

PONTE SULLO STRETTO DI MESSINA



PROGETTO DEFINITIVO VARIANTE SITI ALTERNATIVI DI DEPOSITO

EUROLINK S.C.p.A.

IMPREGILO S.p.A.

SOCIETÀ ITALIANA PER CONDOTTE D'ACQUA S.p.A.

COOPERATIVA MURATORI E CEMENTISTI - C.M.C. DI RAVENNA SOC. COOP. A.R.L.

SACYR S.A.U.

ISHIKAWAJIMA - HARIMA HEAVY INDUSTRIES CO. LTD

A.C.I. S.C.P.A. - CONSORZIO STABILE

IL PROGETTISTA



Ing. F. Giordano



Ing. E. Pagani
Ordine Ing. Milano n°15408

IL CONTRAENTE GENERALE
PROJECT MANAGER
(Ing. P.P. Marcheselli)

STRETTO DI MESSINA
Direttore Generale
Ing. G. Fiammenghi

STRETTO DI MESSINA
Amministratore Delegato
Dott. P. Ciucci

CZV1051_F0

Unità Funzionale

COLLEGAMENTI VERSANTE SICILIA

Tipo di sistema

CANTIERI

Raggruppamento di opere/attività

RIPASCIMENTO

Opera - tratto d'opera - parte d'opera

OPERE DI CANTIERIZZAZIONE

Titolo del documento

VERIFICHE DI STABILITA' IDRAULICA - BARRIERA SOFFOLTA

CODICE

C G 0 0 0 0 P R X V S C Z C 3 C O 0 0 0 0 0 8 F 0

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
F0	31/05/2012	EMISSIONE FINALE	A. D'AMATO- A-CALVI	F. GIORDANO	F. GIORDANO

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta		<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

INDICE

INDICE	2
1 Premessa	4
2 Il progetto della barriera soffolta	4
3 Determinazione delle onde di progetto	8
4 Verifica della barriera a gettata in scogli	11
4.1 Verifica delle deformazioni dovute al moto ondoso sulla barriera soffolta in scogli	11
4.2 Valutazione dell'onda trasmessa	15
4.3 Verifica di stabilità della mantellata interna.....	17
5 Verifica della barriera in geocontenitori.....	20
ALLEGATO n.1	28
<i>Prove su modello fisico</i>	28
ALLEGATO n.2	43
<i>Documentazione fotografica</i>	43
<i>Intervento ripascimento Villafranca</i>	43
ALLEGATO n.3A	50
<i>La propagazione del moto ondoso nella configurazione di progetto</i>	50
1 Il modello numerico BOUSS2D	51
2 Applicazione del modello numerico BOUSS2D al caso in esame	54
3 Simulazioni numeriche eseguite	54
ALLEGATO n. 3B.....	61
<i>Elaborati grafici BOUSS 2D</i>	61
ALLEGATO n. 4	90
<i>Figure</i>	90
ALLEGATO n. 5	92
<i>Tabelle</i>	92

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

1 Premessa

Al fine di verificare la stabilità ed il funzionamento della barriera soffolta di presidio dell'intervento di ripascimento con riqualifica del litorale della provincia di Messina compreso tra il comune di Monforte San Giorgio ed il comune di Saponara è stato condotto, preliminarmente, uno studio volto a determinare gli attacchi ondosi estremi provenienti dal settore di traversia del paraggio per diversi tempi di ritorno.

Lo studio meteo marino degli eventi estremi, sviluppato dal Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale di Catania (DICA), è stato condotto per classi di direzione di provenienza del moto ondoso utilizzando sia i dati ottenuti dal modello ondometrico ECMWF in un punto prossimo al paraggio in esame sia i dati rilevati dalla boa ondometrica di Cetraro.

Lo studio, considerando che il regime medio annuo del moto ondoso al largo del paraggio in esame è caratterizzato da una predominanza di eventi provenienti dal settore 270-300°N sia in termini di maggiore frequenza che in termini di massima altezza d'onda, è stato espletato utilizzando un modello bidimensionale di trasformazione del moto ondoso di tipo spettrale per determinare il clima ondoso medio e le caratteristiche del moto ondoso per eventi estremi sottocosta. Il modello è stato applicato sul rilievo batimetrico appositamente effettuato nei mesi di Marzo e Aprile 2012 tramite ecoscandaglio Multi-Beam.

Lo studio del clima ondoso medio e delle caratteristiche del moto ondoso per eventi estremi sottocosta è stato poi integrato, mediante modellazione numerica, con l'analisi della propagazione del moto ondoso post-operam con la presenza della barriera soffolta per le verifiche di stabilità delle stesse e della loro efficacia nei confronti della trasmissione del moto ondoso nello specchio acqueo ridossato.

Il modello numerico applicato al caso in esame, BOUSS2D, ha consentito di determinare gli attacchi ondosi al piede delle barriere, utilizzate ai fini del loro dimensionamento, e lo stato di agitazione residua a tergo della barriera.

Infine, sulla scorta dei dati relativi al moto ondoso incidente l'opera soffolta in progetto si è proceduto al dimensionamento ed alla verifica di stabilità della barriera in scogli e della barriera in geocontenitori.

2 La barriera soffolta in progetto

In particolare, il progetto definitivo prevede la realizzazione di una barriera soffolta a protezione del ripascimento previsto nel tratto di litorale compreso tra la foce del torrente Niceto e la foce del torrente Calvaruso, ed interessa uno sviluppo complessivo di circa 11 Km di litorale che si estende dal comune di Monforte San Giorgio a Saponara.

La realizzazione di tale barriera soffolta è prevista in tre fasi attuative ed avrà uno sviluppo complessivo di 7950 m così suddiviso:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta		<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

- 1^ fase attuativa – Comune di Spadafora - barriera soffolta avente uno sviluppo di circa 1800 m;
- 2^ fase attuativa – Comuni di Rometta e Saponara - barriera soffolta avente uno sviluppo di circa 2950 m suddivisa in due tratti di cui il primo di lunghezza pari a 400 m e il secondo di lunghezza pari a 2550 m ;
- 3^ fase attuativa – Comuni di Monforte San Giorgio – Torregrotta – Valdina - Venetico - barriera soffolta avente uno sviluppo di circa 3200 m suddivisa in due tratti di cui il primo di lunghezza pari a 1200 m e il secondo di lunghezza pari a 2000 m .

2.1 Prima fase attuativa

La barriera soffolta prevista nella 1^ fase di attuazione (**Fig.1 .1**), dello sviluppo complessivo di 1800 m, è costituita da un'alternanza di 4 tratti di opera a gettata in scogliera e 3 tratti in geocontenitori. I tratti in scogliera hanno uno sviluppo complessivo di 1050 m, i tratti in geocontenitori si sviluppano complessivamente per 750 m. In particolare, le sezioni tipo sono descritte come di seguito riportato:

- la sezione tipo dell'opera a gettata soffolta in scogli (Fig.1.2.1), avente una berma a quota -1.50 m, della larghezza di 17.50m, è costituita da un nucleo formato da materiale lapideo e massi artificiali provenienti dai salpamenti, protetto lato mare da un doppio strato di scogli del peso da 3 a 7 t, disposti con scarpa foranea di 2/1; tali scogli saranno depositati su uno scanno di bonifica in pietrame; lato terra la scogliera sarà definita con uno strato in scogli del peso da 1 a 3 t avente uno spessore di circa 3,00 m, scarpa 3/2 e una una berma a quota -1.50 m dello sviluppo di circa 5,25 m; per creare uno strato filtro a ridosso del nucleo, è previsto uno strato di transizione in pietrame protetto da un materasso filtrante zavorrato, avente lo scopo di trattenere i sedimenti del ripascimento.
- la sezione tipo dell'opera con geocontenitori (Fig.1.2.2), riempiti con sedimenti selezionati provenienti dagli scavi connessi al collegamento stabile dello stretto di Messina del versante siciliano, è realizzata mediante sovrapposizione di 3 strati di geocontenitori . Il primo strato è costituito da 5 geocontenitori di dimensioni 6 m x 3 m e aventi un'altezza di 1,20 m con un volume riempito di 18 m³. Gli stessi sono collocati in

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

opera ortogonalmente alla linea di riva per una larghezza complessiva di 30 m sul fondale su uno strato di bonifica in pietrame dello spessore di 20 cm ; il secondo strato è costituito da 5 geocontenitori affiancati, di cui 4 collocati in opera nello stesso verso dello strato sottostante mentre il quinto geocontenitore di mezzeria è disposto ortogonalmente ai precedenti determinando una lunghezza massima del secondo strato pari a 27 m; il terzo strato sommitale è realizzato mediante accostamento di 3 geocontenitori di cui n. 1 disposto lato terra avente le stesse dimensioni dei precedenti (6m x 3 m x 1,20 m) e n. 2 geocontenitori delle dimensioni di 9 m x 3 m x 1.20 m e volume di 32 m³ disposti lato mare. La sommergenza della barriera così realizzata è di -1.50 m s.l.m.m. lungo il bordo lato mare mentre lato terra è di -1.00 m in modo da assicurare similare pendenza del fondale. I geocontenitori sono realizzati con involucro di geotessile tessuto realizzato in fibre di poliestere ad alta tenacità accoppiato in fase di produzione ad un geotessile poliestere non tessuto con cuciture ad alta resistenza. Ogni geocontenitore è dotato di opportune fasce di sollevamento.

2.2 Seconda fase attuativa

La barriera prevista nella 2^a fase di attuazione (**Fig. 2.1**), dello sviluppo complessivo di 2950 m, è costituita da 2 tronchi di cui il primo dello sviluppo di 400 m posto tra la foce del torrente Calvaruso e la foce del torrente Saponara ed il secondo di 2550 m previsto tra la foce del Torrente Saponara e la foce del torrente Pietra. Il primo tronco di barriera, è costituito da 2 tratti di scogliera intervallati da un tratto realizzato in geocontenitori. Il secondo tronco è costituito da 6 tratti di opera a gettata in scogliera e 5 tratti in geocontenitori. I tratti in scogliera hanno uno sviluppo complessivo di 1600 m mentre i tratti in geocontenitori si sviluppano complessivamente per 1350 m. In particolare, le sezioni tipo sono identiche a quelle descritte nella prima fase di attuazione anche se site su profondità minori (**Figg. 2.2.1 - 2.2.2**).

2.3 Terza fase attuativa

La barriera soffolta prevista nella 3^a fase di attuazione (**Fig. 3.1**), dello sviluppo complessivo di 3200 m, è costituita da 2 tronchi di cui il primo dello sviluppo di 1200 m previsto tra la foce del torrente Cocuzzaro e la foce del torrente Senia e il secondo di 2000 m previsto tra la foce del torrente Caracciolo e la foce del Niceto. Il primo tronco è costituito da 4 tratti di scogliera intervallati da 3 tratti realizzati in geocontenitori. Il secondo tronco è costituito da 5 tratti di opera a gettata in scogliera e 4 tratti in geocontenitori. I tratti in scogliera hanno uno sviluppo complessivo

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

di 1650 m mentre i tratti in geocontenitori si sviluppano complessivamente per 1550 m. In particolare, le sezioni tipo sono descritte come di seguito riportato:

- la sezione tipo dell'opera a gettata soffolta in scogli (Fig. 3.2.1) avente una berma a quota -1.50 m, della larghezza complessiva di 17.50 m, è costituita, in parte da scogli naturali del peso compreso tra 3 e 7 t ed in parte da scogli provenienti da salpamenti opportunamente selezionati. La sezione in scogli da 3 e 7 t, ha scarpa foranea di 2/1 per uno sviluppo sulla berma di 12,25 m. Gli scogli disposti sul lato mare sono depositati su uno scanno di bonifica in pietrame. Lato terra la scogliera è definita con uno strato in scogli del peso da 1 a 3 t avente uno spessore di circa 3,00 m, scarpa 3/2 e una berma a quota -1.50 m dello sviluppo di circa 5,25 m; per creare uno strato filtro a ridosso del nucleo, è previsto uno strato di transizione in pietrame protetto da un materasso filtrante zavorrato, avente lo scopo di trattenere i sedimenti del ripascimento.
- la sezione tipo dell'opera con geocontenitori (Fig. 3.2.2) riempiti con sedimenti selezionati provenienti dagli scavi connessi al collegamento stabile dello stretto di Messina del versante siciliano, è realizzata mediante sovrapposizione di 3 strati di geocontenitori come descritto nelle fasi attuative precedenti. Il primo strato è costituito da 5 geocontenitori di dimensioni 6 m x 3 m e aventi un'altezza di 1,20 m con un volume riempito di 18 m³. Gli stessi sono collocati in opera ortogonalmente alla linea di riva per una larghezza complessiva di 30 m sul fondale su uno strato di bonifica in pietrame dello spessore di 20 cm; il secondo strato è costituito da 5 geocontenitori affiancati, di cui 4 collocati in opera nello stesso verso dello strato sottostante mentre il quinto geocontenitore di mezzeria è disposto ortogonalmente ai precedenti determinando una lunghezza massima del secondo strato pari a 27 m; il terzo strato sommitale è realizzato mediante accostamento di 3 geocontenitori di cui 1 disposto lato terra avente le stesse dimensioni dei precedenti (6m x 3 m x 1,20 m) e 2 geocontenitori delle dimensioni di 9 m x 3 m x 1.20 m e volume di 32 m³ disposti lato mare. La sommergenza della barriera così realizzata è di -1.50 m s.l.m.m. lungo il bordo lato mare mentre lato terra è di -1 m in modo da assicurare similare pendenza del fondale. I geocontenitori sono realizzati con involucro di geotessile tessuto realizzato in fibre di poliestere ad alta tenacità accoppiato in fase di produzione ad un geotessile poliestere non tessuto con cuciture ad alta resistenza. Ogni geocontenitore è dotato di opportune fasce di sollevamento.

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

L'intervento-tipo proposto con il progetto definitivo degli interventi di ripascimento da effettuare con i materiali di scavo provenienti dal Collegamento Stabile dello Stretto di Messina, è stato messo a punto anche sulla scorta di un precedente intervento già realizzato nel litorale del limitrofo comune di Villafranca Tirrena.

Infatti, l'Assessorato regionale Territorio e Ambiente ha recentemente finanziato e realizzato i lavori di riqualifica del litorale mediante il salpamento delle opere di difesa preesistenti e la realizzazione di un'opera soffolta di presidio della spiaggia e del ripascimento artificiale.

Il progetto di Villafranca Tirrena è stato definito a seguito di prove su modello fisico espletate dal laboratorio HR-Wallingford che si riportano in **AII.1**.

L'intervento realizzato ha mostrato l'efficacia della scelta progettuale come mostrato nelle fotografie riportate in **AII.2**.

Per la barriera soffolta in geocontenitori di rilevanti dimensioni, non usualmente utilizzati in Italia, è stato condotto un apposito studio su modello fisico dal Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Messina, riportato nell'elaborato di riferimento *Prove su modello fisico opera soffolta di presidio in geocontenitori (CZV0930)*.

3 Determinazione delle onde di progetto

Il progetto e la verifica di stabilità di una struttura marittima richiede la conoscenza dell'azione del mare e in particolare la caratterizzazione degli eventi ondosi estremi.

Lo scopo è quello di valutare con attendibilità le massime sollecitazioni che potranno verificarsi durante la vita dell'opera, al fine di mantenere integra la struttura o prevedere un livello di danno della stessa accettabile in relazione al costo delle opera ed alla loro vita utile.

Lo studio degli eventi estremi fornisce valori di altezze d'onda e periodi in funzioni del tempo di ritorno ed è riferito a posizioni di largo, cioè a condizioni di profondità infinita.

Partendo da questi valori, valutando la trasformazione dell'onda dal largo verso terra è possibile determinare le condizioni estreme delle onde sottocosta e più precisamente in corrispondenza della

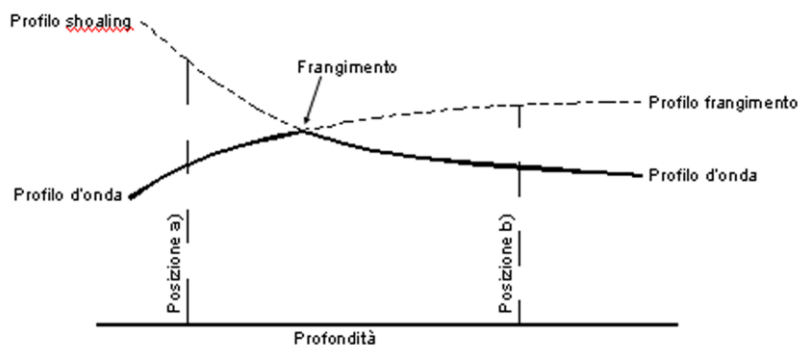
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

quota di imbasamento dell'opera da realizzare; con riferimento ai valori di altezza d'onda al piede dell'opera in progetto si procederà alla scelta del valore per la progettazione o la verifica dell'opera.

L'energia e la direzione delle onde in prossimità della costa non sono eguali a quelle al largo.

Ciò è dovuto alle trasformazioni che esse subiscono, nel movimento dall'acqua profonda verso i bassi fondali: l'interazione con il fondale decrescente induce una modifica delle caratteristiche come altezza e lunghezza; quest'ultima nel movimento verso costa si riduce generando un aumento della ripidità (rapporto H/L); il fenomeno continua fin quando non si raggiunge una condizione di instabilità e l'onda frange dissipando energia.

Da questo punto in poi, le caratteristiche dell'onda non sono più riconducibili alla teoria lineare dello shoaling, e quindi bisogna far riferimento ai criteri per la determinazione del frangimento.



Dal grafico mostrato è facilmente intuibile che nella scelta del valore da attribuire all'onda di progetto non può essere trascurato il fenomeno dello *shoaling* e del frangimento in funzione della profondità.

A seconda del posizionamento dell'opera (profondità di imbasamento), il dimensionamento dovrà essere eseguito con un valore di altezza in condizioni di *shoaling* (posizione **b**), oppure con un valore nelle condizioni di frangimento (posizione **a**). Infatti non avrebbe senso progettare o verificare un'opera marittima con altezza d'onda di frangimento nella posizione **b** o viceversa con altezza di *shoaling* nella posizione **a**, in entrambi i casi si utilizzerebbero valori di altezze elevati non corrispondenti alla realtà, e comunque non conformi a criteri di funzionalità ed economicità.

Per il progetto e la verifica delle barriere soffolte si è scelto un tempo di ritorno di 50 anni.

Lo studio della propagazione del moto ondoso è stato condotto con l'ausilio del modello numerico BOUSS 2D.

Lo studio di dettaglio sulla propagazione del moto ondoso sulla configurazione di progetto è riportato in **AII.3**.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

Per la determinazione dei valori di altezza d'onda in prossimità delle opere in progetto, sono stati calcolati i valori delle altezze d'onda incidenti le barriere nei punti di osservazione prestabiliti e per le varie direzioni degli attacchi ondosi presi in esame.

In particolare, lo studio della propagazione del moto ondoso ha consentito di determinare i valori dell'attacco ondoso relativamente ad un tempo di ritorno di 50 anni come di seguito riportato:

- per la prima fase attuativa della barriera soffolta $H = 4.09$ m; $T = 11.80$ s; $Dir = 306^\circ N$ per onde provenienti a largo da $292.5^\circ N$;
- per la seconda fase attuativa della barriera soffolta $H = 4.30$ m; $T = 11.80$ s; $Dir = 317.60^\circ N$ per onde provenienti a largo da $292.5^\circ N$;
- per la terza fase attuativa della barriera soffolta $H = 3.51$ m; $T = 11.80$ s; $Dir = 317.60^\circ N$ per onde provenienti a largo da $292.5^\circ N$.

Per la verifica di stabilità della barriera a gettata in scogli è stato utilizzato il programma Breakwat della Delft Hydraulics.

Il modello adoperato, formulato da Givher Sovenson e Van der Meer, crea una correlazione tra l'altezza d'onda significativa H (m) ed il livello di danno S , un parametro indicatore della percentuale di unità rimosse connesse ad una striscia di scarpata foranea.

Le formule di Van der Meer sono state ricavate tenendo conto dell'azione delle onde irregolari, e consentono di valutare anche degli effetti della variabilità del periodo, particolarmente presenti in acque molto basse ($d/L < 0,15$).

Al riguardo della scogliera soffolta bisogna evidenziare che la pendenza della scarpata ha una notevole influenza sulle strutture non tracimabili, ma nel caso di strutture sommerse l'attacco dell'onda è concentrato sulla cresta e meno sulla scarpata foranea.

Per la verifica di stabilità della barriera in geocontenitori sono state utilizzate le formule proposte da Recio e Oumeraci che tengono conto della deformabilità degli elementi.

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta		<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

4 Verifica della barriera a gettata in scogli

4.1 Verifica delle deformazioni dovute al moto ondoso sulla barriera soffolta in scogli

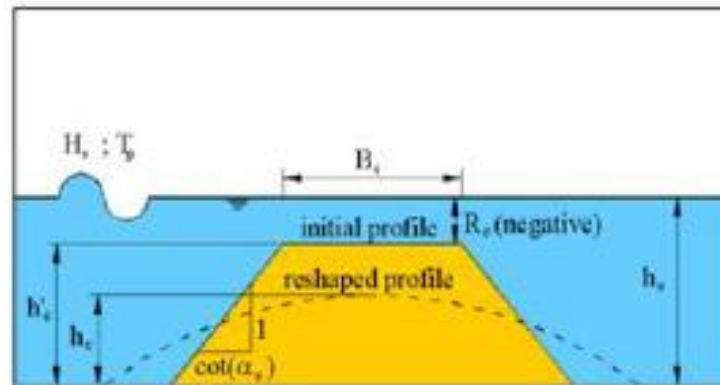
Le analisi di stabilità condotte da *Ahrens* (1987,1989) e *Van der Meer* (1990) per le scogliere soffolte, sono volte alla determinazione dell'abbassamento che il coronamento subisce per effetto del moto ondoso incidente.

Ahrens ha definito un numero di parametri adimensionali che descrivono il comportamento della struttura.

Il parametro rilevante è l'altezza relativa al coronamento h_d/h'_c , definita come il rapporto

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta		<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

dell'altezza al coronamento a deformazione avvenuta con l'altezza al coronamento iniziale.



I valori di h_t/h'_c possono variare tra 1 (nessuna deformazione) e 0 (struttura completamente rimossa).

Per le scogliere soffolte Ahrens ha stabilito che un lungo periodo d'onda provoca un maggior spostamento di materiale rispetto ad un piccolo periodo. Per cui ha introdotto il numero spettrale di stabilità N_s^* , definito dalle equazioni seguenti.

L'altezza al coronamento ridotta h_c , secondo Van der Meer (1990) o Van der Meer e Pilarezyk (1990) e considerando tutte le prove effettuate da Ahrens, può essere ricavata attraverso la seguente formula:

$$h_c = \sqrt{\frac{A_t}{\exp^{a \cdot N_s^*}}}$$

dove:

$$a = -0,028 + 0,045 \cdot c' + 0,034 \cdot \frac{h'_c}{h} - 6 \cdot 10^{-9} \cdot \left(\frac{A_t^2}{D_{n50}^4} \right)$$

$$N_s^* = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \cdot s_p^{-1/3}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

$$A_t = h_c' \cdot (B_c + h_c' \cdot \cot \alpha)$$

con:

$\Delta = (\gamma_s/\gamma_w - 1)$; γ_s = peso specifico del blocco; γ_w = peso specifico dell'acqua.

$$s_p = H_s/L_p$$

$$L_p = \frac{g \cdot T_p^2}{2 \cdot \pi} \cdot \tanh\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot h_s}{L_p}\right)$$

Nel caso in esame, la verifica della barriera soffolta in scogli è stata sviluppata sulle 3 fasi attuative, effettuando le simulazioni di seguito riportate:

- Per la prima fase attuativa considerando al coronamento $R_c = -1,50$ m, larghezza del coronamento $B_c = 17,50$ m, scarpa lato mare 2/1, scarpa interna 3/2, profondità al piede $h_s = 5,70$ m, periodo e altezza dell'onda $T = 11,80$ s e $H_s = 4,09$ m, per tre valori del peso specifico degli scogli ($\gamma_s = 2.500$ kg/mc; $\gamma_s = 2.600$ kg/mc; $\gamma_s = 2.700$ kg/mc), per $D_{n50} = 1,20$ m, $D_{n50} = 1,30$ m e $D_{n50} = 1,40$ m, con il modello sopra descritto, si è determinato h_c e il numero di stabilità.

I risultati delle elaborazioni sono riportati nella **Tab. 4.1.1.1**

- Per la seconda fase attuativa considerando al coronamento $R_c = -1,50$ m, larghezza del coronamento $B_c = 17,50$ m, scarpa lato mare 2/1, scarpa interna 3/2, profondità al piede $h_s = 5,80$ m, periodo e altezza dell'onda $T = 11,80$ s e $H_s = 4,30$ m, per tre valori del peso specifico degli scogli ($\gamma_s = 2.500$ kg/mc; $\gamma_s = 2.600$ kg/mc; $\gamma_s = 2.700$ kg/mc), per $D_{n50} = 1,20$ m, $D_{n50} = 1,30$ m e $D_{n50} = 1,40$ m, con il modello sopra descritto, si è determinato h_c e il numero di stabilità.

I risultati delle elaborazioni sono riportati nella **Tab. 4.1.1.2**

- Per la terza fase attuativa considerando al coronamento $R_c = -1,50$ m, larghezza del coronamento $B_c = 17,50$ m, scarpa lato mare 2/1, scarpa interna 3/2, profondità al

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

piede $h_s = 5,50$ m, periodo e altezza dell'onda $T = 11,80$ s e $H_s = 3,51$ m, per tre valori del peso specifico degli scogli ($\gamma_s = 2.500$ kg/mc; $\gamma_s = 2.600$ kg/mc; $\gamma_s = 2.700$ kg/mc), per $D_{n50} = 1,20$ m, $D_{n50} = 1,30$ m e $D_{n50} = 1,40$ m, con il modello sopra descritto, si è determinato h_c e il numero di stabilità.

I risultati delle elaborazioni sono riportati nella **Tab. 4.1.1.3**

L'esame dei risultati evidenzia che le barriere in progetto sono sicuramente accettabili per quanto riguarda la stabilità degli scogli e le deformazioni che subiscono a causa degli attacchi ondosi.

Il modello, inoltre, permette di verificare l'entità dell'altezza d'onda H_s che le barriere soffolte possono sopportare in relazione al peso specifico degli scogli ($\gamma_s = 2.500$ kg/mc; $\gamma_s = 2.600$ kg/mc; $\gamma_s = 2.700$ kg/mc) ed al diametro nominale degli scogli D_{n50} ($D_{n50} = 1,20$ m, $D_{n50} = 1,30$ m e $D_{n50} = 1,40$ m) al variare di h_c .

Per tale valore si sono considerate le soluzioni con deformazioni nulle della scogliera e deformazioni accettabili pari a 0,20 m - 0,40 m - 0,60 m.

I risultati di tali elaborazioni sono riportati :

- nelle **Tabb. 4.1.2.1.1 – 4.1.2.1.4** per la prima fase attuativa della scogliera soffolta;
- nelle **Tabb. 4.1.2.2.1 – 4.1.2.2.4** per la seconda fase attuativa della scogliera soffolta;
- nelle **Tabb. 4.1.2.3.1 – 4.1.2.3.4** per la terza fase attuativa della scogliera soffolta.

Dall'esame dei risultati ottenuti si evince che la barriera soffolta di progetto risponde adeguatamente agli attacchi ondosi del paraggio che sono stati considerati.

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

4.2 Valutazione dell'onda trasmessa

La valutazione dell'onda trasmessa è importante nella progettazione di barriere soffolte a protezione dei litorali; l'onda trasmessa viene determinata attraverso un coefficiente di trasmissione C_t :

$$C_t = H_t / H_s$$

con:

H_t , altezza dell'onda trasmessa;

H_s , altezza d'onda significativa al piede dell'opera soffolta.

Il coefficiente di trasmissione C_t è stato determinato attraverso la formula di *De Jong e D'Angremond* (1996); questa formula considera l'effetto che la geometria della struttura ha sulle caratteristiche di trasmissione; inoltre tramite il parametro A viene considerato anche l'effetto dovuto alla tipologia strutturale della scogliera soffolta.

$$C_t = a - [0,4 \cdot (R_c / H_s)]$$

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

dove:

$$a = (B/H_s)^{-0.31} \cdot [1 - \exp(-0,5 \cdot \xi_{0p})] \cdot A$$

$$\xi_{0p} = 1,0 / \left[(\cot \alpha) \cdot \sqrt{2 \cdot \pi \cdot H_s / (g \cdot T_p^2)} \right]$$

$\cot \alpha$, pendenza della scogliera;

H_s [m], altezza d'onda significativa al piede dell'opera soffolta;

T_p [s], periodo di picco;

B [m], larghezza del coronamento;

R_c [m], altezza al coronamento (positiva);

A , coefficiente che dipende dalla tipologia strutturale della scogliera:

0,64 per opere soffolte in scogli o massi artificiali;

0,80 per opere soffolte quasi impermeabili;

0,75 per materassi in cls;

0,70 per materassi in gabbioni.

Nel caso in esame, per la valutazione dell'onda trasmessa nelle tre fasi attuative, sono stati presi in considerazione i valori di seguito riportati :

- Per la prima fase attuativa considerando al coronamento $R_c = -1,50$ m, larghezze del coronamento di $B_c = 15,00$ m, $B_c = 17,50$ m, $B_c = 20,00$ m, scarpa lato mare 2/1, scarpa interna 3/2, profondità al piede $h_s = 5,70$ m, periodo e altezza dell'onda $T = 11,80$ s e $H_s = 4,09$ m, con il modello sopra descritto sono stati determinati il coefficiente di trasmissione e il valore dell'altezza d'onda trasmessa. I risultati delle elaborazioni sono riportati nella **Tab. 4.2.1**

- Per la seconda fase attuativa considerando al coronamento $R_c = -1,50$ m, larghezze del coronamento di $B_c = 15,00$ m, $B_c = 17,50$ m, $B_c = 20,00$ m, scarpa lato mare 2/1,

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

scarpa interna 3/2, profondità al piede $h_s = 5,80$ m, periodo e altezza dell'onda $T = 11,80$ s e $H_s = 4,30$ m, con il modello sopra descritto sono stati determinati il coefficiente di trasmissione e il valore dell'altezza d'onda trasmessa.

I risultati delle elaborazioni sono riportati nella **Tab. 4.2.2**

- Per la terza fase attuativa considerando al coronamento $R_c = -1,50$ m, larghezze del coronamento di $B_c = 15,00$ m, $B_c = 17,50$ m, $B_c = 20,00$ m, scarpa lato mare 2/1, scarpa interna 3/2, profondità al piede $h_s = 5,50$ m, periodo e altezza dell'onda $T = 11,80$ s e $H_s = 3,51$ m, con il modello sopra descritto sono stati determinati il coefficiente di trasmissione e il valore dell'altezza d'onda trasmessa.

I risultati delle elaborazioni sono riportati nella **Tab. 4.2.3**

4.3 Verifica di stabilità della mantellata interna

Questa verifica permette la valutazione della stabilità della pendenza della mantellata interna della struttura in progetto, tenendo conto dei parametri idraulici e strutturali.

Questa procedura di valutazione risulta significativa per strutture la cui stabilità della mantellata interna non è influenzata dalla stabilità della mantellata foranea o dalla berma.

Il modello utilizzato dal programma Breakwat 3.2 della Delft Hydraulics è proposto da Van Gent e Pozueta (2004) e permette di determinare il diametro del materiale nella mantellata posteriore o il livello del danno per un determinata struttura:

$$D_{n50} = 0.008 \left(\frac{u_{1\%} T_{m-1,0}}{\Delta^{0.5}} \right) \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{-1/6} \cot \varphi^{2.5/6} \left(1 + 10e^{-\frac{R_{c, rear}}{H_s}} \right)^{1/6}$$

Il danno viene rappresentato da un livelli del danno dimensionale;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta		<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

$$S = A_e / D_{n50}^2$$

in cui A_e rappresenta l'area erosa in una sezione trasversale, e con una velocità massima (profondità media) nella parte interna della berma durante un evento ondoso estremo di tracimazione, eccedente dell'1% le onde incidenti.

Secondo Van Gent (2002) la velocità può essere calcolata con:

$$u_{1\%} = 1.7(g\gamma_{f-c})^{0.5} \frac{((z_{1\%} - R_c) / \gamma_f)^{0.5}}{1 + 0.1B_c / H_s}$$

Con un livello fittizio di tracimazione $z_{1\%}(m)$, ottenuto utilizzando la seguente espressione (Van Gent, 2002):

$$z_{1\%} / (\gamma H_s) = 1.45 \xi_{s,-1} \quad \text{per } \xi_{s,-1} \leq 1.76$$

$$z_{1\%} / (\gamma H_s) = 5.1 - 4.48 / \xi_{s,-1} \quad \text{per } \xi_{s,-1} \geq 1.76$$

In cui:

- γ (-) è il fattore di riduzione che tiene conto dell'angolo di attacco (γ_β che può essere approssimativamente dato da $\gamma_\beta = 1 - 0.0022\beta$, dove $\beta \leq 80^\circ$) e la scabrezza (γ_f) viene considerata come ($\gamma = \gamma_f \gamma_\beta$) e
- $\xi_{s,-1}$ (-) è il parametro di similitudine definito come $\xi = \tan \alpha / (2\pi H_s / g T_{m-1,0}^2)^{0.5}$, con angolo lato foraneo pari ad α .

