1. PREMESSE

Nella presente relazione sono riportati tutti i calcoli statici e le verifiche relativi agli “Interventi Ristrutturazione di un tratto di passeggiata Ciccione – compresa tra gli stabilimenti “Corner Beach” e “La Scogliera” sito in Alassio – Passeggiata “A. Ciccione”. L’area di intervento è localizzata presso il Comune di Alassio, sulla zona litoranea situata sul fronte mare di levante, nei pressi del confine con il Comune di Laigueglia.



2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L’indagine e le relative considerazioni, sono state effettuate in conformità alla normativa vigente:

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 17 gennaio 2018 Norme Tecniche per le Costruzioni pubblicato il 20.02.2018 in sostituzione al D.M. 14/01/08 e succ. Circolari contenenti le “istruzioni applicative”.
- Decreto Legislativo n.180/1998 convertito in L. 267/1998 – Piani di Bacino Stralcio sul Rischio Idrogeologico – *Normativa di Piano,* con approvazione del 28/10/2002 e successive integrazioni, in particolare Allegato A alla D.C.P. n.38 del 30.06.2015.
- Regolamento Regionale Liguria n.1 del 16.03.2016, in aggiornamento al R.R. 3/2011 del 14.07.2011.

3. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

3.1. Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.1 delle NTC; nel caso in oggetto è assunta pari a:

- V_N = 50 anni – Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale

3.2. Classe d' Uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso la NTC definiscono 4 classi d'uso; si assume:

- 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 conseguenti varianti*

3.3. Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R:

- $V_R = V_N x C_U$ con C_U, definito, al variare della classe d'uso:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Ne deriva che il periodo di riferimento $V_R = 50x1.0 = 50anni$

4. AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.
La pericolosità sismica è definita in termini di:

- a_g – accelerazione orizzontale massima al sito;

- F_O - valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_c - periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tali valori, oltre essere funzione del sito di costruzione, dipendono dalla probabilità di eccedenza PV_R nel periodo V_R.

In particolare, durante gli eventi sismici, devono essere considerati i seguenti stati limiti, con le relative probabilità di superamento PVr:

- Stato Limite di Operatività (SLO) – Pv_R = 81%
- Sato Limite di Danno (SLD) – Pv_R = 63%
- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) – Pv_R = 10%
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC) – Pv_R = 5%

Il tempo di ritorno TR è dato dalla seguente relazione: $T_r = -V_R / (\ln(1 - PV_r))$, da cui si ottiene per lo SLV il Tr = 475 anni.

L'intervento si trova in corrispondenza del nodo individuato dalle seguenti coordinate geografiche:

- Latitudine ED50 43,9927° (43° 59' 34");
- Longitudine ED50 8,164° (8° 9' 50");
- Altitudine s.l.m. 6,2 m.



Da cui si ricava:

	T_r (anni)	**a_g (g)**	**F_O**	**T^*_C (s)**
Operatività (SLO)	30	0.025	2.495	0.180
Danno (SLD)	50	0.0356	2.569	0.206
Salvaguardia Vita (SLV)	475	0.1381	2.420	0.280
Prevenzione Collasso (SLC)	975	0.1883	2.458	0.300

4.1 Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

Il sottosuolo, in base al punto 3.2.2 delle NTC/2018 ricade all'interno della **categoria "B"** "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati"

- Terreni dei sottosuoli di tipo B 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.

La superficie del sottofondo risulta pressoché pianeggiante, pertanto dal punto di vista topografico la **categoria** di riferimento è "**T_1**".

