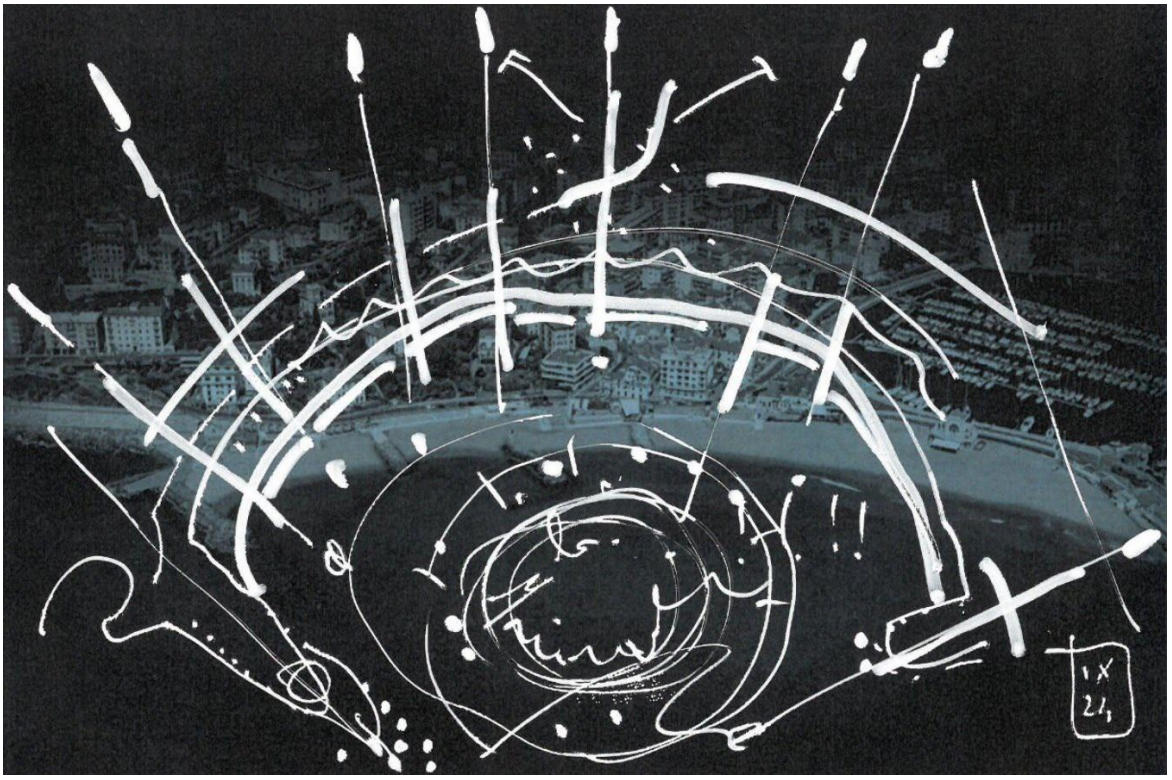
Comune di Imperia
Provincia di Imperia

Regione Liguria

Consorzio Stabilimenti Balneari Imperia

Progetto masterplan per la sistemazione della fascia litoranea di Porto Maurizio



Committente:	**Consorzio Stabilimenti Balneari Imperia** Via Bonfante, 29 18100 Imperia (IM)
Luogo:	Marina di Porto Maurizio (IM)
Progettista	Ing. Alessandro Chini
Elaborato:	**10b relazione opere marittime**
Revisione:	REV_01

Indice

1. **PREMESSE E INQUADRAMENTO TERRITORIALE**
2. **MOTIVAZIONI DELL'INTERVENTO DI DIFESA COSTIERA**
3. **DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO**
4. **ESPOSIZIONE AL MOTO ONDOSO INCIDENTE**
   - **4.1 CLIMA ONDOSO AL LARGO**
   - **4.2 CLIMA ONDOSO SOTTOCOSTA**
   - **4.3 REGIME MAREALE**
5. **ONDAZIONI DI PROGETTO**
   - **5.1 ONDA PER IL DIMENSIONAMENTO DEI MASSI DELLA SOFFOLTA**
   - **5.2 ONDA TRASMESSA OLTRE LA SOFFOLTA**
6. **DIMENSIONAMENTO DEI MASSI NATURALI**
7. **VALUTAZIONI DI COMPATIBILITA' GEOTECNICA E SISMICA**
8. **Bibliografia di riferimento**
9. **ASPETTI AMBIENTALI**
10. **ANCORAGGI**

COMUNE DI IMPERIA
CONSORZIO STABILIMENTI BALNEARI DI IMPERIA

MASTERPLAN per la sistemazione della fascia litoranea di Porto Maurizio

Interventi di estensione delle opere a protezione dei ripascimenti, realizzazione di un approdo

temporaneo e di efficientamento energetico di natura consortile

---

RELAZIONE DI IDRAULICA MARITTIMA

1. PREMESSE E INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'intervento in progetto si articola nella realizzazione di due differenti tipologie di opere che, nella loro azione combinata, hanno lo scopo di offrire una protezione agli arenili ubicati immediatamente a Ponente del Molo di sopraflutto che demarca il bacino di Porto Maurizio (IM).

In particolare, le opere di difesa previste consistono in un prolungamento soffolto del pennello che già delimita l'estremità meridionale della porzione litoranea d'interesse e in un ripascimento delle spiagge.

L'area di intervento ricade, ai sensi della ripartizione costiera operata ai sensi della D.G.R. n. 1446/2009, nell'estremità di Levante dell'unità fisiografica cod. UF05 (i cui limiti sono compresi tra la Marina degli Aregai a Ovest e Porto Maurizio ad Est), identificata dal paraggio cod. 02 "Porto Maurizio" e dalle celle litorali "Spiaggia d'oro, come raffigurato nell'immagine seguente estratta dalla cartografia regionale disponibile:

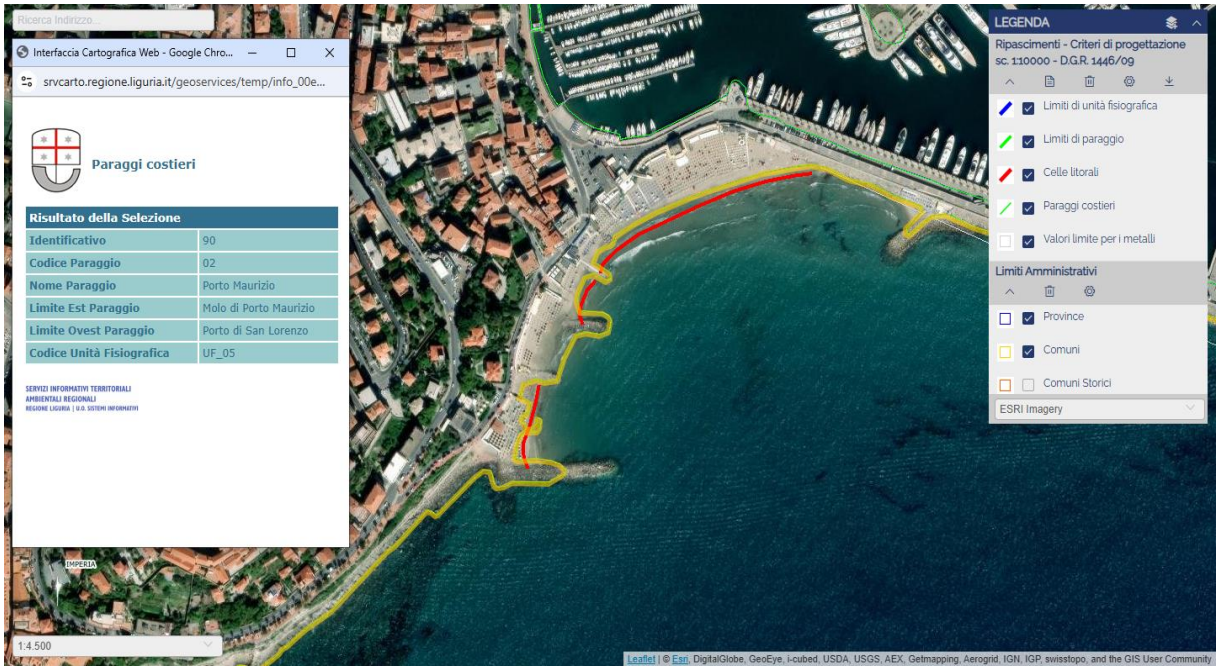


Fig. 1: individuazione fisiografica del tratto costiero oggetto d'intervento.[1]

La zona, come si rileva dalla foto seguente, è esposta a mari sviluppati da venti che derivano dai quadranti meridionali (da Scirocco a Libeccio). La presente relazione affronta, pertanto, gli aspetti di idraulica ed ingegneria marittima in base ai quali sono state definite le opere di protezione. Per quanto riguarda i ripascimenti si è optato per un preliminare intervento di tipo non strutturale, al fine di acquisire, mediante un attento monitoraggio dell'evoluzione morfodinamica del tratto di costa interessato, gli elementi necessari alla calibrazione del modello matematico utile per il dimensionamento del definitivo ripascimento strutturale.



Fig. 2: localizzazione del sito d'intervento.

1 Fonte dati: https://srvcarto.regione.liguria.it/geoservices/apps/viewer/pages/apps/geoportale/?id=1266

Dal punto di vista sismico l'area è classificata, secondo l'All. 2 della D.G.R. n. 962/2018, quale zona di classe 2 corrispondente ad una "peak ground acceleration" pari a 0.25g, come evidenziato dalla rispettiva cartografia seguente:

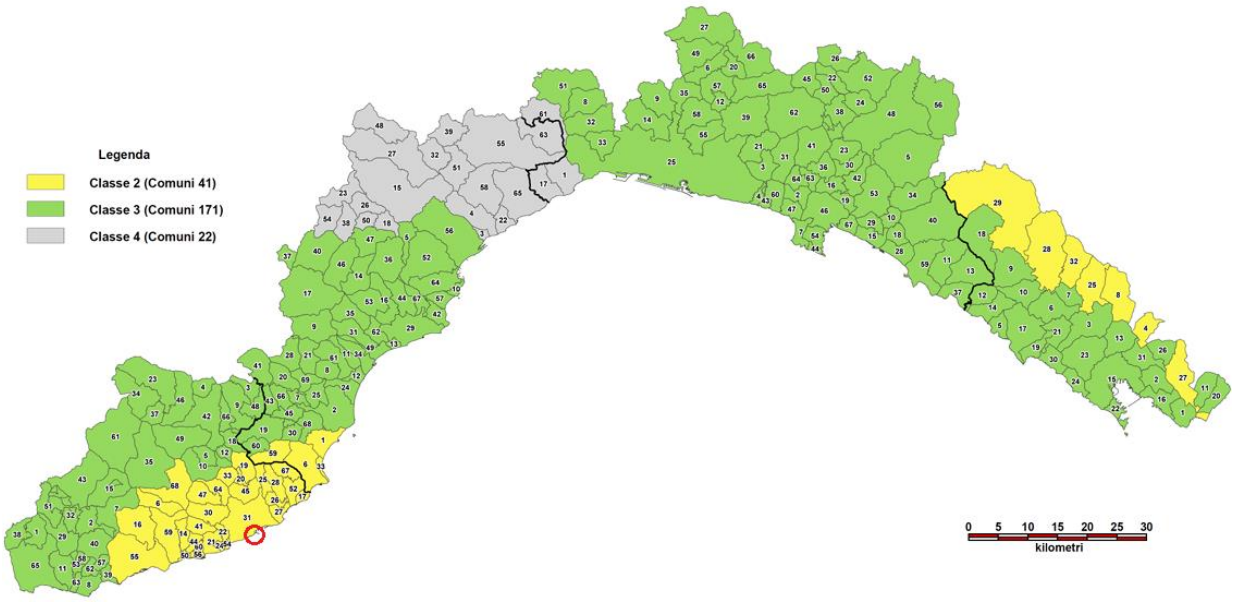


Fig. 3: classificazione sismica della zona d'interesse (evidenziata in figura).

Le opere in progetto non sembrano interferire con reti tecniche, condotte, sottoservizi, ecc. di cui il sito d'intervento risulta attualmente privo, come raffigurato dall'immagine successiva estratta dalla cartografia regionale disponibile:

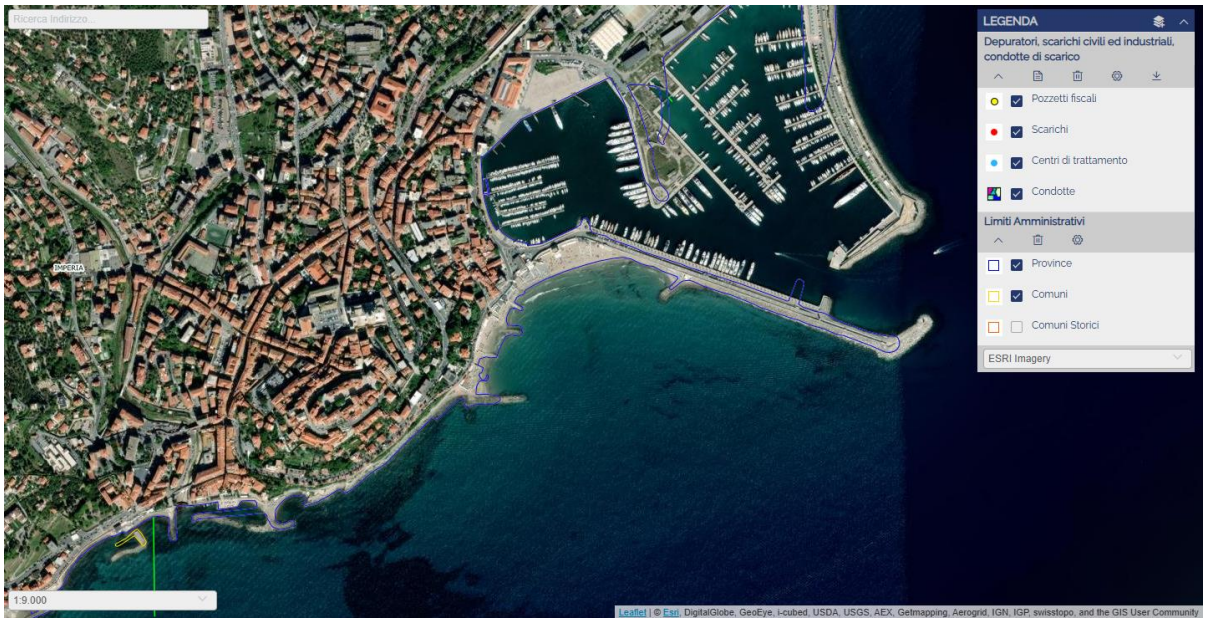


Fig. 4: assenza di condotte a mare, scarichi, ecc. in corrispondenza dell'area d'intervento.

Sarà compito dell'Appaltatore, con la supervisione della Direzione dei Lavori, procedere preventivamente ai lavori con una verifica puntuale in sito destinata ad accertare l'effettiva assenza di reti, condotte, sottoservizi, ecc. potenzialmente interferenti con le opere in progetto.

2. MOTIVAZIONI DELL'INTERVENTO DI DIFESA COSTIERA

Il tratto litoraneo oggetto d'intervento è interessato da fenomeni erosivi di entità variabile nel tempo, in funzione degli apporti torrentizi e del regime delle correnti marine sottocosta. Dalla cartografia consultabile sul portale "SICoast" è possibile desumere come gli arenili considerati siano essenzialmente contraddistinti da una preponderante condizione di arretramento, come indicato nell'immagine successiva, ad eccezione del tratto più a Levante che appare morfologicamente pressoché invariato negli ultimi anni:



Fig. 5: condizione erosiva del tratto costiero d'interesse.

