

“FAVAZZINA”

**Impianto di accumulo idroelettrico mediante pompaggio
ad alta flessibilità**

Comune di Scilla (RC)

COMMITTENTE



COORDINAMENTO / MANDANTE

STRATEGIES FOR WATER



Progettisti: Ing. Luigi Lorenzo Papetti

PROGETTAZIONE OPERA PRESA
VALLE / MANDATARIA



Progettista: Ing. Alessandro Lai

**Studio Meteomarino e Valutazioni tecniche sulle soluzioni
adottabili sull'opera di presa a mare**

| REV. | DESCRIZIONE | DATA | REDATTO | VERIFICATO | APPROVATO |
|------|-----------------|----------|---------|------------|-----------|
| 0 | PRIMA EMISSIONE | 15/05/23 | AL | EM | LLP |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

Codice commessa: 1422

Codifica documento: 1422-B-SA-R-01-0

INDICE

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | Introduzione | 4 |
| 2 | Inquadramento e stato dei luoghi | 5 |
| 3 | Esposizione del paraggio | 9 |
| 4 | Base dati utilizzata | 10 |
| 4.1 | Dati batimetrici | 10 |
| 4.2 | La stazione mareografica di Taranto | 11 |
| 4.3 | Copernicus Marine Service | 13 |
| 4.4 | Masterplan degli Interventi di Mitigazione del Rischio di Erosione Costiera in Calabria | 14 |
| 5 | Regime del moto ondoso al largo | 15 |
| 5.1 | Clima ondoso | 15 |
| 5.1.1 | Direzione del moto ondoso risultante | 17 |
| 5.1.2 | Profondità limite del trasporto di sedimenti | 17 |
| 5.2 | Eventi estremi | 19 |
| 6 | Variazione del livello marino – stazione RMN Reggio Calabria | 20 |
| 6.1 | Analisi della tendenza | 21 |
| 6.2 | Analisi della marea astronomica | 21 |
| 6.3 | Analisi degli eventi estremi | 23 |
| 6.3.1 | Metodo diretto | 23 |
| 6.3.1.1 | Valori estremi di innalzamento del livello del mare | 23 |
| 6.3.1.2 | Valori estremi di abbassamento del livello del mare | 24 |
| 6.3.2 | Metodo indiretto | 25 |
| 6.3.2.1 | Valori estremi di innalzamento del livello del mare | 25 |
| 6.3.2.2 | Valori estremi di abbassamento del livello del mare | 26 |
| 6.3.3 | Sintesi | 27 |
| 7 | Moto ondoso sotto costa | 28 |
| 7.1 | Il modello SWAN | 28 |
| 7.2 | Impostazione del modello | 29 |
| 7.2.1 | Griglie di calcolo | 29 |
| 7.2.2 | Batimetria | 29 |
| 7.2.3 | Condizioni al contorno | 31 |
| 7.2.4 | Punti di osservazione | 31 |
| 7.3 | Analisi dei risultati | 32 |
| 8 | Opera a mare: Possibili soluzioni progettuali | 35 |
| 8.1 | Ipotesi A – Bacino protetto da diga frangiflutti | 36 |
| 8.2 | Ipotesi B – Condotta sottomarina | 38 |

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 9 | Valutazione delle alternative progettuali | 40 |
| 10 | Soluzione progettuale scelta | 43 |
| 10.1 | Dimensionamento degli elementi della mantellata | 43 |
| 10.2 | Altezza e spessore del coronamento | 46 |
| 10.3 | Valutazioni sulla tracimazione dell'opera (<i>Overtopping</i>) | 46 |
| 10.4 | Considerazioni idrodinamiche sull'opera di presa | 49 |
| 10.5 | Considerazioni geomorfologiche e "bacino di calma" (i.e., deposizione di materiale, aumento dell'erosione) | 50 |
| 10.6 | Descrizione delle fasi cantiere a mare | 51 |
| | Bibliografia | 56 |

1 INTRODUZIONE

La presente relazione è redatta nell'ambito del progetto del "Impianto di accumulo idroelettrico mediante pompaggio ad alta flessibilità" in località Favazzina nel comune di Scilla, provincia della Città metropolitana di Reggio Calabria.

Partendo da elementi tecnici "invarianti" quali clima meteomarino, caratteristiche salienti dell'opera di presa/restituzione (i.e., portate in ingresso/uscita, ubicazione) si è attuata una valutazione delle possibili soluzioni tenendo conto del contesto di riferimento. I sopralluoghi effettuati, gli approfondimenti topografici, batimetrici e geofisici hanno fornito una solida base conoscitiva. I *criteri guida* posti alla base della progettazione sono legati non solo a fattori meramente tecnici, ma anche e soprattutto alla minimizzazione degli impatti sul territorio: distanza da habitat sensibili, sicurezza della navigazione, sicurezza della balneazione, minimi impatti sulla dinamica costiera e materiali omogenei con il contesto. A tale proposito è stata adottato un approccio *Multi-Criteria Decision Analysis* (MCDA) che oggettivasse la soluzione prescelta.

La presente relazione descrive le analisi meteo-marine svolte per arrivare a scegliere la tipologia di opera di presa, per dimensionarne la struttura e fornire elementi sulle fasi realizzative.

Nei seguenti capitoli (2-6) viene inquadrata l'area di intervento e l'esposizione del paraggio di studio, analizzando il regime del moto ondoso al largo e delle maree, nonché la base dati utilizzata. Successivamente (Capitolo 7) viene quindi illustrata l'applicazione del modello numerico SWAN (*Simulation WAves Nearshore*) col quale si è simulata la propagazione e la trasformazione del moto ondoso dal largo sino alla costa.

Nel Capitolo 8 viene fornita una panoramica sulle diverse tipologie di opera di presa disponibili in letteratura ed i criteri che portano a preferirne una rispetto alle altre. Il Capitolo 9 illustra la metodologia e i risultati per la valutazione delle alternative progettuali. Il Capitolo 10, infine, focalizza l'attenzione sull'opera di presa scelta sviluppando i seguenti aspetti:

- descrizione delle caratteristiche tecniche, considerando oltre che l'elemento strutturale anche quelli connessi all'idrodinamica (i.e. velocità);
- considerazione sulla geomorfologia costiera durante le fasi di cantiere;
- stima dei costi di realizzazione.

2 INQUADRAMENTO E STATO DEI LUOGHI

L'area di intervento è situata sulla costa Tirrenica della Calabria, in località Favazzina, nel comune di Scilla (Città metropolitana di Reggio Calabria).

Nella cartografia ufficiale l'area d'intervento è rappresentata nel foglio 254 - Messina-Reggio Di Calabria - della carta I.G.M. in scala 1:100.000, nel foglio 589-III - Bagnara Calabria - della nuova I.G.M. in scala 1:25.000.

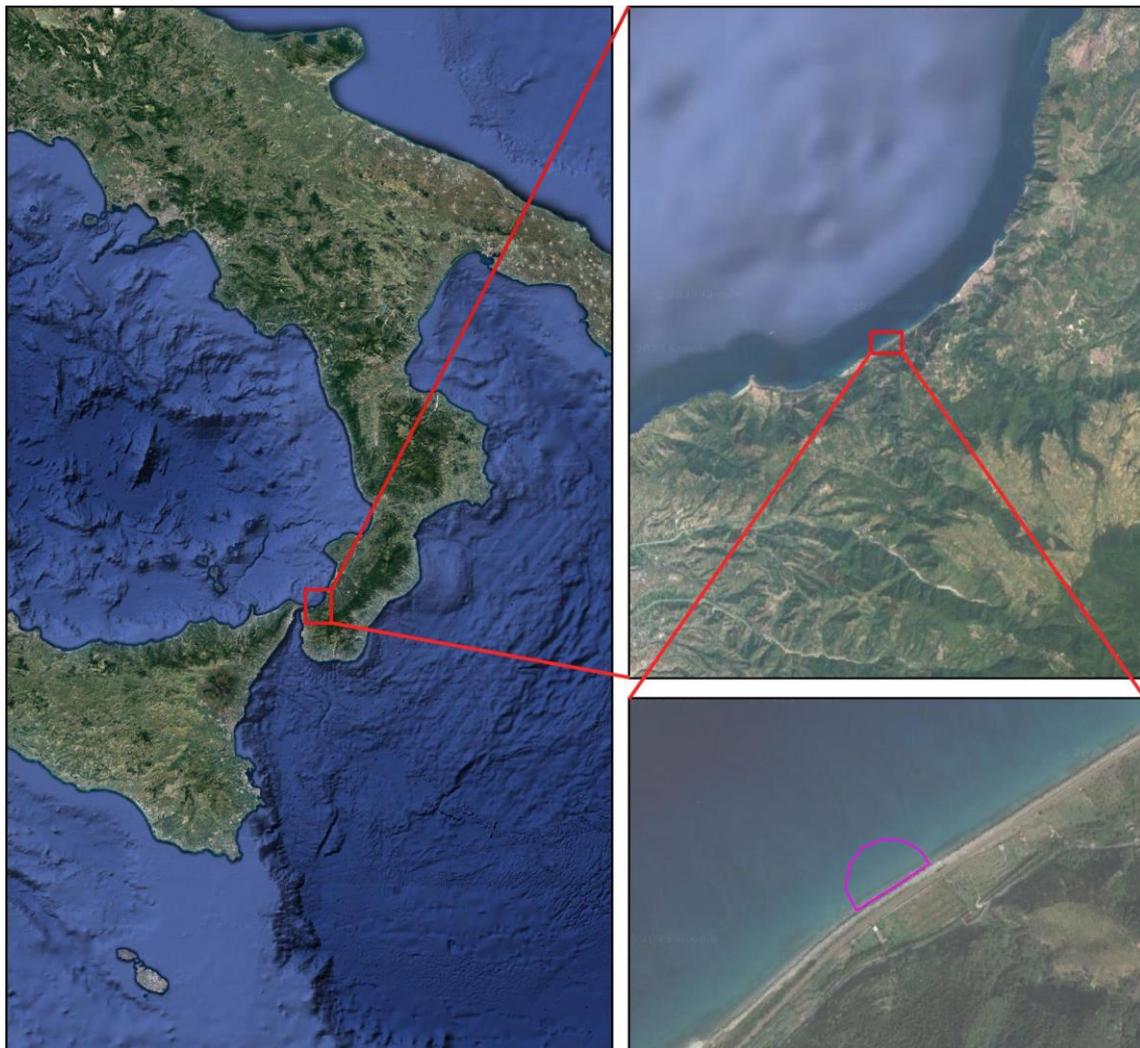


Figura 1: Inquadramento dell'area di studio

L'area di sbocco/presa a mare è posta circa 520 m a nord ovest dell'abitato di Favazzina, in fregio alla barriera radente che orla il litorale per 3.2 km a protezione della ferrovia, tratto Battipaglia-Reggio Calabria, che corre parallela rispetto alla SS18, in prossimità dello sbocco del Torrente Mancusi (Figura 2.)

La barriera radente è costituita nella maggior parte del suo sviluppo da opera a gettata in massi naturali (vedi Figura 3 e Figura 5) ad eccezione dei primi 170 metri più prossimi a Favazzina ove invece è sostituita da blocchi cubici in calcestruzzo (Figura 4).

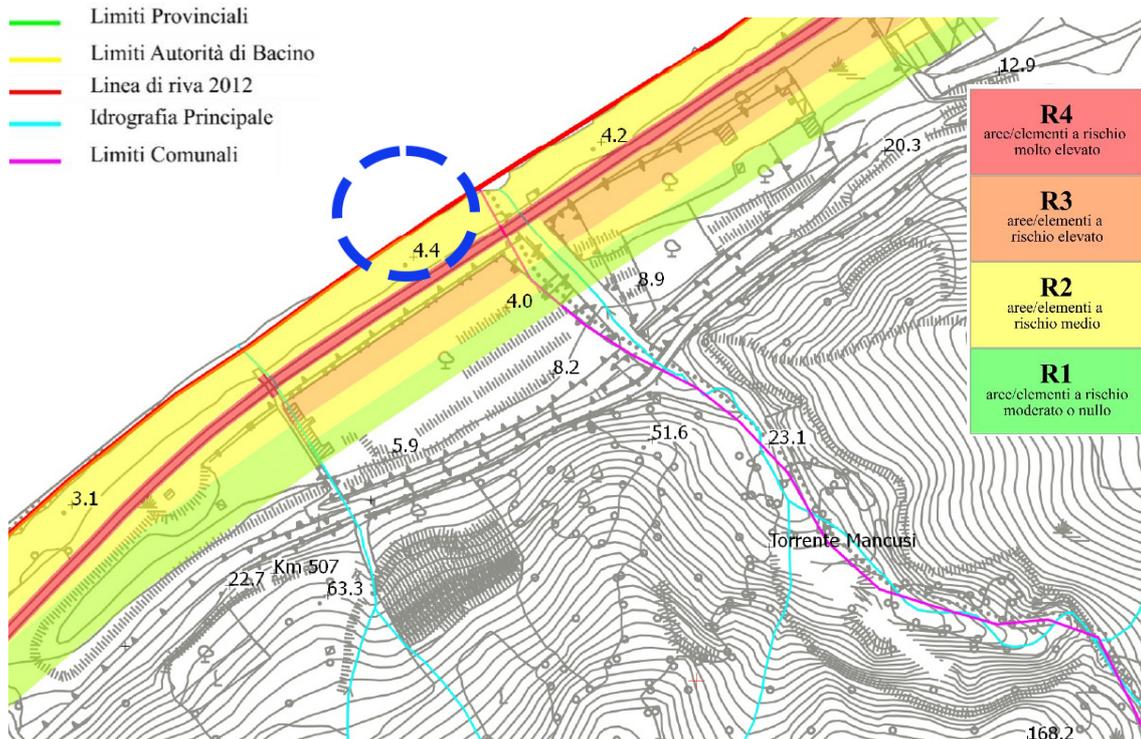


Figura 2: Mappa delle aree/elementi a rischio dedotta dal Piano di Bacino Stralcio per l'erosione costiera. L'ubicazione dell'area di sbocco dell'opera di presa di valle è indicata con il cerchio blu tratteggiato.



Figura 3: Fotografie dell'area. La linea di costa è caratterizzata dalla presenza sia di una barriera radente in opere a gettata rinforzata che da altre opere di consolidamento poste a protezione della ferrovia linea Battipaglia-Reggio Calabria che corre parallela alla SS18.

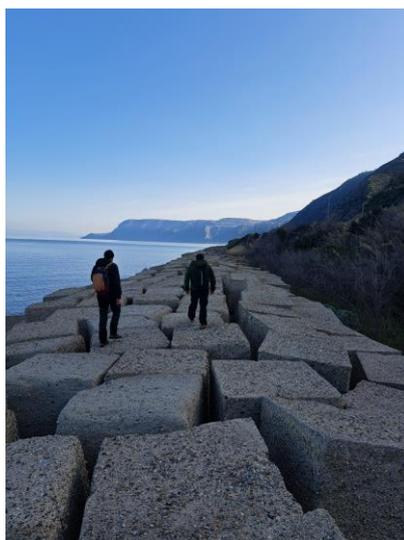


Figura 4: barriera radente in blocchi di cls (di dimensioni $>1\text{ m}^3$). Tratto di circa 170 m adiacente alla spiaggia di Favazzina



Figura 5: inquadramento della zona con ausilio di aeromobile a pilotaggio remoto (APR). È ben visibile la scogliera radente lungo tutto il tratto di inserimento dell'opera.

3 ESPOSIZIONE DEL PARAGGIO

Il litorale oggetto di studio è esposto alle mareggiate provenienti dal IV quadrante, ed in particolare a quelle provenienti da maestrale: direzione caratterizzata dal maggior *fetch* geografico (Figura 6) ed efficace (Figura 7), risulta invece parzialmente protetto dagli eventi di ponente grazie all'effetto della Sicilia e delle Isole Eolie.

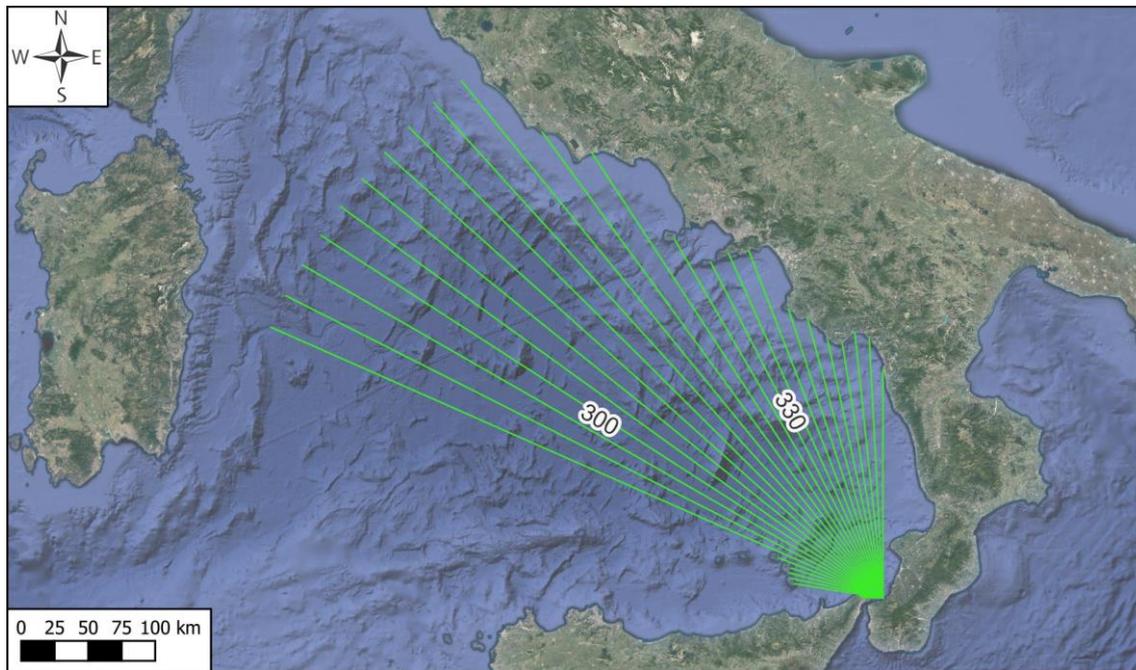


Figura 6: Fetch geografico

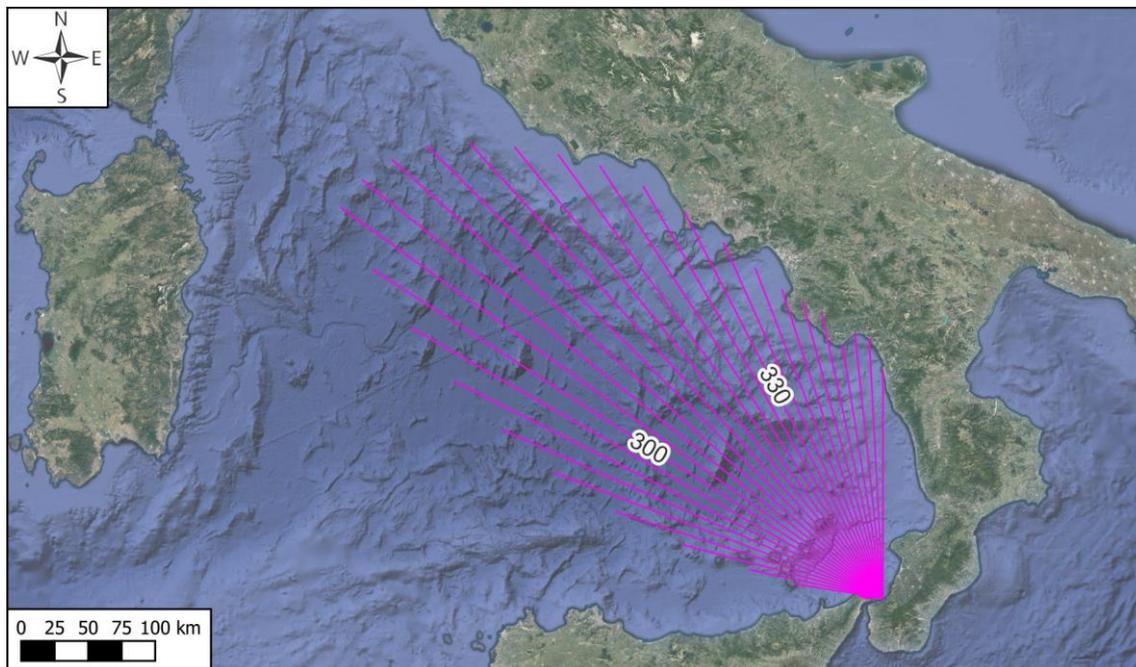


Figura 7: Fetch efficace

4 BASE DATI UTILIZZATA

4.1 DATI BATIMETRICI

Al largo si è utilizzata la batimetria EMODnet¹ (Figura 8) mentre in prossimità della costa si è utilizzato il dato derivante da rilievo batimetrico di dettaglio eseguito *ad-hoc* (Figura 9). Le *acque di trasformazione* sono prossime alla costa calabrese. Dal rilievo di dettaglio si osservano delle batimetriche abbastanza regolari, all'incirca parallele alla costa. La pendenza media del fondale antistante l'area di studio risulta circa del 4.5%.



