



Comune di Rimini

DIREZIONE GENERALE
Settore Infrastrutture e Qualità Ambientale

AVAMPORTO DI RIMINI

COMPLETAMENTO OPERE DI DIFESA FORANEE

“Fondo per la progettazione di fattibilità delle infrastrutture e degli insediamenti prioritari per lo sviluppo del Paese, nonché per la project review delle infrastrutture già finanziate - secondo l'art. 202 del Codice dei Contratti Pubblici (Dlgs 50/2016 e s.m.i.), definito dal Decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti n. 171 del 10 maggio 2019 e dal Decreto direttoriale n. 8060 dell'8 agosto 2019”

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA



ELABORATO 4: RELAZIONE IDRAULICA

Codice elaborato: S20162-P1-RE-04-0

PROGETTISTI:

Ing. Matteo Bernardi

Ing. Nicolò Albani

Ing. Davide Merli



REV.	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
0	29/07/2022	Ing. D. Merli	Ing. N. Albani	Ing. M. Bernardi
1				
2				

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Alberto Dellavalle

SUPPORTO AL RUP:

Ing. Massimo Paganelli

Ing. Enrico Miani

Dott. ssa Elena Favi

RIMINI

INDICE

1	PREMESSA	5
2	NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO	7
2.1	NORMATIVA	7
2.2	DOCUMENTAZIONE TECNICA	7
2.3	ELABORATI FACENTI PARTE DEL PRESENTE PROGETTO	7
3	CRITERI DI PROGETTAZIONE	8
3.1	SCENARIO DI PROGETTO	8
3.2	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO	9
4	CONDIZIONI AL CONTORNO METEOMARINE	13
4.1	LIVELLO DEL MARE	14
4.2	ONDE	16
5	VERIFICHE IDRAULICHE	21
5.1	STABILITÀ DELLA MANTELLATA	21
5.2	STABILITÀ DEL PIEDE	23
5.3	RAPPORTI GRANULOMETRICI ALL'INTERFACCIA FRA GLI STRATI	24
5.4	SEZIONI TRASVERSALI DI PROGETTO	25
6	VERIFICA DELLA TRACIMAZIONE	30
7	INTERAZIONE DELLE OPERE CON LA FOCE DELLO SCOLMATORE MARECCHIA E LA SPIAGGIA DI S. GIULIANO	31
8	CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI	33
	APPENDICE A. DIMENSIONI STANDARD DI PIETRAMI DA CAVA	34

FIGURE

FIGURA 1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DELL'AREA DI STUDIO, OTTENUTO DA ORTOFOTO RER 2017, SCALA GRAFICA	5
FIGURA 2. BATIMETRIA ATTUALE NELL'AREA DEL FUTURO AVAMPORTO (VEDI RIF [13]).....	13
FIGURA 3. RAPPRESENTAZIONE DELLE COMPONENTI DELLA MAREA GENERATE DURANTE UNA MAREGGIATA (VEDI RIF [4])	14
FIGURA 4. INTERPOLAZIONE DEL VALORE DI LIVELLO DEL MARE DI PROGETTO	16
FIGURA 5. LOCALIZZAZIONE DEL PUNTO P IN CUI SONO DEFINITE LE SERIE TEMPORALI DI INPUT.....	17
FIGURA 6: CONFRONTO, RELATIVO ALL'ANNO 2019, FRA I VALORI DI ALTEZZA D'ONDA SIGNIFICATIVA MISURATI DALLA BOA NAUSICAA ED I VALORI CALCOLATI DAL MODELLO CMEMS NEL PUNTO P	17
FIGURA 7: DISTRIBUZIONE PROBABILISTICA DELL'ALTEZZA D'ONDA SIGNIFICATIVA (A SINISTRA) E DEL FLUSSO DI ENERGIA ONDOSA (A DESTRA) IN FUNZIONE DELLA DIREZIONE DI PROVENIENZA	19
FIGURA 8: DISTRIBUZIONE PROBABILISTICA DELL'ALTEZZA D'ONDA SIGNIFICATIVA (A SINISTRA) E DEL FLUSSO DI ENERGIA ONDOSA (A DESTRA) IN FUNZIONE DELLA DIREZIONE DI PROVENIENZA RELATIVAMENTE AI DATI UTILIZZATI NELL'AMBITO DEL PROGETTO ESECUTIVO DEL 2012 (VEDI RIF [10])	20
FIGURA 9. SEZIONI SIGNIFICATIVE DI SCOGLIERA IDENTIFICATE PER IL DIMENSIONAMENTO IDRAULICO	21
FIGURA 10. SEZIONE TIPOLOGICA N. 1	26
FIGURA 11. SEZIONE TIPOLOGICA N. 2	27
FIGURA 12. SEZIONE TIPOLOGICA N. 3	28
FIGURA 13. SEZIONE TIPOLOGICA N. 4	29
FIGURA 14. CONO DI PROTEZIONE DAL MOTO ONDOSO DELLA SPIAGGIA DI S. GIULIANO IN CONDIZIONI DI PROGETTO (FONTE: RIF [11])	31

TABELLE

TABELLA 1. DURATA MINIMA DI VITA PER OPERE O STRUTTURE DI CARATTERE DEFINITIVO, Tv (VEDI RIF [1])	8
TABELLA 2. DEFINIZIONE DEI VALORI DI PROGETTO DI LIVELLO DEL MARE E DELLE RELATIVE COMPONENTI (FONTE: RIF [5]).....	15
TABELLA 3: CARATTERISTICHE ONDA INCIDENTE PER GLI SCENARI SIMULATI – TR=5 ANNI	18
TABELLA 4: CARATTERISTICHE ONDA INCIDENTE PER GLI SCENARI SIMULATI – TR=10 ANNI	18
TABELLA 5: CARATTERISTICHE ONDA INCIDENTE PER GLI SCENARI SIMULATI – TR=50 ANNI	18
TABELLA 6: RISULTATI DEL DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLA MANTELLATA	23
TABELLA 7: RISULTATI DEL DIMENSIONAMENTO DEL PIEDE DELLE OPERE A SCOGLIERA	24
TABELLA 8: CARATTERISTICHE ONDA INCIDENTE PER GLI SCENARI SIMULATI – TR=50 ANNI	25
TABELLA 9: STIMA DEI VALORI DI TRACIMAZIONE ($T_R = 50$ ANNI)	30

1 PREMESSA

Il presente documento è redatto nell'ambito del "Progetto di fattibilità tecnica ed economica" per la realizzazione dell'intervento denominato "Avamposto di Rimini". In Figura 1 è riportata una foto da satellite con l'indicazione dell'area oggetto di studio.

Scopo del presente documento è la progettazione idraulica delle opere foranee a scogliera che costituiranno il perimetro del nuovo avamposto. Le opere a scogliera sono costituite da:

- Una mantellata di materiale di pezzatura idonea a resistere all'azione ondosa di progetto;
- Uno strato di filtro, per garantire la necessaria permeabilità alla protezione di sponda e prevenire la fuoriuscita di materiale dal corpo dell'argine.
- Un nucleo in materiale più fine, o *tout venant*.

In particolare sono illustrate le verifiche di stabilità idraulica ai fini del dimensionamento dello strato di mantellata e del piede, con una distinzione fra i vari tratti di scogliera anche alla luce del loro diverso orientamento che li espone a condizioni ondose diverse. Sono inoltre definite le caratteristiche granulometriche di tutti i materiali costituenti le opere (filtri e nucleo), al fine di garantire la sufficiente permeabilità e di evitare l'erosione di materiale verso l'esterno. E' infine stimata l'entità di tracimazione attesa sui vari tratti di opera.

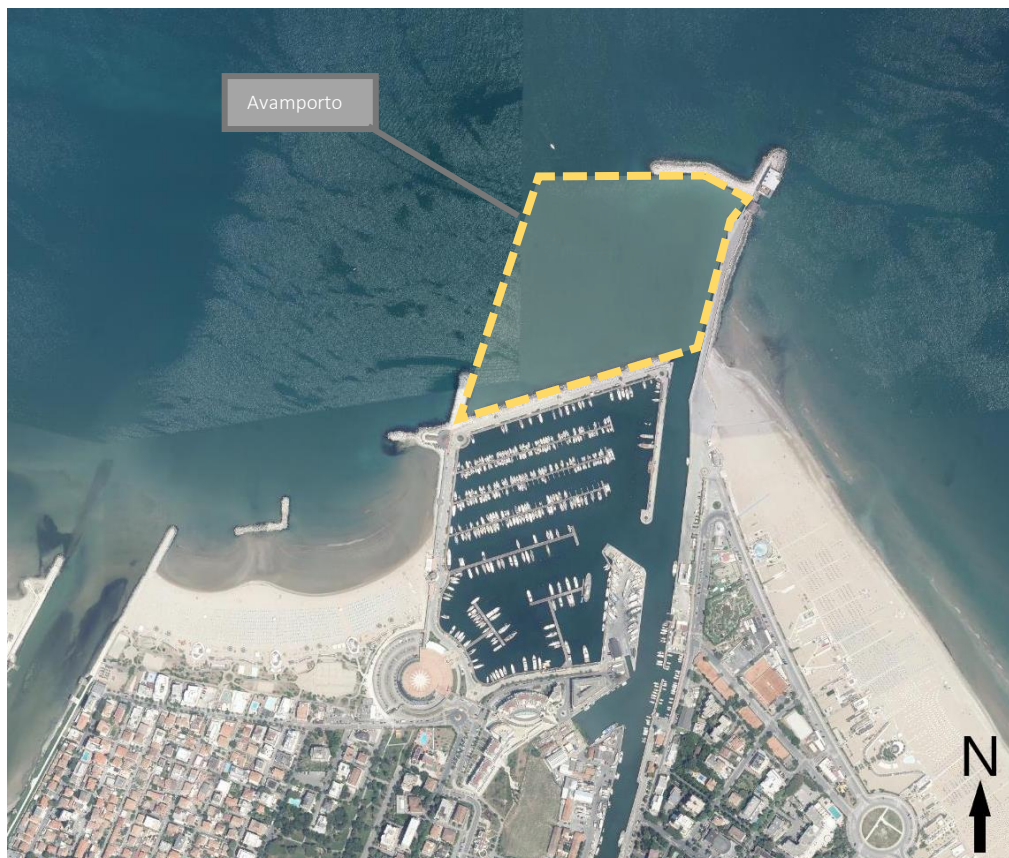


Figura 1. Inquadramento geografico dell'area di studio, ottenuto da ortofoto RER 2017, scala grafica

Le condizioni meteomarine di progetto sono definite a partire dall'analisi statistica di serie temporali relative ad un punto situato in prossimità dell'opera. In tale definizione si è tenuto conto anche dei risultati dello studio di propagazione ondosa effettuato nell'ambito di questo Progetto

Nei successivi capitoli di questo documento sono dunque presentati i seguenti argomenti:

- Normativa e documentazione tecnica di riferimento;
- Criteri di progettazione;
- Condizioni al contorno meteomarine;
- Verifiche di stabilità della mantellata;
- Definizione degli strati di filtro e del nucleo;
- Stima della tracimazione;
- Conclusioni e raccomandazioni.