A conferma di quanto appena riportato, si illustrano alcuni fotogrammi che descrivono la conformazione litoranea nel 2008 e, più recentemente, nel 2020 del tratto costiero analizzato:



Fig. 6: confronto cronologico dell'evoluzione costiera nel tratto d'interesse.

Al fine di interrompere il processo erosivo in atto e, al contempo, di attenuare l'energia d'incidenza del moto ondoso che colpisce la porzione litoranea trattata, si è reso necessario configurare l'intervento in progetto.

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

La difesa del tratto di costa in esame è classificabile quale intervento misto poiché costituito da un ripascimento strutturale la cui durabilità nel tempo è preservata da un'opera protettiva a gettata.

Quest'ultima consiste nel prolungamento soffolto ed in asse del pennello che, orientato in direzione Ovest-Est delimita la porzione meridionale dell'arenile considerato. L'estensione del

pennello con un'opera soffolta è stata proposta al fine di attenuare l'energia del moto ondoso incidente presso il tratto di costa a tergo di esso la cui capacità di resistere all'azione erosiva di marosi e correnti marine verrà incrementata attraverso l'intervento di ripascimento strutturale.

Lo sviluppo a mare del pennello esistente riguarda il prolungamento di quest'opera per circa 50 m su fondali contraddistinti da batimetriche da -2 m s.l.m.m. a circa -4 m s.l.m.m..

La berma sommitale di tale prolungamento sommerso è prevista ad una profondità di circa -1.5 m s.l.m.m..

Al fine di conseguire una maggiore affidabilità delle valutazioni prodotte, è stato analizzato l'attuale profilo del fondale coinvolto dalla prevista installazione e sono stati intrapresi rilievi topografici e batimetrici nel mese di Agosto 2024 integrati da ulteriori rilievi eseguiti successivo mese di ottobre, che, come successivamente raffigurato in maniera schematica, hanno permesso di definire l'assetto trasversale della spiaggia considerata (compresa quella sommersa), rappresentando informazioni propedeutiche all'individuazione dei valori assegnati alla rimonta dell'onda incidente, la cui quantificazione è necessaria per comprendere l'efficacia della struttura di difesa, nell'impedire, tra l'altro, che il processo idraulico di runup coinvolga anche le esistenti opere a terra e collocate a tergo dell'arenile in questione oltre alle opere in previsione.

Dalla raffigurazione successiva è possibile distinguere uno schema grafico di massima delle opere difensive in progetto:



Fig. 7: schematizzazione grafica degli interventi previsti a progetto.

La relativa scarsa incidenza sull'arenile trattato dei mari da Scirocco ha in parte condizionato le scelte progettuali relative all'attuale pennello che a Ponente chiude l'arco costiero in esame.

Le opere riguardanti l'estensione a mare di tale molo ne favoriscono, altresì, la massima fruibilità turistica comprendendo anche la sistemazione della sua rispettiva conformazione sommitale emersa, mediante la movimentazione/salpamento dei massi naturali presenti e che dovranno essere ricollocati in sagoma secondo un profilo che consenta un più agevole accesso

all'estremità dell'opera, ovviamente solo in condizioni meteomarine favorevoli, ma che al contempo assicuri un appropriato grado d'incastro tra blocchi lapidei adiacenti, al fine di non compromettere la stabilità dell'opera.

La parte terminale del pennello è attualmente caratterizzata da scogli disposti alla rinfusa e progressivamente digradanti da circa +1,50 m s.l.m.m. a circa +1,0 m s.l.m.m..

Proprio in tale tratto, oltre al salpamento ed alla movimentazione dei massi già presenti, è prevista anche una regolarizzazione della superficie dell'opera mediante l'apporto di massi a forma lievemente allungata/lenticolare che, opportunamente collocati in sito, dovranno sia mantenere la primaria funzione di stabilità e sia costituire un agevole passaggio pedonale.

Infine, la testata dell'attuale molo, risultando parzialmente danneggiata dalle mareggiate che si sono abbattute su di essa e costituendo la radice del prolungamento soffolto a mare, sarà ripristinata ed ampliata attraverso la posa di nuovi scogli, per assumere una conformazione circolare avente un diametro di circa 10 m.

Tale ampliamento trasversale della sezione attuale di testata del pennello sarà realizzato mediante la posa di massi naturali di IV categoria ed offrirà così una maggiore condizione di stabilità e durabilità al molo stesso ed al suo rispettivo prolungamento soffolto.

Completata la realizzazione dell'estensione soffolta del molo esaminato, si procederà con le attività di ripascimento preliminare e definitivo strutturale delle spiagge di interesse. Le figure seguenti illustrano lo schema planimetrico ed il profilo trasversale dell'opera soffolta costituente l'estensione in linea dell'attuale pennello a Sud della spiaggia oggetto di ripascimento:

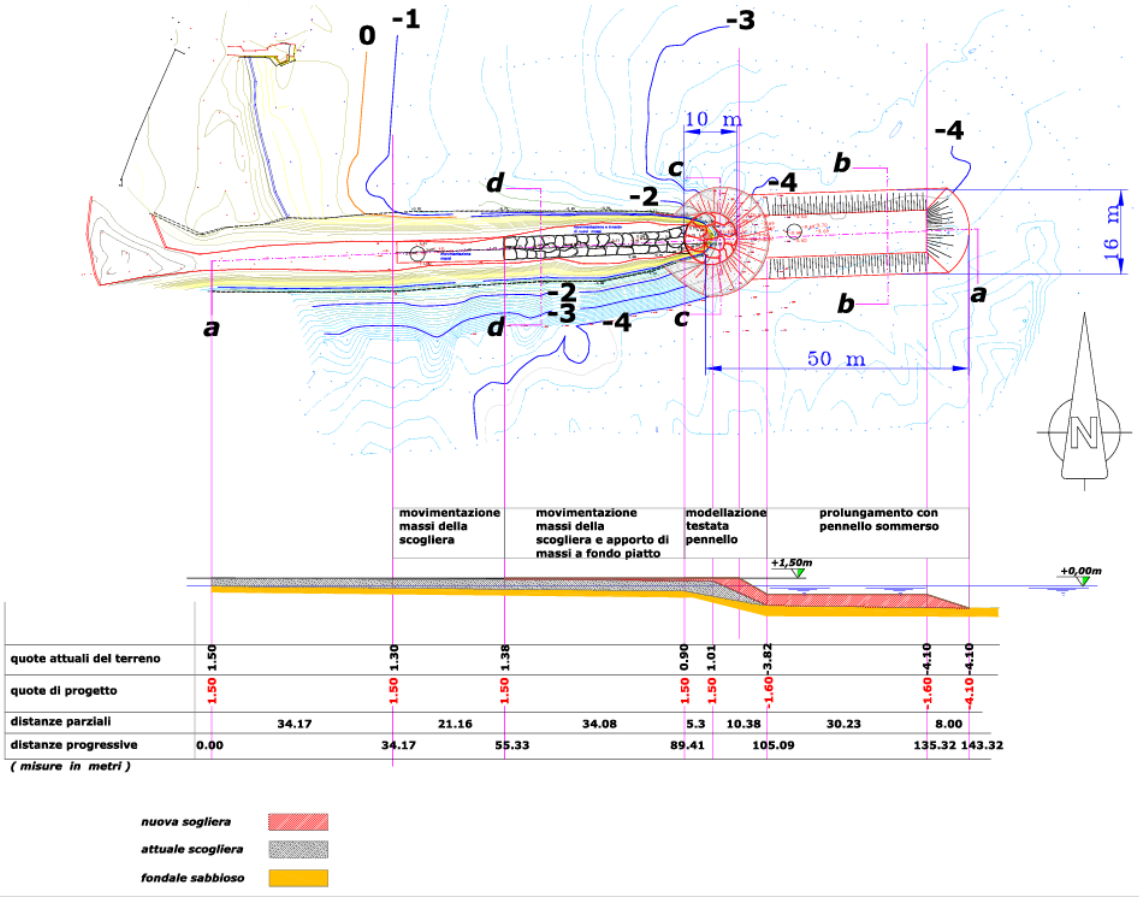


Fig. 8: prolungamento soffolta a mare del pennello presente a Ovest del tratto costiero oggetto di ripascimento.

Come meglio descritto nel seguito del presente documento, l'estensione sommersa del pennello è costituita da una mantellata di massi naturali di IV categoria la cui reciproca collaborazione è incrementata dall'interposizione di blocchi lapidei di III categoria che ne migliorano il grado d'incastro e, quindi, la capacità di resistere ai marosi che vi si abbattono, nonché da un nucleo interno composto da massi naturali di II categoria e di I categoria.

I citati elementi lapidei di minore pezzatura che costituiscono rispettivamente la mantellata ed il nucleo interno assolvono alla funzione di intasamento dei vuoti che normalmente si creano tra i massi, riducendo la possibilità di formazione gradienti idraulici interni all'ammasso ed indotti dalle ondazioni incidenti, nonché da quelle riflesse.

Le analisi di dimensionamento successivamente illustrate hanno, pertanto, riguardato i massi naturali di maggiori dimensioni giacché agli stessi è attribuita la primaria funzione di stabilità dell'opera sommersa.

I suddetti blocchi lapidei di categoria IV, III (mantellata) e di II, I (nucleo) poggiano su uno strato di pietrame di cava caratterizzato da un adeguato spessore ed opportunamente spianato prima della posa dei suddetti elementi naturali.

Di seguito si raffigura la sezione tipo (indicata quale profilo b-b- nella precedente Fig. 8) della soffolta in progetto:

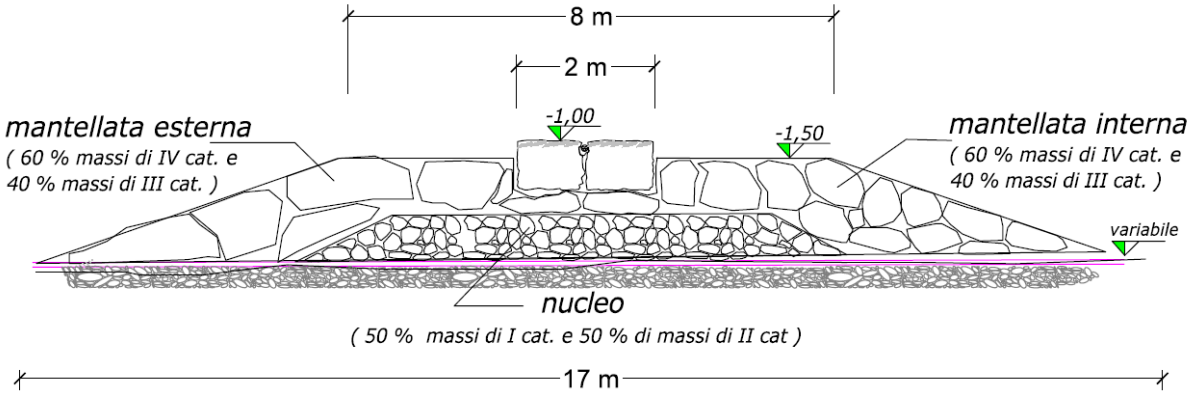


Fig. 9: sezione tipo dell'opera sommersa in prolungamento del pennello esistente.

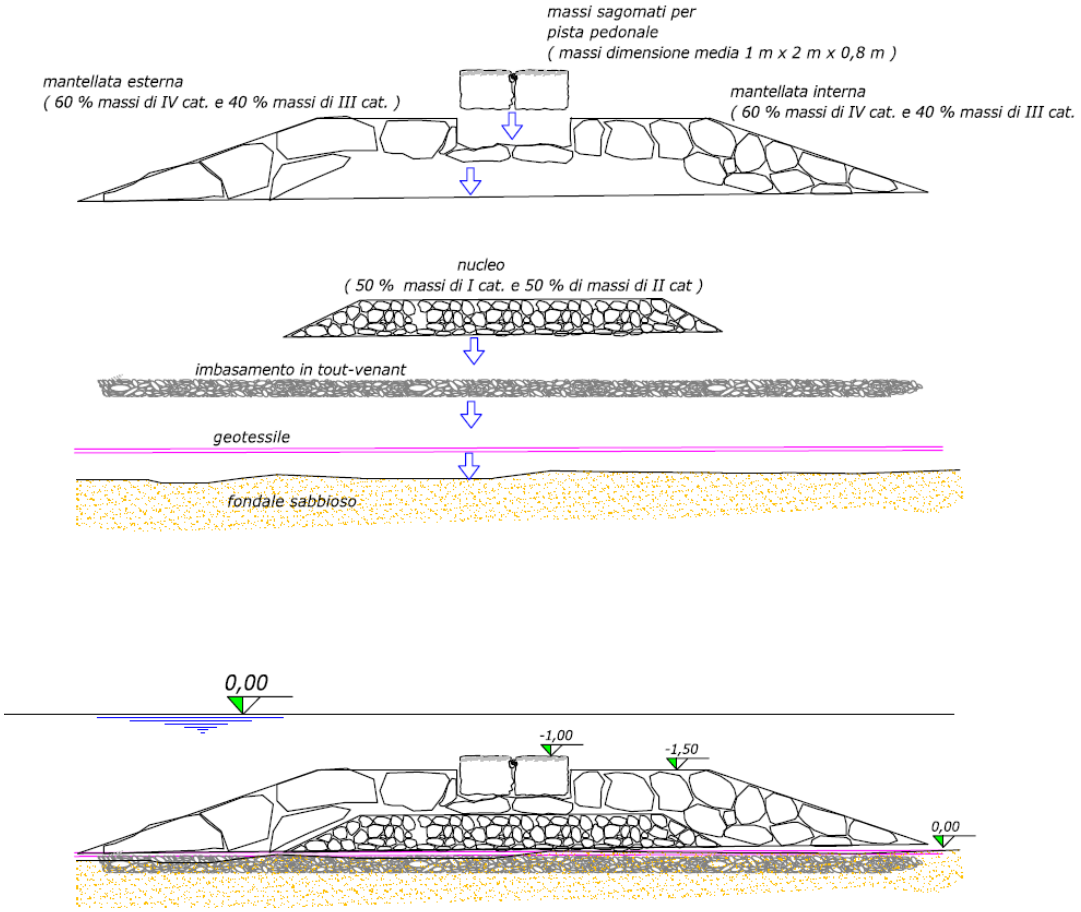


Fig. 10 Schema formazione della sezione tipo del prolungamento subacqueo del pennello

Il citato pietrame di cava sarà posato su un sottostante geotessile/geogriglia con funzione sia di rinforzo, così come prospettata dalla Norma tecnica UNI EN ISO 10318-1:2018, della base fondazionale della struttura sia di migliore ripartizione sul fondale del carico indotto dalla stessa.

Il geotessile/geogriglia sarà dimensionato ed installato in modo da resistere agli sforzi di trazione e di compressione indotti dal carico inerte sovrastante.

Inoltre, il geotessile/geogriglia deve possedere caratteristiche ed aver superato con esito positivo le prove di qualità previste dalla Norma tecnica UNI EN 13254:2016.

Completata la realizzazione della barriera sommersa, si procederà con le attività di ripascimento dell'arenile a tergo.

Gli aggregati lapidei impiegati nell'ambito dell'intervento di ripascimento preliminare e definitivo strutturale dovranno risultare conformi alle vigenti Normative regionali di riferimento, nonché alle prescrizioni di pertinenza impartite dalla Direzione dei Lavori, in accordo al Capitolato Speciale d'Appalto.

