



MANUALE TEORICO

MACCAFERRI

SOMMARIO

2. MANUALE TEORICO	2
2.1 Generalità	3
2.2 Definizioni fondamentali (aggiungere disegni muri in gabbioni).....	3
2.3 Tipi di verifiche	4
2.3.1 Verifica di stabilità globale	4
2.3.2 Verifica di stabilità interna	4
2.3.3 Verifica dell'opera come muro di sostegno (Scorrimento, Ribaltamento e di Portanza della Fondazione)	5
2.3.4 Verifica di scorrimento.....	6
2.3.5 Verifica di scorrimento interno (verifica di scorrimento tra un corso di gabbioni e quello soprastante)	6
2.3.5 Verifica dei cedimenti.....	6
2.3.6 Verifica di stabilità superficie assegnata.....	6
2.4 Comportamento dei rinforzi (terre rinforzate)	6
2.4.1 Modello rigido	7
2.4.2 Modello deformativo	8
2.5 Analisi di stabilità all'equilibrio limite.....	10
2.5.1 Metodi utilizzati nel codice	10
2.5.2 Generazione delle superfici di rottura	12
2.5.3 Suddivisione in conci	12
2.5.4 Carichi	12
2.5.5 Rinforzi	15
2.5.6 Falde nei terreni.....	16
2.6 Verifica di stabilità globale	18
2.7 Verifica di stabilità interna per le strutture in terra rinforzata	18
2.8 Verifiche dell'opera in terra rinforzata come muro di sostegno.....	19
2.8.1 Scelta dell'opera o di una sua parte da verificare.....	19
2.8.2 Verifica geometrica della scelta	19
2.8.3 Definizione del muro.....	19
2.8.4 Calcolo delle azioni interne al muro	19
2.8.5 Calcolo delle massime azioni agenti sul muro.....	20
2.8.6 Verifiche allo scorrimento.....	20
2.8.7 Verifica al ribaltamento	21
2.8.8 Verifica per capacità portante.....	21
2.8.9 Calcolo pressione ultima.....	21
2.9 Verifiche della struttura di sostegno (opera in gabbioni).....	22
2.9.1 Scelta del muro da verificare	22
2.9.2 Definizione del muro.....	22
2.9.3 Calcolo delle azioni interne al muro	23
2.9.4 Calcolo delle massime azioni agenti sul muro.....	23
2.9.5 Verifiche allo scorrimento.....	27
2.9.6 Verifica al ribaltamento	27
2.9.7 Verifica per capacità portante.....	28
2.9.8 Calcolo pressione ultima.....	28
2.10 Verifica dell'opera in terra rinforzata o di un blocco allo scorrimento	29
2.11 Verifica di stabilità interna (verifica di scorrimento e ribaltamento tra un corso di gabbioni e quello sottostante)	29
2.12 Verifica dei cedimenti.....	30
2.12.1 Calcolo delle impronte di carico	30
2.12.2 Calcolo delle variazioni di stato tensionale indotto.....	30
2.12.3 Calcolo dei cedimenti.....	31
2.13 Calcolo dell'accelerazione critica	32
2.13.1 Requisiti di applicabilità	32
2.13.2 Accelerazione critica (Yield Acceleration).....	32

2. MANUALE TEORICO

2.1 Generalità

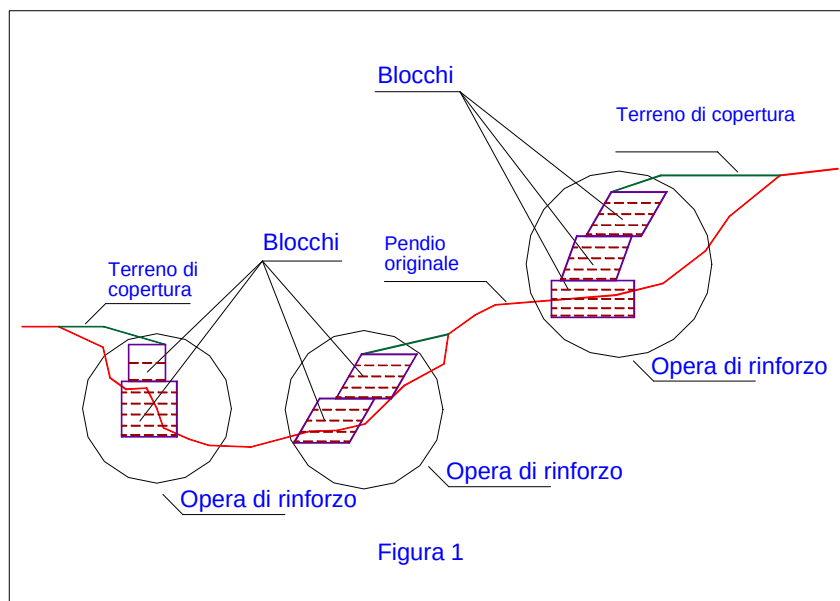
Il programma di calcolo MACSTARS W consente la verifica della stabilità di opere di sostegno in gabbioni ed in terra rinforzata, cioè di strutture atte al contenimento o alla stabilizzazione di scarpate, mediante la presenza di elementi di rinforzo capaci di assorbire sforzi di trazione. Peraltro è possibile eseguire verifiche di stabilità in assenza di rinforzi o opere di sostegno secondo i metodi classici dell'equilibrio limite.

La nuova versione del programma di calcolo MACSTARS W consente inoltre il calcolo dell'accelerazione critica allo scorrimento intesa come quel valore di accelerazione pseudo-statica che rende instabile i pendii naturali e le opere di sostegno in gabbioni ed in terra rinforzata, assimilabili ad un blocco rigido.

La definizione delle verifiche da eseguire in relazione ai meccanismi di rottura potenziali nel terreno, le caratteristiche di comportamento dei rinforzi, le tipologie dei carichi considerati, sono tutti aspetti essenziali che nel seguito verranno descritti singolarmente in modo sintetico.

Preliminarmente vengono altresì fornite alcune definizioni fondamentali utilizzate nel programma.

2.2 Definizioni fondamentali



Pendio originale: profilo del terreno originario, prima del progetto dei rinforzi.

Opera di rinforzo: sequenza continua di strutture di rinforzo chiamate blocchi; un pendio può comprendere quindi più opere (**fig. 1**, opere **A₁** e **A₂**); l'opera può prevedere superiormente un terreno di copertura.

Opera di sostegno (Gabbionata): sequenza continua di strutture in gabbioni chiamate muri; un pendio può comprendere quindi più opere; l'opera può prevedere superiormente un terreno di copertura.

Terreno di copertura: profilo del terreno posto al di sopra dell'opera per raccordare l'opera con un'opera sovrastante oppure per raccordare l'opera con il pendio originale (**T₁** e **T₂** nella **fig. 1**)

Blocco: struttura singola di rinforzo costituita dal rilevato strutturale, dagli elementi di rinforzo, dal terreno di riempimento a tergo, dalla presenza o meno dei gabbioni sul paramento (**B₁**, **B₂**, **B₃** nella **fig. 1**)

Corso: struttura costituita da gabbioni posti sullo stesso piano (orizzontale o inclinato)

Rilevato strutturale: terreno che costituisce i blocchi, deposto a strati tra i rinforzi, compattato meccanicamente per migliorarne le proprietà meccaniche e di resistenza.

Riempimento a tergo: eventuale terreno posto a riempimento dello spazio tra il blocco ed il pendio originale (se presente) o tra muro e pendio originale (se presente)

Rinforzo: elemento resistente a trazione in virtù dell'attrito con il terreno, disposto lungo piani di posa orizzontali; può essere principale ed in tal caso è dotato di risvolto sul lato di valle oppure secondario posto tra il risvolto del principale sottostante ed il principale sovrastante; il secondario è sempre più lungo del principale

Paramento: lato libero del blocco o del muro posto sul lato di valle

Gabbioni: struttura in pietrame che costituisce:

- 1- il paramento dell'opera di rinforzo utilizzato con funzione di drenaggio o antierosione, oppure per dare al paramento stesso maggiore rigidità qualora si voglia ottenere una parete prossima alla verticale
- 2- il muro di sostegno .

Risvolto: elemento di un rinforzo principale posto da lato sul paramento e rientrante superiormente nel rilevato per una lunghezza che può essere 50-100 cm

Ancoraggio: lunghezza del rinforzo esterna alla superficie di rottura

Sfilamento: raggiungimento delle condizioni di massima aderenza del rinforzo nel tratto ancorato o nel tratto interno alla porzione di terreno instabile

2.3 Tipi di verifiche

MACSTARS W consente le seguenti tipologie di verifica:

- verifica di stabilità globale
- verifica di stabilità interna per le opere in terra rinforzata.
- verifica di scorrimento interno per le strutture in gabbioni (verifica di scorrimento tra un corso di gabbioni e quello soprastante)
- verifica dell'opera come muro di sostegno
- verifica di scorrimento
- verifica dei cedimenti
- verifica di stabilità superficie assegnata (stabilità globale)

2.3.1 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, con opera di sostegno o meno. Può quindi essere utilizzato per valutare la stabilità del pendio in assenza di rinforzi o gabbionate, prima delle ipotesi di progetto. 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 all'opera di sostegno o ai rinforzi stessi (fig. 2).

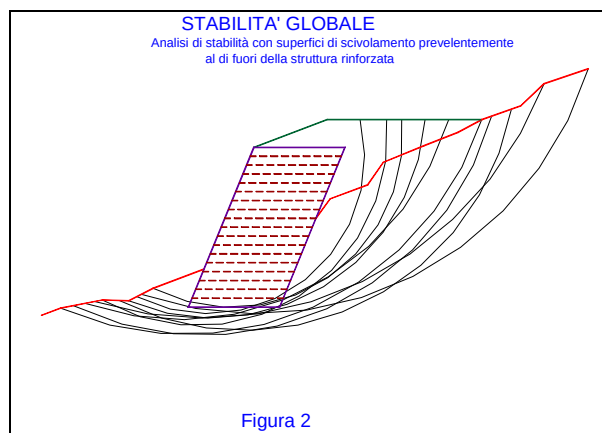
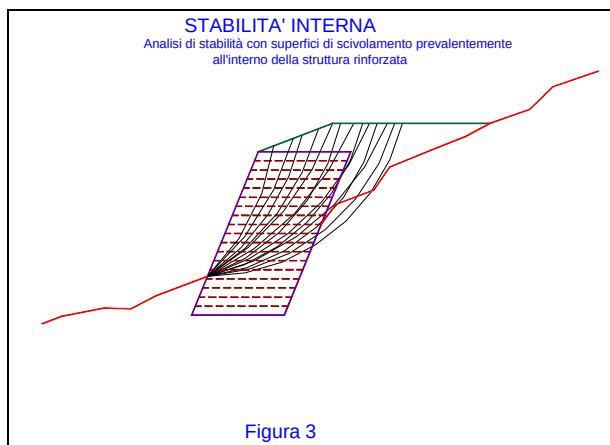


Figura 2

2.3.2 Verifica di stabilità interna

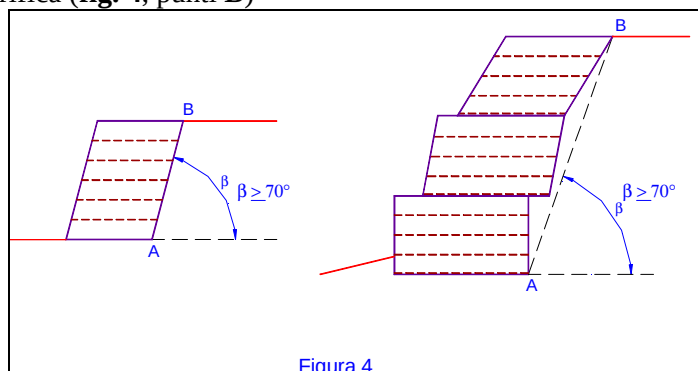
La verifica di stabilità interna (o stabilità di pendio) è quella verifica che consente di valutare il dimensionamento dell'opera in terra rinforzata, intesa come definizione dei rinforzi (tipologia, spaziatura, lunghezza, ecc.). In tale tipo di verifica le superfici di potenziale scivolamento partono dal piede di valle dell'opera di rinforzo e terminano nella parte superiore del pendio dopo aver attraversato l'opera progettata (fig. 3).



