

REGIONE CAMPANIA  
PROVINCIA di SALERNO



UNIONE DEI COMUNI VELINI  
COMUNE DI CASAL VELINO

MESSA IN SICUREZZA ED ADEGUAMENTO  
INFRASTRUTTURALE  
DEL PORTO DI MARINA DI CASAL VELINO  
I° LOTTO - STRALCIO FUNZIONALE  
CIG : 7400806A4E - CUP : B79F17000080009

# PROGETTO DEFINITIVO

Titolo elaborato :

## RELAZIONE GEOTECNICA

1 8 0 0 2 P D R 1 1 - 1 G E O

Committente:  
Comune di Casal Velino

Area Tecnica  
Ufficio Urbanistica, Lavori  
Pubblici, Pianificazione

Responsabile del Procedimento  
Arch. Angelo GREGORIO

Progettazione:  
RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO

Capogruppo:

**MODIMAR**  
Via Monte Zebio 40 00195 ROMA

Mandanti:

Dott. Ing. Luigi RISPOLI  
Dott. Ing. Eugenio LOMBARDI  
Dott. Ing. Davide VASSALLO  
Dott. Geol. Michele CAMMAROTA  
POIESIS S.r.l. - Servizi per i Beni Culturali

Gruppo di lavoro:

Dott. Ing. Paolo CONTINI  
Dott. Ing. Davide SALTARI  
Dott. Ing. Marco DEL BIANCO  
Geom. Renzo PAREGGIANI

Data	Rev.	DESCRIZIONE	Redatto:	Verificato:	Approvato:
Dicembre 2019	1	Adeguamento a seguito parere SABAP SA-AV ed Ente PARCO	SALTARI	SALTARI	CONTINI
Dicembre 2018	0	EMISSIONE	VASSALLO	SALTARI	CONTINI

La MODIMAR s.r.l. si riserva la proprietà di questo documento con la proibizione di riprodurlo o trasferirlo a terzi senza autorizzazione scritta.  
This document is property of MODIMAR s.r.l. Reproduction and divulgation forbidden without written permission

Visto del Committente:

**COMUNE DI CASAL VELINO**

**INTERVENTI DI “MESSA IN SICUREZZA E ADEGUAMENTO INFRASTRUTTURALE  
DEL PORTO DI MARINA DI CASAL VELINO”  
1° LOTTO STRALCIO FUNZIONALE**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

**Committente:**

Comune di Casal Velino  
P. zza XXIII Luglio n° 6  
84040 – Casal Velino (SA)

**Progettisti:**

MODIMAR S.r.l.  
Ing. Luigi Rispoli  
Ing. Eugenio Lombardi  
Ing. Davide Vassallo  
Dott. Geol. Michele Cammarota  
Soc. POIESIS

## INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI PROGETTO E SCHEMATIZZAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>3</b>
<b>3. MODELLO STRATIGRAFICO DELLE SUPERFICI DI APPOGGIO .....</b>	<b>4</b>
<b>4. CARATTERISTICHE GEOMACCANICHE DEI TERRENI.....</b>	<b>6</b>
<b>5. CRITERI ADOTTATI PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE E LA VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE .....</b>	<b>6</b>
<b>6. VERIFICHE SUL TERRENO DI FONDAZIONE .....</b>	<b>8</b>
<b>7. CONCLUSIONI .....</b>	<b>11</b>

## **1. PREMESSA**

La presente relazione geotecnica posta a corredo del progetto definitivo relativo alla "Messa in sicurezza e adeguamento infrastrutturale del porto di Marina di Casal Velino – I Lotto Stralcio Funzionale" si basa sui risultati delle indagini eseguite in occasione dei lavori di "Riqualificazione e completamento del Porto di Casal Velino - Realizzazione banchina per imbarcazioni da pesca – FEP 2007-2013 e delle ulteriori informazioni ed accertamenti derivanti dallo studio geologico redatto specificamente per la realizzazione delle nuove opere a gettata previste nella presente proposta progettuale.

