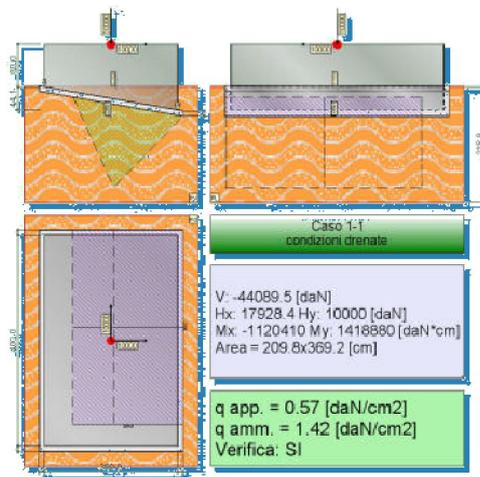


IS ProGeo

Versione 12



MANUALE UTENTE

Indice

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | IS CEDOEDO | 4 |
| 1.1 | Introduzione | 4 |
| 1.2 | Teoria | 4 |
| 1.2.1 | Prove edometriche | 4 |
| 1.2.1.1 | Preconsolidazione | 5 |
| 1.2.1.2 | Compressibilità | 5 |
| 1.2.2 | Calcolo della tensione verticale | 7 |
| 1.2.2.1 | Calcolo dell'incremento di pressione dovuto al carico | 7 |
| 1.2.2.2 | Calcolo della pressione geostatica e del carico unitario netto | 8 |
| 1.2.3 | Calcolo del cedimento | 8 |
| 1.3 | Utilizzo del programma | 8 |
| 1.4 | Inserimento dei dati | 9 |
| 1.5 | Scelta del metodo di calcolo | 10 |
| 1.6 | Risultati del calcolo | 10 |
| 2 | IS CEDOGRAN | 11 |
| 2.1 | Introduzione | 11 |
| 2.2 | Teoria | 11 |
| 2.2.1 | Metodo di Burland e Burbidge (1985) | 11 |
| 2.2.2 | Metodo di Schmertmann (1970, 1978) | 12 |
| 2.2.3 | Metodo di Berardi e Lancellotta (1991) | 14 |
| 2.3 | Utilizzo del programma | 15 |
| 2.3.1 | Caratteristiche del terreno | 16 |
| 2.3.2 | Dati prove penetrometriche | 17 |
| 2.3.3 | Caratteristiche della fondazione e sollecitazioni | 17 |
| 2.3.4 | Scelta del metodo di calcolo | 17 |
| 2.3.5 | Risultati del calcolo | 18 |
| 3 | IS SUPERFOND | 19 |
| 3.1 | Introduzione | 19 |
| 3.2 | Teoria | 19 |
| 3.2.1 | Capacità portante delle fondazioni dirette | 19 |
| 3.2.2 | Condizioni drenate | 19 |
| 3.2.3 | Condizioni non drenate | 20 |
| 3.2.4 | Rottura generale - la formula di Brinch-Hansen | 20 |
| 3.2.4.1 | Condizioni drenate | 21 |
| 3.2.4.2 | Condizioni non drenate | 22 |

| | | |
|------------|--|-----------|
| 3.2.5 | Rottura per punzonamento | 23 |
| 3.2.6 | Rottura locale | 25 |
| 3.2.7 | Eccentricità dei carichi | 25 |
| 3.2.8 | Terreni stratificati, presenza della falda | 26 |
| 3.2.9 | Condizioni sismiche | 27 |
| 3.2.10 | Collasso per slittamento | 28 |
| 3.3 | Utilizzo del programma | 29 |
| 3.3.1 | Caratteristiche del terreno | 29 |
| 3.3.2 | Caratteristiche della fondazione | 30 |
| 3.3.3 | Scelta del metodo di calcolo | 30 |
| 3.3.4 | Risultati del calcolo | 31 |
| 4 | IS PALIELAS | 32 |
| 4.1 | Introduzione | 32 |
| 4.2 | Teoria | 32 |
| 4.3 | Utilizzo del programma | 34 |
| 4.3.1 | Inserimento dati | 35 |
| 4.3.2 | Risultato calcoli | 35 |
| 5 | IS PALISOL | 36 |
| 5.1 | Introduzione | 36 |
| 5.2 | Teoria | 36 |
| 5.3 | Utilizzo del programma | 38 |
| 5.3.1 | Inserimento dati | 39 |
| 5.3.2 | Risultato calcoli | 40 |
| 6 | IS SPINTAMURO | 41 |
| 6.1 | Introduzione | 41 |
| 6.2 | Teoria | 41 |
| 6.3 | Utilizzo del programma | 42 |
| 6.3.1 | Inserimento caratteristiche del muro | 43 |
| 6.3.2 | Inserimento caratteristiche del terreno | 43 |
| 6.3.3 | Scelta del metodo di calcolo | 43 |
| 6.3.4 | Risultati del calcolo | 44 |
| 7 | BIBLIOGRAFIA | 44 |

1 IS CeddoEdo

1.1 Introduzione

IS CeddoEdo è il modulo per il calcolo dei cedimenti edometrici.

Il programma segue il metodo monodimensionale proposto da Terzaghi (1943), utilizzato soprattutto nel caso di terreni coesivi. Per le argille tenere si ottiene il cedimento di consolidazione, mentre quello immediato è un ulteriore 10% di questa stima. Nel caso di argille consistenti si ottiene il cedimento totale e quello immediato risulta compreso tra 1/3 e 2/3 del valore stimato.

Viene considerata una fondazione di impronta rettangolare avente dimensioni da assegnare e carico uniformemente distribuito; quindi il programma valuta i cedimenti edometrici in un terreno la cui stratigrafia è definita dall'utente.

Il calcolo può essere effettuato utilizzando il coefficiente di compressibilità del terreno oppure gli indici o i rapporti di compressione e di ricomprensione.

1.2 Teoria

Per valutare i cedimenti di fondazioni in terreni coesivi si ricorre usualmente al metodo monodimensionale di Terzaghi (1943), che consiste nel suddividere il cuneo di terreno interessato dall'incremento di carico in una serie di strisce, nel calcolare la deformazione verticale al centro di ogni striscia, ed infine del sommare i valori così ottenuti per ottenere il cedimento totale.

Questo approccio, di natura prevalentemente empirica, è caratterizzato da una notevole semplicità di impiego e da un'elevata affidabilità, tanto da essere largamente diffuso nella pratica.

Il procedimento si articola principalmente in due fasi, la valutazione delle tensioni verticali indotte al di sotto della fondazione, ed il calcolo del cedimento alle varie quote con riferimento ai parametri di deformabilità del terreno ricavati da prove edometriche.

L'intera procedura può essere riassunta in forma schematica come segue:

- si calcola il valore del "carico unitario netto" $q(z)$, come differenza fra l'incremento di tensione verticale dovuto alla fondazione alla generica quota z e la tensione geostatica corrispondente alla quota di imposta della stessa. Il valore numerico di $q(z)$ è lo stesso sia in tensioni efficaci che in tensioni totali.
- si divide il volume di terreno interessato dalla compressione, dovuta alla fondazione, in una serie di "strisce" di altezza h_i .
- In mezzeria di ciascuna striscia, date le caratteristiche di deformabilità del terreno (ricavate in condizioni monodimensionali, edometriche), il valore della tensione efficace geostatica e di quella di preconsolidazione, si calcola la deformazione corrispondente ad un incremento di carico pari a $q(z)$.
- La deformazione ottenuta al centro di ciascuna striscia viene moltiplicata per l'altezza della stessa per ottenere il valore del cedimento corrispondente.
- Si sommano i cedimenti di tutte le strisce considerate per ottenere il cedimento totale.

1.2.1 Prove edometriche

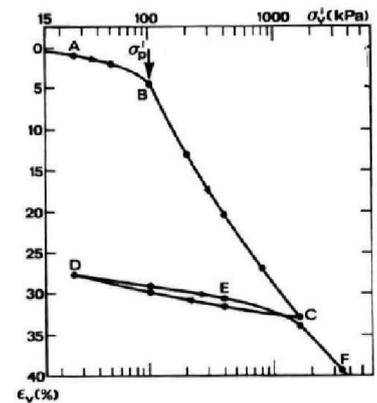
Una prova edometrica consiste nella riproduzione in ambiente controllato delle condizioni di consolidazione monodimensionale. Un provino di terreno, di dimensioni contenute, è contenuto da un anello rigido che ne impedisce le deformazioni laterali, e confinato superiormente ed inferiormente fra due pietre porose. Vengono applicati degli incrementi di carico verticali con progressione geometrica, attendendo il raggiungimento della tensione di consolidazione fra un gradino ed il successivo. Soprattutto nel caso di terreni scarsamente permeabili, lo sviluppo delle

deformazioni conseguenti all'incremento di carico richiede un tempo considerevole, di solito non inferiore alle 24 ore, durante le quali si misura l'evoluzione delle deformazioni verticali. Le curve tracciate descrivono l'andamento dei cedimenti nel tempo, in genere sono distinte in due tratti, corrispondenti al processo di consolidazione primaria (espulsione dell'acqua dai pori) e secondaria.

La curva sforzi – deformazioni complessiva del provino, cioè riassuntiva dei risultati ottenuti per tutti i gradini di carico, è costruita considerando la deformazione corrispondente al solo cedimento primario.

Genericamente, in tale curva si distinguono diversi tratti caratteristici del comportamento meccanico dei terreni:

- Un tratto di ricompressione, caratterizzato da modesta compressibilità e comportamento elastico non lineare (tratto AB in figura).
- Un tratto di compressione, caratterizzato da compressibilità notevolmente maggiore e comportamento prevalentemente plastico (tratto BC in figura).
- Eventuali tratti di scarico – ricarico, evidenti solo se durante la prova si è proceduto ad eseguire una sequenza di gradini con carichi via via decrescenti (tratto CD e DE in figura).



1.2.1.1 Preconsolidazione

Un'importante indicazione del comportamento del terreno, ricavabile dalla curva sforzi – deformazioni precedentemente descritta, consiste nel valore della pressione di preconsolidazione σ'_p , corrispondente al livello di tensione verticale a cui si registra un netto cambiamento nel comportamento del terreno.

Il raggiungimento di σ'_p segna il passaggio dal campo delle “piccole” deformazioni a quello di deformazioni decisamente maggiori e di natura prevalentemente plastica, perciò la corretta stima del valore di σ'_p e della situazione iniziale del terreno (σ'_{v0}), ha grande influenza sulla previsione dei cedimenti che può sviluppare una struttura.

Confrontando il valore di σ'_p con la tensione verticale efficace attualmente presente σ'_{v0} , è possibile definire il grado di sovraconsolidazione del terreno, definito come:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$$

Un terreno si dice sovraconsolidato se il valore di OCR che gli compete è maggiore di 1, mentre un valore pari all'unità indica che il terreno è normalconsolidato.

1.2.1.2 Compressibilità

La curva sforzi deformazioni complessiva mette in luce il legame fra la tensione verticale imposta al provino, nei vari gradini di carico, e la deformazione verticale, stimata come variazione di altezza rispetto al valore iniziale. Spesso a quest'ultima grandezza si sostituisce la variazione dell'indice dei vuoti, cui è legata da una relazione semplice per via del fatto che le deformazioni laterali sono impedito.

Considerando che l'indice dei vuoti è definito dal rapporto fra il volume dei vuoti (acqua + aria), rispetto a quello della fase solida, si ottengono le seguenti relazioni:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta H}{H_0}$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} \Rightarrow V_s = \frac{V}{1+e}$$

$$\Delta e = \frac{\Delta V_v}{V_s} = (1+e_0) \frac{H-H_0}{H_0} = (1+e_0) \frac{-\Delta H}{H_0} \Rightarrow \frac{\Delta H}{H_0} = -\frac{\Delta e}{1+e_0}$$

$$\varepsilon_v = \frac{e_0 - e}{1+e_0}$$

Il rapporto fra sforzi e deformazioni, nel piano $\varepsilon_v - \sigma'_v$, può essere espresso nei modi seguenti:

- coefficiente di compressibilità $m_v = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \sigma'_v}$
- indice di compressibilità $a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v}$
- modulo di deformazione edometrica $M = \frac{1}{m_v} = \frac{\Delta \sigma'_v}{\Delta \varepsilon_v}$

Il valore di m_v dipende da σ'_v , perché il legame sforzi deformazioni non è lineare. Per questo motivo, per il calcolo della deformazione, è necessario utilizzare il valore di m_v corrispondente al livello tensionale raggiunto.

Una notevole semplificazione si ottiene riportando la curva sforzi deformazioni in un piano semilogaritmico ($\varepsilon_v - \log \sigma'_v$ oppure $e - \log \sigma'_v$), in cui si evidenzia come il tratto precedente al raggiungimento della σ'_p (ricomprensione) e quello successivo (compressione) siano approssimabili con due segmenti rettilinei, di cui è possibile misurare l'inclinazione. Analogamente è possibile procedere per i tratti di scarico e ricarico (rigonfiamento).

