ENGINEERING & ARCHITECTURE

A L F R E D O F E R R A R I I N G E G N E R E

CITTA' DI NETTUNO
INTERVENTI PER IL DISSESTO IDROGEOLOGICO

RIF.: 304_14

DATA: 12/06/2017

OPERE DI RIQUALIFICAZIONE E MESSA IN SICUREZZA DELLA STRADA E DEL FOSSATO DEL FORTE SANGALLO

COMMITTENTE:	UFFICIO TECNICO COMUNE DI NETTUNO
RESPONSABILE DEL SERVIZIO:	ING. BENEDETTO SAJEVA
R.U.P.:	ARCH. FEDERICA SODANI
IL TECNICO:	DOTT. ING. ALFREDO FERRARI cell.:392 9973345 - fax: 0689026310 alfredoferraristudio@gmail.com alfredo.ferrari@pec.ording.roma.it VIA COLLE CISPIO 39, ANZIO RM

PROGETTO ESECUTIVO

TAV.:

D2

OGGETTO: **VERIFICHE DI STABILITA'**

- **RELAZIONE ILLUSTRATIVA INTERVENTO**
- **TABULATI DI CALCOLO**
- **VALIDAZIONE PROGRAMMA DI CALCOLO**

IL R.U.P.	IL PROGETTISTA	IL D.L.

INDICE

1. **PREMESSA 2**
2. **TECNOLOGIA E CALCOLO DELLA TERRA RINFORZATA 2**
3. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO 2**
4. **MATERIALI IMPIEGATI 4**
5. **VALUTAZIONE DEI FATTORI PARZIALI PER IL TERRAMESH 7**
6. **PROCEDIMENTO DI CALCOLO 12**
7. **TEORIA E METODO DI CALCOLO..... 13**
8. **CRITERI PROGETTUALI SULLA BASE DEL NUOVO TESTO UNICO SULLE COSTRUZIONI. (*D.MIN. 14/01/2008*) 18**
9. **IPOTESI DI CALCOLO 27**
10. **RILEVATO STRUTTURALE E CONTROLLI 28**

1. PREMESSA

L'ubicazione delle opere è riportata nella planimetria generale di progetto e negli elaborati specifici per ogni tratto di muro in terra rinforzata; qui di seguito vengono illustrate le classi di altezza delle opere in terra rinforzata per le quali si è provveduto alle verifiche di stabilità per un altezza di 5,84 m, risultando essere l'altezze massime.

2. TECNOLOGIA E CALCOLO DELLA TERRA RINFORZATA

Nel campo delle geotecnica è definita come opera in terra rinforzata o pendio rinforzato, 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 s'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 necessarie a garantire la stabilità, noti che siano i parametri geotecnici del rilevato strutturale (angolo d'attrito, peso specifico) e le caratteristiche meccaniche dei rinforzi (carico di 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.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- *Nuove Norme tecniche sulle Costruzioni Approvate con D.M. 14/01/2008*
- *EN 1997/2004 Eurocodice 7*
- *Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008*
- *D.M. 11.03.1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".*

- *D.M. 16.01.1996 "Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".*
- *Circolare 156 del 04.07.1996 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".*
- *D.M. 16.01.1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".*
- *Eurocodice 1 "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Parte 1: Basi di calcolo", ottobre 1996.*
- *Eurocodice 7 "Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali", aprile 1997.*
- *Eurocodice 8 "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 1-1: Regole generali - azioni sismiche e requisiti generali per le strutture", ottobre 1997.*
- *Eurocodice 8 "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici", febbraio 1998.* - Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 1 – *"Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone".*
- *Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 4 – "Norme Tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreni".*
- *Ordinanza n.3316 - Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03.*

4. MATERIALI IMPIEGATI

TERRE RINFORZATE VERDI

Elementi di armatura planari orizzontali, costituiti da rete metallica a doppia torsione con maglia esagonale tipo 8x10 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, del 3 luglio 2013, 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/mmq e allungamento minimo pari al 10%, avente un diametro maggiore uguale di 2,20 mm , galvanizzato con lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%) – Cerio - Lantanio conforme alla EN 10244 – Classe A con un quantitativo non inferiore a 215 g/mq. Oltre a tale trattamento il filo sarà ricoperto da un rivestimento di materiale plastico di colore grigio che dovrà avere uno spessore nominale non inferiore a 0,5 mm, portando il diametro esterno ad almeno 3,20 mm.

La rete deve essere sottoposta ad un test di invecchiamento accelerato in ambiente contenente anidride solforosa (SO_2) secondo la normativa UNI ISO EN 6988 (Kesternich test) per un numero minimo di 28, al termine dei quali il rivestimento non deve presentare tracce di corrosione.

Il paramento in vista sarà provvisto inoltre di un elemento di irrigidimento interno assemblato in fase di produzione in stabilimento, costituito da un ulteriore pannello di rete elettrosaldata con maglia differenziata e diametro 8 mm e da un geocomposito antierosivo. Il paramento sarà fissato con pendenza variabile, per mezzo di elementi a squadra realizzati in tondino metallico e preassemblati alla struttura. Gli elementi metallici dovranno essere collegati tra loro con idonee cuciture eseguite con punti metallici meccanizzati di diametro 3,00 mm e carico di rottura minimo pari a 1700 kN/mmq. La fornitura prodotta in regime di Assicurazione Qualità ISO 9001/2000 deve essere accompagnata da documentazione di origine rilasciata in originale dal produttore secondo le indicazioni delle "Linee Guida "Linee Guida per la redazione di Capitolati per l'impiego di rete metallica a doppia torsione" (settembre 2013).

5. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO

Ai fini del calcolo strutturale si è tenuto conto che si tratta di un'opera permanente per cui si è fatto riferimento alle prestazioni a lungo termine dei materiali metallici; 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. Mancando in Italia uno specifico riferimento normativo, la stima della resistenza di lavoro degli elementi di rinforzo è stata determinata facendo riferimento allo schema illustrato di seguito in figura 1 che la normativa inglese BS8006 prescrive per i rinforzi in genere.

La resistenza di lavoro è designata Td ed è tale che:

$$\mathbf{T_{progetto} = T_{rottura} / (f_{creep} \times f_m)}$$

dove fm è il fattore di sicurezza complessivo che consente di passare dalla resistenza a trazione nominale Tb a quella di lavoro Td. La procedura per determinare le proprietà del rinforzo da considerare nel calcolo sono descritte in Annex A di BS 8006.

