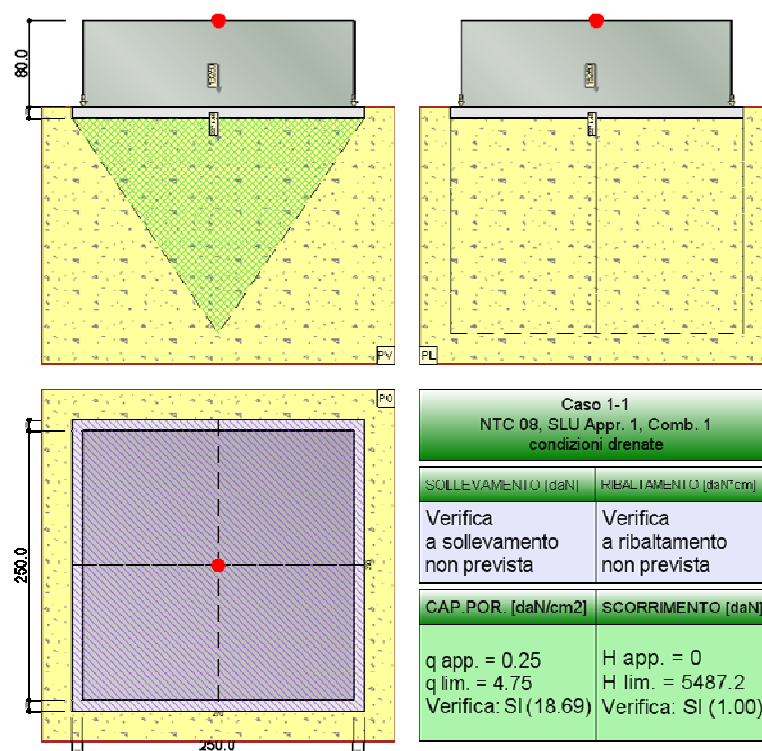


# IS ProGeo

## IPERFOND



# MANUALE UTENTE

## *Indice*

<b>1</b>	<b>IS IPERFOND</b>	<b>3</b>
<b>1.1</b>	<b>Introduzione</b>	<b>3</b>
<b>1.2</b>	<b>Teoria</b>	<b>3</b>
1.2.1	Capacità portante delle fondazioni dirette	3
1.2.2	Condizioni drenate	3
1.2.3	Condizioni non drenate	4
1.2.4	Rottura generale - la formula di Brinch-Hansen	4
1.2.4.1	Condizioni drenate	5
1.2.4.2	Condizioni non drenate	6
1.2.5	Rottura per punzonamento	7
1.2.6	Rottura locale	9
1.2.7	Eccentricità dei carichi	9
1.2.8	Terreni stratificati, presenza della falda	10
1.2.9	Condizioni sismiche	11
1.2.10	Collasso per slittamento	12
<b>1.3</b>	<b>Utilizzo del programma</b>	<b>13</b>
1.3.1	Caratteristiche della fondazione	14
1.3.2	Caratteristiche della stratigrafia	15
1.3.3	Casi di carico	16
1.3.4	Opzioni di calcolo	17
1.3.5	Risultati del calcolo	17

# 1 IS IperFond

## 1.1 Introduzione

**IS IperFond** è il modulo per il calcolo della capacità portante per fondazioni superficiali in condizioni drenate o non drenate utilizzando le formulazioni classiche.

Permette di definire le sollecitazioni in cima alla fondazione o direttamente alla base; consente inoltre di calcolare il peso proprio della fondazione e la sottospinta idraulica. È possibile avere la suola e/o il terrapieno inclinati e considerare o meno il contributo dato dalla spinta passiva.

In questo modulo si possono importare direttamente le sollecitazioni ricavate nel modulo IS SpintaMuro.

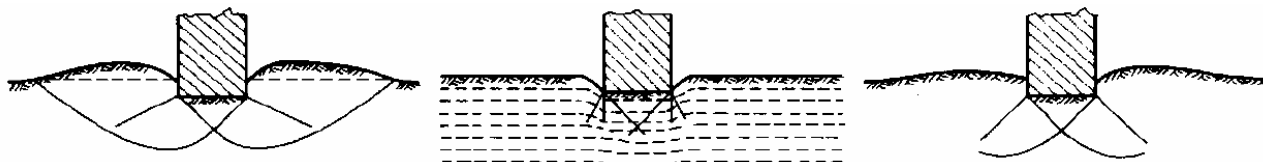
## 1.2 Teoria

### 1.2.1 Capacità portante delle fondazioni dirette

Il carico unitario ammissibile  $q_{amm}$  di una fondazione deve essere tale da assicurare un adeguato margine di sicurezza rispetto al carico limite  $q_{lim}$ .

Secondo la compressibilità del terreno su cui poggia la fondazione, la “rottura” può verificarsi secondo uno dei seguenti meccanismi:

- **Rottura generale:** si formano superfici di scorrimento, con origine ai bordi della fondazione, che si propagano fino alla superficie. Il terreno sotto la fondazione rifluisce lateralmente e verso l’alto, e si solleva ai lati della fondazione. Il collasso è di tipo fragile.
- **Rottura per punzonamento:** la fondazione affonda nel terreno, senza che si formino superfici di scivolamento. Questo tipo di “rottura” è caratteristico di terreni altamente compressibili. Non è identificabile un ben preciso punto di collasso.
- **Rottura locale:** questo caso è intermedio fra i due precedenti: si formano superfici di scorrimento, che però non si propagano fino in superficie, e la compressibilità del terreno ha un ruolo notevole.



Gli approcci di tipo “classico”, analizzati nel seguito, sono teoricamente applicabili solo ad una rottura di tipo generale. In genere, è lecito affermare che la rottura di tipo generale, per una fondazione diretta, prevale nei seguenti casi:

- Nei terreni sabbiosi di elevata densità relativa (in condizioni drenate).
- Nei terreni fini (in condizioni non drenate, per l’ipotesi di incompressibilità del mezzo)

In altri casi (ad esempio per terreni sabbiosi molto sciolti e fondazioni profonde) può prevalere la rottura per punzonamento.