Si definiscono in tal modo il seguenti parametri, nel piano $e - \log \sigma'_v$:

- indice di ricomprensione $c_r = \frac{-\Delta e}{\Delta \log(\sigma'_v)}$
- indice di compressione $c_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \log(\sigma'_v)}$
- indice di rigonfiamento $c_s = \frac{-\Delta e}{\Delta \log(\sigma'_v)}$

ed i seguenti, nel piano $\varepsilon_v - \log \sigma'_v$:

- rapporto di ricomprensione $RR = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log(\sigma'_v)} = \frac{c_r}{1+e_0}$
- rapporto di compressione $CR = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log(\sigma'_v)} = \frac{c_c}{1+e_0}$

- rapporto di rigonfiamento $SR = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log(\sigma'_v)} = \frac{c_s}{1 + e_0}$

Diversamente da m_v , il cui valore ha validità locale, cioè in un ristretto intorno del valore tensionale per cui è calcolato, per via dell'andamento marcatamente non lineare della curva sforzi deformazioni nel piano $\varepsilon_v - \sigma'_v$, il valore degli "indici" e dei "rapporti" può essere assunto costante per significativi intervalli di tensione. Questo semplifica il calcolo delle deformazione conseguente ad un incremento di tensione imposto. Si possono ancora ricavare le seguenti relazioni:

$$m_v = \frac{d\varepsilon_v}{d\sigma'_v} = \frac{d\varepsilon_v}{d(\log \sigma'_v)} \frac{d(\log \sigma'_v)}{d\sigma'_v} = CR \frac{d(\log \sigma'_v)}{d\sigma'_v} = CR \frac{d\left(\frac{\ln \sigma'_v}{\ln 10}\right)}{d\sigma'_v} =$$

$$= \frac{CR}{2.3} \frac{1}{\sigma'_v} \frac{d\sigma'_v}{d\sigma'_v} = 0.435 \frac{CR}{\sigma'_v} = 0.435 \frac{c_c}{\sigma'_v(1 + e_0)}$$

1.2.2 Calcolo della tensione verticale

1.2.2.1 Calcolo dell'incremento di pressione dovuto al carico

Il calcolo dell'incremento di tensione verticale dovuta ad una fondazione rettangolare viene eseguito ricorrendo alla teoria dell'elasticità, con riferimento alla soluzione data da Boussinesq (1885).

In particolare, è possibile ricavare il valore della tensione verticale, indotta al di sotto di uno spigolo di un'area di carico rettangolare caricata uniformemente, facendo riferimento alla formula seguente:

$$\sigma_{q,z} = \frac{q}{2\pi} \left[\operatorname{arctg} \left(\frac{ab}{z\sqrt{a^2 + b^2 + z^2}} \right) + \left(\frac{1}{a^2 + z^2} + \frac{1}{b^2 + z^2} \right) \frac{abz}{\sqrt{a^2 + b^2 + z^2}} \right]$$

a, b con $a < b$, sono le dimensioni della piastra di carico

q è il valore del carico distribuito

Facendo ricorso alla sovrapposizione degli effetti, è possibile valutare la tensione verticale al di sotto di un punto qualunque della fondazione.

Nel caso di fondazione circolare, si ricorre alla seguente formulazione:

$$\sigma_{q,z} = q \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2} \right)^{\frac{3}{2}} \right]$$

R è il raggio della piastra di carico

q è il valore del carico distribuito

In entrambi i casi (fondazione rettangolare o circolare), il programma valuta l'incremento di carico lungo la verticale al centro della fondazione, cioè nella posizione più sfavorevole.

1.2.2.2 Calcolo della pressione geostatica e del carico unitario netto

Il calcolo della tensione verticale geostatica totale alla quota z viene eseguito sommando i pesi di volume degli strati di terreno sovrastanti. Viene sempre utilizzato il peso di volume secco del terreno, salvo per i tratti sotto falda, per cui si utilizza il peso di volume del terreno saturo. La pressione verticale geostatica efficace è ottenuta sottraendo la pressione idrostatica dalla pressione verticale geostatica totale.

Il carico unitario netto, cioè l'aumento di tensione verticale efficace, è definito come la differenza fra l'incremento di pressione alla quota z , dovuto al carico, e la pressione verticale geostatica efficace alla quota di imposta del carico (piano di posa della fondazione).

$$q'(z) = \sigma'_{q,z} - \sigma'_{v0,zfond}$$

La tensione verticale di preconsolidazione, è calcolata moltiplicando la tensione verticale efficace geostatica per il grado di preconsolidazione (OCR) del terreno.

1.2.3 Calcolo del cedimento

Per un strato di terreno di modesto spessore, in cui siano noti la tensione geostatica attuale σ'_{v0} , il valore di OCR (e quindi di σ'_p), ed i parametri di deformabilità, (indici o rapporti di compressione), è possibile calcolare la variazione di altezza conseguente all'applicazione di un sovraccarico verticale $\Delta\sigma'_v$ distinguendo fra i tre seguenti casi:

- Strato sovraconsolidato per cui $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v \leq \sigma'_p$

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}$$

- Strato sovraconsolidato per cui $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v > \sigma'_p$

$$\Delta H = H_0 \left(RR \cdot \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_p} \right)$$

- Strato normalconsolidato $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}$$

Il cedimento totale di uno strato è dato dalla sommatoria degli abbassamenti degli "straterelli" in cui è suddiviso.

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 CedoEdo** viene avviato, appare una finestra come quella illustrata di seguito in Figura 1.1.

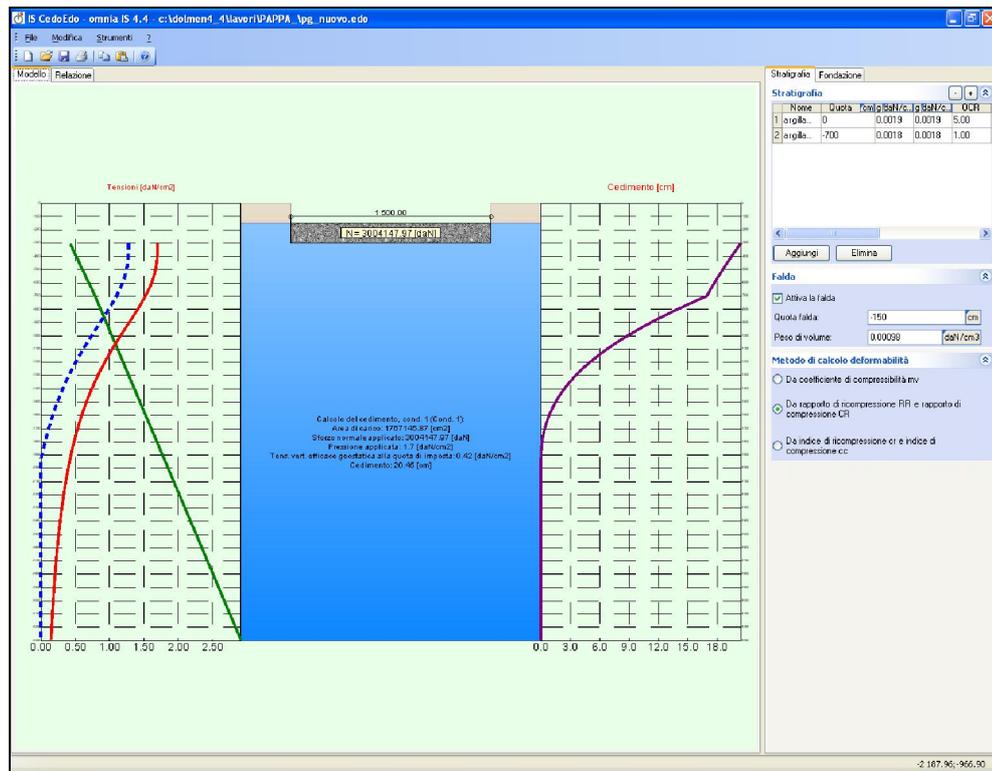


Figura 1. 1 Pagina principale di IS Ceddo Edo

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* 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*). 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.

1.4 Inserimento dei dati

Fondazione

Quota piano posa: cm

Fondazione rettangolare

Base: cm

Lunghezza: cm

Fondazione circolare

Raggio: cm

Sollecitazioni:

| Nome | N (daN) |
|-----------|------------|
| 1 Cond. 1 | 3004147.97 |
| 2 Cond. 2 | 213213 |
| 3 Cond. 3 | 25636612 |

Per quanto riguarda l'inserimento dei dati occorre indicare il numero di stati presenti e per ciascuno di essi fornire una breve descrizione, il peso per unità di volume secco e saturo, il grado di sovraconsolidazione OCR. Se è presente la falda bisogna spuntare la casella accanto alla scritta "Falda attiva alla quota:" ed indicare accanto la quota corrispondente. Sempre nel pannello laterale, si trova la parte dedicata alla fondazione ed al carico, di cui occorre indicare:

Quota piano di posa: quota a cui si trova la base della fondazione

Tipo e dimensioni della fondazione.

Nome della condizione di carico.

Forza verticale della condizione di carico (N): entità della tensione normale

1.5 Scelta del metodo di calcolo

Per scegliere il metodo con cui effettuare il calcolo bisogna spuntare la casella accanto ad una delle tre proposte:

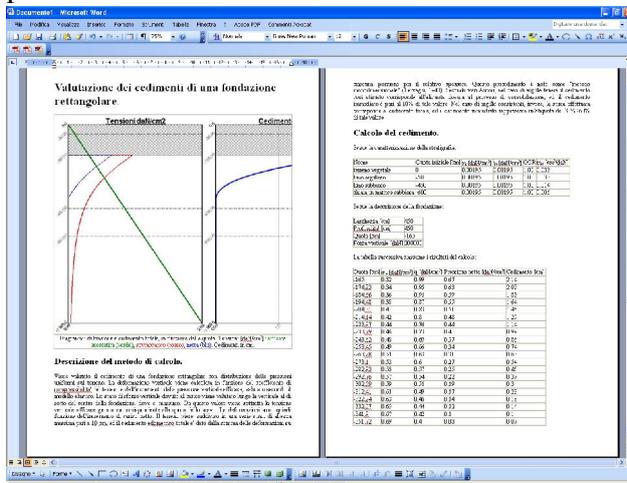
1. Da coefficiente di compressibilità m_v
2. Da rapporto di ricompressione RR e rapporto di compressione CR
3. Da indice di ricompressione c_r ed indice di compressione c_c



Nel primo caso si assume che la compressibilità del terreno sia indipendente dallo stato tensionale, ipotesi che nella maggiorparte dei casi conduce ad un'eccessiva approssimazione nei risultati, se non si sceglie opportunamente il valore tenendo conto dell'intervallo tensionale significativo per il problema in esame. Le scelte restanti valutano invece la compressibilità del terreno in funzione dello stato tensionale, utilizzando gli "indici" o "rapporti" di compressione.

1.6 Risultati del calcolo

Ultimato l'inserimento dei dati si possono visualizzare i risultati, ossia i cedimenti edometrici della fondazione superficiale. Questi vengono rappresentati sull'immagine principale in funzione della profondità accanto all'andamento delle tensioni.



Si può, quindi, passare alla fase di creazione della relazione accedendo dal menu principale alle voci *File* e *Crea relazione*. **IS CedoEdo** crea una relazione di calcolo sintetica, ma estremamente completa, in formato HTML (.html). Nella relazione sono riportati i dati introdotti ed i risultati ottenuti.

2 IS CedoGran

2.1 Introduzione

IS CedoGran è il modulo per il calcolo dei cedimenti di fondazioni superficiali su terreni sabbiosi usando le correlazioni di Burland e Burbidge, di Schmertmann e di Berardi e Lancellotta.

Poiché non è possibile prelevare campioni indisturbati di terreni granulari, su cui eseguire prove di laboratorio, si ricorre ai risultati di indagini eseguite in sito, in particolare di prove penetrometriche dinamiche S.P.T. o di prove penetrometriche statiche C.P.T.

2.2 Teoria

2.2.1 Metodo di Burland e Burbidge (1985)

Tale metodo è ritenuto uno dei più affidabili poiché si basa sullo studio statistico di oltre 200 casi che hanno permesso di correlare un indice di compressibilità I_c al numero di colpi N_{SPT} (ricavato da prove penetrometriche dinamiche). Il cedimento viene valutato moltiplicando il carico applicato per lo spessore della zona di influenza e per l'indice di compressibilità del terreno:

$$s = q' \cdot B^{0.7} \cdot I_c$$

q' = carico uniformemente ripartito in superficie

$B^{0.7}$ = profondità di influenza dei cedimenti, con B = larghezza della fondazione

I_c = indice di compressibilità

Secondo gli Autori, l'espressione da utilizzare per il calcolo dell'indice di compressibilità è la seguente:

$$I_c = \frac{1.7}{N_{SPT}^{1.4}}$$

L'espressione generale, da applicare nel caso di una fondazione quadrata, assume forme diverse secondo che il terreno sia normalconsolidato oppure sovraconsolidato. Assumendo che la compressibilità nel tratto di ricarico sia pari ad un terzo di quella vergine, si hanno i seguenti casi:

- Terreno virtualmente normalconsolidato, per cui $q' \leq \sigma'_{v0}$ (solo tratto “verGINE”):

$$s = q' \cdot B^{0.7} \cdot I_c$$

- Terreno virtualmente normalconsolidato, per cui $q' > \sigma'_{v0}$ (tratto “di ricarico” e “verGINE”):

$$s = \sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c$$

- Terreno sovraconsolidato per cui $q' \leq \sigma'_{vp}$ (solo tratto “di ricarico”):

$$s = q' \cdot B^{0.7} \frac{I_c}{3}$$

- Terreno sovraconsolidato per cui $q' > \sigma'_{vp}$ (tratto “di ricarico” e “verGINE”)

$$s = \sigma'_{vp} \cdot B^{0.7} \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{vp}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c$$

Il numero di colpi N_{SPT} che compare nell'espressione dell'indice di compressibilità, è la media aritmetica dei valori compresi in una profondità di influenza z_I , ricavabile in funzione della larghezza della base della fondazione, tramite il grafico riportato in Figura 2.1, se N_{SPT} è costante o aumenta con la profondità.

