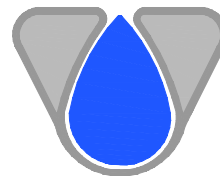




Progetto cofinanziato
dal POC Campania
2014-2020



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

PIANO STRAORDINARIO DI DIFESA IDROGEOLOGICA DEGLI ALVEI NATURALI NEI BACINI DEL FIUME ALENTO E DELLA FIUMARELLA DI ASCEA



*Interventi integrati di mitigazione del rischio idrogeologico e di tutela
e recupero degli ecosistemi e della biodiversità dei bacini
del fiume Alento e della Fiumarella di Ascea*

1° LOTTO ESECUTIVO

Livello di progettazione

Fattib. tecnico - economica

Progetto definitivo

Progetto esecutivo

Cod. elaborato

G3a

Scala

Data

Giugno 2023

Revisione

1 2 3 4 5 6

Titolo elaborato

Argine Velina - Relazione generale e metodologica

TIPOLOGIA
ELABORATO

Descrittivo

Grafico

Calcolo

Economico

Sicurezza

Disciplinare/Contrattuale

Altro

PROGETTISTA

Velia Ingegneria e Servizi Srl
Ing. Gaetano Suppa

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

R.U.P.

Consorzio di Bonifica "Velia"
Ing. Marcello Nicodemo

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

Riferimenti archivio digitale: N.34b.2019/Ve.Ing.

CUP: E16J16001960005

ARGINE VELINA (Relazione generale e metodologica)

Premessa

La presente relazione descrive gli interventi di adeguamento degli argini del fiume Alento in prossimità di via Arbosto in Loc.tà Velina, ricadente nel Comune di Castelnuovo Cilento (SA). Essi riguardano principalmente l'introduzione della tipologia costruttiva "terre rinforzate" e "paratia". Sono dunque evidenziate di seguito le risoluzioni alle criticità di carattere idrogeologico rilevate ed affrontate progettualmente con interventi di mitigazione consistenti in terreno di adeguate caratteristiche meccaniche compattato, con interposti elementi di rinforzo in materiale polimerico (terre armate) e l'ausilio di una paratia in pali al fine di garantire la stabilità del versante.

Descrizione generale degli interventi

Per garantire la continuità della sicurezza idraulica lungo l'intero tratto si è optato per la realizzazione di un nuovo segmento di arginatura da realizzarsi in terre rinforzate e una paratia in pali, nonché di un corrispondente adeguamento della sezione idraulica.



Ubicazione intervento

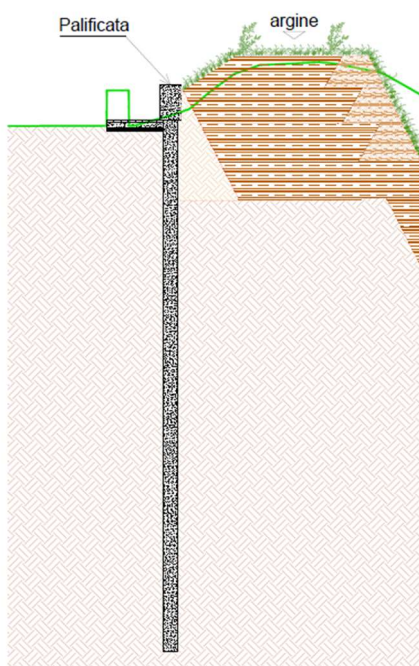
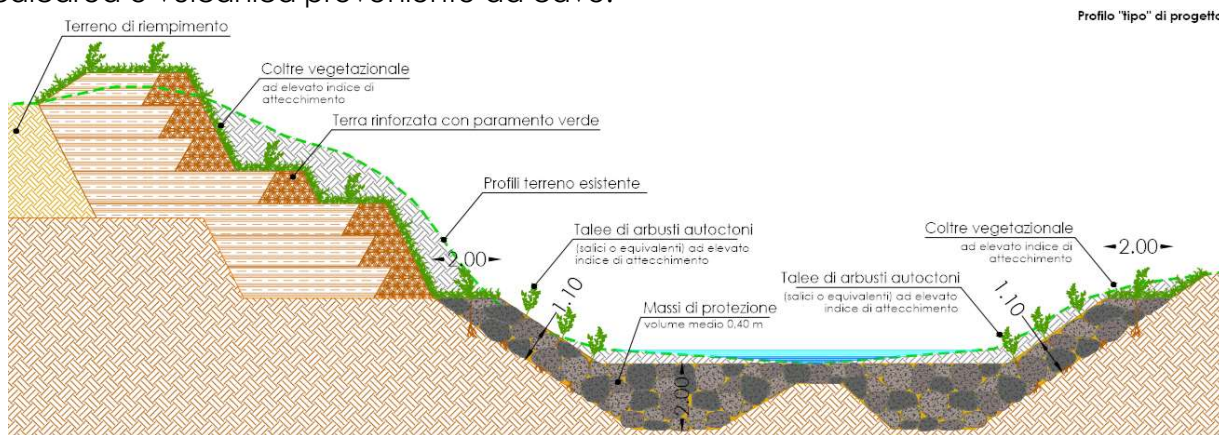
Le lavorazioni previste dal progetto sono di seguito riassunte.

- scavo a sezione aperta per lo sbancamento necessario alla realizzazione dei profili trasversali di terre armate, scogliere e per la riprofilazione delle sponde;
- si provvederà in particolare alla riprofilazione della sponda destra idraulica per garantire la corretta officiosità del corso d'acqua dopo la realizzazione del nuovo tratto di argine;
- rinterri e riempimento di cavi con quota parte dei materiali proveniente da scavo;

- realizzazione di un tratto di arginatura in terre armate con paramento a vista inclinato di ca. 65°, costituito da strati in geogriglie monorientate in HDPE.
- Realizzazione di paratia in pali del diametro di 0.4 m, profonda circa 15 m con cordolo in sommità di spessore 0.6m, alto circa 1m. tale paratia e relativo cordolo si svilupperanno per l'intera lunghezza del muro esistente, di lunghezza circa di 82 m.

