

REGIONE MARCHE
COMUNE DI SAN BENEDETTO DEL TRONTO
(Prov. di Ascoli Piceno)



PROGETTO DI MIGLIORAMENTO DELLE
CONDIZIONI AMBIENTALI DEL LITORALE
NORD DI SAN BENEDETTO DEL TRONTO
SISTEMAZIONE DELLA FOCE DEL
TORRENTE ALBULA

– PROGETTO ESECUTIVO –

Elaborato:

RELAZIONE TECNICO – SPECIALISTICA
METEOMARINA – STRUTTURALE – GEOTECNICA

DATA: Luglio 2014

ELAB.:

B

Il Progettista:

Prof. Ing. ALESSANDRO MANCINELLI

Collaboratore:

Dott. Ing. ELISA SETA



INDICE

1.	INTRODUZIONE	1
2.	LE PIENE DEL TORRENTE ALBULA	3
3.	SISTEMAZIONE DELLA FOCE ED IMPATTI PRODOTTI	4
4.	LA COSTRUZIONE DELLA FOCE, EFFETTI SUL LITORALE	8
	<i>4.1 – EVOLUZIONE STORICA DELLA LINEA DI COSTA</i>	8
	<i>4.2 – IL FIUME TRONTO</i>	14
5.	STUDIO DELLE ONDE NELLA FOCE DEL TORRENTE ALBULA	19
6.	ONDE NELLA ZONA DI FOCE	32
7.	DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE A SCOGLIERA	43
8.	VERIFICHE GEOTECNICHE	47
	<i>8.1 – CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO</i>	47
	<i>8.2 – VERIFICA DEL CARICO LIMITE DEL TERRENO DI FONDAZIONE</i>	50
	<i>8.3 – CALCOLO DEI CEDIMENTI</i>	52
9.	CONCLUSIONI	58

1. INTRODUZIONE

Il presente Progetto Esecutivo prevede la realizzazione di un pennello in massi naturali in destra idraulica dell'Albula ed una scogliera in sinistra idraulica che insieme al molo foraneo, costituiscano la nuova foce del torrente in modo da spingere le piene oltre la linea delle scogliere sommerse esistenti.

In questo modo si allontanano le piene dell'Albula e dalla spiaggia esistente, si produce una stabilizzazione della linea di costa e una protezione della strada di lungomare dalle mareggiate.

Il braccio di scogliera in destra idraulica del torrente Albula di lunghezza 174m circa più testata di chiusura, è fondato ad una profondità di 2.25m in testata e 1.75m nella parte corrente, su uno strato di pietrame di imbasamento di 0.50m. La struttura in massi naturali è dotata di un nucleo realizzato in materiale misto tout venant – scogli di 1° categoria e di mantellata costituita da massi di 3° categoria, adottando pendenze adeguate alle caratteristiche del moto ondoso incidente. Per la sezione di testata, che come è noto, rappresenta il tratto soggetto ai maggiori danni causati dalle onde, è previsto un allargamento di sezione, per cui le pendenze di progetto sono di 1 a 2 per la sezione corrente e di 1 a 2.5 per la sezione di testata del pennello.

La quota della berma della scogliera è +2.00m l.m.m., la parte centrale della larghezza di 2.50m e spessore 0.30m, fondata su uno strato di pietrame scapolo, è realizzata in pietrame misto di cava – tout venant per il camminamento, a quota +1.50m l.m.m.. La fruibilità della passeggiata sarà vietata, tramite apposita segnaletica, in caso di condizioni meteomarine avverse.

Il pennello è raccordato alla spiaggia esistente tramite una rampa di accesso della pendenza dell'8% circa. Sulla spiaggia emersa sarà realizzata una duna rinforzata con geocontenitori riempiti di sabbia, delle

dimensioni di 1.60mx1.20mx0.40m, disposti su due file, fino a raggiungere la quota di +1.25m l.m.m., in modo da delimitare la foce del Torrente ed evitare l'invasione delle portate fluviali sulla spiaggia. Tale soluzione progettuale garantisce la continuità dell'arenile sino alla sponda destra del Torrente Albula.

In sinistra idraulica del Torrente Albula è prevista la realizzazione di un braccio di scogliera di circa 110m in raccordo al molo sud del porto di San Benedetto del Tronto, la cui parte interna verrà colmata con il materiale di risulta dagli scavi di imbasamento di entrambe le opere a mare per diventare un'area verde.

La scogliera con pendenze 1/1 lato interno e 1/2 lato mare è realizzata in massi naturali, con nucleo in materiale misto tout venant – scogli di 1° categoria e mantellata in massi di 3° categoria. La quota di sommità della scogliera è di +2.00m l.m.m. in modo da proteggere la strada di collegamento tra il lungomare e il porto dalle mareggiate di Est-SudEst.

La scogliera è imbasata su uno strato di 0.50m di pietrame scapolo. Poiché il materiale di scavo non è sufficiente per completare il riempimento di tutta l'area si realizzerà una chiusura parziale tramite un cordone di geocontenitori riempiti di sabbia, delle stesse caratteristiche di quelli usati per la formazione delle dune. Lo spazio delimitato quindi dalla scogliera del molo sud esistente e dalla scogliera in progetto sarà chiuso parzialmente sul terzo lato con un cordone in 3 file di sacchi di sabbia sovrapposti per ottenere una quota finale al piano stradale.

Il collegamento della scogliera alla spiaggia esistente sarà effettuato con una duna rinforzata da geocontenitori.

Con successivo finanziamento il pennello dovrà essere armonizzato con il sistema di difesa della costa.

2. LE PIENE DEL TORRENTE ALBULA

Le alluvioni del torrente Albula hanno prodotto sempre grandi danni ed inconvenienti al centro abitato di S. Benedetto del Tronto per la presenza dei ponti e per l'impossibilità di ampliare la sezione, per queste ragioni è stata affidata alla Idroprogetti S.r.l. un progetto Definitivo degli "Interventi di messa in sicurezza idraulica del torrente Albula". Il progetto prevede la realizzazione nella parte alta del bacino di casse d'espansione che, secondo i risultati del progetto, sono in grado di ridurre le portate di massima piena al colmo ai seguenti valori:

	$T_R = 200$ anni	$T_R = 100$ anni	$T_R = 30$ anni
- stato attuale	117,20 m ³ /s	107,40 m ³ /s	90,03 m ³ /s
- con casse di espansione	75,30 m ³ /s	71,60 m ³ /s	65,00 m ³ /s

Utilizzando le nuove sezioni geometriche del progetto di sistemazione della foce dell'Albula, con le portate sopra elencate, la società Idroprogetti S.r.l. ha effettuato, su incarico dell'Amministrazione, uno studio idraulico per verificare gli effetti sulle piene della sistemazione della foce. Le conclusioni dello studio evidenziano "una considerevole diminuzione dei battenti idraulici nei tre scenari verificati ($T_R = 200, 100$ e 30 anni) nel tratto del torrente tra il ponte della ferrovia e lo sbocco nel mare Adriatico". I lavori previsti nel presente progetto non modificano i livelli di piena e quindi non influiscono sulla sicurezza idraulica del tratto terminale del torrente Albula.

3. SISTEMAZIONE DELLA FOCE ED IMPATTI PRODOTTI

Le foci fluviali sono ambienti molto particolari poiché in esse si “scontrano” diversi forzanti quali le piene del corso d’acqua, le onde che si sviluppano in mare (onde da vento, onde da marea) che interagendo con i sedimenti trasportati dalle correnti fluviali e marittime, in modo casuale (tutte le variabili fisiche in gioco sono di tipo aleatorio) producono le caratteristiche morfologie di foce.

Quando un corso d’acqua sfocia nel mare, il materiale solido che viene trasportato dalla corrente liquida tende a depositarsi formando un delta o più semplicemente una barra solida nella zona della foce fluviale.

Il getto della corrente fluviale che si immette nel corpo idrico ricevente si diffonde subendo un processo di rallentamento in cui le velocità medie decrescono verso il largo e diminuiscono dall’asse verso i bordi del getto con legge gaussiana.

L’evoluzione del processo di deposizione dei sedimenti trasportati dalla corrente dipende dall’interazione tra il processo di efflusso della portata e l’azione modellatrice del mare.

In realtà molti sono i fattori che intervengono nella formazione di un barra di foce quali i processi di diffusione per turbolenza, per attrito sul fondo e per galleggiamento, da una parte; l’azione del moto ondoso, delle correnti di marea e dell’innalzamento del livello medio del mare dall’altra. Se la capacità di trasporto del mare supera il volume solido trasportato dal fiume, la barra viene smantellata, altrimenti questa cresce velocemente in rapporto alla disponibilità di materiali solidi nel bacino di drenaggio.

Numerosi autori hanno descritto qualitativamente il processo di costruzione di un delta fluviale; le osservazioni in natura hanno confermato l’esistenza di tre fattori dominanti: portate fluviali solide e liquide, moto ondoso e maree. Le forme assunte dagli apparati di foce dipendono dalla assenza o dalla presenza o dalla prevalenza di uno dei tre fattori sopra riportati.

Nel caso delle foci marchigiane la marea e le correnti di marea possono ritenersi trascurabili per cui il processo deposizionale è dominato dalla corrente fluviale, dalle onde o da entrambi.

Il processo generale sopra descritto è fortemente influenzato dalle dimensioni del bacino idrografico del corso d'acqua e dalle condizioni della costa. Nel caso dell'Albula le ridotte dimensioni del bacino idrografico, l'assenza di un trasporto di fondo che può dar luogo alle formazioni deltizie, la presenza del porto di S. Benedetto del Tronto adiacente alla foce rendono il problema più facilmente definibile. La foce attuale è priva di una formazione deltizia, la spiaggia sabbiosa su cui il torrente si immette ha una forma dominata dalle onde e dalla presenza del molo portuale (v. Fig. 1.2).

La realizzazione del pennello in destra idrografica ed il collegamento con la scogliera del molo portuale in sinistra, miglioreranno le condizioni della foce in quanto:

- a) le piene del torrente potranno essere spinte al largo, al di là della linea delle scogliere, e non si riverseranno più sulla spiaggia depositando il materiale fine e gli eventuali rifiuti trasportati dalla corrente;
- b) la costruzione della sponda in sinistra idraulica produce una protezione della strada esistente evitando, anche per la presenza del nuovo pennello, che le onde di levante invadano la carreggiata come successo nel 2009 con le mareggiate di Est-Sud-Est;
- c) la costruzione del pennello in destra idrografica avrà benefici effetti sulla spiaggia che tenderà ad aumentare alla radice. Il pennello ha una lunghezza tale da raggiungere le profondità a cui sono collocate le scogliere emerse esistenti in modo da potersi collegare ad esse. Poiché è prevista una sistemazione di queste scogliere foranee, nel presente progetto si prevede di collegare le opere esistenti con il pennello con un setto di scogliera sommersa e con due varchi (v. Fig. 3.1).



Fig. 3.1 Vista aerea della zona di intervento.

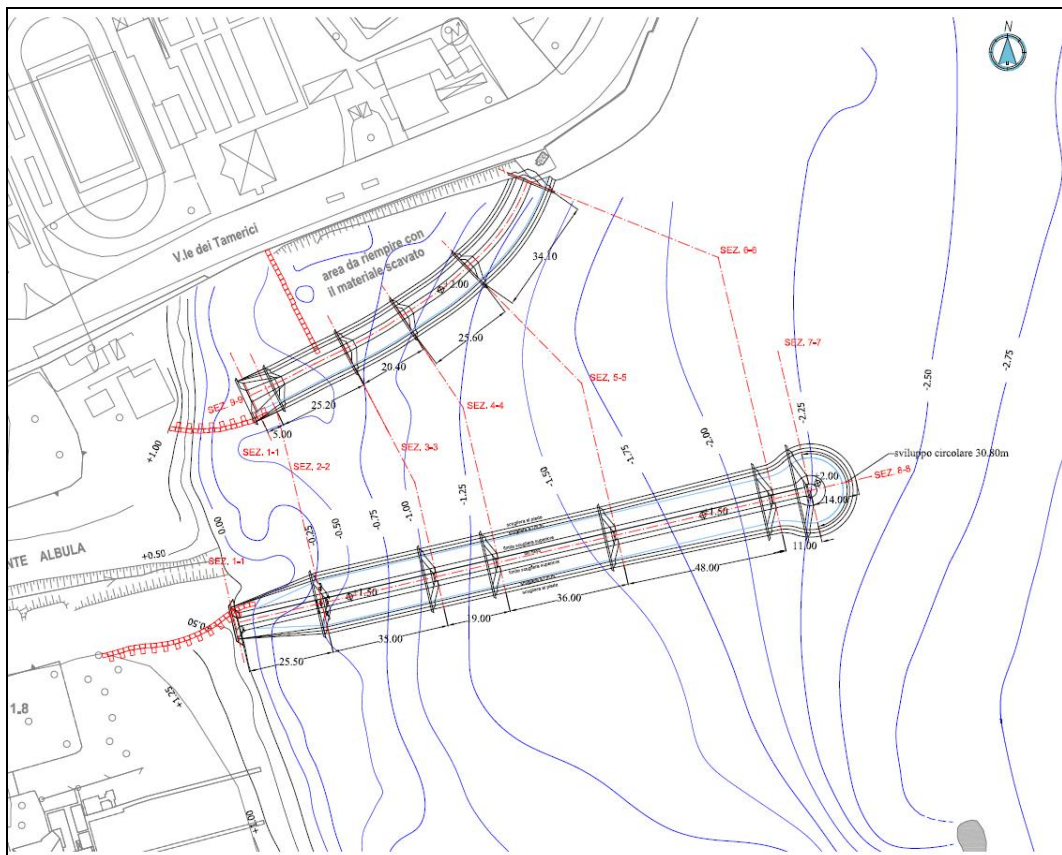


Fig. 3.2 Planimetria delle opere da realizzare nel progetto.

Le interazioni del pennello con le onde sono studiate nel paragrafo 6 della presente Relazione.

Nel paragrafo 4 seguente viene riportato lo studio dell'evoluzione storica della linea di costa nel tratto compreso tra il porto e la foce del fiume Tronto.

Nel Paragrafo 5 sono studiate le onde del paraggio e nei paragrafi 6 e 7 sono riportati lo studio della propagazione delle onde nel canale e il dimensionamento di massima delle strutture.

4. LA COSTRUZIONE DELLA FOCE, EFFETTI SUL LITORALE

4.1 – EVOLUZIONE STORICA DELLA LINEA DI COSTA

L'evoluzione storica della linea di costa del litorale a Sud del porto di San Benedetto del Tronto è strettamente legata alla dinamica della foce del fiume Tronto.

Nel 1813 la foce del Tronto si trova a circa 1200m a Nord di quella attuale, il corso del fiume è deviato verso sinistra da un'ansa provocata da un banco ghiaioso che ne impedisce lo sbocco diretto in mare (Fig. 4.1). Nel 1872 l'ansa è scomparsa ed il fiume sfocia nella posizione attuale; nel 1862 con la costruzione del ponte della ferrovia sono stati realizzati anche solidi argini sino al mare che bloccano la posizione della foce nell'attuale. Alla fine dell'ottocento i lobi deltizi presentano la massima espansione verso mare, nel 1892 inizia un processo di erosione che porta ad un arretramento del lobo destro valutato in 500m nel periodo 1886-1931.

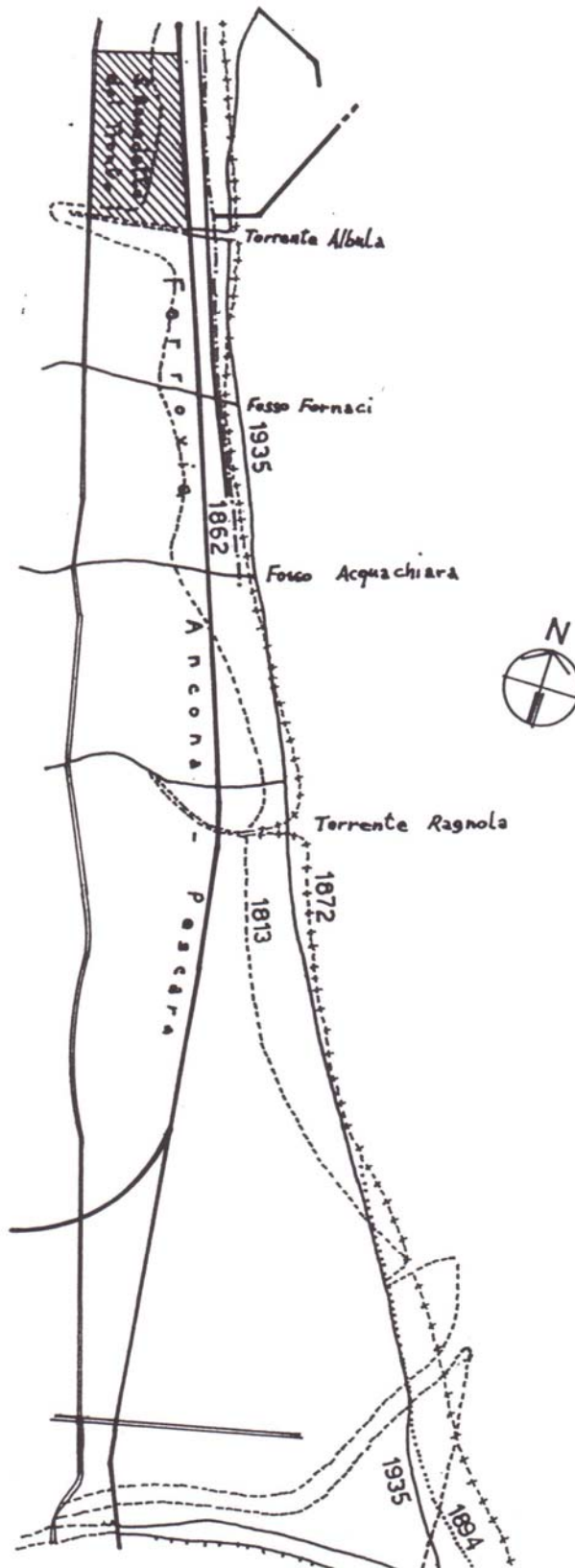


Fig. 4.1 *Variazione della linea di costa a Nord del fiume Tronto*

Anche il lobo sinistro subisce un analogo arretramento che si trasmette alle spiagge limitrofe.