La campagna di indagini cui si è fatto riferimento è consistita nell'esecuzione di sondaggi geognostici finalizzati all'individuazione della stratigrafia dei fondali, con esecuzione di prove SPT, prelievo di campioni sottoposti a prove di laboratorio (analisi granulometrica, caratteristiche fisiche, prove di taglio ed udometriche) e di indagini sismiche (MASW). Per gli aspetti sismici legati alla possibile liquefazione dei sedimenti marini si rimanda a quanto individuato e indicato nella Relazione geologica allegata al presente progetto.

Tutte le informazioni sono state utilizzate per l'aggiornamento del quadro conoscitivo degli aspetti geologici, geomorfologici e idrogeologici finalizzati all'impostazione dei parametri geotecnici necessari per il dimensionamento e verifica dei terreni di imposta delle opere di difesa da realizzare, in ottemperanza alla vigente normativa.

Il presente studio riporta quindi l'individuazione delle sollecitazioni indotte sui fondali di appoggio delle dighe foranee di progetto previste dalla messa in sicurezza e l'adeguamento infrastrutturale del porto di Casal Velino.

## **2. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI PROGETTO E SCHEMATIZZAZIONE GEOTECNICA**

Come già citato, il progetto prevede la realizzazione di due nuove dighe foranee da realizzare per adeguare l'attuale configurazione portuale, ai fini di contrastare i fenomeni di insabbiamento dell'imboccatura portuale esistente e deposito di alghe morte all'interno dell'attuale darsena. Gli interventi sono rappresentati dalla realizzazione di un molo foraneo di ponente, radicato a terra sull'attuale linea di riva, e da un braccio (molo di levante) radicato sul tratto centrale dell'esistente molo di sopraflutto che per la loro conformazione andranno a costituire l'ampliamento del porto con la creazione di un nuovo avamposto che risulta separato dalla retrostante darsena mediante un pennello interno (rettilineo) radicato al molo di ponente ad una progressiva collocata a poco più della metà della sua lunghezza complessiva. Quest'ultimo risulterà più corto rispetto alla più lunga opera di delimitazione dell'avamposto prevista nel precedente progetto preliminare, in quanto gli interventi previsti nel presente progetto definitivo sono esclusivamente finalizzati alla messa in sicurezza dell'infrastruttura portuale nei confronti dell'insabbiamento e dell'accessibilità al porto da parte delle imbarcazioni.

Le nuove opere di difesa sono costituite da opere a gettata che verranno realizzate con elementi lapidei naturali di differente peso e pezzatura. La nuova diga di ponente si protende verso il mare aperto con percorso iniziale rettilineo e poi con forma curvilinea delimitando i nuovi specchi portuali interni e facilitando, in funzione della sua forma arcuata, il passaggio di sedimenti associati al trasporto solido longitudinale litoraneo.

Anche la diga di levante, sempre di forma curvilinea, presenta la testata alla stessa profondità di quella di ponente, completando la forma curvilinea delle nuove opere di difesa portuale esterne, al fine di agevolare il transito dei sedimenti da ponente a levante e viceversa (vedi Figura 1).

Le sagome delle suddette scogliere sono quelle classiche trapezoidali con berme di sommità orizzontali emergenti con quote tali da limitare il sormonto delle onde incidenti (all'aumentare della quota di sommità aumenta infatti l'efficienza nei confronti del possibile sormonto da parte delle onde più alte durante mareggiate più intense).

La nuova darsena interna (di ponente) non sarà banchinata internamente, ma risulterà costituita da scarpate inclinate costituite da elementi lapidei naturali sia lato mare che lato porto.