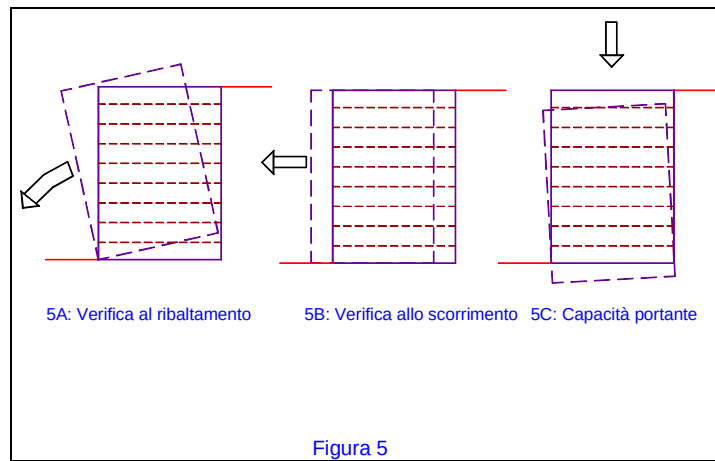
2.3.3 Verifica dell'opera come muro di sostegno (Scorrimento, Ribaltamento e di Portanza della Fondazione)

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.

Affinché la sequenza di blocchi prescelta possa essere considerata un muro monolitico deve essere soddisfatta una condizione geometrica di pendenza media dei blocchi (β in **fig. 4**) che deve essere superiore od uguale a 70° . La valutazione della pendenza media viene effettuata dal programma considerando la retta congiungente lo spigolo inferiore destro del primo blocco (**fig. 4**, punti A) con lo spigolo superiore destro dell'ultimo blocco di verifica (**fig. 4**, punti B)

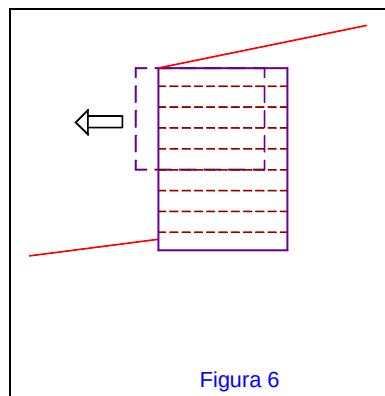


In tale verifica l'opera di sostegno in gabbioni (gabbionata), viene considerata come un muro monolitico. La verifica dell'opera come muro di sostegno, sia essa in terra rinforzata che muro in gabbioni, si articola a sua volta nelle tre verifiche classiche dei muri di sostegno (**fig. 5**): verifica al ribaltamento (**fig. 5a**), verifica allo scorrimento (**fig. 5b**), verifica per capacità portante (**fig. 5c**). Per quest'ultima verifica il valore della pressione di rottura del terreno alla base del muro può essere fornita dall'utente oppure può essere calcolata automaticamente dal programma come meglio di seguito descritto.



2.3.4 Verifica di scorrimento

In tale tipo di verifica si accerta la stabilità di un'opera (intera o di una sua porzione) allo scorrimento lungo un piano orizzontale scelto dall'utente (**fig. 6**), con parametri di verifica (coesione e angolo di attrito sulla superficie di scorrimento) scelti pure dall'utente in funzione del tipo di contatto alla base.



2.3.5 Verifica di scorrimento interno (verifica di scorrimento tra un corso di gabbioni e quello soprastante)

In tale tipo di verifica si accerta la stabilità di un'opera (intera o di una sua porzione) allo scorrimento lungo un piano di contatto al di sotto di un corso di gabbioni scelto dall'utente, con parametri di verifica (coesione e angolo di attrito sulla superficie di scorrimento) che, solo per lo strato di base (detto primo corso), possono essere scelti dall'utente in funzione del tipo di contatto con lo strato di base.

2.3.5 Verifica dei cedimenti

MACSTARS W consente il calcolo dei cedimenti indotti dalla realizzazione di una opera in terra rinforzata. I terreni aggiunti (rilevati strutturali, riempimenti a tergo, coperture in sommità) sono considerati carichi che inducono una variazione dello stato tensionale.

Differenti modelli di elasticità (in funzione del tipo di terreno) sono quindi utilizzati per calcolare il cedimento indotto dai carichi applicati.

2.3.6 Verifica di stabilità superficie assegnata

Tale verifica viene eseguita, sempre con i metodi dell'equilibrio limite, quando è nota la forma della superficie di potenziale scorrimento.

2.4 Comportamento dei rinforzi (terre rinforzate)

I rinforzi sono elementi strutturali il cui comportamento può essere così descritto:

- 1) sono elementi resistenti a trazione
- 2) la trazione nei rinforzi può svilupparsi per l'aderenza tra il rinforzo stesso ed i materiali (terreno o altri rinforzi) che si trovano sopra e sotto

- 3) i rinforzi forniscono una forza stabilizzante nella zona in cui intercettano una superficie di scorrimento, cioè la zona in cui si manifesta la deformazione di taglio nel pendio che provoca una deformazione di estensione nel rinforzo stesso
- 4) all'aumentare della deformazione, la forza fornita dal rinforzo stesso aumenta sino al raggiungimento di un valore massimo che in funzione della geometria del caso può essere: forza di rottura del rinforzo, forza di sfilamento del rinforzo nel tratto di ancoraggio, forza di sfilamento all'interno della porzione di terreno instabile.

In relazione ai metodi usualmente utilizzati per tenere in conto l'effetto dei rinforzi ed in relazione al reale comportamento dei rinforzi, sono stati implementati nelle analisi di stabilità due differenti modelli di comportamento così definiti:

- modello rigido
- modello deformativo

2.4.1 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 rigidezza 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 (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.

2.4.2 Modello deformativo

In tale modello la forza resistente offerta da un rinforzo che attraversa la superficie di potenziale scorrimento è calcolata tenendo in conto:

- il legame tenso-deformativo del rinforzo immaginato isolato
- il legame tenso-deformativo del contatto del rinforzo sui materiali sovrastanti e sottostanti

Dato uno spostamento δ (componente orizzontale dello spostamento complessivo del pendio), il calcolo della forza nel rinforzo si basa sulle seguenti ipotesi:

1) INTERFACCIA RINFORZO-TERRENO

Il legame tensione tangenziale agente (τ) in funzione dello spostamento (δ) è di tipo iperbolico, come per il comportamento dei pali ad attrito laterale, ed è quindi definito dalla relazione (fig. 7)

$$\tau = \tau_u \frac{\delta}{\delta_e + \delta}$$

τ tensione tangenziale mobilitata per uno spostamento δ (kPa)

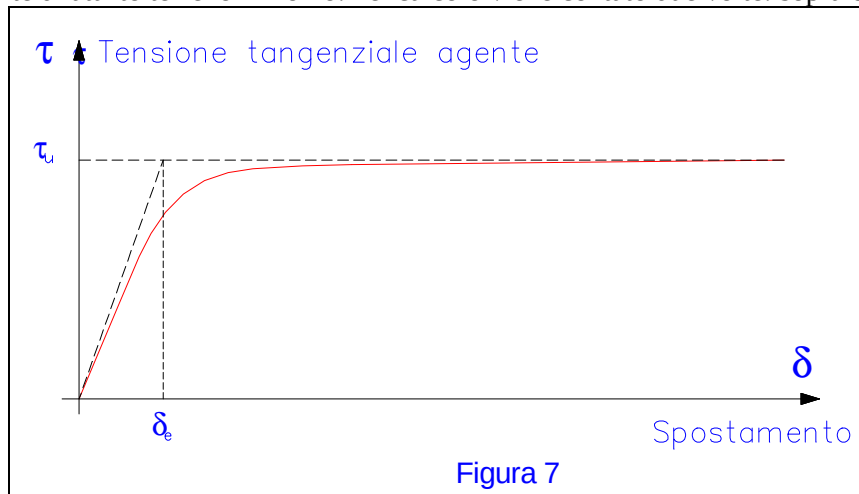
$\tau_u = f \cdot \sigma_v$ tensione tangenziale ultima (kPa)

$\delta_e = K \cdot \sigma_v$ spostamento elastico, ottenuto con la tangente iniziale (m)

K coefficiente di scorrimento elastico, ottenuto da prove di taglio diretto da δ_e / σ_v (m³/kN) fig. 7

σ_v sigma verticale di prova (kPa)

f coefficiente di attrito terreno-rinforzo: nel calcolo viene contato due volte: sopra e sotto (adim.)



2) COMPORTAMENTO TENSO-DEFORMATIVO DEL RINFORZO

Il comportamento tenso-deformativo del rinforzo è dato dalla relazione classica dell'elasticità:

$$dL = \frac{N \cdot L}{E \cdot A}$$

Dove:

N = azione assiale media nel tratto di rinforzo (kN)

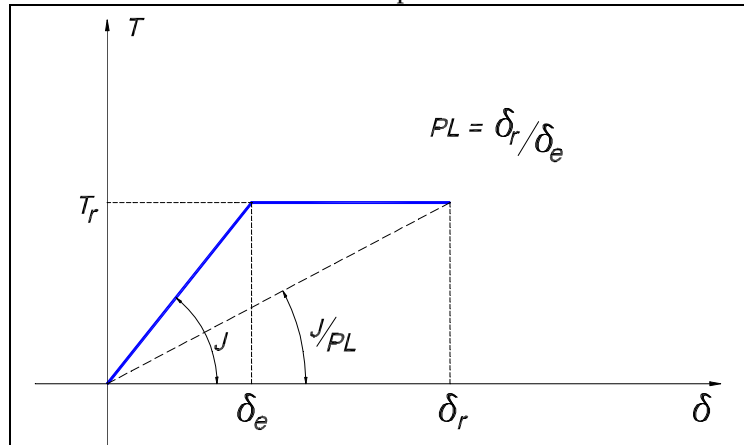
L = lunghezza del tratto di rinforzo (m)

E = modulo di elasticità (kN/m²)

A = sezione del rinforzo per metro lineare (m²/m)

dL = allungamento del tratto di rinforzo (m)

Per quanto riguarda le caratteristiche tenso-deformative proprie di ogni rinforzo, si fa riferimento ai parametri che si ottengono dalle prove di pullout, dove si misurano per vari tipi di terreno e per vari livelli di pressione verticale le deformazioni nel rinforzo δ corrispondenti ai vari livelli di carico di trazione T



T_r = forza di rottura convenzionale unitaria (kN/m)

$J = EA$ = rigidezza estensionale del rinforzo (kN/m), costante nel tratto elastico, da cui $\delta = T / J$

PL = rapporto di scorrimento plastico o parametro plasticizzazione rinforzo: abbattimento della rigidezza del rinforzo nel punto di rottura ed è dato dal rapporto δ_r/δ_e (adim.)