Parametri di input

$[H_s]$	Altezza dell'onda significativa	(m)
$[D_{n50}]$	Diametro nominale del materiale a tergo dell'opera	(m)
$[S]$	Livello del danno	(-)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

$T_{m-1,0}$	Periodo spettrale dell'onda ($T_{m-1,0} = m-1/m_0$ con $m_n = \int_0^{\infty} f^n S(f) df$ con $n = -1$ o 0) (s)
N	Numero d'onda incidente al piede (dipende dalla durata della mareggiata) (-)
$R_{c, rear}$	Altezza d'acqua fuori dal livello dell'acqua dietro la cresta (m)
$Cot \alpha$	Pendenza angolo frontale
$Cot \phi$	Pendenza angolo posteriore
γ_f	Scabrezza della pendenza foranea ($\gamma_f = 0.47$ per mantellate permeabili, $\gamma_f = 0.55$ per mantellate normali e $\gamma_f = 1$ per mantellate impermeabili) (-)
γ_{f-C}	Scabrezza della berma ($\gamma_{f-C} = 0.47$ per berme permeabili, $\gamma_{f-C} = 0.55$ per berme normali e $\gamma_f = 1$ per berme impermeabili) (-)
R_c	Altezza d'acqua relativa oltre il livello medio del mare (m)
R_c	Larghezza berma (m)
β	Angolo di incidenza dell'onda ($\beta = 0$ corrisponde ad un attacco dell'onda perpendicolare) (deg)

I parametri tra parentesi quadre [...] possono essere parametri di input o output in funzione dell'uso della definizione.

Limiti

$$0 \leq S \leq 30$$

$$0.3 \leq R_c/H_s \leq 2.3$$

$$0.3 \leq R_{c, rear}/H_s \leq 2.3$$

$$0 \leq B_c/H_s \leq 6$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

$$0 \leq (z_{1\%} - R_c) / (\gamma_f H_s) \leq 1.4$$

$$2 \leq \cot \phi \leq 4$$

$$2 \leq \cot \alpha \leq 4$$

$$0.014 \leq s_{m-1,0} \leq 0.033$$

$$0 \leq N \leq 3000$$

I risultati delle elaborazioni effettuate per il caso in esame, riportati nelle **Tabb. 4.3.1 - 4.3.2 - 4.3.3** per le 3 differenti fasi attuative mostrano che i livelli del danno S si mantengono nei limiti di sicurezza.

5 Verifica della barriera in geocontenitori

Le opere di difesa della costa costituiscono interventi sempre più frequenti per la conservazione degli arenili utilizzati per usi turistici. Le tradizionali strutture in massi si sono dimostrate costose in termini di costruzione e di manutenzione e fortemente impattanti in fase di cantiere.

Una possibile alternativa è rappresentata da opere realizzate con geocontenitori riempiti di sabbia che sono certamente meno costosi e hanno un minore impatto anche in termini di utilizzo di risorse. Per contro per questo tipo di strutture i criteri di progettazione sono ancora in fase di perfezionamento.

Negli ultimi anni sono state costruite importanti opere di difesa della costa sia pennelli in sacchi sia barriere sommerse.

Per molti anni, fino all'inizio del nuovo secolo i geosintetici sono stati relegati ad un ruolo di accessori nella costruzione di opere di difesa quali protezione della base di appoggio con funzione di filtro o teli antierosione.

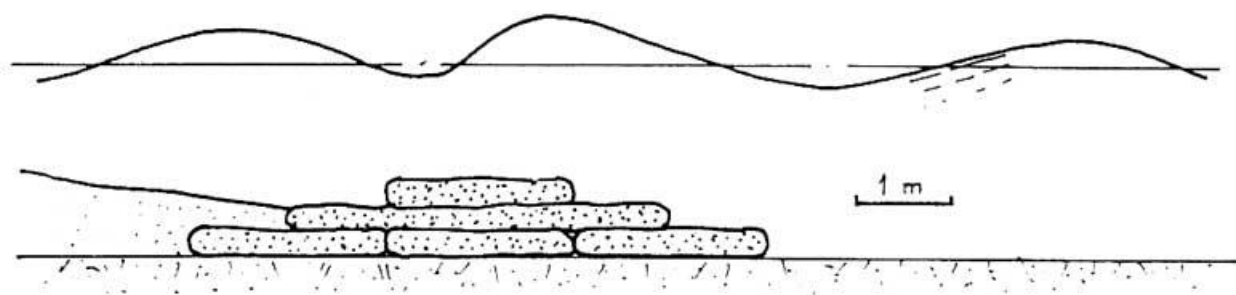
		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

L'uso di contenitori in materiale geosintetico riempiti di sabbia per la costruzione di opere di protezione della costa comincia a diffondersi spinto da diversi fattori:

- la disponibilità in commercio di prodotti molto differenziati fra i quali il progettista può scegliere in funzione delle diverse applicazioni;
- la maggiore esperienza che viene acquisita sulla base delle applicazioni;
- il limitato impatto delle operazioni di cantiere che rendono possibili interventi anche nella stagione balneare;
- la rapidità dei tempi di costruzione;
- il costo sensibilmente ridotto rispetto ad opere tradizionali a scogliera.

Negli anni passati la costruzione di opere utilizzando geocontenitori riempiti di sabbia era limitata ad opere provvisorie o ad opere sperimentali per le quali non si riteneva indispensabile una lunga durabilità.

La forte diffusione di geosintetici come elementi filtro nelle costruzioni marittime e in opere di fondazione in presenza di acqua, ha evidenziato la loro stabilità chimica e la loro resistenza alla maggior parte delle aggressioni nell'ambiente marino.



I sacchi di sabbia sono i precursori di ogni forma di contenimento con geotessuti; ad oggi il loro volume varia da 0.005 m³ a circa 5 m³. Possono essere realizzati con diverse forme e la loro stabilità migliora se installati secondo trame ordinate.

Per una migliore performance devono essere riempiti al massimo di sabbia con maggiore densità possibile, accorgimento che diventa sempre più difficile all'aumentare del volume.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

Il maggior vantaggio nell'usare i sacchi è che il loro volume limitato rende possibile la costruzione di strutture dove sia richiesta una buona tolleranza geometrica: per questo per frangiflutti e pennelli sono da preferire ad elementi più grandi come i geocontainer.

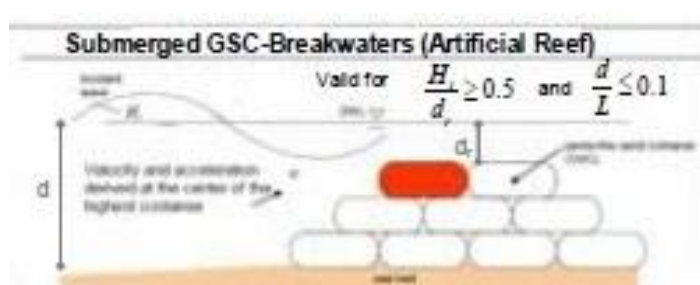
Un'altra prerogativa di questo tipo di struttura è la semplicità dei lavori di mantenimento e riparazione.

Oltre alle già citate incognite sulla durabilità proprie di ogni elemento in geotessuto esposto all'ambiente marino subacqueo, il progetto di frangiflutti con sacchi in geotessuto si differenzia da quello delle scogliere tradizionali per il dimensionamento di sacchi stabili.

Infatti le formule tipo Hudson (1956) non possono essere adattate a questo tipo di struttura poiché non tengono in conto della variabilità della forma degli elementi durante l'attacco ondosso e dell'importanza del tipo di "impacchettamento" ottenuto in fase di costruzione.

Una formula che tiene in conto della deformabilità degli elementi è proposta da Recio e Oumeraci (2007) a seguito di diversi set sperimentali comparati con i risultati di modellazione numerica.

La formula fornisce il valore della lunghezza lc e della massa Wc richiesti al sacco per la stabilità al ribaltamento ed allo scivolamento, una volta noto il campo di moto alla profondità dell'elemento più critico, ovvero la componente orizzontale della velocità u e la sua accelerazione $\partial u/\partial t$, che possono essere ottenuti a partire dalle varie teorie del moto ondosso.



I fattori di deformazione KS e KO ed i coefficienti di forza sono ricavati sperimentalmente per i diversi tipi di struttura: sacco singolo, rivestimento del fondo, barriera sommersa, parte emersa e parte sommersa di un rivestimento radente.

La lunghezza lc dei sacchi viene calcolata con la seguente formula:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito	
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

$$l_c = \frac{H_s^{3/4} \cdot \sqrt{T_p}}{C_w \cdot \left(\frac{2\pi}{g}\right)^{1/4} \cdot \left(\frac{\rho_E}{\rho_w} - 1\right) \cdot \sqrt{\frac{\sin 2\alpha}{2}}} \quad (1)$$

Il parametro empirico C_w è stato determinato attraverso modelli fisici ed è pari a $C_w=2.75$.

Per $C_w=2.75$ e $g=9.81 \text{ m/s}^2$ la (1) si riduce a:

$$l_c = \frac{H_s^{3/4} \cdot \sqrt{T_p}}{1.74 \cdot \left(\frac{\rho_E}{\rho_w} - 1\right) \cdot \sqrt{\sin 2\alpha}}$$

con

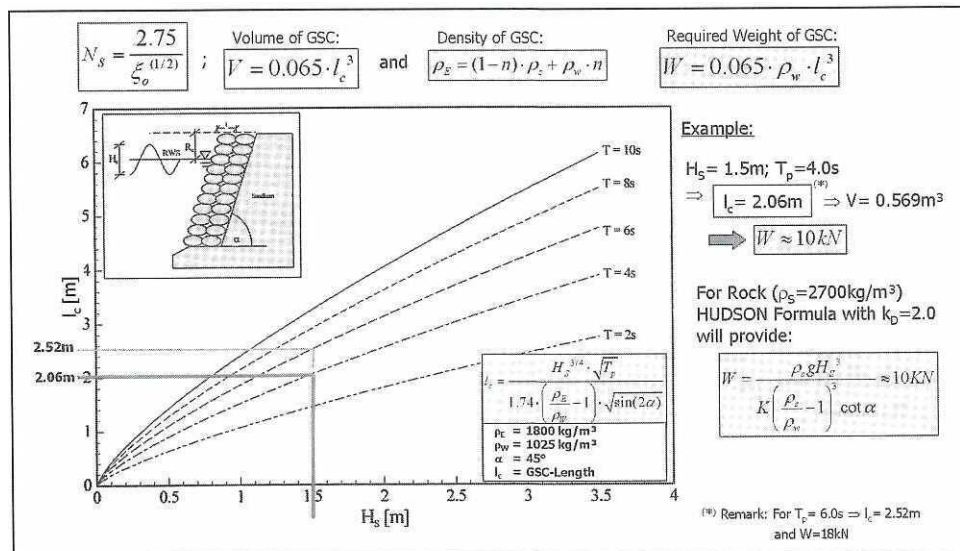
H_s = Altezza dell'onda significativa (m)

T_p = Periodo di picco (s)

α = scarpata struttura ($^\circ$)

ρ_E = densità sabbia (Kg/m^3)

Tale espressione risulta rappresentata graficamente nella figura di seguito riportata:



Il peso richiesto per ciascun sacco è calcolato con la seguente formula:

$$W = 0.065 \cdot \rho_E \cdot l_c^3 \quad (2)$$

In cui $V = 0.065 \cdot l_c^3$ è il volume del sacco.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

Poiché è noto che, verso riva rispetto alla zona dei frangenti di un treno d'onde progressivo, si viene a creare un'onda assimilabile a quella solitaria, le condizioni di frangimento risultano esprimibili dalla seguente relazione:

$$H = 0,64 h$$

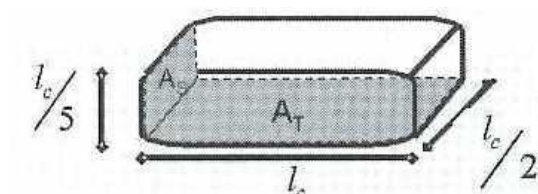
La profondità massima dello specchio liquido antistante l'opera di difesa soffolta prevista in progetto è di circa 5,50 m.

L'altezza d'onda limite è, pertanto, pari a 3,52 m.

Nel caso in studio, considerando un'altezza d'onda di progetto pari a 3.52 m e un periodo pari a $T=11.80$ s, l'applicazione delle suddette formule risulta di seguito dettagliata:

Hs	3.52	m				
Tp	11.8	s				
ρ_E	1800	Kg/m ³				
ρ_W	1025	Kg/m ³				
α	39	°	0.680333	rad		
l_c	6.8	m				
$l_c/2$	3.40	m				
$l_c/5$	1.36	m				
V	20.30	m ³				
W	36545.82282	Kg =	36.5	ton	365.4582	KN

Pertanto, la lunghezza di ciascun sacco risulta pari a $l_c = 6.80$ m, mentre le altre dimensioni, come mostrato nella figura seguente, sono pari a $l_c/2 = 3.40$ m e $l_c/5 = 1.36$ m.



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

Verifiche allo scivolamento ed al ribaltamento

Per la verifica allo scivolamento dei sacchi di sabbia è necessario che risultino verificate le seguenti espressioni (Recio e Oumeraci - 2007):

$$(1) \quad l_{c(sl)} \geq u^2 \frac{[0.5KS_{CD}C_D + 2.5KS_{CL}C_L\mu]}{\left[\mu KS_R \Delta g - KS_{CM}C_M \frac{\partial u}{\partial t} \right]}$$

Per la verifica al ribaltamento dei sacchi di sabbia è necessario che risulti verificata la seguente espressione:

$$(2) \quad l_{c(ov)} \geq u^2 \frac{[0.05KO_{CD}C_D + 1.25KO_{CL}C_L]}{\left[0.5\Delta KO_{RG} - 0.1KO_{CM}C_M \frac{\partial u}{\partial t} \right]}$$

nelle quali:

l_c = lunghezza sacco di sabbia

μ = coefficiente di attrito (0.57)

$\Delta = \rho_s / \rho_w - 1$ dove:

$\rho_s = 1800 \text{ Kg/mc}$ densità riempimento

$\rho_w = 1025 \text{ Kg/mc}$ densità acqua di mare

$g = 9,8 \text{ m/s}^2$ accelerazione di gravità

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta		<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

I fattori di deformazione e i coefficienti di forza, validi per $H_i/d_r \geq 0.5$ e $d/L \leq 0.1$ con H_i e L altezza e lunghezza dell'onda incidente e d e d_r rispettivamente profondità al piede e della cresta della barriera, sono i seguenti:

$KS_{CD} = 1.40$	$KO_{CD} = 1.54$	$C_D = -9 \times 10^{-5} Re + 23.04$
$KS_{CM} = 1.00$	$KO_{CM} = 1.1$	with $4 \leq C_D \leq 15$
$KS_{CL} = 0.94$	$KO_{CL} = 0.80$	$C_M = 0.30$
$KS_R = 0.70$	$KO_R = 0.92$	$C_L = 1 \times 10^{-5} Re - 0.587$
		with $0.3 \leq C_L \leq 1.2$

Per il valore di altezza d'onda di progetto ($H=3.52m$) gli effetti della deformazione sui sacchi non si possono più ritenere trascurabili, per cui si utilizzeranno valori medi dei fattori di deformazione e i coefficienti di forza di cui sopra, ovvero:

$KS_{CD} =$	1,40	Coefficienti che tengono conto degli effetti della deformazione, validi per $H \geq 2,5$ m
$KS_{CM} =$	1,00	
$KS_{CL} =$	0,94	
$KS_R =$	0,70	
$KO_{CD} =$	1,54	
$KO_{CM} =$	1,10	
$KO_{CL} =$	0,80	
$KO_R =$	0,92	
$C_D =$	6,00	Coefficienti che tengono conto degli effetti della deformazione, validi per $H \geq 2,5$ m
$C_M =$	0,30	
$C_L =$	0,60	

Nel caso in esame, i dati di input sono i seguenti:

$l_c =$ 6,80 m lunghezza sacco

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito					
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta		<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<table border="1"> <tr> <td><i>Rev</i></td> <td><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>31/05/2012</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	31/05/2012
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	31/05/2012						

$T_p =$	11,8 s	periodo di picco di progetto
$H_i =$	3,52 m	altezza dell'onda di progetto
$d =$	5,50 m	profondità al piede del sacco
$d_r =$	1,30 m	profondità cresta sacco
$g =$	9,8 m/s ²	accelerazione di gravità
$v =$	10 ⁻⁶ m ² /s	coefficiente attrito cinematico
$L_0 = gT_p^2 / 2\pi$	84,00 m	lunghezza onda

$$u = \frac{H}{2} * \sqrt{\frac{g}{d}} = 2.35 \text{ m/s} \quad \text{velocità particella}$$

$$a = -\frac{\partial u}{\partial t} = -2H * \left(\frac{\pi}{T}\right)^2 * \left(1 + \frac{z}{d}\right) = -0.66 \text{ m/s}^2 \quad \text{accelerazione particella}$$

Applicando le formule (1) e (2) Si ottiene:

STABILITA' ALLO SCIVOLAMENTO	
$l_c = 6.80 \leq$	8,75
STABILITA' AL RIBALTAMENTO	
$l_c = 6.80 \geq$	1,70

I sacchi di sabbia in progetto, quindi, verificano la seconda condizione (ribaltamento) ma non la prima (scivolamento).

E' necessario, pertanto, affinché risulti rispettata anche la verifica allo scivolamento, aumentare la lunghezza dei sacchi di sabbia che dovrà risultare non inferiore a $l_c = 9.00$ m.

In tal modo, applicando le formule (1) e (2) Si ottiene:

STABILITA' ALLO SCIVOLAMENTO	
$l_c = 9.00 \geq$	8,75
STABILITA' AL RIBALTAMENTO	
$l_c = 9.00 \geq$	1,70

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

Quindi, le dimensioni finali con le quali risultano soddisfatte le verifiche di stabilità per i sacchi di sabbia sono le seguenti:

l_c	9,00	m		
$l_c/2$	4,50	m		
$l_c/5$	1,80	m		
V	47,4	m^3		
W	85293	Kg =	85,3	ton

ALLEGATO n.1

Prove su modello fisico su barriera soffolta realizzata a Villafranca Tirrena

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
<p align="center">Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta</p>	<p><i>Codice documento</i> CZV1051_F0</p>	<p><i>Rev</i> F0</p>	<p><i>Data</i> 31/05/2012</p>	

Sommario

Comune di Villafranca Tirrena: Studio delle opere di difesa costiera
 Studio con modello fisico tridimensionale e modello numerico

Report EX4800
 Maggio 2003

La società Sigma S.r.l. ha commissionato a HR Wallingford gli studi su modello fisico e matematico delle opere di difesa costiera progettate sul litorale di Villafranca Tirrena per ottimizzarne il progetto e la costruzione. In questo report sono descritti la fase di modellazione numerica e lo studio condotto con modello fisico tridimensionale per investigare la stabilità della scogliera, l'evoluzione planimetrica della spiaggia e la perdita di sedimenti che la struttura non riesce a trattenere durante gli eventi estremi.

La scogliera è stata progettata per mitigare il fenomeno erosivo riducendo la perdita di sedimenti trasportati verso il largo e longitudinalmente alla costa.

Lo scopo del progetto è aumentare il fronte di spiaggia fruibile e provvedere un'adeguata protezione a tutto il litorale.

L'erosione che ha interessato questo tratto di costa è probabilmente dovuta alla riduzione di materiale solido disponibile. E' possibile infatti che le strutture di regimentazione idraulica realizzate sui torrenti e sui fiumi, e le scarse portate dei corsi d'acqua, abbiano provocato una diminuzione del volume di sedimenti grossolani trasportati verso il mare. Quest'ipotesi è avvalorata dalla riduzione delle dimensioni dei delta dei fiumi che sfociano sul tratto di costa in esame.

Lo studio con modellazione numerica ha dimostrato che le opere di difesa costiera esistenti sono ormai inadeguate e il fenomeno erosivo ha già raggiunto dimensioni inaccettabili nei pressi della strada litoranea. Inoltre alcuni tratti della scogliera radente sono già stati seriamente danneggiati

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta		<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

dall'azione del moto ondoso. Questi problemi non possono che peggiorare nel futuro se non s'interviene con una certa sollecitudine.

I pennelli realizzati negli anni passati, hanno un effetto nocivo sulle spiagge sottoflutto, come testimoniato dalla riduzione dell'ampiezza di spiaggia davanti al vecchio stabilimento Pirelli. I massi posti in opera per proteggere questo particolare tratto di costa hanno subito dei fenomeni di cedimento nel tempo, dei quali è importante tenere conto durante la progettazione delle nuove opere di difesa costiera.

I test eseguiti su modello fisico tridimensionale hanno dimostrato che il nuovo frangiflutti sommerso, situato a 130m dalla scogliera radente esistente, è ben progettato. Gli interventi di ripascimento già previsti nel piano di gestione della costa poi, provvederanno un ulteriore livello di difesa al litorale oggi soggetto ai fenomeni erosivi.

Per ulteriori informazioni e chiarimenti si prega di mettersi in contatto con il Dr. P. Besley o J. Alderson del "Coasts, Rivers and Water Resources Department" di HR Wallingford.

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta		<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

8.4 Conclusioni dello studio con modello fisico

8.4.1 Scogliera sommersa

La scogliera sommersa è ben progettata; la mantellata rocciosa, le unità in cemento e gli elementi per proteggere la struttura dallo scalzamento al piede sono stabili. Le onde che oltrepassano la scogliera sommersa si sono significativamente ridotte ed è stato raggiunto un coefficiente di trasmissione (Cd) pari a circa 0.43.

Stabilità della mantellata

La struttura proposta per evitare la perdita del materiale di spiaggia è ben progettata. Potenzialmente non è stato osservato alcuno spostamento di massi durante la condizione morfologica, e le mareggiate di periodo di ritorno 1 e 50 anni. I piccoli spostamenti che sono stati riportati non superano complessivamente il 2%.

8.4.2 Planimetria della spiaggia

Durante la prova relativa alla condizione morfologica, si è formata una fossa di erosione proprio a ridosso della scogliera. Una proporzione significativa del materiale eroso si è depositato sulla parte emersa del litorale, facendo avanzare sia la linea di riva (livello di quiete) sia la cresta della spiaggia. Lievi fenomeni di accrescimento ed erosione della spiaggia sono poi stati notati durante i test con mareggiate di periodo di ritorno 1 e 50 anni, ma senza spostare il profilo litoraneo in modo significativo in nessuna direzione. L'erosione ha provocato un aumento della profondità del mare immediatamente a tergo della scogliera sommersa.

8.4.3 Trasporto solido longitudinale

La maggior parte del trasporto solido avviene nella direzione longitudinale alla costa. La riduzione di trasporto di sedimenti in termini percentuali è stata:

- 93% per la condizione morfologica (frequenza di accadimento 10 volte in un anno)
- Inferiore al 50% per la condizione annuale (periodo di ritorno 1 anno)
- Inferiore al 50% per un evento di periodo di ritorno 50 anni

8.4.4 Portata tracimata

Durante i test su modello fisico non sono stati osservati fenomeni di tracimazione della scogliera radente. Quando è stato eseguito il test di sensibilità le onde hanno raggiunto la cresta del rivestimento in massi cementati durante la prova con mareggiata di periodo di ritorno 50 anni.

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

9. CONCLUSIONI DELLO STUDIO

9.1 Analisi del sito

1. Le spiagge a Villafranca Tirrena sono state seriamente erose negli ultimi decenni. La causa è la riduzione del volume di sedimenti trasportati a valle dai corsi d'acqua.
2. Nonostante la costruzione di pennelli e frangiflutti offshore affioranti, le spiagge continuano a essere soggette a processo erosivo a causa dell'insufficienza di materiale.
3. Essendo l'erosione proseguita nonostante la costruzione delle opere di difesa esistenti, si ritiene che una scogliera sommersa continua sia più adeguata a proteggere la spiaggia lungo l'intero tratto del litorale di Villafranca Tirrena.
4. Indagini sul sito devono essere effettuate per individuare le fonti di materiale, con granulometria maggiore di quella originaria, da usare per il ripascimento. Con una miscelanza di sabbia e ghiaia si potrà ricostruire una spiaggia relativamente ripida minimizzando le perdite di sedimenti.
5. Correnti sotto costa di 0.1m/s sono state registrate vicino alla costa di Villafranca Tirrena. Si ritiene che correnti con velocità di questo ordine di grandezza abbiano un impatto trascurabile sul trasporto dei materiali di spiaggia, essendo il fenomeno dominato dall'azione delle onde frangenti.

9.2 Studio con modello numerico

9.2.1 Condizioni di moto ondoso

1. Le onde sotto costa di direzione compresa tra i 35°N e 275°N hanno di solito un H_s inferiore a 0.5m. Le onde più alte e frequenti sono quelle provenienti dal settore 295°N-355°N e determinano un trasporto solido longitudinale diretto verso Est.

9.2.2 BEACHPLAN

1. La calibrazione ha dimostrato che BEACHPLAN è in grado di stimare correttamente la risposta della costa e di prevedere l'erosione del litorale qualora si decida di non intervenire (Scenario "Do nothing").

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

9.2.3 COSMOS-2D

1. Tutte le scogliere, indipendentemente dalla loro posizione, inducono il frangimento delle onde, riducendone le altezze di circa il 50%. Senza una struttura sommersa, il frangimento avviene più vicino alla scogliera radente esistente.
2. L'evoluzione del profilo di spiaggia dopo il ripascimento non è influenzata dalla posizione della struttura in termini di distanza dalla scogliera radente. Le onde che si avvicinano alla spiaggia sono influenzate solo dall'altezza della struttura, quindi collocare il frangiflutti ad una distanza di 130m piuttosto che di 200m dalla scogliera radente esistente influenza solo marginalmente il profilo di spiaggia.
3. La stima del trasporto solido annuale nella direzione parallela alla linea di riva se si usasse un materiale caratterizzato da un $D_{50}=0.8\text{mm}$ per il ripascimento, sarebbe $58'000\text{m}^3/\text{m}/\text{anno}$.
4. Probabilmente saranno usati dei ciottoli di dimensione maggiore ($D_{50}=20\text{mm}$).

9.2.4 SHINGLE

1. In questo studio, il D_{50} è stato assunto pari a 20mm
2. E' stata determinata una spiaggia stabile con una pendenza di circa il 30%
3. Il programma di ripascimento scelto implica l'avanzamento del profilo di spiaggia di 60m verso il largo. In questo modo si ha un declivio più stabile e quindi meno erosione del materiale.
4. I volumi di materiale di ripascimento sono sufficienti a fronteggiare eventi estremi.

9.2.5 Raccomandazioni

1. La struttura offshore sarà collocata a 130m dalla scogliera radente esistente. Questa posizione ne favorirà la stabilità poiché le onde frangono ad una profondità relativamente bassa davanti alla struttura.
2. La spiaggia esistente deve essere ripascita traslando il suo piede di 60m verso il mare aperto.
3. Preferendo per il ripascimento ghiaia di dimensioni relativamente grandi ($D_{50}=20\text{mm}$), è possibile ridurre i volumi di materiale trasportati in direzione longitudinale o trasversale.

9.3 Progetto strutturale

1. I disegni delle sezioni e la pianta dello schema di intervento forniti da Sigma, indicano che un rivestimento roccioso dovrebbe essere realizzato davanti al vecchio stabilimento della

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

Pirelli con unità di peso compreso tra 3 e 7t. La dimensione dei massi del rivestimento potrebbe essere inferiore a quanto proposto essendo la costa già protetta dalla scogliera offshore sommersa.

2. La dimensione dei massi da utilizzare per i rivestimenti nel caso delle 3 diverse ubicazioni della scogliera esaminate in questo studio è riportata in Tabella 7.
3. La situazione attuale della costa suggerisce che si siano verificati cedimenti dei pennelli e dei Tetrapodi negli anni, quindi è molto importante realizzare uno strato filtro che possa arrestare questo fenomeno.
4. Collocare la scogliera sommersa a 130m dalla costa con la mantellata dimensionata come specificato in Figure 35, dovrebbe garantire la stabilità della struttura. La modifica apportata alla sezione della scogliera dovrebbe proteggerla da eventuali fenomeni d'erosione, che potrebbero causarne lo scalzamento al piede e il collasso.
5. Per collocare la struttura a 130m di distanza dalla scogliera radente è necessario eseguire un dragaggio. In questo modo, infatti, la nuova opera di difesa potrà essere realizzata ad una profondità sufficiente e in ogni caso il materiale dragato potrebbe essere usato per il ripascimento.

9.4 Studio con modello fisico

1. Scogliera sommersa

La scogliera sommersa è ben progettata, la mantellata rocciosa, le unità di cemento e gli elementi che proteggono il piede della struttura dallo scalzamento sono stabili. Le onde che si propagano a tergo della scogliera sommersa si riducono significativamente, fino ad ottenere un coefficiente di trasmissione pari a circa 0.43.

La struttura che evita la perdita del materiale di spiaggia è ben progettata. Potenzialmente nessuno spostamento degli elementi di mantellata è stato osservato durante il test in condizioni morfologiche, e per mareggiate di periodo di ritorno di 1 e 50 anni. I piccoli movimenti che sono stati registrati durante le prove su modello fisico non hanno superato in totale il 2%.

2. Planimetria della spiaggia

Durante il test in condizioni morfologiche, è stato rilevato il formarsi di una fossa d'erosione proprio a tergo della scogliera sommersa. Una proporzione significativa di

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

questo materiale eroso si è depositato sulla parte emersa del litorale, facendo avanzare sia la linea di riva (livello di quiete) sia la cresta della spiaggia. Piccoli fenomeni d'accrescimento ed erosione sono stati osservati durante i test con le mareggiate di 1 e 50 anni di periodo di ritorno, ma senza provocare uno spostamento significativo della linea di spiaggia in alcuna direzione, tuttavia è stato rilevato un aumento della profondità del mare immediatamente a ridosso della scogliera sommersa.

3. Trasporto longitudinale

La maggior parte del trasporto di sedimenti è stato osservato nella direzione longitudinale. La riduzione di trasporto solido in termini percentuali è stata:

- 93% per la condizione morfologica (frequenza d'accadimento 10 volte in un anno)
- Inferiore al 50% per la condizione annuale (periodo di ritorno 1 anno)
- Inferiore al 50% per un evento di periodo di ritorno 50 anni

4. Portata tracimata

Durante i test su modello fisico non è stato osservato nessun fenomeno di tracimazione. Durante la prova di sensibilità, le onde hanno raggiunto la cresta del rivestimento a massi cementati durante il test con mareggiata di periodo di ritorno 50 anni.

