



# CONSORZIO DI BONIFICA "VELIA"

Località Piano della Rocca, 84060  
Prignano Cilento (SA)

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

PIANO STRAORDINARIO DI DIFESA IDRAULICA E IDROGEOLOGICA NEI  
BACINI DEL FIUME ALENTO E DELLA FIUMARELLA DI ASCEA (3° STRALCIO)  
C.U.P. E66J16001120005

## INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA DEL RETICOLO IDRAULICO DI BONIFICA

Livello di progettazione

Fattib. tecnico - economica

Progetto definitivo

Progetto esecutivo

Cod. elaborato

**F3.c**

Scala

Data

Agosto 2018

Revisione

1  2  3  4  5  6

Titolo elaborato

### Relazione di calcolo (Gabbionate)

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

#### **PROGETTISTA**

Velia Ingegneria e Servizi Srl

**Ing. Gaetano Suppa**

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

#### **GEOLOGO**

**Dott. Geol. Angelo Elia**

Iscritto all'Albo dei Geologi della  
Regione Campania n. 582 dal 11.02.1988

#### **R.U.P.**

Consorzio di Bonifica "Velia"

**Ing. Giancarlo Greco**

Riferimenti archivio digitale: N.24.07.2018/Ve.Ing.

*Piano straordinario di difesa idraulica e idrogelologica nei bacini del fiume Alento e della Fiumarella di Ascea (3° stralcio). Interventi di manutenzione straordinaria del reticolo idraulico di bonifica*

**Relazione di calcolo e fascicolo strutturale - Gabbionate  
(ai sensi dell'art. 25 del D.P.R. 270/2010 e s.m.i.)**

**Sommario**

<b>PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO E DI CONSULTAZIONE.....</b>	<b>2</b>
<b>CARATTERISTICHE DEI TERRENI .....</b>	<b>3</b>
<b>CARETTERISTICHE GABBIONATE.....</b>	<b>3</b>
<b>PROCEDIMENTO E TEORIA DI CALCOLO .....</b>	<b>4</b>
<b>Calcolo delle azioni interne al muro.....</b>	<b>8</b>
<b>Calcolo delle massime azioni agenti sul muro .....</b>	<b>9</b>
<b>Verifica al ribaltamento .....</b>	<b>10</b>
<b>Verifica allo scorrimento.....</b>	<b>10</b>
<b>Verifica della capacità portate della fondazione.....</b>	<b>10</b>
<b>Azioni sismiche .....</b>	<b>11</b>
<b>COEFFICIENTI DI SOVRADIMENSIONAMENTO – VALORI MINIMI OTTENUTI .....</b>	<b>11</b>
<b>VERIFICA DI STABILITA' DELLE BRIGLIE E DELLE DIFESE SPONDALI COSTITUENTI LE OPERE DI SBOCCO DEI CANALI NEL TORRENTE BADOLATO, E DEI MURI D'ALA DEL CANALE PATTANO.</b>	<b>11</b>

**PREMESSA**

La presente relazione descrive gli interventi di manutenzione straordinaria, da realizzare nei comuni di Castelnuovo Cilento (SA) e Vallo della Lucanica (SA).

Le opere in progetto riguardano interventi diffusi, da realizzare su altrettanti canali di bonifica esistenti, sia in senso trasversale che longitudinale ai canali stessi, miranti alla messa in sicurezza, difesa spondale e ripristino dell'officiosità dei predetti corsi d'acqua, e rientranti nella tipologia costruttiva "gabbionate". In particolare nel seguito vengono riportati i calcoli di progetto delle gabbionate costituenti le "briglie di consolidazione" (opere trasversali) previste lungo alcuni dei suddetti canali, e le "difese spondali" (opere longitudinali) previste in corrispondenza dello sbocco dei canali nel torrente Badolato (cfr. elab. E1.9/a; E1.9/b; E1.9/c). Vengono altresì riportati i calcoli delle gabbionate costituenti i "muri d'ala" dell'opera d'immissione del canale Pattano previsto in progetto, all'interno del Badolato (elab. E1.1/a; E1.1/b). Tutte tali tipologie di opere, sono assimilabili, dal punto di vista statico, a dei muri di sostegno.

**NORMATIVA DI RIFERIMENTO E DI CONSULTAZIONE**

Nella redazione della presente nota si è fatto riferimento alla seguente normativa italiana:

Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, approvate con D. Min. 14/01/2008.

Sono state altresì consultate le seguenti normative:

- Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008 (Circ. CSLPP 02.02.09 n.617);
- Deliberazione di Giunta Regionale Campania n° 5447 del 07 novembre 2002.

Sono definiti muri di sostegno o altre strutture miste ad essi assimilabili:

- muri, per i quali la funzione di sostegno è affidata al peso proprio del muro e a quello del terreno direttamente agente su di esso (ad esempio muri a gravità, muri a mensola, muri a contrafforti);
- strutture miste, che esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento (ad esempio, terra rinforzata, muri cellulari).

Le verifiche da effettuare sono:

**SLU di tipo geotecnica (GEO) e di Equilibrio di corpo rigido (EQU)**

- stabilità globale del complesso dell'opera di sostegno-terreno;

**Piano straordinario di difesa idraulica e idrogeologica nei bacini del fiume Alento e della Fiumarella di Ascea (3° stralcio). Interventi di manutenzione straordinaria del reticolo idraulico di bonifica**

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso del carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento.

**SLU di tipo strutturale (STR)**

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

**CARATTERISTICHE DEI TERRENI**

Le caratteristiche dei terreni assunte ai fini delle verifiche di stabilità, sono quelle dedotte dalle prove effettuate ad hoc ed opportunamente elaborate riportate nella tabella seguente. Per i dettagli si rimanda allo "Studio geologico e di compatibilità idrogeomorfologica (elab. C1)" allegato al progetto.