δ_r = spostamento a rottura (mm)

δ_e = spostamento elastico (mm)

I parametri del modello, desumibili da prove di taglio diretto e pullout riportati nel database dei rinforzi, sono: K , f , T_r , PL e J

Il procedimento che porta al calcolo della forza nel rinforzo è di tipo iterativo secondo il seguente schema:

- 1) si suddivide la lunghezza esterna del rinforzo in tratti
- 2) si ipotizza un valore di N all'estremità del rinforzo
- 3) si calcola la tensione tangenziale (τ_1) nel primo tratto del rinforzo in funzione dello spostamento imposto
- 4) con tale tensione si calcola dN_1 (variazione dello sforzo assiale nel primo tratto di rinforzo) pari alla tensione tangenziale τ_1 per la lunghezza del tratto di rinforzo
- 5) si calcola la tensione media $N_{med} = N - dN_1/2$
- 6) si calcola quindi l'allungamento del tratto di rinforzo per effetto di N_{med}
- 7) si calcola quindi lo spostamento medio del rinforzo 1 (δ_{m1})
- 8) con tale spostamento ritorna al punto 3) e quindi si ripetono i passi 3-4-5-6-7
- 9) al termine si ottiene quindi la tensione tangenziale nel concio 1 (τ_1), lo spostamento nel punto finale del tratto (δ_2), il contributo all'azione assiale del primo concio (dN_1), lo sforzo assiale iniziale del concio successivo $N_2 = N - dN_1$
- 10) si passa quindi al tratto successivo e si ripetono i passi 3-4-5-6-7-8-9
- 11) il procedimento prosegue per tutti i tratti, interrompendosi quando in un tratto si ottiene un valore di spostamento nullo o negativo (in tal caso il tratto viene parzializzato)
- 12) a questo punto si sommano tutti i contributi dN_i dei singoli conci ed il risultato viene confrontato con il valore N di tentativo. Se la differenza è inferiore al 5% del valore di rottura il calcolo termina e si assume quale valore di N la media tra la sommatoria dei dN_i e del valore di tentativo N , altrimenti si modifica il valore di tentativo di N e si riprende dal punto 2.

Se il valore di N finale è superiore al valore di rottura ed il rinforzo prevede la possibilità del tratto plastico, allora il calcolo viene ripetuto per un valore fissato di N pari al valore di rottura e si controlla se si raggiunge un punto di nullo dello spostamento con lo stesso procedimento precedente, utilizzando un valore

di **J (rigidezza)** ridotto di un coefficiente fissato nel data-base dei rinforzi. Se tale punto non viene raggiunto il rinforzo viene considerato in condizioni di rottura.

Implicitamente il metodo esclude che si possa superare il valore dello sfilamento, che si ottiene quando il valore di spostamento è tale da portare al raggiungimento della tensione tangenziale ultima in tutti i tratti.

Il valore di reazione del rinforzo ottenuto viene quindi confrontato con la forza di sfilamento interna.

2.5 Analisi di stabilità all'equilibrio limite

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

2.5.1 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:

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

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.

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

In relazione ai modelli di comportamento dei rinforzi una verifica di stabilità può essere condotta con il metodo rigido o con il metodo degli spostamenti.

Il metodo degli spostamenti è ulteriormente suddiviso in metodo degli spostamenti con spostamento assegnato o metodo degli spostamenti incrementali.

Metodo rigido

Il metodo rigido si caratterizza per l'utilizzo del modello di comportamento rigido per i rinforzi.

Metodo degli spostamenti

Il metodo degli spostamenti si caratterizza per l'utilizzo del modello di comportamento deformativo per i rinforzi.

Tale metodo può essere utilizzato in presenza di un cinematismo del collasso potenziale (forma della superficie di scorrimento) di tipo rotazionale. Quindi può essere utilizzato con tutti i metodi di Bishop e con il metodo di Janbu per una superficie assegnata di forma pseudo-circolare.

Nel calcolo il programma utilizza una deformazione, che moltiplicata per la lunghezza della superficie di scorrimento fornisce lo spostamento da utilizzare.

Tale spostamento è da intendere come modulo del vettore di spostamento, costante in ogni punto della superficie e tangente alla superficie di scorrimento.

Successivamente di tale spostamento si calcola la componente orizzontale ed a questa la forza agente nel rinforzo con il modello deformativo.

Metodo a spostamento assegnato

In tale metodo l'utente fissa una deformazione di calcolo con la quale, per ogni superficie, si ottiene lo spostamento come sopra indicato.

Metodo a spostamenti incrementali

In tale metodo l'utente definisce una deformazione massima e di conseguenza per ogni superficie uno spostamento massimo.

Nell'ambito del campo di spostamenti che vanno da zero allo spostamento massimo, il programma analizza e ricerca diverse situazioni:

1. spostamento nullo
2. spostamento tale da ottenere $F_s = 1.0$
3. spostamento tale da ottenere $F_s = F_{smin}$ (coefficiente di sicurezza minimo fissato dall'utente)
4. spostamento tale da ottenere $F_s = F_{smax}$ (coefficiente di sicurezza massimo)
5. spostamento pari al valore massimo fissato dall'utente (tramite la deformazione massima)

La situazione 1. è quella che corrisponde a rinforzi assenti (o rinforzi che lavorano con spostamento nullo).

La situazione 2. è la ricerca di quella situazione deformativa del pendio che consente il raggiungimento della condizione di equilibrio ($F_s=1$); se il pendio è già inizialmente (in assenza di rinforzi) con $F_s > 1.0$ allora il calcolo non viene eseguito, cioè non è necessario mobilitare i rinforzi.

La situazione 3. è la ricerca di quella situazione deformativa del pendio che consente il raggiungimento di un coefficiente di sicurezza minimo (F_{smin}) fissato dall'utente. Anche in questo caso, se il pendio ha già in assenza dei rinforzi $F_s > F_{smin}$ il calcolo non viene eseguito, cioè ancora una volta non è necessario mobilitare i rinforzi.

La situazione 4. è la ricerca di quella situazione deformativa del pendio che consente il raggiungimento del massimo coefficiente di sicurezza possibile nell'ambito delle deformazioni del pendio fissate dall'utente. Dato che la funzione relativa al coefficiente di sicurezza può presentare diversi massimi relativi, il procedimento iterativo che fornisce la situazione di F_{smax} può individuare un massimo relativo e non assoluto.

La situazione 5. è quella che corrisponde alla deformazione massima del pendio, fissata dall'utente.

Per le situazioni 2-3-4-5 e per ciascuna superficie analizzata viene memorizzato il vettore delle sollecitazioni agenti nei rinforzi ed al termine si determina, per ogni situazione e per ogni rinforzo, la massima sollecitazione e la relativa deformazione associata.

2.5.2 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.

La ricerca della superficie critica è sostanzialmente guidata dall'utente mediante l'utilizzo di alcuni parametri geometrici quali:

- l'estensione del tratto da cui partono le superfici
- l'estensione del tratto in cui terminano le superfici
- l'ampiezza dell'angolo di partenza delle superfici
- la lunghezza di ogni singolo tratto della superficie di scorrimento
- una quota minima sotto la quale le superfici non possono arrivare
- un profilo geometrico all'interno del quale le superfici non possono entrare (ad esempio un profilo roccioso)

Il risultato finale può dipendere anche sensibilmente da tali scelte per cui è sempre opportuno eseguire più calcoli con differenti parametri. L'utente ovviamente può anche scegliere quante superfici generare. Ogni singola superficie viene generata mediante successione di tratti (della lunghezza stabilita dall'utente) la cui inclinazione è generata in modo casuale, ma comunque parzialmente guidata per rispettare i vincoli imposti.

2.5.3 Suddivisione in conci

Ottenuta una superficie di scorrimento la porzione di terreno soggetta a rottura viene suddivisa in conci, sulla base dei seguenti punti singolari:

- discontinuità della superficie di scorrimento stessa
- discontinuità nei profili geometrici e stratigrafici
- discontinuità nei profili dei livelli di falda
- posizione dei carichi

2.5.4 Carichi

Le tipologie di carichi agenti sul pendio sono:

- Carico uniforme
- Carichi lineari applicati al contorno
- Carichi puntuali ripetuti ad intervalli regolari
- Carichi puntuali isolati
- Carichi dovuti alla presenza di tiranti
- Carichi dinamici dovute a forze di natura sismica

Altre forze sono introdotte implicitamente in presenza di superficie di falda (si veda la sezione falde):

- a) pressioni applicate al contorno nel caso di superficie piezometrica esterna alla superficie libera del terreno;
- b) forze di filtrazione nel pendio, nel caso di superficie piezometriche inclinate.

Carico uniforme

Il programma prevede l'inserimento di carichi uniformemente distribuiti mediante l'assegnazione del tratto di contorno esterno interessato, valore del carico e sua inclinazione.

Tale carico viene quindi riportato alla base dei conci interessati alla loro sommità, senza nessuna diffusione laterale (**fig. 8**).

Nel caso di carico inclinato il programma provvede a scomporne le due componenti orizzontale e verticale.

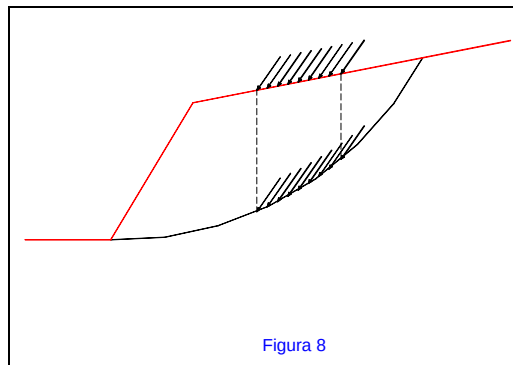


Figura 8

Carichi lineari applicati al contorno

Trattasi di un carico lineare in senso longitudinale al pendio, che diventa puntiforme nella sezione trasversale.

Tale carico viene diffuso in profondità (**fig. 9**) secondo un angolo di circa 27° (angolo dato dal rapporto 1:2) dalla direzione del carico (quindi complessivamente circa 54°).