Td è calcolato per una data deformazione massima ammissibile durante la vita di progetto: per le opere in terra rinforzata le deformazioni massime ammissibili nei rinforzi sono dell'ordine del 5.5-6.5 %.

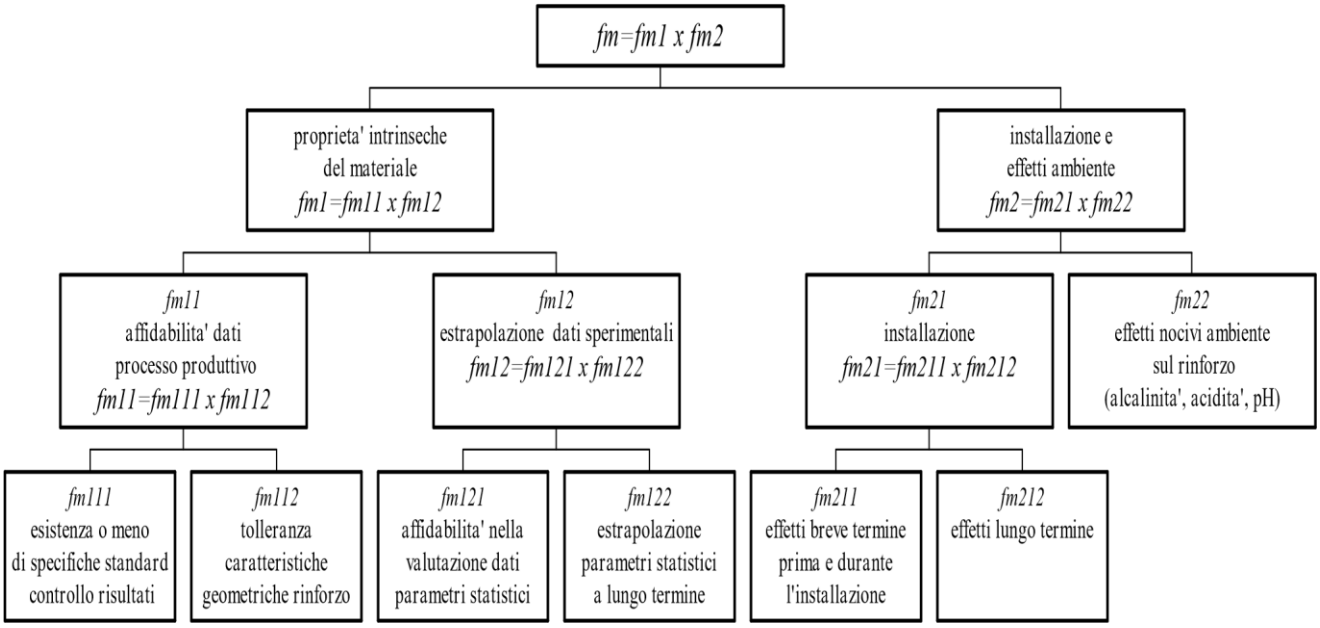

Fig. 1 *– Definizione del fattore di sicurezza per il calcolo della resistenza di lavoro.*

1 – Resistenza nominale, T_B

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, ed è stato trovato il seguente valore medio:

T_B = 50.11 kN/m

Deve essere notato che questo valore è il risultato dei test di trazione su pannelli con contrazione laterale impedita e questo spiega perché il valore è più grande del valore 'storico' pari a 47 kN/m**.**

2 - Fattore di sicurezza del materiale, f_m

Il fattore f_m è calcolato su un numero di sotto-fattori:

$f_m = f_{m11} \times f_{m12} \times f_{m21} \times f_{m22}$ dove:

f_{m11} è un fattore riferito al processo manifatturiero f_{m12} è un fattore riferito all'estrapolazione dei dati f_{m21} è un fattore riferito al danneggiamento causato ai prodotti durante il processo dell'installazione f_{m22} è un fattore riferito agli effetti dell'ambiente sui prodotti.

VALUTAZIONE DEI FATTORI PARZIALI PER GLI ELEMENTI IN RETE A DOPPIA TORSIONE

Le considerazioni seguenti si riferiscono al paragrafo 5.3.3 (fattori parziali dei materiali di rinforzo) e all'Appendice A dal codice BS 8006.

I fattori parziali f_{m1} e f_{m2} sono applicabili ai rinforzi.

Il fattore f_{m1} è riferito alle proprietà dei materiali stessi, mentre f_{m2} è riferito agli effetti della costruzione e dell'ambiente.

Il fattore totale f_m è dato da:

$f_m = f_{m1} \times f_{m2}$ dove:

$f_{m1} = f_{m11} \times f_{m12}$ f_{m2}

$= f_{m21} \times f_{m22}$

f_{m11} - Produzione

Questo fattore è una combinazione di:

Esistenza o meno di uno standard per specifica, produzione e di controllo del materiale di base(f_{m111})

Esistenza o meno di tolleranze dimensionali del particolare prodotto fabbricato (f_{m112})

f_{m111}

Seguendo l'approccio richiesto per i rinforzi polimerici (per prendere in considerazione la distribuzione dei risultati di prova), si fa riferimento alla resistenza caratteristica a trazione (cioè con percentile 95%).

Facendo riferimento alla resistenza media, f_{m111} è determinato come segue:

$$f_{m111} = 1 + \frac{1.64\,\sigma}{\mu - 1.64\sigma}$$ dove:

μ= resistenza caratteristica = 47 kN/m

σ = deviazione standard = 2.301 perciò:

$f_{m111} = 1.00$

f_{m112}

Poiché la resistenza caratteristica dipende dalle tolleranze della sezione trasversale e quindi dalle tolleranze di diametro di filo, deve essere usato un fattore più grande dell'unità.

