

## **= CALCOLI STATICI GABBIONATE=**

### **PREMESSA**

Tra le opere previste per la messa in sicurezza di emergenza del sito ex discarica comunale di contrada "Chiarchiaro" in Comune di Ravanusa è ricompresa la esecuzione di:

1. gabbionate di contenimento a salvaguardia dell'ammasso rifiuti in corrispondenza del corpo frana riscontrata e della stradella di servizio di eguale fattura: presentano un'altezza di mt 2,00 fuori terra.

I particolari grafici meglio illustrano l'insieme.

Delle superiori opere si passa appresso al calcolo di verifica statica.

## = CALCOLI STATICI GABBIONATA=

### GENERALITA

Nel presente paragrafo si procederà alla verifica di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento ed allo schiacciamento ed al calcolo delle sollecitazioni trasmesse dal manufatto "gabbionate" in progetto al terreno di sedime.

### PARAMETRI GEOTECNICI

#### Parte emergente

Condizioni drenate

$$\gamma = 1,686 \text{ Tonn/mc}$$

$$c' = 0,004 \text{ Tonn/mq}$$

$$\varphi' = 27^\circ$$

Condizioni non drenate

$$c_u = (0,43-0,63 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\varphi_u = 0$$

#### Fondazioni

Condizioni drenate

$$\gamma = 1,720 \text{ Tonn/mc}$$

$$c' = (0,004-0,34) \text{ Tonn/mq}$$

$$\varphi' = 18^\circ$$

Condizioni non drenate

$$c_u = (0,43-0,63 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\varphi_u = 0$$

### = CALCOLO CARICO LIMITE TERRENO DI FONDAZIONE =

Per il calcolo del carico limite, in presenza dei terreni riscontrati, si adotta la formula di Terzaghi, nell'ipotesi di fondazione nastriforme.

La stessa è espressa da:

$$q_{lim} = 2/3 C' N'_c + \gamma DN'_q + 0,50\gamma BN'\gamma \quad (1)$$

con:

$q_{lim}$	carico di rottura o capacità portante
$C'$	coesione del terreno in condizioni non drenate
$\gamma_{sat}$	Peso specifico del terreno saturo
$B$	larghezza della fondazione
$D$	profondità dal piano di posa
$N'_c, N'_q, N'\gamma$	fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di attrito interno.

Nel nostro caso, per l'unità litotecnica considerata, in condizioni drenate si ha:

$\varphi'$	18°
$c'$	(0,004-0,34) Kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_{terr}$	1720 Kg/cm <sup>3</sup>
$B$	3,00 mt
$D$	1,00 mt
$N'_c$	5,26
$N'_q$	13,10
$N'\gamma$	4,07

Il carico limite viene:

$$q_{lim} = 2/3 c'N'_c + \gamma DN'_q + 0,50\gamma BN'\gamma = 3.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{lim.amm} = 3,32/3 \text{ Kg/cm}^2 = 1,006 \text{ Kg/cm}^2.$$

In condizioni drenate si ha:

$c_u$	(0,43-0,63 Kg/cm $q$ )
$\varphi_u$	0
$N_c$	5,14
$N_q$	1
$N_\gamma$	0

Il carico limite viene:

$$q_{lim} = 2/3 c_u N_c + \gamma D N'_q + 0,50 \gamma B N'_\gamma = 1,645 \text{ Kg/cm}q$$

$$q_{lim.amm} = 1,645/3 \text{ Kg/cm}q = 0,548 \text{ Kg/cm}q.$$

**= CALCOLO STATICO =**

Dati di calcolo:

- $H = 2,00$  mt
- $B_f = 3,00$  mt
- $D = 1,00$
- $\gamma_t = 1720$  Kg/mc
- $\gamma_{gabb} = 1650$  Kg/mc
- $\gamma_{sovr} = 2000$  Kg/mq
- $H_{equiv.} = 1,16$  mt.
- $\phi' = 27^\circ$
- $\sigma_t = 1,006 - 0,548$  Kg/cm<sup>2</sup>