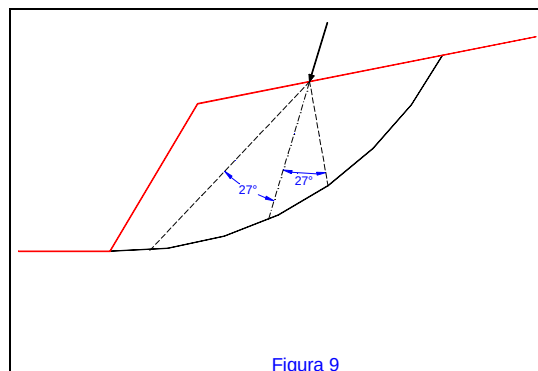


Figura 9

Il valore della pressione risultante su ogni concio dall'applicazione del carico (**F**) è definito dal seguente procedimento (**fig. 10**):

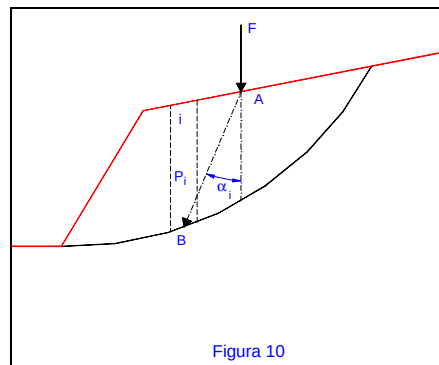


Figura 10

- dato un concio **i**, si calcola l'angolo (α_i) formato tra la direzione del carico e la congiungente il punto di applicazione del carico (**A**) con il centro della base del concio (**B**); se tale angolo è inferiore a quello sopra indicato il procedimento continua;
- si calcola la distanza (d_i) tra i due punti **A** e **B**;
- la pressione radiale (σ_i), cioè agente nella direzione **A-B**, agente alla base del concio viene calcolata con la formula di Flamant (Morlier e Tenier 1982):

$$\sigma_i = \frac{2 \cdot F \cdot \cos(\alpha_i)}{\pi \cdot d_i}$$

- la forza radiale (**P_i**) risultante alla base del concio è ottenuta quindi moltiplicando la pressione per la lunghezza del concio

Le forze così calcolate vengono modificate nella loro intensità per garantire l'equilibrio del sistema di forze formato dalla forza applicata $\mathbf{F}$ e dalle forze radiali $\mathbf{P}_i$, secondo il seguente procedimento:

- si calcolano le componenti di tutte le forze radiali $\mathbf{P}_i$ nelle direzioni parallele ($\mathbf{P1}$) ed ortogonali ($\mathbf{P2}$) alla direzione del carico;
- le forze vengono distinte in $\mathbf{P1a}$ e $\mathbf{P1b}$, $\mathbf{P2a}$ e $\mathbf{P2b}$ dove l'indice $\mathbf{b}$ è riferito a forze per le quali la componente $\mathbf{P2}$ è negativa
- si imposta un sistema che permette di equilibrare le forze agenti:

$$\begin{aligned} \mathbf{a} [\mathbf{P1a}] + \mathbf{b} [\mathbf{P1b}] &= \mathbf{F} \\ \mathbf{a} [\mathbf{P2a}] + \mathbf{b} [\mathbf{P2b}] &= 0 \end{aligned}$$

- l'applicazione dei coefficienti $\mathbf{a}$ e $\mathbf{b}$ rispettivamente alle forze con indici $\mathbf{a}$ e $\mathbf{b}$ consente di ottenere un insieme di forze radiali $\mathbf{P}_i$ equilibrato con la forza applicata

Carichi puntuali ripetuti ad intervalli regolari

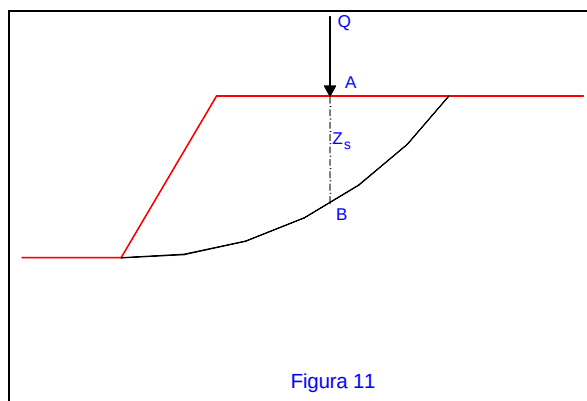
Trattasi di carichi puntuali (puntiformi) che si ripetono ad intervalli regolari nella terza dimensione (direzione longitudinale).

Tale carico viene trattato secondo un procedimento che prevede dapprima la trasformazione dei carichi puntuali in carico lineare (ripartizione longitudinale) e quindi l'applicazione del metodo del punto precedente.

La ripartizione longitudinale avviene secondo il seguente schema:

- si determina (**fig. 11**) la distanza ($\mathbf{Zs}$) tra il punto di applicazione del carico ($\mathbf{A}$) e la superficie di rottura ($\mathbf{B}$)
- si determina (**fig. 12**) la distanza ($\mathbf{Zcr}$) alla quale si intersecano i coni di diffusione longitudinale dei carichi con angolo di circa 37° (angolo dato dal rapporto 3:4) si intersecano ($\mathbf{Zcr} = 2/3 * \mathbf{I}$, essendo $\mathbf{I}$ = interasse dei carichi)
- si determina (**fig. 13**) la larghezza della superficie di rottura interessata dalla diffusione longitudinale di un carico singolo in corrispondenza della superficie di rottura ($\mathbf{L}$)
- per $\mathbf{Zs}$ minore di $\mathbf{Zcr}$ il carico lineare equivalente è dato da $\mathbf{Q/L}$
- per $\mathbf{Zs}$ maggiore di $\mathbf{Zcr}$ il carico lineare equivalente è dato da $\mathbf{Q/I}$

Una volta trasformati i carichi puntuali ripetuti ad interasse costante in carico lineare (diffusione longitudinale), si effettua la diffusione trasversale come già visto al punto precedente.



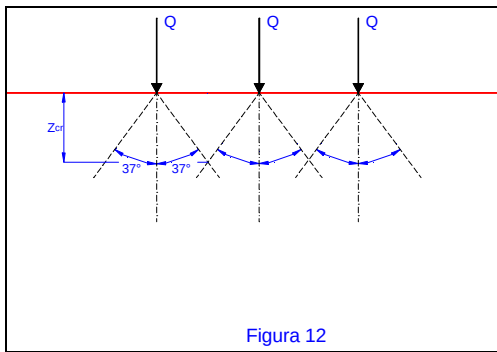


Figura 12

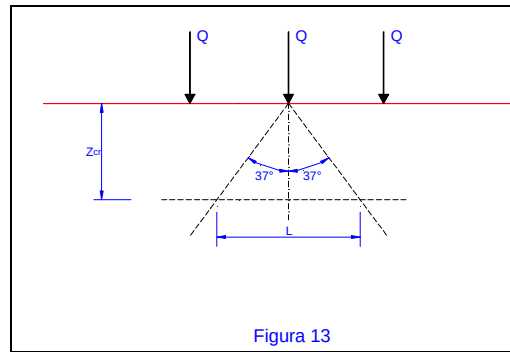


Figura 13

Carichi puntuali isolati

Trattasi di carichi puntuali isolati che non si ripetono nella terza dimensione. Tale carico trasformato in carico lineare mediante ripartizione longitudinale:

- si determina (**fig. 11**) la distanza (**Zs**) alla quale il carico interseca la superficie di rottura
- si determina (**fig. 13**) la larghezza della superficie di rottura interessata dalla diffusione longitudinale del carico con angolo di circa 37° (angolo dato dal rapporto 3:4) in corrispondenza della superficie di rottura (**L**)
- il carico puntuale **Q** viene trasformato in carico lineare equivalente (**Q/L**)

Una volta trasformato il carico puntuale isolato in carico lineare (diffusione longitudinale), si effettua la diffusione trasversale come già visto in precedenza.

Carichi dovuti alla presenza di tiranti

Il carico dovuto a tiranti è trattato come una forza lineare mediante ripartizione del carico sull'interasse dei tiranti.

Inizialmente (**fig. 14**) viene controllato che la lunghezza complessiva del tirante sia tale da intersecare la superficie di scorrimento (l'utente dovrà controllare che il bulbo di ancoraggio sia esterno alla superficie di scorrimento).

In caso positivo si effettua una diffusione con angolo di 90° rispetto alla direzione del tirante (in totale quindi 180°) con una metodologia identica a quella dei carichi lineari.

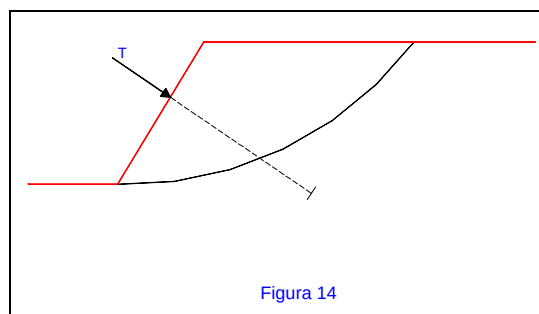


Figura 14

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.

2.5.5 Rinforzi

La presenza di un rinforzo viene introdotta nel calcolo introducendo nel punto di intersezione tra rinforzo e superficie di scorrimento una forza orizzontale stabilizzante, diretta quindi verso l'interno del pendio (**fig. 15**). Per quanto riguarda il calcolo di tale forza si rimanda al paragrafo 2.4 nel quale sono descritti i diversi modelli di calcolo implementati.

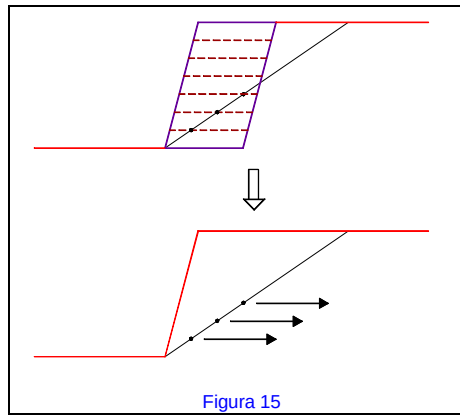


Figura 15

2.5.6 Falde nei terreni

La presenza di uno o più livelli di falda nei terreni è definita mediante assegnazione di spezzate definite da punti che richiedono i seguenti dati:

- ascissa del punto
- ordinata del punto
- ordinata inferiore di validità della falda
- pressione agente alla quota della falda

I primi due dati si riferiscono alla superficie libera della falda.

Possono essere inserite falde in pressione ed in tal caso per ogni punto della superficie libera si fornisce anche la pressione agente.

Possono essere anche inserite falde sospese, fornendo l'ordinata inferiore di validità della falda.

Nel calcolo molteplici sono gli aspetti connessi alla presenza di un livello di falda:

- calcolo del peso del concio
- calcolo della pressione interstiziale alla base del concio
- calcolo delle forze sulla superficie libera del terreno
- calcolo delle forze connesse ad una falda inclinata (forze di filtrazione)
- calcolo delle forze connesse ad una falda che si interrompe all'interno del modello (spinte idrostatiche)

E' inoltre da tenere presente che nel calcolo della pressione interstiziale può essere utilizzato il parametro R_u (pore pressure parameter) come di seguito riportato al punto relativo.

Calcolo del peso del concio

Nel calcolo del peso del concio la presenza di una falda all'interno di un concio comporta l'utilizzo del peso di volume naturale per la parte fuori falda e il peso di volume saturo per la parte sotto falda.

