



COMUNE DI CETRARO



MESSA IN SICUREZZA BACINO E MIGLIORAMENTO FUNZIONALITÀ AREA PORTUALE

Progetto Esecutivo

C – OPERE MARITTIME

C.02

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE MARITTIME

Data:
06-05-2022

Scala:

PROGETTAZIONE:



Architetto
MICHELE GONINO
Geologo
CATERINA CUCINOTTA

PROJECT MANAGER

ing. Giuseppe Bernardo



PROGETTISTA

ing. Giuseppe Bernardo
arch. Michele Gonino
ing. Massimo Tondello
ing. Pasquale Filicetti
ing. Gianfranco Crudo

GEOLOGO

geol. Caterina Cucinotta

GRUPPO DI LAVORO

ing. Giuseppe Cutrupi
ing. Roberta Chiara De Clario
ing. Simone Fiumara
arch. Francesca Gangemi
arch. Emanuela Panarello
ing. Silvia Beriotto
ing. Nicola Sguotti

REVISIONI	Rev. n°	Data	Motivazione

R.U.P. ing. F. Antonuccio	Visti/Approvazioni
----------------------------------	--------------------

INDICE

1	PREMESSA	3
2	QUADRO NORMATIVO	4
	2.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI	4
	2.2 NORME NAZIONALI	4
	2.3 NORME E RACCOMANDAZIONI INTERNAZIONALI	4
3	CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICA	5
	3.1 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE	5
	3.2 AZIONI DI CALCOLO	5
	3.1 AZIONI SISMICHE	7
4	CRITERI PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE A GETTATA	17
	4.1 DIMENSIONAMENTO DELLA MANTELLATA	17
	4.2 VERIFICA DELLA TRANSIZIONE TRA STRATI DIVERSI	19
5	DIMENSIONAMENTO DELLE SCOGLIERE INTERNE AL BACINO PORTUALE	20
6	DIMENSIONAMENTO PENNELLO MARINA DI CETRARO	23
7	PONTILI GALLEGGIANTI	26
	7.1 SISTEMA DI ANCORAGGIO	27
	7.2 DETERMINAZIONE DELLE AZIONI AGENTI SUI PALI	28
	7.1 VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI DI ANCORAGGIO	34
	7.2 CALCOLO SOLETTA PONTILE FISSO DELLA DARSENA PICCOLA PESCA	35

COMUNE DI CETRARO

PROGETTO ESECUTIVO: "Messa in sicurezza bacino e miglioramento funzionalità area portuale"

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE MARITTIME

1 PREMESSA

La presente Relazione di Calcolo nell'ambito del Progetto Esecutivo dei lavori di "Messa in sicurezza bacino e miglioramento funzionalità area portuale" nel Comune di Cetraro (CUP I37D18000000002 – CIG 74230541F2), descrive i calcoli effettuati ai fini del dimensionamento e della verifica delle seguenti opere marittime:

- a) *scogliere all'imboccatura del porto;*
- b) *pennello Marina di Cetraro;*
- c) *pali di ancoraggio dei pontili galleggianti.*

2 QUADRO NORMATIVO

2.1 Leggi, decreti e circolari

- D.M. Ministero Infrastrutture del 17/01/2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

2.2 Norme nazionali

- Ministero dei Lavori Pubblici, Consiglio Nazionale Ricerche, 1996: "*Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime*".
- AGI Associazione Geotecnica Italiana, 2005 "*Linee guida agli aspetti geotecnici della progettazione in zone sismiche*".

2.3 Norme e raccomandazioni internazionali

- Shore Protection Manual (SPM), 1984, 4th ed., U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, U.S. Government Printing Office, Washington, DC.
- U.S. Army Corps of Engineers (USACE), 2003, Coastal Engineering Manual (CEM), Pub Number EM 110-2-1100, Part VI.
- The Rock Manual. "*The use of rock in hydraulic engineering*" (2nd edition), 2007, CIRIA; CUR, CETMEF; C683, CIRIA, London.
- UNI EN 1997-1:2005 – "*Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Regole generali*".
- UNI EN 1998-5:2005 – "*Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*".
- Australian Standards 3962:2001 - "*Marina design*"

3 CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICA

3.1 Sicurezza e prestazioni attese

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dal D.M. 17/01/2018.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto. Si definisce stato limite una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali era stata progettata.

In particolare, le opere devono possedere i seguenti requisiti:

- 1) sicurezza nei confronti di **stati limite ultimi** (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;
- 2) sicurezza nei confronti di **stati limite di esercizio** (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- 3) sicurezza **antincendio**: capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;
- 4) **durabilità**: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;
- 5) **robustezza**: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

3.2 Azioni di calcolo

3.2.1 Classificazione e determinazione delle azioni

Le azioni agenti sulle strutture possono essere classificate:

- in base in base al modo di esplicarsi:
 - a) dirette (forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili);
 - b) indirette (spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincoli, ecc.);
 - c) degrado.
- secondo la risposta strutturale:
 - a) statiche;
 - b) pseudo statiche;
 - c) dinamiche;
- secondo la variazione della loro intensità nel tempo:
 - a) permanenti (azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione,

- la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità);
- b) variabili (azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura);
 - c) eccezionali (azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura);
 - d) sismiche (azioni derivanti dai terremoti).

3.2.2 Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

6) **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

7) **Combinazione caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

8) **Combinazione frequente**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

9) **Combinazione quasi permanente (SLE)**, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

10) **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

11) **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

Le azioni si combinano applicando i coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} definiti nella Tabella 2.5.I del D.M. 17/01/2018 e i valori dei coefficienti parziali γ_{Gi} e γ_{Qi} dati nella Tabella 2.6.I del D.M. 17/01/2018).

Tabella 3-1 Valori dei coefficienti di combinazione - Rif. Tab. 2.5.I D.M. 17/01/2018

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 3-2 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU - Rif. Tab. 2.6.I D.M. 17/01/2018

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

3.1 Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di

riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

3.1.1 Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli **Stati limite di esercizio (SLE)** che gli **Stati limite ultimi (SLU)** sono individuati riferendosi alle prestazioni del manufatto nel suo complesso.

Gli **Stati limite di esercizio (SLE)** comprendono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni e interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli **Stati limite ultimi (SLU)** comprendono:

- 12) **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali e un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I (D.M. 17/01/2018).

Tabella 3-3 Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato - Rif. Tab. 3.2.I D.M. 17/01/2018

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{VR} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = - V_R / \ln (1- P_{VR}) = - C_U V_N / \ln (1- P_{VR})$$

3.1.2 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II del D.M. 17/01/2018, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S .

I valori di V_S sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche e ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

con:

- 13) h_i spessore dell'i-esimo strato;
- 14) $V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
- 15) N numero di strati;
- 16) H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II (D.M. 17/01/2018).

Tabella 3-4 Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle norme (D.M. 17/01/2018). Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III D.M. 17/01/2018):

Tabella 3-5 Categorie topografiche - Rif. Tab. 3.2.III D.M. 17/01/2018

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

3.1.3 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y e una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Per le opere e i sistemi geotecnici, la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato e purché il sito nel quale sorge la costruzione sia caratterizzato da un'accelerazione al suolo pari ad $a_g \geq 0,15g$.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- 17) accelerazione massima in superficie;
- 18) accelerazione massima e relativo spettro di risposta in superficie;
- 19) storia temporale del moto del terreno.

Sulla base di apposite analisi di risposta sismica locale si può poi passare dai valori in superficie ai valori sui piani di riferimento definiti nel § 3.2.2 (D.M. 17/01/2018); in assenza di tali analisi l'azione in superficie può essere assunta come agente su tali piani.

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE MARITTIME

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale.

In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Quale che sia la probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , la definizione degli spettri di risposta elastici, degli spettri di risposta di progetto e delle storie temporali del moto del terreno è fornita ai paragrafi successivi.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita a uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi oppure l'azione sismica deve essere descritta mediante storie temporali del moto del terreno.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e , è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0 \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0 \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali:

- 20) T è il periodo proprio di vibrazione;
- 21) S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_S \cdot S_T$ essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.IV D.M. 17/01/2018) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.V D.M. 17/01/2018);
- 22) η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base dei materiali, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione;

- 23) F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE MARITTIME

24) T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione

$$T_c = C_C T^*_C$$

dove: T_C^* è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.IV D.M. 17/01/2018);

25) T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione

$$T_B = T_C / 3$$

26) T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

Tabella 3-6 Espressioni di S_s e di C_C - Rif. Tab. 3.2.IV D.M. 17/01/2018

Categoria sottosuolo	S_s	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.V (D.M. 17/01/2018), in funzione delle categorie topografiche definite nel § 3.2.2 (D.M. 17/01/2018) e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tabella 3-7 Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T - Rif. Tab. 3.2.V D.M. 17/01/2018

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove S_T assume il valore massimo riportato nella Tab. 3.2.V (D.M. 17/01/2018), fino alla base, dove S_T assume valore unitario.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico, S_{ve} , è definito dalle espressioni:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_{ve}(T) = a_g S \eta F_v \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_{ve}(T) = a_g S \eta F_v$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_{ve}(T) = a_g S \eta F_v \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g S \eta F_v \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali:

- 27) T è il periodo proprio di vibrazione (in direzione verticale);
- 28) F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 F_0 \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di a_g , F_0 , S , η sono definiti nel § 3.2.3.2.1 del D.M. 17/01/2018 per le componenti orizzontali del moto sismico; i valori di S_S , T_B , T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono riportati nella Tab. 3.2.VI (D.M. 17/01/2018).

Tabella 3-8 Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale - Rif. Tab. 3.2.VI D.M. 17/01/2018

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in Tab. 3.2.V (D.M. 17/01/2018).

3.1.4 Vita nominale di progetto

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE MARITTIME

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I (D.M. 17/01/2018). Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tabella 3-9 Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto - Rif. Tab. 2.4.I D.M. 17/01/2018

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate.

Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a P_N , la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a P_N e comunque non inferiore a 5 anni.

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

3.1.5 Classi d'uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- 29) **Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- **Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- 30) **Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- 31) **Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

3.1.6 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II (D.M. 17/01/2018).