		$\gamma_{sat}$ (KN/mc)	$\gamma_{secco}$ (KN/mc)	$\phi$ (°)	C' (Kpa)
<b>PARAMETRI GEOTECNICI</b>	<i>Coltre superficiale alterata</i>	19	18.5	23	15
	<i>Strato di base</i>	22	21.00	27	18
<b>CARICHI</b>	Coeff. sismici	Kh=0,04      Kv= +/- 0,02			

**Tab. 1: caratteristiche geotecniche dei terreni**
**CARETTERISTICHE GABBIONATE**

Gabbioni in rete metallica a doppia torsione con maglia esagonale tipo 8x10 in accordo con le UNI-EN 10223-3, tessuta con trafilato di ferro, conforme alle UNI-EN 10223-3 per le caratteristiche meccaniche e UNI-EN 10218 per le tolleranze sui diametri, avente carico di rottura compreso fra 350 e 500 N/mm<sup>2</sup> e allungamento minimo pari al 10%, avente un diametro pari 3.00 mm, galvanizzato con lega eutettica di Zinco - Alluminio (ZN.AL5%) conforme alla EN 10244 – Classe A con un quantitativo non inferiore a 255 g/m<sup>2</sup>; in accordo con le "Linee Guida per la redazione di Capitolati per l'impiego di rete metallica a doppia torsione" emesse dalla Presidenza del Consiglio Superiore LL.PP., Commissione Relatrice n°16/2006, il 12 maggio 2006 e certificati con Marcatura CE in conformità della norma europea ETA 09-0413.

I gabbioni in rete metallica a doppia torsione, dovranno soddisfare a quanto esplicitato nella Nota del Consiglio Superiore dei LL.PP del 20/04/2017 avente ad oggetto "qualificazioni di gabbioni e reti metalliche ad uso strutturale". Nello specifico, l'impiego dei gabbioni e delle reti metalliche con finalità strutturali è consentito solo se si è in possesso del Certificato di Idoneità Tecnica rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale,

**Piano straordinario di difesa idraulica e idrogeologica nei bacini del fiume Alento e della Fiumarella di Ascea (3° stralcio). Interventi di manutenzione straordinaria del reticolo idraulico di bonifica**

oppure se in possesso di marcatura CE rilasciata da Organismo notificato che faccia riferimento ad un ETA (Valutazione Tecnica Europea) rilasciato per il prodotto in questione sulla base di un EAD (Documento di Valutazione Europea), così come specificata nelle "Linee guida per la certificazione di idoneità tecnica all'impiego ed all'utilizzo di prodotti in rete metallica a doppia torsione" approvate dalla Prima Sezione del Consiglio Superiore dei LL.PP. con parere n. 69 del 02/07/2013.

In merito alla coesione si specifica quanto segue:

i tests condotti nel passato sui gabbioni hanno permesso di determinare la coesione efficace che la rete metallica conferisce all'insieme e che dipende dal contenuto di rete per unità di volume. La coesione equivalente di un gabbione "Cg" è in generale espressa dalla relazione empirica:

$$C_g = 0.03 P_u - 0.05 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad (1)$$

dove:

- $P_u$  = peso della rete metallica in kg per m<sup>3</sup> di gabbione;

il valore di  $P_u$ , è mediamente pari a 5.9 kg/m<sup>3</sup> per cui si ottiene che:

$$C_g = 0.03 \times 5.9 - 0.05 = 0.127 \text{ kg/cm}^2 = 12.7 \text{ kPa}$$

Ai fini di calcolo è stato assunto un valore di coesione pari a 12.5 kPa.

Il pietrame da utilizzarsi per il riempimento dei gabbioni potrà essere pietrame di cava o ciottoli, purché abbia una struttura compatta, non friabile, resistente all'acqua, non gelivo e di alto peso specifico. La pezzatura dovrà avere dimensioni compatibili con la dimensione della maglia prevista per il gabbione (8x10). Le caratteristiche minime da assicurare per il materiale di riempimento dei gabbioni sono le seguenti:

$\gamma_{sat}$ (KN/mc)	$\gamma_{secco}$ (KN/mc)	$\phi$ (°)	C' (Kpa)
17.50	19.00	40	12.5

**PROCEDIMENTO E TEORIA DI CALCOLO**

In base alle NTC 2008, sono definiti muri di sostegno o altre strutture miste ad essi assimilabili:

- muri, per i quali la funzione di sostegno è affidata al peso proprio del muro e a quello del terreno direttamente agente su di esso (ad esempio muri a gravità, muri a mensola, muri a contrafforti);

**Piano straordinario di difesa idraulica e idrogelologica nei bacini del fiume Alento e della Fiumarella di Ascea (3° stralcio). Interventi di manutenzione straordinaria del reticolo idraulico di bonifica**

---

- strutture miste, che esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento (ad esempio, terra rinforzata, muri cellulari).

Le verifiche di equilibrio limite ultimo richiedono il rispetto della condizione:

$$E_d < R_d \quad (2)$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione:

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad (3)$$

mentre  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad (4)$$

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi:

**Approccio 1:** sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

**Approccio 2:** è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. delle NTC 2008, riportata in basso.

**Piano straordinario di difesa idraulica e idrogelologica nei bacini del fiume Alento e della Fiumarella di Ascea (3° stralcio). Interventi di manutenzione straordinaria del reticolo idraulico di bonifica**
**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_E$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Fig1: coefficienti parziali azioni**

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato, in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella Tab. 6.2.II delle NTC 2008, riportata in basso, e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$ .

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Fig2: coefficienti parziali parametri geotecnici**

Per i manufatti di materiali sciolti, quali rilevati, argini di difesa per fiumi, canali e litorali, rinfianchi, rinterri, terrapieni e colmate, le verifiche di sicurezza (SLU) devono essere effettuate secondo l'Approccio 1, Combinazione 2:

$$(A2+M2+R2)$$

tenendo conto dei valori del coefficiente parziale  $\gamma_R$  specificato nella Tab. 6.8.I delle NTC 2008, riportata di seguito.