La distruzione molto rapida del delta costrinse il Genio Civile di Teramo a costruire nel 1933 un lungo pennello sulla destra della foce (forse il pennello aveva anche lo scopo di creare un punto di approdo per i pescatori o forse c'era la prospettiva di realizzare un porto canale).

La spiaggia a Sud della foce del Tronto, nel Comune di Martinsicuro, si stabilizzò anche se il pennello impediva, ed impedisce, il rifornimento alla spiaggia dei sedimenti fluviali.

Questi sono spinti verso il largo, durante gli eventi di massima piena, e soltanto le onde più grandi riescono a riportarli, in parte, verso riva. A Nord della foce il litorale subisce un arretramento influenzato, solo in parte, dalla costruzione del porto di San Benedetto del Tronto. Arretramenti si riscontrano a partire dall'inizio del '900, per il vistoso smantellamento del delta di foce del fiume. Essi si acuiscono particolarmente dopo la realizzazione nel 1933, sulla sponda destra del fiume Tronto, del pennello fortemente aggettante prolungato nel 1965.

Le prime opere difensive furono scogliere foranee emerse posate nel 1962-63 di fronte all'abitato di Porto d'Ascoli. Ciò determinò progressivamente lo spostamento dell'erosione sottoflutto con la realizzazione di ulteriori scogliere sempre più a Nord, assieme a sporadici tratti di difese radenti. Con la batteria di scogliere emerse si arrivò fino ad un chilometro dal porto nel 1979-80. Nel 1982 il tratto rimasto fino alla foce del torrente Albula fu difeso da una lunga batteria di barriere foranee sommerse.

Le prime due scogliere di Porto d'Ascoli, più vecchie e ravvicinate alla riva, sono state sostituite da altri due setti più lunghi verso Sud, posti più al largo ed in migliore allineamento con la restante batteria.

Il molo Nord iniziato nel 1905 (Fig. 4.2) provoca l'arresto dei sedimenti e soltanto con la costruzione del molo Sud il porto può dirsi funzionante anche se continui dragaggi e protendimenti dei moli verso alti fondali sono

necessari per impedire l'ingresso (d'altro canto inevitabile) dei sedimenti all'interno del bacino portuale.

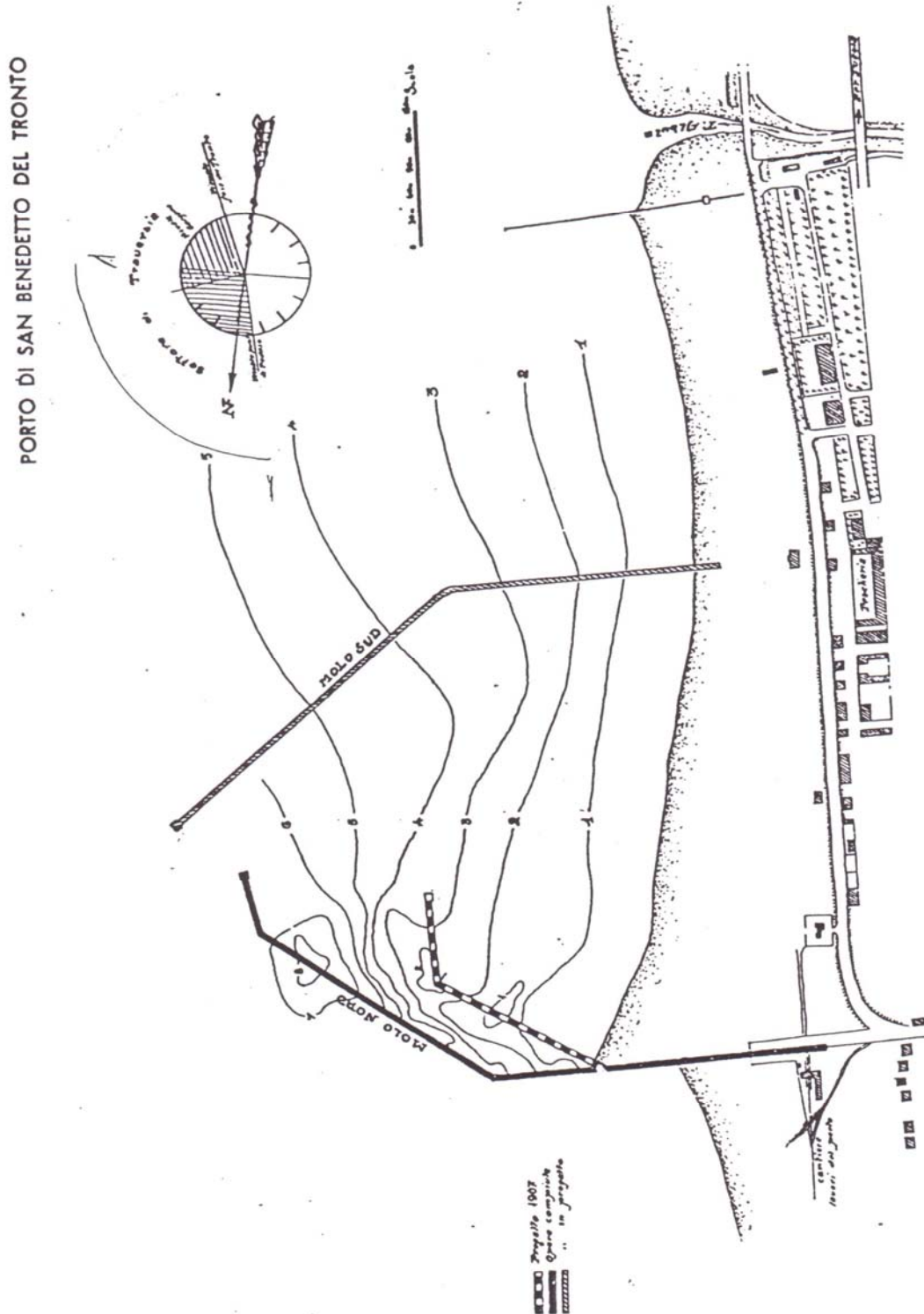


Fig. 4.2 Porto di San Benedetto del Tronto al 1940



Fig. 4.3 Configurazione attuale del porto di San Benedetto del Tronto

Nel 1907 la realizzazione del primo tratto di 200m dell'attuale molo Nord ortogonale alla riva è terminata. Il suo prolungamento di 90m nel 1913-17 fu curvato verso SudEst nel tentativo di migliorare la protezione ai mari settentrionali. Intorno al 1920 per contrastare l'intenso insabbiamento che il molo aggettante determinava nel lato meridionale, venne realizzato un piccolo pennello sulla sponda sinistra del torrente Albula, circa 1000m più a Sud. Esso costituisce la radice dell'attuale molo Sud. L'inefficacia del provvedimento fece cambiare il progetto iniziale del porto invertendo la

funzione sopraflutto-sottoflutto dei due moli previsti. Essi furono allora prolungati in diverse riprese: il molo Nord nel 1926, nel 1928, nel 1931 e nel 1932 (l'ampliamento del banchinamento interno fu completato negli anni '80), il molo Sud nel 1926-27, nel 1935-36, nel 1950-53, nel 1956-57 e nel 1989-90 (il molo a martello fu realizzato nel 1992).

La riva rimase a lungo una spiaggia. Il tratto più settentrionale di 150m fu banchinato nel 1938, nel 1962-64 si realizzò lo scalo d'alaggio, negli anni '70 e '80 si costruì la banchina nella parte centrale ed il molo per il diporto, negli anni '90 fu banchinata la parte meridionale del bacino e del molo Sud.

Il fiume Tronto sia per la costruzione di numerose opere di regolazione, l'elenco delle principali è riportato nella Tabella 4.1, sia per la copiosa estrazione di inerti in alveo effettuate sino al 1973, riduce e quasi annulla le portate solide, le spiagge limitrofe senza apporto di materiale solido sono soggette ad un depauperamento progressivo quasi inevitabile.

N.	Corso d'acqua	Nome	Distanza dalla sorgente (km)	Descrizione
1	T. Scandarella	Scandarella	11,975	Diga a gravità, in calcestruzzo. Serbatoio per la centrale idroelettrica di Scandarella (Enel)
2	Fso. Capodacqua	Capodacqua	2,350	Traversa di derivazione per la centrale idroelettrica di Capodacqua (Enel)
3	F. Tronto	Arquata del Tronto	30,300	Traversa in calcestruzzo per la centrale idroelettrica di Venamartello (Enel)
4	F. Tronto	Colombara	47,635	Diga a gravità, in calcestruzzo. Invaso per la centrale idroelettrica di Capodiponte (Enel)
5	T. Castellano	Talvacchia	24,600	Diga del tipo a cupola in calcestruzzo. Invaso per la centrale idroelettrica di Capodiponte (Enel)
6	F. Tronto	Mozzano	55,65	Traversa in calcestruzzo. Invaso per la centrale idroelettrica di Ascoli Porta Romana (Enel)
7	T. Castellano	Casteltrosino	32,050	Diga a gravità, in calcestruzzo. Invaso per la centrale idroelettrica di Castellano (Enel)
8	F. Tronto	Ponte al Riccione	72,725	Traversa di derivazione per impianto di irrigazione del Consorzio di Bonifica del Tronto

Tab. 4.1 *Tabella riassuntiva delle dighe e traverse sul fiume Tronto.*

4.2 – IL FIUME TRONTO

Il fiume Tronto ha le sue sorgenti in Abruzzo e scorre per buona parte del tratto medio-terminale al confine tra le Marche e l'Abruzzo. Una porzione del suo alto corso attraversa inoltre il territorio laziale. Esso nasce dalle pendici occidentali del M. Gorzano, nei Monti della Laga, e sfocia in mare nei pressi dell'abitato di Martinsicuro.

L'asta principale misura circa 95,925 km., con pendenza media $i_m = 2,01\%$ e altezza massima alla sorgente di 1925 m s.l.m.m..

Il bacino idrografico del fiume Tronto ha una superficie di circa 1192 km² ed è orientato circa S-N nel tratto montano per poi ruotare fino a raggiungere una direzione circa O-E nel tratto di pianura la cui lunghezza è di circa 30 km con una pendenza media del 3-4%. La massima altitudine raggiunta all'interno del bacino è quella del M. Vettore a quota 2478 m s.l.m.m..

Tra gli affluenti principali del fiume Tronto possiamo ricordare, in destra il T. Castellano ed il T. Marino, in sinistra il F.so Capodacqua, il Rio di Scandarella, il T. Fluvione ed il T. Chifonte.

La maggior parte del bacino idrografico a monte di Ascoli Piceno è costituita da rocce arenacee in bancate potenti alternate a strati sottili di marne. Le valli sono profonde ed incassate ed il reticolo idrografico è molto articolato.

A monte di Ascoli Piceno non esistono depositi alluvionali.

Nel tratto vallivo del corso d'acqua (a valle di Ascoli Piceno) l'alveo del fiume è impostato su depositi alluvionali piuttosto spessi e la piana alluvionale è molto ampia.

La granulometria d'alveo sono miste con prevalenza di sabbia e argilla.

Il regime idrologico è tipo torrentizio con piene che arrivano a 1300-1600 m³/s e che trovano difficoltà di smaltimento per il restringimento della sezione idraulica nel tratto terminale dovuta alla costruzione di arginature.

Il fiume è stato interessato da un intenso sfruttamento ai fini idroelettrici ed il suo corso o quello degli affluenti principali è stato regolato con la costruzione di sbarramenti, traverse di derivazione o di presa ecc..

Il bacino idrografico, le principali derivazioni idroelettriche e l'elenco delle principali opere esistenti sono di seguito riportate. (Fig. 4.4, 4.5 e Tab. 4.1).

L'Aquater nello studio effettuato per conto della Regione Abruzzo (1982) ha stimato che nel periodo 1966-1973 l'estrazione di inerti in alveo, a

fronte di concessioni per 578.750 m³, sia stata di 2.000.000 m³ con una estrazione media annua di 25.000 m³. L'apporto solido a mare, stimato sempre da Aquater, è nell'ipotesi minima di 30.000 m³/anno e nell'ipotesi massima di 50.000 m³/annuo, i materiali sono sabbie e limi con ghiaie a pezzatura piccola.

L'Autorità di Bacino del fiume Tronto sta finanziando opere di sistemazione della parte valliva del Tronto con riprofilatura degli argini e ricostruzione del ponte della statale e del ponte ferroviario.

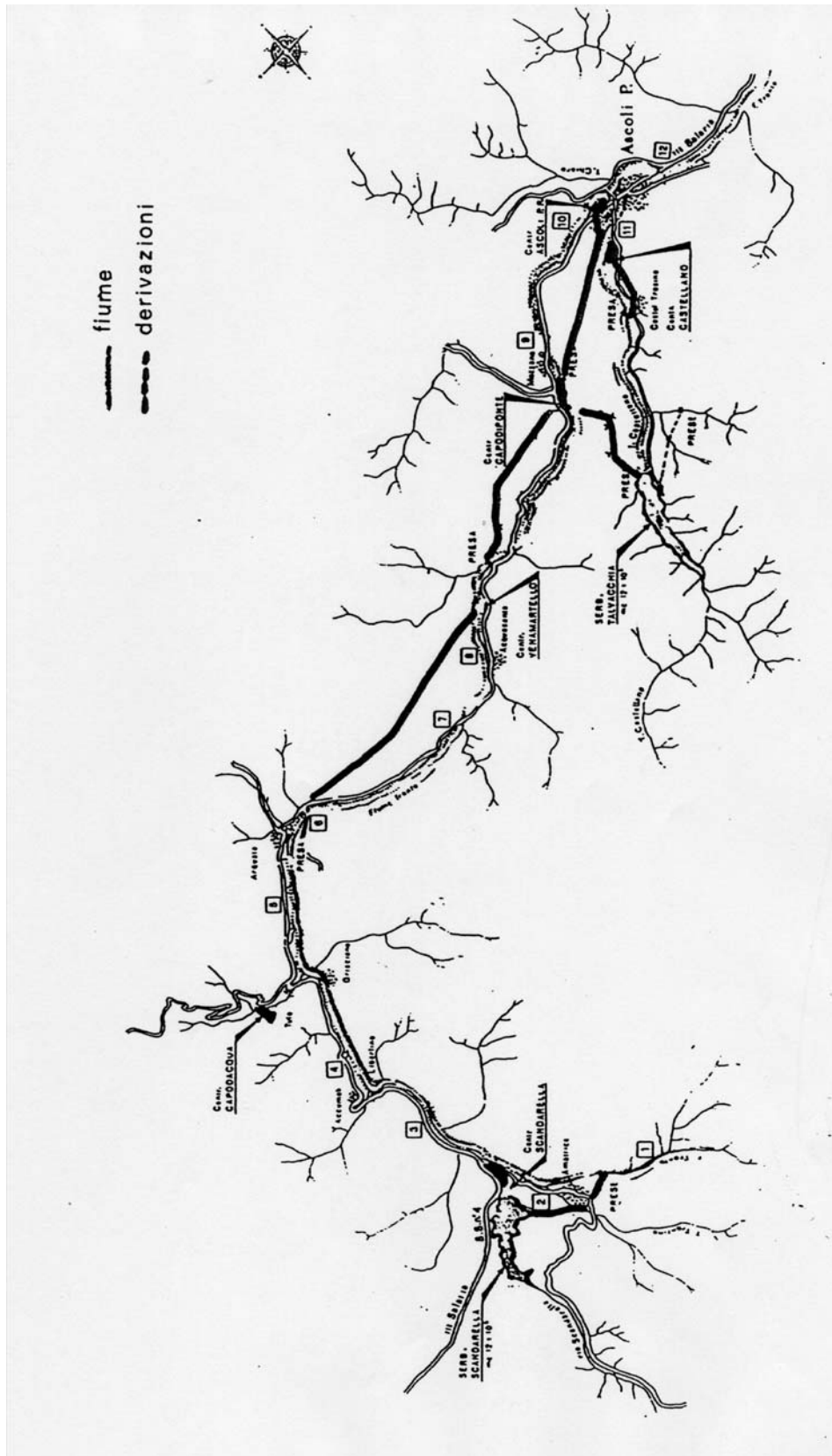


Fig. 4.5 Principali derivazioni sul fiume Tronto

5. STUDIO DELLE ONDE NELLA FOCE DEL TORRENTE ALBULA

Per definire il clima meteomarinico relativo al litorale di San Benedetto del Tronto sono stati elaborati i dati relativi alle registrazioni della boa ondometrica direzionale della Rete Ondometrica Nazionale posta al largo di Ancona nel periodo tra l'Ottobre 1999 e il Marzo 2006.

Per trasferire i dati misurati ad Ancona nel paraggio di San Benedetto del Tronto è stato utilizzato il metodo di trasposizione basato sulla similitudine dei *fetches* efficaci, ipotizzando che l'evento climatico responsabile di una mareggiata registrata dall'ondametro di riferimento abbia interessato anche l'area di generazione del sito costiero in esame.

Nei bacini di estensione limitata come il Mare Adriatico per l'individuazione dei *fetches* si fa ricorso al concetto del *fetch* geografico, che indica la distanza tra il punto geografico di interesse e la terra più vicina in relazione ad una prefissata direzione, in quanto le dimensioni caratteristiche delle perturbazioni che normalmente interessano l'Adriatico sono dello stesso ordine di grandezza dei valori massimi che caratterizzano i *fetches* geografici (circa 400-500 Km).

Il valore del *fetch* efficace relativo ad una determinata direzione è funzione dei valori dei *fetches* geografici associati a direzioni contigue a quella considerata in quanto uno stato di mare viene generato non solo nella direzione lungo la quale spira il vento ma anche in tutte le direzioni comprese in un settore ϑ ($\pm 90^\circ$ metodo di Seymour, $\pm 45^\circ$ metodo di Saville) rispetto alla direzione media del vento.

