



# PROVINCIA DI BENEVENTO

Settore TECNICO - servizio Viabilità -

## PROGETTO ESECUTIVO

(artt.33-43 D.P.R. 5 ottobre 2010 n. 207)

Lavori di risanamento frana in prossimità dell'ex complesso alberghiero "La Roccia delle Rose" lungo la S.P. n.1 Ciardelli - tratto Benevento - San Leucio del Sannio.



REL.01 - relazione generale  
REL.02 - indagini e sondaggi  
REL.03 - relazione geologica  
REL.04 - relazione geotecnica  
REL.05 - relazione sui materiali  
REL.06 - relazione sulle fondazioni  
REL.07 - relazione di calcolo  
REL.08 - piano di manutenzione dell'opera  
REL.09 - piano di sicurezza e coordinamento  
REL.10 - cronoprogramma

CONT.01 - computo metrico estimativo e quadro economico  
CONT.02 - elenco prezzi unitario  
CONT.03 - stima incidenza manodopera  
CONT.04 - stima incidenza sicurezza  
CONT.05 - capitolato speciale d'appalto e schema di contratto d'appalto

TAV.01 - stralcio strumento urbanistico  
TAV.02 - corografia generale 1:25.000  
TAV.03 - stralcio aerofotogrammetrico 1:2.000  
TAV.04 - stralcio catastale 1:2.000  
TAV.05 - planimetria e sezioni stato attuale 1:200  
TAV.06 - planimetria e sezioni di progetto 1:200  
TAV.07 - sezioni - particolari costruttivi- carpenterie  
TAV.08 - grafici delle sollecitazioni - degli spostamenti - stabilità

**REL. 06**

**RELAZIONE  
sulle FONDAZIONI**

data:

progettazione:  
geom. Serafino GENITO  
geom. Carmine RANDELLI  
ing. Stefania RISPOLI

Responsabile del procedimento:  
ing. Stefania RISPOLI

Dirigente



# INDICE

1. Metodo di analisi.....	2
1.1. Calcolo della profondità di infissione.....	2
1.2. Calcolo della spinte .....	3
1.3. Spinta in presenza di sisma .....	3
1.4. Verifica alla stabilità globale.....	4
2. Verifiche terreno di fondazione.....	8
2.1. Criteri di verifica del terreno di fondazione .....	8
3 Conclusioni.....	12

## 1. Metodo di analisi

### 1.1. Calcolo della profondità di infissione

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la contropinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.

Nel caso di paratia tirantata nell'equilibrio della struttura intervengono gli sforzi dei tiranti (diretti verso monte); in questo caso, se la paratia non è sufficientemente infissa, la contropinta sarà assente.

Pertanto il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, contropinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).

Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (*Centro di rotazione*) posto al di sotto della linea di fondo scavo (per paratie non tirantate).

Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.

Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

$K_{am}$  diagramma della spinta attiva agente da monte

$K_{av}$  diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata

$K_{pm}$  diagramma della spinta passiva agente da monte

$K_{pv}$  diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$$D_m = K_{pm} - K_{av} \quad \text{e} \quad D_v = K_{pv} - K_{am}$$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.

Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione si può agire con tre modalità :

1. applicazione di un coefficiente moltiplicativo alla profondità di infissione strettamente necessaria per l'equilibrio
2. riduzione della spinta passiva tramite un coefficiente di sicurezza
3. riduzione delle caratteristiche del terreno tramite coefficienti di sicurezza su  $\tan(\phi)$  e sulla coesione

## 1.2. Calcolo della spinte

### Metodo di Culmann (metodo del cuneo di tentativo)

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).

La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il valore della spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo).

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione  $\Phi$  rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio ( $W$ ), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura ( $R$  e  $C$ ) e resistenza per coesione lungo la parete ( $A$ );
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta  $S$  sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta  $S$  rispetto all'ordinata  $z$ . Noto il diagramma delle pressioni si ricava il punto di applicazione della spinta.

## 1.3. Spinta in presenza di sisma

Per tenere conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di **Mononobe-Okabe** (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con  $W$  il peso del cuneo e con  $C$  il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W \cdot C$$

Indicando con  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche e con  $S_s$  la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a 1/3 dell'altezza della parete stessa (diagramma triangolare con vertice in alto).

#### 1.4. Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.3.

È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare.

