

# 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.5**

Titolo elaborato:

**Banchina di prolungamento del sottoflutto:  
verifica di stabilità al moto ondoso**

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.5 - Banchina di prolungamento del sottoflutto: verifica di stabilità al  
moto ondoso

**INDICE**

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>2. VERIFICA DI STABILITA' DELLA STRUTTURA DI ALLUNGAMENTO DEL SOTTOFLUTTO.....</b>	<b>3</b>
2.1. CARICHI IDRODINAMICI INDOTTI DAL MOTO ONDOSI.....	3
2.2. VERIFICHE DI STABILITA' .....	6
<b>3. STABILITA' MANTELLATA SCOGLIERA DI FONDAZIONE.....</b>	<b>9</b>

## 1. PREMESSA

I calcoli riportati nel seguito sono stati eseguiti utilizzando le consolidate procedure delle costruzioni marittime nonché sulla base delle Normative e Circolari Tecniche vigenti in materia, in particolare:

- *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione”*- Decreto Ministeriale 11 marzo 1988;
- *“Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione di cui al Decreto Ministeriale 11 marzo 1988”*- Circolare Ministero Lavori Pubblici 24 settembre 1988, n. 30483;
- *“Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”*- Decreto Ministeriale 14 febbraio 1992;
- *“Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”*- Decreto Ministeriale 9 gennaio 1996;
- *“Norme tecniche per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi”* - Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996;
- *“Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996”*- Circolare 4 luglio 1996, n. 156AA.GG./STC.;
- *“Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime”* – Ministero dei Lavori Pubblici – Consiglio Nazionale delle Ricerche (GNDCI), 1996;

## **2. VERIFICA DI STABILITA' DELLA STRUTTURA DI ALLUNGAMENTO DEL SOTTOFLUTTO NEI CONFRONTI DELLE PRESSIONI IDRODINAMICHE INDOTTE DAL MOTO ONDOSO INCIDENTE..**

### ***2.1. CARICHI IDRODINAMICI INDOTTI DAL MOTO ONDOSO.***

Nel presente paragrafo si verifica la stabilità allo scivolamento e al ribaltamento del prolungamento del sottoflutto. A tale scopo si utilizzerà la formulazione del Goda per calcolare i carichi indotti dalle onde incidenti. In realtà trattasi di un approccio molto cautelativo, in quanto le formule sono valide per dighe a pareti verticali, mentre quella in argomento è a celle del tipo antiriflettente, ma avendo il manufatto sul lato interno il bacino portuale, è opportuno verificarne la stabilità rispetto a tali carichi.

Il sottoflutto ed il relativo tratto di allungamento in progetto, sono in ombra rispetto alle mareggiate di largo in virtù della efficiente protezione del sopraflutto. In merito, lo studio specialistico sull'agitazione interna al bacino portuale indica che, anche per effetto delle caratteristiche antiriflettenti della struttura in argomento, l'onda 50ennale di largo di caratteristiche  $H = 5.1$  m e  $T = 9.7$  s, ha incidenza di 0.50 m sulla struttura.

Cautelativamente si considera nella verifica una condizione di onda incidente di altezza 1.5 e quindi  $H_i = 0.75$  m e, in considerazione della ipotesi monocromatica, il periodo è pari a quello di largo quindi  $T = 9.7$  s. Va in merito tenuto conto che il modello di Goda utilizzato considera comunque un'altezza maggiore come nel seguito precisato.

Secondo detto modello la distribuzione dei carichi idrodinamici è valida sia per onda frangente sia stazionaria (come nel caso in esame) e riguarda solo la condizione di carico indotto dalla fase di cresta. La seguente Figura 1 illustra lo schema dei carichi idrodinamici, dove i valori di pressione riportati ( $P_1$ ,  $P_2$  e  $P_3$ ) si calcolano con le seguenti relazioni.

$$p_1 = 0.5(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta)\gamma H$$

con:

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left( \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right)^2$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{H}{d} \right)^2, \frac{2d}{H} \right\}$$

$$p_2 = p_1 \frac{\eta^* - h_c}{\eta^*}$$

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta)H$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad \alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left( 1 - \frac{1}{\cosh kh} \right)$$