**Piano straordinario di difesa idraulica e idrogelologica nei bacini del fiume Alento e della Fiumarella di Ascea (3° stralcio). Interventi di manutenzione straordinaria del reticolo idraulico di bonifica**
**Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.**

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

**Fig3: coefficienti parziali resistenze**

In condizioni sismiche la norma prescrive le stesse verifiche da realizzarsi in condizioni statiche.

La procedura seguita per la progettazione, consiste in definitiva, nella creazione di una serie di verifiche con le seguenti combinazioni:

• **Verifiche sismiche:**

Stabilità globale  $FS > 1,1$ ;

Scorrimento  $FS_{sc} > 1$ ;

Ribaltamento  $FS_{rb} > 1$ ;

Portanza  $FS_{cp} > 1$ ;

Approccio 1: Combinazione 2 ( $M2+R2+kh+/- kv$ )

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), adoperando coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte.

Nessuna combinazione di carico allo stato limite di esercizio viene prevista, in quanto nessuna determinazione di spostamento dell'opera a fini di controllo di funzionalità della stessa viene effettuata, risultando poco significativa vista la intrinseca deformabilità della tipologia di struttura di sostegno esaminata.

La valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità viene condotta mediante un programma di calcolo denominato MACSTARS W 4.0, di cui si riportano di seguito le principali caratteristiche.

La verifica in oggetto viene svolta dal programma con un procedimento che si articola nelle seguenti fasi:

- 1) scelta dell'opera o di una sua parte da verificare (a cura dell'utente);
- 2) verifica geometrica della scelta;
- 3) definizione del muro (profilo contro terra a tergo);
- 4) calcolo delle forze stabilizzanti;
- 5) calcolo della massima spinta;

**Piano straordinario di difesa idraulica e idrogeologica nei bacini del fiume Alento e della Fiumarella di Ascea (3° stralcio). Interventi di manutenzione straordinaria del reticolo idraulico di bonifica**

---

- 6) verifiche allo scorrimento;
- 7) verifica al ribaltamento;
- 8) verifica per capacità portante fondazione (carico limite).

**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 ( $F_v$ );
- 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 ( $\phi_{med}$ ) sulla base;

g) calcolo della forza resistente complessiva stabilizzante ( $F_{stab}$ ):

$$F_{stab} = N \cdot \tan(\varphi_{med}) + F_{coes} + F_h \quad (5)$$

### **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.

## **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;
- 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

**Piano straordinario di difesa idraulica e idrogelologica nei bacini del fiume Alento e della Fiumarella di Ascea (3° stralcio). Interventi di manutenzione straordinaria del reticolo idraulico di bonifica**

---

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 ( $S_a$ ) per le verifiche di stabilità del muro di sostegno è ottenuto considerando il massimo delle spinte calcolato su tutte le superfici; il relativo momento ( $M_a$ ) viene a sua volta utilizzato nelle verifiche al ribaltamento.

**Verifica al ribaltamento**

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento ( $F_{srb}$ ) è dato dal seguente rapporto:

$$F_{srb} = (M_{stab} - M_u) / (M_a + M_r) \quad (6)$$

dove riepilogando:

- $M_{stab}$  = momento stabilizzante dovuto alle forze agenti sul muro;
- $M_u$  = momento ribaltante dovuto alle forze interstiziali alla base del muro;
- $M_a$  = momento ribaltante dovuto alla spinta (attiva) massima agente sul muro;
- $M_r$  = momento ribaltante dovuto alle forze orizzontali instabilizzanti agente nel muro (per sisma o forze idrauliche)

**Verifica allo scorrimento**

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento ( $F_{ssc}$ ) è dato dal seguente rapporto:

$$F_{ssc} = F_{stab} / F_{htot} \quad (7)$$

essendo:  $F_{htot} = (S_a + F_{hin})$

dove riepilogando:

- $F_{stab}$  = forza totale stabilizzante agente alla base del muro;
- $S_a$  = spinta (attiva) massima agente sul muro;
- $F_{hin}$  = forza orizzontale instabilizzante agente nel muro (per sisma o forze idrauliche).

**Verifica della capacità portate della fondazione**

Si rimanda alla "Relazione sulle fondazioni (elab. F.5)"

### **Azioni sismiche**

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

$$F_h = k_h \times W \text{ ed } F_v = k_v \times W,$$

con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale.

Si rimanda alla "Relazione sulla modellazione sismica del sito (elab. F.1)" per maggiori dettagli.

Basta qui ricordare che ai fini dei calcoli, sono stati assunti i seguenti coefficienti sismici:

$$k_h = 0.04; k_v = +/- 0.02$$

### **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.

### **VERIFICA DI STABILITÀ DELLE BRIGLIE E DELLE DIFESE SPONDALI COSTITUENTI LE OPERE DI SBOCCO DEI CANALI NEL TORRENTE BADOLATO, E DEI MURI D'ALA DEL CANALE PATTANO**

Tramite il software MACSTARS W, è stata effettuata la verifica di stabilità della briglia tipo in progetto per la situazione più critica, ossia quella per cui l'opera risulta costituita da due ordini di gabbioni, dell'altezza di 1.00 m ciascuno, di cui uno interrato ed uno fuori terra.

La verifica è stata effettuata a riempimento a tergo della briglia avvenuto, considerando il carico dovuto alla corrente idrica sia a monte che a valle (simulate come due livelli di falda). Come imposto dalla normativa vigente, l'opera è stata verificata:

- per la stabilità interna;
- per la stabilità globale;

**Piano straordinario di difesa idraulica e idrogeologica nei bacini del fiume Alento e della Fiumarella di Ascea (3° stralcio). Interventi di manutenzione straordinaria del reticolo idraulico di bonifica**

- come muro di sostegno.

Per quanto concerne le difese spondali, l'opera risulta costituita da due ordini di gabbioni, dell'altezza di 1.00 m ciascuno, di cui uno interrato per 0.50 m ed uno fuori terra.