Ne consegue che il coefficiente S, che tiene conto della categoria del sottosuolo vale:

$$S = S_S x S_t$$

Dove i valori S_S e S_T si determinano in base alle seguenti tabelle:

- ***S_S***:

Tab. 3.2.IV – *Espressioni di S_S e di C_C*

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

Da cui si assume S_S = 1.20 in quanto deve essere minore od uguale a 1.20 come evidenziato in tabella

- ***S_T***:

Tab. 3.2.V – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T*

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

Da cui si assume S_T = 1.00

$$S = S_S x S_t \quad \Rightarrow \quad \textbf{S = 1.20}$$

4.2 Verifiche agli stati limiti

In accordo con il DM 17.01.2018, le verifiche di sicurezza sono condotte verificando che non si raggiunga la condizione di stato limite ultimo coni valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici, mentre per le verifiche in condizioni di esercizio si è verificato che i cedimenti dei manufatti, dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione e dell'opera, siano compatibili con le sue funzionalità.

In particolare le verifiche di sicurezza (SLU: $E_d \leq R_d$) sono state effettuate secondo l'approccio 1 considerando la combinazione 2 (A2+M2+R2) assumendo per le resistenze lungo il piano di scorrimento (R2) il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.1$.

Inoltre l'analisi delle condizioni di stabilità delle opere in condizioni sismiche allo stato limite ultimo è stata eseguita mediante il metodo pseudo statico (7.11.3.5.2 D.M.17.01.2018) assimilando l'azione sismica ad un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza sono espresse dalle formule:

- $F_h = k_h \times W$
- $F_v = k_v \times W$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

- $K_h = \beta_s \times a_{max}$
- $K_v = \pm 0.5 \times K_h$

dove:

- $\beta_s = 0.28$ – coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito; tabella 7.11.I delle NTC2018, considerando che nel caso in esame $a_g(g) = 0.1381$ (compreso tra i valori $0.1 < a_g(g) \leq 0.2$) e la categoria del sottosuolo è B;

Tab. 7.11.I – *Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito*

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20



- a_{max} - accelerazione orizzontale massima attesa al sito
- $g = 9.81\ m/s^2$ – accelerazione di gravità

$$a_{max} = S \times a_g$$

con:

- $S = 1.20$ – coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T) che nel caso in esame è pari a 1.00
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido che nel caso in esame è pari a 0.1381

Sostituendo i valori numerici si ottiene:

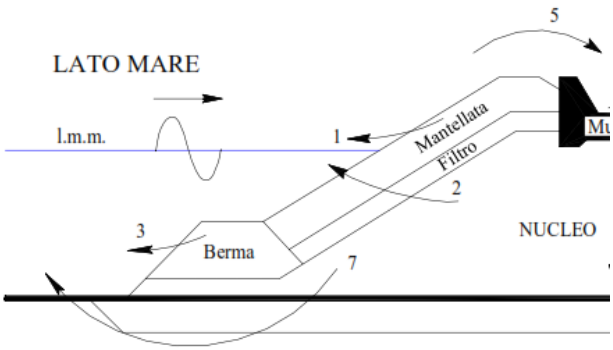
- $K_h = 0.0464$
- $K_v = \pm 0.0232$

5. VERIFICHE DI STABILITA’

- *Mantellata esterna*, costituita dai classici massi naturali che assicurano una struttura robusta ed una buona dissipazione dell’energia del moto ondoso; la messa in opera dei massi naturali dovrà essere effettuata alla rinfusa, nel senso che i massi saranno collocati in maniera disordinata ma tale da garantire comunque una porosità di circa il 35%. E’ quindi sconsigliato l’uso di pezzature troppo assortite e posa troppo regolare che aumentano l’intasamento e la stabilità del rivestimento, ma riducono l’assorbimento per permeazione incrementando i sormonti. La mantellata lato mare è costituita da massi naturali del peso compreso tra 1 e 3 t circa.
- *Uno strato di filtro*, realizzato con massi naturali da 50-1000kg, da realizzarsi nella sola porzione dove le fondazioni insistono su ciottoli e ghiaia (rif. relazione geologica Dott. Scarpati), interposto tra nucleo e mantellata esterna al fine di impedire l’asportazione del materiale costituente il nucleo a causa del moto ondoso.