Il ripascimento della spiaggia d'interesse considererà la pendenza trasversale media da attribuire all'arenile stesso, tenuto in conto sia degli effetti di modellazione ai quali quest'ultimo è sottoposto a causa dell'incidenza ondosa, dei venti e delle correnti marine, sia dell'esigenza di preservare le strutture a tergo della spiaggia dal fenomeno di runup dell'onda, la cui entità è esprimibile secondo la formulazione empirica proposta da J.W. Van der Meer et al. (1992). Sulla base delle verifiche del ripascimento "preliminare" eseguito adottando sabbie della stessa granulometria di quelle attuali (rif. allegati alla relazione geologica) si produrranno le elaborazioni di un modello matematico con apporti compatibili con un ripascimento strutturale, sarà prodotto anche una modellazione matematica che prenda in esame granulometrie diverse al fine di individuare la composizione del ripascimento che possa fornire le migliori garanzie di stabilità nel tempo comunque compatibilmente con le sabbie che caratterizzano per granulometria e colore il lido attuale.

Le attività di messa in opera dei massi naturali sopra richiamati saranno sempre precedute, in cava, da operazioni d'innaffiatura e di pulizia, affinché, in corrispondenza delle superfici degli elementi inerti, non vi siano presenze di calcite in polvere e/o di terre che possano influenzare negativamente l'effetto d'incastro e d'interconnessione tra i vari blocchi della barriera soffolta, nonché costituire fonte d'inquinamento delle acque in cui saranno immersi ai fini della realizzazione dell'intervento difensivo previsto.

Tutti i materiali introdotti ex novo in sito dovranno essere ambientalmente compatibili nel rispetto delle vigenti Normative di riferimento, tra le quali il Il Decreto 15 luglio 2016, n. 173 s.m.i..

4. ESPOSIZIONE AL MOTO ONDOSO INCIDENTE

Il tratto costiero in esame è esposto a mari sospinti da Venti dei quadranti meridionali da Scirocco a Libeccio.

Nell'ambito dello studio meteomarino è stata analizzata, in primo luogo, l'esposizione ondametrica potenziale del sito in esame, determinando i rispettivi fetch geografici (tale esame risulta sicuramente di interesse nel caso di bacini chiusi o semichiusi come il Mar Mediterraneo).

In particolare, nel caso dei mari italiani, le lunghezze della traversia geografica che contribuiscono alla determinazione del fetch efficace possono essere limitate ad una estensione massima di 500 km, in ragione delle massime dimensioni delle perturbazioni meteorologiche agenti sui mari del bacino Mediterraneo, seppure con i fenomeni di cambiamento climatico in atto potrebbe essere cautelativo considerare fetch di maggiore ampiezza.

I fetch geografici (ossia le cosiddette "lunghezze di mare libero"), determinati in funzione dell'esposizione del paraggio, sono graficamente rappresentati nella seguente figura:

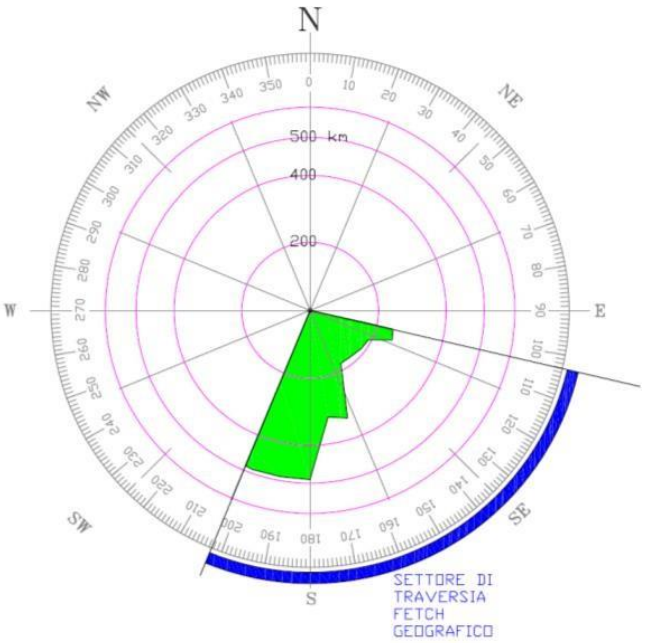


Fig. 11: settore di traversia del fetch geografico relativo al sito d'interesse.

La raffigurazione cartografica seguente illustra l'ampiezza del fetch geografico considerato ai fini della definizione delle direzioni efficaci del vento:

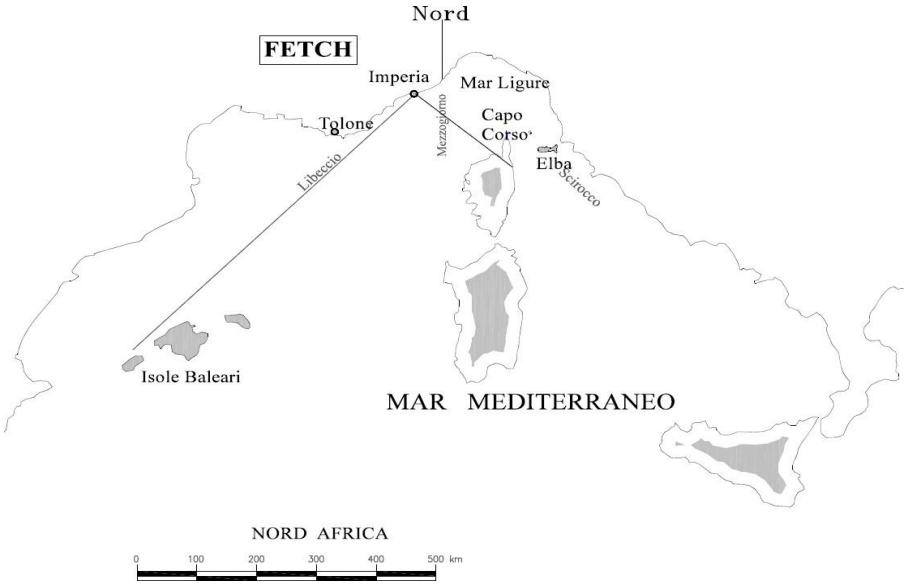


Fig. 12: limiti territoriali del fetch geografico.

I fetch efficaci tengono in conto del fatto che, durante il processo di trasferimento di energia dal vento alle onde e, quindi, nell'ambito della generazione del moto ondoso, gli stati di mare sviluppati presentano energia dispersa in direzione.

La dispersione direzionale dell'energia avviene in un settore angolare attorno alla direzione lungo la quale agisce il vento.

In presenza di bacini circoscritti, le coste modificano le lunghezze delle aree di generazione relative alle direzioni a cavallo di quella del vento e provocano anche una rotazione tra la direzione del vento e quella di propagazione media delle onde generate.

Ne consegue che il valore del fetch efficace relativo ad una determinata direzione sulla quale può spirare il vento risulta funzione anche dei fetch geografici associati alle direzioni contigue poste nel settore direzionale.

Pertanto, il calcolo dei fetch efficaci può essere eseguito in base alla seguente relazione empirica derivata dalla teoria di ricostruzione del moto ondoso nota come metodo di Sverdrup, Munk e Bretschneider (SMB) del 1947 e successivamente aggiornata secondo Saville (1954) e Seymour (1977):

$$F_{e,w} = \frac{\sum_{\phi_i=\phi_w-\theta}^{\phi_w+\theta} F_i cos^{n+1}(\phi_i - \phi_w)}{\sum_{\phi_i=\phi_w-\theta}^{\phi_w+\theta} cos^{n}(\phi_i - \phi_w)}$$

ove:

$F_{e,w}$ rappresenta la lunghezza del fetch efficace relativo alla direzione ϕ_w

F_i è la lunghezza del fetch geografico relativo alla direzione i-esima ϕ_i

ϕ_w rappresenta la direzione media (riferita al Nord geografico) di provenienza del vento responsabile del fenomeno di generazione del moto ondoso lungo la direzione considerata

$\phi_w - \theta \leq \phi_i \leq \phi_w + \theta$ direzione i-esima (riferita al Nord geografico) relativa al settore direzionale 2θ considerato nell'intorno della direzione media ϕ_w

θ rappresenta l'ampiezza del settore di possibile provenienza del moto ondoso (secondo il metodo di Seymour 1977 $\theta = \pm 90°$

n termine esponenziale definito in funzione della legge di distribuzione direzionale degli spettri di moto ondoso che caratterizzano il sito in esame. I risultati ottenuti dalle calcolazioni eseguite sono graficamente rappresentati dalla figura successiva:

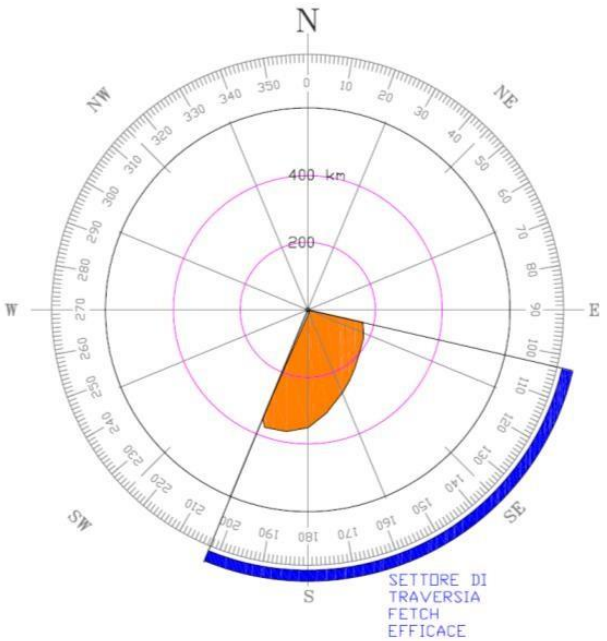


Fig. 13: settore di traversia del fetch efficace relativo al sito d'interesse.

Dalle informazioni ottenute si può notare che i massimi fetch corrispondono alle direzioni di Mezzogiorno e sono dell'ordine dei 350-400 km, mentre per le direzioni di Levante-Scirocco i fetch sono dell'ordine dei 200 km.

Il moto ondoso agente in corrispondenza del tratto costiero d'interesse, risulta pertanto sviluppato da Venti che provengono dai settori evidenziati nell'immagine seguente:

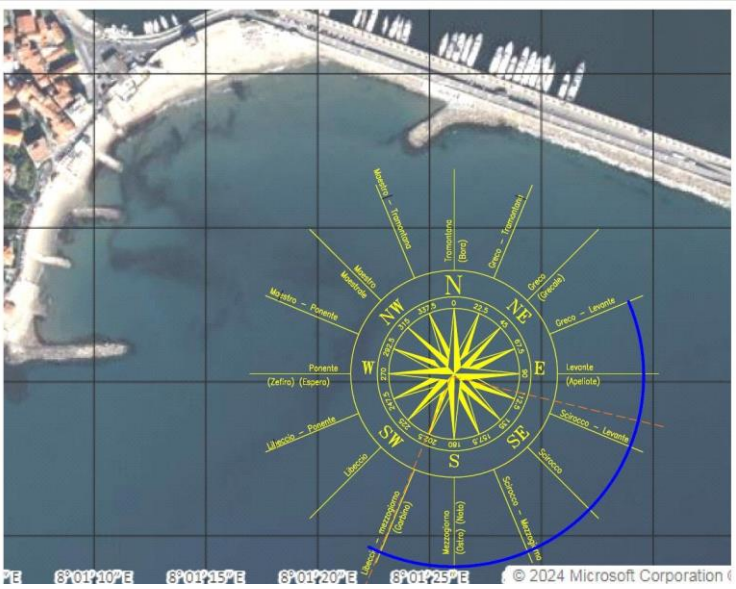


Fig. 14: settori di provenienza dei venti che generano gli stati di mare incidenti presso la porzione litoranea indagata.

4.1 CLIMA ONDOSO AL LARGO

Il clima meteomarino al largo derivato dai modelli spettrali dell'energia ondosa sviluppata sui fetch efficaci sono risultati in accordo con le indicazioni regionali di riferimento desumibili dalla mappatura della pericolosità da inondazione marina nelle aree costiere della Regione Liguria, approvata con D.G.R. n. 1616/2014.

Tali informazioni di rischio sono, infatti, correlate alle condizioni di moto ondoso al largo valide per il settore in cui ricade il sito d'interesse.

Di seguito si riporta lo schema riepilogativo del clima ondoso al largo estratto dalla relazione a corredo della suddetta mappatura e riferito alla zona 4 nella quale è situata l'area d'intervento:

ZONA 4 DA CAPO MELE AL CONFINE FRANCESE **Settori di provenienza: grecale (al largo), levante, scirocco, mezzogiorno, libeccio**						
dir °N	TR (anni)					
	1		50		100	
	H (m)	Tp (s)	H (m)	Tp (s)	H (m)	Tp (s)
45	2.6	6.9	4.9	9.4	5.2	9.7
90	1.6	5.4	3.1	7.6	3.4	7.8
135	1.1	4.4	2.9	7.2	3.1	7.5
180	1.2	4.6	3.1	7.5	3.4	7.9
225	3.8	8.3	6.7	11.0	7.2	11.4

Fig. 15: clima ondoso al largo del tratto litoraneo considerato.[2]

4.2 CLIMA ONDOSO SOTTOCOSTA

L'onda sottocosta è stata assunta in conformità all'All. 1 alla Relazione di cui alla suddetta mappatura della pericolosità da inondazione marina nelle aree costiere della Regione Liguria.

2 Fonte dati: relazione della mappatura della pericolosità da inondazione marina nelle aree costiere della Regione Liguria di cui alla D.G.R. n. 1616/2014.

Secondo la suddivisione della costa ligure individuata dalla citata Relazione ai fini della modellazione numerica di propagazione del moto ondoso dal largo, il sito d'intervento è situato in corrispondenza del tratto litoraneo "G" (comprendente il litorale da Capo Santa Croce a Marina degli Aregai) al quale corrispondono le ondazioni contraddistinte da un tempo di ritorno di 100 anni, come riportato nel seguente schema:

Settore G

TR=100 ANNI

	PUNTI (NUMERAZIONE DA LEVANTE A PONENTE)									
Hs	**169**	**170**	**171**	**172**	**173**	**174**	**175**	**176**	**177**	**178**
45	2,7	2,6	2,9	3,4	3,7	4,0	3,5	2,6	2,5	2,4
90	2,6	2,9	3,0	3,0	3,1	3,0	3,0	2,4	2,6	2,9
135	2,8	2,8	2,7	2,6	2,3	2,1	2,8	2,7	2,8	2,8
180	2,3	1,9	1,7	1,2	0,9	0,7	2,9	2,9	2,7	2,8
225	1,4	1,1	1,0	0,7	0,6	0,7	3,7	3,1	2,9	3,6
Tp	**169**	**170**	**171**	**172**	**173**	**174**	**175**	**176**	**177**	**178**
45	9,5	9,6	9,6	9,6	9,7	9,6	9,1	9,2	9,3	9,5
90	7,8	7,8	7,8	7,8	7,8	7,8	7,6	7,7	7,7	7,8
135	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,4	7,5	7,5	7,5
180	7,9	7,9	7,9	7,8	7,8	7,8	7,8	7,9	7,9	7,8
225	11,2	11,2	11,2	11,1	11,0	10,9	11,1	11,1	11,1	11,1
Dir	**169**	**170**	**171**	**172**	**173**	**174**	**175**	**176**	**177**	**178**
45	92,0	82,3	76,3	72,2	63,7	54,8	90,2	99,1	91,5	82,7
90	103,6	97,1	94,1	92,6	89,8	84,5	106,4	106,1	102,2	97,2
135	135,8	132,8	131,0	127,1	122,2	112,8	142,3	137,7	134,8	133,7
180	163,8	156,3	151,6	142,7	136,9	124,6	181,1	172,3	167,5	169,1
225	167,1	155,0	148,6	137,5	126,4	109,1	196,1	179,5	170,2	172,9

	PUNTI (NUMERAZIONE DA LEVANTE A PONENTE)								
Hs	**179**	**180**	**181**	**182**	**183**	**184**	**185**	**186**	**187**
45	1,9	1,9	1,8	2,2	2,4	2,0	1,6	1,4	1,3
90	2,6	2,7	2,7	2,9	3,0	2,8	2,4	2,5	2,4
135	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,7
180	3,0	2,9	2,6	2,7	2,9	3,0	3,0	3,0	3,1
225	4,1	2,8	2,3	3,0	3,6	4,5	4,9	5,3	5,3
Tp	**179**	**180**	**181**	**182**	**183**	**184**	**185**	**186**	**187**
45	9,5	9,5	9,5	9,6	9,6	9,5	9,5	9,5	9,5
90	7,7	7,7	7,7	7,8	7,8	7,7	7,7	7,7	7,7
135	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,4	7,4
180	7,8	7,8	7,9	7,9	7,9	7,9	7,8	7,8	7,8
225	11,1	11,2	11,2	11,2	11,2	11,1	11,0	10,8	10,8
Dir	**179**	**180**	**181**	**182**	**183**	**184**	**185**	**186**	**187**
45	96,5	97,4	94,6	83,4	84,5	96,8	105,5	101,1	98,5
90	103,8	104,1	102,2	95,9	96,7	104,0	109,4	106,3	104,5
135	136,6	136,8	134,8	133,3	135,0	137,7	138,6	136,8	135,4
180	174,4	172,5	166,5	166,4	171,5	177,2	176,5	175,2	172,5
225	185,3	182,0	170,5	169,4	177,9	193,4	192,8	191,3	191,6

Fig. 16: clima ondoso sottocosta avente periodo di ritorno di 100 anni e relativo al tratto litoraneo ove sorge il sito d'intervento[3]

Poiché le onde indicate sono state desunte alla batimetrica di -15 m s.l.m.m. è stato necessario analizzarne l'evoluzione fino al sito d'intervento.

