4. TEORIA E NORMATIVA.

In questa sezione del Manuale Utente vengono descritti i metodi e le procedure di calcolo utilizzate nel programma QSBRock. Gli argomenti trattati sono i seguenti:

a) calcolo della portanza della fondazione con metodi deterministici;
b) calcolo della portanza della fondazione con metodi probabilistici;
c) distribuzione delle sollecitazioni indotte dal carico fondazionale;
d) calcolo dei cedimenti;

4.1 Capacità portante di una fondazione superficiale.

4.1.1 Introduzione.

Per fondazione s'intende una struttura adatta a trasmettere il peso del fabbricato e le altre forze agenti sulla sovrastruttura al terreno. I carichi trasmessi da una struttura al terreno di fondazione non devono superare la massima resistenza al taglio mobilitabile dal terreno stesso. Nel caso ciò avvenisse la conseguenza sarebbe la rottura degli strati portanti, che si manifesterebbe con ampie deformazioni non tollerabili dalla sovrastruttura. Il valore della resistenza al taglio massima mobilitabile, e quindi il carico massimo teorico che può essere applicato dal fabbricato, viene definito capacità portante limite del terreno di fondazione.
Vengono definite superficiali le fondazioni in cui sia verificata la disuguaglianza:

$$D < 4 \times B;$$

in cui D è la profondità di posa della fondazione dal piano campagna e B la dimensione del lato corto della fondazione stessa. Dove la relazione non è soddisfatta si parla invece di fondazioni profonde.

4.2 Portanza della fondazione.

4.2.1 Procedure di calcolo.

La capacità portante limite di una fondazione superficiale su roccia dipende da fattori quali:

1. il tipo di roccia;
2. l’orientamento dei giunti meccanici rispetto alla fondazione;
3. la spaziatura dei giunti;
4. le condizioni dei giunti (chiusi o aperti, alterati o integri).

Sulla base di quanto suggerito da Sowers(1979) e Kulhawy e Goodman(1980), si possono distinguere tre casi.

Ammasso roccioso integro.

Per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale si può trattare l'ammasso roccioso come integro, cioè non fratturato, se la spaziatura dei giunti meccanici è molto maggiore della larghezza della struttura fondazionale. In questo caso il valore della portanza dipende esclusivamente dalla resistenza meccanica dell'ammasso roccioso. Si considerano due situazioni.

1. Roccia duttile: la rottura è di tipo generale, con una superficie di taglio cuneiforme ben definita che si propaga fino al piano campagna. Il calcolo in questo caso può essere ricondotto alle classiche formule della portanza dei terreni sciolti, utilizzando l'angolo di attrito e la coesione dell'ammasso roccioso:

$$q_{\lim} = cNc + \gamma_1 DNq + \frac{1}{2} BN\gamma_2$$

dove:

c = coesione;

γ_1 = peso di volume della roccia sopra il piano di posa;

γ_2 = peso di volume della roccia sotto il piano di posa;

D = profondità di posa della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

Nc = fattore di portanza = $2\sqrt{N\phi}(N\phi + 1)$;

Nq = fattore di portanza = $N\phi^2$;

Nγ = fattore di portanza = $\sqrt{N\phi}(N\phi^2 - 1)$;

Nϕ = $\tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$;

φ = angolo di attrito.

2. Roccia fragile: in questo caso si osserva una rottura di tipo locale, che si manifesta con un'iniziale fratturazione della roccia in corrispondenza dei bordi della fondazione e che quindi si evolve, propagandosi sotto la fondazione con complesse superfici di taglio, le quali non raggiungono il piano campagna, ma si esauriscono all'interno dell'ammasso roccioso. Il

calcolo della portanza può ancora essere svolto attraverso la relazione vista per il caso precedente, trascurando però il membro legato all'approfondimento della fondazione.

$$q_{\lim} = cNc + \frac{1}{2} BN\gamma_2 .$$

Ammasso roccioso fratturato.

Nelle situazioni in cui l'ammasso roccioso sia attraversato da uno o più sistemi di fratture con spaziatura inferiore o prossima alla larghezza fondazionale, la capacità portante può essere influenzata dalla resistenza meccanica di tali giunti, che è sempre inferiore a quella della roccia integra. Si considerano tre situazioni.

1. Giunti meccanici aperti (>5 mm) con inclinazione subverticale (>70°): in questo caso la rottura avviene, quando risulta superata la resistenza alla compressione non confinata delle singole colonne di roccia isolate dalle fratture. La portanza limite deve essere quindi calcolata con la relazione:

$$q_{\lim} = 2c \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right).$$

2. Giunti meccanici stretti o chiusi (≤5 mm)con inclinazione subverticale (>70°): in questa situazione la portanza dipende esclusivamente dalla resistenza meccanica dei giunti. Si applica quindi la relazione:

$$q_{\lim} = cNc + \gamma_1 DNq + \frac{1}{2} BN\gamma_2$$

   tenendo però presente che la coesione e l'angolo di attrito da inserire nel calcolo devono essere quelli dei giunti meccanici e non dell'ammasso roccioso.

