



# COMUNE DI CETRARO



## MESSA IN SICUREZZA BACINO E MIGLIORAMENTO FUNZIONALITÀ AREA PORTUALE

### Progetto Definitivo

#### C – OPERE MARITTIME

### C.05

### RELAZIONE SULLE FONDAZIONI OPERE MARITTIME

Data:

**29-07-2019**

Scala:

PROGETTAZIONE:



Architetto  
MICHELE GONINO

Geologo  
CATERINA CUCINOTTA

#### PROJECT MANAGER

ing. Antonino Sutura



#### 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. Stefania Ferlazzo  
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
----------------------------------	--------------------

Codice elaborato:

DNC120\_PD\_C.05\_2019-05-14\_R0\_REL FONDAZIONI OOMM\_FZZ.docx



## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>3</b>
<b>1</b>	<b>VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DELL'INSIEME PONTILE- SCOGLIERA</b>	<b>4</b>
1.1	VERIFICA AL CARICO LIMITE	4
1.2	VERIFICA SEZIONE 1	7
1.3	VERIFICA SEZIONE 2	10

**INDICE DELLE FIGURE**

Figura 1-1 Caratterizzazione geometrica sezione 1	3
Figura 1-2 Caratterizzazione geometrica sezione 2	3
Figura 1-1 Schema di TERZAGHI per il calcolo della capacità portante	4
Figura 1.2 Schema di calcolo sezione 1	7
Figura 1.3 Schema di calcolo sezione 2	10

# 1 PREMESSA

La presente Relazione sulle Fondazioni resa nell'ambito del Progetto Definitivo dei lavori di "Messa in sicurezza bacino e miglioramento funzionalità area portuale" (CUP I37D18000000002 – CIG 74230541F2), descrive i calcoli effettuati ai fini delle verifiche della capacità portante delle opere marittime previste.

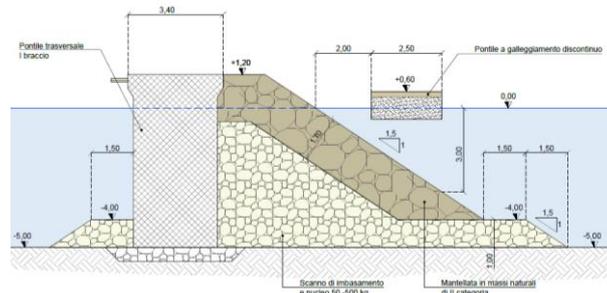
In essa sono stati sviluppati i seguenti calcoli:

- *verifiche della capacità portante dell'insieme costituito dai massi artificiali in calcestruzzo e dalla scogliera realizzata nell'area intorno alla testata del molo di sottoflutto.*

Il tratto di scogliera previsto, posto internamente al porto, si svilupperà parallelamente al I braccio del pontile trasversale della darsena turistica e sarà così costituito:

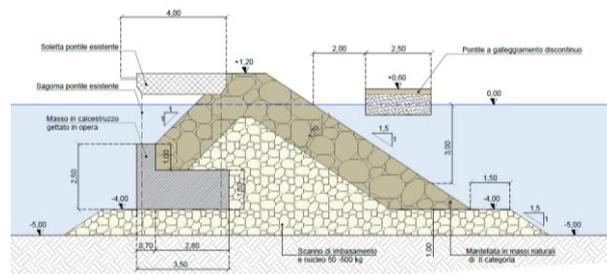
- lunghezza di 40 m;
- quota di coronamento posta a quota +1,20 m per una larghezza di 1,70 m;
- mantellata con pendenza 1(V):1,5(H) costituita da un doppio strato di massi naturali di seconda categoria (pezzatura variabile da 1,0 a 2,0 t), con spessore complessivo pari a 1,70 m.

La scogliera sarà realizzata a ridosso del pontile esistente, risulta necessaria la verifica dell'insieme costituito dai massi pilonati e dalla scogliera (**sezione 1**).