4.3 REGIME MAREALE

I dati di marea propedeutici al calcolo dell'onda di progetto sono stati estrapolati dalle registrazioni effettuate dalla stazione mareometrica di Imperia della Rete mareografica nazionale ed installata a Porto Maurizio in prossimità della Sede della locale Autorità marittima.

Tali informazioni sono pubblicate sul portale dell'I.S.P.R.A. (Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale) e sono rese accessibili attraverso il seguente collegamento ipertestuale: https://www.mareografico.it/

Il palo meteorologico è ubicato presso il Molo Corto (Lat. 43° 52' 42.02" Long 08° 01' 07.91"). I livelli di marea registrati sono riferiti allo zero dell'I.G.M..

3 Fonte dati: All. 1 alla relazione posta a corredo della mappatura della pericolosità da inondazione marina nelle aree costiere della Regione Liguria.

Successivamente s'illustra l'immagine della stazione mareometrica e la rispettiva ubicazione nel Porto Maurizio:



Fig. 17: stazione mareografica di Imperia (R.M.N.) e rispettiva localizzazione a Porto Maurizio.

Il livello di marea oscilla mediamente tra +0.5 m s.l.m.m. e -0.3 m s.l.m.m., con valore massimo estremo di circa +0.63 m s.l.m.m. (registrato la sera del 29/10/2018 in occasione dell'evento climatico di eccezionale intensità) ed un minimo di -0.38 m s.l.m.m..

5. ONDAZIONI DI PROGETTO

L'interazione del moto ondoso incidente sull'opera sommersa costituita dall'estensione a mare del pennello esistente, ne provoca la rispettiva dissipazione energetica con conseguente riduzione dell'elevazione d'onda che raggiunge indirettamente le spiagge a tergo. La conformazione, lo sviluppo e l'immersione della struttura soffolta non sembrano attribuire alla stessa caratteristiche di impedimento alla circolazione sedimentaria che, almeno da Ponente, può alimentare in modo naturale gli arenili d'interesse.

La protezione offerta dal pennello soffolto è altresì rappresentata da un'azione di contenimento antierosiva dei sedimenti che, dietro di esso, costituiscono le porzioni emerse e sommerse delle spiagge.

Le considerazioni appena espresse conducono, quindi, all'esigenza di affrontare la stima sia dell'elevazione ondosa che, dai quadranti Sud e Sud-Ovest, agisce presso l'opera sommersa e sia della corrispondente altezza d'onda trasmessa oltre tale stessa barriera, tenendo in conto dell'esposizione del sito ai marosi delineata nel Capitolo 4.

Precisando come tali analisi siano descritte nei successivi Paragrafi 5.1 e 5.2, si evidenzia che l'energia delle ondazioni provenienti da Est e Sud-Est risulta dissipata sia per effetto del frangimento che, nei casi d'incidenza di maggiore intensità, si verifica a profondità maggiori di quella su cui si attesta l'estremità a mare della soffolta e sia per fenomeni diffrattivi dovuti alla presenza del tratto di testata del molo di sopraflutto posto a protezione del bacino di Porto Maurizio e che demarca a Levante il tratto costiero oggetto d'intervento.

5.1 ONDA PER IL DIMENSIONAMENTO DEI MASSI DELLA SOFFOLTA

Tenuto in conto della scarsa acclività del fondale al piede del prolungamento soffolto del molo presente a Ovest del tratto costiero da ripascere, il calcolo dell'ondazione H_d relativa ad un tempo di ritorno pari a 100 anni che si presenta al frangimento in corrispondenza della citata struttura sommersa, può essere effettuato mediante la formulazione empirica proposta da J.W. Kamphuis (2020) e derivata dalla simulazione in laboratorio di onde irregolari:

$$H_d = K_{max}\left(d_{struttura} + 0.1H_{sf} + sovralzomareale\right) \cdot 0.56 \cdot exp(3.5m)$$

nella quale: $K_{max} = 1.5$ per considerare l'effetto cumulativo di danno su opere a gettata quale quella in progetto, $d_{struttura}$ rappresenta la profondità al piede dell'opera soffolta assunta pari a 4.1 m s.l.m.m., H_{sf} è l'altezza d'onda stimata a partire dai dati d'elevazione ondosa sottocosta di cui al precedente Paragrafo 4.2 e rappresenta l'ondazione sviluppata per processi di shoaling e rifrazione che frange a profondità maggiori di quelle su cui sarà realizzato il prolungamento sommerso (tale termine permette di considerare gli effetti sul moto ondoso incidente generati dall'interazione dello stesso con la struttura), $sovralzomareale$ in condizioni estreme ed assunto equivalente a +0.63 m s.l.m.m. e m la pendenza del fondale al piede della barriera soffolta valutata circa pari a circa 0.2%.

Dall'applicazione della metodologia appena presentata ne è scaturita un'altezza d'onda di progetto H_d pari a 4.23 m, con $T_P \cong 8.8$ s e direttrice d'azione ortogonale all'asse principale dell'opera sommersa (tale orientamento dell'attacco risulta a favore di sicurezza rispetto alla condizione d'incidenza ondosa obliqua).

5.2 ONDA TRASMESSA OLTRE LA SOFFOLTA

Avvalendosi della formulazione suggerita da J.W. Van der Meer et al. 2004 è stato possibile quantificare il coefficiente di trasmissione associato alla barriera soffolta colpita dalla suddetta ondazione di progetto H_d e, con esso, giungere alla stima dell'elevazione d'onda H_t che, trasmessa a tergo della struttura sommersa, è risultata pari a circa 1.77 m per mari con tempi di ritorno centennali, nonché provenienti da Sud e Sud-Ovest (l'attenuazione dell'energia del moto ondoso incidente considerato è stata calcolata pari a circa il 60%).

6. DIMENSIONAMENTO DEI MASSI NATURALI

La dimensione nominale media D_{n50} dei massi naturali di nuovo apporto che andranno a comporre la mantellata esterna dell'estensione sommersa del pennello è stata ricavata, nel caso in esame, dalla trattazione empirica proposta da M.M. Kramer et al. (2003, 2006), risultata di maggiore cautela rispetto alle altre metodologie indicate in Letteratura. Tale approccio consiste nell'applicazione della formula[4] di seguito indicata:

4 Nota: la relazione sperimentale appena riportata è stata ricavata sulla base di prove di laboratorio eseguite su prototipi di gettate formati da unità inerti posizionate alla rinfusa, nonostante la validità di tale formulazione empirica risulti

$$\frac{H_d}{\Delta D_{n50}} = 0.06 \cdot \left(\frac{R_c}{D_{n50}}\right)^2 - 0.23 \cdot \frac{R_c}{D_{n50}} + 1.36$$

$$\text{valida per } -3 \leq \frac{R_c}{D_{n50}} \leq 2$$

ove: R_c denota l'immersione in sommità dell'opera sommersa pari a circa -1,5 ÷ 1,6 m s.l.m.m. e $\Delta = \left(\frac{\rho_r}{\rho_w} - 1\right)$ rappresenta la densità relativa dei massi naturali impiegati calcolata pari a circa 1.57 (valore adimensionale), con un prudenziale valore di densità della roccia ρ_r dei nuovi blocchi lapidei assunto equivalente a 2650 Kg/m^3 ($\rho_w = 1030$ Kg/m^3 in accordo al § 3.1.2 delle NTC2018 di cui al D.M. del 17/01/2018 e s.m.i.).

Dalle calcolazioni eseguite, constatando l'applicabilità dell'espressione sopraindicata, ne è derivato un valore di D_{n50} pari a circa 1.64 m corrispondente a massi naturali di IV categoria così previsti per la prevalente composizione della mantellata dell'opera soffolta (tali blocchi lapidei dovranno costituire anche l'intero strato di rivestimento esterno della testata sommersa).

Tale derivazione risulta, peraltro, in sostanziale accordo con il modello sperimentale suggerito da E. Gerding (1993) valutato in condizioni di danno minimo ai fini della stima del diametro nominale medio dei massi naturali da porre al piede delle opere a gettata.

Inoltre, è stato possibile associare il numero di stabilità così desunto $\frac{H_d}{\Delta D_{n50}}$ alla condizione di stabilità statica di scogliere che, secondo quanto riportato da J.W. Van der Meer (1988), ammette solamente lievi danni in condizioni d'attacco severe (fenomeni di rocking, ecc.).

Seguendo anche le indicazioni di pertinenza dello Shore Protecton Manual (1984) si è stimata, a partire dalla conoscenza delle caratteristiche dimensionali dei massi naturali che compongono lo strato esterno dell'opera sommersa, la dimensione nominale media $D_{n50nucleo}$ dei blocchi lapidei di II categoria previsti per costituire il rispettivo nucleo.

In particolare, $D_{n50nucleo}$ è stato quantificato in circa 0.8 m, rispettando le regola generale di massima secondo cui il rapporto tra i pesi medi dei massi naturali della mantellata e dello strato sottostante ad essa deve essere inferiore a 10.

Gli elementi lapidei che compongono l'opera soffolta comprendono anche uno strato di pietrame di cava di idonea pezzatura anch'essa dimensionata in accordo allo Shore Protecton Manual (1984), costituente una base di appoggio dei sovrastanti blocchi di II e di IV categoria sopraindicati.

La definizione della dimensione nominale media D_{n50} dei massi naturali destinati a costituire la mantellata della barriera sommersa, consente, in accordo alle rispettive indicazioni di riferimento suggerite dallo Shore Protecton Manual (1984) e da J.W. Van der Meer (1992), di stimare l'ampiezza trasversale minima B_{min} da attribuire alla berma di sommità della soffolta.

accettabile anche nelle condizioni in cui esecutivamente si realizzi l'opera di difesa costiera mediante il posizionamento controllato e predeterminato degli elementi lapidei che la costituiscono.

Tale quantificazione operata attraverso la seguente relazione: $B_{min} = 3 \div 4D_{n50}$, conferma la validità della scelta progettuale di attribuire alla larghezza sommitale dell'opera sommersa un valore pari a 8 m, maggiore di B_{min}.

La stabilità della testata del prolungamento del pennello risulta verificata almeno in linea teorica, giacché il numero di stabilità $\frac{H_d}{\Delta D_{n50}}$ attribuito a tale porzione d'opera è stato valutato come minore di 3, in accordo alla regola generale consigliata a riguardo da H.F. Burcharth et al. (1987).

Tutti gli elementi lapidei in progetto e componenti la struttura soffolta di estensione a mare dell'attuale pennello dovranno essere conformi alle prescrizioni di pertinenza di cui alla norma tecnica UNI EN 13383-1:2013 ("Aggregati per opere di protezione (armourstone) - Parte 1: Specifiche"), UNI EN 13383-2:2019 ("Aggregati per opere di protezione (armoustone) - Parte 2: Metodi di prova") e al "Rock Manual" in edizione aggiornata al 2012, secondo le disposizioni della Direzione dei Lavori ed in accordo ai contenuti di riferimento del Capitolato Speciale d'Appalto.

7. VALUTAZIONI DI COMPATIBILITA' GEOTECNICA E SISMICA

Tenuto in conto delle conoscenze disponibili e da approfondire/accertare prima dell'inizio dei lavori, delle caratteristiche geomeccaniche del fondale interessato dalla formazione dell'opera a gettata sommersa, è stato possibile approntare una prima verifica di massima della compatibilità geotecnica della struttura, tenute anche in conto delle spinte sismiche agenti sulle masse in gioco e che si sommano alle azioni derivanti dall'incidenza del moto ondoso.

In particolare, adottando la formulazione successivamente introdotta e descritta da J. E. Bowles (1997) che consente di tenere in conto, attraverso specifici coefficienti adimensionali proposti da A.S. Vesić (1975), della conformazione dell'impronta del carico che agisce sul suolo di fondazione, dell'inclinazione del piano di appoggio stesso, della pendenza del fondale circostante alla base di supporto e dell'inclinazione del carico incidente, si è pervenuti ad una sostanziale capacità portante del fondale d'impostazione dell'opera soffolta.

Naturalmente, laddove gli strati più superficiali del fondo stesso dovessero risultare di scarsa portanza, dovranno essere adottati opportuni accorgimenti esecutivi quali l'asportazione di tali stratificazioni incoerenti fino a profondità tale da garantire un adeguato grado di consolidamento dei sedimenti, con corrispondente idonea portanza.

La corretta ripartizione delle pressioni sul fondale indotte dalla nuova opera a gettata sommersa è agevolata dalla prevista posa di geotessili tessuti/geogriglie interposti tra il suddetto strato basale di pietrame e il sottostante fondo, al fine di distribuire in maniera più omogenea le azioni massive indotte dalla soffolta, contribuendo anche a ridurne la possibilità di cedimenti (comprese le deformazioni differenziali), per un effetto di un incremento del livello d'interblocco reciproco tra gli elementi lapidei che costituiscono la gettata.

Va, inoltre, notato come l'opera soffolta, offrendo una migliore protezione al piede della scogliera emersa del pennello, preservandone l'equilibrio da possibili fenomeni di scalzamento alla base della sua attuale testata, contribuisce anche ad incrementare la stabilità globale dell'intera struttura.

Uno dei vantaggi delle opere a gettata quale quella in progetto è la significativa tolleranza delle stesse a sopportare anche significative deformazioni di volume, in grado di essere agevolmente ripristinate, in questo caso, sia da terra e sia da mare.

Da tale constatazione ne risulta anche un'attesa compatibilità sismica dell'opera che, in caso di deformazioni generate dall'azione di terremoti, potrà essere recuperata in funzione del danno subito.