Tabella 3-10 Valori del coefficiente d'uso C_U - Rif. Tab. 2.4.II D.M. 17/01/2018

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

3.1.7 Valori caratteristici dell'azione sismica per il sito d'interesse

Al fine della valutazione della sicurezza e delle prestazioni attese delle opere in progetto, per il le opere marittime, come riportato nell'elaborato B.04 "Relazione simica", si assume:

Localizzazione sito:

- Regione Calabria - Provincia di Cosenza - Comune di Cetraro

Coordinate geografiche:

- Longitudine 15,942042
- Latitudine 39,517634

Dati di input per il progetto:

- Tipo di costruzione 2
- Vita nominale V_N 50 anni
- Classe d'uso II
- Coefficiente d'uso 1,0
- Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U$ 50
- Parametri T_r , a_g , F_0 , T_c^* :

Parametri sismici				
	T_R [anni]	a_g [m/s ²]	F_0 [...]	T_c^* [s]
<input type="radio"/> SLO	30	0,460	2,368	0,291
<input type="radio"/> SLD	50	0,583	2,423	0,323
<input type="radio"/> SLV	475	1,513	2,499	0,429
<input type="radio"/> SLC	975	1,966	2,549	0,449

Figura 3-1 Parametri sismici

- Categoria sottosuolo **C**
- Categoria topografica **T1**
- S_T **1,00**

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE MARITTIME

– Coefficienti sismici:

	SLV	SLD
Accelerazione al suolo a_g [m/s ²]	1,513	0,583
Accelerazione al suolo a_g [% di g]	0,154	0,059
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F_0	2,499	2,423
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante T_{c^*}	0,429	0,323
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico S_s	Tipo C ▾ 1,469	1,500
Coefficiente amplificazione topografica S_T	T1 ▾ 1,00	
Coefficiente di riduzione (β_m)	C 0,380	0,470
Coefficiente di riduzione (β_m) verifica ribaltamento	0,57	
$K_h = a_g/g * S_s * S_t * \beta_m$		
Coeff. di intensità sismica orizzontale K_h [%]	8,607	4,188
Intensità sismica Verticale/Orizzontale	0,50	

Figura 3-2 Coefficienti sismici

4 CRITERI PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE A GETTATA

Il presente capitolo descrive gli approcci impiegati per il calcolo del peso degli elementi che costituiscono le mantellate delle opere a gettata previste in progetto. Si riportano inoltre le formule proposte in letteratura per la verifica dei criteri di ritenzione dei filtri naturali utilizzati in progetto.

Le metodologie impiegate fanno riferimento alle indicazioni contenute nel *Coastal Engineering Manual* (CEM) edito dallo US Army Corps of Engineers (USACE) e alle *Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime* emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il calcolo dei massi è stato condotto considerando i dati derivanti dallo studio meteomarinario, compreso un valore di sovralzato pari a 1,00 m dovuto all'effetto combinato di marea e setup, ritenendo che tale condizione sia la più gravosa per la struttura.

Per ogni ulteriore approfondimento si rimanda all'elaborato C.01 "Relazione idraulica marittima".

4.1 Dimensionamento della mantellata

4.1.1 Formula di Van der Meer

La formula di Van der Meer per il calcolo dei massi della mantellata di scogliere emerse fornisce il peso medio dei massi necessario a garantire la stabilità di mantellate di assegnata geometria sotto l'azione del moto ondoso incidente.

Per poter determinare il peso medio dei massi (W_{50}) occorre conoscere il valore del numero di stabilità N_s , legato all'onda che è mediamente responsabile del danneggiamento e la cui formula varia in relazione alla tipologia di frangimento che si verifica, *plunging* o *surging*.

Per l'individuazione del criterio di frangimento, Van der Meer fornisce un valore di riferimento per il parametro di Iribarren (*critico*):

$$\xi_{m,c} = (6,2 \cdot P^{0,31} \cdot \tan\alpha^{0,5})^{1/P+0,5}$$

rispetto al quale, se:

- $\xi_m < \xi_{m,c}$ il frangimento è di tipo *plunging*;
- $\xi_m > \xi_{m,c}$ il frangimento è di tipo *surging*.

Il calcolo del numero di stabilità sarà dipendente, tra gli altri, del valore di altezza d'onda valutata al piede dell'opera.

In caso di altezze limitate dal frangimento, il CEM consiglia di ricavare l'altezza significativa attraverso la relazione che la lega all'altezza d'onda media calcolata sul 2% delle onde più alte ($H_{2\%}$), ragionevolmente assimilabile all'altezza H_b massima in relazione al fondale (per fondali a debole pendenza, l'altezza H_b si può assumere pari a 0,78 volte la profondità al piede dell'opera).

Nei casi sperimentali analizzati da Van der Meer, tuttavia, il frangimento era di modesta intensità e comunque del tipo spilling: si ritiene pertanto ragionevole e cautelativo seguire le indicazioni dello stesso autore (*Van der Meer, 1992*) che, in caso di frangimento molto intenso e di tipo *plunging*, raccomanda di utilizzare come onda di progetto il valore dell'altezza $H_{2\%}$ (assimilabile anche in tal caso al valore dell'altezza al frangimento H_b) diviso per 1,15.

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE MARITTIME

Per quanto riguarda i periodi medio e di picco da associare all'altezza d'onda di progetto, inoltre, occorre procedere per tentativi, determinando per via indiretta i valori dei periodi che massimizzano il risultato delle formule, al fine di giungere alla condizione limite corrispondente alla transizione tra frangimento di tipo plunging e il frangimento di tipo surging.

A seguire si riportano le due formulazioni attraverso le quali è possibile determinare il numero di stabilità:

- frangimento di tipo plunging: $N_S = H/\Delta D_{n50} = 6.2P^{0.18}S^{0.2}N^{-0.1}\xi_m^{-0.5}$
- frangimento di tipo surging: $N_S = H/\Delta D_{n50} = 1.0P^{-0.13}S^{0.2}N^{-0.1}\sqrt{\cot\alpha}\xi_m^P$

dove:

- 32) D_{N50} rappresenta il diametro nominale medio dei massi;
- 33) $\Delta = (\gamma_s/\gamma_a) - 1$;
- 34) P è un fattore di permeabilità della struttura variabile in relazione alla sezione dell'opera:
 - 0,1 per le opere costituite da mantellata, strato filtro e nucleo impermeabile
 - 0,4 per le opere costituite da mantellata, strato filtro e nucleo poco permeabile
 - 0,5 per le opere costituite da mantellata e nucleo permeabile
 - 0,6 per le opere prive di nucleo;
- 35) S indica il grado di danneggiamento, pari a:
 - 2 se si considera il danneggiamento iniziale;
 - da 3 a 6 per danneggiamento intermedio;
 - 8 in caso di rottura.
- 36) N è il numero di onde della mareggiata;
- 37) ξ_m rappresenta il parametro di Iribarren, pari a $\xi_m = \tan\alpha/\sqrt{s_m}$;
- 38) α indica l'angolo che la scarpata della mantellata forma con l'orizzontale;
- 39) s_m rappresenta la ripidità dell'onda, data dal rapporto tra l'altezza d'onda e la lunghezza dell'onda a largo riferita al periodo medio (L_{0m});
- 40) $L_{0m} = g T_m^2/2\pi$.

L'approccio di Van der Meer fin qui descritto può essere impiegato anche nel caso in cui la struttura, seppur emersa, è tracimabile (strutture "low-crested"). In tal caso, infatti, basterà tenere conto di un **fattore di riduzione f_i** delle dimensioni dei massi, funzione dell'altezza della cresta fuori dall'acqua, pari a:

$$f_i = \left(1,25 - 4,8 \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{s_{op}}{2\pi}} \right)^{-1}$$

dove:

- 41) R_c rappresenta l'altezza del coronamento rispetto al livello del mare, tenuto conto del sovrizzo;
- 42) s_{op} è la ripidità dell'onda al largo, riferita al periodo di picco.

La formulazione è tuttavia valida solo se si verifica la condizione per cui: $0 < \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{s_{op}}{2\pi}} < 0,052$.

Le dimensioni dei massi in testata calcolate con l'approccio di Van der Meer si incrementano, a vantaggio di sicurezza, del 15%.

4.1.2 Calcolo dello spessore dello strato

Lo spessore della mantellata può essere ricavato in base all'espressione:

$$s = n \cdot K_{\Delta} \cdot D_{N50}$$

in cui n rappresenta il numero degli elementi nello spessore e deve essere ≥ 2 e K_{Δ} è un coefficiente di forma funzione del tipo di elemento e della tipologia di collocazione in opera, oltre che del numero di strati.

4.2 Verifica della transizione tra strati diversi

Poiché un'opera a gettata è costituita da strati di pezzatura differente, è necessario verificare la transizione tra gli stessi attraverso l'applicazione dei criteri di ritenzione, basati prevalentemente su considerazioni di carattere geometrico. L'effetto della forza di trascinamento esercitata dal flusso sui grani del terreno di base non viene considerata, ipotizzando quindi che la possibilità di movimento sia legata esclusivamente al rapporto tra la dimensione dei grani del terreno da proteggere e la dimensione dei pori del filtro.

Per la verifica della transizione tra due strati diversi è stato adottato il criterio proposto dal **CERC SPM** (1984), valido per mantellate di granulometria uniforme in condizioni di flusso non stazionario (esposte pertanto al moto ondoso).

Tale criterio si basa sulla limitazione del rapporto tra il diametro degli elementi del filtro o del materiale a granulometria maggiore (D_f) e quello degli elementi del materiale di base o del materiale a granulometria più fine (D_b):

$$\frac{D_f}{D_b} \leq 2,2$$

La verifica deve essere condotta con riferimento a strati contigui di materiali granulari aventi differente pezzatura.

5 DIMENSIONAMENTO DELLE SCOGLIERE INTERNE AL BACINO PORTUALE

Le scogliere interne al porto possono essere distinte, in relazione alle sollecitazioni e alle caratteristiche costruttive, nel seguente modo:

1. scogliera a ridosso del I braccio della darsena turistica, di lunghezza pari a 30 m e con coronamento posto a quota +1,20 m l.m.m;
2. scogliere a ridosso delle testate del molo sopraflutto e del molo martello, con quota di coronamento posta +2,00 m l.m.m.