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
<p align="center">Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta</p>	<p><i>Codice documento</i> CZV1051_F0</p>	<p><i>Rev</i> F0</p>	<p><i>Data</i> 31/05/2012</p>	



Fotografia 1 Calibrazione delle onde



Fotografia 2 Costruzione della spiaggia per Test Serie 1



Fotografia 3 Serie 1 pre Test 1a



Fotografia 4 Serie 1 pre Test 1a

ABXA

EX 25/04/12

Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta

Codice documento
CZV1051_F0

Rev
F0

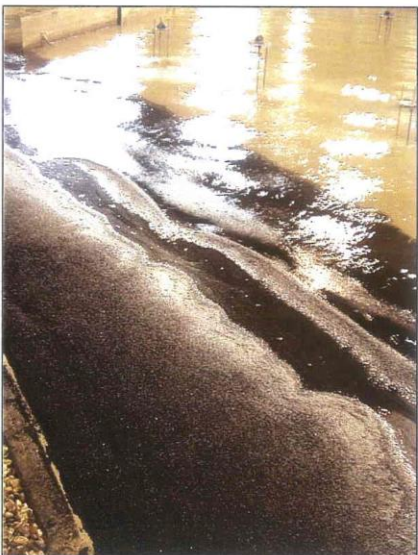
Data
31/05/2012



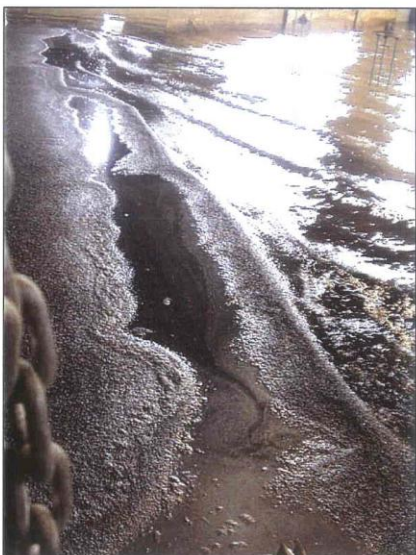
Fotografia 5 Serie 1 Test 1a



Fotografia 6 Serie 1 Test 1a

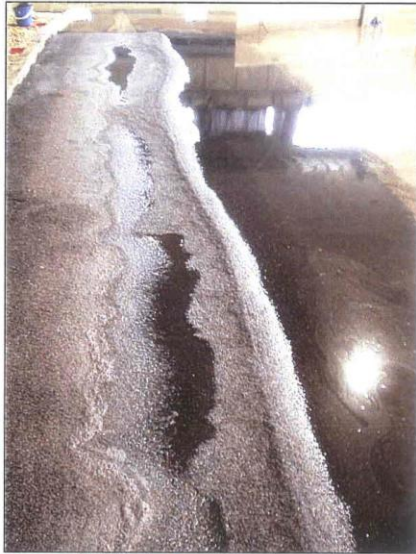


Fotografia 7 Serie 1 Test 1a

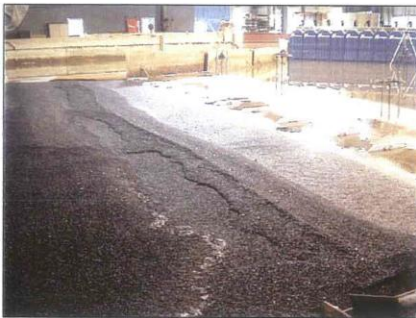


Fotografia 8 Serie 1 Test 1a

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	



Fotografia 9 Serie 1 post Test 1a



Fotografia 10 Serie 1 post Test 1a



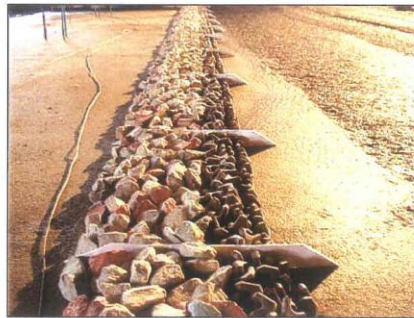
Fotografia 11 Costruzione della scogliera sommersa

ABXΔ

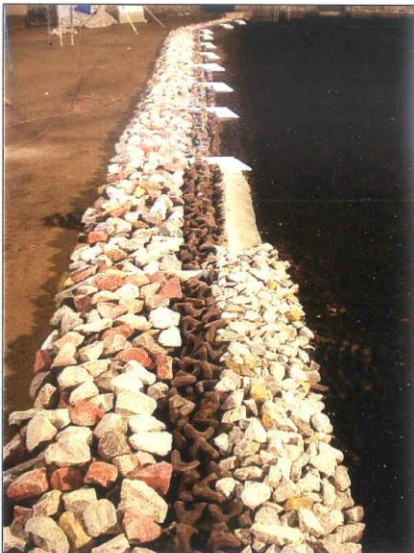
EX 25/04/12



Fotografia 12 Costruzione della scogliera sommersa



Fotografia 13 Costruzione della scogliera sommersa



Fotografia 14 Costruzione della scogliera sommersa



Fotografia 15 Serie 2 pre Test 2a

Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta

Codice documento
CZV1051_F0

Rev
F0

Data
31/05/2012



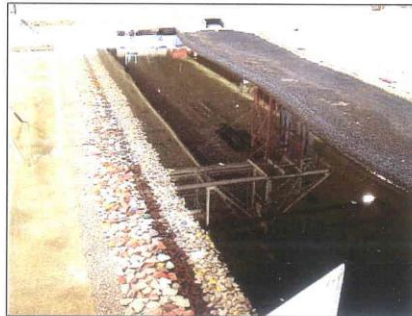
Fotografia 16 Serie 2 Test 2a



Fotografia 17 Serie 2 post Test 2a



Fotografia 18 Serie 2 Test 2b



Fotografia 19 Serie 2 post Test 2b



Fotografia 20 Serie 2 post Test 2b



Fotografia 21 Serie 2 Test 2c

ABXΔ

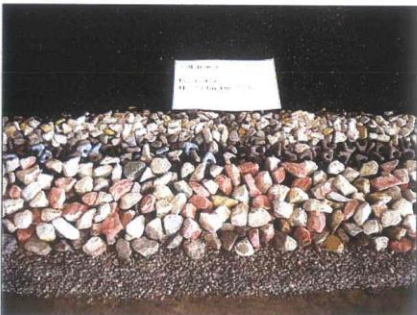
EX 25/04/12



Fotografia 22 Serie 2 post Test 2c



Fotografia 23 Serie 2 post Test 2c



Fotografia 24 Pre Test 2a postazione 1



Fotografia 25 Post Test 2a postazione 1



Fotografia 26 Post Test 2b postazione 1



Fotografia 27 Post Test 2c postazione 1

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

ALLEGATO n.2

Documentazione fotografica

Intervento ripascimento Villafranca

Ante e post-operam

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
<p align="center">Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta</p>	<p><i>Codice documento</i> CZV1051_F0</p>	<p><i>Rev</i> F0</p>	<p><i>Data</i> 31/05/2012</p>	



		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
<p>Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta</p>	<p><i>Codice documento</i> CZV1051_F0</p>	<p><i>Rev</i> F0</p>	<p><i>Data</i> 31/05/2012</p>	



Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta

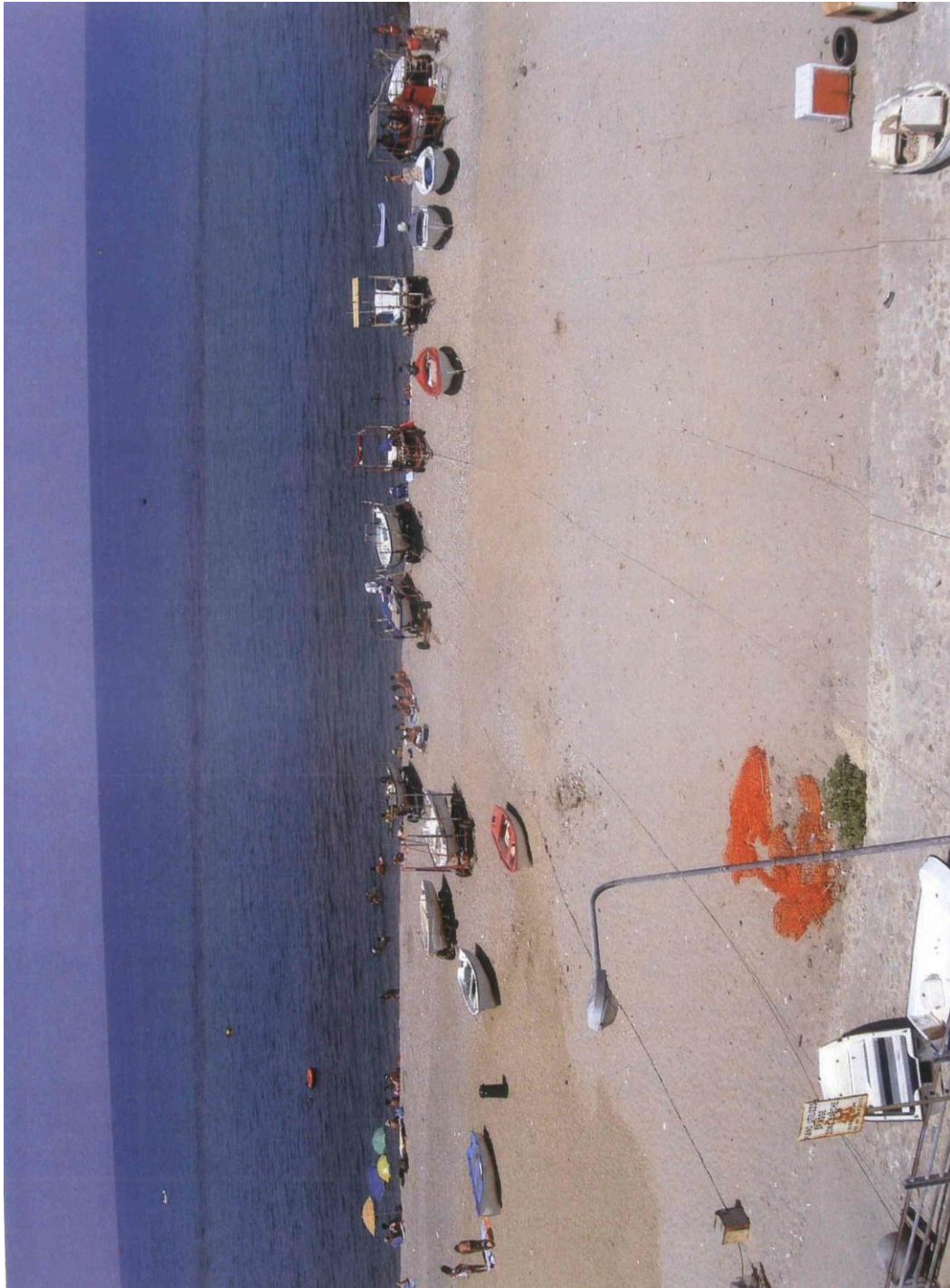
Codice documento
CZV1051_F0

Rev
F0

Data
31/05/2012



		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
<p>Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta</p>	<p><i>Codice documento</i> CZV1051_F0</p>	<p><i>Rev</i> F0</p>	<p><i>Data</i> 31/05/2012</p>	



		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	



		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

ALLEGATO n.3A

La propagazione del moto ondoso nella configurazione di progetto

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

1 Il modello numerico BOUSS2D

I modelli numerici basati sulla “mild-slope equation” o del tipo Boussinesq sono più adatti per la risoluzione di problemi che comprendono i fenomeni di riflessione/diffrazione delle onde specialmente in aree costiere e nei porti.

Le equazioni di Boussinesq e la mild-slope equation sono equazioni integrate per la propagazione dell’onda nel piano bidimensionale con diverse teorie di base per tenere conto della variazione del moto del fluido sul pelo libero.

La derivazione della mild-slope equation implica una variazione del potenziale della velocità secondo la formula del coseno iperbolico, corrispondente a un’onda monocromatica lineare in acque di profondità arbitraria, mentre la derivazione dell’equazione del Boussinesq assume un profilo quadratico, valido per onde in acque basse con lunghezza d’onda molto più grande della profondità.

Bouss-2D è un modello numerico basato sulla soluzione delle equazioni del tipo di Boussinesq. La forma classica delle equazioni del Boussinesq per la propagazione dell’onda su profondità variabile è stata ricavata da Peregrine (1967).

Le equazioni sono state limitate relativamente a profondità dell’acqua bassa, per esempio, la profondità dell’acqua, h , deve essere minore d’un quinto della lunghezza d’onda, L , al fine di limitare gli errori nella velocità di fase a meno del 5%.

Nwogu (1993) estese il range di applicazione delle equazioni del tipo Boussinesq ad acque più profonde rielaborando le equazioni in termini di velocità ad una distanza arbitraria $Z\alpha$ dal livello medio dell’acqua, anziché in termini di velocità mediata dalla profondità. Il valore di $Z\alpha$ diventa un parametro libero, che viene scelto per ottimizzare le caratteristiche della dispersione lineare delle equazioni.

Tale forma ottimizzata delle equazioni presenta errori inferiori al 2% nella velocità di fase da profondità dell’acqua basse fino al limite di acque profonde ($h/L=0.5$).

Le equazioni sono pure modificate in modo da includere gli effetti dell’attrito del fondale. Tali equazioni possono riprodurre la maggior parte dei fenomeni idrodinamici che si manifestano in regioni costiere e nei bacini includendo:

- a. shoaling;
- b. rifrazione;
- c. diffrazione;
- d. Rifrazione e trasmissione totale/parziale;
- e. Attrito del fondale;
- f. Interazione non lineare onda-onda;
- g. Frangimento e runup;
- h. Correnti indotte dalle onde;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	Codice documento CZV1051_F0	Rev F0	Data 31/05/2012	

i. Interazione onde – correnti.

Allo scopo di risolvere le equazioni Boussinesq, l'area di interesse è rappresentata da una griglia agli elementi finiti a maglia quadrata, secondo lo schema di seguito (**Fig. 1**) riportato:

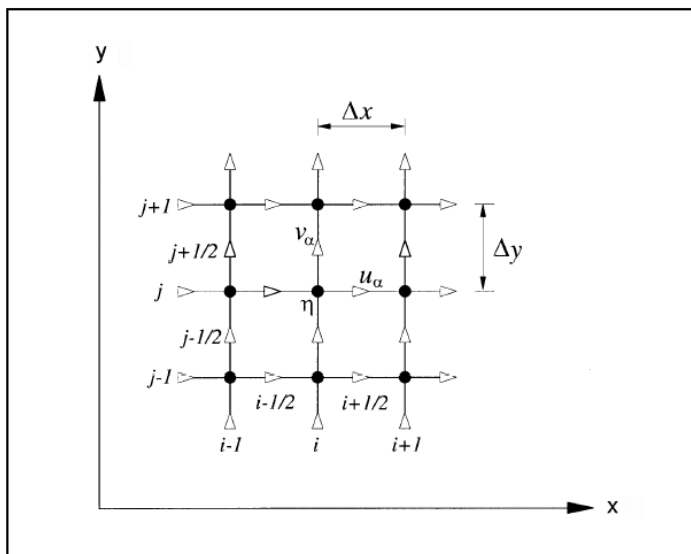


Fig. 1: Griglia agli elementi finiti

Le onde possono essere periodiche oppure non-periodiche, unidirezionali ovvero multidirezionali e sono applicate lungo il contorno denominato “wave generator”. Le onde che si propagano all'esterno del dominio di calcolo sono assorbite negli strati laterali (damping layers) che si trovano in vicinanza del perimetro del modello. Gli strati porosi possono essere localizzati dentro il dominio di calcolo per riprodurre la riflessione e le caratteristiche di trasmissione delle strutture come per esempio scogliere emerse e soffolte.

Lo schema di calcolo è riportato nella seguente **Fig. 2**:

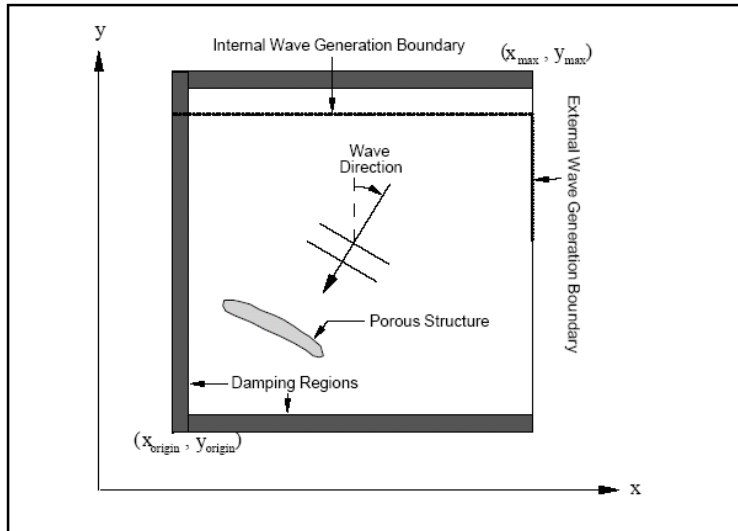


Fig. 2 : Schema di calcolo

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

2 Applicazione del modello numerico BOUSS2D al caso in esame

Il modello numerico utilizzato nel nostro caso è un modello agli elementi finiti all'avanguardia per calcolare le altezze d'onda all'interno dell'area in esame per tutte le condizioni di moto ondoso incidente.

Note le altezze d'onda, è possibile stimare, con un'unica simulazione, l'agitazione ondosa in diversi punti, per particolari condizioni di moto ondoso incidente. Il modello numerico utilizzato è BOUSS2D che utilizza come interfaccia grafica il modello SMS (Surface modeling system).

Il modello BOUSS2D rilascia, come risultato di una simulazione, le altezze d'onda sotto forma, normalmente, di grafici a colori ottenuti con l'applicazione del pacchetto software SMS.

SMS versione 9.0 è un modello con capacità di pre-processing e post-processing per tutti i modelli numerici CHL (Coastal and Hydraulics Laboratory -United States Army Corps of Engineering), inclusi ADCIRC, TABS (RMA2, RMA4, SED2D), ADH, HiVEL, M2D, STWAVE, BOUSS2D e CGWAVE.

SMS è diviso in moduli: Scatter, Map and Mesh. Il modulo Scatter utilizza dati anche disomogenei, per esempio dati batimetrici, ed interpola questi dati in maglie e reticoli del modello. Il Modulo Map è usato per creare e manipolare modelli concettuali. L'utente può creare e definire attributi per oggetti caratteristici, come punti, archi e poligoni, che definiscono il sistema modellato. Immagini, come raster o fotografie possono essere utilizzate in questo processo e possono anche rendere l'output più facile da interpretare. Il Modulo Mesh ed altri moduli sono usati per creare ed implementare modelli numerici. Questi moduli consentono: interazione grafica con editing delle maglie e della rete, condizioni al contorno, parametri del modello e materiali, visualizzazione della configurazione del modello numerico e dei dati di output.

Ognuno dei moduli utilizzati per creare e gestire modelli numerici, può avere differenti collegamenti alle cosiddette "coverages" (utilities). Per esempio, il Modulo Mesh ha tante coverages, una per ognuno dei modelli supportati.

Nel caso in esame le maglie ad elementi finiti sono state generate in modo che il modello BOUSS2D fosse rappresentativo della batimetria esistente.

I risultati del modello numerico BOUSS2D sono presentati di solito sotto forma di grafici contenenti le altezze d'onda in specifici punti d'analisi, opportunamente disposti nell'area di interesse.

3 Simulazioni numeriche eseguite

Le simulazioni sono state eseguite per la seguente configurazione di progetto definita come da planimetria e sezione seguenti (*Figg. 3 - 4*):

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	Codice documento CZV1051_F0	Rev F0	Data 31/05/2012	

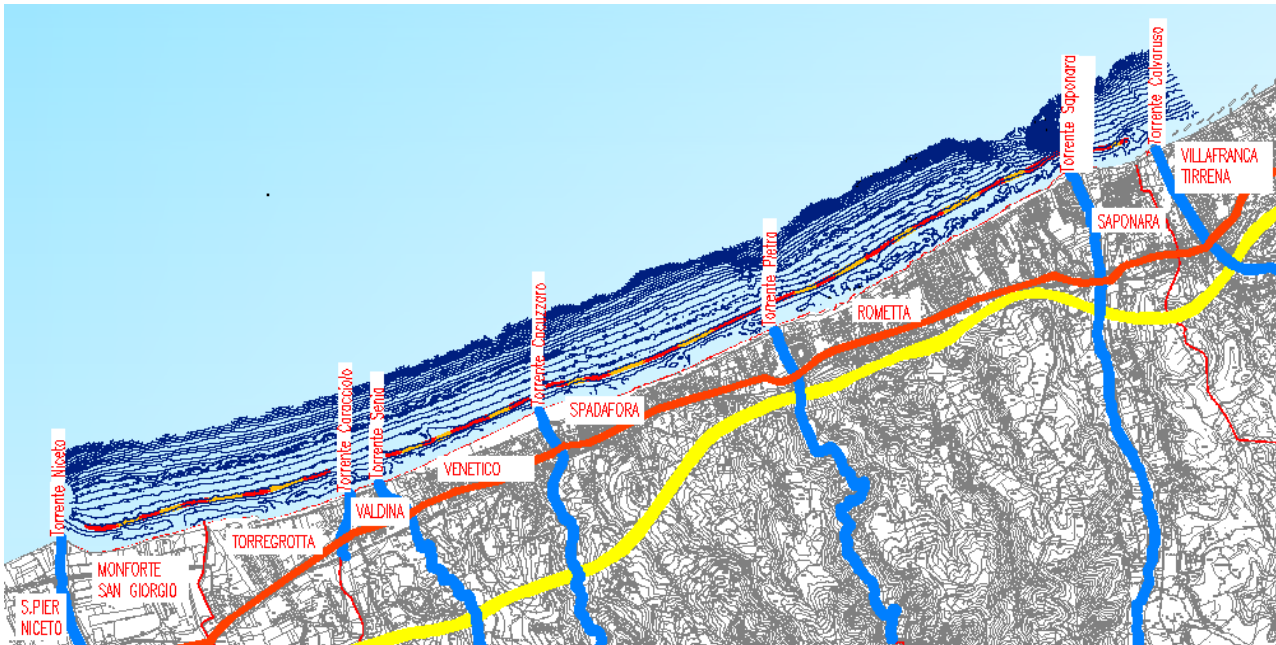


Fig. 3 : Area di progetto

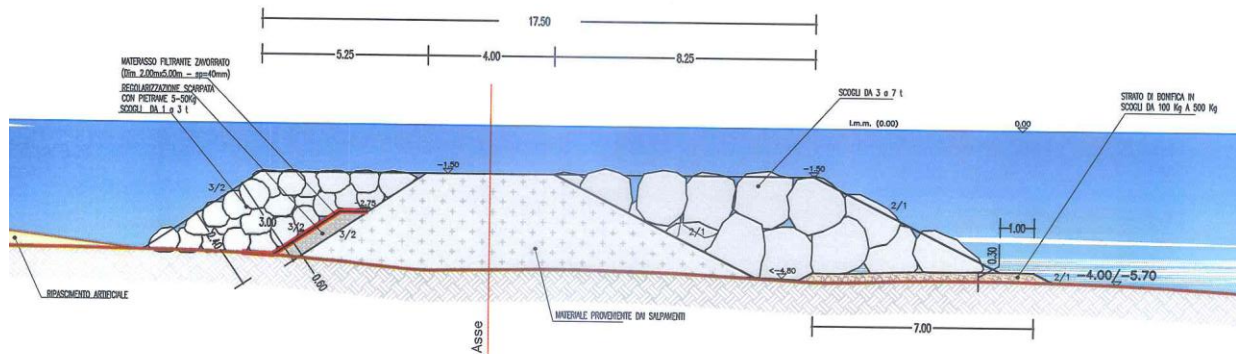


Fig. 4 : Sezione scogliera soffolta

Le direzioni di attacco del moto ondoso al largo prese in considerazione, sono le seguenti: 270.0° N, 292.5° N, 315.0° N, 337.5° N.

I tempi di ritorno considerati, invece, sono: Tr=2, 10, e 50 anni.

I dati di input utilizzati ai fini della modellazione numerica con BOUSS 2D sono le caratteristiche del moto ondoso sottocosta per eventi estremi in relazione ai tempi di ritorno di 2, 10 e 50 anni, riportate nella tabella seguente (**Tab.1**) :

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta		<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

MESSINA				
Tempo di ritorno [anni]	DD al largo [gradi]	DD sotto costa [gradi]	H sotto costa [m]	Tempo di picco [s]
2	270,0	326,5	3,12	9,5
	292,5	320,7	3,13	8,0
	315,0	310,2	1,89	6,1
	337,5	292,4	2,12	6,1
10	270,0	324,4	3,94	11,8
	292,5	319,0	4,02	9,5
	315,0	309,7	2,70	6,9
	337,5	292,8	2,82	6,9
50	270,0	322,1	4,66	11,8
	292,5	317,6	4,90	11,8
	315,0	309,1	3,65	8,0
	337,5	291,0	3,43	8,0

Tab.1: Dati input BOUSS 2D

Sono state definite n. 2 maglie agli elementi finiti:

- la prima, in corrispondenza del litorale di Venetico, per tutte le direzioni di attacco del moto ondoso al largo.
- la seconda, in corrispondenza del litorale di Rometta, per tutte le direzioni di attacco del moto ondoso al largo.

I risultati delle elaborazioni eseguite con il modello BOUSS2D applicato alla configurazione di progetto sono riportati nelle figure di seguito elencate (*ALLEGATO 3B*):

- Fig. 1a – Maglia elementi finiti n.1
- Fig. 1b – Batimetria n.1
- Fig. 2a – Maglia elementi finiti n.2
- Fig. 2b – Batimetria n.2
- Fig. 1.1 – Altezza d'onda - tr = 2 anni - dir = 326.5 °N – H =3.12 m
- Fig. 1.2 – Altezza d'onda - tr = 2 anni - dir = 320.7 °N – H =3.13 m
- Fig. 1.3 – Altezza d'onda - tr = 2 anni - dir = 310.2 °N – H =1.89 m
- Fig. 1.4 – Altezza d'onda - tr = 2 anni - dir = 292.4 °N – H =2.12 m
- Fig. 1.5 – Altezza d'onda - tr = 10 anni - dir = 324.4 °N – H =3.94 m
- Fig. 1.6 – Altezza d'onda - tr = 10 anni - dir = 319.0 °N – H =4.02 m

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

- Fig. 1.7 – Altezza d’onda - tr = 10 anni - dir = 309.7 °N – H =2.70 m
 Fig. 1.8 – Altezza d’onda - tr = 10 anni - dir = 292.8 °N – H =2.82 m
 Fig. 1.9 – Altezza d’onda - tr = 50 anni - dir = 322.1°N – H =4.66 m
 Fig. 1.10 – Altezza d’onda - tr = 50 anni - dir = 317.6°N – H =4.90 m
 Fig. 1.11 – Altezza d’onda - tr = 50 anni - dir = 309.1°N – H =3.65 m
 Fig. 1.12 – Altezza d’onda - tr = 50 anni - dir = 291.0°N – H =3.43 m
 Fig. 2.1 – Altezza d’onda - tr = 2 anni - dir = 326.5 °N – H =3.12 m
 Fig. 2.2 – Altezza d’onda - tr = 2 anni - dir = 320.7 °N – H =3.13 m
 Fig. 2.3 – Altezza d’onda - tr = 2 anni - dir = 310.2 °N – H =1.89 m
 Fig. 2.4 – Altezza d’onda - tr = 2 anni - dir = 292.4 °N – H =2.12 m
 Fig. 2.5 – Altezza d’onda - tr = 10 anni - dir = 324.4 °N – H =3.94 m
 Fig. 2.6 – Altezza d’onda - tr = 10 anni - dir = 319.0 °N – H =4.02 m
 Fig. 2.7 – Altezza d’onda - tr = 10 anni - dir = 309.7 °N – H =2.70 m
 Fig. 2.8 – Altezza d’onda - tr = 10 anni - dir = 292.8 °N – H =2.82 m
 Fig. 2.9 – Altezza d’onda - tr = 50 anni - dir = 322.1°N – H =4.66 m
 Fig. 2.10 – Altezza d’onda - tr = 50 anni - dir = 317.6°N – H =4.90 m
 Fig. 2.11 – Altezza d’onda - tr = 50 anni - dir = 309.1°N – H =3.65 m
 Fig. 2.12 – Altezza d’onda - tr = 50 anni - dir = 291.0°N – H =3.43 m

Sono stati inoltre rilevati i valori di altezze d’onda in 4 punti posti a monte e 4 punti posti a tergo della scogliera, come riportato negli allegati grafici e riassunti nelle **Tabb. 2.1 – 2.2 – 2.3** :

MESSINA- PROGETTO - tr = 2 anni					
DD al largo [gradi]	DD sotto costa [gradi]	H sotto costa [m]	Tempo di picco [s]	H residua [m]	STAZIONE
270,00	326,50	3,12	9,50	3,31	1
				3,16	2
				3,07	3
				3,15	4
				0,79	1'
				0,97	2'
				0,90	3'

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta		<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

				0,85	4'
292,50	320,70	3,13	8,00	3,37	1
				3,41	2
				3,02	3
				3,29	4
				0,73	1'
				0,68	2'
				0,87	3'
				0,64	4'
315,00	310,20	1,89	6,10	2,41	1
				2,67	2
				2,90	3
				3,16	4
				0,74	1'
				0,52	2'
				0,66	3'
				0,38	4'
337,50	292,40	2,12	6,10	1,96	1
				2,76	2
				2,00	3
				2,54	4
				0,50	1'
				0,64	2'
				0,58	3'
				0,31	4'

Tab. 2.1

MESSINA - PROGETTO - tr = 10 anni					
DD al largo [gradi]	DD sotto costa [gradi]	H sotto costa [m]	Tempo di picco [s]	H residua [m]	STAZIONE
270,00	324,40	3,94	11,80	3,38	1
				3,46	2
				3,78	3
				3,92	4
				1,54	1'
				1,50	2'
				1,58	3'

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta		<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

				1,45	4'
292,50	319,00	4,02	9,50	3,51	1
				3,49	2
				3,81	3
				3,97	4
				1,20	1'
				0,99	2'
				1,14	3'
				1,02	4'
315,00	309,70	2,70	6,90	2,79	1
				3,43	2
				3,18	3
				3,25	4
				0,75	1'
				0,62	2'
				0,72	3'
				0,40	4'
337,50	292,80	2,82	6,90	2,14	1
				3,09	2
				2,06	3
				3,08	4
				0,57	1'
				0,68	2'
				0,60	3'
				0,42	4'

Tab. 2.2

MESSINA - PROGETTO - tr = 50 anni					
DD al largo [gradi]	DD sotto costa [gradi]	H sotto costa [m]	Tempo di picco [s]	H residua [m]	STAZIONE
270,00	322,10	4,66	11,80	3,48	1
				3,50	2
				3,85	3
				4,25	4
				1,71	1'
				1,74	2'
				1,68	3'

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta		<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

				1,62	4'
292,50	317,60	4,90	11,80	3,42	1
				3,51	2
				3,93	3
				4,30	4
				1,70	1'
				1,55	2'
				1,77	3'
				1,71	4'
315,00	309,10	3,65	8,00	3,05	1
				3,45	2
				3,51	3
				3,86	4
				0,76	1'
				0,68	2'
				0,88	3'
				0,66	4'
337,50	291,00	3,413	8,00	2,34	1
				3,48	2
				3,05	3
				3,32	4
				0,63	1'
				0,71	2'
				0,74	3'
				0,60	4'

Tab.2.3

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

ALLEGATO n. 3B

Elaborati grafici BOUSS 2D

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
<p align="center">Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta</p>	<p><i>Codice documento</i> CZV1051_F0</p>	<p><i>Rev</i> F0</p>	<p><i>Data</i> 31/05/2012</p>	