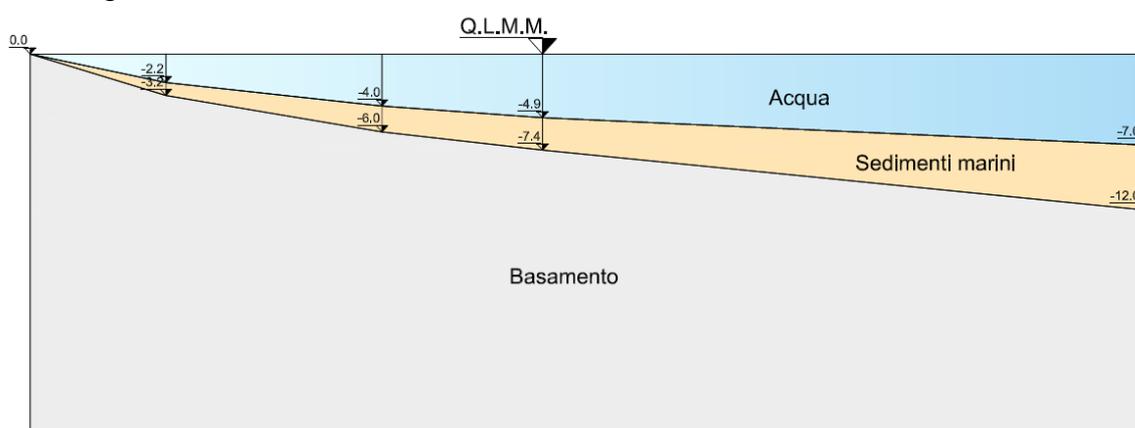


Figura 1 – Configurazione portuale attuale e di progetto

### 3. MODELLO STRATIGRAFICO DELLE SUPERFICI DI APPOGGIO

La caratterizzazione stratigrafica dei terreni interessati della realizzazione delle opere a gettata previste in progetto è stata effettuata utilizzando i risultati di indagini geognostiche pregresse eseguite nell'area portuale (molo di sottoflutto), eseguite recentemente durante i lavori di adeguamento della banchina interna dell'esistente opera di difesa dal moto ondoso. L'impiego dei risultati disponibili si ritiene giustificata, in quanto l'ubicazione della diga foranea di ponente, parallela al molo di sottoflutto, dista poche centinaia di metri, mentre quella di levante si presenta come una naturale estensione (anche per l'allineamento) all'esistente molo di sottoflutto. In ogni caso si ritiene altrettanto opportuno che in fase di progettazione esecutiva debbano essere ripetute le indagini volte alla specifica caratterizzazione geotecnica dei terreni di imposta, al fine di confermare i parametri utilizzati per le verifiche eseguite e riportate di seguito.

Come indicato nella Relazione Geologica, le superfici di imbasamento delle esistenti opere portuali sono costituite da argilliti di colore grigio, scagliose, con livelli litoidi marnoso-calcarei di colore nerastro, con fratture riempite di calcite biancastra la cui consistenza varia in funzione del grado di alterazione. Le profondità di rinvenimento di tale terreno è variabile da un minimo di 9,5÷9,6 m per l'area del molo di sottoflutto a circa 17,5 m per quella della mantellata del molo di sopraflutto. Al disopra di questo basamento sono presenti sabbie da fini a medie, poco addensate miste a ciottoli; sabbie grossolane frammiste a ciottoli eterometrici di natura prevalentemente marnosi di colore nerastro e/o grigio verdastro, con livelli limo-sabbiosi; sabbie limose marroni-verdastre, con rari ciottoli litoidi di piccole dimensioni. Lo spessore è variabile in funzione dell'aumento della profondità. I sondaggi eseguiti in prossimità delle aree di banchina mostrano come lo spessore dei sedimenti marini aumenti procedendo riva verso il largo.



SEZIONE STRATIGRAFICA SCHEMATICA

In prossimità della terraferma, intercalati ai depositi di spiaggia, si rinvengono blocchi a spigoli vivi di natura terrigena o carbonatica e subordinatamente ghiaie grossolane, che ne complesso costituiscono i depositi di piede di falesia.