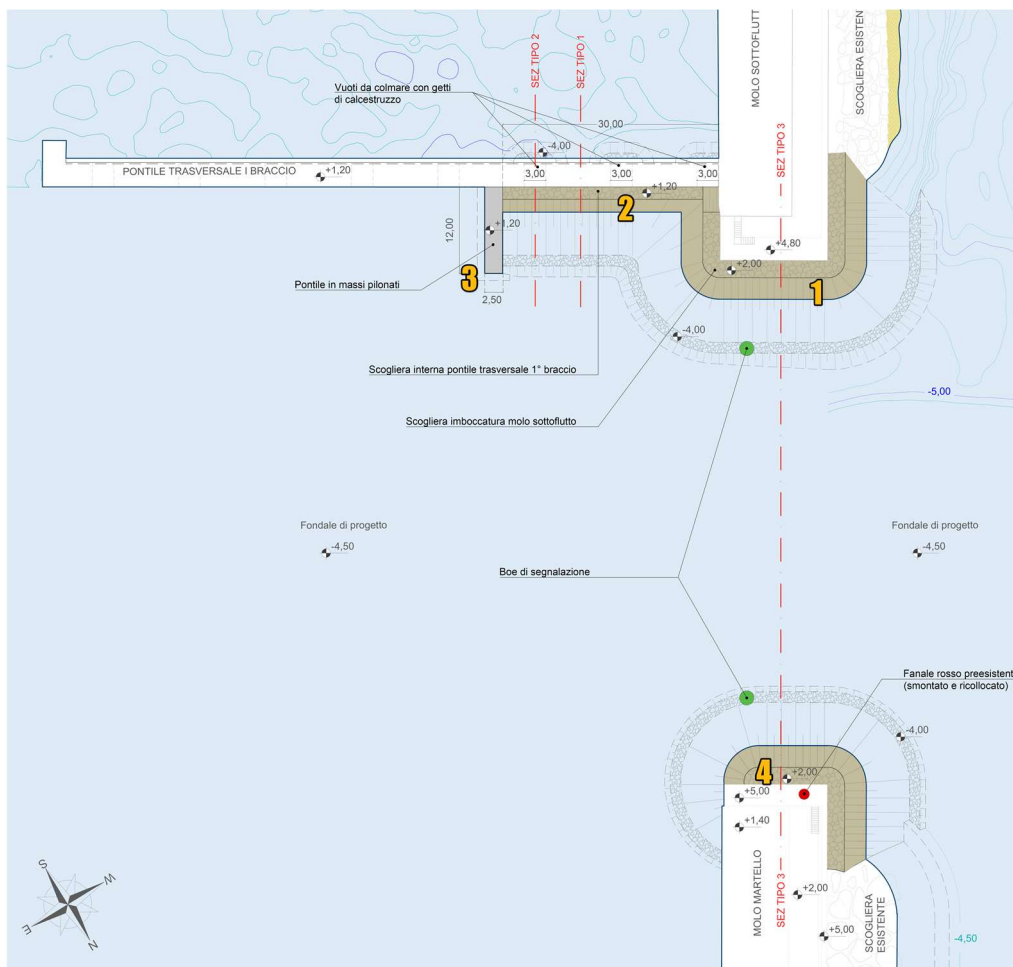


Figura 5-1 Stralcio planimetrico – Opere per la riduzione dell'agitazione interna e riqualificazione statica testata sottoflutto

Considerando i dati di input riportati nella successiva Tabella 5.1, tramite la formulazione di Van der Meer per le scogliere emerse e tracimabili (cfr. paragrafo 4.1.1), si è ricavato che la mantellata della scogliera a ridosso della darsena turistica sarà costituita da un doppio strato di massi naturali di seconda categoria (pezzatura variabile da 1,0 a 2,0 t), con spessore pari a 1,70 m.

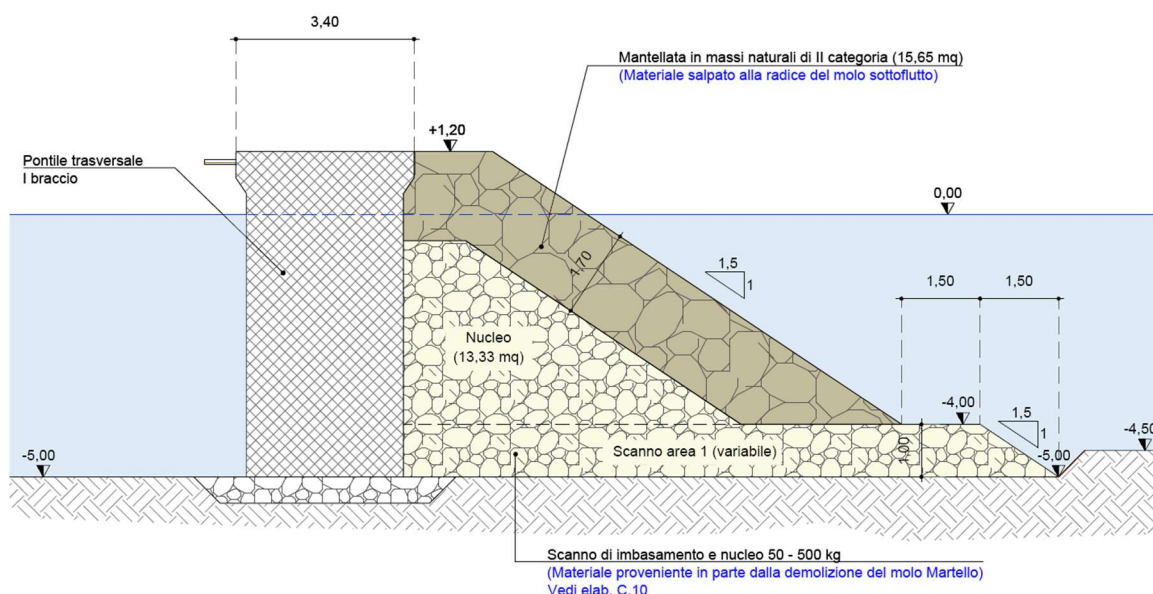


Figura 5-2 Sezione tipologica della scogliera a ridosso del I braccio della darsena turistica

Tabella 5.1 Caratteristiche della scogliera a ridosso del I braccio della darsena turistica

DATI DI INPUT			
Altezza d'onda di progetto	H_s	[m]	1,80
Peso specifico massi naturali	γ_s	[t/m ³]	2,60
Peso specifico acqua di mare	γ_a	[t/m ³]	1,03
Pendenza delle scarpate	$ctg\alpha$		1,5
Periodo di picco a largo	T_P	[s]	8,10
Fattore di permeabilità	P		0,5
Grado di danneggiamento	S		2
Numero di onde della mareggiata	N		6667
Altezza del coronamento rispetto l.m.m.	R_c	[m]	1,00
Fattore di riduzione strutture "low-crested"	f_i		0,90
DIMENSIONAMENTO MANTELLATA IN MASSI NATURALI (1,0 ÷ 2,0 t)			
Diametro medio	D_{N50}	[m]	0,82
Peso medio	W_{50}	[t]	1,45
Peso minimo	$W_{50,min}$	[t]	1,09
Peso massimo	$W_{50,max}$	[t]	1,82
VERIFICA TRANSIZIONE MANTELLATA IN 3 ^A CATEGORIA – SCANNO DI IMBASAMENTO			
Diametro minimo dei massi della mantellata	D_f	[m]	1,05
Diametro massimo dei massi dello scanno di imbasamento	D_b	[m]	0,58
Verifica	D_f/D_b		1,82

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE MARITTIME

Le scogliere lungo le testate del molo di sottoflutto e del molo martello sono collocate in un'area più esterna del bacino portuale e pertanto maggiormente esposta. Per operare a vantaggio di sicurezza si prevede di realizzare la mantellata con massi di dimensioni maggiori; nello specifico si impiegheranno massi di terza categoria, di peso compreso tra 3,0 e 5,0 t, disposti in doppio strato per uno spessore complessivo pari a 2,30 m.

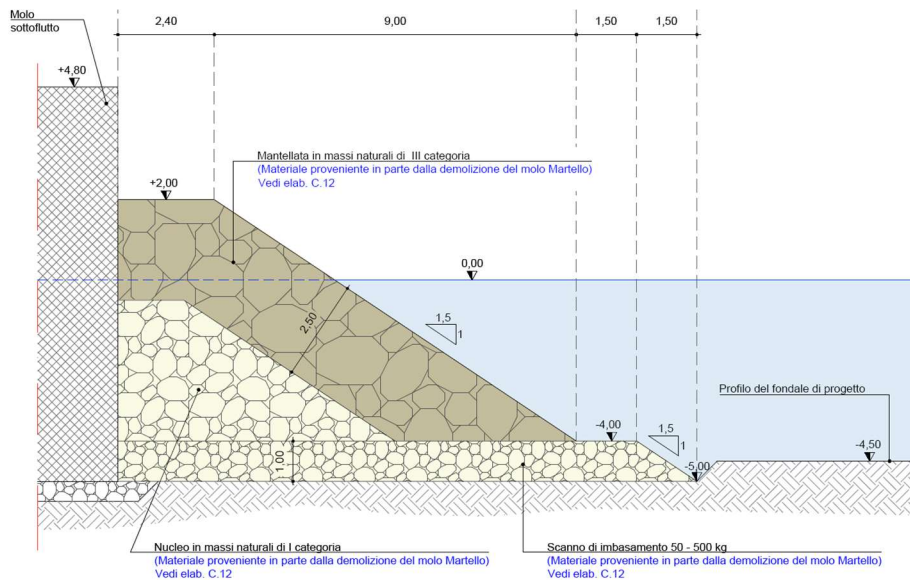


Figura 5-3 Sezione tipologica delle scogliere di testata

Per entrambe le tipologie di scogliera lo **scanno di imbasamento/nucleo** sarà costituito da massi del peso compreso tra 50 e 500 kg.