Poiché la tolleranza sul filo di diametro 2.7 mm è ± 0.06 mm (vedi la Tavola 1 EN 10223-3), il rapporto corrispondente tra l'area nominale (5.72 mm^2 per diametro 2.7 mm) e minima (5.47 mm^2 per 2.64 mm) è 1.06 si ha f_{m112}=1.06 Avendo così: $f_{m11} = f_{m111} \times f_{m112} = 1.00 \times 1.06 = 1.06$

f_{m12} - Estrapolazione

L'estrapolazione copre la combinazione di:

valutazione dei dati disponibili per dedurre una distribuzione statistica (f_{m121}) l'estrapolazione della distribuzione statistica fino alla vita utile richiesta (f_{m122})

f_{m121}

È riferito alla valutazione di qualità, quantità e durata dei dati disponibili. f_{m121} rappresenta una misura dell'affidabilità di tali dati. Nel caso di numerosi dati disponibili attinenti ad un periodo lungo di tempo, l'analisi statistica permette un valore di 1,0 per f_{m121}. Un valore di 1.0 può essere adottato per i rinforzi in Terramesh, sulla base delle numerose prove eseguite durante il corso di molti anni.

f_{m122}

Questo fattore riguarda l'estrapolazione dei dati disponibili su un periodo più lungo, pari alla vita utile della struttura. Un valore di 1.05 può essere adottato per i rinforzi in Terramesh, grazie ai 100 anni di esperienza sulle applicazioni della rete metallica.

$f_{m12} = f_{m121} \times f_{m122} = 1.00 \times 1.00 = 1.00$

f_{m21} - Installazione

I fattori di sicurezza parziali per danneggiamento meccanico durante l'installazione sono riportati nella tavola sottostante, che si basa sul tipo di terreno di riempimento usato, nell'ipotesi che questo sia ben distribuito ed uniforme. Alcuni riempimenti, per esempio pietre angolari, possono richiedere che una stesa protettiva di materiale granulare sia messa prima dell'installazione delle reti in maglia di PVC per evitare danni al rivestimento. L'acciaio galvanizzato normalmente non viene danneggiato durante il processo di costruzione.

I fattori di danneggiamento comprendono: gli effetti a breve termine di un danneggiamento prima e durante l'installazione, f_{m211} gli effetti a lungo termine del danneggiamento, f_{m212}

f_{m211}

L'acciaio galvanizzato normalmente non viene danneggiato durante il processo di costruzione (effetto a breve termine) se il materiale rispetta gli standard comuni sui materiali del riempimento usati per strutture rinforzate.

La protezione offerta dalla galvanizzazione è un processo chimico, che incide sul metallo stesso ed è diverso da un rivestimento o da un rivestimento epossidico. La galvanizzazione è un processo autocicatrizzante con alcune rientranze che creano un processo di autoriparazione elettrochimica. Il rivestimento in PVC è estruso sul filo di acciaio a forte zincatura usato nel Terramesh e perciò è in accordo con le considerazioni precedentemente esposte. Per i rinforzi di Terramesh può essere adottato un valore di 1.0.

$f_{m211} = 1.0$

f_{m212}

Un valore massimo di 1.165 può essere adottato per il Terramesh, presumendo di usare per il riempimento strutturale un terreno col peggior fuso granulometrico (0-50 mm). Granulometrie oltre questi valori (fino a 0-200 mm) sono accettabili purché uno strato protettivo di materiale fine sia messo prima della stesa della rete in PVC per evitare danneggiamenti.

$f_{m212} = 1.05 - 1.165$ avendo

così:

$f_{m21} = f_{m211} \times f_{m212} = 1.0 \times (1.05 \text{ o } 1.165) = 1.05 \text{ o } 1.165$

f_{m22} Fattore di Componente Ambientale

Questo fattore considera il comportamento del materiale sotto sforzo. Il rivestimento in PVC dei rinforzi in Terramesh non è soggetto a trazione in quanto incomparabilmente più deformabile del filo in acciaio. È stato confermato che il materiale di PVC non è chimicamente aggredibile quando usato in ambienti caratterizzati da un pH superiore a 2.5, per cui in queste condizioni possiamo assumere un valore di 1.05.

$f_{m22} = 1.05$

La tavola seguente riassume i fattori parziali del Terramesh adottati da Macstars W

TERRAMESH – 120 ANNI ($F=F_{creep} \times F_m$)			
Fattore	**Relativo a**	**Valore**	**Note**
F_{creep}	Fattore di creep del rinforzo a lungo termine	**1.0**	Influenza nulla del creep per l'acciaio
f_{m111}	Controllo di qualità	**1.0**	Resistenza minima di base
f_{m112}	Tolleranze in produzione	**1.06**	Diametro 2.2 $\pm$ 0.06 mm
f_{m121}	Livello di confidenza dei dati disponibili	**1.0**	Migliaia di dati relativi ai test di resistenza a trazione
f_{m122}	Livello di confidenza della estrapolazione dei dati a lungo termine	**1.0**	20 anni di test di resistenza a trazione registrati
f_{m211}	Effetti a breve termine dei danni in fase costruttiva	**1.0**	Non ci sono effetti a breve termine per I fili in acciaio
f_{m212}	Effetti a lungo termine per I danni in fase costruttiva	**1.05**	Per argilla e limo
f_{m22}	Degradazione chimica, biologica e ai raggi UV	**1.05**	Elevata stabilità del rivestimento in PVC
f_m		**1.17**	

La resistenza a lungo termine (LTDS) del Terramesh con filo 2,2/3,2 mm calcolata secondo la BS 8006 - Annex A è uguale a:

$T_D = T_B/f_m$ = 35.00/1.17 = 29,90 kN/m LTDS (in argilla, limo, sabbia) T_D = T_B/f_m = 35.00/1.29 = 27,10 kN/m LTDS (nella ghiaia)

VALUTAZIONE DELLA RESIZSTENZA ALLO SFILAMENTO (pull-out)

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 (τu).

La forza necessaria per lo sfilamento del rinforzo dal rilevato (Fpo) è data dalla seguente relazione:

$$F_{po} = 2 \cdot \sigma_v \cdot L \cdot W \cdot \mu \cdot \tan\phi$$

nella quale:

σ_v = tensione verticale agente sul rinforzo
L = lunghezza della zona di ancoraggio W
= larghezza del rinforzo
μ = coefficiente di interazione tra materiale del rilevato e rinforzo ϕ
= angolo di attrito interno del materiale da rilevato

I valori del coefficiente di interazione μ derivano da prove di laboratorio e variano a seconda del tipo di terreno che compone il rilevato.