**Figura 1-1** Caratterizzazione geometrica sezione 1

Inoltre, affinché la scogliera non interferisca con l'attracco delle imbarcazioni all'interno della turistica, nei vuoti tra due massi pilonati consecutivi saranno posti in opera nuovi massi sempre in cls. (**sezione 2**) Le verifiche sono state eseguite considerando le due sezioni distinte.



**Figura 1-2** Caratterizzazione geometrica sezione 2

Per approfondimenti sul modello geotecnico di riferimento si rimanda all'elaborato B.04 "Relazione sismica"

# 1 VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DELL'INSIEME PONTILE-SCOGLIERA

La verifica della capacità portante è stata eseguita in riferimento al punto 6.5.3.1.1 delle NTC 2018, come esplicitato nell'elaborato C.04 "Relazione geotecnica opere marittime":

## 1.1 Verifica al carico limite

La verifica al carico limite risulta soddisfatta se il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione risulta di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_q$ .

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

dove

- $Q_u$ , rappresenta il carico limite;
- $R$  è la risultante verticale dei carichi in fondazione
- $\eta_q = \gamma_R$  coefficiente parziale per la resistenza pari a:
  - **1,40 in condizioni statiche;**
  - **1,20 in condizioni sismiche;**

È bene ricordare che i due principali studi teorici per il calcolo della capacità portante, dai quali deriva la maggior parte delle soluzioni proposte successivamente, sono stati condotti da PRANDTL (1920) e TERZAGHI (1943), per fondazione nastriforme (problema piano) utilizzando il metodo dell'equilibrio limite.

Entrambi schematizzano il terreno come un mezzo continuo, omogeneo e isotropo, a comportamento rigido plastico e per il quale vale il criterio di rottura di MOHR-COULOMB.

In particolare, il meccanismo di rottura di TERZAGHI che ipotizza, secondo uno schema più aderente alle condizioni reali, la presenza di attrito tra fondazione e terreno. In questo caso il cuneo sottostante la fondazione è in condizioni di equilibrio elastico, ha superfici inclinate di un angolo  $\varphi$  rispetto all'orizzontale e penetra nel terreno come se fosse parte della fondazione stessa (**Figura 1-1 Schema di TERZAGHI per il calcolo della capacità portante**).

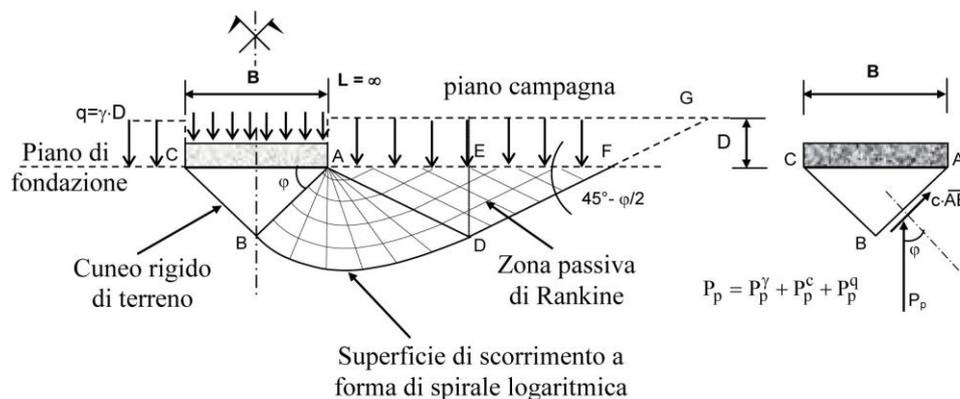


Figura 1-1 Schema di TERZAGHI per il calcolo della capacità portante

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI OPERE MARITTIME

---

È da osservare che la presenza di un cuneo intatto, sotto la fondazione, è in accordo con l'evidenza che le superfici di rottura non possono interessare l'elemento rigido di fondazione.

Secondo la teoria, il terreno sovrastante il piano di fondazione contribuisce alla capacità portante solo in virtù del proprio peso, ma è privo di resistenza al taglio; pertanto nel tratto FG della superficie di scorrimento non vi sono tensioni di taglio.