3. Giunti meccanici chiusi o aperti con inclinazione compresa fra 20° e 70°: anche in questo caso la capacità portante è funzione solo della resistenza meccanica dei giunti.

4. Giunti meccanici chiusi o aperti suborizzontali (<20°): il calcolo può essere ricondotto al caso dell'ammasso roccioso integro.

Ammasso roccioso intensamente fratturato (GSI<25).

In presenza di due o più sistemi di fratture con spaziatura molto ridotta, il comportamento meccanico dell'ammasso roccioso può essere assimilato a quello di una sabbia o di una ghiaia molto addensata. In pratica non si considera nel calcolo la coesione e si utilizza solo l'angolo di attrito dell'ammasso roccioso (c=0, φ>0). Si applica quindi la relazione:

$$q_{\lim} = \gamma_1 DNq + \frac{1}{2} BN\gamma_2$$

4.2.2 Formula di Brinch Hansen (1970).

La relazione

$$q_{\lim} = cNc + \gamma_1 DNq + \frac{1}{2} BN\gamma_2$$

è quella classica di Terzaghi valida per fondazioni nastriformi (B>5L). Con tipologie fondazionali diverse (plinti e platee) o dove si sia in presenza di fondazioni con carichi inclinati, base ruotata o ubicate su un pendio può essere utilizzata la generalizzazione formula da Brinch Hansen

$$q_{\lim} = s_c d_c i_c b_c g_c cNc + s_q d_q i_q b_q g_q \gamma_1 DNq + \frac{1}{2} s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma BN\gamma_2$$

dove:
sc,sq,sγ=fattori di forma, dati da:

sc = 1 + (Nq/Nc) (B/L);
sq = 1 + (B/L) tanφ;
sγ = 1 - 0.4 (B/L);

dc,dq,dγ=fattori correttivi per l'approfondimento, dati da:

$dc = 1 + 0.4\,k$;
dove $k=D/B$ per $D/B \le 1$ e $k=\arctan(D/B)$ per $D/B>1$
$dq = 1 + 2\tan\varphi\,[1 - \mathrm{sen}\varphi]^2\,k$;
$d\gamma = 1$.

$ic, iq, i\gamma$=fattori correttivi per carichi inclinati, dati da:

$ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)$;
$iq = [1 - 0.5H/(V + A\,c\,\mathrm{cotan}\varphi)]^5$;
$i\gamma = [1 - 0.7H/(V + A\,c\,\mathrm{cotan}\varphi)]^5$ per $b° = 0$;
$i\gamma = [1 - (0.7 - b°/450)\,H/(V + A\,c\,\mathrm{cotan}\varphi)]^5$ per $b° > 0$;
dove H=componente longitudinale del carico;
V=componente assiale del carico;
b°=inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale;
A=area effettiva della fondazione;

$bc, bq, b\gamma$=fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione, dati da:

$bc = 1 - b°/147$;
$bq = \exp[-2\;b(rad)\;\tan\varphi]$;
$b\gamma = \exp[-2.7\;b(rad)\;\tan\varphi]$;

$gc, gq, g\gamma$=fattori correttivi per fondazioni su pendio, dati da:

$gc = 1 - p°/147$;
$gq = g\gamma = (1 - 0.5\tan p°)^5$.
p°=inclinazione del pendio rispetto all’orizzontale.

4.2.3 Determinazione del carico d'esercizio.

Il carico da applicare sull'ammasso roccioso di fondazione viene ricavato dal valore della portanza limite, adottando un opportuno coefficiente di sicurezza. Il coefficiente di sicurezza utilizzato per Legge e per consuetudine è posto uguale 3. La portanza d'esercizio in questo caso è data quindi da:

$$q_{es} = q_{lim}/3.$$

4.2.4 Fondazioni con carichi eccentrici.

Nel caso alla fondazione siano applicati dei momenti il carico non risulta più centrato, ma eccentrico. Se con Q indichiamo il valore del carico applicato alla fondazione e con Mb e Ml i momenti agenti rispettivamente lungo il lato corto e lungo della fondazione, l'eccentricità del carico sarà data da:

$$eb = Mb/Q;$$
$$el = Ml/Q;$$

con eb = eccentricità lungo il lato corto della fondazione;
el = eccentricità lungo il lato lungo della fondazione.