La verifica della correttezza della transizione tra la mantellata e lo scanno di imbasamento, può essere effettuato mediante l'applicazione del criterio del CERC (cfr. *paragrafo 4.2*) alla sezione con la mantellata costituita da massi di dimensioni maggiori. Considerando pertanto il diametro minimo dello strato superiore pari a 1,05 m (relativo ai massi naturali di terza categoria del peso minimo di 3,0 t) e il diametro massimo dello strato inferiore pari a 0,58 m (relativo ai massi del peso massimo di 500 kg), la verifica risulta soddisfatta in quanto il rapporto tra i due suddetti valori è pari a 1,82 e, pertanto, inferiore al valore limite di 2,2.

6 DIMENSIONAMENTO PENNELLO MARINA DI CETRARO

Lungo il litorale di Marina di Cetraro sarà realizzato un pennello in massi naturali, con la funzione di rendere più efficace e duraturo l'intervento di ripascimento.

I massi costituenti la mantellata del pennello sono stati dimensionati utilizzando la formulazione di Van der Meer per le scogliere emerse e tracimabili (*cf. paragrafo 4.1.1*).

A partire dai dati di input riportati nelle successive tabelle (Tabella 6.1 e Tabella 6.2), si è ricavato che la mantellata sarà costituita:

- in testata e per una lunghezza di 10 m a partire dalla stessa, da un doppio strato di massi naturali di terza categoria (si assume una pezzatura variabile da 3,00 a 5,00 t), con spessore complessivo pari a 2,30 m;
- in sezione corrente, a una distanza di 10 m dalla testata e procedendo verso terra, da un doppio strato di massi naturali di seconda categoria (si assume una pezzatura variabile da 1,0 a 2,0 t), con spessore complessivo pari a 1,65 m.

Per la realizzazione dello scanno di imbasamento saranno impiegati per l'intera estensione del pennello massi naturali del peso compreso tra 50 e 500 kg.

La verifica della transizione tra la mantellata e lo scanno di imbasamento è stata effettuata mediante l'applicazione del criterio del CERC (*cf. paragrafo 4.2*).

Effettuando la verifica per la sezione in testata, considerando pertanto il diametro minimo dello strato superiore pari a 1,05 m (relativo ai massi naturali di terza categoria del peso minimo di 3,0 t) e il diametro massimo dello strato inferiore pari a 0,58 m (relativo ai massi del peso massimo di 500 kg), la verifica risulta soddisfatta in quanto il rapporto tra i due suddetti valori è pari a 1,82 e, pertanto, inferiore al valore limite di 2,2.

Nel caso della sezione corrente, il diametro da considerare per lo strato superiore è pari a 0,73 (relativo ai massi naturali di seconda categoria del peso minimo di 1,00 t) e il rapporto di verifica è pari a 1,26, al di sotto del valore limite.

Per semplicità di lettura si riportano nelle seguenti tabelle i dati di input e i corrispondenti risultati relativi al dimensionamento del pennello in esame, per la sezione in testata e per quella corrente (i calcoli sono stati eseguiti in condizioni di onda frangente).

Tabella 6.1 Caratteristiche del pennello di Marina di Cetraro – Sezione in testata

DATI DI INPUT			
Altezza d'onda di progetto	H_b	[m]	2,94
Profondità sezione di calcolo	d_b	[m]	3,33
Peso specifico massi naturali	γ_s	[t/m ³]	2,60
Peso specifico acqua di mare	γ_a	[t/m ³]	1,03
Pendenza delle scarpate	$ctg\alpha$		2,0
Periodo di picco a largo	T_p	[s]	12,40
Fattore di permeabilità	P		0,5

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE MARITTIME

Grado di danneggiamento	S		2
Numero di onde della mareggiata	N		4355
Altezza del coronamento rispetto l.m.m.	R _c	[m]	0,50
Fattore di riduzione strutture "low-crested"	f _i		0,82
DIMENSIONAMENTO MANTELLATA IN MASSI NATURALI (3,0 ÷ 5,0 t)			
Diametro medio	D _{N50}	[m]	1,10
Peso medio	W ₅₀	[t]	3,95(*)
Peso minimo	W _{50,min}	[t]	2,96(*)
Peso massimo	W _{50,max}	[t]	4,93(*)
VERIFICA TRANSIZIONE MANTELLATA – SCANNO DI IMBASAMENTO			
Diametro minimo dei massi della mantellata	D _f	[m]	1,05
Diametro massimo dei massi dello scanno di imbasamento	D _b	[m]	0,58
Verifica	D _f /D _b		1,82

(*) in testata, a vantaggio di sicurezza, i valori ottenuti dal calcolo sono incrementati del 15%

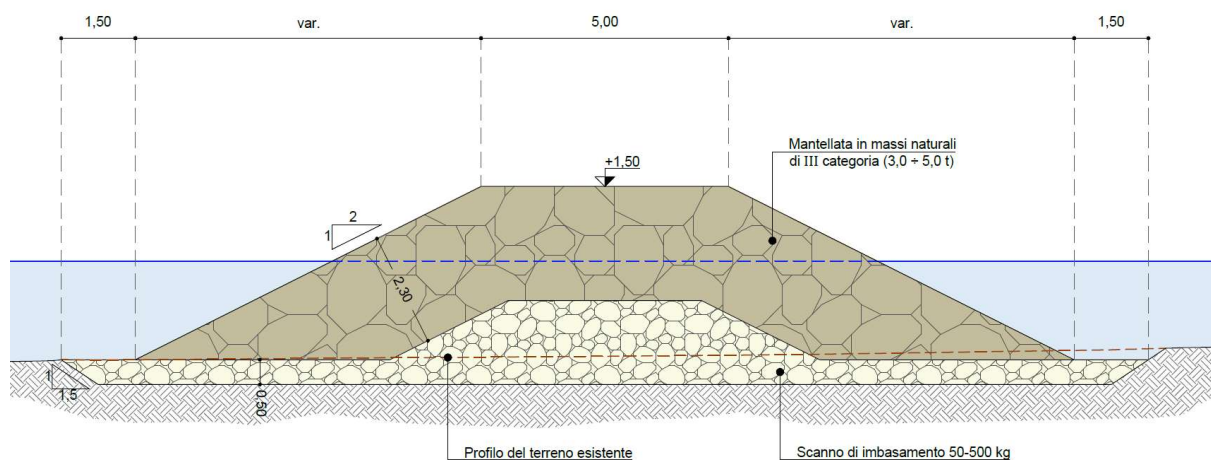


Figura 6-1 Sezione tipologica del pennello di Marina di Cetraro – Sezione in testata

Tabella 6.2 Caratteristiche del pennello di Marina di Cetraro – Sezione corrente in massi di II categoria

DATI DI INPUT			
Altezza d'onda di progetto	H_b	[m]	2,14
Profondità sezione di calcolo	d_b	[m]	2,16
Peso specifico massi naturali	γ_s	[t/m ³]	2,60
Peso specifico acqua di mare	γ_a	[t/m ³]	1,03
Pendenza delle scarpate	$ctg\alpha$		2,0
Periodo di picco a largo	T_P	[s]	12,40
Fattore di permeabilità	P		0,5
Grado di danneggiamento	S		2
Numero di onde della mareggiata	N		4355
Altezza del coronamento rispetto l.m.m.	R_c	[m]	0,50
Fattore di riduzione strutture "low-crested"	f_i		0,83
DIMENSIONAMENTO MANTELLATA IN MASSI NATURALI (1,0 ÷ 2,0 t)			
Diametro medio	D_{N50}	[m]	0,81
Peso medio	W_{50}	[t]	1,38
Peso minimo	$W_{50,min}$	[t]	1,00
Peso massimo	$W_{50,max}$	[t]	1,70
VERIFICA TRANSIZIONE MANTELLATA – SCANNO DI IMBASAMENTO			
Diametro minimo dei massi della mantellata	D_f	[m]	0,73
Diametro massimo dei massi dello scanno di imbasamento	D_b	[m]	0,58
Verifica	D_f/D_b		1,26

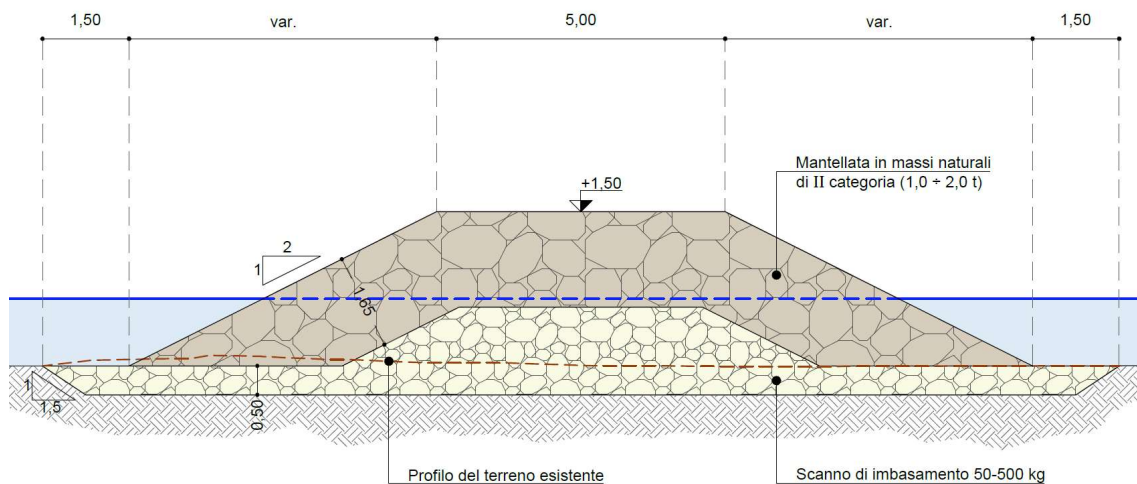


Figura 6-2 Sezione tipologica del pennello di Marina di Cetraro – Sezione corrente in massi di II categoria

7 PONTILI GALLEGGIANTI

Nel progetto è prevista la realizzazione di due nuove darsene: una destinata alla piccola pesca, in grado di ospitare 29 imbarcazioni (12 p.b. da 11 m e 17 p.b. da 8 m) e una destinata a scopi sociali e didattico-scientifici, formata da 90 posti barca da 6 m.