In sintesi, per l'area interessata dai lavori in oggetto è possibile schematizzare la seguente stratigrafia:

	<i>Sedimenti marini</i>	<i>Basamento</i>
<i>Profondità fondale m</i>	<i>Spessore medio m</i>	<i>Spessore medio m</i>
da 0 a 2,2	da 0 a 1	n.d.
da 2,2 a 4	da 1 a 2	n.d.
da 4 a 4,9	da 2 a 2,5	n.d.
da 4,9 in poi	da 2,5 a oltre 3 m	n.d.

**Tabella 1 - Stratigrafia**

#### 4. CARATTERISTICHE GEOMACCANICHE DEI TERRENI

Dalle analisi di laboratorio eseguite su alcuni campioni presi durante la suddetta campagna di indagini per la caratterizzazione geotecnica dei terreni finalizzata all'esecuzione della rettifica della banchina di sottoflutto, si sono desunti i seguenti valori geomeccanici medi delle formazioni situate al di sotto della superficie del fondale marino:

<i>Sedimenti marini</i>	<i>Basamento</i>
<i>Peso di volume 14,7÷16,67 kN/m<sup>3</sup></i>	<i>Peso di volume 19,56÷20,61 kN/m<sup>3</sup></i>
<i>Coesione 0,00 kN/m<sup>2</sup></i>	<i>Coesione 1,77÷ 14,19 kN/m<sup>2</sup></i>
<i>Angolo di attrito = 18°÷20°</i>	<i>Angolo di attrito = 25,93÷29,55°</i>

**Tabella 2 - Parametri geomeccanici delle formazioni di imposta**

La categoria di suolo per i terreni in oggetto è stata valutata anche tramite dati elastodinamici ottenuti dalla prova sismica del tipo MASW eseguita nell'aprile/maggio 2011 lungo il molo di sottoflutto esistente, da cui è stata individuata una categoria di sottosuolo assimilabile alla B, mentre la categoria topografica è rappresentata dalla T1: superfici pianeggianti con inclinazioni < 15°. Per maggiori approfondimenti sulle indagini geognostiche pregresse eseguite, sull'ubicazione dei sondaggi effettuati, sulle prove sui campioni e sulle indagini geofisiche si rimanda agli allegati della relazione geologica (Elaborato 18 002 R 010 0).

#### 5. CRITERI ADOTTATI PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE E LA VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE

Le opere a gettata facenti parte del presente progetto sono state sottoposte all'esame del carico limite sul piano di fondazione, al fine di verificare l'idoneità dei terreni di fondazione nei confronti del carico trasferito sul fondale marino derivante dalla realizzazione delle citate scogliere.

Le verifiche a carico limite delle fondazioni delle "opere a gettata in massi naturali", possono essere eseguite facendo riferimento alla trattazione di Terzaghi - Reissner, che per una fondazione continua propone la seguente formulazione:

$$q_{lim} = (N_q * y) + (N_c * c) + (N_y * y * b) \quad (1)$$

dove:

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \phi/2) e^{\tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_y = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

$\phi$  = angolo di attrito

c = coesione del terreno

q = tensione verticale al piano di posa

y = peso dell'unità di volume del terreno

b = semilarghezza della fondazione

Nell'utilizzo dell'espressione (1) si deve tener conto del fatto che la struttura del fondale ed il terreno di fondazione sono collocati in acqua, per cui si dovrà considerare il peso del terreno alleggerito, mentre il carico limite andrà considerato al netto del peso dell'acqua; pertanto, nel calcolo delle tensioni agenti sul piano di posa delle fondazioni il peso specifico dei massi potrà essere considerato alleggerito dal peso specifico dell'acqua.

Nella precedente espressione (1) i primi due termini sono pari a zero poiché la profondità del piano di posa è pari a zero (fondale marino), così come la coesione, mentre  $N_y$  è pari a 4,80.