In particolare il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 6x6 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left( \frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

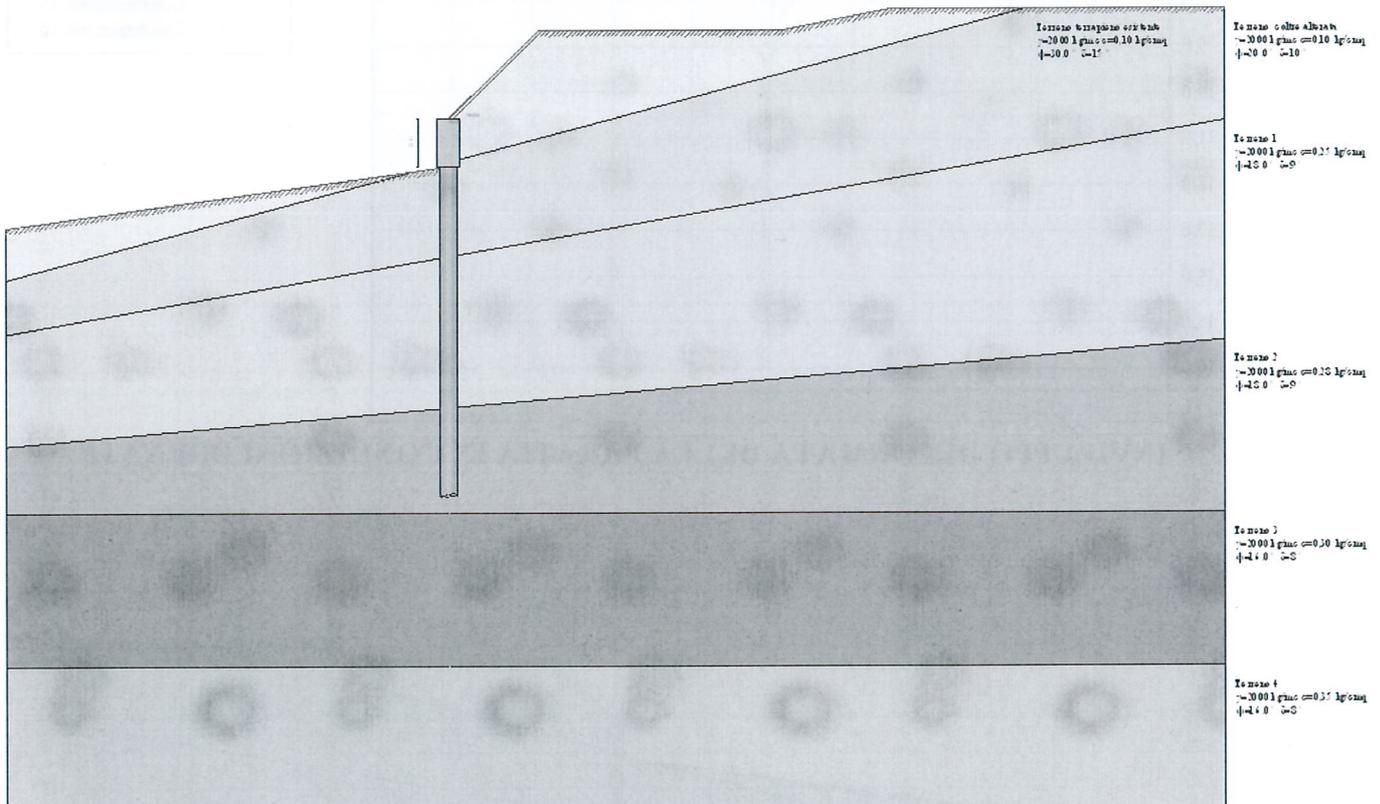
dove il termine  $m$  è espresso da

$$m = \left( 1 + \frac{\operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

