

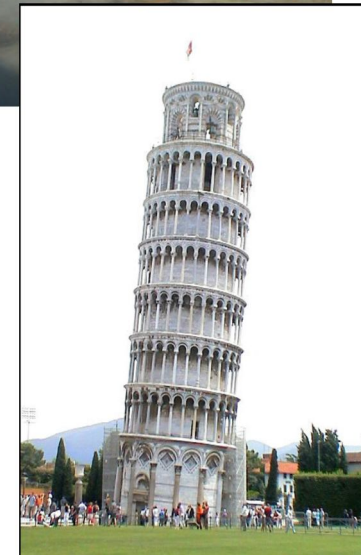
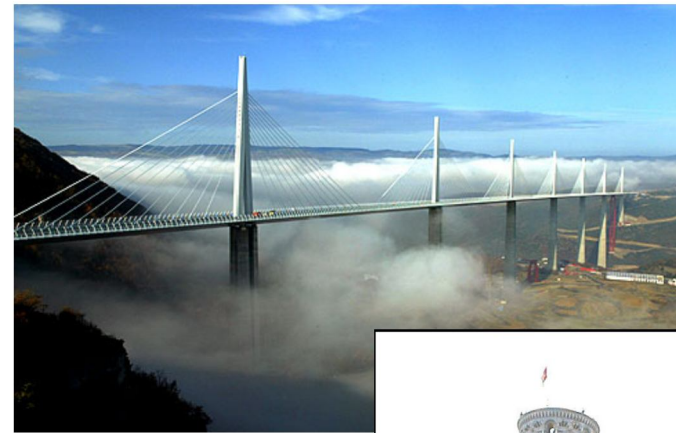


**MODELLAZIONE E
VERIFICHE GEOTECNICHE
IMPLEMENTATE IN NUANS**

Softing s.r.l.
Giugno 2014

GEOTECNICA: la disciplina che studia la meccanica delle terre e delle rocce, e la sua applicazione nelle opere di ingegneria.

Qualunque opera di ingegneria per quanto originale e differente dalle altre, ha in comune con le altre opere il problema di doversi relazionare con il terreno sopra al quale è collocata.



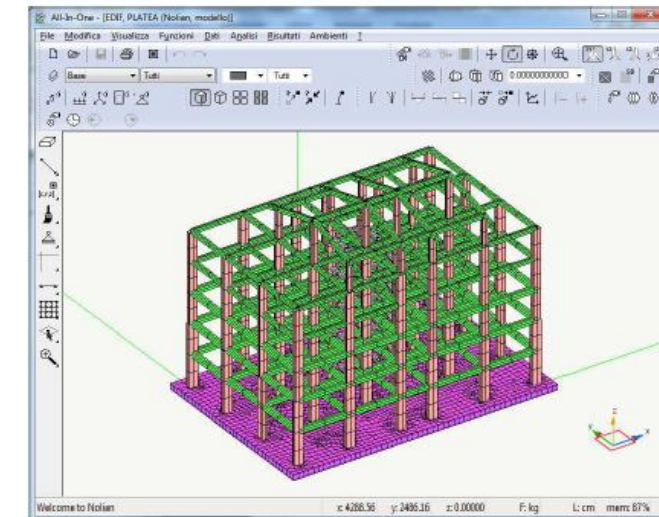
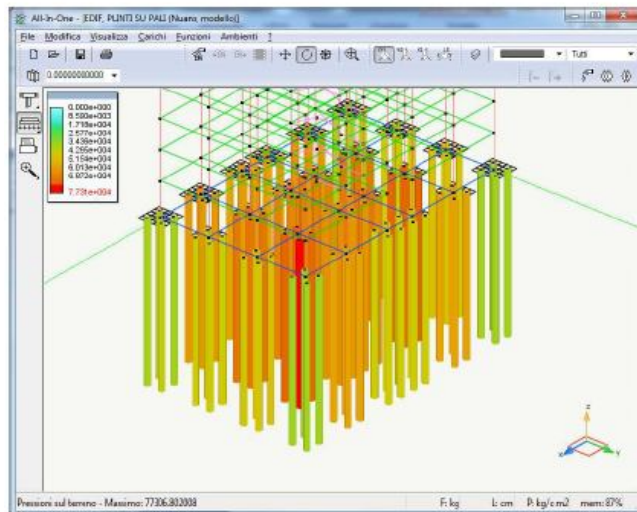
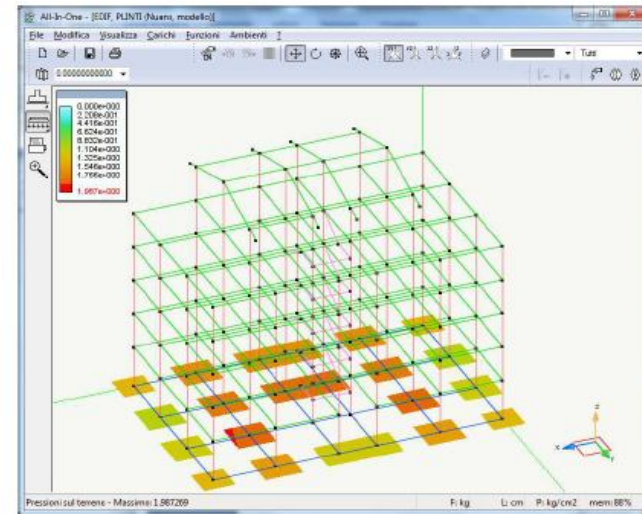
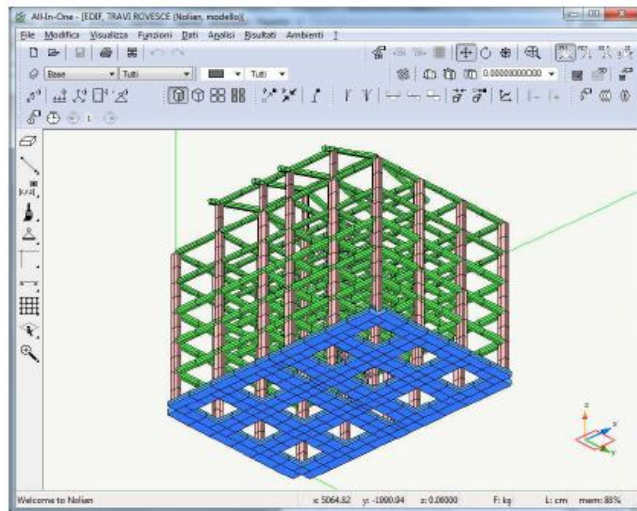
DIFFICOLTA' APPLICATIVE NELLA GEOTECNICA:

- 1) Variabilità della costituzione fisica del terreno (Grana fine, grana grossa, roccia);
- 2) Natura plurifase nel comportamento meccanico del materiale terreno (Breve termine, lungo termine);
- 3) Aleatorietà di comportamento del terreno dal punto di vista meccanico a causa di:
 - variabilità intrinseca del mezzo;
 - variabilità stratigrafica;
 - comportamento influenzato dalle vicissitudini subite dal mezzo terreno (storia dei campi tensionale e deformativo);
 - comportamento meccanico dipendente dal tempo (viscosità);
- 4) Difficoltà di acquisizione di dati sperimentali;

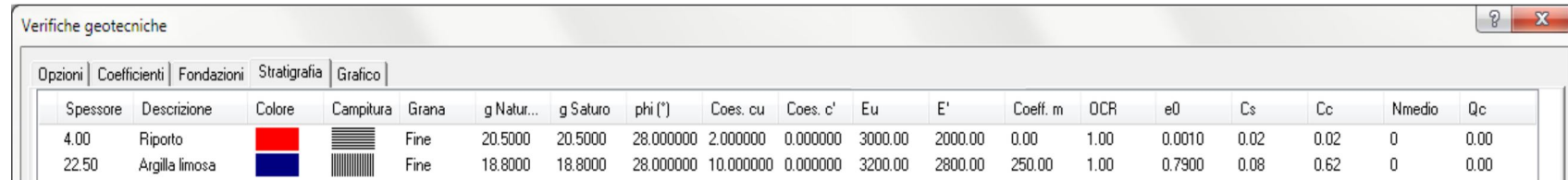
NECESSITÀ OPERATIVE:

- 1) Definizione di un modello geotecnico sufficientemente esauriente;
- 2) Complesse e laboriose indicazioni normative per le procedure di verifica;
- 3) Considerare l'interazione tra fondazione e struttura in elevazione;
- 4) **Profonda comprensione dei metodi e dei limiti degli strumenti utilizzati;**

METODI DI MODELLAZIONE E VERIFICA GEOTECNICA IMPLEMENTATI IN NUANS:



- DEFINIZIONE MODELLO GEOTECNICO IN NUANS



The screenshot shows a software window titled 'Verifiche geotecniche' with a menu bar containing 'Opzioni', 'Coefficienti', 'Fondazioni', 'Stratigrafia', and 'Grafico'. Below the menu bar is a table with the following data:

Spessore	Descrizione	Colore	Campitura	Grana	g Natur...	g Saturo	phi (°)	Coes. cu	Coes. c'	Eu	E'	Coeff. m	OCR	e0	Cs	Cc	Nmedio	Qc
4.00	Riporto	Red	Horizontal lines	Fine	20.5000	20.5000	28.000000	2.000000	0.000000	3000.00	2000.00	0.00	1.00	0.0010	0.02	0.02	0	0.00
22.50	Argilla limosa	Blue	Vertical lines	Fine	18.8000	18.8000	28.000000	10.000000	0.000000	3200.00	2800.00	250.00	1.00	0.7900	0.08	0.62	0	0.00

Inserimento stratigrafia:

Numero, classificazione, spessore ed estensioni degli strati che costituiscono il terreno di fondazione;

Parametri meccanici atti a classificare meccanicamente ogni strato:

- Classificazione granulometria (grana fina/Grana grossa)
- Peso specifico naturale: $\gamma_{nat} = V_{tot}/P_{tot}$;
- Peso specifico saturo: γ_{sat} ;
- Angolo d'attrito del terreno (ϕ);
- Coesione non drenata (c_u);
- Coesione drenata (c');
- Modulo Elastico non drenato (E_u);
- Modulo Elastico drenato (E');
- Coeff. di variazione Modulo elastico con la profondità: Legge lineare --> $E(z) = E + mz$
- O.C.R.: Grado di sovra-consolidazione del terreno = $\sigma'_{vmax}/\sigma'_{vattuale}$;
- Indice dei vuoti (e_0);
- Indice di rigonfiamento (C_s);
- Indice di compressibilità (C_c);
- Numero di colpi (N) alla prova penetrometrica dinamica (S.P.T.);
- Sforzo alla penetrazione (q_c) --> fattore correlato al numero di colpi alla prova penetrometrica statica (C.P.T.);

- MODELLO MECCANICO DEL TERRENO IN NUANS (CONDIZIONI LITOSTATICHE):

In assenza di falda:

Tensioni totali verticali

$$\sigma_{v(z)} = \sum \gamma_{\text{nat}} \times z_i$$

Tensioni efficaci verticali

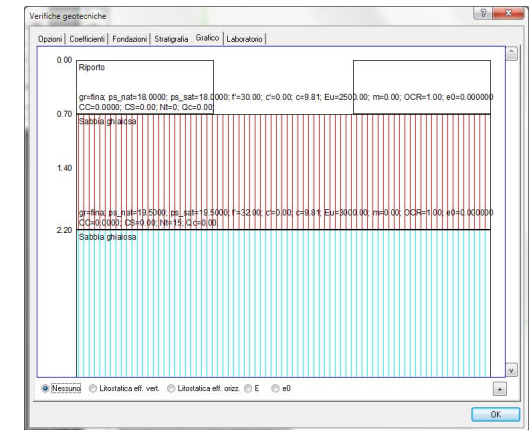
$$\sigma'_{v(z)} = \sigma_{v(z)}$$

Tensioni totali orizzontali

$$\sigma_{o(z)} = \sigma_{v(z)} \times k_o$$

Tensioni efficaci orizzontali

$$\sigma'_{o(z)} = \sigma'_{v(z)} \times k_o$$



In presenza di falda:

Tensioni totali verticali

$$\sigma_{v(z)} = \sum \gamma_{\text{nat}} \times z_{i(\text{sopra falda})} + \sum \gamma_{\text{sat}} \times z_{i(\text{sotto falda})}$$

Sovrappressioni interstiziali

$$u_{(z)} = \sum \gamma_w \times z_u$$

Tensioni efficaci verticali

$$\sigma'_{v(z)} = \sigma_{v(z)} - u_{(z)}$$

Tensioni totali orizzontali

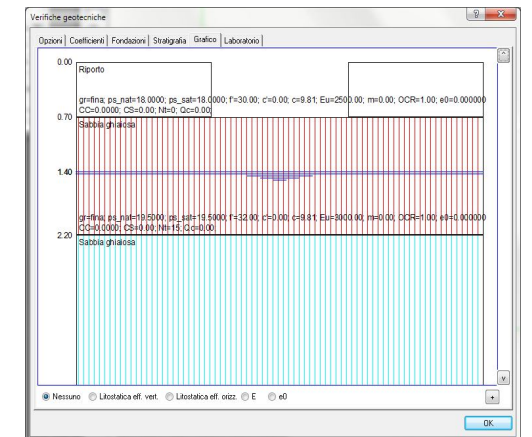
$$\sigma_{o(z)} = \sigma_{v(z)} \times k_o$$

Sovrappressioni interstiziali

$$u_{(z)} = \sum \gamma_w \times z$$

Tensioni efficaci orizzontali

$$\sigma'_{o(z)} = \sigma'_{v(z)} \times k_o$$



k_o = Coefficiente di spinta in quiete:

$$k_o = (1 - \sin(\varphi))$$

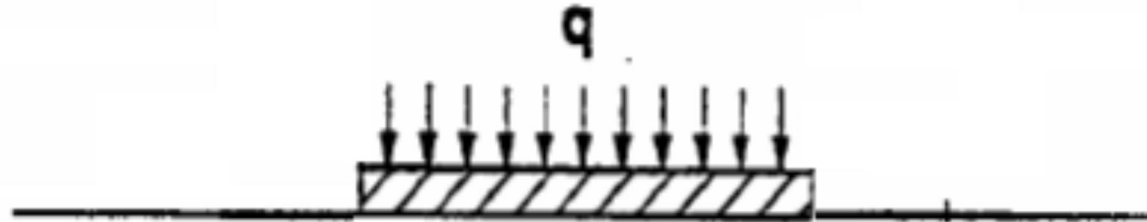
Per terreni normal-consolidati

$$k_o = (1 - \sin(\varphi)) \text{OCR}^{\sin(\varphi)}$$

Per terreni sovra-consolidati

- MODELLO MECCANICO DEL TERRENO PER SOVRACCARICHI ESTERNI

Data la sua struttura granulare e dipendente da vari fattori il terreno ha un comportamento meccanico non ordinario, e calcolare la variazione di tensioni generata da un carico esterno risulta alquanto complesso.