Per il calcolo del carico limite si è adottato un coefficiente di sicurezza pari a 3, ottenuto facendo riferimento all'Approccio 2 delle NTC 2018 (A1+M1+R3) secondo cui, considerando i soli carichi permanenti strutturali, il coefficiente di sicurezza è ottenuto dal prodotto di 1,3 (Condizione A1: coefficiente amplificativo delle azioni) e di 2,3 (coefficiente riduttivo sulla resistenza), come indicato nelle seguenti tabelle:

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

**Tabella 1 – Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche SLU (NTC2018 - Tab.2.6.1)**

Effettuando il calcolo come sopra indicato si ottiene quindi il seguente valore del carico limite:

$$q_{lim} = (N_y \times y \times b) = 4,80 \times (1,50 - 1,00) \times 11 = \mathbf{26,40 \text{ N/cm}^2}$$

Il carico d'esercizio ammissibile dovrà essere pertanto, sempre utilizzando l'Approccio 2 delle NTC2018 e considerando che il carico agente sarà legato ai soli carichi permanenti strutturali, diviso per il fattore di sicurezza pari a 3:

$$q_{es} = q_{lim}/3,00 = 26,40 / 3,00 = \mathbf{8,80 \text{ N/cm}^2}$$

## 6. VERIFICHE SUL TERRENO DI FONDAZIONE

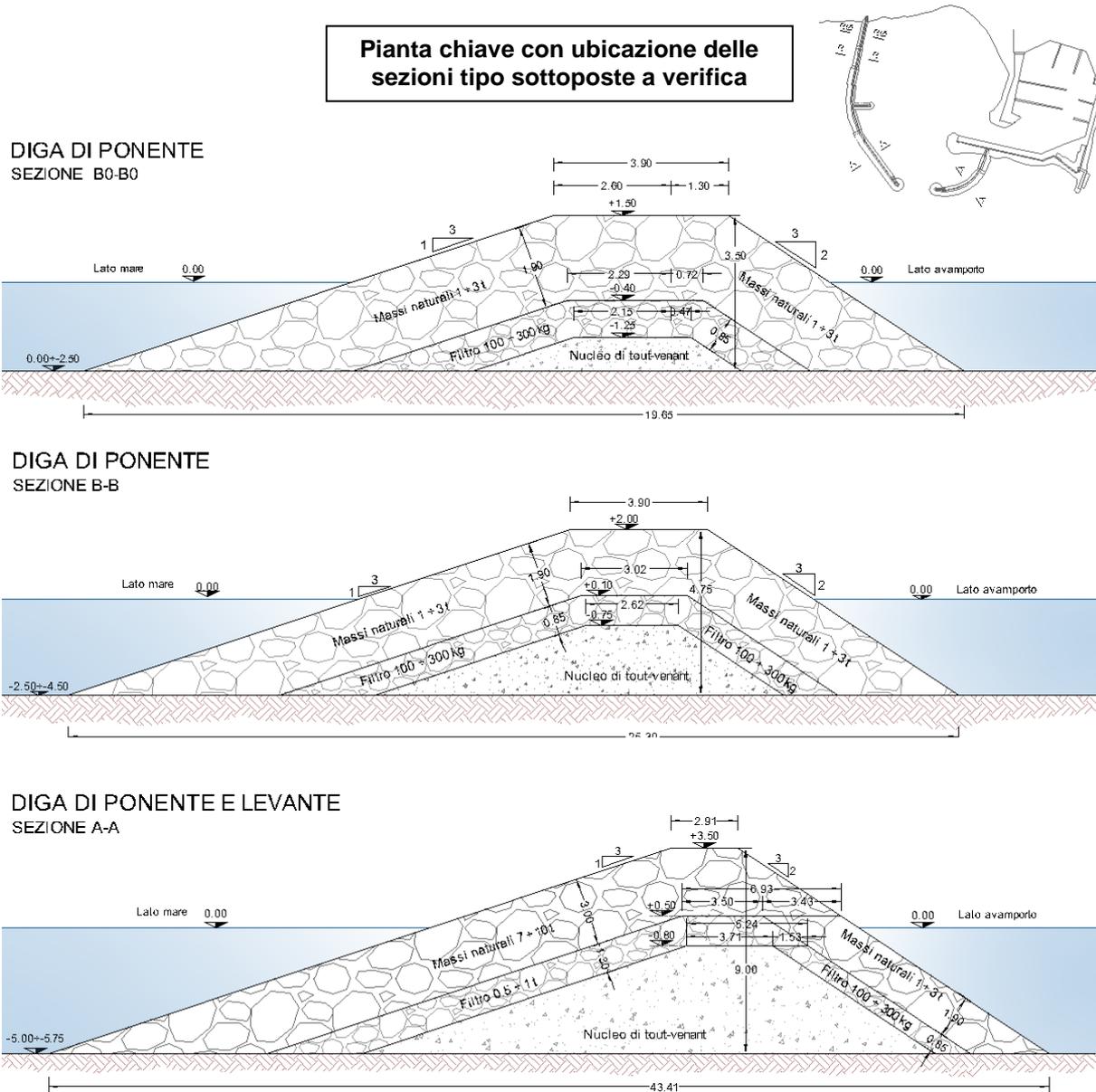
La verifica della compatibilità delle tensioni indotte dalla struttura con le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione è stata eseguita confrontando le tensioni generate dai carichi agenti dovuti al peso proprio dell'opera con il carico limite della fondazione per il coefficiente di sicurezza in esercizio.