La facciata della terra rinforzata sarà contenuta da un cassero guida in rete metallica elettrosaldata e da un biotessile preseminato in fibre cellulosiche, completamente biodegradabile. Il paramento delle terre armate sarà rinverdito con una coltre di vegetazione ad alto indice di attecchimento.

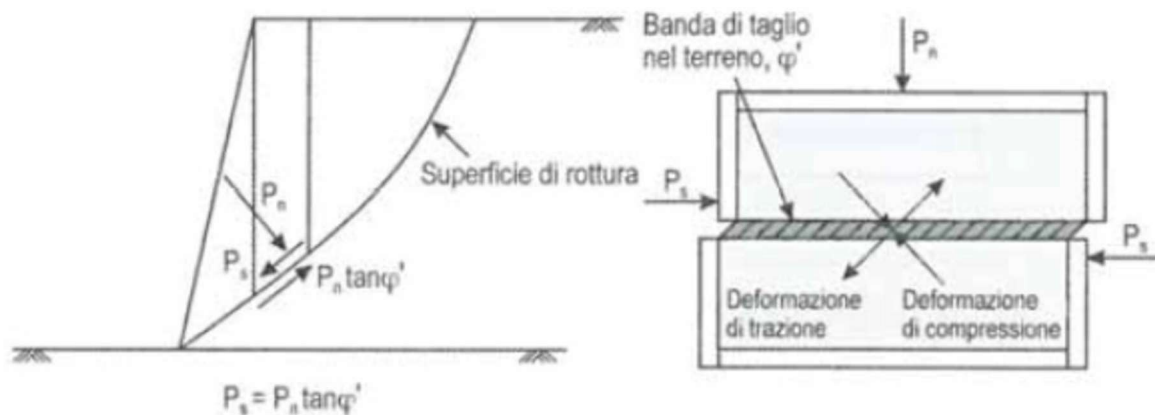
Per evitare la prevedibile azione di erosione spondale si prevede la realizzazione di scogliere con elementi di 2a categoria del peso singolo compreso tra 1 e 3 tonnellate, di natura calcarea o vulcanica proveniente da cave.



Profilo tipologico di progetto

Principi di funzionamento del sistema terreno - rinforzi

Le deformazioni di taglio che si manifestano nel terreno soggetto a forze esterne ed al peso proprio vengono contrastate da resistenze di tipo attritivo generate da diverse componenti, quali l'attrito e l'incastro tra le particelle, il loro grado di addensamento e le tensioni di confinamento. Le deformazioni di taglio che si generano lungo una generica superficie di rottura sono associate a sollecitazioni sia di trazione che di compressione ed affinché si generi una superficie di taglio nel terreno è necessario che le forze sollecitanti superino le resistenze mobilizzate dal terreno.



Rottura e deformazioni di taglio nei terreni (Jewell e Wroth, 1987)

La resistenza a taglio mobilizzata dal terreno lungo un tratto ΔL di una generica superficie di rottura, in un terreno granulare, può essere correlata alla forza normale P_n agente lungo la superficie stessa tramite l'angolo di resistenza al taglio efficace ϕ'_m secondo il criterio di rottura di Coulomb:

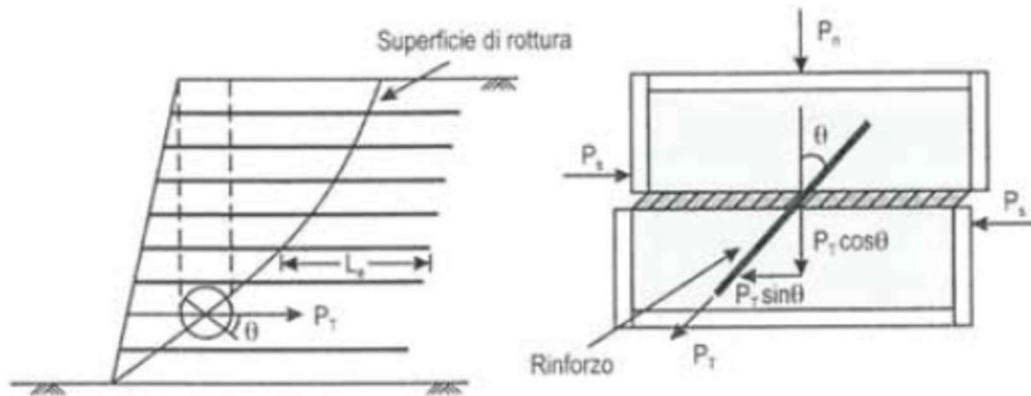
$$P_r = P_n \cdot \operatorname{tg} \phi'_m \quad (1)$$

con

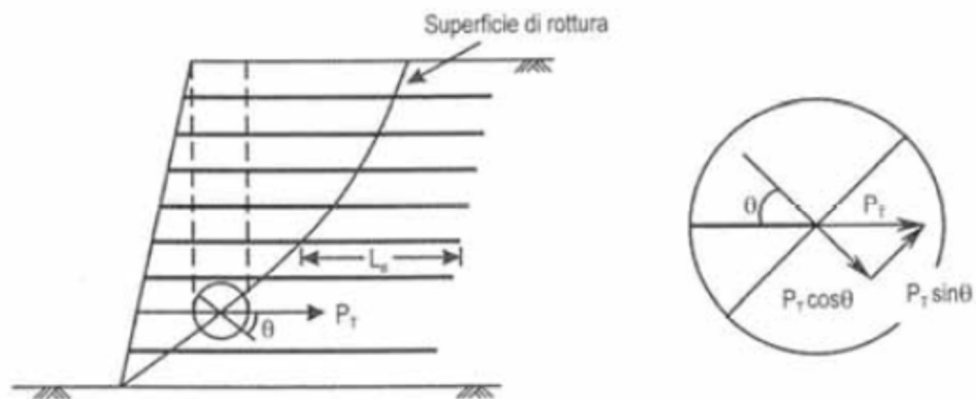
- ϕ'_m = angolo di resistenza al taglio mobilizzato per un dato valore di deformazione a taglio.