Il valore della sottopressione in fondazione ha come massimo

$$P_4 = 0.5 \gamma H (1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_2$$

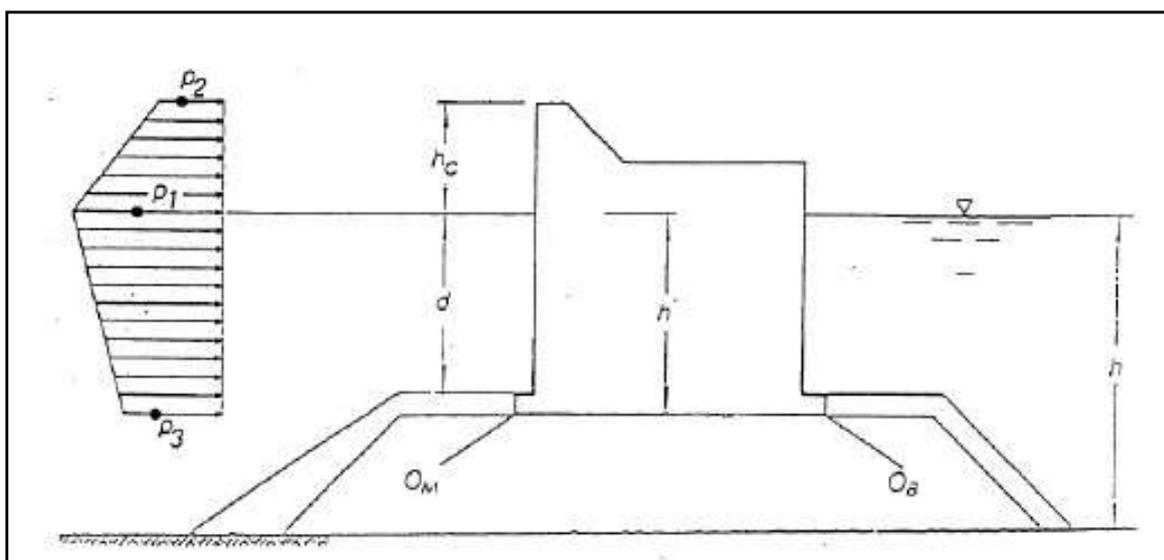


Figura 1- Carichi indotti da moto ondoso su pareti verticali: Schema di Goda

Nel caso in esame le grandezze geometriche indicate nello schema di Goda acquisiscono i seguenti valori:

hc	1.2 m	altezza coronamento
$\gamma$	1.027 Kg/m <sup>3</sup>	
$\beta$	0 °	angolo incidenza onda
h	8	quota fondale
h'	4 m	altezza diga immersa
d	4 m	altezza diga su mensola
$\theta$	0 °	angolo fondo rispetto orizz
b	8 m	larghezza fondazione
m	0.2 m	mensola fondazione

Secondo le istruzioni ministeriali, il valore di altezza H da considerare deve essere il minimo tra 1.8 Hs (altezza significativa) e Hf altezza massima consentita dal fondale.

$$H = \min(1.8H_s, H_f).$$

$$H_f = 0.18 \frac{gT^2}{2\pi} \left\{ 1 - \exp \left[ \frac{3\pi^2 h_b}{gT^2} (1 + 15(\tan \theta)^{4/3}) \right] \right\}$$

Nel caso in esame risulta pertanto:

Hs	0.75 m	altezza incidente		
Ts	9.70 s	periodo		
1.8Hs	1.35 m			
hf	8.00 m	quota fondale a distanza 5H (hb)		
Hf	5.99 m			
<b>HD</b>	<b>1.35 m</b>			

Dall'applicazione delle suddette formule si hanno i seguenti risultati:

L0	146.90	m
L(h)	81.01	m
k	0.08	1/m
$\alpha_1$	1.46	
$\alpha_2$	-	
$\alpha_3$	0.92	
$\eta$	2.70	m
p1	2.27	(t/m <sup>2</sup> )/m
p2	1.26	(t/m <sup>2</sup> )/m
p3	2.09	(t/m <sup>2</sup> )/m
p4	2.48	(t/m <sup>2</sup> )/m
F0	15.79	t/m
F vert	10.15	t/m

## 2.2. VERIFICHE DI STABILITA'

Utilizzando secondo le NTC 2018 un approccio 2 (A1+M1+R3) sia per la verifica a scorrimento (GEO) che a ribaltamento (EQU)

Deve risultare :

- scorrimento  $\gamma_R > 1.1$
- ribaltamento  $\gamma_R > 1.15$

in entrambe le verifiche i valori  $\gamma_\Phi$  e  $\gamma_\gamma$  sono unitari .

