	0.41	0.58	0.67	0.70	0.70	0.52

Tabella 7.1 – Analisi della Risonanza. Coefficienti di amplificazione per onda sottocosta da  $45^\circ N$

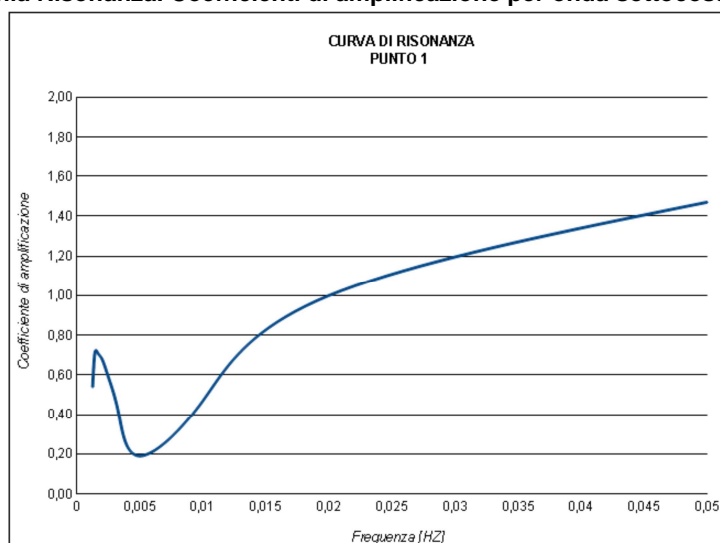


Grafico 7.1 – Curva di risonanza: Punto 1



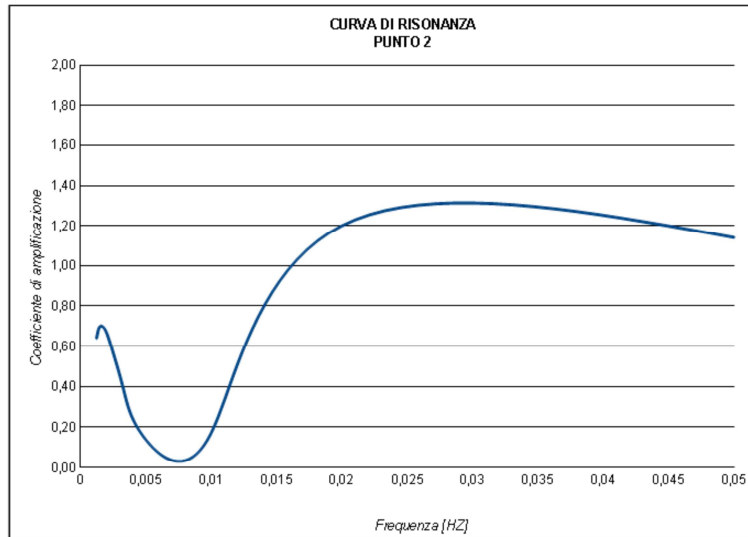


Grafico 7.2 – Curva di risonanza: Punto 2

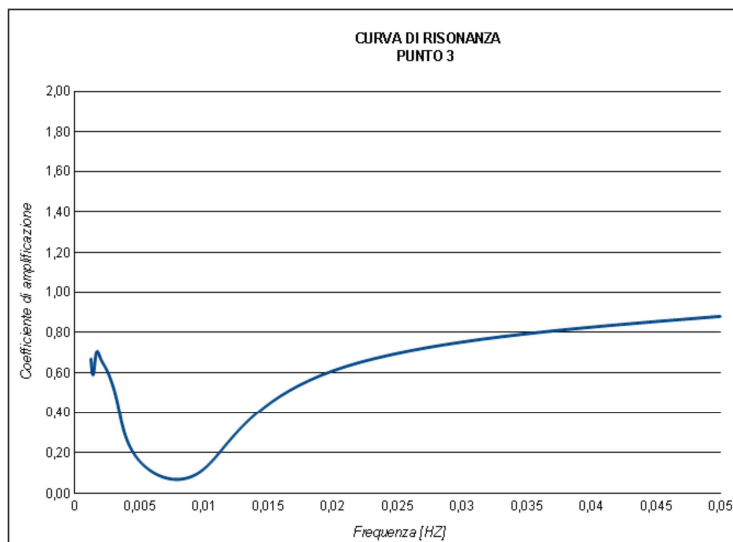


Grafico 7.3 – Curva di risonanza: Punto 3

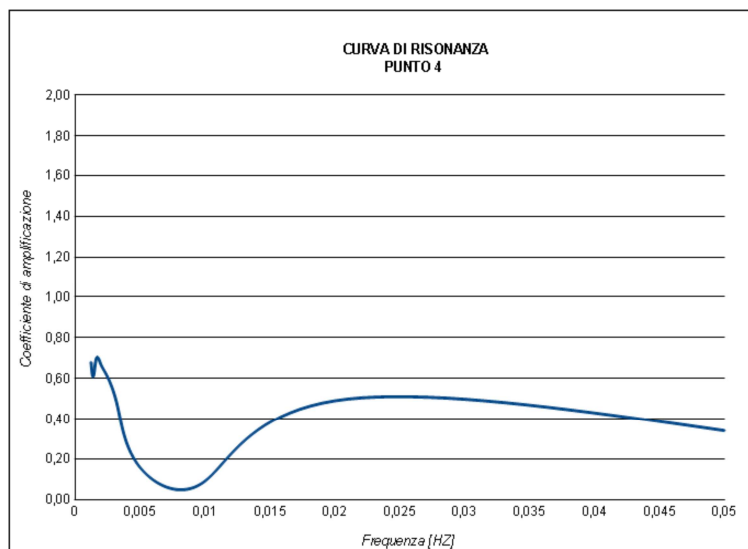