Il calcolo delle quote necessarie al calcolo dei volumi viene eseguito in corrispondenza della sezione media del concio; i valori ottenuti sono applicati a tutto il concio.

Calcolo della pressione interstiziale alla base del concio

La pressione interstiziale alla base del concio (u) viene calcolata al fine di determinare la pressione efficace alla base del concio stesso (2.5.1) per l'utilizzo del modello di resistenza previsto.

Il calcolo della pressione interstiziale è particolarmente semplice per una falda orizzontale, potendosi usare la formula della pressione idrostatica (**fig. 16**, punto A_1):

$$u = \gamma_w \cdot h$$

dove: γ_w è il peso di volume dell'acqua,

h è la differenza di quota tra la superficie libera e la base del concio,
eventualmente aumentata della pressione agente al pelo libero

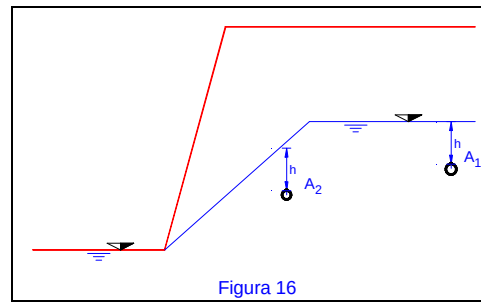


Figura 16

Nel caso di falda inclinata l'utilizzo della pressione idrostatica è certamente conservativa e può essere eccessivamente penalizzante (**fig. 16**, punto **A₂**). A rigore sarebbe necessario disporre della rete di flusso e calcolare quindi la pressione rispetto alla quota dell'equipotenziale corrispondente alla base del concio, ma ciò è troppo complesso per gli scopi del programma.

Si è utilizzato allora il seguente metodo (**fig. 17**):

- considerato un concio si calcola l'altezza **h₁**, corrispondente all'altezza idrostatica (quindi lungo la verticale),
- si determina quindi la quota del punto **B**, essendo **B** il piede della perpendicolare del punto **A** (centro della base del concio) sul profilo della falda
- si determina l'altezza **h₂**, pari alla differenza di quota tra **A** e **B**
- si assume come altezza di falda per il calcolo della pressione interstiziale ($u = \gamma_w \cdot h$) la media tra **h₁** e **h₂**

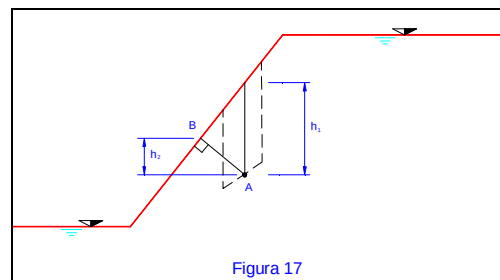


Figura 17

Il valore così ottenuto è ancora leggermente conservativo rispetto al valore reale.

Ai soli fini del calcolo della pressione interstiziale può essere utilizzato il parametro **Ru** (pore pressure parameter) che viene definito come un parametro legato ai terreni e non alle falde.

Con il parametro **Ru** è possibile calcolare l'eccesso di pressione interstiziale (**Δu**) dovuto a sforzi di taglio secondo la seguente relazione:

$$\Delta u = W \cdot Ru / dx$$

essendo **W** il peso totale del concio e **dx** è la sua larghezza

L'eccesso di pressione **Δu** si aggiunge sempre al valore di pressione **u** ottenuto con la formulazione legata alla definizione di falda, per cui può sostituirsi o aggiungersi del tutto a questa.

Calcolo delle forze sulla superficie libera del terreno

Quando una falda si trova sopra il profilo libero del terreno, si generano pressioni idrostatiche (**u_t**) calcolate per ogni concio dalla relazione:

$$u_t = \gamma_w \cdot h_t$$

dove **h_t** è l'altezza della colonna d'acqua sovrastante il profilo libero del terreno

Calcolo delle forze di filtrazione

Nel caso di falda inclinata si genera nel terreno una forza di trascinamento parallela alla direzione del flusso. La componente verticale di tale forza, diretta verso il basso, è implicitamente calcolata quando si determina la pressione interstiziale alla base. Infatti l'utilizzo di una altezza di falda inferiore a quella idrostatica comporta una minore sottospinta, proprio per l'effetto di trascinamento verso il basso delle forze di filtrazione (per una falda che decresce verso il pendio a valle).

La componente orizzontale (**fig. 18**) viene calcolata sulla base dello squilibrio delle spinte idrauliche agenti sul bordo destro del concio (forza diretta verso sinistra), sul bordo sinistro (forza diretta verso destra) e sul fondo (forza usualmente diretta verso sinistra). In una falda orizzontale la somma di tali forze è nulla, mentre se la falda è inclinata risulterà un valore positivo verso sinistra (per una falda che decresce verso il pendio a valle).

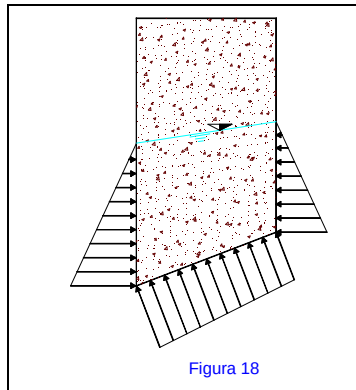


Figura 18

Calcolo delle spinte idrostatiche

Quando una falda termina all'interno del terreno, ad esempio contro una superficie impermeabile), si genera al suo interno una spinta idrostatica. Il calcolo di tale spinta è ottenuto con il medesimo procedimento visto al punto precedente.

2.6 Verifica di stabilità globale

La verifica di stabilità globale è una verifica di stabilità all'equilibrio limite.

L'utente definisce:

- il numero delle superfici da generare
- il metodo di verifica (Bishop, Janbu)
- il tipo di superfici (circolari, casuali)
- il tratto di ingresso a valle delle superfici (usualmente da 0.5 a 1.0 volte l'altezza dell'opera)
- il tratto di uscita a monte delle superfici (usualmente da 1.5 a 2.0 volte l'altezza dell'opera)
- la lunghezza minima dei segmenti che costituiscono la singola superficie di scorrimento
- una eventuale quota minima al di sotto della quale le superfici non possono arrivare
- eventuali limitazioni all'angolo con cui è generato il primo tratto della superficie di scorrimento
- il metodo di calcolo dei rinforzi: rigido e deformativo con i relativi parametri di calcolo

Il minimo dei coefficienti di sicurezza calcolati (uno per ogni superficie) è il coefficiente di sicurezza del pendio.

In funzione del metodo di calcolo utilizzato per i rinforzi sono fornite anche le massime trazioni nei rinforzi (vedi punto 2.5.1).

2.7 Verifica di stabilità interna per le strutture in terra rinforzata

La verifica di stabilità interna è una verifica di stabilità all'equilibrio limite.

L'utente definisce:

- l'opera o i suoi blocchi da verificare
- il numero delle superfici da generare
- il metodo di verifica (Bishop, Janbu)
- il tipo di superfici (circolari, casuali)
- il tratto di uscita a monte delle superfici (usualmente da 1.5 a 2.0 volte l'altezza dell'opera)
- la lunghezza minima dei segmenti che costituiscono la singola superficie di scorrimento
- una eventuale quota minima al di sotto della quale le superfici non possono arrivare
- eventuali limitazioni all'angolo con cui è generato il primo tratto della superficie di scorrimento
- il metodo di calcolo dei rinforzi: rigido e deformativo con i relativi parametri di calcolo

Il minimo dei coefficienti di sicurezza calcolati (uno per ogni superficie) è il coefficiente di sicurezza del pendio.

In funzione del metodo di calcolo utilizzato per i rinforzi sono fornite anche le massime trazioni nei rinforzi (vedi punto 2.5.1).

2.8 Verifiche dell'opera in terra rinforzata come muro di sostegno

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

- 1) scelta dell'opera o di una sua parte da verificare (a cura dell'utente)
- 2) verifica geometrica della scelta
- 3) definizione del muro (profilo contro terra a tergo)
- 4) calcolo delle forze stabilizzanti
- 5) calcolo della massima spinta
- 6) verifiche allo scorrimento
- 7) verifica al ribaltamento
- 8) verifica per capacità portante

2.8.1 Scelta dell'opera o di una sua parte da verificare

L'utente seleziona il blocco da verificare come opera di sostegno. Tutti i blocchi che dell'opera che si trovano sopra il blocco selezionato diventano il muro di sostegno oggetto della verifica.

2.8.2 Verifica geometrica della scelta

Il programma MACSTARS W controlla preliminarmente che la scelta effettuata sia tale da generare un muro di sostegno, secondo le indicazioni di cui al punto 2.3.3.

In caso negativo viene presentato all'utente un messaggio che segnala una pendenza inferiore ai 70°, non lasciando la possibilità di proseguire nel calcolo.

2.8.3 Definizione del muro

Il programma provvede automaticamente a definire la struttura del muro, considerando tutti i blocchi selezionati e quelle parti di terreno che li sovrastano in verticale (**fig. 19**, linea tratteggiata).

Tale scelta è rilevante in quanto tutto ciò che si trova all'interno di tale profilo costituisce muro di sostegno e quindi tutti i relativi pesi sono stabilizzanti sia ai fini dello scorrimento che del ribaltamento.

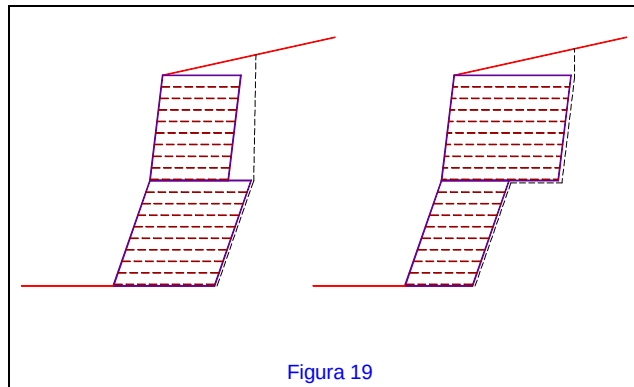


Figura 19

2.8.4 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:

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

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

Forza totale instabilizzante

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

Momento totale stabilizzante

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

Momento totale ribaltante

Il momento totale ribaltante (M_r) è ottenuto sommando i contributi dovuti ai singoli momenti delle forze da 8 a 9 rispetto allo spigolo di valle del muro.

Si considera altresì il momento instabilizzante (M_u) dovuto alle pressioni interstiziali alla base.

2.8.5 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:

- 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
- si analizza ciascuna superficie per determinare la spinta applicata al muro ed il relativo momento ribaltante
- 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
- la spinta sul muro viene calcolata sommando i contributi dei singoli conci
- 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)
- il momento ribaltante dovuto alla spinta è ottenuto considerando i singoli contributi di tutte le forze rispetto allo spigolo di valle del muro
- 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

2.8.6 Verifiche allo scorrimento

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

$$F_{ss} = F_{stab} / F_{htot}$$

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)

2.8.7 Verifica al ribaltamento

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

$$F_{sr} = (M_{stab} - M_u) / (M_a + M_r)$$

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)

2.8.8 Verifica per capacità portante

La verifica della capacità portante della fondazione del muro può essere eseguita sia assegnando la pressione ultima dei terreni di fondazione (p_u), sia facendo calcolare tale grandezza al programma stesso, come descritto di seguito al punto 2.8.9.