Calcolo delle spinte

Si applica la formula di Rankine

$$S_t = 1/2 \gamma_t H^2 \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) = 1.291,376 \text{ Kg}$$

$$S_{sovr.} = 1/2 \gamma_a H_{equiv} H \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) = 1.497,996 \text{ Kg}$$

e le forze verticali:

$$P_b = 1,00 \times 1,00 \times 3,00 \times 1650 = 4950,000 \text{ Kg}$$

**= VERIFICHE =**

**a) Verifica al ribaltamento**

Calcoliamo i momenti attorno all'estremo A:

$$M_s = 1650 \times 1,00/2 + 1650 \times 2 \times 1,00 + 1600 \times 0,50 \times 1,75 + 1600 \times 2,00 \times 2,75 = 15150,00 \quad \text{Kgm}$$

$$M_r = 1291,376 \times 2,00/3 + 1497,996 \times 2,00/2 = 2358,913 \quad \text{Kgm}$$

Il grado di sicurezza risulta:

$$M_s/M_r = 6,42 > 1,50$$

**b) Verifica allo scorrimento**

Il coefficiente di sicurezza risulta pari al rapporto tra le forze verticali e le forze orizzontali

$$S_v = P_{gabb} = 1650 \times 1,00 + 1650 \times 2,00 + 1600 \times 0,50 + 1600 \times 1,50 = 7350 \quad \text{Kg}$$

$$S_o = S_t + S_{tsovr} = 2.789,4 \quad \text{Kg}$$

$$S_v/S_o = 2,64 > 1,30$$

**c) Verifica allo schiacciamento**

Procediamo, ora, alla determinazione della sollecitazione che la sovrastruttura in esame esercita sui terreni di sedime.

Le forze verticali complessive risultano:

$$M_s = (2 \times 1650) \times 1,00 = 3300 \quad \text{Kgm}$$

$$M_R = 1705,833 \quad \text{Kgm}$$

L'eccentricità vale:

$$e = M_s - M_r / N = (3300,00 - 1705,833) / 9.900 = 0,161 \text{ mt}$$

La sezione è soggetta per intero a compressione

La sollecitazione sul terreno viene:

$$\sigma_t = N / b \times a = 9.900 / 300 \times 1,00 = 0,330 \text{ Kg/cm}^2 < 1,006 \text{ Kg/cm}^2$$

*Ravanusa, li* \_\_\_\_\_

**IL PROGETTISTA**  
(Dott. Ing. Ignazio LEONE)

# CALCOLI STATICI

## PARAMETRI GEOTECNICI

PARTE EMERGENTE					
Condizioni drenate			Condizioni non drenate		
$\gamma$	1,686	Kg/mc			
$c'$	0,004	Kg/cm <sup>q</sup>	$c_u$	( 0,43 - 0,63 )	Kg/cm <sup>q</sup>
$\varphi'$	27		$\varphi_u$	0	

FONDAZIONI					
Condizioni drenate			Condizioni non drenate		
$\gamma$	1720	Kg/mc			
$c'$	(0,004- 0,34)	Kg/cm <sup>q</sup>	$c_u$	( 0,43 - 0,63 )	Kg/cm <sup>q</sup>
$\varphi'$	18		$\varphi_u$	0	

## CALCOLO CARICO LIMITE TERRENO DI FONDAZIONE

$$q_{lim} = 2/3 C' N_c' + \gamma D N_q' + 0,50 \gamma B N_\gamma'$$

### CARICO LIMITE IN CONDIZIONI DRENATE

$\varphi'$	18			
$c'$	(0,004- 0,34)	Kg/cm <sup>q</sup>	0,004	Kg/cm <sup>q</sup>
$c_u$	( 0,43 - 0,63 )	Kg/cm <sup>q</sup>	0,43	Kg/cm <sup>q</sup>
$\gamma_{terr.}$	1720	Kg/mc	0,00172	Kg/cm <sup>c</sup>
$B$	3	mt	300	cm
$D$	1	mt	100	cm
$N_c$	5,26			
$N_q$	13,1			
$N_\gamma$	4,07			