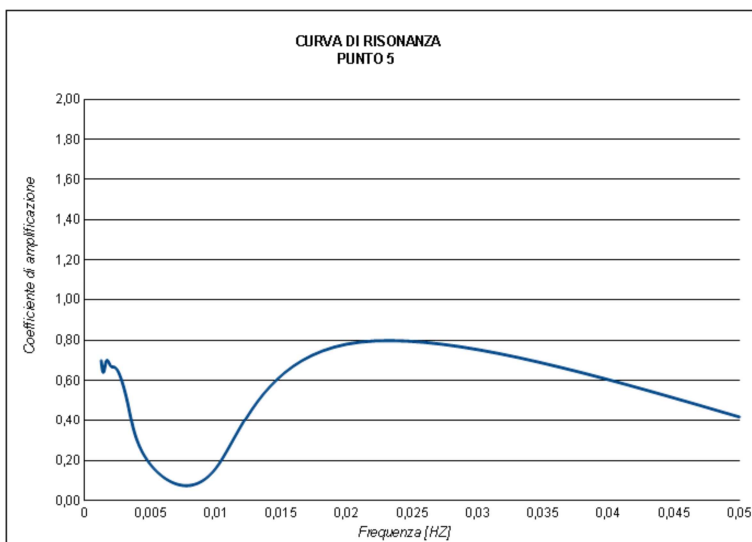
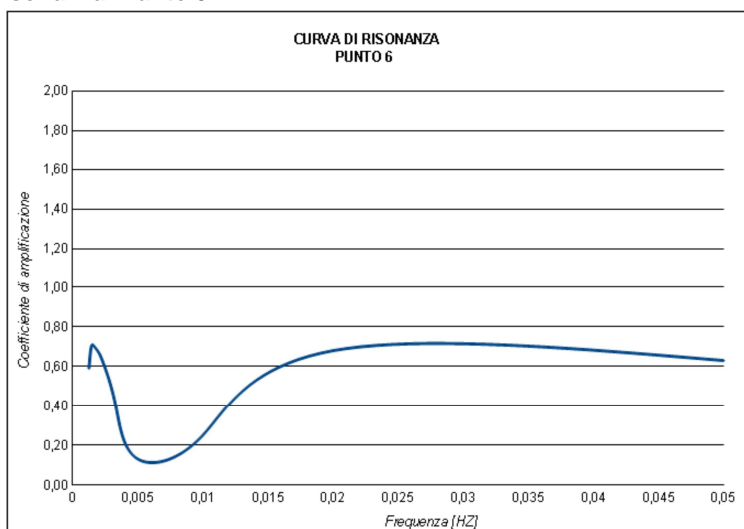


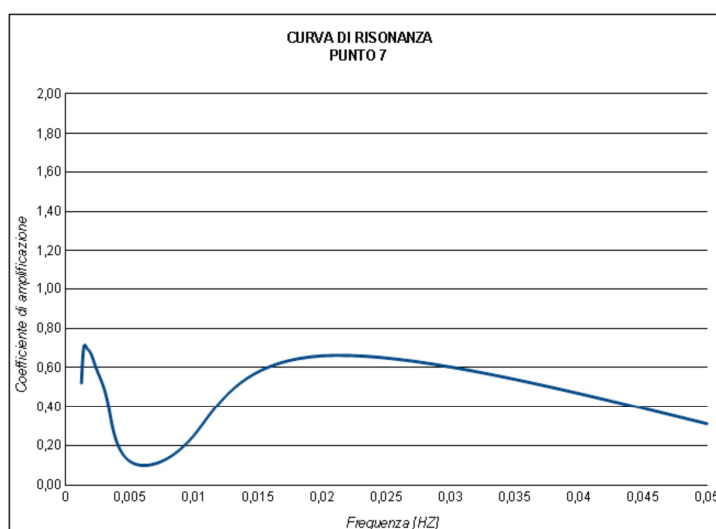
Grafico 7.4 – Curva di risonanza: Punto 4



**Grafico 7.5 – Curva di risonanza: Punto 5**



**Grafico 7.6 – Curva di risonanza: Punto 6**



**Grafico 7.7 – Curva di risonanza: Punto 7**

In ciascuno dei punti di controllo, l'analisi di risonanza restituisce picchi del coefficiente di amplificazione sempre inferiori a 5.