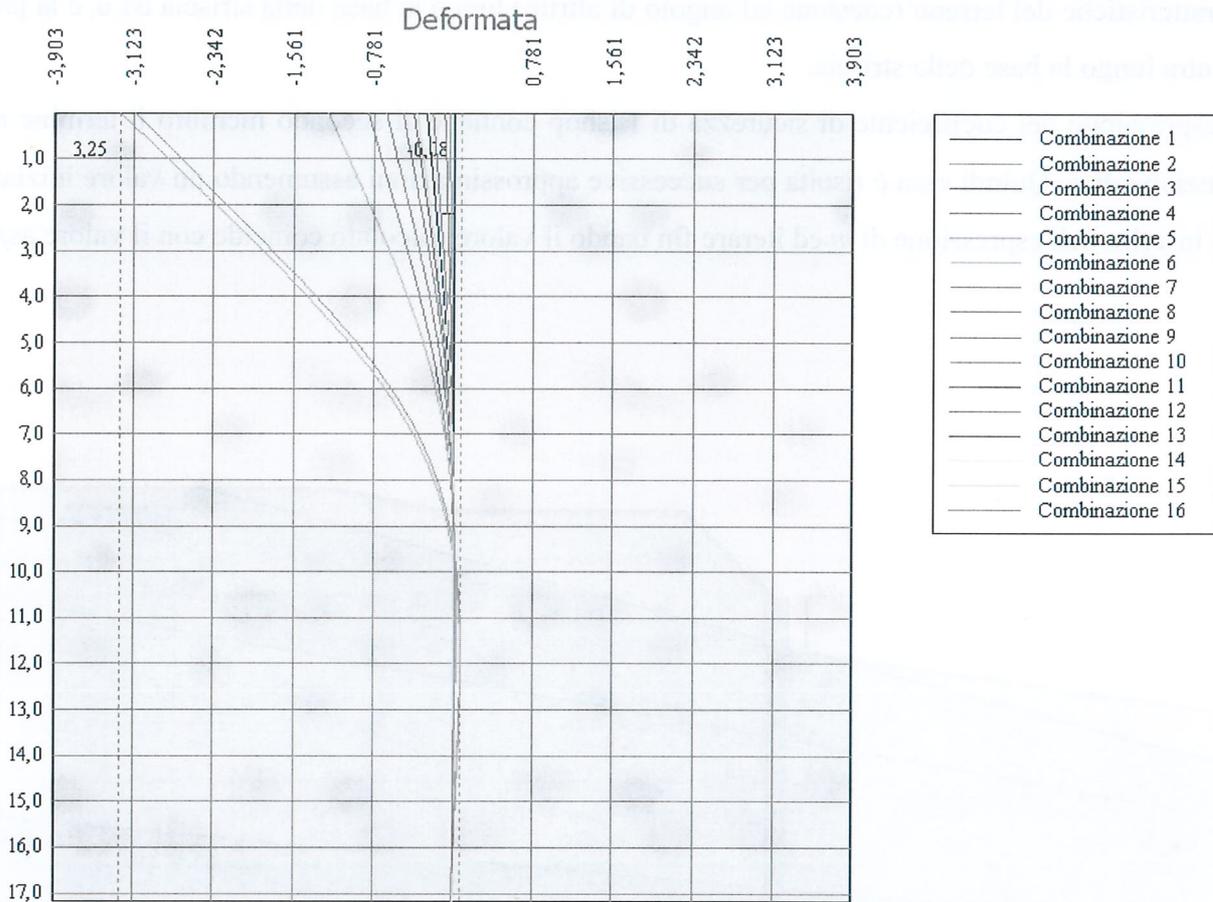
In questa espressione  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\phi_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i_{esima}$  rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i_{esima}$ ,  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le

caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed  $u_i$  è la pressione neutra lungo la base della striscia.