### 1.2.2 Condizioni drenate

Quando si può supporre che l’applicazione dei carichi sia così lenta da permettere la dissipazione delle pressioni interstiziali si può eseguire l’analisi di capacità portante in termini di tensioni efficaci, ossia in condizioni drenate. Un semplice modello di calcolo di riferimento si ottiene ipotizzando che una fondazione superficiale trasmetta un carico unitario, e che il terreno sotto di essa si trovi in condizioni di collasso per cui si formi una zona di equilibrio limite per spinta attiva ed una zona di equilibrio limite per spinta passiva. Tramite la teoria di Rankine si può ricavare il regime di spinta ed il valore del carico limite, ottenuto imponendo l’equilibrio tra spinta attiva e spinta passiva:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma + c' \cdot N_c + q' \cdot N_q$$

In cui compaiono  $\gamma'$  (peso per unità di volume del terreno),  $B$  (larghezza della base),  $c'$  (coesione efficace),  $q'$  (sovraccarico laterale), e  $N_\gamma$ ,  $N_c$  e  $N_q$ , detti coefficienti di capacità portante. Questa formula evidenzia come la capacità portante dipenda da tre contributi:

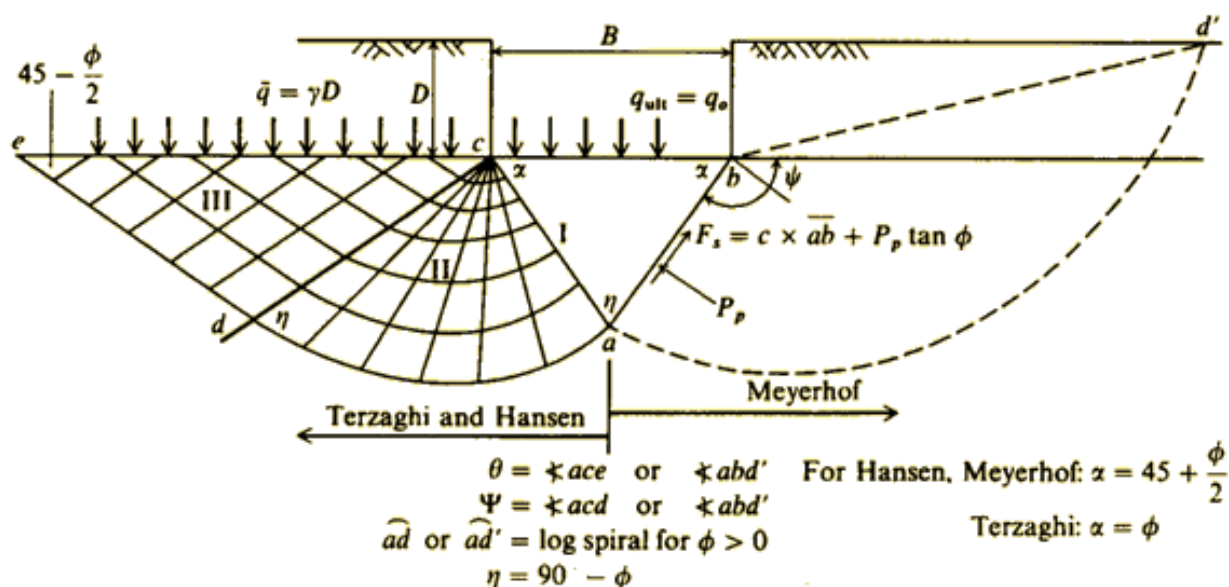
- Le forze d'attrito lungo la superficie di scorrimento, dovute al peso del terreno sotto la fondazione e compreso all'interno delle stesse.
- La coesione distribuita lungo le superfici di scorrimento.
- Il sovraccarico applicato in superficie ai lati della fondazione (ad esempio dovuto all'approfondimento del piano di posa rispetto al piano campagna).

### 1.2.3 Condizioni non drenate

In un terreno argilloso, l'applicazione di un carico avvia il "lento" processo di consolidazione, per cui il terreno diminuisce il proprio contenuto d'acqua, diminuiscono le pressioni neutre ed aumentano le tensioni efficaci, cioè il carico viene progressivamente trasferito allo "scheletro solido". Col trascorrere del tempo aumenta la resistenza al taglio, perciò le condizioni peggiori sono quelle iniziali. La consolidazione è un processo lento, mentre l'applicazione del carico avviene in un tempo breve, perciò la verifica viene svolta con l'ipotesi che non ci sia diminuzione di contenuto d'acqua e che le pressioni interstiziali non siano ancora dissipate, e viene svolta in termini di tensioni totali con riferimento alla resistenza al taglio non drenata  $s_u$ . In pratica si utilizza la stessa formula descritta per le condizioni drenate, in cui si impone  $\phi' = 0$  e  $c' = s_u$ .

### 1.2.4 Rottura generale - la formula di Brinch-Hansen

Sono state sviluppate molte distinte analisi per la definizione numerica dei coefficienti di capacità portante. Un riassunto delle ipotesi alla base di alcuni procedimenti è riassunto nella seguente immagine:



È pratica comune utilizzare l'equazione di Brinch-Hansen (1970) che esprime il valore della capacità portante sommando i contributi di attrito, coesione e carico ed aggiungendo dei coefficienti correttivi.

### 1.2.4.1 Condizioni drenate

L'espressione da adottare è la seguente:

$$q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

In cui:

$N$ : coefficienti di capacità portante (Prandtl, 1921 – Vesic 1970)

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} e^{\pi \cdot \tan \varphi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2.0 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$s$ : coefficienti di forma (Meyerhof, 1951)

$$s_\gamma = s_q = 1 + 0.1 \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + 0.2 \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \frac{B}{L}$$

$d$ : coefficienti di profondità (Brinch-Hansen, 1970 – Vesic, 1973)

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = \begin{cases} 1 + 2 \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2 \frac{D}{B} & \text{se } D \leq B \\ 1 + 2 \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2 \tan^{-1} \frac{D}{B} & \text{se } D > B \end{cases}$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$i$ : coefficienti di inclinazione del carico (Vesic, 1973)

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \text{ per H parallelo a B}$$

$$m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} \text{ per H parallelo a L}$$

$b$ : coefficienti di inclinazione della fondazione (Brinch-Hansen, 1970)

$$b_\gamma = b_q = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$g$ : coefficienti di inclinazione del piano campagna (Brinch-Hansen, 1970)

$$g_\gamma = g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$\gamma'$  è il peso di volume alleggerito ( $\gamma - \gamma_w$ ).