Il calcolo dei *fetches* efficaci viene eseguito tramite la seguente relazione (S.M.B. 1947):

$$F_{e,W} = \frac{\sum_{\phi_i = \phi_W - \vartheta}^{\phi_W + \vartheta} F_i \cos^{n+1}(\phi_i - \phi_W)}{\sum_{\phi_i = \phi_W - \vartheta}^{\phi_W + \vartheta} \cos^n(\phi_i - \phi_W)} \quad [5.1]$$

con

- $F_{e,W}$ lunghezza del *fetch* efficace relativo alla direzione ϕ_W ;
- F_i lunghezza del *fetch* geografico relativo alla direzione i-esima ϕ_i ;
- ϕ_W direzione media (riferita al nord geografico) di possibile provenienza del vento responsabile del fenomeno di generazione del moto ondoso;
- ϕ_i direzione i-esima compresa nel settore di possibile provenienza del moto ondoso $\phi_W \pm \vartheta$ (nel nostro studio si è assunto ϑ pari a 45°);
- n termine esponenziale definito in funzione della legge di distribuzione direzionale degli spettri di moto ondoso del sito in esame (in genere si assume n pari a 2).

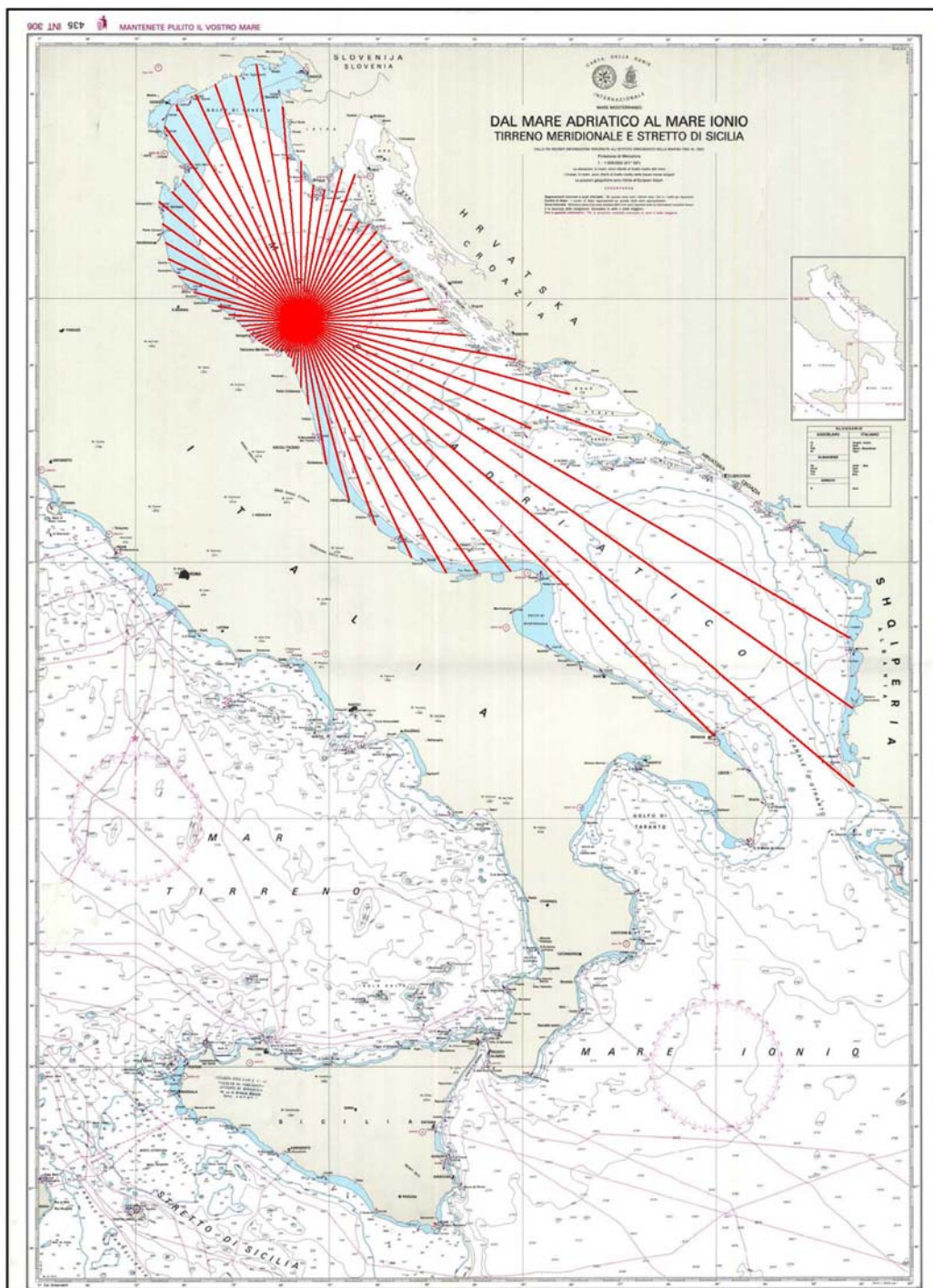


Fig. 5.1 Fetches geografici Boa R.O.N. di Ancona

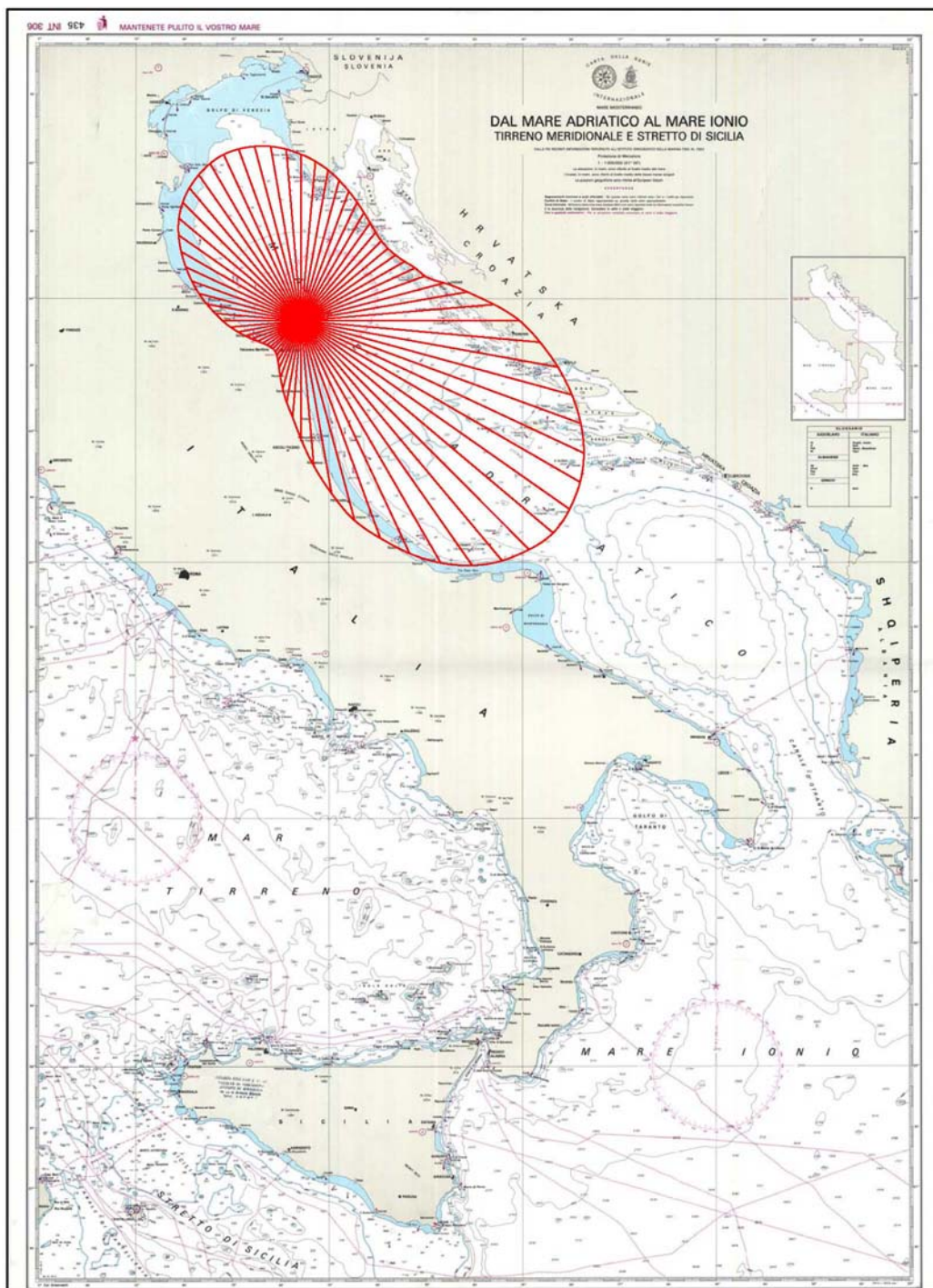


Fig. 5.2 Fetches efficaci Boa R.O.N. di Ancona

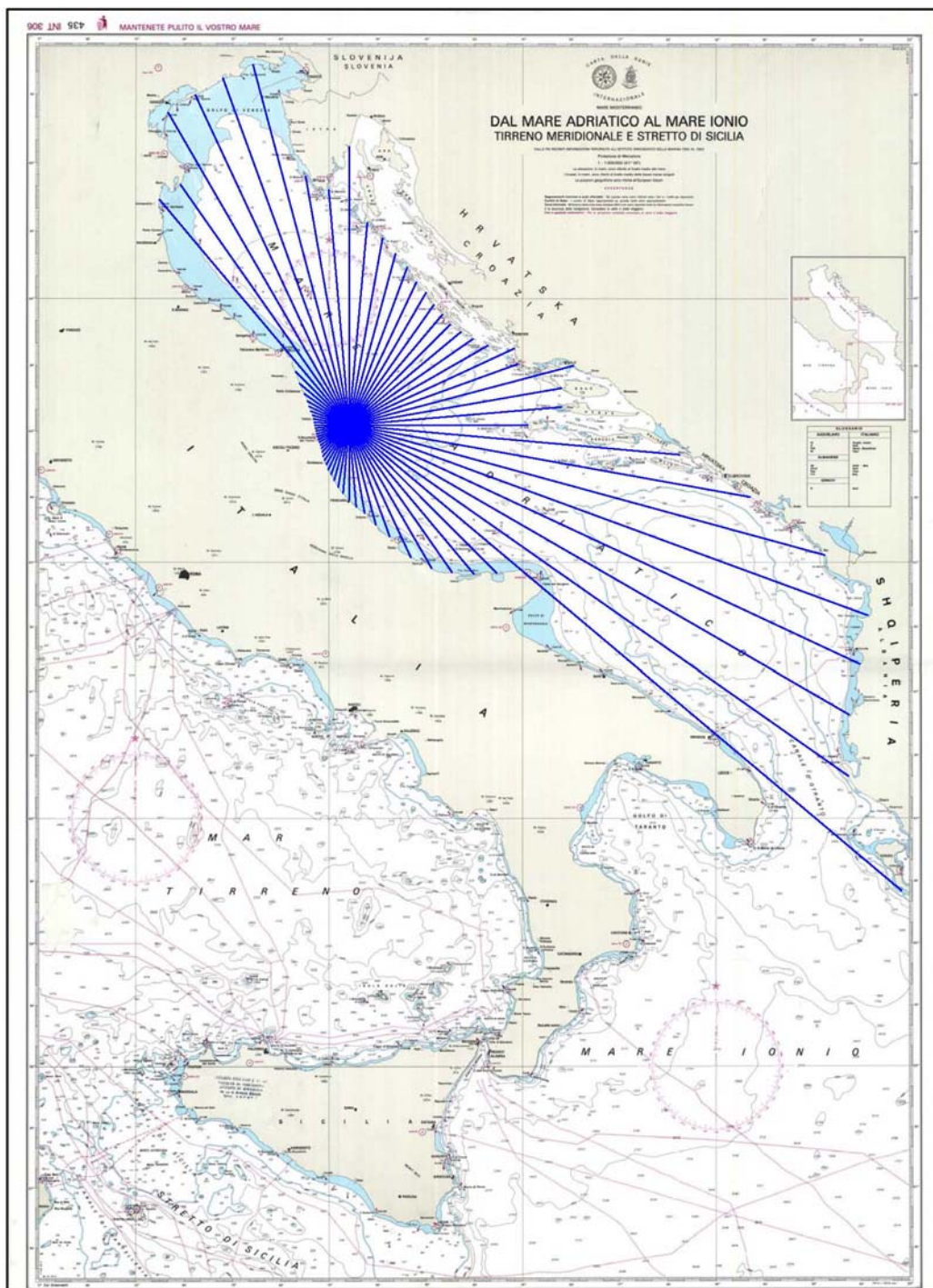


Fig. 5.3 Fetches geografici sito costiero di San Benedetto del Tronto

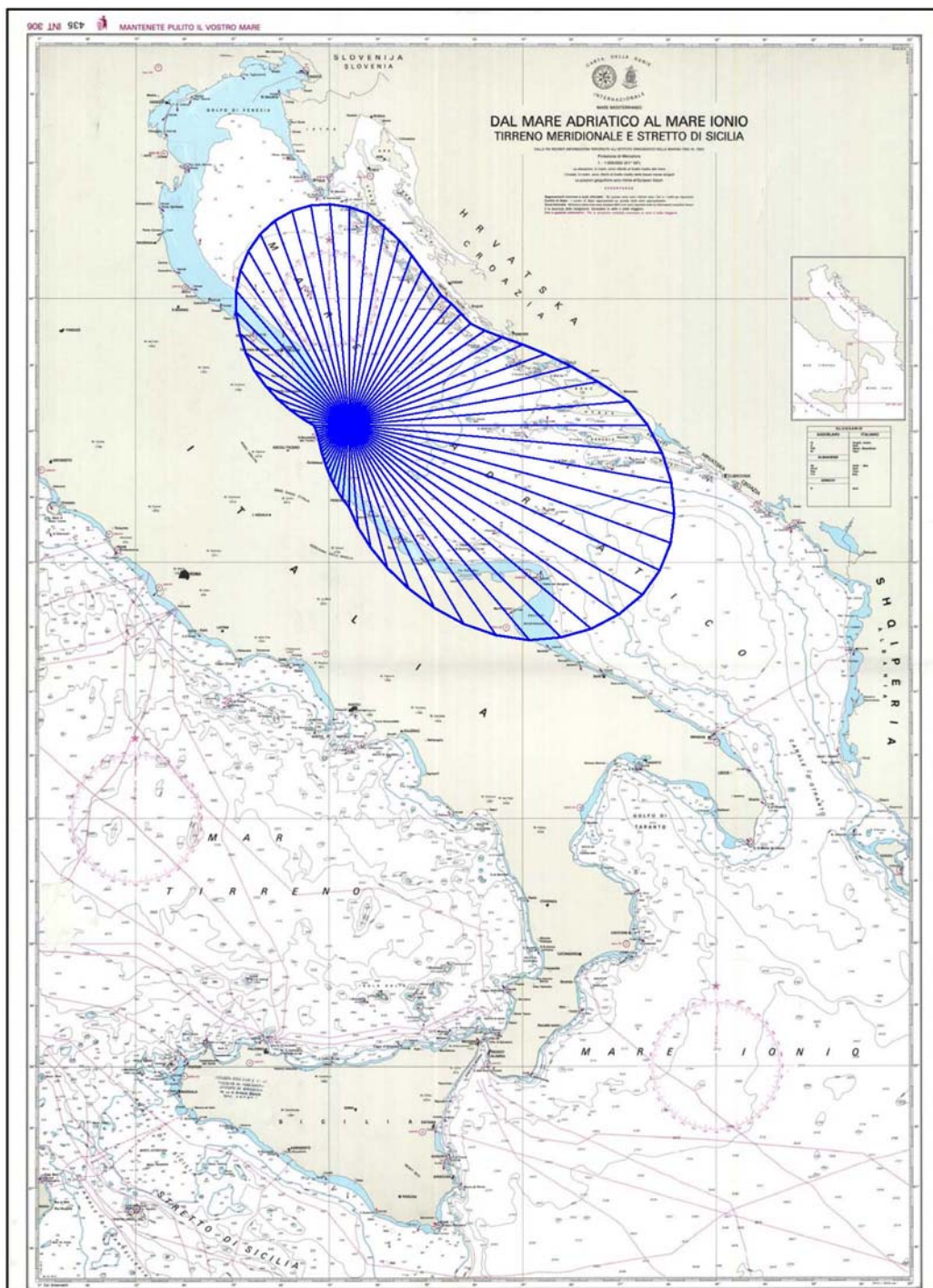


Fig. 5.4 Fetches efficaci sito costiero di San Benedetto del Tronto

A partire dai valori estremi di H_{m0} e T_{m0} delle onde registrate dall'ondamento di riferimento, che sono state analizzate applicando la procedura di elaborazione P.O.T., le caratteristiche ondose per il paraggio di San Benedetto del Tronto sono state valutate secondo le seguenti relazioni:

$$H_{m0SB} = \left(\frac{F_{eSB}}{F_{eAn}} \right)^{\frac{1}{2}} H_{m0An} \quad T_{m0SB} = \left(\frac{F_{eSB}}{F_{eAn}} \right)^{\frac{1}{3}} T_{m0An} \quad [5.2]$$

L'analisi è stata effettuata per i seguenti settori direzionali di ampiezza 30°:

- 285°N – 315°N;
- 315°N – 345°N;
- 345°N – 15°N;
- 15°N – 45°N;
- 45°N – 75°N;
- 75°N – 105°N;
- 105°N – 135°N;

ottenendo i seguenti risultati:

15° - 45°			45° - 75°			75° - 105°			105° - 135°		
Tr	H _S (SB) (m)	T _P (SB) (s)	Tr	H _S (SB) (m)	T _P (SB) (s)	Tr	H _S (SB) (m)	T _P (SB) (s)	Tr	H _S (SB) (m)	T _P (SB) (s)
1	3.86	7.31	1	3.84	7.75	1	2.89	7.24	1	3.34	7.88
2	4.43	7.54	2	4.51	8.05	2	3.46	7.52	2	3.88	8.26
5	5.17	7.80	5	5.26	8.35	5	4.30	7.87	5	4.55	8.67
10	5.72	7.98	10	5.77	8.54	10	4.98	8.12	10	5.02	8.94
15	6.05	8.08	15	6.05	8.63	15	5.39	8.26	15	5.29	9.08
20	6.28	8.15	20	6.24	8.70	20	5.69	8.35	20	5.48	9.18
25	6.46	8.20	25	6.38	8.74	25	5.93	8.42	25	5.62	9.25
30	6.60	8.24	30	6.50	8.78	30	6.13	8.48	30	5.73	9.31
50	7.01	8.35	50	6.81	8.88	50	6.69	8.64	50	6.05	9.47
70	7.28	8.42	70	7.01	8.94	70	7.07	8.74	70	6.26	9.57
100	7.56	8.49	100	7.21	9.00	100	7.48	8.85	100	6.47	9.67
140	7.83	8.56	140	7.40	9.06	140	7.88	8.94	140	6.67	9.76
150	7.89	8.57	150	7.44	9.07	150	7.96	8.96	150	6.71	9.78
200	8.12	8.63	200	7.59	9.11	200	8.30	9.04	200	6.88	9.85
300	8.44	8.70	300	7.81	9.17	300	8.83	9.16	300	7.13	9.96
500	8.85	8.79	500	8.07	9.24	500	9.43	9.29	500	7.41	10.08
1000	9.40	8.91	1000	8.42	9.34	1000	10.30	9.46	1000	7.80	10.24

285° - 315°			315° - 345°			345° - 15°		
Tr	H _S (SB) (m)	T _P (SB) (s)	Tr	H _S (SB) (m)	T _P (SB) (s)	Tr	H _S (SB) (m)	T _P (SB) (s)
1	2.01	4.90	1	1.89	5.30	1	2.41	6.42
2	2.31	5.07	2	2.35	5.55	2	2.87	6.72
5	2.69	5.25	5	2.85	5.80	5	3.54	7.09
10	2.96	5.37	10	3.19	5.94	10	4.10	7.35
15	3.11	5.44	15	3.37	6.01	15	4.44	7.50
20	3.21	5.48	20	3.50	6.06	20	4.68	7.61
25	3.29	5.51	25	3.59	6.09	25	4.88	7.69
30	3.36	5.54	30	3.67	6.12	30	5.04	7.75
50	3.54	5.60	50	3.87	6.20	50	5.50	7.92
70	3.65	5.65	70	4.00	6.24	70	5.82	8.03
100	3.77	5.69	100	4.13	6.28	100	6.15	8.15
140	3.89	5.73	140	4.25	6.32	140	6.48	8.26
150	3.91	5.74	150	4.28	6.33	150	6.54	8.28
200	4.00	5.77	200	4.38	6.37	200	6.83	8.37
300	4.14	5.82	300	4.53	6.41	300	7.26	8.50
500	4.30	5.87	500	4.69	6.46	500	7.75	8.64
1000	4.52	5.94	1000	4.91	6.53	1000	8.48	8.84

Tab. 5.1 Valori delle altezze significative e dei periodi delle onde
 al largo di San Benedetto del Tronto.