Il calcolo della capacità portante in questo caso andrà eseguito, utilizzando le formule viste nei capitoli precedenti, inserendo però nel calcolo, come suggerito da Meyerhof, i valori di B e L corretti come segue:

$$B' = B - 2\ eb;$$
$$L' = L - 2\ el.$$

4.2.5 Calcolo del valore γ_1 x D.

Nel caso il profilo del terreno sia irregolare, per cui si abbiano spessori di terreno differenti lungo i due lati della fondazione (rispetto al lato corto della stessa) o nel caso in cui vi sia la presenza di sovraccarichi, come fabbricati, terrapieni, ecc., in prossimità della fondazione, il prodotto γ_1 x D (peso di volume del terreno sopra il piano di posa della fondazione per la profondità di posa della stessa) diventa di più difficile valutazione. In questi casi si consiglia di procedere come segue:

a) si calcolino i 2 valori medi dei prodotti γ_1 x D (P1 e P2) lungo i due lati della fondazione;
b) si trasformino eventuali sovraccarichi in altezza di terra equivalente e si sommino ai prodotti γ_1 x D già calcolati;
c) si introduca nel calcolo della capacità portante il valore minore fra P1 e P2.

4.2.6 Calcolo della capacità portante in terreni stratificati.

La profondità sotto il piano di posa della fondazione da prendere in considerazione nel calcolo della portanza può essere stimata dalla relazione (Meyerhof, 1953):

$$H = 0.5\ B \tan(45 + \varphi/2);$$

H è in pratica la profondità a cui si spinge il cuneo di roccia solidale con la fondazione. Se all'interno di questo intervallo di profondità ricadono più strati, la scelta dei parametri geotecnici da introdurre nel calcolo della portanza diventa più problematica.
Bowles (1974) propone la seguente procedura nel caso di terreno a due strati:
1) si calcola, con i metodi visti, la qlim del primo strato (quello immediatamente sotto il piano di posa della fondazione) (qlim1);
2) si calcola la qlim del secondo strato (qlim2), usando i valori di c e φ del secondo strato e introducendo nel prodotto γ_1 x D il peso di volume del primo strato ed il suo spessore;
3) si calcola la qlim complessiva dei due strati attraverso la relazione:

$$qlim' = qlim2 + [p\ \ Pv\ \ K\ \ \tan\varphi/A]\ + (p\ d\ c/A);$$

in cui:
A=area della fondazione=B L;
p=perimetro della fondazione=2B + 2L;
d=spessore del primo strato;
P=pressione efficace dal piano di posa della fondazione al tetto dello strato inferiore;
$K=\tan(45 + \varphi/2)^2$;
4) si confronta il valore di qlim1 con qlim' e si adotta come portanza il minore dei due.

Il procedimento può essere esteso a tre e più strati.

4.2.7 Effetti sulla portanza della variazione di B e D.

Dall'osservazione dell'equazioni proposte da Terzaghi e Brinch Hansen per il calcolo della capacità portante si può notare che generalmente all'aumentare di B e D la qlim tende a crescere. In particolare a piccoli incrementi di D, mantenendo invariato B, corrispondono spesso notevoli aumenti della qlim.
Gli incrementi di Qlim all'aumentare di B sono invece più contenuti in quanto il termine legato a $N\gamma$ spesso è trascurabile. Da notare però che in terreni stratificati si può anche verificare che ad un incremento di B segua una diminuzione di qlim: ciò accade in presenza di strati con caratteristiche meccaniche scadenti posti sotto strati con caratteristiche migliori. In questi casi è consigliabile effettuare il calcolo della portanza, utilizzando un range abbastanza ampio di valori di B, per individuare la qlim massima e minima in funzione del lato corto della fondazione.

4.2.8 Effetti sulla portanza delle sollecitazioni sismiche.

Nel caso di sollecitazioni indotte da un evento sismico è opportuno tenere in considerazione, nel calcolo della portanza, anche degli effetti inerziali sul terreno di fondazione, effetti che conducono ad una diminuzione della capacità portante.
Vesic e Sano & Okamoto hanno proposto di quantificare il problema introducendo nel calcolo di Q un angolo d’attrito ridotto (phi dinamico).

a)Criterio di Vesic.
Secondo questo Autore per tener conto degli effetti inerziali nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

b)Criterio di Sano.
L'Autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$\Delta\varphi = arctg\left(\frac{ag}{\sqrt{2}}\right)$$

dove ag è l'accelerazione sismica orizzontale massima al piano di posa delle fondazioni.
Questo criterio, rispetto a quello di Vesic, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica.

Altri Autori suggeriscono un approccio diverso, caratterizzato dall'applicazione di coefficienti riduttivi ai fattori di portanza Nq, Nc e Ny. Shikhiev e Jakovlev, per esempio, introducono i seguenti fattori:

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{ag}{tg\varphi}\right)^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.32ag$$

dove ag è l'accelerazione sismica orizzontale al piano di posa delle fondazioni. I nuovi fattori di portanza saranno quindi dati dalle seguenti espressioni:

Nq'=zq Nq
Ny'=zy Ny
Nc'=zc Nc.