Le principali verifiche di stabilità da eseguire, in accordo con le “Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime” redatto dal Consiglio Superiore del ministero dei Lavori pubblici (1996), sono:

1. contenimento dello spostamento dei massi della mantellata per effetto delle onde
2. contenimento della perdita di massi dello strato sottostante la mantellata
3. sormonto dell’onda sul coronamento



5.1. Definizione delle condizioni meteo marine di progetto

Per il dimensionamento strutturale della scogliera sono state definite le “forzanti” di progetto quali il moto ondoso incidente (onda di progetto) ed il contemporaneo massimo sovralzo della superficie marina.

Per la definizione dell’altezza significativa dell’onda si è fatto riferimento ai risultati dello studio meteo marino “Boa Arpal Capo Mele (SV)”, tenendo conto anche degli ultimi eventi straordinari, si è optato nella scelta dell’altezza d’ onda significativa, considerata nei calcoli, caratterizzata da un tempo di ritorno di 50 anni, è stata assunta pari a 5.90m con periodo di picco pari a circa 10s.

Tenendo conto della riduzione dell'altezza a riva e della profondità fondale di circa 1.00 mt al piede dell'opere, si ha un altezza media per tutta la lunghezza dell'intervento di circa 2.00 mt; è stata calcolata la massima altezza d'onda significativa limitata dal fondale; l'altezza 2.00 mt è data da una media sul rilievo eseguito tenuto conto delle variazioni fluttuanti del fondale in funzione delle maree, considerando un tirante idrico comprensivo del sovralzo di livello, si utilizza la seguente relazione (Kamphuis,1992):

$$H_{Sb} = 0.56 \cdot d_b \cdot e^{3.5 \cdot m}$$

Dove:

- H_{Sb} è l'altezza d'onda significativa frangente;
- d_b è la profondità del fondale al piede dell'opera comprensiva dei sovralzi;
- m è la pendenza media del fondale (h/b=50/1000).

Sostituendo i valori numerici si ottiene un'altezza d'onda frangente a ridosso dell'opera pari a:

H_{Sb} = 1.50 m (valore maggiorato per sicurezza)

Nei calcoli che seguono si è quindi tenuto conto del fatto che l'onda di progetto incide l'opera in condizioni di frangimento.

5.2. Contenimento dello spostamento dei massi della mantellata per effetto delle onde

Per il predimensionamento dei massi naturali della mantellata esterna delle opere difesa/delimitazione si è utilizzata la formula di **Hudson**:

$$W_{50} = \frac{\gamma_m x H_S^3}{(\frac{\gamma_m}{\gamma_w} - 1)^3 x k_d x \cot g \alpha}$$

Dove:

- H_S = altezza d'onda significativa pari a 1.50m
- W_{50} = peso medio teorico dei singoli massi (t)
- γ_m = 2.50t/m^3 – peso specifico dei massi
- γ_w = 1.03t/m^3 – peso specifico dell'acqua marina
- K_d = coefficiente di stabilità dipendente da numerosi parametri quali il tipo di masso, la pendenza, il tipo di onda, il numero di strati, la percentuale di danneggiamento assunta <5%; per onde frangenti e con massi naturali disposti in doppio strato il k_d è uguale a 2.0 per le sezioni correnti

Sostituendo i valori numerici si ottiene per la sezione corrente in massi naturali con pendenza 1:1

W_{50} ≅ 0.26 t (massi di I^a ctg)

Spessore mantellata, per determinarlo si è utilizzato la seguente espressione:

$$S = n \cdot k \cdot \left(W_{50} / \gamma_m\right)^{1/3}$$

Dove:

- N = 2 – numero degli strati
- K = 1.05 – coefficiente di strato
- γ_m = 2.50t/m^3 – peso specifico dei massi
- W_{50} = 0.26 t - peso medio teorico dei singoli massi (t)

Sostituendo i valori numerici si ottiene:

massi da 0,25t – 0,50 t:= 1.00m

(quantità complessiva scogliera circa 750 mc)

5.3. Contenimento della perdita di massi dello strato sottostante la mantellata

Al di sotto della mantellata delle scogliere tradizionali è necessario, per evitare il sifonamento e per la sola area dove le fondazioni appoggiano su ghiaia e sabbia, interporre almeno uno strato di filtro costituito da massi naturali di peso medio variabile tra 1/5 e 1/10 del peso dei massi sovrastanti; nel nostro caso, per il solo caso in cui la mantellata non appoggia su substrato roccioso consistente, i massi naturali appartengono alla classe 50 – 100kg.

