



FSC

Fondo per lo Sviluppo
e la Coesione

PROGRAMMAZIONE FSC 2014 - 2020

Patto per lo Sviluppo della Regione Campania

PROGETTO FINANZIATO CON LA DELIBERAZIONE CIPE N. 26 / 2016
C.U.P. E91B15000520009

CONSORZIO DI BONIFICA "VELIA"

Località Piano della Rocca, 84060 - PRIGNANO CILENTO (SA)

Tel. 0974/837206 - Fax. 0974/837154 - Pec: consorziovelia@pec.it - www.consorziovelia.com

INTERVENTO DI VIABILITA' ZONA DIGA ALENTO COMPLETAMENTO STRADA - 3° LOTTO

TRATTO DI PROGETTO	<input type="checkbox"/> Nodo di Cicerale
	<input type="checkbox"/> Dal 5° innesto per Cicerale all'innesto per Monteforte Cilento
	<input checked="" type="checkbox"/> Dall'innesto per Monteforte Cilento a Stio

FATTIB. TECN. - ECONOM. PROGETTO DEFINITIVO PROGETTO ESECUTIVO

Elaborato	G.08	Scala	-	Data	Ottobre 2018	Revisione	<input checked="" type="checkbox"/> 1 <input type="checkbox"/> 2 <input type="checkbox"/> 3 <input type="checkbox"/> 4 <input type="checkbox"/> 5 <input type="checkbox"/> 6
-----------	-------------	-------	---	------	--------------	-----------	--

Oggetto:

Relazione sulle fondazioni

TIPOLOGIA ELABORATO	<input checked="" type="checkbox"/> Descrittivo	<input type="checkbox"/> Grafico	<input checked="" type="checkbox"/> Calcolo
<input type="checkbox"/> Economico	<input type="checkbox"/> Sicurezza	<input type="checkbox"/> Contrattuale	<input type="checkbox"/> Altro

PROGETTISTA

Velia Ingegneria e Servizi Srl

Loc. Piano Della Rocca 84060 PRIGNANO CILENTO (SA)
Tel. 0974/837206 fax 0974/837154 - Pec: veliaingegneria@pec.it

Ing. Gaetano Suppa

Iscritto all'Albo degli Ingegneri di Salerno n. 1854 dal 12.09.1983

GEOLOGO

Dott. Geol. Francesco Peduto

Iscritto all'Albo dei Geologi Regione Campania n. 2683 dal 06.05.1988

R.U.P.

Ing. Marcello Nicodemo

Iscritto all'Albo degli Ingegneri di Salerno n. 1931 dal 16.04.1984

Riferimento archivio digitale: N.023b.10.2018/Ve.Ing

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

1. PREMESSA

La presente relazione tratta delle verifiche di "capacità portante" delle fondazioni di "gabbioni" e "terre armate" previste in progetto. Nello specifico ci si riferisce alle fondazioni dei seguenti interventi:

INT	Tipologia
2	gabbioni
03BIS	gabbioni
03TER	gabbioni
05BIS	gabbioni
06-07	gabbioni
9	gabbioni
09BIS	gabbioni
11	gabbioni
14BIS	gabbioni
18	gabbioni
00	terre rinforzate
01	terre rinforzate
13	terre rinforzate

Tab. 1: interventi verificati nei confronti della capacità portante delle fondazioni

Al fine di parametrizzare il comportamento geotecnico dei terreni di fondazione, il quadro conoscitivo emerso dalle indagini condotte in sito e applicabili correlazioni da letteratura risulta sufficientemente esaustivo. Si rimanda ai contenuti della "Relazione Geologica (B2.01/a)" allegata al progetto per ogni dettaglio.

"Tratto dall'innesto per Monteforte Cilento a Stio"

Nel calcolo è stato considerato un sovraccarico (variabile sfavorevole), posto in corrispondenza della sede stradale, pari a 20 KPa, atto a simulare il sovraccarico da traffico veicolare per strade extraurbane.