L'inserimento di un rinforzo nel terreno altera l'equilibrio delle forze agenti al suo interno poiché l'elemento incluso, interagendo con il terreno stesso, si oppone alla deformazione

di trazione determinano l'insorgere di una forza che si aggiunge alla forza resistente mobilizzata, come viene mostrato nell'immagine sotto riportata.



Effetto dell'inserimento del rinforzo nei terreni (Jewell e Wroth, 1987)



Forza mobilizzata dal rinforzo (Jewell e Wroth, 1987)

Come osservabile dall'immagine precedente la forza P_T mobilizzata dal rinforzo, in relazione ad un determinato livello di deformazione, può essere scomposta in due componenti, una normale alla superficie di taglio ed una parallela alla superficie stessa. In definitiva la resistenza complessiva $P_r \tan \theta$ mobilizzata lungo il tratto ΔL della generica superficie di taglio sarà determinata dal contributo della forza normale P_n e della forza P_T attraverso la seguente relazione:

$$P_r = P_n \cdot \operatorname{tg} \varphi'_m + P_T \cdot (\cos \theta \cdot \operatorname{tg} \varphi' + \operatorname{sen} \theta)$$

Il rinforzo pertanto contribuisce all'equilibrio del sistema fornendo una forza parallela alla forza resistente mobilizzata dal terreno e con una forza che sommandosi a quella normale produce un aumento della resistenza attrittiva mobilizzata. Dal punto di vista tensionale il rinforzo genera un incremento delle tensioni orizzontali di confinamento ed in tal modo un terreno rinforzato si deformerà in misura minore di quanto accadrebbe in assenza di elementi resistenti a trazione. Affinché il sistema terreno-rinforzi sia efficace e tale da garantire l'equilibrio risultano necessarie tre condizioni fondamentali:

- necessità di trasferimento di tensioni tra terreno e rinforzi;
- rinforzi deformabili per mobilizzare la resistenza a trazione e contribuire alla stabilità;
- deformazioni del rinforzo compatibili con quelle del terreno.

I terreni usati principalmente nella costruzione delle opere in terra rinforzata sono di tipo granulare, compresi nelle famiglie dei limi, delle sabbie o delle ghiaie. Questi tipi di terreni presentano migliori caratteristiche di interazione con i rinforzi e possono essere compattati più facilmente senza dare luogo a deformazioni differite nel tempo e non sono soggetti a rigonfiamenti dovuti alla presenza di acqua. A parità di geometria, dimensioni dell'opera e carichi esterni è proprio dalla resistenza al taglio del terreno che dipenderanno la quantità e la resistenza dei rinforzi necessari a garantire la stabilità, poiché più elevata risulta la resistenza al taglio del terreno, minore sarà la necessità di ricorrere alla resistenza fornita dai rinforzi stessi.

Tecnologia e calcolo della terra rinforzata

Nel campo delle geotecnica è definita come opera in terra rinforzata, una struttura atta al contenimento o alla stabilizzazione di una scarpata costituita, essa stessa, da terreno e da elementi di rinforzo di forma e materiale opportuno, capaci di assorbire sforzi di trazione. Tali elementi vengono di solito disposti lungo piani di posa orizzontali durante il riempimento e la compattazione del rilevato di terra, che avviene per strati successivi. Così facendo, il regime di sollecitazioni che si instaura nel rilevato strutturale con l'aumentare dei carichi, sono tali da mobilitare la resistenza a trazione del rinforzo in virtù della propria aderenza per attrito con il terreno.

Il terreno che costituisce il rilevato strutturale, invece, offrirà il suo contributo di resistenza alla compressione per effetto dei carichi verticali. Nella progettazione di queste strutture è pertanto necessario individuare correttamente i meccanismi di rottura potenziali nel terreno al fine di valutare il contributo di stabilità offerto dalla presenza dei rinforzi.

Un corretto dimensionamento di una struttura in terra rinforzata implica pertanto una scelta corretta della lunghezza e della spaziatura verticale dei rinforzi necessari a garantire la stabilità, noti che siano i parametri geotecnici del rilevato strutturale (angolo d'attrito, peso per unità di volume, coesione) e le caratteristiche meccaniche dei rinforzi (carico rottura, coeff. aderenza terreno). I meccanismi di scivolamento schematizzati nel calcolo saranno in generale diversi secondo le caratteristiche dei rinforzi e soprattutto della geometria e della stratigrafia della scarpata.

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 di equilibrio limite ultimo richiedono il rispetto della condizione: $E_d < R_d$

E_d = azioni o effetto delle azioni di progetto;

R_d = azioni o effetto delle azioni resistenti del sistema geotecnico.

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;
- 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.

Normativa di riferimento

Nella redazione della presente relazione 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. CSLP 02.02.09 n.617);
- Deliberazione di Giunta Regionale Campania n° 5447 del 07 novembre 2002.

Descrizione dell'organismo strutturale

La struttura è costituita da un cuneo di terreno confinato da un sistema di rinforzo per strati formato da teli di geogriglie in polimero poliestere. Essa, ai fini delle verifiche di stabilità geotecniche viene per semplicità forzatamente modellata come corpo rigido, secondo un approccio non del tutto esente da critiche ma oramai consolidato nella prassi progettuale, in quanto conservativo.

Tale modello viene assunto uguale sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche.

Nella struttura si realizzano vincoli di tipo puramente attritivo, sia internamente, ad ogni interfaccia geogriglia terreno confinato, sia al piano basale di appoggio, tra terreno di fondazione e strato di rinforzo di base. Per sua tipologia propria, la struttura nel suo complesso non presenta alcun giunto. Gli strati di rinforzo presentano sovrapposizioni in affiancamento tali da realizzare un unico strutturale. Gli strati di rinforzo inoltre non risultano connessi esternamente ad alcuna struttura, risultando completamente sviluppati all'interno del rilevato.

I meccanismi di collasso allo stato limite ultimo considerati ai fini del dimensionamento strutturale dei layers di rinforzo sono relativi ai fenomeni interni al cuneo di terreno di seguito descritti. I rinforzi previsti per la realizzazione dei muri in terra rinforzata sono geogriglie costituite da un nucleo di filamenti di poliestere ad alta tenacità densamente raggruppati, paralleli e perfettamente allineati, racchiusi in una guaina protettiva in resina di polietilene a forma di nastro di larghezza compresa tra i 24 ed i 33 mm.