Una volta ottenuti i valori delle caratteristiche ondose al largo si è proceduto al trasferimento a riva delle onde determinate, considerando i vari effetti che separatamente agiscono su di esse: rifrazione e shoaling, ovvero riduzione e rotazione del fronte d'onda, che provocano la variazione della celerità di propagazione e dell'altezza d'onda, a parità di contenuto energetico dalla situazione a largo a quella a profondità ridotte sino al limite del frangimento.

Nel nostro caso il trasferimento a riva viene eseguito con il procedimento numerico e grafico proposto da *Goda* ("Random Seas and Design of Maritime Structures").

Dalla conservazione del flusso di energia trasmesso da due raggi adiacenti (nell'ipotesi di effetti dissipativi trascurabili), otteniamo l'altezza d'onda alla profondità voluta prima del frangimento.

Poiché l'energia dell'onda è proporzionale al quadrato dell'altezza d'onda, la variazione dell'altezza d'onda dovuta alla rifrazione è data dalla seguente equazione:

$$\frac{H}{H_0} = \sqrt{\frac{b_0}{b}} = K_r \quad [5.3]$$

dove b è la distanza fra i raggi d'onda nella zona di interesse, b_0 è la distanza fra gli stessi raggi in acque profonde, e K_r è il coefficiente di rifrazione dell'onda regolare con periodo costante ed unica direzione di propagazione.

Il coefficiente di rifrazione delle onde irregolari e la variazione della loro direzione predominante possono essere rispettivamente determinati mediante i grafici delle Fig. 5.5 e 5.6.

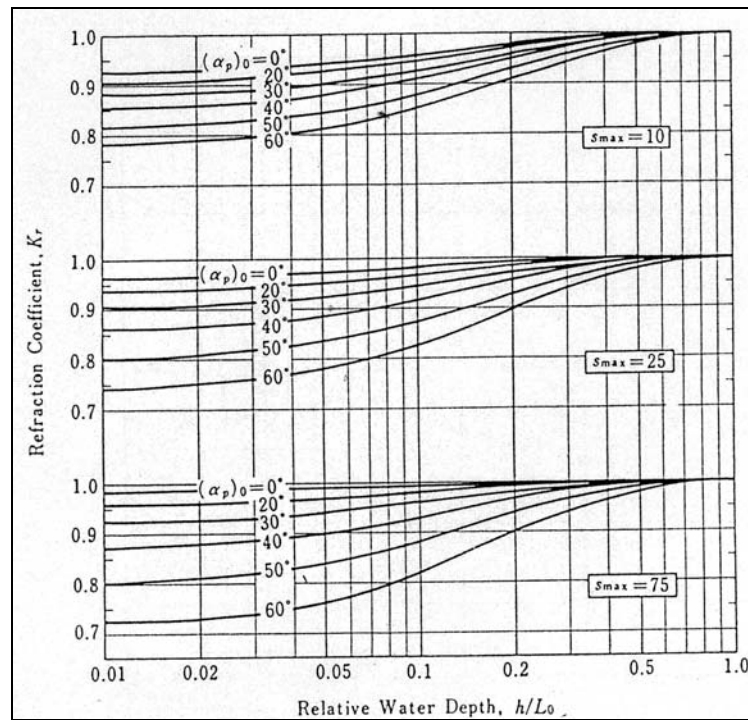


Fig. 5.5 Coefficiente di rifrazione di onde irregolari in un fondale con isobate rettilinee e parallele. (Goda 1985)

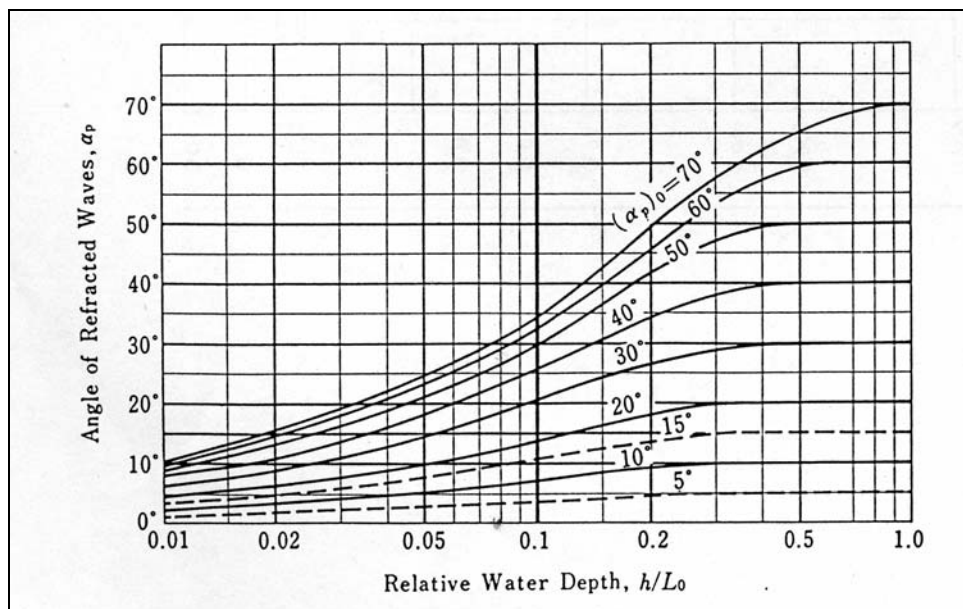


Fig. 5.6 Variazione della direzione predominante delle onde irregolari dovuta alla rifrazione. (Goda 1985)

La lunghezza d'onda L_0 che compare nella ascissa dei diagrammi precedenti è la lunghezza d'onda in acque profonde corrispondente al periodo significativo T_0 ; il parametro $(\alpha_p)_0$ rappresenta l'angolo di incidenza delle onde in acque profonde.

Il coefficiente di rifrazione delle onde irregolari dipende dal parametro di dispersione s_{\max} dello spettro direzionale, anche se l'errore commesso nel non considerare questo parametro risulta essere trascurabile (per onde da vento consideriamo il parametro di dispersione $s_{\max}=10$).

L'analisi della trasformazione delle onde durante la fase di trasferimento verso riva può essere facilitata introducendo il concetto di altezza d'onda equivalente H'_0 :

$$\begin{aligned} H'_0 &= K_d \cdot K_r \cdot H_0 \\ T'_0 &= T_0 \end{aligned} \quad [5.4]$$

H'_0 = altezza d'onda equivalente (corrispondente all'altezza significativa)

H_0 = altezza d'onda significativa in acque profonde

T_0 = periodo d'onda significativo in acque profonde

K_d = coefficiente di diffrazione

K_r = coefficiente di rifrazione

Il coefficiente di shoaling è stato ottenuto tramite la relazione:

$$K_s = \frac{H}{H'_0} = \sqrt{\frac{(C_G)_0}{C_G}} = \frac{1}{\sqrt{\left[1 + \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)}\right] \cdot \tanh \frac{2\pi h}{L}}} \quad [5.5]$$

K_s = coefficiente di shoaling

C_G = celerità di gruppo

$(C_G)_0$ = celerità di gruppo in acque profonde.

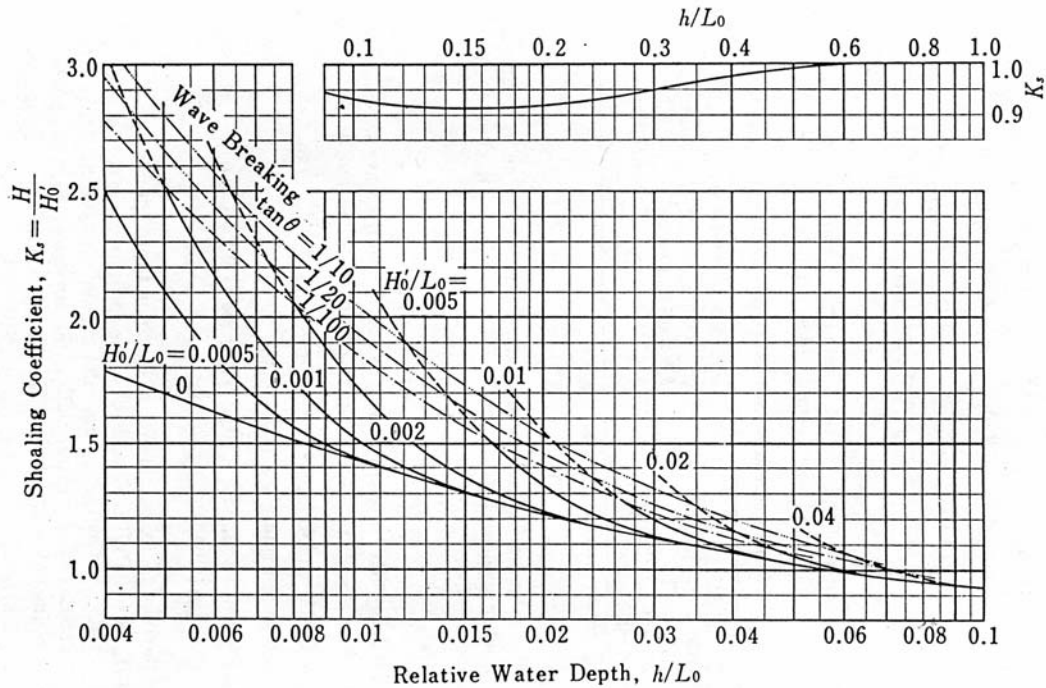


Fig. 5.7 Coefficiente di shoaling per onde irregolari. (Goda 1985)

Le curve tratteggiate indicate con la scritta “wave breaking” rappresentano il limite oltre il quale l’attenuazione di H dovuta al fenomeno del frangimento è superiore al 2%. In questa zona l’altezza d’onda deve essere valutata tenendo conto del processo dissipativo dovuto al frangimento.

Nelle seguenti tabelle sono rappresentati per onde aventi tempi di ritorno di 1, 30, 50 anni, i risultati del trasferimento a riva per il quale si è scelto di considerare due profondità di interesse, in particolare 6 metri è la profondità alla quale sono state calcolate le onde incidenti inserite come dati di input nel modello matematico *Mike21* con il quale viene valutata l’oscillazione ondosa prodotta dalle onde di mare incidenti sull’imboccatura, mentre 2.50 metri è la profondità alla quale sono state valutate le onde per il dimensionamento e le verifiche della scogliera di progetto.

Tr = 1 anno	Θ_0 (°N)	Hs (m)	Ts (s)	Lo (m)	α_0	h/Lo	Kr	H'o (m)	H'o/Lo	Ks	H _{1/3} (progetto)	L _h (m)	Θ_h (°N)
	320	1.89	5.30	43.82	65	0.137	0.88	1.664	0.038	0.915377	1.524	34.97	35
	340	1.89	5.30	43.82	85	0.137	0.85	1.608	0.037	0.915377	1.472	34.97	32
	0	2.41	6.42	64.46	75	0.093	0.83	1.997	0.031	0.941054	1.837	45.04	40
	30	3.86	7.31	83.57	45	0.072	0.85	3.283	0.039	0.971522	3.020	52.69	52
	60	3.84	7.75	93.83	15	0.064	0.93	3.570	0.038	0.987987	3.285	56.37	67
	90	2.89	7.24	81.89	15	0.073	0.95	2.750	0.034	0.968813	2.530	52.07	84
	120	3.34	7.88	97.11	45	0.062	0.85	2.842	0.029	0.99317	2.614	57.49	97

Tr = 30 anni	Θ_0 (°N)	Hs (m)	Ts (s)	Lo (m)	α_0	h/Lo	Kr	H'o (m)	H'o/Lo	Ks	H _{1/3} (progetto)	L _h (m)	Θ_h (°N)
	320	3.67	6.12	58.56	65	0.102	0.83	3.043	0.052	0.932272	2.799	42.39	42
	340	3.67	6.12	58.56	85	0.102	0.83	3.043	0.052	0.932272	2.799	42.39	40
	0	5.04	7.75	93.79	75	0.064	0.82	4.133	0.044	0.987924	3.641	56.36	47
	30	6.60	8.24	106.05	45	0.057	0.85	5.612	0.053	1.007103	3.744	60.44	55
	60	6.50	8.78	120.44	15	0.050	0.93	6.043	0.050	1.028771	3.792	64.90	67
	90	6.13	8.48	112.39	15	0.053	0.93	5.698	0.051	1.016774	3.759	62.44	83
	120	5.73	9.31	135.45	45	0.044	0.85	4.874	0.036	1.050281	3.746	69.22	93

Tr = 50 anni	Θ_0 (°N)	Hs (m)	Ts (s)	Lo (m)	α_0	h/Lo	Kr	H'o (m)	H'o/Lo	Ks	H _{1/3} (progetto)	L _h (m)	Θ_h (°N)
	320	3.87	6.20	59.96	65	0.100	0.83	3.212	0.054	0.934296	2.955	43.03	42
	340	3.87	6.20	59.96	85	0.100	0.83	3.212	0.054	0.934296	2.955	43.03	40
	0	5.50	7.92	98.07	75	0.061	0.82	4.512	0.046	0.994679	3.669	57.81	47
	30	7.01	8.35	108.91	45	0.055	0.85	5.959	0.055	1.011488	3.767	61.35	55
	60	6.81	8.88	123.15	15	0.049	0.93	6.334	0.051	1.032734	3.813	65.70	67
	90	6.69	8.64	116.64	15	0.051	0.93	6.223	0.053	1.023137	3.795	63.75	83
	120	6.05	9.47	140.04	45	0.043	0.85	5.145	0.037	1.056651	3.770	70.49	93

Tab. 5.2 Risultati del trasferimento di alcune onde di interesse
 alla profondità di -6.00m l.m.m.

Tr = 1 anno	Θ_0 (°N)	Hs (m)	Ts (s)	Lo (m)	α_0	h/Lo	Kr	H'o (m)	H'o/Lo	Ks	H _{1/3} (progetto)	L _h (m)	Θ_h (°N)
	320	1.89	5.30	43.82	65	0.057	0.82	1.551	0.035	1.005749	1.427	25.07	49
	340	1.89	5.30	43.82	85	0.057	0.8	1.513	0.035	1.005749	1.392	25.07	45
	0	2.41	6.42	64.46	75	0.039	0.8	1.925	0.030	1.076359	1.565	31.00	51
	30	3.86	7.31	83.57	45	0.030	0.85	3.283	0.039	1.132275	1.677	35.58	60
	60	3.84	7.75	93.83	15	0.027	0.92	3.532	0.038	1.159339	1.707	37.81	70
	90	2.89	7.24	81.89	15	0.031	0.9	2.605	0.032	1.127669	1.632	35.21	82
	120	3.34	7.88	97.11	45	0.026	0.85	2.842	0.029	1.167593	1.666	38.49	88

Tr = 30 anni	Θ_0 (°N)	Hs (m)	Ts (s)	Lo (m)	α_0	h/Lo	Kr	H'o (m)	H'o/Lo	Ks	H _{1/3} (progetto)	L _h (m)	Θ_h (°N)
	320	3.67	6.12	58.56	65	0.043	0.8	2.933	0.050	1.057331	1.617	29.43	53
	340	3.67	6.12	58.56	85	0.043	0.8	2.933	0.050	1.057331	1.617	29.43	50
	0	5.04	7.75	93.79	75	0.027	0.8	4.032	0.043	1.159238	1.737	37.80	57
	30	6.60	8.24	106.05	45	0.024	0.85	5.612	0.053	1.189302	1.846	40.30	62
	60	6.50	8.78	120.44	15	0.021	0.92	5.978	0.050	1.221983	1.890	43.04	70
	90	6.13	8.48	112.39	15	0.022	0.92	5.637	0.050	1.204028	1.858	41.53	80
	120	5.73	9.31	135.45	45	0.018	0.85	4.874	0.036	1.253482	1.848	45.71	87

Tr = 50 anni	Θ_0 (°N)	Hs (m)	Ts (s)	Lo (m)	α_0	h/Lo	Kr	H'o (m)	H'o/Lo	Ks	H _{1/3} (progetto)	L _h (m)	Θ_h (°N)
	320	3.87	6.20	59.96	65	0.042	0.8	3.096	0.052	1.061925	1.628	29.81	53
	340	3.87	6.20	59.96	85	0.042	0.8	3.096	0.052	1.061925	1.628	29.81	50
	0	5.50	7.92	98.07	75	0.025	0.8	4.402	0.045	1.169976	1.765	38.69	55
	30	7.01	8.35	108.91	45	0.023	0.85	5.959	0.055	1.19601	1.869	40.86	62
	60	6.81	8.88	123.15	15	0.020	0.92	6.266	0.051	1.227848	1.911	43.53	70
	90	6.69	8.64	116.64	15	0.021	0.92	6.156	0.053	1.21359	1.894	42.33	80
	120	6.05	9.47	140.04	45	0.018	0.85	5.145	0.037	1.262669	1.872	46.50	87

Tab. 5.3 Risultati del trasferimento di alcune onde di interesse
 alla profondità di -2.50m l.m.m.