$q'$  è carico unitario efficace (tensione verticale efficace a lato della fondazione).

$\varphi'$  è l'angolo di resistenza al taglio in condizioni drenate, e  $c'$  la coesione efficace.

$B$  è il lato minore della fondazione.

$L$  è il lato maggiore della fondazione (necessario per definire i coefficienti di forma).

$D$  è l'approfondimento della fondazione rispetto al piano campagna.

$\alpha$  è l'angolo che il piano di posa forma con il piano orizzontale.

$\omega$  è l'angolo che il piano campagna forma con il piano orizzontale.

In sabbie sciolte, l'angolo di resistenza al taglio da utilizzare nel calcolo è quello a volume costante. In sabbie dense, sono rilevanti i fenomeni di rottura progressiva, pertanto l'angolo di resistenza al taglio da introdurre nel calcolo è quello disponibile lungo le superfici di rottura, inferiore a quello di picco. Occorre anche considerare la forma della fondazione, infatti mentre per fondazioni quadrate il meccanismo di rottura è tridimensionale, per fondazioni nastriformi il meccanismo di rottura è piano. Se il rapporto  $L/B$  è minore o uguale a 2, si può utilizzare l'angolo di resistenza al taglio determinato con una prova triassiale ( $\varphi_{tri}$ ), altrimenti si può utilizzare la seguente espressione:  $\varphi_{piano} = 1.5 \varphi_{tri} - 17^\circ$ .

#### 1.2.4.2 Condizioni non drenate

Per il caso non drenato, la formula generale si riduce alla seguente espressione ( $\varphi' = 0$ ):

$$q_{lim} = s_u \cdot N_c \cdot s_c^o \cdot d_c^o \cdot i_c^o \cdot b_c^o \cdot g_c^o + q + t_\gamma^o$$

In cui:

$N_c$ : coefficiente di capacità portante

$$N_c = \pi + 2 \cong 5,14$$

$s_c^o$ : coefficiente di forma

$$s_c^o = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$$

$d_c^o$ : coefficiente di profondità (Meyerhof, 1951 - Skempton, 1951 - Brinch-Hansen, 1961)

$$d_c^o = \begin{cases} 1 + 0.4 \frac{D}{B} & \text{se } D \leq B \\ 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B} & \text{se } D > B \end{cases}$$

$i_c^o$ : coefficiente di inclinazione del carico (Vesic, 1975)

$$i_c^o = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot s_u \cdot N_c}$$

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \text{ per H parallelo a B}$$

$$m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} \text{ per H parallelo a L}$$

$b^0$ : coefficiente di inclinazione della fondazione (Brinch-Hansen, 1971)

$$b_c^0 = 1 - \frac{2 \cdot \alpha}{2 + \pi}$$

$g^0$ : coefficiente di inclinazione del piano campagna (Vesic, 1975)

$$g_c^0 = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{2 + \pi}$$

$$t_\gamma^o = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

$$N_\gamma = -2 \cdot \omega$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

$\gamma$  è il peso di volume totale.

$q$  è carico unitario totale (tensione verticale totale a lato della fondazione).

$s_u$  è la resistenza al taglio non drenata.

$B$  è il lato minore della fondazione.

$L$  è il lato maggiore della fondazione (necessario per definire i coefficienti di forma).

$D$  è l'approfondimento della fondazione rispetto al piano campagna.

$\alpha$  è l'angolo che il piano di posa forma con il piano orizzontale.

$\omega$  è l'angolo che il piano campagna forma con il piano orizzontale.

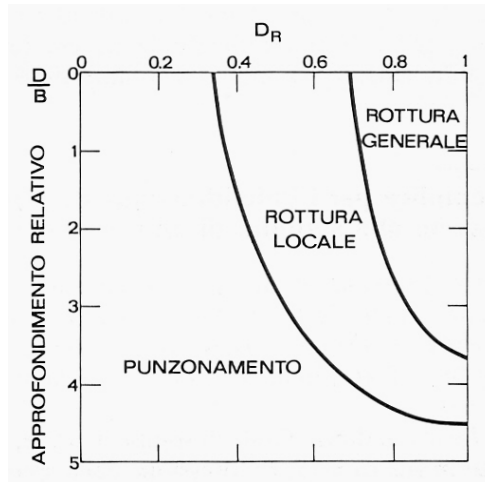
Nella scelta del valore da assegnare alla resistenza al taglio non drenata, per il calcolo della capacità portante di fondazioni dirette su depositi di argille tenere o poco sovraconsolidate, si può ricorrere all'espressione suggerita da Koutsoftas e Ladd (1985):

$$s_u = \sigma'_{v0} (0.22 \pm 0.03) OCR^{0.8}$$

In cui la tensione verticale efficace geostatica può essere valutata a metà della profondità di influenza.

### 1.2.5 Rottura per punzonamento

Questo tipo di rottura richiede una significativa variazione di volume del terreno, perciò non può verificarsi in condizioni non drenate, in cui per ipotesi il terreno è incompressibile. La verifica si applica perciò soprattutto a depositi di terreni sabbiosi sciolti. Per discriminare tra i vari casi, può essere utile fare riferimento alla seguente figura (De Beer, 1967):



Lo studio di questo fenomeno è stato approfondito da Vesic (1973), approssimando il terreno ad un mezzo elasto plastico e la rottura all'espansione di una cavità cilindrica. Il fenomeno è retto dal seguente indice di rigidezza:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma \tan \varphi'}$$

In cui:

$\varphi'$  è l'angolo di resistenza al taglio in condizioni drenate, e  $c'$  la coesione efficace.

$\sigma$  è la tensione normale media (assunta di norma pari alla tensione verticale geostatica efficace ad un approfondimento di  $B/2$  sotto il piano di posa).

$G$  è il modulo di elasticità trasversale del terreno, che può essere ricavato come segue:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \begin{cases} \text{drenato } \nu = 0.15 \\ \text{non drenato } \nu = 0.5 \Rightarrow G = \frac{E_u}{3} \end{cases}$$

In cui  $E$  è il modulo di Young e  $\nu$  è il modulo di Poisson.