Si è considerato un livello di falda di 1.00 m corrispondente al livello di piena con periodo di ritorno  $T = 200$  anni del canale BD5. Come per le briglie, l'opera è stata verificata:

- per la stabilità interna;
- per la stabilità globale;
- come muro di sostegno.

Per quanto concerne i muri d'ala in gabbioni costituenti l'opera di sbocco del canale Pattano nel Badolato, l'opera risulta costituita da sette ordini di gabbioni, dell'altezza di 1.00 m ciascuno, di cui il primo interrato ed i restanti fuori terra. Ai fini della modellazione in MACSTARS W, le ultime due file di gabbioni, non interagenti con il profilo del pendio a tergo del canale in progetto, sono state sostituite da un carico uniformemente distribuito, di intensità pari al peso del volume di tali gabbioni, spalmato sull'impronta dei gabbioni stessi

Si è considerato un livello di falda di 1.00 m per simulare il tirante idrico in corrispondenza dello sbocco. Come per le briglie, l'opera è stata verificata:

- per la stabilità interna;
- per la stabilità globale;
- come muro di sostegno.

**RISULTATI DELLE ELABORAZIONI**

Allegati alle presente relazione vengono riportati i tabulati di calcolo generati dal software MACSTAR W.

Le caratteristiche geomeccaniche minime assunte per i materiali costituenti il riempimento dei gabbioni e per i terreni in sito, nonché i carichi sismici ed accidentali utilizzati, sono riportati nella tabella seguente:

		$\gamma_{\text{sat}}$ (KN/mc)	$\gamma_{\text{secco}}$ (KN/mc)	$\phi$ (°)	C' (Kpa)
<b>PARAMETRI GEOTECNICI</b>	<i>Coltre superficiale alterata</i>	19	18.5	23	15
	<i>Strato di base</i>	22	21.00	27	18
	<i>Materiale di riempimento a tergo dei gabbioni</i>	17.50	19.00	40	12.5
	<b>SISMICO</b>	Kh=0,04      Kv= +/- 0,02			

**Tab. 2: caratteristiche geomeccaniche dei materiali e carichi agenti assunti per la progettazione**

**Piano straordinario di difesa idraulica e idrogelologica nei bacini del fiume Alento e della Fiumarella di Ascea (3° stralcio). Interventi di manutenzione straordinaria del reticolo idraulico di bonifica**

Rimandando ai tabulati di calcolo allegati 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 (Fs), coefficiente di sicurezza allo scorrimento del muro (Fsc), coefficiente di sicurezza al ribaltamento del muro (Frb) e coefficiente di sicurezza a carico limite (Fcp).

OPERA	STABILITA' GLOBALE	STABILITA' INTERNA			MURO DI SOSTEGNO		
	FS	Fsc	Fcp	Frb	Fsc	Fcp	Frb
BRIGLIA	3,06	1,72	1,1	1,39	3,54	5,30	4,61
DIFESA SPONDALE	4,08	30,06	34,46	9999	29,69	12,74	9999
MURI D'ALA	1,51	2,49	5,89	3,63	3,37	9,94	5,20

**Tab. 3: risultati delle elaborazioni per i diversi interventi**

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

**ALLEGATI:**

- I. Nota Tecnica: Validazione codice di calcolo MACSTARS W

## NOTA TECNICA 10: VALIDAZIONE DI MACSTARS W

**Il programma MACSTARS W è stato sottoposto a numerosi confronti numerici sia con calcoli manuali che con altri softwares di analisi di stabilità dei pendii, allo scopo di verificare la correttezza dei suoi risultati.**

Gli studi hanno visto il confronto tra i risultati del Macstars e:

- calcolo manuale
- software PANGEO-Pendii
- software SLOPE-W
- software TALREN

### 1 - CONFRONTO CON IL CALCOLO MANUALE UTILIZZANDO IL METODO JANBU

Il confronto è stato realizzato utilizzando il metodo di Janbu, prefissando la superficie di scivolamento e studiando, per semplicità, un caso di 2 concii [1].

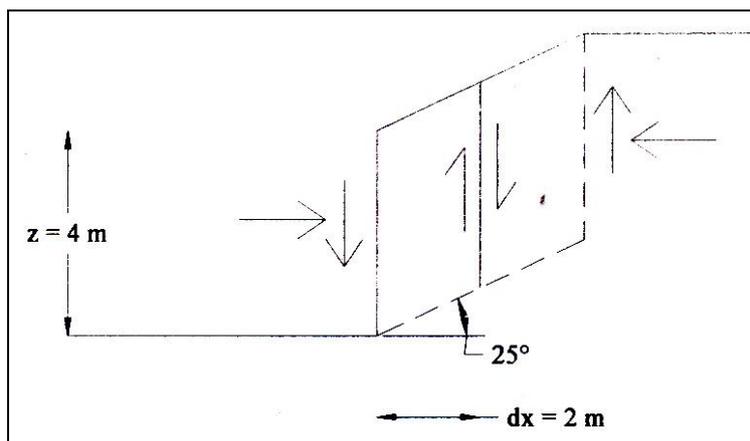


Fig. 1: Schema utilizzato nel calcolo manuale

I risultati, riportati nella tabella seguente sono pressoché coincidenti (scostamento massimo pari al 1.4%), tranne il caso 5 (scostamento pari al 13%), in cui entrano in gioco le diverse ipotesi di diffusione dei carichi all'interno del rilevato tra calcolo manuale (che riporta il carico applicato in sommità alla base del concio interessato) e MACSTARS W (che utilizza un semiangolo di circa 27° dalla direzione del carico).