Di seguito sono state riportate le immagini relative alla distribuzione del coefficiente di fase (a destra), che consente di identificare le aree nodali e antinodali, e alla distribuzione del coefficiente di amplificazione (a sinistra) al variare del periodo.

Le aree nodali, caratterizzate da valori di fase nulli in quanto soggette a componenti orizzontali di elevate velocità e a moti verticali trascurabili, sono individuabili nelle fasce di transizione da una fase negativa ad una fase positiva.

Gli antinodi sono caratterizzati da valori elevati del coefficiente di amplificazione, per effetto dei moti verticali non trascurabili.

Per le immagini relative al coefficiente di fase, è stato associato al blu il valore +1, al celeste il valore -1.

Per le immagini relative al coefficiente di amplificazione, è stato associato al blu scuro il valore nullo, al rosso il valore + 10, valore di soglia che indica il blocco delle operazioni portuali; inoltre al valore di soglia, pari a + 5, a cui compete secondo *Harkins and Dorrel*, l'inizio dei disagi per la movimentazione di merci e passeggeri, è stato associato al verde.

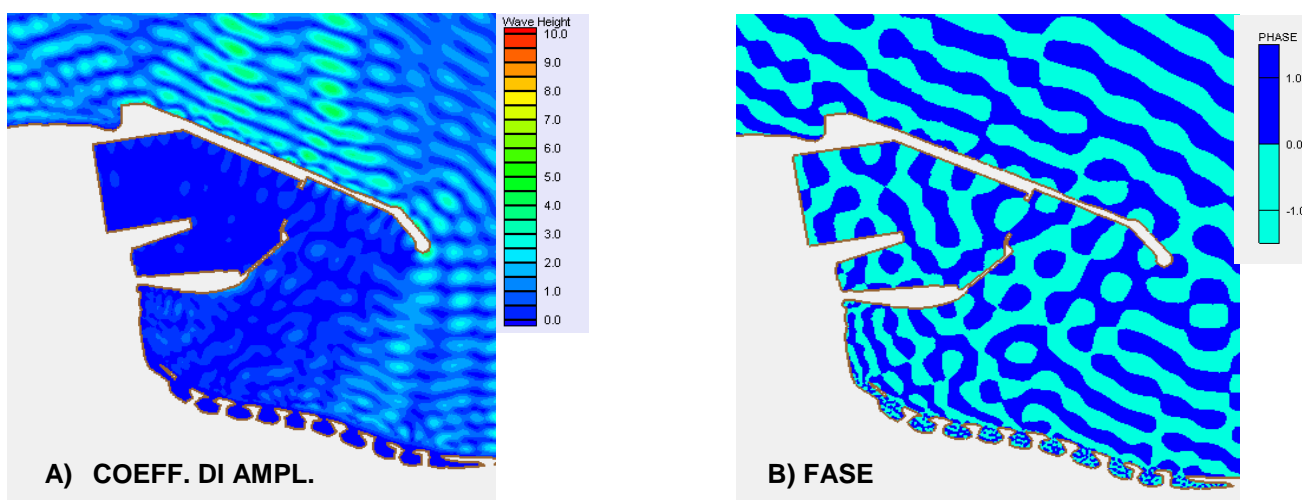


Figura 7.2 – Analisi della Risonanza. Caratteristiche ondamiche:  $H_s=1,0$  m,  $T=20$  s,  $D=45$  N