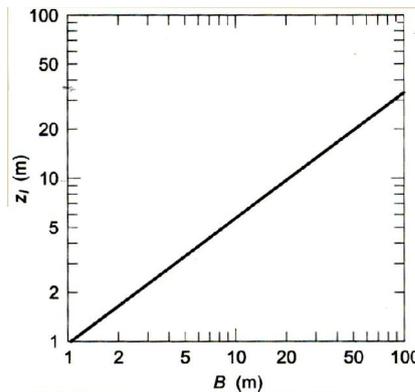


Figura 2. 1 Profondità di influenza (Burland e Burbidge, 1985)

Nel caso in cui, invece, il valore di N_{SPT} diminuisca con la profondità si dovrà assumere z_I pari a $2B$. Nel caso di sabbie fini o limose sotto falda, è opportuno correggere il valore di N_{SPT} di calcolo secondo l'espressione $N = 15 + \frac{N-15}{2}$, se $N > 15$ (Terzaghi e Peck, 1948).

Il valore del cedimento calcolato deve ancora essere corretto tramite tre fattori:

- f_s : la formula generale vale per fondazioni quadrate, nel caso di fondazioni rettangolari si applica il seguente coefficiente (con $L/B > 1$):

$$f_s = \left(\frac{\frac{1.25L}{B}}{\frac{L}{B} + 0.25} \right)^2 > 1$$

- f_H : se lo spessore H dello stato comprimibile è inferiore alla profondità di influenza z_I , si applica il seguente coefficiente (con $z_I/H > 1$):

$$f_H = \frac{H}{z_I} \left(2 - \frac{H}{z_I} \right) < 1$$

- f_t : tiene conto degli effetti differiti del tempo, gli autori suggeriscono di stimare il cedimento corrispondente ad un periodo t maggiore di 3 anni:

$$f_t = 1 + R_3 + R \log \left(\frac{t}{3} \right)$$

in cui i valori di R ed R_3 dipendono dalla natura dei carichi applicati (statici o ciclici).

Lo studio statistico svolto dagli Autori presenta una certa dispersione, dovuta in parte al fatto che è impossibile descrivere la compressibilità delle sabbie col solo ausilio di una prova SPT, e soprattutto al fatto che i depositi sabbiosi sono caratterizzati da una certa variabilità spaziale. Per questo motivo, il risultato del calcolo può essere assunto come valore medio, mentre il cedimento massimo può essere assunto 1.5 volte maggiore.

2.2.2 Metodo di Schmertmann (1970, 1978)

Questo metodo necessita dei risultati delle prove penetrometriche statiche C.P.T. e si basa sull'assunzione, dimostrata da analisi teoriche non lineari e da misure di spostamenti effettuate a

diverse profondità, che l'andamento della deformazione lungo la verticale baricentrica sia simile a quella della teoria dell'elasticità. Si ha quindi:

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta q}{E} I_z$$

In cui:

z : profondità generica

E : modulo elastico del terreno, pari a 2.5 volte la resistenza alla punta q_c (ricavata dal penetrometro statico) nel caso assialsimmetrico (fondazione circolare) e 3.5 volte q_c in condizioni di deformazione piana (fondazione nastriforme).

Δq : carico unitario netto, dato dalla differenza tra la pressione esercitata alla base della fondazione e la pressione verticale geostatica alla quota del piano di posa.

I_z : coefficiente di influenza, ricavabile in base al grafico in Figura 2.2, e variabile con la quota.

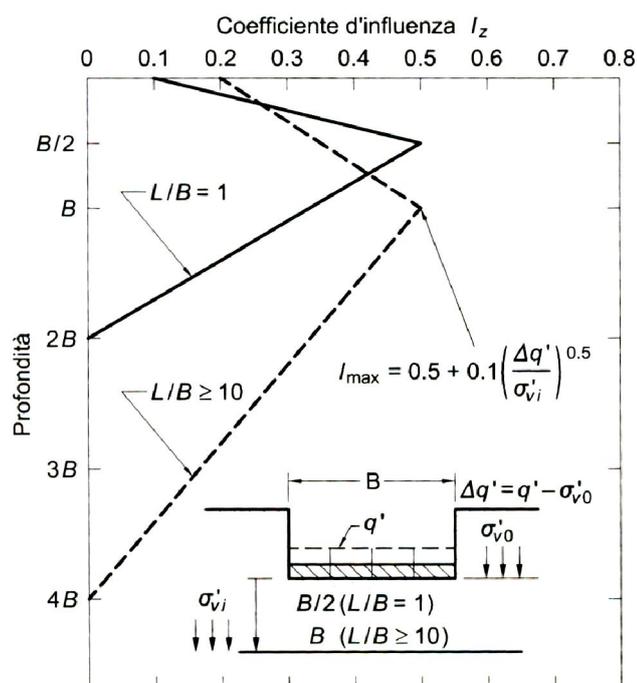


Figura 2. 2 Coefficiente di influenza per il calcolo dei cedimenti (Schmertmann, 1978)

All'interno della profondità di influenza, il terreno viene suddiviso in strati di modesto spessore, al centro dei quali vengono valutate la tensione verticale efficace, la resistenza alla punta e quindi il coefficiente di influenza. L'equazione per il calcolo del cedimento totale assume la forma di una sommatoria lungo questi "straterelli", secondo la seguente espressione:

$$s = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q' \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E} \right)_i \Delta z_i$$

In cui:

$\Delta q'$: carico unitario netto = $q' - \sigma'_{v0}$

Δz_i : spessore dell'i-esimo strato

C_1 e C_2 : coefficienti correttivi che tengono conto della profondità del piano di posa della fondazione e delle deformazioni differite nel tempo:

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} \right) \geq 0.5$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{t}{0.1} \right)$$

Per i depositi di sabbie sovraconsolidate, il metodo illustrato da risultati molto conservativi, perché il modulo elastico del terreno può essere notevolmente superiore a quello suggerito dagli Autori. Per questo motivo, si può assumere un cedimento pari alla metà di quello calcolato, ottenendo peraltro un valore ancora conservativo.

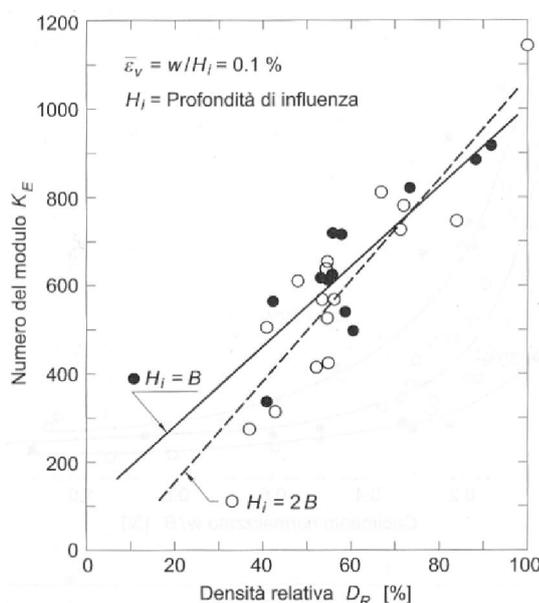
2.2.3 Metodo di Berardi e Lancellotta (1991)

Berardi e Lancellotta hanno osservato che il metodo di calcolo proposto da Burland e Burbidge (1985), assume che l'indice di compressibilità sia indipendente dallo stato di sforzo e deformativo del terreno. Nell'espressione $s = q' \cdot B^{0.7} \cdot I_c$, infatti, I_c dipende solo da N . Dopo aver riesaminato i casi raccolti da Burland e Burbidge, Berardi e Lancellotta hanno proposto di utilizzare la formula del cedimento fornita dalla teoria dell'elasticità, assegnando al modulo elastico un valore funzione dello stato tensionale:

$$s = \frac{q}{E'} \cdot B \cdot (1 - \nu^2) \cdot I$$

$$E' = K_E \cdot p_a \cdot \sqrt{\frac{\sigma'_{v0} + 0.5 \cdot \Delta \sigma'_{v0}}{p_a}}$$

in cui B è la base della fondazione, σ'_{v0} e $\Delta \sigma'_{v0}$ sono valutate a metà della zona attiva H_i , e K_E è detto numero del modulo. L'altezza della zona attiva H_i è assunta pari alla base B della fondazione. L'incremento di tensione verticale $\Delta \sigma'_{v0}$ è calcolato con la formula dell'elasticità, in funzione del carico unitario netto applicato sul piano di posa, al centro della fondazione. Il numero del modulo K_E , corrispondente ad un rapporto s/B uguale a 0.1%, si può leggere dal seguente diagramma, in funzione della densità relativa del deposito sabbioso:



Da $K_{E(0.1)}$ si può ricavare $E_{(0.1)}$ con la relazione sopra riportata, ed infine ricavare il cedimento con la seguente espressione:

$$s = B \cdot \left[\frac{125 \cdot q \cdot I \cdot (1 - \nu^2)}{E'_{(0.1)}} \right]^{\frac{10}{3}}$$

In cui q è il carico unitario netto applicato al piano di posa, ν è posto pari a 0.15, ed il coefficiente di influenza I è ricavato dalle soluzioni ottenute da Egorov (1958), relative ai cedimenti prodotti da aree di carico rigide su mezzo elastico di spessore finito, pari all'altezza della zona attiva H_i . La densità relativa, necessaria per ricavare il numero del modulo K_E , si può ottenere dal valore medio dei risultati di prove penetrometriche all'interno della zona attiva H_i :

- Prove penetrometriche dinamiche (SPT)
Si può utilizzare la correlazione di Skempton (1986):

$$D_R = \sqrt{\frac{N_1}{60}}$$

$$N_1 = C_N \cdot N_{SPT}$$

$$C_N = \begin{cases} \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{100}} & \text{(sabbie fini)} \\ \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{100}} & \text{(sabbie grosse)} \end{cases}$$

- Prove penetrometriche statiche (CPT)
Si può utilizzare la correlazione di Jamiolkowski (1985):

$$D_R = -98 + 66 \cdot \log_{10} \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{v0}}} \right)$$

2.3 Utilizzo del programma

L'introduzione dei dati è semplice ed immediata, avviene, inoltre, in modo uguale per tutte le metodologie di calcolo disponibili. L'ambiente di lavoro ha la tipica interfaccia dell'ambiente Windows[®] e quando **IS Cedogran** viene avviato, appare una finestra come quella illustrata di seguito in Figura 2.3.

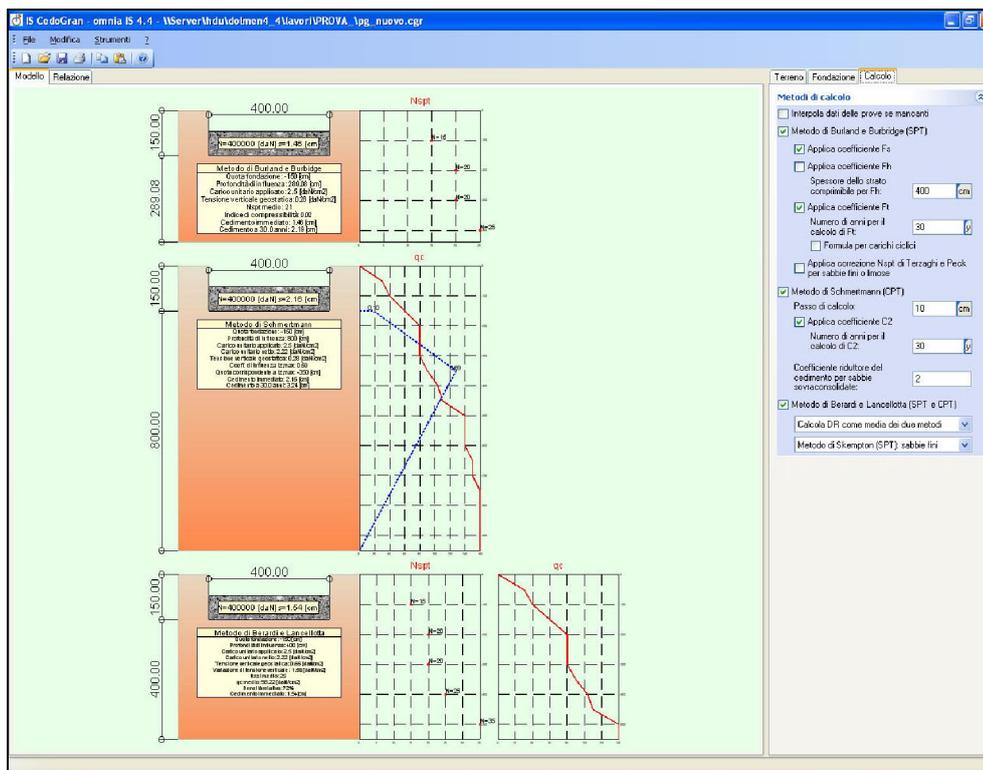


Figura 2.3 Pagina di apertura di IS Cedogran

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.