2 **NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO**

2.1 **NORMATIVA**

- Rif [1] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, CNR-GNDICI (Gruppo Nazionale Difesa Catastrofi Idrogeologiche), 1996: "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime"
- Rif [2] UNI EN 13383-1:2003: Aggregati per opere di protezione (armourstone) - Specifiche
- Rif [3] BS 6349-7:1991. Maritime structures - Part 7: Guide to the design and construction of breakwaters

2.2 **DOCUMENTAZIONE TECNICA**

- Rif [4] Perini L., Calabrese L., Salerno G. e Luciani P. (2012). "Mapping of flood risk in Emilia-Romagna coastal areas". Presentazione del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna al 7° convegno EUROGEO
- Rif [5] Perini L., Calabrese L., Luciani P. e Salerno G. (2013). Applicazione della D.Lgs 49/10 in ambito costiero. Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna
- Rif [6] CIRIA, CUR, CETMEF (2007). The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition). C683, CIRIA, London
- Rif [7] Jensen (1984) - A monograph on rubble mound breakwaters. Danish Hydraulic Institute
- Rif [8] Wolters and Van Gent (2010). Oblique wave attack on cube and rock armoured rubble mound breakwaters. Proceedings of the International Conference on Coastal Engineering (ICCE), June-July 2010.
- Rif [9] EurOtop (2018). Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application. Van der Meer, J.W., Allsop, N.W.H., Bruce, T., De Rouck, J., Kortenhaus, A., Pullen, T., Schüttrumpf, H., Troch, P. and Zanuttigh, B., www.overtopping-manual.com.
- Rif [10] Comune di Rimini. Divisione Infrastrutture-Mobilità-Ambiente (2012). Soluzioni per la messa in sicurezza dell'imboccatura e il miglioramento della navigazione in prossimità del porto canale di Rimini. 2° soluzione parziale di medio periodo (2° stralcio). Progetto Esecutivo.
- Rif [11] Comune di Rimini. Settore Infrastrutture, Mobilità e qualità ambientale. U.O. Infrastrutture (2020). Interventi a difesa della costa e della balneazione a San Giuliano Mare (Progetto Definitivo-Esecutivo). All. B: Relazione tecnica idraulica.

2.3 **ELABORATI FACENTI PARTE DEL PRESENTE PROGETTO**

- Rif [12] Avamperto di Rimini, Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica, elaborato nr. S20162-PP-TV03 Rilievo batimetrico dell'area oggetto di intervento
- Rif [13] Avamperto di Rimini, Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica, elaborato nr. S20162-P1-TV08 Dighe a scogliera. Pianta e sezioni.
- Rif [14] Avamperto di Rimini, Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica, elaborato nr. S20162-PP-TRE04 Studio di propagazione del moto ondoso

3 CRITERI DI PROGETTAZIONE

Il presente documento descrive il dimensionamento delle opere a scogliera previste lungo il perimetro del nuovo Avamposto di Rimini.

Per il pietrame da cava usato nelle opere a scogliera si considerano le classi standard previste dalla normativa UNI EN 13383-1:2003 (vedi Rif [2]). La distribuzione granulometrica delle suddette classi, così come riportate nel "Rock Manual" (CIRIA/CUR/CETMEF, 2007), vedi Rif [4], è presentata nelle tabelle in Appendice A.

Per il pietrame si considera una densità a secco del materiale $\rho_s = 2'650 \text{ kg/m}^3$. Nei calcoli di stabilità idraulica si assume una densità dell'acqua di mare pari a $\rho_w = 1'025 \text{ kg/m}^3$. Ne consegue che $\Delta = 1.59$.

Il Par. 3.1 illustra la definizione dello scenario di progetto per le opere a scogliera, mentre il Par. 3.2 presenta i criteri di dimensionamento di tali opere con riferimento ai seguenti aspetti:

- Stabilità idraulica della mantellata delle scogliere;
- Stabilità idraulica dei massi al piede delle scogliere;
- Rapporti granulometrici all'interfaccia fra strati di materiale lapideo a pezzatura differente;
- Stima dell'entità della tracimazione.

3.1 SCENARIO DI PROGETTO

Si assume come vita utile delle opere un periodo T_V di 50 anni, conformemente a quanto suggerito dalle "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime" (vedi Rif [1]) per infrastrutture ad uso generale con un livello di sicurezza richiesto pari a 2. Per i porti turistici secondo le suddette Istruzioni tecniche il livello di sicurezza potrebbe essere definito pari ad 1, tuttavia dato l'interesse generale dell'opera ed il possibile numero elevato di fruitori (natanti e persone), conoscendo anche la vocazione turistica della città di Rimini, un livello pari a 2 si considera più adeguato.

Tabella 1. Durata minima di vita per opere o strutture di carattere definitivo, T_V (vedi Rif [1])

Tipo dell'opera	Livello di sicurezza richiesto		
	1	2	3
	Vita di progetto (anni)		
Infrastrutture di uso generale	25	50	100
Infrastrutture ad uso specifico	15	25	50

Il tempo di ritorno delle condizioni meteomarine di progetto si definisce pari a 50 anni. Sempre con riferimento alle Istruzioni tecniche di cui al Rif [1], la probabilità P_F che le condizioni di progetto si verifichino durante la vita utile delle opere si può ottenere dalla seguente relazione:

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

dove T_R è il tempo di ritorno dell'evento meteomarinico di progetto. Nel caso in esame si ha dunque $P_F = 63\%$, che appare comunque un valore adeguato in quanto le formule utilizzate per il dimensionamento si riferiscono ad una situazione di instabilità incipiente dei massi naturali che costituiscono le mantellate delle dighe a scogliera. Tale instabilità incipiente non pregiudicherebbe il funzionamento del porto nell'immediato né metterebbe in serio pericolo la sicurezza dei natanti o delle persone, e la piena funzionalità delle opere può essere ripristinata con un intervento di manutenzione.

Le azioni meteomarine (in particolare i livelli del mare e le altezze d'onda) con tempo di ritorno pari a 50 anni sono definite in maggior dettaglio ai Par. 0 e 4.2.

3.2 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO

La verifica della stabilità idraulica della mantellata è condotta utilizzando le formule di Van der Meer, come illustrate nel "Rock Manual" (vedi Rif [4]) e presentate qui di seguito.

In acque profonde (*deep water*), definite ai fini del presente studio ove $h / H_s \geq 3$:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad \text{for plunging waves } (\zeta_m < \zeta_{cr})$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^P \quad \text{for surging waves } (\zeta_m \geq \zeta_{cr})$$

In acque basse (*shallow water*) definite ai fini del presente studio ove $h / H_s < 3$:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) (\xi_{s-1,0})^{-0.5} \quad \text{for plunging waves } (\zeta_{s-1,0} < \zeta_{cr})$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \sqrt{\cot \alpha} (\xi_{s-1,0})^P \quad \text{for surging waves } (\zeta_{s-1,0} \geq \zeta_{cr})$$

Nell'applicazione delle formule di Van der Meer si definiscono i seguenti parametri:

- H_s = altezza d'onda significativa. Ove le onde incidenti non siano perpendicolari alla struttura a scogliera, si tiene conto dell'inclinazione utilizzando il criterio di Wolters e Van Gent (vedi Rif [8]), definito dalla seguente formula:

$$H_{s,\beta} = H_{s,\perp} \cdot (\cos \beta)^{1.05}$$

- $H_{2\%}$ = altezza d'onda superata dal 2% delle onde di una mareggiata. A favore di sicurezza si assume $H_{2\%} = 1.4 * H_s$ ipotizzando una distribuzione di Rayleigh delle altezze d'onda, trascurando quindi il possibile effetto migliorativo del basso fondale
- h = profondità del fondale di fronte alla struttura a scogliera
- $T_{m-1,0}$ = periodo medio spettrale, definito come:

$$T_{m-1,0} = T_p / 1.1 = 1.25 * T_m / 1.1$$

con riferimento al Par. 4.2.4.5 del "Rock Manual"

- $P = 0.4$, parametro che descrive la permeabilità della scogliera nel suo complesso
- $S_d = 2$, che equivale alla situazione di danneggiamento incipiente per le pendenze in esame
- N = numero di onde in una mareggiata = $6 * 3600 / T_m$, ipotizzando quindi una durata della mareggiata di 6 ore
- α = pendenza della mantellata

I parametri c_{pl} , c_s , ζ_m , $\zeta_{s-1,0}$ e ζ_{cr} sono definiti secondo il Par. 5.2.2.2 "Rock Manual". Per le sezioni di testata, al fine di tenere conto dell'effetto della convessità dell'opera, si ipotizza una massa nominale degli elementi della mantellata (M_{50}) incrementata del 25%.

I risultati della verifica di stabilità idraulica della mantellata sono illustrati al Par. 5.1.

La verifica della stabilità al piede è condotta utilizzando le formule seguenti proposte dal "Rock Manual" (vedi Rif [4]):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(1.6 + 0.24 \left(\frac{h_t}{D_{n50}} \right) \right) N_{od}^{0.15} \quad (5.187)$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(2 + 6.2 \left(\frac{h_t}{h} \right)^{2.7} \right) N_{od}^{0.15} \quad (5.188)$$

Nella verifica del piede si considera un livello del mare di 0 m s.l.m., ovvero si ipotizza che la mareggiata di progetto si verifichi in corrispondenza di una bassa marea tale da compensare il sovrizzo e il set-up ondoso.

I risultati della verifica di stabilità al piede sono illustrati al Par. 5.2.

Ai fini della stabilità del materiale lapideo all'interfaccia fra strati differenti, si definiscono i seguenti criteri:

- Stabilità all'interfaccia, affinché non ci sia una fuoriuscita di un materiale attraverso la macro-porosità di quello sovrastante (vedi Rif [3], Rif [6] e Rif [7]):

$$D_{15a} / D_{85u} < 4 \div 5 \quad (\text{Terzaghi})$$

- Permeabilità, affinché non ci sia una eccessiva variazione nella macro-porosità fra uno strato e l'altro, che potrebbe determinare un effetto "rimbalzo" con poca dissipazione dell'energia

dell'onda all'interno dei vuoti e una eccessiva sollecitazione dei massi dello strato più esterno (vedi Rif [3] e Rif [7]):

$$D_{15a} / D_{15u} < 20 \div 25 \quad (\text{Terzaghi})$$

$$D_{50a} / D_{50u} < 7 \quad (\text{Thomsen and Shuttler})$$

Nelle formule di cui sopra il pedice "a" si riferisce allo strato più esterno e il pedice "u" a quello più interno. Inoltre D_{xx} rappresenta, per una data quantità di pietrame di massa totale M_{TOT} , il diametro che non è ecceduto da una frazione di pietrame, in peso, pari al XX% di M_{TOT} .