Nel caso di studio, per la determinazione del carico limite è stata utilizzata la formulazione di VESIC (1975), una estensione della formula trinomia di TERZAGHI, rispetto alla quale vengono rimosse alcune ipotesi semplificative introducendo dei coefficienti correttivi che tengono conto della forma della fondazione, degli effetti di carichi inclinati o eccentrici e di quelli connessi con l'inclinazione del piano di posa della fondazione o del piano campagna:

$$q'_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + 0.5 B' \cdot \gamma_2^* \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

con:

c	coesione;
$\varphi$	angolo di attrito;
$\delta$	angolo di attrito terreno-fondazione;
$\gamma$	peso specifico del terreno;
B	larghezza della fondazione;
L	lunghezza della fondazione;
D	profondità del piano di posa della fondazione;
$s_c, s_q, s_\gamma$	fattori di forma;
$i_c, i_q, i_\gamma$	fattori di inclinazione del carico;
$g_c, g_q, g_\gamma$	fattori di inclinazione del terreno;
$b_c, b_q, b_\gamma$	fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione;
$d_c, d_q, d_\gamma$	fattori di profondità;

I fattori  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  rappresentano i fattori di capacità portante e sono dati dalle seguenti relazioni:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_q = tg^2(\pi/4 + \varphi'/2) e^{\pi tg \varphi'}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) tg \varphi'$$

Il termine q rappresenta il sovraccarico laterale calcolato in funzione della profondità del piano di posa  $D_f$  e della profondità della falda  $D_w$  attraverso la relazione:

$$q = q' = \gamma_1' D_f \quad \text{per fondazione sommersa}$$

$$q = q' = \gamma_1 D_f - \gamma_w (D_f - D_w) \quad \text{se } D_w < D_f$$

$$q = q' = \gamma_1 D_f \quad \text{se } D_w \geq D_f$$

Il peso di volume del terreno sotto al piano di posa della fondazione  $\gamma_2^*$  si assume pari al peso di volume sommerso  $\gamma_2'$ , o al peso di volume naturale  $\gamma_2$ , oppure al valore medio pesato in funzione della posizione della falda:

$$\gamma_2^* = \gamma_2' \quad \text{se } 0 \leq D_w < D_f \text{ o fondazione sommersa}$$

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI OPERE MARITTIME

---

$$\gamma_2^* = \left[ \gamma_2(D_w - D_f) + \gamma_2'(D_f + B - D_w) \right] / B \quad \text{se } 0 \leq D_w < D_f$$

$$\gamma_2^* = \gamma_2 \quad \text{se } 0 \leq D_w < D_f$$

Se oltre alla forza verticale centrata  $Q_v$ , agiscono sul piano di posa della fondazione anche momenti flettenti ( $M_B$  longitudinali o  $M_L$  trasversali), si fa riferimento ad una fondazione fittizia di dimensioni ridotte  $B' \times L'$  nella quale la forza verticale è centrata; le dimensioni ridotte si calcolano con le relazioni seguenti:

$e_B = M_B / Q_v$	eccentricità trasversale del carico
$e_L = M_L / Q_v$	eccentricità longitudinale del carico
$B' = B - 2e_B$	larghezza della fondazione fittizia
$L' = L - 2e_L$	lunghezza della fondazione fittizia

Le formule per il calcolo dei fattori correttivi sono riportate di seguito.