In passato venivano utilizzate soluzioni pre-impostate in termini adimensionali, e tramite procedure che si avvalevano di grafici, assunta la validità della sovrapposizione degli effetti, i risultati potevano essere generalizzati, e quindi estesi ad ogni problema.

Rappresentazione dell'andamento delle tensioni orizzontali e verticali adimensionalizzate rispetto al carico esterno ed alla dimensione della fondazione, indotte da una striscia di carico di lunghezza infinita:

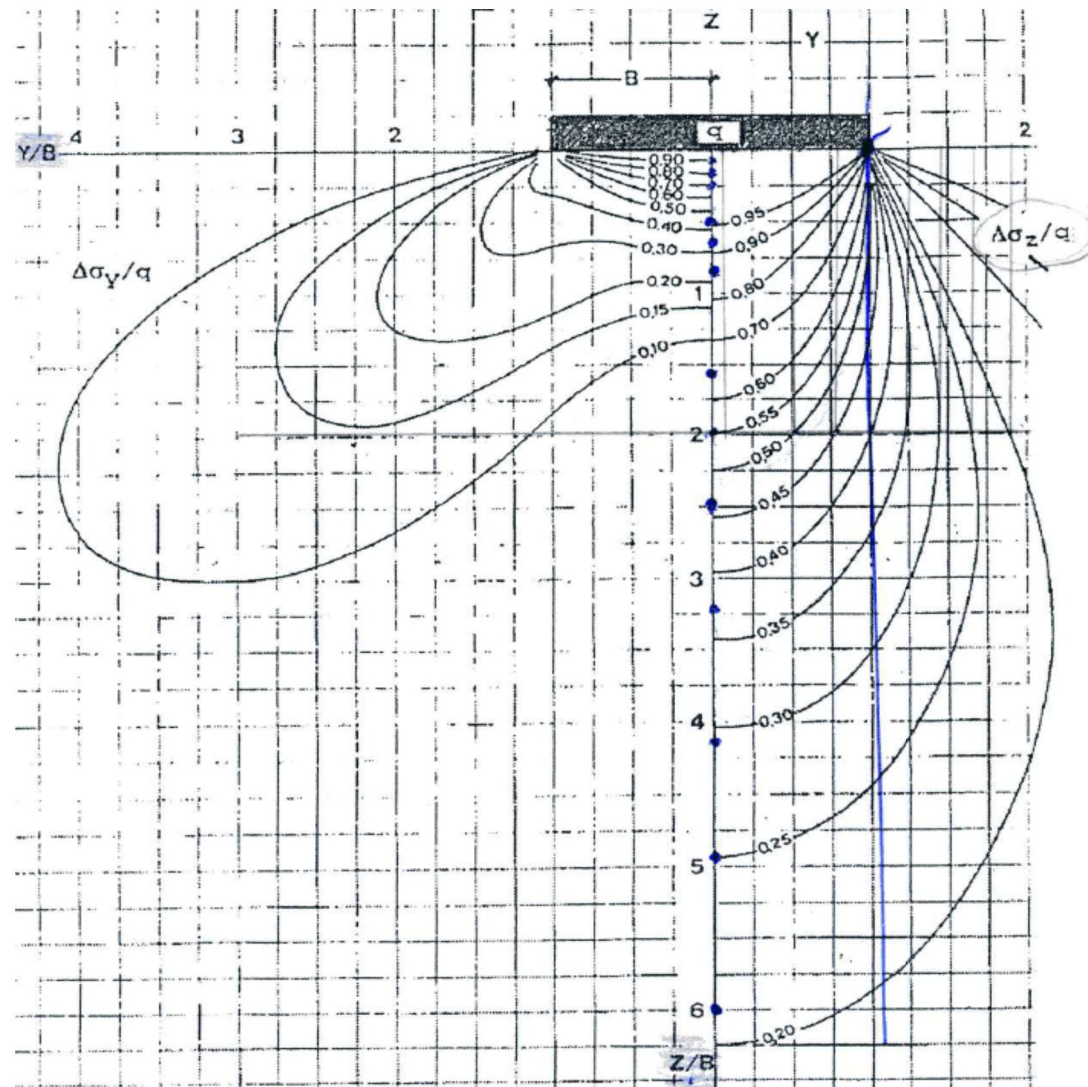
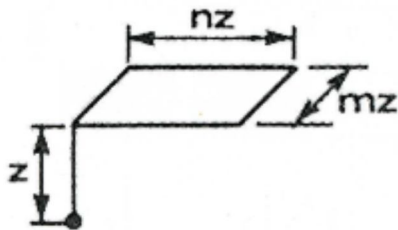
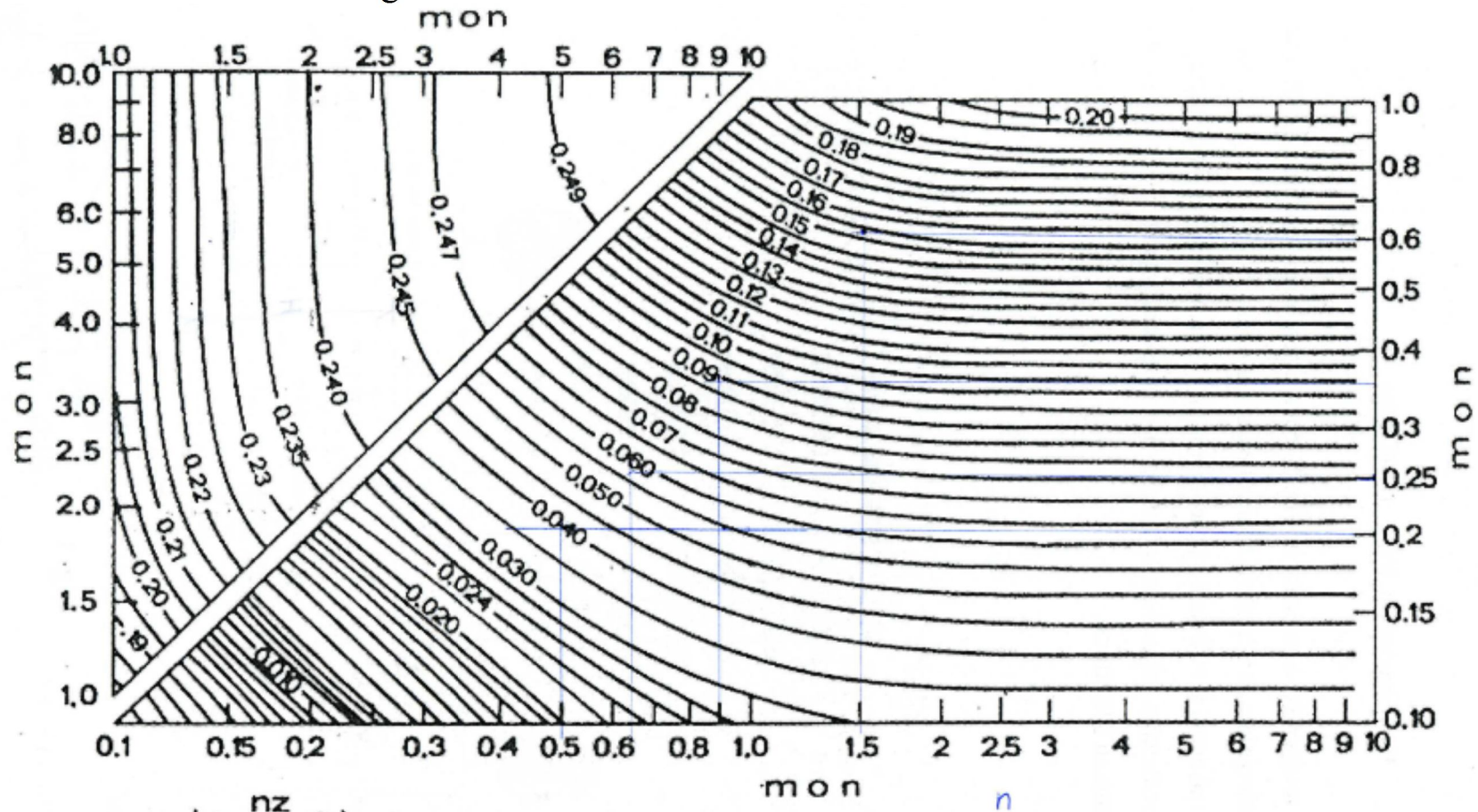
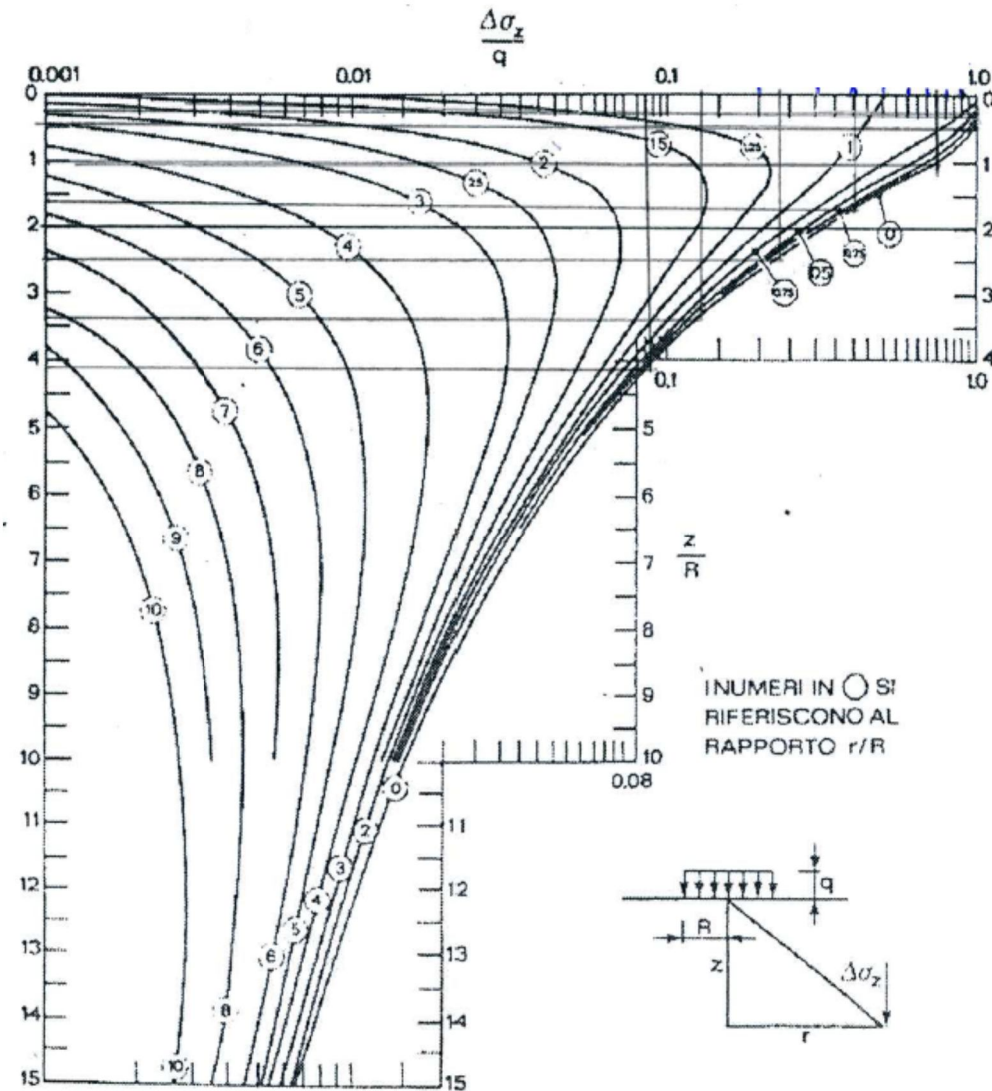


Grafico per il calcolo della tensione verticale indotta nel terreno in corrispondenza della verticale passante per lo spigolo di un'area di carico rettangolare.



$$\Delta\sigma_z = q \cdot f(m, n)$$

Grafico per il calcolo della tensione verticale indotta nel terreno in corrispondenza della verticale passante per il centro di un'area di carico circolare.



MODELLO MECCANICO DEL TERRENO IMPLEMENTATO IN NUANS

Il calcolo della variazione di tensioni indotti nel terreno di fondazioni da un carico esterno, in NUANS è basato su due differenti teorie:

METODO DI BOUSSINESQ

Le relazioni implementate sono le seguenti:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3}{2} \frac{P}{PIG} \frac{z^2}{R^5}$$
$$R^2 = r^2 + z^2$$

dove r e z sono la posizione del punto desiderato in coordinate cilindriche con origine nel punto di applicazione della forza.

METODO DI WESTERGAARD

Le relazioni implementate sono le seguenti:

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{2PIG} \frac{\sqrt{(1-2\nu)(2-2\nu)}}{z^2 \left[\frac{(1-2\nu)}{(2-2\nu)} + \left(\frac{r}{z}\right)^2 \right]^{\frac{3}{2}}}$$

dove r e z sono la posizione del punto desiderato in coordinate cilindriche con origine nel punto di applicazione della forza.

Il coefficiente di Poisson ν viene calcolato come segue:

$$k_0 = (1 - \sin(\varphi))$$

Per terreni normal-consolidati

$$k_0 = (1 - \sin(\varphi)) \text{OCR}^{\sin(\varphi)}$$

Per terreni sovra-consolidati

$$\nu = k_0 / (1 + k_0)$$

Nel caso di plinti viene usato l'integrale su una impronta rettangolare secondo l'espressione:

$$\begin{aligned}R_1 &= L^2 + z^2 \\R_2 &= B^2 + z^2 \\R_3 &= \sqrt{(L^2 + B^2 + z^2)} \\ \Delta\sigma_z &= \frac{q}{2PIG} \left(\arctan\left(\frac{LB}{zR_3}\right) + \frac{LBz}{R_3} \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}\right) \right)\end{aligned}$$

Con questa espressione si ottiene la pressione al vertice del rettangolo di lati L e B. La pressione al centro viene calcolata come somma di quattro rettangoli di lati B/2 e L/2.