Siccome oltre certe pezzature il materiale lapideo è selezionato e pesato individualmente e non mediante setacci, la dimensione di riferimento per i massi è il diametro nominale D_n che è legato al diametro "del setaccio" D dalla seguente relazione:

$$D_{nxx} = 0.84 \cdot D_{xx}$$

Per ulteriori approfondimenti su questa definizione si veda il paragrafo 3.4.2 del "Rock Manual" (Rif [6]).

Infine, per ogni singola pezzatura dovrà essere soddisfatta la seguente verifica di stabilità interna (vedi Rif [6]):

$$D_{60} / D_{10} < 10 \quad (\text{Pilarczyk})$$

Per quanto riguarda la possibile tracimazione delle opere a scogliera (il cosiddetto "overtopping"), le portate medie per metro lineare sono stimate usando il metodo definito dall'ultima edizione dell'Overtopping Manual (vedi Rif [9]), ovvero applicando la seguente formula:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0.1035 \cdot \exp\left[-\left(1.35 \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}\right)^{1.3}\right]$$

In cui:

- q = quantità di tracimazione (o *overtopping*) in l/s/m
- g = accelerazione di gravità;
- H_{m0} = altezza d'onda significativa ricavata da una analisi spettrale, assimilabile ad H_s
- R_c = altezza della cresta dell'opera rispetto al livello del mare di progetto
- γ_f = coefficiente che tiene conto della permeabilità della struttura, assunto per tutte le sezioni pari a 0.4

- γ_β = coefficiente che tiene conto dell'inclinazione dell'onda incidente, definito secondo l'Overtopping Manual:

$$\gamma_\beta = 1 - 0.0062 * |\beta| \quad (\text{per } 0^\circ \leq |\beta| \leq 80^\circ)$$

Per i risultati di questo calcolo si rimanda al Capitolo 6.

4 CONDIZIONI AL CONTORNO METEOMARINE

Come mostrato dall'elaborato di progetto S20162-PP-TV03-0 *Rilievo batimetrico dell'area oggetto di intervento* (Rif [13]), di cui si mostra uno stralcio in Figura 2, il livello del fondale attuale nell'area che sarà occupata dal futuro avamposto è variabile fra i -3.00m e i -5.00m s.l.m..

La profondità aumenta in direzione del mare aperto con una pendenza regolare e con curve batimetriche sostanzialmente parallele alla riva. Sui due lati dell'imboccatura del porto canale, i moli esistenti hanno però contribuito ad una evoluzione morfologica della costa con accumulo di sedimenti ad est ed una erosione potenziale ad ovest, dove le spiagge hanno una minor estensione ma risentono dell'apporto, non sempre positivo dal punto di vista delle utenze balneari, dei sedimenti in sospensione trasportati dal deviatore del fiume Marecchia.

Tale evoluzione morfologica è conforme a quanto si osserva altrove lungo le coste sabbiose della regione Emilia-Romagna, essendo un trasporto solido netto da Sud-Est verso Nord-Ovest il risultato delle correnti litoranee generate dal clima meteomarinico del paraggio: prevale il trasporto solido in tale direzione, che è quella delle mareggiate meno intense ma più frequenti.

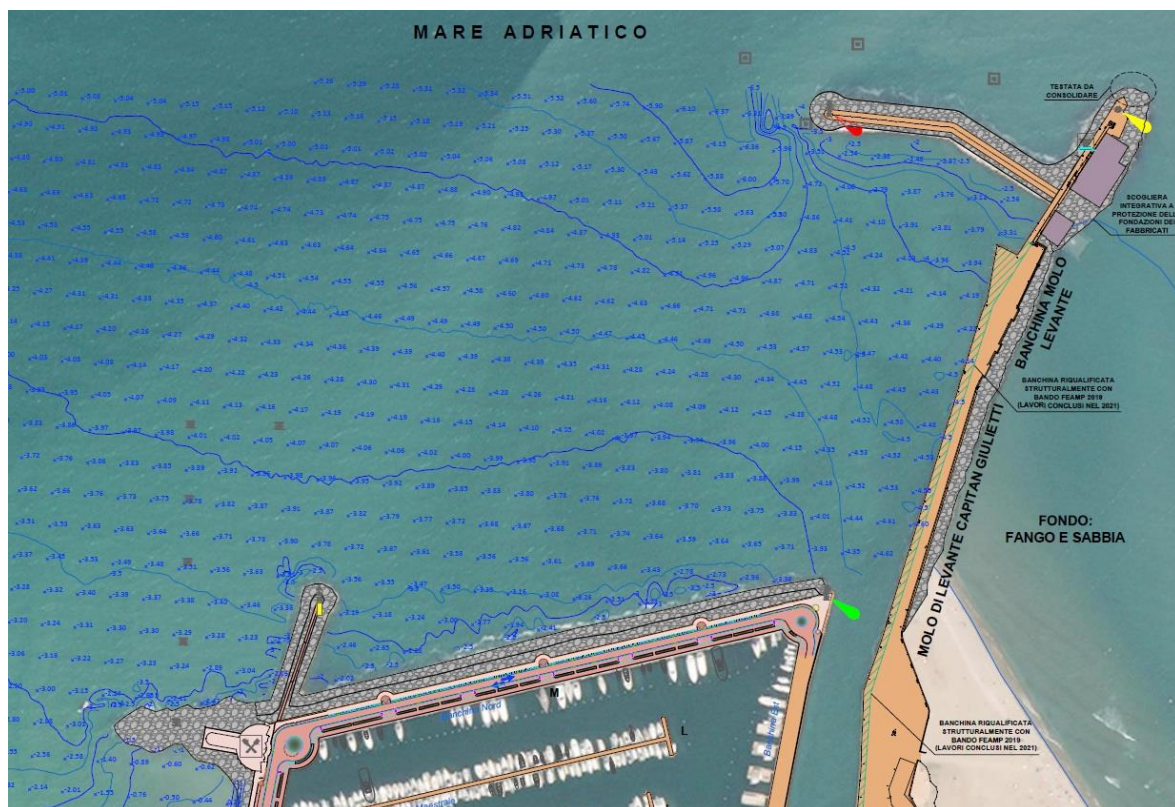


Figura 2. Batimetria attuale nell'area del futuro avamposto (vedi Rif [13])

4.1 LIVELLO DEL MARE

Le variazioni del livello del mare sono governate principalmente da fenomeni gravitazionali e meteorologici come illustrato in Figura 3. In particolare durante una mareggiata il livello del mare effettivo che si osserva lungo la costa è determinato dalle seguenti componenti:

- Marea astronomica (*Expected high tide* in Figura 3), caratterizzata da un regime semidiurno nel mare Adriatico all'altezza di Rimini.
- Sovralzo (*Storm surge* in Figura 3), ovvero un innalzamento del livello del mare dovuto a cause meteorologiche, come un forte vento diretto in direzione della costa o una bassa pressione atmosferica.
- Set-up ondoso (*wave set-up* in Figura 3), ovvero un ulteriore innalzamento che si genera nella zona dei frangenti dovuto all'accumulo dell'energia rilasciata dal frangimento delle onde.

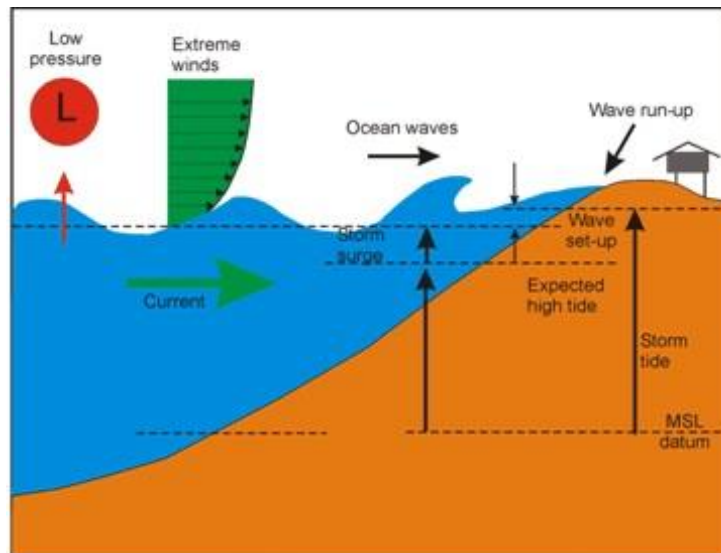


Figura 3. Rappresentazione delle componenti della marea generate durante una mareggiata (vedi Rif [4])

La marea astronomica è una oscillazione del livello del mare determinata dalle influenze gravitazionali dei corpi celesti (in particolare sole e luna) e dalla morfologia locale del fondale marino. E' dunque prevedibile utilizzando formule trigonometriche che includono parametri locali calibrati nel corso degli anni per le stazioni mareografiche più importanti. Nel mare adriatico la marea astronomica ha una ampiezza limitata, mantenendosi lungo la costa emiliano-romagnola quasi sempre entro i valori di -0.5m s.l.m. e +0.6 m s.l.m..

Il sovrалzo è un fenomeno di larga scala legato alle condizioni meteorologiche, in particolare al vento che, soffiando in direzione della costa, è in grado di trasferire alla massa d'acqua una energia sufficiente a sollevare il livello del mare, soprattutto vicino alla costa dove il fondale è più basso. In misura minore un sovrалzo può essere determinato anche dall'abbassamento della pressione atmosferica.

Valori di sovranzo con i relativi tempi di ritorno e relativi alla costa della regione Emilia-Romagna sono presentati da Perini et al. (2013), vedi Rif [5]. Tali valori sono ottenuti nell'ambito del progetto europeo MICORE (www.micore.eu), un progetto di collaborazione fra enti territoriali e universitari internazionali che ha lo scopo di sviluppare e validare strumenti online per la previsione dell'impatto delle mareggiate sulla morfologia delle coste, in supporto delle strategie di protezione civile.

Per il set-up ondoso si fa riferimento a Perini et al. (2013), vedi Rif [5], che presenta valori desunti dal progetto europeo CENAS per lo studio dell'evoluzione costiera dell'alto mare Adriatico.

Una sintesi dei valori di marea astronomica, sovranzo e set-up ondoso e considerati ai fini di questa progettazione è presentata in Tabella 2. Dato che le mareggiate di progetto non si verificano necessariamente in condizioni di alta marea astronomica, per tale parametro è stato scelto un valore elevato non estremo (0.4m).

Tabella 2. Definizione dei valori di progetto di livello del mare e delle relative componenti (fonte: Rif [5])

Tempo di ritorno [anni]	Sovranzo [m s.l.m.m.]	Valore di progetto alta marea astronomica [m]	Valore medio set-up ondoso [m]	H _{TOT} = livello di progetto [m s.l.m.m.]
1	0.61	0.40	0.22	1.23
10	0.79	0.40	0.20	1.49
100	1.02	0.40	0.39	1.81

Essendo il tempo di ritorno dell'evento meteomarinario di progetto fissato in 50 anni, il corrispondente valore livello del mare è determinato per interpolazione dai valori mostrati in Tabella 2. Considerando lineare la legge di distribuzione di H_{TOT} (marea + sovranzo + set-up ondoso) rispetto al logaritmo del tempo di ritorno ln(T_R), i valori di Tabella 2 sono interpolati con ottima approssimazione (R²=0.998) dalla seguente legge lineare:

$$H_{TOT} = 0.1281 \cdot \ln(T_r) + 1.2117$$

Come mostrato anche in Figura 4, il livello del mare con tempo di ritorno pari a 50 anni è stimata pari a +1.71m s.l.m..