6. ONDE NELLA ZONA DI FOCE

Per valutare l'agitazione ondosa nella zona di foce delimitata dalle due scogliere è stato utilizzato il modello matematico *MIKE 21 BW*, e si è provveduto al calcolo della risalita dell'onda sull'alveo del torrente.

Nella scelta dell'area da modellare con il codice *MIKE 21 BW* si deve tener conto dell'ampiezza della zona di interesse, dell'inclinazione del modello rispetto i treni di onde incidenti e il tipo delle condizioni al contorno. La scelta della dimensione della griglia spaziale e del passo di integrazione temporale dipendono dalle condizioni ondose che si vogliono simulare e dalla profondità dell'acqua nell'area del modello.

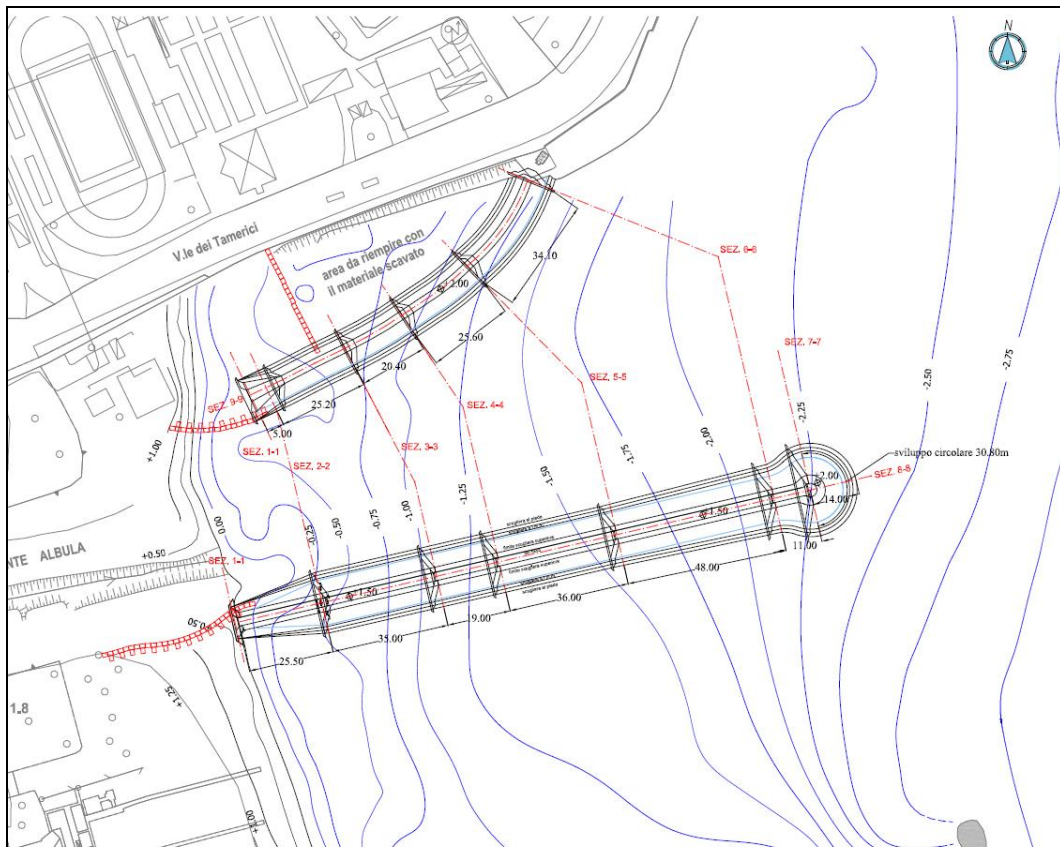


Fig. 6.1 Planimetria di progetto.

Si deve tener presente che :

Il rapporto tra la max profondità dell'acqua e la lunghezza d'onda in acque profonde deve essere inferiore a 0,22 per poter applicare le equazioni classiche di Boussinesq ed inferiore a 0,5 per l'applicazione delle equazioni modificate.

La dimensione della griglia spaziale deve tener conto della più piccola lunghezza d'onda. Per molte applicazioni sono sufficienti 7-10 punti griglia per la lunghezza d'onda.

Il passo temporale deve tener conto del più piccolo periodo ondoso. Generalmente alle equazioni classiche sono richieste 8-10 passi temporali per periodo d'onda mentre 25-35 passi per periodo d'onda sono necessari se si devono utilizzare le equazioni modificate.

Il numero di Courant deve essere inferiore a 1.

In questo particolare caso di studio è stata adottata una griglia spaziale di 2m x 2m e un passo temporale di 0,2 s. Per delimitare la "working area" sono state escluse le zone di mare che non avevano alcuna interferenza con l'area di interesse creando delle "land" a cui viene assegnata una quota pari a +1,50m s.m.m.

Le simulazioni che vengono eseguite partono tutte dalle medesime condizioni batimetriche e si riferiscono a due sollecitazioni ondose con tempo di ritorno pari a 30 anni e con le seguenti caratteristiche alla profondità di chiusura del modello:

- ONDA 1: $H = 3.50\text{m}$; $T = 8.78\text{s}$ e $\vartheta = 67^\circ\text{N}$
- ONDA 2: $H = 3.50\text{m}$; $T = 8.48\text{s}$ e $\vartheta = 83^\circ\text{N}$

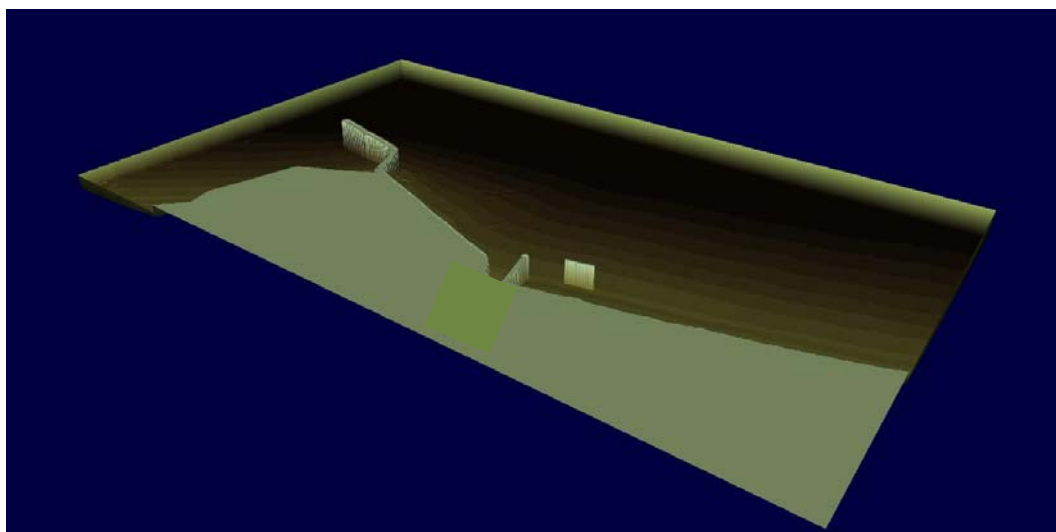


Fig. 6.2 Configurazione dell'area modellata con il codice di calcolo Mike 21 BW

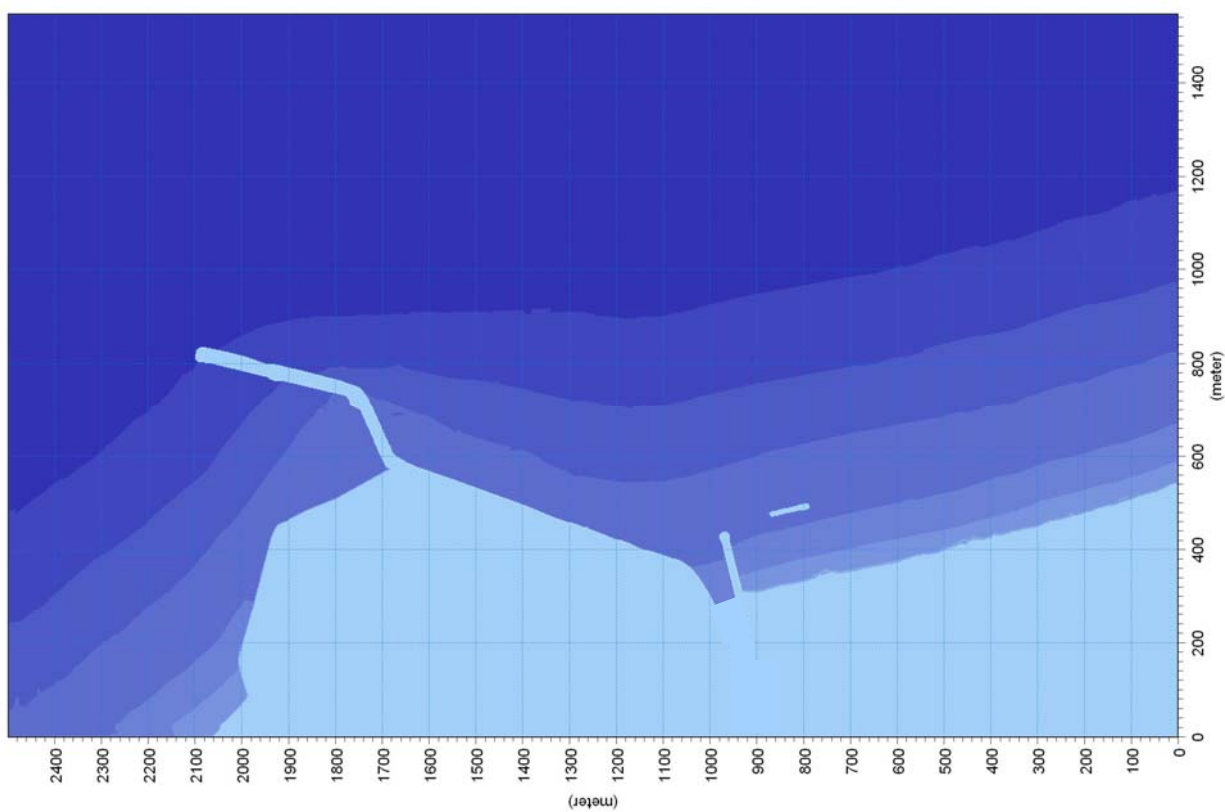


Fig. 6.3 Batimetria dell'area di interesse simulata nel modello

Le caratteristiche delle opere in progetto vengono simulate con l'inserimento di strati porosi. Il coefficiente di porosità deve essere scelto in modo da riprodurre il desiderato grado di riflessione delle strutture. Le strutture di questo modello sono state schematizzate in funzione delle diverse condizioni ondose proposte e a seconda della tipologia di opera, sia che si tratti di un'opera a gettata di massi che di opera a parete verticale. Le opere a parete verticale sono prive di strati porosi proprio per il fatto che sono strutture riflettenti, le opere a gettata di massi vengono riprodotte per mezzo di coefficienti porosi che variano a seconda del grado di riflessione della struttura.

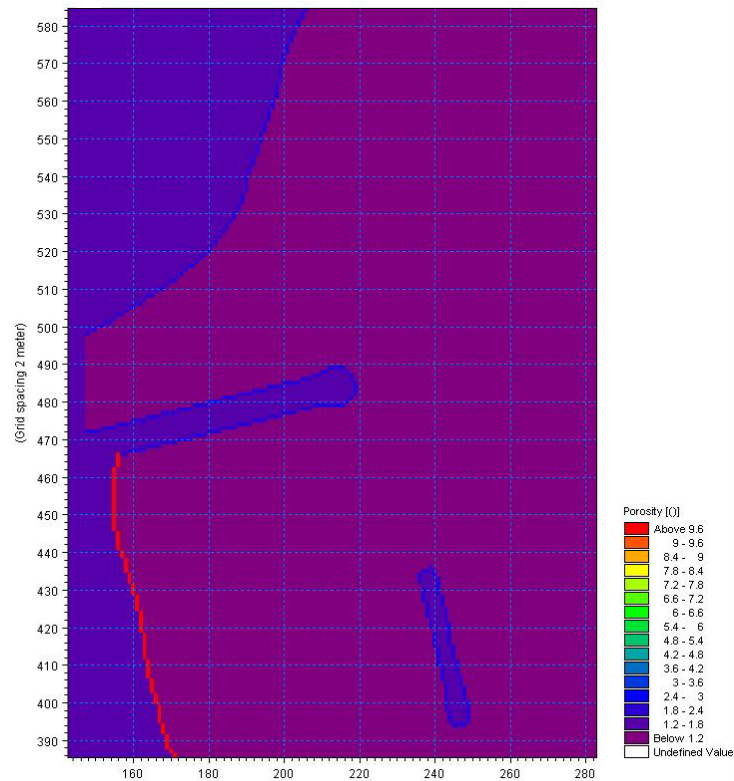


Fig. 6.4 Mappatura dei coefficienti di porosità

È stato inoltre necessario l'inserimento di strati assorbenti per la corretta simulazione delle linee di riva, a tal proposito la parte del molo Nord è stata simulata come spiaggia, in quanto non interessante ai fini dell'analisi sulla foce dell'Albula.

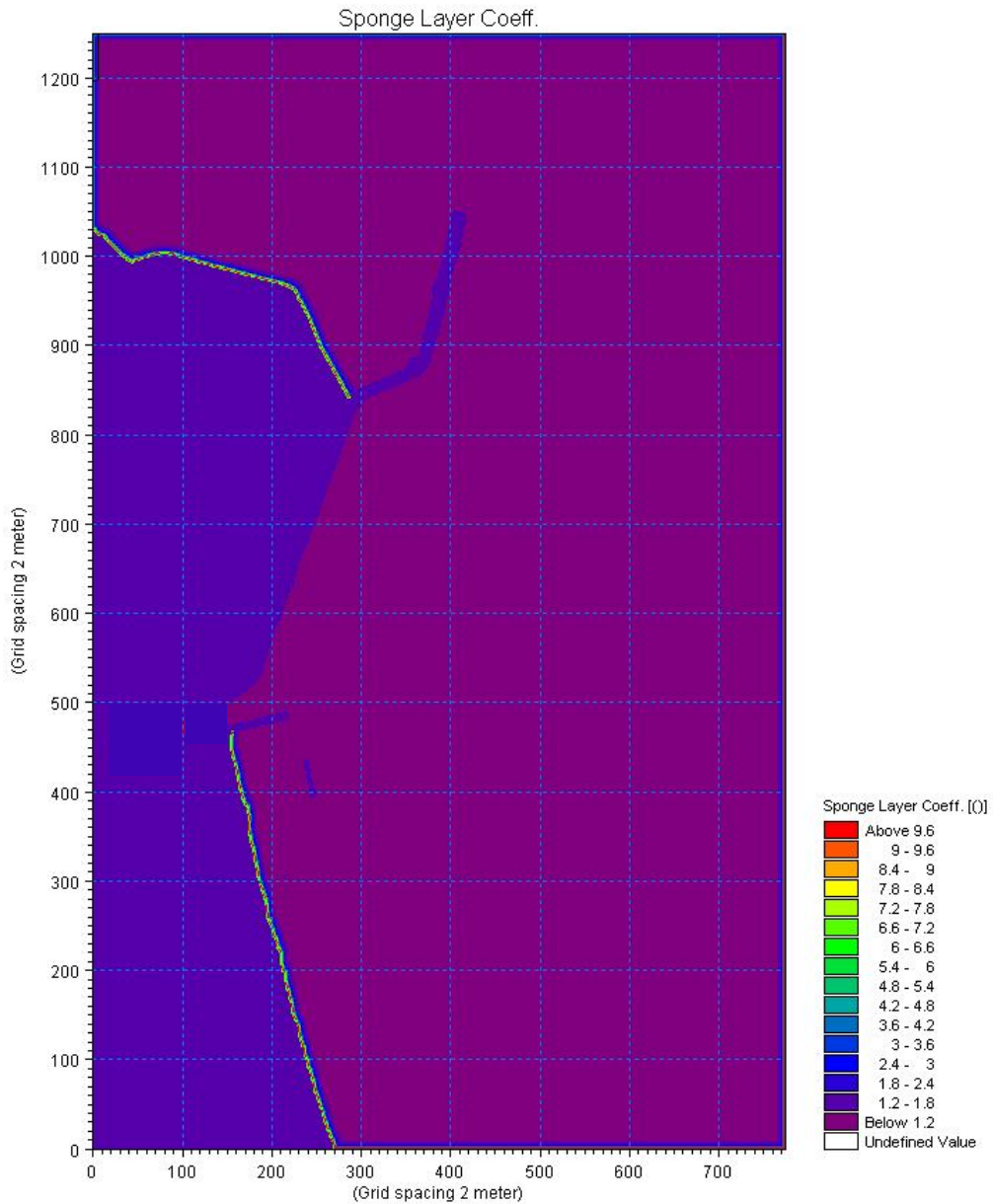


Fig. 6.5 Mappatura degli strati assorbenti

Le onde provate si riferiscono alle direzioni più pericolose per la propagazione nella zona di foce, il tempo di ritorno di 30 anni utilizzato per la verifica costituisce un evento notevolmente gravoso.