La geogriglia sarà costituita dalla saldatura di nastri costituiti secondo le caratteristiche suddette, aventi resistenza longitudinale e trasversale variabile a seconda della resistenza dei singoli nastri e della spaziatura nel loro assemblaggio. La geogriglia dovrà essere completamente imputrescibile, resistente agli agenti chimici presenti nel terreno alle normali concentrazioni, inalterabili da insetti, muffe e microrganismi, stabilizzato ai raggi UV. Il paramento in vista è sagomato mediante la posa in opera di un cassero "a perdere", con sola funzione di contenimento del terreno di riempimento, costituito da un pannello di rete metallica elettrosaldata \varnothing 8 mm sagomato a "L" secondo la pendenza di progetto e rinforzato da tiranti in tondino metallico che impediscono la deformazione del paramento della struttura verso l'esterno.

Il paramento interno è realizzato risvoltando la sola geogriglia di rinforzo.

Sulla superficie a vista del paramento vengono poste in opera delle geostuoie aventi funzione antierosiva, tali da evitare il dilavamento del corpo dei rilevati a seguito delle azioni

meteoriche.

Si riportano di seguito le caratteristiche minime dei materiali da impiegare utilizzati nelle elaborazioni:

Proprietà dei rinforzi

Maccaferri - Green Terramesh - 65° - 8/2.7P - 0.73

Carico di rottura Nominale Tr[kN/m].....:	50.00
Rapporto di Scorrimento plastico.....:	2.00
Coefficiente di Scorrimento elastico.....[m³/kN].....:	1.10e-04
Rigidezza estensionale.....[kN/m].....:	500.00
Lunghezza minima di ancoraggio.....[m].....:	0.15
Coefficiente di sicurezza alla rottura (ghiaia).....:	1.26
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (sabbia).....:	1.09
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (limo).....:	1.09
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (argilla).....:	1.09
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....:	1.00
Coefficiente di interazione rinforzo-rinforzo.....:	0.30
Coefficiente di sfilamento rinforzo-ghiaia.....:	0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-sabbia.....:	0.65
Coefficiente di sfilamento rinforzo-limo.....:	0.50
Coefficiente di sfilamento rinforzo-argilla.....:	0.30

Procedimento e teoria di calcolo

L'esame delle condizioni di stabilità dei rilevati viene condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. La valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità viene condotta mediante un programma di calcolo denominato MACSTARS W in cui la ricerca delle superfici critiche viene svolta attraverso la generazione automatica di un elevato numero di superfici di potenziale scivolamento.

In particolare in questa sede si fa riferimento al metodo di BISHOP modificato che prevede l'utilizzo di superfici di scorrimento circolari.

Il contributo dei rinforzi viene introdotto nel calcolo solo se essi intersecano la superficie di scivolamento. La resistenza a trazione nei rinforzi può mobilizzarsi per l'aderenza tra il rinforzo stesso ed i materiali (terreno o altri rinforzi) che si trovano sopra e/o sotto.

Tale contributo viene simulato con una forza stabilizzante diretta verso l'interno del rilevato applicata nel punto di contatto tra superficie di scorrimento e rinforzo stesso. Il modulo di tale forza è determinata scegliendo il minore tra il valore della resistenza a rottura del rinforzo ed il valore della resistenza allo sfilamento del rinforzo nel tratto di ancoraggio o nel tratto interno alla porzione di terreno instabile. Per tenere conto dell'effetto dei rinforzi è stato implementato un modello di comportamento rigido. Nel modello rigido si ipotizza che un qualsiasi rinforzo, che attraversi la superficie di potenziale scorrimento analizzata, fornisca la forza di rottura del rinforzo penalizzata del relativo coefficiente di sicurezza, indipendentemente dai valori di rigidezza dei rinforzi stessi.

Per ciascun rinforzo devono essere verificate le seguenti condizioni:

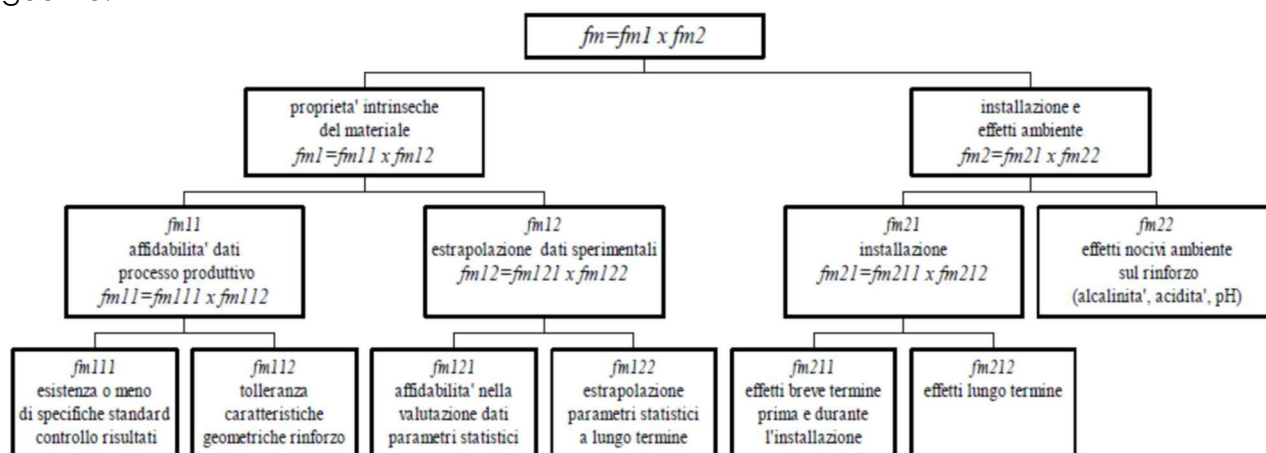
- deve essere garantito un ancoraggio minimo;
- deve essere garantito lo sfilamento nella zona di ancoraggio;

- deve essere garantito lo sfilamento all'interno della porzione di terreno instabile.