Nel caso di plinti sui quali agisca un momento, viene considerata una riduzione delle dimensioni:

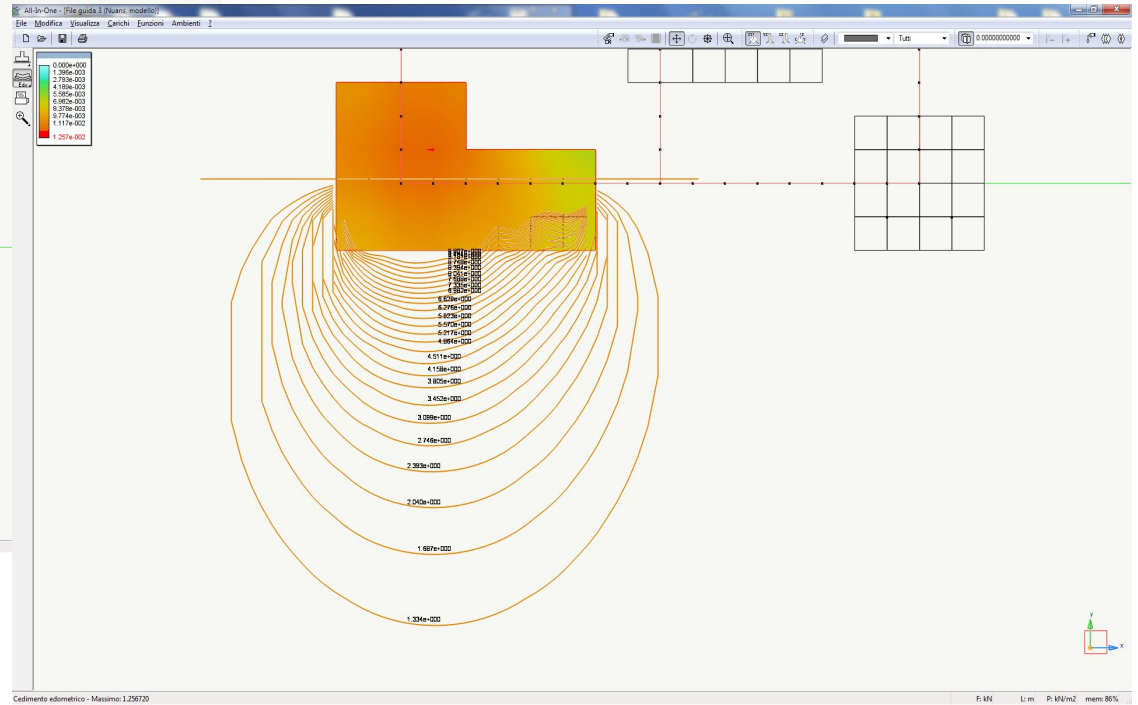
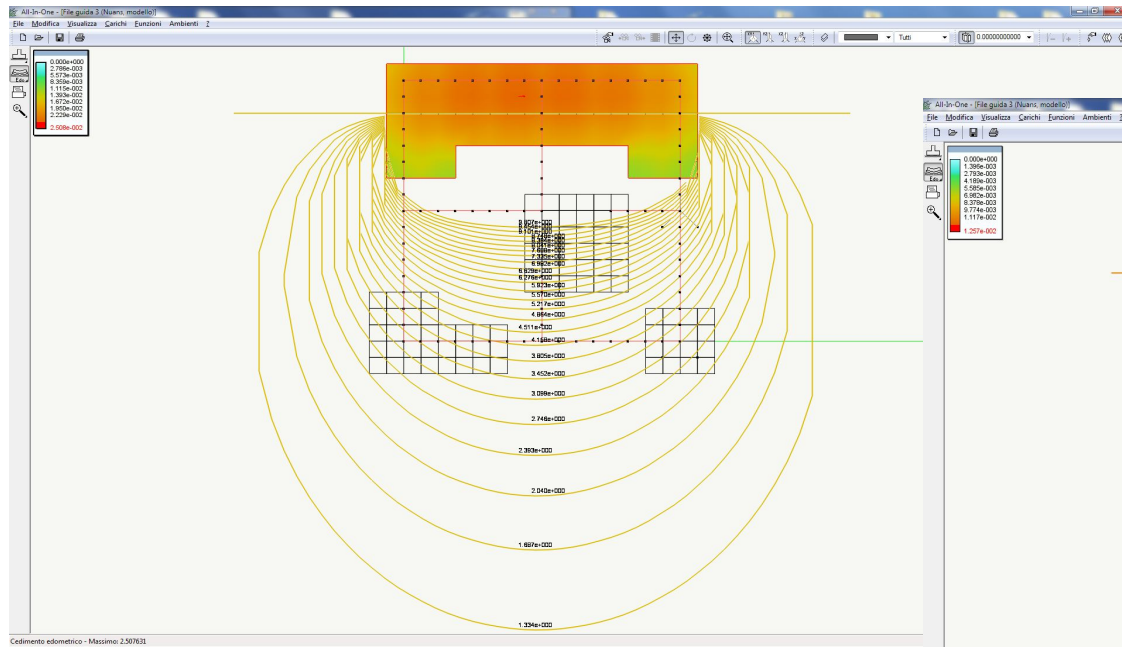
$$\begin{aligned}\mathbf{L}' &= \mathbf{L} - 2 \mathbf{e}_L \\ \mathbf{B}' &= \mathbf{B} - 2 \mathbf{e}_B\end{aligned}$$

con B ed H dimensioni del plinto ed e_b e e_h eccentricità del carico.

Si noti che con tale metodo, nel caso di solo momento in assenza di carico assiale, le tensioni sono nulle.

Nel caso di trave o platea, viene eseguita una integrazione considerando i carichi agenti su una serie di areole ove si considera la distanza dal punto ove si vuole ottenere la tensione tramite le sopra riportate espressioni di Boussinesq e Westergaard.

RAPPRESENTAZIONI



Bulbo delle pressioni

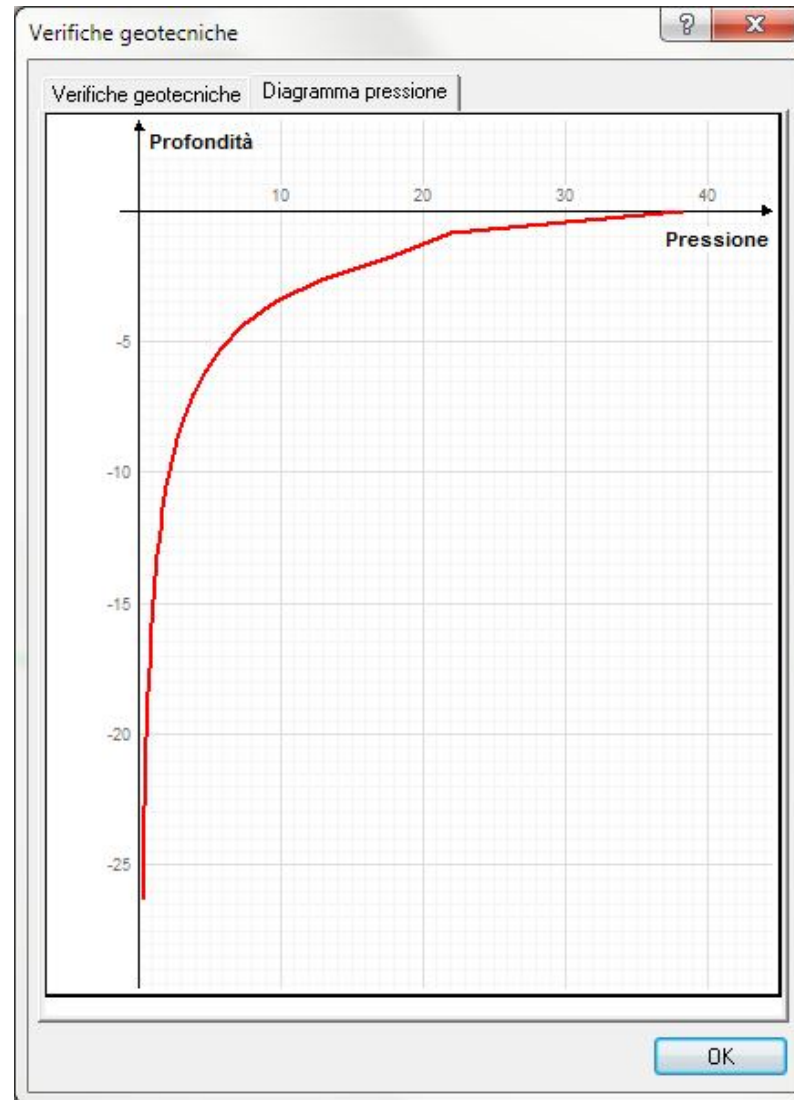


Diagramma degli incrementi di pressione lungo una verticale

**VALUTAZIONE CAPACITA' PORTANTE DI
FONDAZIONI SUPERFICIALI**

- CALCOLO CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO PER CARICHI ESTERNI VERTICALI:

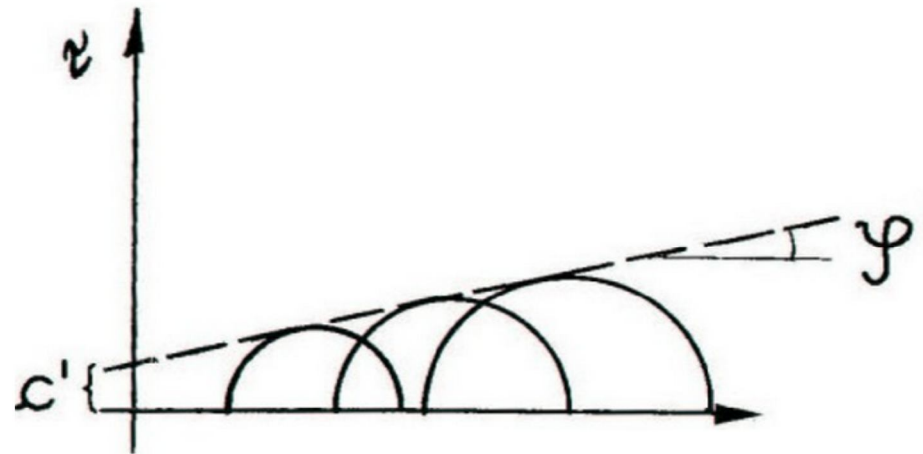
Il calcolo della capacità portante in NUANS è basato sulla nota formula trinomia o di Terzaghi:

Formulazione generale:

$$q_{ult} = c N_c + q_0 N_q + 0.5 B \gamma N_\gamma$$

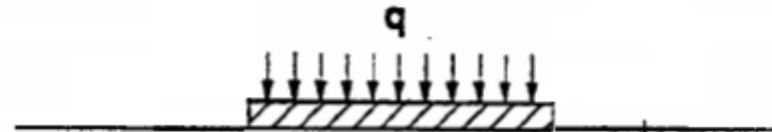
CONTRIBUTI STORICI ALLA FORMULAZIONE DELLA PORTANZA DEL TERRENO

Il criterio di rottura dei terreni segue la legge sul piano di Mohr (τ / σ):



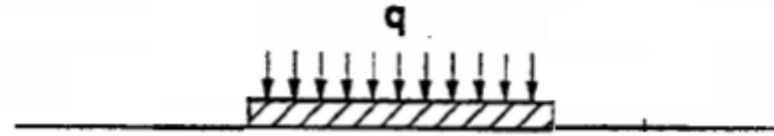
$$\tau = c + \text{tg } \varphi \times \sigma$$

Ma generalizzare tale legge alla situazione di carico applicato da una fondazione, non è immediato:

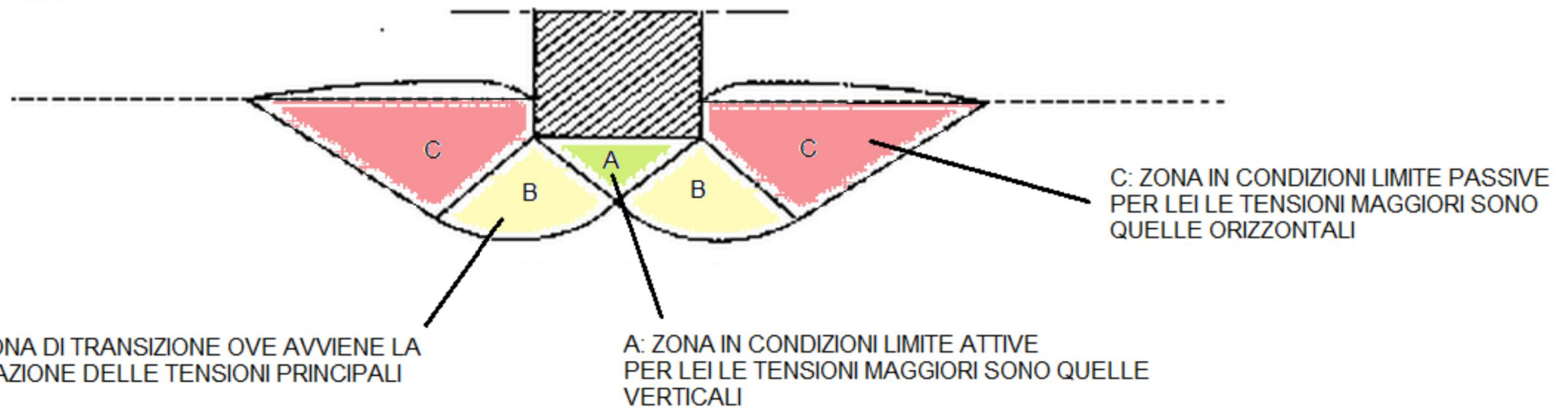


1° Contributo > Prandtl

Studiò il problema di un'impronta di carico agente su un "Mezzo rigido plastico perfetto privo di peso proprio":



Soluzione:



Da questo si arriva al primo contributo:

$$q_{ult} = c N_c$$

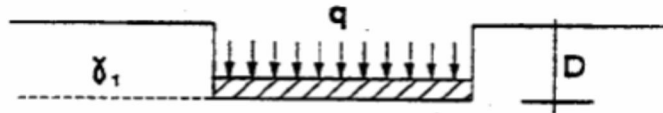
c = coesione del mezzo

N_c = funzione esponenziale dell'angolo di attrito del mezzo

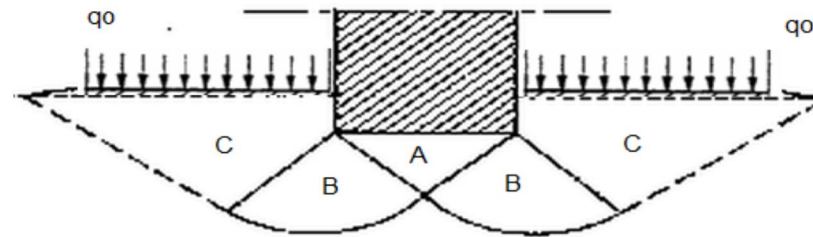
In tale approccio è fondamentale poter contare sul contributo coesivo.

2° Contributo > Caquot

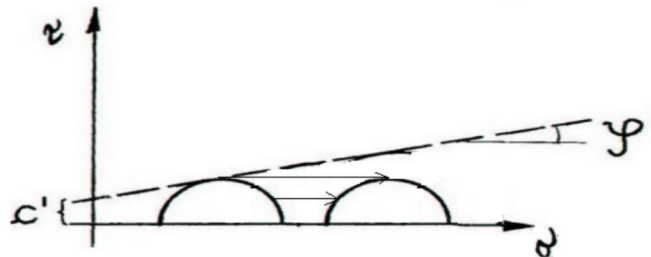
Proseguendo dal risultato di Prandtl considerò che la fondazione applica il carico non a livello del piano campagna, ma più in profondità:



la presenza del rinterro ai fianchi della fondazione costituisce un carico che incrementa il carico limite:



- essendo il mezzo "coesivo" ma anche "attritivo" nel cuneo C, avremo $\sigma_v > 0$ sul piano di Mohr il cerchio trasla, ed aumenta il margine di sicurezza;
- stesso effetto si ottiene in B, ove si avranno delle tensioni perpendicolari alla superficie di rottura, che contribuiscono a traslare il cerchio in avanti, e ad aumentare il margine di sicurezza;



Da questo si arriva a:

$$q_{ult} = c N_c + q_0 N_q$$

N_c e N_q = funzioni esponenziali dell'angolo di attrito del mezzo

3° Contributo > Terzaghi

Terzaghi considerò che il mezzo è anche dotato di peso proprio .