### ➤ VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Sulla base dei coefficienti della tabella 6.2.1. allegata alle NTC 2018, ai fini della verifica i carichi verticali sono i seguenti:

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1)							
	$h$ (m)	$P$ (t/m)					
fondazione	1.00	11.78	t/m				
mensole fondazione	0.50	0.29	t/m				
riempimento	3.00	23.12	t/m				
pareti	2.50	3.68	t/m				
piastrone superiore	0.60	12.00	t/m				
massi sopra mare	0.40	4.37	t/m				
<b>G1 P tot</b>		55.25	t/m	$\gamma_{G1} =$	1 FAVOREVOLE		55.2522 t/m
CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)							
pavimentazione mass	0.13	0.832		$\gamma_{G2} =$	0.8 FAVOREVOLE		0.6656 t/m
sottospinta		-7.61246		$\gamma_Q =$	1.5 SFAVOREVOLE		-11.4187 t/m
<b>F ris vert</b>							<b>44.50 t/m</b>

L'angolo di attrito tra calcestruzzo e pietrame pulito (Bowles -Fondazioni) è mediamente pari a  $30^\circ$ , ne consegue che la forza orizzontale di attrito sviluppata è pari a 25.68 t/m:

$\delta$ ( $^\circ$ )	30		
$\tan \delta$	0.576996		
$F_0 \tan \delta$		25.68	t/m

La risultante dei carichi idrodinamici è pari a :

$$F_0 = 0.5(p_1 + p_3)h' + 0.5(p_1 + p_2)h' = 12.76 \text{ t/m}$$

ed applicando i coefficienti di tab.6.2.1. risulta

$F_0$	12.76 t/m	1.5 SFAVOREVOLE	19.14 t/m
-------	-----------	-----------------	-----------

Ne consegue che

$$f.s. = 25.68/19.14 = 1.34 > \gamma_{R3} = 1.1$$

per cui la verifica è soddisfatta.

➤ **VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Sulla base dei coefficienti della tabella 6.2.1. allegata alle NTC 2018, ai fini della verifica i carichi verticali sono i seguenti.

<b>CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1)</b>							
	<i>h (m)</i>	<i>P (t/m)</i>					
fondazione	1.00	11.78	t/m				
mensole fondazione	0.50	0.29	t/m				
riempimento	3.00	23.12	t/m				
pareti	2.50	3.68	t/m				
piastrone superiore	0.60	12.00	t/m				
massi sopra mare	0.40	4.37	t/m				
<b>G1 P tot</b>		55.25	t/m	$\gamma_{G1} =$	<b>0.9 FAVOREVOLE</b>		49.72698 t/m
<b>CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)</b>							
pavimentazione mass	0.13	0.832		$\gamma_{G2} =$	<b>0.8 FAVOREVOLE</b>		0.6656 t/m
sottospinta		-7.61246		$\gamma_Q =$	<b>1.5 SFAVOREVOLE</b>		-11.4187 t/m
						<b>Ptot= F ris vert=</b>	<b>38.97 t/m</b>
						<b>Ptot (2m+b)/2=</b>	<b>163.6904 t m/m</b>

I carichi idrodinamici inducono i seguenti momenti tenuto altresì conto dei coefficienti  $\gamma_Q$  di tab.6.2.1. per azioni variabili sfavorevoli.

M ribaltante		
$M1 = P2 hc (0.5hc + h')$	4.25	t m/m
$M2 = 0.5 hc (P1 - P2) (hc)$	2.97	t m/m
$M3 = P3 h' h'/2$	15.84	t m/m
$M4 = 0.5 h' (P1 - P3) 2/3$	0.95	t m/m
$M5 = P4 0.5 (2m+b)^2 2/3$	43.67	t m/m
<b>M rib tot</b>	<b>67.68</b>	<b>t m/m</b>
<b>1.5 M rib tot</b>	<b>101.53</b>	<b>t m/m</b>

Ne consegue che

$$f.s. = 163.69/101.53 = 1.61 > \gamma_{R3} = 1.15$$

per cui la verifica è soddisfatta.

### 3. STABILITA' MANTELLATA SCOGLIERA DI FONDAZIONE

La berma di fondazione è attestata a quota -4.0 m sl.m.m. Calcolando il peso dei massi di mantellata della berma di fondazione sulla base della seguente formula di Van der Meer

$$H_s/\Delta D_{n50}=8.7(h_t/h)^{1.43}$$

e del valore dell' altezza d'onda incidente ( $H=1.5 \times 0.5= 0.80$  m), si ottiene un valore corrispondente a massi di I categoria

H	0.80	m
g MASSI	2.60	t/m <sup>3</sup>
g ACQUA	1.03	t/m <sup>3</sup>
$\Delta$	1.53	
ht	4.00	m
ht	8.00	m
D n50	0.16	m
W	0.05	t

Cautelativamente la mantellata sarà costituita da 50% di massi di II categoria e 50% di III categoria.