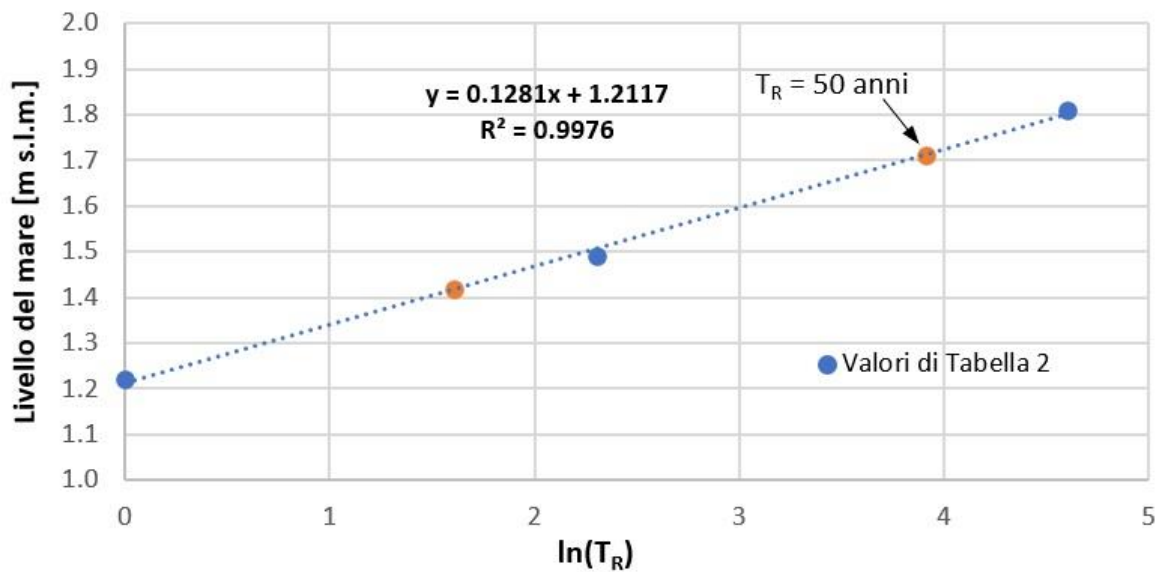


Figura 4. Interpolazione del valore di livello del mare di progetto

4.2 ONDE

Le caratteristiche dell'onda incidente di progetto sono state definite, in funzione del tempo di ritorno, mediante un'analisi statistica basata su una serie temporale di valori relativi ad un periodo di 27 anni (1993-2019). I dati di input sono stati ottenuti dal Copernicus Marine Environment Monitoring Service (CMEMS, <https://marine.copernicus.eu/>), e rappresentano i valori simulati da un modello numerico esteso al bacino del Mediterraneo costantemente aggiornato e validato sulla base di valori misurati.

La serie temporale utilizzata è riferita al punto P di coordinate 44.10417°N, 12.54167°E situato pochi km a Nord-Est del porto di Rimini (vedi Figura 5), dove il fondale è alla quota di -8m s.l.m.m. che è stata conseguentemente scelta come confine del dominio di calcolo del modello creato nell'ambito del presente studio (vedi Rif [14]). Come mostrato in Figura 6, la serie temporale di input concorda con i dati misurati dalla boa Nausicaa posizionata circa 8km al largo di Cesenatico: entrambe le serie mostrano le stesse mareggiate significative, mentre la maggiore altezza d'onda misurata in generale da Nausicaa è spiegabile dalla posizione della boa su un fondale maggiore rispetto al punto P.

Con riferimento ai parametri dell'onda incidente H_s (altezza significativa), T_m (periodo medio) e T_p (periodo di picco), l'analisi statistica è consistita nelle seguenti attività:

- Individuazione dei 27 valori massimi annuali per ognuno degli 8 settori direzionali principali di provenienza (classi di 45°);
- Per ognuna delle 8 direzioni principali, ai fini della definizione di valori estremi i massimi annuali sono interpolati con una distribuzione di Gumbel a 2 parametri del tipo:

$$F(x) = \exp(-\exp(-(x-u)/a))$$

in cui:

a = parametro di scala = $0.78 * \sigma$

$u = \mu - 0.45 * \sigma$
 μ = media dei 27 valori considerati
 σ = scarto quadratico medio dei 27 valori considerati

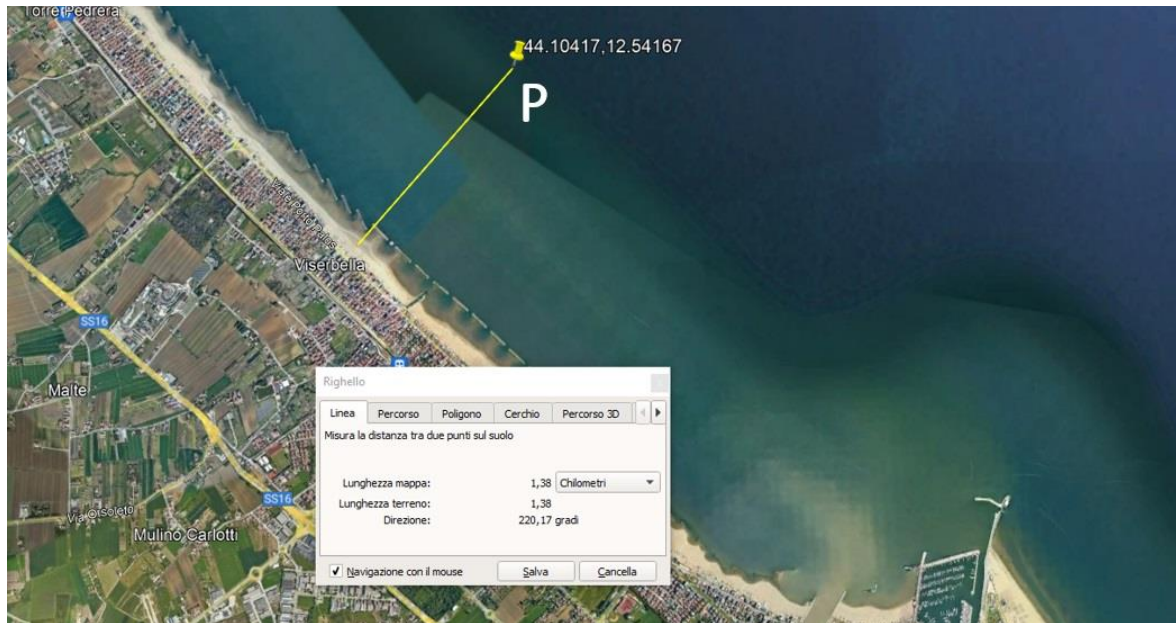


Figura 5. Localizzazione del punto P in cui sono definite le serie temporali di input

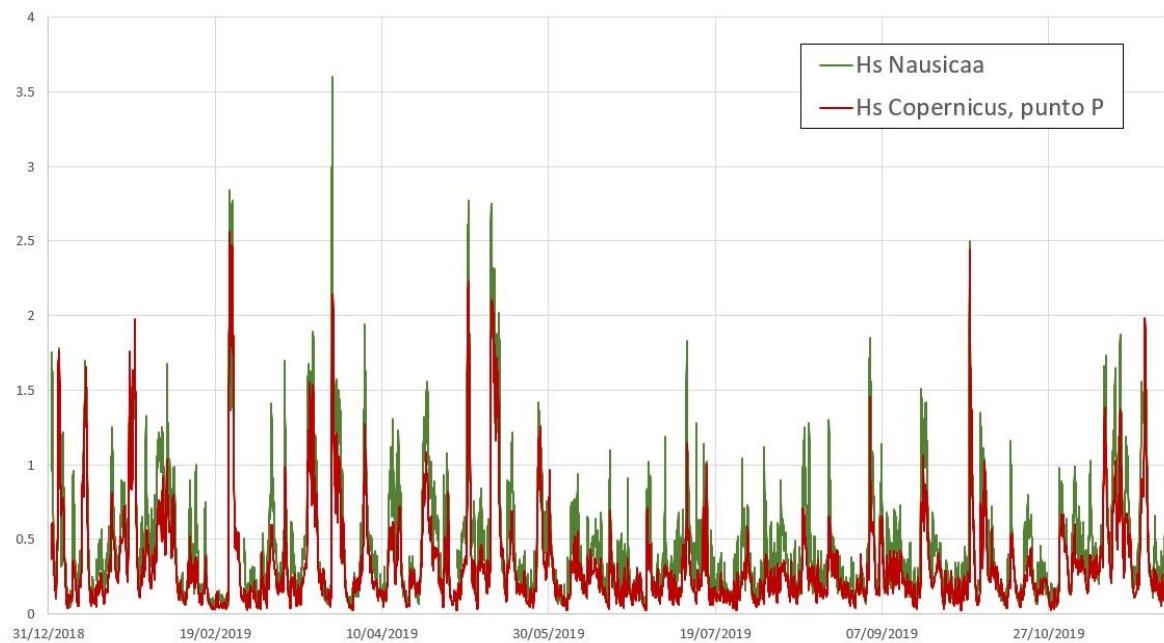


Figura 6: Confronto, relativo all'anno 2019, fra i valori di altezza d'onda significativa misurati dalla boa Nausicaa ed i valori calcolati dal modello CMEMS nel punto P

Le caratteristiche dell'onda incidente definite a seguito dell'analisi statistica sono riportate, rispettivamente per $T_R = 5$ anni, $T_R = 10$ anni e $T_R = 50$ anni, nelle tabelle seguenti. In particolare i valori relativi al tempo di ritorno di 50 anni sono considerati come input per i calcoli di dimensionamento delle opere a scogliera.