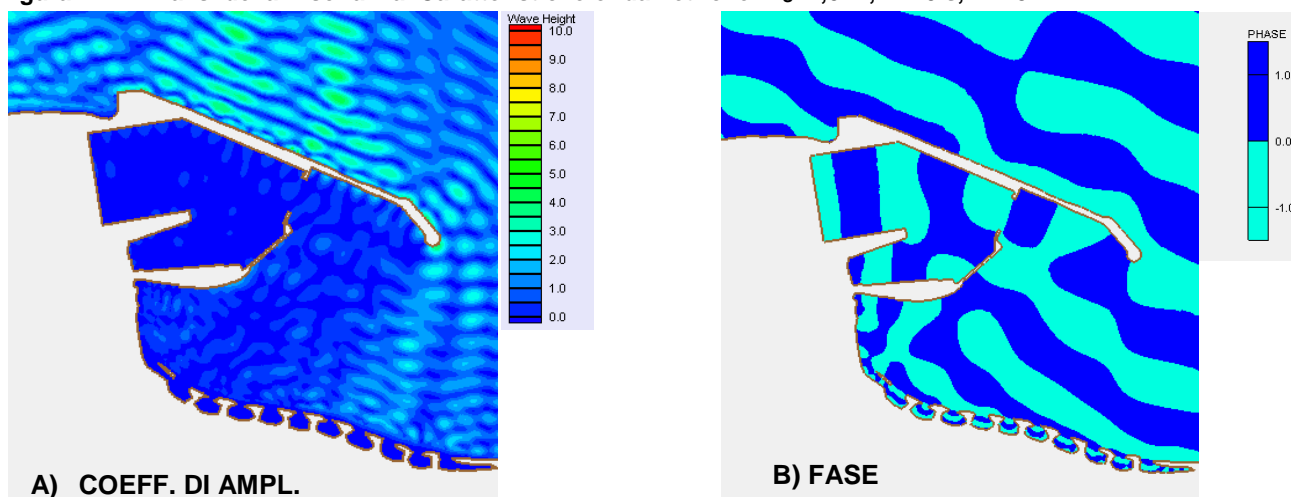


Figura 7.3 – Analisi della Risonanza. Caratteristiche ondamiche:  $H_s=1,0$  m,  $T=50$  s,  $D=45$  N

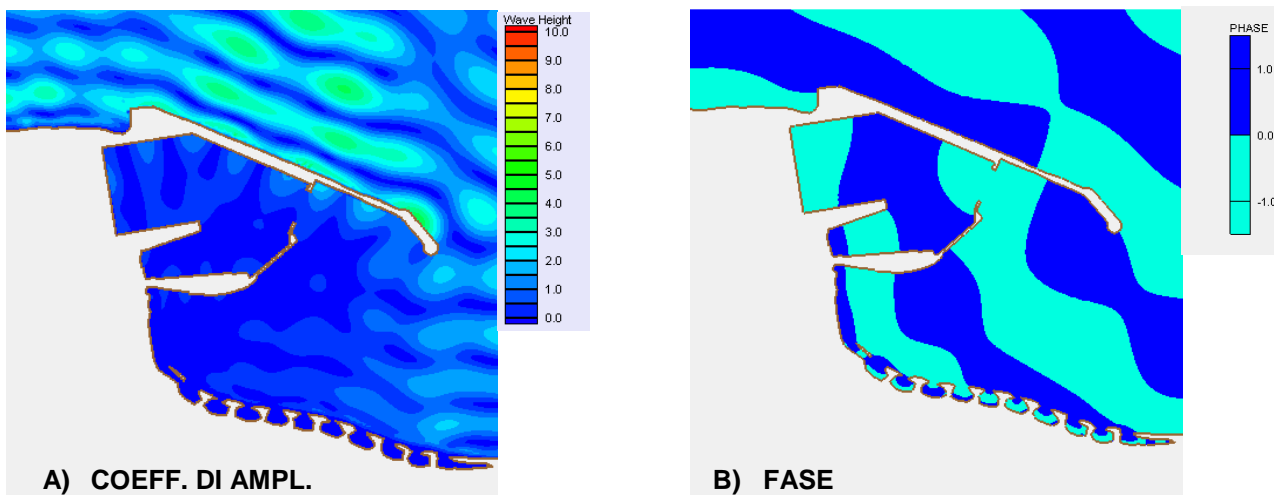


Figura 7.4 – Analisi della Risonanza. Caratteristiche ondamiche:  $H_s=1,0$  m,  $T=100$  s,  $D=45$  N

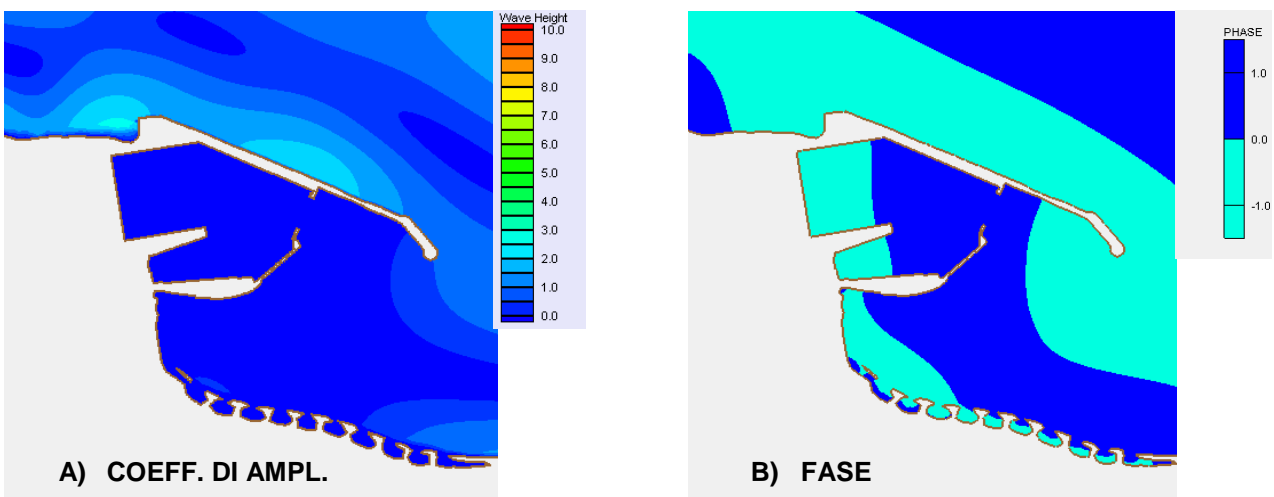


Figura 7.5 – Analisi della Risonanza. Caratteristiche ondamiche:  $H_s=1,0$  m,  $T=200$  s,  $D=45$  N