MAGLIA ELEMENTI FINITI N.1

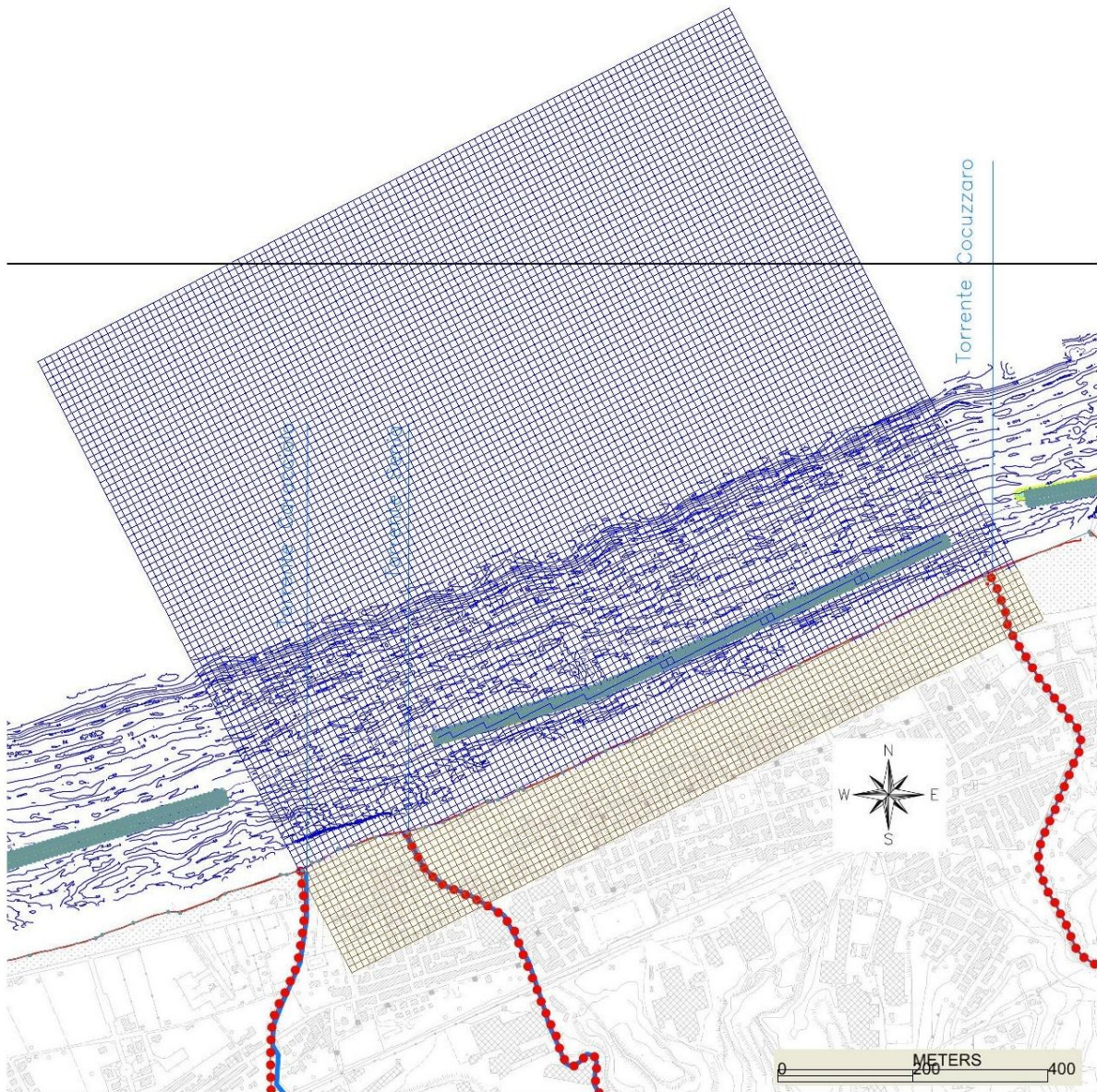


Fig. 1a

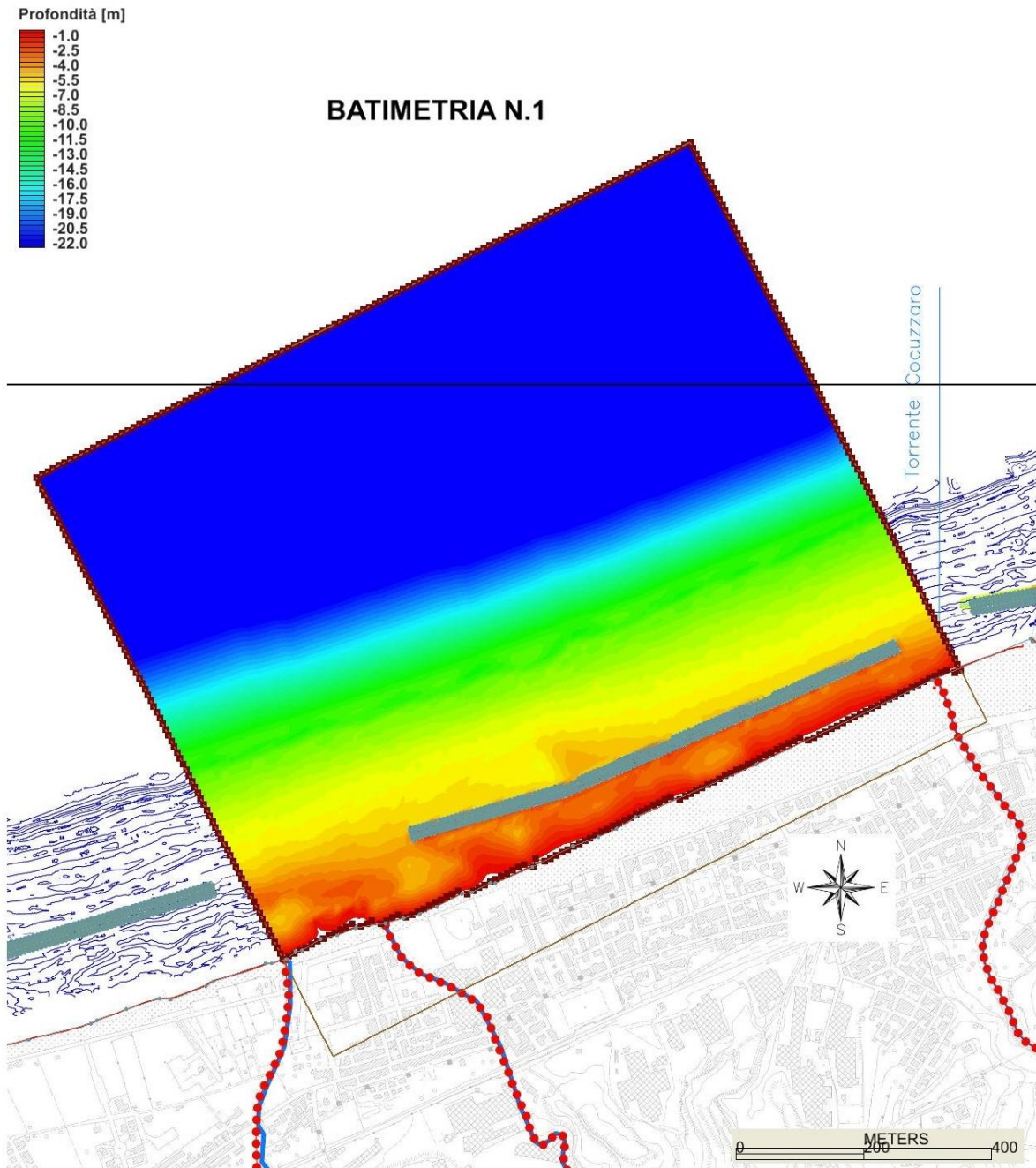


Fig. 1b

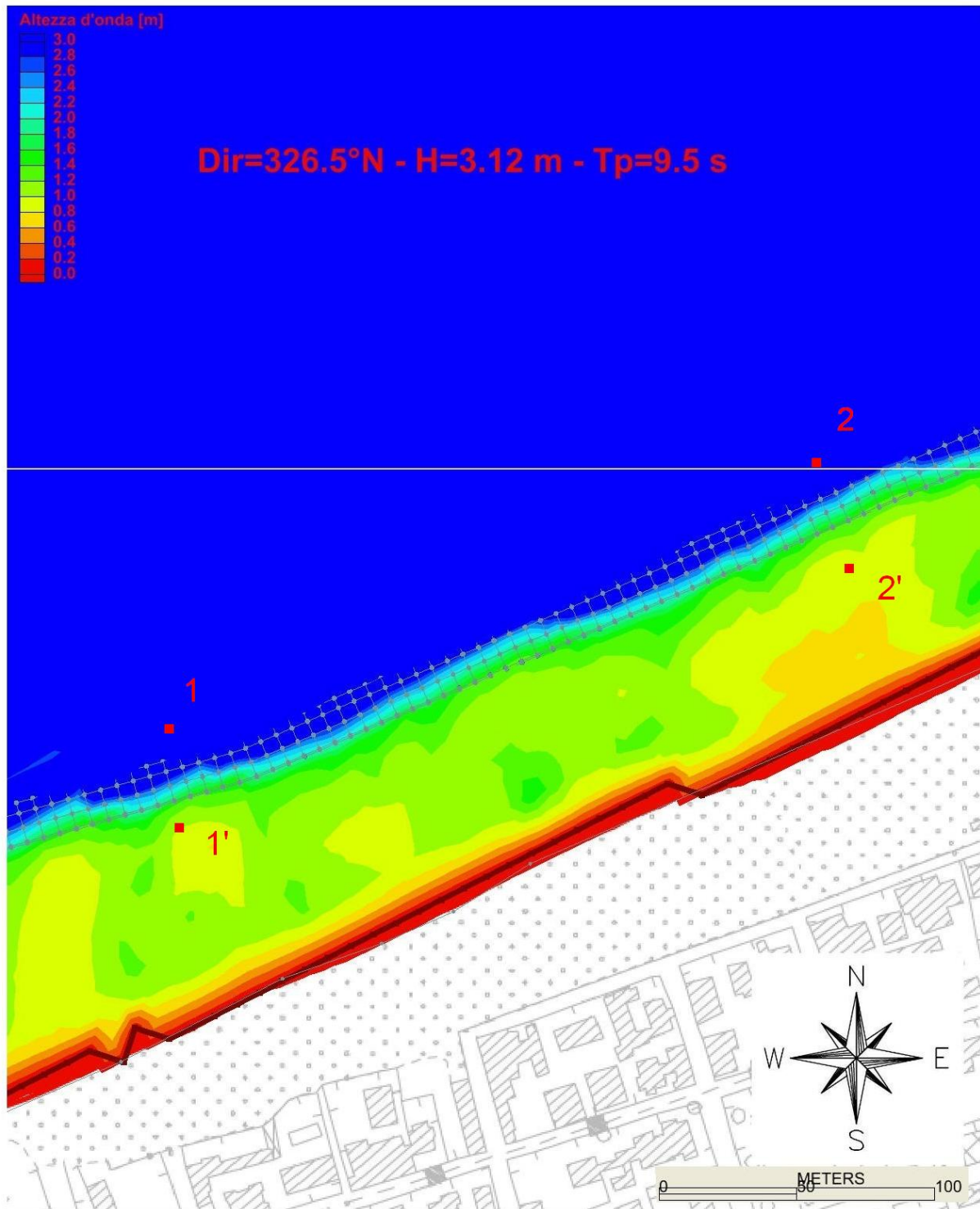


Fig. 1.1

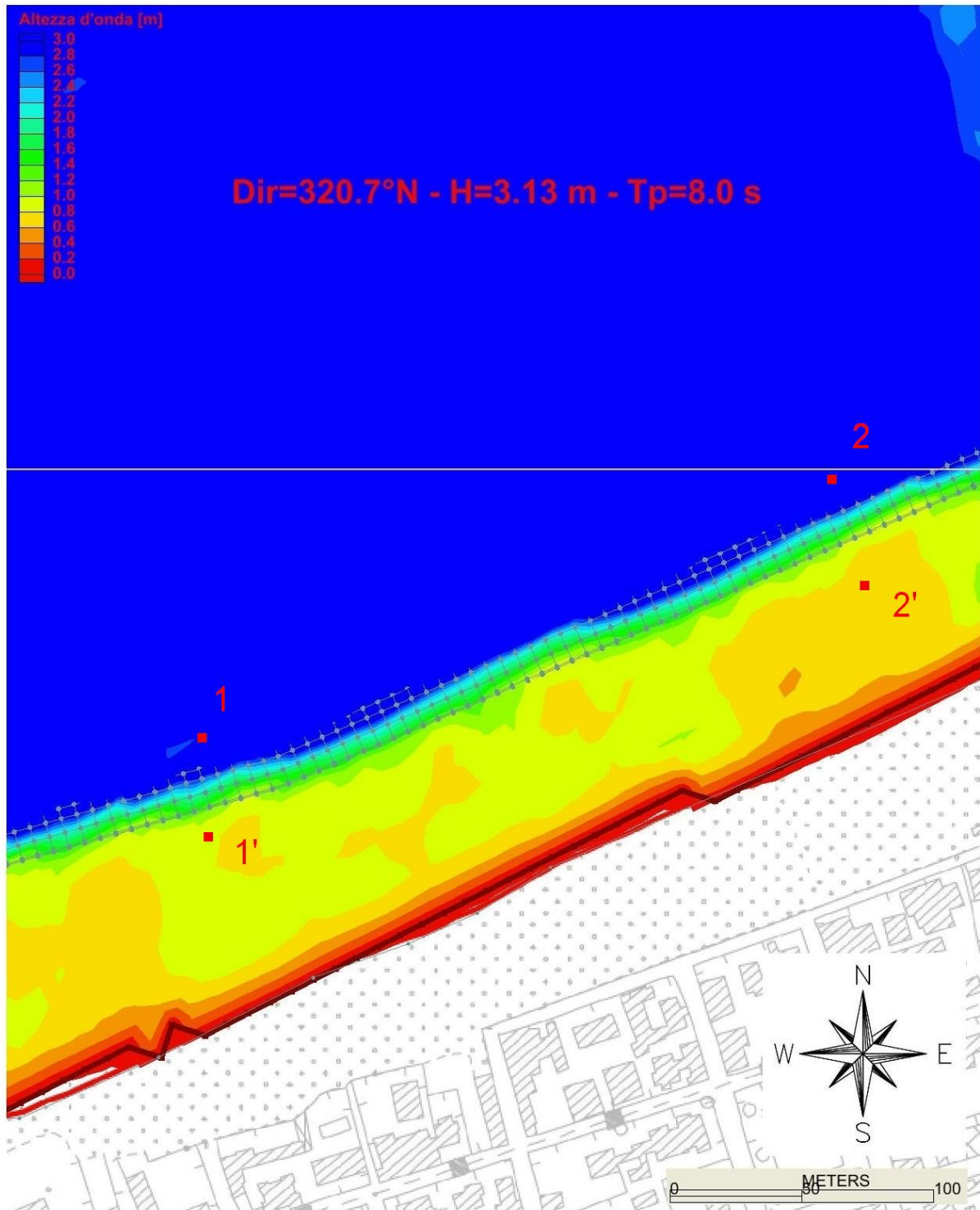


Fig. 1.2

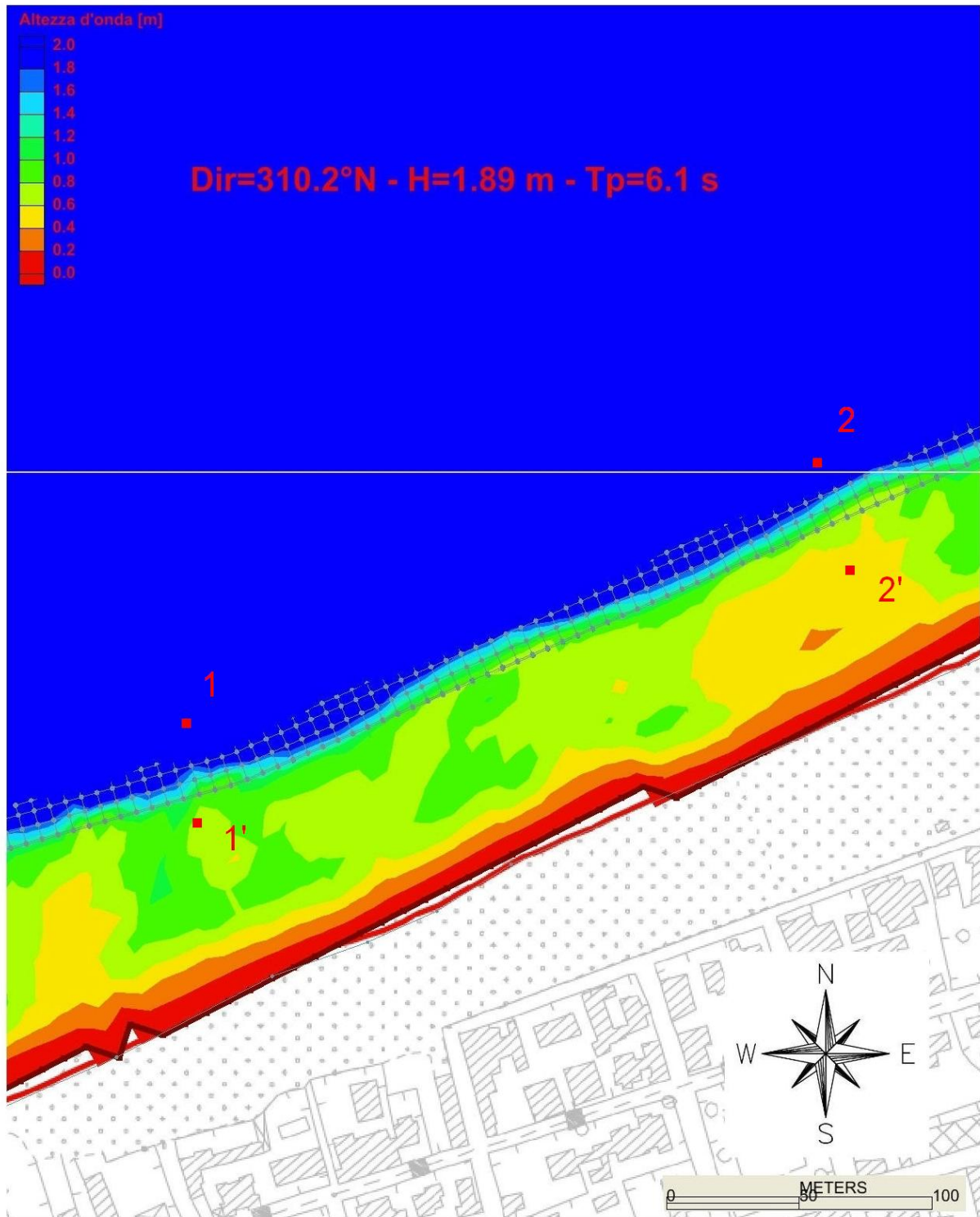


Fig. 1.3

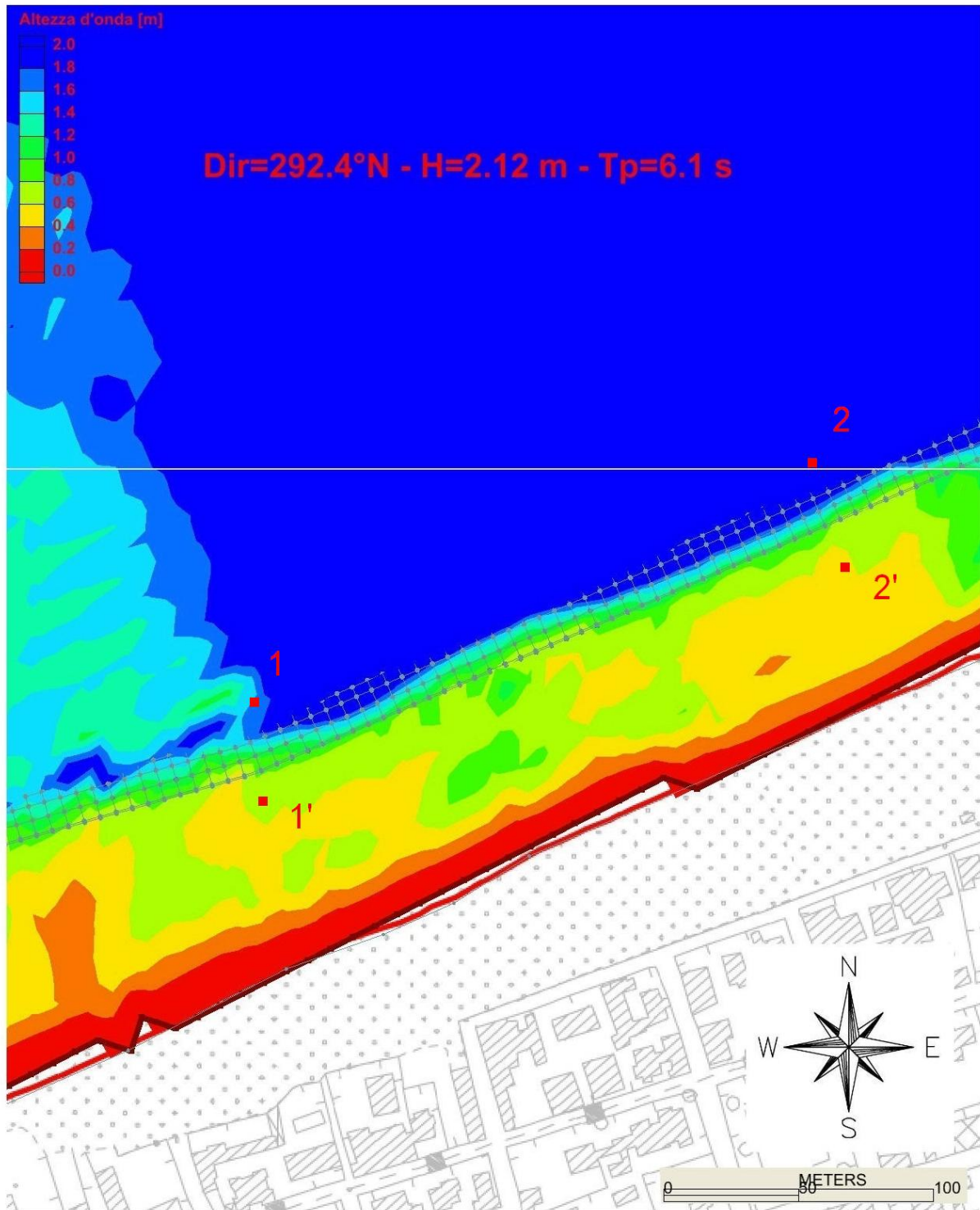


Fig. 1.4

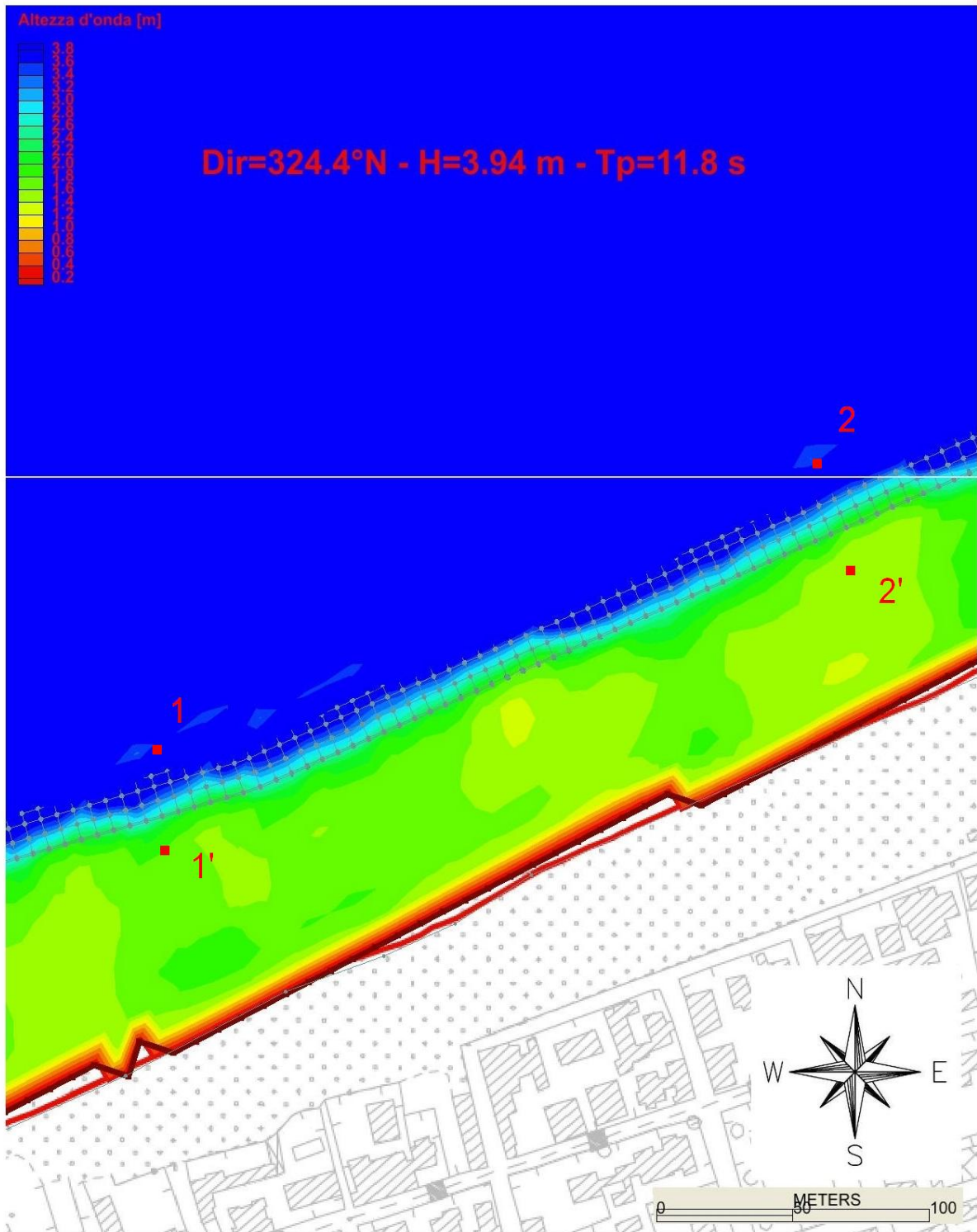


Fig. 1.5

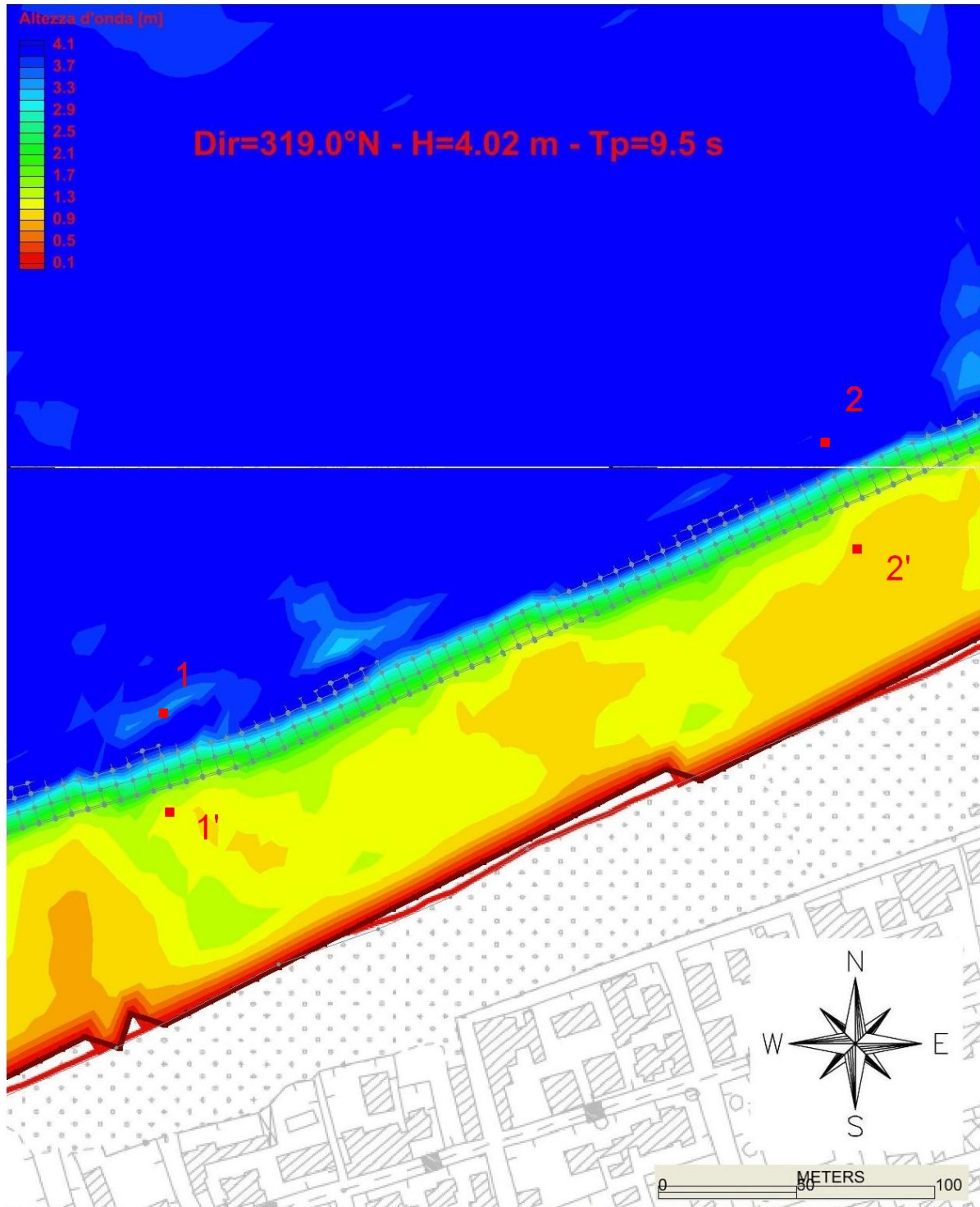


Fig. 1.6

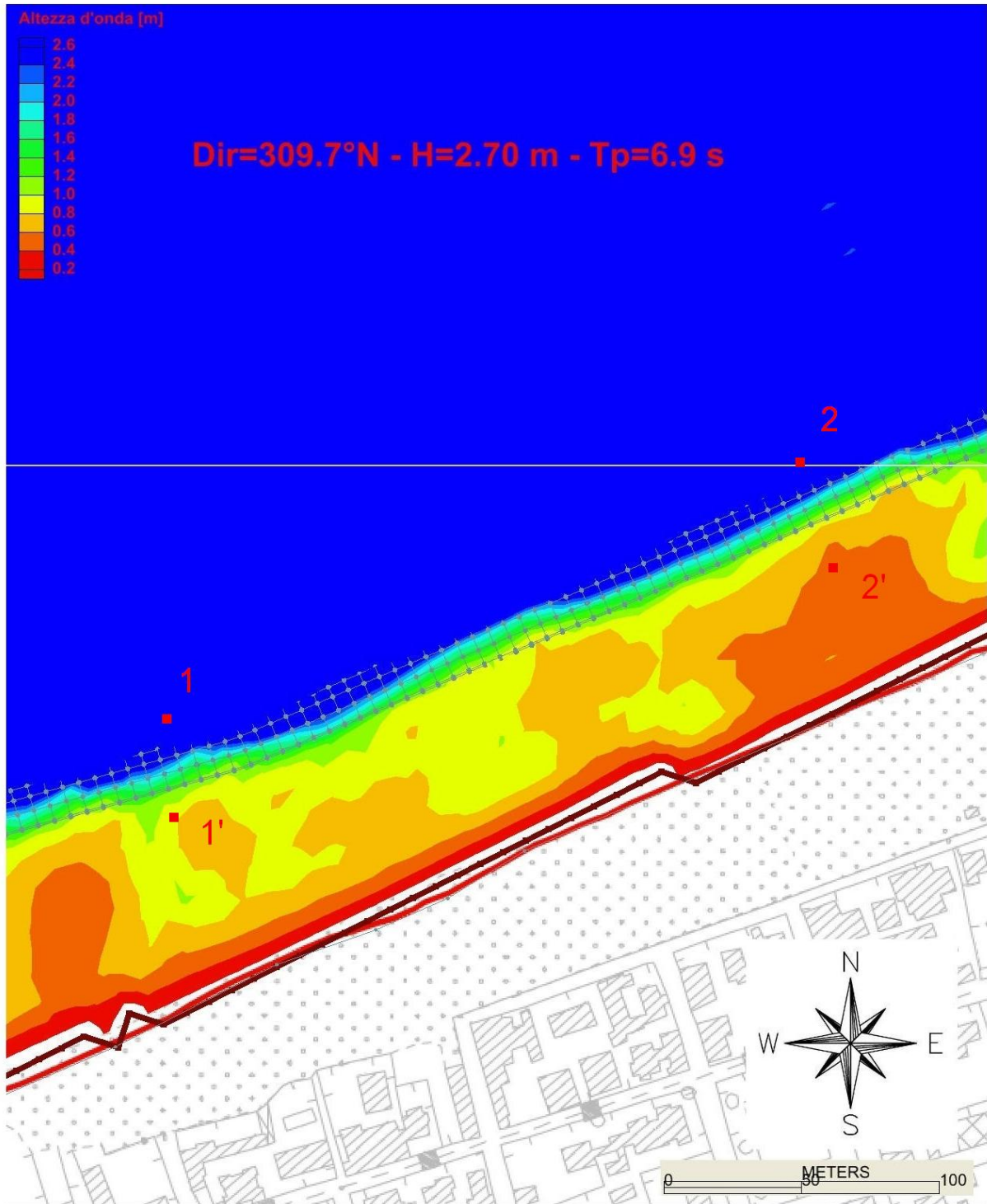


Fig. 1.7

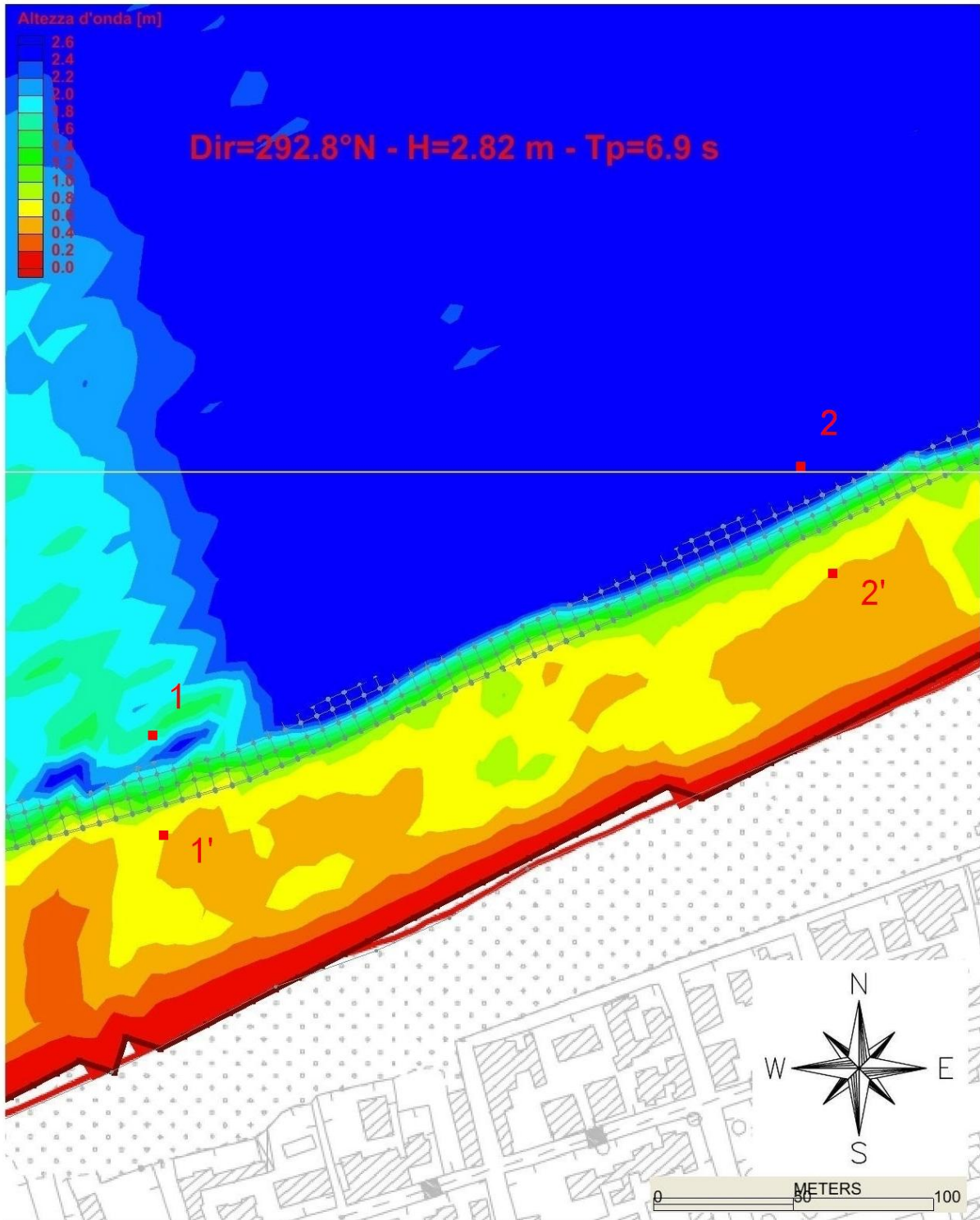


Fig. 1.8

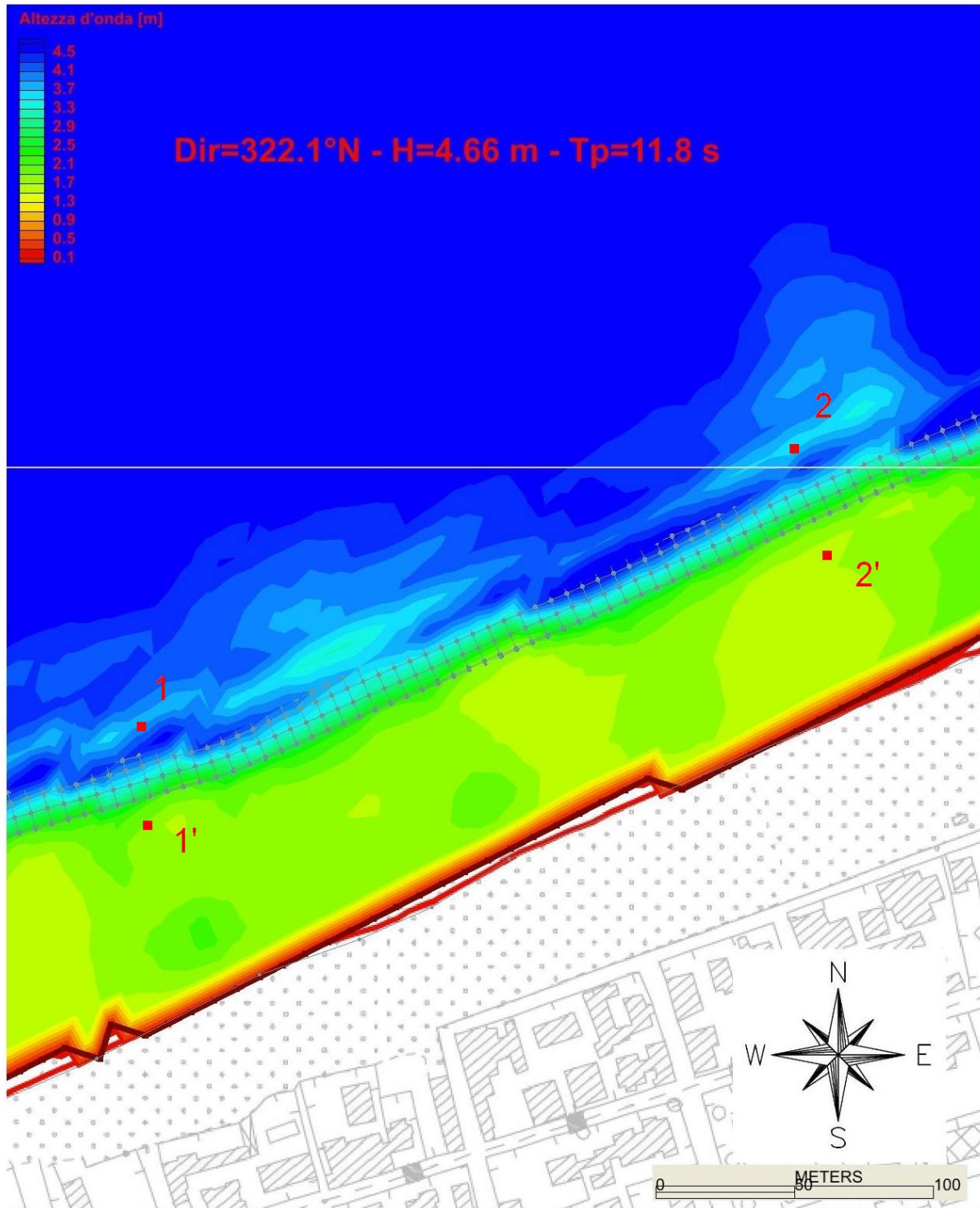


Fig. 1.9

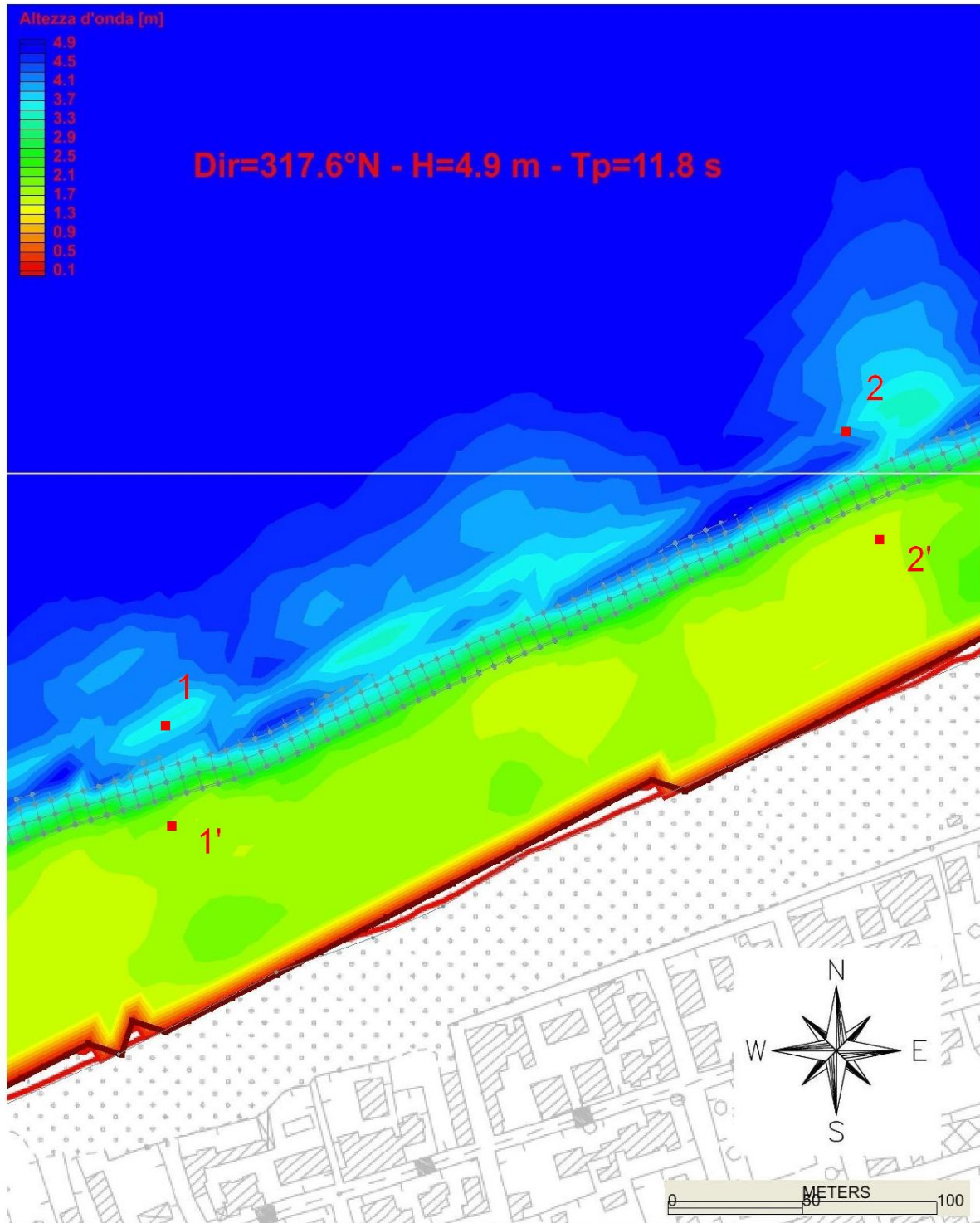


Fig. 1.10

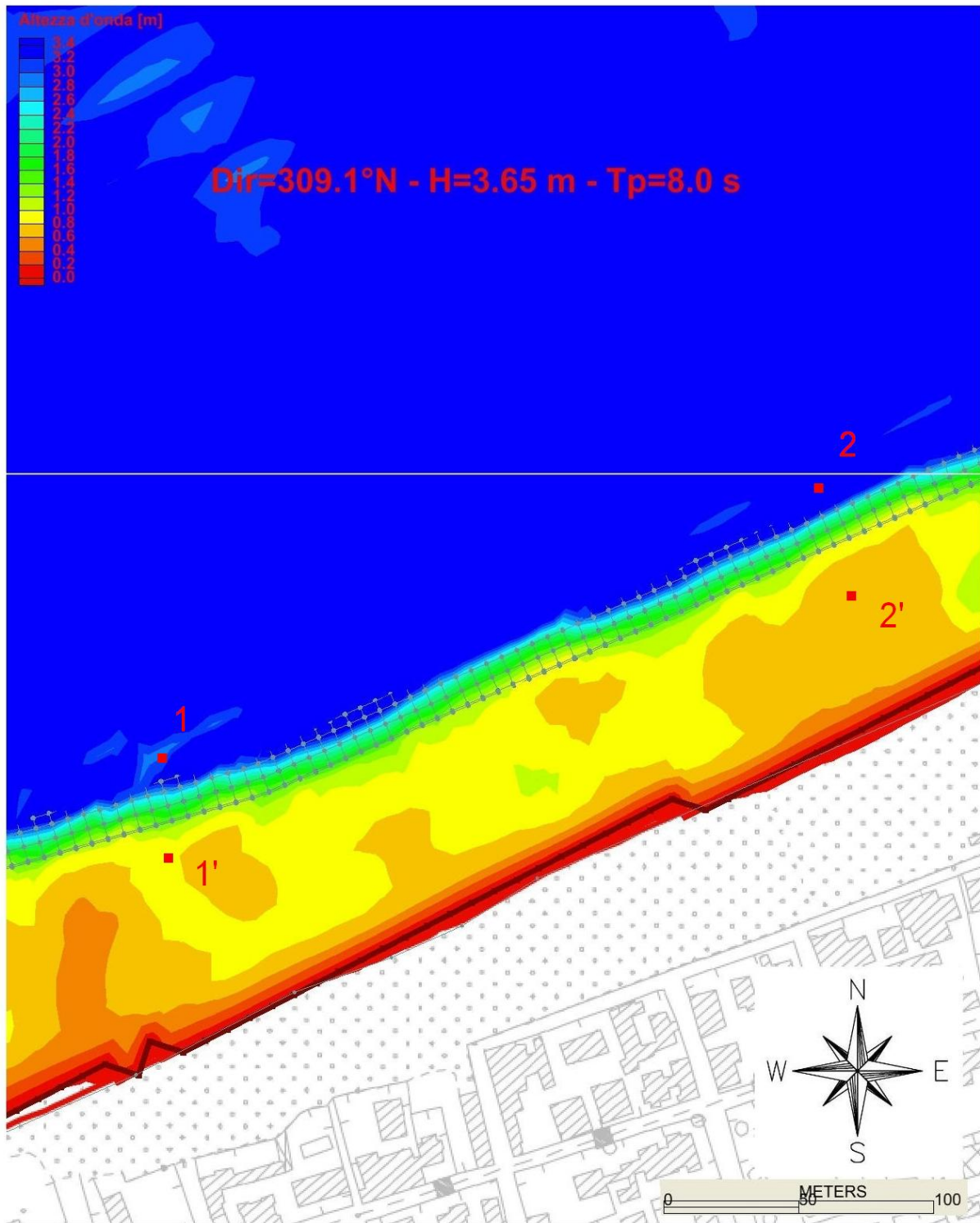


Fig. 1.11

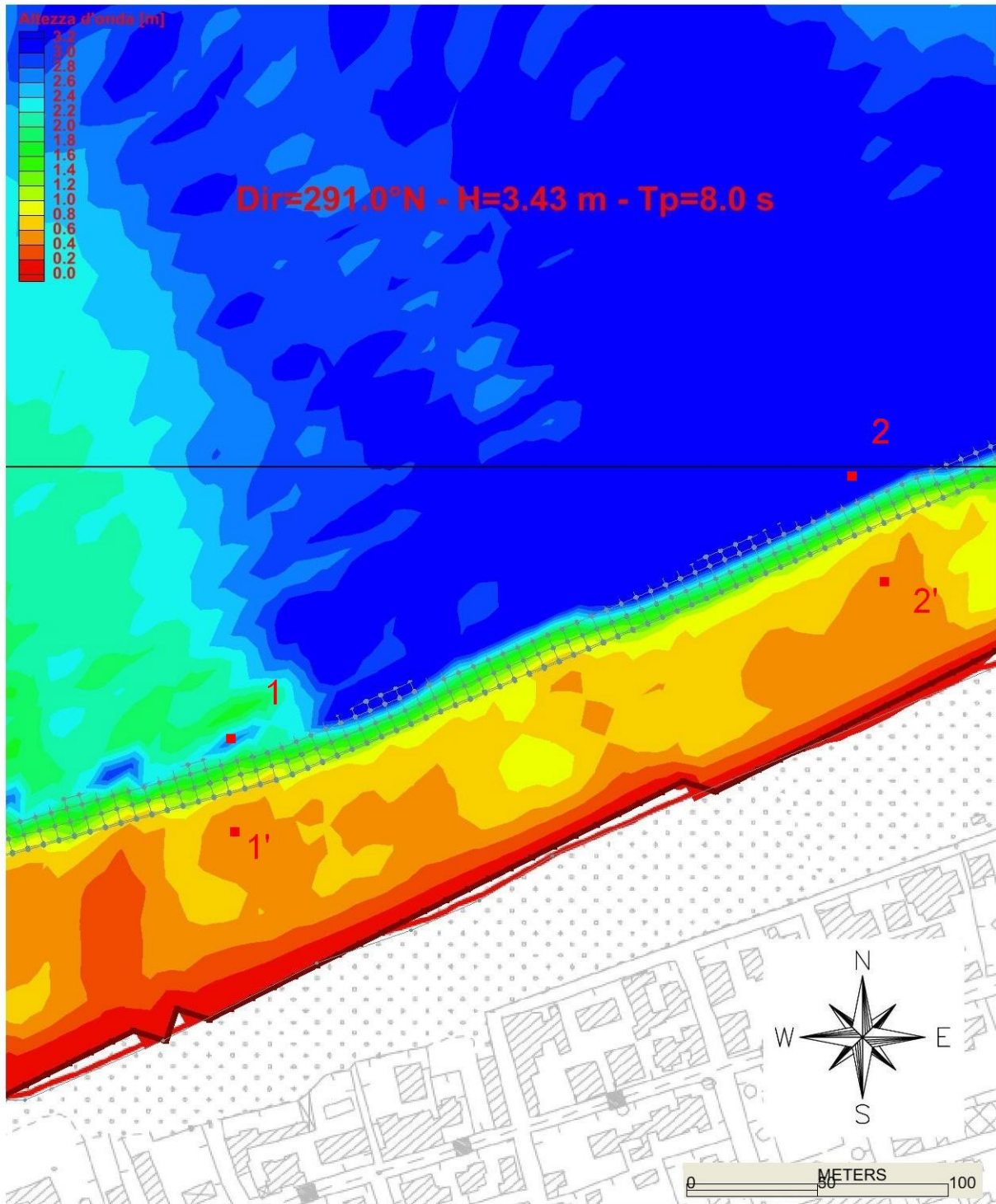