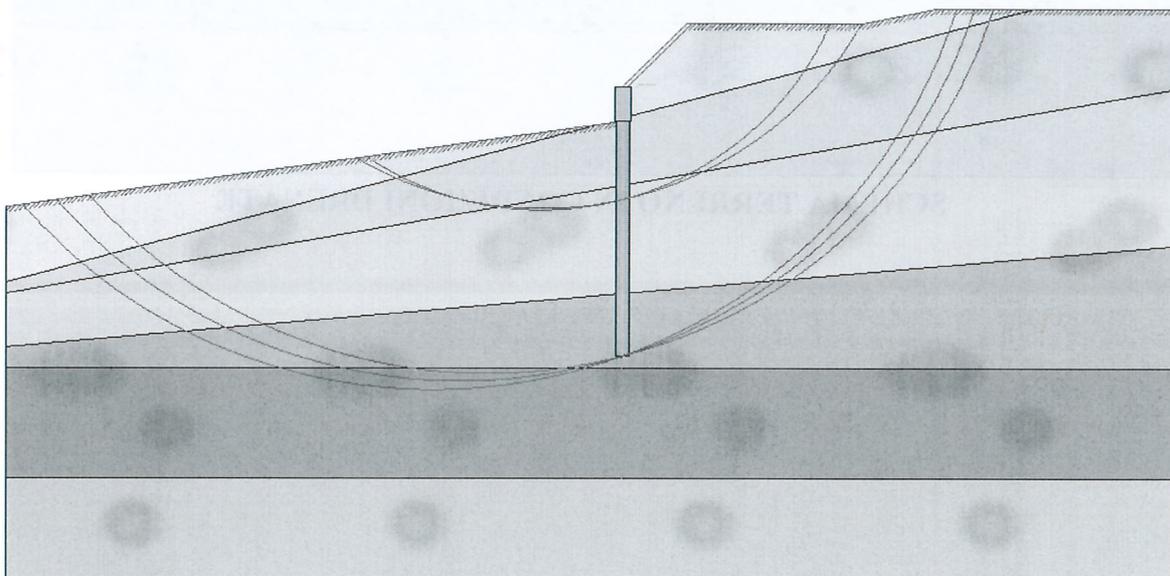
L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine  $m$  che è funzione di  $\phi$ . Quindi essa è risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per  $\phi$  da inserire nell'espressione di  $m$  ed iterare fin uando il valore calcolato coincide con il valore assunto.



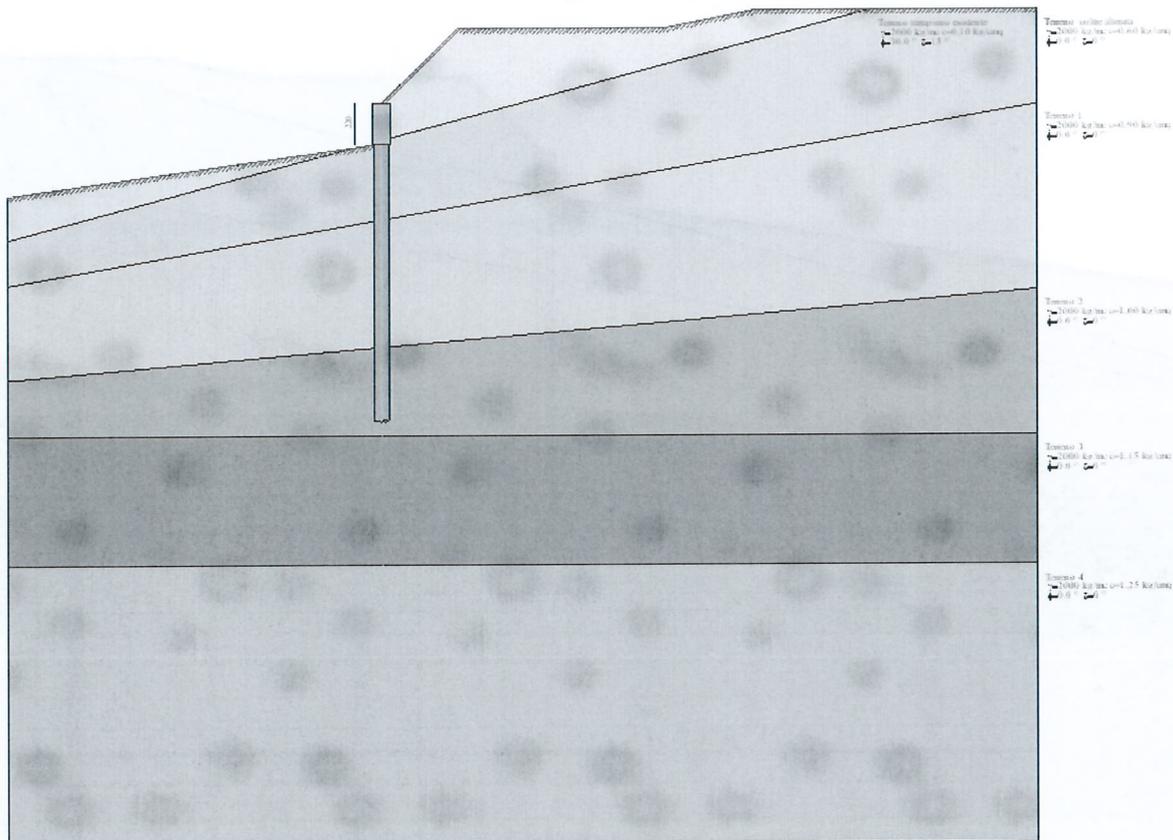
**SCHEMA TERRENO IN CONDIZIONI DRENATE**