Si riportano di seguito le caratteristiche meccaniche dei terreni emerse dalla predette indagini ed i carichi utilizzati al fine della verifica delle fondazioni di gabbioni e terre rinforzate:

		γ_{sat} (KN/mc)	γ_{secco} (KN/mc)	ϕ (°)	C' (Kpa)
PARAMETRI GEOTECNICI	<i>Rilevato strutturale (terre armate)</i>	21.00	19.00	30	0.00
	<i>Materiale di riempimento gabbioni</i>	21.00	19.00	30	10.00
CARICHI	CARICO STRADALE	20 KPa			
	SISMICO	Kh=0,04 Kv= +/- 0,02			

Tab. 2: parametri geotecnici dei terreni e carichi utilizzati nelle verifiche

Le fondazioni sono del tipo "dirette", si prevede di fondare sia i gabbioni che le terre rinforzate su di uno strato di 50 cm di materiale grossolano.

2. PROCEDIMENTO E TEORIA DI CALCOLO

La verifica della capacità portante della fondazione del muro, sia esso di "gabbioni" o "terre rinforzate", viene condotta mediante un programma di calcolo denominato MACSTAR W. Nel seguito si descrivono alcune caratteristiche del predetto software.

Tale verifica costituisce una delle tre, che il software effettua considerando il gabbione o la terra rinforzata come un muro di sostegno classico, procedendo alle opportune combinazioni delle azioni (statiche e sismiche) e delle resistenze secondo i coefficienti imposti dalle NTC 2008, e che l'utente può scegliere in fase di verifica. Le combinazioni utilizzate per le verifiche degli interventi previsti, sono ampiamente trattate nelle relazioni strutturali specifiche di gabbioni e terre rinforzate (Relazione G.03 e Relazione G.04) alle quali si rimanda per ogni approfondimento. Nel seguito della presente relazione si tratterà la sola modalità di verifica della capacità portante delle fondazioni così come prevista dal software utilizzato.

2.1 Verifica come muro di sostegno

La verifica dell'opera come muro di sostegno, si articola nelle tre verifiche classiche dei muri di sostegno (fig. 1): verifica al ribaltamento (5a), verifica allo scorrimento (5b), verifica per capacità portante (5c). Per quest'ultima verifica il valore della pressione di rottura del terreno alla base del muro può essere fornita dall'utente oppure può essere calcolata automaticamente dal programma, come in questo caso.

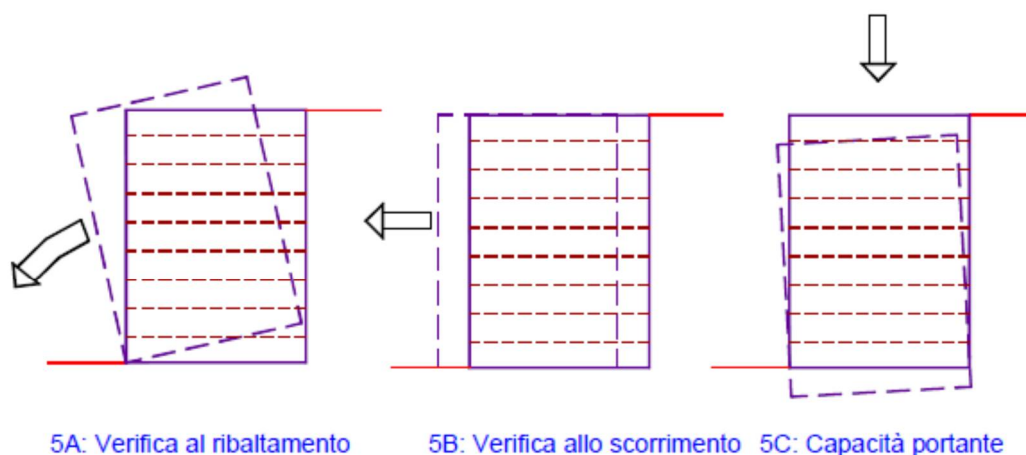


Fig. 1: verifica come muro di sostegno

2.2 Calcolo delle azioni interne al muro

Il procedimento che consente il calcolo delle azioni interne al muro (forze e momenti) si basa sui dati che derivano dalla sezione del programma che esegue le verifiche di stabilità all'equilibrio limite. Il muro, assegnato come superficie di scorrimento singola fittizia, viene suddiviso in conci e per ciascun concio si utilizzano le seguenti grandezze:

- 1) peso totale;
- 2) forze dovute a carichi distribuiti;
- 3) forze dovute a carichi lineari (in questa verifica senza diffusione trasversale);
- 4) forze dovute a carichi puntuali ripetuti o isolati (in questa verifica senza diffusione trasversale);
- 5) forze dovute a tiranti (in questa verifica senza diffusione trasversale);
- 6) forze sul contorno libero dovute alla presenza di falde;
- 7) pressione interstiziale alla base;
- 8) forze dovute a carichi di natura sismica;
- 9) forze interne dovute alla variazione di quota della falda (filtrazione o spinta idrostatica).

Il programma procede quindi calcolando la forza totale stabilizzante lungo la base, la forza orizzontale instabilizzante, il momento stabilizzante e il momento ribaltante.

Forza totale stabilizzante

Si applica il seguente procedimento:

- a) calcolo della forza verticale totale agente sulla base (F_v);

"Tratto dall'innesto per Monteforte Cilento a Stio"

- b) calcolo della forza orizzontale stabilizzante (F_h) dovuta alle forze da 2 a 6;
- c) calcolo della risultante (sottospinta) delle pressioni interstiziali alla base (U);
- d) calcolo della forza totale efficace agente sulla base: $N = F_v - U$
- e) calcolo della forza resistente dovuta alla coesione (F_{coes}) sulla base;
- f) calcolo dell'angolo d'attrito interno medio (ϕ_{med}) sulla base;
- g) calcolo della forza resistente complessiva stabilizzante (F_{stab}):

$$F_{stab} = N \cdot \tan(\phi_{med}) + F_{coes} + F_h$$

Forza totale instabilizzante

La forza totale instabilizzante (orizzontale) interna al muro di sostegno (F_{hin}) è ottenuta sommando le forze 8 e 9.

Momento totale stabilizzante

Il momento totale stabilizzante (M_s) è ottenuto sommando i contributi dovuti ai singoli momenti delle forze da 1 a 6 rispetto allo spigolo di valle del muro.

Momento totale ribaltante

Il momento totale ribaltante (M_r) è ottenuto sommando i contributi dovuti ai singoli momenti delle forze da 8 a 9 rispetto allo spigolo di valle del muro. Si considera altresì il momento instabilizzante (M_u) dovuto alle pressioni interstiziali alla base.

2.3 Calcolo delle massime azioni agenti sul muro

Il calcolo delle azioni agenti sul muro, dovute alle spinte del terreno a tergo, viene ottenuto con un procedimento basato ancora sui dati che derivano dalla sezione del programma che esegue le verifiche di stabilità all'equilibrio limite. Il procedimento utilizzato è il seguente:

- 1) si analizzano 200 di superfici di scorrimento fittizie che comprendono tutta la base del muro e quindi terminano a monte secondo direzioni casuali o direzioni date dalla formulazione di Rankine + Mononobe e Okabe;
- 2) si analizza ciascuna superficie per determinare la spinta applicata al muro ed il relativo momento ribaltante;
- 3) la porzione di terreno interna ad una superficie viene suddivisa in conci e per ciascun concio si determinano tutte le forze già viste nella sezione precedente relativa al muro di sostegno, sottraendo tutte le forze già considerate nel muro ed aggiungendo le forze dovute ad eventuali rinforzi attraversati (con modello rigido); le forze così ottenute sono quelle da cui deriva la spinta sul muro;

"Tratto dall'innesto per Monteforte Cilento a Stio"