Per i rinforzi in rete metallica a doppia torsione sono stati assunti pari a:

Tabella 1: *Valori del coefficiente di interazione μ per rinforzi metallici*

Tipo di interazione	Valore di μ
Interazione rinforzo-rinforzo	0.30
Sfilamento rinforzo-ghiaia	0.90
Sfilamento rinforzo-sabbia	0.65
Sfilamento rinforzo-limo	0.50
Sfilamento rinforzo-argilla	0.30

PROCEDIMENTO DI CALCOLO

Il programma MAC.ST.A.R.S. permette di verificare la stabilità di pendii rinforzati realizzati con il Sistema Terramesh e non solo.

Il calcolo si basa sui metodi dell'equilibrio limite, in condizioni piane. Il metodo di calcolo utilizzato è quello di Bishop semplificato (rif. bibl.).

Nel valutare la stabilità del pendio sono introdotti i seguenti fattori:

1) peso proprio del terreno;
2) effetto della pressione neutra;
3) sovraccarichi verticali superficiali;
4) azioni sismiche eventuali, assimilate a forze statiche equivalenti;
5) effetto dovuto alla presenza dei teli di rinforzo.

Nel calcolo sono state ipotizzate superficie di scorrimento circolari.

I dati geometrici del problema sono strutturati in modo da identificare le possibili stratificazioni nel terreno e le zone contenenti i rinforzi.

Il contributo dei teli di rete è introdotto nel calcolo solo se essi intersecano la superficie di scivolamento. In tal caso sono assimilati a forze applicate al cuneo di distacco. L'entità di tali forze è determinata scegliendo il minore valore tra la resistenza a rottura delle reti e la resistenza allo sfilamento della rete dal terreno. Quest'ultima è calcolata in funzione della lunghezza del tratto di rete di là dalla linea di scivolamento e della profondità di posa del telo rispetto alla sommità del rilevato.

E' possibile assegnare una superficie di scivolamento e calcolare il fattore di sicurezza a lei associato, oppure, attraverso un algoritmo di minimizzazione non lineare, modificare la geometria della superficie di scivolamento rispettando la forma prescelta (circolare o spirale logaritmica) e determinare in modo automatico la superficie che corrisponde al fattore di sicurezza minimo o comunque ad un fattore di sicurezza preassegnato dall'utente, in relazione ai dati del problema (geometria, rinforzi, etc.).

6. TEORIA E METODO DI CALCOLO

Le verifiche di stabilità globale ed interna fanno riferimento ai metodi di stabilità all'equilibrio limite.

La porzione di terreno soggetta a rottura viene divisa in conci e per ciascuno di questi si calcolano le forze alle quali sono assoggettate: forze esterne, peso, reazioni alla base e forze di contatto tra concio e concio.

Il numero di incognite che si ottengono è superiore al numero delle equazioni che si possono scrivere, che derivano da considerazioni di equilibrio, e quindi il problema si presenta iperstatico. Affinché si possa ottenere una soluzione è necessario porre delle semplificazioni. Tale problema è stato affrontato da diversi autori, che adottando diverse ipotesi sono giunti a differenti soluzioni:

Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer, Morgenstern e Price, Sarma, ed altri.

In tutti i metodi si utilizzano delle assunzioni comuni:

- il pendio è analizzato in condizioni di deformazione piana, cioè si considera che le dimensioni longitudinali siano molto maggiori di quelle trasversali, così da trascurare gli effetti di bordo
- il coefficiente di sicurezza lungo una superficie è inteso come il fattore per il quale dividere i parametri di resistenza per portare il pendio alle condizioni di equilibrio limite ed è assunto costante lungo tutta la superficie di potenziale scivolamento
- l'equilibrio dell'intera porzione di terreno è studiato come sommatoria delle condizioni di equilibrio dei singoli conci

Nel seguito si descrivono alcune caratteristiche del codice MACSTARS W

Metodi utilizzati nel codice

Nel codice di calcolo di MACSTARS W si utilizzano i metodi semplificati di Bishop e Janbu.

In entrambi i metodi il criterio di rottura adottato è quello di Mohr-Coulomb:

$$\tau = c + (\sigma - u) \cdot \tan (\varphi')$$

dove: τ = tensione tangenziale

massima **c** = coesione

σ = pressione normale totale

u = pressione interstiziale **φ'**

= angolo di attrito

Applicando al valore della tensione tangenziale massima il coefficiente di sicurezza si ottiene la forza tangenziale mobilitata.

Generazione delle superfici di rottura

Nel codice di calcolo MACSTARS W è possibile assegnare una superficie di scorrimento mediante le coordinate (da utilizzare quando siano acquisite informazioni tali da conoscere la posizione della superficie di rottura del pendio) oppure è possibile far eseguire una ricerca della superficie di potenziale scorrimento, cioè la ricerca di quella superficie che presenta il coefficiente di sicurezza minore e quindi la superficie che presenta la maggiore probabilità di generare un collasso del pendio, qualora uno o più parametri di resistenza fossero inferiori a quelli del calcolo o i carichi fossero superiori.

La generazione delle superfici può essere di due tipi:

- superfici circolari
- superfici casuali

Il metodo di calcolo associabile alle superfici generate è: Bishop per superfici circolari, Janbu per superfici circolari e casuali.

Nel caso di superficie assegnata è possibile il calcolo sia con il metodo di Janbu che con il metodo di Bishop, ma in questo caso la forma della superficie deve essere prossima ad un arco di circonferenza.

Caratteristiche del metodo semplificato di Bishop sono:

- vale solo per superfici circolari e quasi circolari, cioè superfici che vengono assimilate a superfici circolari adottando un centro di rotazione fittizio
- ipotizza che le forze di interazione tra i conci siano solo orizzontali
- ottiene il coefficiente di sicurezza mediante scrittura della condizione di equilibrio alla rotazione intorno al centro della circonferenza
- non soddisfa l'equilibrio globale in direzione orizzontale

Caratteristiche del metodo semplificato di Janbu sono:

- vale per superfici di forma qualsiasi

- ipotizza inizialmente che le forze di interazione tra i conci siano solo orizzontali
- ottiene il coefficiente di sicurezza mediante scrittura della condizione di equilibrio alla traslazione verticale e quindi orizzontale
- consente di tenere in conto le forze di interazione verticali (tangenziale) tra i conci mediante applicazione al precedente coefficiente di sicurezza di un fattore correttivo che dipende dalla geometria del problema e dal tipo di terreno
- non soddisfa l'equilibrio globale alla rotazione del cuneo

Carichi dinamici dovute a forze di natura sismica

MACSTARS W riconduce il calcolo in presenza di carichi sismici al metodo pseudostatico, introducendo nel calcolo forze di massa in direzione orizzontale ed in direzione verticale, ottenute moltiplicando il peso totale di ogni concio per i due coefficienti di intensità sismica.