Fig. 1.12

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
<p align="center">Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta</p>	<p><i>Codice documento</i> CZV1051_F0</p>	<p><i>Rev</i> F0</p>	<p><i>Data</i> 31/05/2012</p>	

MAGLIA ELEMENTI FINITI N.2

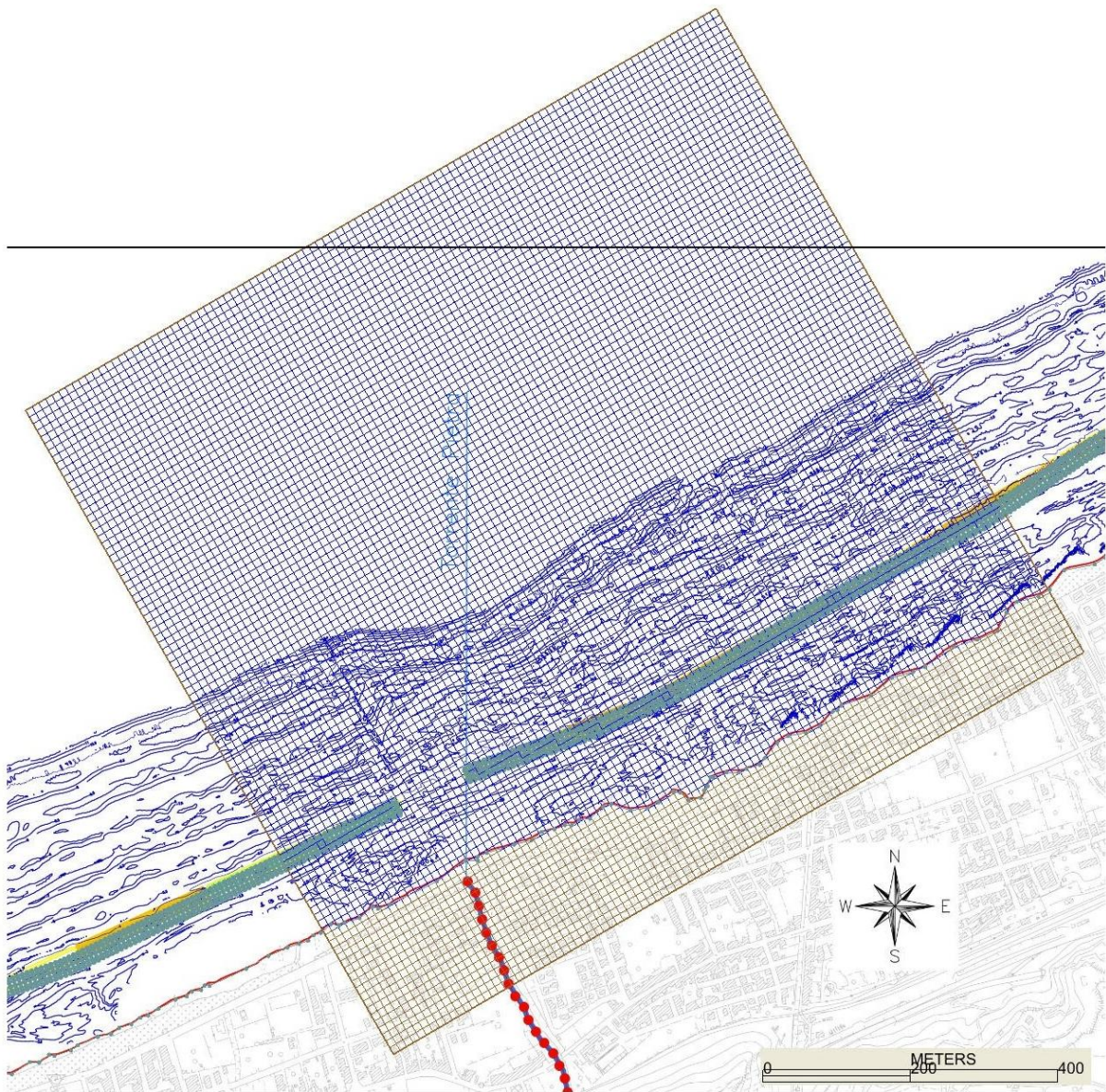
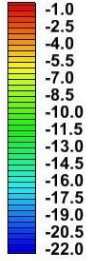


Fig. 2a

Profondità [m]



BATIMETRIA N.2

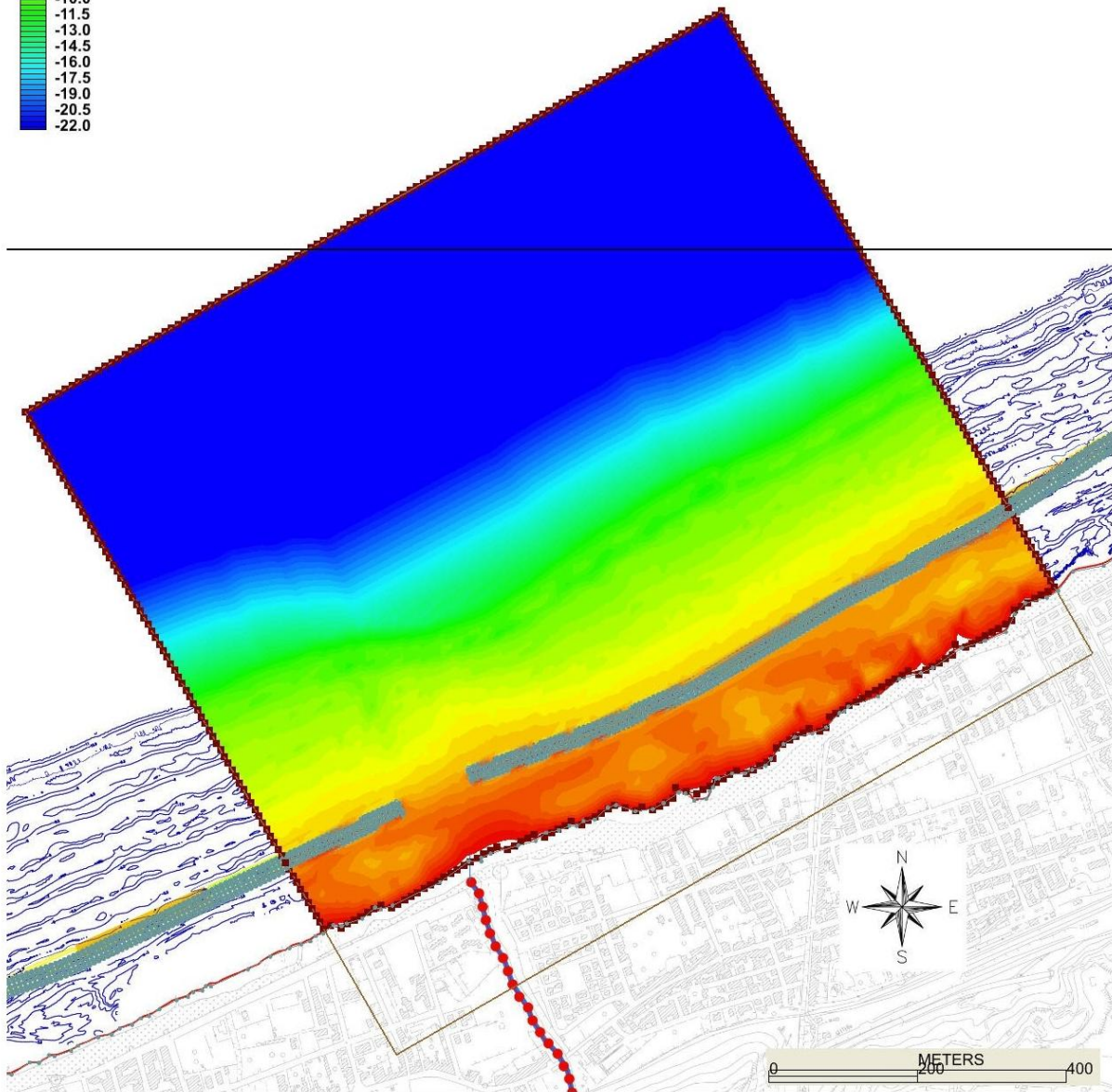


Fig. 2b

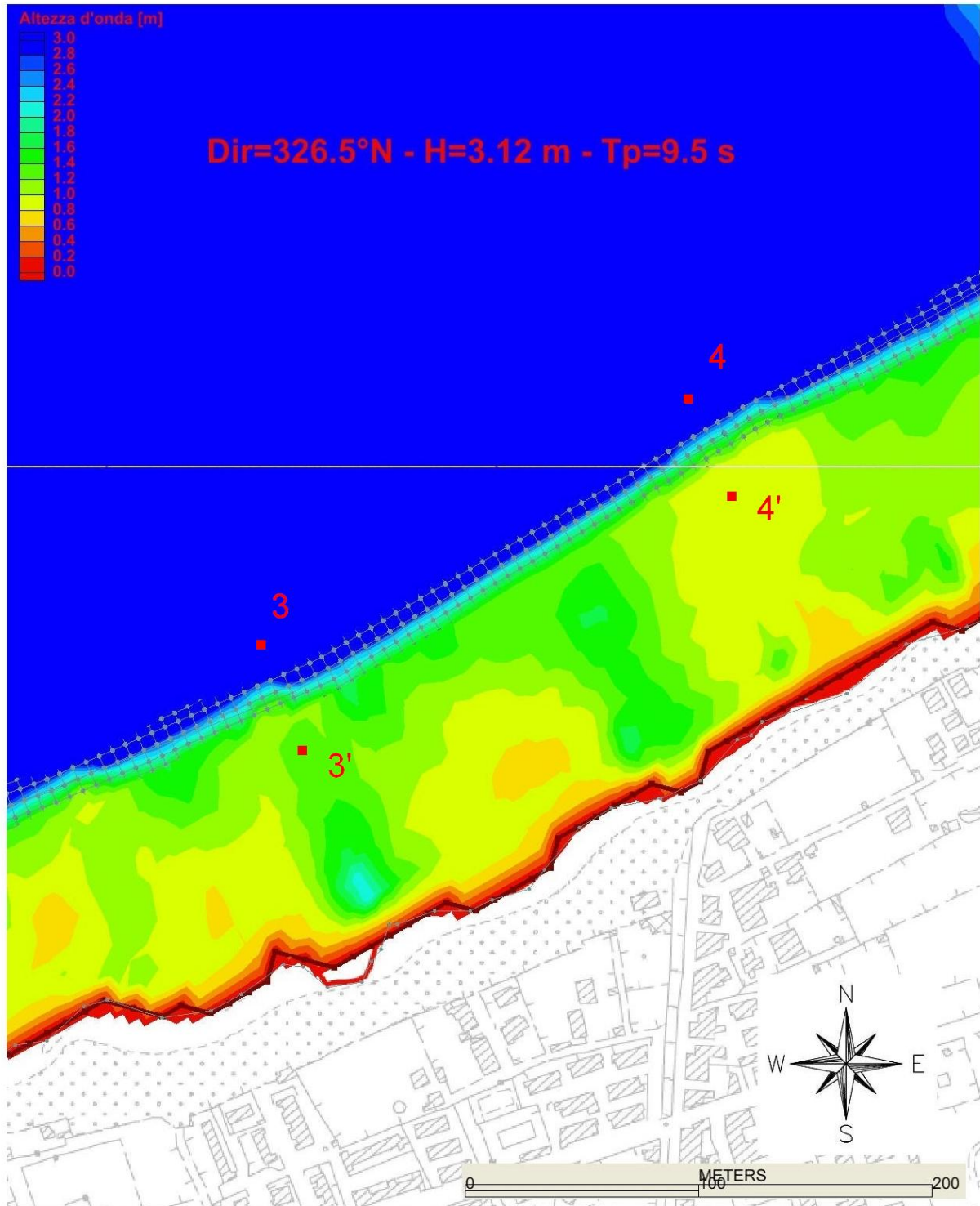


Fig. 2.1

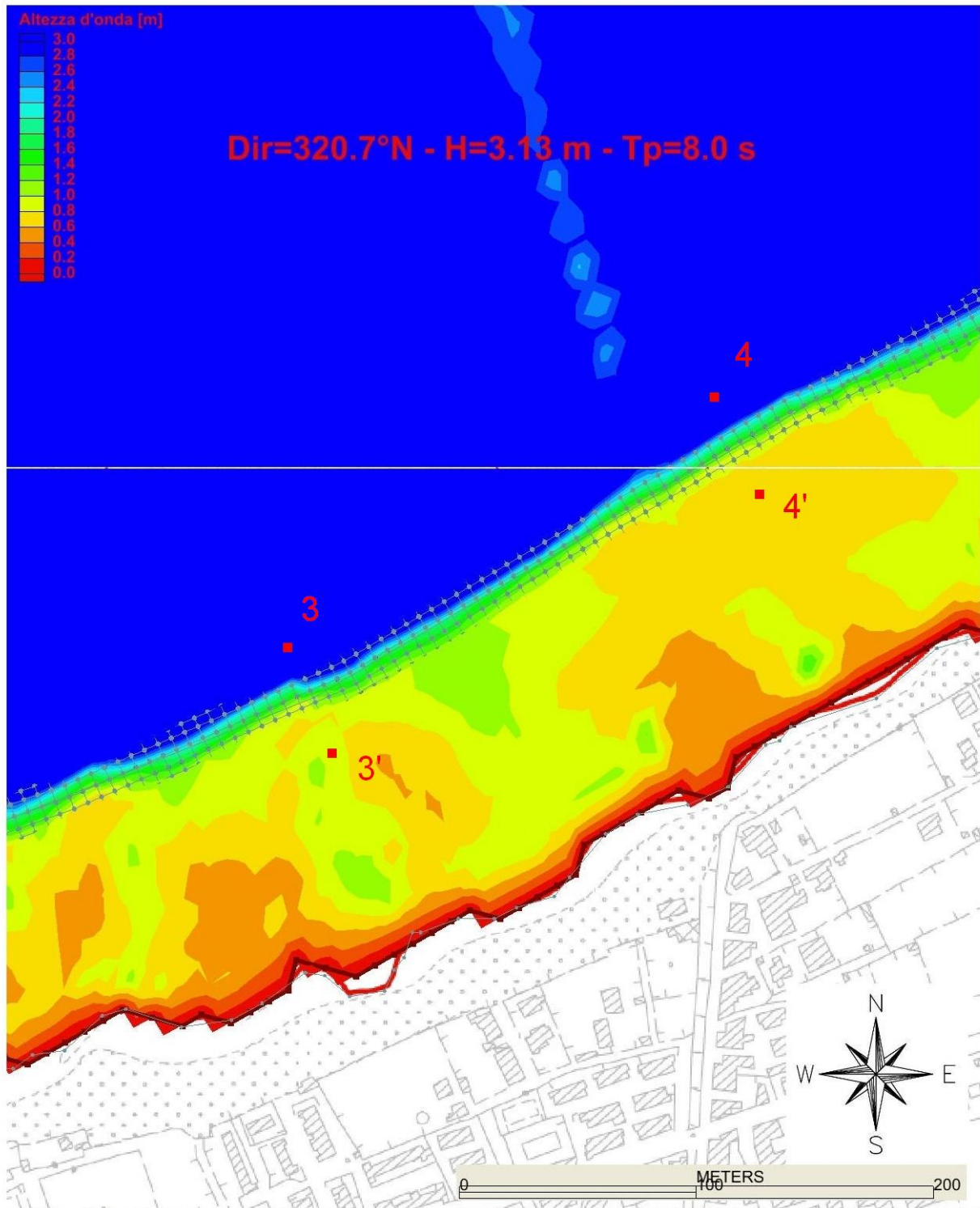


Fig. 2.2

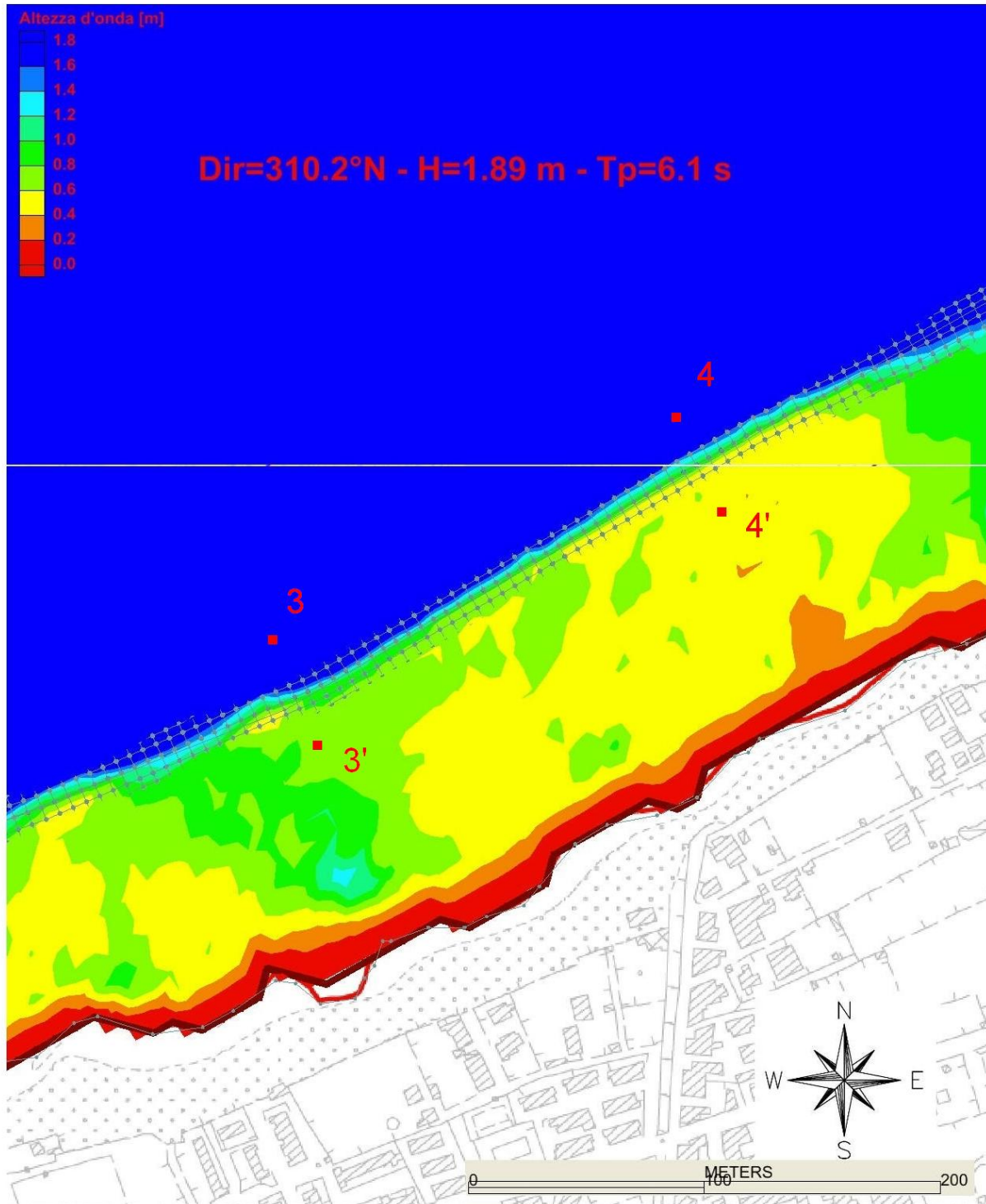


Fig. 2.3

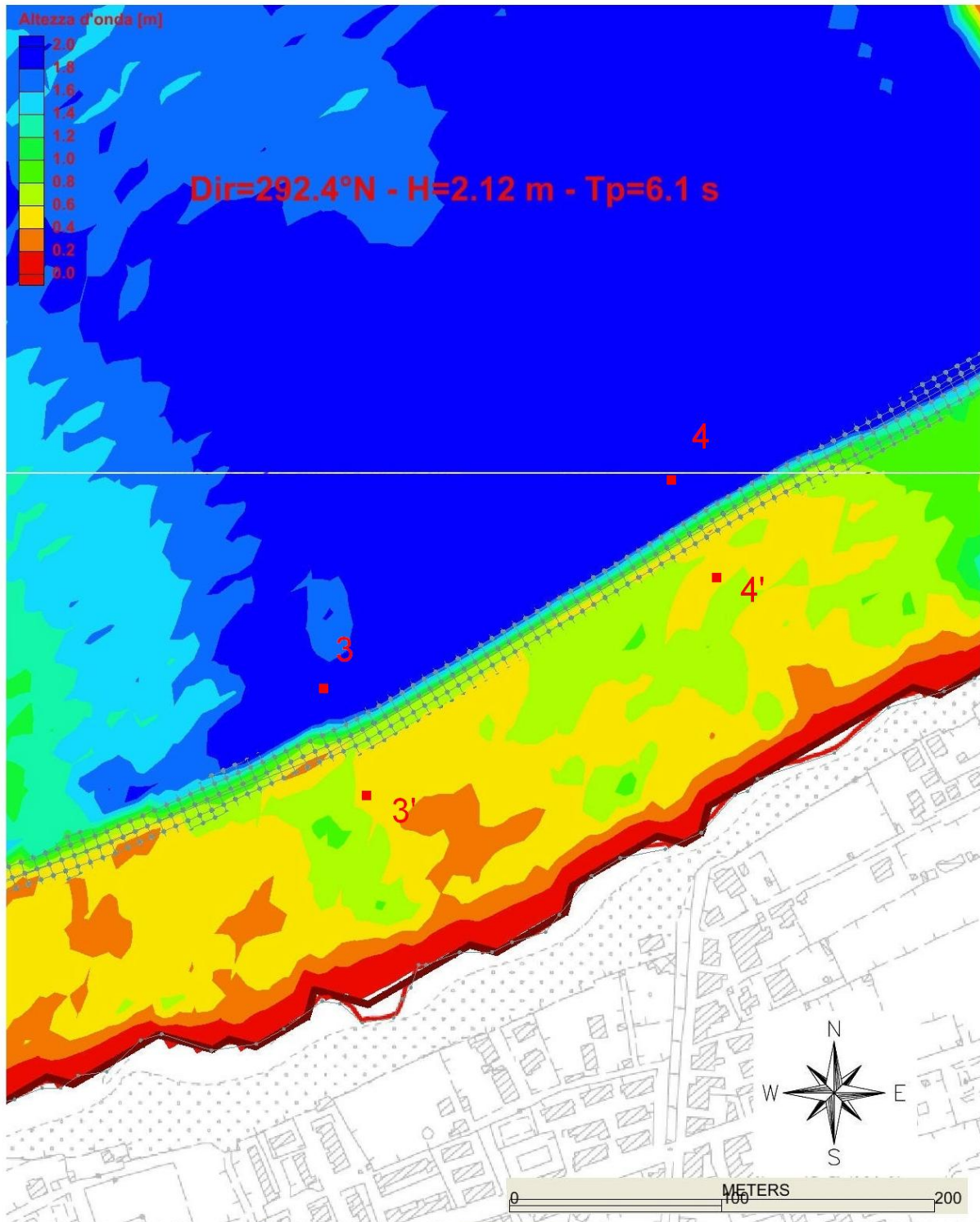


Fig. 2.4

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	Codice documento CZV1051_F0	Rev F0	Data 31/05/2012	