Tabella 3: caratteristiche onda incidente per gli scenari simulati – TR=5 anni

Tempo di ritorno 5 anni			
Dir [°]	Hs [m]	Tm [s]	Tp [s]
N-O (292.5° ÷ 337.5°)	0.8	3.8	8.3
N (-22.5° ÷ 22.5°)	1.5	5.3	10.4
N-E (22.5° ÷ 67.5°)	3.0	7.4	11.1
E (67.5° ÷ 112.5°)	2.3	8.8	11.6
S-E (112.5° ÷ 157.5°)	0.7	5.6	10.6

Tabella 4: caratteristiche onda incidente per gli scenari simulati – TR=10 anni

Tempo di ritorno 10 anni			
Dir [°]	Hs [m]	Tm [s]	Tp [s]
N-O (292.5° ÷ 337.5°)	0.9	4.0	9.1
N (-22.5° ÷ 22.5°)	1.7	5.5	11.2
N-E (22.5° ÷ 67.5°)	3.2	7.6	11.7
E (67.5° ÷ 112.5°)	2.5	9.1	12.3
S-E (112.5° ÷ 157.5°)	0.8	6.0	11.4

Tabella 5: caratteristiche onda incidente per gli scenari simulati – TR=50 anni

Tempo di ritorno 50 anni			
Dir [°]	Hs [m]	Tm [s]	Tp [s]
N-O (292.5° ÷ 337.5°)	1.0	4.5	11.0
N (-22.5° ÷ 22.5°)	2.1	5.9	12.8
N-E (22.5° ÷ 67.5°)	3.6	8.1	13.0
E (67.5° ÷ 112.5°)	3.1	9.9	14.0
S-E (112.5° ÷ 157.5°)	1.0	6.8	13.3

Nella figura seguente sono illustrate le distribuzioni probabilistiche (frequenza di accadimento) dei seguenti parametri relativi all'agitazione ondosa simulata nel punto P della griglia CMEMS, valutate sull'intera serie temporale di 27 anni:

- Altezza significativa H_s
- Flusso di energia (proporzionale a $H_s^2 * T_m$)

I parametri sono valutati per intervalli direzionali di 10°.

I diagrammi polari di Figura 7 mostrano, anche graficamente, come le mareggiate da N-E e da E siano comunque predominanti in termini di probabilità di accadimento, ed in particolare il grafico del flusso di energia dimostra che le mareggiate caratterizzate da una maggiore energia (proporzionale al quadrato dell'altezza d'onda) siano quelle provenienti da N-E.

I diagrammi analoghi facenti parte del Progetto Esecutivo delle medesime opere di difesa foranea risalente al 2012 (vedi Figura 8, dunque riferiti ai valori di agitazione ondosa misurati dalla boa ondometrica di Ancona, mostrano una distribuzione più omogenea delle direzioni, probabilmente dovuta alla maggiore distanza dalla costa della boa rispetto al punto P che permette la misurazione di onde sviluppatesi lungo il *fetch* che separa la costa dalla boa. Nonostante questa differenza, in analogia con il paraggio di Rimini prevalgono al largo di Ancona le mareggiate di Grecale e quelle da E-S-E.

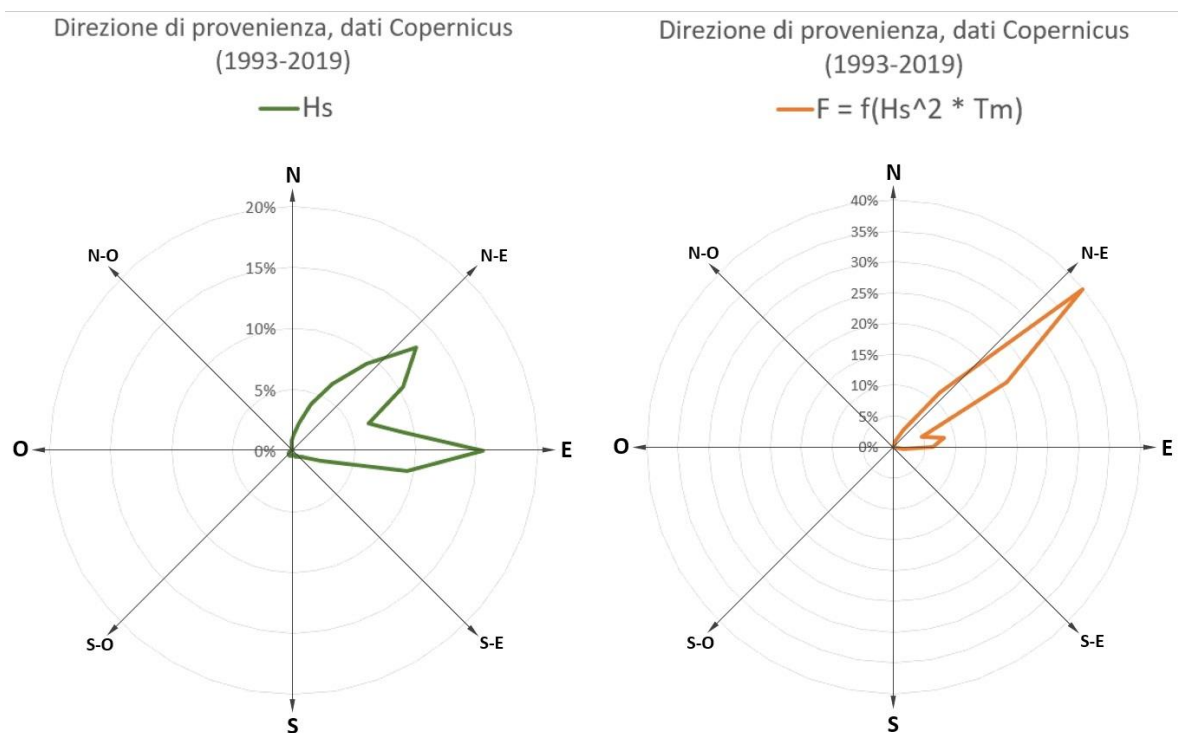


Figura 7: Distribuzione probabilistica dell'altezza d'onda significativa (a sinistra) e del flusso di energia ondosa (a destra) in funzione della direzione di provenienza

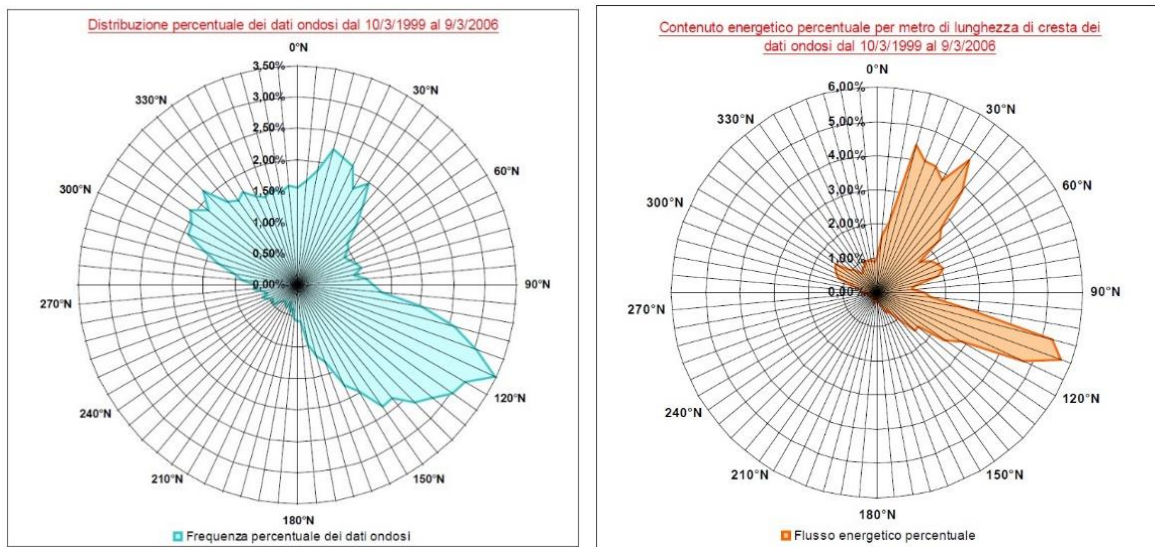


Figura 8: Distribuzione probabilistica dell'altezza d'onda significativa (a sinistra) e del flusso di energia ondosa (a destra) in funzione della direzione di provenienza relativamente ai dati utilizzati nell'ambito del Progetto Esecutivo del 2012 (vedi Rif [10])

5 VERIFICHE IDRAULICHE

5.1 STABILITÀ DELLA MANTELLATA

Con riferimento ai criteri definiti al Par. 3.2, le verifiche di stabilità sono condotte per le seguenti sezioni delle opere a scogliera:

1. Sezione corrente del prolungamento della struttura a scogliera esistente che protegge sul lato Nord l'area del futuro Avamporto;
2. Sezioni di testata delle principali strutture a scogliera. In Tabella 6 e Tabella 7 si farà riferimento alle sezioni 2N e 2O per indicare, rispettivamente, la testata del molo Nord e quella del molo Ovest;
3. Sezione corrente tratto più settentrionale della struttura a scogliera che protegge sul lato Ovest l'area del futuro avamporto;
4. Sezione corrente tratto più meridionale della struttura a scogliera che protegge sul lato Ovest l'area del futuro avamporto. Tale sezione si adotta anche per il pennello interno.

La Figura 9 sottostante, tratta dall'elaborato di progetto *S20162-P1-TV08 Dighe a scogliera. Pianta e sezioni* (vedi Rif [13]), identifica le sezioni 1-4 appena definite.

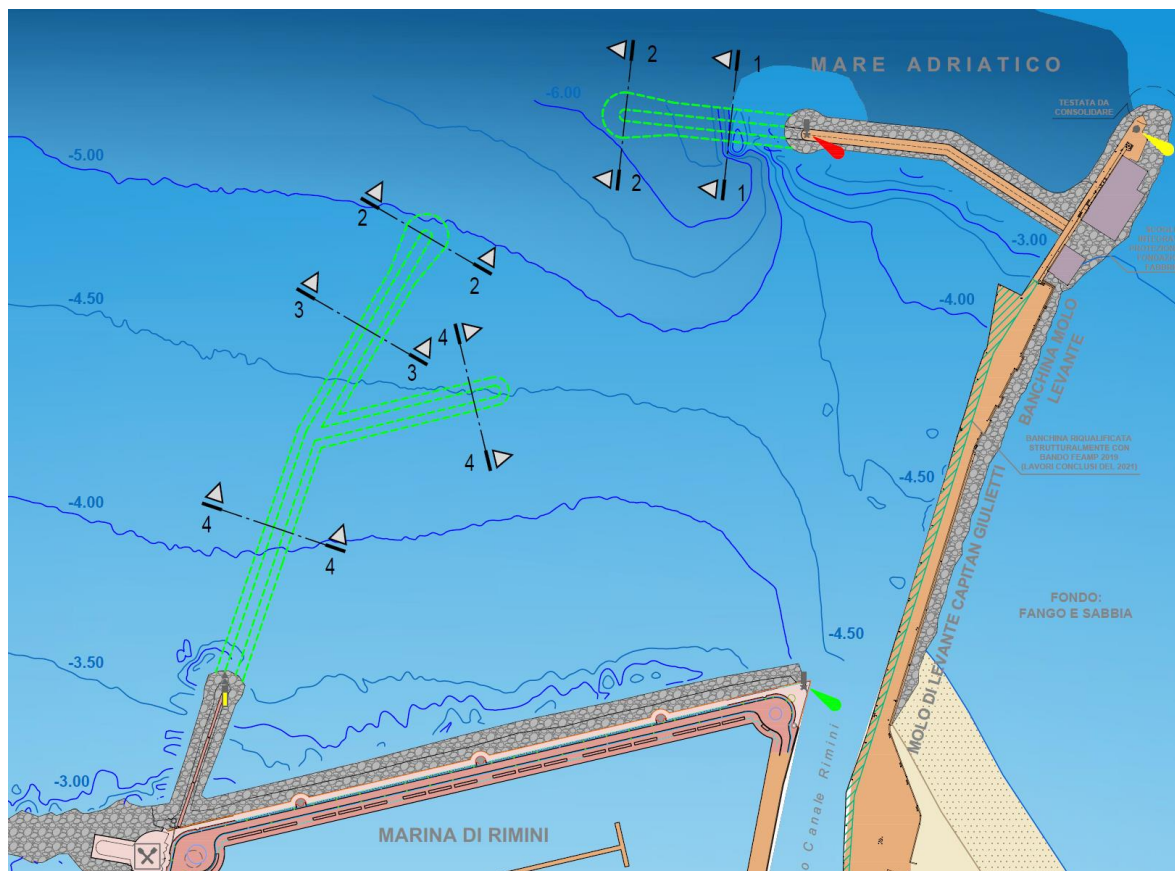


Figura 9. Sezioni significative di scogliera identificate per il dimensionamento idraulico