2.3.1 Caratteristiche del terreno

Le caratteristiche del terreno devono essere introdotte nel pannello laterale al di sotto della linguetta "Terreno" e si tratta di:

Quota p. campagna: quota del piano campagna

Peso di vol. secco: peso di volume secco

Peso di vol. saturo: peso di volume saturo

OCR: grado di sovraconsolidazione

Se si seleziona la casella accanto ad "Attiva falda" bisogna inserire:

Quota falda: quota a cui si trova la falda

Peso di volume: peso di volume della falda stessa

| Terreno | |
|--|-----------------------------|
| Quota p. campagna: | 0 cm |
| Peso di vol. secco: | 0.00185 daN/cm ³ |
| Peso di vol. saturo: | 0.00195 daN/cm ³ |
| OCR: | 1.00 |
| Falda | |
| <input type="checkbox"/> Attiva la falda | |
| Quota falda: | 0 cm |
| Peso di volume: | 0.00098 daN/cm ³ |

2.3.2 Dati prove penetrometriche

The 'Prove' window contains two tables for entering test data. The top table is for static tests (C.P.T.) and the bottom table is for dynamic tests (S.P.T.).

| | Quot | cm | Nspt |
|---|------|----|------|
| 1 | -100 | | 15 |
| 2 | -200 | | 20 |
| 3 | -300 | | 20 |
| 4 | -400 | | |

| | Quot | cm | qc | daN |
|---|------|----|----|-----|
| 1 | 0 | | 0 | |
| 2 | -50 | | 30 | |
| 3 | -100 | | 40 | |
| 4 | -150 | | | |

I risultati delle prove penetrometriche statiche e dinamiche vengono inseriti come i dati precedenti nel pannello laterale al di sotto della linguetta “Terreno”. Per la prova penetrometrica dinamica S.P.T. sono richiesti le quote ed il numero di colpi N_{SPT} ad esse corrispondenti. Per la prova penetrometrica statica C.P.T., invece, occorre inserire le quote ed il valore della resistenza alla punta q_c .

Il programma si apre con alcuni valori di N_{SPT} e di q_c a titolo di esempio, questi possono essere modificati digitando i nuovi valori all'interno della tabella e si può aumentare o diminuire il numero di sondaggi eseguiti rispettivamente dai pulsanti “Aggiungi” ed “Elimina”.

2.3.3 Caratteristiche della fondazione e sollecitazioni

I dati inerenti le caratteristiche della fondazione devono essere inseriti nel pannello laterale sotto la linguetta caratterizzata dalla voce “Fondazione” e si tratta di:

X centrale: origine del sistema di riferimento

Quota piano posa: quota della base della fondazione

Base: larghezza della fondazione

Lunghezza: profondità della fondazione

Nel riquadro “Sollecitazioni” possono essere inserite diverse condizioni di carico.

The 'Fondazione' window contains input fields for foundation characteristics and a table for loading conditions.

X centrale: 0 cm
 Base: 400 cm
 Lunghezza: 400 cm
 Quota piano posa: -150 cm

Sollecitazioni:

| | Nome | N | (daN) |
|---|---------|--------|-------|
| 1 | Cond. 1 | 400000 | |

The 'Metodo di calcolo' window allows selecting a calculation method and applying various coefficients.

Metodo di Burland e Burbridge (SPT)

- Applica coefficiente F_s
- Applica coefficiente F_h
Spessore dello strato comprimibile per F_h : 400 cm
- Applica coefficiente F_t
Numero di anni per il calcolo di F_t : 30 y
 Formula per carichi ciclici
- Applica correzione N_{spt} di Terzaghi e Peck per sabbie fini o limose

Metodo di Schmertmann (CPT)

- Passo di calcolo: 10 cm
- Applica coefficiente C_2
Numero di anni per il calcolo di C_2 : 30 y
- Coefficiente riduttore del cedimento per sabbie sovraconsolidate: 2

Metodo di Berardi e Lancellotta (SPT e CPT)

Calcola DR come media dei due metodi

Metodo di Skempton (SPT): sabbie fini

2.3.4 Scelta del metodo di calcolo

La scelta del metodo di calcolo si effettua dal pannello laterale al di sotto della linguetta “Opzioni”. Si può scegliere di utilizzare uno o più metodi tra Burland e Burbridge, Schmertmann e Berardi e Lancellotta.

Per Burland e Burbridge bisogna scegliere se tenere in conto tutti e tre i coefficienti correttivi f_s , f_h e f_t e, per quest'ultimo, indicare il periodo di tempo a cui deve essere riferito e se si hanno carichi ciclici.

Se si sceglie di effettuare il calcolo con Schmertmann occorre indicare nel pannello laterale se applicare il coefficiente C_2 e il numero di anni per calcolo di C_2 , il passo di calcolo ed il coefficiente riduttore del cedimento per sabbie sovraconsolidate.

Per il metodo di Berardi e Lancellotta, occorre scegliere se valutare la D_R da correlazioni con la prova SPT, CPT o da una media delle due.

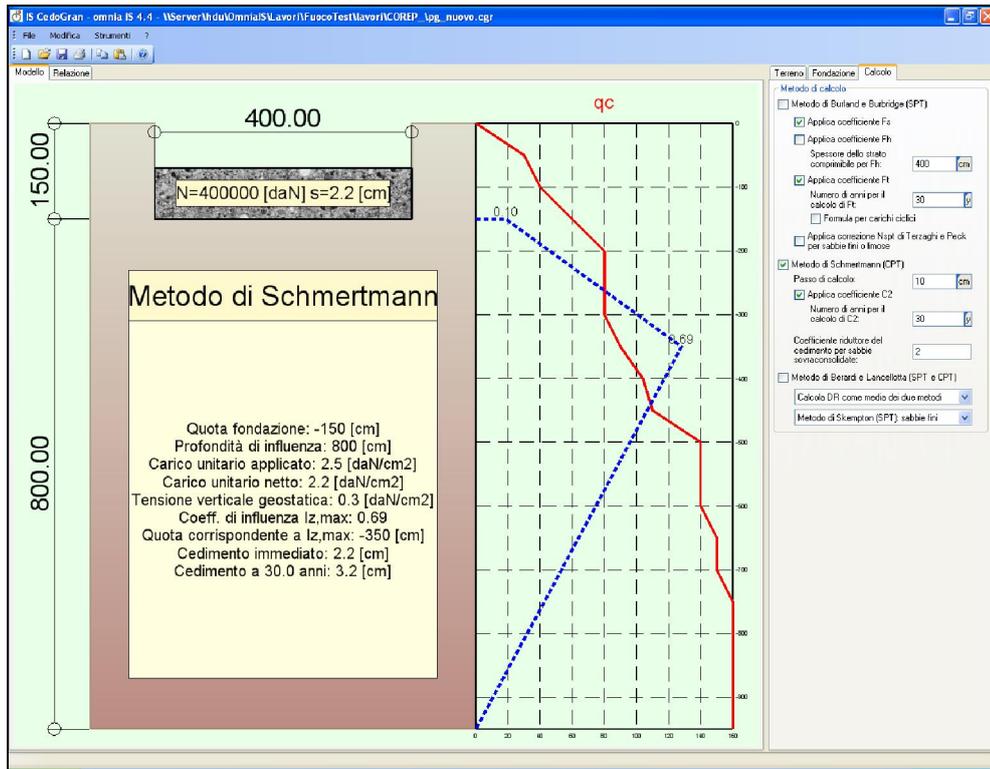
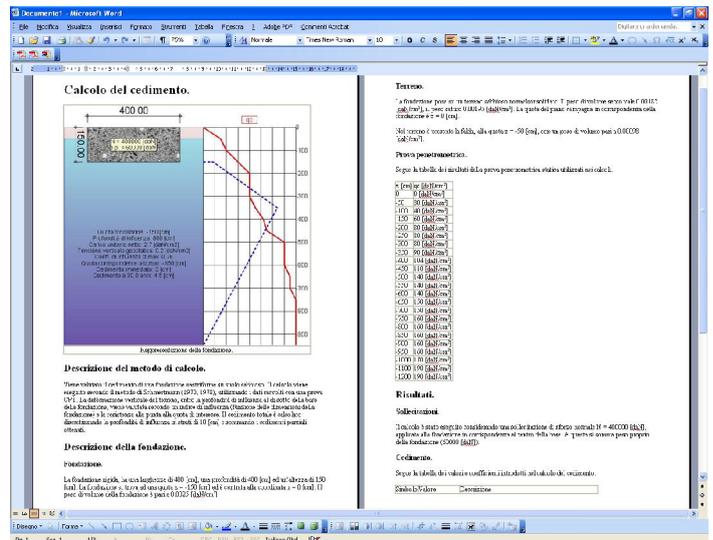


Figura 2. 4 Rappresentazione metodo di Schmertmann

2.3.5 Risultati del calcolo

Una volta introdotti tutti i dati chiesti dal programma è possibile leggere i risultati ottenuti, che vengono scritti nell'immagine centrale, al di sotto del disegno della fondazione, insieme ad alcuni dati generali.

Si può, quindi, passare alla fase di creazione della relazione accedendo dal menu principale alle voci *File* e *Crea relazione*. **IS CedoGran** crea una relazione di calcolo sintetica, ma estremamente completa, in formato HTML (.html). Nella relazione sono riportati i dati inerenti il terreno e la fondazione, i sondaggi e alla falda, viene indicato il metodo scelto ed il cedimento immediato e nel tempo ottenuti.



3 IS SuperFond

3.1 Introduzione

IS SuperFond 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.

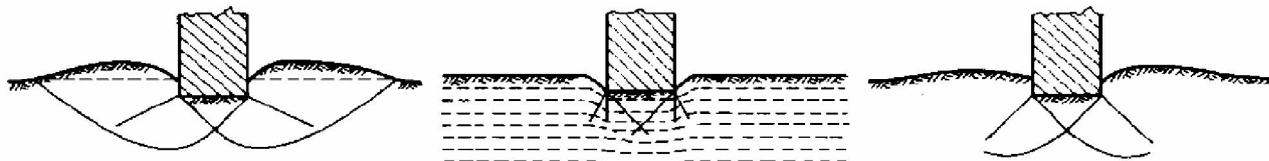
3.2 Teoria

3.2.1 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.

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

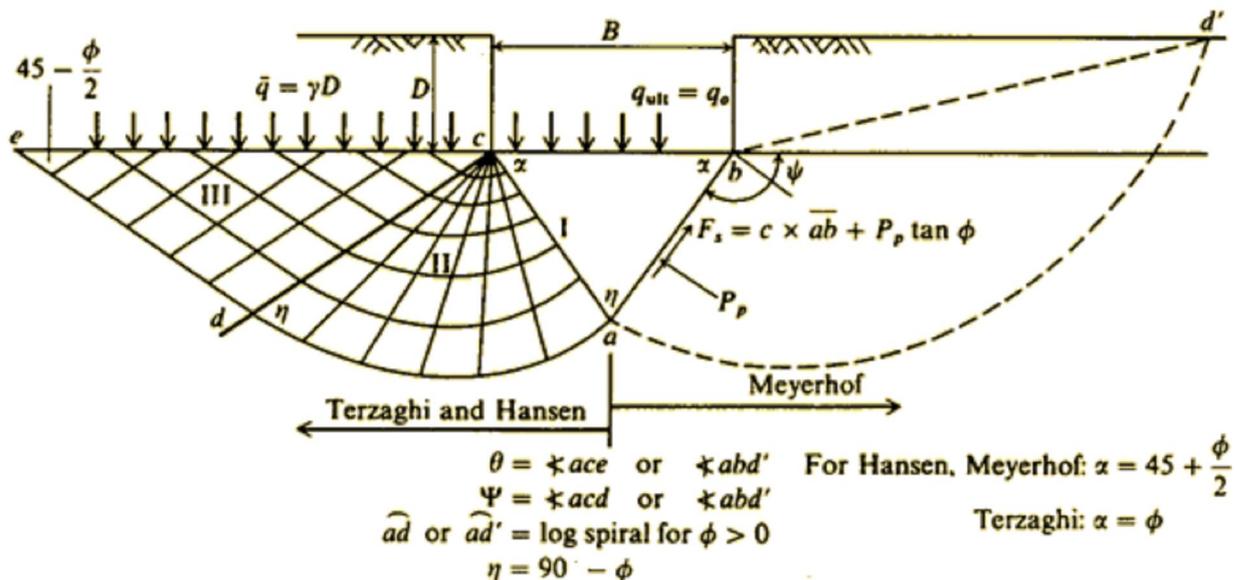
- Le forze d'attrito lungo la superficie di scorrimento, dovute al peso del terreno sotto la fondazione e compreso all'interno delle stesse.
- La coesione distribuita lungo le superfici di scorrimento.
- Il sovraccarico applicato in superficie ai lati della fondazione (ad esempio dovuto all'approfondimento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

3.2.3 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 $c' = s_u$.