Il peso proprio:

- varia con la profondità;
- avrebbe un'interazione con gli altri contributi;

In tal caso il problema diverrebbe complesso, pertanto determinato il contributo alla resistenza del peso proprio, questo viene sommato agli altri due, trascurando qualunque effetto di trascinamento tra i tre termini:

$$q_{ult} = c N_c + q_0 N_q + 0.5 B \gamma N_\gamma$$

γ = peso proprio del terreno

B = larghezza impronta di carico

N_c, N_q, N_γ = funzioni esponenziali dell'angolo di attrito del mezzo.

Altri contributi:

Per rendere la relazione generalizzata ed applicabile ad ogni situazione, nel tempo sono stati aggiunti dei coefficienti o sono state fornite espressioni diverse per i fattori N, che modificano la relazione di Terzaghi, inoltre per il terreno essendo un mezzo plurifase, abbiamo una relazione differente tra le condizioni a Breve termine in condizioni non drenate (B.T. in C.N.D.) ed a lungo termine in condizioni drenate (L.T. in C.D.):

Portanza in Condizioni drenate:

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Portanza in Condizioni non drenate (si trascura il comportamento attritivo, $\phi=0$):

$$q_{ult} = 5.14 c_u \times s_c' \times d_c' \times i_c' + q$$

dove:

q è la pressione litostatica sul piano di posa.

N_c è il fattore di portanza che tiene conto del comportamento coesivo del terreno

N_q è il fattore di portanza che tiene conto dell'incremento alla portanza dovuto alla eventuale presenza di un rinfianco laterale di terreno, alla fondazione

N_γ è il fattore di portanza che tiene conto della resistenza dovuta al comportamento attritivo del terreno

s è il fattore di forma che tiene conto della reale impronta della fondazione

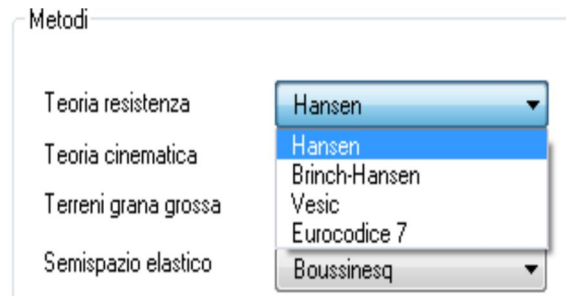
d è il fattore che tiene conto della profondità

i è il fattore che tiene conto dell'inclinazione del carico

A seconda della teoria applicata i coefficienti sopra elencati assumono un diverso valore.

TEORIE PER IL CALCOLO DELLA PORTANZA IMPLEMENTATE IN NUANS

- Hansen
- Brinch-Hansen
- Vesic
- Eurocodice 7



Tutti i metodi applicano le relazioni sopra introdotte:
Portanza in Condizioni drenate:

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Portanza in Condizioni non drenate (si trascura il comportamento attritivo, $\phi=0$):

$$q_{ult} = 5.14 c_u \times s_c' \times d_c' \times i_c' + q$$

Ciò che differisce è la relazione per il calcolo dei vari coefficienti.

METODO HANSEN

I coefficienti proposti dal metodo di Hansen sono i seguenti.

$$N_q = \tan^2 (45 + \varphi/2) e^{(\pi \tan \varphi)}$$

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

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \varphi$$

s,d,i, in condizioni drenate:

	s	d	i
c	$1 + [(N_q B)/(N_c L)]$	$1 + 0.4 \beta$	$i_q - [(1 - i_q)/(N_q - 1)]$
q	$1 + B/L \tan \varphi$	$1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \beta$	$\{1 - [(0.5H)/(V + A_f c \cot \varphi)]\}^5$
γ	$1 - 0.4 B/L$	1	$\{1 - [(0.7H)/(V + A_f c \cot \varphi)]\}^5$

A_f = Area fondazione

c = coesione

H e V = rispettivamente, componente orizzontale e verticale del carico

s,d,i, in condizioni non drenate:

$$s_c' = 1 + 0.2 B/L$$

$$d_c' = 1 + 0.4 D/B \text{ (se } D < B)$$

e

$$d_c' = 1 + 0.4 \arctan D/B \text{ (se } D > B)$$

$$i_c' = 0.5 \times [1 + (1 - H/A_f c)^{0.5}]$$

Il metodo di Hansen per le C.D. forniscono i risultati più cautelativi.

In C.N.D. tutti I metodi forniscono lo stesso risultato tranne il metodo EC 7.

METODO BRINCH-HANSEN

I coefficienti proposti da Brinch-Hansen sono i seguenti.

$$N_q = \tan^2 (45 + \varphi/2) e^{(\pi \tan \varphi)}$$

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

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \varphi$$

s,d,i, in condizioni drenate:

	s	d	i
c	1+0.2 k	$d_q - [(1-d_q)/(N_c \operatorname{tg}(\varphi))]$	$i_q - [(1-i_q)/(N_q - 1)]$
q	1+0.1 k	$1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \beta$	$\{1 - [H/(V + A_f c \cot \varphi)]\}^m$
γ	1 + 0.1 k	1	$\{1 - [H/(V + A_f c \cot \varphi)]\}^{m+1}$

A_f = Area fondazione

c = coesione

H e V = rispettivamente, componente orizzontale e verticale del carico

s,d,i, in condizioni non drenate:

$$s_c' = 1 + 0.2 B/L$$

$$d_c' = 1 + 0.4 D/B \text{ (se } D < B)$$

$$d_c' = 1 + 0.4 \arctan D/B \text{ (se } D > B)$$

$$i_c' = 0.5 \times [1 + (1 - H/A_f c)^{0.5}]$$

Il metodo di Brinch-Hansen in C.D. fornisce il secondo risultato più cautelativo.

In C.N.D. tutti I metodi forniscono lo stesso risultato tranne il metodo EC 7.

METODO DI VESIC

I coefficienti proposti da Vesic sono i seguenti.

$$N_q = \tan^2 (45 + \varphi/2) e^{(\pi \tan \varphi)}$$

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

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \varphi$$

s,d,i, in condizioni drenate:

	s	d	i
c	$1 + [(N_q B)/(N_c L)]$	$d_q - [(1 - d_q)/N_c \tan(\varphi)]$	$i_q - [(1 - i_q)/(N_q - 1)]$
q	$1 + (B/L) \tan(\varphi)$	$1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \beta$	$\{1 - [H/(V + A_f c \cot \varphi)]\}^m$
γ	$1 - 0.4 B/L$	1	$\{1 - [H/(V + A_f c \cot \varphi)]\}^{m+1}$

A_f = Area fondazione

c = coesione

H e V = rispettivamente, componente orizzontale e verticale del carico

s,d,i, in condizioni non drenate:

$$s_c' = 1 + 0.2 B/L$$

$$d_c' = 1 + 0.4 D/B \quad (\text{se } D < B)$$

$$d_c' = 1 + 0.4 \arctan D/B \quad (\text{se } D > B)$$

$$i_c' = 1 - [(m \times H)/(B \times L \times c_u \times V)]$$

Il metodo di Vesic in C.D. fornisce il risultato meno cautelativo.

In C.N.D. tutti I metodi forniscono lo stesso risultato tranne il metodo EC 7.

METODO EC 7

I coefficienti proposti da Eurocodice 7 sono i seguenti.

$$N_q = \tan^2 (45 + \varphi/2) e^{(\pi \tan \varphi)}$$

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

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \varphi$$

s,d,i, in condizioni drenate:

	s	d	i
c	$s_q [(1-s_q)/(N_q-1)]$	$d_q - [(1-d_q)/N_c \operatorname{tg}(\varphi)]$	$i_q - [(1-i_q)/(N_q-1)]$
q	$1 + \sin(\varphi) B/L$	$(1-h \tan \varphi)^2$	$\{1 - [H/(V + A_f c' \cot \varphi)]\}^m$
γ	$1 - 0.3 B/L$	$(1-h \tan \varphi)^2$	$\{1 - [H/(V + A_f c' \cot \varphi)]\}^{m+1}$

A_f = Area fondazione

c = coesione

H e V = rispettivamente, componente orizzontale e verticale del carico

q = 0 = Angolo di inclinazione del carico proiettato sul P.F. rispetto alla direzione del lato L

h = angolo inclinazione del carico espresso in radianti

s,d,i, in condizioni non drenate:

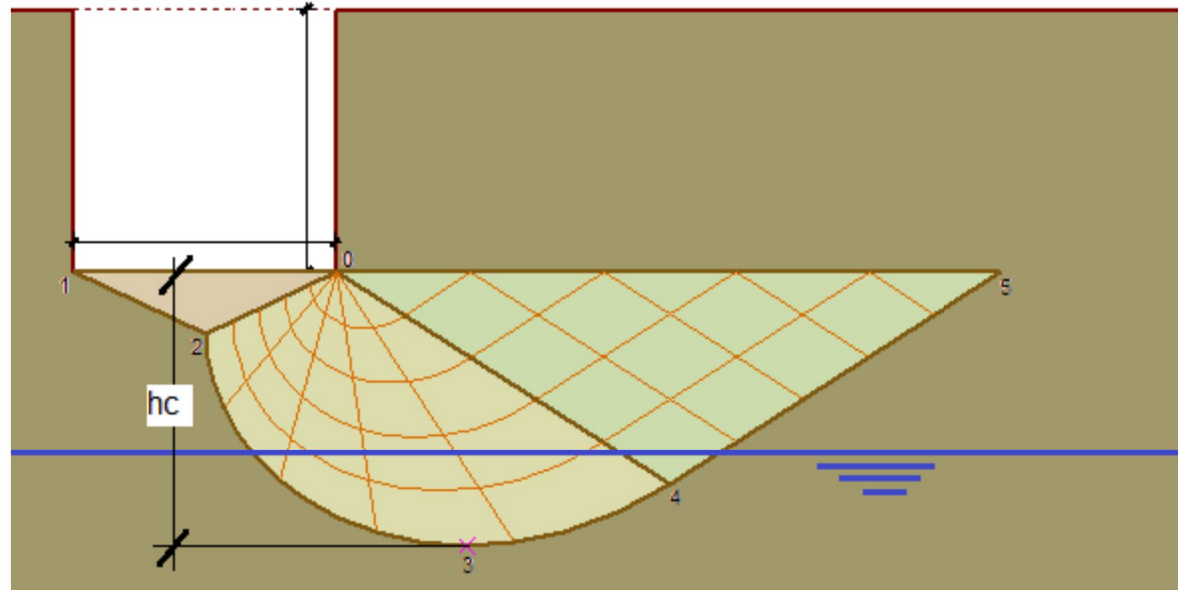
$$s_c' = 1 + 0.2 B/L$$

$$d_c' = 1 - [2h/(\pi + 2)]$$

$$i_c' = 0.5 \times [1 + (1 - H/A_f c)^{0.5}]$$

Il metodo EC 7 in C.N.D. fornisce il risultato più cautelativo, mentre per le C.D. fornisce il terzo risultato più cautelativo.

In tutti i metodi di calcolo della portanza, nel caso la falda idrica interessi il cuneo di fondazione, viene impiegato un peso specifico medio ottenuto come media pesata fino alla profondità h_c del cuneo:



La profondità del cuneo è valutata tramite la seguente relazione:

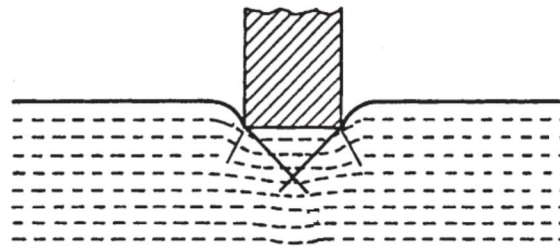
$$h_c = B/2 \tan(45^\circ + \varphi/2)$$

h_c è direttamente proporzionale all'angolo φ

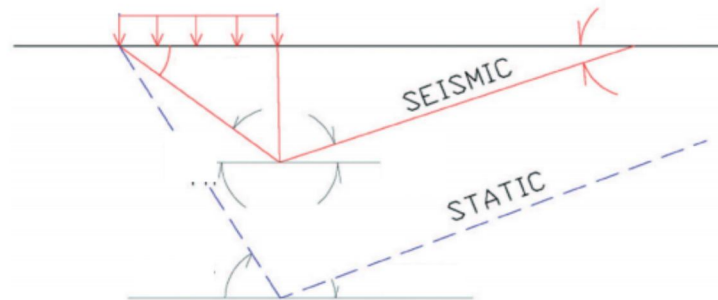
FENOMENI DI RIDUZIONE DELLA PORTANZA

Oltre ai coefficienti sopra esposti che rendono più generalizzabile la formula trinomia, si sono aggiunte altre teorie volte a tenere conto del comportamento del terreno in condizioni specifiche:

- **Punzonamento:** nei terreni molto compressibili (sabbie sciolte o argille molle che presentano un alto valore di C_c), la rottura della fondazione avviene per la formazione di piani di taglio verticali senza generare superfici di scorrimento. In tal caso la rottura avviene per un carico minore del carico determinato dalla formula trinomia.



- **Effetti cinematici:** le forze d'inerzia generate dall'evento sismico, che interessano le masse della sovrastruttura e del terreno, in presenza di litologia sabbiosa modificano sensibilmente quella che è la portata di una fondazione superficiale rispetto alla sua normale condizione di sollecitazione statica.



In NUANS è possibile tenere conto della riduzione della portanza per tali fenomeni.

CALCOLO DELLA RIDUZIONE DELLA PORTANZA PER PUNZONAMENTO

Il metodo implementato per il Punzonamento richiede di calcolare:

- l'indice di rigidezza del terreno (I_r);
- l'indice critico di rigidezza ($I_{r,crit}$);

se quest'ultimo è maggiore dell'indice di rigidezza del terreno si deve considerare una portanza ridotta dai fattori ψ_i .