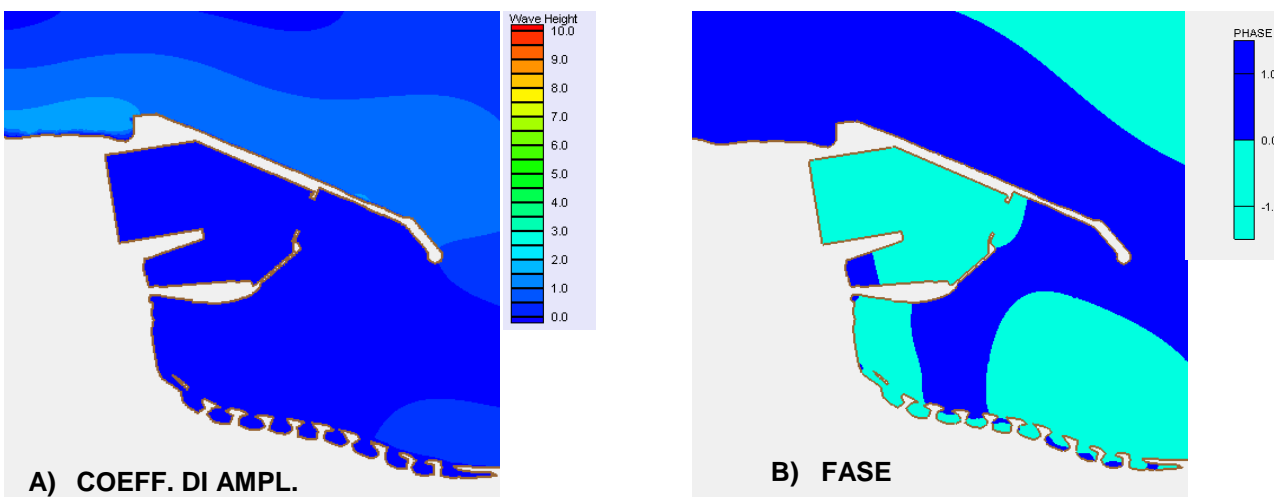


Figura 7.6 – Analisi della Risonanza. Caratteristiche ondamiche:  $H_s=1,0$  m,  $T=300$  s,  $D=45$  °

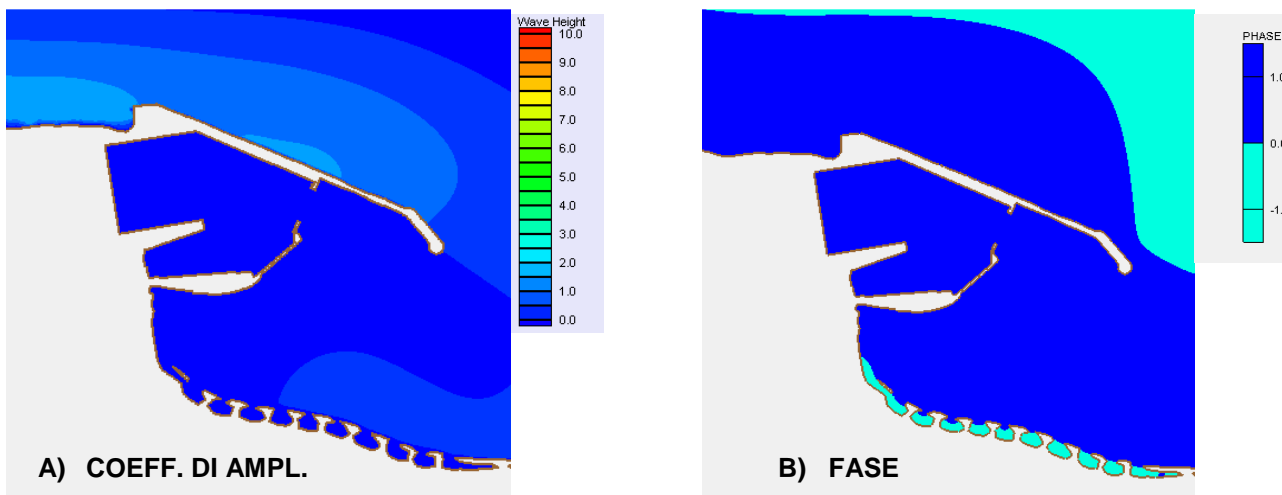


Figura 7.7 – Analisi della Risonanza. Caratteristiche ondamiche:  $H_s=1,0$  m,  $T=400$  s,  $D=45$  N