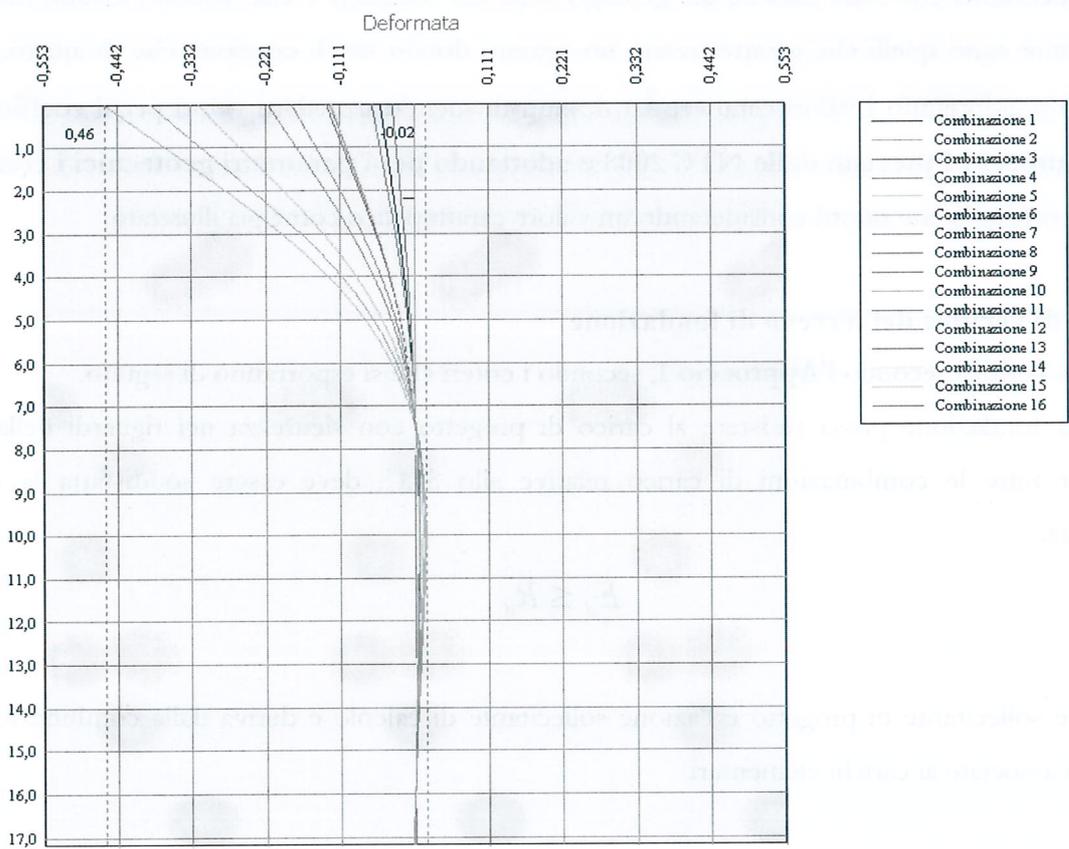
**INVILUPPO DEFORMATA DELLA PARATIA IN CONDIZIONI DRENATE**