Fattori di forma

I fattori di forma correggono il carico limite nel caso in cui la fondazione non possa considerarsi nastriforme ( $L'/B' \leq 5$ ) e si valutano come:

$$s_c = 1 + (B'/L') \cdot (N_q/N_c)$$

$$s_q = 1 + (B'/L') \operatorname{tg} \varphi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4(B'/L')$$

Fattori di inclinazione del carico

I fattori di inclinazione del carico vanno tenuti in conto se oltre alla forza verticale  $Q_v$  agiscono sul piano di posa anche forze orizzontali ( $Q_B$  parallela a  $B$  o  $Q_L$  parallela a  $L$ ) e, pertanto, la risultante del carico. Essi si valutano applicando le seguenti relazioni:

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / N_c \operatorname{tg} \varphi'$$

$$i_q = \left[ 1 - Q_h / (Q_v + c' B' L' \cot \varphi') \right]^m$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - Q_h / (Q_v + c' B' L' \cot \varphi') \right]^{m+1}$$

con

$$Q_h = (Q_B^2 + Q_L^2)^{0,5}$$

$$m_L = (2 + L'/B') / (1 + L'/B')$$

$$m_B = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$$

$$\theta = \operatorname{arctg}(Q_B/Q_L)$$

$$m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

Fattori di inclinazione del piano di campagna

I fattori di inclinazione del piano campagna si applicano per inclinazioni delle pendenze del pendio  $\beta < 45^\circ$  e si valutano mediante le seguenti relazioni, valide per  $\beta < \varphi'$ :

$$g_c = 1 - \beta/147 \quad (\beta \text{ in gradi})$$

$$g_q = (1 - tg\beta)^2$$

$$g_y = (1 - tg\beta)^2$$

Fattori di inclinazione del piano di posa

I fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione si applicano per inclinazioni  $\eta < 45^\circ$  e si valutano mediante le seguenti relazioni:

$$b_c = 1 - \eta/147 \quad (\eta \text{ in gradi})$$

$$b_q = (1 - \eta tg\varphi')^2 \quad (\eta \text{ in radianti})$$

$$b_y = (1 - \eta tg\varphi')^2 \quad (\eta \text{ in radianti})$$

Fattori di profondità

I fattori di profondità tengono conto della resistenza a taglio del terreno sopra il piano di posa della fondazione; in generale se il terreno laterale è rimaneggiato, le caratteristiche meccaniche sono scadenti e non si considerano i fattori di profondità. Negli altri casi tali fattori si calcolano applicando le seguenti relazioni:

$$d_c = d_q - (1 - d_q)/(N_c tg\varphi')$$

$$d_q = 1 + 2tg\varphi'(1 - \text{sen}\varphi')^2 k$$

$$d_y = 1$$

con k pari a

$$D_f/B' \quad \text{se } D_f/B' \leq 1$$

$$\text{arctg}(D_f/B') \quad \text{se } D_f/B' > 1$$

nella quale  $D_f$  è la profondità del piano di posa.

**1.2 Verifica sezione 1**

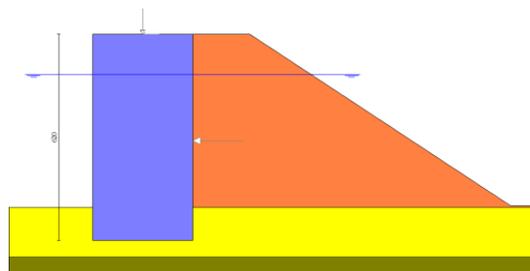


Figura 1.2 Schema di calcolo sezione 1

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI OPERE MARITTIME

Si riportano le azioni agenti sulla sezione 2 determinate nell'elaborato C.04 "Relazione geotecnica opere marittime".

**AZIONI PERMANENTI:**

- peso proprio massi artificiali in cls  $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$
- massi scanno di imbasamento (valore saturo)  $\gamma_{\text{scanno}} = 22,80 \text{ kN/m}^3$
- massi da scogliera (valore saturo)  $\gamma_{\text{massi}} = 21,20 \text{ kN/m}^3$

**AZIONI VARIABILI:**

- Tiro alla bitta e forza d'accosto 450 kg
- Permanente portato (non strutturale) 480 kg
- Accidentale 600 kg

**SPINTA IDRODINAMICA IN PRESENZA DI SISMA**

Pdw 820 kg

Si riportano i risultati della verifica a carico limite relativi alla sezione 1.