Il procedimento per la verifica della capacità portante alla base del muro si articola nelle seguenti fasi:

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

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

- 2) si determina la larghezza ridotta (B_r) della base di fondazione

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

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

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

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

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

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

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

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

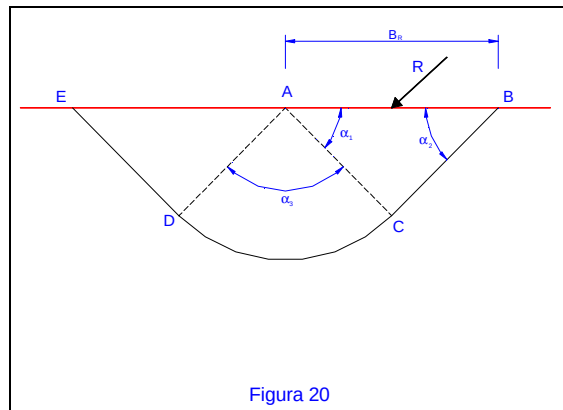
$$F_{scp} = (p_u) / p_{meq}$$

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

2.8.9 Calcolo pressione ultima

La pressione ultima dei terreni di fondazione viene calcolata con un metodo generale, che riprende i classici metodi all'equilibrio limite (Terzaghi, Hansen, Meyerhof), e che consente di tenere in conto situazioni stratigrafiche o geometriche complesse.

Il procedimento utilizzato, con riferimento alla **fig. 20**, è il seguente:



- 1) si considera una fondazione di larghezza B_r soggetta a carico inclinato R (vedi punto 2.8.8), considerato nastriforme, cioè infinitamente esteso nella terza direzione
- 2) si definiscono 225 superfici del tipo retta (BC) – spirale (CD) – retta (DE) ; per ogni superficie il punto C è ottenuto intersecando le semirette uscenti da A e B con gli angoli α_1 e α_2 (variabili tra 10° e 70° ad intervalli di 4°), mentre il tratto CD è del tipo spirale logaritmica con angolo $\alpha_3 = 90^\circ$, tangente in C al tratto BC; il tratto DE infine è tangente in D alla stessa spirale logaritmica; alcuni controlli geometrici consentono di scartare eventuali superfici non compatibili con la geometria del problema
- 3) per ogni superficie definita si esegue una analisi di stabilità all'equilibrio limite con il metodo di Janbu incrementando la pressione agente dal valore iniziale (R/B_r) sino ad un valore (p_1) tale da fornire $Fs=1.0$
- 4) il più piccolo di tutti i valori p_1 calcolati per tutte le superfici generate è la pressione ultima dei terreni di fondazione del muro

2.9 Verifiche della struttura di sostegno (opera in gabbioni)

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

- 1) Scelta del muro da verificare
- 2) Definizione del muro
- 3) calcolo delle forze stabilizzanti
- 4) calcolo della massima spinta
- 5) verifiche allo scorrimento
- 6) verifica al ribaltamento
- 7) verifica per capacità portante

2.9.1 Scelta del muro da verificare

L'utente seleziona il muro da verificare come opera di sostegno.

2.9.2 Definizione del muro

Il programma provvede automaticamente a definire la struttura del muro, considerando il muro in gabbioni selezionato e quelle parti di terreno che li sovrastano in verticale (fig. 21, linea gialla).

Tale scelta è rilevante in quanto tutto ciò che si trova all'interno di tale profilo costituisce muro di sostegno e quindi tutti i relativi pesi sono stabilizzanti sia ai fini dello scorrimento che del ribaltamento.



figura 21

2.9.3 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:

- h) calcolo della forza verticale totale agente sulla base (F_v)
- i) calcolo della forza orizzontale stabilizzante (F_h) dovuta alle forze da 2 a 6
- j) calcolo della risultante (sottospinta) delle pressioni interstiziali alla base (U)
- k) calcolo della forza totale efficace agente sulla base $N = F_v - U$
- l) calcolo della forza resistente dovuta alla coesione (F_{coes}) sulla base
- m) calcolo dell'angolo d'attrito interno medio (ϕ_{med}) sulla base
- n) calcolo della forza resistente complessiva stabilizzante (F_{stab})

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

Forza totale instabilizzante

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

Momento totale stabilizzante

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

Momento totale ribaltante

Il momento totale ribaltante (M_r) è ottenuto sommando i contributi dovuti ai singoli momenti delle forze da 8 a 9 rispetto allo spigolo di valle del muro.

Si considera altresì il momento instabilizzante (M_u) dovuto alle pressioni interstiziali alla base.

2.9.4 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:

- 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
- si analizza ciascuna superficie per determinare la spinta applicata al muro ed il relativo momento ribaltante
- 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; le forze così ottenute sono quelle da cui deriva la spinta sul muro

- la spinta sul muro viene calcolata sommando i contributi dei singoli conci
- 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).

Nel caso particolare in cui le caratteristiche di resistenza del terreno sono uniformi e la spinta del terreno è assimilabile a quella di un cuneo, risultando note le direzioni delle forze d'attrito alla base del cuneo e tra muro e cuneo, è facile determinare l'intensità di tali forze (nell'ipotesi di cuneo rigido) utilizzando semplicemente le equazioni di equilibrio globale delle forze.

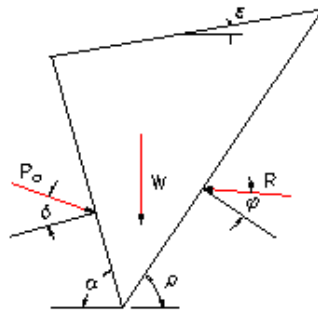


Figura 22

Nel caso in cui la superficie di scorrimento sia generica e le caratteristiche del terreno non siano uniformi la determinazione della spinta richiede un metodo che sia generalizzabile ma che dia la stessa soluzione nota nel caso di semplice cuneo.

Si è scelto quindi di utilizzare il metodo dell'equilibrio limite per la determinazione della spinta adattando la procedura di calcolo come illustrato in seguito.

Esaminando il semplice caso seguente:

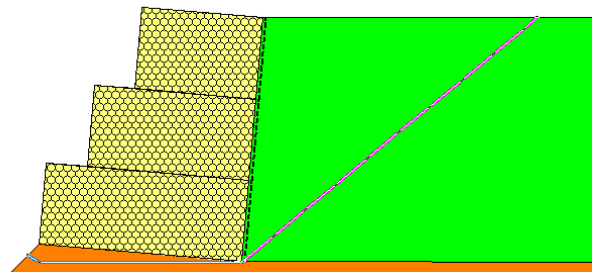


Figura 23

si passa allo schema:

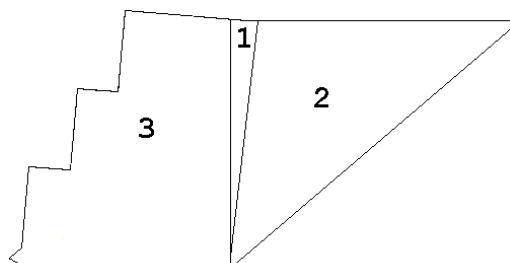


Figura 24

Le spinte da determinare sono sull'interfaccia tra il cuneo **1** e **2**, data l'impossibilità di applicare direttamente il metodo dell'equilibrio limite al cuneo **2**, si determinano le azioni col metodo dell'equilibrio limite ai cunei **1**, **1+2**, che possono essere suddivisi in strisce verticali come richiesto col metodo stesso.

L'incognita da determinare è l'azione **F** che viene scambiata tra il cuneo **2** e il gabbione **1+3**, tale forza risulta inclinata dell'angolo d'attrito δ rispetto alla normale alla superficie di contatto tra i due cunei.

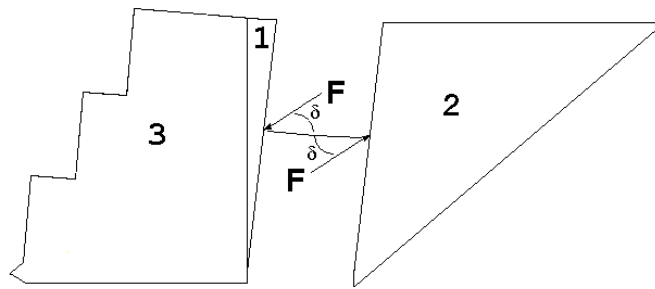


Figura 25

Per determinare l'azione **F** viene risolto il sistema dei cunei **1** e **1+2** variando l'angolo ω fino a che risultano uguali le forze **N1** e **N2** vedi schema:

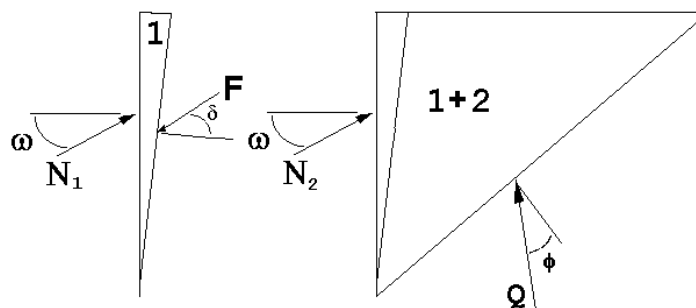


Figura 26

Si procede come segue:

Nel cuneo **1** note le due direzioni delle forze **F** e **N1** se ne determina la loro intensità facendo in modo di chiudere la poligonale delle forze su esso agenti. Per esemplificazione supponiamo che sul cuneo agisca il solo peso **W**, dalla seguente poligonale si determina l'intensità delle forze:

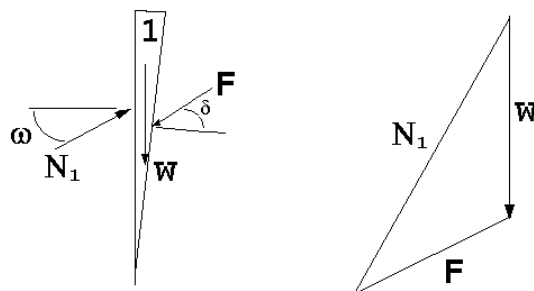


Figura 27

Similmente sul cuneo **1+2** considerando noto il peso e le direzioni della forza **N2** e **Q** (inclinata dell'angolo d'attrito ϕ rispetto alla normale alla base del cuneo) si determinano le intensità.

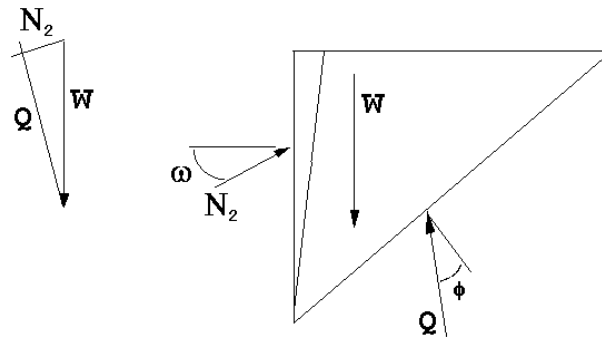


Figura 28

L'algoritmo implementato nel programma permette di variare l'angolo ω fino ad ottenere $N1 = N2$.