Nel primo caso una lunghezza di ancoraggio inferiore al minimo stabilito comporta l'annullamento completo della trazione nel rinforzo. Nel secondo e terzo caso la trazione nel rinforzo viene limitata al minore dei due valori di sfilamento. Ai fini del calcolo strutturale si è tenuto conto che trattasi di opera permanente per cui si è fatto riferimento alle prestazioni a lungo termine del materiale; a tale proposito il parametro più complicato da individuare è la resistenza di lavoro, per la quale le diverse normative possono indicare metodologie differenti per la definizione. La stima della resistenza di lavoro degli elementi di rinforzo è stata fatta facendo riferimento allo schema illustrato di seguito (fig. 6) che la BS8006 (inglese) prescrive per i rinforzi in genere.

La resistenza di lavoro T_d è designata ed è tale che: $T_d = T_b / f_m$ (4)

dove f_m (1.44) è il fattore di sicurezza complessivo che consente di passare dalla resistenza a trazione nominale T_b a quella di lavoro T_d , secondo lo schema riportato nella figura seguente.



Schema adottato per la stima della resistenza di lavoro T_d dei rinforzi

La valutazione di dettaglio dei fattori parziali di sicurezza è riportata nella nota tecnica n° 7 del manuale del software in allegato.

Per il valore di T_b , resistenza nominale del rinforzo, ci si è basati sulle prove di trazione eseguite al CTC, Denver - Stati Uniti in accordo all'ASTM A-975, che hanno portato alla definizione del seguente valore per la resistenza a trazione nominale della rete metallica a doppia torsione: $T_b = 50.11$ kN/m

Un ulteriore coefficiente di sicurezza per fenomeni di creep viene considerato nel caso di rinforzi in materiali sintetici: $f_{creep} = 1.5$

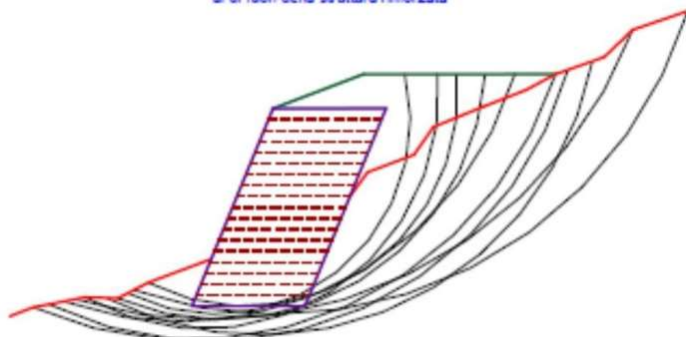
Per rinforzi realizzati in rete metallica doppia torsione che non subisce effetti di creep alle condizioni di carico di lavoro tale coefficiente di riduzione non viene applicato.

Verifica di stabilità globale

La verifica di stabilità globale, o stabilità di base, è da intendersi come la verifica di stabilità con i metodi all'equilibrio limite di un pendio, rinforzato o meno. Può quindi essere utilizzato per valutare la stabilità del pendio in assenza di rinforzi, prima delle ipotesi di progetto di rinforzo. A seguito del progetto, tale verifica è da utilizzare per valutare la stabilità dell'opera nei confronti di meccanismi di potenziale scivolamento profondi e quindi eventualmente esterni ai rinforzi stessi.

STABILITA' GLOBALE

Analisi di stabilità con superfici di scivolamento prevalentemente al di fuori della struttura rinforzata



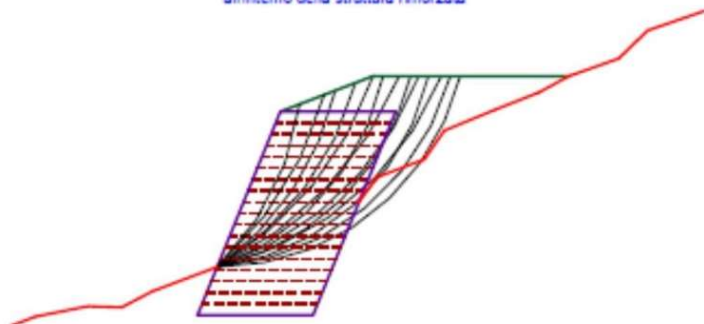
Stabilità globale

Verifica di stabilità interna

La verifica di stabilità interna (o stabilità di pendio) è quella verifica che consente di valutare il dimensionamento dell'opera, intesa come definizione dei rinforzi (tipologia, spaziatura, lunghezza, ecc.). In tale tipo di verifica le superfici di potenziale scivolamento partono dal piede di valle dell'opera di rinforzo e terminano nella parte superiore del pendio dopo aver attraversato l'opera progettata (fig. 6).

STABILITA' INTERNA

Analisi di stabilità con superfici di scivolamento prevalentemente all'interno della struttura rinforzata



Stabilità interna

Comportamento dei Rinforzi: Modello rigido

Nel modello rigido si ipotizza che un qualsiasi rinforzo che attraversi la superficie di potenziale scorrimento analizzata fornisca la forza di rottura del rinforzo, penalizzata dal relativo coefficiente di sicurezza, indipendentemente dai valori di rigidità dei rinforzi stessi. Per ciascun rinforzo devono essere verificate le seguenti condizioni:

- deve essere garantito un ancoraggio minimo (fornito dall'utente)
- deve essere garantito lo sfilamento nella zona di ancoraggio
- deve essere garantito lo sfilamento all'interno della porzione di terreno instabile

Nel primo caso, una lunghezza di ancoraggio inferiore al minimo stabilito comporta l'annullamento completo della trazione nel rinforzo. Nel secondo e nel terzo caso la trazione nel rinforzo viene limitata al minore dei due valori di sfilamento. Il calcolo delle forze ultime di sfilamento viene eseguito con il seguente procedimento, che si basa sulla considerazione

che in tutti i punti del rinforzo sia raggiunta la condizione ultima (t_u).