CASO	SCHEMA DI CALCOLO	FS Macstars	FS Manuale	Differenza %
1	Naturale	1.341	1.34	0
2	Sovraccarico orizzontale uniforme sul pendio	3.918	3.917	0
3	Sovraccarico uniforme ortogonale al pendio	2.339	2.339	0
4	Carichi concentrati ortogonali al pendio nei punti medi dei concii	1.940	1.939	0
5	Carichi concentrati ad inclinazione 25° nei punti medi dei concii	1.150	0.994	+ 13.5
6	Carico concentrato ortogonale al pendio nel punto medio del primo concio	1.640	1.639	0
7	Falda in quiete	0.678	0.664	+ 2
8	Falda in moto	0.706	0.696	+ 1.4
9	Con rinforzo	1.971	1.971	0

Tab. 1: confronto con il calcolo manuale

### 2 - CONFRONTO CON IL PROGRAMMA DI CALCOLO PANGEO È PENDII

Pangeo-Pendii è un programma che consente di determinare il coefficiente di sicurezza lungo possibili superfici di rottura per definite sezioni di un pendio, utilizzando metodi all'equilibrio limite [1]

Il codice considera la presenza di terreni anisotropi omogenei e stratificati, coesivi e incoerenti, in presenza di falda freatica e di eventuali carichi esterni quali azioni sismiche superficiali e tiranti di ancoraggio.

Sono state effettuate verifiche con varie situazioni di falda in quiete e con filtrazione ed in varie condizioni di sovraccarico, utilizzando pendii omogenei infinitamente estesi e con inclinazione 25° in ghiaia, sabbia, limo e argilla, sia senza rinforzi che con forze applicate per simulare i rinforzi.

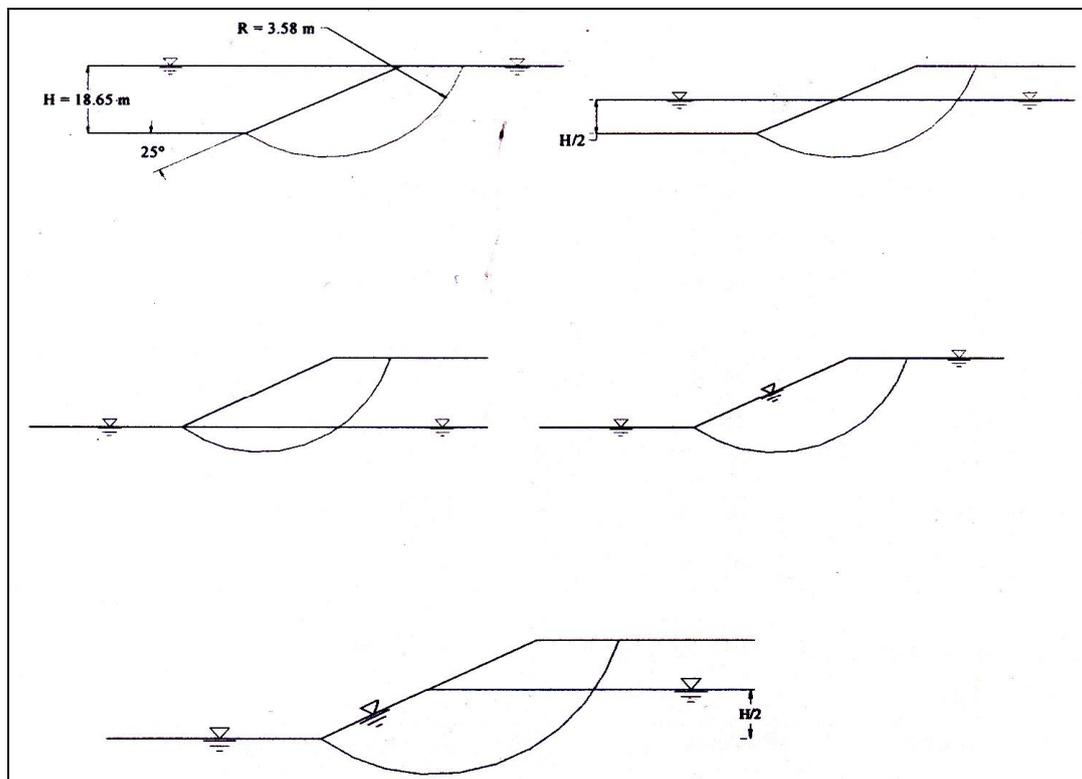


Fig. 2: Schemi utilizzati nel confronto con Pangeo-Pendii

Le verifiche sono state effettuate con i metodi di Bishop e Janbu con superficie assegnata e i risultati sono riportati nella tabella seguente relativamente ai casi con ghiaia e argilla:

<b>Casi con falda (Bishop È Argilla)</b>	<b>FS Macstars</b>	<b>FS Pendii</b>	<b>À %</b>
Pendio completamente sommerso . falda in quieta	2.237	2.226	<b>+0.3</b>
Pendio parzialmente sommerso . falda in quieta	1.703	1.678	<b>+0.3</b>
Pendio fuori falda . falda in quieta	1.912	1.902	<b>+0.5</b>
Pendio completamente in filtrazione	0.69	1.026	<b>-48.7</b>
Pendio parzialmente in filtrazione	0.977	1.145	<b>-17</b>
<b>Casi con falda (Bishop È Ghiaia)</b>	<b>FS Macstars</b>	<b>Fs Pendii</b>	<b>À %</b>
Pendio completamente sommerso . falda in quieta	2.942	2.93	<b>+0.4</b>
Pendio parzialmente sommerso . falda in quieta	2.306	2.286	<b>+0.9</b>
Pendio fuori falda . falda in quieta	2.549	2.542	<b>+0.3</b>
Pendio completamente in filtrazione	1.037	1.511	<b>-45.7</b>
Pendio parzialmente in filtrazione	1.608	1.876	<b>-16.7</b>
<b>Casi con sovraccarico distribuito (Argilla È Janbu)</b>	<b>FS Macstars</b>	<b>Fs Pendii</b>	<b>À %</b>
Q = 0	2.233	2.263	<b>-1.3</b>
Q = 100 kPa	1.897	1.768	<b>+5.8</b>
Q = 500 kPa	1.363	1.127	<b>+17.3</b>
Q = 1000 kPa	1.14	0.891	<b>+21.8</b>
<b>Casi con sovraccarico distribuito (Ghiaia È Janbu)</b>	<b>Fs Macstars</b>	<b>Fs Pendii</b>	<b>À %</b>
Q = 0	2.871	2.907	<b>-1.3</b>
Q = 100 kPa	2.442	2.34	<b>+4.2</b>
Q = 500 kPa	1.835	1.531	<b>+16.6</b>
Q = 1000 kPa	1.539	1.214	<b>+21.1</b>

Tab. 2: confronto con il programma Pangeo-Pendii

Gli scostamenti tra i due programmi risultano sensibili solo per pendio in filtrazione (fino al 50% quando la falda è parallela al profilo del pendio), in quanto le ipotesi di calcolo di Pangeo . Pendii non sono in grado di tenere in conto correttamente della componente orizzontale di una falda inclinata. Macstars, invece, considera correttamente le forze idrodinamiche come verificato dal confronto con il calcolo manuale (caso 8).