Il valore di  $I_r$  calcolato va confrontato col valore critico,  $I_{r,crit}$ , definito come segue:

$$I_{r,crit} = \frac{1}{2} e^{\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L}\right) \cot\left(\frac{\pi - \varphi}{4}\right)}$$

Se  $I_r > I_{r,crit}$  si ha rottura generale, altrimenti ( $I_r < I_{r,crit}$ ) prevale la rottura per punzonamento. In questo caso, si usa la stessa espressione valida per la rottura generale, a cui si aggiungono dei coefficienti di punzonamento:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot \psi_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot \psi_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot \psi_q$$

In cui tutti i coefficienti sono già stati precedentemente definiti per il caso di rottura generale, tranne i coefficienti di punzonamento  $\psi$ :

- Per un terreno con attrito e coesione:

$$\psi_\gamma = \psi_q = e^{\left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4\right) \cdot \tan \varphi' + \frac{3.07 \cdot \sin \varphi' \cdot \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin \varphi'}\right]}$$

$$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_q \tan \varphi'}$$

- Per un terreno puramente coesivo:

$$\psi_\gamma = \psi_q = 1$$

$$\psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

### 1.2.6 Rottura locale

Questo tipo di rottura costituisce un caso intermedio fra i due precedenti, e come per il punzonamento non si verifica in condizioni non drenate, per l'ipotesi di terreno incompressibile. La capacità portante  $q_{lim}$  può essere calcolata con la stessa espressione utilizzata per la rottura generale, introducendovi però un angolo di resistenza al taglio corretto.

Secondo Terzaghi (1943), si possono correggere i parametri meccanici del terreno utilizzando la seguente espressione:

$$c' = \frac{2}{3} c'$$

$$\phi' = \tan^{-1} \left( \frac{2}{3} \tan \phi' \right)$$

Secondo Vesic (1970), si può invece scrivere:

$$r = 0.67 + D_R - 0.75 D_R^2$$

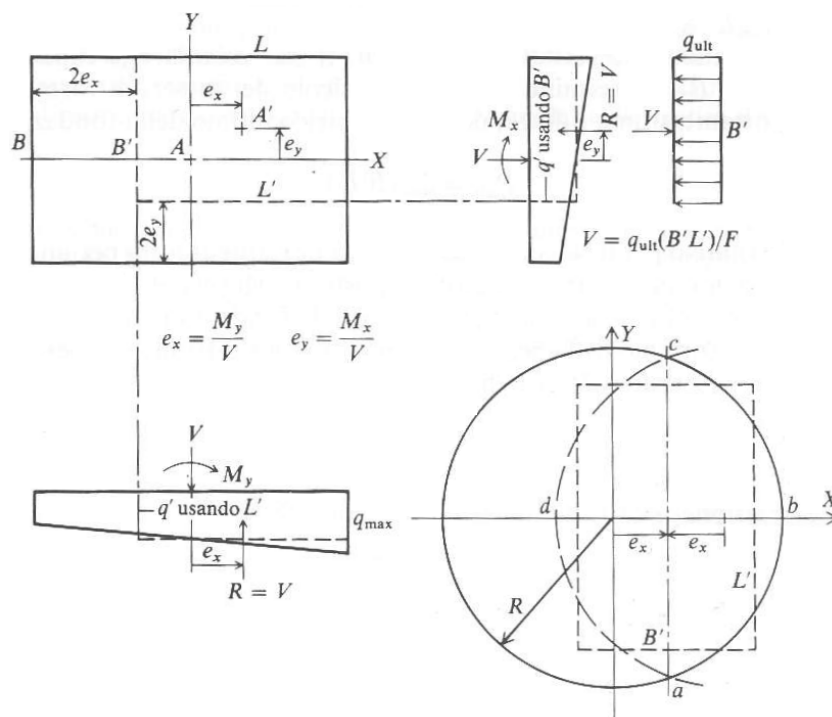
$$c' = r \cdot c'$$

$$\phi' = \tan^{-1} (r \cdot \tan \phi')$$

valida per  $D_R$  minore del 67%.

### 1.2.7 Eccentricità dei carichi

Per tener conto dell'eccentricità del carico applicato alla fondazione, Meyerhof (1953) e Brinch-Hansen (1970) suggeriscono di calcolare una dimensione ridotta della fondazione, come minima superficie rispetto alla quale il carico applicato risulta centrato (detta "area efficace"). Se l'eccentricità è presente in entrambe le direzioni, lo stesso deve valere per la riduzione. Nelle formule precedenti, si utilizzerà  $B'$ , valore ridotto, al posto di  $B$ . Lo stesso vale per la lunghezza della fondazione  $L$ .



Per una fondazione rettangolare si ha:

$$B' = B - 2 \cdot e_y$$

$$L' = L - 2 \cdot e_x$$

con  $e$  = eccentricità del carico.

Per una fondazione circolare, si calcola una fondazione rettangolare equivalente, come indicato in figura, e con le seguenti relazioni:

$$e = \frac{M_y}{V}$$

$$h = R - e$$

$$B' = 2 \cdot R - 2 \cdot e$$

$$\frac{B'}{L'} = \frac{db}{ac}$$

$$B' \cdot L' = 2 \cdot R^2 \cdot \cos^{-1} \left( \frac{R-h}{R} \right) - 2 \cdot (R-h) \cdot \sqrt{2R \cdot h - h^2}$$

In alternativa, lo stesso Meyerhof (1953) e Bowles (1988) propongono invece di applicare dei coefficienti correttivi alla capacità portante calcolata con le formule precedenti, solo nel caso in cui il rapporto  $e/B$  ricade tra 0 e 0.3:

- Per un terreno incoerente:

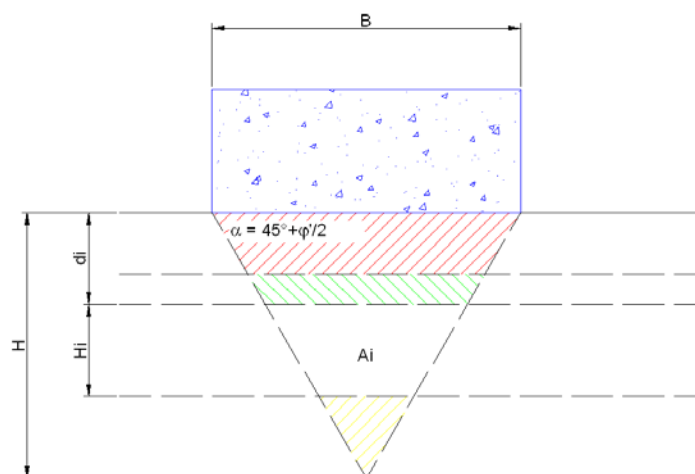
$$R_e = 1 - 2 \sqrt{\frac{e}{B}}$$

- Per un terreno coesivo:

$$R_e = 1 - 2 \frac{e}{B}$$

### 1.2.8 Terreni stratificati, presenza della falda

Le formule elencate per il calcolo della capacità portante si applicano al caso di terreno omogeneo. Nel caso in cui il terreno sia stratificato o sia presente la falda occorre ricorrere ad alcuni accorgimenti, ad esempio utilizzare dei valori medi dei parametri di resistenza del terreno, calcolati all'interno del cuneo di rottura. Si faccia riferimento all'immagine seguente:



In cui  $H$  è l'altezza del cuneo di rottura (definita dall'angolo  $\alpha$ ),  $H_i$  è l'altezza dello strato  $i$ -esimo intercettato dal cuneo di rottura,  $d_i$  è l'approfondimento dello strato  $i$ -esimo sotto il piano di posa,  $A_i$  è l'area dello strato  $i$ -esimo racchiusa dal cuneo di rottura. Si può scrivere:

$$H = \frac{1}{2} B \cdot \tan \alpha = \frac{1}{2} B \cdot \tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$A = \frac{1}{2} HB$$

$$d_i = \sum_1^{i-1} H_i$$

$$A_i = \frac{1}{2} H_i \cdot \left[ (B - 2 \cdot d_i \cdot \cot \alpha) + (B - 2 \cdot d_{i+1} \cdot \cot \alpha) \right] = H_i \cdot \left[ B - (d_i + d_{i+1}) \cdot \cot \alpha \right]$$

Con le grandezze ora definite si posso scrivere le formule utilizzate per calcolare i valori medi utilizzati nelle formule di capacità portante:

$$c_{medio} = \frac{c_1 \cdot H_1 + c_2 \cdot H_2 + \dots + c_n \cdot H_n}{H}$$

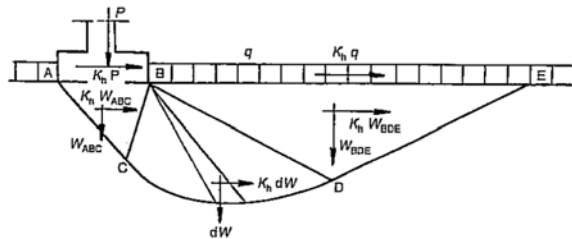
$$\varphi'_{medio} = \tan^{-1} \left( \frac{\tan(\varphi'_1) \cdot H_1 + \tan(\varphi'_2) \cdot H_2 + \dots + \tan(\varphi'_n) \cdot H_n}{H} \right)$$

$$\gamma'_{medio} = \frac{\gamma'_1 \cdot A_1 + \gamma'_2 \cdot A_2 + \dots + \gamma'_n \cdot A_n}{A}$$

Quando il livello della falda ricade al di sotto del cuneo di rottura, la sua presenza viene trascurata. Quando invece ricade al suo interno, la sua presenza viene considerata per il calcolo del peso di volume medio. Per le zone sopra la falda, viene utilizzato il peso di volume secco, per quelle al di sotto viene invece utilizzato il peso di volume alleggerito.

### 1.2.9 Condizioni sismiche

Paolucci e Pecker (1997) hanno sviluppato una formula per il calcolo della capacità portante in cui compaiono dei coefficienti legati all'inerzia del terreno.



Tali coefficienti possono essere inseriti nella formula generale di Brinch-Hansen:

$$z_q = z_\gamma = \left( 1 - \frac{k_h}{\tan \varphi'} \right)^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.32 \cdot k_h$$

In cui  $k_h$  è il coefficiente di intensità sismica orizzontale.

Questo metodo è valido se  $k_h < \tan \varphi'$ , disuguaglianza solitamente verificata, ma non sempre: con valori di  $\varphi'$  attorno ai  $20^\circ$  o meno ed alte classi di sismicità potrebbe non esserlo.

In alternativa Maugeri e Novità (2004), generalizzando il metodo delle caratteristiche alle condizioni sismiche, hanno definito tre nuovi fattori correttivi da applicare al metodo di Brinch – Hansen.

$$h_{\gamma f} = B \cdot k_h^2 + C \cdot k_h + 1.0$$

$$h_{cf} = D \cdot k_h^2 + E \cdot k_h + 1.0$$

$$h_{qf} = H \cdot k_h^2 + I \cdot k_h + 1.0$$

con :

$$B = -31.10(\tan \varphi)^3 + 86.60(\tan \varphi)^2 - 74.40 \tan \varphi + 24.80$$

$$C = 12.90(\tan \varphi)^3 - 35.07(\tan \varphi)^2 + 30.28 \tan \varphi - 12.48$$

$$D = 70.06(\tan \varphi)^3 - 173.00(\tan \varphi)^2 + 129.00 \tan \varphi - 29.61$$

$$E = 1.27 \tan \varphi - 1.07$$

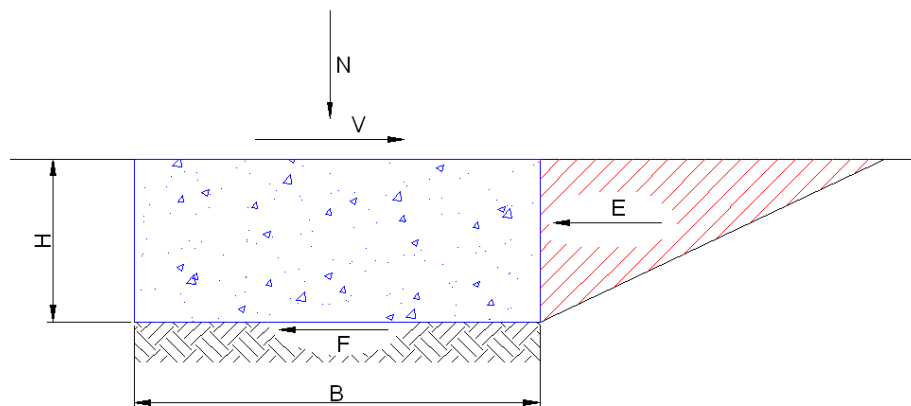
$$H = 63.96(\tan \varphi)^3 - 155.14(\tan \varphi)^2 + 116.00 \tan \varphi - 25.99$$

$$I = 4.48(\tan \varphi)^3 - 10.57(\tan \varphi)^2 + 8.50 \tan \varphi - 0.23$$

I metodi di Paolucci e Pecker (1997) e Maugeri e Novità (2004) mostrano un buon accordo dei risultati, ma il secondo ha un maggior campo di applicabilità.