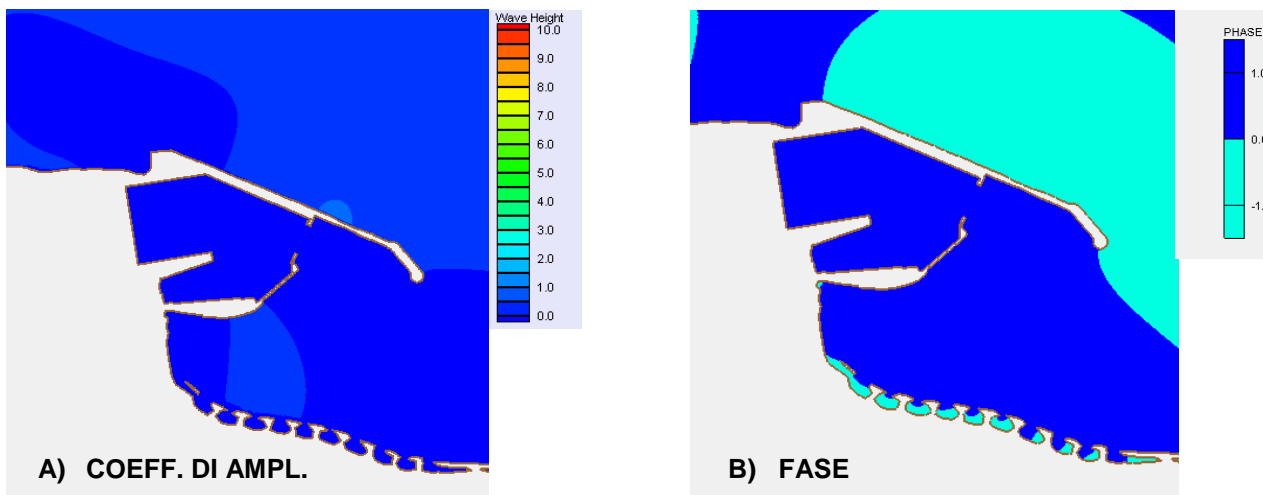


Figura 7.8 – Analisi della Risonanza. Caratteristiche ondamiche:  $H_s=1,0$  m,  $T=500$  s,  $D=45$  N

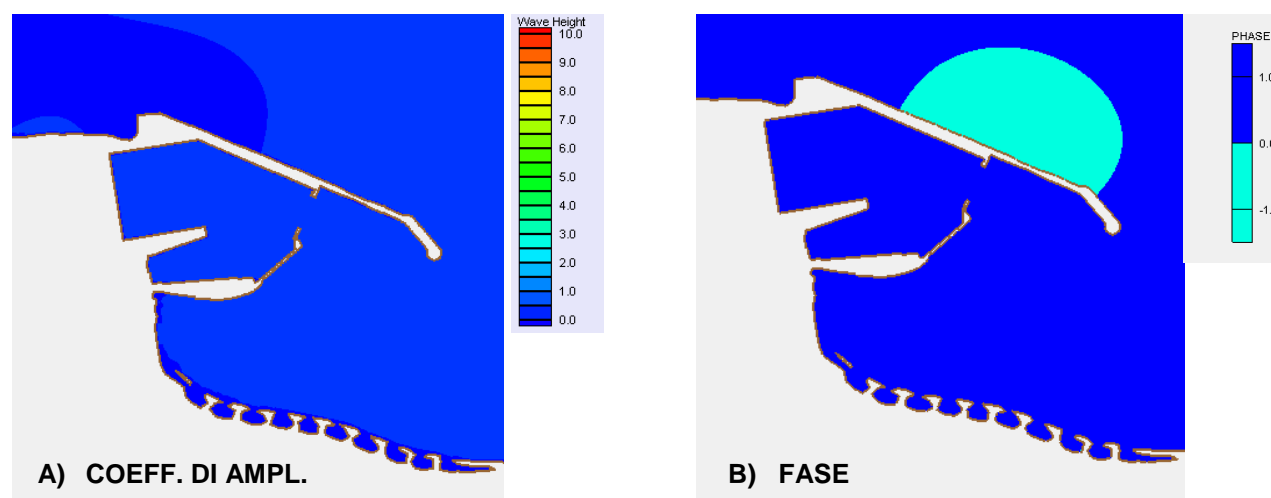


Figura 7.9 – Analisi della Risonanza. Caratteristiche ondamiche:  $H_s=1,0$  m,  $T=600$  s,  $D=45$  N