Per quanto riguarda invece le differenze dei risultati nel caso con carichi distribuiti, essa è dovuta al fatto che in Macstars i carichi distribuiti vengono riportati alla base dei concetti interessati in sommità, senza alcuna diffusione laterale, mentre tale Pangeo . Pendii la considera. In ogni caso tale differenza risulta essere sostanziale solo in caso di presenza di carichi distribuiti molto superiori a quelli realmente presenti.

### 3 - CONFRONTO CON SLOPE/W E MACSTARS W

Slope/W è un programma di stabilità dei pendii realizzato dalla Geo-Slope International, ampiamente utilizzato in geotecnica per le verifiche di stabilità che prevede la possibilità di inserire elementi di rinforzo del tipo geosintetici.

Il confronto è stato realizzato su di una struttura mista costituita da tre bancate sovrapposte, ciascuna di altezza 5 m e composta da 7 elementi Terramesh a 3 geogriglie Paralink 200 M.

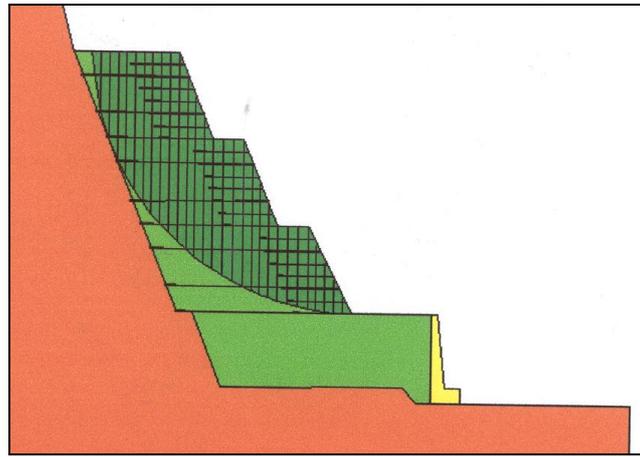


Fig. 3: schema utilizzato nel confronto con Slope/W

I risultati ottenuti sono messi a confronto nei grafici seguenti:

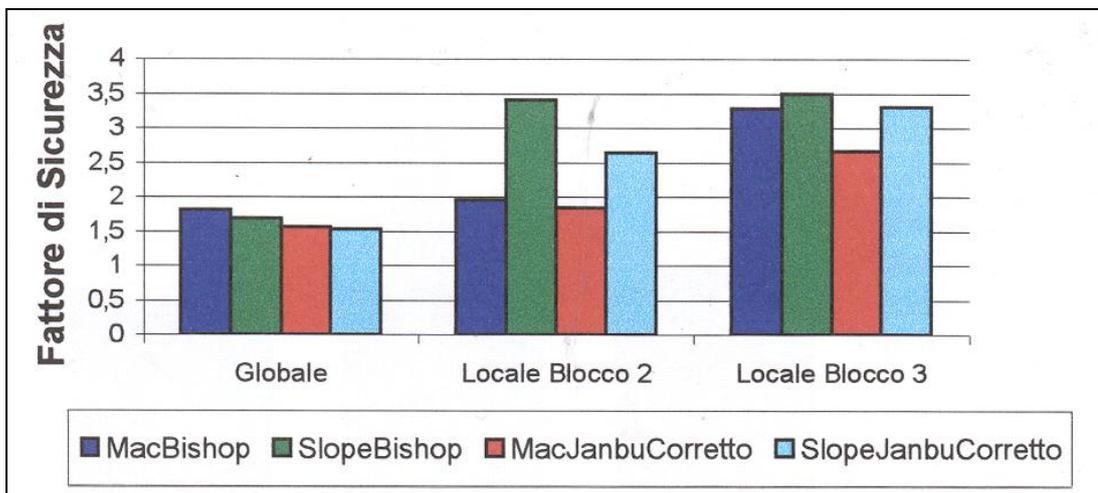


Fig. 4: confronto con il programma Slope/W. Coefficienti di sicurezza minimi ottenuti con i diversi metodi dell'equilibrio limite