Figura 8: Batimetria al largo. Il cerchio rosso identifica l'area di studio.

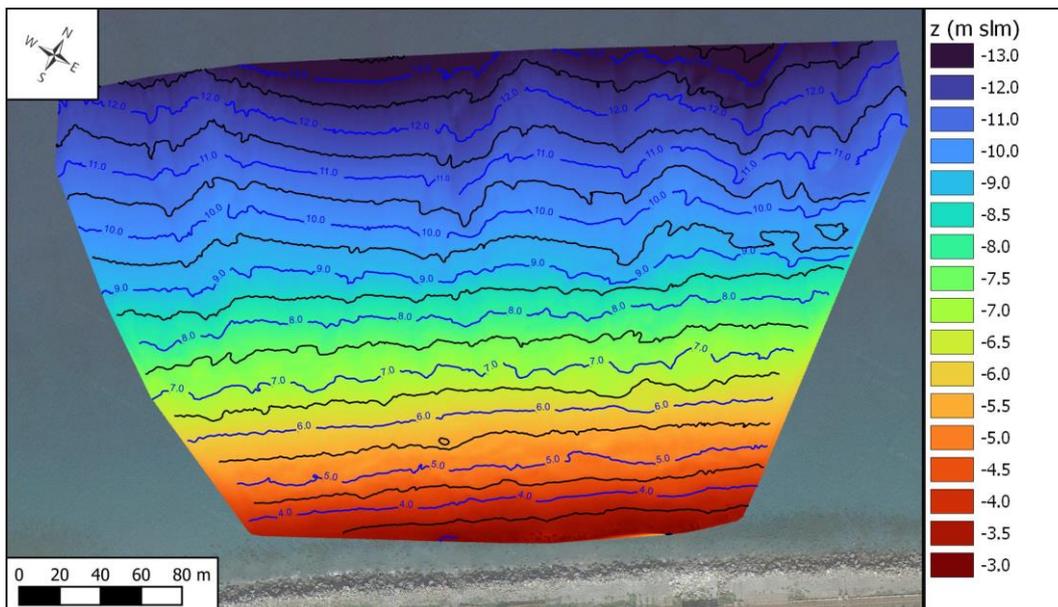


Figura 9: Batimetria di dettaglio dell'area di studio

¹ European Marine Observation and Data Network, <https://emodnet.ec.europa.eu/en/bathymetry>

4.2 LA STAZIONE MAREOGRAFICA DI TARANTO

Per l'analisi dei livelli idrometrici ci si è basati sui dati della Rete Mareografica Nazionale (RMN) (Figura 10) e nello specifico si è fatto riferimento alle misure della Stazione Mareografica di Reggio Calabria (Figura 11-Figura 12) individuabile dalle coordinate WGS 84:

- Latitudine 38° 07' 18.19"
- Longitudine 15° 38' 56.10"

La stazione mareografica è dotata di caposaldi altimetrici. Ogni caposaldo è riferito al livello medio del mare misurato a Genova dall'antico mareografo Thompson. I caposaldi sono contrassegni metallici che determinano la quota altimetrica mediante livellazione di alta precisione condotta a partire dalle linee principali stabilite dall'IGM.

Dalla data del 06/12/2009 il livello idrometrico viene misurato con un nuovo sensore radar denominato SIAP+MICROS TLR con precisione millimetrica. ISPRA garantisce l'uniformità della misura con la serie di dati precedenti a tale data prodotti con il sensore SIAP+MICROS ID0710 basato su un trasduttore ad ultrasuoni avendone verificato il preciso allineamento.

La stazione misura i seguenti parametri:

- Livello idrometrico ogni 10 sec (trasduttore di livello radar).
- Temperatura acqua ogni 1 h (trasduttore di temperatura acqua).
- Temperatura aria ogni 1 h (trasduttore di temperatura aria e rh%).
- Umidità relativa ogni 1 h (trasduttore di temperatura aria e rh%).
- Pressione atmosferica ogni 1 h (sensore barometrico).
- Direzione vento ogni 10 min (sensore ad ultrasuoni velocità e direzione vento).
- Velocità vento ogni 10 min (sensore ad ultrasuoni velocità e direzione vento).



Figura 10: Distribuzione sul territorio nazionale delle stazioni della rete mareografica. (Fonte: www.mareografico.it)

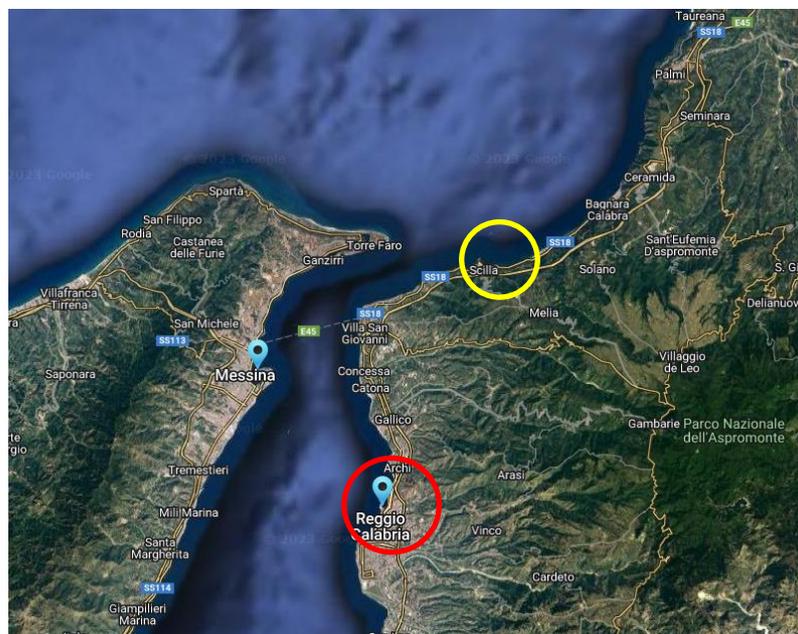


Figura 11: Ubicazione della stazione di Reggio Calabria (cerchio rosso) con riferimento all'area di intervento (cerchio giallo). (Fonte: www.mareografico.it)



Figura 12: Dettaglio della stazione mareografica di Reggio Calabria. (Fonte: www.mareografico.it)

4.3 COPERNICUS MARINE SERVICE

Tra le fonti di dati di moto ondoso consultate vi è il *Copernicus Marine Service* ed in particolare il dataset *Mediterranean Sea Waves Reanalysis*, che fornisce i principali parametri descrittivi del moto ondoso con cadenza oraria per l'intervallo temporale da gennaio 1993 a giugno 2021.

Il dataset è stato ricavato dal modello Med-WAV, basato sul modello WAM 4.6.2, applicato su due griglie di calcolo innestate, una più ampia con risoluzione $1/6^\circ$ che spazia da 75°W a 10°E e da 70°N a 10°S , ed una più dettagliata che copre il Mar Mediterraneo da 18.125°W a 36.2917°E e da 30.1875°N a 45.9792°N con risoluzione di $1/24^\circ$. L'estensione geografica del dataset è rappresentata in Figura 13.

Lo spettro del moto ondoso è discretizzato in 24 direzioni e in 32 frequenze distribuite secondo legge logaritmica.

Il modello utilizza come forzante il vento a 10 m dal livello del mare del dataset *ERA5 reanalysis* che ha una risoluzione temporale di 1 h ed una risoluzione spaziale di 0.25° .

Il sistema sfrutta anche un algoritmo di interpolazione per assimilare le misure di altezza d'onda ricavate dai satelliti.

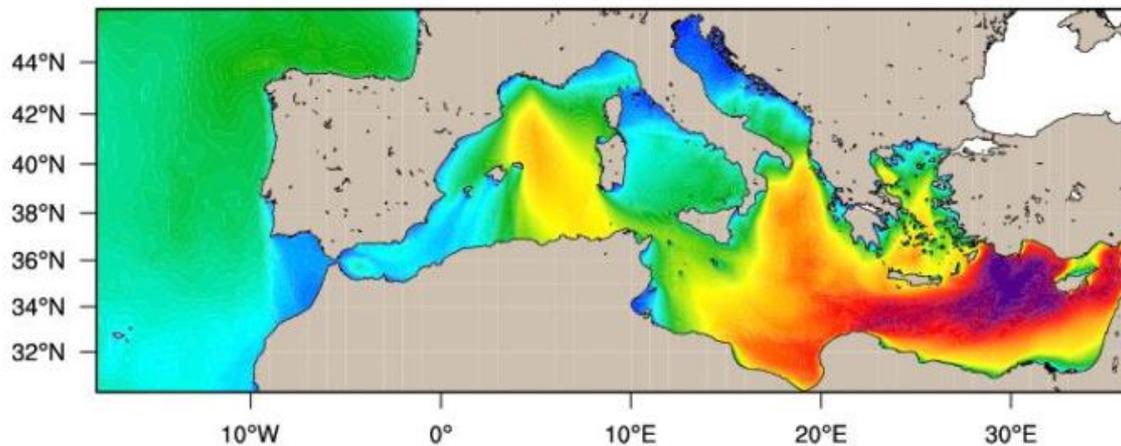


Figura 13: Estensione geografica del dataset (1) – esempio di campo d'onda tratto da Copernicus Marine Services. Product user manual for Mediterranean Sea Waves Reanalysis

4.4 MASTERPLAN DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO DI EROSIONE COSTIERA IN CALABRIA

La regione Calabria, con la collaborazione del Dipartimento DICEAM dell'Università "Mediterranea" di Reggio Calabria, nel 2013 ha redatto uno studio per analizzare le coste dell'intero territorio regionale, individuare i tratti di litorale più vulnerabili e proporre degli interventi di mitigazione.

Nell'ambito di questo studio le coste della Calabria sono state suddivise in ventiquattro aree, delimitate da significative variazioni della morfologia costiera, per ciascuna delle quali è stata condotta un'analisi per definire il clima ondoso al largo.

Nello specifico, è stato utilizzato il software ABRC-MaCRO sviluppato dalla società HR Wallingford Ltd, basato sul modello HINDWAVE, che permette di ricostruire serie temporali di moto ondoso in ambiente GIS. Il programma è stato utilizzato fornendo come forzante i dati di vento della banca dati Met Office ed è stato calibrato utilizzando i dati registrati dalle stazioni RON di Cetraro e Crotona e dalle stazioni della Rete regionale della Calabria (Tropea, Capo Spartivento, Roccella Jonica e Corigliano Calabro).

I risultati delle elaborazioni del Masterplan sono stati utilizzati nel presente studio per il dimensionamento delle opere. I valori estremi di altezza d'onda, riportati nel §5, appaiono più conservativi rispetto a quelli ricavabili dall'altro database succitato e pertanto sono stati presi a riferimento.

5 REGIME DEL MOTO ONDOSO AL LARGO

5.1 CLIMA ONDOSO

Per caratterizzare il clima ondoso al largo si è fatto riferimento ai dati del *Copernicus Marine Service* descritti nel §4.3. In particolare, i dati sono stati estratti in corrispondenza del punto individuabile dalle coordinate geografiche 15.70°E-38.35°N (croce rossa, Figura 14).

Come si può osservare dal diagramma a rosa delle altezze d'onda in Figura 15 e dalla tabella di frequenza bivariata (Tabella 1) la direzione di provenienza del moto ondoso 300°N risulta sia la direzione prevalente (quella caratterizzata da maggior frequenza) sia quella dominante (quella da cui provengono gli eventi più intensi).

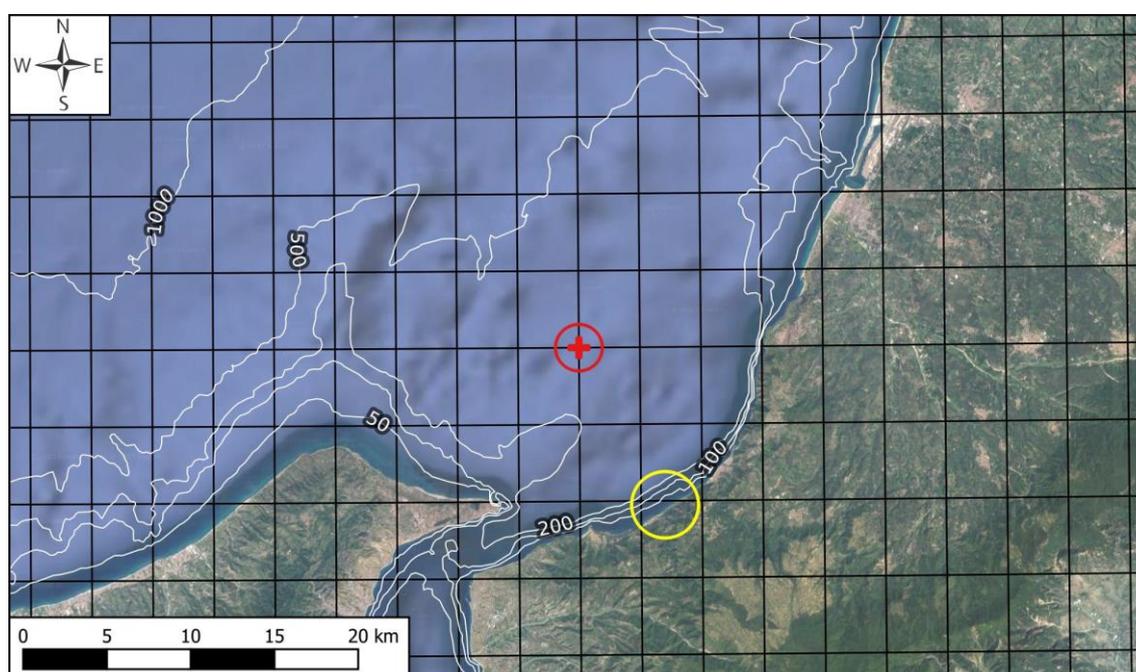


Figura 14: Griglia di calcolo del modello CMS con indicato il punto utilizzare per estrarre ed analizzare i dati (croce rossa) e l'area di studio (cerchio giallo) e le curve di livello batimetriche (in bianco).

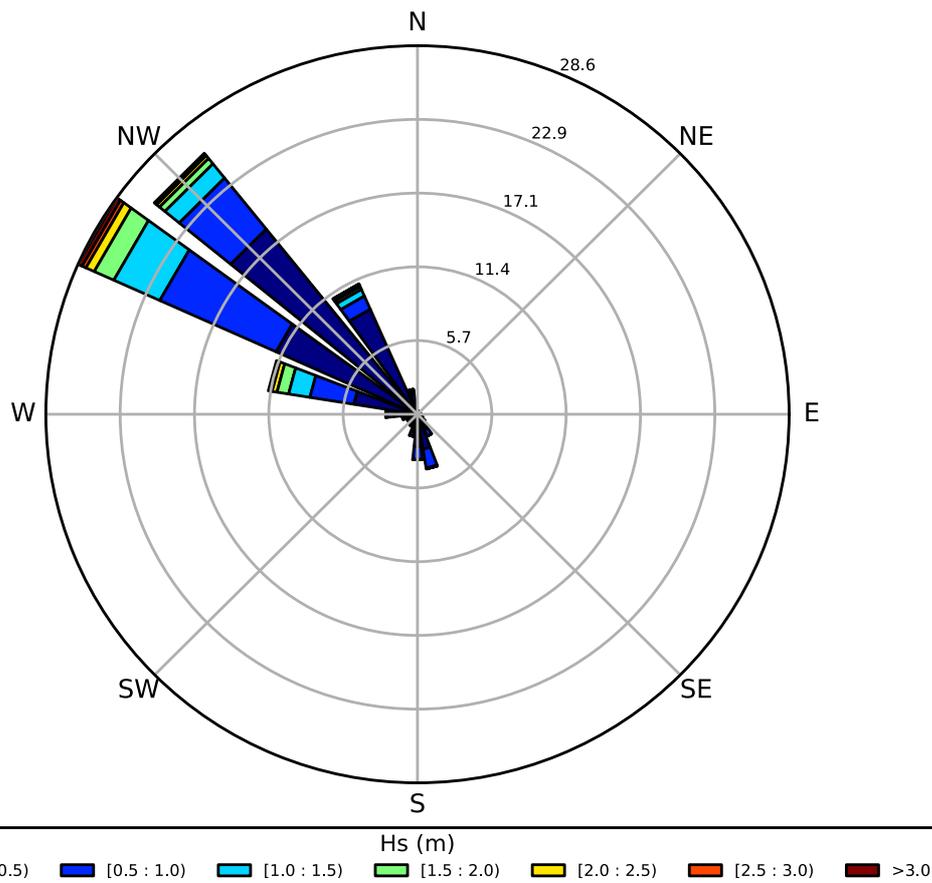


Figura 15: Diagramma a rosa delle altezze d'onda, espresse in metri

| Direzione | Classi di altezza d'onda | | | | | | | Somma |
|--------------|--------------------------|--------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|---------------|
| | 0.0-0.5 | 0.5-1.0 | 1.0-1.5 | 1.5-2.0 | 2.0-2.5 | 2.5-3.0 | >3.0 | |
| 0 | 0.25 | 0.05 | 0.02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.32 |
| 15 | 0.10 | 0.03 | 0.01 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.14 |
| 30 | 0.09 | 0.02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.12 |
| 45 | 0.10 | 0.05 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.15 |
| 60 | 0.13 | 0.06 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.19 |
| 75 | 0.18 | 0.06 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.24 |
| 90 | 0.20 | 0.05 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.25 |
| 105 | 0.28 | 0.06 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.33 |
| 120 | 0.37 | 0.07 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.44 |
| 135 | 0.57 | 0.16 | 0.01 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.73 |
| 150 | 1.28 | 0.56 | 0.02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.86 |
| 165 | 2.73 | 1.48 | 0.08 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 4.29 |
| 180 | 2.52 | 0.98 | 0.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 3.54 |
| 195 | 1.44 | 0.29 | 0.02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.74 |
| 210 | 0.84 | 0.17 | 0.01 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.03 |
| 225 | 0.72 | 0.13 | 0.01 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.85 |
| 240 | 0.71 | 0.16 | 0.01 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.88 |
| 255 | 0.95 | 0.21 | 0.02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.18 |
| 270 | 1.80 | 0.53 | 0.09 | 0.02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2.45 |
| 285 | 4.95 | 3.42 | 1.66 | 0.90 | 0.38 | 0.18 | 0.12 | 11.61 |
| 300 | 11.89 | 9.79 | 3.87 | 1.65 | 0.70 | 0.32 | 0.35 | 28.56 |
| 315 | 18.47 | 5.09 | 1.42 | 0.53 | 0.28 | 0.12 | 0.12 | 26.04 |
| 330 | 8.91 | 1.12 | 0.56 | 0.23 | 0.14 | 0.07 | 0.04 | 11.07 |
| 345 | 1.57 | 0.22 | 0.11 | 0.05 | 0.01 | 0.00 | 0.00 | 1.97 |
| Somma | 61.05 | 24.77 | 7.96 | 3.40 | 1.52 | 0.69 | 0.62 | 100.00 |

Tabella 1: Tabella di frequenza bivariata per classi di altezza d'onda e di direzione

5.1.1 DIREZIONE DEL MOTO ONDOSI RISULTANTE

Il flusso longitudinale di energia del moto ondoso che investe la spiaggia si può stimare in funzione delle onde al largo come somma dei contributi delle j -esime onde con la relazione:

$$E_f = \sum_j \frac{(\sqrt{e_j} H_{s0j})^3}{T_{sj}} \sqrt{|\cos \alpha_{0Fj}|} (\sin 2\alpha_{0Fj}) f_j$$

dove

H_{s0j} è l'altezza d'onda significativa al largo

e_j è un coefficiente che tiene conto della quota parte di energia che non arriva sulla costa a causa degli ostacoli

f_j è la frequenza di accadimento

α_{0j} è l'angolo tra la direzione del moto ondoso Dir_0 e la normale uscente dalla costa $DirN$

$$\alpha_{0j} = DirN - Dir_{0j}$$

La *direzione del moto ondoso risultante* o *direzione del moto ondoso persistente* si individua cercando una direzione fittizia della spiaggia $DirN_0$ tale per cui il flusso longitudinale risulti nullo; una volta individuata si ricava la direzione del moto ondoso risultante come:

$$Dir_{00} = DirN_0 + 180^\circ$$

La direzione risultante del moto ondoso calcolata è pari a 302°N.