$q_{lim}$	3,32	Kg/cm <sup>q</sup>
$q_{lim.amm.}$	1,106	Kg/cm <sup>q</sup>

### CARICO LIMITE IN CONDIZIONI NON DRENATE

$N_c'$	5,14
$N_q'$	1
$N_\gamma'$	0

$q_{lim}$	1,645	Kg/cm <sup>q</sup>
$q_{lim.amm.}$	0,548	Kg/cm <sup>q</sup>





## CALCOLO SPINTE

### DATI DI CALCOLO

	D	1	mt	
	H	2	mt	
	Bf	3	mt	
	$\gamma t$	1720	Kg/mc	
	$\gamma_{gabb.}$	1650	Kg/mc	
	$\gamma_{sovr.}$	2000	Kg/mq	
	Hequiv.	1,16	mt	
	$\varphi'$	27		
	$\sigma$	(1,106 - 0,548)	Kg/cm <sup>2</sup>	
	$tg^2(45-\varphi/2)$	0,3754		31,5
				0,084272
				0,007102
	<b>St</b>	1291,376		
<b>SPINTE</b>	<b>Ssovr.</b>	1497,996		

**Forze verticali** Pb 4950 Kg

## VERIFICHE

### VERIFICA RIBALTAMENTO

<b>Ms</b>	15150	Kg		0,00172
<b>Mr</b>	2358,913	Kg		
<b>Ms/Mr</b>	6,42			

### VERIFICA SCORRIMENTO

<b>Sv = Pgabb.</b>	7350	Kg	
<b>S0 = St + Ssovr.</b>	2789,4	Kg	
<b>Sv/S0</b>	2,64		

### VERIFICA SCHIACCIAMENTO

<b>H</b>	3			
<b>N</b>	12300	Kg		
<b>St</b>	2905,596		H=3	
<b>Ssovr.</b>	3370,49	Kg		
<b>Mr</b>	7961,33	Kg		
<b>Ms</b>	3400	Kg		
<b>e = (Mr-Ms)/N</b>	0,371	mt	38,8	cm
<b><math>\sigma</math></b>	0,413	Kg/cm <sup>2</sup>		

$$\sigma < \sigma_t = ( 1.106 - 0,548 )$$

Analisi pluviometriche

Dati di pioggia di massima intensità e di breve durata registrati alla stazione pluviometrica di RAVANUSA nel periodo 1970 - 1997

DURATA (ore)					
ANNI	1	3	6	12	24
1970	47,60	66,00	67,60	69,40	69,40
1972	48,60	53,20	67,60	100,40	172,60
1973	15,80	19,20	20,60	22,00	23,40
1974	40,60	46,00	46,80	68,20	83,40
1975	32,40	38,20	38,60	44,00	44,20
1976	40,00	52,20	52,20	71,60	83,80
1978	24,00	39,60	42,60	44,80	52,00
1980	36,20	57,60	59,00	59,00	59,00
1981	30,80	37,40	43,40	46,80	47,40
1984	47,60	67,80	68,40	98,00	122,40
1985	40,00	64,00	78,60	88,20	97,80
1986	23,40	32,80	33,20	33,20	33,20
1987	20,20	20,20	31,20	31,40	45,00
1988	47,00	78,00	108,00	120,80	140,80
1990	57,80	57,80	57,80	57,80	57,80
<b>1991</b>	<b>85,40</b>	<b>128,00</b>	<b>129,40</b>	<b>154,60</b>	<b>167,80</b>
1992	56,60	56,80	56,80	56,80	56,80
1993	36,80	38,40	38,40	38,40	39,80
1994	29,00	37,80	37,80	37,80	37,80
1995	30,80	34,00	34,00	54,00	59,00
1996	21,40	43,40	61,00	86,60	89,00
1997	15,00	25,00	34,60	34,60	60,20
Media	37,59	49,70	54,89	64,47	74,66
Scarto	16,36	23,48	25,59	32,64	42,05

$\alpha$	0,078444	0,054642	0,050145	0,039307	0,030509
u	30,23	39,14	43,38	49,79	55,74

Durata (ore)					
Tempo di Ritorno	1	3	6	12	24
15	64,31766	115,195	137,9511	175,0386	224,9434
30	73,37563	117,624	138,369	175,1159	224,9579
50	79,97453	119,2105	138,6373	175,1653	224,9672