Per quanto riguarda la coesione (drenata e non), le osservazioni confermano che le sollecitazioni sismiche vi inducono effetti del tutto trascurabili.
La componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale. L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza, nell'ipotesi che in condizioni statiche il carico sia perfettamente verticale, può essere valutata con la relazione:

$$\theta = \text{arctg}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right)$$

dove:

k_h = coefficiente sismico orizzontale, da porre, secondo l'Ordinanza 3274, uguale a metà dell'accelerazione sismica di picco orizzontale;

k_v = coefficiente sismico verticale, da porre, secondo l'Ordinanza 3274, uguale a metà di quello orizzontale.

Inoltre va inserita nel calcolo anche l'eccentricità del carico dovuta alla presenza dei momenti indotti dal sisma lungo il lato B e lungo il lato L della fondazione. L'eccentricità si calcola con la relazione:

$$e = \frac{M}{Q_v}$$

dove M è il momento e Q_v la componente verticale del carico applicato sulla fondazione.

4.3 Caratterizzazione meccanica della roccia di fondazione.

4.3.1 Criterio di Hoek e Brown.

A differenza di quanto avviene nelle terre sciolte, negli ammassi rocciosi la resistenza al taglio del materiale non può generalmente essere descritta con il criterio di rottura di Coulomb:

$$T_{max} = c + \sigma \tan \varphi;$$

dove
c = coesione;
σ = pressione efficace;
φ = angolo d'attrito.

Questo infatti indica una correlazione fra resistenza al taglio del materiale e pressione di confinamento di tipo lineare, mentre negli ammassi rocciosi tale correlazione è chiaramente di tipo non lineare.
D'altra parte i metodi dell'equilibrio limite per il calcolo della portanza visti in precedenza richiedono che il materiale, terra o roccia, sia descrivibile attraverso i parametri c e φ.
E' necessaria quindi una correlazione che leghi queste due grandezze a quelle utilizzate normalmente per la descrizione del comportamento meccanico dell'ammasso roccioso.
Hoek e Brown descrivono una procedura che consente l'applicazione delle formule dell'equilibrio limite anche al caso di ammassi rocciosi.
La forma generale del criterio di rottura di Hoek & Brown è la seguente:

$$\sigma_1 = \sigma_{3'} + \sigma_c \left[m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right]^a ;$$

dove:

m_b =	valore della costante m per gli ammassi rocciosi;
s, a =	costanti dipendenti dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso;
σ_c =	resistenza alla compressione monassiale della roccia intatta;
σ_1 σ_3 =	sforzi principali in tensioni efficaci.

La determinazione dei parametri a, s e m_b viene fatta in funzione della qualità dell'ammasso roccioso, espressa numericamente dall'indice GSI (Geological Strength Index).
Sulla base del valore stimato dell'indice GSI, si distinguono i seguenti casi:

- per ammassi rocciosi in condizioni indisturbate di qualità da buona a media per i quali sia GSI≥25, si ha:

$$a = 0.5;$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right);$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right);$$

- per ammassi rocciosi in condizioni indisturbate per i quali sia GSI<25 (ma maggiore di 18, valore minimo previsto dalla classificazione), si ha:

$$a = 0.65 - \frac{GSI}{200};$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right);$$

$$s = 0;$$

- in tutti i casi in condizioni rimaneggiate o disturbate (ammassi rocciosi scavati con esplosivo o alterati e detensionati), si ha:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{14}\right);$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{6}\right) \text{ (solo nel caso GSI≥25, altrimenti s=0);}$$

Per quanto riguarda la stima dei valori di m_i, costante per i diversi litotipi, in assenza di dati sperimentali, si può fare riferimento alla seguente tabella:

ROCCE	CLASSE	GRUPPO	GRANULOMETRIA Grossa	Media	Fine	Molto fine
SEDIMENTARIE	Clastiche		Conglomerato (22)	Arenaria 19	Siltite 9	Argillite 4
			←	Grovacca (18)		→
	Non clastiche	Organiche	←	Calcare (chalk) 7		→
			←	Carbone (8-21)		→
		Carbonatiche	Breccia (20)	Calcare sparitico (10)	Calcare micritico 8	
		Chimiche		Gesso 16	Anidrite 13	
METAMORFICHE	Non scistose		Marmo 9	Hornfels (19)	Quarzite 24	
	Debolmente scistose		Migmatite (30)	Anfibolite 31	Milonite (6)	
	Scistose*		Gneiss 33	Scisti (10)	Fillite (10)	Argilloscisto 9
IGNEE	Acide		Granito 33		Riolite (16)	Ossidiana (19)
			Granodiorite (30)		Dacite (17)	
			Diorite 28		Andesite 19	
	Basiche		Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalto (17)	
			Norite 22			
	Piroclastiche		Agglomerato (20)	Breccia (18)	Tufo (15)	