5.1.2 PROFONDITÀ LIMITE DEL TRASPORTO DI SEDIMENTI

Una schematizzazione molto utilizzata per descrivere il fenomeno del trasporto di sedimenti è quella proposta da *Hallermeier (1981)* nella quale il profilo di spiaggia sommersa viene suddiviso in tre zone (Figura 16):

- i. zona litoranea, compresa tra la linea di riva e la profondità D_1 , dove il frangimento delle onde e le correnti indotte dal moto ondoso generano trasporto longitudinale e trasversale e le variazioni stagionali della batimetria sono nettamente distinguibili;
- ii. zona di transizione, o zona costiera, compresa tra la profondità D_1 e la profondità D_i , dove le variazioni batimetriche sono modeste, il trasporto è di tipo trasversale, dovuto essenzialmente o alla deposizione di materiale in sospensione, o al sollevamento dal fondo indotto da mareggiate particolarmente intense;
- iii. zona offshore, oltre la profondità D_i , dove il trasporto di sedimenti è trascurabile.

Per valutare la profondità D_1 , detta anche *profondità di chiusura*, esistono svariate formule in letteratura. La prima è quella proposta dallo stesso Hallermeier:

$$D_1 = 2.28 H_s - 68.5 \left(\frac{H_s^2}{g T_s^2} \right)$$

dove

H_s è altezza d'onda significativa non frangente

T_s è il corrispondente periodo significativo

Un'altra formula disponibile è quella di *Birkemeier (1985)*, che ha rivalutato la formula di *Hallermeier* mediante dati di campo, ricavando la seguente:

$$D_l = 1.75 H_s - 57.9 \left(\frac{H_s^2}{g T_s^2} \right)$$

Per valutare la profondità oltre la quale diventano trascurabili le variazioni stagionali del profilo di spiaggia alla cosiddetta $H_{s,12}$, ovvero l'altezza d'onda significativa che viene superata per 12 ore all'anno.

Per gli scopi pratici il CUR (Delft Hydraulics, Report 130, 1987 - Manual on Artificial Beach Nourishment) suggerisce di utilizzare la seguente relazione:

$$D_l = 1.75 H_{s,12}$$

Per stimare la profondità limite lato mare della zona di transizione il manuale CUR consiglia di raddoppiare la profondità D_l :

$$D_i = 2 D_l = 3.50 H_{s,12}$$

Dalla serie storica a disposizione risulta che mediamente l'altezza d'onda $H_{s,12}$, caratterizzata da una frequenza di superamento del 0.137%, risulta pari a circa 4 m (Figura 17); il corrispondente periodo significativo, valutato con la relazione $T_p = \sqrt{H_s/0.049}$ valida per lo spettro JONSWAP (Joint North Sea Wave Project) medio, risulta pari a 9 s.

Con la formula di *Hallermeier* si ricava una profondità limite della zona litoranea pari a 8 m mentre con quella di *Birkemeier* risulta pari a 6 m.

Con le formule del manuale CUR si ricava una profondità D_l di 7 m ed una profondità limite della zona costiera pari a 14 m.

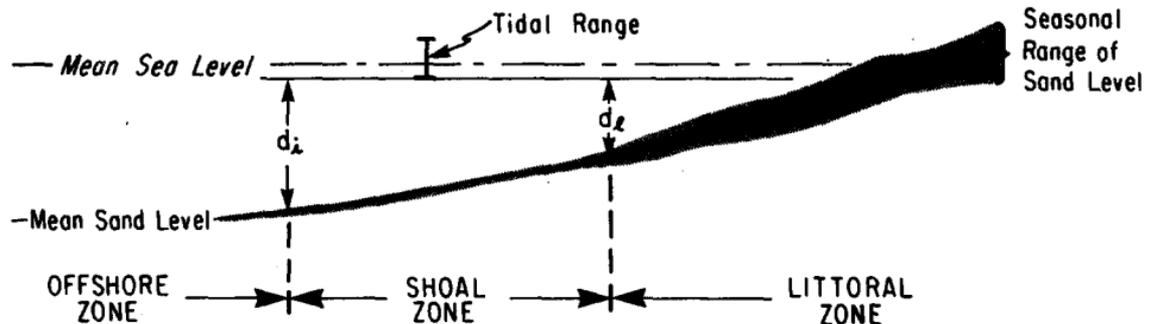


Figura 16: Suddivisione del profilo di spiaggia in tre zone (*Hallermeier 1981*)

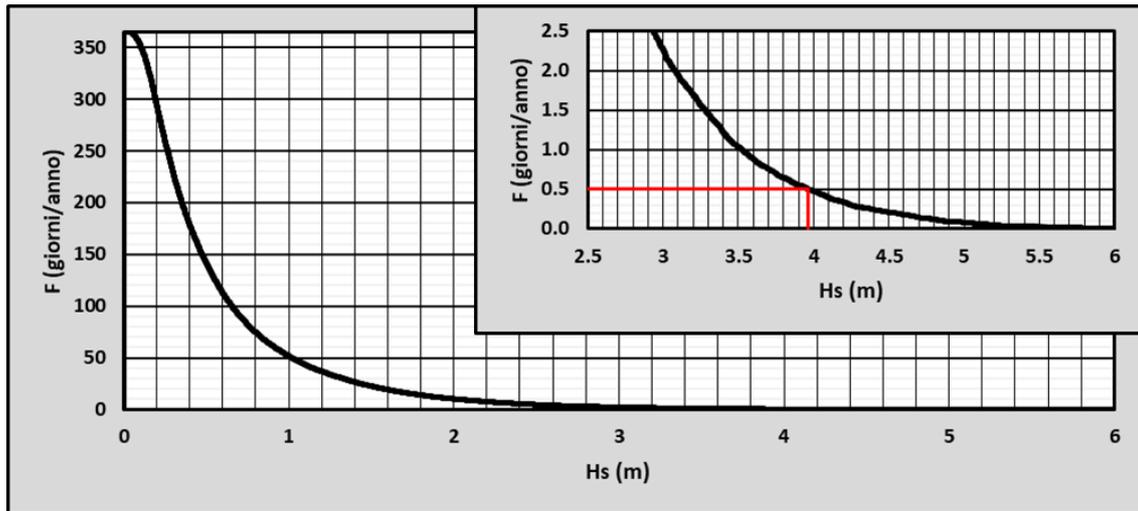


Figura 17: Curva di frequenza di superamento dell'altezza d'onda significativa e calcolo della $H_{s,12}$

5.2 EVENTI ESTREMI

I valori estremi di altezza d'onda al largo sono stati ricavati dalle elaborazioni del Masterplan degli Interventi di Mitigazione del Rischio di Erosione Costiera in Calabria (§4.4). In particolare, si è fatto riferimento ai valori estremi ricavati con la distribuzione omnidirezionale di Weibull a due parametri:

$$P(H_s > h) = \exp \left[- \left(\frac{h}{w} \right)^u \right]$$

dove u è un parametro di forma adimensionale e w è un fattore di scala espresso in metri.

In Tabella 2 e Figura 18 sono riportati i valori estremi stimati per diversi tempi di ritorno.

| Tr (anni) | 1 | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 | 200 |
|-----------|------|------|------|------|------|------|------|
| H_s (m) | 4.64 | 6.21 | 6.89 | 7.58 | 8.49 | 9.19 | 9.90 |

Tabella 2: Valori estremi di altezza d'onda significativa in funzione del tempo di ritorno

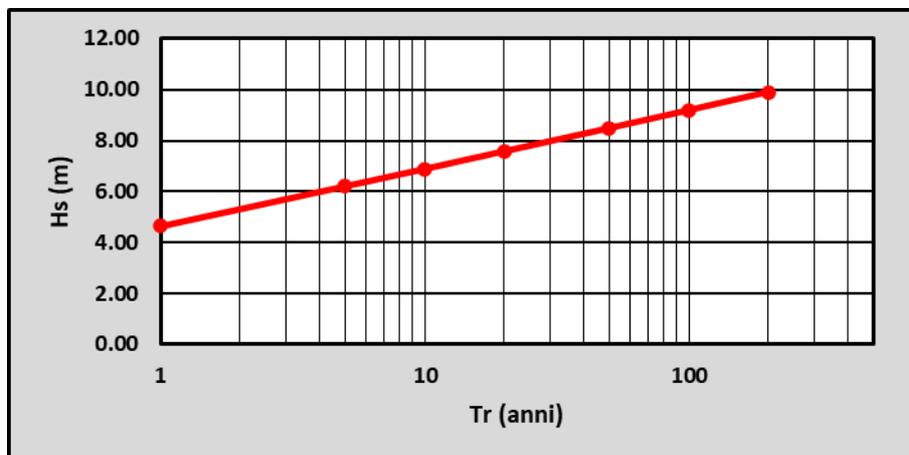


Figura 18: Valori estremi di altezza d'onda significativa in funzione del tempo di ritorno

6 VARIAZIONE DEL LIVELLO MARINO – STAZIONE RMN REGGIO CALABRIA

La variazione del livello medio del mare può essere rappresentata come somma di diversi contributi:

$$\eta_{tot} = \eta_{as} + \eta_{meteo} + \eta_{lt} + \eta_{wave}$$

dove

- η_{as} è la marea astronomica;
- η_{meteo} è la componente meteorologica, dovuta dalle variazioni di pressione atmosferica (η_{pa}) e del vento (η_v);
- η_{lt} è una componente di lungo periodo, legata essenzialmente ai cambiamenti climatici;
- η_{wave} è il sovrizzo dovuto al moto ondoso (*wave set-up*).

Nel caso specifico si è interessati a valutare sia i valori estremi di innalzamento sia i valori estremi di abbassamento del livello del mare.

La valutazione dell'innalzamento del mare in condizioni di tempesta è necessaria perché influisce sull'altezza d'onda sotto costa e quindi sul dimensionamento dell'opera a gettata. In particolare, si è interessati a valutare il cosiddetto *Still Water Level* (SWL) ovvero il valore estremo del livello che il mare raggiungerebbe in assenza di onde di vento.

L'abbassamento del livello marino deve invece essere tenuto in considerazione per il dimensionamento della condotta sottomarina; infatti, durante le fasi di pompaggio la condizione più sfavorevole per la condotta è quella di bassa marea perché si riduce il carico idraulico a monte della pompa.

La marea astronomica ha un carattere deterministico perciò può essere valutata senza ricorrere ad analisi statistiche. L'analisi statistica si deve quindi concentrare sulla componente meteorologica della marea.

Per stimare i valori estremi di innalzamento/abbassamento del livello marino è possibile ricorrere al metodo diretto, basandosi unicamente su misure di livello idrico, o al metodo indiretto, stimando la marea meteorologica a partire dai dati di pressione atmosferica e di vento e sommando a questa il più cautelativo valore di marea astronomica.

Il metodo diretto può essere applicato seguendo diversi approcci (2):

- 1) Stima mediante analisi diretta degli eventi estremi di innalzamento/abbassamento del livello idrico.
- 2) Stima mediante convoluzione tra distribuzione di probabilità dei valori estremi della componente meteorologica e distribuzione di probabilità dei livelli di marea astronomica.
- 3) Stima dei valori estremi di livello mediante somma tra valori estremi di componente meteorologica ed il più pessimistico valore di marea astronomica.

In tutti questi approcci, prima di effettuare l'analisi occorre depurare la serie misurata dal *trend* di lungo periodo η_{lt} che deve poi essere reintrodotta a valle dell'analisi.

Nel caso di studio la valutazione dei valori estremi è stata effettuata sia mediante il metodo diretto - approccio 1) - sia mediante il metodo indiretto.

I dati utilizzati sono quelli misurati dalla stazione mareografica di Reggio Calabria. Nei paragrafi che seguono verranno descritte le analisi effettuate e sintetizzati i risultati ottenuti.

Per rimuovere il suddetto *trend* si è scelto di sottrarre dalle misure, anno per anno, il livello medio annuo misurato. Si è utilizzata la distribuzione di Weibull, selezionando gli eventi mediante il metodo dei massimi annui.

Per abbreviare di seguito si utilizzeranno le seguenti sigle:

- MWL = Mean Water Level;
- SWL = Still Water Level;
- LWL = Low Water Level.

6.1 ANALISI DELLA TENDENZA

Analizzando i livelli medi annui misurati tra il 2000 e il 2022 si è ricavata una retta di regressione interpolante dalla quale si deduce una tendenza di innalzamento del livello medio mare pari a circa 5.7 mm all'anno (Figura 19).

Il livello medio registrato nel 2022 è pari a -0.16 m s.l.m.

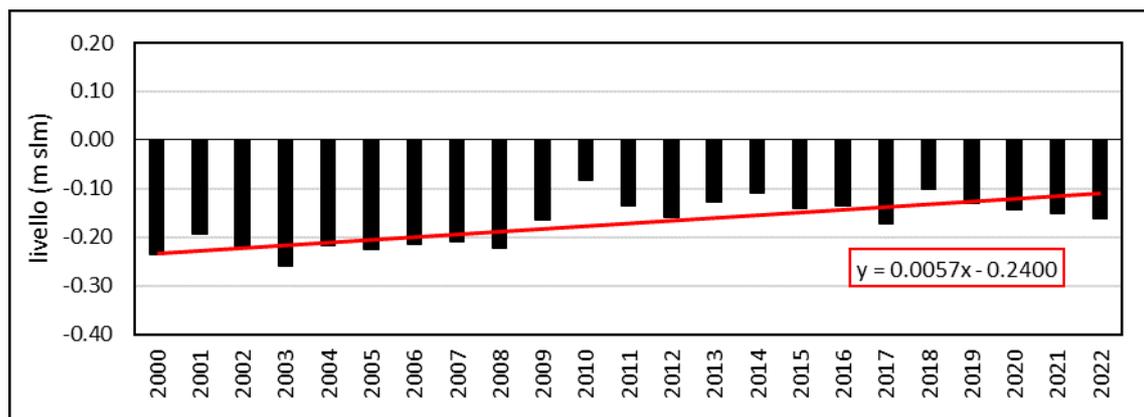


Figura 19: Livelli medi annui dal 2000 al 2022 e relativa retta di regressione

6.2 ANALISI DELLA MAREA ASTRONOMICA

La marea astronomica è causata dall'attrazione gravitazionale che i corpi celesti, principalmente Luna e Sole (attrazione luni-solare), esercitano sulla massa d'acqua. Nel portale della Rete Mareografica Nazionale è presente un archivio dati da cui si possono ricavare le analisi di marea anno per anno per ciascuna stazione di misura. Considerata la natura deterministica della marea astronomica, l'analisi effettuata su uno specifico anno è sufficiente per caratterizzare il regime della marea astronomica del sito di interesse.

In Tabella 3 sono riportate la frequenza, l'ampiezza e la fase delle principali componenti armoniche mareali ricavate dalle misure di livello idrico della stazione mareografica di Reggio Calabria relative all'anno 2014. A partire da queste si è generata una serie temporale di livelli idrici (Figura 20) da cui si può vedere che il massimo livello di marea risulta pari a +0.15 m rispetto al livello medio del mare (LMM) mentre il minimo livello risulta -0.13 m.

| Nome | Descrizione | Frequenza (cicli/ora) | Periodo (hh:mm:ssss) | Ampiezza (cm) | Fase (°) |
|------|--------------------------------------|-----------------------|----------------------|---------------|----------|
| O1 | lunare diurna principale | 0.03873065 | 25:49:09.64 | 1.0536 | 28.81 |
| P1 | solare diurna principale | 0.04155259 | 24:03:57.20 | 0.6132 | 19.27 |
| K1 | lunisolare declinazione diurna | 0.04178075 | 23:56:04.08 | 1.2639 | 20.42 |
| N2 | lunare semidiurna ellittica maggiore | 0.07899925 | 12:39:30.05 | 1.1073 | 34.35 |
| M2 | lunare semidiurna principale | 0.08051140 | 12:25:14.16 | 6.4168 | 32.11 |
| S2 | solare semidiurna principale | 0.08333334 | 11:59:60.00 | 3.2264 | 38.83 |
| K2 | lunisolare declinazione semidiurna | 0.08356149 | 11:58:02.05 | 0.9835 | 28.35 |
| M4 | Quarta lunare | 0.16102280 | 06:12:37.08 | 0.6025 | 296.45 |
| MS4 | Quarta mensile | 0.16384470 | 06:06:12.03 | 0.4147 | 323.52 |

Tabella 3: Frequenza, ampiezza e fase delle principali componenti armoniche mareali – Analisi effettuata con misure orarie - Periodo da 01 Gennaio 2014 a 31 Dicembre 2014 (Fonte dati: ANALISI DI MAREA ED ELABORAZIONI PARAMETRICHE www.mareografico.it)

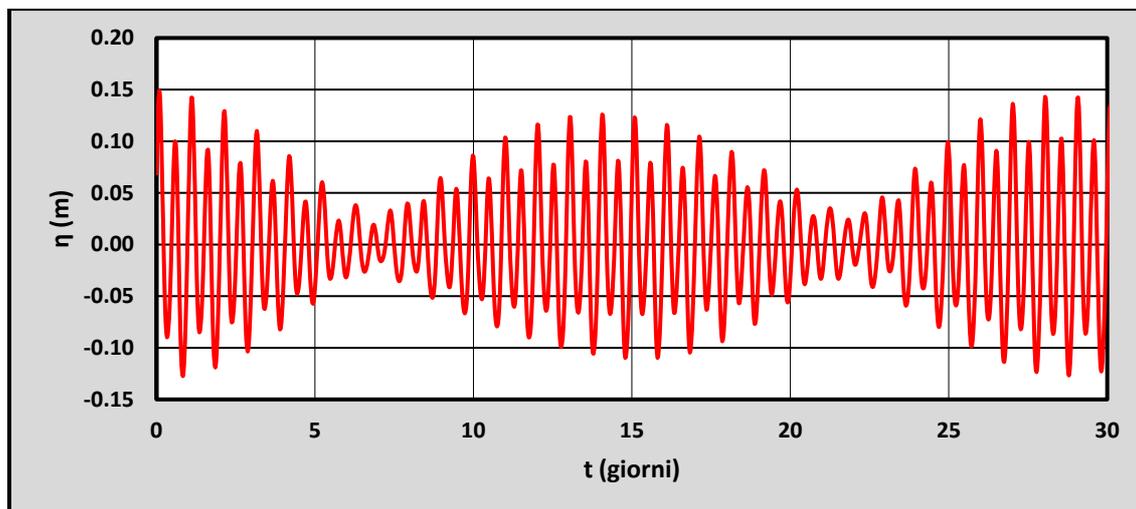


Figura 20: Segnale di marea generato a partire dalle costanti di marea riportate in Tabella 3

6.3 ANALISI DEGLI EVENTI ESTREMI

6.3.1 METODO DIRETTO

Come premesso, l'analisi statistica è stata effettuata col metodo dei massimi annui utilizzando la distribuzione di Weibull. Le misure sono state depurate dal trend sottraendo il livello medio annuo, quindi sono stati determinati i valori estremi di innalzamento $|\Delta y+|$ e di abbassamento $|\Delta y-|$ del livello marino per i diversi tempi di ritorno. A valle dell'analisi è stato sommato il livello medio misurato nel 2022 pari a -0.16 m s.l.m., ricavando quindi i valori estremi di alta e bassa marea espressi rispetto allo zero topografico.