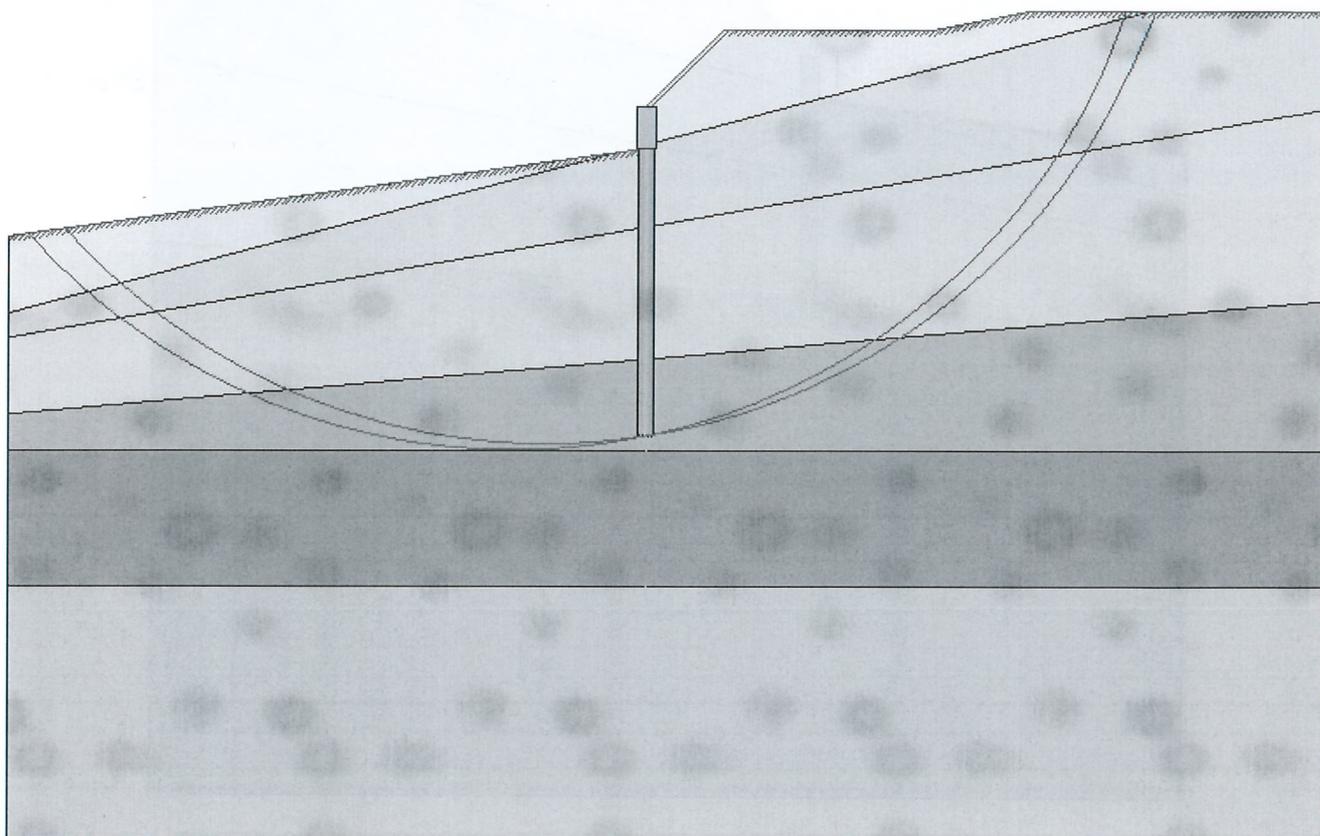
**CERCHI CRITICI DELLA VERIFICA DI STABILITA' IN CONDIZIONI DRENATE**



**SCHEMA TERRENO IN CONDIZIONI NON DRENATE**



## INVILUPPO DEFORMATA DELLA PARATIA IN CONDIZIONI NON DRENATE



CERCHI CRITICI DELLA VERIFICA DI STABILITA' IN CONDIZIONI NON DRENATE

### 2. Verifiche terreno di fondazione

I parametri meccanici che sono indicati dal geologo nella sua relazione e che saranno assunti nel calcolo del carico limite sono quelli che caratterizzano un terreno dotato sia di coesione che di attrito. I valori sono i seguenti, adottando i valori caratteristici desunti dividendo i predetti valori per il coefficiente  $\gamma_m$  secondo l'approccio 1 previsto dalle NTC 2008 e adottando per i parametri geotecnici i coefficienti M1/M2, opportunamente ridotti considerando un valore caratteristico come già illustrato.

#### 2.1. Criteri di verifica del terreno di fondazione

Si condurrà la verifica secondo l'Approccio 1, secondo i criteri che si esporranno di seguito.