Per ognuna delle sezioni definite si identifica lo stato di mare che determina la maggiore sollecitazione ondosa, ovvero:

- Sezione 1: si considera la mareggiata di Nord-Est, per la quale lo studio di propagazione ondosa mostra come l'altezza d'onda con tempo di ritorno 50 anni si riduca nell'avvicinamento all'opera (vedi Figura 61 di Rif [14]): si assume pertanto un valore di progetto $H_s = 3.00\text{m}$. Inoltre, dato l'orientamento del tratto di opera con Sezione 1, l'onda di progetto (proveniente da un range di direzione $22.5^\circ\text{N}-62.5^\circ$, ha un'inclinazione minima di 16.5° rispetto ad una direzione perpendicolare alla scogliera;
- Sezioni 2N e 2O: dato l'orientamento variabile delle testate, onde da tutte le direzioni possono raggiungerle pertanto si considera la stessa onda di progetto della Sezione 1 senza inclinazione rispetto ad una direzione perpendicolare alla scogliera;
- Sezione 3: si considera la mareggiata di Nord, per la quale lo studio di propagazione ondosa mostra come l'altezza d'onda con tempo di ritorno 50 anni non abbia sostanziale riduzione nell'avvicinamento all'opera (vedi Figura 58 di Rif [14]): si assume pertanto un valore di progetto $H_s = 2.13\text{m}$. Inoltre, dato l'orientamento del tratto di opera con Sezione 3, l'onda di progetto (proveniente da un range di direzione $-22.5^\circ\text{N}-22.5^\circ$, ha un'inclinazione minima di 37.5° rispetto ad una direzione perpendicolare alla scogliera;
- Sezione 4: si considera la mareggiata di Nord, per la quale lo studio di propagazione ondosa mostra come l'altezza d'onda con tempo di ritorno 50 anni si riduca nell'avvicinamento all'opera (vedi Figura 58 di Rif [14]): si assume pertanto un valore di progetto $H_s = 1.50\text{m}$. Inoltre, dato l'orientamento del tratto di opera con Sezione 4, l'onda di progetto (proveniente da un range di direzione $-22.5^\circ\text{N}-22.5^\circ$, ha un'inclinazione minima di 48.5° rispetto ad una direzione perpendicolare alla scogliera.

Come illustrato dai risultati di Tabella 6, la verifica idraulica è soddisfatta con:

- una mantellata avente $M_{50} = 5.3\text{ton}$ (massi di 3° categoria con distribuzione granulometrica selezionata) per le Sezioni 1 e 2;
- una mantellata in massi da $1\div 3\text{ ton}$ (2° categoria) per le Sezioni 3 e 4.

Tabella 6: Risultati del dimensionamento idraulico della mantellata

Sezione		1	2N	2O	3	4
Livello del fondale	(m s.l.m.)	-6.50	-6.50	-5.00	-5.00	-4.30
H_s	(m)	3.00	3.00	3.00	2.13	1.50
Direzione	(°N)	22.5			337.5	337.5
Orientamento locale	(°N)	6			300	289
β	(rad)	0.29	0.00	0.00	0.65	0.85
H_{TOT}	(m s.l.m.)	1.71	1.71	1.71	1.71	1.71
h	(m)	8.21	8.21	6.71	6.71	6.01
$H_{s,\beta}$	(m)	2.87	3.00	3.00	1.67	0.97
h/H_s'	(m)	2.86	2.74	2.24	4.02	6.18
Acque profonde/basse		basse	basse	basse	profonde	profonde
T_{design} (s)	(s)	9.2	9.2	9.2	5.9	5.9
$H_{2\%max}$ (-)	(m)	4.20	4.20	4.20	2.13	1.50
$H_{2\%,\beta}$ (-)	(m)	4.02	4.20	4.20	1.67	0.97
N	(-)	2662	2662	2662	3657	3657
P	(-)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
$\xi_{s,design}$	(-)	3.40	2.66	2.66	3.81	4.99
ξ_{cr}	(-)	3.95	3.49	3.49	4.42	4.42
Tipo di frangimento		<i>plunging</i>	<i>plunging</i>	<i>plunging</i>	<i>plunging</i>	<i>surging</i>
$H_s/\Delta D_{n50}$	(-)	1.44	1.63	1.63	1.36	1.33
$D_{n50,min}$	(m)	1.26	1.25*	1.25*	0.77	0.46
$M_{50,min}$	(kg)	5263	5199*	5199*	1221	263

* I valori di diametro nominale (D_{n50}) e massa nominale (M_{50}) derivano da un incremento del 25% della massa nominale per tenere conto dell'effetto della convessità dell'opera a scogliera in testata (vedi Par. 3.2).

5.2 STABILITÀ DEL PIEDE

Con riferimento ai criteri definiti al Par. 3.2, le verifiche di stabilità del piede delle opere a scogliera sono condotte considerando le posizioni con minor profondità di fondale per le sezioni di progetto. Il fondale di progetto (h_{min}) si determina in questo caso a partire da un livello del mare di 0 m s.l.m., ovvero si ipotizza che la mareggiata di progetto si verifichi in corrispondenza di una bassa marea tale da compensare il sovrizzo e il set-up ondoso.

Come illustrato dai risultati di Tabella 7, la verifica è soddisfatta con:

- massi da 0.3÷1ton (1° categoria) al piede delle Sezioni 1 e 2. In particolare, per le sezioni 1 e 2O, affinché la verifica sia soddisfatta si deve accettare un parametro di danneggiamento

$N_{od} = 1.5$, corrispondente ad una situazione in cui i massi del piede possono mostrare un assestamento (*"flattening of the toe"*). Per questo motivo si definisce una lunghezza del piede di 3m, corrispondente ad oltre 4 volte la dimensione nominale dei massi: ciò è considerato accettabile in virtù della pendenza relativamente dolce del paramento lato mare delle opere. Si raccomanda comunque una verifica più approfondita di questo aspetto nelle fasi successive di progettazione;

- massi di pezzatura $60 \div 300\text{kg}$ al piede delle Sezioni 3 e 4.

Con riferimento alle figure mostrate al Par. 5.4, al piede si adotta dunque la stessa pezzatura prevista per lo strato di filtro delle sezioni di progetto.

Tabella 7: Risultati del dimensionamento del piede delle opere a scogliera

Sezione		1	2N	20	3	4
Livello del fondale	(m s.l.m.)	-4.50	-6.50	-5.00	-4.30	-3.50
h_{min}	(m)	4.50	6.50	5.00	4.30	3.50
h_t	(m)	2.70	5.20	3.70	2.50	2.15
h_t/h_{min}	(-)	0.8	0.9	0.8	0.7	0.7
N_{od}	(-)	1.5	0.5	1.5	0.5	0.5
$D_{n50,toe}$ (eq. 5.187)	(m)	0.79	0.53	0.76	0.35	0.10
$D_{n50,toe}$ (eq. 5.188)	(m)	0.58	0.56	0.59	0.41	0.10
$M_{50,toe}$	(kg)	595	459	460	184	29

5.3 RAPPORTI GRANULOMETRICI ALL'INTERFACCIA FRA GLI STRATI

Al paragrafi 5.1 e 5.2 è stata definita una dimensione dei massi delle mantellate e dello strato di filtro per le sezioni di progetto. Per la mantellata delle sezioni 1 e 2 si prescrive un pietrame avente massa mediana $M_{50} = 5.3\text{ton}$, ovvero massi di 3° categoria ma con una distribuzione selezionata. Con riferimento al Par. 3.4.3 del "Rock Manual" (vedi Rif [6]), ipotizzando un coefficiente di uniformità n_{RRD} pari 5.50, tale pezzatura corrisponde ad un range $3.4 \div 6.6\text{ton}$ secondo una distribuzione granulometrica di Rosin-Rammler.

Per tutte le altre pezzature definite ai paragrafi precedenti si rimanda alle distribuzioni granulometriche standard in Appendice A.

Le verifiche di stabilità all'interfaccia e di permeabilità, con riferimento ai criteri definiti al Par. 3.2, sono illustrate in Tabella 8. In particolare, si definiscono i seguenti criteri per la scelta del materiale che costituirà il nucleo dell'opera:

$$\textit{Tout venant} \quad D_{n15} \geq 0.03\text{m} \quad D_{n50} \geq 0.10\text{m} \quad D_{n85} \geq 0.14\text{m}$$

Inoltre, per ogni singola pezzatura dovrà essere soddisfatta la seguente verifica di stabilità interna:

$$D_{60}/D_{10} < 10 \quad (\text{Pilarczyk})$$

Tabella 8: caratteristiche onda incidente per gli scenari simulati – TR=50 anni

Stabilità all'interfaccia (Terzaghi)						
D_{15a}/D_{85b}		< 4	÷5			
Interfaccia mantellata - filtro						
Sezioni	Massi 3400÷6600kg		Massi 300÷1000kg		D_{15}/D_{85} (-)	verifica
1 - 2N - 2O	D_{n15} (m)	1.15	D_{n85} (m)	0.74	1.6	ok
Sezioni	Massi 1000÷3000kg		Massi 60÷300kg		D_{15}/D_{85} (-)	verifica
3 - 4	D_{n15} (m)	0.79	D_{n85} (m)	0.49	1.6	ok
Interfaccia filtro - nucleo						
Sezioni	Massi 300÷1000kg		Tout - venant		D_{15}/D_{85} (-)	verifica
1 - 2N - 2O	D_{n15} (m)	0.53	D_{n85} (m)	0.14	3.8	ok
Sezioni	Massi 60÷300kg		Tout - venant		D_{15}/D_{85} (-)	verifica
3 - 4	D_{n15} (m)	0.34	D_{n85} (m)	0.14	2.4	ok