3.2.4 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.

3.2.4.1 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)

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

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

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

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

φ' 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.

α è l'angolo che il piano di posa forma con il piano orizzontale.

ω 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 (φ_{tri}), altrimenti si può utilizzare la seguente espressione: $\varphi_{\text{piano}} = 1.5 \varphi_{\text{tri}} - 17^\circ$.

3.2.4.2 Condizioni non drenate

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

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

In cui:

N_c : coefficiente di capacità portante

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

s^o : coefficiente di forma

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

d^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^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^o : coefficiente di inclinazione della fondazione (Brinch-Hansen, 1971)

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

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

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

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

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

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

γ 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.

α è l'angolo che il piano di posa forma con il piano orizzontale.

ω è l'angolo che il piano campagna forma con il piano orizzontale.

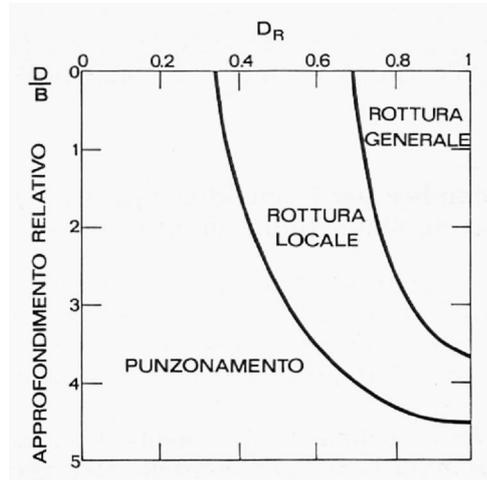
Nella scelta del valore da assegnare alla resistenza al taglio non drenata, per il calcolo della capacità portante di fondazioni dirette su depositi di argille tenere o poco sovraconsolidate, si può ricorrere all'espressione suggerita da Koutsoftas e Ladd (1985):

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

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

3.2.5 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 incomprimibile. 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:

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

σ 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 ν 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 ψ :

- 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:

$$\psi_y = \psi_q = 1$$

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

3.2.6 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:

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

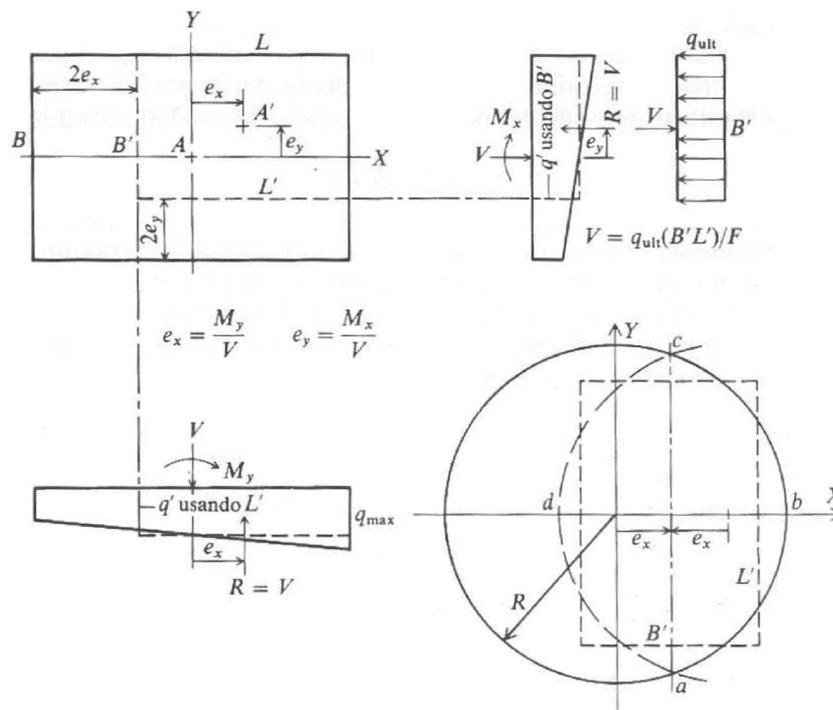
$$c' = r \cdot c'$$

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

valida per D_R minore del 67%.

3.2.7 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:

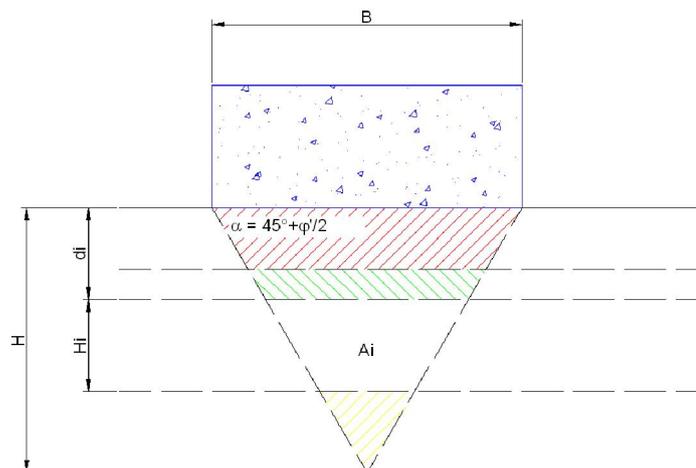
$$R_e = 1 - 2 \sqrt{\frac{e}{B}}$$

- Per un terreno coesivo:

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

3.2.8 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 α), 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:

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

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

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

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

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

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

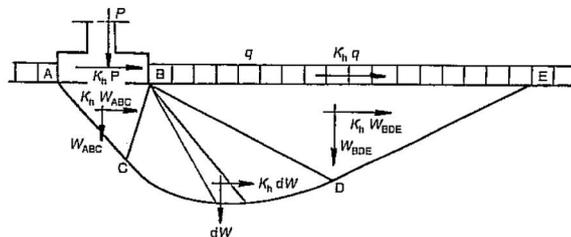
$$\varphi'_{medio} = \tan^{-1} \left(\frac{\tan(\varphi'_1) \cdot H_1 + \tan(\varphi'_2) \cdot H_2 + \dots + \tan(\varphi'_n) \cdot H_n}{H} \right)$$

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

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.

3.2.9 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 φ' attorno ai 20° 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 :

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

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

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

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

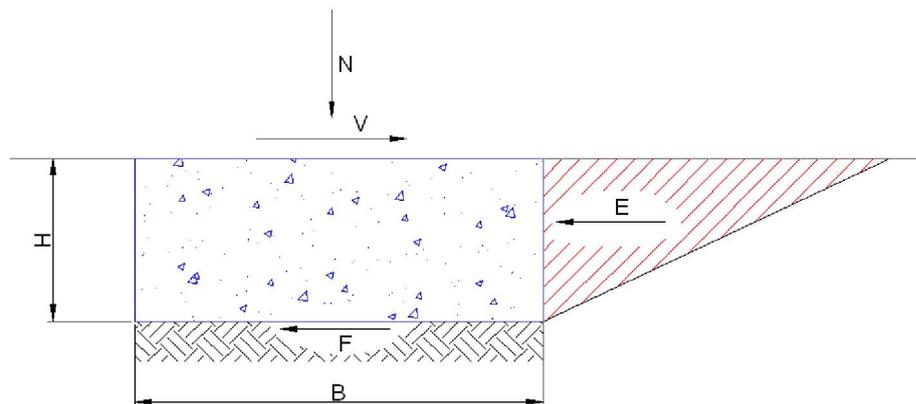
$$H = 63.96(\tan \varphi)^3 - 155.14(\tan \varphi)^2 + 116.00 \tan \varphi - 25.99$$

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

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.

3.2.10 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: $F = s_u \cdot A'$.

3.3 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 SuperFond** viene avviato, appare una finestra come quella illustrata di seguito in Figura 3.1.

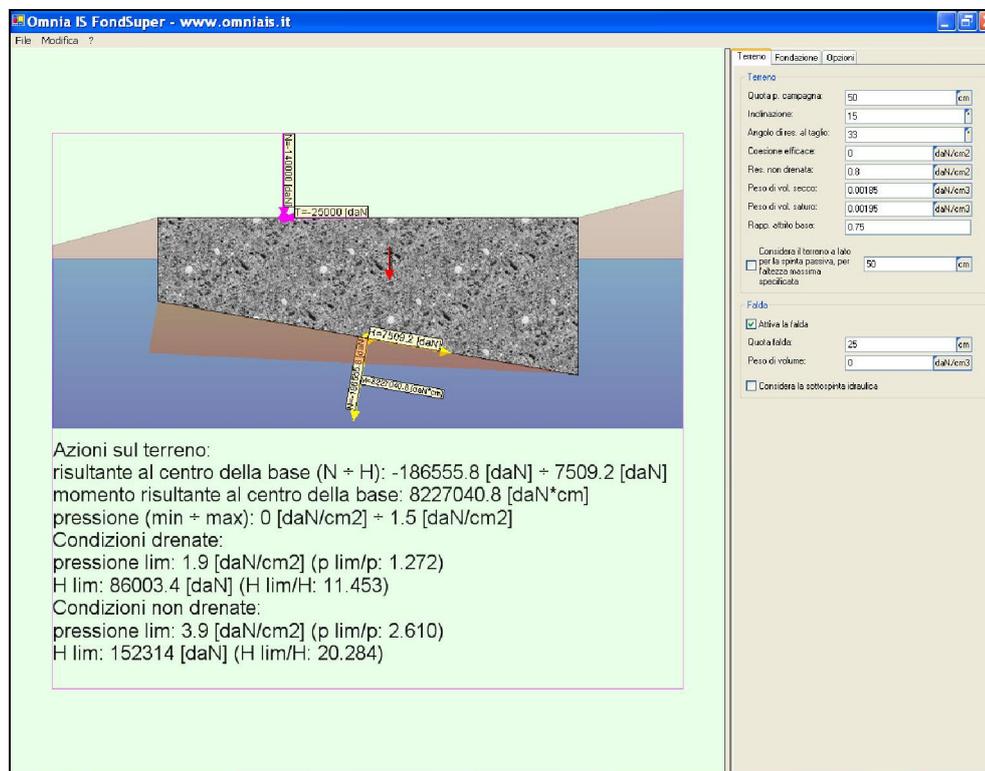


Figura 3. 1 Pagina principale di IS SuperFond

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.

3.3.1 Caratteristiche del terreno

Tramite il pannello laterale è possibile inserire i dati inerenti le caratteristiche del terreno e della falda eventualmente presente. Occorre indicare:

Quota p. campagna: la quota del piano campagna

Inclinazione: angolo di inclinazione del piano campagna

Angolo di res. al taglio: angolo di resistenza al taglio

Coesione efficace: coesione per verifiche in condizioni drenate

Res. non drenata: resistenza al taglio non drenata S_u

Peso di vol. secco: peso secco per unità di volume

Peso di vol. saturo: peso saturo per unità di volume

Rapp. Attrito di base: rapporto dell'attrito di base

Si può decidere se considerare o no il terreno a lato per la spinta passiva, indicandone l'altezza massima su cui considerarla.

È possibile attivare la falda spuntando la casella accanto ad "Attiva la falda" e di seguito vanno introdotti:

Quota falda: quota superiore a cui si trova la falda

Peso di volume: peso per unità di volume dell'acqua

Si può scegliere se considerare o no il contributo della sottospinta idraulica spuntando la casella accanto alla scritta corrispondente.

3.3.2 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:

X centrale: posizione dell'origine del sistema di riferimento

Quota z: quota superiore della fondazione

Inclinazione: angolo di inclinazione del piano campagna

Base: larghezza della fondazione

Lunghezza: profondità della fondazione

Altezza: altezza della fondazione

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

Spuntando la casella accanto a "Aggiungi il peso proprio alle azioni" si decide di tenere conto del peso proprio nel calcolo della capacità portante, contributo che aumenta il valore del carico agente.

Per quanto riguarda le sollecitazioni occorre indicare:

X applicazione: punto di applicazione degli sforzi

Sforzo normale: valore dello sforzo normale N

Sforzo trasversale: valore dello sforzo trasversale T

Momento: valore del momento antiorario M

Spuntando la casella accanto a "Applica alla base della fondazione" si sposta il punto di applicazione delle azioni esterne sulla base della fondazione.