Sfilamento esterno (tratto di ancoraggio)

La zona di ancoraggio viene suddivisa in tratti e per ciascun tratto si calcola il valore della tensione tangenziale ultima (t_u) dalla seguente relazione:

$$t_u = f \cdot s_v \quad (5)$$

dove:

f = coefficiente di attrito totale del rinforzo sui materiali sopra e sotto nel tratto interessato, potendo essere rinforzo su rinforzo (f_{rr}) o rinforzo su terreno (f_{tr}).

s_v = tensione verticale efficace sul tratto considerato, ottenuta dalla relazione:

$$s_v = (W + P_v - U) / dx \quad (6)$$

W = peso totale della colonna di terreno sovrastante

P_v = componente verticale del carico distribuito uniforme agente in sommità

U = pressione neutra

dx = larghezza del tratto considerato

L'integrale delle tensioni tangenziali ultime fornisce la forza di sfilamento esterna ultima del rinforzo. Al valore così determinato può essere applicato un coefficiente di sicurezza definito dall'utente.

Sfilamento interno

Nel caso di rinforzi secondari il procedimento per il calcolo della forza di sfilamento ultima è identico a quella dello sfilamento esterno.

La lunghezza del rinforzo all'interno del blocco instabile viene suddivisa in tratti e per ciascun tratto si calcola il valore della tensione tangenziale ultima (t_u) dalla seguente relazione:

$$t_u = f \cdot s_v \quad (7)$$

dove il significato dei simboli è il medesimo del caso precedente. L'integrazione delle tensioni tangenziali ultime fornisce la forza ultima di sfilamento interno.

Nel caso di rinforzi principali è da aggiungere il contributo resistente dovuto al risvolto. Tale contributo (F_0) può essere calcolato mediante somma di due contributi:

$$F_0 = F_1 + DF \quad (8)$$

Dove F_1 è il contributo che genera sfilamento nella parte risvoltata (orizzontale), mentre DF è l'ulteriore contributo che tiene conto delle forze radenti lungo il tratto subverticale, adiacente al paramento.

F_1 viene calcolata con procedimento analogo a quello dello sfilamento esterno (integrazione delle forze tangenziali ultime), mentre DF viene calcolato, nell'ipotesi che il tratto in oggetto assuma una configurazione semicircolare, dalla relazione:

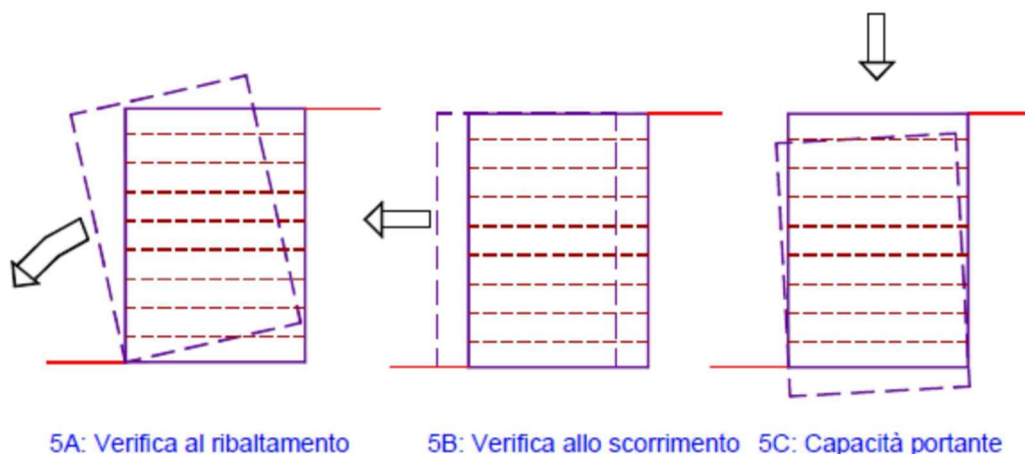
$$DF = F_1 \cdot p \cdot f_{tr} \quad (9)$$

Al valore di forza ultima totale di sfilamento interno può essere applicato un coefficiente di sicurezza definito dall'utente.

Verifica come muro di sostegno

In tale verifica l'opera in terra rinforzata, intera o una sua parte, viene considerata come un muro monolitico, formato da blocchi che compongono l'opera stessa, che sostiene le spinte del terreno che si trova a monte. A costituire il muro possono concorrere tutti i blocchi (intesi come rilevati strutturali) che costituiscono l'opera oppure tutti i blocchi a partire dal blocco di verifica, cioè tutti i blocchi di una opera che si trovano sopra un blocco scelto per tale verifica.

La verifica dell'opera come muro di sostegno, sia essa in terra rinforzata che muro in gabbioni, si articola a sua volta nelle tre verifiche classiche dei muri di sostegno (fig. 7): 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.



Verifica come muro di sostegno

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 (ϕ_{med}) sulla base;

g) calcolo della forza resistente complessiva stabilizzante

$$(F_{stab}): F_{stab} = N \cdot \tan(\varphi_{med}) + F_{coes} + F_n \quad (10)$$

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 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:

$$F_{srb} = (M_{stab} - M_u) / (M_a + M_r) \quad (11)$$

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:

$$\text{rapporto: } F_{ssc} = F_{stab} / F_{htot} \quad (12)$$

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

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).

Carichi dinamici dovute a forze di natura sismica

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" per maggiori dettagli. Basta qui ricordare che ai fini dei calcoli, sono stati assunti i seguenti coefficienti sismici:

$$K_h=0.036; K_v=+/- 0.019$$

Descrizione dell'opera

Si rimanda agli elaborati grafici allegati, per un maggiore dettaglio sulle caratteristiche geometriche delle opere progettate.

Si specifica che gli elementi di rinforzo utilizzati hanno uguali caratteristiche meccaniche e geometriche per tutti e tre gli interventi in progetto. Ovvero, trattasi di geogriglie polimeriche disposte ad intervalli di 73 cm e di lunghezza pari a 4 metri, con carico nominale di rottura: $T_d = 80 \text{ KN/m}$.