4.3.2 Stima dei valori di c_i e φ_i dell'ammasso roccioso.

Poiché il criterio di Hoek e Brown esprime una curva di tipo non lineare, i valori di coesione e angolo di resistenza al taglio variano in funzione dello sforzo normale efficace (σ_n') agente sulla base della fondazione (carico di esercizio).
I valori di c_i e φ_i si possono ottenere attraverso lo sviluppo di una tecnica numerica per la soluzione in forma implicita. In questo caso i passi di calcolo sono i seguenti:

- con le procedure di Hoek e Brown, si calcolano i valori di σ_1, facendo variare σ_3 da un valore minimo prossimo a 0 fino ad un valore massimo che può essere posto indicativamente uguale a $0{,}25\sigma_c$. Il passo di variazione di σ_3 ($\Delta\sigma_3$) è fornito dalla relazione $\Delta\sigma_3 = \sigma_c/2^{10}$. Ad n passi $\Delta\sigma_3$ corrispondono altrettante coppie di valori di σ_1, σ_3, con le formule di Hoek e Brown, e n gruppi di valori $\delta\sigma_1/\delta\sigma_3$, σ_n', τ, ottenuti attraverso le relazioni di Balmer:

$$\sigma_n = \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\frac{\delta\sigma_1}{\delta\sigma_3} + 1} ;$$

$$\tau = \left(\sigma_n - \sigma_3\right)\sqrt{\frac{\delta\sigma_1}{\delta\sigma_3}} ;$$

$$\frac{\delta\sigma_1}{\delta\sigma_3} = 1 + \frac{m_b \sigma_c}{2(\sigma_1 - \sigma_3)}$$ (caso GSI>25, a=0,5).

$$\frac{\delta\sigma_1}{\delta\sigma_3} = 1 + a m_b^{\,a} \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c}\right)^{a-1}$$ (caso GSI≤25, s=0).

Dalle formule di regressione lineare:

$$\varphi_i' = arc\tan\left[\frac{\sum \sigma_n \tau - \frac{\sum \sigma_n \sum \tau}{n}}{\sum \sigma_n^{\,2} - \frac{\left(\sum \sigma_n\right)^2}{n}}\right],$$

$$c_i' = \left(\frac{\sum \tau}{n}\right) - \left[\left(\frac{\sum \sigma_n}{n}\right)\tan\varphi_i'\right],$$

si ricavano i corrispondenti valori di c_i’ e φ_i’ dell’intervallo considerato.

- S’individua l’intervallo di valori di σ_n calcolati nel passo precedente ($\Delta\sigma_n$) nel quale ricade il σ_n’ medio della base del concio. $\Delta\sigma_n$ a sua volta si collega a due intervalli di variazione della coesione e dell’angolo di resistenza al taglio istantanei (Δc_i’ e $\Delta\varphi_i$’), da cui si ricavano:

$$c_i = \frac{\sigma_{nbc}'}{\Delta\sigma_n} \Delta c_i',$$

$$\varphi_i = \frac{\sigma_{nbc}'}{\Delta\sigma_n} \Delta\varphi_i',$$

4.3.3 Stima dei valori di c_i e φ_i dei giunti meccanici.

Negli ammassi rocciosi fratturati in cui la portanza dipende dalla resistenza meccanica dei giunti, i valori di c_i e φ_i si possono ottenere attraverso le relazioni proposte da Barton.
Anche in questo caso i valori di coesione e angolo di resistenza al taglio variano in funzione dello sforzo normale efficace (σ_n') agente sulla base della fondazione (carico di esercizio).
Questi i passaggi di calcolo:

$$\tau = \sigma_n' \tan\left[\varphi_b + JRC Log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n'}\right)\right];$$

$$\frac{\delta\tau}{\delta\sigma_n} = \tan\left[\varphi_b + JRC Log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n'}\right)\right] - \frac{\pi JRC}{180 \ln 10}\left\{\tan^2\left[\varphi_b + JRC Log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n'}\right)\right] + 1\right\}$$

$$\varphi_i = arc\tan\left(\frac{\delta\tau}{\delta\sigma_n}\right);$$

;

$$c_i = \tau - \sigma_n \tan\varphi_i .$$

4.4 Verifica allo slittamento (scorrimento)

Nelle situazioni in cui la fondazione superficiale si trova a essere sollecitata da forze orizzontali, per esempio per l'azione del sisma, deve essere eseguita la verifica allo slittamento.
In generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$H \leq S + E$$

dove *H* è la forza orizzontale esterna applicata, *S* è resistenza di taglio mobilitata lungo la base della fondazione ed *E* è la forza corrispondente alla spinta passiva che agisce sul lato a valle, rispetto al verso di applicazione di *H*, della fondazione stessa. Normalmente *E* viene trascurata, perché le deformazioni necessarie per la sua mobilitazione sono spesso incompatibili con l'integrità dell'opera.
Per la determinazione di S si distinguono due casi.