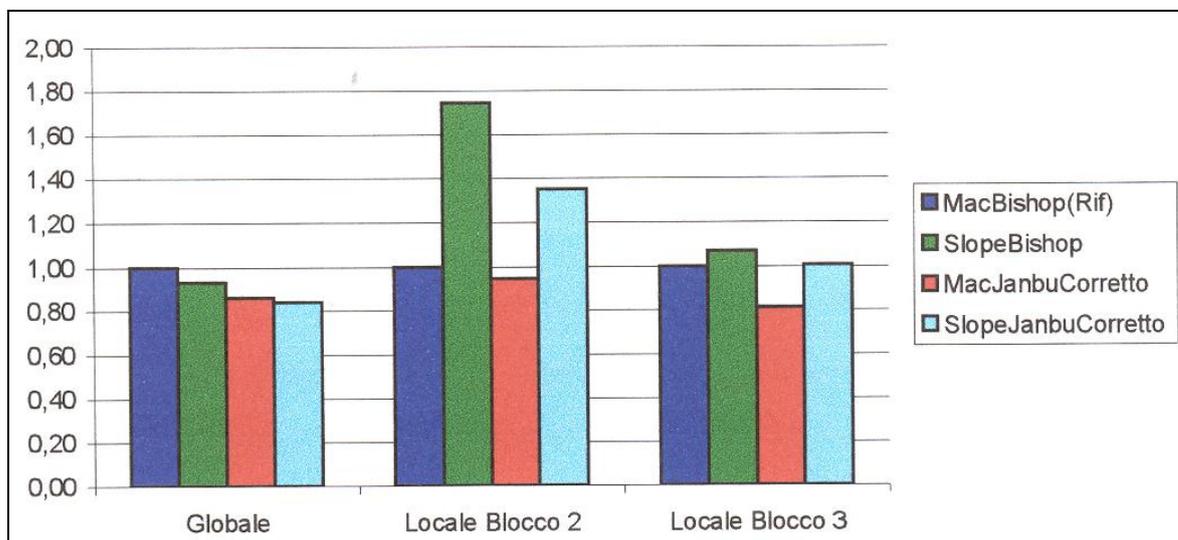


Fig. 5: confronto con il programma Slope/W. Spostamenti percentuali dei coefficienti di sicurezza rispetto al valore di riferimento di Macstars-Bishop

Dai grafici si vede che nelle verifiche globali i valori che si sono ottenuti dai due diversi programmi per i due metodi analizzati (Bishop e Janbu semplificati) portano a valori decisamente confrontabili.

Per quel che riguarda le verifiche locali si hanno scostamenti più importanti tra i due softwares, in particolare per la verifica locale sulla seconda bancata i due programmi danno valori molto differenti per il fatto che, trattando in maniera differente le forze d'interfaccia dovute ai rinforzi, se la superficie di scorrimento va ad intersecare la maggior parte di questi verso la fine del tratto di ancoraggio, la risposta del software cambia. Ciò è dovuto al fatto che Macstars utilizza un approccio più conservativo dato che non viene considerato come contributo all'ancoraggio quello fornito dagli ultimi 0.15 m di rinforzo, per tenere conto delle possibili tolleranze che si hanno in cantiere sull'effettiva lunghezza dei rinforzi rispetto a quelle teoriche di progetto.

A riprova di ciò, si noti che gli scarti sulla terza bancata, dove è limitato il numero dei rinforzi intersecati, si attenua lo scarto tra i risultati.

**4 - CONFRONTO CON IL SOFTWARE TALREN**

Il software Talren, realizzato dalla Terrasol, permette il calcolo di strutture geotecniche con il metodo dell'equilibrio limite, secondo superfici circolari o non-circolari. I rinforzi che possono essere utilizzati dal programma sono: tiranti, pali, micropali e geosintetici. Il confronto tra i risultati di Talren e quelli di Macstars è stato realizzato su di una struttura mista costituita da Terramesh System e geogriglie Paralink 200M

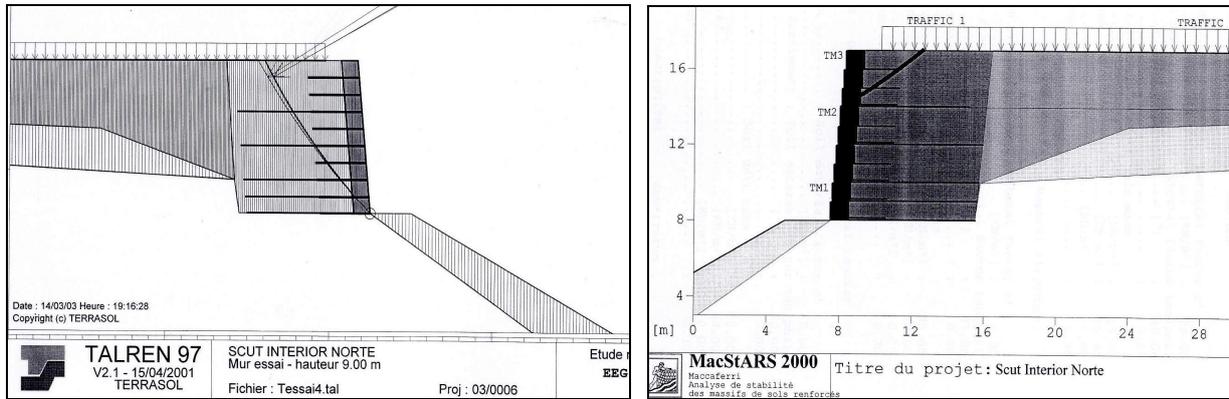


Fig. 6: schemi utilizzati nel confronto con Talren

ed ha portato ai seguenti risultati [3]:

Caso	Superficie critica E combinazione di carico	FS Macstars	FS Talren	Δ %
1	Stabilità interna (combinazione A); rottura circolare al piede	1.02	1.03	0
2	Stabilità interna (combinazione A); rottura circolare a 2/3 dal piede	1.24	1.24	0
3	Stabilità interna (combinazione B); rottura circolare al piede	1.27	1.24	+ 2
4	Stabilità interna (combinazione B); rottura circolare a 2/3 dal piede	1.75	1.68	+ 4
5	Stabilità generale (combinazione A);	1.21	1.21	0
6	Stabilità generale (combinazione B);	1.40	1.37	+ 2

Tab. 3: confronto con il programma Talren

Come si vede le differenze tra i risultati sono pressoché nulle.

**5 - CONFRONTO CON LE FORMULE DI LETTERATURA**

È stato analizzato un esempio riportato in letteratura [4] di un pendio inclinato di 12° rispetto all'orizzontale, in condizioni sature e con la falda parallela al pendio, per verificare la congruità del calcolo di Macstars con le formule teoriche nel caso di falda inclinata, ottenendo gli stessi risultati numerici.