Permeabilità (Terzaghi)						
D_{15a}/D_{15u}		< 20	÷25			
Interfaccia mantellata - filtro						
Sezioni	Massi 3400÷6600kg		Massi 300÷1000kg		D_{15}/D_{85} (-)	verifica
1 - 2N - 2O	D_{n15} (m)	1.15	D_{n15} (m)	0.53	2.2	ok
Sezioni	Massi 1000÷3000kg		Massi 60÷300kg		D_{15}/D_{85} (-)	verifica
3 - 4	D_{n15} (m)	0.79	D_{n15} (m)	0.34	2.3	ok
Interfaccia filtro - nucleo						
Sezioni	Massi 300÷1000kg		Tout - venant		D_{15}/D_{85} (-)	verifica
1 - 2N - 2O	D_{n15} (m)	0.53	D_{n15} (m)	0.03	17.8	ok
Sezioni	Massi 60÷300kg		Tout - venant		D_{15}/D_{85} (-)	verifica
3 - 4	D_{n15} (m)	0.34	D_{n15} (m)	0.03	11.3	ok

Permeabilità (Thomsen and Shuttler)						
D_{50a}/D_{50b}		< 7				
Interfaccia mantellata - filtro						
Sezioni	Massi 3400÷6600kg		Massi 300÷1000kg		D_{15}/D_{85} (-)	verifica
1 - 2N - 2O	D_{n50} (m)	1.26	D_{n50} (m)	0.63	2.0	ok
Sezioni	Massi 1000÷3000kg		Massi 60÷300kg		D_{15}/D_{85} (-)	verifica
3 - 4	D_{n50} (m)	0.92	D_{n50} (m)	0.41	2.2	ok
Interfaccia filtro - nucleo						
Sezioni	Massi 300÷1000kg		Tout - venant		D_{15}/D_{85} (-)	verifica
1 - 2N - 2O	D_{n50} (m)	0.63	D_{n50} (m)	0.10	6.3	ok
Sezioni	Massi 60÷300kg		Tout - venant		D_{15}/D_{85} (-)	verifica
3 - 4	D_{n50} (m)	0.41	D_{n50} (m)	0.10	4.1	ok

5.4 SEZIONI TRASVERSALI DI PROGETTO

In base ai risultati descritti in questo capitolo e con riferimento all'elaborato grafico di progetto S20162-P1-TV08 Dighe a scogliera. Pianta e sezioni (vedi Rif [13]), le figure seguenti definiscono le 4 sezioni tipologiche delle opere a scogliera. La sezione 4 ha una geometria particolare sul lato interno, definita per permettere la realizzazione di una eventuale banchina a tergo (impalcato su pali).

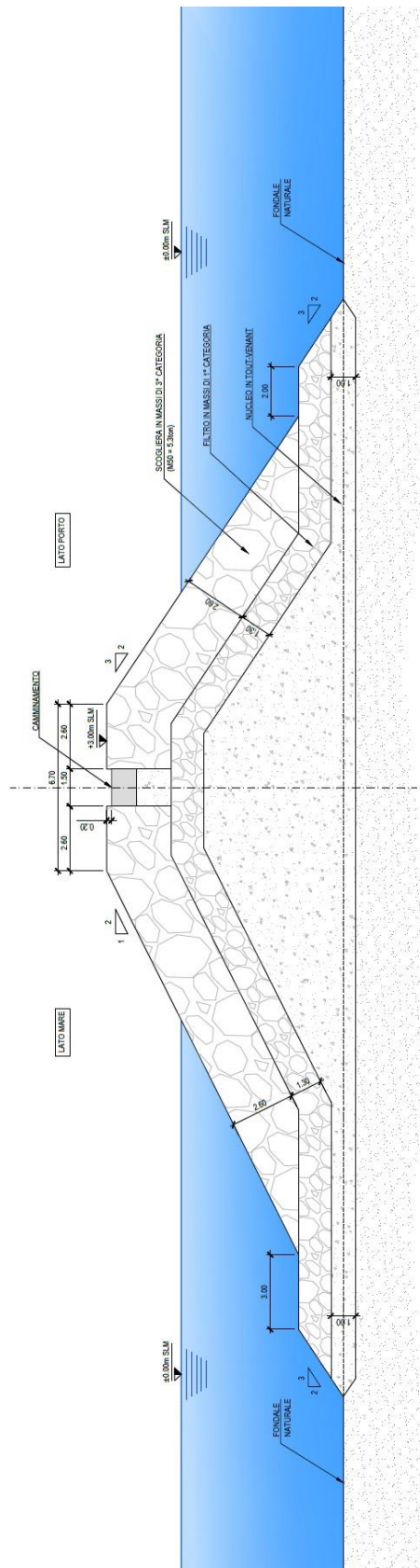


Figura 10. Sezione tipologica n. 1

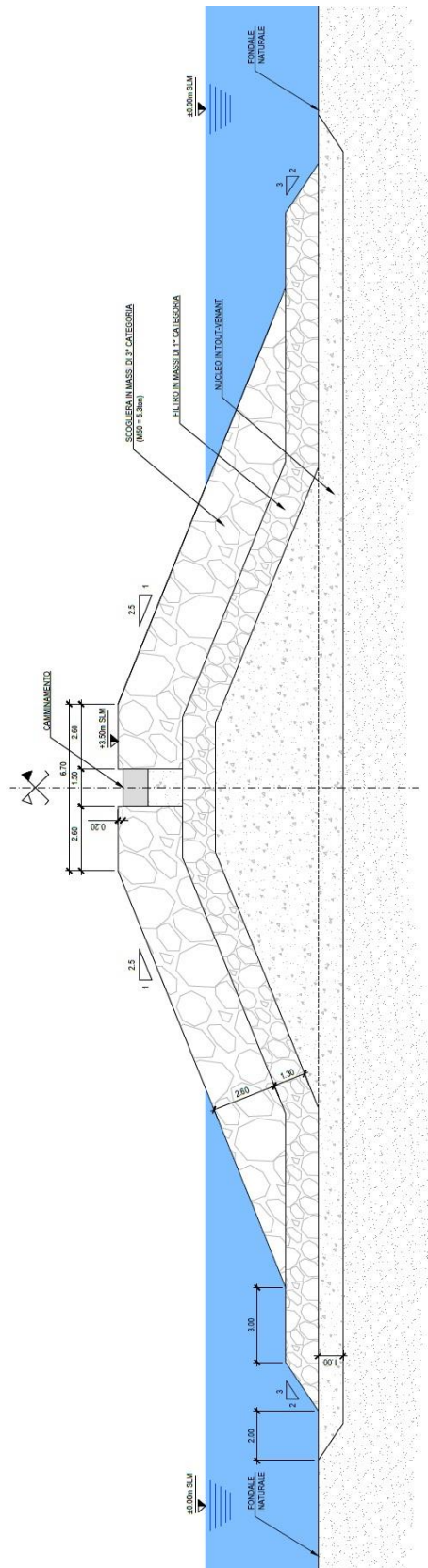


Figura 11. Sezione tipologica n. 2

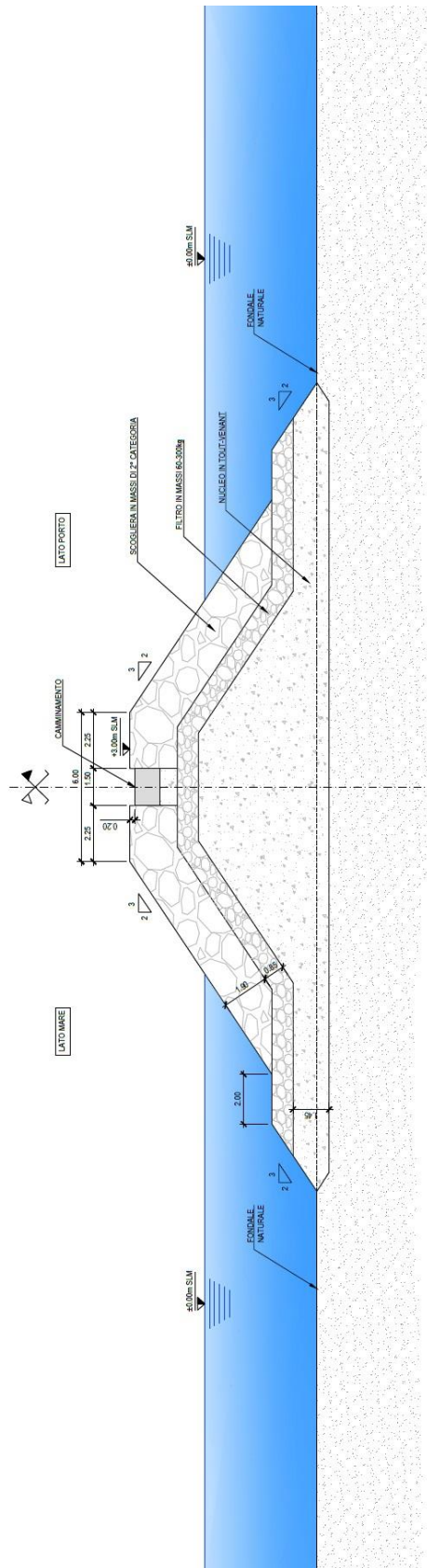


Figura 12. Sezione tipologica n. 3

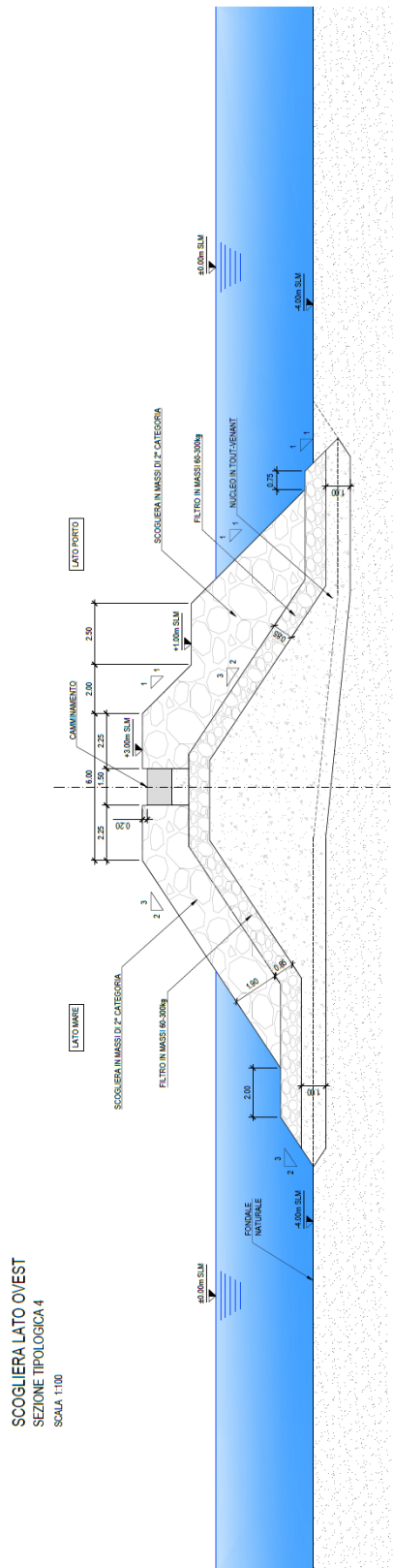


Figura 13. Sezione tipologica n. 4

6 VERIFICA DELLA TRACIMAZIONE

Con riferimento ai criteri definiti al Par. 3.2, la Tabella 9 mostra i risultati della stima della portata di tracimazione sopra le opere foranee a scogliera, per la mareggiata di progetto con tempo di ritorno di 50 anni.