3.3.3 Scelta del metodo di calcolo

I metodi di calcolo che IS SuperFond propone sono due: il primo è conforme al DM LL.PP. 1988 ed il secondo rispetta quanto previsto dall'Eurocodice 7 e necessita dei coefficienti di sicurezza parziali.

4 IS PaliElas

4.1 Introduzione

IS PaliElas è il modulo per il calcolo di sollecitazioni in testa a pali immersi in un terreno elastico collegati in sommità ad una fondazione rigida, nel caso bidimensionale.

Utilizzando le teorie di Randolph, Fleming e Timoshenko il programma è in grado di ricavare gli effetti dell'interazione terreno-struttura sul caso di una palificata costituita da più pali inclinati.

I risultati dell'analisi consistono nelle componenti di spostamento rigido della fondazione e nelle azioni agenti in testa a ciascun palo, riportate lungo lo sviluppo del palo stesso.

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

4.2 Teoria

In una palificata in cui i pali sono collegati in testa da un plinto rigido il cedimento dell'*i*-esimo palo è determinato dal proprio carico e dalle aliquote indotte dai pali adiacenti; è espresso dalla seguente equazione:

$$w_i = \sum_{j=1}^n \alpha_{ij} \left(\frac{P}{K_v} \right)_j$$

In cui:

α_{ij} : coefficiente di interazione (Poulos, 1968)

K_v : rigidità alla traslazione verticale del palo

Imponendo *n* condizioni di uguaglianza di cedimenti dei pali ed aggiungendo l'equazione dell'equilibrio alla traslazione verticale si possono ricavare *n*+1 incognite, ossia il cedimento ed i carichi agenti in testa ai pali. Si ricava che i pali maggiormente sollecitati sono quelli che si trovano in prossimità del bordo e che le differenze nella distribuzione del carico fra i pali aumentano con il numero di pali, il rapporto di snellezza e quando si riduce l'interasse tra gli stessi. Si osserva, inoltre, che nel caso di una platea rigida su pali carichi uniformemente il cedimento risulta paragonabile a quello calcolato per un palo posizionato sul bordo.

L'approccio elaborato più recentemente per studiare un palo sottoposto a forze ortogonali è quello di Poulos (1971) e Randolph (1981). Essi hanno ipotizzato un mezzo continuo e Randolph, in particolar modo, ha ricavato le espressioni per valutare la rotazione θ e lo spostamento u della testa di un palo immerso in un mezzo elastico avente modulo di taglio variabile linearmente con la profondità.

$$u = F \left[0,27 \cdot H \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-1} + 0,3 \cdot M \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-2} \right]$$
$$\theta = F \left[0,3 \cdot H \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-2} + 0,8 \cdot M \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-3} \sqrt{\rho} \right]$$

In queste equazioni compaiono la lunghezza critica l_c del palo ed il grado di eterogeneità ρ del terreno, entrambi valutati in funzione del modulo di taglio, calcolato ad una profondità pari a $l_c/2$.

Tali relazioni valgono per un palo flessibile, cioè avente una lunghezza superiore alla lunghezza critica l_c .

Riguardo alle forza agente lungo l'asse, nel caso di un palo immerso in un mezzo elastico, Fleming (1985) ha stabilito un'espressione per il calcolo della lunghezza attiva l_a , che permette di discriminare fra il caso in cui il carico raggiunge la base e quello in cui viene equilibrato dal solo attrito laterale.

Nel primo caso, la relazione carico-cedimento può essere valutata con la seguente espressione approssimata:

$$\frac{P}{w} = \pi R_0 G_{av} \sqrt{\frac{E_p}{2G_L}}$$

In cui compaiono termini dipendenti dalle caratteristiche del terreno e del palo.

Nel caso in cui sia da considerare il contributo della base, è possibile ricorrere alla relazione sviluppata da Timoshenko (1970), che esprime la relazione carico-cedimento di una piastra rigida a contatto con un semispazio elastico.

Per studiare la risposta di una palificata occorre definire prima il comportamento del singolo palo sottoposto ad un'azione ad una sua estremità. Imponendo uno spostamento δ_i pari all'unità, mentre tutti gli altri movimenti sono nulli, le azioni che si manifestano nei nodi sono i cosiddetti coefficienti di rigidezza k_{ij} e che rappresentano la forza F_i dovuta al movimento δ_j . Per avere l'equilibrio del nodo i-esimo di una struttura, deve verificarsi l'uguaglianza tra le forze che riceve dalle membrature e l'azione applicata esternamente sullo stesso; in forma matriciale si ha:

$$[k]\{\delta\} = \{F\}$$

In cui $[k]$ è la matrice delle rigidezze, che è quadrata e simmetrica.

Se un plinto supposto infinitamente rigido è sottoposto a varie azioni (v. Figura 5.1) se ne ricaveranno dei movimenti esprimibili dalle tre componenti u, v e α . Con l'utilizzo dei coefficienti di rigidezza si calcolano le sollecitazioni agenti in testa al palo, dovute a questi spostamenti.

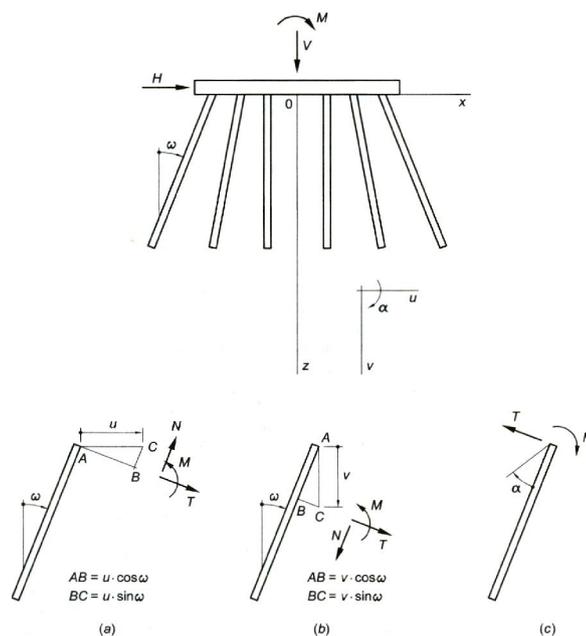


Figura 5. 1 Analisi di una palificata

$$N_i = k_{33}(-u \sin \omega + v \cos \omega + \alpha x_i \cos \omega)$$

$$T_i = k_{11}(u \cos \omega + v \sin \omega + \alpha x_i \sin \omega) + k_{12} \alpha$$

$$M = k_{22} \alpha + k_{12}(u \cos \omega + v \sin \omega + \alpha x_i \sin \omega)$$

4.3 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 PaliElas** viene avviato, appare una finestra come quella illustrata di seguito in Figura 5.2.

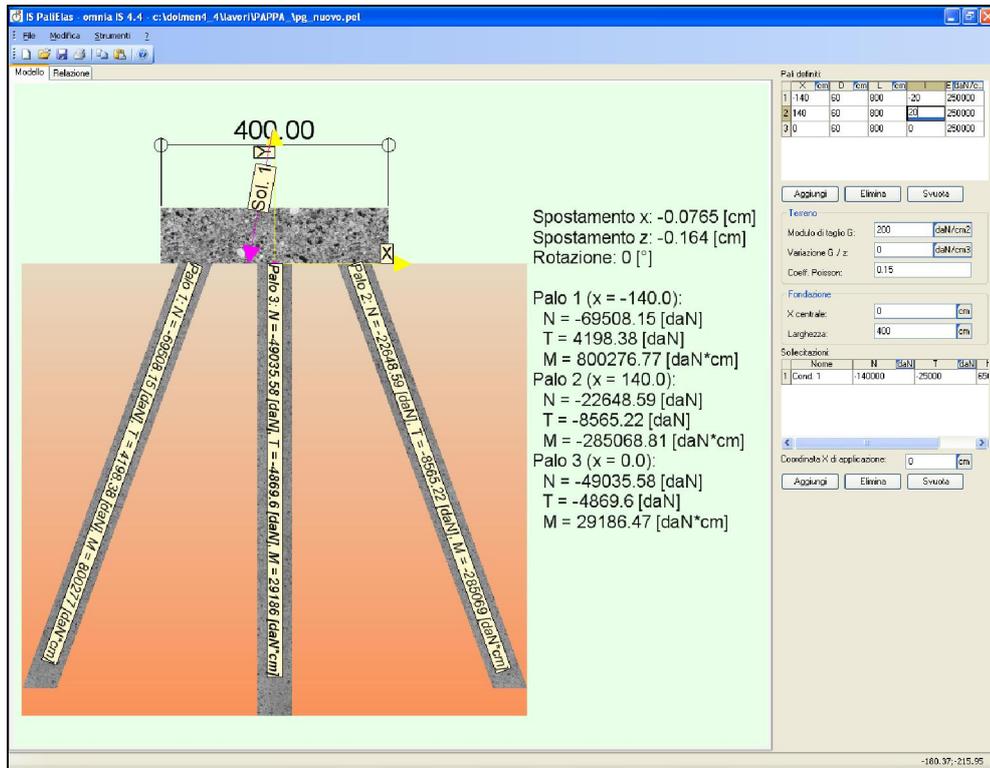


Figura 5. 2 Finestra principale di IS PaliElas

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.

4.3.1 Inserimento dati

L'inserimento dei dati viene effettuato all'interno del pannello laterale e riguarda:

- **PALI DEFINITI**

Per ogni palo bisogna indicare il punto di attacco **x** con la fondazione, il diametro **D**, la lunghezza **L**, l'inclinazione **I** ed il modulo elastico **E** del materiale che lo costituisce. È possibile inserire qualunque numero di pali, purché maggiore di 2, tramite i pulsanti "Aggiungi" ed "Elimina" che si trovano al di sotto della tabella.

| Pali definiti: | | | | | | | | |
|----------------|------|----|-----|-----|--------|---|---|-----|
| X | cm | D | cm | L | cm | I | E | daN |
| 1 | -140 | 60 | 800 | -10 | 250000 | | | |
| 2 | 140 | 60 | 800 | 10 | 250000 | | | |
| 3 | 0 | 60 | 800 | 0 | 250000 | | | |

Aggiungi Elimina

- **TERRENO**

Per definire il comportamento del terreno occorre introdurre il valore del modulo di taglio **G**, la variazione di questo in funzione della profondità **G/z** e, infine, il modulo di Poisson **v**.

Terreno

Modulo di taglio G: daN/cm²

Variazione G / z: daN/cm³

Coef. Poisson:

- **FONDAZIONE**

Per la fondazione bisogna indicare **x centrato**, ossia il punto di applicazione della forza normale N, e la **larghezza** della stessa.

Fondazione

X centrato: cm

Larghezza: cm

- **SOLLECITAZIONI**

Infine, per quanto riguarda le sollecitazioni, occorre inserire **x applicazione**, cioè il punto di applicazione di queste, il valore dello **sforzo normale**, dello **sforzo trasversale** e del **momento**.

Sollecitazioni

X applicazione: cm

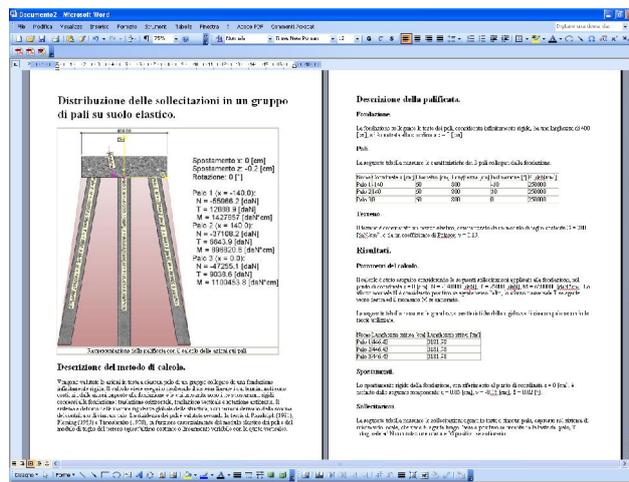
Sforzo normale: daN

Sforzo trasversale: daN

Momento: daN*cm

4.3.2 Risultato calcoli

Ultimato l'inserimento dei dati si possono visualizzare i risultati, ossia le sollecitazioni N, M e T che agiscono in testa a ciascun palo. Queste vengono scritte sull'immagine principale accanto alla palficata ed ognuna sul palo corrispondente.



Si può, quindi, passare alla fase di creazione della relazione accedendo dal menu principale alle voci *File* e *Crea relazione*. **IS PaliElas** crea una relazione di calcolo sintetica, ma estremamente completa, in formato HTML (.html). Nella relazione sono riportati i dati introdotti ed i risultati ottenuti.

5 IS PaliSol

5.1 Introduzione

IS PaliSol è il modulo per il calcolo di sollecitazioni in testa a pali immersi in un terreno elastico collegati in sommità ad una fondazione rigida, nel caso tridimensionale.

Utilizzando le teorie di Randolph, Fleming e Timoshenko il programma è in grado di ricavare gli effetti dell'interazione terreno-struttura sul caso di una palificata costituita da più pali comunque inclinati. I risultati dell'analisi consistono nelle sei componenti di spostamento rigido della fondazione e nelle azioni agenti in testa a ciascun palo, riportate di fianco al palo stesso.