Si può quindi considerare che l'equilibrio del cuneo 2 sia ottenuto come differenza del cuneo 1+2 e del cuneo 1, con tale operazione il cuneo 1 si elide e così come le forze $N1$ e $N2$, risulta così calcolata la forza F .

Nota la forza F è possibile determinare l'equilibrio del gabbione 1+3 come equilibrio di corpo rigido.

La suddivisione in conci dei cunei 1 e 1+2 non altera la procedura di calcolo in quanto si considera che le forze sulle facce verticali del concio agiscano secondo la direzione ω costante da cui si derivano le forze $N1$ e $N2$ come somma dei contributi dei singoli conci. I pesi dei singoli conci le forze esterne e la spinta alla base dei conci sono invece variabili legati alla geometria della superficie di scorrimento alle proprietà dei materiali e alle condizioni di carico.

L'equilibrio del concio generico risulterà quindi dallo schema seguente:

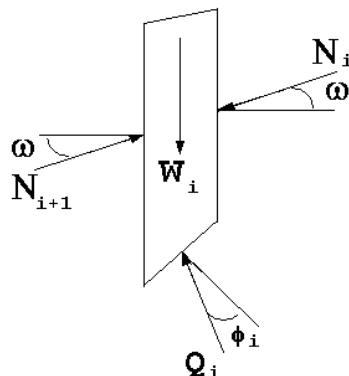


Figura 29

dove l'unica incognita è l'intensità di $Ni+1$.

Nel caso di gradinatura del gabbione verso monte (vedi figura)

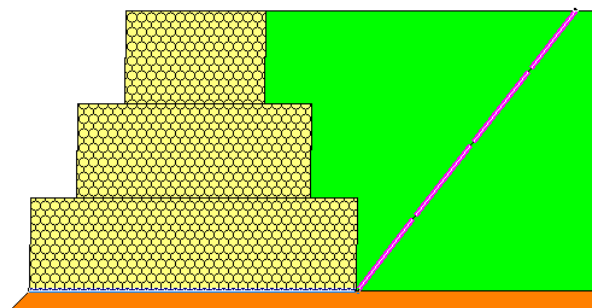


Figura 30

Si passa allo schema equivalente:

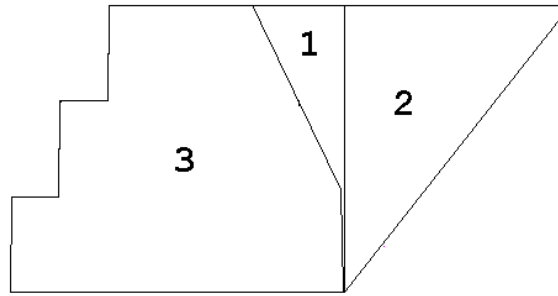


Figura 31

In cui l'incognita è la forza che i cunei 1+2 esercitano sul gabbione 3, di tale forza è nota la direzione, normale all'inclinazione media del cuneo 1 e ruotata dell'angolo d'attrito δ tra il cuneo 1 e il gabbione 3. Similmente a quanto già fatto evidenziamo le forze interconco tra il cuneo 1 e 2, tali forze potranno essere calcolate (come già precedentemente esposto) se si fissa la loro direzione.

Anche in questo caso quindi l'algoritmo è basato sulla determinazione dell'angolo ω che permette l'equilibrio tra i cunei 1 e 2, cioè si cerca l'angolo ω per il quale le forze N_1 e N_2 si equilibrano.

Vedi figura seguente.

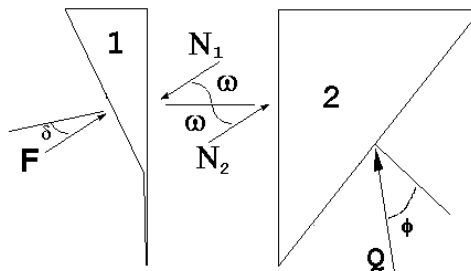


Figura 32

In questo caso la somma dei cunei 1 e 2 elide la forza N_1 con N_2 per cui F risulta l'incognita cercata.

- il momento ribaltante dovuto alla spinta è ottenuto considerando i singoli contributi di tutte le forze rispetto allo spigolo di valle del muro.
- 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

2.9.5 Verifiche allo scorrimento

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

$$F_{ss} = F_{stab} / F_{htot}$$

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)

2.9.6 Verifica al ribaltamento

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

$$F_{sr} = (M_{stab} - M_u) / (M_a + M_r)$$

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)

2.9.7 Verifica per capacità portante

La verifica della capacità portante della fondazione del muro può essere eseguita sia assegnando la pressione ultima dei terreni di fondazione (p_u), sia facendo calcolare tale grandezza al programma stesso, come descritto di seguito al punto 2.8.9.

Il procedimento per la verifica della capacità portante alla base del muro si articola nelle seguenti fasi:

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

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

- 7) si determina la larghezza ridotta (B_r) della base di fondazione

$$\begin{aligned}
 B_r &= B & e < 0 \\
 B_r &= B - 2 \cdot e & e > 0
 \end{aligned}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

2.9.8 Calcolo pressione ultima

La pressione ultima dei terreni di fondazione viene calcolata con un metodo generale, che riprende i classici metodi all'equilibrio limite (Terzaghi, Hansen, Meyerhof), e che consente di tenere in conto situazioni stratigrafiche o geometriche complesse.

Il procedimento utilizzato, con riferimento alla **fig. 33**, è il seguente:

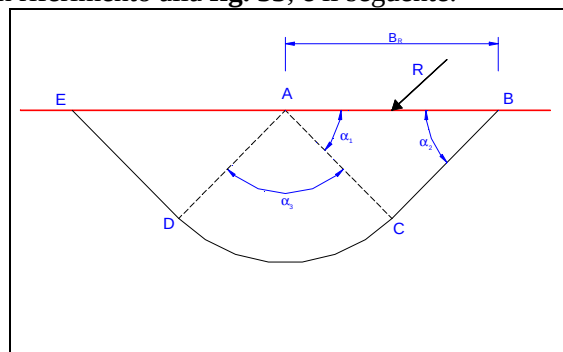


Figura 33

- 5) si considera una fondazione di larghezza B_r soggetta a carico inclinato R (vedi punto 2.8.8), considerato nastriforme, cioè infinitamente esteso nella terza direzione
- 6) si definiscono 225 superfici del tipo retta (BC) – spirale (CD) – retta (DE); per ogni superficie il punto C è ottenuto intersecando le semirette uscenti da A e B con gli angoli α_1 e α_2 (variabili tra 10° e 70° ad intervalli di 4°), mentre il tratto CD è del tipo spirale logaritmica con angolo $\alpha_3 = 90^\circ$, tangente in C al tratto BC ; il tratto DE infine è tangente in D alla stessa spirale logaritmica; alcuni controlli geometrici consentono di scartare eventuali superfici non compatibili con la geometria del problema

- 7) per ogni superficie definita si esegue una analisi di stabilità all'equilibrio limite con il metodo di Janbu incrementando la pressione agente dal valore iniziale (R/B_r) sino ad un valore (p_1) tale da fornire $F_s=1.0$
- 8) il più piccolo di tutti i valori p_1 calcolati per tutte le superfici generate è la pressione ultima dei terreni di fondazione del muro

2.10 Verifica dell'opera i terra rinforzata o di un blocco allo scorrimento

La verifica di stabilità allo scorrimento di un'opera o di un blocco che la costituisce, utilizza un procedimento simile a quello utilizzato nel muro di sostegno.

Le fasi essenziali della verifica sono:

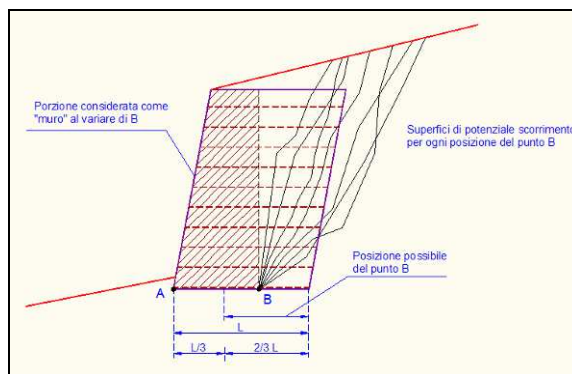


Figura 34

- 1) scelta dell'opera/blocco di verifica
- 2) si considera che la base resistente allo scorrimento sia compresa tra lo spigolo di valle del blocco (**fig. 21**, punto **A**) e un punto posto nel tratto di monte di estensione pari ai due terzi della base del blocco (**fig. 34**, punto **B**).
- 3) si generano 200 superfici di potenziale scorrimento facendo variare sia la posizione del punto **B** sia il modo di generazione a monte del punto **B** stesso (100 superfici in modo casuale e 100 superfici secondo la teoria di Rankine)
- 4) per ogni superficie si adotta una schematizzazione del tipo muro di sostegno, nella quale il muro è definito a monte dal profilo verticale uscente da **B** verso la superficie libera
- 5) si determina la superficie che fornisce la massima spinta sul muro e per questa si determina la forza resistente alla base e quindi il coefficiente di sicurezza allo scorrimento, utilizzando le stesse formulazioni viste per il muro di sostegno ed utilizzando i parametri di resistenza forniti dall'utente in funzione del tipo di contatto verificato alla base stessa

Gli eventuali rinforzi attraversati nel tratto di monte della superficie di scorrimento sono tenuti in conto nel calcolo della spinta (effetto di riduzione della spinta) e la trazione nel rinforzo è ottenuta con il modello rigido.

2.11 Verifica di stabilità interna (verifica di scorrimento e ribaltamento tra un corso di gabbioni e quello sottostante)

La verifica di stabilità interna di un'opera di sostegno in gabbioni è la verifica a scorrimento e ribaltamento di un corso che la costituisce rispetto a quelli sottostanti ed utilizza un procedimento analogo a quello utilizzato nelle verifiche per l'intera struttura.

Le fasi essenziali della verifica sono:

- scelta del corso di gabbioni soggetto a verifica.

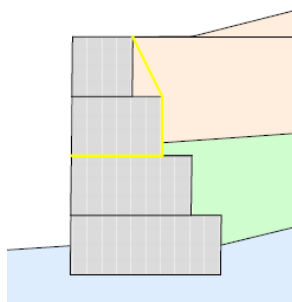


figura 35

- si generano 200 superfici di potenziale scorrimento (100 superfici in modo casuale e 100 superfici secondo la teoria di Rankine + Mononobe Okabe)
- per ogni superficie si adotta una schematizzazione del tipo muro di sostegno, nella quale il muro è definito a monte dalla linea gialla di figura 35.
- si determina la superficie che fornisce la massima spinta sul muro e per questa si determina la forza resistente alla base e quindi il coefficiente di sicurezza allo scorrimento e ribaltamento, utilizzando le stesse formulazioni viste per il muro di sostegno.