n°	N	Qu	Qd	FS
	[kg]	[kg]	[kg]	
1 - STR (A1-M1-R3)	28782	60979	43557	2.119
2 - STR (A1-M1-R3)	29052	65938	47099	2.270
3 - STR (A1-M1-R3)	28782	52600	37572	1.828
4 - STR (A1-M1-R3) H + V	34441	67793	56494	1.968
5 - STR (A1-M1-R3) H - V	30415	60988	50823	2.005
6 - STR (A1-M1-R3)	42174	124986	89276	2.964
7 - STR (A1-M1-R3)	28782	101492	72495	3.526
8 - STR (A1-M1-R3)	42174	89081	63630	2.112
9 - STR (A1-M1-R3)	42444	131703	94073	3.103
10 - STR (A1-M1-R3)	29052	109300	78072	3.762
11 - STR (A1-M1-R3)	42444	93743	66960	2.209
12 - STR (A1-M1-R3)	42174	113748	81248	2.697
13 - STR (A1-M1-R3)	28782	88456	63183	3.073
14 - STR (A1-M1-R3)	42174	80987	57848	1.920

In cui:

- N Carico verticale totale;
- Qu Carico limite del terreno;
- Qd Portanza di progetto;
- FS Fattore di sicurezza calcolato
- $\gamma_R$  Fattore di sicurezza richiesto.

Dettagli di calcolo portanza

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	r $\gamma$	D	B' H	$\gamma$	$\phi$	c
									[m]	[m]	[kg/mc]	[°]	[kg/cm <sup>q</sup> ]
1	29.386	0.520	1.133	0.000	0.000	--	--	0.956	1,00	3,00	974	29.68	0,01
	17.748	0.547	1.097	0.000	0.000	--	--						
	21.371	0.387	1.000	0.000	0.000	--	--						
2	29.386	0.537	1.133	0.000	0.000	--	--	0.956	1,00	3,00	974	29.68	0,01
	17.748	0.563	1.097	0.000	0.000	--	--						
	21.371	0.406	1.000	0.000	0.000	--	--						

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI OPERE MARITTIME

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	r <sub>γ</sub>	D	B' H	γ	φ	c
									[m]	[m]	[kg/mc]	[°]	[kg/cm <sup>q</sup> ]
3	29.386 17.748 21.371	0.473 0.503 0.339	1.133 1.097 1.000	0.000 0.000 0.000	0.000 0.000 0.000	-- -- --	-- -- --	0.956	1,00	3,00 2,58	974	29.68	0,01
4	29.386 17.748 21.371	0.583 0.606 0.456	1.133 1.097 1.000	0.000 0.000 0.000	0.000 0.000 0.000	-- -- --	-- -- --	0.956	1,00	3,00 2,58	974	29.68	0,01
5	29.386 17.748 21.371	0.550 0.575 0.419	1.133 1.097 1.000	0.000 0.000 0.000	0.000 0.000 0.000	-- -- --	-- -- --	0.956	1,00	3,00 2,58	974	29.68	0,01
6	29.386 17.748 21.371	0.804 0.815 0.726	1.133 1.097 1.000	0.000 0.000 0.000	0.000 0.000 0.000	-- -- --	-- -- --	0.956	1,00	3,00 2,58	974	29.68	0,01
7	29.386 17.748 21.371	0.719 0.735 0.616	1.133 1.097 1.000	0.000 0.000 0.000	0.000 0.000 0.000	-- -- --	-- -- --	0.956	1,00	3,00 2,58	974	29.68	0,01
8	29.386 17.748 21.371	0.659 0.678 0.543	1.133 1.097 1.000	0.000 0.000 0.000	0.000 0.000 0.000	-- -- --	-- -- --	0.956	1,00	3,00 2,58	974	29.68	0,01
9	29.386 17.748 21.371	0.816 0.827 0.741	1.133 1.097 1.000	0.000 0.000 0.000	0.000 0.000 0.000	-- -- --	-- -- --	0.956	1,00	3,00 2,58	974	29.68	0,01
10	29.386 17.748 21.371	0.737 0.752 0.638	1.133 1.097 1.000	0.000 0.000 0.000	0.000 0.000 0.000	-- -- --	-- -- --	0.956	1,00	3,00 2,58	974	29.68	0,01
11	29.386 17.748 21.371	0.671 0.689 0.558	1.133 1.097 1.000	0.000 0.000 0.000	0.000 0.000 0.000	-- -- --	-- -- --	0.956	1,00	3,00 2,58	974	29.68	0,01
12	29.386 17.748 21.371	0.766 0.779 0.676	1.133 1.097 1.000	0.000 0.000 0.000	0.000 0.000 0.000	-- -- --	-- -- --	0.956	1,00	3,00 2,58	974	29.68	0,01
13	29.386 17.748 21.371	0.666 0.685 0.551	1.133 1.097 1.000	0.000 0.000 0.000	0.000 0.000 0.000	-- -- --	-- -- --	0.956	1,00	3,00 2,58	974	29.68	0,01
14	29.386 17.748 21.371	0.624 0.645 0.502	1.133 1.097 1.000	0.000 0.000 0.000	0.000 0.000 0.000	-- -- --	-- -- --	0.956	1,00	3,00 2,58	974	29.68	0,01