A questo proposito, di seguito s'illustra un grafico che permette di stimare gli spostamenti/deformazioni permanenti di una scogliera soggetta all'azione sismica di varie magnitudine:

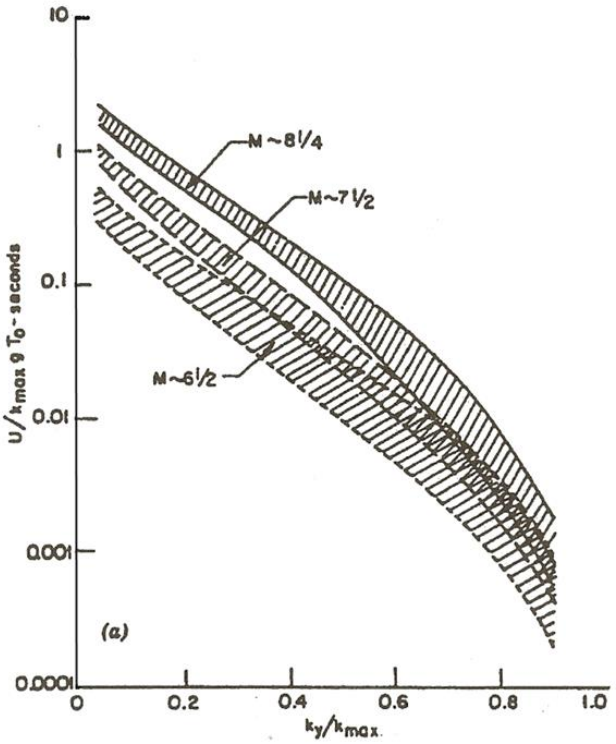


Fig. 18: quantificazione stimata delle deformazioni permanenti di una scogliera per effetto di terremoti di diversa magnitudine, in funzione dei coefficienti di accelerazione sismica[5].

Nel caso in esame le opere saranno formate con l'accumulo di massi naturali che, in caso di evento sismico di forte intensità potrebbero subire un assestamento che avrebbe come conseguenza la necessità di interventi di manutenzione. Questi saranno eseguiti con un escavatore per la parte emersa e da un pontone con gru per quella immersa. Non si può escludere che, oltre al salpamento e ricollocamento in sagoma dei massi destabilizzati, si renda necessario anche un apporto di nuovi materiali lapidei. Per quanto riguarda le sabbie di ripascimento degli arenili, gli effetti sismici non dovrebbero comportare erosioni diffuse/localizzate di maggiore entità rispetto a quelle riconducibili a intensi stati di mare incidenti.

5 Fonte dati: PIANC 2001, Makdisi et al. 1978.

La relazione geologica (allegata al progetto) sulla liquefazione del fondale interessato dalla realizzazione del pennello , ha evidenziato (cap. 6) :

"*Dall'elaborazione del sondaggio sismico a rifrazione e sismica MASW, si è determinata la possibilità del verificarsi di fenomeni di liquefazione dei terreni in occasione di azioni sismiche utilizzando il Metodo Semplificato di Andrus e Stokoe (1997) modificato, metodo che si basa sull'analisi della velocità delle Vs nel terreno, ricavate dalla MASW eseguita.*

Dato di ingresso Vs = 257 m/s (come da sismogramma MASW eseguito dal sottoscritto) alla profondità di – 2 m. Dai dati con il Metodo Semplificato, il terreno di posa delle opere è rientrato nel campo della non liquefacibilità -Verificato con Fs (Fattore di Sicurezza) = 19,93."

8. Bibliografia di riferimento

Bowles J.E. quinta edizione (1997) "Foundation analysis and design", The MacGraw-Hill Companies Inc.

Burcharth H.F., Frigaard. P. (1987) "On the stability of berm breakwater roundheads and trunk erosion in oblique waves" Seminar on Unconventional . Rubble-Mound Breakwater, Ottawa

Consiglio Superiore del Ministero dei Lavori Pubblici (1994) "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime"

Hoffman J.S., Keyes D. e Titus J.G. (1983) "Projecting future sea level rise; methodology, estimates to the year 2100 and research needs" U.S. Environmental Protection Agency, Washington, D.C.

Kamphuis J.W. (2020) "Introduction to Coastal Engineering and Management" 3rd Edition, Advanced Series on Ocean Engineering – Volume 48, pp. 505

Kramer M. M., Zanuttigh, B., Baoxing, W., Van der Meer, J.W., Lamberti, A., Burcharth, H.F. (2003) "Wave basin experiments", Internal report, DELOS D31 for WP2.4, available via www.delos.unibo.it

Kramer M. M. (2006) "Structural Stability of Low-Crested Breakwaters" Aalborg: Department of Civil Engineering, Aalborg University

Makdisi, F.I. & Seed, H.B. 1978. Simplified procedure for estimating dam and embank ment earthquake-induced deformations, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 104(7): 849–867.

McCowan J. (1891) "On the solitary wave" Phil. Mag. Series 5, 32, pp. 45-58

Allegato al D.M. del 17/01/2018 e s.m.i. Norme Tecniche per le Costruzioni aggiornate con Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

PIANC 2001 "Seismic design guidelines for port structures"

Shore Protection Manual Volume II ed. (1984) Coastal Engineering research center, Department of Army, Waterways experiment Station, Corps of Engineers PO Box 631 Vicksburg Mississippi 39180

Van der Meer J. W. (1988) " Rock slopes and gravel beaches under wave attack" Delft Hydraulics Laboratory, doctoral thesis pp. 214

Van der Meer J. W. E J. P. De Waal (1992) "Wave runup and overtopping on coastal structures" Coastal structures overtopping pp. 1758-1771, Chapter 134, Delft Hydraulics, P.O. Box 152, 8300 AD Emmelord, The Netherlands

Van der Meer J. W. (1992) "Conceptual design of rubble mound breakwaters" Delft Hydraulics, P.O. Box 152, 8300 AD Emmeloord, the Netherlands

Van der Meer J. W. et al. (2004) "Wave transmission at low-crested structures, including oblique wave attack" Infram, PO. Box 16, 8316 ZG Marknesse, the Netherlands

Vesić A. S. (1975) "Bearing capacity of shallow foundations" Department of Civil Engineering, Duke University

9. Aspetti ambientali

1. Qualità delle acque

L'analisi dei dati sullo stato delle acque di balneazione mostra che lungo il tratto di costa in considerazione non sono presenti fonti significative di possibile contaminazione fognaria.

2. Habitat marini

I fondali di questo paraggio sono caratterizzati dall'assenza di posidonieti, mentre secondo l'atlante degli insediamenti bentonici (*risalente al 2006*) vi sarebbe un prato di Cymodocea che colonizzerebbe la fascia dinamica della spiaggia sommersa e un posidonieto morto in aderenza al confine con Porto Maurizio.

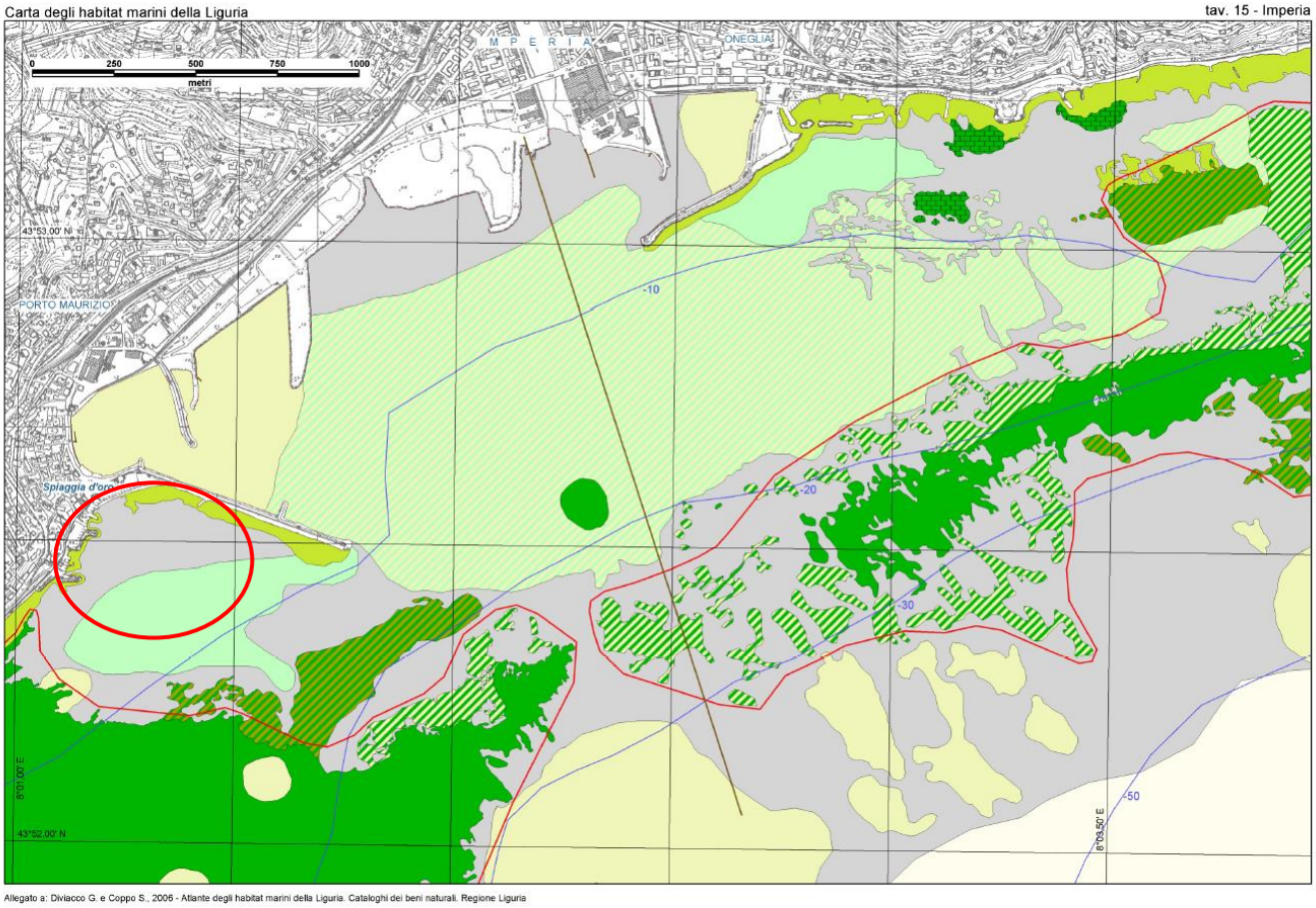


Fig. 19 dal precedente Atlante (2006)



Fig. 20 Legenda Atlante (2006)

Di seguito s'illustra un estratto grafico del nuovo atlante degli habitat marini datato 2020 e riprodotto in scala 1:10.000, consultabile dal portale regionale di riferimento:

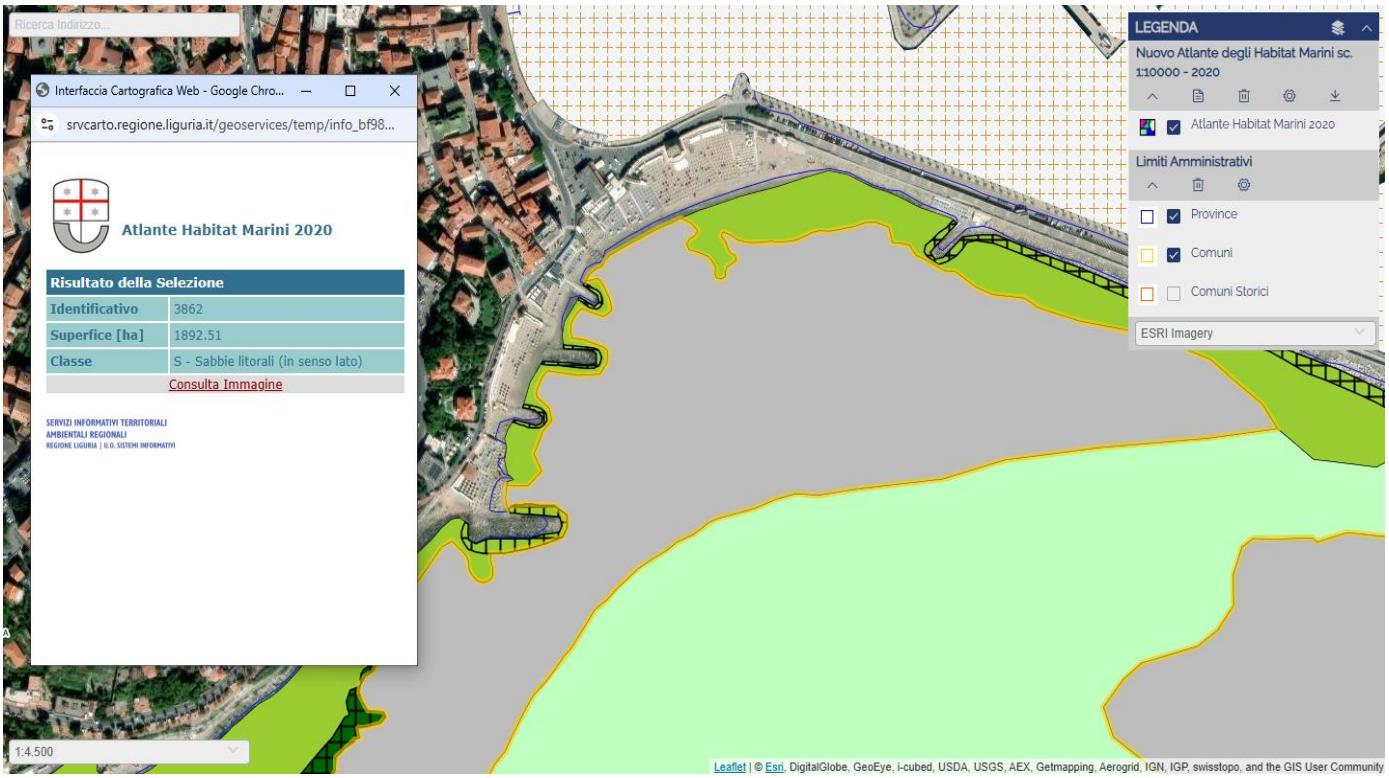
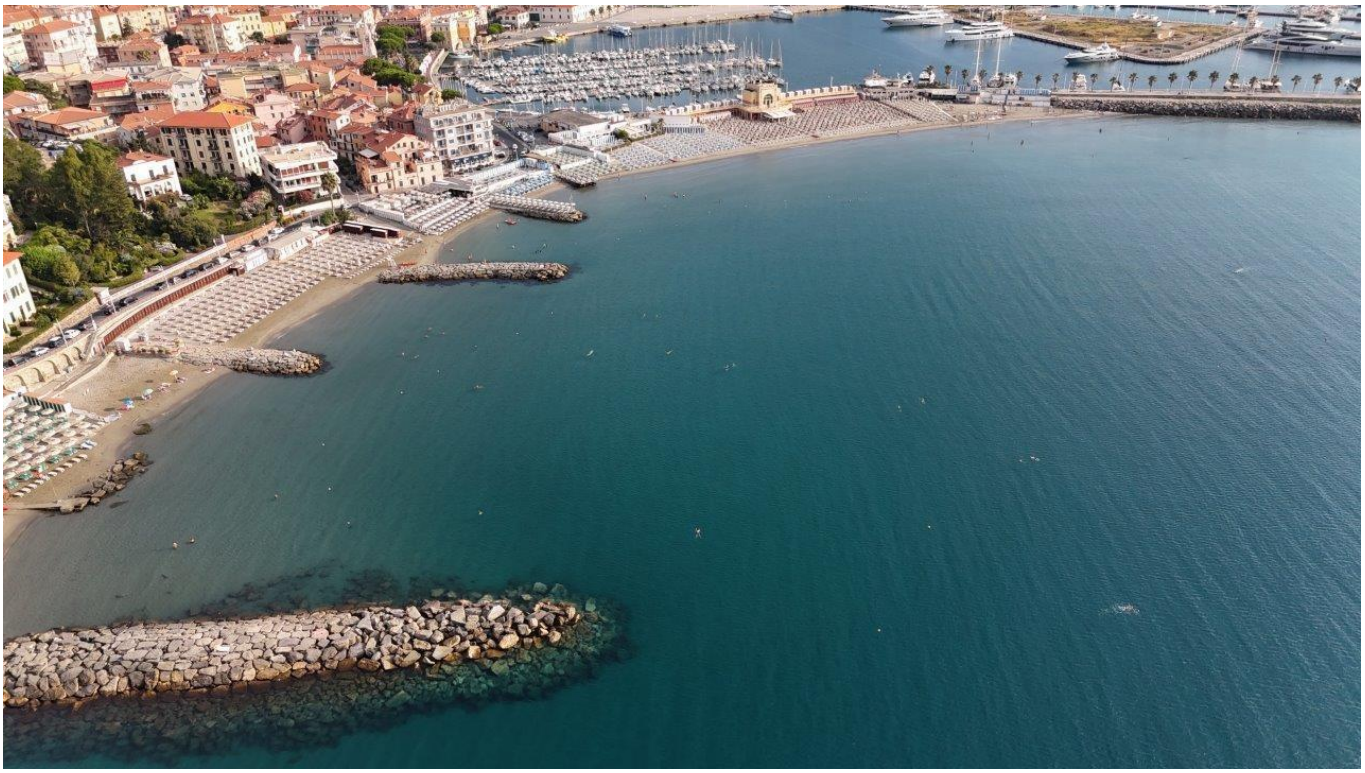
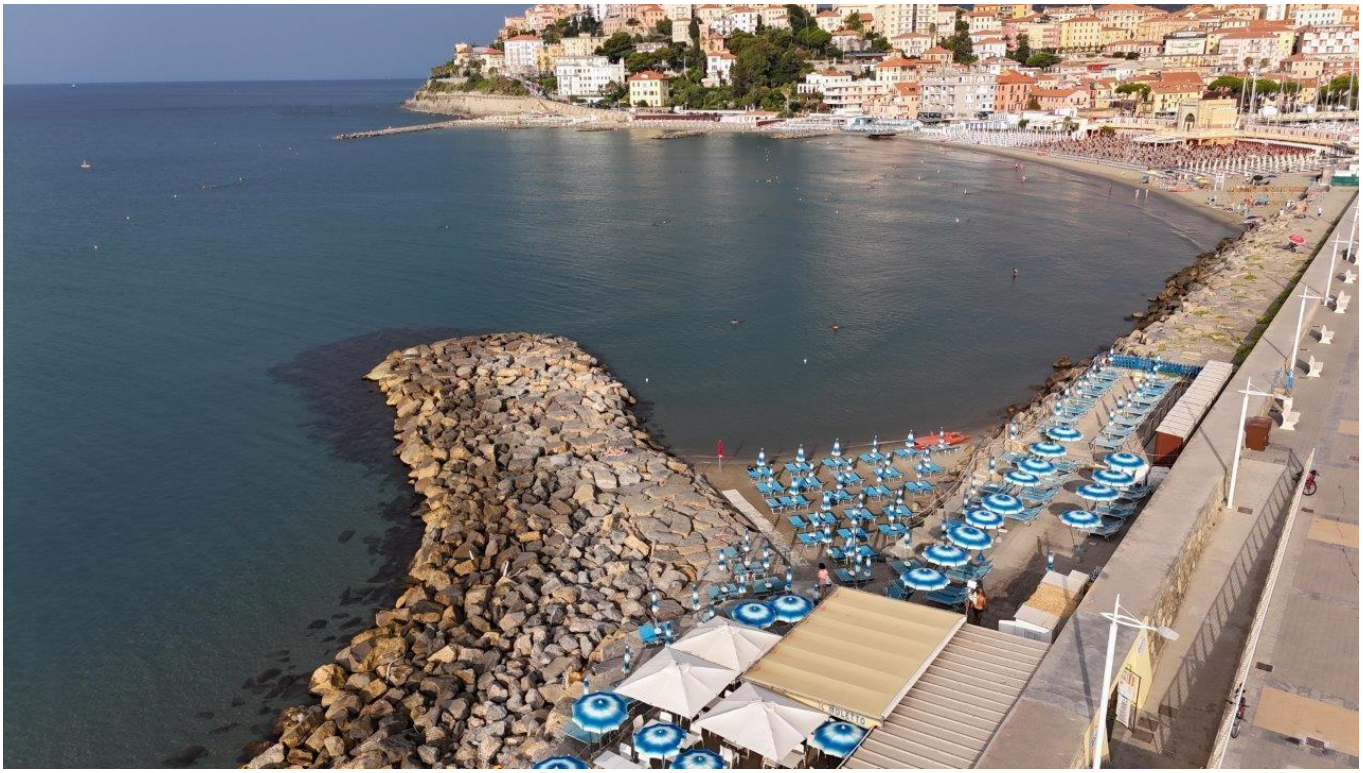