Valori positivi dei coefficienti di intensità sismica, **che vanno espressi come % di g**, danno luogo a forze orientate verso l'esterno del pendio e verso l'alto.

Per tenere conto dell'effetto dei rinforzi è stato implementato un modello di comportamento rigido.

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 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.

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 (τ_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 (τ_u) dalla seguente relazione:

$$\tau_u = f \cdot \sigma_v$$

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}**). **σ_v** = tensione verticale efficace sul tratto considerato, ottenuta dalla relazione:

$$\sigma_v = (W + P_v - U) / dx$$

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 (**τ_u**) dalla seguente relazione:

$$\tau_u = f \cdot \sigma_v$$

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:

$$F_0 = F_1 + \Delta F$$

Dove **F_1** è il contributo che genera sfilamento nella parte risvoltata (orizzontale), mentre **ΔF** 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 **ΔF** viene calcolato, nell'ipotesi che il tratto in oggetto assuma una configurazione semicircolare, dalla relazione:

$$\Delta F = F_1 \cdot \pi \cdot f_{tr}$$

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

Tutte le analisi sono state condotte distinguendo 2 tipi di verifica:

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

(**fig. 2**).

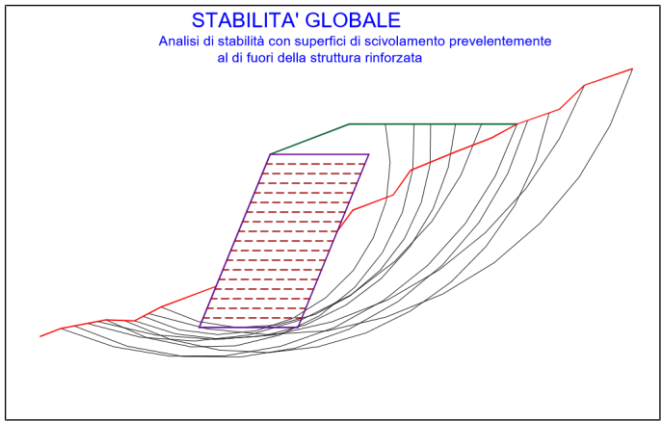

Fig. 2 *– Verifica di stabilità globale.*

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. 3**).

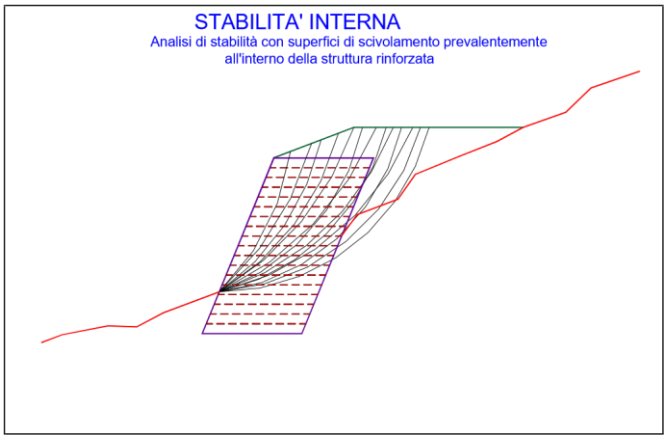

Fig. 3 *– Verifica di stabilità interna.*

7. CRITERI PROGETTUALI SULLA BASE DEL NUOVO TESTO UNICO SULLE COSTRUZIONI. (*D.Min. 14/01/2008*)

Le verifiche di stabilità delle opere in terra rinforzata sono state eseguite secondo le prescrizioni del Nuovo Testo Unico sulle Costruzioni approvate con D.Min. 14/01/2008.

Le Nuove Norme tecniche sulle Costruzioni, approvate con D.Min. 14/01/2008 ed in regime transitorio fino al 30/06/2009 (art.20 DL 248/2007 "Milleproroghe"), prescrivono che a meno di analisi dinamiche avanzate, le analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante:

- metodi pseudostatici
- metodi degli spostamenti.

Sono ammissibili spostamenti permanenti indotti dal sisma che non alterino significativamente la resistenza dell'opera e che siano compatibili con la sua funzione e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse. In condizioni sismiche devono essere considerati almeno gli stessi stati di limite ultimi considerati nelle verifiche statiche.

In particolare, adottando per l'analisi metodi pseudo-statici, si assume che:

1. il terreno sia assimilabile ad un mezzo rigido perfettamente elastico;
2. la rottura sia raggiunta contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento;
3. la resistenza sulla superficie di scorrimento sia espressa in termini di tensioni efficaci (Mohr-Coulomb – Tresca);
4. l'azione dinamica sismica sia rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità della massa potenzialmente instabile per un opportuno coefficiente sismico.

VERIFICHE STATICHE

Le opere di sostegno a gravità sono quasi sempre massicce, e questo porta alla semplificazione abitualmente adottata nello studio sotto sisma, e cioè di considerarle "corpi rigidi".

Gli usuali metodi di progetto e/o verifica si basano quindi su importanti ipotesi esemplificative sul comportamento delle opere di sostegno sotto sisma.

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, ture, terra rinforzata, muri cellulari).

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

$$\mathbf{E_d \leq R_d}$$

E_d = azioni o effetto delle azioni di progetto

R_d = azioni o effetto delle azioni resistenti del sistema geotecnico

In entrambi i termini: le azioni si moltiplicano per il coefficienti γ_f i parametri geotecnici si dividono per i coefficienti γ_m in piu la resistenza globale si divide per i coefficienti $\boldsymbol{\gamma}_r$ (che sono in pratica coefficienti di sicurezza globale: $R/E > \boldsymbol{\gamma}_r$)

Le verifiche da effettuare sono:

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

1. stabilità globale del complesso dell'opera di sostegno-terreno;
2. scorrimento sul piano di posa;
3. collasso del carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
4. ribaltamento

SLU di tipo strutturale (STR)

5. raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa non si deve in generale considerare il contributi della resistenza passiva del terreno antistante il muro. In casi particolari, la presa in conto di una aliquota (non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributi. Nei capitoli successivi si esplicitano per tutti i tipi di verifiche da realizzare sopra riportati le diverse combinazioni dei coefficienti **γ**.