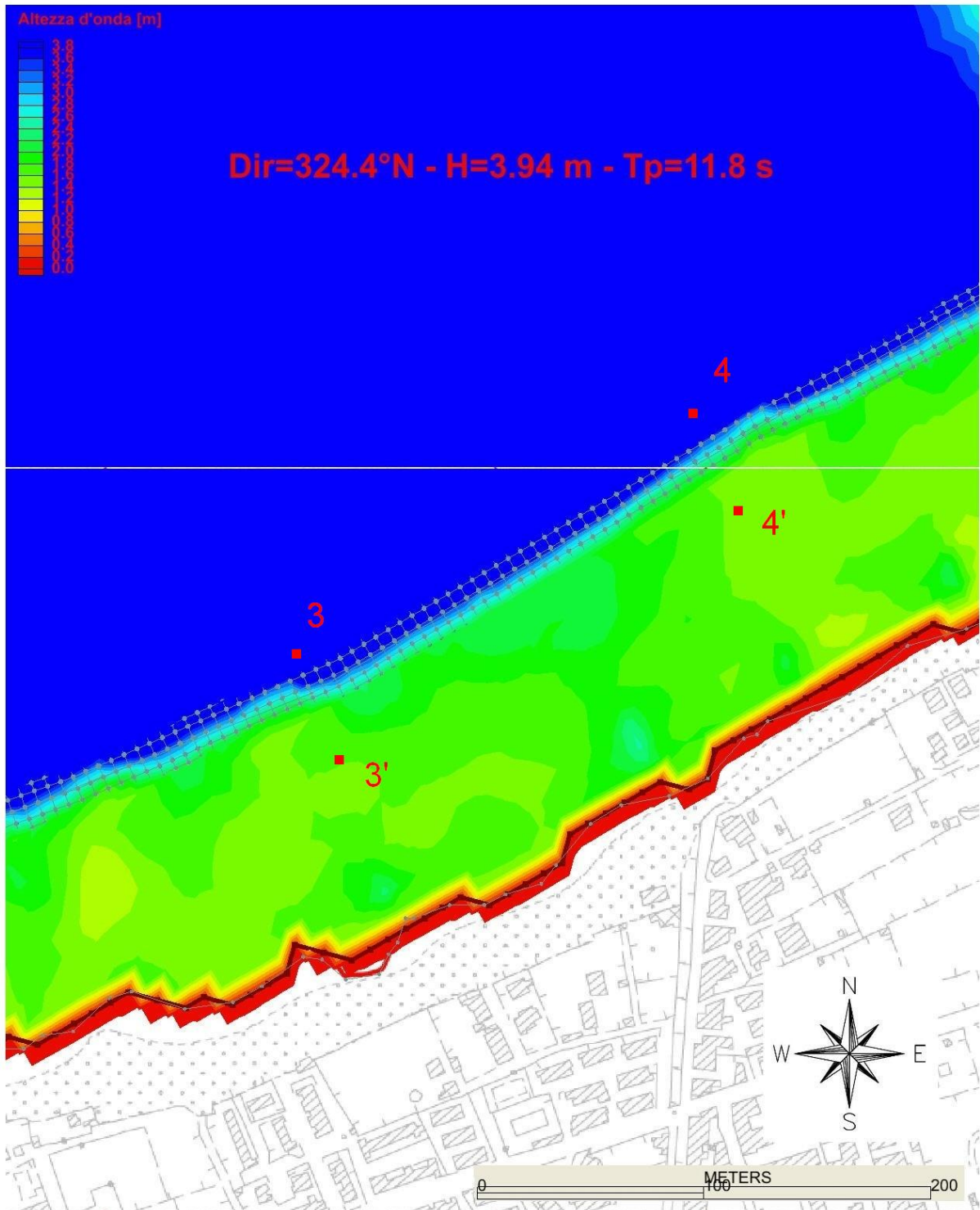


Fig. 2.5

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	Codice documento CZV1051_F0	Rev F0	Data 31/05/2012	

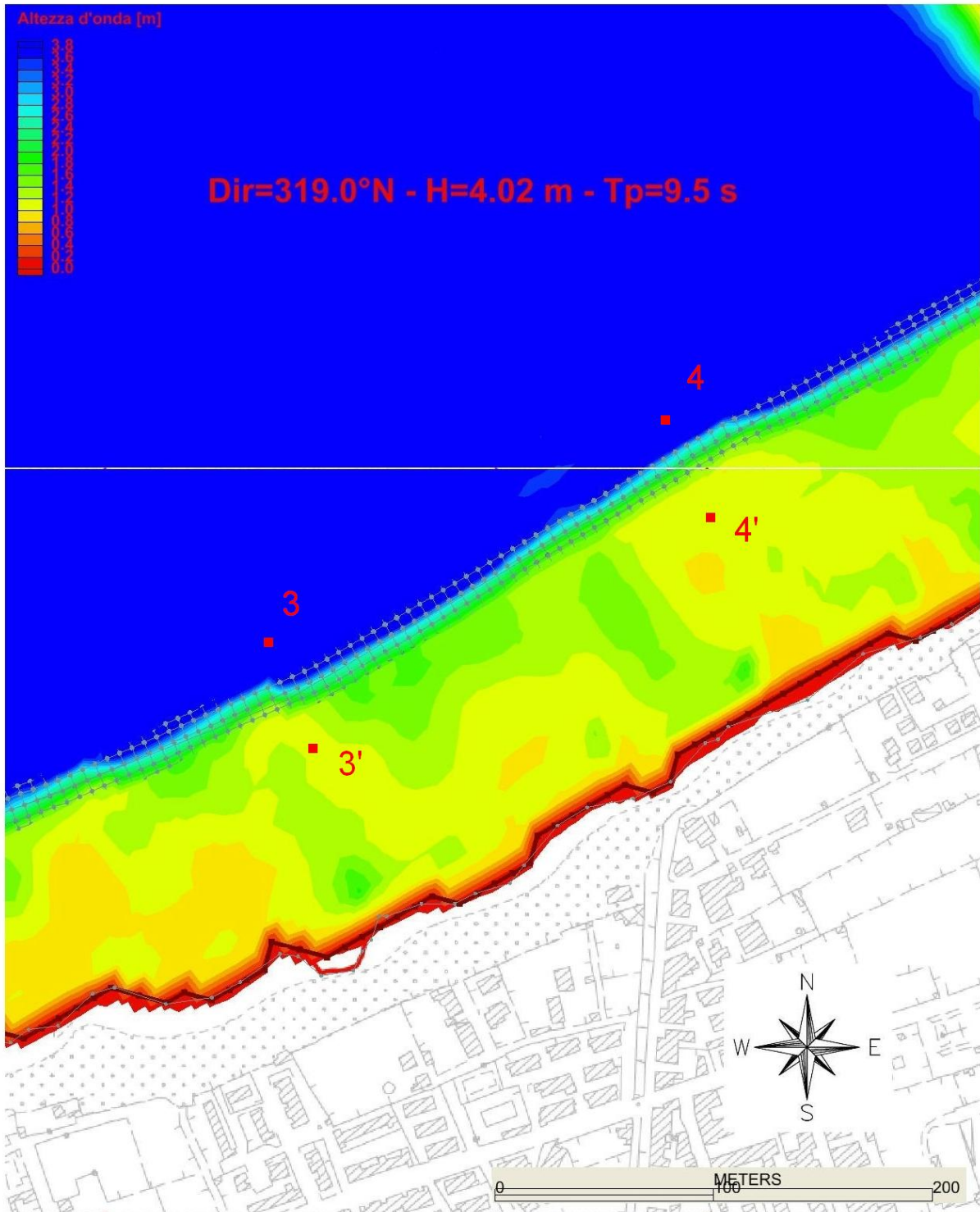


Fig. 2.6

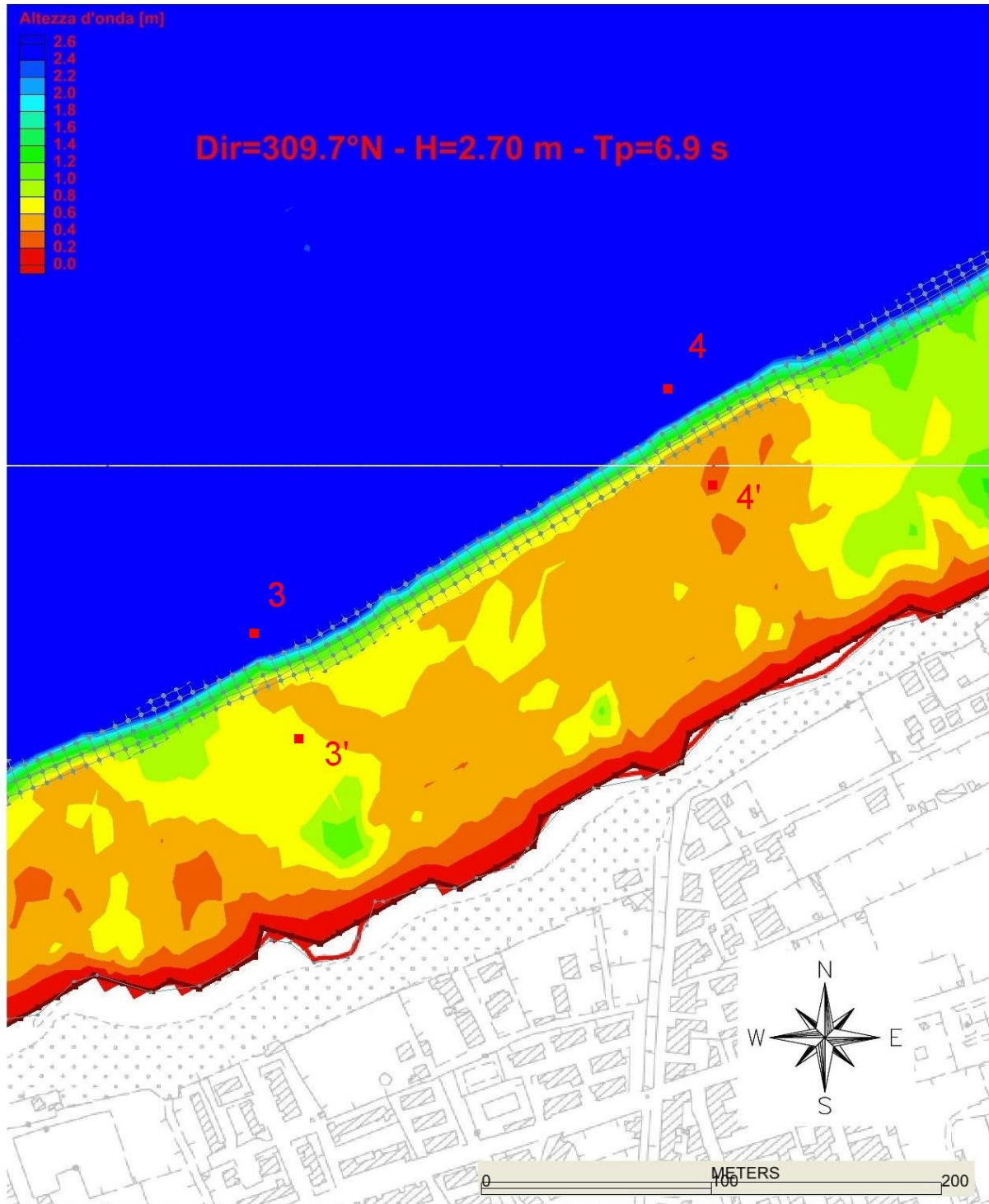


Fig. 2.7

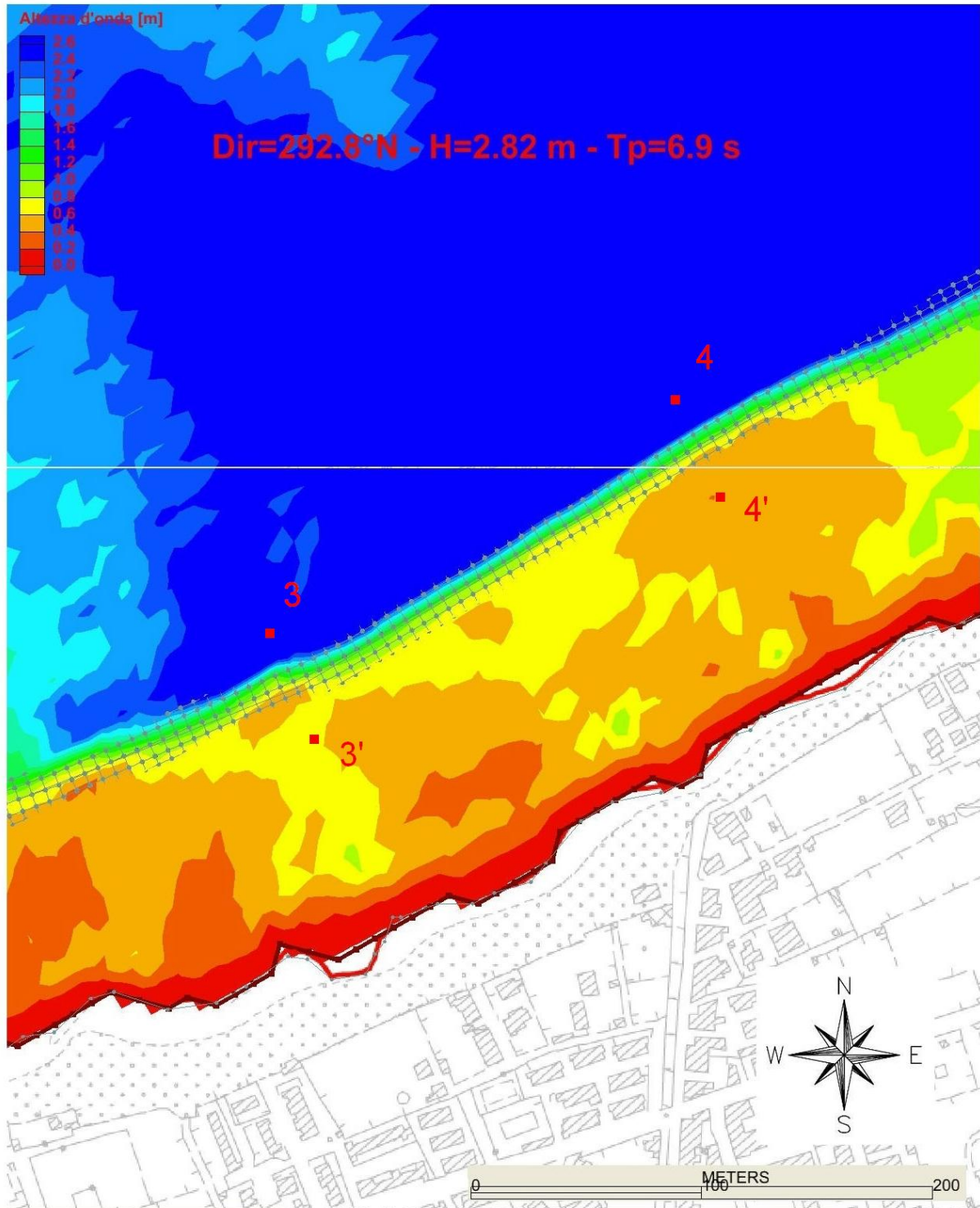


Fig. 2.8

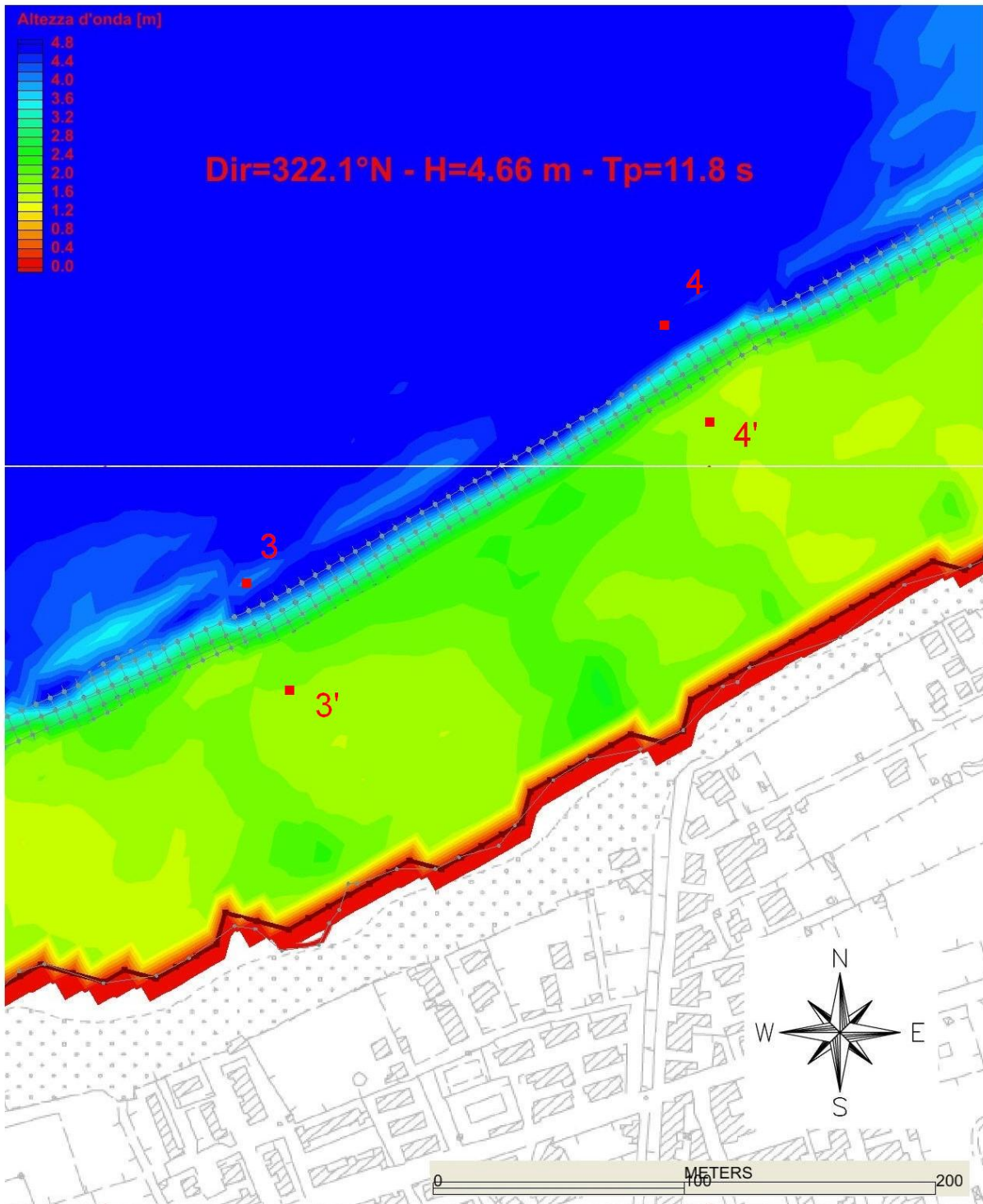


Fig. 2.9

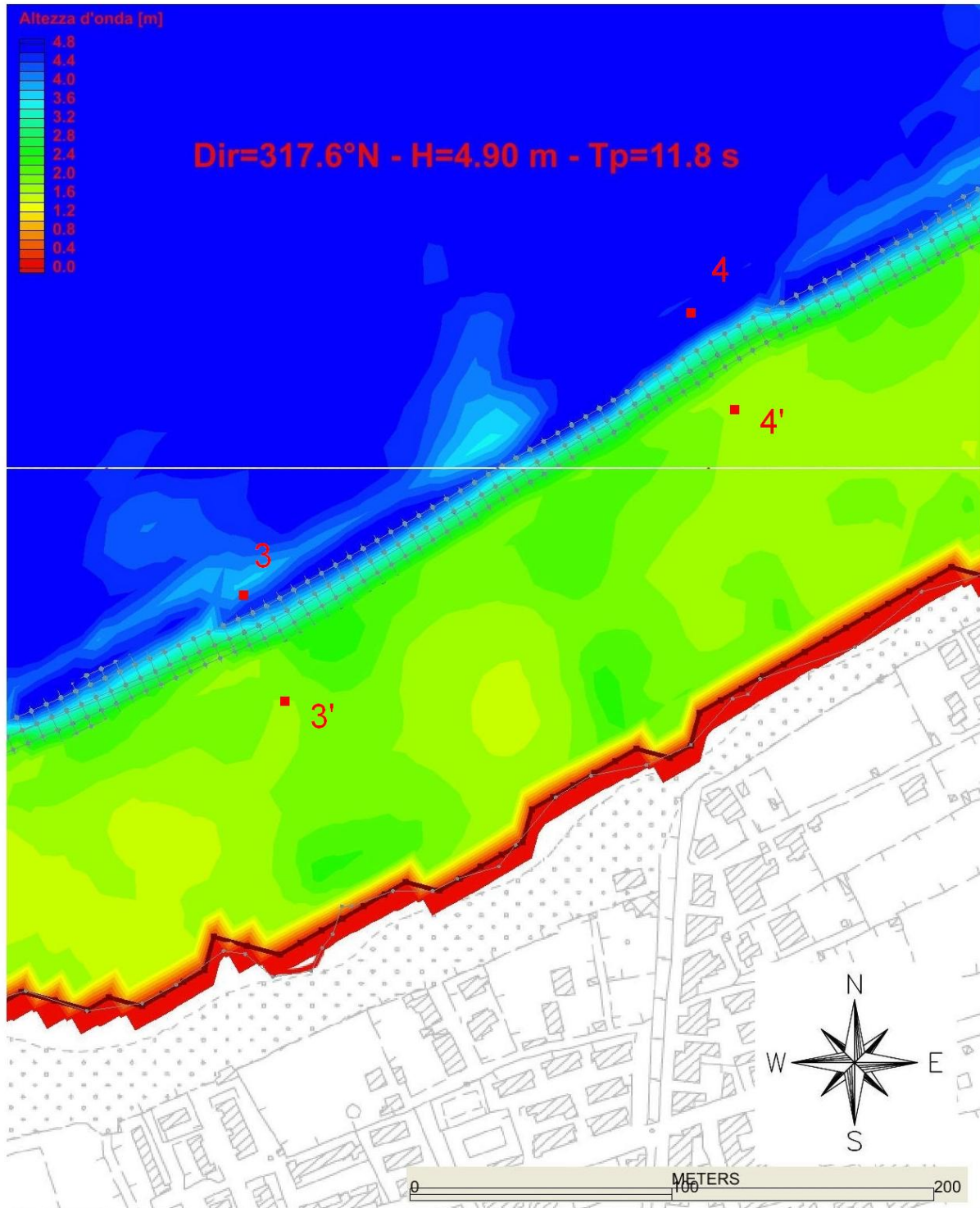


Fig. 2.10

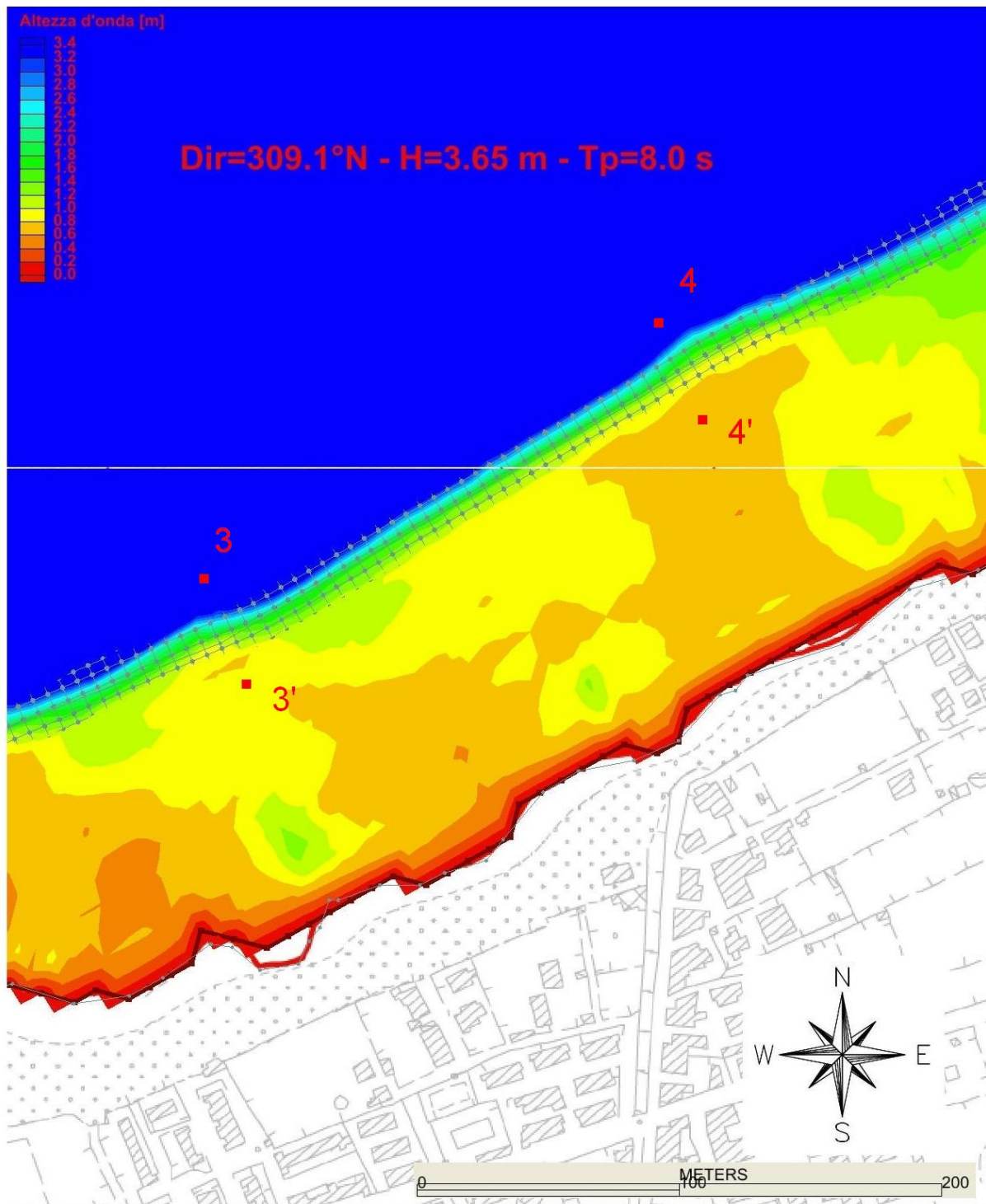


Fig. 2.11

 Stretto di Messina	 Eurolink	Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

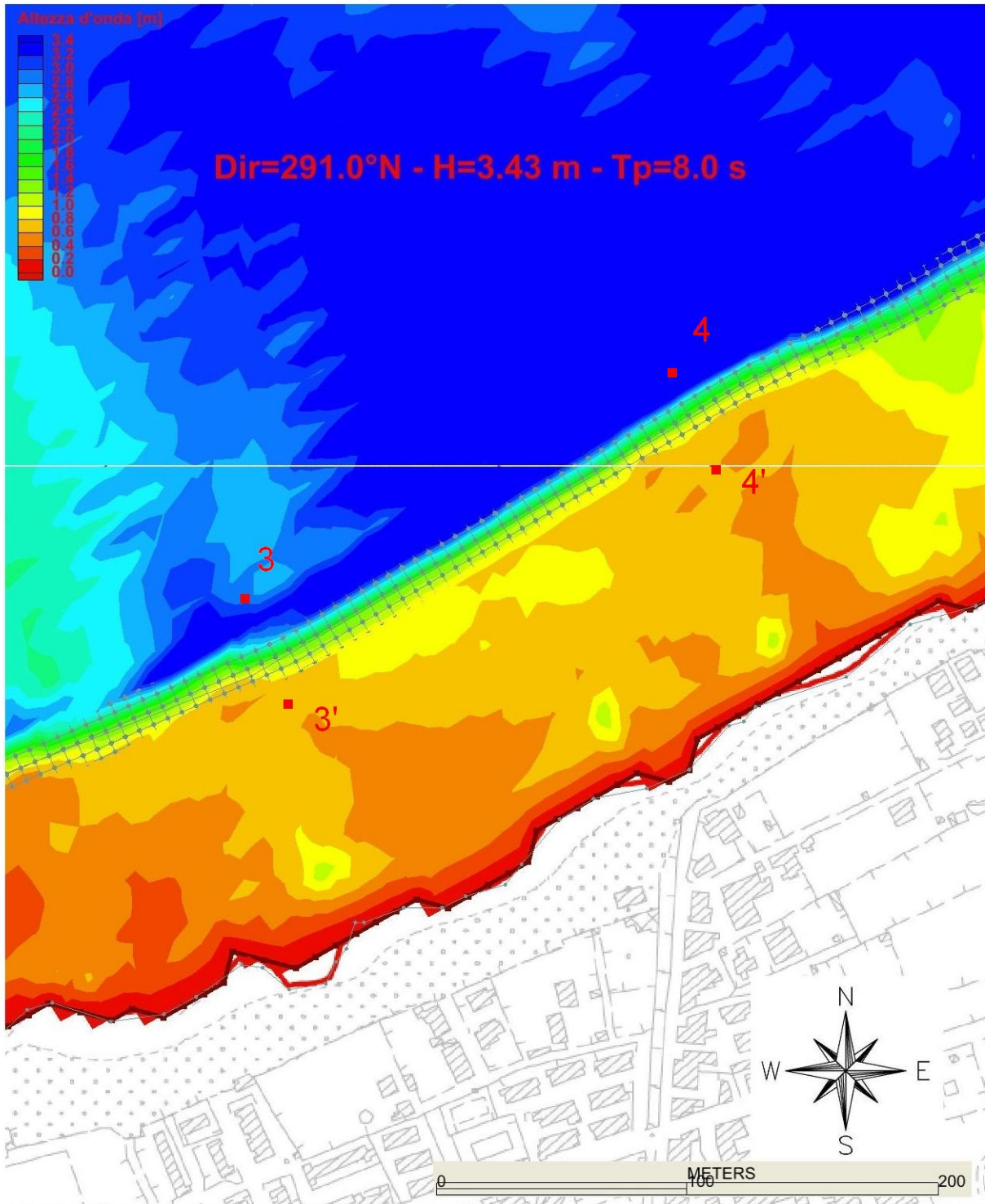


Fig. 2.12

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

ALLEGATO n. 4

Figure

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta		<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

Elenco Figure:

Fig. 1.1: Planimetria Fase Attuazione 1

Fig. 1.2.1: Sezione tipo Fase Attuazione 1 in scogli

Fig. 1.2.1: Sezione tipo Fase Attuazione 1 in geocontenitori

Fig. 2.1: Planimetria Fase Attuazione 2

Fig. 2.2.1: Sezione tipo Fase Attuazione 2 in scogli

Fig. 2.2.2: Sezione tipo Fase Attuazione 2 in geocontenitori

Fig. 3.1: Planimetria Fase Attuazione 3

Fig. 3.2.1: Sezione tipo Fase Attuazione 3 in scogli

Fig. 2.2.2: Sezione tipo Fase Attuazione 3 in geocontenitori

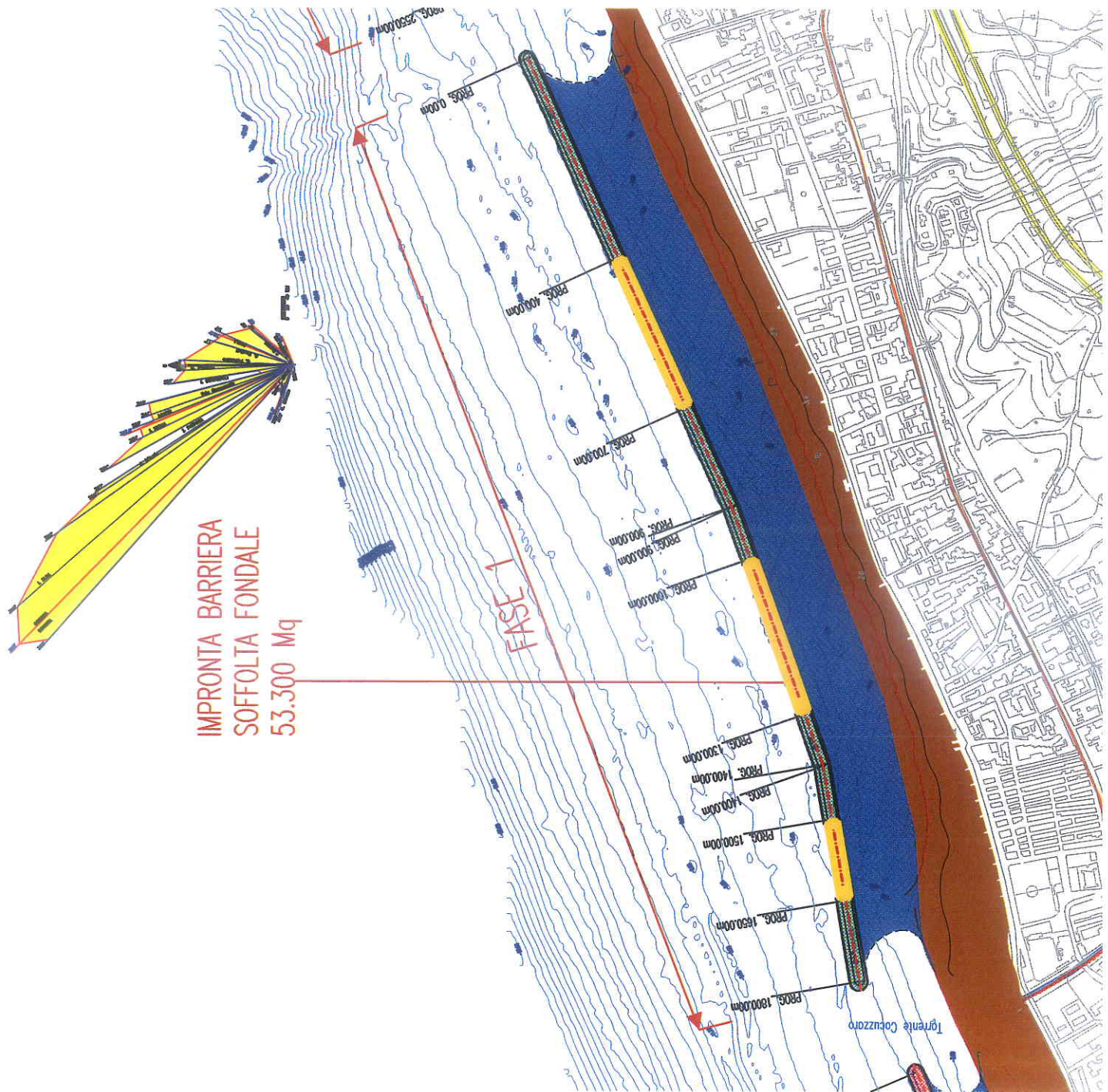


Fig.1.1

SEZIONE TIPO A - OPERA SOFFOLTA DI PRESIDIO IN SCOGGI NATURALI - FASE DI ATTUAZIONE 1: SPADIFORA
 DALLA PROG. 0.00m ALLA PROG. 400.00m - DALLA PROG. 1300.00m ALLA PROG. 1500.00m

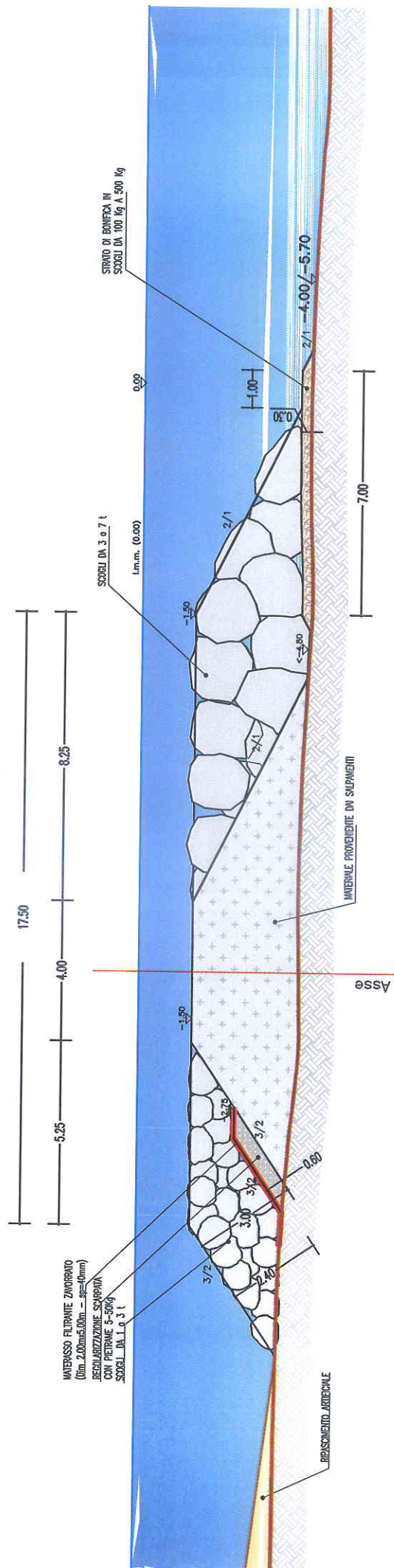


Fig.1.2.1

SEZIONE TIPO C. OPERA SCOPOLTA DI PRESIDIO IN GEDCONCENTORI - FASE DI ATTUAZIONE 1: SPADAFORA
 DALLA PROG. 400.00m ALLA PROG. 700.00m - DALLA PROG. 1000.00m ALLA PROG. 1300.00m - DALLA PROG. 1500.00m ALLA PROG. 1650.00m

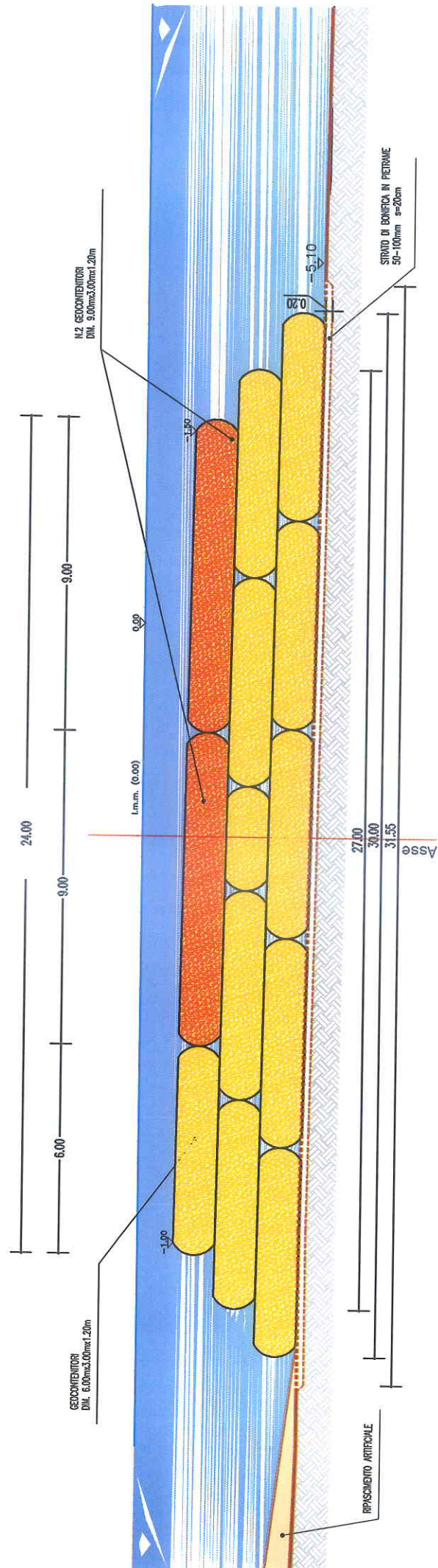


Fig.1.2.2

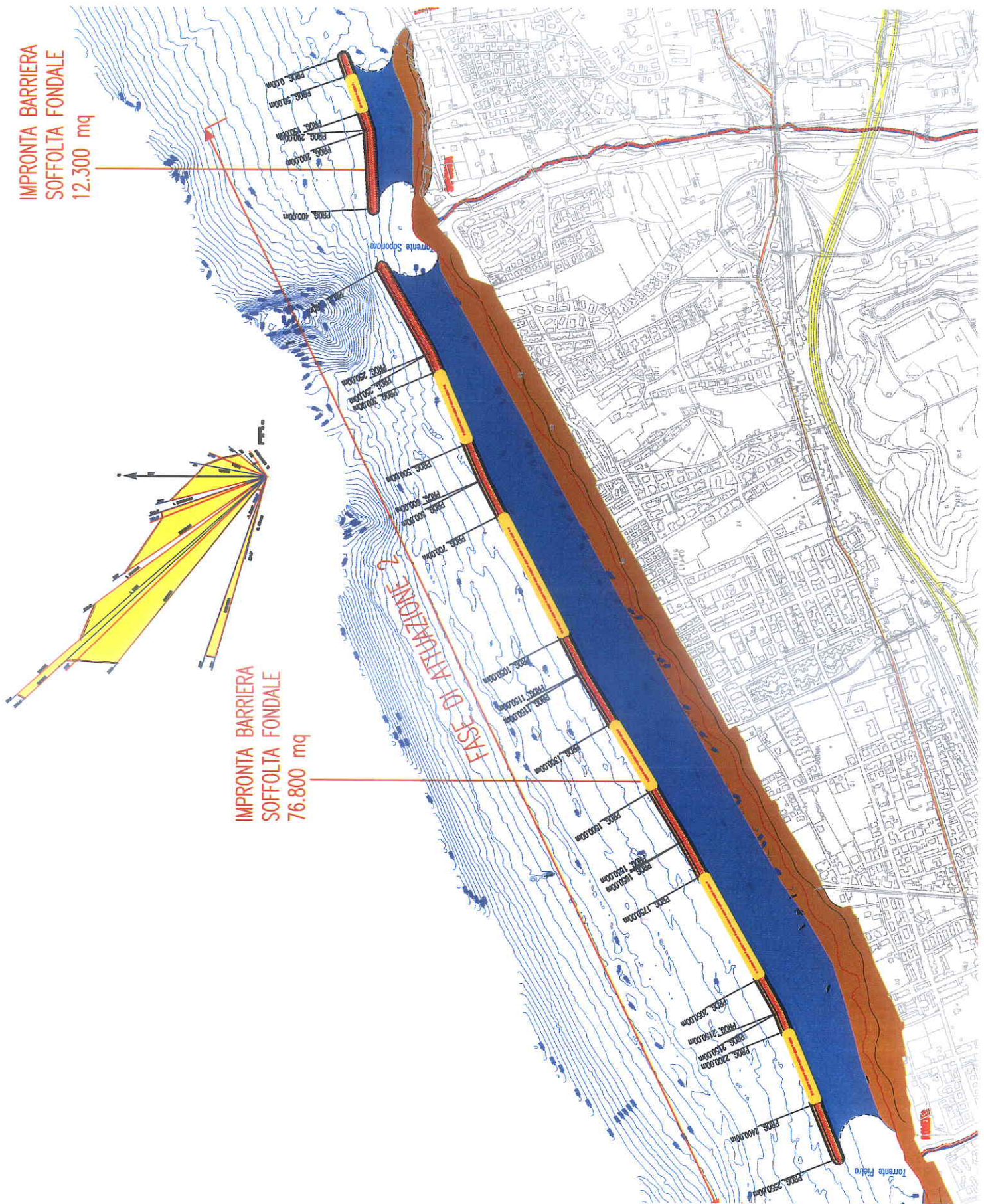


Fig.2.1

SEZIONE TIPO A - OPERA SOFFOLTA DI PRESIDIO IN SCOGLI NATURALI - - STRALCIO 2: ROMETTA SPONMRA
DALLA PROG. 0.00m ALLA PROG. 50.00m - DALLA PROG. 150.00m ALLA PROG. 400.00m (PRIMO TRATTO)
DALLA PROG. 500.00m ALLA PROG. 700.00m - DALLA PROG. 1050.00m ALLA PROG. 1300.00m - DALLA PROG. 1500.00m ALLA PROG. 1750.00m - DALLA PROG. 2400.00m ALLA PROG. 2550.00m (SECONDO TRATTO)

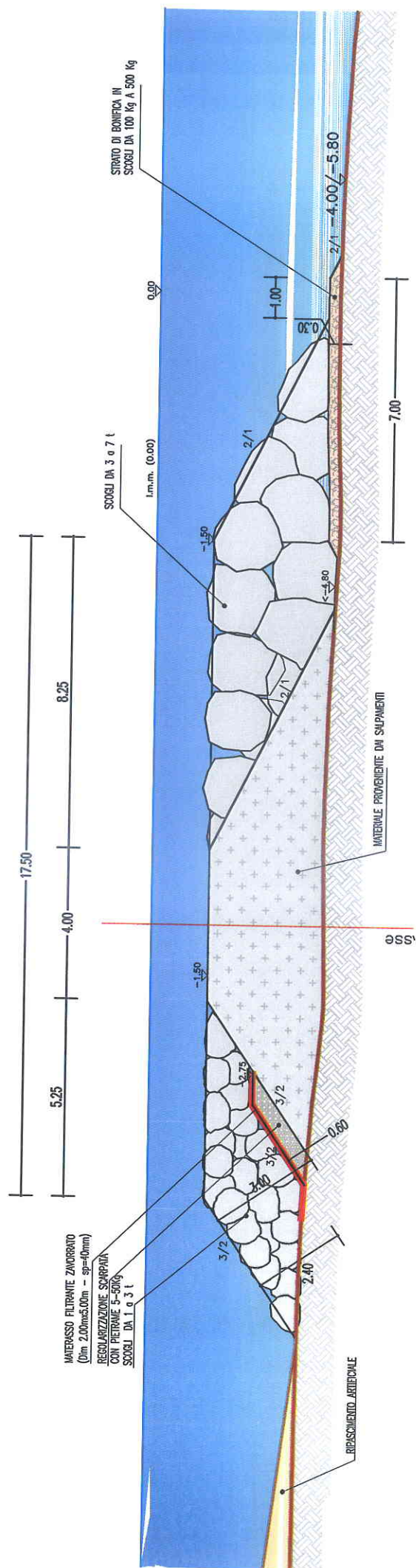


Fig.2.2.1

SEZIONE TIPO C. OPERA SOFFOLTA DI PRESIDIO IN SACCHI DI SABBIA - STRALCIO 2: ROMETTA SAPONARA
 DALLA PROG. 50.00m ALLA PROG. 150.00m (PRIMO TRATTO)
 DALLA PROG. 300.00m ALLA PROG. 500.00m - DALLA PROG. 700.00m ALLA PROG. 1050.00m - DALLA PROG. 1300.00m ALLA PROG. 1500.00m - DALLA PROG. 1750.00m ALLA PROG. 2050.00m - DALLA PROG. 2200.00m ALLA PROG. 2400.00m

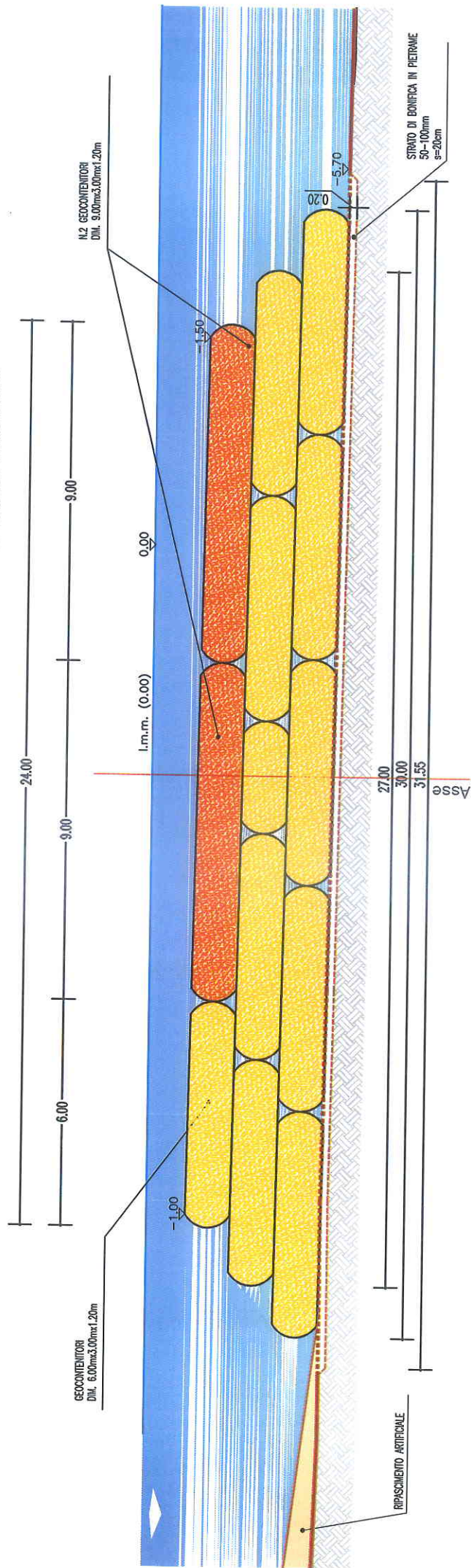


Fig.2.2.2

IMPRONTA BARRIERA
SOFFOLTA FONDALE
36.900 mq

SCOGLIERA SOFFOLTA
ESISTENTE IN
TETRAPODI

IMPRONTA BARRIERA
SOFFOLTA FONDALE
(60.800 mq)

FASE DI ATTUAZIONE 3

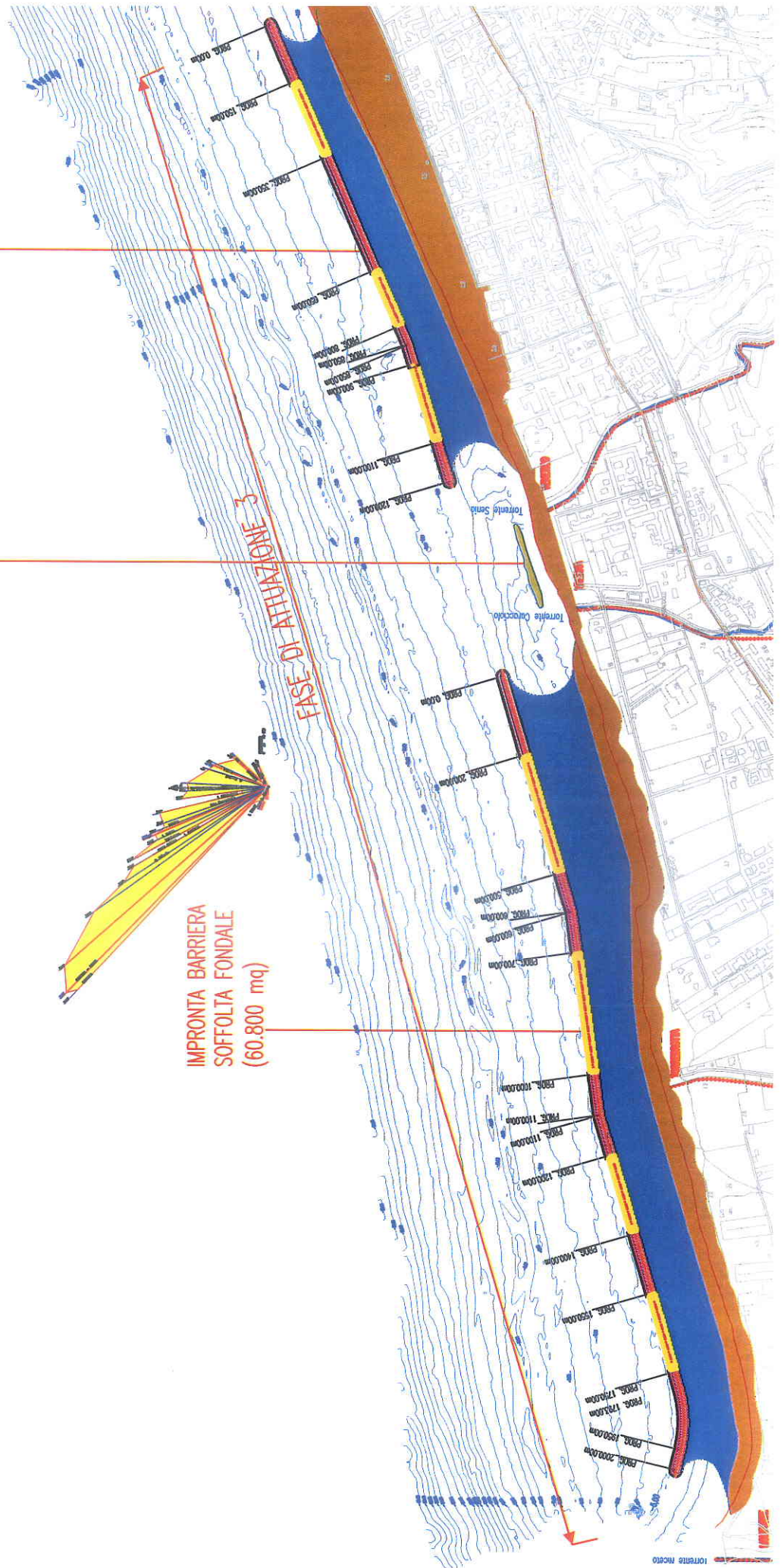


Fig.3.1

SEZIONE TIPO A - OPERA SOFFOLTA DI PRESIDIO IN SCOGGI NATURALI - 3^ FASE DI ATTUAZIONE: MONFORTE, TORREGROTTA, VENETICO
 DALLA PROG. 0.00m ALLA PROG. 150.00m DALLA PROG. 350.00m ALLA PROG. 650.00m - DALLA PROG. 800.00m ALLA PROG. 900.00m - DALLA PROG. 1100.00m ALLA PROG. 1200.00m (PRIMO TRATTO)
 DALLA PROG. 0.00m ALLA PROG. 200.00m - DALLA PROG. 500.00m ALLA PROG. 700.00m - DALLA PROG. 1000.00m ALLA PROG. 1200.00m - DALLA PROG. 1400.00m ALLA PROG. 1550.00m - DALLA PROG. 1750.00m ALLA PROG. 2000.00m (SECONDO TRATTO)

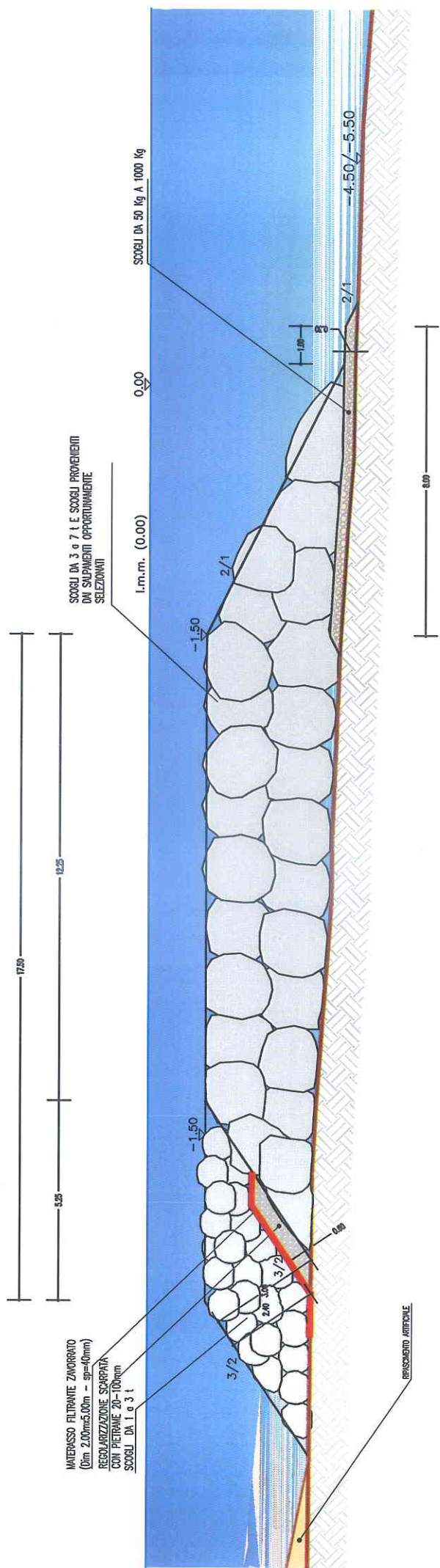


Fig.3.2.1

SEZIONE TIPO C. OPERA SOFFOLTA DI PRESIDIO IN SACCHI DI SABBIA - 3^a FASE DI ATTUAZIONE: SPADAFORA
 DALLA PROG. 150.00m ALLA PROG. 350.00m DALLA PROG. 650.00m ALLA PROG. 800.00m - DALLA PROG. 900.00m ALLA PROG. 1100.00m (PRIMO TRATTO)
 DALLA PROG. 200.00m ALLA PROG. 500.00m - DALLA PROG. 700.00m ALLA PROG. 1000.00m - DALLA PROG. 1200.00m ALLA PROG. 1400.00m - DALLA PROG. 1550.00m ALLA PROG. 1750.00m (SECONDO TRATTO)

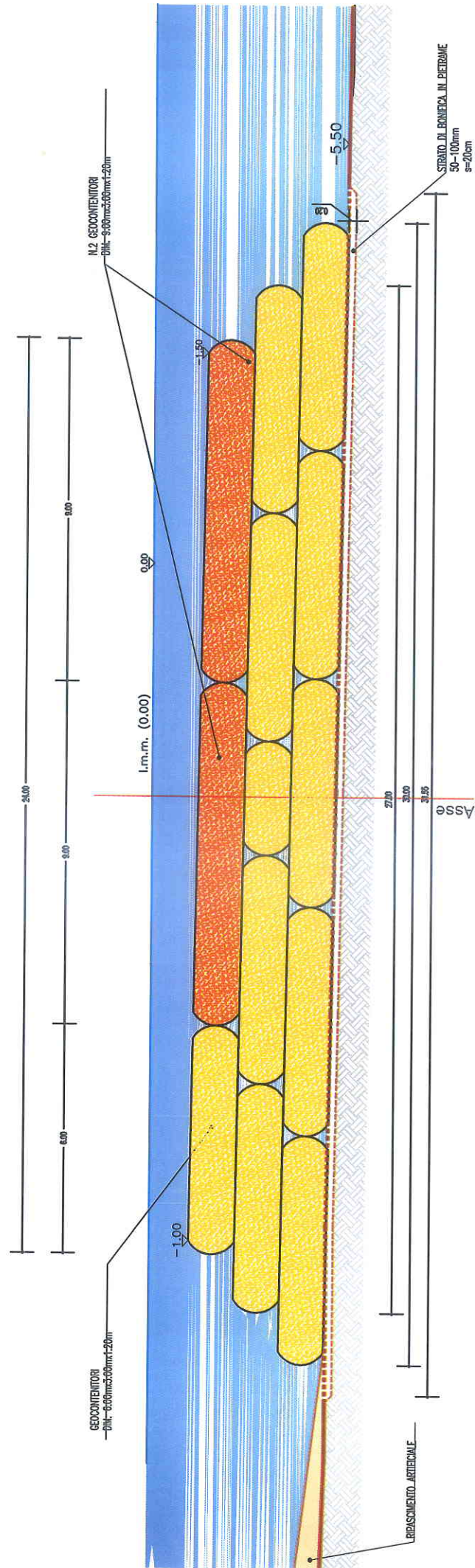


Fig.3.2.2

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

ALLEGATO n. 5

Table

Elenco Tabelle:

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
Verifiche di stabilità idraulica - barriera soffolta	<i>Codice documento</i> CZV1051_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012	

Tab. 4.1.1.1: Fase 1 Numero di stabilità e deformazione

Tab. 4.1.1.2: Fase 2 Numero di stabilità e deformazione

Tab. 4.1.1.3: Fase 3 Numero di stabilità e deformazione

Tab. 4.1.2.1.1: Fase 1 Hs per h'c= 4.2

Tab. 4.1.2.1.2: Fase 1 Hs per h'c= 4

Tab. 4.1.2.1.3: Fase 1 Hs per h'c= 3.8

Tab. 4.1.2.1.4: Fase 1 Hs per h'c= 3.6

Tab. 4.1.2.2.1: Fase 2 Hs per h'c= 4.3

Tab. 4.1.2.2.2: Fase 2 Hs per h'c= 4.1

Tab. 4.1.2.2.3: Fase 2 Hs per h'c= 3.9

Tab. 4.1.2.2.4: Fase 2 Hs per h'c= 3.7

Tab. 4.1.2.3.1: Fase 3 Hs per h'c= 4

Tab. 4.1.2.3.2: Fase 3 Hs per h'c= 3.8

Tab. 4.1.2.3.3: Fase 3 Hs per h'c=3.6

Tab. 4.1.2.3.4: Fase 3 Hs per h'c= 3.4

Tab. 4.2.1: Fase 1 Coefficiente di trasmissione e altezza d'onda trasmessa

Tab. 4.2.2: Fase 2 Coefficiente di trasmissione e altezza d'onda trasmessa

Tab. 4.2.3: Fase 3 Coefficiente di trasmissione e altezza d'onda trasmessa

Tab. 4.3.1: Fase 1 Livelli di danno

Tab. 4.3.2: Fase 2 Livelli di danno

Tab 4.3.3: Fase 3 Livelli di danno

INPUT						
(Bc) Crest width	m	17.5				
(Rc) Crest freeboard	m	-1.5				
(hs) Water depth at toe	m	5.7				
(cot(α)) Slope angle	-	2				
(ρ_a) Armour density	TABLE	2500				
		2600				
		2700				
(ρ_w) Water density	kg/m ³	1025				
(Tp) Peak wave period	s	11.8				
(Dn50) Nominal rock size	TABLE	1.2				
		1.3				
		1.4				
(Hs) Significant wave height	m	4.09				
OUTPUT						
(hc) reduced crest height above sea bed	TABLE	2500	1.2	1.3	1.4	
		2600	4.2	4.2	4.2	
		2700	4.2	4.2	4.2	
(At) Cross-sectional area	TABLE	2500	108.78	108.78	108.78	
		2600	108.78	108.78	108.78	
		2700	108.78	108.78	108.78	
(h'c) Initial crest height above sea bed	TABLE	2500	4.2	4.2	4.2	
		2600	4.2	4.2	4.2	
		2700	4.2	4.2	4.2	
(Hs/ Δ Dn50) Stability number	TABLE	2500	2.369	2.186	2.03	
		2600	2.218	2.047	1.901	
		2700	2.086	1.925	1.788	
(Ns*) Spectral stability number	TABLE	2500	6.532	6.03	5.599	
		2600	6.118	5.647	5.244	
		2700	5.752	5.31	4.931	
(L) Local wave length	TABLE	2500	85.809	85.809	85.809	
		2600	85.809	85.809	85.809	
		2700	85.809	85.809	85.809	
(Sp) Local wave steepness	TABLE	2500	0.048	0.048	0.048	
		2600	0.048	0.048	0.048	
		2700	0.048	0.048	0.048	
(M50) 50% Armour mass	TABLE	2500	4320	5492.5	6860	
		2600	4492.8	5712.199	7134.399	
		2700	4665.601	5931.899	7408.8	

Tab.4.1.1.1

INPUT					
(Bc) Crest width	m	17.5			
(Rc) Crest freeboard	m	-1.5			
(hs) Water depth at toe	m	5.8			
(cot([alpha])) Slope angle	-	2			
([rho]a) Armour density	TABLE	2500			
		2600			
		2700			
([rho]w) Water density	kg/m3	1025			
(Tp) Peak wave period	s	11.8			
(Dn50) Nominal rock size	TABLE	1.2			
		1.3			
		1.4			
(Hs) Significant wave height	m	4.3			
OUTPUT					
(hc) reduced crest height above sea bed	TABLE		1.2	1.3	1.4
		2500	4.241	4.3	4.3
		2600	4.3	4.3	4.3
		2700	4.3	4.3	4.3
(At) Cross-sectional area	TABLE	2500	112.23	112.23	112.23
		2600	112.23	112.23	112.23
		2700	112.23	112.23	112.23
(h'c) Initial crest height above sea bed	TABLE	2500	4.3	4.3	4.3
		2600	4.3	4.3	4.3
		2700	4.3	4.3	4.3
(Hs/[delta]Dn50) Stability number	TABLE	2500	2.49	2.299	2.134
		2600	2.332	2.153	1.999
		2700	2.193	2.024	1.88
(Ns*) Spectral stability number	TABLE	2500	6.773	6.252	5.805
		2600	6.343	5.855	5.437
		2700	5.964	5.505	5.112
(L) Local wave length	TABLE	2500	86.516	86.516	86.516
		2600	86.516	86.516	86.516
		2700	86.516	86.516	86.516
(Sp) Local wave steepness	TABLE	2500	0.05	0.05	0.05
		2600	0.05	0.05	0.05
		2700	0.05	0.05	0.05
(M50) 50% Armour mass	TABLE	2500	4320	5492.5	6860
		2600	4492.8	5712.199	7134.399
		2700	4665.601	5931.899	7408.8