Fig. 18: sabbie litorali evidenziate dalla cartografia regionale visualizzabile da portale web.[6]

Da tale raffigurazione non emergerebbe la presenza, presso l'area d'intervento, di posidonia oceanica, per cui, a maggiore riscontro di quanto appena esaminato, sono state condotte recenti indagini in sito eseguite anche mediante l'ausilio di drone che hanno constatato l'assenza di qualsiasi insediamento sia di *Cymodocea n*. che di Posidonia O., come si evince dalle foto riportate di seguito.

6 Fonte dato: https://srvcarto.regione.liguria.it/geoviewer2/pages/apps/geoportale/index.html?id=2121





3. Impatti e rischio sulla biodiversità marino costiera e sulla qualità delle acque

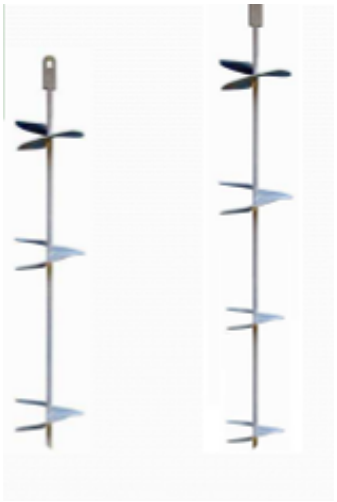
Allo stato attuale, pertanto, non si rilevano impatti negativi in atto per gli habitat marini nel contesto del tratto di paraggio considerato. Gli interventi proposti di protezione delle spiagge del ponente di Imperia appaiono compatibili con l'equilibrio del limite superiore dei posidonieti presenti in altri tratti costieri limitrofi e nel suo complesso l'intervento non appare pregiudizievole per la salvaguardia della biodiversità marina. L'adozione di massi di IV categoria, ancorché interconnessi da blocchi lapidei di II categoria, potrebbe favorire, per gli spazi vuoti tra un masso e l'altro, il rifugio di specie ittiche dei bassi fondali. Sulla spiaggia emersa la flora psammofila risulta eccessivamente impoverita anche nei siti potenzialmente idonei a causa delle attività di pulizia e manutenzione delle spiagge legate all'intensa fruizione turistico - balneare.

10. Ancoraggi

Il sistema di ancoraggio dei gavitelli di ormeggio deve garantire il minimo ingombro e deve essere costituito da sistemi compatibili con le caratteristiche dei fondali, assicurando il minore impatto ambientale in funzione della tipologia del fondale stesso.
I sistemi esistenti variano fondamentalmente in funzione del substrato, della presenza di biocenosi e della presenza di una boa *jumper* (galleggiante sommerso) per tenere in tensione il calumo o la catenaria ed evitare che venga trascinata specialmente durante la bassa marea. Di seguito sono riportati gli schemi del sistema adottato per le imbarcazioni fino a 16 m che è la massima lunghezza ritenuta compatibile con un ormeggi temporaneo in corrispondenza della Spiaggia d'Oro confinante a ponente con Porto Maurizio.

La scelta è stata orientata verso il sistema che prevede l'impiego di viti elicoidali dato che il fondale è sabbioso . Si è evitato di ricorrere a corpi morti a favore di un ancoraggio di facile rimozione.

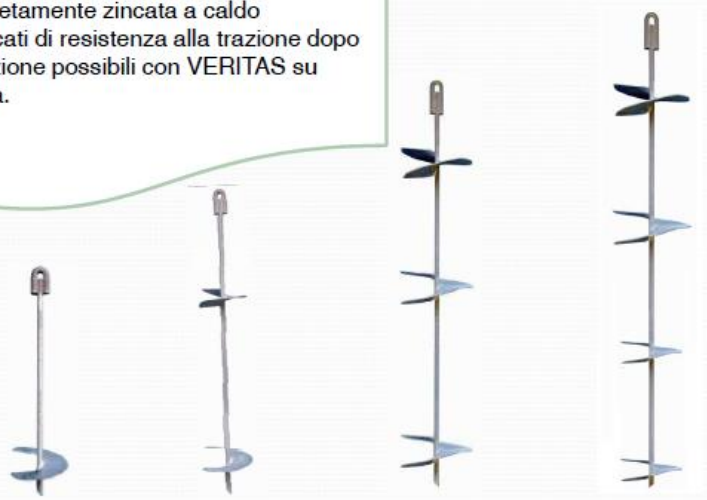
Una volta infissa l'elica nel fondale marino è possibile effettuare un collaudo agganciando uno o più palloni di sollevamento verificando la tenuta dell'ancoraggio stesso. Prevedendo due o più eliche è possibile aumentare i margini di sicurezza.



La linea di ormeggio prevista sarà costituita da :
Per il collegamento tra il sistema di ormeggio ed il jumper saranno utilizzate cime realizzate in in poliestere a 3 lignoli – classe: autoaffondante e redanciate alle estremità - del diametro di 30 mm con carico di rottura oltre 10 kN oppure catene tipo genovese zincate a caldo.

Le condizioni meteomarine prese in esame sono sia quelle estreme per l'utilizzo degli ormeggi (onde da 2 m- venti da 25 nodi, corrente marina generata dal vento da 0,76 m/s) mentre le condizioni di normale utilizzo (onde 1 a 1,5 m – venti da 20 nodi).
Con questi dati è risultato un tiro massimo sull'ancoraggio alla quota del fondale di circa 30 kN. Si adotterà pertanto un ancoraggio con eliche avvitate nel fondale tali da garantire in tutta sicurezza sforzi di questa entità.

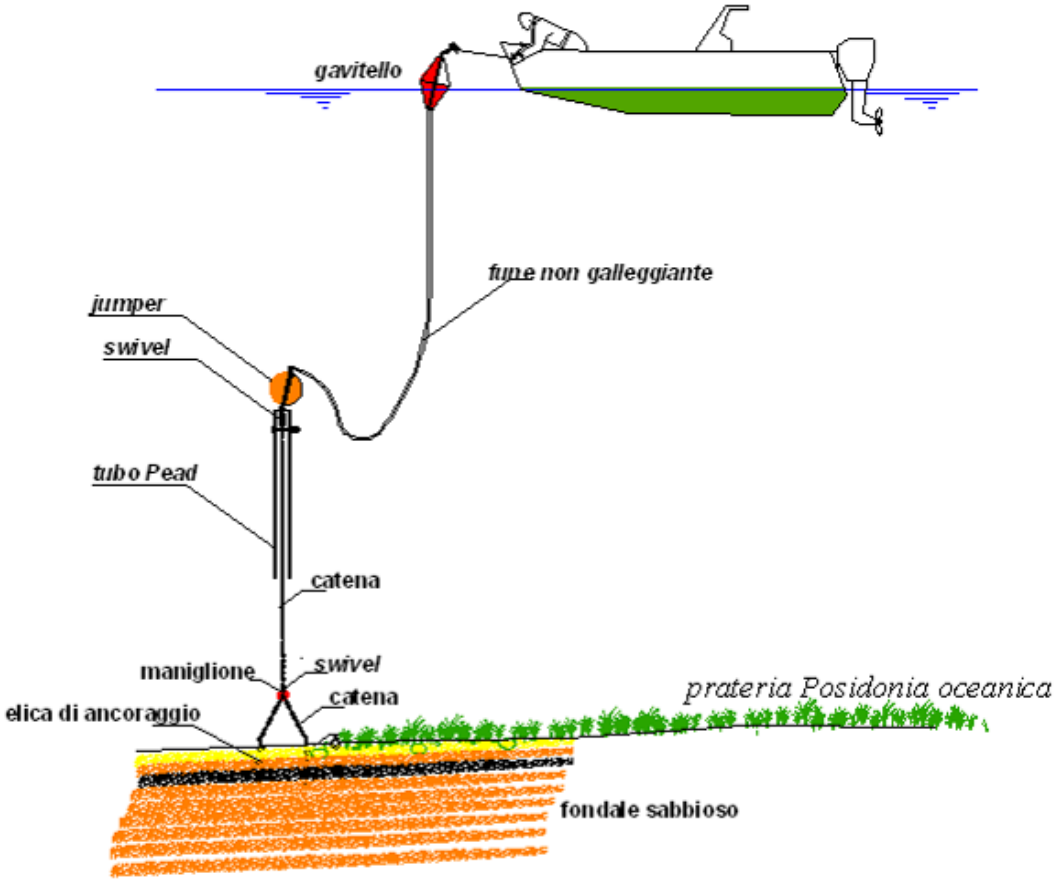
- La lega di acciaio usata garantisce resistenza ed elasticità.
- Brevetto sulla forma della pala che crea un effetto vuoto.
- Completamente zincata a caldo
- Certificati di resistenza alla trazione dopo installazione possibili con VERITAS su richiesta.

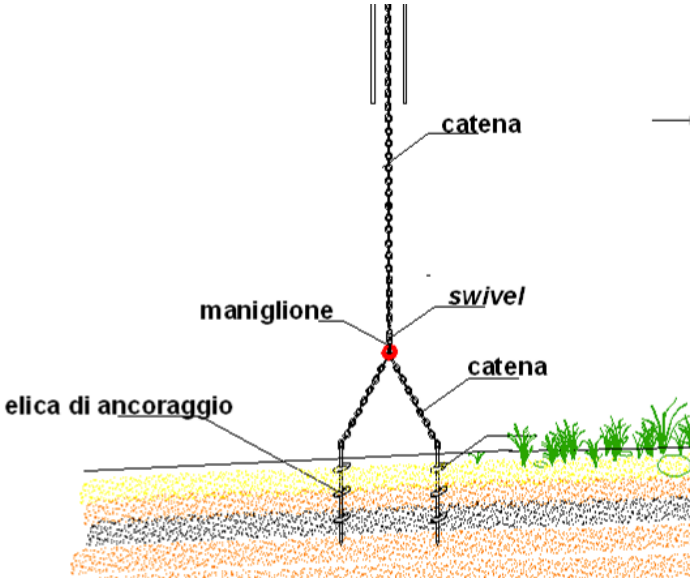


	Ellipse I	Ellipse II	Ellipse IIIS	Ellipse IVF
Altezza:	1 m	1.5 m	2 m	3 m
Peso:	5.50 kg	8.50 kg	24 kg	28 kg