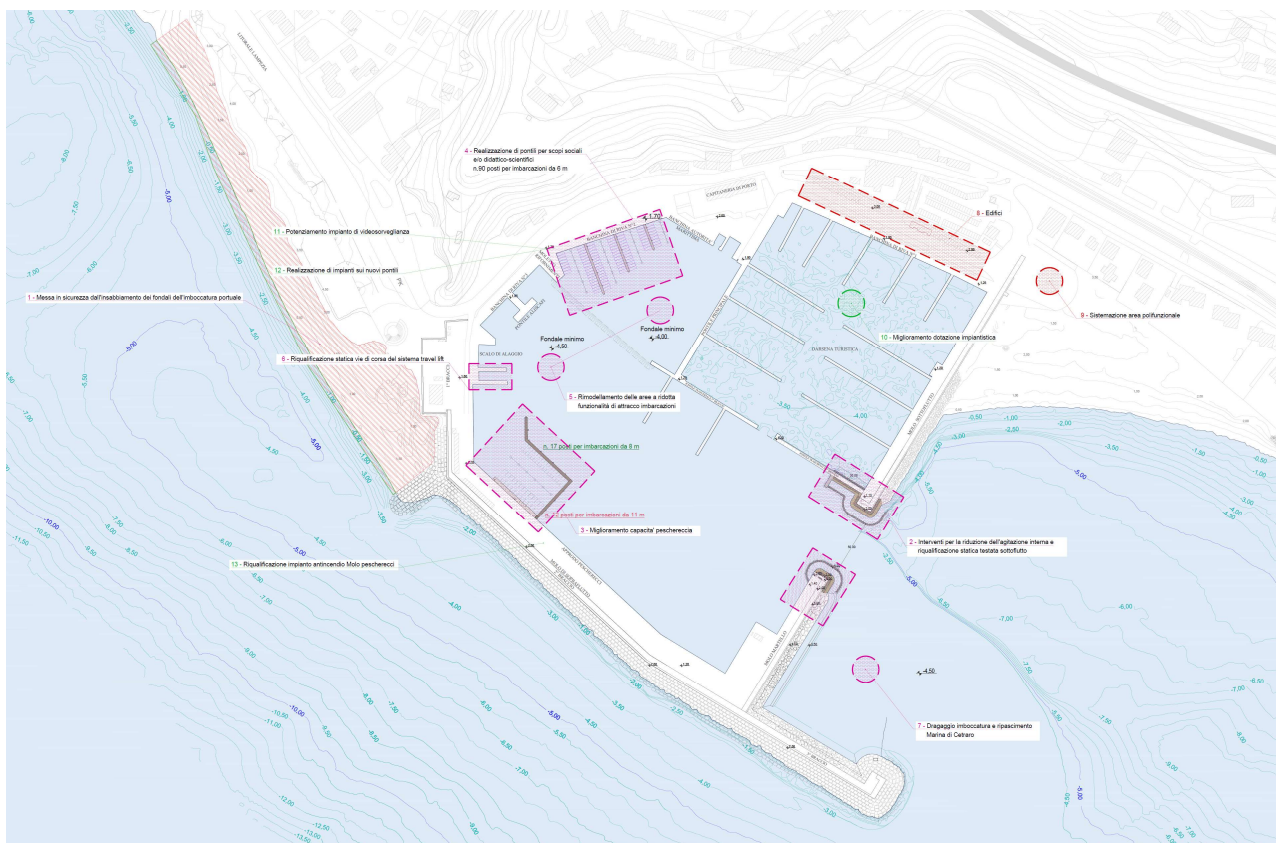


Figura 7-1-Stralcio Planimetria di progetto

Le attrezzature portuali previste comprendono pontili galleggianti costituiti da elementi modulari di larghezza minima pari a 2,00 m. I moduli sono supportati da unità galleggianti in speciale calcestruzzo armato con nucleo in polistirolo espanso a cellula chiusa che garantisce l'inaffondabilità.

L'accesso ai pontili, con quota di calpestio a +0,60, sarà garantito da una passerella della lunghezza di 6 m e larghezza di 1,30 m, costituita da un telaio in profilati di acciaio saldati e zincati a caldo secondo la norma uni 5744 e piano di calpestio in doghe di legno tipo Yellow Balau con corrimani laterali in tubolare di acciaio zincati a caldo.

Le caratteristiche tecniche principali dei pontili sono le seguenti:

- larghezza pontili a galleggiamento continuo: 2.50 m;
- larghezza pontili a galleggiamento discontinuo: 2.00 m
- lunghezza moduli pontili: 12.00 – 20,00 m;
- sovraccarico variabile minimo pontili a gal. discontinuo: 200 kg/m²;

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE MARITTIME

- sovraccarico variabile minimo pontili a gal. continuo: 400 kg/m².

A seguire si riporta lo schema rappresentativo dei pontili galleggianti tipo che si intende utilizzare all'interno delle due darsene:

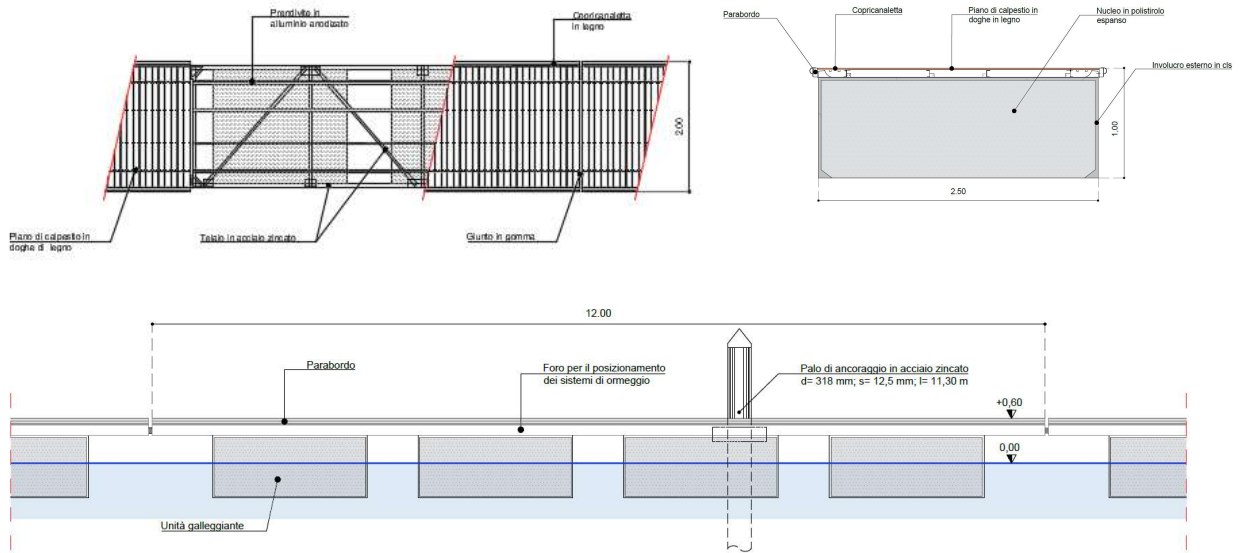


Figura 7-2 Pontile galleggiante a galleggiamento discontinuo

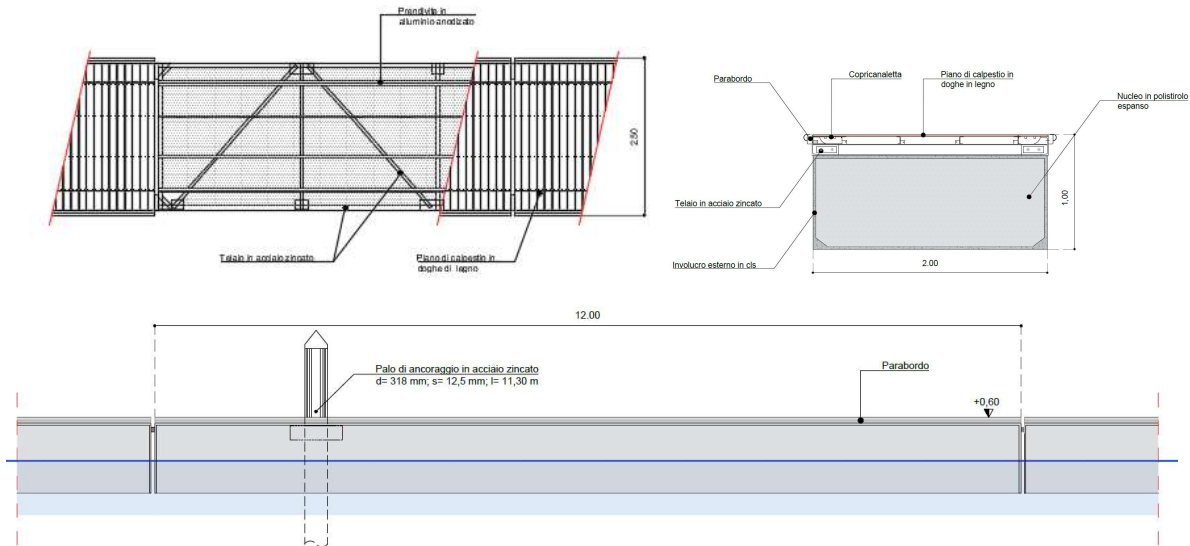


Figura 7-3 Pontile galleggiante a galleggiamento continuo

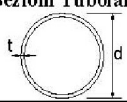
7.1 Sistema di ancoraggio

Il sistema di ancoraggio dei pontili sarà costituito da pali in acciaio zincato, infissi nel fondale, con

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE MARITTIME

le seguenti caratteristiche:

- profilo sezione palo: tubolare;
- diametro nominale (esterno): $d_e = 318,00$ mm;
- spessore: $t = 12,50$ mm;
- diametro interno: $d_i = 293,00$;
- area della sezione trasversale: $A = 119,97$ cm²;
- modulo di resistenza plastico: $W_{pl} = 1167,28$ cm³;
- tipo di acciaio: S 355 H;
- valore di snervamento dell'acciaio: $f_{yk} = 355$ MPa
- coefficiente ε : 0,81;
- prodotto $50\varepsilon^2$: 33,10
- rapporto tra diametro e spessore: $d/t = 25,4$;
- classificazione della sezione tubolare: Classe 1 - $d/t < 50 \varepsilon^2$ (vedi tabella di seguito riportata – rif. Tab. 4.2.V D.M. 17/01/2018);

Sezioni Tubolari						
						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ (Per $d/t > 90 \varepsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

- profondità di infissione: $L = 5$ m;
- quota fondale di progetto del bacino portuale: - 4,5 m l.m.m. per la darsena destinata alla piccola pesca e -4,0 m l.m.m. per la darsena destinata agli scopi sociali;
- quota azione trasmessa dal pontile al palo: +1,60 m s.l.m (tenuto conto del sovrizzo di 1,00 m come desunto dall'elaborato C.01 "Relazione idraulica marittima").