Dopo aver livellato il piano di fondazione, si procede al posizionamento ed allineamento dei casseri in rete elettrosaldata avendo cura di legarli tra loro con punti metallici o filo di ferro. Nella parte interna del cassero deve essere fissata la stuoia antierosiva sintetica mediante punti metallici o filo di ferro. Successivamente devono essere tagliate le geogriglie secondo le lunghezze indicate nel progetto (come meglio specificate nella relazione di calcolo strutturale e negli elaborati grafici allegati), determinate dalla profondità di ancoraggio, dal risvolto in facciata (almeno 0,80 m) e dalla lunghezza del risvolto superiore (almeno 1,50 m).

I teli di geogriglia tagliati, devono essere adagiati sul piano di lavoro, all'interno del cassero, con i nastri di rinforzo perpendicolari al fronte; la geogriglia deve essere aderente alla facciata interna del cassero e fuoriuscire verso l'esterno di una lunghezza pari a quella del risvolto. I teli di geogriglia adiacenti devono avere una sovrapposizione di almeno 10 cm.

Al fine di evitare la deformazione del paramento verso l'esterno, vengono posizionati i tiranti avendo cura di fissarli al cassero in modo da avere il minimo gioco possibile. Di seguito si stende il terreno strutturale di riempimento per tutta la lunghezza del rinforzo con spessore pari a circa la metà dell'interasse dei rinforzi avendo cura di non addossarlo al paramento da cui ci si deve mantenere scostati di almeno 30 ÷ 40 cm.

Durante la costruzione si dovrà provvedere ad una manutenzione per rimediare eventuali danni causati dalle attività di cantiere oltre a quelli dovuti ad eventi meteorologici. Lungo la facciata dell'opera, a tergo del paramento ed a completamento del riempimento di rilevato strutturale, si sistema lo strato di terreno vegetale la cui compattazione dovrà essere effettuata mediante l'impiego di piastre vibranti o rulli leggeri. Le fasi di stesa e compattazione del terreno vegetale e strutturale, si devono ripetere fino al raggiungimento dello spessore di progetto dello strato di terra rinforzata, in corrispondenza del quale deve essere piegato il risvolto di geogriglia precedentemente lasciato esterno al cassero metallico risvoltandolo sul terrapieno compattato.

La posa degli elementi sovrastanti si ripete rispettando la successione delle operazioni sopra riportate. Ad opera finita si procede con la saturazione della stuoia antierosiva mediante idrosemina eseguita con attrezzatura a pressione in due o più passaggi. Il periodo per la semina e la scelta delle sementi da utilizzare, devono essere idonei al tipo di terreno ed al clima specifico del luogo. A completamento dell'opera dovranno essere adottati accorgimenti idonei a garantire il corretto allontanamento delle acque meteoriche e ad evitare fenomeni di ruscellamento lungo le scarpate naturali ed in terra rinforzata.

Condizioni di carico verificate

Il dimensionamento della struttura è stata condotta secondo il metodo degli Stati limite Ultimi (SLU - SLV) sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

In accordo con le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018 - capitolo 6 – sono stati applicati coefficienti parziali ai carichi, ai parametri geotecnici ed alle resistenze.

Per quanto riguarda la **stabilità globale** si è utilizzato l' Approccio 1 Combinazione 2 : A2+M2+R2.

Per quanto riguarda le verifiche agli **SLU di tipo geotecnico (GEO)** cioè per le verifiche esterne a scorrimento della fondazione e per la verifica di portanza della fondazione si è utilizzato l'Approccio 2:

A1+M1+R3

Per quanto riguarda invece le verifiche e agli **SLU di tipo strutturale (STR)** (D.M. 2018, par.6.5.3.1.1 Muri di sostegno), per le Verifiche di resistenza degli elementi strutturali si è utilizzato l'Approccio 2:

A1+M1+R3.

In accordo con le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018 - capitolo 7.11 – sono state condotte anche le verifiche in condizioni Sismiche applicando i coefficienti parziali dei parametri geotecnici e quelli delle resistenze (come definiti nel capitolo successivo), mentre i coefficienti parziali dei carichi sono stati posti pari ad 1.

Per quanto riguarda la **stabilità globale** si è utilizzato l' Approccio 1 Combinazione 2 : M2+R2+kh+/-kv

Per quanto riguarda le verifiche agli **SLU di tipo geotecnico (GEO)** cioè per le verifiche esterne a scorrimento della fondazione e per la verifica di portanza della fondazione si è utilizzato l'Approccio 2:

M1+R3+kh+/-kv

I lotto - Interventi integrati di mitigazione del rischio idrogeologico e di tutela e recupero degli ecosistemi e della biodiversità dei bacini del fiume Alento e della Fiumarella di Ascea

Per quanto riguarda invece le verifiche e agli **SLU di tipo strutturale (STR)** (par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno), per le Verifiche di resistenza degli elementi strutturali si è utilizzato l'Approccio 2. M1+R3+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;

Le verifiche di resistenza dell'armatura del terreno (geogriglie), riportate nella seguente relazione di calcolo, sono riferite esclusivamente allo stato limite ultimo.

Il progetto strutturale e geotecnico delle opere in esame sarà condotto in conformità alle indicazioni del NTC D.M. 2018 (rif. Cap. 6). Nell'ambito delle verifiche allo stato limite ultimo si sono adottati i seguenti coefficienti parziali:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G2}

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_r	1,0	1,0

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Coefficienti parziali adottati per le verifiche strutturali (STR) e geotecniche (GEO)

Nel calcolo è stato considerato un sovraccarico (variabile sfavorevole), posto in corrispondenza del rilevato, pari a 100 kN/m, atto a simulare il sovraccarico cautelativo da transito pedonale.

Requisiti richiesti per il rilevato

Il terreno di riempimento che costituisce il rilevato strutturale dell'opera, potrà provenire sia da scavi precedentemente eseguiti sia da cave di prestito e facendo riferimento alle classificazioni riportate alle Norme UNI 10006 dovrà appartenere ai gruppi A1-a, A1-b, A3, A2-4, A2-5 con esclusione di pezzature superiori a 150mm. Il materiale con dimensioni superiori a 100 mm è ammesso con percentuale inferiore al 15% del totale. In ogni caso saranno esclusi elementi di diametro maggiore o uguale a 250mm, e i materiali che, da prove opportune, presentino angoli d'attrito minori di quelli previsti in progetto. Il peso di volume del terreno di riempimento, compattato, dovrà essere superiore a 19 kN/mc. Tale materiale sarà compattato fino a raggiungere il 95% della densità secca AASHTO (ASTM D1557), ed un angolo di attrito maggiore di 30°.

