

REGIONE CAMPANIA

PROVINCIA DI SALERNO



COMUNE DI CETARA

ADEGUAMENTO E AMPLIAMENTO DEL MOLO DI SOTTOFLUTTO FUNZIONALE ALLE ATTIVITA' MERCATALI DELLA PESCA ED AL TRASPORTO PUBBLICO MARITTIMO

PROGETTO ESECUTIVO



Codice elaborato:

R.6.3

Titolo elaborato:

**Relazione Geotecnica: banchina
prolungamento sottoflutto verifica fondazioni**

Scala:

Data:

GIUGNO 2021

R. T. P.:

S.A.I.L. - Studio Associato d'Ingegneria Linguiti

Dott. ing. Fabio Linguiti
Dott. ing. Antonio Fabozzi

Capogruppo/Mandatario

Dott. ing. Francesco Sarnicola

Mandante

Dott. ing. Antonio Giuseppe Volpe

Mandante

Dott. geol. Federico Tarallo

Mandante

Rif.	Data	DESCRIZIONE	



COMUNE DI CETARA

ADEGUAMENTO INFRASTRUTTURALE E REALIZZAZIONE DI LOCALI PER ATTIVITA' DI ESPOSIZIONE E VENDITA DEL PESCATO NEL MOLO DI SOTTOFLUTTO

Progetto Esecutivo: R.6.3 - Relazione Geotecnica: banchina prolungamento sottoflutto
verifica fondazioni

INDICE

PREMESSA	2
1. VERIFICA A CARICO LIMITE DEL PROLUNGAMENTO DEL SOTTOFLUTTO.....	3
2.1. CALCOLO DEL CARICO LIMITE	4
2.2. CARICHI TRASMESSI IN FONDAZIONE E FATTORI DI SICUREZZA RISPETTO AL CARICO LIMITE	6

PREMESSA

In base alle prescrizioni della NTC 2018 (par.6.4.2.1.) le verifiche a carico limite sono eseguite per la combinazione A1+M1+R3 dell'approccio 2, indicati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.1., di seguito riportate.

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

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

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

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

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

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

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

1. VERIFICA A CARICO LIMITE DEL PROLUNGAMENTO DEL SOTTOFLUTTO.

La struttura in argomento è il prolungamento della banchina del molo esistente di sottoflutto, il quale a sua volta poggia sul preesistente rilevato di scogliera. Il piano di fondazione della nuova struttura poggia in parte sul vecchio rilevato e in parte su una nuova scogliera di fondazione realizzata in prolungamento dell'esistente.

Cautelativamente si esegue la verifica a carico limite sia per il piano di posa del banchinamento a quota -4.0 m s.l.m.m., sia per il piano di posa della scogliera sul fondale a -8.0 m s.l.m.m.

La geometria della fondazione viene considerata rettangolare I casi esaminati, nello specific di dimensioni 6.0 x 8.0 m per il piano di posa a -4.0 m s.l.m.m. e 18 x 21 m per il piano di posa della scogliera sul fondale a quota -8.0 m s.l.m.m.. I suoi schemi a cui si fa riferimento sono rappresentati nelle sezioni trasversali riportate nelle seguenti figure.