Per l'ubicazione planimetrica si rimanda all'elaborato C.15 e C.16.

7.2 Determinazione delle azioni agenti sui pali

L'azione sollecitante i pali è unicamente trasversale ed è originata dalla pressione del vento sulle imbarcazioni, che si traduce in un tiro sul pontile, scaricato a sua volta sui pali di ancoraggio.

Sono state studiate quattro diverse direzioni di provenienza del vento: due in direzione longitudinale e due in direzione ortogonale ai pontili.

Per determinare l'entità di queste azioni, si è fatto riferimento ai valori di velocità del vento riportati nelle "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 3.3 "Azioni del vento".

La velocità di riferimento per il calcolo delle azioni dovute al vento è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. Per la zona di interesse (zona 3), si può ricavare una velocità di riferimento $v_{b,0}$ pari a 27 m/s.

Tabella 7-1 Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s - Rif. Tab. 3.3.I –D.M. 17/01/2018

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

7.2.1 Schema di calcolo

Per il calcolo delle azioni agenti sul pontile derivanti dalla spinta del vento sulle imbarcazioni si è fatto riferimento allo schema di calcolo riportato negli *Australian Standard (AS 3962)*, paragrafo 4.8.3 "Wind Loads".

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$q_z = 0.0006 V^2$$

dove:

- q_z è la pressione dovuta al vento, in kPa
- V è la velocità di progetto del vento, in m/s.

La forza derivante dal vento viene successivamente ricavata secondo la seguente espressione:

$$F_D = c_D A q_z$$

dove:

- F_D è forza nella direzione del vento, in kN;
- c_D è il coefficiente di drag, che viene assunto pari a 1;
- A è la superficie esposta dell'elemento, in m²;
- q_z è la pressione dovuta al vento, in kPa, calcolata in precedenza.

Sulla base di tali formulazioni è possibile determinare la forza derivante dalla spinta del vento che agisce sulle imbarcazioni; nel calcolo si dovrà anche tenere conto dell'influenza delle imbarcazioni esterne schermo quelle più interne rispetto al vento (vedi dopo).

Determinate le spinte su ciascuna imbarcazione è possibile determinare lo sforzo globale agente sugli ancoraggi (pali) per ciascun pontile galleggiante nelle quattro direzioni di azione del vento.

Nel calcolo dello sforzo globale viene tenuto conto sia del contributo del corpo morto

nell'assorbimento di una parte del tiro dell'imbarcazione (in funzione della gerarchia delle rigidità si è ritenuto di applicare, nel caso di vento al traverso, il 30% del tiro complessivo al corpo morto e il restante 70% al pontile) sia dell'eventuale schermatura tra imbarcazioni adiacenti.

7.2.2 Velocità di progetto

Secondo quanto stabilito dagli Australian Standard, la velocità del vento di progetto deve essere pari a quella della raffica di durata pari a 30 s, caratterizzata da un tempo di ritorno pari a 50 anni.

Secondo gli Australian Standard la velocità media (mediata su 1 ora) può essere assunta pari a 0,6 volte la velocità della raffica.

La velocità di riferimento v_b ricavata dalle NTC del 2018 è una velocità media (mediata sui 10 minuti). Assumendo che la velocità media tende a rimanere costante nel periodo di tempo tra 10 minuti e 1 ora è possibile ricavare la velocità di progetto da impiegare per il calcolo a partire dalla velocità di riferimento.

Occorre inoltre tener conto del fatto che la velocità di riferimento è ricavata per l'altezza standard di 10 m. Considerando che le imbarcazioni sono posizionate mediamente ad altezze di 2 m dal mare, il vento può essere ridotto impiegando l'equazione che descrive la variazione verticale delle velocità:

$$V(10) = V(z) \left(\frac{10}{z} \right)^{1/7}$$

dove:

- $V(10)$ è la velocità del vento a 10 m dalla superficie del mare;
- z è la quota a cui si vuol calcolare la velocità;
- $V(z)$ è la velocità del vento alla quota z .

Applicando tale formula è stata ricavata una velocità di progetto $V(z=2 \text{ m})$:

$$V(z = 2 \text{ m}) = \frac{V(10)}{\left(\frac{10}{z} \right)^{1/7}} = 35,80 \text{ m/s}$$

7.2.3 Superficie esposta

I valori di riferimento delle superfici esposte, per il calcolo delle forze dovute al vento sono riportati nella seguente tabella in funzione della tipologia di imbarcazione. I dati mancanti sono stati ricavati mediante interpolazione.

Tabella 7-2 Superfici esposte al vento, in funzione della lunghezza e della tipologia del natante- Rif. Australian Standard AS3962

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE MARITTIME

Vessel Length	Motor Vessels		(Sail) Yachts	
	Superficie esposta		Superficie esposta	
	frontale	laterale	frontale	laterale
[m]	[m ²]	[m ²]	[m ²]	[m ²]
8	5	16	4	11
10	7	22	5	15
12	11	29	6	20
15	18	45	9	28
18	22	64	11	40
20	24	76	12	44
25	30	95	15	60
30	45	120	35	92
35	54	167	36	122
40	78	213	40	182
45	85	264	50	210
50	90	285	60	249

A favore di sicurezza, nel calcolo, si assume che tutte le imbarcazioni ormeggiate siano del tipo a motore.

Occorre inoltre tener conto del fatto che le imbarcazioni esterne schermano quelle più interne rispetto al vento. Gli Australian Standard stabiliscono che il carico totale è pari al 100 % per le imbarcazioni sopravento e pari al 20% per le imbarcazioni sottovento, come si può vedere nello schema riportato nella figura seguente:

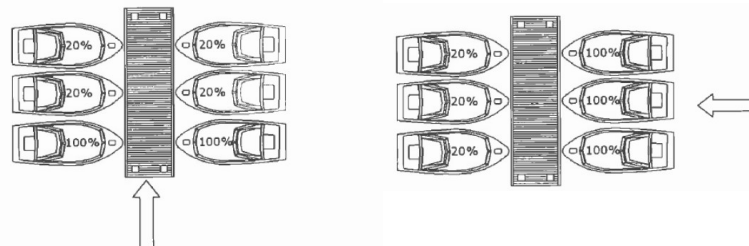


Figura 7-4 Schema dell'effetto della schermatura delle imbarcazioni sopravento per vento longitudinale al pontile (sinistra) e per vento ortogonale al pontile (destra)

7.2.4 Contributo del corpo morto

Tutte le imbarcazioni ormeggiate ai pontili galleggianti saranno vincolate anche ad un corpo morto. Con questo schema di ormeggio una parte del tiro dell'imbarcazione viene assorbito dal corpo morto; in particolare si può assumere che:

- le imbarcazioni sopravento non insistano sul pontile per vento in direzione ortogonale all'asse del pontile stesso, dal momento che il carico è completamente assorbito dal corpo morto;
- lo sforzo derivante dalla direzione del vento longitudinale al pontile venga assorbito per il 30% dal corpo morto e per il 70 % dal pontile.

7.2.5 Calcolo delle forze dovute al vento

Sulla base delle indicazioni fornite nel precedente paragrafo sono state le azioni agenti sul pontile derivanti dalla spinta del vento sulle imbarcazioni. Si riassume di seguito lo schema di calcolo impiegato:

- 1) è stata considerata la velocità del vento di riferimento $v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$;

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE MARITTIME

- 2) dalla velocità del vento di riferimento è stata ricavata la velocità di progetto (raffica) a 10 m dal mare $V_{(10)}=45,00$ m/s;
- 3) la velocità di progetto è stata ridotta per tener conto della quota effettiva a cui il vento agisce (mediamente 2 m) $V_{(2)}=35,80$ m/s;
- 4) è stata ricavata la pressione dovuta al vento $q_z=0.767$ kPa;
- 5) sono state individuate le superfici esposte per le imbarcazioni ormeggiate, considerando a favore di sicurezza che siano tutte imbarcazioni a motore;
- 6) per ciascuna imbarcazione sono state calcolate le azioni derivanti dalla spinta del vento nelle due direzioni principali (longitudinale e trasversale al pontile) considerando la tipologia delle imbarcazioni ormeggiate (superficie esposta) e la disposizione delle stesse rispetto la direzione di provenienza del vento (per tener conto della riduzione dovuta alla schermatura).
- 7) per ciascun pontile è stato calcolato lo sforzo globale tenendo conto del contributo dei corpi morti nell'assorbimento di una parte del tiro delle imbarcazioni;
- 8) considerando le azioni agenti sui pontili e il numero di pali degli stessi, è stata determinata l'azione massima agente sul singolo palo.

Nelle figure seguenti si riporta la distribuzione dei pontili e il sistema di riferimento per la definizione delle direzioni principali di azione del vento.