### 1.2.10 Collasso per slittamento

Il collasso per slittamento è scongiurato se il contributo dell'attrito e della coesione sull'area efficace della fondazione più il contributo della resistenza passiva laterale è maggiore delle forze orizzontali sollecitanti,  $V < F + E$ .



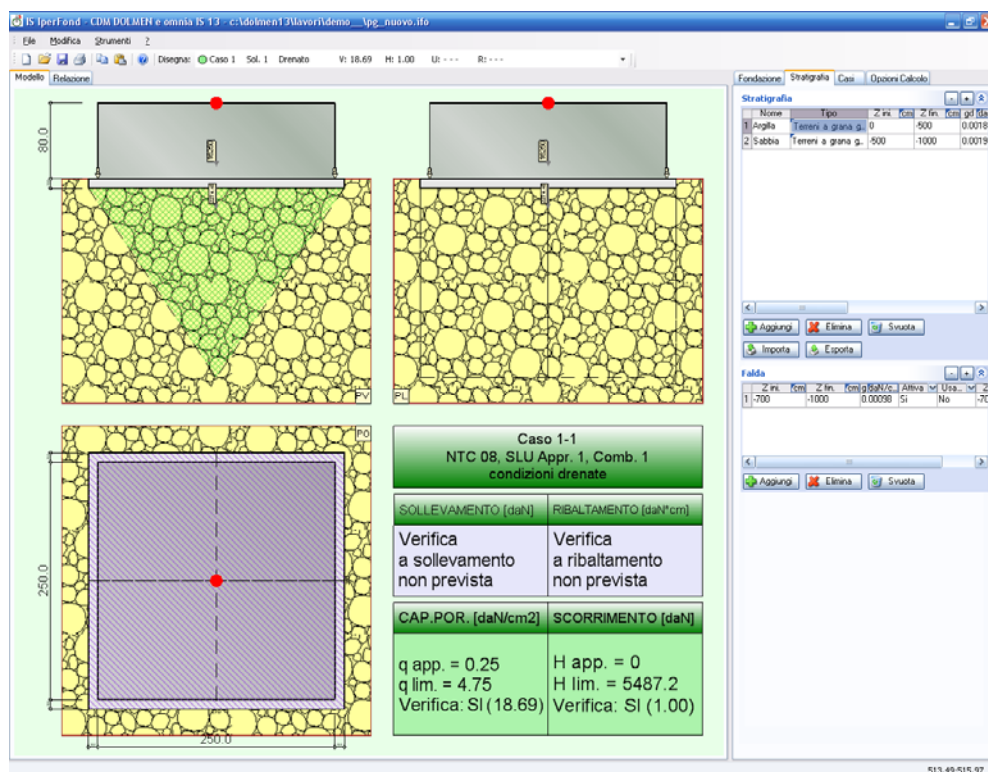
In cui  $E$  è la resistenza passiva mobilitata sull'altezza  $H$  della fondazione,  $F$  è la resistenza per attrito e/o coesione sull'area efficace della fondazione,  $V$  è lo sforzo orizzontale agente.

In condizioni drenate:  $F = c' \cdot A' + N \cdot \tan \varphi$ .

In condizioni non drenate:  $F = s_u \cdot A'$ .

### 1.3 Utilizzo del programma

L'introduzione dei dati è semplice ed immediata. L'ambiente di lavoro ha la tipica interfaccia dell'ambiente Windows® e quando **IS IperFond** viene avviato, appare una finestra come quella illustrata di seguito in Figura 3.1.



**Figura 3. 1** Pagina principale di IS IperFond

È possibile utilizzare i seguenti elementi e metodi dell'interfaccia:

- **menu a tendina (o menu principale):** è l'elemento classico dell'ambiente Windows, e dà accesso alle possibilità offerte dal programma. Sono riportate le voci: *File*, *Modifica* e *?*. Sotto la dicitura *File* si trovano i comandi relativi all'apertura e salvataggio del file (*Nuovo*, *Apri*, *Salva con nome*, *Salva* e *Esci*) ed alla creazione della relazione di calcolo (*Crea relazione*). In corrispondenza della voce *Modifica* si hanno i comandi per importare ed esportare le immagini (*Copia disegno*, *Copia modello* e *Incolla modello*). Infine da *?* si accede all'aiuto in linea: *Manuale utenti* e *Contatti*.
- **pannello laterale:** riassume le caratteristiche dei principali elementi del modello, e permette la modifica o l'introduzione diretta dei dati.
- **tasto centrale del mouse:** può essere utilizzato per muoversi agevolmente sull'area di disegno, in particolare il *doppio click* gestisce la funzione ottimizza e centra l'immagine all'interno della finestra, il *click trascinando il mouse* permette di spostare la parte dell'immagine su cui si trova il puntatore nella zona voluta della finestra e la *rotazione della rotella* consente di ingrandire e rimpicciolire il disegno a seconda della direzione della rotazione.

### 1.3.1 Caratteristiche della fondazione

Dopo aver inserito i dati inerenti il terreno e la falda si passa alla caratterizzazione della fondazione. Le informazioni richieste sono le seguenti:

**Quota base:** piano di posa della fondazione

**Altezza:** altezza della fondazione

**Peso di volume:** peso per unità di volume del materiale costituente la fondazione

**Fondazione rettangolare:**

- **Lato X:** lunghezza del lato della fondazione lungo X
- **Lato Y:** lunghezza del lato della fondazione lungo Y
- **Inclinazione:** angolo di inclinazione della base della fondazione
- **Asse di rotazione:** asse attorno al quale avviene la rotazione della fondazione

**Fondazione circolare:**

- **Diametro:** diametro della fondazione circolare

Per il sottofondo le informazioni richieste sono:

**Altezza:** spessore del magrone

**Fuoriuscita:** lunghezza della fuoriuscita laterale del magrone

**Peso di volume:** peso per unità di volume del materiale costituente il magrone di sottofondazione

The screenshot shows a software interface with a tab labeled 'Fondazione'. It contains three main sections: 'Fondazione', 'Sottofondo', and 'Punto applicazione sollecitazioni'. Each section has several input fields with units.