Per determinare la dimensione (spessore) del filtro si è utilizzata la seguente espressione:

$$S = n \cdot k \cdot \left(W_{50} / \gamma_m\right)^{1/3}$$

Dove:

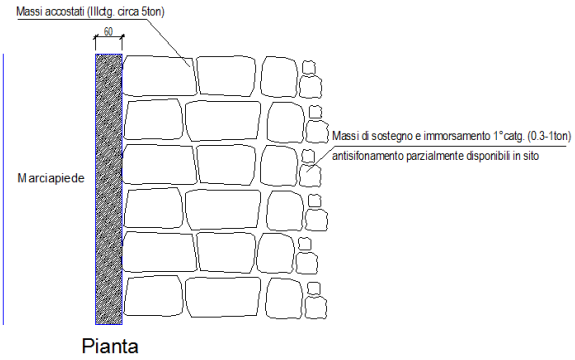
- N = 1 – numero degli strati
- K = 1.03 – coefficiente di strato
- γ_m = 2.50t/m^3 – peso specifico dei massi
- W_{50} = 0.08 t - peso medio teorico dei singoli massi (t)

Sostituendo i valori numerici si ottiene:

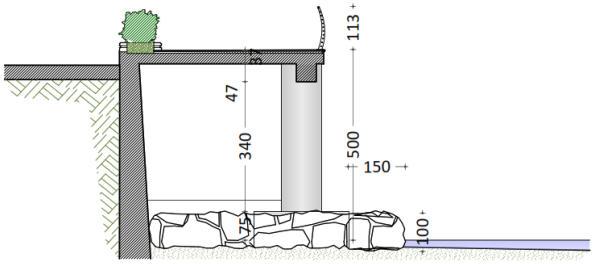
S = 0.32m

6. VERIFICHE RIBALTAMENTO E SCORRIMENTO

Si ipotizza una sezione schematica della massicciata come riportato in figura:



Pianta



Con i seguenti dati:

- Angolo di attrito $\varphi = 32°$ (ciottoli e ghiaie; da Relazione Geologia A. Scarpati)
- Peso volumico del terreno $\gamma_t = 19{,}00 kN/m^2$ (ciottoli e ghiaie; da Relazione Geologia A. Scarpati)
- $\gamma_m = 2.50 t/m^3$ – peso specifico dei massi
- Sovraccarico variabile $q = 12\ kN/m^2$

6.1 VERIFICA AL RIBALTAMENTO *(combinazione EQU+M_2+R_2)*

- Momento spingente di calcolo $M_{sd} = E_d$ (sfavorevole)

Con riferimento alla Tab.5, colonna M_2 e Tab. 6.2.II delle NTC 17/01/2018 si ha:

- Angolo di attrito: $tg\varphi' = \frac{tg\varphi}{\gamma_{\varphi'}} = \frac{tg32°}{1.25} = 0.5 \Rightarrow \varphi' = 27°$
- Peso per unità di volume del terreno: $\gamma_t = \frac{\gamma_t}{\gamma_\gamma} = \frac{19.00}{1} = 19kN/m^3$

Spinte di Calcolo

- Spinta dovuta al terreno:

$$S_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot tg^2\left(45° - \frac{\phi'}{2}\right) = \frac{1}{2} \cdot 19.00 \cdot 1.00^2 \cdot tg^2\left(45° - \frac{27°}{2}\right) = 3.60kN$$