2.12 Verifica dei cedimenti

Il procedimento che consente il calcolo dei cedimenti si basa sui dati che derivano dalla sezione del programma che esegue le verifiche di stabilità all'equilibrio limite e si articola nelle seguenti fasi:

- 1) calcolo delle impronte di carico
- 2) calcolo della variazione dello stato tensionale indotto
- 3) calcolo dei cedimenti

2.12.1 Calcolo delle impronte di carico

Il profilo del terreno che si considera aggiunto ai terreni preesistenti (definito dall'utente) viene considerato come superficie di scorrimento singola fittizia e il terreno compreso viene suddiviso in conci (larghezza massima 2 metri) e per ciascun concio si utilizzano le seguenti grandezze:

- 1) peso totale
- 2) forze dovute a carichi distribuiti
- 3) pressione interstiziale alla base

Con queste tre grandezze si calcola per ciascun concio la pressione verticale efficace esercitata sui terreni sottostanti, cioè in pratica il carico nastriforme agente in corrispondenza del concio.

Si ha quindi un insieme di carichi nastriformi, applicati eventualmente a quote differenti.

2.12.2 Calcolo delle variazioni di stato tensionale indotto

La verticale di calcolo dei cedimenti, definita dall'utente, viene posizionata all'interno della geometria del problema e da questa si ricava la stratigrafia corrispondente, definendo quindi per ciascun strato i dati necessari al calcolo.

Ciascun strato viene suddiviso ulteriormente in tratti elementari e per ciascun tratto si provvede a calcolare la variazione dello stato tensionale indotto mediante sovrapposizione degli effetti dei singoli carichi nastriformi.

Ai fini del calcolo della variazione dello stato tensionale si utilizzano le formule di Jumikis (1971) che si basano sulle seguenti ipotesi:

- a) il terreno di fondazione è schematizzato come un semispazio elastico-lineare, omogeneo ed isotropo;
- b) l'area di carico è posta al limite superiore del semispazio (area di carico superficiale);
- c) l'area di carico è ipotizzata infinitamente flessibile.

Le formule utilizzate sono le seguenti:

$$\Delta\sigma_z = q / \pi \cdot [\tan^{-1}((x + D) / z) - \tan^{-1}((x - D) / z) - z \cdot (x - D) / ((x - D)^2 + z^2) + z \cdot (x + D) / ((x - D)^2 + z^2)]$$

$$\Delta\sigma_x = q / \pi \cdot [\tan^{-1}((x + D) / z) - \tan^{-1}((x - D) / z) + z \cdot (x - D) / ((x - D)^2 + z^2) - z \cdot (x + D) / ((x + D)^2 + z^2)]$$

$$\Delta\sigma_y = \nu \cdot (\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_x)$$

dove:

$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$ = variazioni dello stato tensionale verticale (z) ed orizzontali (x, y) nel tratto i-esimo di terreno

q = carico applicato

ν = coefficiente di Poisson (assunto pari a 0.30)

D = semilarghezza dell'impronta di carico

x, z = coordinate del punto di calcolo della variazione dello stato tensionale relativo ad un sistema di riferimento che ha origine sull'asse dell'impronta di carico

2.12.3 Calcolo dei cedimenti

Determinato il profilo della variazione dello stato tensionale indotto, il calcolo dei cedimenti si ottiene applicando le formule dell'elasticità ai singoli tratti.

Il calcolo del cedimento è esteso in profondità sino a quando la variazione tensionale verticale indotta dal carico ($\Delta\sigma_z$) è inferiore al 10% della tensione geostatica iniziale.

Nel calcolo si distingue tra terreni incoerenti e terreni coerenti.

Terreni incoerenti

Il calcolo del cedimento elementare relativo al tratto i-esimo (s_i) è dato dalla relazione:

$$s_i = [\Delta\sigma_z - \nu_i (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)] \cdot \Delta h_i / E_i$$

dove:

$\Delta\sigma_z$	$\Delta\sigma_x$	$\Delta\sigma_y$	= variazioni dello stato tensionale verticale (z) ed orizzontali (x, y) nel tratto i-esimo di terreno
ν_i			= coefficiente di Poisson nel tratto i-esimo di terreno
E_i			= modulo di deformabilità medio nel tratto i-esimo di terreno
Δh_i			= spessore del tratto i-esimo di terreno

I parametri di elasticità ν e E sono forniti direttamente dall'utente.

Terreni coesivi

Il calcolo del cedimento elementare relativo al tratto i-esimo (s_i) è dato dalla relazione:

$$s_i = \mu_i \cdot s_{ed,i}$$

dove:

$s_{ed,i}$	= cedimento edometrico del tratto i-esimo di terreno
$\mu_i = A + \alpha (1-A)$	= fattore correttivo del tratto i-esimo di terreno
A	= parametro delle pressioni interstiziali di Skempton
α	= coefficiente adimensionale, funzione della geometria del problema

I parametri A e α sono forniti dall'utente.

Il cedimento edometrico $s_{ed,i}$ viene calcolato distinguendo tra terreni sovraconsolidati (OC) e terreni normalconsolidati (NC).

a) terreni NC

$$s_{ed,i} = C_C \cdot \log_{10} (\sigma'_c / \sigma'_o) \cdot \Delta h_i$$

dove:

σ'_o	= pressione geostatica verticale efficace
$\sigma'_f = \sigma'_o + \Delta\sigma_z$	= pressione finale verticale efficace
Δh_i	= spessore del tratto i-esimo di terreno
C_C	= coefficiente di compressione primaria (fornito dall'utente)

b) terreni OC

Si distinguono due casi:

$$\begin{aligned} \sigma'_f > \sigma'_c & \quad s_{ed,i} = [C_R \cdot \log_{10} (\sigma'_c / \sigma'_o) + C_C \cdot \log_{10} (\sigma'_f / \sigma'_c)] \cdot \Delta h_i \\ \sigma'_f < \sigma'_c & \quad s_{ed,i} = C_R \cdot \log_{10} (\sigma'_f / \sigma'_o) \cdot \Delta h_i \end{aligned}$$

dove:

σ'_o	= pressione geostatica verticale efficace
σ'_c	= pressione di preconsolidazione (fornito dall'utente alla base e al tetto di ogni strato coerente) e ricavato per interpolazione per ogni tratto
$\sigma'_f = \sigma'_o + \Delta\sigma_z$	= pressione finale verticale efficace
Δh_i	= spessore del tratto i-esimo di terreno
C_C	= coefficiente di compressione primaria (fornito dall'utente)
C_R	= coefficiente di ricomprensione (fornito dall'utente)

2.13 Calcolo dell'accelerazione critica

Nel 1965 Newmark ha sviluppato un Metodo degli spostamenti basato sulla possibilità di predire la deformazione di un pendio assoggettato ad una azione sismica. Newmark illustrò l'analogia tra un pendio potenzialmente instabile e un blocco rigido in equilibrio su di un piano inclinato.

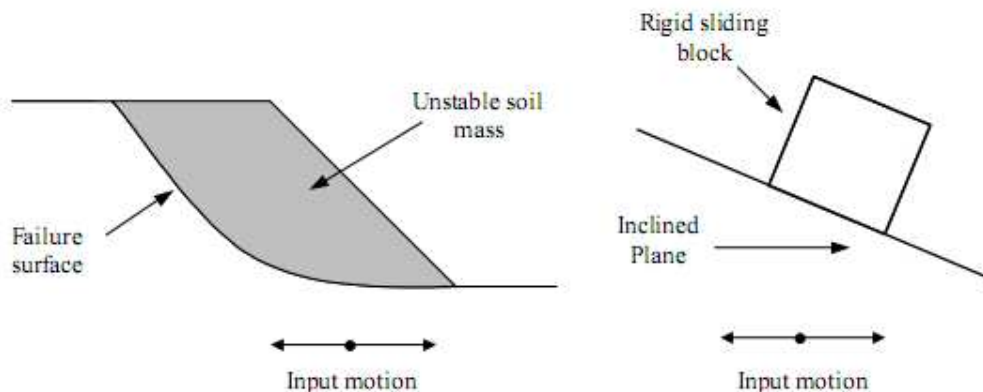


figura 36

Nel metodo di Newmark la massa in frana è considerata come un corpo rigido che scivola verso valle.

2.13.1 Requisiti di applicabilità

Le capacità previsionali del metodo sono ovviamente legate alla coerenza del comportamento reale con lo schema di calcolo.

Le deformazioni interne del terreno oggetto di verifica devono essere trascurabili rispetto al movimento complessivo.

L'assunzione di blocco rigido implica che la mobilitazione sulla superficie di scorrimento sia uniforme.

Il comportamento del materiale sulla superficie di scivolamento sia riconducibile ad un comportamento rigido plastico. Non ci siano significative variazioni della pressione interstiziale indotte dal sisma.

2.13.2 Accelerazione critica (Yield Acceleration)

Dall'analisi del blocco rigido secondo la teoria di Newmark si deduce che affinché si verifichi un movimento relativo tra blocco e superficie d'appoggio, occorre che venga superato un certo livello di accelerazione.

L'accelerazione critica è normalmente considerata come quel valore di accelerazione pseudo-statica che rende instabile il blocco rigido. Nel terreno ciò avviene quando il livello di accelerazione del pendio rende unitario il coefficiente di sicurezza FS.

Come mostrato per la prima volta da Richards e Elms (in Seismic behaviour of gravity retaining walls, JOURNAL OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION april 1979) nei muri a gravità che non collassano strutturalmente ma perdono la loro funzione a causa dello spostamento dell'opera, è applicabile il Metodo degli spostamenti di Newmark.

Infatti il movimento dei muri non avviene in modo continuo ma per piccoli incrementi durante la scossa del sisma. Quando l'accelerazione è verso valle le forze inerziali sono verso monte creando una situazione di spinta passiva. Essendo la spinta passiva molto elevata, di fatto, fa sì che il terreno e il muro si muovano solidalmente.

Quando l'accelerazione è verso monte si accentua il rischio di rottura per spinta attiva.

Durante l'evento sismico in corrispondenza dei picchi di accelerazione, quando viene superata l'accelerazione critica, il muro subisce delle rapide accelerazioni e piccoli spostamenti verso valle.

In considerazione del fatto che il Metodo degli spostamenti è sostanzialmente suddiviso in due parti, calcolo della accelerazione critica e calcolo dello spostamento, e considerando che le verifiche di stabilità sono numerose mentre il metodo di Newmark non richiede informazioni sul metodo di determinazione dell'accelerazione critica (quindi si può applicare sulla verifica più critica) si è preferito tener separate le due parti della procedura di calcolo.

Nel programma Macstars W è stata implementata una funzione per il calcolo dell'accelerazione critica applicabile sia alla stabilità delle strutture di sostegno, indipendentemente che siano in terra rinforzata o in gabbioni, che dei pendii. Tale funzione permette di calcolare attivando tutte le superfici di scorrimento possibili il valore dell'accelerazione che determina il coefficiente di sicurezza allo scorrimento pari a 1.

Per il calcolo dello spostamento si può ricorrere al programma dell' USG (U.S. Geological survey) o al programma Newmark, sviluppato da Maccaferri, e particolarmente pensato per la normativa italiana.