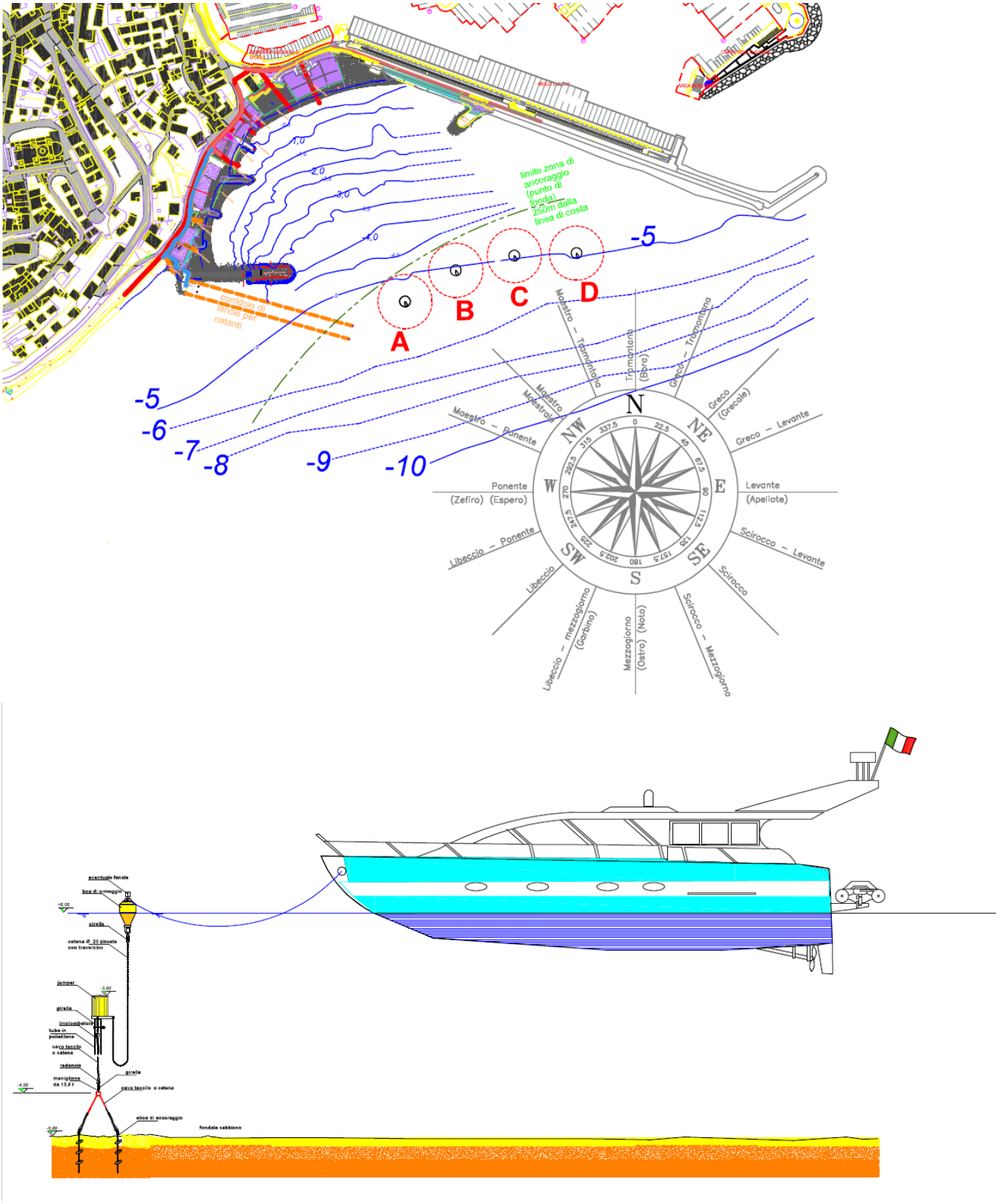
	Ellipse II	Ellipse IIIS	Ellipse IVF
Certificato di tenuta minima da VERITAS	1.2 t	2.3 t	4 t
Equivalente corpo morto	*1.7 t*	*3.3 t*	*5.7 t*
Certificato di tenuta massima da VERITAS	2 t	4.2 t	5.3 t
Equivalente corpo morto	*2.9 t*	*6 t*	*7.7 t*

Con riferimento alla tipologia in commercio si prevede l'impiego di
n° 2 viti elicoidali tipo Ellipse IIIS che fornirebbero una tenuta minima di 2,3 t x 2 = 4,6 t

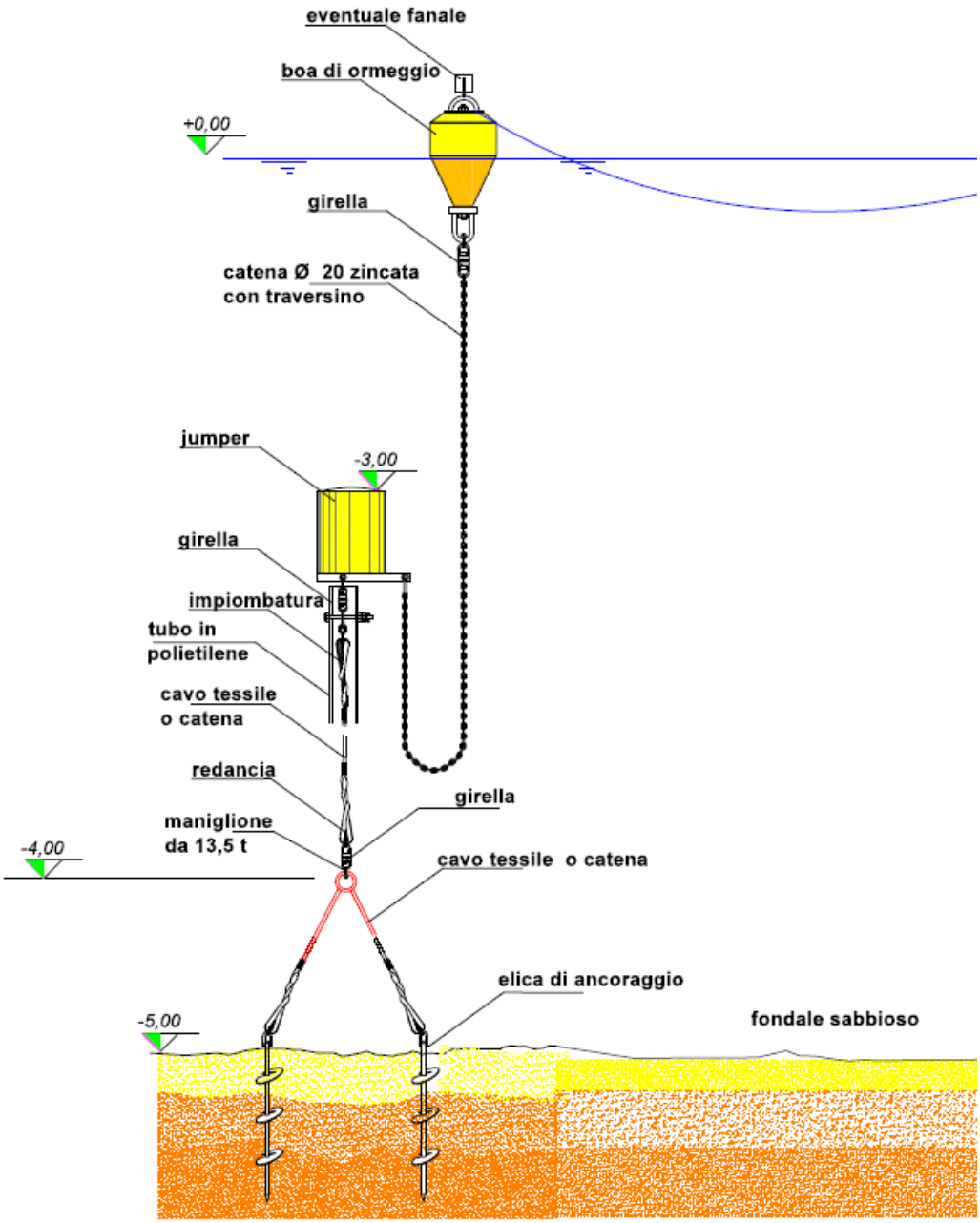




Ancoraggio su fondali sabbiosi realizzato con una o più viti elicoidali

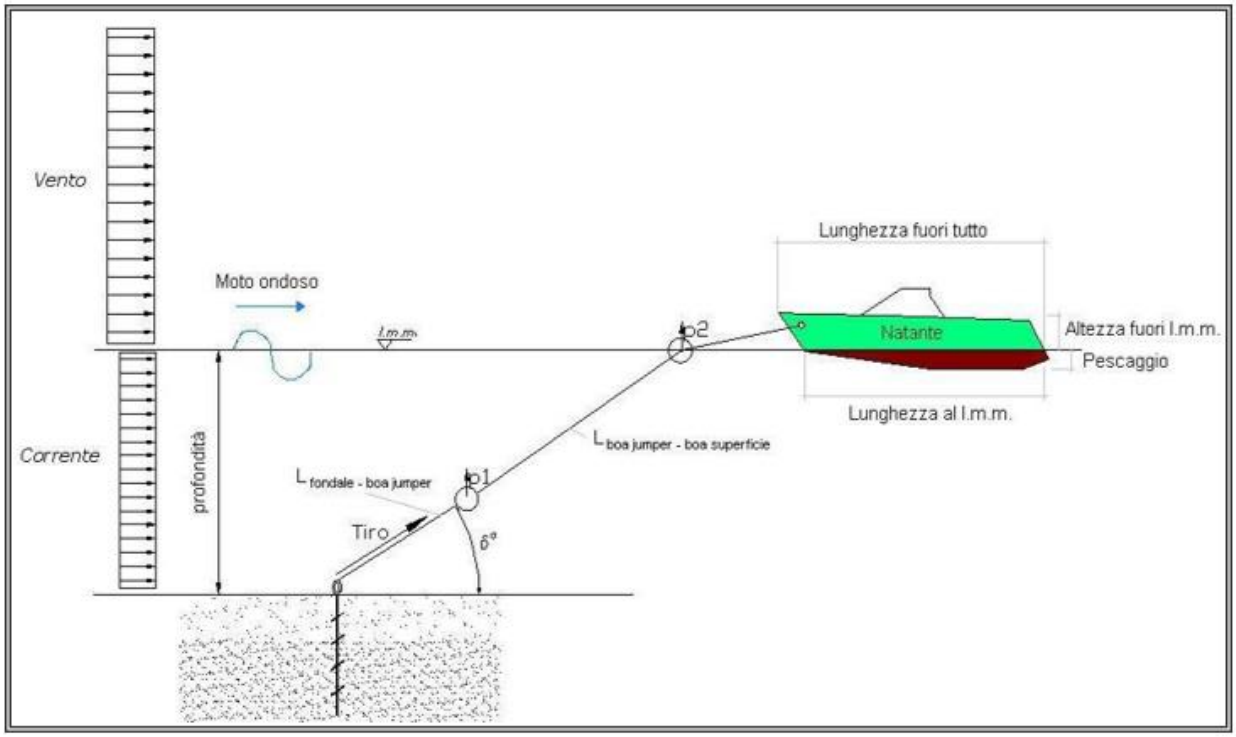


Zona di ormeggio e schema del sistema di ancoraggio



Dettaglio del sistema di ancoraggio

Di seguito si riportano i calcoli di verifica



DATI INIZIALI:

profondità	5	m

Dati del natante:

$Lunghezza_{fuoritutto}$	16	m
$Lunghezza_{trapperpendicolari}$	15,5	m
$Lunghezza_{l.m.m.}$	13,5	m
$Altezza_{fuoril.m.m.}$	2,4	m
Pescaggio	1,2	m
Larg hezza	4,5	m
Numero eliche di propulsione	2	[-]
Raggio della singola elica di propulsione	0,25	m

Dati del sistema di ormeggio flessibile:

Lunghezza connessione ancoraggio fondale - boa jumper	2	m
Lunghezza collegamento boa jumper - boa di superficie	5	m
Lunghezza complessiva connessione ancoraggio fondale - boa di superficie	7	m
Peso immerso unitario connessione	2,5	Kg/m
Volume minimo boa jumper	**0,00**	**mc**
Volume boa jumper	0,06	mc
Volume immerso della boa di superficie	0,09	mc

Azione del vento sul natante presso ormeggio flessibile

Angolo α d'incidenza del vento rispetto all'asse longitudinale del natante	50	°
Angolo α d'incidenza del vento rispetto all'asse longitudinale del natante	0,87	rad
$V_{vento10}$	13	m/s
$V_{vento10}$	25,26992	Nodi
$Gust\ factor$	1,4	
ρ_{aria}	1,225	Kg/mc
$A_{longitudinale}$	38,40	mq
$A_{trasversale}$	7,20	mq
$C_{Dtrasversale}$	1,11	[-]

Cdrag trasversale ricavato dalla tabella a lato (da CEM 2006 Part II Chap 7)

$$F_{vento\ trasversale} = \frac{1}{2} \cdot \rho_{aria} \cdot C_{Dtrasversale} \cdot A_{longitudinale} \cdot (Gust\ factor \cdot V_{10})^2 \cdot sen(\alpha)$$

$F_{vento\ trasversale}$	6,62	KN
$C_{Dlongitudinale}$	0,82	[-]

Cdrag longitudinale ricavato dalla tabella a lato (da CEM 2006 Part II

$$F_{vento\ longitudinale} = \frac{1}{2} \cdot \rho_{aria} \cdot C_{Dlongitudinale} \cdot A_{trasversale} \cdot (Gust\ factor \cdot V_{10})^2 \cdot \cos(\alpha)$$

$F_{vento\ longitudinale}$	0,77	KN

$$F_{vento,TOT} = \sqrt{(F_{ventolongitudinale})^2 + (F_{ventotrasversale})^2}$$

$F_{vento,TOT}$	6,67	KN

COEFFICIENTI C_D PER FORZE GENERATE DAL VENTO

Table II-7-6
Drag Coefficients for Wind Force

Wind Direction	C_D Max.	Min.	Mean
Crosswise	1.40	0.80	1.11
Bow	1.04	0.62	0.82
Stern	1.02	0.64	0.77

Azione della corrente marina sul natante presso l'ormeggio flessibile

Angolo β d'incidenza della corrente rispetto all'asse longitudinale del natante: 45 °

Angolo β della corrente rispetto all'asse longitudinale del natante: 0,79 rad

Forza longitudinale corrente marina

$$F_{lc,TOT} = F_{lc,form} + F_{lc,fric} + F_{lc,propeller}$$

$C_{c,form}$ 0,1 [-]

ρ_w 1030 Kg/mc

$V_{corrente}$ 0,76 m/s

La velocità della corrente dovuta al vento è pari a circa 1% o 2% del vento misurato a 10m dal lmm (da Thoresen 2003). A tale contributo occorre aggiungere l'eventuale apporto alla velocità totale della corrente, non causato dal vento

$$F_{lc,form} = \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot C_{c,form} \cdot Largh\,ezza \cdot Pescaggio \cdot V^2_{corrente} \cdot \cos(\beta)$$

$F_{lc,form}$ 0,114 KN

Indicazione dislocamento natante 75087 Kg

D 73,90 Long Tons

$$S = (1.7 \cdot Pescaggio \cdot Lunghezza_{l.m.m.}) + \frac{D}{Pescaggio \cdot \gamma_w}$$

S 88,52 mq

Viscosità cinematica acqua ν 1,20E-06 mq/s

$$R_n = \frac{V_{corrente} \cdot \cos(\beta) \cdot Lunghezza_{l.m.m.}}{\nu}$$

Numero di Reynolds R_n 6,05E+06 [-]

$$C_{c,friction} = \frac{0.075}{[\log_{10}(R_n) - 2]^2}$$

$C_{c,friction}$ 0,00328051 [-]

$$F_{lc,friction} = \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot C_{c,friction} \cdot S \cdot V^2_{corrente} \cdot \cos(\beta)$$

$F_{lc,friction}$ 0,061 KN

A_r 31,00 [-]

$$A_p = \frac{Lunghezza_{l.m.m.} \cdot Largh\,ezza}{0.838 \cdot A_r}$$

A_p 2,34 mq

$C_{c,propeller}$ 1 [-]

$$F_{lc,propeller} = \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot C_{c,propeller} \cdot A_p \cdot V^2_{corrente} \cdot \cos(\beta)$$

$F_{lc,propeller}$ 0,492 KN

$$F_{lc,TOT} = F_{lc,form} + F_{lc,fric} + F_{lc,propeller}$$

$F_{lc,TOT}$ **0,667** KN

Forza trasversale corrente marina

$\frac{profondità}{Pescaggio}$ 4,17 [-]

C_{YC} 0,9 [-]