6.3.1.1 VALORI ESTREMI DI INNALZAMENTO DEL LIVELLO DEL MARE

La stima è stata effettuata per diversi tempi di ritorno, compresi tra 1 e 200 anni. Come si può vedere in Tabella 4, l'innalzamento del livello idrico stimato varia tra $+0.30$ m a $+0.60$ m tra il tempo di ritorno 1 e quello di 200 anni. Per il tempo di ritorno di progetto, pari a 50 anni, l'innalzamento del livello marino risulta pari a 0.53 m, a cui corrisponde un livello idrico di $+0.37$ m s.l.m. i valori estremi. I valori estremi di livello del mare sono rappresentati graficamente in funzione del tempo di ritorno in Figura 21.

| Tr (anni) | $ \Delta y+ $ (m) | SWL = MWL + $ \Delta y+ $ (m s.l.m.) |
|-----------|-------------------|--------------------------------------|
| 1 | 0.30 | 0.14 |
| 2 | 0.34 | 0.18 |
| 5 | 0.40 | 0.24 |
| 10 | 0.43 | 0.27 |
| 20 | 0.47 | 0.31 |
| 50 | 0.53 | 0.37 |
| 100 | 0.57 | 0.41 |
| 200 | 0.60 | 0.44 |

Tabella 4: Calcolo dei valori estremi di innalzamento del livello del mare - metodo diretto

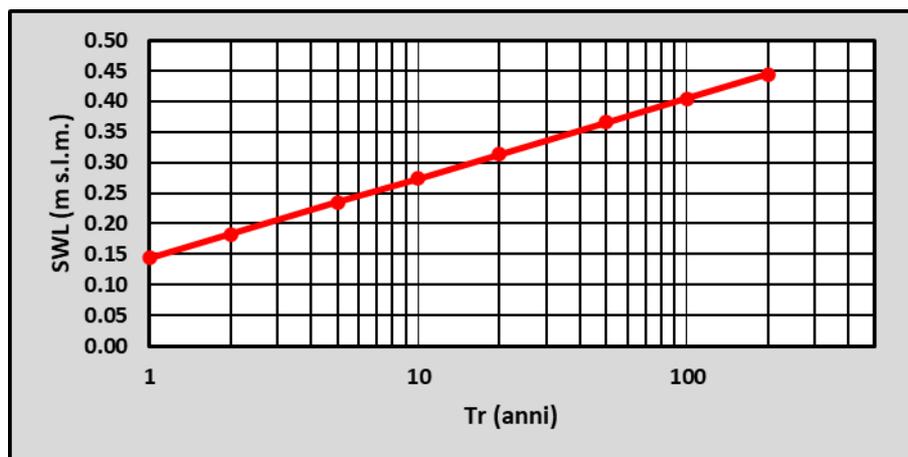


Figura 21: Valori estremi di innalzamento del livello del mare in funzione del tempo di ritorno – Metodo diretto

6.3.1.2 VALORI ESTREMI DI ABBASSAMENTO DEL LIVELLO DEL MARE

L'abbassamento del livello idrico stimato varia, in valore assoluto, tra 0.22 m per il tempo di ritorno 1 anno a 0.48 m per il Tr 200 anni (Tabella 5); i corrispondenti valori estremi livello idrico risulta rispettivamente pari a -0.38 e -0.64 m s.l.m. (Figura 22)

Per il tempo di ritorno cinquantennale l'abbassamento risulta 0.45 m, cui corrisponde un livello idrico pari a -0.61 m s.l.m.

| Tr (anni) | $ \Delta y $ (m) | LWL = MWL - $ \Delta y $ (m s.l.m.) |
|-----------|------------------|-------------------------------------|
| 1 | 0.22 | -0.38 |
| 2 | 0.32 | -0.48 |
| 5 | 0.37 | -0.53 |
| 10 | 0.40 | -0.56 |
| 20 | 0.42 | -0.58 |
| 50 | 0.45 | -0.61 |
| 100 | 0.47 | -0.63 |
| 200 | 0.48 | -0.64 |

Tabella 5: Calcolo dei valori estremi di abbassamento del livello del mare - metodo diretto

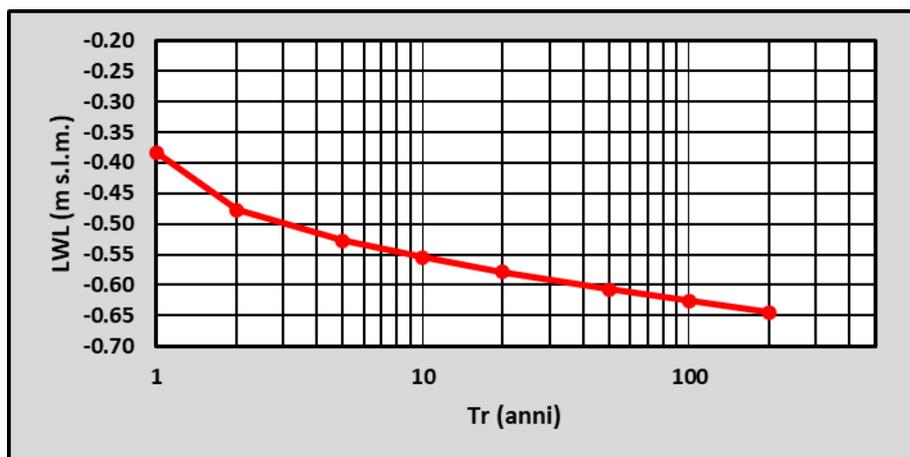


Figura 22: Valori estremi di abbassamento del livello del mare in funzione del tempo di ritorno – Metodo diretto

6.3.2 METODO INDIRETTO

Come anticipato, nel metodo indiretto si stima la variazione di livello idrico dovuta ad effetti meteorologici a partire dai dati di pressione atmosferica e di vento e a questa viene poi sommato il valore più cautelativo di marea astronomica.

In questo caso sono stati analizzati i valori estremi di alta e bassa pressione misurati dalla stazione di Reggio Calabria e, mediante la regola del barometro inverso, secondo cui ad una variazione di pressione atmosferica di 1 hPa corrisponde una variazione di segno opposto del livello marino pari a 1 cm, è stata ricavata la corrispondente variazione di livello idrico.

Per valutare la variazione di livello dovuta al vento occorrerebbe, a rigore, stimare i valori estremi di intensità del vento e poi applicare delle formule di letteratura che consentono di stimare il wind-setup in funzione della velocità del vento ed altri parametri, come la seguente:

$$S = \frac{K L U^2}{g (D - d - S)} \ln \frac{D}{d + S}$$

dove

K è un coefficiente pari a $3 \cdot 10^{-6}$

D è la profondità della piattaforma continentale

L è l'estensione della piattaforma

d è la profondità dove si calcola il sovrizzo

g è l'accelerazione di gravità

S è il wind-setup, da ricercare in modo iterativo a causa della natura implicita della formula

In questa fase, considerata la modesta influenza del wind-setup nel bilancio complessivo del calcolo, si è ritenuto sufficiente valutarlo in maniera speditiva. Sulla base dell'esperienza pregressa e di altri studi consultati si è ritenuto sufficientemente cautelativo assumere un sovrizzo del vento pari a 10 cm.

6.3.2.1 VALORI ESTREMI DI INNALZAMENTO DEL LIVELLO DEL MARE

Il sovrizzo del vento è stato assunto, cautelativamente, pari a 10 cm come detto poc'anzi.

Il livello di alta marea per ciascun tempo di ritorno è stato calcolato come:

$$SWL [m s.l.m.] = MWL + |\eta_{as}| + |\eta_{Pa}| + |\eta_{wind}| = -0.16 + 0.15 + |\eta_{Pa}| + 0.10$$

| Tr (anni) | \Delta p (hPa) | \eta_{pa} (m) | SWL (m s.l.m.) |
|-----------|-----------------|---------------|----------------|
| 1 | 15.4 | 0.15 | 0.24 |
| 2 | 23.5 | 0.23 | 0.32 |
| 5 | 27.7 | 0.28 | 0.37 |
| 10 | 30.1 | 0.30 | 0.39 |
| 20 | 32.2 | 0.32 | 0.41 |
| 50 | 34.6 | 0.35 | 0.44 |
| 100 | 36.2 | 0.36 | 0.45 |
| 200 | 37.7 | 0.38 | 0.47 |

Tabella 6: Calcolo dei valori estremi di innalzamento del livello marino - metodo indiretto

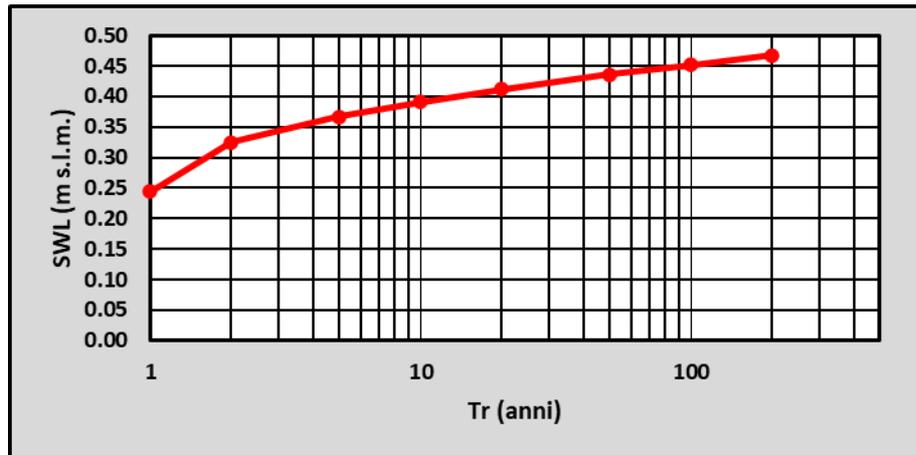


Figura 23: Valori estremi di innalzamento del livello del mare in funzione del tempo di ritorno – Metodo indiretto

6.3.2.2 VALORI ESTREMI DI ABBASSAMENTO DEL LIVELLO DEL MARE

In questo caso l'effetto del vento è trascurabile quindi non è stato tenuto in considerazione. Il valore estremo di bassa marea per ciascun tempo di ritorno è stato ricavato come:

$$LWL [m s.l.m.] = MWL - |\eta_{as}| - |\eta_{pa}| = -0.16 - 0.13 - |\eta_{pa}|$$

In Tabella 7 sono riportati, in funzione del tempo di ritorno, i valori estremi stimati di sovrappressione atmosferica $\Delta p+$, il corrispondente abbassamento di livello idrico η_{pa} ed il livello idrico risultante. Quest'ultimo è rappresentato graficamente, in funzione del tempo di ritorno, nella Figura 24.

| Tr (anni) | $ \Delta p+ $ (hPa) | η_{pa} (m) | LWL (m s.l.m.) |
|-----------|---------------------|-----------------|----------------|
| 1 | 14.32 | -0.14 | -0.43 |
| 2 | 18.56 | -0.19 | -0.48 |
| 5 | 20.78 | -0.21 | -0.50 |
| 10 | 22.05 | -0.22 | -0.51 |
| 50 | 24.39 | -0.24 | -0.53 |
| 100 | 25.25 | -0.25 | -0.54 |
| 200 | 26.04 | -0.26 | -0.55 |

Tabella 7: Calcolo dei valori estremi di abbassamento del livello marino - metodo diretto

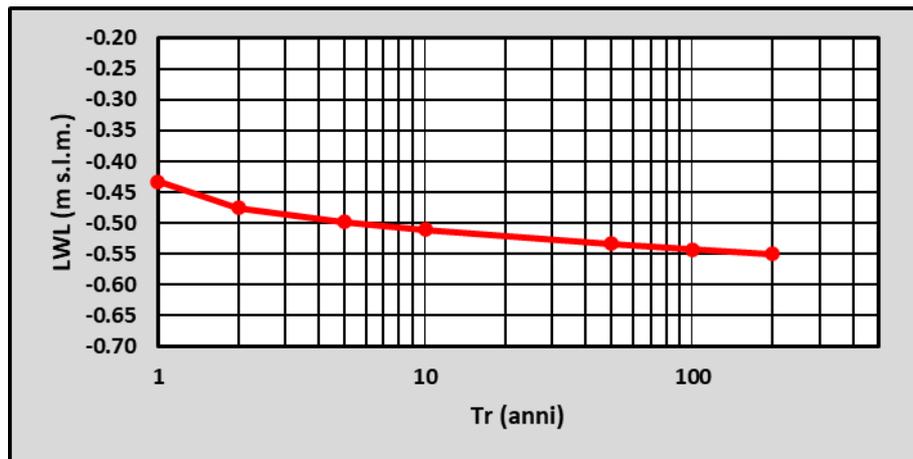


Figura 24: Valori estremi di abbassamento del livello del mare in funzione del tempo di ritorno – Metodo indiretto

6.3.3 SINTESI

Il metodo diretto e quello indiretto forniscono risultati coerenti tra loro.

Il metodo indiretto fornisce valori più cautelativi per quanto riguarda lo SWL mentre quello diretto risulta più cautelativo per i valori di LWL.

Concettualmente il metodo indiretto dovrebbe risultare più cautelativo perché si basa su un involuppo dei valori estremi delle singole componenti; in pratica, a causa dell'incertezza nelle formule di conversione tramite le quali si valuta la marea meteorologica in funzione delle variazioni bariche e della velocità del vento, non si può stabilire a priori quale dei metodi risulterà cautelativo.

Per il tempo di ritorno di progetto, pari a 50 anni, i due metodi forniscono risultati che differiscono per 7-8 cm, una differenza che appare ragionevole considerate tutte le incertezze del caso.

In sintesi, per le verifiche di progetto si utilizzeranno i valori con tempo di ritorno pari a:

- SWL (Tr50) = +0.44 m s.l.m.
- LWL (Tr50) = -0.61 m s.l.m.

7 MOTO ONDOSO SOTTO COSTA

7.1 IL MODELLO SWAN

SWAN (acronimo di *Simulating WAVes Nearshore*) è un modello spettrale di terza generazione² sviluppato dalla Università Tecnologica di Delft (Olanda). che permette di simulare la generazione, la propagazione e le trasformazioni del moto ondoso dal largo sino alla fascia di mareggiata.

Il modello è in grado di rappresentare i seguenti processi:

- Propagazione nello spazio.
- Rifrazione e *shoaling* dovuti alla variabilità spaziale della batimetria e delle correnti.
- Diffrazione.
- Attenuazione e riflessione causate da correnti opposte alla propagazione del moto ondoso.
- Trasmissione e riflessione contro gli ostacoli.
- I processi di generazione e dissipazione rappresentati sono i seguenti:
 - Generazione da vento.
 - Dissipazione per *whitecapping*.
 - Dissipazione per frangimento indotto dalla profondità.
 - Dissipazione per attrito al fondo.
 - Interazioni tra onde, sia in acque profonde, sia in acque basse.

SWAN permette di realizzare simulazioni stazionarie o non stazionarie, e può lavorare sia con coordinate piane, cartesiane o curvilinee, sia in coordinate geografiche.

Il modello si basa sull'equazione di bilancio dell'azione dell'onda:

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \nabla \cdot [(\vec{c}_g + \vec{U})N] + \frac{\partial c_\sigma N}{\partial \sigma} + \frac{\partial c_\theta N}{\partial \theta} = \frac{S_{tot}}{\sigma}$$

dove $N = E/\sigma$ è l'azione dell'onda, definita come rapporto tra la densità di energia e la frequenza angolare relativa, \vec{c}_g è la celerità di gruppo, \vec{U} è la velocità della corrente, c_σ e c_θ sono le velocità di propagazione nel dominio spettrale (σ, θ) . La parte destra dell'equazione contiene il termine S_{tot} che rappresenta il termine sorgente che tiene conto di tutti quei processi fisici che forniscono, dissipano o redistribuiscono l'energia del moto ondoso.

Il termine S_{tot} viene ricavato come somma di sei contributi:

$$S_{tot} = S_{in} + S_{nl3} + S_{nl4} + S_{ds,w} + S_{ds,b} + S_{ds,br}$$

Questi termini rappresentano, rispettivamente, l'input di energia fornita dal vento, il trasferimento non-lineare di energia dovuto alle triplette e alle quadruplette, e le perdite di

² Vedi *Holthuijsened al. 1993; Ris, 1997.*

energia dovute al *whitecapping*, allo sforzo al fondo e al frangimento indotto dalla profondità (vedi schema in Figura 25).

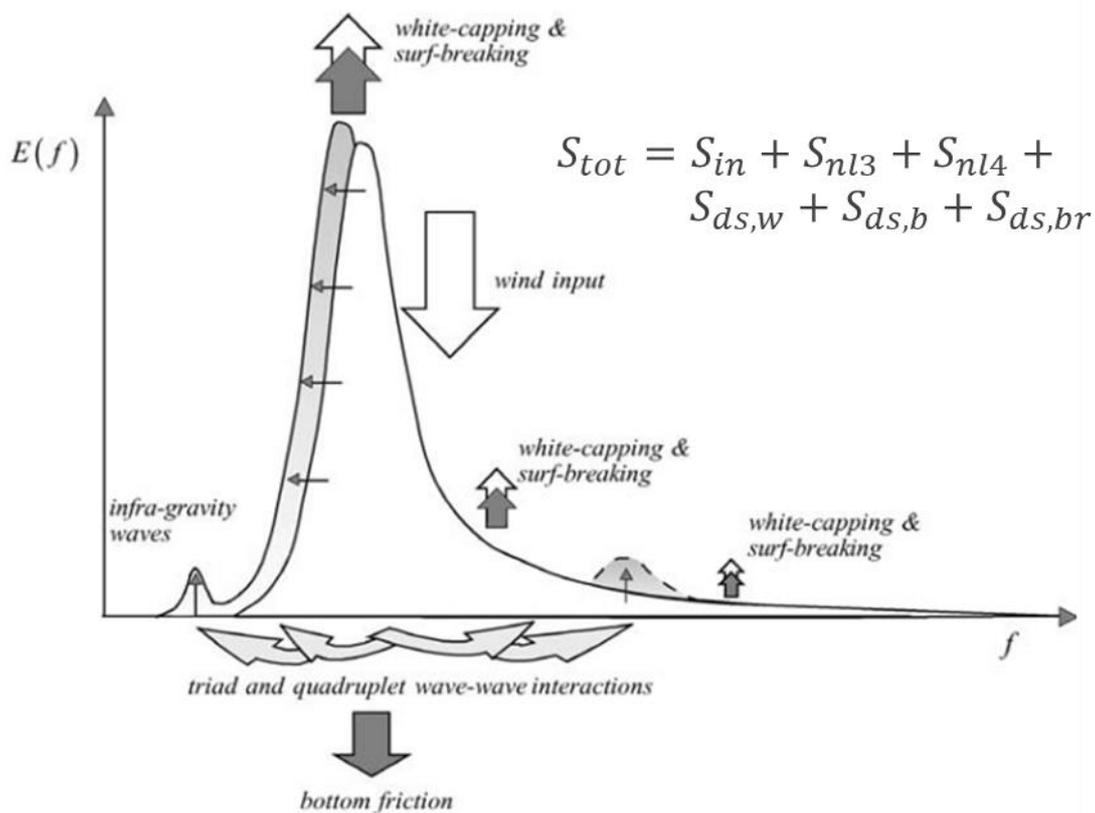


Figura 25: Schema dei termini sorgente che intervengono per fornire, dissipare e ridistribuire l'energia nello spettro di frequenza (3)

7.2 IMPOSTAZIONE DEL MODELLO

7.2.1 GRIGLIE DI CALCOLO

La prima indispensabile impostazione precipua a qualsiasi altra azione è stata quella di definire griglie rettangolari adattate alla batimetria ed alla linea di costa entro la quale il modello ha compiuto i calcoli.

Sono state utilizzate tre griglie innestate, una ampia con risoluzione di 100 m, una intermedia con risoluzione 25 m ed una di dettaglio con risoluzione di 10 m (Figura 26 e Figura 27).

7.2.2 BATIMETRIA

La batimetria del modello è stata ricavata unendo la batimetria EMODnet (§4.1) con quella del rilievo batimetrico di dettaglio eseguito *ad-hoc* per l'intervento, che si estende sino ad una profondità di circa 13 m.

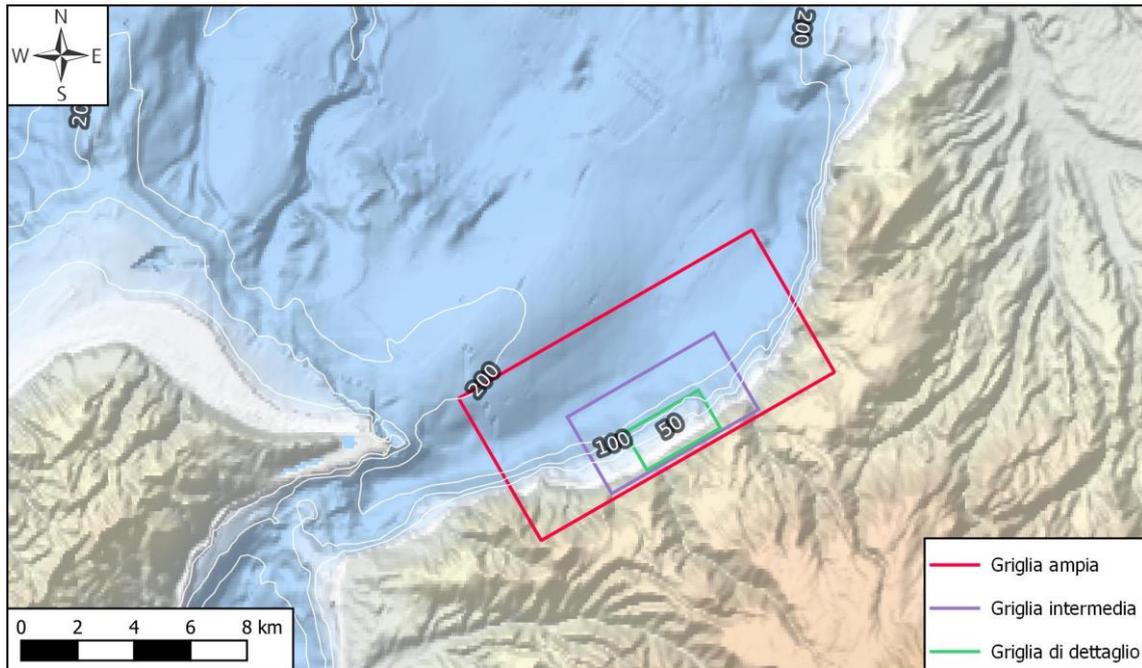


Figura 26: Localizzazione dominio di calcolo. I contours bianchi ed i relativi numeri sono riferiti alla batimetria del fondale.