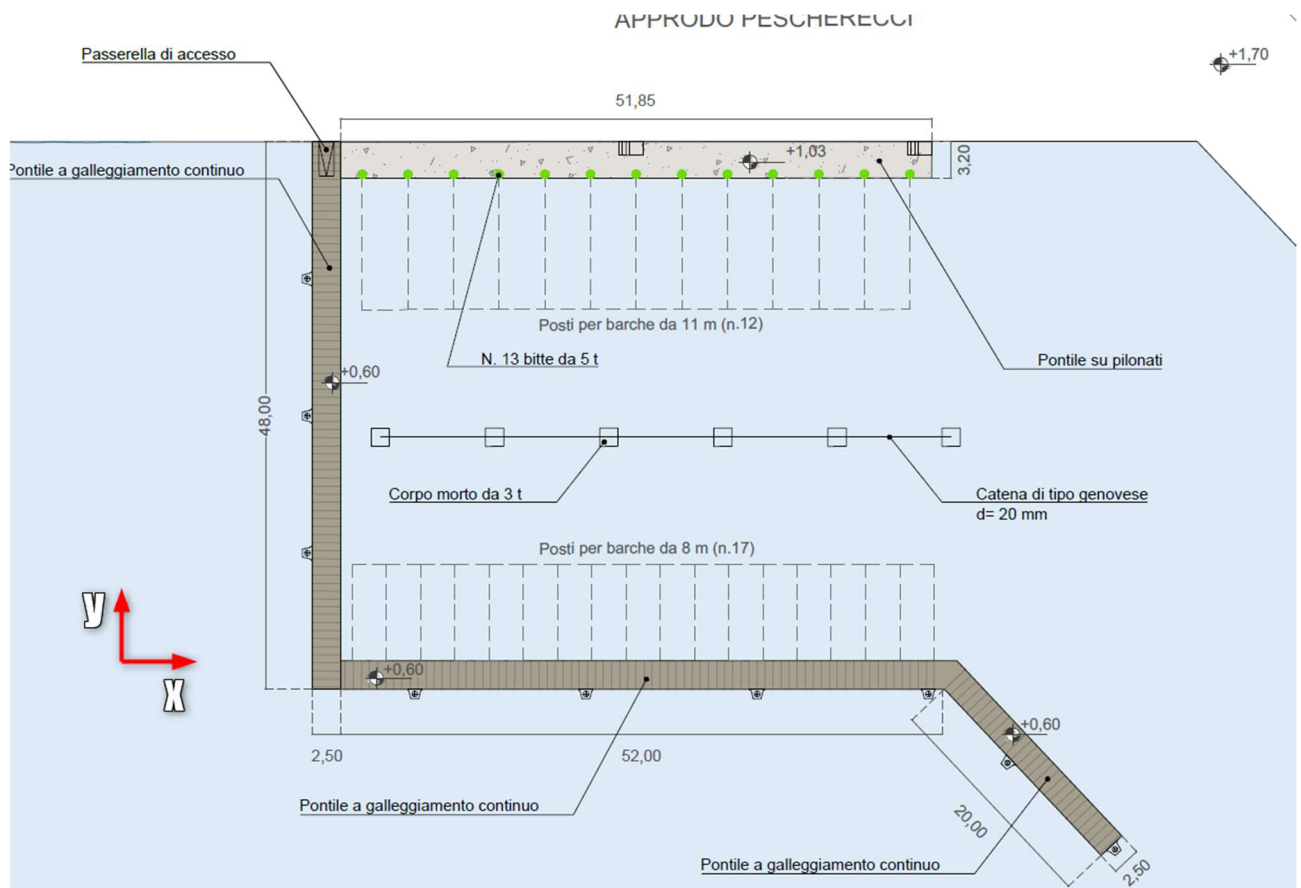


Figura 7-5 Stralcio planimetrico pontili galleggianti per la piccola pesca

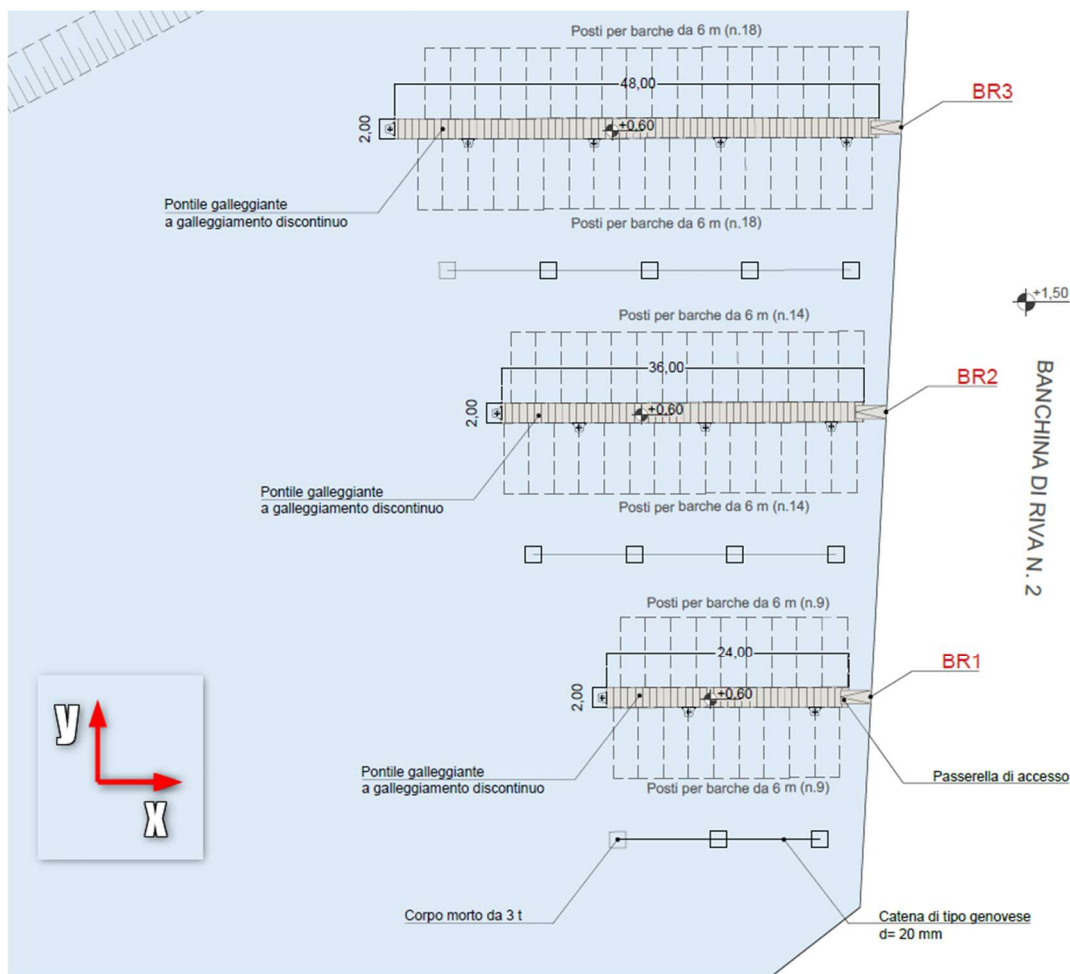


Figura 7-6 Stralcio planimetrico pontili galleggianti per scopi sociali

I risultati del calcolo vengono riportati nella successiva Tabella 7-3, nella quale, per ciascun pontile vengono riportate gli sforzi globali longitudinali e trasversali al pontile, lo sforzo globale massimo agente sul singolo palo F_{MAX} .

Tabella 7-3 Tabella riepilogativa azioni sul singolo palo

Riepilogo Azioni vento sui pali							
Pontile	Qy+ (kN)	Qy- (kN)	Qx+ (kN)	Qx- (kN)	Lpontile (m)	N.pali	Qmax
BR-3	11	11	66	66	48	5	13,23
BR-2	9	9	54	54	36	4	13,53
BR-1	6	6	39	39	24	3	13,03
P-1	0	0	0	0	20	2	0,00
P-2	0	4	36	36	52	4	9,02
P-3	0	0	0	0	48	3	0,00

7.1 Verifiche strutturali dei pali di ancoraggio

Nel presente paragrafo si procede alla verifica della sezione trasversale del palo caricato in testa dall'azione trasversale definita nel paragrafo precedente che, in considerazione delle condizioni di vincolo del palo stesso, genera nelle membrature della sezione tubolare sollecitazioni di flessione e taglio (si fa riferimento al punto 4.2.4 del D.M. 17-01-2018).

Il momento flettente di calcolo M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Considerato, come anticipato, che la sezione trasversale del palo appartiene alla classe 1, la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione è pari a:

$$M_{c,Rd} = \frac{M_{pl,Rd}}{\xi} = \frac{1 f_{yk} W_{pl}}{\xi \gamma_{M0}}$$

in cui si tiene conto del fattore di correlazione ξ , il cui valore è funzione del numero delle verticali di indagine secondo la tabella 6.4.IV del D.M. 2018:

Tabella 7-4 Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Mentre il momento di calcolo si ricava dalla seguente espressione (teoria di Broms- vedi elaborato C.04 "Relazione Geotecnica Opere Marittime"):

$$M_{Ed} = H \left(e + \frac{2}{3} f \right)$$

con:

9) H carico trasversale agente sul palo più sollecitato. Tale valore, essendo un'azione variabile, è amplificato con coefficiente pari a 1,5, in accordo alla Tab. 2.6.I del D.M. 2018;

10) $f = 0.816 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma' d}}$

Pertanto, nel caso specifico, considerando:

- 11) H= 13,53 kN x 1,5= 20,30 kN
- 12) ξ = 1,65 considerando 2 verticali di indagine;
- 13) f= 1,37 m
- 14) W_{pl} = 1167,28 cm³
- 15) f_{yk} = 35,5 kN/cm²
- 16) γ_{M0} = 1,05

si ottiene:

$$M_{Ed} = 128,09 \text{ kNm} < M_{c,Rd} = 239,18 \text{ kNm}$$

Per cui la verifica risulta soddisfatta.

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE MARITTIME

Si evidenzia, infine, che nella verifica sopra riportata non si è tenuto conto dell'influenza del taglio, poiché, come riportato nel paragrafo 4.2.4.1.2.6 del D.M. del 218, tale influenza può essere trascurata qualora il taglio di progetto V_{Ed} sia inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$.

Nel caso in esame la resistenza di calcolo a taglio, tenuto conto del fattore di correlazione ξ definito in precedenza, vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{1}{\xi} \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 903,54 \text{ kN}$$

essendo, per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme, $A_v = \frac{2A}{\pi}$, con A area lorda della sezione del profilo.

Mentre l'azione tagliante massima (amplificata x 1,5) vale 220,30 kN, per cui la verifica risulta soddisfatta risultando:

$$V_{Ed} = 20,30 \text{ kN} < V_{c,Rd} = 903,54 \text{ kN}$$

7.2 Calcolo soletta pontile fisso della darsena piccola pesca

L'impalcato, di spessore complessivo di 0,30 m, sarà costituito da coppelle prefabbricate di 0,18 m e getto di completamento in cls di 0,12 m. La pavimentazione sarà di tipo industriale con uno spessore di 0,03 m.