Compattazione

Per tale operazione devono essere sottoposte alla preventiva approvazione del Committente, il tipo, le caratteristiche dei mezzi di compattazione, nonché le modalità esecutive di dettaglio (numero di passate, velocità operativa, frequenza). In ogni modo, deve ritenersi esclusa la possibilità di compattazione con pale meccaniche. Nel caso in cui lo sviluppo planimetrico dei manufatti è modesto e gli spazi di lavoro disponibili sono esigui, si useranno mezzi di compattazione leggeri, quali piastre vibranti e costipatori vibranti azionati a mano. Ogni strato sarà messo in opera con un grado di compattazione pari al 95% del valore fornito dalle prove Proctor (ASTM D 1557). La compattazione dovrà essere condotta con metodologia atta ad ottenere un addensamento uniforme. A tale scopo, i mezzi dovranno operare con sistematicità lungo direzioni parallele, garantendo una sovrapposizione fra ciascuna passata e quella adiacente pari al 10% del mezzo costipante. La compattazione a tergo delle opere eseguite dovrà essere tale da escludere una riduzione dell'addensamento e nello stesso tempo il danneggiamento delle opere stesse. In particolare, si dovrà fare in modo che i compattatori operino ad una distanza non inferiore a m 0,50 dal paramento esterno. Durante la costruzione si dovrà provvedere ad una manutenzione per rimediare eventuali danni causati dalle attività di cantiere oltre a quelli dovuti ad eventi meteorologici.

Ipotesi di calcolo

Il dimensionamento delle strutture in progetto è stato eseguito con riferimento a quanto riportato nelle seguenti tabelle ed eventualmente integrato e dettagliato nel proseguo del paragrafo. Per maggiori dettagli si rimanda ai relativi tabulati di calcolo ed ai disegni acclusi nelle tavole di progetto.

		γ_{sat}	γ_{secco} (KN/mc)	φ	C'
PARAMETRI GEOTECNICI	<i>Rilevato strutturale</i>	18.85	17.65	23.5	11.3
	<i>Materiale di riempimento a tergo terre</i>	18.85	17.65	23.5	11.3
CARICHI	CARICO ACCIDENTALE	100 kN/m			
	SISMICO	Kh=0,036 Kv= +/- 0,019			

Parametri geotecnici e carichi assunti per la progettazione

La veridicità dei dati geotecnici in fase esecutiva deve essere verificata attraverso prove di laboratorio e di cantiere. Sarà compito della DD.LL. verificare che i materiali posti in opera corrispondano a quelli di progetto, al fine di assicurare, nella costruzione dei rilevati, i coefficienti di sicurezza previsti. La geometria delle sezioni tipo di terra rinforzata (lunghezza dei teli, pendenza e geometria del paramento, spessore degli strati), e le caratteristiche meccaniche di progetto dei layers di rinforzo si sono dimostrati adeguati alle previsioni di utilizzo, in quanto l'analisi condotta ha mostrato come l'opera mantenga il margine di sicurezza di progetto rispetto ai cinematismi di collasso interni, esterni e misti ipotizzati per la struttura in esame (cfr. Fascicolo dei Calcoli allegato).

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.

Risultati delle elaborazioni

Allegati alle presente relazione vengono riportati i tabulati di calcolo generati dal software MACSTAR W. Le caratteristiche geomeccaniche dei materiali presenti in sito, tratte dalla "Relazione Geologica" allegata al progetto, nonché i carichi sismici ed accidentali utilizzati, sono riportati nelle tabelle seguenti:

l lotto - Interventi integrati di mitigazione del rischio idrogeologico e di tutela e recupero degli ecosistemi e della biodiversità dei bacini del fiume Aleno e della Fiumarella di Ascea

STRATIGRAFIA	FALDA	DESCRIZIONE	G _m	G _{ms}	F _i	c	cu	E _v	Ed	N _i	K	N _{spt}	V _s
			[kNm ⁻²] [kg/m ³]	[kNm ⁻²] [kg/m ³]	[-] [-]	[kPa] [kg/cm ²]	[kPa] [kg/cm ²]	[Mpa] [kg/cm ²]	[Mpa] [kg/cm ²]	[-] [-]	[kNm ⁻²] [kg/cm ²]	[-] [-]	[-] [-]
0		Suolo costituito di limo con sabbia rimaneggiato e pedogenizzato	17.65 1800	18.85 1922	23.5 23.5	11.3 0.12	38.5 0.39	4.30 44	3.80 39	0.46 0.46	4596 0.47	5	280
1		Limo sabbioso di colore giallastro da poco consistente a mediamente consistente con la profondità (7 metri)	18.77 1914	19.45 1983	23.9 23.9	58.8 0.60	124.0 1.26	6.74 69	5.39 55	0.44 0.44	11268 1.15	8	596
2			19.63 2002	20.46 2086	29.5 29.5	0.0 0.00	0.0 0.00	9.4 96	8.7 89	0.40 0.40	35874 3.66	34	735
3		Sabbia giallastra con ciottoli di dimensioni centimetriche poco addensate											
4													
5													
6													
7													
8													
9													
10													

Pagina 1

Rimandando ai tabulati di calcolo allegati per una più completa disamina dei risultati ottenuti. Da questi ultimi si evince che tutte le verifiche risultano soddisfatte ($F_s > 1.1$)
 La medesime caratteristiche geomeccaniche sono state utilizzate per la verifica della paratia di pali, le cui verifiche sono allegate nelle relazioni "Argine Velina - Relazione di calcolo e geotecnica – Palificata", e la cui rappresentazione grafica è contenuta nell'elaborato "Argine Velina - Grafici strutturali e carpenterie – Palificata".