1) Condizioni drenate (φ>0):

$$S = Vtg\delta$$

in cui *V* è la risultante dei carichi verticali esterni agenti sulla fondazione e δ è l'angolo d'attrito terreno-fondazione; il valore di δ può essere ricavato sulla base del seguente schema:

Tipologia	Valore di δ
Fondazioni di calcestruzzo gettato in opera	$\delta=\varphi$
Fondazioni prefabbricate di calcestruzzo	$\delta=2/3\ \varphi$

Il parametro φ rappresenta l'angolo di resistenza al taglio dello strato di terreno di appoggio della fondazione. La coesione drenata, se presente, deve essere trascurata.
Nel caso di carichi orizzontali dovuti esclusivamente al sisma, la forza H agente sulla fondazione è data da:

$$H = Vk_{hi}$$

dove k_{hi} è il coefficiente sismico orizzontale della struttura. In terreni incoerenti quindi il coefficiente di sicurezza allo slittamento si ricava semplicemente dalla relazione:

$$F_s = \frac{S}{H} = \frac{tg\delta}{k_{hi}}$$

2) Condizioni non drenate (φ=0):

$$S = Ac_u$$

dove c_u è la coesione non drenata dello strati di appoggio e A è la superficie efficace della base della fondazione data da:

$$A=BL\cos\omega$$

con ω=inclinazione della base rispetto all'orizzontale.

4.5 Distribuzione del sovraccarico nel terreno di fondazione.

4.5.1 Introduzione.

L'applicazione del sovraccarico della fondazione conduce ad una variazione dello stato tensionale del terreno. Il carico applicato tende a diffondersi fino al suo completo assorbimento. Generalmente si ammette che il sovraccarico si annulli ad una profondità, sotto il piano di posa della fondazione, variabile da 1 a 4 volte B (B=lato corto della fondazione).
E' importante eseguire una stima di come il carico si diffonde negli strati di fondazione, in quanto indispensabile per il successivo calcolo dei cedimenti**.**

4.5.2 Metodo di Newmark con le equazioni di Boussinesq.

Si basa sul presupposto che il terreno di fondazione possa essere assimilato ad uno spazio semiinfinito a comportamento perfettamente elastico, omogeno e isotropo. Deriva dall'integrazione su un'area rettangolare o quadrata di dimensioni B x L (B=lato corto della fondazione, L=lato lungo della fondazione) delle equazioni di Boussinesq.
In pratica l'incremento di pressione netta indotta dal carico applicato dalla fondazione alla quota z sotto il piano di posa, lungo la verticale che passa per uno degli angoli dell'area BxL, è dato da:

$$pz = [Q/(4\pi)]\ (m1 + m2);$$

in cui:
Q=carico applicato;
$m1=[2\ M\ N\sqrt{(V)}\ (V + 1)]\ /\ [(V + V1)\ V];$
$m2=\arctan[(2\ M\ N\ \sqrt{(V)})/(V - V1)];$

dove $M=B/z$;
$N=L/z$;
$V=M^2 + N^2 + 1$;
$V1=(M\ N)^2$;

Per stimare la diffusione del sovraccarico nel terreno lungo più verticali, occorre dividere l'area B x L in più rettangoli o quadrati con gli spigoli coincidenti al punto di passaggio della verticale, calcolare e quindi sommare i contributi delle singole aree.

Il metodo di Newmark basato sulle equazioni di Boussinesq è ampiamente utilizzato e fornisce generalmente risultati a favore della sicurezza. In alcuni casi però, in particolare in terreni stratificati incoerenti o con alternanze di strati coesivi e incoerenti, dove cioè ci si allontana notevolmente da un comportamento perfettamente elastico del terreno, i valori ottenibili con Boussinesq risultano eccessivamente cautelativi. In questi casi si consiglia di utilizzare il metodo di Westergaard.

4.5.3 Metodo di Newmark con le equazioni di Westergaard.

Rispetto ai metodi descritti in precedenza, quello di Westergaard ha il pregio di considerare nel calcolo anche le caratteristiche meccaniche del terreno, precisamente il coefficiente di Poisson. Quindi andrebbe utilizzato in tutti quei casi in cui si abbia a che fare con alternanze di tipi litologici con comportamento meccanico differente (per esempio sabbie e argille).
L'incremento di pressione netta indotta dal carico applicato dalla fondazione alla quota z sotto il piano di posa, lungo la verticale che passa per uno degli angoli dell'area BxL, è dato da:

$$pz = [Q/(2 \pi z^2)] \tan^{-1} \{(M \; N) / [a^{1/2} (M^2 + N^2 + a)^{1/2}]\}$$

dove:
M = M=B/z, N=L/z;
a = (1-2m)/(2-2m) con m=coefficiente di Poisson.