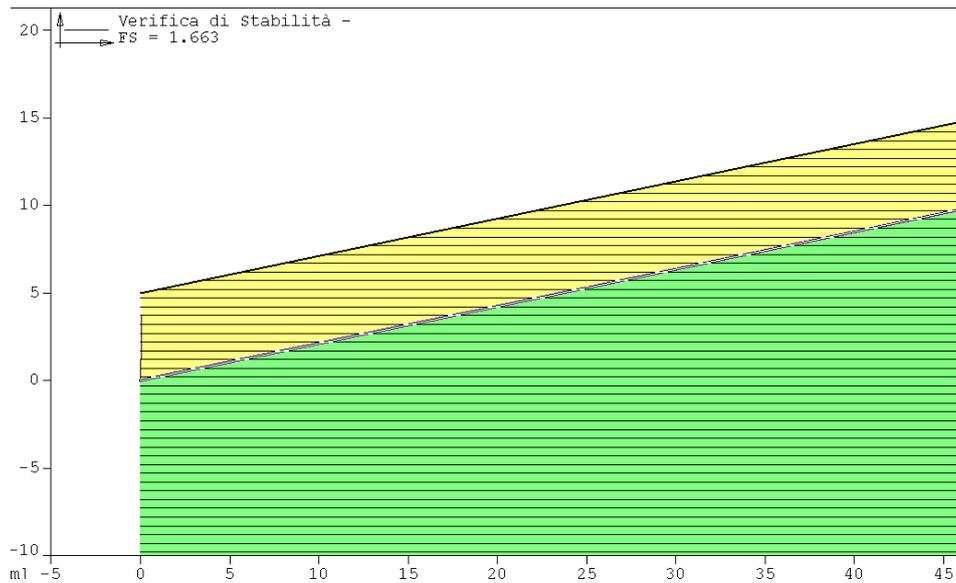


Fig. 7 Caso (a) con i valori di peak strength: FS=1.663 (FS teorico = 1.66)

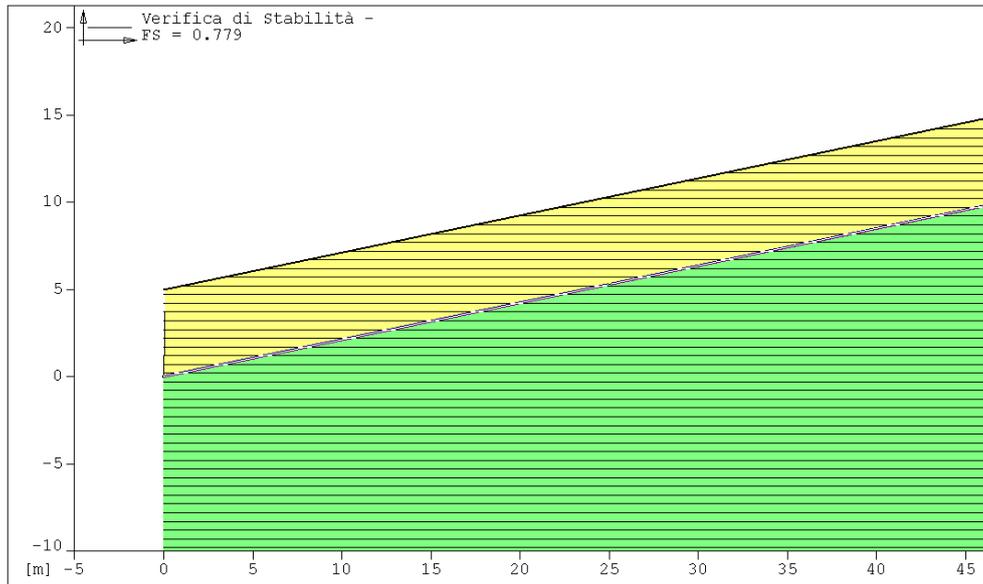


Fig. 8: Caso (b) con i valori di residual strength: FS=0.779 (FS teorico = 0.78)

#### CONCLUSIONI

I risultati che si sono ottenuti evidenziano un pieno accordo quantitativo e qualitativo sulle verifiche di stabilità del pendio condotte con Macstars rispetto agli altri softwares.

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] GIVANNI I. 2001  
*Limiti dei metodi tradizionali nelle verifiche di stabilità di opere in terra rinforzata con geomateriali, Università degli Studi di Ferrara - Tesi di Laurea*
- [2] COEN G. 2001  
*Analisi di strutture in terra rinforzata; Università degli Studi di Roma "La Sapienza" - Tesi di Laurea*
- [3] EEG SIMECSOL 2003  
*Norinter . Soutements en remblai renforce, Rapport non pubblicato*
- [4] CRAIG R.F 1992.  
*Soil Mechanics ; Chapman & Hall, London.*

Roma, 27/10/2011

## **TO WHOM IT MAY CONCERN**

### **SUBJECT: Validation of Macstars W software**

This is to declare that the comparative checks made with both hand calculations and other commercial softwares (Pangeo, Flac, Plaxis, Geoslope, Slope-W, Talren: see bibliography) have shown that the software Macstars-W developed by Officine Maccaferri S.p.A. for the design and check of reinforced soil structures is fully reliable and its numerical results are comparable with those of the above referred softwares.

Name: Prof. Eng. Quintilio Napoleoni

Designation: Assistant Professor in Geotechnical Engineering at the Engineering Faculty of the University of Rome "Sapienza"

(Office Stamp)



#### **BIBLIOGRAFIA**

- [1] GIVANNI I. 2001 - Limiti dei metodi tradizionali nelle verifiche di stabilità di opere in terra rinforzata con geomateriali. Università degli Studi di Ferrara - Tesi di Laurea
- [2] COEN G. 2001 - Analisi di strutture in terra rinforzata; Università degli Studi di Roma "La Sapienza" - Tesi di Laurea
- [3] EEG SIMECSOL 2003 - Norinter – Soutements en remblai renforcé; Rapporto non pubblicato
- [4] VICARI M., DURAN DA SILVA J. - Lessons learned from the numerical modelling of a retaining wall with non-uniform reinforcements. INFOGEO 2005, Belo Horizonte
- 5) NAPOLEONI Q. 2010 – Verifica di terre rinforzate con software all'equilibrio globale e agli elementi finiti. Rapporto non pubblicato