Tab.4.1.1.2

INPUT					
(Bc) Crest width	m	17.5			
(Rc) Crest freeboard	m	-1.5			
(hs) Water depth at toe	m	5.5			
(cot(α)) Slope angle	-	2			
(ρ_a) Armour density	TABLE	2500			
		2600			
		2700			
(ρ_w) Water density	kg/m ³	1025			
(Tp) Peak wave period	s	11.8			
(Dn50) Nominal rock size	TABLE	1.2			
		1.3			
		1.4			
(Hs) Significant wave height	m	3.51			
OUTPUT					
(hc) reduced crest height above sea bed	TABLE		1.2	1.3	1.4
		2500	4	4	4
		2600	4	4	4
		2700	4	4	4
(At) Cross-sectional area	TABLE	2500	102	102	102
		2600	102	102	102
		2700	102	102	102
(h'c) Initial crest height above sea bed	TABLE	2500	4	4	4
		2600	4	4	4
		2700	4	4	4
(Hs/ Δ Dn50) Stability number	TABLE	2500	2.033	1.876	1.742
		2600	1.904	1.757	1.632
		2700	1.79	1.652	1.534
(Ns*) Spectral stability number	TABLE	2500	5.866	5.415	5.028
		2600	5.494	5.071	4.709
		2700	5.166	4.768	4.428
(L) Local wave length	TABLE	2500	84.374	84.374	84.374
		2600	84.374	84.374	84.374
		2700	84.374	84.374	84.374
(Sp) Local wave steepness	TABLE	2500	0.042	0.042	0.042
		2600	0.042	0.042	0.042
		2700	0.042	0.042	0.042
(M50) 50% Armour mass	TABLE	2500	4320	5492.5	6860
		2600	4492.8	5712.199	7134.399
		2700	4665.601	5931.899	7408.8

Tab.4.1.1.3

INPUT					
(Bc) Crest width	m	17.5			
(Rc) Crest freeboard	m	-1.5			
(hs) Water depth at toe	m	5.7			
(cot([alpha])) Slope angle	-	2			
([rho]a) Armour density	TABLE	2500			
		2600			
		2700			
([rho]w) Water density	kg/m3	1025			
(Tp) Peak wave period	s	11.8			
(Dn50) Nominal rock size	TABLE	1.2			
		1.3			
		1.4			
(hc) reduced crest height above sea bed	m	4.2			
OUTPUT					
(Hs) Significant wave height	TABLE		1.2	1.3	1.4
		2500	4.179	4.712	5.265
		2600	4.611	5.199	5.81
		2700	5.057	5.702	6.372
(At) Cross-sectional area	TABLE	2500	108.78	108.78	108.78
		2600	108.78	108.78	108.78
		2700	108.78	108.78	108.78
(h'c) Initial crest height above sea bed	TABLE	2500	4.2	4.2	4.2
		2600	4.2	4.2	4.2
		2700	4.2	4.2	4.2
(Hs/[delta]Dn50) Stability number	TABLE	2500	2.42	2.519	2.614
		2600	2.501	2.603	2.701
		2700	2.579	2.684	2.785
(Ns*) Spectral stability number	TABLE	2500	6.627	6.627	6.626
		2600	6.627	6.627	6.626
		2700	6.627	6.627	6.626
(L) Local wave length	TABLE	2500	85.809	85.809	85.809
		2600	85.809	85.809	85.809
		2700	85.809	85.809	85.809
(Sp) Local wave steepness	TABLE	2500	0.049	0.055	0.061
		2600	0.054	0.061	0.068
		2700	0.059	0.066	0.074
(M50) 50% Armour mass	TABLE	2500	4320	5492.5	6860
		2600	4492.8	5712.199	7134.399
		2700	4665.601	5931.899	7408.8

Tab.4.1.2.1.1

INPUT					
(Bc) Crest width	m		17.5		
(Rc) Crest freeboard	m		-1.5		
(hs) Water depth at toe	m		5.7		
(cot([alpha])) Slope angle	-		2		
([rho]a) Armour density	TABLE		2500		
			2600		
			2700		
([rho]w) Water density	kg/m3		1025		
(Tp) Peak wave period	s		11.8		
(Dn50) Nominal rock size	TABLE		1.2		
			1.3		
			1.4		
(hc) reduced crest height above sea bed	m		4		
OUTPUT					
(Hs) Significant wave height	TABLE		1.2	1.3	1.4
		2500	4.52	5.096	5.695
		2600	4.987	5.623	6.284
		2700	5.469	6.167	6.891
(At) Cross-sectional area	TABLE	2500	108.78	108.78	108.78
		2600	108.78	108.78	108.78
		2700	108.78	108.78	108.78
(h'c) Initial crest height above sea bed	TABLE	2500	4.2	4.2	4.2
		2600	4.2	4.2	4.2
		2700	4.2	4.2	4.2
(Hs/[delta]Dn50) Stability number	TABLE	2500	2.617	2.724	2.827
		2600	2.705	2.815	2.921
		2700	2.789	2.903	3.012
(Ns*) Spectral stability number	TABLE	2500	6.982	6.982	6.982
		2600	6.982	6.982	6.982
		2700	6.982	6.982	6.982
(L) Local wave length	TABLE	2500	85.809	85.809	85.809
		2600	85.809	85.809	85.809
		2700	85.809	85.809	85.809
(Sp) Local wave steepness	TABLE	2500	0.053	0.059	0.066
		2600	0.058	0.066	0.073
		2700	0.064	0.072	0.08
(M50) 50% Armour mass	TABLE	2500	4320	5492.5	6860
		2600	4492.8	5712.199	7134.399
		2700	4665.601	5931.899	7408.8

Tab.4.1.2.1.2

INPUT					
(Bc) Crest width	m	17.5			
(Rc) Crest freeboard	m	-1.5			
(hs) Water depth at toe	m	5.7			
(cot([alpha])) Slope angle	-	2			
([rho]a) Armour density	TABLE	2500			
		2600			
		2700			
([rho]w) Water density	kg/m3	1025			
(Tp) Peak wave period	s	11.8			
(Dn50) Nominal rock size	TABLE	1.2			
		1.3			
		1.4			
(hc) reduced crest height above sea bed	m	3.8			
OUTPUT					
(Hs) Significant wave height	TABLE		1.2	1.3	1.4
		2500	4.887	5.51	6.158
		2600	5.393	6.08	6.795
		2700	5.914	6.668	7.452
(At) Cross-sectional area	TABLE	2500	108.78	108.78	108.78
		2600	108.78	108.78	108.78
		2700	108.78	108.78	108.78
(h'c) Initial crest height above sea bed	TABLE	2500	4.2	4.2	4.2
		2600	4.2	4.2	4.2
		2700	4.2	4.2	4.2
(Hs/[delta]Dn50) Stability number	TABLE	2500	2.83	2.946	3.057
		2600	2.925	3.044	3.159
		2700	3.016	3.139	3.257
(Ns*) Spectral stability number	TABLE	2500	7.356	7.356	7.355
		2600	7.356	7.356	7.355
		2700	7.356	7.356	7.355
(L) Local wave length	TABLE	2500	85.809	85.809	85.809
		2600	85.809	85.809	85.809
		2700	85.809	85.809	85.809
(Sp) Local wave steepness	TABLE	2500	0.057	0.064	0.072
		2600	0.063	0.071	0.079
		2700	0.069	0.078	0.087
(M50) 50% Armour mass	TABLE	2500	4320	5492.5	6860
		2600	4492.8	5712.199	7134.399
		2700	4665.601	5931.899	7408.8

Tab.4.1.2.1.3

INPUT				
(Bc) Crest width	m	17.5		
(Rc) Crest freeboard	m	-1.5		
(hs) Water depth at toe	m	5.7		
(cot([alpha])) Slope angle	-	2		
([rho]a) Armour density	TABLE	2500		
		2600		
		2700		
([rho]w) Water density	kg/m3	1025		
(Tp) Peak wave period	s	11.8		
(Dn50) Nominal rock size	TABLE	1.2		
		1.3		
		1.4		
(hc) reduced crest height above sea bed	m	3.6		
OUTPUT				
(Hs) Significant wave height	TABLE		1.2	1.3
		2500	5.285	5.959
		2600	5.831	6.575
		2700	6.396	7.211
				8.059
(At) Cross-sectional area	TABLE	2500	108.78	108.78
		2600	108.78	108.78
		2700	108.78	108.78
(h'c) Initial crest height above sea bed	TABLE	2500	4.2	4.2
		2600	4.2	4.2
		2700	4.2	4.2
(Hs/[delta]Dn50) Stability number	TABLE	2500	3.061	3.185
		2600	3.163	3.292
		2700	3.261	3.394
(Ns*) Spectral stability number	TABLE	2500	7.75	7.75
		2600	7.75	7.75
		2700	7.75	7.75
(L) Local wave length	TABLE	2500	85.809	85.809
		2600	85.809	85.809
		2700	85.809	85.809
(Sp) Local wave steepness	TABLE	2500	0.062	0.069
		2600	0.068	0.077
		2700	0.075	0.084
(M50) 50% Armour mass	TABLE	2500	4320	5492.5
		2600	4492.8	5712.199
		2700	4665.601	5931.899
				6860
				7134.399
				7408.8

Tab.4.1.2.1.4

INPUT					
(Bc) Crest width	m	17.5			
(Rc) Crest freeboard	m	-1.5			
(hs) Water depth at toe	m	5.8			
(cot([alpha])) Slope angle	-	2			
([rho]a) Armour density	TABLE	2500			
		2600			
		2700			
([rho]w) Water density	kg/m ³	1025			
(Tp) Peak wave period	s	11.8			
(Dn50) Nominal rock size	TABLE	1.2			
		1.3			
		1.4			
(hc) reduced crest height above sea bed	m	4.3			
OUTPUT					
(Hs) Significant wave height	TABLE		1.2	1.3	1.4
		2500	4.204	4.74	5.297
		2600	4.638	5.23	5.845
		2700	5.087	5.736	6.41
(At) Cross-sectional area	TABLE	2500	112.23	112.23	112.23
		2600	112.23	112.23	112.23
		2700	112.23	112.23	112.23
(h'c) Initial crest height above sea bed	TABLE	2500	4.3	4.3	4.3
		2600	4.3	4.3	4.3
		2700	4.3	4.3	4.3
(Hs/[delta]Dn50) Stability number	TABLE	2500	2.434	2.534	2.629
		2600	2.516	2.618	2.717
		2700	2.594	2.7	2.802
(Ns*) Spectral stability number	TABLE	2500	6.671	6.671	6.671
		2600	6.671	6.671	6.671
		2700	6.671	6.671	6.671
(L) Local wave length	TABLE	2500	86.516	86.516	86.516
		2600	86.516	86.516	86.516
		2700	86.516	86.516	86.516
(Sp) Local wave steepness	TABLE	2500	0.049	0.055	0.061
		2600	0.054	0.06	0.068
		2700	0.059	0.066	0.074
(M50) 50% Armour mass	TABLE	2500	4320	5492.5	6860
		2600	4492.8	5712.199	7134.399
		2700	4665.601	5931.899	7408.8

Tab.4.1.2.2.1

INPUT					
(Bc) Crest width	m	17.5			
(Rc) Crest freeboard	m	-1.5			
(hs) Water depth at toe	m	5.8			
(cot([alpha])) Slope angle	-	2			
([rho]a) Armour density	TABLE	2500			
		2600			
		2700			
([rho]w) Water density	kg/m3	1025			
(Tp) Peak wave period	s	11.8			
(Dn50) Nominal rock size	TABLE	1.2			
		1.3			
		1.4			
(hc) reduced crest height above sea bed	m	4.1			
OUTPUT					
(Hs) Significant wave height	TABLE		1.2	1.3	1.4
		2500	4.541	5.12	5.722
		2600	5.011	5.65	6.314
		2700	5.496	6.196	6.925
(At) Cross-sectional area	TABLE	2500	112.23	112.23	112.23
		2600	112.23	112.23	112.23
		2700	112.23	112.23	112.23
(h'c) Initial crest height above sea bed	TABLE	2500	4.3	4.3	4.3
		2600	4.3	4.3	4.3
		2700	4.3	4.3	4.3
(Hs/[delta]Dn50) Stability number	TABLE	2500	2.63	2.737	2.84
		2600	2.718	2.828	2.935
		2700	2.802	2.917	3.027
(Ns*) Spectral stability number	TABLE	2500	7.024	7.023	7.023
		2600	7.024	7.023	7.023
		2700	7.024	7.023	7.023
(L) Local wave length	TABLE	2500	86.516	86.516	86.516
		2600	86.516	86.516	86.516
		2700	86.516	86.516	86.516
(Sp) Local wave steepness	TABLE	2500	0.052	0.059	0.066
		2600	0.058	0.065	0.073
		2700	0.064	0.072	0.08
(M50) 50% Armour mass	TABLE	2500	4320	5492.5	6860
		2600	4492.8	5712.199	7134.399
		2700	4665.601	5931.899	7408.8

Tab.4.1.2.2.2

INPUT					
(Bc) Crest width	m	17.5			
(Rc) Crest freeboard	m	-1.5			
(hs) Water depth at toe	m	5.8			
(cot([alpha])) Slope angle	-	2			
([rho]a) Armour density	TABLE	2500			
		2600			
		2700			
([rho]w) Water density	kg/m3	1025			
(Tp) Peak wave period	s	11.8			
(Dn50) Nominal rock size	TABLE	1.2			
		1.3			
		1.4			
(hc) reduced crest height above sea bed	m	3.9			
OUTPUT					
(Hs) Significant wave height	TABLE		1.2	1.3	1.4
		2500	4.905	5.53	6.18
		2600	5.412	6.102	6.819
		2700	5.935	6.692	7.479
(At) Cross-sectional area	TABLE	2500	112.23	112.23	112.23
		2600	112.23	112.23	112.23
		2700	112.23	112.23	112.23
(h'c) Initial crest height above sea bed	TABLE	2500	4.3	4.3	4.3
		2600	4.3	4.3	4.3
		2700	4.3	4.3	4.3
(Hs/[delta]Dn50) Stability number	TABLE	2500	2.84	2.956	3.068
		2600	2.935	3.055	3.17
		2700	3.027	3.15	3.269
(Ns*) Spectral stability number	TABLE	2500	7.394	7.393	7.393
		2600	7.394	7.393	7.393
		2700	7.394	7.393	7.393
(L) Local wave length	TABLE	2500	86.516	86.516	86.516
		2600	86.516	86.516	86.516
		2700	86.516	86.516	86.516
(Sp) Local wave steepness	TABLE	2500	0.057	0.064	0.071
		2600	0.063	0.071	0.079
		2700	0.069	0.077	0.086
(M50) 50% Armour mass	TABLE	2500	4320	5492.5	6860
		2600	4492.8	5712.199	7134.399
		2700	4665.601	5931.899	7408.8

Tab.4.1.2.2.3

INPUT					
(Bc) Crest width	m	17.5			
(Rc) Crest freeboard	m	-1.5			
(hs) Water depth at toe	m	5.8			
(cot([alpha])) Slope angle	-	2			
([rho]a) Armour density	TABLE	2500			
		2600			
		2700			
([rho]w) Water density	kg/m3	1025			
(Tp) Peak wave period	s	11.8			
(Dn50) Nominal rock size	TABLE	1.2			
		1.3			
		1.4			
(hc) reduced crest height above sea bed	m	3.7			
OUTPUT					
(Hs) Significant wave height	TABLE		1.2	1.3	1.4
		2500	5.297	5.973	6.675
		2600	5.845	6.591	7.365
		2700	6.411	7.228	8.078
(At) Cross-sectional area	TABLE	2500	112.23	112.23	112.23
		2600	112.23	112.23	112.23
		2700	112.23	112.23	112.23
(h'c) Initial crest height above sea bed	TABLE	2500	4.3	4.3	4.3
		2600	4.3	4.3	4.3
		2700	4.3	4.3	4.3
(Hs/[delta]Dn50) Stability number	TABLE	2500	3.068	3.193	3.313
		2600	3.17	3.299	3.424
		2700	3.269	3.402	3.531
(Ns*) Spectral stability number	TABLE	2500	7.783	7.783	7.783
		2600	7.783	7.783	7.783
		2700	7.783	7.783	7.783
(L) Local wave length	TABLE	2500	86.516	86.516	86.516
		2600	86.516	86.516	86.516
		2700	86.516	86.516	86.516
(Sp) Local wave steepness	TABLE	2500	0.061	0.069	0.077
		2600	0.068	0.076	0.085
		2700	0.074	0.084	0.093
(M50) 50% Armour mass	TABLE	2500	4320	5492.5	6860
		2600	4492.8	5712.199	7134.399
		2700	4665.601	5931.899	7408.8

Tab.4.1.2.2.4

INPUT					
(Bc) Crest width	m	17.5			
(Rc) Crest freeboard	m	-1.5			
(hs) Water depth at toe	m	5.5			
(cot(α)) Slope angle	-	2			
(ρ_a) Armour density	TABLE	2500			
		2600			
		2700			
(ρ_w) Water density	kg/m ³	1025			
(T _p) Peak wave period	s	11.8			
(D _{n50}) Nominal rock size	TABLE	1.2			
		1.3			
		1.4			
(h _c) reduced crest height above sea bed	m	4			
OUTPUT					
(H _s) Significant wave height	TABLE		1.2	1.3	1.4
		2500	4.124	4.65	5.197
		2600	4.551	5.131	5.734
		2700	4.991	5.628	6.289
(A _t) Cross-sectional area	TABLE	2500	102	102	102
		2600	102	102	102
		2700	102	102	102
(h' _c) Initial crest height above sea bed	TABLE	2500	4	4	4
		2600	4	4	4
		2700	4	4	4
(H _s /[Δ]D _{n50}) Stability number	TABLE	2500	2.388	2.486	2.58
		2600	2.468	2.569	2.666
		2700	2.545	2.649	2.749
(N _s [*]) Spectral stability number	TABLE	2500	6.532	6.532	6.532
		2600	6.532	6.532	6.532
		2700	6.532	6.532	6.532
(L) Local wave length	TABLE	2500	84.374	84.374	84.374
		2600	84.374	84.374	84.374
		2700	84.374	84.374	84.374
(S _p) Local wave steepness	TABLE	2500	0.049	0.055	0.062
		2600	0.054	0.061	0.068
		2700	0.059	0.067	0.075
(M ₅₀) 50% Armour mass	TABLE	2500	4320	5492.5	6860
		2600	4492.8	5712.199	7134.399
		2700	4665.601	5931.899	7408.8

Tab.4.1.2.3.1

INPUT					
(Bc) Crest width	m	17.5			
(Rc) Crest freeboard	m	-1.5			
(hs) Water depth at toe	m	5.5			
(cot([alpha])) Slope angle	-	2			
([rho]a) Armour density	TABLE	2500			
		2600			
		2700			
([rho]w) Water density	kg/m3	1025			
(Tp) Peak wave period	s	11.8			
(Dn50) Nominal rock size	TABLE	1.2			
		1.3			
		1.4			
(hc) reduced crest height above sea bed	m	3.8			
OUTPUT					
(Hs) Significant wave height	TABLE		1.2	1.3	1.4
		2500	4.472	5.042	5.635
		2600	4.934	5.563	6.217
		2700	5.412	6.102	6.819
(At) Cross-sectional area	TABLE	2500	102	102	102
		2600	102	102	102
		2700	102	102	102
(h'c) Initial crest height above sea bed	TABLE	2500	4	4	4
		2600	4	4	4
		2700	4	4	4
(Hs/[delta]Dn50) Stability number	TABLE	2500	2.59	2.695	2.797
		2600	2.676	2.785	2.89
		2700	2.76	2.872	2.98
(Ns*) Spectral stability number	TABLE	2500	6.894	6.894	6.894
		2600	6.894	6.894	6.894
		2700	6.894	6.894	6.894
(L) Local wave length	TABLE	2500	84.374	84.374	84.374
		2600	84.374	84.374	84.374
		2700	84.374	84.374	84.374
(Sp) Local wave steepness	TABLE	2500	0.053	0.06	0.067
		2600	0.058	0.066	0.074
		2700	0.064	0.072	0.081
(M50) 50% Armour mass	TABLE	2500	4320	5492.5	6860
		2600	4492.8	5712.199	7134.399
		2700	4665.601	5931.899	7408.8

Tab.4.1.2.3.2

INPUT					
(Bc) Crest width	m	17.5			
(Rc) Crest freeboard	m	-1.5			
(hs) Water depth at toe	m	5.5			
(cot([alpha])) Slope angle	-	2			
([rho]a) Armour density	TABLE	2500			
		2600			
		2700			
([rho]w) Water density	kg/m3	1025			
(Tp) Peak wave period	s	11.8			
(Dn50) Nominal rock size	TABLE	1.2			
		1.3			
		1.4			
(hc) reduced crest height above sea bed	m	3.6			
OUTPUT					
(Hs) Significant wave height	TABLE		1.2	1.3	1.4
		2500	4.848	5.466	6.109
		2600	5.349	6.031	6.74
		2700	5.867	6.615	7.392
(At) Cross-sectional area	TABLE	2500	102	102	102
		2600	102	102	102
		2700	102	102	102
(h'c) Initial crest height above sea bed	TABLE	2500	4	4	4
		2600	4	4	4
		2700	4	4	4
(Hs/[delta]Dn50) Stability number	TABLE	2500	2.807	2.922	3.032
		2600	2.901	3.019	3.133
		2700	2.992	3.114	3.231
(Ns*) Spectral stability number	TABLE	2500	7.275	7.275	7.275
		2600	7.275	7.275	7.275
		2700	7.275	7.275	7.275
(L) Local wave length	TABLE	2500	84.374	84.374	84.374
		2600	84.374	84.374	84.374
		2700	84.374	84.374	84.374
(Sp) Local wave steepness	TABLE	2500	0.057	0.065	0.072
		2600	0.063	0.071	0.08
		2700	0.07	0.078	0.088
(M50) 50% Armour mass	TABLE	2500	4320	5492.5	6860
		2600	4492.8	5712.199	7134.399
		2700	4665.601	5931.899	7408.8

Tab.4.1.2.3.3

INPUT					
(Bc) Crest width	m	17.5			
(Rc) Crest freeboard	m	-1.5			
(hs) Water depth at toe	m	5.5			
(cot([alpha])) Slope angle	-	2			
([rho]a) Armour density	TABLE	2500			
		2600			
		2700			
([rho]w) Water density	kg/m3	1025			
(Tp) Peak wave period	s	11.8			
(Dn50) Nominal rock size	TABLE	1.2			
		1.3			
		1.4			
(hc) reduced crest height above sea bed	m	3.4			
OUTPUT					
(Hs) Significant wave height	TABLE		1.2	1.3	1.4
		2500	5.256	5.927	6.623
		2600	5.8	6.54	7.308
		2700	6.361	7.172	8.015
(At) Cross-sectional area	TABLE	2500	102	102	102
		2600	102	102	102
		2700	102	102	102
(h'c) Initial crest height above sea bed	TABLE	2500	4	4	4
		2600	4	4	4
		2700	4	4	4
(Hs/[delta]Dn50) Stability number	TABLE	2500	3.044	3.168	3.288
		2600	3.145	3.274	3.397
		2700	3.244	3.376	3.503
(Ns*) Spectral stability number	TABLE	2500	7.679	7.678	7.678
		2600	7.679	7.678	7.678
		2700	7.679	7.678	7.678
(L) Local wave length	TABLE	2500	84.374	84.374	84.374
		2600	84.374	84.374	84.374
		2700	84.374	84.374	84.374
(Sp) Local wave steepness	TABLE	2500	0.062	0.07	0.078
		2600	0.069	0.078	0.087
		2700	0.075	0.085	0.095
(M50) 50% Armour mass	TABLE	2500	4320	5492.5	6860
		2600	4492.8	5712.199	7134.399
		2700	4665.601	5931.899	7408.8

Tab.4.1.2.3.4

INPUT			
(Hs) Significant wave height	m	4.09	
(Tp) Peak wave period	s	11.8	
(cot(α s)) Structure slope angle	-	2	
(Bc) Crest width	TABLE	15	
		17.5	
		20	
(Rc) Crest freeboard	m	-1.5	
(Astr) Structure type coefficient	-	0.64	
(Conf) Confidence bands	-	check to use	
OUTPUT			
(Ct) Transmission coefficient	TABLE	15	0.505
		17.5	0.489
		20	0.475
(Hst) Transmitted wave height	TABLE	15	2.067
		17.5	1.998
		20	1.942
(sop) Wave steepness	TABLE	15	0.019
		17.5	0.019
		20	0.019
($[\xi]_p$) Breaker parameter	TABLE	15	3.645
		17.5	3.645
		20	3.645
(Rc/Hs) Relative freeboard	TABLE	15	-0.367
		17.5	-0.367
		20	-0.367
(Rc/Bc) Relative freeboard	TABLE	15	-0.1
		17.5	-0.086
		20	-0.075

Tab.4.2.1

INPUT			
(Hs) Significant wave height	m	4.3	
(Tp) Peak wave period	s	11.8	
(cot([alpha]s)) Structure slope angle	-	2	
(Bc) Crest width	TABLE	15	
		17.5	
		20	
(Rc) Crest freeboard	m	-1.5	
(Astr) Structure type coefficient	-	0.64	
(Conf) Confidence bands	-	check to use	
OUTPUT			
(Ct) Transmission coefficient	TABLE	15	0.501
		17.5	0.484
		20	0.47
(Hst) Transmitted wave height	TABLE	15	2.152
		17.5	2.08
		20	2.02
(sop) Wave steepness	TABLE	15	0.02
		17.5	0.02
		20	0.02
([ksi]p) Breaker parameter	TABLE	15	3.555
		17.5	3.555
		20	3.555
(Rc/Hs) Relative freeboard	TABLE	15	-0.349
		17.5	-0.349
		20	-0.349
(Rc/Bc) Relative freeboard	TABLE	15	-0.1
		17.5	-0.086
		20	-0.075

Tab.4.2.2

INPUT			
(Hs) Significant wave height	m	3.51	
(Tp) Peak wave period	s	11.8	
(cot([alpha]s)) Structure slope angle	-	2	
(Bc) Crest width	TABLE	15	
		17.5	
		20	
(Rc) Crest freeboard	m	-1.5	
(Astr) Structure type coefficient	-	0.64	
(Conf) Confidence bands	-	check to use	
OUTPUT			
(Ct) Transmission coefficient	TABLE	15	0.522
		17.5	0.506
		20	0.492
(Hst) Transmitted wave height	TABLE	15	1.832
		17.5	1.774
		20	1.727
(sop) Wave steepness	TABLE	15	0.016
		17.5	0.016
		20	0.016
([ksi]p) Breaker parameter	TABLE	15	3.935
		17.5	3.935
		20	3.935
(Rc/Hs) Relative freeboard	TABLE	15	-0.427
		17.5	-0.427
		20	-0.427
(Rc/Bc) Relative freeboard	TABLE	15	-0.1
		17.5	-0.086
		20	-0.075

Tab.4.2.3

INPUT			
(N) Number of incident waves	-	3000	
(Tm-1,0) Spectral wave period	s	11.8	
(cot([alpha])) Slope angle	-	2	
(cot([phi])) Slope angle rear side	-	2	
(Rc,rear) Crest freeboard rel. to waterlevel	-	0	
([gamma]f-C) Roughness at the crest	-	0.47	
([gamma]f) Roughness reduction factor (seaward)	-	0.47	
(Rc) Crest freeboard	m	-1.5	
(Bc) Crest width	m	17.5	
([beta]) Wave angle	deg	0	
([rho]a) Armour density	TABLE	2500	
		2600	
		2700	
([rho]w) Water density	kg/m3	1025	
(Hs) Significant wave height	m	2.07	
(M50) 50% Armour mass	kg	2000	
OUTPUT			
(S) Damage level	TABLE	2500	4.028
		2600	3.579
		2700	3.209
(u1%) Maximum depth aver. vel. at rear side crest	TABLE	2500	6.835
		2600	6.835
		2700	6.835
(z1%) Fictitious runup level	TABLE	2500	4.111
		2600	4.111
		2700	4.111
(Dn50) Nominal rock size	TABLE	2500	0.928
		2600	0.916
		2700	0.905
([k _s] _{s,-1}) (Spectral) breaker parameter	TABLE	2500	5.124
		2600	5.124
		2700	5.124
(s _{m-1,0}) (Spectral) wave steepness	TABLE	2500	0.01
		2600	0.01
		2700	0.01
([gamma]) Reduction factor for runup	TABLE	2500	0.47
		2600	0.47
		2700	0.47
(Rc/Hs) Relative freeboard	TABLE	2500	-0.725
		2600	-0.725
		2700	-0.725
(Rc,rear/Hs) Relative freeboard rear side	TABLE	2500	0
		2600	0
		2700	0
(Bc/Hs) Relative crest width	TABLE	2500	8.454
		2600	8.454
		2700	8.454
((z1%-Rc)/Gammaf*Hs) Runup above crest	TABLE	2500	2.711
		2600	2.711
		2700	2.711

Tab.4.3.1

INPUT			
(N) Number of incident waves	-	3000	
($T_{m-1,0}$) Spectral wave period	s	11.8	
($\cot([\alpha])$) Slope angle	-	2	
($\cot([\phi])$) Slope angle rear side	-	1.5	
($R_{c, rear}$) Crest freeboard rel. to waterlevel	-	0	
($[\gamma]_f-C$) Roughness at the crest	-	0.47	
($[\gamma]_f$) Roughness reduction factor (seaward)	-	0.47	
(R_c) Crest freeboard	m	-1.5	
(B_c) Crest width	m	17.5	
($[\beta]$) Wave angle	deg	0	
($[\rho]_a$) Armour density	TABLE	2500	
		2600	
		2700	
($[\rho]_w$) Water density	kg/m ³	1025	
(H_s) Significant wave height	m	0.5	
(M_{50}) 50% Armour mass	kg	2000	
OUTPUT			
(S) Damage level	TABLE	2500	0.002
		2600	0.002
		2700	0.002
($u_{1\%}$) Maximum depth aver. vel. at rear side crest	TABLE	2500	1.907
		2600	1.907
		2700	1.907
($z_{1\%}$) Fictitious runup level	TABLE	2500	1.098
		2600	1.098
		2700	1.098
(D_{n50}) Nominal rock size	TABLE	2500	0.928
		2600	0.916
		2700	0.905
($[\kappa]_{s,-1}$) (Spectral) breaker parameter	TABLE	2500	10.426
		2600	10.426
		2700	10.426
($s_{m-1,0}$) (Spectral) wave steepness	TABLE	2500	0.002
		2600	0.002
		2700	0.002
($[\gamma]$) Reduction factor for runup	TABLE	2500	0.47
		2600	0.47
		2700	0.47
(R_c/H_s) Relative freeboard	TABLE	2500	-3
		2600	-3
		2700	-3
($R_{c, rear}/H_s$) Relative freeboard rear side	TABLE	2500	0
		2600	0
		2700	0
(B_c/H_s) Relative crest width	TABLE	2500	35
		2600	35
		2700	35
($(z_{1\%}-R_c)/[\gamma]_f \cdot H_s$) Runup above crest	TABLE	2500	5.195
		2600	5.195
		2700	5.195

Tab.4.3.2

INPUT			
(N) Number of incident waves	-	3000	
(Tm-1,0) Spectral wave period	s	11.8	
(cot([alpha])) Slope angle	-	2	
(cot([phi])) Slope angle rear side	-	1.5	
(Rc,rear) Crest freeboard rel. to waterlevel	-	0	
([gamma]f-C) Roughness at the crest	-	0.47	
([gamma]f) Roughness reduction factor (seaward)	-	0.47	
(Rc) Crest freeboard	m	-1.5	
(Bc) Crest width	m	17.5	
([beta]) Wave angle	deg	0	
([rho]a) Armour density	TABLE	2500	
		2600	
		2700	
([rho]w) Water density	kg/m3	1025	
(Hs) Significant wave height	m	1.83	
(M50) 50% Armour mass	kg	2000	
OUTPUT			
(S) Damage level	TABLE	2500	2.232
		2600	1.983
		2700	1.778
(u1%) Maximum depth aver. vel. at rear side crest	TABLE	2500	6.194
		2600	6.194
		2700	6.194
(z1%) Fictitious runup level	TABLE	2500	3.679
		2600	3.679
		2700	3.679
(Dn50) Nominal rock size	TABLE	2500	0.928
		2600	0.916
		2700	0.905
([k]s,-1) (Spectral) breaker parameter	TABLE	2500	5.45
		2600	5.45
		2700	5.45
(sm-1,0) (Spectral) wave steepness	TABLE	2500	0.008
		2600	0.008
		2700	0.008
([gamma])Reduction factor for runup	TABLE	2500	0.47
		2600	0.47
		2700	0.47
(Rc/Hs) Relative freeboard	TABLE	2500	-0.82
		2600	-0.82
		2700	-0.82
(Rc,rear/Hs) Relative freeboard rear side	TABLE	2500	0
		2600	0
		2700	0
(Bc/Hs) Relative crest width	TABLE	2500	9.563
		2600	9.563
		2700	9.563
((z1%-Rc)/[gamma]f*Hs) Runup above crest	TABLE	2500	2.83
		2600	2.83
		2700	2.83

Tab.4.3.3