- Spinta dovuta al sovraccarico variabile:

$$S_q = q \cdot h_1 \cdot tg^2\left(45° - \frac{\phi'}{2}\right) = 12 \cdot 1.00 \cdot tg^2\left(45° - \frac{27°}{2}\right) = 4.50kN$$

Questi valori verranno ampliati moltiplicandoli per i coefficienti parziali γ_F determinati dalla colonna EQU Tab. 6.2.1 delle NTC 17/01/2018, da cui:

- $S_{t,d} = S_t \cdot \gamma_{G1} = 3{,}60 \cdot 1.1 = 3.96kN$
- $S_{q,d} = S_q \cdot \gamma_Q = 4.50 \cdot 1.5 = 6.75kN$

Distanze di applicazione delle spinte:

- $d_t = \frac{h_1}{3} = \frac{1.00}{3} = 0.35m$
- $d_q = \frac{h_1}{2} = \frac{1.00}{2} = 0.50m$

- **Momento spingente di calcolo M_{Sd}:**

$$M_{Sd} = E_d = S_{t,d} \cdot d_t + S_{q,d} \cdot d_q = 3.96 \cdot 0.35 + 6.75 \cdot 0.50 = 4.80 kNm$$

- **Momento resistente di calcolo M_{Rd} :**

Coincide con il peso muro: $P = (1 \cdot 1.0 \cdot 1)m^3 \cdot 26.00 kNm^{-3} = 26.00 kN$

L'intensità di questo peso deve essere ridotta moltiplicandola per il coefficiente parziale γ_{G1} = 0.9 ricavato dalla colonna EQU Tab.4:

$$P_{1,d} = P_1 \cdot \gamma_{G1} = 26.00 \cdot 0.90 = 23.40 kN$$

La distanza di applicazione della spinta è pari :

d = 0.50m *(determinato graficamente in funzione dell'inclinazione massicciata)*

$$M_{Rd} = E_d = P_{1,d} \cdot d = 23.40 \cdot 0.50 = 11.70 kNm$$

- **Verifica :**

il momento resistente **M_{Rd}** viene diviso per il coefficiente parziale di riduzione della resistenza γ_R = 1.0 (colonna R_2 Tab. 6.5.1 delle NTC 17/01/2018) per ottenere il valore di progetto della Resistenza R_d; per la verifica si effettua quanto segue:

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{\frac{M_{Rd}}{\gamma_R}}{M_{Sd}} = \frac{\frac{11.70}{1.00}}{4.80} = 2.4 > 1$$ Verificato

6.2 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO *(combinazione A_1+M_1+R_3 approccio 2)*

- ***Spinta di Calcolo S_d=E_d (sfavorevole)***

- Spinta dovuta al terreno:

$$S_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot tg^2\left(45° - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1}{2} \cdot 19.00 \cdot 1.00^2 \cdot tg^2\left(45° - \frac{32°}{2}\right) = 2.92\ kN$$

- Spinta dovuta al sovraccarico variabile:

$$S_q = \frac{1}{2} \cdot q \cdot h_1 \cdot tg^2\left(45° - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1}{2} \cdot 12 \cdot 1.00 \cdot tg^2\left(45° - \frac{32°}{2}\right) = 3.32\ kN$$

Questi valori verranno ampliati moltiplicandoli per i coefficienti parziali γ_F determinati dalla colonna A_1 Tab. 4 delle NTC 17/01/2018, da cui:

- $S_{t,d} = S_t \cdot \gamma_{G1} = 2.92 \cdot 1.3 = 3.80kN$
- $S_{a,d} = S_a \cdot \gamma_Q = 3.32 \cdot 1.5 = 5.00kN$

Spinta totale di calcolo $S_d = E_d = S_{t,d} + S_{a,d} = 8.80kN$

- **<u>Azione resistente</u>** (favorevole)