Per determinare il modulo di resistenza a taglio si impiegano le seguenti relazioni:

Modulo elastico tangenziale viene determinato secondo la seguente procedura:

$$G = E / (2 (1+\nu))$$

$$\nu = k_0 / (1+k_0)$$

$$k_0 = (1 - \sin(\varphi))$$

Per terreni normal-consolidati

$$k_0 = (1 - \sin(\varphi)) \text{OCR}^{\sin(\varphi)}$$

Per terreni sovra-consolidati

Indice di rigidezza del terreno:

$$I_r = G / (c' + \sigma' \text{tg}(\varphi))$$

σ' = tensione litostatica efficace alla profondità $(D + B/2)$ dal piano campagna

Calcolo **Indice di rigidezza critico:**

$$I_{r,crit} = 1/2 \times e^{[(3,3-0,45 \times B/L) \times \text{ctg}(45^\circ - (\varphi/2))]}$$

se risulta

$$I_r < I_{r,crit}$$

la portanza viene ridotta per punzonamento

Metodi

Teoria resistenza	Hansen
Teoria cinematica	Hansen
Terreni grana grossa	Brinch-Hansen
	Vesic
	Eurocodice 7
Semispazio elastico	Boussinesq

Punzonamento considerato in portanza

Calcolo dei coefficienti riduttivi della portanza :

- In condizioni drenate

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

$$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_c \operatorname{tg}(\varphi)}$$

- In condizioni non drenate ($\varphi=0$)

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

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

Può capitare di avere $\psi_c > 1,00$, in tal caso viene assunto $\psi_c = 1,00$

I fattori ψ_γ , ψ_q e ψ_c vengono impiegati come moltiplicatori riduttivi dei corrispondenti fattori della formula trinomia.

CALCOLO DELLA RIDUZIONE DELLA PORTANZA PER EFFETTI CINEMATICI

Nel caso si voglia considerare l'effetto del sisma sulla portanza, si possono considerare gli effetti cinematici, costituiti dalle sollecitazioni indotte nel terreno dall'azione sismica, Le azioni inerziali che inducono un aggravio di sollecitazioni trasmesse dalla sovrastruttura al terreno tramite le fondazioni vengono già considerate nell'analisi sismica effettuata sulla struttura.

Si impiegano due metodi, selezionabili, che consentono di determinare tre coefficienti che modificano i termini dell'equazione trinomia come segue.

METODO PAOLUCCI e PECKER

Prevede il calcolo dei coefficienti di riduzione con le seguenti relazioni:

$$z_c = 1 - 0.36 k_h$$
$$z_q = z_\gamma = 1 - \frac{k_h}{\tan \varphi}$$

dove $k_h = a_{h,\max} / g$

con $a_{h,\max}$ accelerazione spettrale per il periodo del primo modo. Questo valore è automaticamente ricavato dall'analisi e non deve essere assegnato.

I fattori z_γ , z_q e z_c vengono impiegati come moltiplicatori riduttivi dei corrispondenti fattori della formula trinomia.

METODO MAUGERI e NOVITA'

Prevede il calcolo dei coefficienti di riduzione con le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned}z_c &= 1 \\z_q &= 1 + a_1 k_h^2 + a_2 k_h \\z_g &= 1 + a_3 k_h\end{aligned}$$

$$a_1 = 43.29 \tan^3(\varphi) - 105.8 \tan^2(\varphi) + 81.09 \tan(\varphi) - 19.91$$

$$a_2 = -2,8 \tan^3(\varphi) + 6.66 \tan^2(\varphi) - 4.61 \tan(\varphi) + 0.35$$

$$a_3 = 7.23 \tan^3(\varphi) - 18.39 \tan^2(\varphi) + 15.22 \tan(\varphi) - 5.39$$

I fattori z_γ , z_q e z_c vengono impiegati come moltiplicatori riduttivi dei corrispondenti fattori della formula trinomiale.

- CALCOLO CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO PER CARICHI ESTERNI ORIZZONTALI:

Il calcolo della capacità portante a scorrimento in NUANS è basato sul comportamento attritivo e coesivo del terreno:

- In condizioni drenate

$$\mathbf{S_{ult\ C.D.} = c' + \sigma_v \tan (\varphi)}$$

- In condizioni non drenate ($\varphi=0$)

$$\mathbf{S_{ult\ C.N.D.} = c_u}$$

- CALCOLO DEI CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Il calcolo dei cedimenti per le fondazioni superficiali, risulta molto rilevante quando si affrontano strutture che hanno un alto grado di iperstaticità:

$$F = K \times \delta$$

se K è grande, ad ogni minimo valore di δ si riscontreranno elevati valori di F = sollecitazioni indotte sulla struttura.

Il calcolo del cedimento delle fondazioni superficiali implementato in NUANS, prevede 4 diversi metodi:

- | | |
|--|------------------------------------|
| - CEDIMENTO ELASTICO | (adatto a tutti i tipi di terreno) |
| - CEDIMENTO EDOMETRICO | (adatto a terreni a grana fine) |
| - CEDIMENTO CON METODO DI SCHMERTMANN | (adatto a terreni a grana grossa) |
| - CEDIMENTO CON METODO DI BURLAND-BURBIDGE | (adatto a terreni a grana grossa) |

- CEDIMENTO ELASTICO

Tale metodo si basa sul considerare il terreno un mezzo elastico.

Il Calcolo in NUANS viene eseguito nel seguente modo:

Assunzioni:

- Il cedimento elastico è ottenuto per integrazione su intervalli in profondità di $0.25 B$ dove B è il lato minore della fondazione.
- Assegnando più di uno strato, l'integrazione tiene conto della variazione delle caratteristiche del terreno nei diversi strati.
- La profondità limite dell'integrazione è quella dove le pressioni si riducono sotto il 5% del carico.
- Se si supera la profondità massima assegnata con le stratigrafie, si assume che tale strato continui per profondità indefinita.
- Per le platee, la larghezza minore B viene calcolata valutando gli assi principali d'inerzia della geometria della platea.

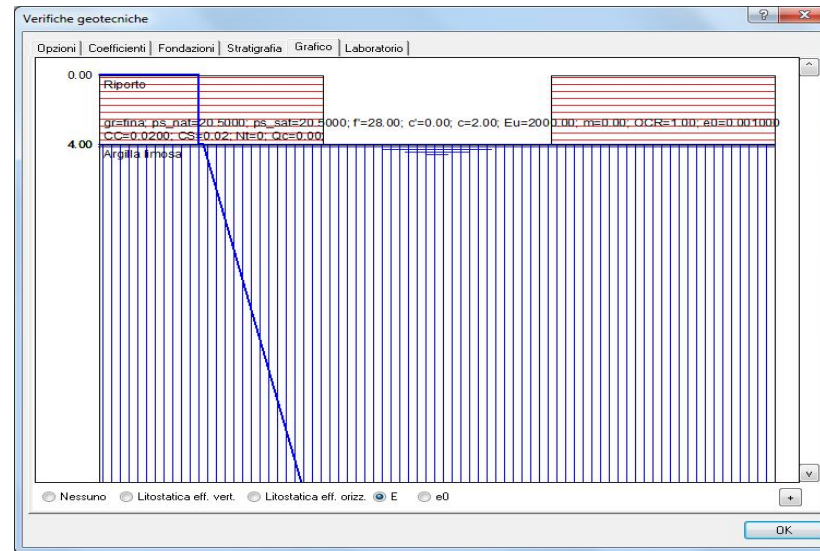
Il **cedimento totale S** è ottenuto per integrazione delle deformazioni di intervalli in profondità come segue:

$$S = \int \Delta\sigma_z \frac{(1-\nu^2)}{E(z)} dz$$

Il modulo di elasticità si assume variare in ogni singolo strato con la legge lineare:

$$E = E_0 + m z$$

Dove E_0 è il valore al livello superiore dello strato, assegnato nella stratigrafia, ed m è un coefficiente lineare egualmente assegnato per ogni strato.



Il coefficiente di Poisson ν non è richiesto sia assegnato, ma viene calcolato come segue:

$$k_0 = (1 - \sin(\varphi))$$

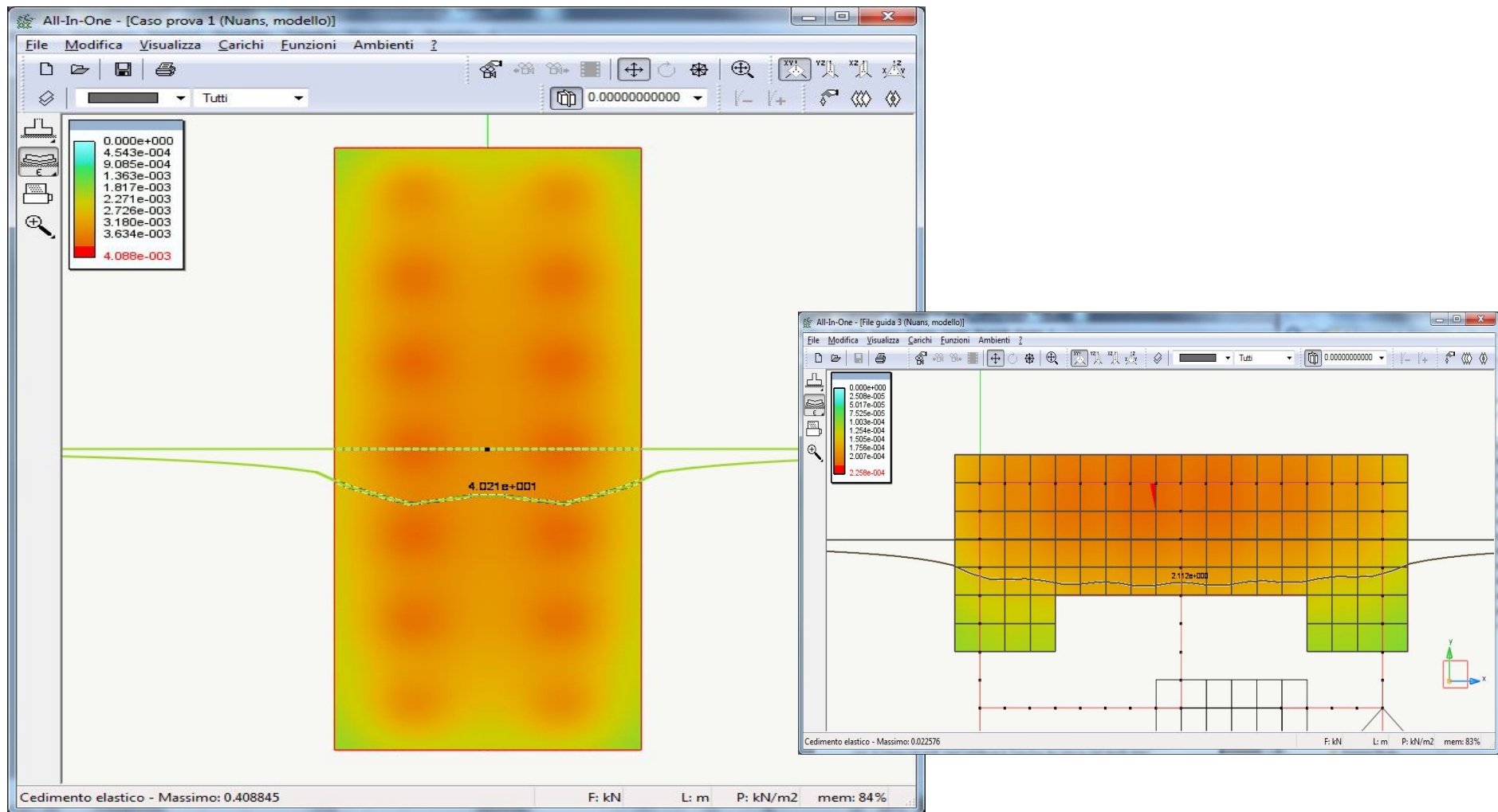
$$k_0 = (1 - \sin(\varphi)) \text{OCR}^{\sin(\varphi)}$$

Per terreni normal-consolidati

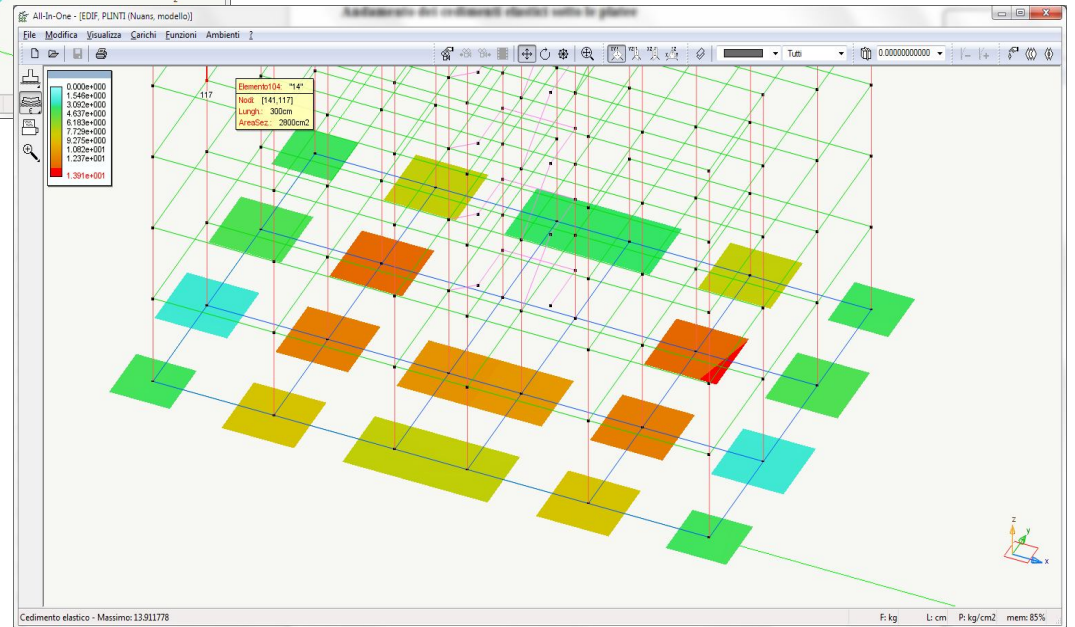
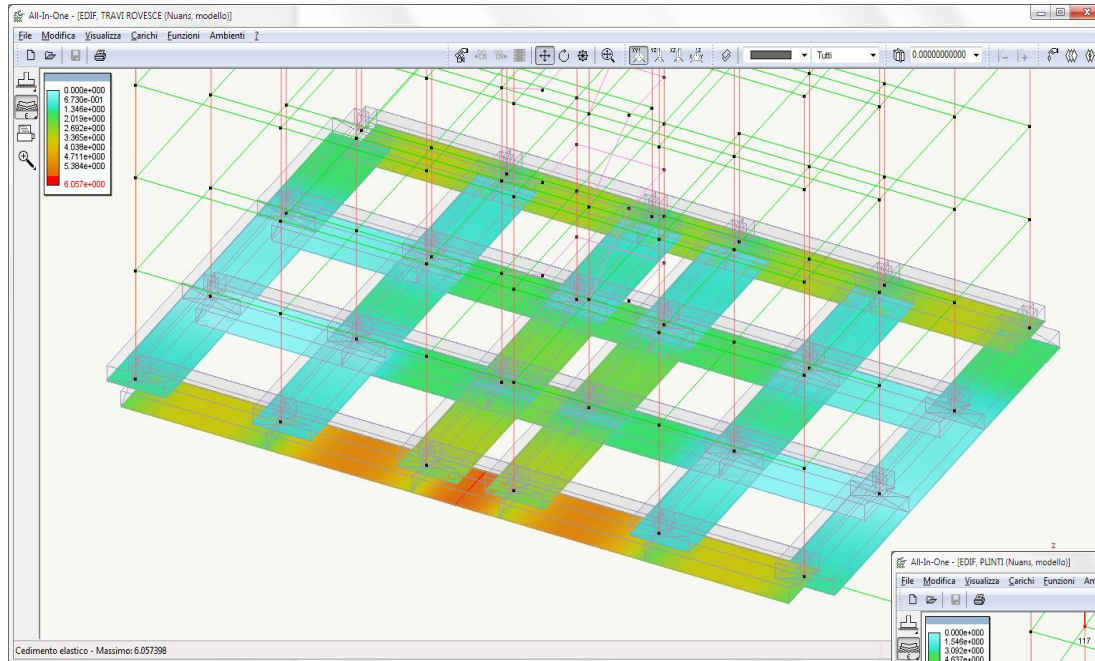
Per terreni sovra-consolidati