Nel progetto Definitivo emesso nel Dicembre 2018 (Rev. 0) si è proceduto al calcolo delle sollecitazioni indotte sul piano di posa utilizzando la sezione tipo B-B delle opere a gettata previste in progetto, essendo quella con la minore superficie di appoggio sul fondo marino. Nella rivisitazione del progetto definitivo, a seguito delle richieste di integrazione fornite dall'Ente Parco e dalla Soprintendenza, si è analizzata la possibilità di valutare la realizzazione di scogliere emerse meno impattanti, almeno nel tratto iniziale e di radicamento sul tratto di costa sabbioso ritenuto di grande valore paesaggistico. Nella versione progettuale proposta con la presente Rev. 1 del progetto definitivo si è adottata per la diga foranea di ponente, nel suo primo tronco, una sezione con minore superficie di appoggio (Sezione B0-B0), che rappresenta la condizione più gravosa ai fini delle sollecitazioni trasmesse dall'opera a gettata al terreno di fondazione.

Il ridimensionamento delle sezioni della diga foranea di ponente è stato operato nel suo tratto iniziale (fino a circa un terzo del suo sviluppo), associato all'abbassamento delle berme di sommità nei due tratti individuati, rispettivamente posti a quota +1.50 m (Sezione B0-B0) e +2.00 m sul l.m.m. (Sezione B-B).

Pertanto nella rivisitazione progettuale della presente Rev. 1 del progetto definitivo è stato effettuato il calcolo delle sollecitazioni indotte sul piano di posa utilizzando le tre sezioni tipologiche delle opere a gettata più gravose dal punto di vista geotecnico:

- Sezione tipo B0-B0;
- Sezione tipo B-B;
- Sezione tipo A-A.



**Figura 2 – Sezioni trasversali sottoposte alle verifiche del carico limite**

Le tensioni sul terreno sono, per sezione interamente reagente:

$$\sigma_{max} = N/A + e \times N/W$$

$$\sigma_{min} = N/A - e \times N/W$$

Il contributo alle tensioni indotte dalle strutture in elevazione dalla eccentricità dei carichi è sostanzialmente pari a zero, in quanto essa può essere prodotta dalla asimmetria delle opere, dall'azione sismica e dall'azione del moto ondoso. Detti contributi possono essere considerati trascurabili essendo la sezione presa in esame un tronco di piramide pseudo-simmetrica, avendo le scarpate di differente inclinazione. Applicando, come da normativa vigente l'Approccio 2, il carico sarà amplificato di un coefficiente di sicurezza pari ad 1,3 (vedi tabella riportata poco sopra).