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

Questa verifica deve essere effettuata secondo:

Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Carichi	Effetto	Coefficienti parziali γ_f	**(A2)** GEO
Permanenti (peso proprio della struttura e del terreno, acqua)	Favorevole	γ_{G1}	**1.0**
	Sfavorevole		**1.0**
Permanenti non strutturali (peso proprio di tutti gli elementi non strutturali)	Favorevole	γ_{G2}	**0.0**
	Sfavorevole		**1.3**
Variabili (di breve e lunga durata)	Favorevole	γ_{Q1}	**0.0**
	Sfavorevole		**1.3**

(**Tab. 6.2.I -** Norme Tecniche 2008)

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficienti Parziali γ_m	**(M2)**
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	**1,25**
Coesione Efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	**1,25**

Resistenza non drenata	C_{uk}	γ_{cu}	**1,40**
Peso dell'unità di Volume	γ	γ_{γ}	**1**

(**Tab. 6.2.II -** Norme Tecniche 2008 = Tab. 7.2.I – Testo Unico 2005)

VERIFICA/RESISTENZA	Coefficiente Parziale **(R2)**
Stabilità Globale	γ_R**=1.0**

(**Tab. 6.5.I -** Norme Tecniche 2008 = Tab. A13 eurocodice6)

Verifica di stabilità interna – raggiungimento della resistenza negli elementi di rinforzo

Questa verifica deve essere effettuata secondo:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

Carichi	Effetto	Coefficienti parziali γ_f	**(A1)** STR
Permanenti (peso proprio della struttura e del terreno, acqua)	Favorevole	$\gamma G1$	**1.0**
	Sfavorevole		**1.3**
Permanenti non strutturali (1) (peso proprio di tutti gli elementi non strutturali)	Favorevole	$\gamma G2$	**0.0**
	Sfavorevole		**1.5**
Variabili (di breve e lunga durata)	Favorevole	$\gamma Q1$	**0.0**
	Sfavorevole		**1.5**

(**Tab. 6.2.I -** Norme Tecniche 2008)

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficienti Parziali γ_m	**(M1)**
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	**1**
Coesione Efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	**1**
Resistenza non drenata	C_{uk}	γ_{cu}	**1**

Peso dell'unità di Volume	γ	γ_γ	**1**

(**Tab. 6.2.II -** Norme Tecniche 2008)

VERIFICA/RESISTENZA	Coefficiente Parziale **(R1)**
Stabilità Interna	γ_R**=1.0**

(**Tab. 6.5.I -** Norme Tecniche 2008 = Tab. A13 eurocodice6)

VERIFICHE SISMICHE

Per la verifica delle opere di sostegno si possono usare metodi di analisi pseudo-statici, che consistono in analisi per la valutazione di condizioni di equilibrio limite dell'insieme manufattoterreno-fondazione, in cui le forze d'inerzia indotte dal sisma, variabili nel tempo e nello spazio, sono trasformate in azioni statiche equivalenti.

In particolare, nella valutazione della spinta sismica del terrapieno, si considera che l'opera di sostegno possa spostarsi verso valle (o verso monte) di una quantità sufficiente a consentire la formazione di un cuneo di terreno in condizioni di equilibrio limite attivo.

Una importante novità introdotte nelle Nuove Norme Tecniche 2008 è il calcolo della "Pericolosità sismica di base" del sito di costruzione che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche ed è funzione delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera e del tempo di ritorno.

La pericolosità sismica è definita da:

a_g = accelerazione sismica massima attesa di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale

F_0 = valore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

I valori dei parametri a_g ed F_0 relativi alla pericolosità sismica su reticolo geografico di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B al Testo unico 2008.

In alternativa il Ministero ha messo a disposizione sul sito http://www.cslp.it il programma per il calcolo dei parametri di pericolosità sismica per area geografica Spettri-NTCver.1.0.3.xls.

Le nuove norme tecniche impongono per le opere di sostegno la verifica agli stati limite ultimi ed in particolare (capitolo 7.1): "il rispetto dei vari stati limite untimi si considera conseguito quando siano soddisfatte le verifiche relative al solo **SLV** (Stato limite Ultimo di salvaguardia della vita)".

In condizioni sismiche la norma prescrive le stesse verifiche da realizzarsi in condizioni statiche con l'introduzione dei coefficienti sismici k_h e k_v che devono essere calcolati mediante le espressioni:

$$\mathbf{k}_h = \boldsymbol{\beta}_m \, (a_{max} / g)$$

$$\mathbf{k}_v = \pm \, 0.5 \, \mathbf{k}_h$$

$\boldsymbol{\beta}_m$= coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
Il coefficiente di riduzione si applica solo ai muri in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, e si calcola in funzione della categoria del sottosuolo e della zona geografica tramite il valore di a_g (SLV di cui al capitolo precedente).

	Categoria del sottosuolo	
	A	**B, C, D, E**
	β_m	β_m
$0.2 < a_g \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g \leq 0.1$	0.20	0.18

Tab. 7.11.II - Norme Tecniche 2008

Le verifiche devono essere effettuate impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto applicando i coefficienti parziali cioè riducendo i parametri del terreno e ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni.
E' importante segnalare che per le verifiche sismiche i carichi hanno fattori amplificativi pari a 1 sia favorevoli che sfavorevoli, deve essere comunque tenuto in conto il fattore di moltiplicazione Ψ relativo alla rarità della combinazione tra carico variabile e sisma.
Questo valore, che per esempio per i carichi stradali nelle precedenti norme veniva considerato pari a 0.2 (=20%) deve essere espressamente richiesto al committente dell'opera.
Le presenti norme infatti indicano i coefficienti Ψ relativi ai soli carichi sulle strutture paragonabili ad edifici, dai quali non sono chiaramente recuperabili i valori relative alle opere infrastrutturali.