7.2.1 Prima fase: verifica coppelle

Si considerano le coppelle prefabbricate dello spessore di 18 cm semplicemente appoggiate alle travi portanti, con luce di calcolo massima pari a 6,62 m e sottoposte al peso proprio ed a quello del getto di completamento.

- Modello di calcolo: Trave appoggiata con carico uniformemente distribuito
- Analisi dei carichi unitari (per mq di impalcato):
 - p.p. coppelle (G1) $2500 \text{ kg/m}^3 \times 0,15 \text{ m} = 450 \text{ kg/m}^2$
 - p.p. getto di completamento (G2) $2500 \text{ kg/m}^3 \times 0,15 \text{ m} = 300 \text{ kg/m}^2$

Da cui, amplificando i carichi per 1,3 si ottengono le seguenti sollecitazioni massime:

- $M_{\max} = 1/8ql^2 = 5.341,10 \text{ kg}\cdot\text{m} = 52,38 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (in campata);
- $T_{\max} = 1/2ql = 3.227,25 \text{ kg}$ (agli appoggi).

La verifica è stata condotta con l'ausilio di un programma computerizzato (vedi figura) per quanto riguarda la flessione e con foglio di calcolo applicando le formulazioni del par. 4.1.2.1.3.5.1 del D.M. 17/01/2018 per quanto concerne la verifica di non necessità di armatura a taglio.

A seguire si riportano i risultati delle verifiche avendo considerato un'armatura all'intradosso della coppella di 8 $\phi 16$ al metro.

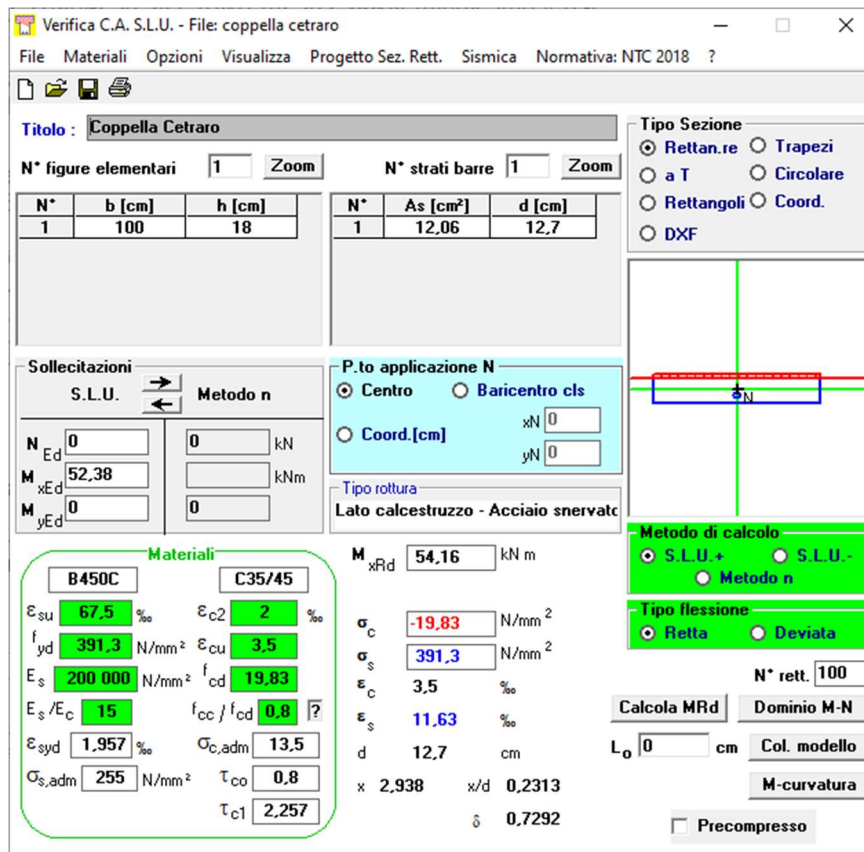


Figura 7-7 Calcolo Momento FASE 1

Verifica Momento:

$M_{Rd} > M_{Ed} \rightarrow 54,16 \text{ kN}\cdot\text{m} > 52,38 \text{ kN}\cdot\text{m}$ La verifica risulta soddisfatta

Verifica Taglio:

Elementi senza armatura trasversale resistente a taglio (*par. 4.1.2.1.3.5.1 del D.M. 17/01/2018*)

- *Taglio di Calcolo* $V_{Ed} = 3.227,25 \text{ kg}$
- $d = 120 \text{ mm}$
- $k = 2.29 > 2$ per cui si adotta $k = 2$
- $v_{min} = 0.61$
- $\rho_1 = 0.013 < 0.02$
- $\sigma_{cp} = 0$
- $b_w = 1000 \text{ mm}$
- *Resistenza al taglio senza armatura* $V_{Rd} = 12.405 \text{ kg}$
- $V_{Rd} > V_{Ed} \rightarrow 12.405 \text{ kg} > 3.227,25 \text{ kg}$

La verifica risulta soddisfatta pertanto non è necessaria l'armatura a taglio.

7.2.2 Seconda fase: verifica coppelle

Si considera la soletta finita dello spessore di 30 cm incastrata alle travi portanti, con luce di calcolo pari a 6,43 m e sottoposta al peso proprio, al peso della pavimentazione ed al carico variabile posto pari a 500 kg/mq.

- Modello di calcolo: Trave incastrata con carico uniformemente distribuito
- Analisi dei carichi unitari (per mq di impalcato):
 - p.p. solaio (G1) $2500 \text{ kg/m}^3 \times 0,30 \text{ m} = 750 \text{ kg/m}^2$
 - p.p. pavimentazione industriale (G2) 20 kg/m^2
 - carico accidentale (Q1) $= 500 \text{ kg/m}^2$

Da cui, amplificando i carichi permanenti per 1,3 e quelli variabili per 1,5 si ottengono le seguenti sollecitazioni massime:

- $M_{\max} = 1/12ql^2 = 6.394,71 \text{ kg}\cdot\text{m} = 62,71 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (all'incastro);
- $T_{\max} = 1/2ql = 5.795,81 \text{ kg}$ (all'incastro).

La verifica è stata condotta con l'ausilio di un programma computerizzato (vedi figura) per quanto riguarda la flessione e con foglio di calcolo applicando le formulazioni del par. 4.1.2.1.3.5.1 del D.M. 17/01/2018 per quanto concerne la verifica di non necessità di armatura a taglio.

A seguire si riportano i risultati delle verifiche avendo considerato un'armatura della soletta sia all'intradosso, di 8 $\phi 16$ al metro ($12,06 \text{ cm}^2$), che all'estradosso della soletta 6 $\phi 16$ al metro.

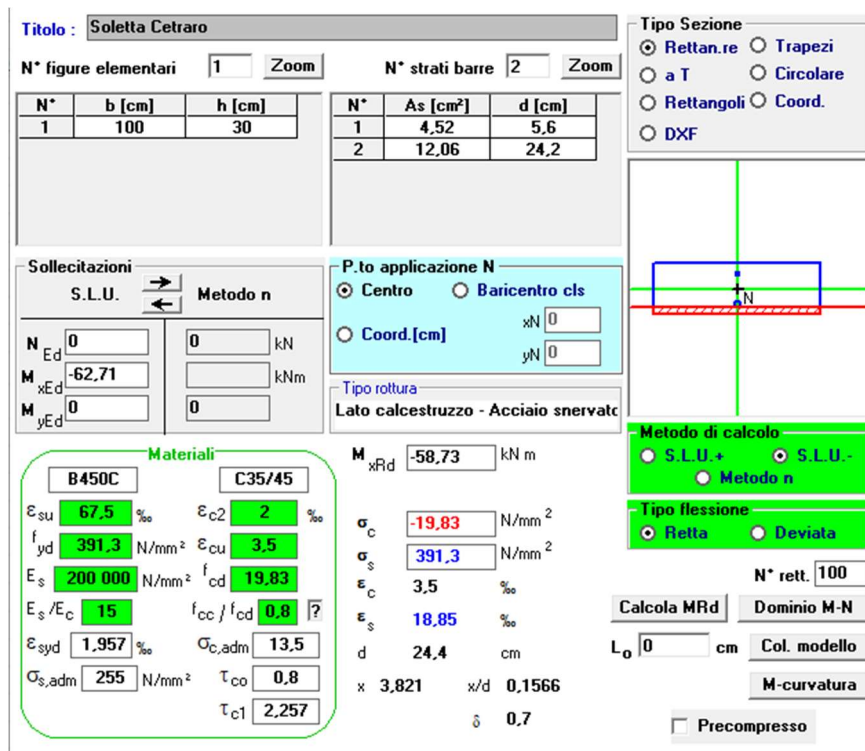


Figura 7-8 Calcolo momento FASE 2

Verifica Momento:

$M_{Rd} > M_{Ed} \rightarrow 58,73 \text{ kN}\cdot\text{m} > 62,71 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La verifica risulta soddisfatta

Elementi senza armatura trasversale resistente a taglio (*par. 4.1.2.1.3.5.1 del D.M. 17/01/2018*)

- **Taglio di Calcolo $V_{Ed} = 5\,795,81 \text{ kg}$**
- $d = 240 \text{ mm}$
- $k = 1,91 < 2$
- $V_{min} = 0.57$
- $\rho_1 = 0.012 < 0.02$
- $\sigma_{cp} = 0$
- $b_w = 1000 \text{ mm}$
- **Resistenza al taglio senza armatura $V_{Rd} = 19.4170,76 \text{ kg}$**
- $V_{Rd} > V_{Ed} \rightarrow 19.4170,76 \text{ kg} > 5\,795,81 \text{ kg}$

La verifica risulta soddisfatta pertanto non è necessaria l'armatura a taglio.

Inoltre viene inserita una rete elettrosaldata $\phi 5$ con passo 20x20 per la ripartizione trasversale dei carichi così come indicato dalle NTC2018 al par. 4.1.2.3.5.1.