$$\nu = k_0 / (1 + k_0)$$

RAPPRESENTAZIONI



Andamento dei cedimenti elastici sotto le platee



Andamento dei cedimenti elastici sotto travi rovesce e plinti

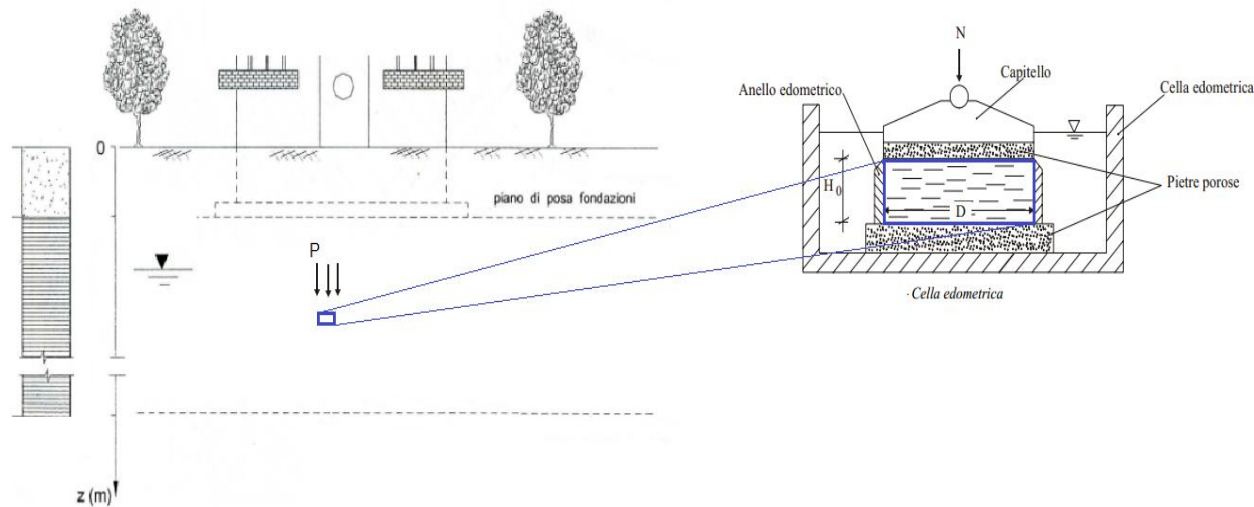
- CEDIMENTO EDOMETRICO

Tale metodo si basa sul considerare il terreno sotto la fondazione, come se si trovasse in condizioni edometriche.

Condizioni edometriche:

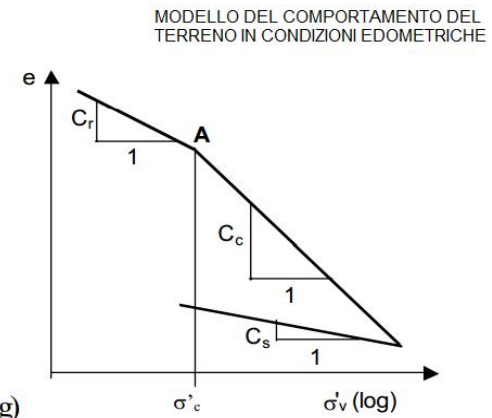
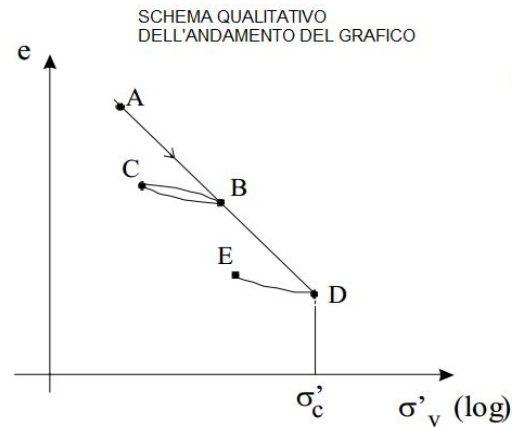
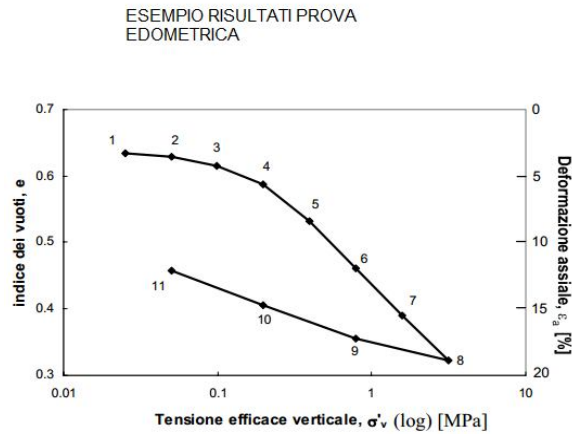
- Terreno saturo
- Deformazioni orizzontali impedite (Deformaz. volumetriche coincidenti con le deformaz. assiali verticali)
- Pressione verticale uguale in tutti i punti
- Pressione orizzontale legata alla pressione verticale tramite il coefficiente k_0

Tali condizioni si riferiscono alle condizioni di un provino in una cella edometrica, che a sua volta cerca di riprodurre le condizioni reali di un elementino di terreno posto ad una certa profondità:



Risultati significativi:

Legame tra **indice dei vuoti e_o** / **tensioni efficaci verticali σ'_v**



Definizione del **Grado di sovraconsolidazione O.C.R.**:

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{vo}}$$

Definizione dei due indici:

Indice di compressibilità: C_c

Indice di rigonfiamento: C_s

Leggi che governano il comportamento deformativo del terreno (variazione e_o) in condizioni edometriche:

Per terreni normalmente consolidati (O.C.R. = 1)

Per terreni sovra-consolidati (O.C.R. > 1)

$$e_{0i} = e_{0p} - C_c \log_{10} \sigma'_{vof} / \sigma'_{voi}$$

$$e_{0i} = e_{0p} - C_s \log_{10} \sigma'_{vof} / \sigma'_{voi}$$

Il Calcolo in NUANS viene eseguito nel seguente modo:

Assegnazioni richieste:

- O.C.R.: Grado di sovra-consolidazione del terreno = $\sigma'_{vmax} / \sigma'_{vattuale}$;
- Indice dei vuoti (e_0);
- Indice di rigonfiamento (C_s);
- Indice di compressibilità (C_c);

Calcoli eseguiti:

Se si assegna un valore nullo per e_0 , viene calcolato come segue:

$$e_0 = w * \gamma_{dry} / \gamma_{wat}$$

con w = contenuto d'acqua.

Il valore di e_0 assegnato è riferito al punto medio dello strato (P), per i punti medi dei sottostrati di calcolo il programma calcola il valore di e_0 con le seguenti relazioni:

Per terreni normalmente consolidati	$e_{0i} = e_{0p} - C_c \log_{10} \sigma'_{voi} / \sigma'_{vop}$
Per terreni sovra-consolidati	$e_{0i} = e_{0p} - C_s \log_{10} \sigma'_{voi} / \sigma'_{vop}$

La pressione di consolidazione è calcolata tramite: $\sigma'_c = \text{OCR} \Delta\sigma'_v$.

L'incremento di pressione efficace $\Delta\sigma'_v$, la pressione litostatica σ'_{v0} , vengono calcolati, come precedentemente esposto.

Il cedimento edometrico è ottenuto sommando i cedimenti ΔH dei singoli strati di spessore H .

per $\sigma'_c = \sigma'_{v0}$

$$\Delta H = b C_c \log_{10} a$$

per $\sigma'_c > \sigma'_{v0}$

$$\Delta H = b C_s \log_{10} a$$

per $(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v) > \sigma'_c > \sigma'_{v0}$

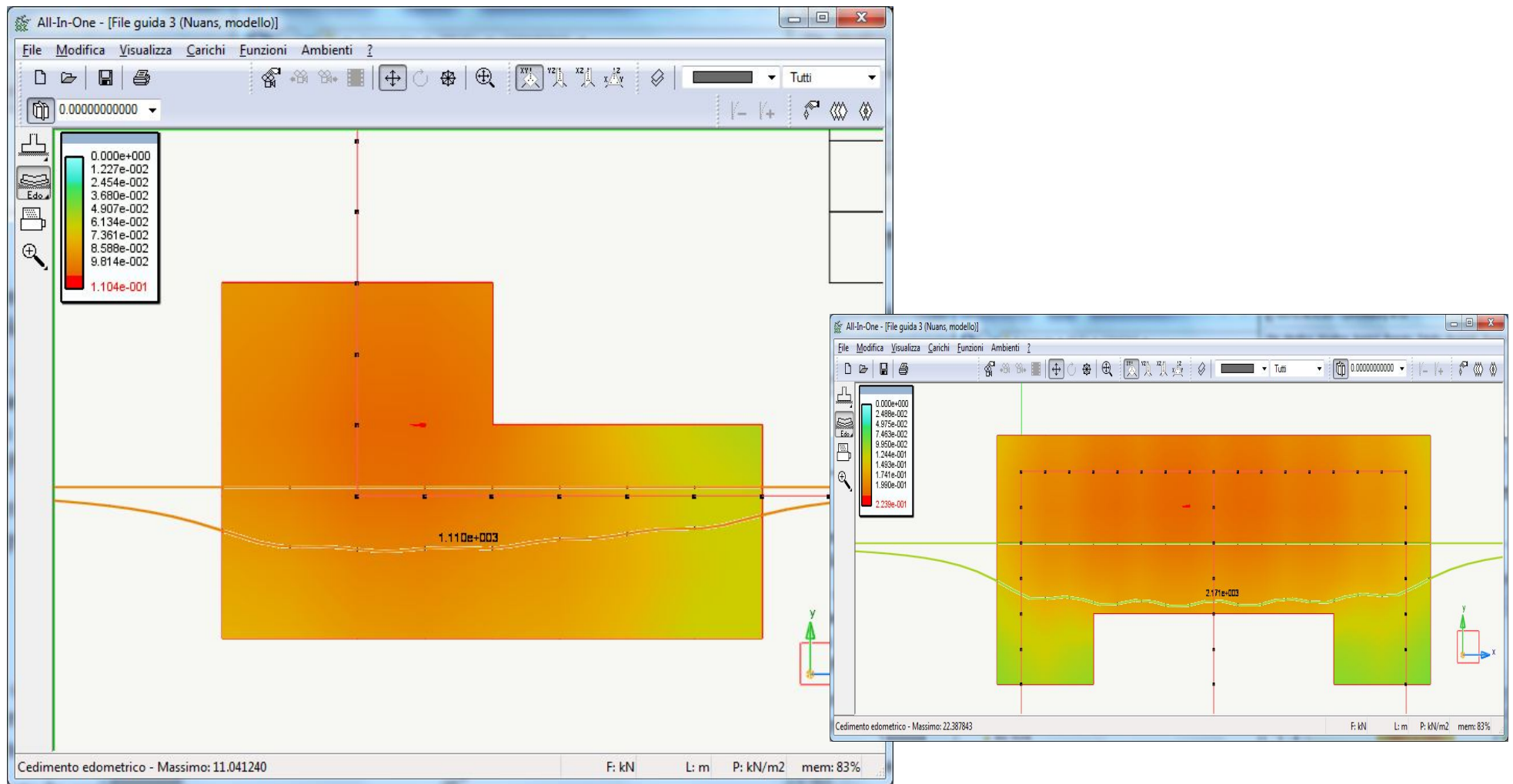
$$\Delta H = b \left(C_s \log_{10} \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} + C_c \log_{10} a \right)$$

dove:

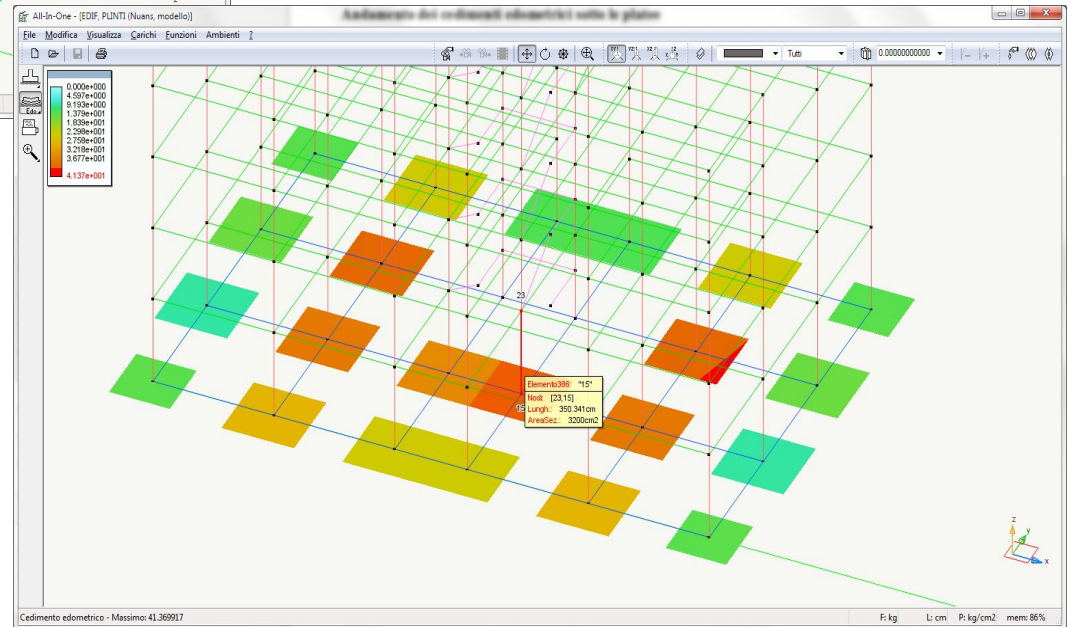
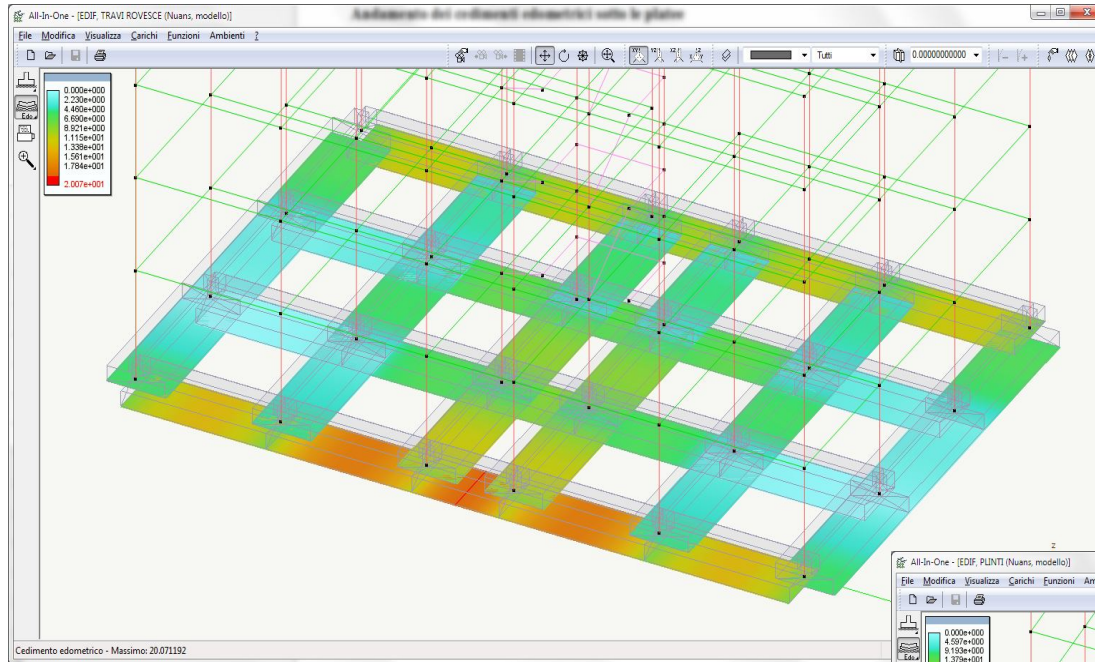
$$a = \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}$$
$$b = \frac{H}{1 + e_0}$$