Verifica Sismica di Stabilità globale del complesso dell'opera di sostegno-terreno

Questa verifica deve essere effettuata secondo:
Approccio 1:

- Combinazione 2: (M2+R2+ $k_h/\pm k_v$)

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficienti Parziali γ_m	**(M2)**
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	**1,25**
Coesione Efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	**1,25**
Resistenza non drenata	C_{uk}	γ_{cu}	**1,40**
Peso dell'unità di Volume	γ	γ_{γ}	**1**

(**Tab. 6.2.II -** Norme Tecniche 2008 = Tab. 7.2.I – Testo Unico 2005)

VERIFICA/RESISTENZA	Coefficiente Parziale **(R2)**
Stabilità Globale	γ_R**=1.0**

(**Tab. 6.5.I -** Norme Tecniche 2008 = Tab. A13 eurocodice6)

Verifica Sismica di stabilità interna – raggiungimento della resistenza negli elementi di rinforzo

Questa verifica deve essere effettuata secondo:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (M2+R2+ $k_h/\pm k_v$)

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficienti Parziali γ_m	**(M1)**
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	**1**
Coesione Efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	**1**
Resistenza non drenata	C_{uk}	γ_{cu}	**1**
Peso dell'unità di Volume	γ	γ_{γ}	**1**

(**Tab. 6.2.II -** Norme Tecniche 2008 = Tab. 7.2.I – Testo Unico 2005)

VERIFICA/RESISTENZA	Coefficiente Parziale **(R2)**
Stabilità Interna	γ_R**=1.0**

(**Tab. 6.5.I -** Norme Tecniche 2008 = Tab. A13 eurocodice6)

In sintesi la procedura da seguire è la creazione di una Serie di VERIFICHE, con le rispettive combinazioni:

Verifiche statiche: Approccio 1

Stabilità Globale FS>1.0; Scorrimento e Portanza della fondazione FS>1

Approccio 1: Combinazione 2 (M2+A2+R2)

Scorrimento e Portanza della fondazione FS>1

Approccio 1: Combinazione 1 (M1+A1+R1) (secondo la circolare interpretativa del NNTC 2008 questa verifica potrebbe anche non essere fatta)

Ribaltamento FS>1

Combinazione di carico (M2+EQU+R1)

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali (Scorrimento Interno).

Per le verifiche degli elementi strutturali il coefficiente γ r non deve essere tenuti in conto e quindi FS>1

Approccio 1: Combinazione 1 (M1+A1+R1)

Verifiche sismiche: Approccio 1

Stabilità Globale FS>1.1; Scorrimento FS>1 e Portanza della fondazione FS>1 Ribaltamento FS>1

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

Combinazione 2 (M2+R2 - +kh/-kv)

Cioè le verifiche sismiche si devono eseguire applicando i soli fattori riduttivi dei parametri geotecnici (M2) e Verificando coefficienti di sicurezza di stabilità globale 1,0, ribaltamento pari a 1,0, capacità portante pari a 1,0 e scorrimento pari a 1,0.

Nota . L'Approccio 2 Combinazione : (M1+R3) non si utilizza perché Tale combinazione porta a risultati meno conservativi per cui la circolare interpretativa a pagina 278 capitolo C7.11.6.2 consiglia l'approccio 1)

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali (Scorrimento Interno tra gabbione e gabbione) da ripetere per ogni corso superiore al primo. Per le verifiche degli elementi strutturali il coefficiente γ r non deve essere tenuti in conto e quindi FS>1

Approccio 1: Combinazione 1 di carico (M1+R1- +kh/+kv)

Combinazione 1 di carico (M1+R1- +kh/-kv)

8. IPOTESI DI CALCOLO

Il dimensionamento delle strutture in progetto è stato eseguito con riferimento a quanto riportato nella relazione geologica pervenuta ……, nella persona del Dott. Geol. ……. del ……... Per le altezze delle sezioni di calcolo si rimanda ai relativi tabulati ed ai disegni acclusi alla presente nota oltre che alle tavole di progetto. Per quanto riguarda le caratteristiche geotecniche e i carichi sono state assunti per tutte le opere di sottoscarpa quelli della tabella seguente.

DATI GEOTECNICI	**EC**	γ_1 = 17 KN/mc	ϕ = 22°	c' = 20 KPa
	MCC	γ_1 = 18,5 KN/mc	ϕ = 36°	c' = 30 KPa
	SA	γ_1 = 13,5 KN/mc	ϕ = 32°	c' = 5 KPa
	RILEVATO STRUTTURALE	γ_2 = 10 KN/mc	ϕ=35°	c' = 0 KPa
CARICHI ACCIDENTALI ESTERNI	**STATICO**	20 Kpa		
	SISMICO	Kh = 0,028 Kv= 0,014		

Le analisi sono state condotte in condizioni statiche e sismiche: i coefficienti di sicurezza risultano sempre superiori al valore di 1,10 per le verifiche sismiche e di 1,10 per le verifiche statiche.

Nel momento in cui si evidenziano venute d'acqua a tergo delle opere in terra rinforzata si dovrà prevedere un drenaggio. Le opere non possono in alcun caso venire a contatto con acque di infiltrazione.

9. RILEVATO STRUTTURALE E CONTROLLI

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 A1-a, A1-b, A3, A2-4, A2-5 con esclusione di pezzature superiori a 150 mm.

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 250 mm (Fig. 8) , 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, in opera compattato, dovrà essere superiore a 18-19 kN/m^3.

Tale materiale sarà compattato fino a raggiungere il 95% della densità secca AASHTO (ASTM D1557).

Al fine di garantire una buona compatibilità e lavorabilità, il terreno superficialmente dopo ogni strato di compattazione dovrà essere bagnato per consentire un migliore addensamento delle particelle più fini di terreno (Fig. 9).

Il materiale verrà posto in opera per strati, secondo le modalità di seguito riportate.

- riempimento delle reti con materiale idoneo, fino a formare uno spessore di spessore 300 mm;
- compattazione del materiale posto in opera mediante rullatura, secondo le indicazioni successivamente riportate;
- riempimento delle reti con materiale idoneo, fino a formare uno spessore di spessore 300 mm, a completamento dell'elemento Terramesh Verde;
- risagomatura del piano di posa per l'esecuzione dell'elemento Terramesh successivo.

Lo scarico del materiale avverrà lungo il fronte di riempimento (Figg. 4, 5), e sarà poi steso con il mezzo meccanico fino a raggiungere una sufficiente regolarità per iniziare la rullatura e compattazione.

Il procedimento di compattazione prevede una rullatura con rullo pesante da minimo 15 ton (Fig. 6) ed una successiva compattazione con "rana compattatrice" (Fig. 7) della porzione di terreno posta ad una distanza di 1 m dal paramento.