Figura 27: Dettaglio griglia (10x10 m) di calcolo in prossimità dell'area di interesse

7.2.3 CONDIZIONI AL CONTORNO

Le simulazioni sono state condotte per i tempi di ritorno di 1, 10 e 50 anni, considerando la direzione di provenienza del moto ondoso pari a 300°N, la direzione dominante come riportato in §5. I dati di input per le simulazioni sono riassunti in Tabella 8.

Il periodo di picco dell'onda è stato stimato mediante la seguente relazione, valida per lo spettro JONSWAP medio:

$$T_p = \sqrt{\frac{H_s}{0.049}}$$

| Codice | Tr (anni) | H _s (m) | T _p (s) | Dir (°N) |
|--------|-----------|--------------------|--------------------|----------|
| A001 | 1 | 4.64 | 9.73 | 300 |
| A010 | 10 | 6.89 | 11.86 | 300 |
| A050 | 50 | 8.49 | 13.16 | 300 |

Tabella 8: Dati di input forniti al modello SWAN

7.2.4 PUNTI DI OSSERVAZIONE

Per estrarre i risultati dettagliati in corrispondenza del piede dell'opera in progetto sono stati disposti una serie di punti di controllo con un'interdistanza di 25 m (Figura 28). I risultati ricavati in corrispondenza di tali punti sono poi stati utilizzati per il dimensionamento dell'opera (vedi Capitolo 10).

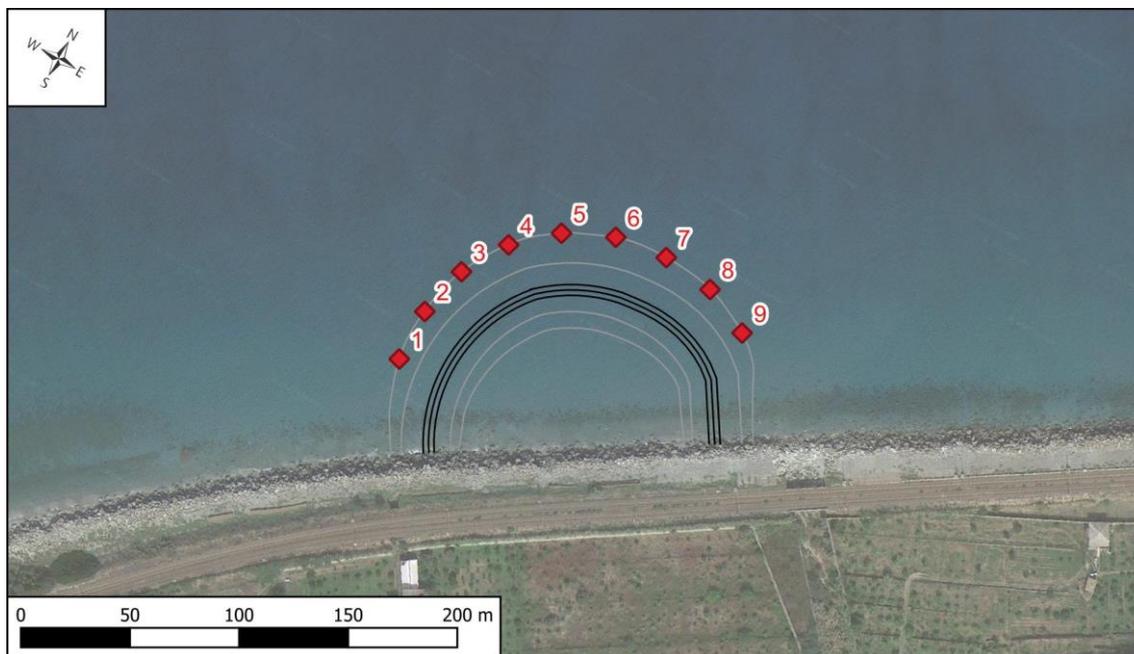


Figura 28: Punti di osservazione modello numerico SWAN

7.3 ANALISI DEI RISULTATI

In Figura 29, Figura 30 e Figura 31 sono mostrate le mappe di altezza d'onda significativa ricavate per le simulazioni con tempo di ritorno 1, 10 e 50 anni rispettivamente.

I campi d'onda, a causa delle batimetrie medio-alte subiscono un effetto rifrattivo minimo rispetto alla condizione a largo: la direzione è affetta dall'effetto dei fondali (c.d. acque di trasformazione) in zona molto prossima alla linea di costa.

Come si può vedere, per i tempi di ritorno più alti il frangimento delle onde inizia a profondità maggiori quindi l'onda che si propaga dal largo verso la costa dissipa più energia e di conseguenza l'effetto di attenuazione, inteso come rapporto tra altezza d'onda al largo e altezza d'onda al paraggio, risulta maggiore.

Per il tempo di ritorno 1 anno (Figura 29) in corrispondenza del piede dell'opera in progetto si raggiungono altezza d'onda significativa sino a circa 3.8 m, quindi di poco attenuata rispetto al corrispondente valore al largo, mentre per i tempi di ritorno di 10 anni (Figura 30) e 50 anni (Figura 31) si raggiungono valori sino a 4.8 m e 5.4 m rispettivamente.

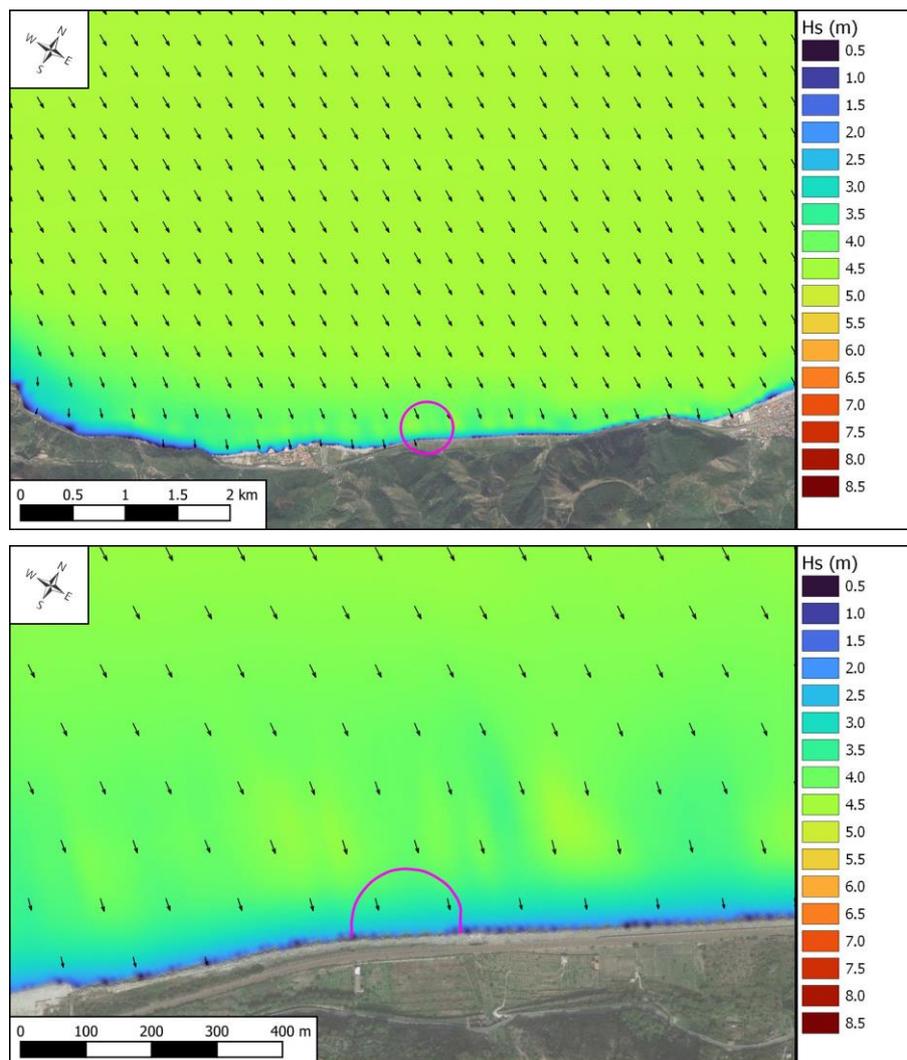


Figura 29: Propagazione del moto ondoso dal largo sino alla costa - Simulazione A001
(Tr 1 anno – Hs=4.64 m – Tp=9.73 s – Dir=300°N)

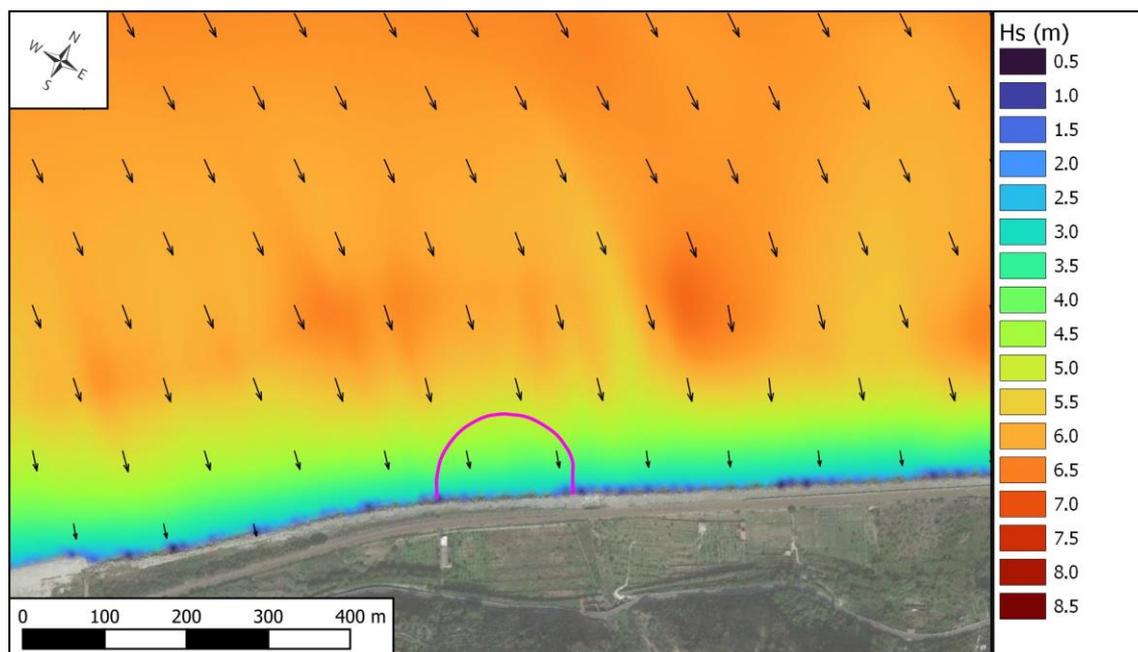
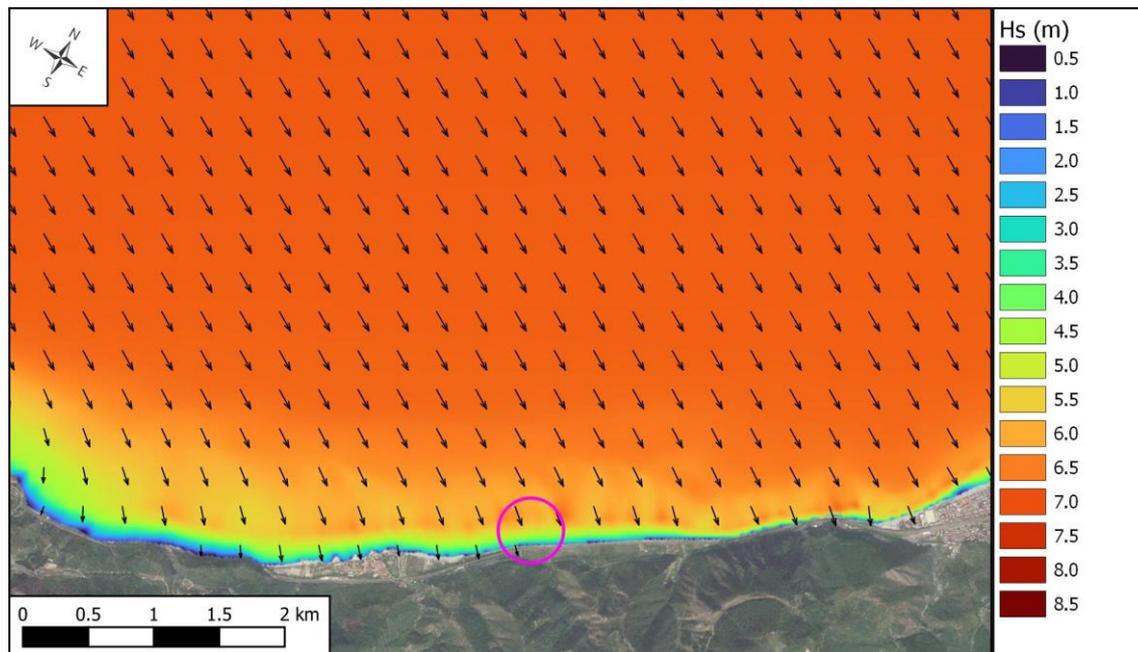


Figura 30: Propagazione del moto ondoso dal largo sino alla costa - Simulazione A010
(T_r 10 anni – $H_s=6.89$ m – $T_p=11.86$ s – $Dir=300^\circ N$)

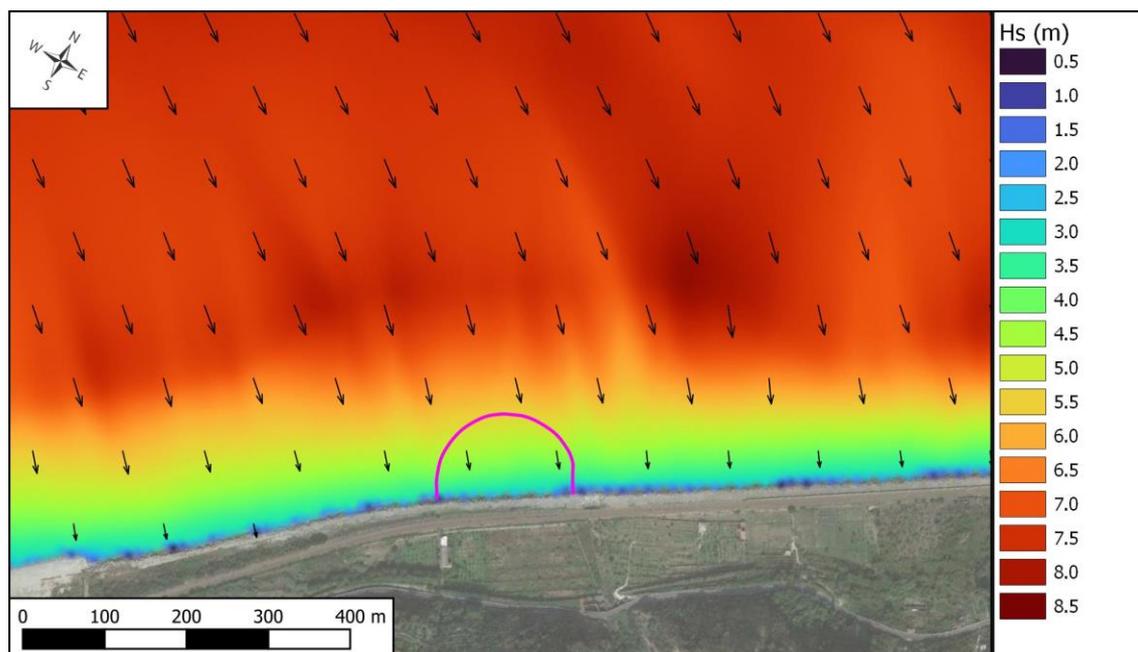
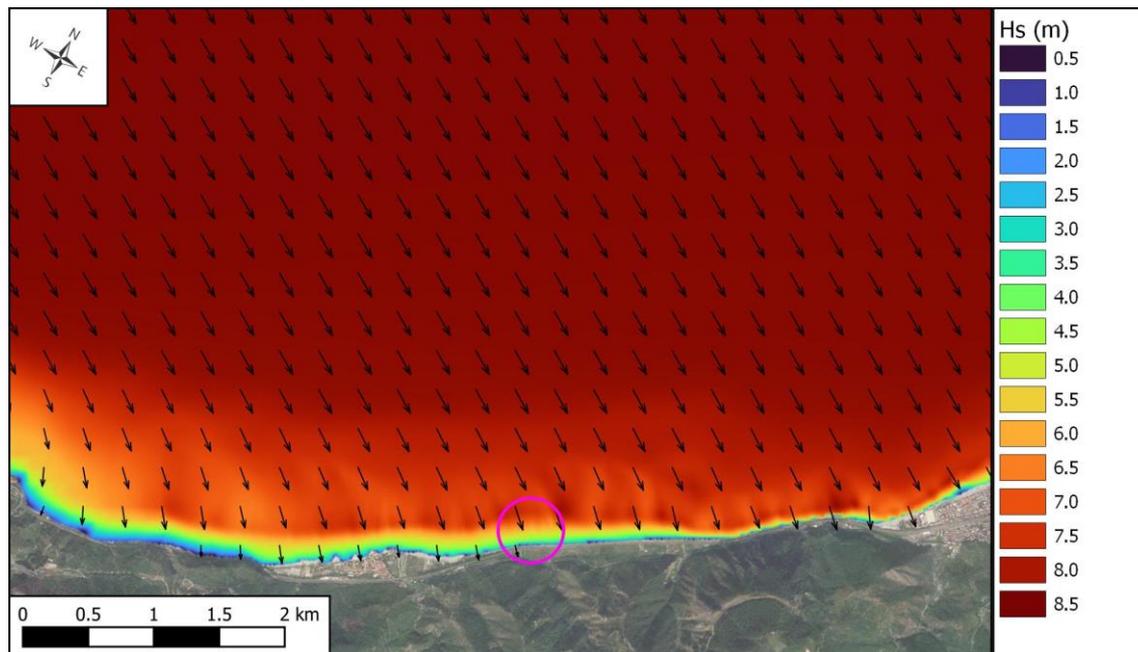


Figura 31: Propagazione del moto ondoso dal largo sino alla costa - Simulazione A050
(Tr 50 anni – Hs=8.49 m – Tp=13.16 s – Dir=300°N)

8 OPERA A MARE: POSSIBILI SOLUZIONI PROGETTUALI

La particolarità delle opere in progetto ha posto da subito una sfida concettuale sulle possibili scelte costruttive da adottarsi nel caso di una presa a mare di un impianto di pompaggio come quella in questione. Ad oggi l'unico impianto di pompaggio alimentato da acqua di mare è infatti quello di Yanbaru, sull'isola di Okinawa in Giappone, che prevede un'opera di presa costituita da una vasca in fregio alla linea di costa difesa da una barriera di tetrapodi.



Figura 32: Immagine dell'installazione di Yanbaru, sull'isola di Okinawa in Giappone. Ad oggi l'unico impianto di pompaggio alimentato da acqua marina [fonte Hitachi Review Vol. 47 (1998)]

Volendo esaminare più alternative progettuali si sono prese in considerazione anche altre tipologie di presa usate nei desalinizzatori, che per analogia ben si attagliano al caso di specie.

Le opere di presa a mare si possono quindi suddividere in due tipologie:

- Presa diretta in acque profonde.
- Presa diretta vicino alla costa.

La presa diretta in acque profonde può essere fatta sia mediante una condotta sottomarina interrata (soluzione più utilizzata) sia mediante una condotta da installare su un pontile o su un molo.

La presa diretta vicino alla costa può essere effettuata in siti che per natura sono caratterizzati da moto ondoso incidente poco energetico, o protetti artificialmente da opere di difesa.

8.1 IPOTESI A – BACINO PROTETTO DA DIGA FRANGIFLUTTI

Il primo *layout* preso in considerazione prevede di realizzare l'opera di presa/scarico vicino alla costa e di proteggerla mediante un'opera a gettata in massi naturali di 4[^] (Figura 33, Figura 34, Figura 35).

L'opera di difesa ipotizzata ha una forma semi-ellittica e si radica a terra raccordandosi con la scogliera radente esistente, andando a delimitare un bacino di calma chiuso su tutti i lati. Gli scambi idrici tra il bacino protetto ed il mare aperto avverranno quindi tramite la filtrazione dell'acqua attraverso la scogliera.

Nel sito di intervento, viste le caratteristiche del clima ondoso, risulta indispensabile la realizzazione dell'opera di difesa per poter ipotizzare l'opera di presa/scarico vicino alla costa. Senza l'opera di difesa, infatti, le mareggiate comprometterebbero l'opera di presa/scarico in breve tempo. Inoltre, l'opera di difesa si rende necessaria per eliminare o comunque ridurre notevolmente la probabilità di aspirare il sedimento movimentato dal moto ondoso.

Il fattore principale che porta a suggerire questa soluzione per il caso in oggetto è l'esigenza di ridurre il più possibile la lunghezza della condotta di approvvigionamento. La realizzazione di una condotta di tali dimensioni (diametro interno ~4.2 m) richiede costi ingenti per la realizzazione degli scavi, che devono necessariamente essere protetti mediante opere di sostegno.