I valori massimi dell'oscillazione della superficie potrebbero raggiungere la quota di sommità delle arginature in occasione della concomitanza con la massima marea astronomica. I valori ottenuti sono comunque sovrastimati in quanto la simulazione non tiene conto dell'attrito sul fondo e sulle pareti del canale.

In sede esecutiva potrà essere valutata la necessità di elevare la quota delle arginature.

Per stimare la risalita dell'onda che si propaga tra le due scogliere è stato applicato il metodo di run-up su una spiaggia. Per descrivere questo fenomeno si fa di solito riferimento al parametro di *Iribarren* basato sulle caratteristiche delle onde e sulla pendenza del fondo:

$$\xi_0 = \tan \beta \sqrt{\frac{L_0}{H_b}}$$

L_0 è la lunghezza dell'onda al largo, H_b l'altezza dell'onda frangente e $\tan \beta$ rappresenta la pendenza della spiaggia. Se $\xi_0 > 4$ la spiaggia è di tipo riflettente, per piccoli valori di ξ_0 l'energia delle onde viene dissipata dal frangimento nella risalita sulla spiaggia. Il valore della risalita si può fare valutando il set-up prodotto dal frangimento con delle formule empiriche, il valore di $\bar{\eta}_s$ (risalita) è proporzionale a H_{0rms} :

$$\bar{\eta}_s = 0.048 \sqrt{H_{0rms} L_0} \quad \text{oppure} \quad \bar{\eta}_s = 0.35 \beta \sqrt{H_{0rms} L_0}$$

con β pendenza della spiaggia. Utilizzando questa ultima formulazione, e

ricordando che $H_{0rms} = \frac{1}{1.416} H_s$ e che al set-up andrebbe sommato il run-

up delle onde che si propagano nella zona di battigia:

$$R_{up} = \tan \beta \sqrt{H \frac{gT^2}{2\pi}}$$

dove H è l'altezza d'onda in prossimità della riva. i valori ottenuti sono i seguenti:

Tr = 1 anno	Θ_0 (°N)	H_s (m)	T_s (s)	L_0 (m)	H_{0rms} (m)	η_s (m)	H (m)	R_{up} (m)	Risalita (m)
	320	1.89	5.30	43.82	1.34	0.05	1.24	0.15	0.20
	340	1.89	5.30	43.82	1.34	0.05	1.24	0.15	0.20
	0	2.41	6.42	64.46	1.70	0.07	1.29	0.18	0.26
	30	3.86	7.31	83.57	2.73	0.11	1.41	0.22	0.32
	60	3.84	7.75	93.83	2.71	0.11	1.44	0.23	0.34
	90	2.89	7.24	81.89	2.04	0.09	1.37	0.21	0.30
	120	3.34	7.88	97.11	2.36	0.11	1.40	0.23	0.34

Tr = 30 anni	Θ_0 (°N)	H_s (m)	T_s (s)	L_0 (m)	H_{0rms} (m)	η_s (m)	H (m)	R_{up} (m)	Risalita (m)
	320	3.67	6.12	58.56	2.59	0.09	1.35	0.18	0.26
	340	3.67	6.12	58.56	2.59	0.09	1.35	0.18	0.26
	0	5.04	7.75	93.79	3.56	0.13	1.47	0.23	0.36
	30	6.60	8.24	106.05	4.66	0.16	1.57	0.26	0.41
	60	6.50	8.78	120.44	4.59	0.16	1.61	0.28	0.44
	90	6.13	8.48	112.39	4.33	0.15	1.58	0.27	0.42
	120	5.73	9.31	135.45	4.05	0.16	1.58	0.29	0.46

Tr = 50 anni	Θ_0 (°N)	H_s (m)	T_s (s)	L_0 (m)	H_{0rms} (m)	η_s (m)	H (m)	R_{up} (m)	Risalita (m)
	320	3.87	6.20	59.96	2.73	0.09	1.36	0.18	0.27
	340	3.87	6.20	59.96	2.73	0.09	1.36	0.18	0.27
	0	5.50	7.92	98.07	3.89	0.14	1.49	0.24	0.38
	30	7.01	8.35	108.91	4.95	0.16	1.60	0.26	0.43
	60	6.81	8.88	123.15	4.81	0.17	1.63	0.28	0.45
	90	6.69	8.64	116.64	4.73	0.16	1.62	0.27	0.44
	120	6.05	9.47	140.04	4.27	0.17	1.60	0.30	0.47

Tab. 6.1 Risultati della risalita sulla spiaggia per le varie direzioni e tempi di ritorno delle onde.

I valori calcolati corrispondono essenzialmente ai fenomeni prodotti dal moto ondoso, in particolari condizioni a questi valori potrebbero sommarsi la marea astronomica e il set-up da vento. Poiché la distanza di spiaggia interessata dal sovralso è di circa 20m nel caso più sfavorevole si può ritenere che il fenomeno non abbia nessuna influenza sulla evoluzione della spiaggia interna alla foce.

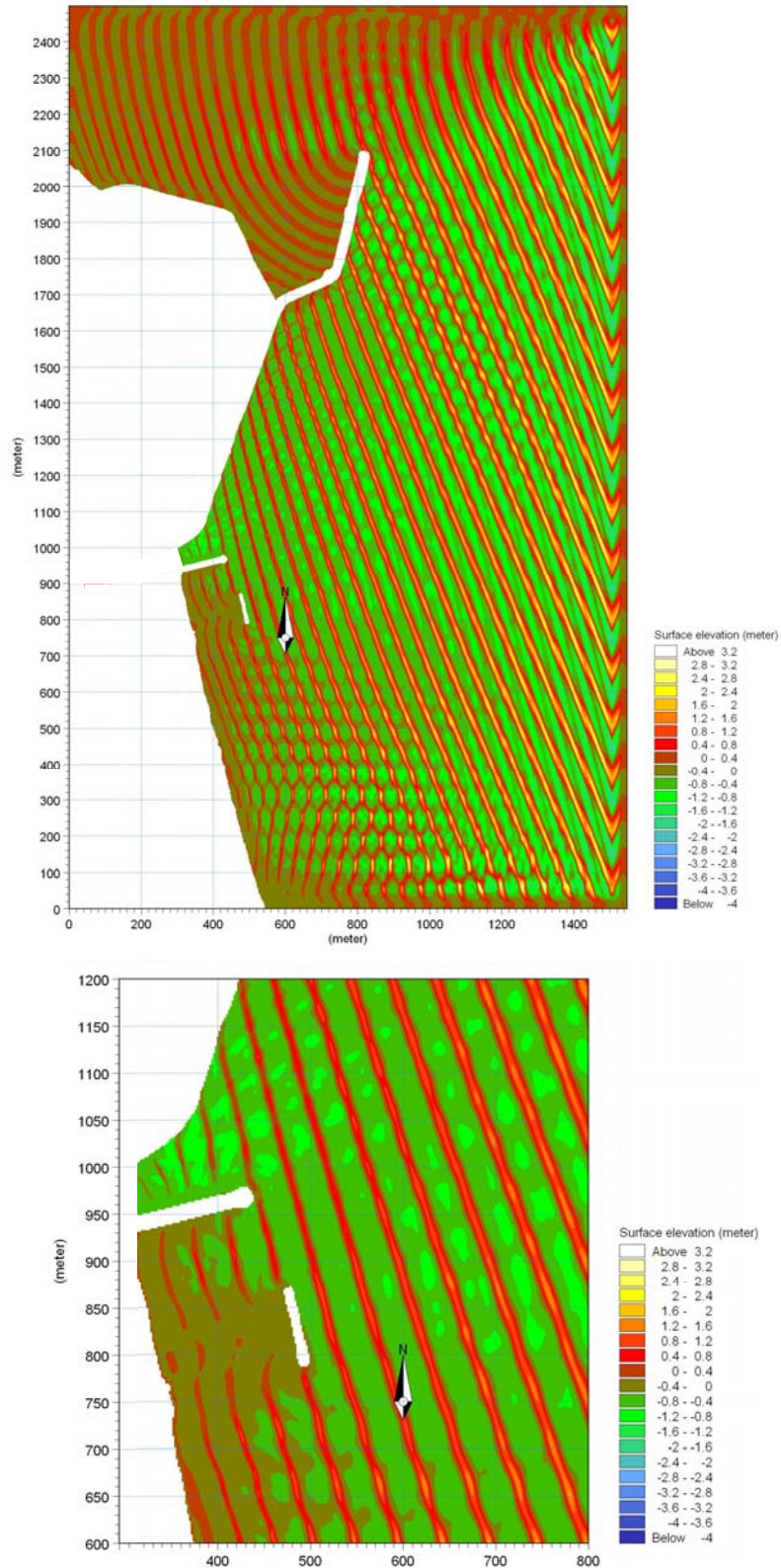


Fig. 6.6 Oscillazione della superficie libera – ONDA 1, intera area di studio (in alto) e particolare nella zona di foce (in basso)

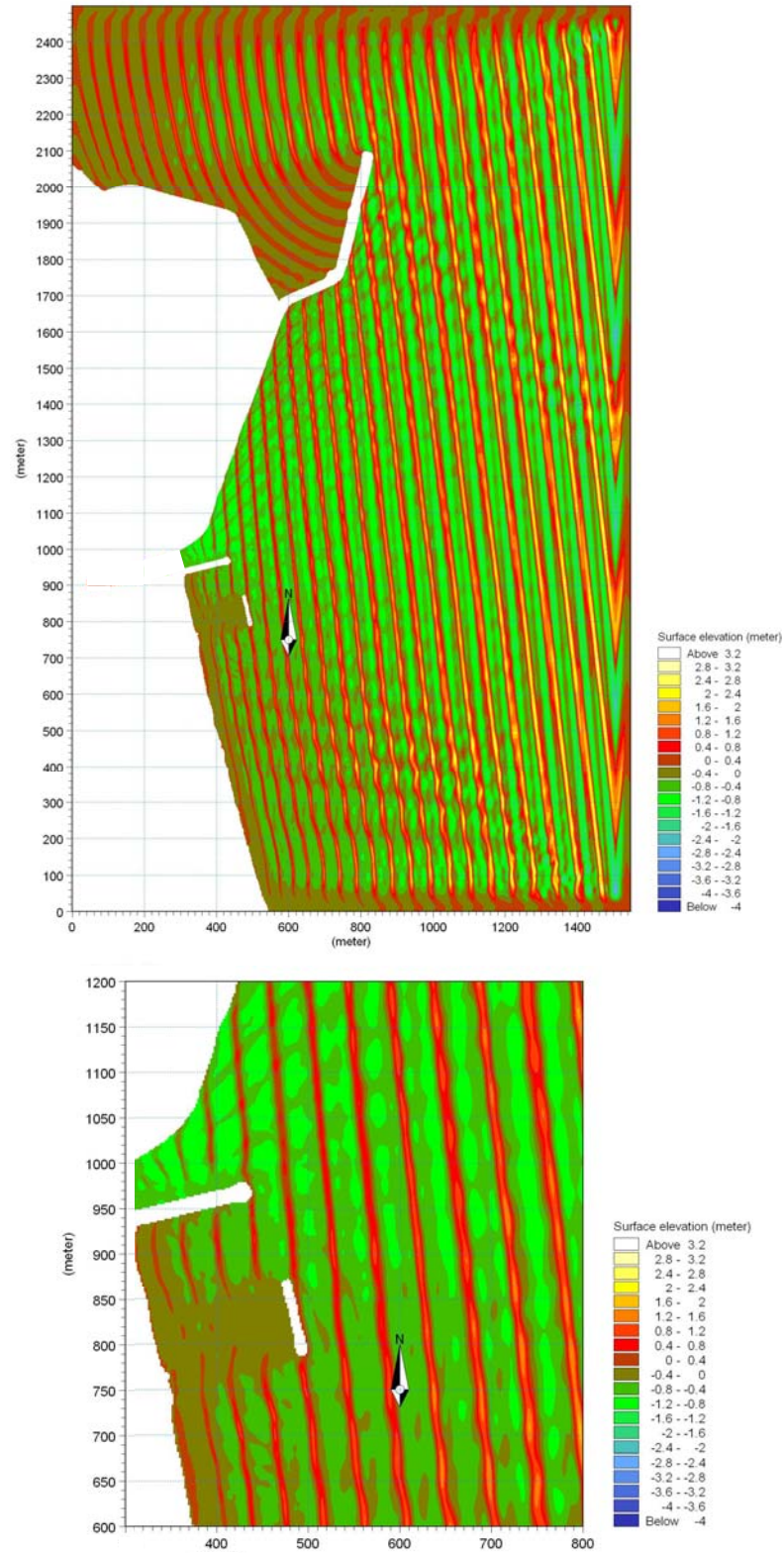


Fig. 6.7 Oscillazione della superficie libera – ONDA 2, intera area di studio (in alto) e particolare nella zona di foce (in basso)

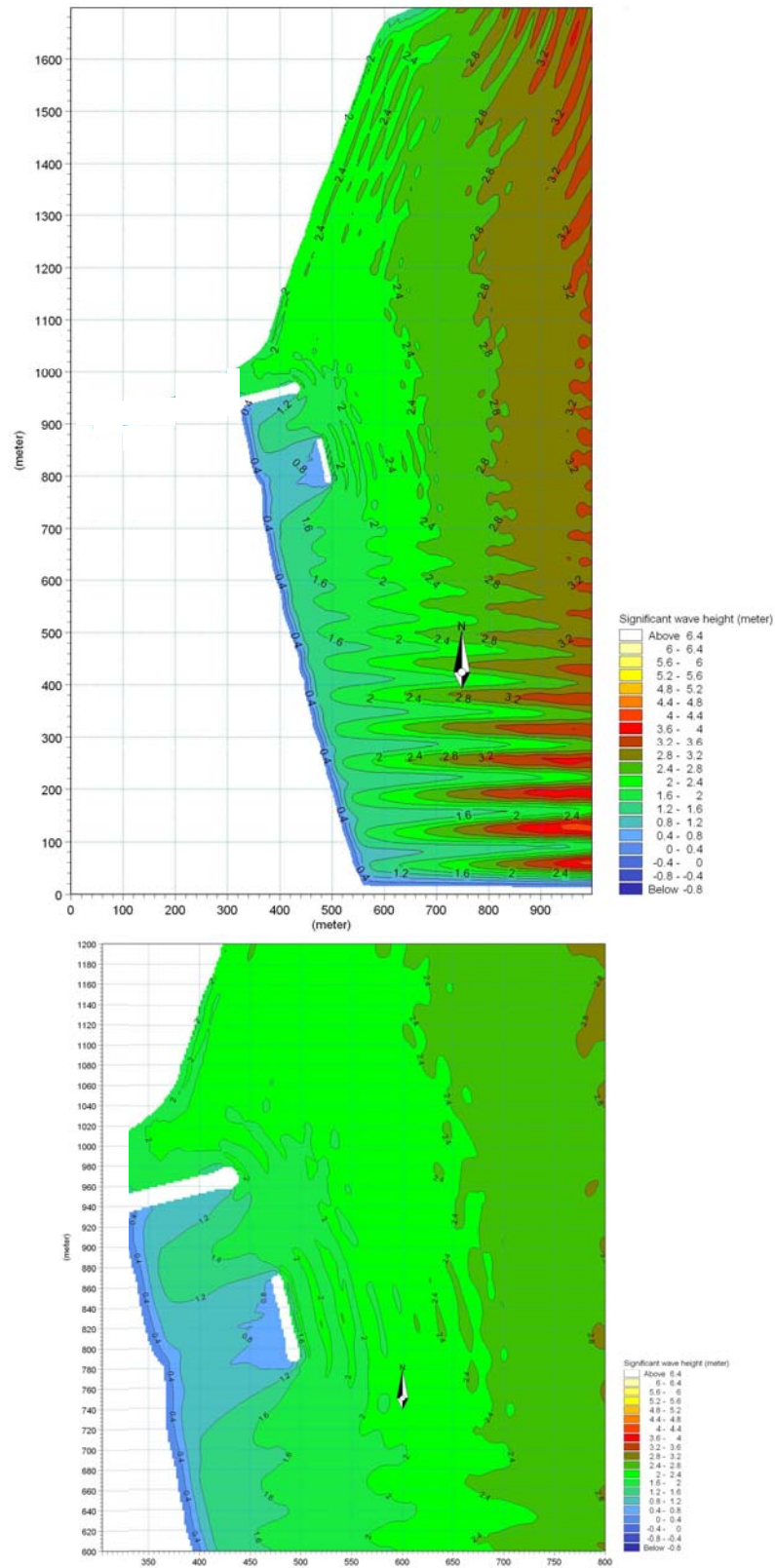


Fig. 6.8 Altezza d'onda significativa – ONDA 1, intera area di studio (in alto) e particolare nella zona di foce (in basso)