Fondazione	
Quota base:	0 cm
Altezza:	80 cm
Peso di volume:	0.0025 daN/cm3
<input checked="" type="radio"/> Fondazione rettangolare	
Lato X:	250 cm
Lato Y:	250 cm
Inclinazione:	0
Asse rotazione:	Nessuno
<input type="radio"/> Fondazione circolare	
Diametro:	450 cm

Sottofondo	
Altezza:	10 cm
Fuoriuscita:	10 cm
Peso di volume:	0.0024 daN/cm3

Punto applicazione sollecitazioni	
Sposta lungo X (dal centro):	0 cm
Sposta lungo Y (dal centro):	0 cm
Sposta lungo Z (dalla sommità):	0 cm

Per quanto riguarda il punto di applicazione delle sollecitazioni occorre indicare:

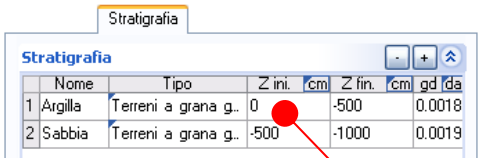
**Sposta lungo X (dal centro):** spostamento lungo l'asse X dal centro della fondazione del punto di applicazione dei carichi

**Sposta lungo Y (dal centro):** spostamento lungo l'asse Y dal centro della fondazione del punto di applicazione dei carichi

**Sposta lungo Z (dalla sommità):** spostamento lungo l'asse Z dalla sommità della fondazione del punto di applicazione dei carichi

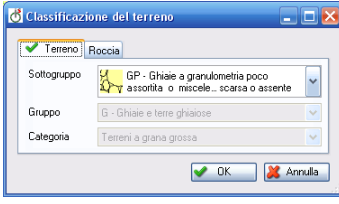
### 1.3.2 Caratteristiche della stratigrafia

Tramite il pannello laterale è possibile inserire i dati inerenti le caratteristiche della stratigrafia composta da uno o più strati e della falda eventualmente presente. Occorre indicare:

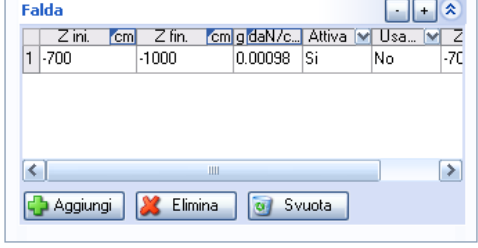


**Stratigrafia**

	Nome	Tipo	Z ini. cm	Z fin. cm	gd da
1	Argilla	Terreni a grana g..	0	-500	0.0018
2	Sabbia	Terreni a grana g..	-500	-1000	0.0019



**Nome:** nome dello strato  
**Tipo:** individuazione del sottogruppo del tipo di terreno  
**Z ini:** quota iniziale dello strato  
**Z fin:** quota finale dello strato  
**gd:** peso secco per unità di volume  
**gt:** peso saturo per unità di volume  
**c'■**: coesione efficace per verifiche in condizioni drenate  
**fi ■**: angolo di resistenza al taglio  
**G'■**: modulo di taglio in condizioni drenate  
**su ■**: resistenza al taglio non drenata  
**RQD■**: rock quality designation



**Falda**

	Z ini. cm	Z fin. cm	g daN/cm3	Attiva	Usa	Z
1	-700	-1000	0.00098	Si	No	-70

È possibile attivare la falda introducendo i seguenti valori:

**Z ini:** quota superiore a cui si trova la falda

**Z inf:** quota inferiore a cui si trova la falda

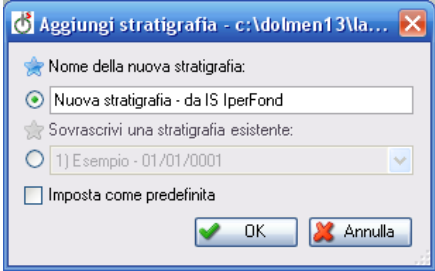
**g:** peso per unità di volume dell'acqua

**Attiva:** attiva la falda oppure no

**Usa:** stabilisce se utilizzare una precisa quota piezometrica (falda in pressione)

**Z.piez:** quota piezometrica

Tramite il tasto “Esporta” è possibile esportare la stratigrafia ed eventualmente renderla **predefinita** per successivi lavori; in alternativa posso sovrascrivere una stratigrafia già presente nell'elenco presente in DB-Strati



La stratigrafia predefinita è importata in automatico da IS IperFond nel momento in cui lancio il programma direttamente dal CAD 3D di Dolmen (ad esempio tramite il comando “Fondazioni → Capacità portante → Trave Singola”)

Il tasto “Importa” permette di importare manualmente dall'elenco di DB-Strati la stratigrafia da utilizzare.

### 1.3.3 Casi di carico


Tramite il menu “Casi” presente nel pannello laterale è possibile gestire i carichi presenti suddivisi in Casi di carico (Combinazioni).

La selezione del caso di carico governa questa sezione nel programma infatti le sollecitazioni agenti, i tipi di verifiche da eseguire, l’attivazione o meno del sisma con relativi Kh e i coefficienti di normative sulle azioni sulle caratteristiche del terreno e sulle portate sono funzione del caso selezionato.

Arrivando dall’ambiente grafico tridimensionale di Dolmen questa sezione è già compilata in modo automatico e non dovrebbe essere toccata.

Inoltre arrivando da Dolmen il peso proprio di travi e piastre è già preso in conto in automatico a monte (esclusi plinti, infatti se arrivo in IperFond selezionando un plinto vedrò il segno di spunta su “aggiungi il peso proprio” settato automaticamente)


#### Casi:

Tramite l’icona  appare un apposito menu per poter creare in modo automatico i diversi casi di carico a seconda della normativa scelta; vengono creati casi “vuoti” impostati correttamente per quel che riguarda i coefficienti di sicurezza ma da personalizzare per quel che concerne le verifiche da eseguire, le azioni e i Kh (se è un caso sismico).