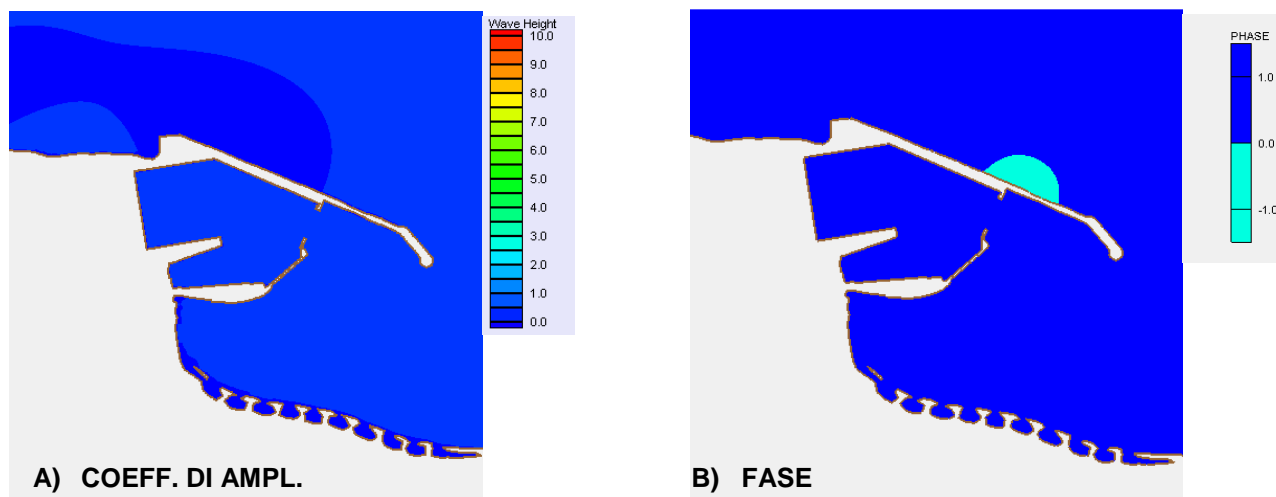


Figura 7.10 – Analisi della Risonanza. Caratteristiche ondamiche:  $H_s=1,0$  m,  $T=700$  s,  $D=45^\circ$  N

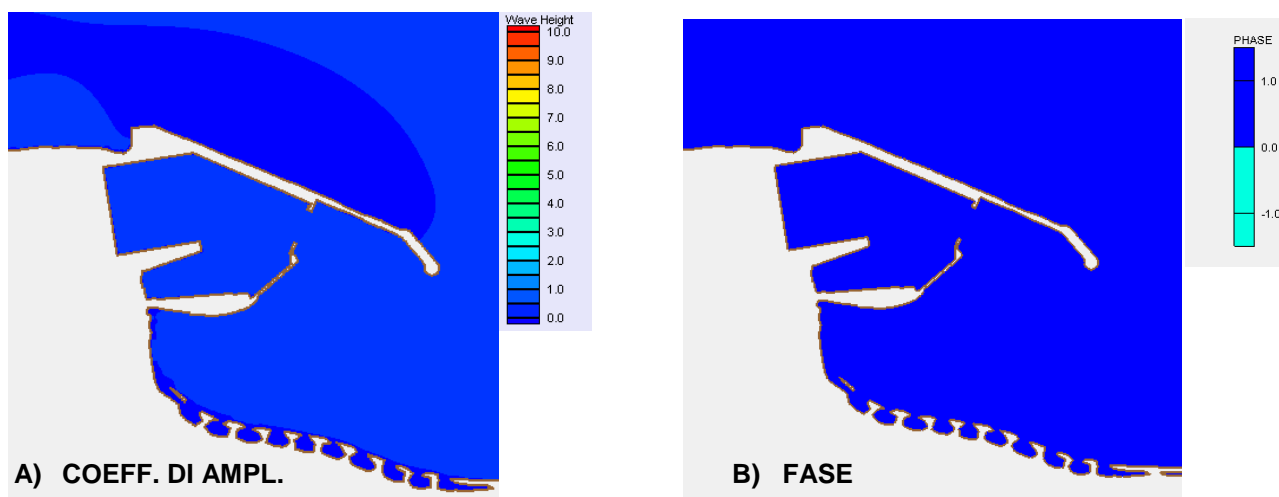


Figura 7.11 – Analisi della Risonanza. Caratteristiche ondamiche:  $H_s=1,0$  m,  $T=800$  s,  $D=45^\circ$  N

In ciascuno dei punti di controllo, l'analisi di risonanza restituisce picchi del coefficiente di amplificazione sempre molto inferiori a 5.

Tale fenomenologia viene messa in evidenza anche dall'osservazione delle immagini riportate e relative al coefficiente di amplificazione.

In tali immagini i gradienti di colore all'interno dello specchio acqueo protetto sono sempre prossimi al blu, colorazione che indica coefficienti di amplificazione prossimi a 1,5 o inferiori.

Ciò indica che all'interno del range di periodi di onde lunghe, tra 20 s e 800 s, e aventi direzione di provenienza pari a  $45^\circ$  N, non si verificano disagi eccessivi relativi alla operatività per il layout in esame.