Questo metodo è applicato per tutti i tipi di fondazione superficiale.

RAPPRESENTAZIONI



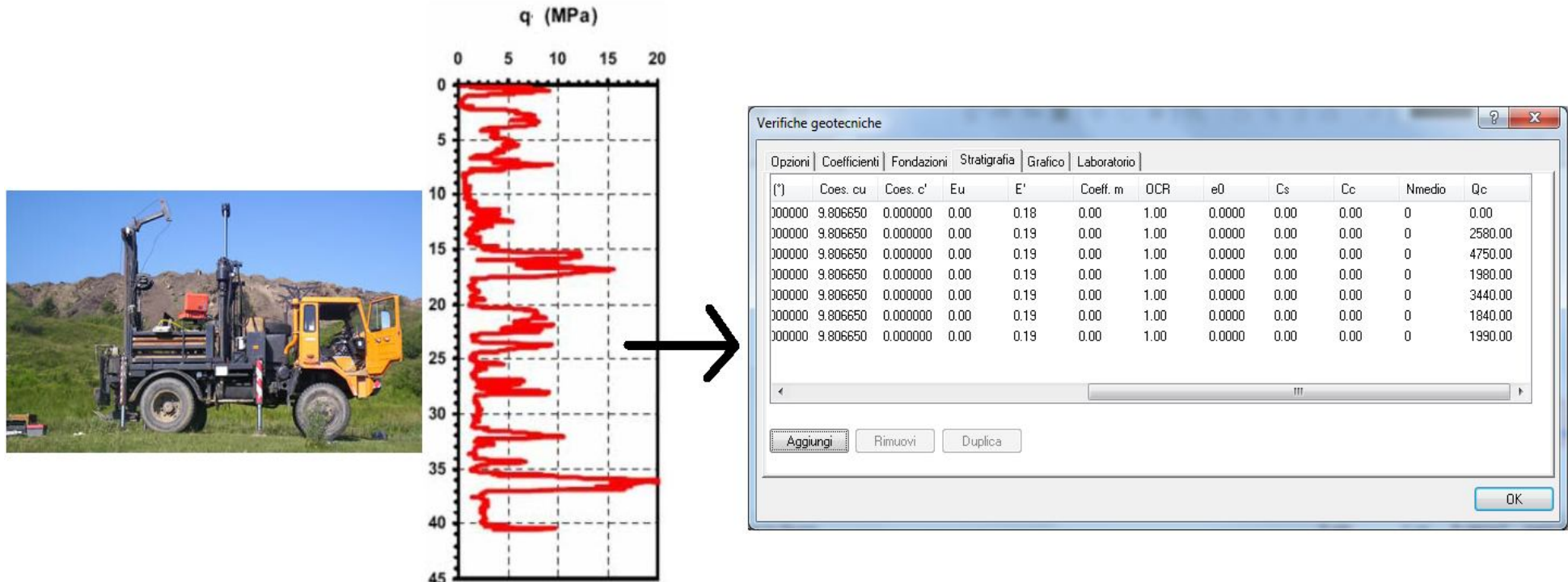
Andamento dei cedimenti edometrici sotto le platee



Andamento dei cedimenti elastici sotto travi rovesce e plinti

- CEDIMENTO CON METODO DI SCHMERTMANN

Metodo valido per terreni a grana grossa, si avvale dei risultati delle prove penetrometriche statiche (C.P.T.):



Valori di q_c forniti circa ogni 20.0 cm, da questi deve ricavarsi una stratigrafia equivalente con sottostrati caratterizzati da un q_c medio.

Il calcolo del cedimento con il Metodo di Schmertmann prevede il calcolo del cedimento S di ogni strato tramite l'applicazione della seguente relazione:

$$S = \frac{C_1 C_2}{C_3} \Delta p \sum_0^{z_2} \frac{I_z \Delta z}{q_c}$$

Dove:

$$C_1 = 1 - 0.5 \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta p}$$
$$C_2 = 1 + 0.2 \log_{10}(10 t)$$
$$C_3 = 3.5 B/L$$

con:

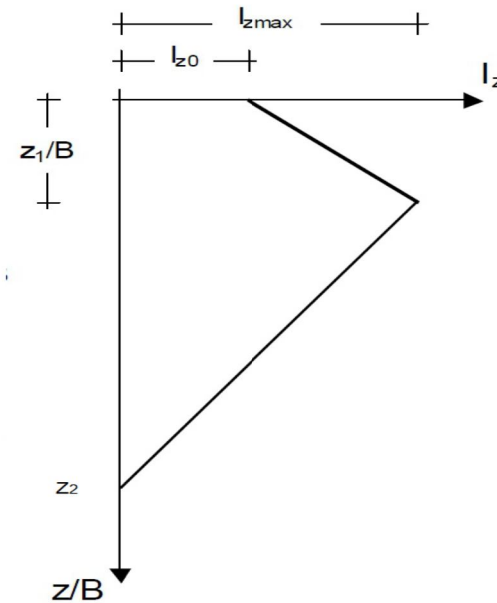
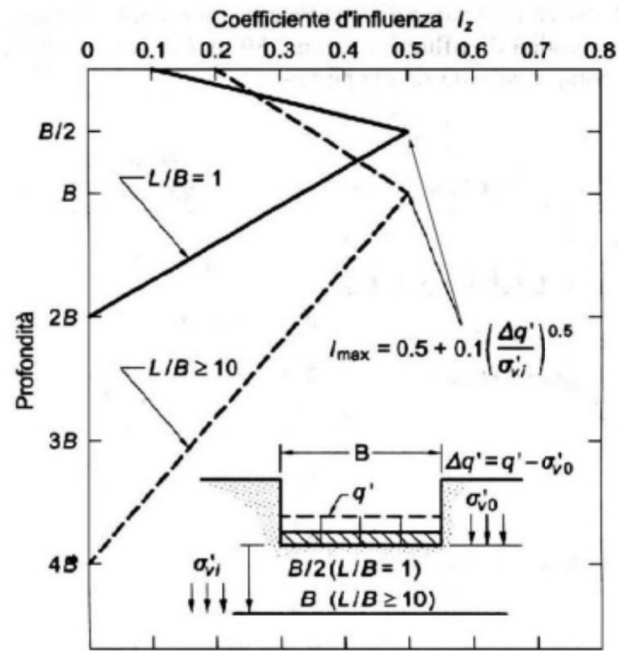
σ'_{v0} = tensione litostatica alla quota del piano di fondazione

t tempo in anni

Δp pressione netta applicata dalla fondazione ovvero la pressione trasmessa dalla fondazione decurtata della pressione efficace sul piano di posa.

Il cedimento totale è ottenuto come somma dei cedimenti dei vari strati.

Il fattore di influenza I_z ha l'andamento di una spezzata come in figura:



con vertice della spezzata a profondità z_1 ed ampiezza I_{\max} con parametri definiti:

$$I_0 = 0.2 - 0.1 B/L$$

$$z_1 = (1 - 0.5 B/L) B$$

$$z_2 = (4 - 2 B/L) B$$

$$I_{\max} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\Delta q / \sigma'_{v0}} > 0.5$$

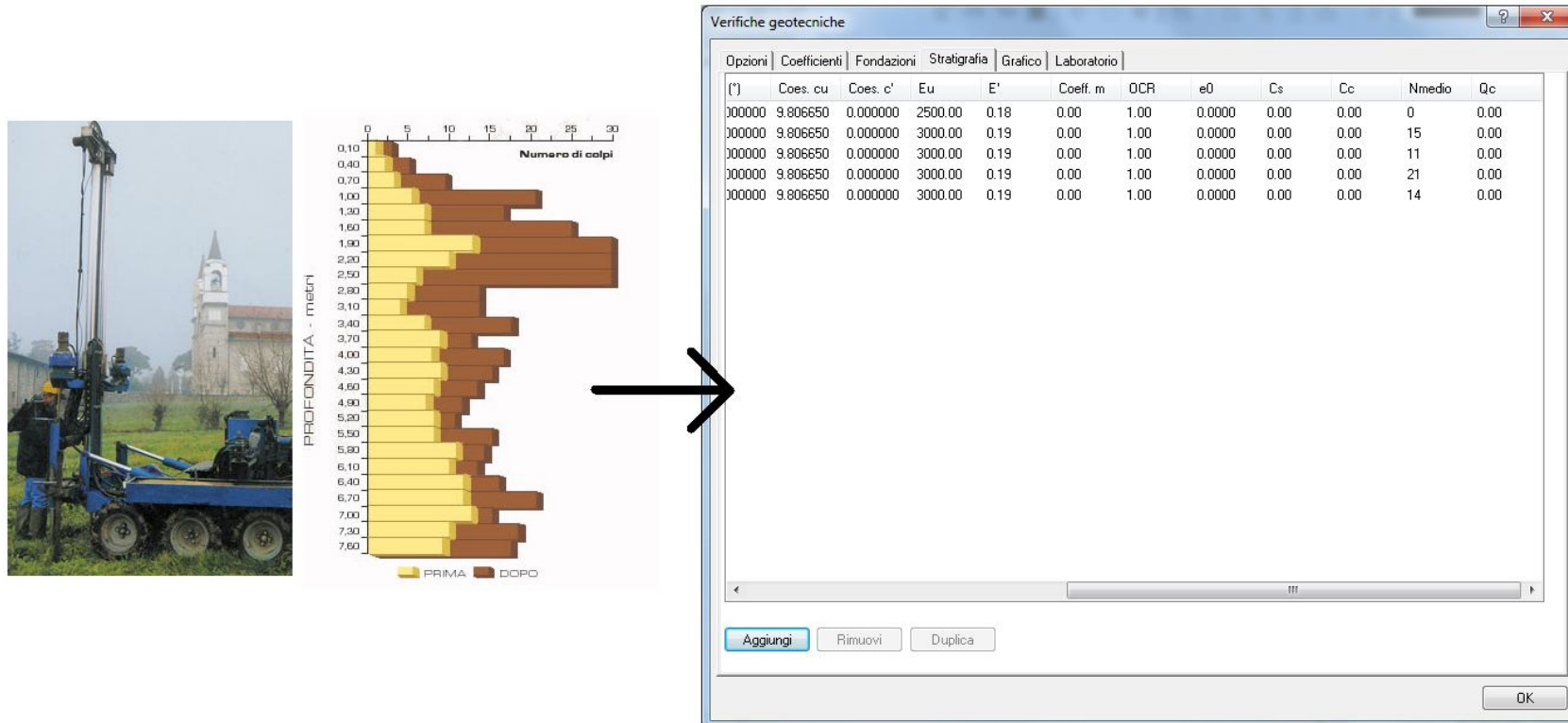
Pertanto:

$$I_z = I_0 + (I_{\max} - I_0) z / z_1 \quad (\text{per } z < z_1)$$

$$I_z = I_{\max} (z_2 - z) / (z_2 - z_1) \quad (\text{per } z_1 < z < z_2)$$

- CEDIMENTO CON METODO DI BURLAND-BURBIDGE

Metodo valido per terreni a grana grossa, si avvale dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche (S.P.T.):



Valori del Numero di colpi (Nspt) lungo più verticali, da questi deve ricavarsi una stratigrafia equivalente con sottostrati caratterizzati da un **N medio**.

Il calcolo del cedimento con il Metodo di Burland-Burbidge prevede il calcolo del cedimento istantaneo S di ogni strato tramite l'applicazione della seguente relazione:

$$S = f_s f_1 q B^{0.7} I_c$$

- q è il carico trasmesso dalla fondazione (espresso in kPa)
- B è l'impronta del carico (espressa in m)

Il cedimento così calcolato sarà espresso in mm

Gli altri coefficienti hanno la seguente espressione:

- f_s , fattore di forma

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

- f_1 , fattore di spessore

$$f_1 = \frac{H_s}{Z_1} \left(2 - \frac{H_s}{Z_1} \right)$$

- H_s = spessore del sottostrato a grana grossa (espresso in m)
- $Z_1 = B^{0.763}$ è la profondità di influenza (espressa in m)

se $H_s > Z_1$ si assume $f_1 = 1.0$

- I_c , indice di compressibilità:

$$I_c = 1.71 / N'^{1.4}$$

N' è il valore medio corretto :

per sabbie molto fini o limose sotto falda:

$$N' = 15 + 0.5 (N_{SPT} - 15)$$

per ghiaie o sabbie ghiaiose:

$$N' = 1.25 N_{SPT}$$

Per tener conto della viscosità ed ottenere dal cedimento istantaneo calcolato sopra, il cedimento dopo un certo numero di anni (t), si applica un fattore correttivo f_t moltiplicandolo per il cedimento calcolato S :

$$f_t = 1 + R_3 + R_t \log_{10} t/3$$

Dove si assume che i carichi agiscano staticamente per cui i coefficienti assumono i seguenti valori

$$R_3 = 0.3$$

$$R_t = 0.2$$

**VALUTAZIONE CAPACITA' PORTANTE DI
FONDAZIONI PROFONDE**

- CALCOLO CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO PER FONDAZIONI PROFONDE:

Portanza ai carichi verticali

La portanza dei pali di fondazione è costituita da due contributi, il primo è la portanza alla punta del palo, e l'altro è la portanza per attrito laterale palo-terreno.