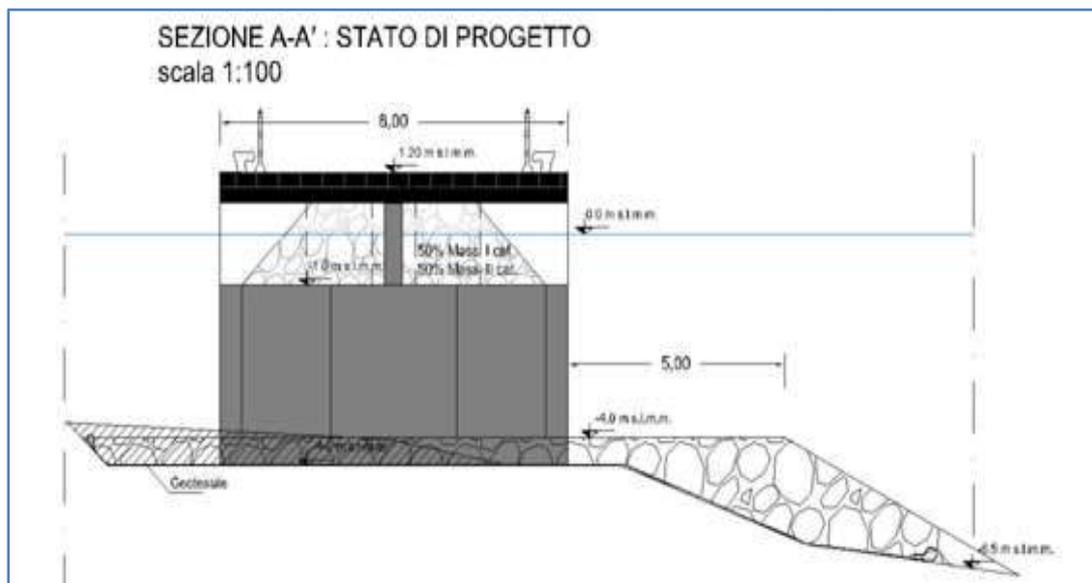


Figura 1- Fondazione con piano di posa a -4.0 m s.l.m.m.

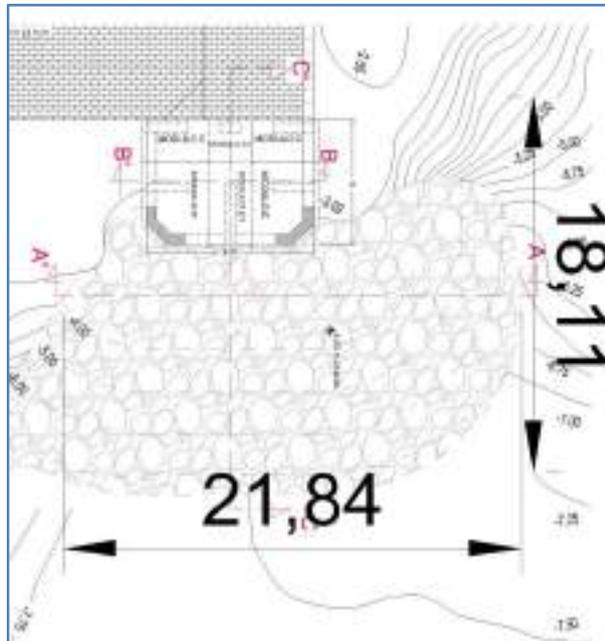


Figura 2: Superficie di fondazione composta dall'area del preesistente rilevato di scogliera e dell'allungamento previsto in progetto.

2.1. CALCOLO DEL CARICO LIMITE

Cautelativamente, la superficie del piano di fondazione viene considerata inclinata di 7° sull'orizzontale, in quanto, originariamente, variava da -5 a -8 m s.l.m.m. in circa 24 m .

I terreni di fondazione della scogliera di base del prolungamento del sopraflutto sono costituiti da depositi granulari incoerenti. Il piano di fondazione della struttura a banchina è invece costituito dalla scogliera in massi naturali calcarei di I , II e III categoria. La seguente tabella riporta le grandezze geometriche e fisiche nonché I parametri geotecnici utilizzati nei calcoli di verifica.

	QUOTA		
	- 5.00	- 8.00	m s.l.m.m.
B	8.00	21.00	m s.l.m.m.
L	6.00	18.00	m s.l.m.m.
Φ	45	30	°
	0.78539816	0.523599	
$c=$	0	0	daN/mq
$\gamma=$	1950	1800	daN/m ³
$\gamma_{sat}=$	2200	2000	daN/m ³
$\gamma'=$	1173	1000	daN/m ³
$\tan \Phi$	1	0.57735	
inclinazione fondale (°)=			
	0	7	
$\tan \theta$	-	0.12	
E	100	173.83	daN/cm ²
G	37.59	65.35	daN/cm ²
σ'	4692	10500	daN/m ²
lr	80.12	107.80	
I cr	341.24	61.42	

Sulla base delle suddette caratteristiche geometriche della fondazione e fisico meccaniche dei terreni, si sono calcolati i coefficienti da utilizzare per il calcolo del carico limite tramite il modello di Terzaghi ed il valore del carico limite per i due piani di fondazione presi in considerazione. I risultati sono sintetizzati nelle due seguenti tabelle.