Inoltre, questo *layout* assicura:

- l'inibizione dell'accesso a natanti e alla balneazione nell'area dell'opera di presa;
- un più facile monitoraggio dell'opera;
- la possibilità di effettuare interventi di manutenzione anche in condizioni del mare avverse;
- l'assenza di interferenze con eventuali praterie di *Posidonia oceanica* (non presenti nell'area di studio);
- dei livelli idrici quasi-statici in corrispondenza dell'opera di presa/scarico, non influenzati dalle oscillazioni dovute al moto ondoso.

In generale, i fattori meno favorevoli relativi ad una soluzione di questo tipo sono il potenziale impatto visivo e l'effetto sulla dinamica costiera. Nel caso specifico, invece, l'intervento si colloca in un litorale modificato e irrigidito in modo permanente dal punto di vista geomorfologico, è infatti protetto da una barriera radente che si estende per circa 3 km (vedi capitolo 2). L'opera di difesa in progetto sarà realizzata in massi naturali con caratteristiche simili a quelli della barriera esistente e avrà anche una quota di coronamento simile (+5 m s.l.m.) quindi si inserirà nel contesto di intervento coerentemente con le altre opere esistenti.

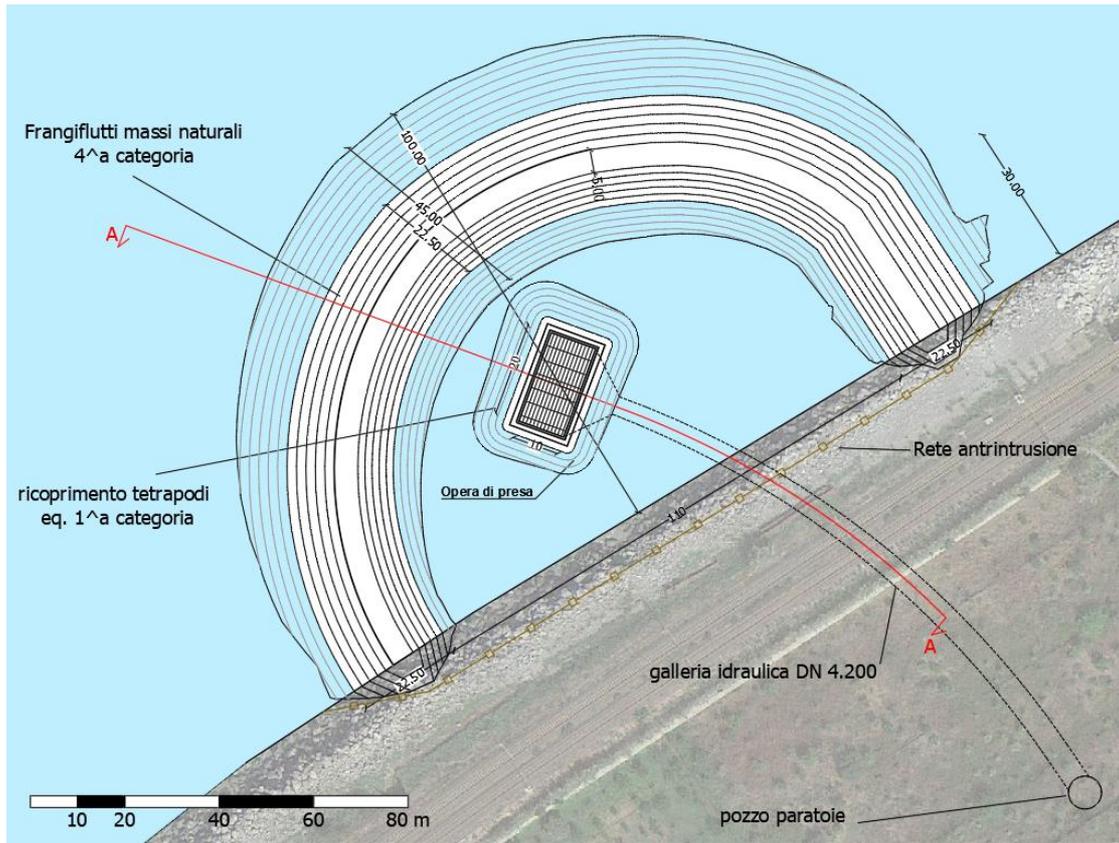


Figura 33: Planimetria dell'opera di presa

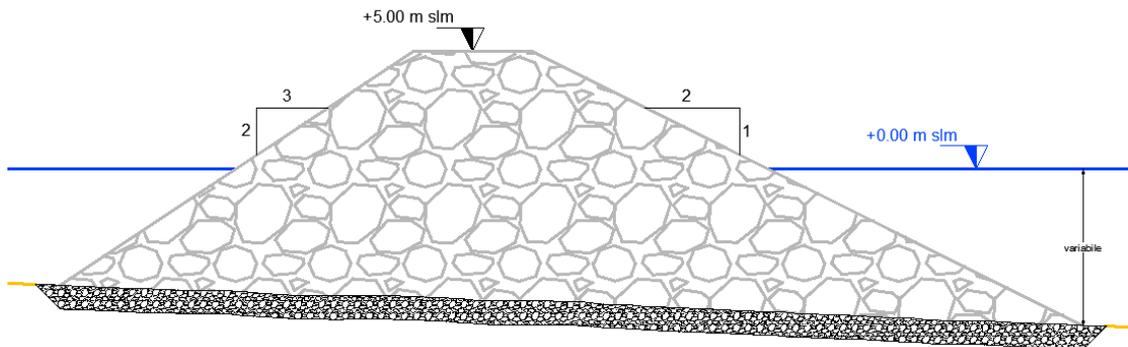


Figura 34: Sezione tipo dell'opera di difesa

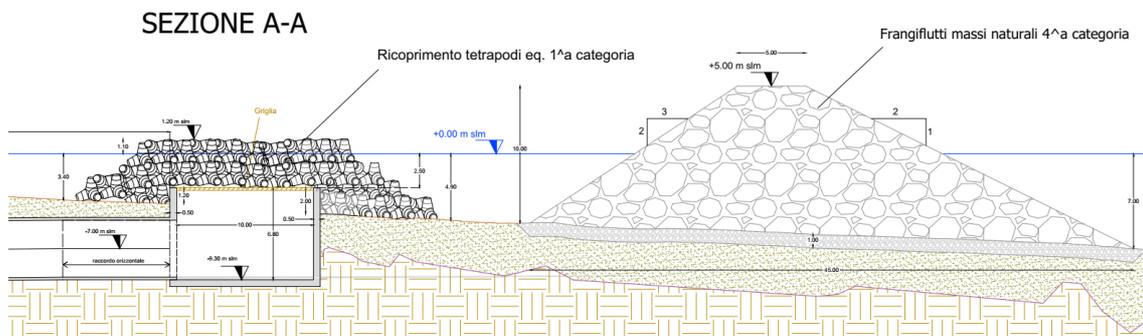


Figura 35: Sezione tipo dell'opera di difesa

8.2 IPOTESI B – CONDOTTA SOTTOMARINA

Questa tipologia di soluzione è abbastanza frequente. La condotta sottomarina termina con un'opera di testata con diametro superiore rispetto a quella della condotta, protetta mediante una griglia come mostrato in Figura 36 e Figura 37. I principali criteri da seguire nella progettazione di questa tipologia di opere sono i seguenti:

- Per evitare di aspirare i sedimenti movimentati dal moto ondoso occorre disporre l'opera di testata fuori dalla fascia di mareggiata, la cui estensione dipende sia dalle caratteristiche del moto ondoso incidente, sia dalla batimetria del sito;
- La griglia di presa deve essere rialzata di almeno 2-3 m dal fondale per evitare che il flusso indotto durante le fasi di pompaggio possa movimentare ed aspirare sedimenti dal fondo;
- Per la sicurezza della balneazione e per limitare l'aspirazione dei pesci si consiglia di dimensionare l'opera di testate in modo che la velocità in ingresso sia non superiore a 0,2 m/s;
- L'opera di testata non deve aspirare aria, pertanto deve risultare sempre sommersa di almeno qualche metro sotto la superficie idrica, anche durante il passaggio del cavo dell'onda.
- La struttura deve essere calcolata per sopportare le sollecitazioni indotte dal moto ondoso; che diminuiscono in funzione della profondità di installazione dell'opera.
- L'opera deve essere opportunamente segnalata (i.e., boe segnalatrici) per garantire la sicurezza della balneazione e navigazione.

In virtù di queste considerazioni, tenendo conto anche di quanto discusso nel paragrafo §5.1.2, si stima che l'opera di presa/scarico dovrebbe essere posta ad una profondità di almeno 15 m. Indicativamente, l'opera di testata, ipotizzandola di forma cilindrica, dovrebbe avere diametro di 12 m e un'altezza di 6 m.

Nel nostro caso, come specificato nel paragrafo §4.1, la presenza di un fondale a debole pendenza (circa 4,5 %) fa sì che tali profondità si possono trovare solamente a ~350 m dalla costa, ovvero molto distanti da essa e pertanto prossime ad eventuali banchi di *Posidonia oceanica*.

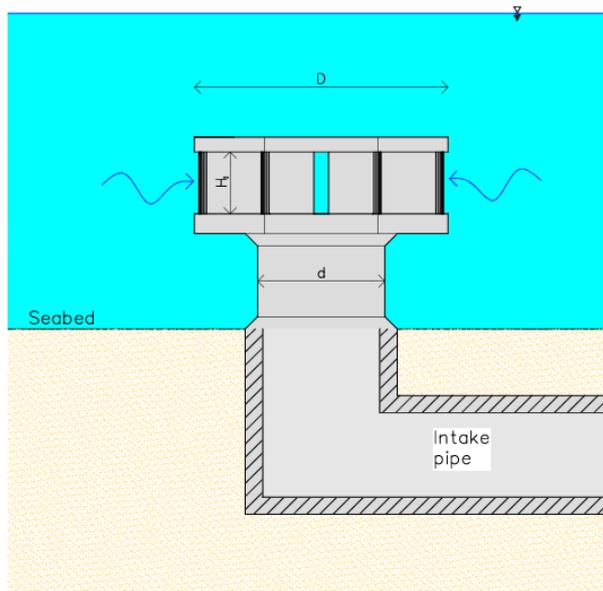


Figura 36: Schema condotta di presa (4)



Figura 37: Esempio griglia di presa

9 VALUTAZIONE DELLE ALTERNATIVE PROGETTUALI

La scelta tra le alternative progettuali proposte è stata eseguita applicando un sistema quantitativo di valutazione delle alternative *-scoring-* che valuta criteri non direttamente monetizzabili. Tale approccio non supera la critica di soggettività della attribuzione dei punteggi ai singoli criteri ed ai pesi (che consentono la generazione di un indice unitario rappresentativo dello scoring finale). Tuttavia, l'Analisi Multicriteria rende trasparenti le scelte del valutatore e consente di osservare le scelte dei punteggi di *stakeholder* eventualmente contrapposti, favorendo il dialogo.

Il confronto tra le alternative è stato quindi sviluppato prendendo in considerazione diversi aspetti e, sulla base di questi, si è stabilita quale tra le soluzioni analizzate risulta quella più adatta al caso in esame.

L'analisi si sviluppa attribuendo una serie di punteggi alle diverse voci considerate e in conclusione, l'alternativa progettuale che ha ottenuto il punteggio più alto risulta essere quello ottimale dal punto di vista qualitativo.

L'analisi multicriteria è stata effettuata sulle due alternative progettuali definite descritte al Capitolo 8.

La comparazione è stata effettuata prendendo in considerazione n.3 criteri principali:

- Criterio ambientale.
- Criterio funzionale/operativo.
- Criterio economico.

Ad ogni criterio, sintetico e rappresentativo di tre macroaree di comparazione tra le alternative, è stato assegnato un peso e questi tre criteri sono stati poi riassunti in un giudizio finale che ha attribuito i punteggi complessivi ad ogni singolo scenario/alternativa. Si presentano di seguito i risultati ottenuti sotto forma di tabelle, sia per ciascun criterio, che dal punto di vista complessivo.

Dal punto di vista **ambientale** sono state considerate le seguenti tipologie di fattori da considerarsi in termini di impatti possibili che hanno dei gradienti intrinseci che possono portare ad una scelta piuttosto che ad un'altra.

1. *Distanza da habitat sensibili*

Criteri guida: minimo oggetto della struttura dalla costa ossia massima distanza da possibili ambienti marini tutelati;

2. *Sicurezza della navigazione*

Criterio guida: riconoscibilità dell'opera ed individuazione senza pericoli di interferenza con la navigazione;

3. *Sicurezza della balneazione*

Criterio guida: capacità di interdizione di accesso all'opera da parte di terzi e impedimento di avvicinamento all'opera di presa;

4. *Escavi*

Criterio Guida: quantità del materiale movimentato;

5. *Interferenze con la dinamica costiera*

Criterio guida: potenziali interferenze con la dinamica costiera.

La tabella di sintesi (Tabella 9), in seguito alle valutazioni svolte per ogni singola componente, è la seguente, e in essa il punteggio più alto è relativo alla soluzione preferibile.

| valori relativi finali | | | | | | |
|------------------------|--------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|---------------|--|---------------|
| ALTERNATIVA | <i>Distanza da habitat sensibili</i> | <i>Sicurezza della navigazione</i> | <i>Sicurezza della balneazione</i> | <i>Escavi</i> | <i>Interferenze con la dinamica costiera</i> | <i>Totale</i> |
| A | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,50 | 45,00 |
| B | 0,60 | 0,75 | 0,75 | 0,65 | 1,00 | 37,50 |
| Pesi % | 20% | 20% | 20% | 20% | 20% | |
| Peso Criterio | 50 | | | | | |

Tabella 9: tabella sinottica dei valori relativi in merito ai criteri ambientali. È considerato come preferibile il punteggio più alto.

Per quanto riguarda l'aspetto **funzionale/operativo** (Tabella 10) sono state esaminate le possibili criticità legate a:

1. *Cantierabilità*

Criteri guida: minimizzazione dell'esposizione alle condizioni meteo-marine avverse durante le operazioni e tempistiche di costruzione;

2. *Manutenibilità dell'opera*

Criterio guida: possibilità di manutenzione dell'opera sia da mare che da terra;

3. *Efficienza dell'opera di presa*

Criterio guida: capacità di ridurre l'aspirazione di sedimento in sospensione, presenza di un bacino di calma che funga da ulteriore sicurezza in tal senso.

| valori relativi finali | | | | |
|------------------------|-----------------------|----------------------------------|---------------------------------------|-------------------------|
| ALTERNATIVA | <i>Cantierabilità</i> | <i>Manutenibilità dell'opera</i> | <i>Efficienza dell'opera di presa</i> | <i>Punteggio Totale</i> |
| A | 0,90 | 0,90 | 0,90 | 22,50 |
| B | 0,60 | 0,70 | 0,75 | 17,25 |
| Pesi % | 30% | 30% | 40% | |
| Peso Criterio | 25 | | | |

Tabella 10: tabella sinottica dei valori relativi in merito ai funzionali/operativi. È considerato come preferibile il punteggio più alto.

Per quanto riguarda l'aspetto **economico** (Tabella 11) è stato valutato il costo di costruzione e di manutenzione dell'opera:

| valori relativi finali | | |
|------------------------|-------------------------------|--------------|
| ALTERNATIVA | Costo di Costruzione Relativo | Punteggio |
| A | 0,90 | 22,50 |
| B | 0,70 | 17,50 |
| Pesi % | 100% | |
| Peso Criterio | 25 | |

Tabella 11: tabella sinottica dei valori relativi in merito ai criteri funzionali/operativi. È considerato come preferibile il punteggio più alto.

Il giudizio globale che scaturisce dalla valutazione dei tre criteri usati (Tabella 12) porta indubbiamente a propendere per la **alternativa A come preferibile**.

| GIUDIZIO GLOBALE | | | | |
|------------------|--------------------|--------------------|-------------------|------------------|
| ALTERNATIVA | CRITERI AMBIENTALI | CRITERI FUNZIONALI | CRITERI ECONOMICI | Punteggio Totale |
| A1 | 45,00 | 22,50 | 22,50 | 90,00 |
| B1 | 37,50 | 17,25 | 17,50 | 72,25 |

Tabella 12: tabella sinottica dei valori relativi in merito ai criteri funzionali/operativi. È considerato come preferibile il punteggio più alto

10 SOLUZIONE PROGETTUALE SCELTA

In base alle considerazioni riportate nel precedente capitolo si è ritenuto che l'ipotesi progettuale A (§8.1) sia quella migliore per il caso di studio.

Si prevede di realizzare una barriera frangiflutti costituita da elementi di 4^a categoria con massa compresa tra 8-12 tonnellate. La sezione del frangiflutti ipotizzata ha paramento verso largo con inclinazione 1:2 mentre quello verso terra ha una scarpa 2:3.

Il coronamento ha un'estensione lineare di circa 220 m, una larghezza pari a 5 m ed è posto ad una quota di +5.00 m s.l.m.

Poiché la barriera deve garantire la filtrazione di una portata elevata, che nella fase di massima aspirazione raggiunge 47 m³/s, si è optato per una scogliera senza nucleo e senza strato filtro per massimizzarne la permeabilità.

L'opera di presa è costituita da una vasca in c.a. a sezione orizzontale interna 10 x 20 m e altezza 6.8 m.

Sopra la vasca di presa verranno disposti dei piccoli tetrapodi per fare in modo che, anche qualora persone non autorizzate riuscissero ad introdursi all'interno dell'impianto, non riuscirebbero ad avvicinarsi all'opera di presa e quindi non verrebbero risucchiati dalla corrente. In alternativa ai tetrapodi è possibile ipotizzare una gabbia anti-intrusione in acciaio inox.

10.1 DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI DELLA MANTELLATA

Il dimensionamento degli elementi della mantellata è stato effettuato mediante la formula di Van Der Meer (5), applicando le raccomandazioni proposte da Van Gent et al. (6).

Il dimensionamento è stato effettuato considerando l'evento con *tempo di ritorno di 50 anni*; la direzione di provenienza considerata è quella di 300°N, in quanto è quella da cui provengono gli eventi più intensi.

Le verifiche per la stabilità della mantellata sono state eseguite nelle sezioni trasversali in corrispondenza dei punti di osservazione in corrispondenza del piede del molo di sovrappiutto mostrati in Figura 28.

La formula di Van Der Meer tiene conto di un ampio numero di parametri incidenti sulla stabilità della struttura, quali il periodo dell'onda, il numero di onde incidenti, la tipologia di frangimento dell'onda, la pendenza della mantellata.

La formula permette di valutare il livello di danno S, definito come

$$S = \frac{A}{D_{n50}^2}$$

dove A è l'area erosa della sezione considerata nel profilo danneggiato (vedi Figura 38). Pertanto, S può essere descritto fisicamente come il numero di massi con un lato pari a D_{n50} che viene eroso con una larghezza di un D_{n50} .