5.2 Teoria

In una palificata in cui i pali sono collegati in testa da un plinto rigido il cedimento dell'*i*-esimo palo è determinato dal proprio carico e dalle aliquote indotte dai pali adiacenti; è espresso dalla seguente equazione:

$$w_i = \sum_{j=1}^n \alpha_{ij} \left(\frac{P}{K_v} \right)_j$$

In cui:

α_{ij} : coefficiente di interazione (Poulos, 1968)

K_v : rigidezza alla traslazione verticale del palo

Imponendo *n* condizioni di uguaglianza di cedimenti dei pali ed aggiungendo l'equazione dell'equilibrio alla traslazione verticale si possono ricavare *n*+1 incognite, ossia il cedimento ed i carichi agenti in testa ai pali. Si ricava che i pali maggiormente sollecitati sono quelli che si trovano in prossimità del bordo e che le differenze nella distribuzione del carico fra i pali aumentano con il numero di pali, il rapporto di snellezza e quando si riduce l'interasse tra gli stessi. Si osserva, inoltre, che nel caso di una platea rigida su pali caricati uniformemente il cedimento risulta paragonabile a quello calcolato per un palo posizionato sul bordo.

L'approccio elaborato più recentemente per studiare un palo sottoposto a forze ortogonali è quello di Poulos (1971) e Randolph (1981). Essi hanno ipotizzato un mezzo continuo e Randolph, in particolar modo, ha ricavato le espressioni per valutare la rotazione θ e lo spostamento u della testa di un palo immerso in un mezzo elastico avente modulo di taglio variabile linearmente con la profondità.

$$u = F \left[0,27 \cdot H \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-1} + 0,3 \cdot M \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-2} \right]$$
$$\theta = F \left[0,3 \cdot H \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-2} + 0,8 \cdot M \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-3} \sqrt{\rho} \right]$$

In queste equazioni compaiono la lunghezza critica l_c del palo ed il grado di eterogeneità ρ del terreno, entrambi valutati in funzione del modulo di taglio, calcolato ad una profondità pari a $l_c/2$.

Tali relazioni valgono per un palo flessibile, cioè avente una lunghezza superiore alla lunghezza critica l_c .

Riguardo alle forza agente lungo l'asse, nel caso di un palo immerso in un mezzo elastico, Fleming (1985) ha stabilito un'espressione per il calcolo della lunghezza attiva l_a , che permette di

discriminare fra il caso in cui il carico raggiunge la base e quello in cui viene equilibrato dal solo attrito laterale.

Nel primo caso, la relazione carico-cedimento può essere valutata con la seguente espressione approssimata:

$$\frac{P}{w} = \pi R_0 G_{av} \sqrt{\frac{E_p}{2G_L}}$$

In cui compaiono termini dipendenti dalle caratteristiche del terreno e del palo.

Nel caso in cui sia da considerare il contributo della base, è possibile ricorrere alla relazione sviluppata da Timoshenko (1970), che esprime la relazione carico-cedimento di una piastra rigida a contatto con un semispazio elastico.

Per studiare la risposta di una palificata occorre definire prima il comportamento del singolo palo sottoposto ad un'azione ad una sua estremità. Imponendo uno spostamento δ_i pari all'unità, mentre tutti gli altri movimenti sono nulli, le azioni che si manifestano nei nodi sono i cosiddetti coefficienti di rigidezza k_{ij} e che rappresentano la forza F_i dovuta al movimento δ_j . Per avere l'equilibrio del nodo i -esimo di una struttura, deve verificarsi l'uguaglianza tra le forze che riceve dalle membrature e l'azione applicata esternamente sullo stesso; in forma matriciale si ha:

$$[k]\{\delta\} = \{F\}$$

In cui $[k]$ è la matrice delle rigidezze, che è quadrata e simmetrica.

Quando si hanno pali sia verticali che inclinati, ed i carichi agenti presentano eccentricità elevate e si è in presenza di momenti flettenti e forze orizzontali, l'analisi della palificata diventa piuttosto complicata. Bowles (1974) ha presentato una soluzione matriciale per risolvere il problema; il metodo utilizza le seguenti equazioni:

- $\{P\} = [A]\{F\}$
Vale a livello del singolo palo, P rappresenta l'aliquota di carico agente esterno sostenuta dal palo i -esimo, F rappresenta le sollecitazioni locali in testa al palo, mentre A è una matrice 6×6 non simmetrica (v. Figura 6.1).
- $\{F\} = [S] \cdot [A]^T \{X\}$
La matrice S è 6×6 è la matrice di rigidezza del palo.
 X sono gli spostamenti della testata che costituisce la fondazione, ossia le incognite del problema.
- $\{P\} = [A] \cdot [S] \cdot [A]^T \{X\}$
Invertendo la matrice ASA^T si ottengono gli spostamenti X dato che P è noto (le sollecitazioni esterne sono un dato del problema).
- $\{e\} = [A]^T \{X\}$
Noto il valore del vettore X si ottengono gli spostamenti e delle teste dei singoli pali.
- $\{F\} = [S]\{e\}$
Dati gli spostamenti del singolo palo, si ottengono le sollecitazioni locali agenti in testa a ciascun palo.

Questo metodo matriciale è di tipo generale perché fa uso di tutti i sei gradi di libertà della testata (tre traslazioni e tre rotazioni). L'ipotesi principale è che la testata sia perfettamente rigida, che non

si abbiano rotazioni flessionali ed estensioni, in modo che la distanza tra le teste dei pali rimanga costante.

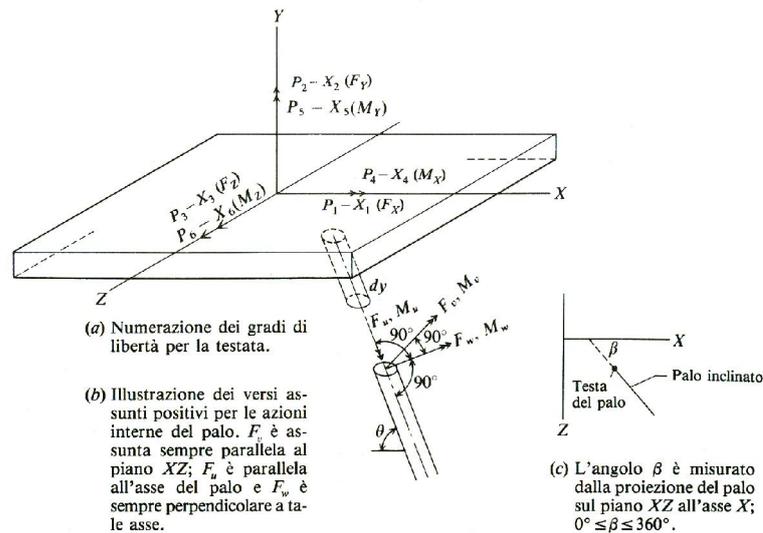


Figura 6.1 Forze applicate in testa al palo

5.3 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 PaliSol viene avviato, appare una finestra come quella illustrata di seguito in Figura 6.2.

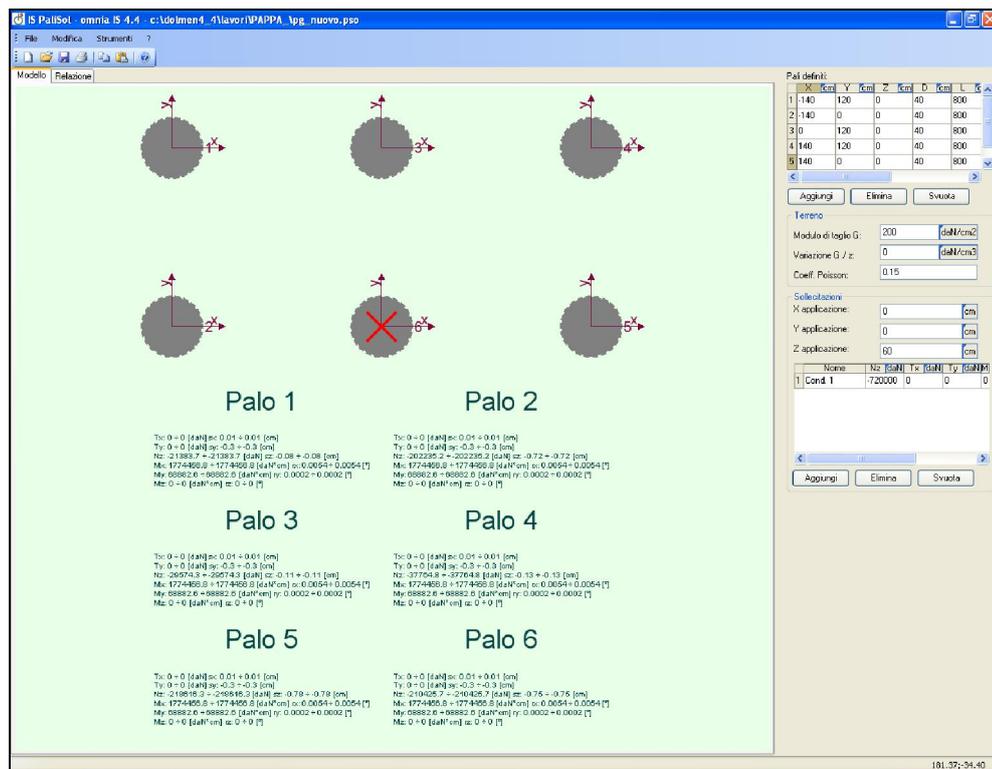


Figura 6.2 Finestra principale di IS PaliSol

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.

5.3.1 Inserimento dati

L'inserimento dei dati viene effettuato nel pannello laterale e riguarda i pali, il terreno e le sollecitazioni. Per prima cosa occorre inserire le caratteristiche dei singoli pali costituenti la palificata:

X: posizione del palo sull'asse delle ascisse

Y: posizione del palo sull'asse delle ordinate

Z: posizione del palo in direzione verticale

| Pali definiti: | | | | | | |
|----------------|------|------|----|----|-----|--|
| | X | Y | Z | D | L | |
| | cm | cm | cm | cm | cm | |
| 1 | -140 | 120 | 0 | 40 | 800 | |
| 2 | -140 | 0 | 0 | 40 | 800 | |
| 3 | -140 | -120 | 0 | 40 | 800 | |
| 4 | 0 | 120 | 0 | 40 | 800 | |

D: diametro del palo

L: lunghezza del palo

Beta: inclinazione tra il palo e l'asse x

Teta: inclinazione tra il palo e l'asse z

E: modulo elastico del palo

nu: modulo di Poisson del palo

Il numero di pali che si può inserire va da due ad infinito.

| Terreno | |
|---------------------|-------------------------|
| Modulo di taglio G: | 200 daN/cm ² |
| Variazione G / z: | 0 daN/cm ³ |
| Coef. Poisson: | 0,150 |

Si passa poi a definire il comportamento del terreno introducendo:

G: modulo di taglio

G/z: variazione del modulo di taglio in funzione della profondità

v: modulo di Poisson

Infine, per quanto riguarda le sollecitazioni, occorre inserire:

| Sollecitazioni | |
|-----------------|----------------|
| X applicazione: | 0 cm |
| Y applicazione: | 0 cm |
| Z applicazione: | 60 cm |
| Sforzo Nz: | -720000 daN |
| Sforzo Tx: | 0 daN |
| Sforzo Ty: | 0 daN |
| Momento Mx: | 0 daN*cm |
| Momento My: | 5000000 daN*cm |
| Momento Mz: | 0 daN*cm |

x applicazione: il punto di applicazione sull'asse delle ascisse

y applicazione: il punto di applicazione sull'asse delle ordinate

z applicazione: il punto di applicazione in direzione verticale

Sforzo Nz: sforzo normale

Sforzo Tx: sforzo trasversale sull'asse delle ascisse

Sforzo Ty: sforzo trasversale sull'asse delle ordinate

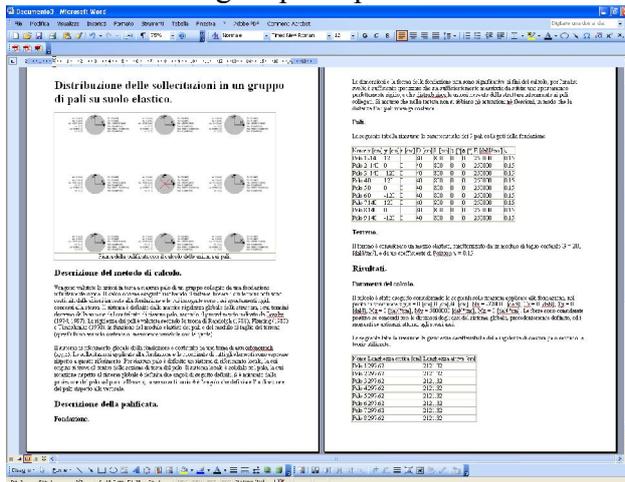
Momento Mx: momento in direzione dell'asse delle ascisse

Momento My: momento in direzione dell'asse delle ordinate

Momento Mz: momento in direzione verticale

5.3.2 Risultato calcoli

Ultimato l’inserimento dei dati si possono visualizzare i risultati, ossia le sollecitazioni N, M e T e che agiscono in testa a ciascun palo e gli spostamenti che gli stessi subiscono. Questi vengono scritti sull’immagine principale accanto a ciascun palo.