La relazione generale è:

$$\underline{Q_{ult}} = P_{max} \times A_{palo} + \pi D_{palo} \times \int_0^L S_{max} dz$$

A_{palo} = Area sezione del Palo

D_{palo} = Diametro del palo

P_{max} è la portanza alla punta ed è valutata nel seguente modo:

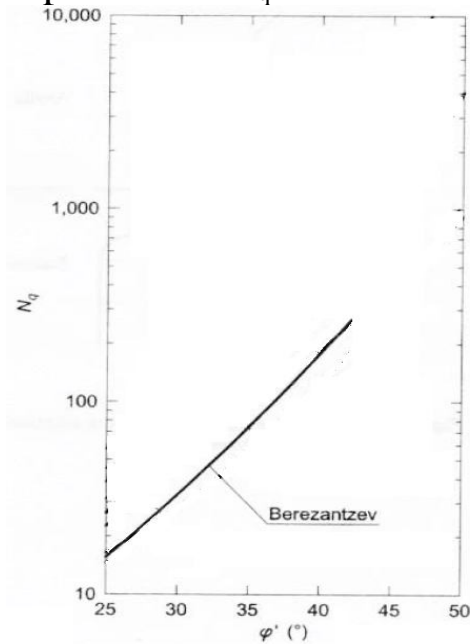
Portanza alla punta in Condizioni drenate

$$P_{\max} = \gamma' \times L \times N_q$$

γ' = peso specifico efficace del terreno

L = Lunghezza del palo

Il parametro N_q viene determinato in funzione di ϕ sull'abaco di Berezantzev riportato sotto



Portanza alla punta in Condizioni non drenate

$$P_{\max} = 9 \times c_u + \gamma' \times L$$

γ' = peso specifico efficace del terreno

L = Lunghezza del palo

c_u = coesione in condizioni non drenate

S_{max} è la portanza laterale ed è valutata nel seguente modo:

Portanza laterale in Condizioni drenate

$$S_{max} = \sigma' h \times \tan \delta$$

δ = angolo di attrito palo-terreno può al massimo essere assunto pari all'angolo ϕ

$\sigma' h$ = tensione orizzontale efficace valutata nel seguente modo = $\sigma' v \times K$

ove K è posto generalmente pari a:

Per pali trivellati:

$k_a = (1 - \sin(\phi)) / (1 + \sin(\phi)) = \text{Coefficiente di spinta attiva}$

Per pali infissi:

$k_p = (1 + \sin(\phi)) / (1 - \sin(\phi)) = \text{Coefficiente di spinta passiva}$

O un valore differente a seconda della tecnologia di palo utilizzata.

Portanza laterale in Condizioni non drenate

$$S_{max} = \alpha \times c_u$$

α è un coeff empirico che dipende dal tipo di terreno, dalla coesione non drenata, dal metodo di costruzione del palo, dai tempi, dalla profondità, dal cedimento del palo.

L'Associazione Geotecnica Italiana suggerisce di assumere i seguenti valori:

Tabella 17.5 - Valori indicativi del coefficiente di aderenza α per pali in terreni coesivi saturi

<i>Tipo di palo</i>	<i>Materiale</i>	c_u (kPa)	α	$\alpha c_{u,max}$ (kPa)
Infitto (senza asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	1	120
		25 - 50	0,85	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
	Acciaio	≤ 25	1	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
Trivellato (con asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	0,90	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,60	
		> 75	0,40	

L'Associazione Americana del Petrolio (A.P.I., 1984) consiglia di utilizzare la seguente relazione (c_u in kPa):

$$\begin{aligned}c_u < 25 & \quad \alpha = 1 \\25 < c_u < 75 & \quad \alpha = -0,01 c_u + 1,25 \\75 < c_u & \quad \alpha = 0,5\end{aligned}$$

Altri autori (Viggiani, 1999) suggeriscono invece (c_u in kPa):

per pali battuti:

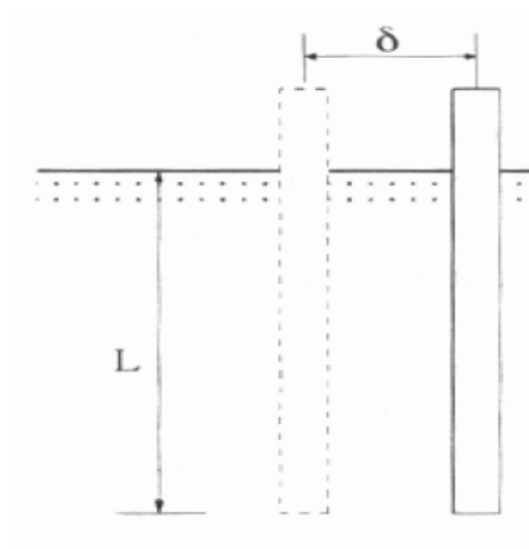
$$\begin{aligned}c_u < 25 & \quad \alpha = 1 \\25 < c_u < 70 & \quad \alpha = 1 - 0,011 (c_u - 25) \\70 < c_u & \quad \alpha = 0,5\end{aligned}$$

per pali trivellati:

$$\begin{aligned}c_u < 25 & \quad \alpha = 0,7 \\25 < c_u < 70 & \quad \alpha = 0,7 - 0,008 (c_u - 25) \\70 < c_u & \quad \alpha = 0,35\end{aligned}$$

Portanza ai carichi orizzontali

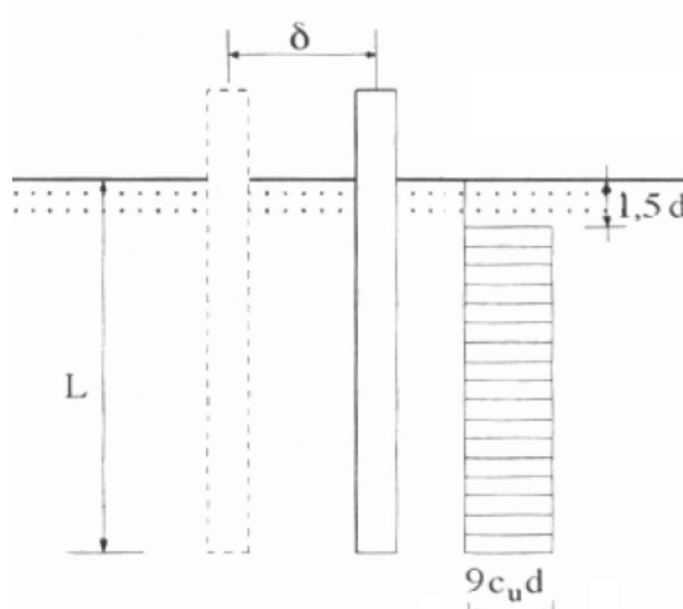
Per la valutazione della portanza dei pali rispetto ai carichi orizzontali si utilizza la teoria di Broms per il caso di pali che subiscono traslazioni rigide orizzontali.



In tali condizioni la portata viene valutata secondo i seguenti schemi:

Portanza in condizioni non drenate:

In condizioni non drenate la risposta orizzontale del terreno è valutata nel seguente modo:



d = diametro del palo

L = Lunghezza del palo

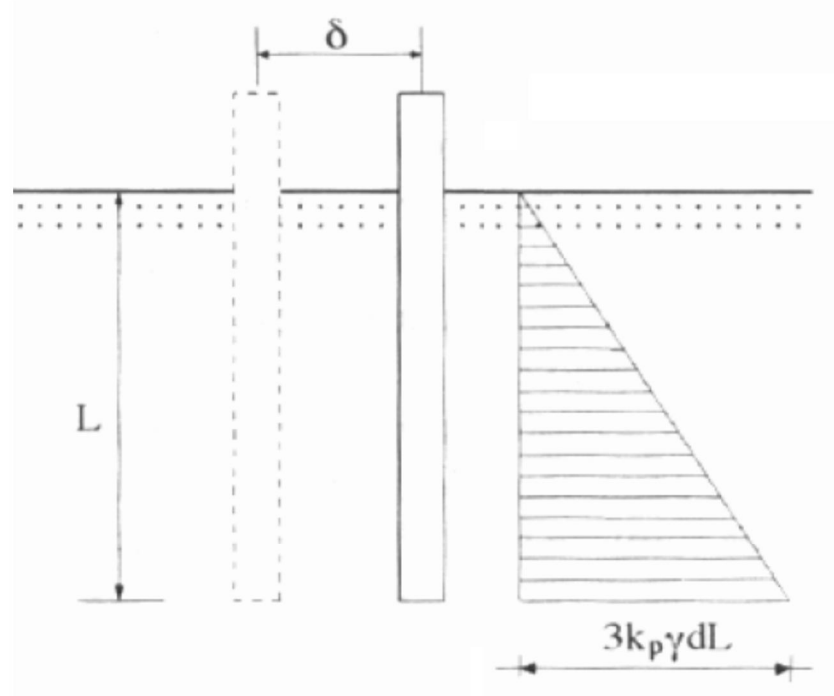
c_u = coesione in condizioni non drenate

Risultante della Portanza orizzontale in Condizioni non drenate

$$H_{\max} = (9 \times c_u \times d) \times (L - 1,5 d)$$

Portanza in condizioni drenate:

In condizioni drenate la risposta orizzontale del terreno è valutata nel seguente modo:



Risultante della Portanza orizzontale in Condizioni drenate

$$H_{\max} = (3 \times K_p \times \sigma'_{\text{base palo}} \times d) \times (L/2)$$

k_p = Coefficiente di spinta passiva

$\sigma'_{\text{base palo}}$ = Tensione efficace verticale calcolata alla base del palo riferite al piano di fondazione

d = diametro del palo

L = Lunghezza del palo

- CALCOLO DEI CEDIMENTI DI FONDAZIONI PROFONDE

Il cedimento elastico è ottenuto tramite la formulazione rigorosa (nei limiti dell'ipotesi di semispazio elastico) dovuta a Poulos e Davis e basata sulla equazione di Mindlin per il semispazio elastico.

Vengono eguagliati gli spostamenti del palo con quelli del suolo.

Si ottiene una espressione matriciale che fornisce le tensioni nel suolo, e da queste si risale agli spostamenti.

L'equazione matriciale è la seguente:

$$\rho = (I - k I_p I_s)^{-1} Y$$

ove:

- I_p e I_s sono le matrici che raccolgono i così detti “coefficienti di influenza” che sono i termini ottenuti per integrazione numerica delle equazioni differenziali che governano il problema.

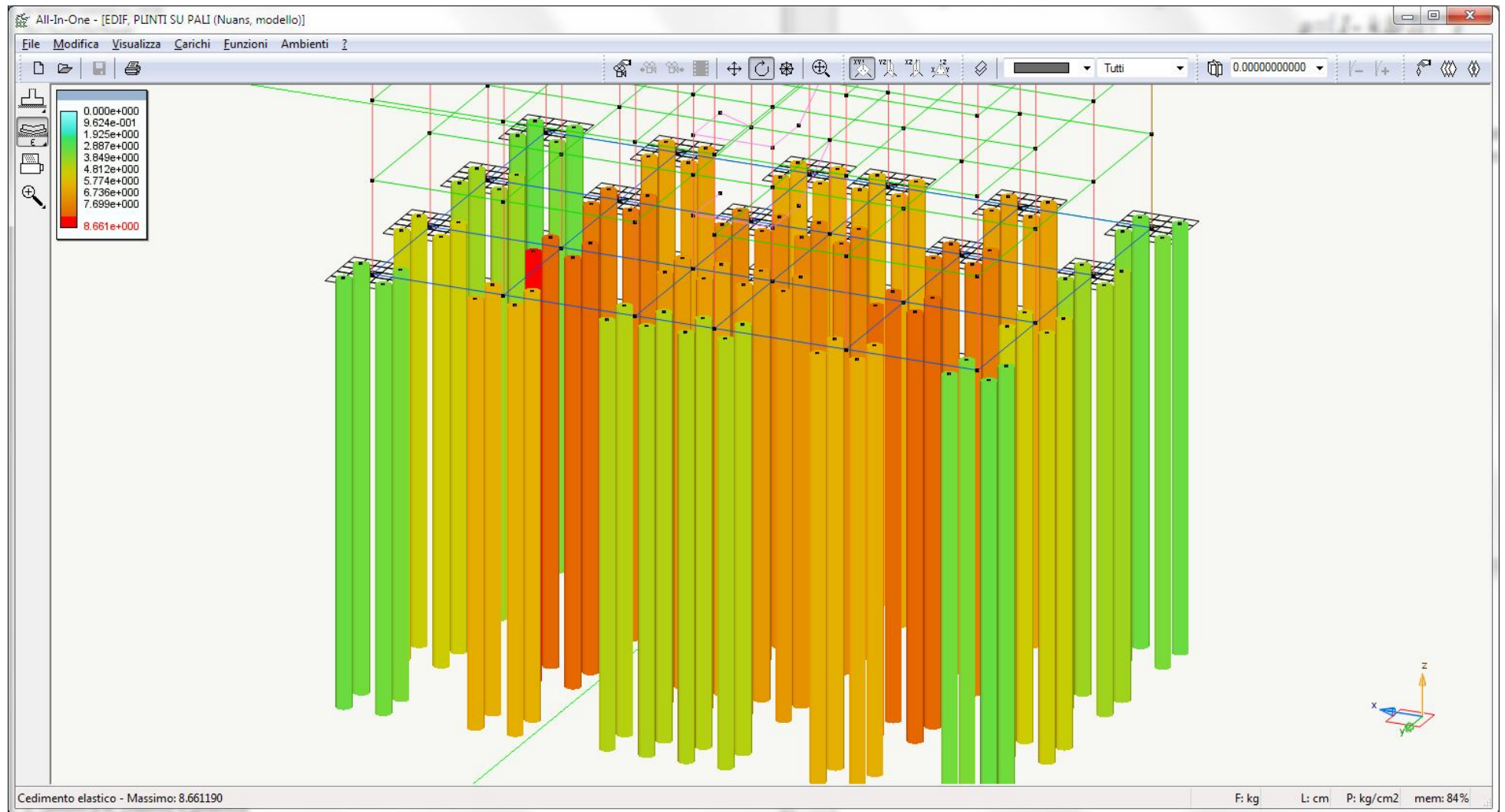
- Y è il vettore delle azioni esterne.

- k è un termine definito dalla seguente espressione

$$k = \frac{n^2}{4 \left(\frac{L}{d}\right)^2} \frac{E_p}{E_s}$$

- n è il numero degli intervalli di discretizzazione

RAPPRESENTAZIONI



Cedimento elastico dei pali



GRAZIE PER L'ATTENZIONE