- 4) la spinta sul muro viene calcolata sommando i contributi dei singoli conci;
- 5) la spinta dovuta al singolo concio viene ottenuta risolvendo il poligono delle forze composto da quattro forze complessive: la risultante delle componenti orizzontali, la risultante delle componenti verticali, la reazione alla base del concio inclinata dell'angolo di attrito rispetto alla base, la spinta attiva ipotizzata in direzione orizzontale (ipotesi conforme all'assunzione di Bishop nelle analisi di stabilità);
- 6) il momento ribaltante dovuto alla spinta è ottenuto considerando i singoli contributi di tutte le forze rispetto allo spigolo di valle del muro;
- 7) il valore della spinta (Sa) per le verifiche di stabilità del muro di sostegno è ottenuto considerando il massimo delle spinte calcolato su tutte le superfici; il relativo momento (Ma) viene a sua volta utilizzato nelle verifiche al ribaltamento.

2.4 Verifica della capacità portate della fondazione

La verifica della capacità portante della fondazione del muro può essere eseguita sia assegnando la pressione ultima dei terreni di fondazione (p_u), sia facendo calcolare tale grandezza al programma stesso. La pressione ultima dei terreni di fondazione viene calcolata con un metodo generale, che riprende i classici metodi all'equilibrio limite (Terzaghi, Hansen, Meyerhof), e che consente di tenere in conto situazioni stratigrafiche o geometriche complesse. Il procedimento per la verifica della capacità portante alla base del muro si articola nelle seguenti fasi:

- si determina il valore dell'eccentricità (e) dalla relazione:

$$e = B / 2 - [(M_{stab} - M_u) - (M_a + M_r)] / N$$

- si determina la larghezza ridotta (Br) della base di fondazione:

$$Br = B \quad e < 0$$

$$Br = B - 2 \cdot e \quad e > 0$$

- nel caso di pressione ultima assegnata dall'utente si determina la pressione media equivalente (p_{meq}) dalla relazione:

$$p_{meq} = N / Br$$

- nel caso di pressione ultima calcolata dal programma si determina la pressione media equivalente dalla relazione:

$$p_{meq} = R / Br$$

dove R = risultante vettoriale inclinata del carico verticale (N) e della forza totale orizzontale agente sulla base (F_{htot});

si determina il coefficiente di sicurezza per capacità portante (F_{scp}) dalla relazione:

"Tratto dall'innesto per Monteforte Cilento a Stio"

$$F_{scp} = (p_u)/p_{meq}$$

dove p_u = pressione ultima dei terreni di fondazione assegnata dall'utente (intesa allora verticale) o calcolata dal programma (intesa allora inclinata come R)

2.4.1 calcolo pressione ultima in fondazione

La pressione ultima dei terreni di fondazione viene calcolata con un metodo generale, che riprende i classici metodi all'equilibrio limite (Terzaghi, Hansen, Meyerhof), e che consente di tenere in conto situazioni stratigrafiche o geometriche complesse. Il procedimento utilizzato, con riferimento alla fig. 2, è il seguente:

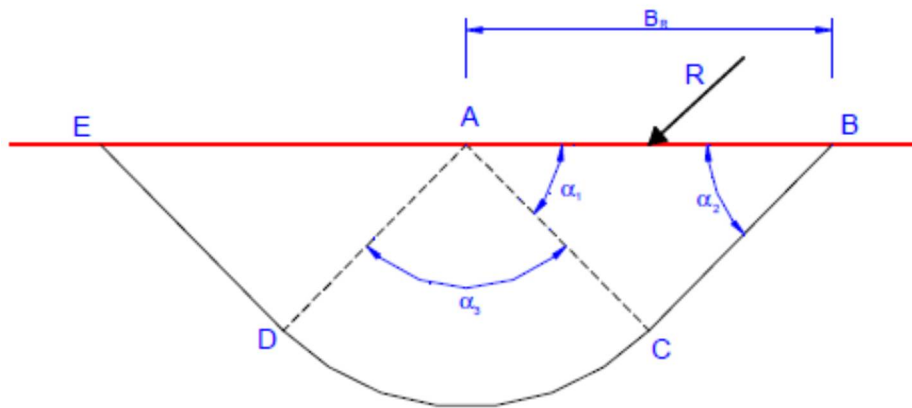


Fig. 2: schema per il calcolo della capacità portante della fondazione

- si considera una fondazione di larghezza B_r soggetta a carico inclinato R , considerato nastriforme, cioè infinitamente esteso nella terza direzione;
- si definiscono 225 superfici del tipo retta (BC) – spirale (CD) – retta (DE) ; per ogni superficie il punto C è ottenuto intersecando le semirette uscenti da A e B con gli angoli α_1 e α_2 (variabili tra 10° e 70° ad intervalli di 4°), mentre il tratto CD è del tipo spirale logaritmica con angolo $\alpha_3 = 90^\circ$, tangente in C al tratto BC; il tratto DE infine è tangente in D alla stessa spirale logaritmica; alcuni controlli geometrici consentono di scartare eventuali superfici non compatibili con la geometria del problema;
- per ogni superficie definita si esegue una analisi di stabilità all'equilibrio limite con il metodo di Janbu incrementando la pressione agente dal valore iniziale (R/B_r) sino ad un valore (p_1) tale da fornire $F_s=1.0$;
- il più piccolo di tutti i valori p_1 calcolati per tutte le superfici generate è la pressione ultima dei terreni di fondazione del muro.

3. COEFFICIENTI DI SOVRADIMENSIONAMENTO – VALORI MINIMI OTTENUTI

Nella verifica di stabilità esterna ed interna si definiscono i cosiddetti coefficienti di sovradimensionamento, cioè i rapporti fra le capacità di resistenza della struttura e le azioni agenti sulla struttura stessa. Poiché nel calcolo si introducono sia i coefficienti di sicurezza parziali che i fattori di amplificazione dei carichi, è sufficiente che i coefficienti di sovradimensionamento siano maggiori od uguali a 1,00 per garantire la sicurezza nei confronti del criterio considerato.

I valori minimi ottenuti nella struttura in oggetto sono riportati in dettaglio nei tabulati di calcolo allegati.

4. RISULTATI

Rimandando ai tabulati di calcolo allegati alle relazioni di calcolo strutturali di terre armate e gabbionate (Relazione G.03 e Relazione G.04) per una più completa disamina dei risultati ottenuti, di seguito si riporta una tabella riassuntiva di tali risultati in termini di coefficiente di sicurezza per la stabilità globale del pendio (F_s) e di coefficiente di sicurezza al carico limite (F_{cp}).

"Tratto dall'innesto per Monteforte Cilento a Stio"

	Fs	Fcp	INT	Blocco	Rilevato	Tipologia
Statico	1,72	5,71	2			gabbioni
Dinamico	1,66	5,7				
Statico	1,57	5,11	03BIS			gabbioni
Dinamico	1,52	4,95				
Statico	1,41	2,87	03TER			gabbioni
Dinamico	1,37	2,87				
Statico	1,47	27,22	05BIS			gabbioni
Dinamico	1,45	27,37				
Statico	1,44	2,89	06-07			gabbioni
Dinamico	1,37	3,05				
Statico	1,45	1,08	9			gabbioni
Dinamico	1,36	1				
Statico	1,8	3,43	09BIS			gabbioni
Dinamico	1,69	3,66				
Statico	1,13	2,02	11			gabbioni
Dinamico	1,1	2,02				
Statico	1,26	4,1	14BIS			gabbioni
Dinamico	1,21	4,28				
Statico	2,28	2,85	18			gabbioni
Dinamico	2,13	3				
Dinamico	1,18	3,17	00	B1	SX	terre rinforzate
Statico	1,24	3,71				
Dinamico	1,08	1,3	01	B1	SX	terre rinforzate
		1,12				
		1,92				
Statico	1,13	1,5				
		1,41				
	2	1,74				
Dinamico	1,1	1,28	13	B1	SX	terre rinforzate
		1,53				
	1,61	2,72				
statico	1,11	1,51				
		1,82				
	1,67	2,93				

Tab. 1: risultati delle elaborazioni

Dalla tabella precedente si evince che tutte le verifiche risultano soddisfatte ($F_s > 1.1$; $F_{cp} > 1$).