Quota	-5 m s.l.m.m.		
q,c,g	Nq	Nc	Nγ
	134.88	133.88	271.76
forma	zq	zc	$\zeta\gamma$
	2.33	2.34	0.47
inclinazione fondale	βq	βc	$\beta\gamma$
	1	1	1
punzonamento	Ψq	Ψc	$\Psi\gamma$
	0.45099	0.4469197	0.45099
totali	141.94	140.21	57.20
q lim(daN/m²)	0	0	268 360
			268 360

Tabella 1- carico limite per il piano di fondazione a -5 m s.l.m.m.

Quota	-8 m s.l.m.m.		
q,c,g	N_q	N_c	N_γ
	18.4	30.14	22.4
forma	z_q	z_c	ζ_γ
	2.17	1.71	0.53
inclinazione fondale	β_q	β_c	β_γ
	1	1	1
punzonamento	Ψ_q	Ψ_c	Ψ_γ
	1	1	1
totali	39.87	51.61	11.95
q lim(daN/m²)	0	0	125 440
			125 440

Tabella 2- carico limite per il piano di fondazione a -8 m s.l.m.m.

2.2. CARICHI TRASMESSI IN FONDAZIONE E FATTORI DI SICUREZZA RISPETTO AL CARICO LIMITE

I carichi trasmessi al piano di fondazione posto a quota -5.0 m s.l.m.m. sono costituiti da:

- G1 CARICHI STRUTTURALI PERMANENTI - struttura di banchina
- G2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI – massi costituenti il rimepimento delle celle
- G3 CARICHI ACCIDENTALI (500 daN/m²)

I carichi trasmessi al piano di fondazione posto a quota -8.0 m s.l.m.m. sono costituiti da:

- G1 CARICHI STRUTTURALI PERMANENTI
 - - struttura di banchina
 - Peso del rilevato della scogliera di base da -5 a -8 m slmm
- G2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI – massi costituenti il rimepimento delle celle
- G3 CARICHI ACCIDENTALI (500 daN/m²)

Le seguenti tabelle sintetizzano valori dei singoli carichi opportunamente amplificati dei coefficienti γ_G , il loro totale e il Fattore di Sicurezza rispetto al carico limite che risulta superiore al limite 2.3 (tab.6.4.I NTC 2018). Le verifiche sono tutte soddisfatte

G1	PESO STRUTTURA			$\gamma 1$	
	FONDAZIONE		1473	1.3	
	SOLETTONE		1500		
		daN/m²	2973		3 865
G2	MASSI			$\gamma 2$	
	FUORI ACQUA		1820	1.5	
	SOTTO ACQUA		6292		
		daN/m²	8112		
G3	VARIABILI		$\gamma 3$		
		daN/m²	500	1.5	750
Q= carico in fondazione (daN/m ²)					16 783

Tabella 3- Fondazione a quota -5 m slmm

G1	PESO STRUTTURA			$\gamma 1$	
	FONDAZIONE		1473	1.3	
	SOLETTONE		1500		
	PESO SCOGLIERA				
		daN/m²	4692		
			7665		9964.5
G2	MASSI		$\gamma 2$		
	FUORI ACQUA		1820	1.5	
	SOTTO ACQUA		6292		
		daN/m²	8112		12 168
G3	VARIABILI		$\gamma 3$		
		daN/m²	500	1.5	750
Q= carico in fondazione (daN/m ²)					22 883
Q/Qlim					5.48

Tabella 4- fondazione a quota -8 m s.l.m.m.