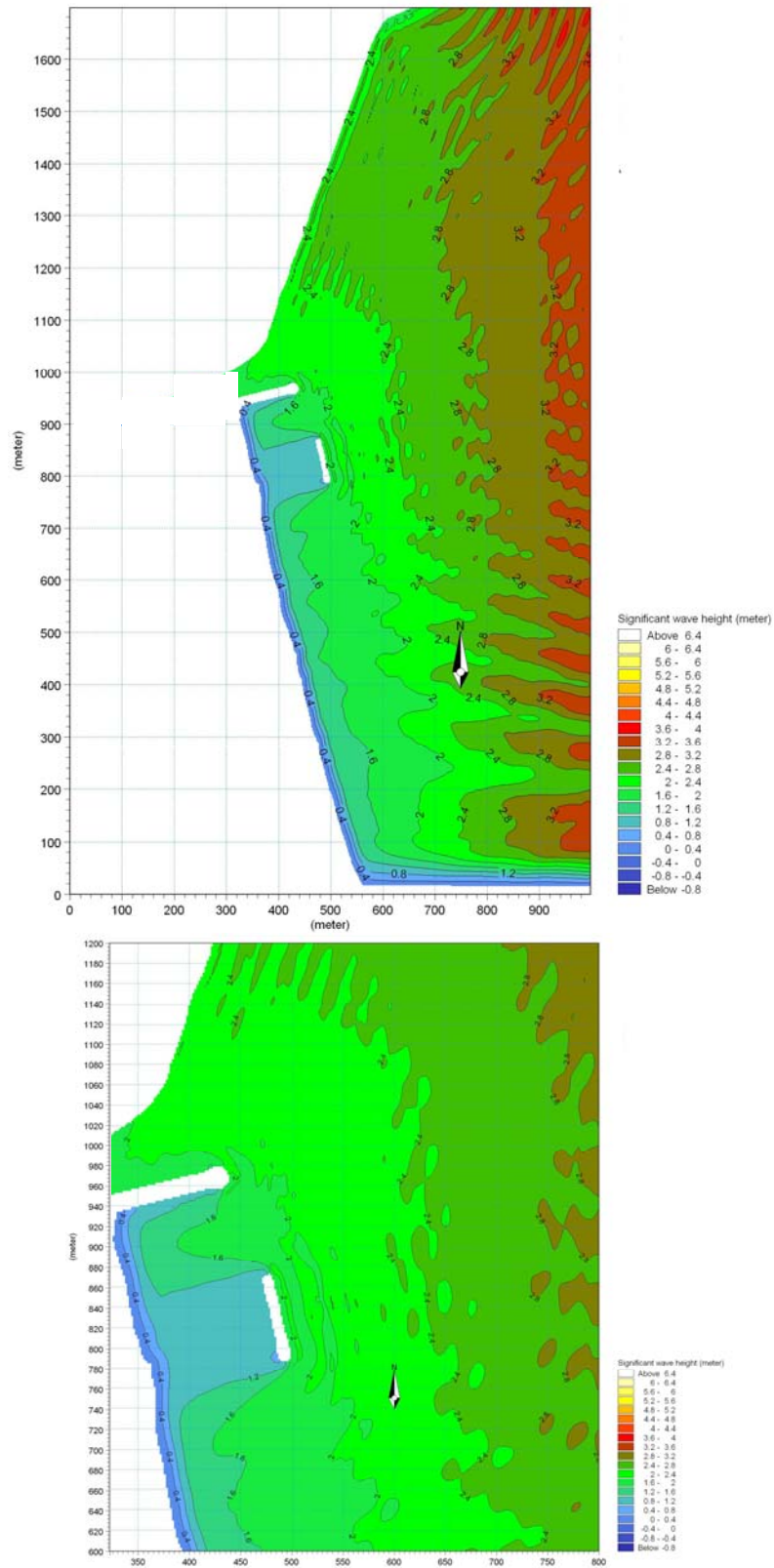


Fig. 6.9 Altezza d'onda significativa – ONDA 2, intera area di studio (in alto) e particolare nella zona di foce (in basso)

7. DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE A SCOGLIERA

Per la determinazione dell'onda di progetto per il dimensionamento dell'opera a gettata si è scelto un opportuno tempo di ritorno valutato secondo quanto suggerito dalle "Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Dighe Marittime" emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nel 1994:

$$T_R = T_V / [-\ln(1 - P_F)] \quad [7.1]$$

con T_V e P_F rispettivamente la vita d'esercizio dell'opera e la probabilità di danneggiamento, e valutando i valori di probabilità attesa dell'evento con tempo di ritorno T_R , calcolati con l'espressione:

$$E = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^{T_V} \quad [7.2]$$

Probabilità attesa			
T_V (anni)	T_R (anni)		
	1	30	50
10	100%	29%	18%
20	100%	49%	33%

Tab. 7.1 Valori di probabilità attesa.

Pertanto l'onda di progetto con tempo di ritorno di 30anni e direzione al largo $\theta_0 = 60^\circ N$ ha, le seguenti caratteristiche ondose, determinate applicando il metodo spettrale per il trasferimento dell'onda a profondità finita e i diagrammi di rifrazione per il trasferimento alla profondità di progetto di -2.50m l.m.m.:

altezza significativa $H_s = 1.90m$;

periodo $T_s = 8.78s$;

lunghezza $L_h = 43m$;

direzione $\theta_h = 70^\circ N$.

Tr = 1 anno	Θ_0 (°N)	Hs (m)	Ts (s)	Lo (m)	α_0	h/Lo	Kr	H'o (m)	H'o/Lo	Ks	H _{1/3} (progetto)	L _h (m)	Θ_h (°N)
	320	1.89	5.30	43.82	65	0.057	0.82	1.551	0.035	1.005749	1.427	25.07	49
	340	1.89	5.30	43.82	85	0.057	0.8	1.513	0.035	1.005749	1.392	25.07	45
	0	2.41	6.42	64.46	75	0.039	0.8	1.925	0.030	1.076359	1.565	31.00	51
	30	3.86	7.31	83.57	45	0.030	0.85	3.283	0.039	1.132275	1.677	35.58	60
	60	3.84	7.75	93.83	15	0.027	0.92	3.532	0.038	1.159339	1.707	37.81	70
	90	2.89	7.24	81.89	15	0.031	0.9	2.605	0.032	1.127669	1.632	35.21	82
	120	3.34	7.88	97.11	45	0.026	0.85	2.842	0.029	1.167593	1.666	38.49	88

Tr = 30 anni	Θ_0 (°N)	Hs (m)	Ts (s)	Lo (m)	α_0	h/Lo	Kr	H'o (m)	H'o/Lo	Ks	H _{1/3} (progetto)	L _h (m)	Θ_h (°N)
	320	3.67	6.12	58.56	65	0.043	0.8	2.933	0.050	1.057331	1.617	29.43	53
	340	3.67	6.12	58.56	85	0.043	0.8	2.933	0.050	1.057331	1.617	29.43	50
	0	5.04	7.75	93.79	75	0.027	0.8	4.032	0.043	1.159238	1.737	37.80	57
	30	6.60	8.24	106.05	45	0.024	0.85	5.612	0.053	1.189302	1.846	40.30	62
	60	6.50	8.78	120.44	15	0.021	0.92	5.978	0.050	1.221983	1.890	43.04	70
	90	6.13	8.48	112.39	15	0.022	0.92	5.637	0.050	1.204028	1.858	41.53	80
	120	5.73	9.31	135.45	45	0.018	0.85	4.874	0.036	1.253482	1.848	45.71	87

Tr = 50 anni	Θ_0 (°N)	Hs (m)	Ts (s)	Lo (m)	α_0	h/Lo	Kr	H'o (m)	H'o/Lo	Ks	H _{1/3} (progetto)	L _h (m)	Θ_h (°N)
	320	3.87	6.20	59.96	65	0.042	0.8	3.096	0.052	1.061925	1.628	29.81	53
	340	3.87	6.20	59.96	85	0.042	0.8	3.096	0.052	1.061925	1.628	29.81	50
	0	5.50	7.92	98.07	75	0.025	0.8	4.402	0.045	1.169976	1.765	38.69	55
	30	7.01	8.35	108.91	45	0.023	0.85	5.959	0.055	1.19601	1.869	40.86	62
	60	6.81	8.88	123.15	15	0.020	0.92	6.266	0.051	1.227848	1.911	43.53	70
	90	6.69	8.64	116.64	15	0.021	0.92	6.156	0.053	1.21359	1.894	42.33	80
	120	6.05	9.47	140.04	45	0.018	0.85	5.145	0.037	1.262669	1.872	46.50	87

Tab. 7.2 Scelta dell'onda di progetto per il dimensionamento della scogliera.

L'opera a gettata è costituita da due strati di diverso materiale, in particolare il nucleo interno, che è il cuore della struttura e ne garantisce l'impermeabilità, e la mantellata esterna, in massi naturali, di protezione della struttura.

Il parametro di progetto principale per le opere a gettata è il peso dell'elemento della mantellata che viene determinato, in funzione della sollecitazione ondosa di progetto H , della geometria della struttura (pendenza del paramento lato mare $\cot g\alpha$), tramite l'espressione sperimentale di Hudson:

$$P_{\min} = \frac{\gamma_s H^3}{K_D \Delta^3 \cot g \alpha} \quad [7.3]$$

dove Δ rappresenta il rapporto relativo tra i pesi specifici del masso e dell'acqua $\left(\frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_a}\right)$

e K_D , coefficiente di Hudson, che dipende dalla tipologia degli elementi, dal numero di strati costituenti la mantellata, dal loro collocamento in opera, dalla pendenza del paramento e dalla condizione di frangimento, per il quale si fa riferimento ai valori suggeriti dalle "Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Dighe Marittime".

Per le sezioni di testata e corrente dell'opera sono state scelte pendenze rispettivamente di 1:2.5 e 1:2, ottenendo dei pesi:

- sezione di testata: $P = 1.60t$

- sezione corrente: $P = 1.40t$

sia per le sezioni di testata e corrente si sceglie di utilizzare, a favore di sicurezza, massi naturali di 3^a categoria (3÷7t), mentre il nucleo sarà realizzato per un 70% da massi di 1^a categoria (0.05÷1t) e per il restante 30% da materiale di risulta, tout-venant.

Il calcolo del Run-up, Run-down e coefficiente di riflessione è stato effettuato applicando le formule suggerite in "Conceptual design of rubble mound breakwaters" (J. W. van der Meer -1993):

o Run-up:

$$\frac{R_{UX}}{H_s} = a \xi_m \quad \text{per } \xi_m < 1.5 \quad [7.4]$$

$$\frac{R_{UX}}{H_s} = b(\xi_m)^c \quad \text{per } \xi_m > 1.5 \quad [7.5]$$

con:

$$\xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{S_m}} \quad \text{parametro di Iribarren};$$

$S_m = \frac{H_s}{L_{0m}}$ ripidità dell'onda con $L_{0m} = 83.62m$ lunghezza d'onda al largo

riferita al periodo medio $T_m = \frac{T_s}{1.2} = \frac{8.78}{1.2} = 7.32s$.

○ Run-down:

$$\frac{R_d}{H_s} = 2.1\sqrt{\tan \alpha} - 1.2P^{0.15} + 1.5\exp(-60S_m) \quad [7.6]$$

con P permeabilità della struttura pari a 0.5 per scogliera dotata di mantellata e nucleo

○ Coefficiente di riflessione:

$$C_R = 0.071P^{-0.082} \cot \alpha^{-0.62} S_p^{-0.46} \quad [7.7]$$

con S_p ripidità dell'onda riferita al periodo di picco.

I risultati del run-up e del run-down ottenuti per un livello di superamento del 2 % e del coefficiente di riflessione sono:

- sezione di testata $(R_U)_{2\%} = 3.47m$
- sezione corrente $(R_U)_{2\%} = 3.84m$
- $(R_D)_{2\%} = 1.50m$
- $C_R \approx 30\%$.

È stata inoltre valutata la portata di sormonto, espressa in m^3/sm applicando l'espressione empirica di Owen (1980) (*Conceptual design of rubble mound breakwaters-1993*) che tiene conto della quota di sommità della scogliera dal livello medio mare (+2.00m l.m.m), ottenendo, per l'evento estremo con periodo di ritorno di 30 anni, e con un livello di probabilità del 2%, dei valori di portata di 7.2 e 13.4 l/s per metro lineare, rispettivamente in corrispondenza della sezione di testata e di quella corrente.

Il pennello risulta tracimabile durante la condizione di mare più gravosa e quindi nel caso divenisse un percorso pedonale andrebbero previste opportune segnalazioni. Alzare la quota di sommità delle scogliere per evitare sormonti delle onde estreme produrrebbe un impatto visivo superiore.

8. VERIFICHE GEOTECNICHE

8.1 – CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO

Le informazioni di carattere geologico, geomorfologico, idrogeologico, sismico e geotecniche sono state dedotte dallo Studio realizzato dal Dr. Taffoni nel 2011 a corredo del Piano Regolatore Portuale del porto di San Benedetto del Tronto.

La successione stratigrafica ricostruita nello Studio è la seguente:

- da 0.0 m a 2.5 m (profondità massima ipotizzabile dal piano stradale) terreno di riporto recente di natura varia con spessori variabili da zona a zona.
- da 2.5 m a 15.0 ÷ 17.0 metri circa sabbie fini di colore giallo – grigio in scarsa matrice limosa - sabbie monogranulari di trasporto fluviale e ridistribuzione marina, terreno di spiaggia attuale. Terreno ben addensato e compatto
- Il sub - strato geologico delle Argille Grigie Pleistoceniche Sovraconsolidate si incontra intorno ai 15.0 m ÷ 17.0 m di profondità e prosegue per alcune migliaia di metri.

Il terreno della spiaggia attuale presenta le seguenti caratteristiche geotecniche:

TERRENO SABBIOSO FINE DI COLORE GIALLO TALORA GRIGIO IN SCARSA MATRICE LIMOSA , BEN ADDENSATO E COMPATTO da 2.5 m a 15.0 m ÷ 17.0 m circa.

N_{spt} (numero di colpi piede) = 25 - 45

Peso di volume (γ) = 2.0 t/ m³

Peso di volume immerso (γ') = 1.0 t/m³

Peso di volume secco γ_s = 1.9 t/m³

Angolo di attrito interno (ϕ) = 33 ° (valore prudenziale)

Densità relativa = 60%

Terreno con parametri geotecnici da discreti a buoni, adatto per la posa in opera di fondazioni .

Il sito è stato caratterizzato anche a livello sismico, il sottosuolo è risultato di categoria C e i parametri sismici per opere con classe d'uso II sono i seguenti:

Sito in esame.

latitudine: 42,9563719831269

longitudine: 13,8852250493909

Classe: 2

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 23870 Lat: 42,9345Lon: 13,8316 Distanza: 5000,572

Sito 2 ID: 23871 Lat: 42,9343Lon: 13,8998 Distanza: 2728,977

Sito 3 ID: 23649 Lat: 42,9843Lon: 13,9001 Distanza: 3330,139

Sito 4 ID: 23648 Lat: 42,9845Lon: 13,8318 Distanza: 5356,408

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50anni

Coefficiente cu: 1

Stato Limite	P _{sup} (%)	Tr (anni)	a _g	F _o	T _c * (s)
SLO	81	30	0.050 g	2.451	0.274
SLD	63	50	0.064 g	2.457	0.294
SLV	10	475	0.182 g	2.470	0.322
SLC	5	975	0.241 g	2.492	0.328

Tab. 8.1 Parametri sismici

Coefficienti Sismici

Stato Limite	S_s	C_c	S_t	k_h	k_v	a_{max}	β
SLO	1.50	1.61	1.00	0.015	0.008	0.739	0.20
SLD	1.50	1.57	1.00	0.019	0.010	0.936	0.20
SLV	1.43	1.53	1.00	0.063	0.031	2.558	0.24
SLC	1.34	1.52	1.00	0.091	0.045	3.172	0.28

Tab. 8.2 *Coefficienti sismici*

8.2 – VERIFICA DEL CARICO LIMITE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Il collasso dell'opera per il raggiungimento del carico limite del terreno di fondazione rappresenta uno stato limite ultimo e può essere approssciato con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), secondo l'attuale normativa tecnica in vigore (Decreto Ministeriale Infrastrutture 14 Gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni"), riducendo cioè i parametri meccanici tramite i coefficienti del gruppo M2, la resistenza globale tramite i coefficienti del gruppo R2 e applicando alle azioni di progetto i parametri del gruppo A2.

AZIONI					
carichi	effetto	coefficiente	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
permanenti	favorevole	γ_{G1}	0.9	1	1
	sfavorevole		1.1	1.3	1
perm. non strutt	favorevole	γ_{G2}	0	0	0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
variabili	favorevole	γ_{Qi}	0	0	0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3

PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO				
parametro	grandezza	coefficiente	(M1)	(M2)
tang angolo attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1	1.25
coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1	1.25
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1	1.4
peso unità volume	γ	γ_{γ}	1	1

COEFF. PER RESISTENZE FOND. SUPERFICIALI			
verifica	(R1)	(R2)	(R3)
capacità portante	1	1.8	2.3
scorrimento	1	1.1	1.1

Tab. 8.3 Coefficienti correttivi delle azioni, dei parametri del terreno e delle resistenze.

L'espressione più generale per il calcolo del carico limite del terreno di una fondazione superficiale fa riferimento alla formula di *Brinch-Hansen* (1970):

$$q_{ult} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + \gamma' D N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

nella quale:

N_γ, N_c, N_q sono fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;

s_γ, s_c, s_q sono fattori di forma della fondazione;

i_γ, i_c, i_q fattori che tengono conto dell'inclinazione del carico applicato;

b_γ, b_c, b_q fattori che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;

g_γ, g_c, g_q fattori che tengono conto dell'eventuale inclinazione del piano campagna;

d_c, d_q fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Nell'impiego della precedente espressione trinomia, la norma specifica che i valori di progetto dei parametri di resistenza del terreno siano utilizzati per determinare sia i fattori di capacità portante, sia i valori dei vari coefficienti correttivi.

La scogliera viene fondata su uno strato di 0.50m di pietrame, al quale si associa un angolo di resistenza al taglio di 35° e coesione nulla (il valore è cautelativo).

Il coefficiente di sicurezza, è dato dal rapporto tra il carico limite del terreno, opportunamente ridotto, e il carico costituito dal peso proprio della scogliera.

Nel caso di azione sismica gli effetti delle accelerazioni nel sottosuolo possono essere portati in conto, modellando l'azione sismica mediante la sola componente orizzontale, mediante i coefficienti sismici K_{hi} e K_{hk} , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi al terreno e il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del parametro K_{hi} , e viene portato in conto applicando formule analoghe a quelle utilizzate per i parametri i_γ, i_c e i_q .

L'effetto cinesico modifica il solo coefficiente N_γ in funzione del coefficiente K_{hk} .

Per la verifica del carico limite in condizioni sismiche si fa riferimento alla correzione del fattore di capacità portante N_γ ottenuta dal metodo delle caratteristiche (Mdc):

$$N_{\gamma e} = N_\gamma e_{\gamma k} e_{\gamma i}$$

con $e_{\gamma k} = (1 - K_{hk} / \tan \varphi)^{0.45}$ coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto cinematico del terreno, $e_{\gamma i} = (1 - 0.7 K_{hi})^5$ coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto inerziale della struttura.

In assenza di sisma il carico ultimo risulta pari a 260 t/m^2 , in presenza di sisma, considerando un'accelerazione sismica $a_g = 0.241$ (SLC - Tr 975 anni) il carico ultimo si riduce di circa il 35%, ma risulta ancora notevolmente superiore rispetto al carico trasmesso, costituito dal peso proprio della scogliera (vedi paragrafo seguente).

8.3 – CALCOLO DEI CEDIMENTI

La verifica di possibili cedimenti differenziali del terreno di fondazione sottoposto al carico proprio del rilevato rappresenta una verifica di SLE. La normativa impone, nell'analisi dei cedimenti differenziali sotto una fondazione superficiale che i valori delle proprietà meccaniche del terreno siano quelli caratteristici e che i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza siano sempre unitari.