In cui:

- n°                                   Indice combinazione
- Nc, Nq, Ny                        Fattori di capacità portante
- ic, iq, iy                         Fattori di inclinazione del carico
- dc, dq, dy                        Fattori di profondità del piano di posa
- gc, gq, gy                        Fattori di inclinazione del profilo topografico
- bc, bq, by                        Fattori di inclinazione del piano di posa
- sc, sq, sy                        Fattori di forma della fondazione
- pc, pq, py                        Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
- r<sub>γ</sub>                                   Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia 0.5B<sub>γ</sub>N<sub>γ</sub> viene moltiplicato per questo fattore
- D                                    Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
- B'                                   Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
- H                                    Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
- γ                                    Peso di volume del terreno medio, espresso in [kg/mc]

- $\phi$  Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
- $c$  Coesione del terreno medio, espresso in [kg/cmq]
- I coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Vesic).

### 1.3 Verifica sezione 2

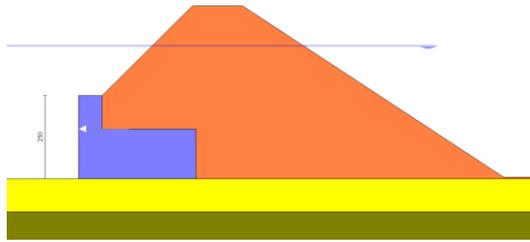


Figura 1.3 Schema di calcolo sezione 2

Si riportano le azioni agenti sulla sezione 2 determinate C.04 "Relazione geotecnica opere marittime".

#### AZIONI PERMANENTI:

- peso proprio massi artificiali in cls  $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$
- massi nucleo (valore saturo)  $\gamma_{\text{nucleo}} = 22,80 \text{ kN/m}^3$
- massi mantellata (valore saturo)  $\gamma_{\text{mantellata}} = 21,20 \text{ kN/m}^3$

#### SPINTA IDRODINAMICA IN PRESENZA DI SISMA

- $P_{dw}$  820 kg

Si riportano i risultati della verifica a carico limite relativi alla sezione 2.

Combinazione	N [kg]	$Q_u$ [kg]	$Q^d$ [kg]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	14060	30497	21783	2.169
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	19531	56190	46825	2.877
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	16767	45952	38294	2.741
4 - STR (A1-M1-R3)	22641	68345	48818	3.019
5 - STR (A1-M1-R3)	18357	56222	40159	3.063
6 - STR (A1-M1-R3)	18344	50011	35722	2.726

In cui:

- N Carico verticale totale;
- $Q_u$  Carico limite del terreno;
- $Q^d$  Portanza di progetto;
- FS Fattore di sicurezza calcolato
- $\gamma_R$  Fattore di sicurezza richiesto.