Van Der Meer propone una formula diversa a seconda della tipologia di frangimento delle onde (Figura 39). In particolare, per frangenti di tipo *plunging* ($\xi_{m-1,0} < \xi_{mc}$):

$$\frac{S}{\sqrt{N}} = \left(\frac{1}{c_{plunging}} \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \xi_{m-1,0}^{0.5} P^{-0.18} \frac{H_{2\%}}{H_s} \right)^5$$

e per frangenti di tipo *surging* ($\xi_{m-1,0} > \xi_{mc}$):

$$\frac{S}{\sqrt{N}} = \left(\frac{1}{c_{surging}} \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \xi_{m-1,0}^{-P} P^{0.13} \tan^{0.5} \alpha \frac{H_{2\%}}{H_s} \right)^5$$

dove:

N è il numero di onde incidenti

D_{n50} è il diametro nominale del masso

ρ_a è la densità del materiale lapideo, ipotizzato di origine calcarea (~2650 kg/m³)

ρ_w è la densità dell'acqua (1025 kg/m³)

H_s è l'altezza d'onda significativa al piede dell'opera

T_m è il periodo medio d'onda

α_s è l'inclinazione della mantellata

P è il fattore di permeabilità della struttura

$\xi_{m-1,0}$ è il numero di Iribarren o parametro di *surf-similarity*

$\frac{H_{2\%}}{H_s}$ è il rapporto di altezza d'onda, parametro compreso tra 1.2 e 1.4

Da tali relazioni, si ottiene il parametro S , che deve poi essere confrontato con i valori ammissibili riportati nella Tabella 13 che segue.

| Inclinazione | Danno iniziale | Danno intermedio | Cedimento |
|--------------|----------------|------------------|-----------|
| 1:1.5 | 2 | 3-5 | 8 |
| 1:2 | 2 | 4-6 | 8 |
| 1:3 | 2 | 6-9 | 12 |
| 1:4 – 1:6 | 3 | 8-12 | 17 |

Tabella 13: Valori di S per una mantellata con spessore pari a due diametri

Il tipo di frangente si determina confrontando il numero di Iribarren:

$$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_s}{g T_{m-1,0}^2}}}$$

Con il valore critico

$$\xi_{mc} = [6.2 P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha}]^{\frac{1}{P+0.5}}$$

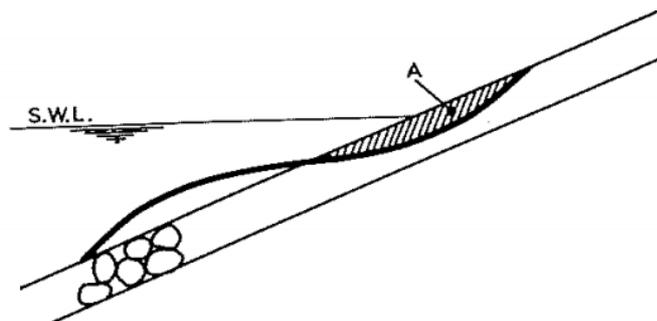


Figura 38: Profilo danneggiato della mantellata con indicata l'area erosa A

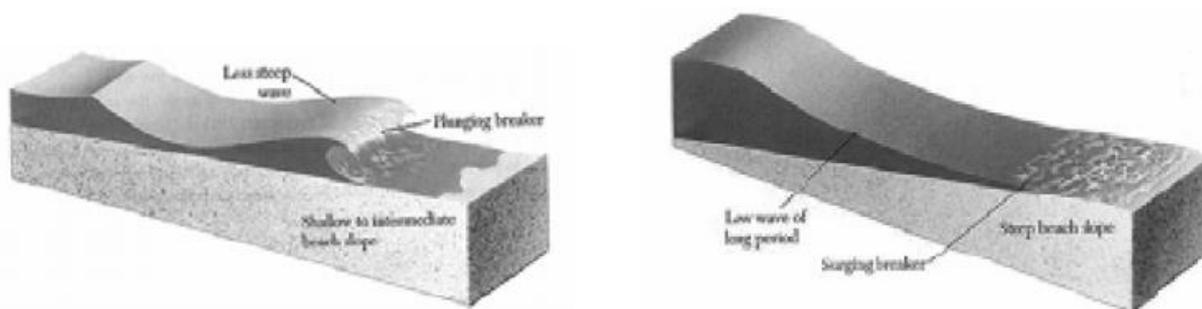


Figura 39: Onda con frangimento plunging (a sinistra) e surging (a destra)

I valori limite di S mostrati in Tabella 13 sono riferiti ad una mantellata a due strati. Come si può vedere, per paramenti con inclinazione 1:2 il valore massimo ammissibile affinché non vi siano danni alla mantellata è pari a 2. Tale valore rappresenta la situazione in cui il nucleo o lo strato filtro si ritrova esposto direttamente al moto ondoso.

Il frangiflutti in progetto, invece, è di tipo omogeneo, quindi, non prevede la realizzazione del nucleo e dello strato filtro. Inoltre, non prevedendo di realizzare banchinamenti a tergo dell'opera, si può accettare che la scogliera si deformi e che venga parzialmente danneggiata dalle mareggiate intense.

Le verifiche sono state eseguite a partire dai risultati ricavati dalla simulazione con tempo di ritorno 50 anni in corrispondenza dei punti di osservazione disposti lungo il piede della struttura (vedi §7.2.4), considerando una massa mediana dei massi M_{50} pari a 10 tonnellate. I valori di danneggiamento ricavati (Tabella 14) variano, logicamente, in funzione dell'altezza d'onda significativa, nei punti più critici (punti 4-5-6) che si trovano ad una batimetria di circa 7 m, il valore di S supera 4, a cui corrisponde un livello di danneggiamento intermedio.

| Punto osservazione | Hs (m) | Tm-10 (s) | ξ_{mc} | $\xi_{m-1,0}$ | Tipo frangente | S |
|--------------------|-------------|--------------|-------------|---------------|----------------|-------------|
| 1 | 4.46 | 12.50 | 3.32 | 3.70 | Surging | 1.30 |
| 2 | 4.87 | 12.50 | 3.32 | 3.54 | Surging | 2.32 |
| 3 | 5.20 | 12.50 | 3.32 | 3.43 | Surging | 3.53 |
| 4 | 5.34 | 12.50 | 3.32 | 3.38 | Surging | 4.23 |
| 5 | 5.41 | 12.50 | 3.32 | 3.36 | Surging | 4.56 |
| 6 | 5.33 | 12.50 | 3.32 | 3.38 | Surging | 4.16 |
| 7 | 5.18 | 12.50 | 3.32 | 3.43 | Surging | 3.43 |
| 8 | 4.91 | 12.50 | 3.32 | 3.52 | Surging | 2.45 |
| 9 | 4.37 | 12.50 | 3.32 | 3.74 | Surging | 1.14 |

Tabella 14: Calcolo del danno S in corrispondenza dei punti di controllo della scogliera in progetto,

10.2 ALTEZZA E SPESSORE DEL CORONAMENTO

In letteratura viene consigliato di fissare lo spessore del coronamento pari a $3D_{n50}$. Il diametro nominale equivalente si ricava in funzione della massa mediana M_{50} come:

$$D_{n50} = \sqrt[3]{M_{50}/\rho_s}$$

Da cui si ricava D_{n50} pari a 1.56 m.

Come menzionato in precedenza ($3D_{n50}$), triplicando tale valore e arrotondando per eccesso si è arrivati a scegliere uno spessore del coronamento pari a 5 m.

Sulla quota da assegnare al coronamento non esiste un criterio univoco, in genere viene determinata in modo da limitare la portata di tracimazione (*overtopping*) dell'opera al di sotto di un certo valore limite accettabile, che dipende essenzialmente da cosa si prevede di realizzare a tergo della scogliera e dalle attività che si prevede vi si svolgano.

Anche qualora non vi siano particolari limiti alla portata di tracimazione, occorre tener presente che una tracimazione eccessiva può compromettere la stabilità dell'opera. Inoltre, l'effetto protettivo della scogliera, inversamente proporzionale al cosiddetto *coefficiente di trasmissione*, aumenta all'aumentare della quota del coronamento.

Nel caso in oggetto è indispensabile che il frangiflutti garantisca una protezione praticamente totale, in modo che lo specchio d'acqua protetto risulti in quiete; se così non fosse il moto ondoso residuo potrebbe movimentare sedimenti dal fondo che poi verrebbero aspirati dall'opera di presa.

In virtù di queste considerazioni si è ritenuto un buon compromesso assegnare al coronamento una quota di +5 m s.l.m., che ben si adatta al contesto di riferimento.

10.3 VALUTAZIONI SULLA TRACIMAZIONE DELL'OPERA (*OVERTOPPING*)

Il calcolo della portata di tracimazione è stato effettuato utilizzando un modello basato sulla tecnica delle reti neurali. Questo modello è stato ottenuto considerando 8372 combinazioni di *input-output* ottenute da misurazioni effettuate su modelli idraulici in scala effettuati in numerosi laboratori ed istituti di idraulica sparsi in tutto il mondo.

Il modello delle reti neurali è uno strumento di progettazione concettuale che permette di stimare l'effetto della sovrapposizione delle onde per una vasta gamma di strutture costiere applicando le tecniche di ricampionamento per la valutazione delle incertezze. Il modello utilizza una sola schematizzazione per tutti i tipi di strutture costiere, sia quelle complesse che quelle più semplici.

Le reti neurali hanno dimostrato di essere molto utili per risolvere problemi di modellazione difficili, ad esempio nel caso in cui si debbano modellare processi in cui la relazione dei singoli parametri di modellazione non è chiara ma sono disponibili un numero di dati sperimentali sufficienti a identificare le relazioni. Attraverso il modello delle reti neurali è possibile schematizzare tutti i tipi di strutture costiere, anche quelle non standard, considerando come parametri di ingresso al modello le caratteristiche d'onda (altezza, periodo, direzione dell'onda incidente) e numerosi parametri strutturali dell'opera che permettono di rappresentarla al meglio.

Il modello è stato ottenuto da circa 10.000 test di modelli fisici presso diversi istituti (Università di Aalborg, Danimarca, Danese Hydraulic Institute, Danimarca, WL | Delft Hydraulics, Paesi Bassi, Hydraulic Research Wallingford, Regno Unito, Leichtweiss Institute für Wasserbau, WKS + GWK, Germania, Modimar, Italia, Università di Edimburgo, Regno Unito, Universidad Politécnica di Valencia, Spagna e altri in Islanda, Giappone, Norvegia e USA). Per i dettagli di tale metodo e la sua metodologia di sviluppo si rimanda a Van Gent et al. (2007)³.

Per la valutazione della portata devono essere immessi nel modello 15 diversi parametri relativi alle caratteristiche geometriche della struttura ed alle condizioni d'onda incidente; questi parametri sono riportati nella Tabella 15 che segue e rappresentati nella Figura 40

| | | |
|-----------------------------------|---|-----|
| H_{m0} | Altezza significativa dell'onda (spettrale) al piede della struttura | (m) |
| T_{m-1,0} | Periodo medio (spettrale) al piede della struttura $\approx T_p/1,1$ | (s) |
| β | Direzione di incidenza principale rispetto alla normale della struttura | (°) |
| h | Tirante idrico a largo della struttura | (m) |
| h_t | Tirante idrico al piede della struttura | (m) |
| B_t | Larghezza della berma al piede | (m) |
| γ_f | Rugosità/porosità della struttura | (-) |
| cot(α_d) | Pendenza della mantellata a largo della berma | (-) |
| cot(α_u) | Pendenza della mantellata oltre la berma | (-) |
| B | Larghezza della berma | (m) |
| h_b | Tirante idrico in corrispondenza della berma | (m) |
| tan α_b | Pendenza della berma | (-) |
| R_c | Sommità del coronamento | (m) |
| A_c | Quota di coronamento | (m) |
| G_c | Larghezza del coronamento | (m) |

Tabella 15: Parametri di ingresso al modello delle reti neurali per la valutazione della portata di tracimazione.

³ Van Gent, M.R.A., H.F.P. van den Boogaard, B. Pozueta and J.R. Medina (2007), *Neural network modelling of wave overtopping at coastal structures*, Elsevier, Coastal Engineering, Vol.54, pp. 586-593.

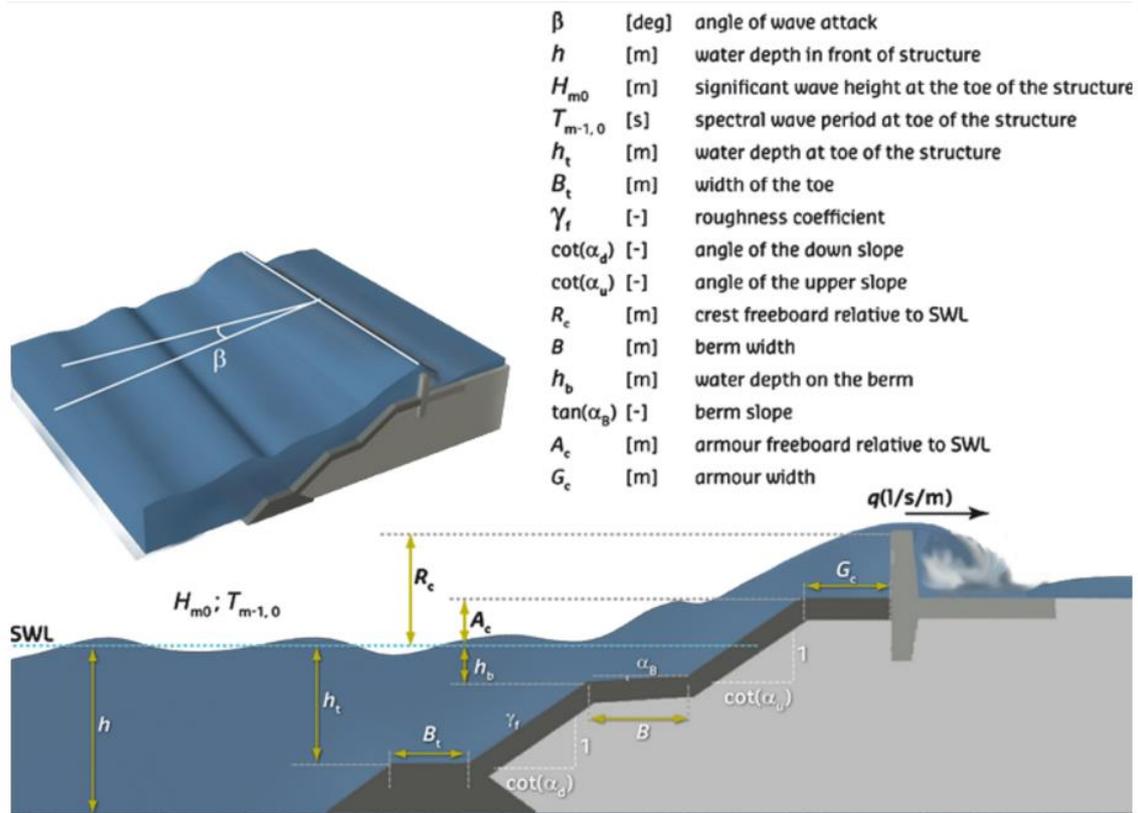


Figura 40: Rappresentazione dei parametri di ingresso al modello delle reti neurali per la valutazione della portata di tracimazione.

Le portate di tracimazione sono state valutate per i tempi di ritorno di 1, 10 e 50 anni, utilizzando i risultati ottenuti dalle modellazioni idrauliche in corrispondenza del punto di controllo #5 (vedi Figura 28), il punto dove si attende l'altezza d'onda maggiore.

Come si può vedere in Tabella 16 i valori di portata di tracimazione ricavati per i tempi di ritorno di 1, 10 e 50 anni risultano pari a 3, 52 e 130 l/s per metro di barriera. Tali valori sono ragionevoli per la tipologia di opera ed il suo scopo di utilizzo.

| Punto di osservazione | Tempo di ritorno | β [°] | H_{m0} [m] | $T_{m-1,0}$ [s] | q [l/s/m] |
|-----------------------|------------------|-------------|--------------|-----------------|-------------|
| 5 | 1 | 15 | 3.9 | 8.6 | 3 |
| 5 | 10 | 12 | 4.9 | 11.0 | 52 |
| 5 | 50 | 10 | 5.4 | 12.5 | 130 |

Tabella 16: Valori della portata di tracimazione

10.4 CONSIDERAZIONI IDRODINAMICHE SULL'OPERA DI PRESA

Come detto in premessa e nella relazione generale l'opera di presa ha un funzionamento a doppio senso: nelle fasi di accumulo di energia pompa l'acqua dal mare verso il bacino a monte; nelle fasi di produzione di energia rilascia la portata dal bacino di monte verso il mare.

Dal lato mare la fase di aspirazione risulta senza dubbio più complessa rispetto a quella di rilascio della portata; infatti, nella fase di aspirazione è necessario che in corrispondenza della presa vi sia un livello idrico sufficiente a garantire che nel tratto di condotta compreso tra il mare ed il pozzo paratoie la linea piezometrica non scenda al di sotto di un valore soglia che potrebbe innescare vortici e aspirazione d'aria.

Per mettersi nella condizione più sfavorevole occorre tener in considerazione due aspetti:

- L'abbassamento del livello marino dovuto all'effetto combinato di alta pressione atmosferica e bassa marea astronomica
- L'abbassamento del livello idrico nel bacino protetto dovuto al moto di filtrazione dell'acqua dal mare aperto verso il bacino, attraverso la scogliera.

Come mostrato nel Capitolo 6 il livello estremo di bassa marea stimato per il tempo di ritorno 50 anni risulta pari a -0.61 m s.l.m.

Per valutare la filtrazione attraverso la scogliera in prima approssimazione si è fatto riferimento ad uno schema di flusso monodimensionale la cui portata può ricavarsi come:

$$q \left[\frac{m^3}{s \cdot m} \right] = V_x \cdot H = K_h \left| \frac{\partial h}{\partial x} \right| H$$

dove V_x è la velocità di filtrazione, esprimibile mediante la legge di Darcy come prodotto tra la conduttività idraulica K_h ed il gradiente idraulico $\partial h / \partial x$, e H è l'altezza del flusso (vedi schema in Figura 41).

Assumendo, cautelativamente, una conduttività idraulica di 3 m/s, fissando un dislivello di 0.37 m tra il mare aperto ed il bacino protetto, a cui corrisponde un gradiente idraulico pari a $0.37/26=0.014$, si ricava una portata specifica di $0.213 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ che moltiplicata per l'estensione lineare del coronamento, circa pari a 220 m, permette di ricavare una portata complessiva di circa $47 \text{ m}^3/\text{s}$, pari alla portata massima di aspirazione prevista in progetto.

La conduttività idraulica inserita nel calcolo è senza dubbio largamente sottostimata; è plausibile che l'effettiva conduttività della scogliera sia superiore almeno di un ordine di grandezza rispetto a quella utilizzata. Di conseguenza, affinché attraverso la scogliera filtri la portata pari a quella di progetto sarà necessario un dislivello idrico minore rispetto a quello ipotizzato. Ad esempio, se si utilizza una conducibilità idraulica pari a 10 m/s risulta necessario un dislivello di soli 0.11 m affinché la portata di filtrante complessiva risulti pari a $47 \text{ m}^3/\text{s}$.

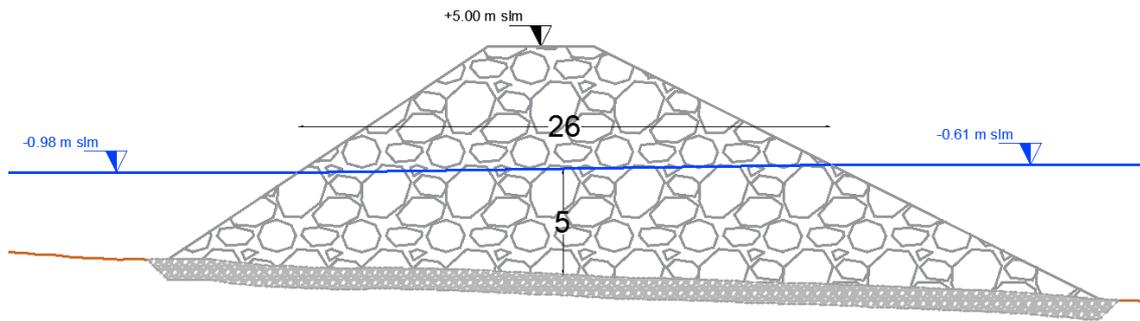


Figura 41: Schema di calcolo per la portata di filtrazione nella configurazione più sfavorevole, considerando il livello idrico pari al valore estremo di bassa marea calcolato per il tempo di ritorno 50 anni

La condotta di aspirazione sotterranea si raccorda al bacino di calma mediante una vasca in calcestruzzo con superficie orizzontale netta di 10 x 20 m. La velocità massima in ingresso nella vasca sarà circa pari a $47(\text{m}^3/\text{s})/200 \text{ m}^2=0.24 \text{ m/s}$.

Tali valutazioni potranno essere approfondite nelle successive fasi progettuali mediante l'applicazione di un modello CFD mediante il quale si potrà simulare il campo di moto nel bacino protetto.

10.5 CONSIDERAZIONI GEOMORFOLOGICHE E “BACINO DI CALMA” (I.E., DEPOSIZIONE DI MATERIALE, AUMENTO DELL'EROSIONE)

In merito agli effetti sulla dinamica dei litorali dell'inserimento dell'opera in questione è utile sottolineare la sostanziale omogeneità rispetto all'assetto attuale della linea di costa, oggi impegnata da una barriera radente per un tratto di oltre 3 km.

Lo sviluppo dell'opera proposta impegna circa di 150 m in proiezione orizzontale con un aggetto di circa 85 m. È lecito attendersi una sostanziale invarianza delle condizioni generali geomorfologiche. Non si avranno effetti erosivi e anzi si avrà un miglioramento delle caratteristiche strutturali e di stabilità del tratto di costa che in passato è stata irrigidita per difenderla dall'effetto erosivo delle mareggiate.

In merito agli aspetti di deposizione di materiale, partendo dalle considerazioni illustrate nel paragrafo 10.4 si stima che la velocità che si instaura all'interno del bacino di calma durante la fase di aspirazione sia tale da limitare la movimentazione dei sedimenti sul fondo del bacino e di conseguenza trasportarli all'interno della presa. In base alle effettive condizioni che si verificheranno in sito, si potrebbe adottare la misura cautelativa di sospendere l'esercizio in occasione delle mareggiate più violente

10.6 DESCRIZIONE DELLE FASI CANTIERE A MARE

In questa fase si è quindi ipotizzato una gestione del cantiere che tenga conto dello scenario più sfavorevole, ovvero quello della presenza di fratturazioni della roccia e presenza di sedimento in corrispondenza delle parti a mare.