Dipende dal peso muro moltiplicato per il coefficiente parziale γ_{G1} = 1.0, determinato in colonna A_1 Tab. 4

$$P = (1 \cdot 1.0 \cdot 1)m^3 \cdot 25.00kNm^{-3} = 25.00kN \quad \Rightarrow \quad \boldsymbol{P_{m,d} = P \cdot \gamma_{G1}} = 25.00 \cdot \mathbf{1}.0 = 25.00kN$$

Assumendo coefficiente di attrito f = 0.75, la forza di attrito vale:

$$F_a = P_{m,d} \cdot f = 25.00 \cdot 0.75 = 18.75kN$$

- **<u>Verifica</u>**

La forza di attrito F_a deve essere divisa per il coefficiente parziale per la resistenza γ_R = 1.1 (colonna R_3 della Tab. 6.5.1 NTC 17/01/2018), da cui si ha:

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{\frac{f \cdot P_{md}}{\gamma_R}}{S_d} = \frac{\frac{18.75}{1.1}}{8.80} = 2.15 > 1$$ Verificato

<u>PIANO D MANUTENZIONE</u>

(art. 4 comma 3/b L. 1086/1971 – ART. 93 COMMA 1 D.P.R. 380/01 – ART. 65 COMMA 3/B D.P.R. 380/01)

1. <u>SCOGLIERE</u>

- <u>*Mantellata esterna*</u>, costituita dai classici massi naturali che assicurano una struttura robusta ed una buona dissipazione dell'energia del moto ondoso; la messa in opera dei massi naturali dovrà essere effettuata alla rinfusa, nel senso che i massi saranno collocati in maniera disordinata ma tale da garantire comunque una porosità di circa il 35%. E' quindi sconsigliato l'uso di pezzature troppo assortite e posa troppo regolare che aumentano l'intasamento e la stabilità del rivestimento, ma riducono l'assorbimento per permeazione incrementando i sormonti. La mantellata lato mare è costituita da massi naturali del peso compreso tra 0,25 e 5 t circa.

- *Uno strato di filtro*, realizzato con massi naturali da 50-100 kg, interposto tra nucleo e mantellata esterna al fine di impedire l'asportazione del materiale costituente il nucleo a causa del moto ondoso.

1.1 Controlli da effettuare

Controllo generale:

Controllo a vista finalizzato alla verifica della conservazione delle caratteristiche geometriche di progetto. In particolare:

- verifica dell'assenza di danneggiamenti o assestamenti a seguito di mareggiate;
- resistenza dei massi della mantellata all'azione del mare.

Controllo particolare:

Effettuare dei controlli sulle opere in seguito a mareggiate di forte intensità di per una corretta diagnosi da effettuarsi in via preliminare ad eventuali interventi di ripristino delle sezioni.

Modalità d'uso:

Sopralluogo, Controllare la stabilità della mantellata e la presenza di eventuali anomalie.

Frequenza: Annuale

Anomalie *Spostamento; Formazione di cavità; Perdita di volume; Cedimenti*

Interventi *Ripristino Sezioni* sede collocazione massi.

Esecutore: Ditta specializzata

2. MANTELLATA IN PIETRAME

Costituisce oggetto della presente sezione la porzione di monte della scarpata arginale, ubicata da ambo le sponde, in prossimità di ponte Alto, al piede dei rilevati in terre rinforzate. La mantellata, di spessore pari ad almeno 100 cm, è costituita da massi naturali non gelivi e fortemente resistenti all'abrasione.

2.1 Controlli da effettuare

Descrizione: Controllo visivo dell'immersione dei massi e dello stato della cementazione, della pulizia e della funzionalità dell'opera.

Modalità d'uso:Sopralluogo, Controllare la stabilità della mantellata e la presenza di eventuali anomalie.

Frequenza: Annuale

Esecutore: Ditta specializzata

2.2. Manutenzione da effettuare

Descrizione: Ripristino sede collocazione massi.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti:**Frequenza**: Annuale

.