Questo procedimento consente di non generare deformazioni locali indotte dal passaggio o urto meccanico dei mezzi contro il cassero o gli altri componenti del sistema.

Si dovrà inoltre avere durante tale operazione, particolare cura nell'assicurare che non si abbia alcun urto meccanico o addirittura sgancio dei tiranti disposti nella porzione interna del paramento.

Fig. 4 *- Scarico materiale da rilevato*

Fig. 5 *- Materiale idoneo per rilevato dietro al paramento (0-25mm)*

Fig. 6 *- Compattazione rilevato strutturale con compattatore pesante*

Fig. 7 *- Compattazione terreno vegetale con compattatore manuale*

Fig. 8 *- Rimozione materiale di pezzatura non idoneo (>250mm)*

Fig. 9 *- Dopo compattazione eseguire inumidire nuovo piano di posa con acqua*

Compattazione del rilevato

Le caratteristiche e l'idoneità dei materiali saranno accertate mediante le seguenti prove di laboratorio:

- analisi granulometrica (almeno una ogni 20.000 m³ di materiale);
- determinazione del contenuto naturale d'acqua (almeno una ogni 20.000 m³ di materiale);
- determinazione del limite liquido e dell'indice di plasticità sull'eventuale porzione di passante al setaccio 0,4 UNI 2332 (almeno una ogni 40.000 m³ di materiale);
- prova di compattazione AASHTO (almeno una ogni 40.000 m³ di materiale) ed esecuzione eventuale di: A) analisi granulometrica sui materiali impiegati nella prova di compattazione, prima e dopo la prova stessa limitatamente a quei materiali per i quali è sospetta la presenza di componenti instabili; B) prova edometrica limitatamente ai materiali coesivi e semicoesivi prelevati dal campione dopo la esecuzione della prova AASHTO Mod. (CNR 69 - 1978), (CNR 22 - 1972), e compattati al 95% della densità massima (±2%).

Caratteristiche del piano di posa del rilevato

Salvo diverse e più restrittive prescrizioni motivate in sede di progettazione dalla necessità di garantire la stabilità del rilevato, il modulo di deformazione Md al primo ciclo di carico su piastra (Figg.10, 11), (diametro 30 cm) dovrà risultare non inferiore a:

- 50 MPa: nell'intervallo compreso tra 1,5÷2,5 daN/cm^2 sul piano di posa della fondazione della pavimentazione autostradale in rilevato, in trincea e nel riempimento dell'arco rovescio in

galleria;

- 20 MPa: nell'intervallo compreso tra 0,5÷1,5 daN/cm^2 sul piano di posa del rilevato quando posto a 1,00 m da quello della fondazione della pavimentazione autostradale;
- 15 MPa: nell'intervallo compreso tra 0,5÷1,5 daN/cm^2 sul piano di posa del rilevato quando posto a 2,00 m da quello della fondazione della pavimentazione autostradale.

La variazione di detti valori al variare della quota dovrà risultare lineare.

Per altezze di rilevato superiori a 2 m potranno essere accettati valori inferiori a 15 MPa sempre che sia garantita la stabilità dell'opera e la compatibilità dei cedimenti sia totali che differenziali e del loro decorso nel tempo.

Sul piano di fondazione del rilevato rinforzato si dovrà garantire un modulo di deformazione Md di carico su piastra non inferiore a certi valori (vedi tabella) in funzione dell'altezza dell'opera.; nel caso tale valore non venga raggiunto, si dovrà provvedere ad effettuare un intervento di bonifica del terreno in sito con la rimozione del medesimo per una profondità di almeno 0,50 m e con la messa in opera di terreno arido avvolto in uno strato di geotessile non tessuto.

Classe di altezza (m)	**Valori delle prove di carico su piastra sul piano di fondazione**
0-4 metri	15 MPa
0-6 metri	20 MPa
0-8 metri	25 MPa
0-10 metri	30 MPa
0-12 metri	35 MPa

Le caratteristiche di deformabilità dovranno essere accertate in modo rigoroso e dovranno ritenersi rappresentative, anche a lungo termine, nelle condizioni climatiche e idrogeologiche più sfavorevoli; si fa esplicito riferimento a quei materiali a comportamento "instabile" (collassabili, espansivi, gelivi, etc.) per i quali la determinazione del modulo di deformazione sarà affidata a prove speciali (edometriche, di carico su piastra in condizioni sature ecc.).

Il conseguimento dei valori minimi di deformabilità sopra indicati sarà ottenuto compattando il fondo dello scavo mediante rullatura eseguita con mezzi consoni alla natura dei terreni in posto.

Laddove le peculiari caratteristiche dei terreni in posto (materiali coesivi o semicoesivi, saturi o parzialmente saturi) rendessero inefficace la rullatura, la Direzione Lavori, sentito il Progettista, procederà ad un intervento di bonifica con l'impiego di materiali idonei adeguatamente miscelati e compattati.

A rullatura eseguita la densità in sito dovrà risultare come segue:

- almeno pari al 90% della densità massima AASHTO mod. (CNR 69 - 1978), (CNR 22 - 1972),

sul piano di posa dei rilevati;

- almeno pari al 95% della densità massima AASHTO mod. (CNR 69 - 1978), (CNR 22 - 1972), sul piano di posa della fondazione della pavimentazione autostradale in trincea.

Fig. 10 *- Prova di carico con piastra*

Fig. 11 *- Prova di carico con piastra*

Prove di controllo sul piano di posa

Il numero minimo delle prove di controllo da eseguire sul piano di posa dei rilevati o della fondazione delle pavimentazioni sia in trincea che in rilevato è messo in relazione alla differenza di quota (S) fra i piani di posa del rilevato e della fondazione della pavimentazione.

	S=0-1 m	S=1-2 m	S>2 m
Prove di carico su piastra: una ogni	1500 m^2	2000 m^2	3000 m^2
Prove di densità in sito: una ogni	1500 m^2	2000 m^2	2000 m^2

Le prove andranno distribuite in modo tale da essere sicuramente rappresentative dei risultati conseguiti in sede di preparazione dei piani di posa, in relazione alle caratteristiche dei terreni attraversati.

Il controllo dello strato anticapillare sarà effettuato mediante analisi granulometriche da eseguirsi in ragione di almeno 10 ogni 1000 mc.