La tensione agente sul piano di appoggio, considerando l'alleggerimento dovuto all'immersione in acqua, è pari a:

$$\sigma_{min} = \sigma_{max} = N/A = ((B+b) \times h/2 \times (y-1))/B \times 1$$

- **Sezione B0-B0:**

$$\sigma_{min} = \sigma_{max} = ((19,65+3,90) \times (3,5/2) \times 1,36)/19,65 = 2,85 \text{ N/cm}^2$$

Applicando al carico il coefficiente di sicurezza 1,3 si ottiene:

$$\sigma_{min} = \sigma_{max} = 2,85 \times 1,3 = 3,71 \text{ N/cm}^2$$

Pertanto, confrontando la tensione agente sul piano di appoggio con la resistenza caratteristica del terreno, si ottiene:

$$\sigma_{min} = \sigma_{max} = 3,71 \text{ N/cm}^2 < q_{eser} = 8,80 \text{ N/cm}^2$$

- **Sezione B-B:**

$$\sigma_{min} = \sigma_{max} = ((25,30+3,90) \times (4,75/2) \times 1,36)/25,30 = 3,72 \text{ N/cm}^2$$

Applicando al carico il coefficiente di sicurezza 1,3 si ottiene:

$$\sigma_{min} = \sigma_{max} = 3,72 \times 1,3 = 4,85 \text{ N/cm}^2$$

Pertanto, confrontando la tensione agente sul piano di appoggio con la resistenza caratteristica del terreno, si ottiene:

$$\sigma_{min} = \sigma_{max} = 4,85 \text{ N/cm}^2 < q_{eser} = 8,80 \text{ N/cm}^2$$

- **Sezione A-A:**

$$\sigma_{min} = \sigma_{max} = ((43,41 + 2,91) \times (9,00/2) \times 1,36)/43,41 = 6,53 \text{ N/cm}^2$$

Applicando al carico il coefficiente di sicurezza 1,3 si ottiene:

$$\sigma_{min} = \sigma_{max} = 6,53 \times 1,3 = 8,49 \text{ N/cm}^2$$

Pertanto, confrontando la tensione agente sul piano di appoggio con la resistenza caratteristica del terreno, si ottiene:

$$\sigma_{min} = \sigma_{max} = 8,49 \text{ N/cm}^2 < q_{eser} = 8,80 \text{ N/cm}^2$$

per cui la verifica risulta ampiamente soddisfatta per tutte e tre le tipologie di sezione previste dal progetto definitivo (Rev. 1).

## **7. CONCLUSIONI**

Dalle verifiche eseguite e dai risultati ottenuti si evince come le sollecitazioni indotte dalle opere a gettata sul fondale marino di appoggio non producono sollecitazioni considerevoli in virtù delle loro estese superfici di imbasamento.

Nonostante ciò nella quantificazione del materiale lapideo necessario alla costruzione delle suddette opere a gettata è stato considerato anche il fenomeno dell'ingozzamento dei massi naturali sul fondale marino di appoggio, proprio per tener conto del fatto che disponendo elementi lapidei di una certa pezzatura e dimensione (soprattutto per quelli di maggiori dimensioni) si verificano assestamenti sia del fondale (con relativo abbassamento) sia del materiale lapideo a contatto con il fondale di origine prevalentemente sabbioso, che comporta un leggero incremento delle quantità necessarie all'ottenimento delle sagome di progetto (stimate in un 5% del totale per ciascuna categoria di massi).