In merito a quest'ultimo aspetto si è eseguita una specifica attività di rilievo geosismico a mare attraverso sub bottom profiler che ha evidenziato in corrispondenza dell'opera a mare uno strato di sedime incoerente della potenza di circa 2-3 metri.

Questi due fattori hanno suggerito una metodologia che garantisca una sostanziale impermeabilità del sito di escavo attraverso la costruzione di una barriera impermeabilizzante attraverso dei pali/micropali (vedi Figura 42) integrata a mare dall'infissione di pali battuti dotati di gargami di collegamento. In tal modo sarà assicurata sia l'impermeabilità dell'area di escavo (ovvero la gestione di venute d'acqua controllabili con aggettamenti standard) sia il contenimento del sedimento a mare.

Si è ipotizzato di suddividere la realizzazione dell'opera in 6 fasi:

- Fase 1: Realizzazione parziale dell'opera frangiflutti esterna a protezione del cantiere dell'opera di presa (Figura 44)
- Fase 2: Realizzazione delle opere di sostegno e contenimento temporanee dell'area di cantiere dell'opera di presa (Figura 45)
- Fase 3: Realizzazione dell'opera di presa (Figura 46)
- Fase 4: Realizzazione opera a gettata a protezione dell'opera di presa (Figura 47)
- Fase 5: Rimozione delle opere di sostegno e contenimento (Figura 48)
- Fase 6: Completamento dell'opera frangiflutti a gettata (Figura 49)

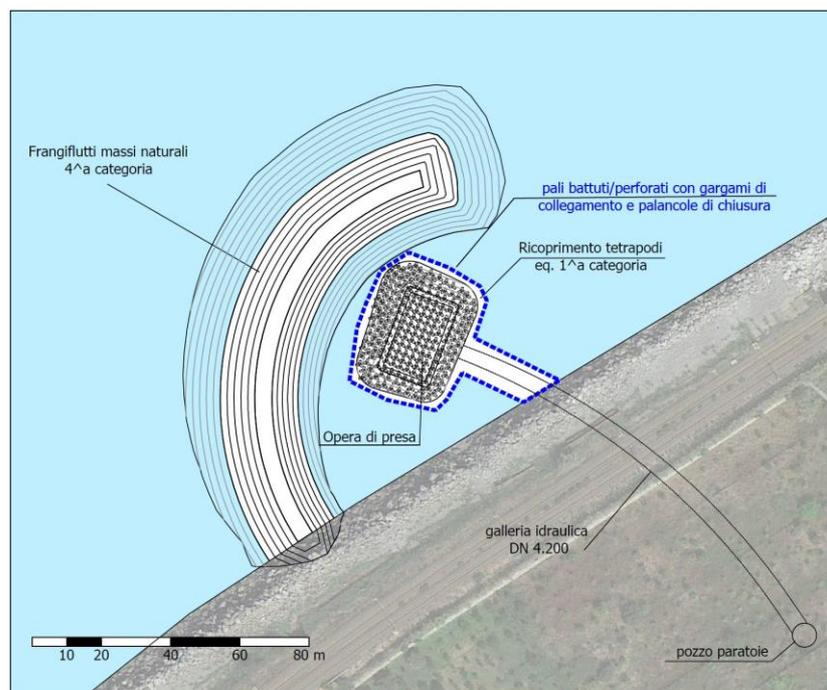


Figura 42: schematizzazione soluzione adottata per garantire le fasi di escavo della galleria di approvvigionamento e l'inserimento dell'opera di presa a mare



Figura 43: esempio di palo battuto con gargame di collegamento

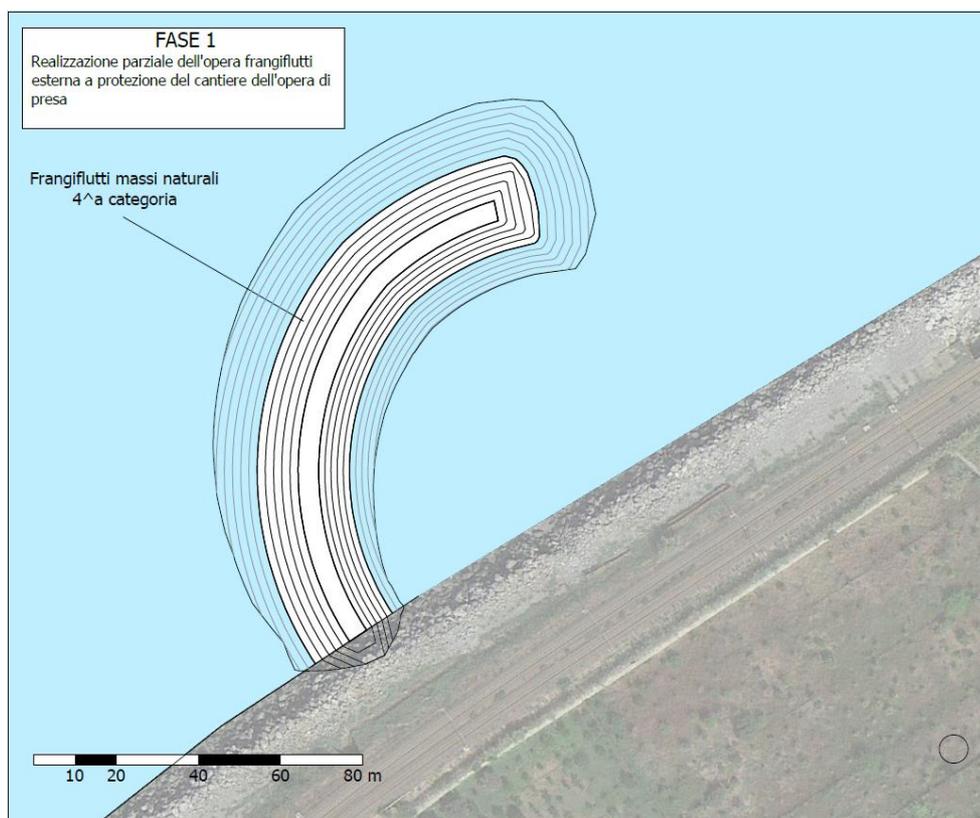


Figura 44: Fase 1: Realizzazione parziale dell'opera frangiflutti esterna a protezione del cantiere dell'opera di presa

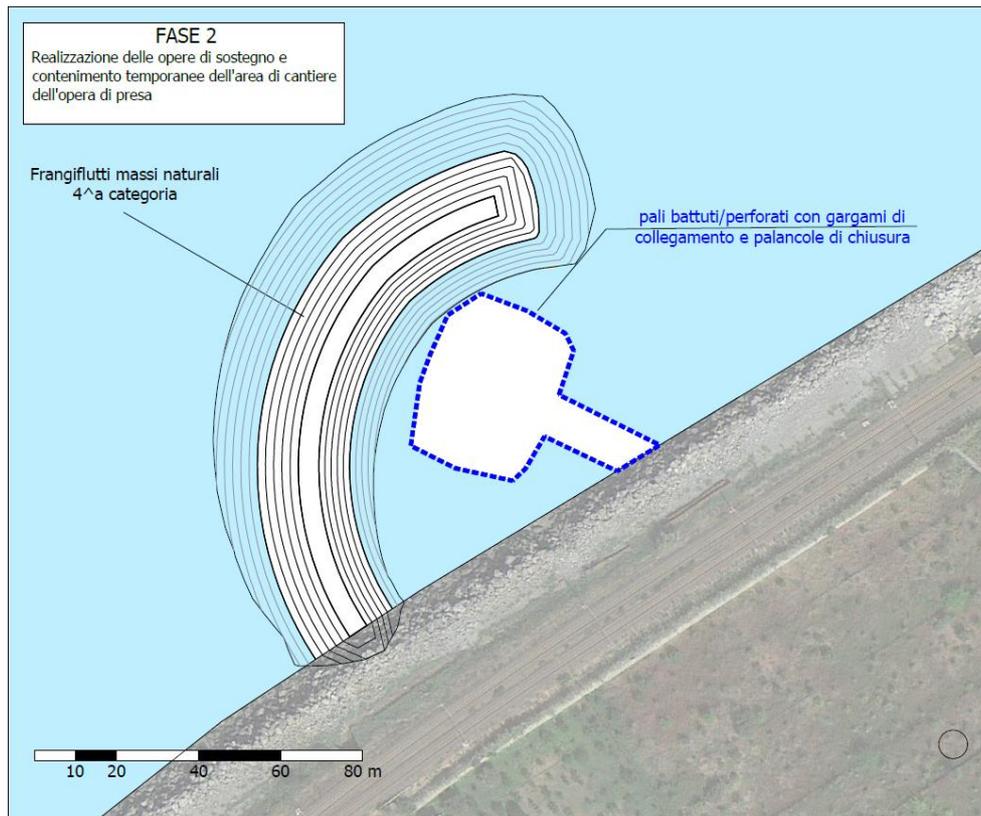


Figura 45: Fase 2: Realizzazione delle opere di sostegno e contenimento temporanee dell'area di cantiere dell'opera di presa

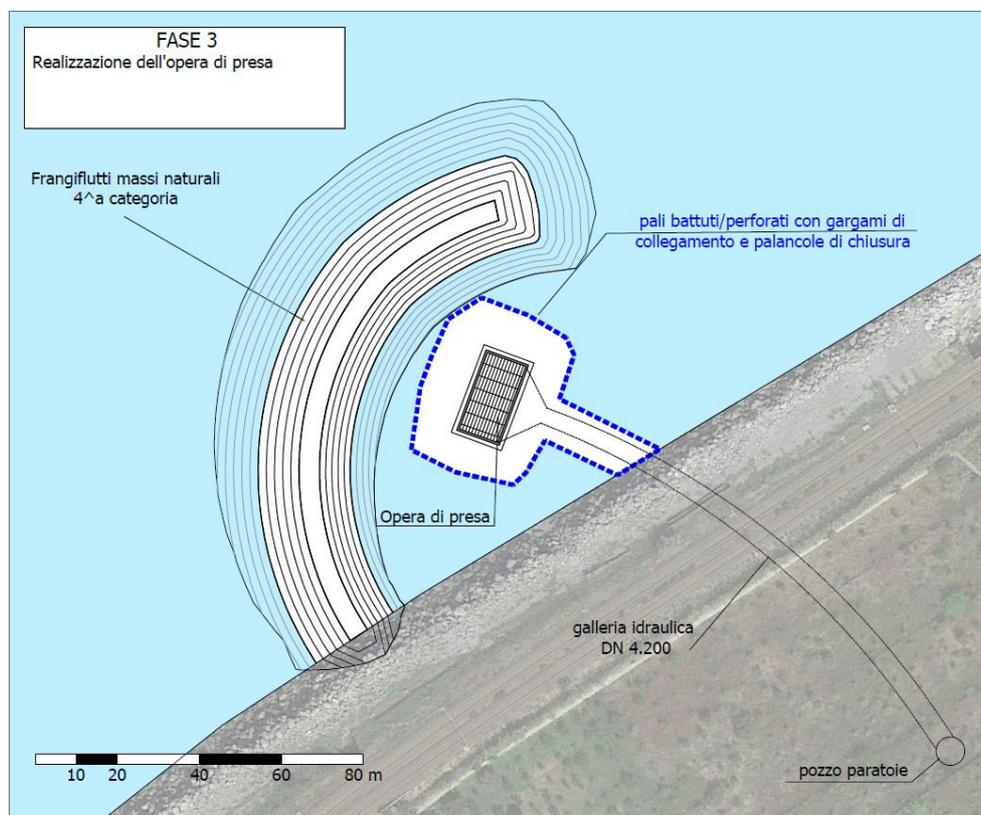


Figura 46: Fase 3: Realizzazione dell'opera di presa

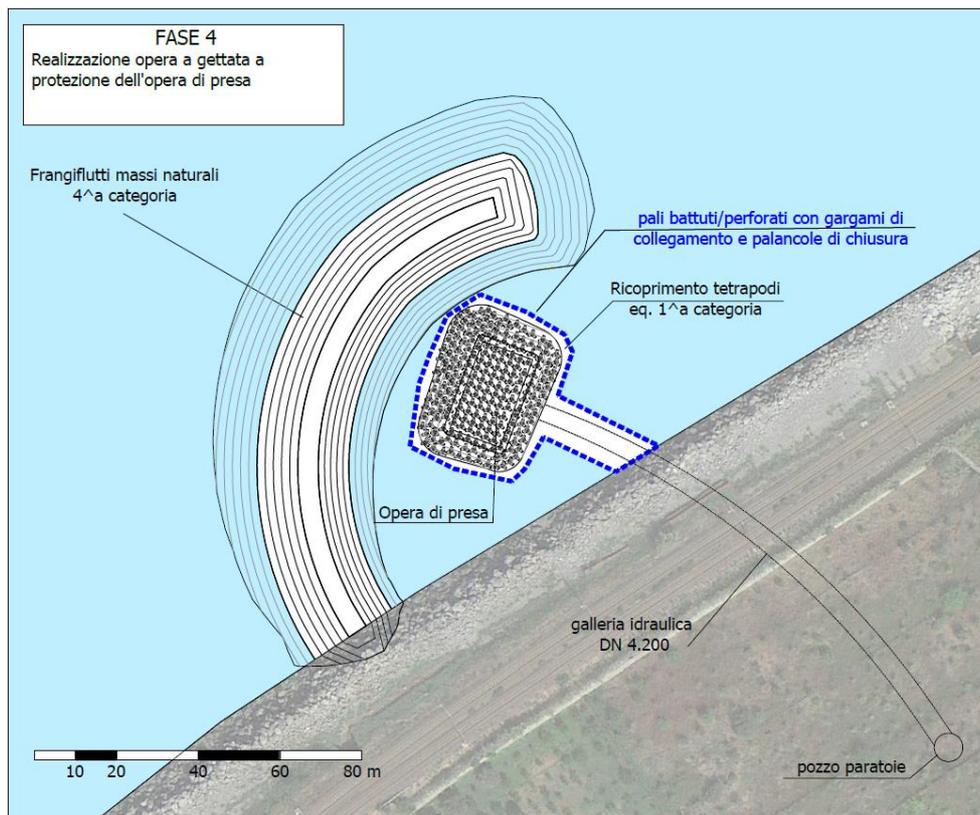


Figura 47: Fase 4: Realizzazione opera a gettata a protezione dell'opera di presa

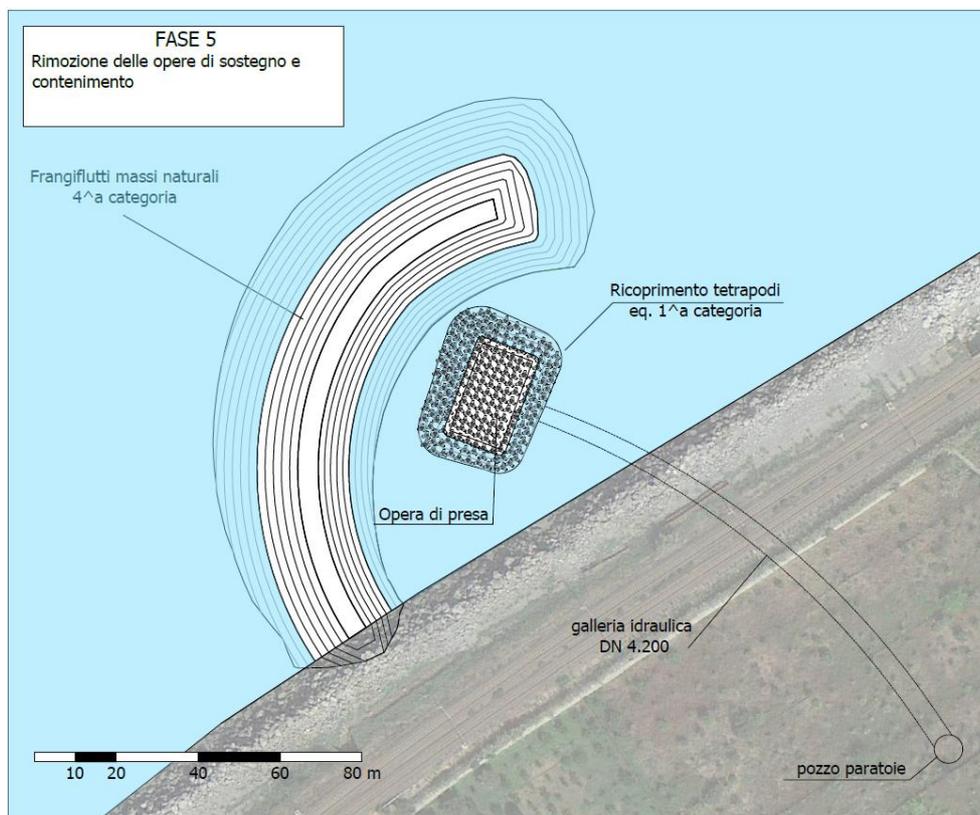


Figura 48: Fase 5: Rimozione delle opere di sostegno e contenimento

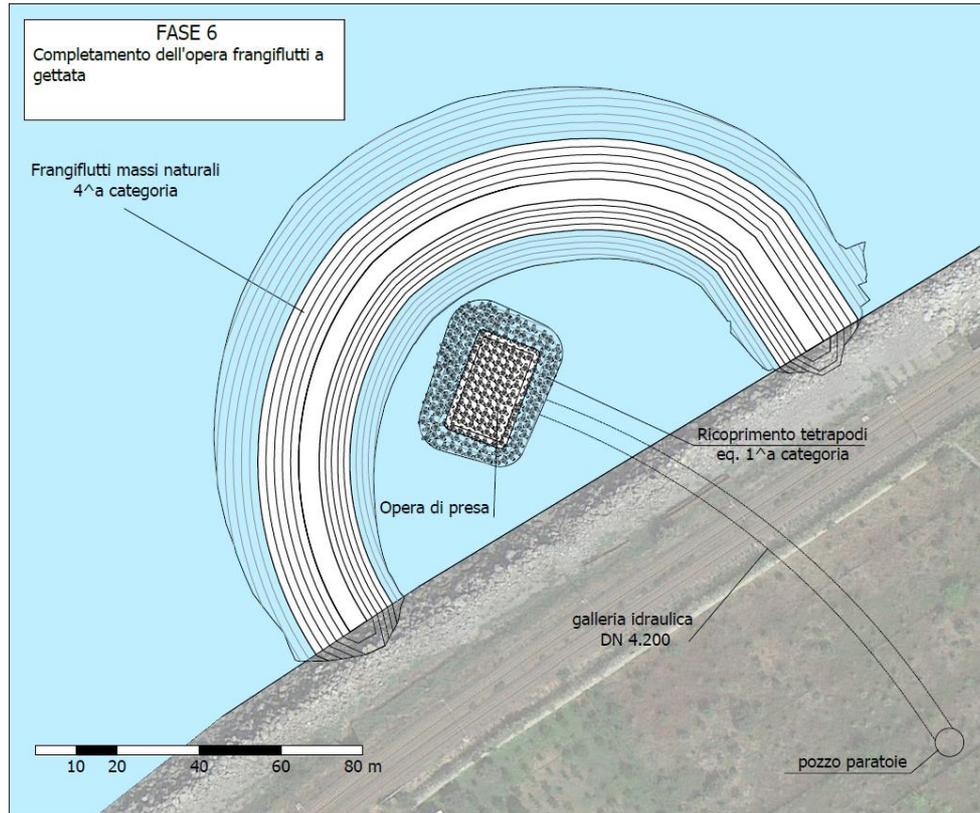


Figura 49: Fase 6: Completamento dell'opera frangiflutti a gettata

BIBLIOGRAFIA

1. **Copernicus Marine Services.** Product user manual for Mediterranean Sea Waves Reanalysis Product MEDSEA_MULTIYEAR_WAV_006_012. *Copernicus Marine Service*. [Online] Novembre 2022. <https://catalogue.marine.copernicus.eu/documents/PUM/CMEMS-MED-PUM-006-012.pdf>.
2. *Extreme value analysis: still water level.* **Caires, Sofia.** s.l. : World Meteorological Organization (WMO) , 2011.
3. **Holtuijsen, L. H.** *Waves in Oceanic and Coastal Waters.* s.l. : Cambridge University Press, 2007.
4. **Doni, Giovanni.** *Force characterization for a submerged velocity cap in unsteady flows.* s.l. : Delft University of Technology, 2018.
5. *Rock slopes and gravel beaches under wave attack.* **J.W., Van der Meer.** 1988, Delft Hydraulics (report 396) and Delft University of Technology.
6. *Stability of rock slopes with shallow foreshores.* **al., Van Gent M.R.A. et.** 2003, Proc. Coastal structures, Portland, ASCE.
7. *Field data on seaward limit of profile change.* **Birkemeier, William A.** 111, s.l. : ASCE, 1985, Vols. J. Waterway, Port, Coastal Ocean Eng.
8. *A profile zonation for seasonal sand beaches from wave climate.* **Hallermeier, Robert J.** 4, s.l. : Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1981, Vol. Coastal Engineering.