#### Sollecitazioni e verifiche:

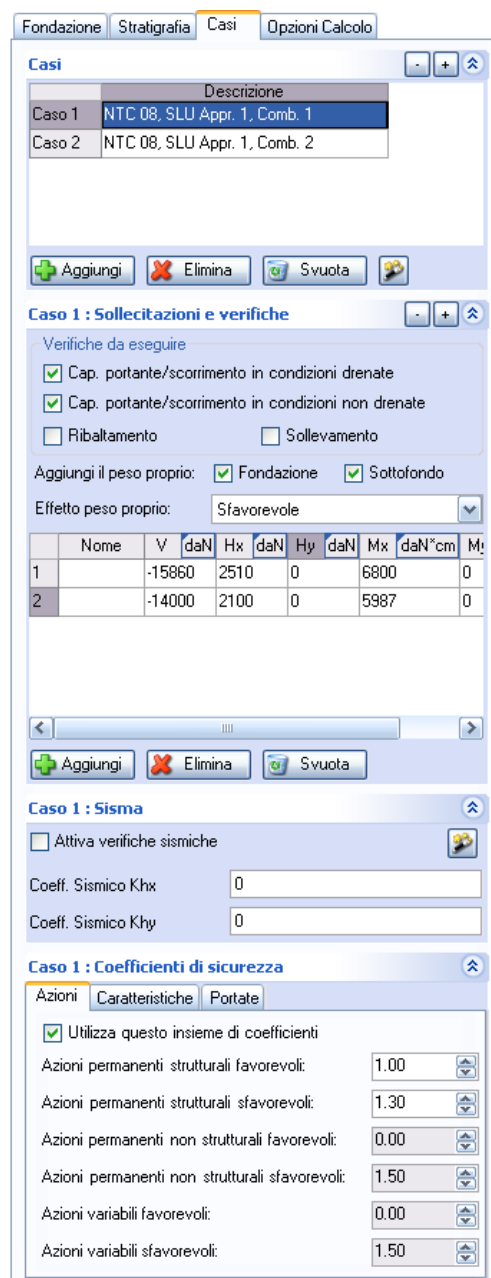
In base al caso selezionato occorre impostare che tipo di verifica eseguire e devo inserire le azioni (già amplificate e combinate a monte, IperFond utilizza esattamente le azioni che vengono inserite).

#### Sisma:

Se il caso selezionato è sismico allora occorre inserire i coefficienti sismici corretti. Per fare ciò posso avvalermi dell’ausilio del programma automatico che di avvia tramite il tasto .

#### Coefficienti di sicurezza:

Se si è creato il caso di carico in automatico allora i coefficienti qui presenti sono già corretti e sono suddivisi tra coefficienti sulle Azioni, sulle Caratteristiche di resistenza del terreno e sulle Portate. NB. Come coefficienti sulle Azioni il programma agisce solamente sul peso proprio dell’elemento se è stata attivata l’opzione di considerare in automatico il peso proprio.



	Nome	V	daN	Hx	daN	Hy	daN	Mx	daN*cm	My
1		-15860		2510		0		6800		0
2		-14000		2100		0		5987		0

Caso 1: Coefficienti di sicurezza		
Azioni	Caratteristiche	Portate
<input checked="" type="checkbox"/> Utilizza questo insieme di coefficienti		
Azioni permanenti strutturali favorevoli:		1.00
Azioni permanenti strutturali sfavorevoli:		1.30
Azioni permanenti non strutturali favorevoli:		0.00
Azioni permanenti non strutturali sfavorevoli:		1.50
Azioni variabili favorevoli:		0.00
Azioni variabili sfavorevoli:		1.50

### 1.3.4 Opzioni di calcolo

Nella sezione “Opzioni Calcolo” è possibile impostare alcune opzioni per l’analisi, visualizzare e modificare le teorie applicate ai diversi fattori di capacità portate, modificare i parametri per la resistenza a scorrimento.

#### Opzioni di calcolo generali:

Qui si può modificare l’inclinazione lungo X e lungo Y del piano di campagna e opzionalmente azzerare il sovraccarico laterale

#### Fattori di capacità portante:

A seconda della tipologia di terreno che il programma trova al suo avvio vengono settati i fattori di capacità portante secondo le classiche formulazioni di “Hansen & Vesic” se trova terreni coesivi o non coesivi e “metodo Roccia” se trova appunto un terreno etichettato come sottogruppo Roccia.

I tasti Wizard presenti in calce settano in automatico tutti i fattori a seconda dell’autore scelto ma in ogni momento è possibile personalizzare ogni singolo fattore secondo autori a scelta presenti nell’elenco.

#### Resistenza a scorrimenti:

Vengono proposti i valori classici da letterature per quel che concerne la resistenza a scorrimento; sono parametri liberi che possono essere modificati a piacere.

### 1.3.5 Risultati del calcolo

Ultimato l’inserimento dei dati si possono visualizzare i risultati, ossia il carico limite ed il fattore di sicurezza, ottenuto dal rapporto tra il carico massimo sopportabile e la pressione applicata. Viene, inoltre, indicato se la verifica in condizioni drenate ed in condizioni non drenate è verificata. Questi risultati vengono riportati sull’immagine principale al di sotto della rappresentazione della fondazione.

A monitor viene mostrato il caso di carico selezionato e nell’elenco in alto, a destra della scritta “Disegna:”, sono visualizzati tutti i casi con relativi fattori di sicurezza.

Disegna:	Caso 1	Sol. 1	Drenato	V: 8,35	H: 4,23	U: ---	R: ---
	Caso 1	Sol. 1	Drenato	V: 8,35	H: 4,23	U: ---	R: ---
	Caso 1	Sol. 1	Non Drenato	V: 9,92	H: 9,69	U: ---	R: ---
	Caso 1	Sol. 2	Drenato	V: 9,04	H: 4,79	U: ---	R: ---
	Caso 1	Sol. 2	Non Drenato	V: 10,58	H: 11,65	U: ---	R: ---
	Caso 2	Sol. 1	Drenato	V: 7,80	H: 1,00	U: ---	R: ---
	Caso 2	Sol. 1	Non Drenato	V: 10,26	H: 1,00	U: ---	R: ---

Si può, quindi, passare alla fase di creazione della relazione di calcolo accedendo dal menu principale alle voci *File* e *Crea relazione*. **IS IperFond** crea una relazione di calcolo sintetica, ma estremamente completa, in diversi formati. Nella relazione viene mostrata l’immagine del caso peggiore, sono riportati i dati introdotti, inerenti le tensioni applicate e le caratteristiche del terreno e della fondazione, ed i risultati ottenuti per tutti i casi di carico inseriti.