Tabella 9: Stima dei valori di tracimazione ($T_R = 50$ anni)

Sezione		1	2N	20	3	4
γ_f	(-)	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
$\gamma_{f,surging}$	(-)	0.52	0.46	0.46	0.55	0.63
γ_β	(-)	0.90	1.00	1.00	0.76	0.69
$R_{u2\%}$	(m)	4.74	4.58	4.58	3.07	2.35
Livello di run-up	(m s.l.m.)	6.45	6.29	6.29	4.79	4.06
h cresta	(m s.l.m.)	3.0	3.5	3.5	3.0	3.0
R_c	(m)	1.29	1.79	1.79	1.29	1.29
q	(l/s/m)	261	141	141	28	1.0

I risultati mostrano che si ha una tracimazione non trascurabile sulle sezioni tipologiche 1, 2 e 3: tali valori sono accettabili dal punto di vista della stabilità idraulica ipotizzando che il paramento interno sia protetto con le stesse pezzature di pietrame utilizzate lato mare. Tuttavia la tracimazione su tali tratti di scogliera è assolutamente eccessiva ai fini del transito dei pedoni, ai quali deve essere vietato l'accesso quanto meno in condizioni di mareggiata.

Per quanto riguarda la sezione 4 invece, confrontando il risultato di Tabella 9 con i valori limite proposti dalle tabelle 3.2 e 3.3 dell'Overtopping Manual (vedi Rif [9]), emerge che:

- La portata di tracimazione stimata con tempo di ritorno di 50 anni appare compatibile con la presenza di yacht di grandi dimensioni a tergo della scogliera (portata limite $q = 5$ l/s/m);
- La portata di tracimazione stimata con tempo di ritorno di 50 anni appare compatibile con il passaggio di pedoni o veicoli a tergo della scogliera (portata limite $q > 1$ l/s/m).

7 INTERAZIONE DELLE OPERE CON LA FOCE DELLO SCOLMATORE MARECCHIA E LA SPIAGGIA DI S. GIULIANO

La geometria prevista per le opere foranee facenti parte di questo progetto è conforme a quella definita nel Progetto Esecutivo risalente al 2012 (si veda Rif [10]).

In particolare, rispetto all'alternativa considerata nella fase di studio della propagazione ondosa (Rif [14]), tale geometria costituisce un minor impedimento alla propagazione delle correnti lungo costa favorendo la dispersione del materiale in sospensione trasportato a mare dallo scolmatore durante gli eventi di piena del fiume Marecchia. Tale effetto è da considerarsi positivo, anche per preservare la qualità dei sedimenti (evitando un accumulo di sedimenti fini) nella spiaggia di San Giuliano che ha un elevato valore turistico.

La dinamica di questa spiaggia è stata analizzata in maggior dettaglio anche ai fini di un recente intervento di salpamento di un'opera a scogliera antistante la spiaggia (vedi Figura 14). Nell'ambito di tale progetto (si veda Rif [11]) è stato presentato un calcolo empirico di evoluzione morfologica della spiaggia esistente, in funzione di 3 possibili interventi che oltre al salpamento della scogliera a includevano un adeguamento dei pennelli ai due lati della spiaggia. Da tale calcolo risulta che un allungamento di tali pennelli può provocare un indesiderato accumulo di sedimenti, in particolare sul lato orientale della spiaggia.



Figura 14. Cono di protezione dal moto ondoso della spiaggia di S. Giuliano in condizioni di progetto (fonte: Rif [11])

Allo stato attuale delle conoscenze, il salpamento della scogliera mostrata in Figura 14 rappresenta dunque una soluzione adeguata a favorire il ricambio idrico e ad impedire la sedimentazione di materiale fine nella fascia dedicata alla balneazione, e la conformazione delle dighe foranee prevista nell'ambito di questo progetto è ritenuta adeguata a rispondere alle esigenze di sicurezza della navigazione mantenendo l'attuale equilibrio morfologico.

Nelle successive fasi di progettazione, al fine di approfondire la tematica di morfologia costiera e di qualità delle acque in relazione alla presenza dello scolmatore del Marecchia e di una zona balneabile di interesse turistico, si raccomanda l'implementazione di modelli numerici bi- o tri-dimensionali ad una scala sufficientemente ampia per cogliere appieno i fenomeni fisici e idrodinamici del paraggio.

8 CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI

Nel presente documento è descritto il dimensionamento idraulico delle opere foranee a scogliera che costituiranno il perimetro del nuovo Avamposto di Rimini.

Per le opere più esposte all'azione delle mareggiate (diga foranea sul lato Nord, testate delle dighe foranee in corrispondenza dell'imboccatura dell'avamposto) si propone una mantellata in massi di 3° categoria aventi una distribuzione granulometrica selezionata, in particolare una massa nominale di 5.3ton.

Per le sezioni correnti della diga foranea sul lato Ovest e per il pennello interno, si propone una mantellata in massi di 2° categoria.

Il dimensionamento dei vari strati di pietrame che compongono le opere foranee ha tenuto in considerazione:

- La convessità delle testate;
- La stabilità idraulica del piede delle scogliere;
- I rapporti granulometrici all'interfaccia fra gli strati.

In particolare per la stabilità del piede si osserva che una delle due formule tipicamente usate per il dimensionamento (eq. 5.187 del "Rock Manual", vedi Rif [6]) lascia ipotizzare che i massi del piede in due sezioni possano mostrare un assestamento ("*flattening of the toe*") in occasione della mareggiata di progetto. Ciò è stato considerando incrementando la lunghezza del piede: si rimanda alle fasi successive di progettazione per una valutazione più approfondita di questo aspetto.

Sezioni tipologiche per le opere foranee a scogliera sono illustrate al Par. 5.4 di questo documento, oltre che nell'elaborato grafico *S20162-P1-TV08 Dighe a scogliera. Pianta e sezioni* (vedi Rif [13]).

La stima della tracimazione sulle differenti sezioni di progetto mostra che a tergo della Sezione 4 (dove si prevede di realizzare una banchina) per tempi di ritorno di 50 anni la tracimazione attesa rientra nei limiti di sicurezza per yacht di grandi dimensioni e per il transito di pedoni o veicoli.

Considerando che la fruizione delle banchine si concentrerà nella stagione estiva, in corrispondenza della quale l'onda con tempo di ritorno di 50 anni avrà presumibilmente altezza ridotta, si ritiene che la tracimazione attesa possa rientrare nei limiti di sicurezza per yacht di grandi dimensioni anche considerando l'incremento del livello del medio mare per effetto delle variazioni climatiche. Si suggerisce di approfondire questo aspetto della progettazione per la successiva fase di Progetto Definitivo.

Parimenti, pur non prevedendo particolari criticità geotecniche, si raccomanda di condurre, in fase di Progetto Definitivo, la verifica di stabilità globale delle scogliere e la stima dei cedimenti a breve e lungo termine delle stesse.

Per comprendere meglio il meccanismo della stabilità del piede, ma anche per indagare meglio altri aspetti come la stabilità delle testate e per la tracimazione, si suggerisce di prevedere anche dei test su modello fisico durante le successive fasi di progettazione.

APPENDICE A. DIMENSIONI STANDARD DI PIETRE DA CAVA

Table 3.5 Heavy, light and coarse European EN 13383 standard grading requirements

Heavy	Class designation	ELL	NLL	NUL	EUL	M_{em}	
	Passing requirements kg	< 5% kg	< 10% kg	> 70% kg	> 97% kg	lower limit kg	upper limit kg
	10 000–15 000	6500	10 000	15 000	22 500	12 000	13 000
	6000–10 000	4000	6000	10 000	15 000	7500	8500
	3000–6000	2000	3000	6000	9000	4200	4800
	1000–3000	700	1000	3000	4500	1700	2100
	300–1000	200	300	1000	1500	540	690

Light	Class designation	ELL	NLL	NUL	EUL	M_{em}	
	Passing requirements kg	< 2% kg	< 10% kg	> 70% kg	> 97% kg	lower limit kg	upper limit kg
	60–300	30	60	300	450	130	190
	10–60	2	10	60	120	20	35
	40–200	15	40	200	300	80	120
	5–40	1.5	5	40	80	10	20
	15–300 *	3	15	300	450	45	135

Coarse	Class designation	ELL	NLL	NUL	EUL	M_{em}
	Passing requirements mm	< 5% mm	< 15% mm	> 90% mm	> 98% mm	< 50% mm
	45/125	22.4	45	125	180	63
	63/180	31.5	63	180	250	90
	90/250	45	90	250	360	125
	45/180 **	22.4	45	180	250	63
	90/180 ***	45	90 ***	180 ***	250	NA

Notes

* = wide light grading, ** = wide coarse grading, *** = gabion grading, NLL = 20% and NUL = 80%. See Table 3.6 in Section 3.4.3.7 for additional information on standard gradings.

Table 3.6 Additional information on standard gradings

Light and heavy	a	b	c	d	e	f
	kg	M_{50}/M_{em} (Equation 3.18)	$M_{50min} =$ $M_{emll} \times (b)$ kg	$M_{50max} =$ $M_{emul} \times (b)$ kg	Ideal n_{RRM}	Ideal n_{RRD}
	10 000–15 000	1.002	12000	13000	8.92	26.76
	6000–10 000	1.024	7680	8710	7.08	21.24
	3000–6000	1.054	4430	5060	5.22	15.65
	1000–3000	1.099	1870	2310	3.29	9.88
	300–1000	1.163	628	802	3.00	9.01
	60–300	1.243	162	236	2.25	6.74
	10–60	1.352	27	47	2.02	6.06
	40–200	1.269	101	152	2.25	6.74
5–40	1.386	14	28	1.74	5.22	
15–300*)	1.570	70	211	1.21	3.62	

Coarse	a	b	c	d
	mm	$D_{50} = 0.5$ ($NLL + NUL$) mm	Ideal n_{RRM}	Ideal n_{RRD}
	45/125	85	1.09	3.28
	63/180	122	1.06	3.19
	90/250	170	1.09	3.28
	45/180**	113	0.80	2.41
90/180***	135	1.61	4.83	

Notes

* the 15–300 kg grading is exceptionally wide and values of M_{50max} and M_{50min} are presented that use Equation 3.16 rather than Equation 3.18; ** wide coarse grading; *** gabion grading.