Per stimare la diffusione del sovraccarico nel terreno lungo più verticali, occorre dividere l'area B x L in più rettangoli o quadrati con gli spigoli coincidenti al punto di passaggio della verticale, calcolare e quindi sommare i contributi delle singole aree.

4.6 Calcolo dei cedimenti della fondazione.

4.6.1 Introduzione.

Anche se la pressione esercitata sul terreno di fondazione non supera il valore calcolato, si possono, in alcuni casi, manifestare delle deformazioni nel terreno non tollerabili dall'opera.
I cedimenti sono dovuti alla deformazione elastica della roccia sotto carico.
Poichè le caratteristiche geotecniche della roccia variano da punto a punto, così come spesso variano da punto a punto anche le condizioni di carico, i cedimenti possono assumere localmente valori differenti.
Il cedimento calcolato in un punto prende il nome di cedimento assoluto; la differenza fra i cedimenti assoluti misurati in due o più punti prende il nome di cedimento differenziale.

4.6.2 Calcolo del cedimento.

Si utilizza la seguente relazione (teoria dell'elasticità):

$$S = DH \ Qz / Ed;$$

in cui:
DH=spessore dello strato;
Qz=incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato dalla fondazione a metà strato, calcolabile con uno dei metodi descritti nel precedente capitolo;
Ed=modulo elastico dello strato.

Il valore del cedimento calcolato è valido per fondazioni flessibili; per fondazioni rigide questo valore va moltiplicato per un fattore generalmente posto uguale a 0.75. Inoltre il metodo va applicato solo negli strati dove è soddisfatta la condizione:

$$DH < B;$$

con B=lato corto della fondazione. Nel caso in cui non sia verificata tale condizione occorre suddividere lo strato in due o più sottostrati di spessore inferiore a B e ripetere il calcolo per ognuno di essi, sommando infine i risultati.

4.6.3 Cedimenti assoluti e differenziali.

Elevati cedimenti differenziali (dell'ordine di alcuni centimetri in genere, ma a volte anche meno) possono indurre lesioni nell'opera. Partendo dal presupposto che a elevati cedimenti assoluti generalmente corrispondono elevati cedimenti differenziali, Terzaghi e Peck proposero di considerare come valore limite tollerabile un cedimento assoluto di 2,5 cm. Un sistema meno empirico di procedere consiste nello stimare la distorsione angolare fra due o più punti della struttura di cui sia noto il cedimento assoluto del terreno di fondazione:

$$Dang= (S2 - S1)/L12;$$

con
Dang=distorsione angolare;
S2=cedimento assoluto nel punto 2;
S1=cedimento assoluto nel punto 1;
L12=distanza fra i punti 1 e 2.

In prima approssimazione, sono da considerare tollerabili distorsioni angolari inferiori a 1/600 per strutture in muratura e a 1/1000 per strutture in calcestruzzo.

4.7 Portanza attraverso metodi probabilistici.

4.7.1 Introduzione.

Nel calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale in roccia la maggior fonte d'indeterminazione è costituita dalla caratterizzazione meccanica del terreno, in particolare dalla stima dei parametri GSI, Geological Strength Index, e qu, resistenza alla compressione monoassiale della roccia.
Nei metodi dell'equilibrio limite spesso i parametri geotecnici utilizzati nel calcolo sono ricavati facendo una media ponderata fra i dati ottenuti dalle misure eseguite in situ o in laboratorio. La dispersione dei valori che si osserva in molti casi non è trascurabile, per cui la scelta delle grandezze da inserire nel calcolo può diventare problematica. In queste situazioni è preferibile far seguire la verifica condotta con un metodo deterministico, cioè con uno dei metodi analitici già visti, da un'analisi di tipo probabilistico, che fornisca un'idea dell'influenza della dispersione dei dati geotecnici sul valore della portanza.