Si può, quindi, passare alla fase di creazione della relazione accedendo dal menu principale alle voci *File* e *Crea relazione*. **IS PaliSol** crea una relazione di calcolo sintetica, ma estremamente completa, in formato HTML (.html). Nella relazione sono riportati i dati introdotti ed i risultati ottenuti.

6 IS SpintaMuro

6.1 Introduzione

IS SpintaMuro è il modulo per il calcolo delle azioni su un muro di sostegno.

Il programma dà la possibilità di inserire una stratigrafia a monte composta da più strati e distinta da quella in fondazione ed a valle; effettua la verifica a ribaltamento, a slittamento ed a capacità portante del muro, consentendo di considerare o meno il contributo del terreno a valle. La geometria dell'opera di sostegno prevede la presenza di una mensola a monte e/o a valle e l'inclinazione dei paramenti interno ed esterno. Si può dare un'inclinazione del terreno a monte ed ivi inserire un carico nastriforme.

I risultati ottenuti riguardano le risultanti delle spinte agenti sul muro (di queste sono forniti il modulo, il punto di applicazione e l'inclinazione) e le sollecitazioni agenti lungo le mensole. Le spinte possono essere valutate con le classiche formule derivanti da letteratura, oppure seguendo le regole imposte dall'Eurocodice 7, dall'Eurocodice 8 e dall'O.P.C.M. 3274.

6.2 Teoria

I muri a gravità hanno l'esigenza di avere una sezione interamente reagente e la risultante delle azioni esterne deve ricadere entro il terzo medio; per questo motivo, quindi, la base è solitamente pari ad 1/3 o a 2/3 dell'altezza. I movimenti che il muro subisce sono di tipo rigido e la deformabilità della struttura è trascurabile, ciò rende il problema staticamente determinato e per risolverlo sono sufficienti le equazioni di equilibrio.

Le forze che agiscono sono:

- la spinta attiva P_a ;
- il peso proprio W ;
- la risultante trasmessa al terreno R ;
- la reazione orizzontale del terreno Q_H ;
- la reazione verticale del terreno Q_v .

La resistenza passiva che agisce a valle del muro è solitamente trascurata perché il terreno può essere asportato o subire cicli di imbibizione e di essiccamento, per cui diventa difficile determinare i parametri di resistenza.

Verifica al ribaltamento

Il valore di R che viene trasmesso al terreno deve risultare inferiore al valore della capacità portante dello stesso, con un margine dato dal valore del coefficiente di sicurezza.

Verifica alla traslazione

La struttura di sostegno deve essere in equilibrio alla traslazione orizzontale e ciò è verificato se il rapporto tra la reazione orizzontale e quella verticale del terreno risulta inferiore alla tangente dell'angolo di attrito (suggerito da Terzaghi e Peck per diverse litologie). Imponendo un coefficiente di sicurezza, che tenga conto delle possibili incertezze, si giunge alla seguente espressione:

$$C_{sd} = \frac{Q_v \cdot \operatorname{tg} \delta}{Q_H}$$

Verifica al ribaltamento

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento è dato dal rapporto tra il momento stabilizzante ed il momento destabilizzante, tenendo conto del possibile insorgere di fenomeni di plasticizzazione, indotti dalla variazione dell'eccentricità della risultante. Si ottiene la seguente espressione:

$$C_{sv} = \frac{W \cdot b_w}{P_a \cdot b_a}$$

In cui:

b_w e b_a : bracci del peso proprio e della spinta attiva

6.3 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 SpintaMuro** viene avviato, appare una finestra come quella illustrata di seguito in Figura 4.1.

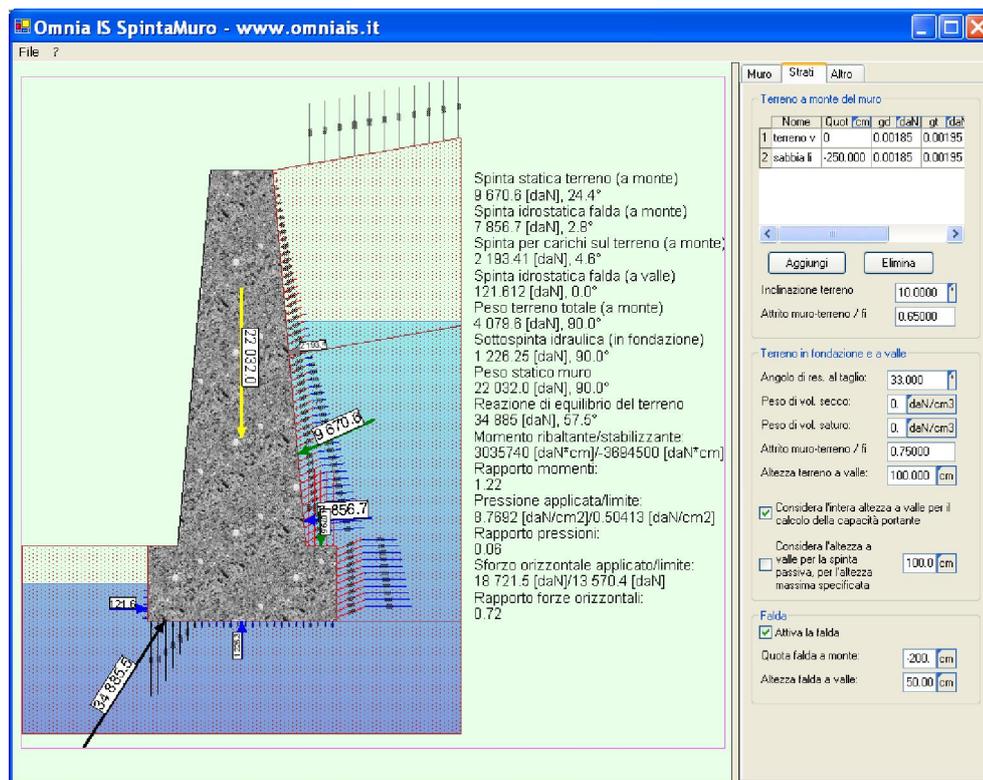


Figura 4. 1 Immagine di apertura di IS SpintaMuro

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.

6.3.1 Inserimento caratteristiche del muro

Per prima cosa bisogna introdurre le caratteristiche del muro di sostegno:

Altezza: altezza totale muro, comprensiva anche della suola

Base: larghezza della base in corrispondenza con l'attacco alla suola

Lunghezza: profondità della base del muro

Inclinazione a monte: inclinazione del lato a monte

Inclinazione a valle: inclinazione del lato a valle

Altezza suola: altezza della suola

Suola a monte: larghezza della suola di monte

Suola a valle: larghezza della suola di valle

Peso di volume: peso per unità di volume del materiale che costituisce il muro

Si può lasciare il muro libero di ruotare al piede spuntando la casella corrispondente, il che ha effetto sul punto di applicazione delle azioni sismiche.

6.3.2 Inserimento caratteristiche del terreno

Dopo avere definito il muro si passa alle caratteristiche di terreno. Si inserisce il numero corretto di strati e, per ognuno, i dati relativi:

Nome: descrizione litologica dello strato

Quot: quota iniziale dello strato

gd: peso per unità di volume secco

gt: peso per unità di volume saturo

fi: angolo di resistenza al taglio

Per il terreno a monte bisogna ancora indicare l'**inclinazione del terreno** ed il valore del rapporto **angolo di Attrito muro-terreno / fi**.

La seconda fase dell'inserimento dei dati riguarda il terreno di fondazione e di valle, per questo occorre indicare:

Angolo di res. al taglio: angolo di resistenza al taglio

Peso di vol. secco: peso di volume secco

Peso di vol. saturo: peso di volume saturo

Attrito muro-terreno/fi: rapporto tra l'angolo di attrito muro terreno e l'angolo di resistenza al taglio, che non deve superare i 2/3.

Altezza terreno a valle

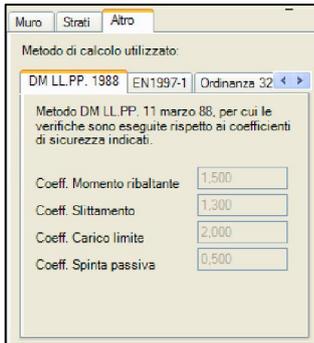
Si può decidere di considerare l'intera altezza a valle per il calcolo della capacità portante e per il calcolo della spinta passiva, di cui si deve indicare l'altezza massima, spuntando le caselle corrispondenti.

Infine è possibile attivare la falda indicando la **quota della falda a monte** e l'**altezza della falda a valle**.

6.3.3 Scelta del metodo di calcolo

IS SpintaMuro consente di effettuare il calcolo con diversi metodi:

- DM LL. PP. 11 Marzo 1988
- Eurocodice 7
- Ordinanza 3274
- Eurocodice 8



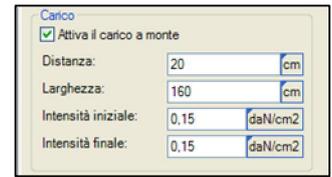
Si può attivare un carico a monte spuntando la casella corrispondente ed introducendo i seguenti dati:

Distanza: distanza dell'area di carico dalla sommità del muro

Larghezza: ampiezza dell'area di carico in direzione perpendicolare al muro

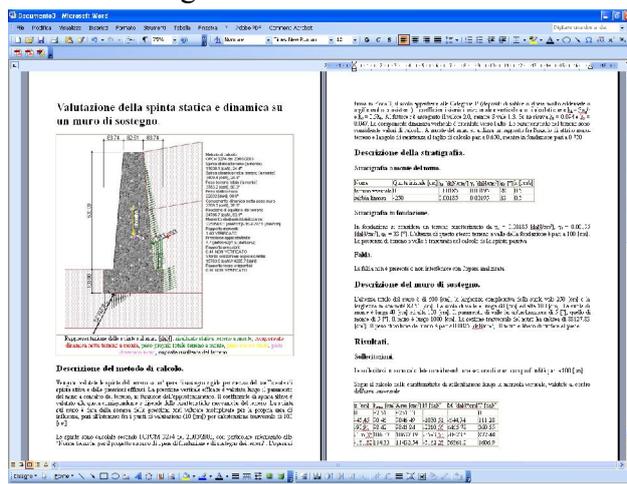
Intensità iniziale: valore iniziale del carico

Intensità finale: valore finale del carico.



6.3.4 Risultati del calcolo

Ultimato l'inserimento dei dati si possono visualizzare i risultati, ossia le verifiche alla traslazione, alla rotazione ed a capacità portante. Queste vengono scritte sull'immagine principale accanto al muro di sostegno.



Si può, quindi, passare alla fase di creazione della relazione accedendo dal menu principale alle voci *File* e *Crea relazione*. **IS SpintaMuro** crea una relazione di calcolo sintetica, ma estremamente completa, in formato HTML (.html). Nella relazione sono riportati i dati introdotti ed i risultati ottenuti.

7 Bibliografia

| | | |
|-------------------------------------|--|-------------------------------|
| Joseph E. Bowles | Fondazioni – progetto e analisi, 4 ^a edizione. | McGraw – Hill, 1991 |
| T. William Lambe, Robert V. Whitman | Meccanica dei Terreni. | Dario Flaccovio Editore, 1997 |
| Renato Lancellotta | Geotecnica. | Zanichelli, 1987 |
| Renato Lancellotta | Geotecnica, 3 ^a edizione. | Zanichelli, 2004 |
| Armando Mammino | I Micropali: tecniche di progetto e verifica. | Alinea, 1994 |
| H.G. Poulos, E. H. Davis | Analisi e progettazione di fondazioni su pali. | Dario Flaccovio Editore, 1987 |
| Renato Lancellotta, José | Fondazioni. | McGraw – Hill, 1999 |

Calavera

| | | |
|-------------------------------------|--|-------------------------------|
| Eugenio Ceroni | Micropali Pali di fondazione Sottopassi e tunnel Plinti bassi quadrati. | Dario Flaccovio Editore, 2002 |
| C. Cestelli Guidi | Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni, Vol. 1 e 2, 8 ^a edizione. | Ulrico Hoepli Editore, 1991 |
| Ferruccio Cestari | Prove Geotecniche in sito. | Geo-Graph, 2005 |
| Maurizio Tanzini | L'Indagine Geotecnica. | Dario Flaccovio Editore, 2002 |
| John Atkinson | Geotecnica - Meccanica delle terre e delle fondazioni. | McGraw – Hill, 1997 |
| Roberto Nova | Fondamenti di meccanica delle terre. | McGraw – Hill, 2002 |
| Associazione Geotecnica Italiana | Raccomandazione sui pali di fondazione. | AGI, 1984 – 1997 |
| Associazione Geotecnica Italiana | Raccomandazione sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche. | AGI, 1977 - 1997 |