Dai risultati ottenuti si evince che non sussistono difficoltà di espletamento delle attività portuali all'interno del bacino protetto per ragioni di risonanza portuale indotta da onde lunghe.

## 8. CONCLUSIONI

---

Il presente studio è finalizzato alla valutazione delle condizioni di agitazione residua sotto le mareggiate e alle considerazioni sull'operatività nautica del porto di Termini Imerese a seguito della realizzazione delle nuove opere.

Si è rilevato che i lavori di completamento del molo di sopraflutto e del molo di sottoflutto rappresentano la prima fase di attuazione dello strumento di pianificazione vigente (PRP), mentre viene mantenuta temporaneamente inalterata l'attuale configurazione interna degli specchi acquei con le relative destinazioni funzionali.

Essendo le condizioni di operatività portuale, e quindi gli stati limite di agitazione interna, dipendenti dalla tipologia di traffico ed al naviglio a cui il bacino è destinato, in assenza delle opere di parzializzazione e riconfigurazione interna, si è optato di eseguire un confronto diretto tra la configurazione progettuale post operam, denominata "Layout A", e la configurazione attuale, denominata "Layout 0", al fine di verificare se e quanto la situazione generale tragga beneficio dalle nuove opere.

Solo ai fini dell'ottimizzazione delle condizioni di agitazione residua nell'avamposto è stato anche studiata un'ulteriore configurazione portuale definita "Layout B". I Layout A e B si differenziano per via della diversa sezione costruttiva ipotizzata per il molo di sottoflutto lato mare e per la configurazione del dente posizionato all'estremità della banchina sul molo di sopraflutto lato avamposto. Per il layout A si sono adottati coefficienti di riflessione pari a 0,9 (pareti verticali). Per il layout B essi sono stati valutati pari a 0,65 (pareti antiriflettenti).

In particolare, sono state eseguite, per ogni configurazione in analisi, le simulazioni di agitazione residua applicando il codice CGWAVE, modello che permette di stimare gli effetti indotti da fenomeni diffrattivi e riflessivi. Durante le simulazioni eseguite gli effetti dissipativi non lineari sono stati considerati trascurabili. Ciò implica che i valori del coefficiente di amplificazione ottenuti risultano sovrastimati, e sono, pertanto, da ritenersi cautelativi.

Per ciascun accosto, a parità di periodo, i coefficienti di amplificazione più elevati in generale si riscontrano per gli stati del mare sottocosta da 45°N, mentre, per le direzioni 330°N e 135°N, i valori si riducono.

La riduzione media del coefficiente di amplificazione per il layout progettuale A, rispetto al layout di stato di fatto 0, è pari:

- per mareggiate da 330°N: -39%;
- per mareggiate da 45°N: - 48%;
- per mareggiate da 135°N: - 58%.

E' stata eseguita l'analisi di *downtime* per le operazioni di movimentazione merci per gli accosti commerciali attuali secondo i dettami della direttiva ROM 3.1 99, ritenuta applicabile al caso per la sua cautelatività. Le verifiche eseguite mostrano che i tempi di inoperatività portuale per le operazioni di movimentazione merci secondo la configurazione progettuale si riducono notevolmente rispetto alle condizioni attuali.

Le verifiche effettuate sull'operatività degli attuali ormeggi per le imbarcazioni da diporto dal punto di vista dell'agitazione residua (che restano attualmente in posizione difforme rispetto alla previsione di PRP), hanno indicato che la realizzazione delle nuove opere implica una notevole riduzione dei livelli di agitazione residua rispetto alle condizioni attuali, soprattutto per le ondate con direzione sottocosta di 45°N e 135°N.

Per quanto riguarda la larghezza e la profondità dell'imboccatura del porto commerciale è stato confermato secondo gli standard di settore e secondo le metodologie riconosciute a livello internazionale (PIANC) quanto già stabilito negli studi di supporto per la redazione del PRP. Per la nave di progetto indicata nel PRP, la larghezza del canale di accesso deve essere superiore a 182 m mentre la profondità deve essere pari a 11m.

In merito all'agibilità nautica dell'accesso al porto, dall'analisi dei fenomeni di frangimento all'imboccatura è emerso che la persistenza temporale media annua di tali fenomeni presso la nuova imboccatura è pari a 1 ora/anno e che pertanto i tempi di downtime per le operazioni portuali di ingresso e di uscita sono pressoché trascurabili.

Infine le verifiche eseguite sugli eventuali fenomeni di risonanza che possono verificarsi nei bacini portuali, esse hanno fornito esito positivo; in particolare, all'interno del range di periodi di onde lunghe, tra 20 s e 800 s e aventi direzione di provenienza pari a 45°N, non si verificano situazioni problematiche per l'operatività portuale; infatti i livelli di agitazione residua, in termini di coefficienti di amplificazione rimangono molto al di sotto dei valori di soglia indicati dagli standard di riferimento (*Harkins and Dorrel, 2000*).