4.7.2 Metodi di Montecarlo applicati al calcolo della portanza.

I metodi di Montecarlo si basano sulla generazione di numeri casuali, scelti in determinati intervalli, che godano nel complesso di proprieta' statistiche.
Fra le varie applicazioni possibili di tali metodi, vi e' quella detta 'del campionamento' che consiste nel dedurre proprieta' generali di un insieme grande, studiandone solo un sottoinsieme casuale, giudicato rappresentativo dell' insieme stesso. E' evidente che maggiori saranno le dimensioni del campione random, piu' rappresentative saranno le proprieta' dedotte.
Nel caso di applicazione del metodo al calcolo della portanza di fondazioni superficiali, la procedura da seguire potrebbe essere la seguente:

- si genera la distribuzione delle variabili aleatorie **GSI** e **qu** misurate in situ o in laboratorio, supponendo che sia di tipo gaussiano (cioè rappresentate da una curva a campana, con il valore centrale corrispondente al valore medio);

- attraverso un generatore di numeri casuali, si crea una serie, estesa quanto si vuole, di valori numerici compresi fra 0 e 1;
- si associa ad ogni valore numerico casuale della serie un valore di GSI e di qu, rispettando la curva di distribuzione delle probabilità di queste due grandezze (facendo cioè in modo che la frequenza con cui un certo parametro viene chiamato nel calcolo sia uguale alla sua probabilità ricavata dalla curva gaussiana di probabilità del parametro stesso); in questo modo si trasforma la serie di numeri casuali generati nel punto precedente in una serie di coppie di valori di GSI e qu;
- scelto un metodo deterministico di calcolo, si esegue il calcolo della portanza con tale metodo per ogni coppia di valori di GSI e qu, ricavando il rispettivo valore di qlim;
- si crea la curva di distribuzione della frequenza dei valori di qlim ottenuti, per esempio sottoforma di istogramma, visualizzando l'andamento di tali grandezze.

L'aspetto del grafico della distribuzione di qlim consente di valutare se la dispersione dei valori di GSI e qu misurata influisce in maniera significativa sul calcolo della stabilità del versante. Il metodo di Montecarlo può essere impiegato anche per retro-analisi di portanza. Costruendo infatti a tentativi delle curve di distribuzione ipotetiche di GSI e qu, si può stimare per quale intervallo di questi valori la portanza rientra negli intervalli previsti.
Il metodo di Montecarlo richiede, per consentire di ottenere delle distribuzioni di qlim valide, che venga generato un numero sufficientemente elevato di coppie di parametri GSI e qu, dalle quali ricavare il corrispondente valore di qlim . Normalmente per ottenere distribuzioni stabili del coefficiente di sicurezza sono necessarie alcune centinaia di verifiche. Il raggiungimento della stabilità delle curve di distribuzione può essere valutato, applicando il metodo di Montecarlo su due insiemi di verifiche e confrontando quindi le relative distribuzioni con il test del χ^2.

4.7.3 Metodo di Rosemblueth applicato al calcolo della portanza.

Il metodo di Rosemblueth, applicato al calcolo della portanza di una fondazione superficiale, consente di ricavare il valore più probabile

della portanza (valore medio) ed un'indicazione della sua dispersione (scarto quadratico medio).
Si possono utilizzare anche in questo caso come variabili casuali i parametri GSI e qu, supponendo una loro distribuzione gaussiana simmetrica (cioè a curva a campana con i tratti di sinistra e di destra simmetrici rispetto al valore centrale).
Il procedimento da seguire è il seguente:

- dai dati misurati in situ o in laboratorio, si calcoli il valore medio di GSI e qu (GSI_m e qu_m) e i rispettivi scarti quadratici medii (s_{gsi} e s_{qu});
- utilizzando uno dei metodi dell'equilibrio limite, si calcoli la qlim relativa alle seguenti combinazioni di parametri:

    1. ($GSI = GSI_m + s_{gsi}$ $qu = qu_m + s_{qu}$)$\Rightarrow qlim_1$
    2. ($GSI = GSI_m + s_{gsi}$ $qu = qu_m - s_{qu}$)$\Rightarrow qlim_2$
    3. ($GSI = GSI_m - s_{gsi}$ $qu = qu_m + s_{qu}$)$\Rightarrow qlim_3$
    4. ($GSI = GSI_m - s_{gsi}$ $qu = qu_m - s_{qu}$)$\Rightarrow qlim_4$

- si calcoli quindi il valore medio di qlim attraverso la relazione:

$$qlim_m = (qlim_1 + qlim_2 + qlim_3 + qlim_4) / 4;$$

e lo scarto quadratico medio con la formula:

$$S_F = 0.5 \sqrt{(qlim_1^2 + qlim_2^2 + qlim_3^2 + qlim_4^2)}.$$

Anche in questo caso il risultato può essere visto come un'indicazione dell'influenza della dispersione dei parametri geotecnici sulla portanza: un elevato valore di S_F può indicare una non sufficiente caratterizzazione geotecnica del terreno.
La qlim potrà quindi essere espressa come segue:

$$qlim_s = qlim_m \pm S_F;$$

indicando che la portanza può variare nell'intervallo compreso fra qlim = $qlim_m - S_F$ e $qlim_s = qlim_m + S_F$.