Cyc ricavato dal grafico a

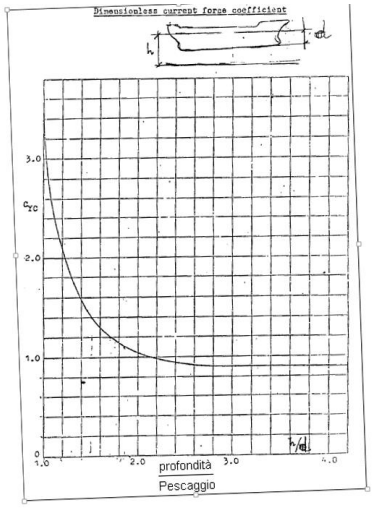
$$F_{lc,TOT} = \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot V^2_{corrente} \cdot Lunghezza_{tra\ perpendicolari} \cdot Pescaggio \cdot C_{YC} \cdot [sen(\beta)]^{\frac{3}{2}}$$

$F_{lc,TOT}$ **2,961** KN

Forza TOTALE corrente marina

$$F_{corrente,TOT} = \sqrt{(F_{lc,TOT})^2 + (F_{lc,TOT})^2}$$

$F_{corrente,TOT}$ **3,03** KN



COEFFICIENTE C_{YC} PER AZIONI TRASVERSALI DA PARTE DELLA CORRENTE MARINA

Azione media del moto ondoso sul natante presso l'ormeggio flessibile

Vento e moto ondoso hanno cautelativamente direzione e verso uguali
Si considera che l'azione complessiva derivante dal moto ondoso
agisca nel punto di mezzeria dello scafo del natante

Angolo ε relativo alla direzione principale d'attacco delle onde rispetto all'asse longitudinale del natante	50	°
Angolo ε relativo alla direzione principale d'attacco delle onde rispetto all'asse longitudinale del natante	0,87	rad
$H_{significativa}$	2	m
$T_m = \frac{9 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{H_{significativa}}{(4 \cdot g)}}}{1.2}$		
T_m	5,32	s
L_{onda}	44,16	m
	9,62	m
$k = \frac{2 \cdot \pi}{L_{onda}}$	0,142	[-]
$\mu = \frac{2 \cdot k \cdot profondità}{senh(2 \cdot k \cdot profondità)}$		
μ	0,728	[-]
$k \cdot Pescaggio = k \cdot d$	0,171	m
R	0,2	[-]

Imposta a zero il valore in questa cella, trovando l'entità di "Londa" con la funzione "Ricerca obiettivo" in

R ricavato dal grafico a

$$F_{ondatrasversale} = \frac{1}{16} \cdot \rho_w \cdot g \cdot H^2_{significativa} \cdot R \cdot (1+\mu) \cdot Lunghezza_{tra\ perpendicolari} \cdot |sen(\varepsilon)| \cdot sen(\varepsilon)$$

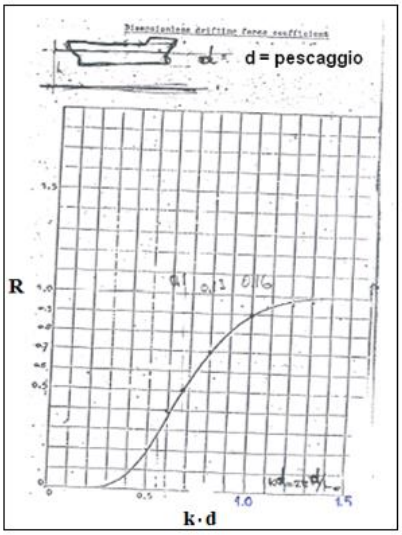
$F_{ondatrasversale}$ 7,942 KN

$$F_{ondalongitudinale} = \frac{1}{16} \cdot \rho_w \cdot g \cdot H^2_{significativa} \cdot R \cdot (1+\mu) \cdot L\,arghezza \cdot |\cos(\varepsilon)| \cdot \cos(\varepsilon)$$

$F_{ondalongitudinale}$ 1,623 KN

$F_{onda,TOT} = \sqrt{(F_{onda\,longitudinale})^2 + (F_{onda\,trasversale})^2}$

$F_{onda,TOT}$ 8,11 KN



COEFFICIENTE R PER AZIONI DELLE ONDE

Forza totale esercitata dal vento, dalle correnti marine e/o dal moto ondoso sul natante

$$F_{natante,TOT} = F_{vento,TOT} + F_{corrente,TOT} + F_{onde,TOT}$$

$F_{natante,TOT}$	26,72	KN
$F_{max\ catenaria}$	29,92	KN
Peso complessivo connessioni immerse	0,17	KN

Verifica condizione di spinta indisturbata o sollecitata sul sistema di ormeggio

STATO SOLLECITATO

Secondo § 6.4.2.1 e § 6.4.3.1 delle NTC 2018 (Verifiche agli SLU): A1+M1+R3

Tab. 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni*

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 [1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

[1] Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.VI - *Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali*

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Tab. 6.4.I – *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali*

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Dimensionamento di massima corpo morto o palo di ancoraggio al fondale nella condizione di STATO INDISTURBATO e se il volume della boa jumper è maggiore del suo rispettivo valore minimo (calcolo comprensivo dei coefficienti di sicurezza parziali di cui alle NTC 2018)

$F_{verticale}$	0,56	KN

Corpo morto su fondale (forza vert)

$Peso\,min_{\,corpo\,morto}$	0,84	KN

Palo in fondale non coesivo (forza vert)

L_{palo}	3	m
D_{palo}	0,3	m
$\gamma_{sabbiasatura}$	21	KN/mc
$\overline{\sigma}$	16,34	KN/mq
ϕ	22	°
	0,38	rad

$$f = K \cdot \overline{\sigma} \cdot \tan(\delta) = 0.5 \cdot \overline{\sigma} \cdot \tan(\phi - 5°)$$

f	2,50	KN/mq
Resistenza per attrito laterale	5,65	KN
Peso palo	2,97	KN
Fattore di sicurezza	1,5	
Verifica di stabilità	OK	

Palo in fondale coesivo (forza vert)

L_{palo}	3	m
λ	0,4	[-]
D_{palo}	0,3	m
$A_S = A_{laterale}$	2,83	mq
$\gamma_{fondalecoesivo}$	20	KN/mc
$\overline{\sigma}$	14,84	KN/mq

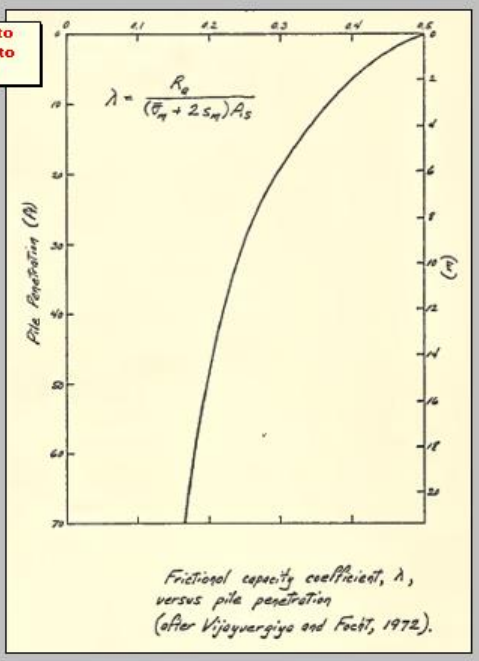
Lambda ricavato dal grafico a lato (da R.J. Taylor

$$\overline{\tau}_{non\,drenata} = 0.3 \cdot \overline{\sigma}$$

$\overline{\tau}_{non\,drenata}$	4,45	KN/mq

$$R_{attrito} = \lambda \cdot A_{laterale} \cdot \left(\overline{\sigma} + 2 \cdot \tau_{non\,drenata}\right)$$

Resistenza per attrito laterale	21,49	KN
Peso palo	2,83	KN
Fattore di sicurezza	1,5	
Verifica di stabilità	OK	



Dimensionamento di massima corpo morto o palo di ancoraggio al fondale nella condizione di STATO SOLLECITATO (calcolo comprensivo dei coefficienti di sicurezza parziali di cui alle NTC 2018)

Caratteristiche del Tiro su palo		
δ_{palo}	45,58	°
δ_{palo}	0,80	rad
$Tiro_{palo}$	18,70	KN
$Tiro_{palo\ oriz}$	13,08	KN
$Tiro_{palo\ vert}$	13,35	KN

Caratteristiche del Tiro su corpo morto		
Ipotizzo altezza corpo morto	1,02	m
$\delta_{corpo\ morto}$	34,65	°
$\delta_{corpo\ morto}$	0,60	rad
$Tiro_{corpo\ morto}$	21,98	KN
$Tiro_{corpo\ morto\ oriz}$	18,08	KN
$Tiro_{corpo\ morto\ vert}$	12,50	KN

Coefficients of Friction Between Cohesionless Soils and Some Marine Construction Materials (Valent, 1979)

Soil	Internal Friction Coefficient	Surface Friction Coefficient for --				
		Smooth Steel	Rough Steel	Smooth Concrete	Rough Concrete	Smooth PVC
Quartz Sand	0.67	0.27	0.60	0.60	0.69	0.33
Coralline Sand	0.67	0.20	0.63	0.63	0.66	0.20
Oolitic Sand	0.79	0.23	0.56	0.58	0.74	0.26
Foram Sand-Silt	0.64	0.40	0.66	0.67	--	0.40

Coefficiente d'attrito al fondale del corpo morto
0,69
0,60
34,61
29,61
0,52

Valutazione coefficiente d'attrito base corpo morto-fondale secondo R.J. Taylor 1982 e dalla tabella a lato

Corpo morto su fondale non coesivo

Fattore di sicurezza: 1,2

$$Peso\min_{corpo\,morto} = \frac{Tiro_{corpo\,morto\,oriz}}{\tan(angolo\ d'attrito - 5^\circ)} + Tiro_{corpo\,morto\,vert}$$

$Peso\min_{corpo\,morto}$	58,49	KN
γ_{cls}	25	KN/mc
$\gamma_{cls\ immerso}$	14,7	KN/mc

$$Larg\,hezza\min_{corpo\,morto} = \left[\frac{6 \cdot Peso\min_{corpo\,morto} \cdot Tiro_{corpo\,morto\,oriz}}{\gamma_{cls\ immerso} \cdot (Peso\min_{corpo\,morto} - Tiro_{corpo\,morto\,vert})}\right]^{\frac{1}{3}}$$

$Larg\,hezza\min_{corpo\,morto}$	2,11	m
$Lunghezza_{corpo\,morto}$	2,00	m
$Carico\ unitario_{corpo\,morto}$	13,87	KN/mq

$$Altezza\max_{corpo\,morto} = \frac{Larg\,hezza\min_{corpo\,morto} \cdot (Peso\min_{corpo\,morto} - Tiro_{corpo\,morto\,vert})}{6 \cdot Tiro_{corpo\,morto\,oriz}}$$

$$Altezza\max_{corpo\,morto} = \frac{Larg\,hezza\min_{corpo\,morto} \cdot (Peso\min_{corpo\,morto} - Tiro_{corpo\,morto\,vert})}{6 \cdot Tiro_{corpo\,morto\,oriz}}$$

hmax: 0,89 m

Verifica di stabilità a scorrimento: OK

Corpo morto su fondale coesivo

Fattore di sicurezza: 1,2

z: 0 m — Imposto la profondità d'innesto nel fondale del corpo morto

$$Larg\,hezza\min_{corpo\,morto} = \left(\frac{Tiro_{corpo\,morto\,oriz}}{\tau_{non\,drenata0}}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$Larg\,hezza\min_{corpo\,morto}$	1,62	m
$Peso\min_{corpo\,morto}$	56,21	KN
$Carico\ unitario_{corpo\,morto}$	17,36	KN/mq
$Larg\,hezza\ effettiva_{corpo\,morto}$	2,14	m

Verifica di stabilità a scorrimento: OK

Palo in fondale non coesivo (forza vert)

L_{palo}	5,5	m
D_{palo}	0,4	m
$\gamma_{sabbiasatura}$	21	KN/mc
$\overline{\sigma'}$	29,96	KN/mq
ϕ	22	°
	0,38	rad

$$f = K \cdot \overline{\sigma'} \cdot \tan(\delta) = 0.5 \cdot \overline{\sigma'} \cdot \tan(\phi - 5°)$$

f	4,58	KN/mq
Resistenza per attrito laterale	25,33	KN
Peso palo	9,68	KN
Fattore di sicurezza	1,5	
Verifica di stabilità	OK	

Palo in fondale non coesivo (forza oriz)

$\overline{\sigma'}$	29,96	KN/mq
N_q	3,8	[-]

Vedi la tabella a lato ed intitolata "Soil Friction" (R.J. Taylor 1982)

$$f_n = 0.7 \cdot N_q \cdot \overline{\sigma'}$$

f_n	79,70	KN/mq

$$Capacità\ laterale_{palo} = f_n \cdot D_{palo} \cdot L_{effettiva\,palo} = f_n \cdot D_{palo} \cdot 0.5 \cdot L_{palo}$$

$Capacità\ laterale_{palo}$	67,44	KN
Fattore di sicurezza	1,5	
Verifica di stabilità	OK	

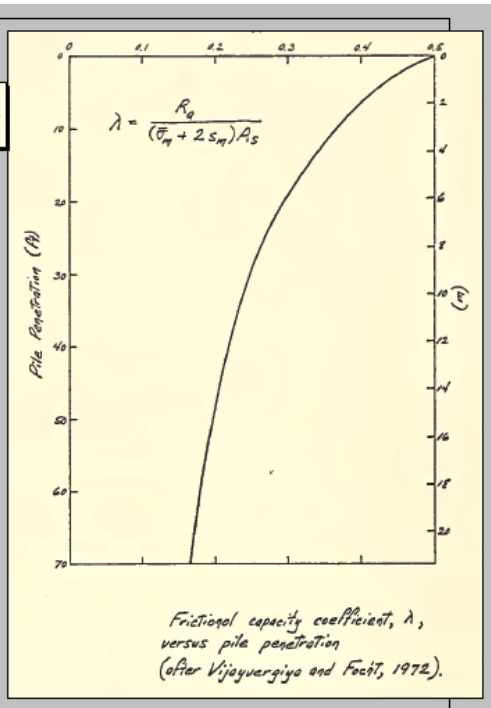
Soil Friction

Angle	$\bar{N}_q$
20	3
25	5
30	8
35	12
40	22

Palo in fondale coesivo (forza vert)

L_{palo}	5,5	m
λ	0,3	[-]
D_{palo}	0,40	m
$A_S = A_{laterale}$	6,91	mq
$\gamma_{fondale\ coesivo}$	20	KN/mc
$\overline{\sigma'}$	27,21	KN/mq
$\overline{\tau}_{non\ drenata} = 0.3 \cdot \overline{\sigma'}$		
$\overline{\tau}_{non\ drenata}$	8,16	KN/mq
$R_{attrito} = \lambda \cdot A_{laterale} \cdot (\overline{\sigma'} + 2 \cdot \tau_{non\ drenata})$		
Resistenza per attrito laterale	72,22	KN
Peso palo	9,22	KN
Fattore di sicurezza	1,5	
Verifica di stabilità	OK	

Lambda ricavato dal grafico a lato (da R.J. Taylor 1982)



Frictional capacity coefficient, λ, versus pile penetration (after Vijayvergiya and Focht, 1972).

Palo in fondale coesivo (forza oriz)

$\overline{\tau}_{non\ drenata} = 0.3 \cdot \overline{\sigma'}$		
$\overline{\tau}_{non\ drenata}$	8,16	KN/mq
$f_n = 7.5 \cdot \overline{\tau}_{non\ drenata}$		
f_n	61,23	KN/mq
$Capacità\ laterale_{palo} = f_n \cdot D_{palo} \cdot L_{effettiva\ palo} = f_n \cdot D_{palo} \cdot 0.5 \cdot L_{palo}$		
$Capacità\ laterale_{palo}$	51,81	KN
Fattore di sicurezza	1,5	
Verifica di stabilità	OK	

Firmato digitalmente da
mario clemente rossi
C = IT