Affinchè una fondazione possa resistere al carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU, deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

$E_d$  = Azione sollecitante di progetto è l'azione sollecitante di calcolo e deriva dalla combinazione delle sollecitazioni associate ai carichi elementari

$$E_d = E + \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{ki} + \gamma_{Qj} \psi_{ij} Q_{kj} ,$$

$R_d$  = carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Per ogni SLU si deve verificare pertanto che l'effetto delle azioni di progetto ( $E_d$  = Domanda) sia non superiore alla resistenza di progetto ( $R_d$  = Capacità) ossia il carico assiale di progetto sulla fondazione deve essere inferiore alla resistenza a carico limite di progetto del complesso terreno – fondazione.

$$E_d = \gamma_E E \left\{ \gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left\{ \gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}$$

## Parametri Normativi

N.T.C. 2008

### Simbologia adottata

$\gamma_{Gsfav}$  Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti

$\gamma_{Gfav}$  Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti

$\gamma_{Qsfav}$  Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili

$\gamma_{Qfav}$  Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili

$\gamma_{\tan\phi'}$  Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato

$\gamma_{c'}$  Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata

$\gamma_{cu}$  Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata

$\gamma_{qu}$  Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

$\gamma_\gamma$  Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare in alternativa, due diversi approcci progettuali:

- Approccio 1: si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definitivi per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) ed , eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella combinazione 1 dell'Approccio 1 per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 delle Tabelle sopra citate. Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1 si impiegano invece i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna 2;

Approccio 2: si impiega una unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) ed, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1.

### **Approccio 1**

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi può essere condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti  $g_R$  del gruppo R2. Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi che costituiscono la fondazione. L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate. Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1.

### **Approccio 2**

Nelle verifiche effettuate seguendo l'approccio progettuale 2, le azioni di progetto in fondazione derivano da un'unica analisi strutturale svolta impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi può essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti  $\phi_R$  del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale del terreno, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite, o dalla forza parallela al piano di scorrimento della fondazione che ne produce il collasso per scorrimento. Essi vengono quindi utilizzati solo nell'analisi degli stati limite GEO. Nelle verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi di fondazione. Per tale analisi non si utilizza il coefficiente  $\phi_R$  e si procede perciò come nella Combinazione 1 dell'Approccio 1.

Nella verifica in condizioni sismiche l'analisi pseudo-statica delle fondazioni si esegue con l'Approccio 1 o con l'Approccio 2. Nell'Approccio 1, per l'analisi di stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza del terreno si utilizza la Combinazione 2 ponendo i coefficienti parziali A2 della Combinazione pari all'unità (§ 7.11.1). Per l'analisi di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, si adopera la Combinazione 1 dell'Approccio 1, nella quale però i coefficienti A1 devono essere posti pari ad uno. Nell'Approccio 2, i coefficienti A1 devono essere posti pari ad uno. Per le verifiche allo scorrimento sul piano di fondazione, l'Approccio 2 conduce a risultati molto meno conservativi di quelli conseguibili con l'Approccio 1. Per questo Stato limite è, pertanto, preferibile l'impiego dell'Approccio 1.

### **Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche**

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	0,90	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1,10	1,30	1,00
Variabili e Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00	0,00
Variabili e Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,50	1,50	1,30

Nota: nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano completamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_c$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00

### **Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche**

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1,00	1,00	1,00

Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1,00	1,00	1,00
Variabili e Permanente non strutturali	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00	0,00
Variabili e Permanente non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,00	1,00	1,00

Nota: nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano completamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1,00	1,00

### FONDAZIONE SUPERFICIALE

#### **Coefficienti parziali $\gamma_R$ per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO**

<i>Verifica</i>	<i>Coefficienti parziali</i>		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1,00	1,80	2,30
Scorrimento	1,00	1,10	1,10
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,80	2,30
Stabilità globale		1,10	

Coefficienti di combinazione  $\Psi_0 = 0,70$   $\Psi_1 = 0,50$   $\Psi_2 = 0,20$

### **3 Conclusioni**

Dalle verifiche, condotte secondo l'Approccio 1 di cui alle Norme Tecniche sulle Costruzioni 2008, che sono riportate ed ampiamente descritte nella relazione di Calcolo, si evidenzia che le opere di fondazione sono adeguate ai carichi da sostenere in quanto con le dimensioni previste ed alla profondità alla quale sono realizzate forniscono un adeguato margine di sicurezza nei confronti di un fenomeno di rottura generale del complesso terreno-opera di fondazione. Inoltre non sono da temere cedimenti assoluti o differenziali di alcuna rilevanza vista la natura dei terreni.