Per la verifica dei cedimenti sono state dapprima calcolate le tensioni litostatiche e successivamente, adottando il metodo edometrico, sono stati valutati i cedimenti in dieci punti alla base della scogliera. L'opera è stata schematizzata di forma trapezoidale sottoposta ad un carico anch'esso trapezoidale (massimo nella parte centrale e linearmente tendente a zero

agli estremi della struttura). Il calcolo è stato effettuato per la sezione di testata, che presenta le maggiori dimensioni.

Il carico massimo verticale, calcolato considerando le diverse parti della scogliera (mantellata e nucleo) e tenendo conto delle parti emerse e sommerse dell'opera, è risultato pari a 70KN/m^2 .

L'incremento di sollecitazione verticale nel terreno di fondazione sottoposto al peso della scogliera è stato calcolato mediante la teoria di Boussinesq, considerando un carico nastroforme di sezione rettangolare nella parte centrale e di sezione triangolare nelle parti laterali. Nei calcoli viene indicato con h l'affondamento in metri rispetto al fondale posto a -1.75m l.m.m. , che coincide con il piano di posa del carico.

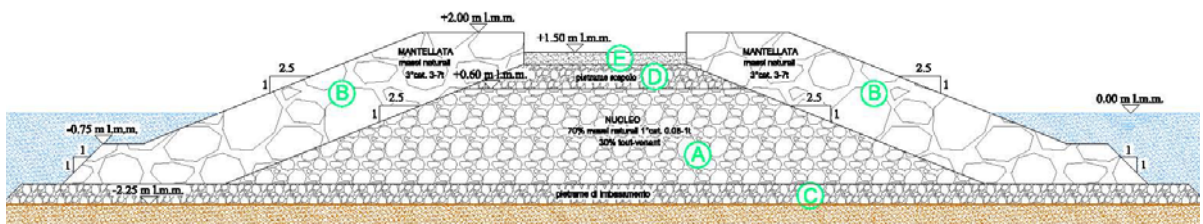


Fig. 8.1 Schema della sezione di testata della scogliera.

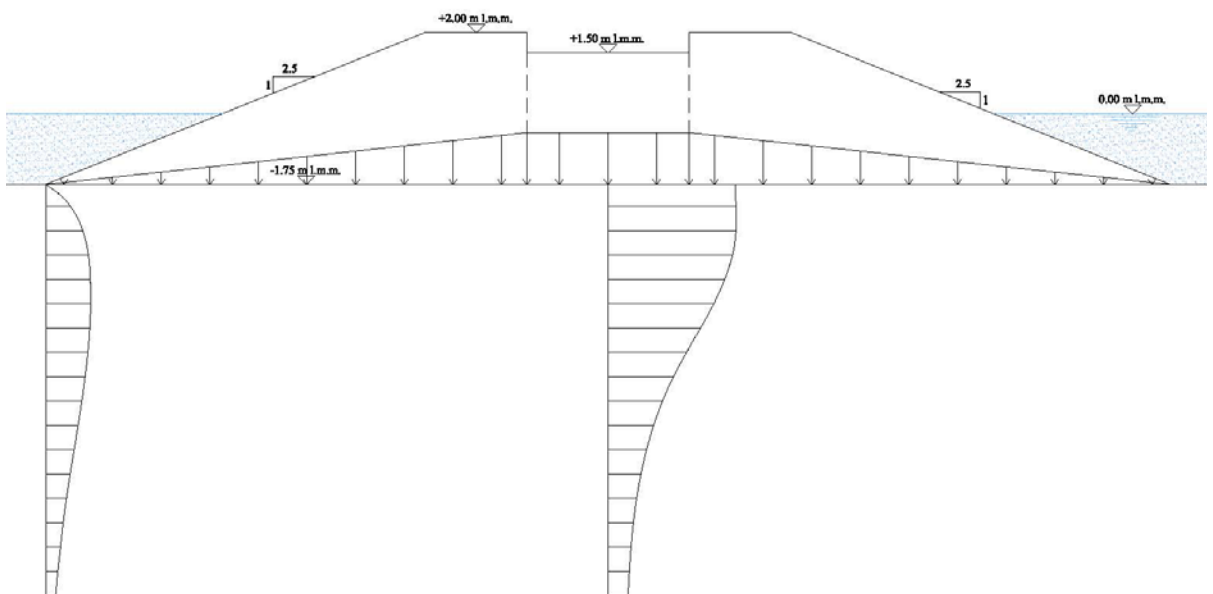


Fig. 8.2 Incremento tensioni verticali, secondo la teoria di Boussinesq, in due sezioni della scogliera.

TENSIONI LITOSTATICHE

PROFONDITA' h (m)	σ_v (KN/m ²)	u (KN/m ²)	σ_v' (KN/m ²)
-1	22.5	22.5	0
-1.5	32.5	32.5	0
-2	37.5	37.5	0
-3	47.5	47.5	0
-4	57.5	57.5	0
-5	67.5	67.5	0
-6	77.5	77.5	0
-7	92.5	92.5	0
-8	97.5	97.5	0
-10	117.5	117.5	0
-14	157.5	157.5	0

Tab. 8.4 Tensioni litostatiche al di sotto del piano di posa della scogliera.

RISULTATI PER LA SEZIONE DI TESTATA

h (m)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m ²)									
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	L
-1	2.075792	34.9425	50.8569	68.50113	69.19306	93.41064	68.50113	50.8569	34.9425	2.075792
-1.5	3.459653	33.9046	50.51094	67.8092	66.42534	85.10747	67.8092	50.51094	33.9046	3.459653
-2	4.843515	33.9046	51.20287	68.50113	64.34955	79.57202	68.50113	51.20287	33.9046	4.843515
-3	6.919306	33.9046	49.12708	68.50113	58.12217	67.8092	68.50113	49.12708	33.9046	6.919306
-4	7.957202	33.9046	47.05128	69.885	54.66252	61.58183	69.885	47.05128	33.9046	7.957202
-5	8.995098	32.52074	44.97549	67.8092	49.12708	55.35445	67.8092	44.97549	32.52074	8.995098
-6	10.03299	32.52074	42.20777	64.34955	42.8997	46.35935	64.34955	42.20777	32.52074	10.03299
-7.5	11.07089	31.82881	40.82391	59.50604	36.67232	41.51584	59.50604	40.82391	31.82881	11.07089
-8	12.45475	26.29336	41.51584	57.43024	33.21267	38.05619	57.43024	40.82391	26.29336	12.45475
-10	13.83861	27.67723	39.44005	53.27866	33.21267	38.05619	53.27866	38.74812	27.67723	13.83861
-14	13.14668	26.29336	39.44005	48.43515	33.21267	38.05619	48.43515	39.44005	26.29336	13.14668

Tab. 8.5 Incremento delle tensioni verticali (teoria di Boussinesq), nelle sezioni verticali dei dieci punti di riferimento.

Progetto di Miglioramento delle Condizioni Ambientali del Litorale Nord di San Benedetto del Tronto
- PROGETTO ESECUTIVO -

PUNTO A

h (m)	σ_v' (KN/m ²)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m ²)	ΔP (KN/m ²)	E (KN/m ²)	Δz (cm)
-1	0	2.075791936	2.07579194	5000	0.020758
-1.5	0	3.459653227	3.45965323	5000	0.069193
-2	0	4.843514517	4.84351452	5000	0.048435
-3	0	6.919306453	6.91930645	5000	0.138386
-4	0	7.957202421	7.95720242	5000	0.159144
-5	0	8.995098389	8.99509839	5000	0.179902
-6	0	10.03299436	10.0329944	5000	0.20066
-7.5	0	11.07089033	11.0708903	5000	0.332127
-8	0	12.45475162	12.4547516	5000	0.124548
-10	0	13.83861291	13.8386129	5000	0.553545
-14	0	13.14668226	13.1466823	5000	1.051735
Δz_{TOT} (cm)					2.878

PUNTO B

h (m)	σ_v' (KN/m ²)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m ²)	ΔP (KN/m ²)	E (KN/m ²)	Δz (cm)
-1	0	34.94249759	34.9424976	5000	0.349
-1.5	0	33.90460162	33.9046016	5000	0.678
-2	0	33.90460162	33.9046016	5000	0.339
-3	0	33.90460162	33.9046016	5000	0.678
-4	0	33.90460162	33.9046016	5000	0.678
-5	0	32.52074033	32.5207403	5000	0.650
-6	0	32.52074033	32.5207403	5000	0.650
-7.5	0	31.82880968	31.8288097	5000	0.955
-8	0	26.29336452	26.2933645	5000	0.263
-10	0	27.67722581	27.6772258	5000	1.107
-14	0	26.29336452	26.2933645	5000	2.103
Δz_{TOT} (cm)					8.452

PUNTO C

h (m)	σ_v' (KN/m ²)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m ²)	ΔP (KN/m ²)	E (KN/m ²)	Δz (cm)
-1	0	50.85690243	50.8569024	5000	0.509
-1.5	0	50.51093711	50.5109371	5000	1.010
-2	0	51.20286775	51.2028678	5000	0.512
-3	0	49.12707582	49.1270758	5000	0.983
-4	0	47.05128388	47.0512839	5000	0.941
-5	0	44.97549195	44.9754919	5000	0.900
-6	0	42.20776936	42.2077694	5000	0.844
-7.5	0	40.82390807	40.8239081	5000	1.225
-8	0	41.51583872	41.5158387	5000	0.415
-10	0	39.44004678	39.4400468	5000	1.578
-14	0	39.44004678	39.4400468	5000	3.155
Δz_{TOT} (cm)					12.071

PUNTO D

h (m)	σ_v' (KN/m ²)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m ²)	ΔP (KN/m ²)	E (KN/m ²)	Δz (cm)
-1	0	68.50113389	68.5011339	5000	0.685
-1.5	0	67.80920324	67.8092032	5000	1.356
-2	0	68.50113389	68.5011339	5000	0.685
-3	0	68.50113389	68.5011339	5000	1.370
-4	0	69.88499518	69.8849952	5000	1.398
-5	0	67.80920324	67.8092032	5000	1.356
-6	0	64.34955001	64.34955	5000	1.287
-7.5	0	59.5060355	59.5060355	5000	1.785
-8	0	57.43024356	57.4302436	5000	0.574
-10	0	53.27865969	53.2786597	5000	2.131
-14	0	48.43514517	48.4351452	5000	3.875
Δz_{TOT} (cm)					16.503

Progetto di Miglioramento delle Condizioni Ambientali del Litorale Nord di San Benedetto del Tronto
- PROGETTO ESECUTIVO -

PUNTO E

h (m)	σ_v' (KN/m ²)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m ²)	ΔP (KN/m ²)	E (KN/m ²)	Δz (cm)
-1	0	69.19306453	69.1930645	5000	0.692
-1.5	0	66.42534195	66.425342	5000	1.329
-2	0	64.34955001	64.34955	5000	0.643
-3	0	58.12217421	58.1221742	5000	1.162
-4	0	54.66252098	54.662521	5000	1.093
-5	0	49.12707582	49.1270758	5000	0.983
-6	0	42.89970001	42.8997	5000	0.858
-7.5	0	36.6723242	36.6723242	5000	1.100
-8	0	33.21267098	33.212671	5000	0.332
-10	0	33.21267098	33.212671	5000	1.329
-14	0	33.21267098	33.212671	5000	2.657
				Δz_{TOT} (cm)	12.178

PUNTO F

h (m)	σ_v' (KN/m ²)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m ²)	ΔP (KN/m ²)	E (KN/m ²)	Δz (cm)
-1	0	93.41063712	93.4106371	5000	0.934
-1.5	0	85.10746937	85.1074694	5000	1.702
-2	0	79.57202421	79.5720242	5000	0.796
-3	0	67.80920324	67.8092032	5000	1.356
-4	0	61.58182743	61.5818274	5000	1.232
-5	0	55.35445163	55.3544516	5000	1.107
-6	0	46.35935324	46.3593532	5000	0.927
-7.5	0	41.51583872	41.5158387	5000	1.245
-8	0	38.05618549	38.0561855	5000	0.381
-10	0	38.05618549	38.0561855	5000	1.522
-14	0	38.05618549	38.0561855	5000	3.044
				Δz_{TOT} (cm)	14.247

PUNTO G

h (m)	σ_v' (KN/m ²)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m ²)	ΔP (KN/m ²)	E (KN/m ²)	Δz (cm)
-1	0	68.50113389	68.5011339	5000	0.685
-1	0	67.80920324	67.8092032	5000	1.356
-1.5	0	68.50113389	68.5011339	5000	0.685
-2	0	68.50113389	68.5011339	5000	1.370
-3	0	69.88499518	69.8849952	5000	1.398
-4	0	67.80920324	67.8092032	5000	1.356
-5	0	64.34955001	64.34955	5000	1.287
-6	0	59.5060355	59.5060355	5000	1.785
-7.5	0	57.43024356	57.4302436	5000	0.574
-8	0	53.27865969	53.2786597	5000	2.131
-10	0	48.43514517	48.4351452	5000	3.875
				Δz_{TOT} (cm)	16.503

PUNTO H

h (m)	σ_v' (KN/m ²)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m ²)	ΔP (KN/m ²)	E (KN/m ²)	Δz (cm)
-1	0	50.85690243	50.8569024	5000	0.509
-1.5	0	50.51093711	50.5109371	5000	1.010
-2	0	51.20286775	51.2028678	5000	0.512
-3	0	49.12707582	49.1270758	5000	0.983
-4	0	47.05128388	47.0512839	5000	0.941
-5	0	44.97549195	44.9754919	5000	0.900
-6	0	42.20776936	42.2077694	5000	0.844
-7.5	0	40.82390807	40.8239081	5000	1.225
-8	0	40.82390807	40.8239081	5000	0.408
-10	0	38.74811614	38.7481161	5000	1.550
-14	0	39.44004678	39.4400468	5000	3.155
				Δz_{TOT} (cm)	12.036

PUNTO I						
h (m)	σ_v' (KN/m ²)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m ²)	ΔP (KN/m ²)	E (KN/m ²)	Δz (cm)	
-1	0	34.94249759	34.9424976	5000	0.349	
-1.5	0	33.90460162	33.9046016	5000	0.678	
-2	0	33.90460162	33.9046016	5000	0.339	
-3	0	33.90460162	33.9046016	5000	0.678	
-4	0	33.90460162	33.9046016	5000	0.678	
-5	0	32.52074033	32.5207403	5000	0.650	
-6	0	32.52074033	32.5207403	5000	0.650	
-7.5	0	31.82880968	31.8288097	5000	0.955	
-8	0	26.29336452	26.2933645	5000	0.263	
-10	0	27.67722581	27.6772258	5000	1.107	
-14	0	26.29336452	26.2933645	5000	2.103	
					Δz_{TOT} (cm)	8.452

PUNTO L						
h (m)	σ_v' (KN/m ²)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m ²)	ΔP (KN/m ²)	E (KN/m ²)	Δz (cm)	
-1	0	2.075791936	2.07579194	5000	0.021	
-1.5	0	3.459653227	3.45965323	5000	0.069	
-2	0	4.843514517	4.84351452	5000	0.048	
-3	0	6.919306453	6.91930645	5000	0.138	
-4	0	7.957202421	7.95720242	5000	0.159	
-5	0	8.995098389	8.99509839	5000	0.180	
-6	0	10.03299436	10.0329944	5000	0.201	
-7.5	0	11.07089033	11.0708903	5000	0.332	
-8	0	12.45475162	12.4547516	5000	0.125	
-10	0	13.83861291	13.8386129	5000	0.554	
-14	0	13.14668226	13.1466823	5000	1.052	
					Δz_{TOT} (cm)	2.878

Tab. 8.6 Cedimenti sulle dieci verticali.

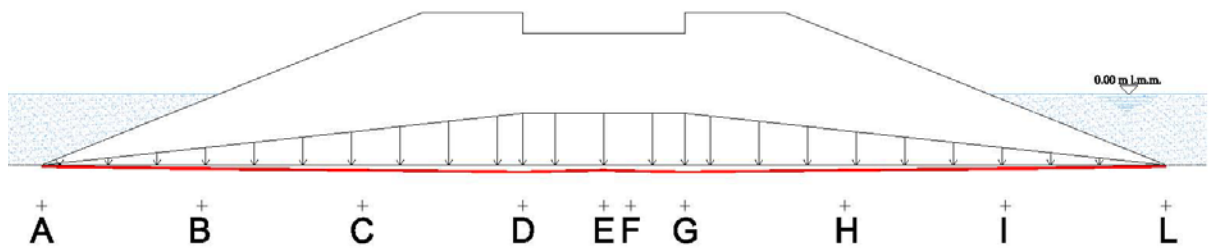


Fig. 8.3 Andamento dei cedimenti sotto la base della scogliera.

I risultati mostrano cedimenti massimi, nella parte centrale dell'opera di circa 17cm che sono del tutto sopportabili dall'opera. È pratica usuale prevedere, già nella fase di progettazione, la ricarica di massi naturali, proprio in previsione di possibili cedimenti, per ristabilire la forma geometrica dell'opera.

Per quanto riguarda l'assestamento del terreno di fondazione va evidenziato che si tratta di un terreno sabbioso in scarsa matrice limosa ben addensato e compatto, pertanto la consolidazione sotto il peso della scogliera avviene in tempi relativamente brevi, e una volta esaurita la fase di consolidazione il cedimento si arresta.

9. CONCLUSIONI

L'obiettivo principale del progetto è quello di allontanare le acque di piena dalla zona di balneazione (soprattutto nel periodo estivo) evitando inoltre durante i periodi di magra il ristagno delle acque salmastre.

Lo scopo viene raggiunto con la realizzazione del pennello a destra e la scogliera radente in sinistra che, fungendo da sponde delimitano l'alveo nella zona di foce e consentono l'allontanamento delle portate di piena oltre le scogliere esistenti evitando nel periodo estivo l'invasione della spiaggia esistente con conseguenti danni alla balneazione.

Le Associazioni Veliche che si trovano attualmente insediate nell'area di foce con semplici attrezzature potranno migliorare i servizi offerti.

Il pennello da realizzare in destra della foce avrà effetti positivi per la spiaggia adiacente.